

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



Université Batna 2  
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 : Ouvrages D'art En Zones Sismiques

*Thème:*

---

***ETUDE DES REMBLAIS DE GRANDE HAUTEUR  
REPOSANT SUR UNE COUCHE MOLLE RENFORCEE  
PAR COLONNES***

---

*Présenté par :*  
**RACHIDI Nouari**

*Soutenue le :* 04/05/2016

*Devant le jury composé de :*

Président de jury :	Mr. ABACHE KHALIFA	Professeur	Univ de Batna 2
Rapporteur :	Mr. KARECH TOUFIK	Professeur	Univ de Batna 2
Examineur :	Mr. DEMAGH RAFIK	MC(A)	Univ de Batna 2
Examineur :	Mr. BAHADI MOHAMMED	MC(A)	Univ de Batna 2

## **Remerciements**

Merci à ALLAH.

Je tiens tout d'abord à remercier Monsieur KARECHE TOUFIK pour avoir guidé et enrichi mes réflexions tout le long de ce travail. Je le remercie très sincèrement pour sa disponibilité et pour ses critiques constructives.

Je remercie Monsieur ABBECHE KHELIFA de m'avoir fait l'honneur d'accepter la présidence du jury.

J'exprime ma vive reconnaissance à Messieurs DEMMAGH RAFIK et BAHHADI MOHAMMED pour m'avoir fait l'honneur d'être membre de jury et d'avoir examiner ce mémoire.

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.

**Résumé:**

Les remblais de grande hauteur sont par fois rencontrés dans les autoroutes et en particuliers ceux qui sont fondés sur des sols compressibles. La technique des colonnes ballastées est utilisée pour augmenter la stabilité de la structure et réduire les déformations en accélérant la consolidation et améliorer le comportement sismique de ces sols. Dans la présente étude, la méthode des éléments finis est utilisée comme pour résoudre et analyser le comportement des remblais sur un sol mou. Une étude paramétrique a été réalisée dans laquelle un remblai de grande hauteur sur argile molle est analysé en utilisant des colonnes avec différents diamètres et espacement.

Mots-clés: Remblai de grande hauteur, colonnes ballastées, sol compressible, consolidation, capacité portante, stabilité.

**Abstract:**

High embankments are sometimes encountered in the highways and in particular those who are based on soft soils. The reinforcement by stone columns is used to increase the stability of the structure and reduce distortions by accelerating the consolidation and improve the seismic behavior of these soils. In this study, the finite element method is used for the realization of different analysis of embankments on a soft ground. A parametric study was carried out in which a high embankment on soft clay is analyzed using stone columns with different diameters and spacing.

Key-words: High Embankment, Stone columns, soft soil, consolidation, bearing capacity, stability.

# SOMMAIRE

Liste des tableaux

Liste des figures

Liste des notations

**INTRODUCTION GÉNÉRALE**..... 1

## **CHAPITRE I: COMPORTEMENT DES REMBLAIS SUR SOLS COMPRESSIBLES**

Introduction .....	4
I.1 Les remblais de grande hauteur.....	5
I.2 La faisabilité des grands remblais.....	5
I.3 Particularités techniques des grands remblais.....	6
I.3.1 Contraintes et déformations dans un grand remblai.....	6
I.4 Conception des grands remblais.....	8
I.4.1 Les sols utilisables et a stabilité du corps de remblai.....	8
I.4.2 Prise en compte du support du remblai.....	10
I.4.3 La maîtrise des circulations d'eau dans le remblai.....	11
I.5 Prise en compte de l'environnement du remblai.....	13
I.5.1 Les ouvrages transversaux dans le remblai.....	13
I.5.2 Les ouvrages longitudinaux dans le remblai.....	13
I.5.3 Les ouvrages posés sur le remblai ou accolés au remblai.....	14
I.5.4 La protection superficielle des parements.....	14
I.6 Construction des remblais sur sols compressibles.....	15
I.6.1 Problèmes spécifiques aux remblais sur sols compressibles.....	15
I.6.1.1 Stabilité.....	15
I.6.1.2 Déformations.....	15
I.6.1.3 Efforts sur les ouvrages voisins.....	15

I.6.1.4 Ecoulement des eaux.....	16
I.6.2 Comportements caractéristiques des remblais sur sols compressibles.....	16
I.6.2.1 Stabilité.....	16
I.6.2.2 Tassements.....	17
I.6.2.3 Mouvements horizontaux.....	17
I.6.2.4 Efforts parasites sur les ouvrages avoisinants.....	18
I.6 Conclusion.....	18

## **CHAPITRE II: ETUDE DE LA CAPACITE PORTANE DES REMBLAIS SUR SOLS COMPRESSIBLES**

Introduction.....	19
II.1. Les méthode de calcul dans le cas statique .....	20
II.1.1 Généralités sur la capacité portante des fondations superficielles.....	20
II.1.2 Bases conceptuelles des calculs de stabilité.....	20
II.1.2.1 L'analyse d'équilibre limite .....	21
II.1.2.2 L'analyse limite.....	22
II.1.2.3 Les calculs en déformations.....	24
II.1.2.4 Les méthodes dérivées des essais en place.....	25
II.1.3 Inventaire des méthodes de calcul de la portance des fondations superficielles.....	26
II.1.3.1 Terzaghi .....	26
II.1.3.2 Meyerhof.....	26
II.1.3.3 Vesić.....	28
II.1.3.4 DTU 13.12.....	30
II.1.3.5 Eurocode 7 .....	31
II.1.4 Conclusions.....	33

II.2. Les méthode de calcul dans le cas sismique.....	34
II.2.1 Détermination de la capacité portante .....	35
II.2.1.1 Essais laboratoires.....	35
II.2.1.2 Essais pressiométriques.....	35
II.2.1.3 Essais pénétrométriques .....	35
II.2.2 Méthode de calcul de la capacité portante selon le DTU 13.12 et le PS92.....	36
II.2.3 Méthode de calcul de la capacité portante selon l’Eurocode.....	37
II.2.3.1. Expression générale.....	37
II.3 Conclusion .....	40

**CHAPITRE III : COMPORTEMENT DES REMBLAIS SUR SOLS RENFORCÉS (COLONNES BALLASTÉES)**

Introduction .....	41
III-1 Présentation des techniques d’amélioration des sols .....	42
III-2 Amélioration des sols par colonnes ballastées .....	44
III.2.1 Définition de l’amélioration des sols par colonnes ballastées .....	44
III.2.2. Techniques de mise en œuvre.....	44
III.2.2.1. Colonnes exécutées par voie humide .....	45
III.2.2.2. Colonnes exécutées par voie sèche .....	45
III.2.2.3. Colonnes ballastées pilonnées .....	46
III.2.3. Domaines d’application .....	48
III.2.3.1. Ouvrages .....	48
III.2.3.2. Sols concernés .....	49
III.2.3.3. Charge appliquées et tolérances imposées .....	50
III.2.4. Caractéristiques des colonnes ballastées .....	51
III.2.4.1 La longueur .....	51
III.2.4.2. Le diamètre .....	51
III.2.4.3. Maillage .....	51

III.2.5. Choix des matériaux .....	51
III.2.5.1 Matériaux constitutifs des colonnes .....	51
III.2.5.2. Matériaux de matelas de répartition .....	52
III.2.6. Conclusion .....	53
III.3. Mécanismes de comportement des colonnes ballastées .....	53
III -3-1 Paramètres caractéristiques .....	53
III.3.1.1. Equation d'équilibre .....	53
III.3.1.2. Taux d'incorporation .....	55
III.3.1.3. Rapport de concentration des contraintes verticales .....	54
III.3.1.4. Facteur de réduction de tassement .....	56
III.3.1.5 Cas particulier : Relation entre paramètres caractéristiques .....	56
III.3.2. Comportement des colonnes ballastées au cours de temps .....	57
III.3.2.1. La phase initiale .....	57
III.3.2.2. La phase de consolidation .....	57
III.3.2.3. La phase de fluage .....	58
III.3.3. Modèle de comportement mécanique d'une colonne ballastée isolée sous chargement statique verticale .....	58
III.3.3.1. Comportement de la colonne sous une fondation souple .....	59
III.3.3.2. Comportement de la colonne sous une fondation rigide .....	59
III.3.3.3. Mécanisme de rupture de la colonne ballastée .....	60
III.3.3.4. Interaction entre le sol et la colonne ballastée .....	61
III.3.4. Modèle de comportement mécanique d'un réseau de colonnes ballastées sous chargement statique verticale .....	62
III.3.4.1. Propriétés du sol entre les colonnes .....	66
III.3.4.2. Comportement des colonnes ballastées sous une fondation souple.....	68
III.3.4.3. Incidence du matelas de répartition .....	69
III.3.4.4. Comportement des colonnes ballastées sous une fondation rigide.....	71
III.3.5. Comportement des colonnes ballastées en zone sismique .....	71

III.3.6 Conclusion .....	73
III.4. Méthode de dimensionnement .....	73
III.4.1. Rappel des paramètres intervenant dans le dimensionnement .....	73
III.4.1.1. Données du dimensionnement.....	73
III.4.1.2. Paramètres à déterminer.....	74
III.4.2. Dimensionnement des colonnes ballastées par des méthodes empiriques .....	74
III.4.2.1. Détermination de l'espacement entre les colonnes .....	74
III.4.2.2. Prévion de la capacité portante et du diamètre de la colonne .....	75
III.4.3. Dimensionnement des colonnes ballastées par des méthodes analytiques.....	76
III.4.3.1. Dimensionnement des colonnes ballastées isolées chargées en tête .....	76
III.4.3.2 Tassement d'une colonne isolée chargée en tête .....	81
III.4.4. Dimensionnement des réseaux des colonnes ballastées .....	83
III.4.4.1. Réduction des tassements d'un sol traité par des réseaux de colonnes ballastées .....	83
III.4.4.2. Amélioration de la stabilité générale d'un ouvrage en terre .....	86
III.4.5 Conclusion .....	87
III.5. Conclusion du chapitre III .....	88

## **CHAPITRE IV: SIMULATION NUMERIQUE**

Introduction .....	89
IV.1 Caractéristiques des matériaux .....	90
IV.1.1 Couches de sol.....	90
IV.1.2 Colonnes ballastées .....	90
IV.1.3 Matelas de répartition .....	91
IV.1.4 Dalle ou chaussée .....	91
IV.2 Présentation du modèle étudié .....	91
IV.3 Phases de calcul.....	92



IV.4 Hauteur du remblai:.....	92
IV.5 Analyse de la Consolidation .....	93
IV.6 Analyse de la Capacité Portante .....	98
IV.7 Influence de la loi de comportement et module de Young du matelas de répartition.....	100
IV.8 Analyse de la Capacité Portante Sismique.....	102

## **CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS**

Conclusions Et Recommandations.....	106
-------------------------------------	-----

## **REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES**

ANNEXE A : Méthode de Priebe, 1995

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau II.1 : Facteurs de capacité portante et coefficients correcteurs (projet d'Eurocode 7) .....	33
Tableau II.2 : Valeurs des paramètres numériques utilisés dans l'expression générale .....	38
Tableau II.3 : Valeurs du coefficient partiel de modèle $\gamma_{Rd}$ .....	38
Tableau III.1 : Champ d'application des colonnes ballastées : nature et résistance des sols (étroite latérale) [DHOUIB - colonnes ballastées].....	47
Tableau III.2 : Limites d'application des colonnes ballastées : charges appliquées et tolérances imposées .....	48
Tableau IV.1: Propriétés des couches de sol.....	89
Tableau IV.2 : Propriétés des colonnes ballastées.....	89
Tableau IV.3 : Propriétés du matelas de répartition.....	90
Tableau IV.4 : Propriétés de la dalle ou la chaussée .....	90
Tableau IV.5 : Valeurs du facteur de sécurité du remblai de différentes hauteurs .....	92
Tableau IV.6 : Récapitulatif des résultats de l'influence de diamètre sur la consolidation ...	94
Tableau IV.7 : Récapitulatif des résultats de l'influence de l'espacement sur la consolidation .....	96
Tableau IV.8 : Récapitulatif des résultats de l'influence de l'espacement sur la capacité portante.....	99
Tableau IV.9 : Récapitulatif des résultats de l'influence de la loi de comportement et module de Young du matelas de répartition sur la consolidation .....	100
Tableau IV.10 : Récapitulatif des résultats de l'influence de la loi de comportement et module de Young du matelas de répartition sur la consolidation .....	101
Tableau IV.11 : Récapitulatif des résultats de l'influence de l'espacement sur la capacité portante sismique .....	104

# LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : Tassement par couche, pendant et après la construction du remblai de la JORLE (2001) .....	7
Figure I.2 : Effets des saisons sur les mesures de tassement (la JORLE 2001) .....	8
Figure I.3 : La transition déblai-remblai .....	12
Figure I.4 : Mécanismes de rupture des sols compressibles .....	16
Figure II.1 : Particularités des calculs de stabilité dans l'approche cinématique de l'analyse limite .....	23
Figure II.2 : Définitions de la rupture pour le calcul en déplacements, l'analyse limite et l'analyse d'équilibre limite .....	25
Figure III.1 : Schéma général de l'application des techniques d'amélioration des sols - Limites et domaine de validité .....	42
Figure III.2 : Mise en œuvre des colonnes ballastées par voie humide (Document Hydraulik Services) .....	44
Figure III.3 : Mise en œuvre des colonnes ballastées par voie sèche (document Keller) .....	45
Figure III.4 : Principe de réalisation des plots ballastés (Document de Ménard Soltraitement®) .....	45
Figure III.5 : Engin utilisé pour la réalisation des plots ballastés (Document de Ménard Soltraitement®) .....	46
Figure III.6 : Mise en œuvre des plots ballastés .....	47
Figure III.7 : Plot ballasté avant remblaiement type (Document de G.T.S®) .....	47
Figure III.8 : Les sols concernés par la technique des colonnes ballastées (Document Keller) .....	49
Figure III.9 : Matelas de répartition (Document COPREC 2004) .....	51
Figure III.10 : Réseau de colonnes ballastées et colonne isolée .....	53
Figure III.11 : Principe de concentration des contraintes et réduction des tassements (Dhouib 2005) .....	54
Figure III.12 : Fluage d'une colonne par manque de l'étreinte latérale.....	57

Figure III.13 : Répartition des contraintes verticales et horizontales et déformation axiale en surface d'une colonne sous une fondation souple (Eggestad, 1983) .....	58
Figure III.14 : Répartition des contraintes verticales et horizontales et déformation axiale en surface d'une colonne sous une fondation rigide (Eggestad, 1983) .....	59
Figure III.15 : Type de rupture d'une colonne isolée chargée en tête exécutée dans une couche compressible homogène (d'après Datye, 1982) .....	59
Figure III.16 : Interaction Sol/structure : répartition des contraintes de cisaillement le long d'une colonne ballastée courte et effet de pointe (Eggestad, 1983) .....	60
Figure III.17 : Réseau de colonnes ballastées : domaine d'influence des colonnes ballastées (Balam et Poulos, 1983) .....	62
Figure III.18 : Exemple d'amélioration des sols par colonnes ballastées sous des charges répartie de grandes dimensions .....	63
Figure III.19 : Schéma d'implantation de colonnes ballastées sous les semelles d'un centre postal à Glasgow (Bel et al, 1986) .....	64
Figure III.20 : Application du principe de la cellule unitaire .....	65
Figure III.21 : Amélioration des propriétés des sols entre colonnes ballastées (Chambosse, 1983) .....	66
Figure III.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) .....	66
Figure III.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) .....	67
Figure III.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 .....	69
Figure III.25 : Estimation empirique de l'épaisseur $H_m$ du matelas de répartition .....	69
Figure III.26 : Conditions de compacité du matelas de répartition .....	70
Figure III.27 : Facteur réducteur $r_d$ en fonction de la profondeur $z$ (Seed et Idress, 1971) ....	71
Figure III.28 : Détermination de l'espacement des colonnes en fonction de la résistance du sol autour de la colonne (Greenwood, 1970) .....	74
Figure III.29 : Détermination de la capacité portante et du diamètre effectif en fonction de l'étreinte latérale du sol encaissant (Thorburn, 1975) .....	74
Figure III.30 : Rupture par expansion latérale d'une colonne ballastée isolée sous charge axial en tête (Greenwood, 1970) .....	76

Figure III.31 : Caractérisation de la surface de rupture par cisaillement généralisé d'une colonne ballastée isolée courte sous charge axiale en tête (Brauns, 1978- b).....	78
Figure III.32 : Détermination pratique de $\delta$ (Brauns, 1978b) .....	78
Figure III.33 : Définition des longueurs $L_{min}$ et $L_{max}$ d'une colonne ballastée Vis-à-vis de la rupture par poinçonnement (Brauns 1980) .....	80
Figure III.34 : Facteur d'influence des tassements $I_p$ (Mattes et Poulos, 1969) .....	81
Figure III.35 : Théorie de l'expansion d'un cylindre à partir d'une cellule unitaire constituée de la colonne ballastée et du sol .....	83
Figure IV.1 : Profil en travers du modèle étudié .....	91
Figure IV.2 : Courbes du facteur de sécurité du remblai de différentes hauteurs .....	92
Figure IV.3 : Courbes déplacement vertical – temps pour le diamètre $d_c = 0.60$ m .....	93
Figure IV.4 : Courbes déplacement vertical – temps pour le diamètre $d_c = 0.80$ m .....	93
Figure IV.5 : Courbes déplacement vertical – temps pour le diamètre $d_c = 1.00$ m .....	93
Figure IV.6 Courbes déplacement vertical – temps pour le diamètre $d_c = 1.20$ m .....	94
Figure IV.7 Courbes déplacement vertical – temps pour l'espacement $e = 0.60$ m .....	95
Figure IV.8 Courbes déplacement vertical – temps pour l'espacement $e = 0.80$ m .....	95
Figure IV.9 Courbes déplacement vertical – temps pour l'espacement $e = 1.00$ m .....	96
Figure IV.10 Courbes déplacement vertical – temps pour l'espacement $e = 1.20$ m .....	96
Figure IV.11 : Courbes charge - déplacement pour l'espacement $e = 0.60$ m .....	97
Figure IV.12 : Courbes charge - déplacement pour l'espacement $e = 0.80$ m .....	98
Figure IV.13 : Courbes charge - déplacement pour l'espacement $e = 1.00$ m .....	98
Figure IV.14 : Courbes charge - déplacement pour l'espacement $e = 1.20$ m .....	99
Figure IV.15 : Influence de la loi de comportement et module de Young du matelas de répartition sur la consolidation .....	100
Figure IV.16 : Influence de la loi de comportement et module de Young du matelas de répartition sur la capacité portante .....	101

Figure IV.17 : Accélérogramme du séisme de 21 mai 2003 de boumerdès.....	102
Figure IV.18 : Courbes charge - déplacement après séisme pour l'espacement $e = 0.60$ m .....	102
Figure IV.19 : Courbes charge - déplacement après séisme pour l'espacement $e = 0.80$ m .....	103
Figure IV.20 : Courbes charge - déplacement après séisme pour l'espacement $e = 1.00$ m .....	103
Figure IV.21 : Courbes charge - déplacement après séisme pour l'espacement $e = 1.20$ m .....	104

## LISTE DES NOTATIONS

**A:** Section droite totale du domaine d'influence de la colonne (principe de la cellule unitaire),

**a:** Taux d'incorporation (ou coefficient de substitution),

**A<sub>c</sub>:** Section droite de la colonne,

**A<sub>S</sub>:** Section droite du sol,

**C<sub>c</sub>'**: Cohésion effectif du ballast,

**c<sub>e</sub>** : Cohésion équivalent du milieu homogénéisé (Homogénéisation de Priebe),

**c<sub>s</sub>** : Cohésion de la colonne,

**c<sub>s</sub>** : Cohésion du sol,

**C<sub>u</sub>:** Cohésion non drainée du sol,

**C<sub>u</sub>:** Cohésion non drainée du sol,

**d:** Distance entre deux colonnes ballastées consécutives dans un réseau donnée,

**D<sub>10</sub>:** Diamètre pour lequel 10% des particules ont un diamètre inférieur à D<sub>10</sub>,

**D<sub>15</sub>:** Diamètre pour lequel 15% des particules ont un diamètre inférieur à D<sub>15</sub>,

**D<sub>50</sub>:** Diamètre pour lequel 50% des particules ont un diamètre inférieur à D<sub>50</sub>,

**D<sub>c</sub>:** Diamètre droit de la colonne ballastées,

**d<sub>e</sub>:** Diamètre du cylindre d'influence de la colonne (principe de la cellule unitaire),

**E<sup>-</sup>** : module d'élasticité équivalent,

**E'<sub>s</sub>:** Module de déformation drainée du sol,

**E<sub>c</sub>:** Module de déformation élastique du matériau constitutif de la colonne ballastée,

**e<sub>i</sub>** : Indice des vides initiale,

**E<sub>m</sub>** : Module de déformation élastique du matériau constitutif du matelas de répartition,

**e<sub>max</sub>**: Indice des vides maximum,

**e<sub>min</sub>**: Indice des vides minimum,

**E<sub>s</sub>:** Module de déformation élastique du sol traité,

**f<sub>a</sub>** : Facteur de profondeur,

**g:** est l'accélération de la pesanteur,

**H<sub>m</sub>** : 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,

**$L_{cmin}$** : Longueur minimale de la colonne ballastées (compatible avec la contrainte admissible),

**$L_{max}$** : Longueur maximale de la colonne ballastée (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 "Standard Penetration Test",

**$p_l$** : 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 pénétromètre 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 résistances 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,  
 $\beta$ : facteur de réduction des tassements,  
 $\gamma_c$ : Poids volumique du matériau de la colonne;  
 $\gamma_e$ : Poids volumique équivalent du milieu homogénéisé (Priebe),

$\gamma_s$ : Poids volumique du sol traité,

$\delta$  : angle de la génératrice du cône avec l'horizontale,

$\Delta V$ : Variation volumétrique,

$\Delta\sigma_h$ : La contrainte de compression exercée dans le ballast,

$\varepsilon_l$ : Déformation axiale,

$\varepsilon_v$  : Déformation volumétrique,

$\nu$ : Coefficient de poisson,

$\nu_s$ : coefficient de poisson du sol,

$\sum_{i=1}^n \sigma_{si}$ : la somme des contraintes verticales régnant au milieu des couches de sol encaissant (couche  $i$  à  $n$ ),

$\sigma'_{v0}$ : Contrainte effective verticale régnant dans le sol,

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

$\sigma_0$ : Contrainte verticale apportée par l'ouvrage,

$\sigma_1, \sigma'_1$ : Contrainte principale majeure total et effective,

$\sigma_{3crit}$ : Contrainte effective minimale à la rupture,

$\sigma_3, \sigma'_3$ : Contrainte principale mineure totale,

$\sigma_{3c}$ : Contrainte effective minimale,

$\sigma_c$  : Contrainte cellulaire,

$\sigma_c$ : Contrainte verticale appliquée en tête de la colonne,

$\sigma_{clim}$ : Charge axiale limite,

$\sigma_h$ : Contrainte horizontale que peut supporter le sol autour de la colonne,

$\sigma_{h0}$ : Contrainte totale horizontale régnant dans le sol avant traitement,

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

$\sigma_s$ : 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,

$\sigma_{v0}$ : Contrainte effective totale régnant dans le sol,

$\tau$ : Contrainte de cisaillement le long de la colonne,

$\tau_c$ : Contrainte de cisaillement mobilisée dans la colonne,

$\tau_e$  : Contrainte de cisaillement mobilisée dans le milieu homogénéisé,

$\tau_h$  : Contrainte de cisaillement cyclique induite par l'action sismique,

$\tau_s$  : Contrainte de cisaillement mobilisée dans le sol,

$\phi'_c$  : Angle de frottement effectif du ballast ( $\phi'_c = \phi_c$ ),

$\phi_c$  : Angle de frottement du ballast,

$\phi_s$  : Angle effectif du sol,

$\psi_s$  : Angle de dilatance du sol,

$\Delta a$  : Accroissement de la section de la colonne,

$\Delta u$  : Excès de la pression interstitielle.

# INTRODUCTION GENERALE

La chaussée moderne, surtout lorsqu'elle appartient à une voie importante à trafic rapide, comme une autoroute, s'accommode mal de déformations notables après sa mise en service. Ces déformations peuvent provenir d'un sous-sol instable, même lorsque le corps de chaussée proprement dit a été construit de façon satisfaisante. C'est le cas, en particulier, des chaussées mises en place sur des remblais eux mêmes fondés sur sols compressibles.

Le sol de fondation chargé par le remblai, tasse et entraîne avec lui le remblai et la chaussée. Comme, d'une part, ces sols de fondation sont souvent hétérogènes et, comme, d'autre part, dans une zone compressible, il existe des « points durs » (points où le tassement est faible ou nul : ouvrages d'art fondés sur pieux, par exemple), des tassements différentiels peuvent se produire entraînant des déformations importantes de la route, en profil en long et en profil en travers. (Etude et construction des remblais sur sols compressibles : Enseignements pratiques tirés des recherches).

Par conséquent, la construction de remblais sur sols compressibles pose de nombreux problèmes, qui sont associés d'une part à la faible résistance de ces sols, qui entraîne des difficultés à assurer la stabilité des remblais, et d'autre part à leur forte compressibilité, qui se traduit par des tassements et déformations importants des ouvrages.

Pour construire tout de même les ouvrages désirés, on peut procéder au renforcement ou à l'amélioration du sol de fondation ou du remblai. Les techniques employées permettent soit d'améliorer la stabilité du remblai, soit d'accélérer le processus de consolidation, ou encore de diminuer le tassement final ou de résoudre les deux problèmes à la fois.

La technique utilisée dans ce mémoire est le renforcement du sol par des colonnes ballastées qui jouent un rôle très important en assurant ce qui suit :

- L'amélioration de la portance,
- La réduction des tassements,
- L'augmentation de la vitesse de consolidation,
- La contribution à la stabilité générale des remblais,
- La réduction du risque de liquéfaction dans les zones sismiques...

Dans ce mémoire, on a essayé de montrer l'influence du renforcement par colonnes ballastées, d'une couche compressible recevant un remblai autoroutier de grande hauteur, sur l'accélération du temps de la consolidation, la réduction des tassements et l'amélioration de la portance.

Le présent mémoire est organisé en quatre chapitres, une introduction et une conclusion générale. Dans le premier chapitre, on a présenté les particularités de la conception et l'exécution des remblais de grande hauteur tirées de l'expérience, ainsi que le comportement des remblais construits sur des sols compressibles.

Le deuxième chapitre présente les méthodes de calcul de la capacité portante des fondations dans les deux cas : statique et sismique. Le troisième chapitre est consacré dans le renforcement des sols par les colonnes ballastées, les techniques de mise en œuvre, le mécanisme de comportement et les méthodes de dimensionnement.

Dans le dernier chapitre, on présente la simulation numérique par la méthode des éléments finis d'un remblai autoroutier de grande hauteur reposant sur une couche compressible renforcée par les colonnes ballastées. Et enfin on termine par une conclusion et des recommandations.

## CHAPITRE I

# COMPORTEMENT DES REMBLAIS SUR SOLS COMPRESSIBLES

### Introduction

Ce chapitre présente les particularités de la conception et l'exécution des remblais de grande hauteur tirées de l'expérience, ainsi que le comportement des remblais construits sur des sols compressibles.

La première partie de ce chapitre permet de présenter les précautions de construction des remblais de grande hauteur.

La deuxième partie présente le comportement des remblais sur sols compressibles.

## I.1. Les remblais de grande hauteur

Au-delà d'une quinzaine de mètres de hauteur, les grands remblais présentent des particularités techniques qui ne sont plus totalement couvertes par les règles techniques applicables aux terrassements routiers (RTR puis GTR en France) : Les grands remblais sont plus qu'un empilement de couches bien compactées. Leurs déformations peuvent être importantes et évoluer au cours du temps. Ils sont le plus souvent hétérogènes parfois constitués de matériaux évolutifs, et toujours soumis à des circulations d'eau. Ils comportent des ouvrages transversaux et longitudinaux. Les cadences de construction dépassent souvent les vitesses de contrôle des matériaux tassés et leur entretien doit être organisé avec soin. Les auteurs font le point de l'expérience acquise et suggèrent des orientations de recherche pour faire la conception et l'exécution des remblais de grande hauteur.

Le Guide technique «réalisation des remblais et des couches de forme» (en abrégé GTR) propose des règles précises pour définir les sols acceptables en remblai ainsi que les méthodes de mise en œuvre (essentiellement le compactage) à respecter pour s'assurer d'un niveau de qualité démontré comme satisfaisant par l'expérience. Toutefois les précautions du GTR conduisent implicitement à définir les paramètres jugés nécessaires et suffisants pour assurer la qualité du remblai au niveau élémentaire (en fait, au niveau d'une couche remblayée durant un poste), mais ne donne pas d'indications sur la conception globale du remblai (interactions entre couches élémentaires, conditions aux limites vis-à-vis des actions de l'environnement, etc) conduisant à définir les pentes de talus, les dispositifs de drainage les précautions à prendre dans le cas de sols hétérogènes... Ces dernières indications sont généralement assez secondaires pour des remblais ne dépassant pas une hauteur moyenne, car les dimensionnement correspondant sont le plus souvent déduits de l'expérience locale des géotechniciens sans étude consistante. C'est pourquoi le GTR est considéré comme le document de référence pour des remblais n'excédant pas une quinzaine de mètres de hauteur environ.

## I.2. La faisabilité des grands remblais

Quelques réflexions préliminaires semblent nécessaires avant de décider de franchir une vallée par un grand remblai. Deux solutions sont à envisager pour franchir la vallée, par un viaduc ou par un remblai. En général, si l'on veut franchir une vallée par un remblai, on va ajuster le profil en long de telle sorte que l'on trouve dans les déblais encadrant la vallée les ressources nécessaires pour constituer le remblai, en évitant au maximum le recours à l'emprunt ou des distances de transport prohibitives entre déblais et remblai. Si l'on retient l'option du viaduc, on évitera par contre de créer des déblais dont on n'a pas l'usage et, en général, le profil en long sera nettement plus haut. La solution «grand remblai» ressort généralement comme la plus avantageuse, mais il faut naturellement s'assurer au préalable que ce remblai est réalisable dans des conditions techniques et économiques acceptables. Même si ce type d'ouvrages a conduit à se poser beaucoup de questions sur la qualité des ouvrages en terre, une enquête récente (Aurel 2000) montre qu'il y a finalement peu de pathologie sur les grands remblais et que ceux-ci ne semblent guère plus vulnérables que les autres remblais. La tendance semble être cependant de considérer



la solution viaduc comme plus sûre. En ce sens, il faut reconnaître que les conséquences des pathologies sur les grands remblais ne sont pas les mêmes que sur les remblais moyens ou petits. D'un autre côté, les travaux de construction d'un remblai pour franchir une vallée sont effectués plus rapidement que pour un viaduc.

Le choix entre viaduc ou remblai doit aussi tenir compte de la ressource disponible pour l'édification du remblai. Même si les grands remblais ont été construits sans désordre ultérieur avec des matériaux peu surs comme les marnes rocheuses, les connaissances dont on dispose actuellement ne permettent pas d'écarter tous les risques de désordre ultérieur, mais seulement de prendre un minimum de précautions, parfois coûteuses, pour prévenir des situations jugées à risque.

### **I.3. Particularités techniques des grands remblais**

#### **I.3.1. Contraintes et déformations dans un grand remblai**

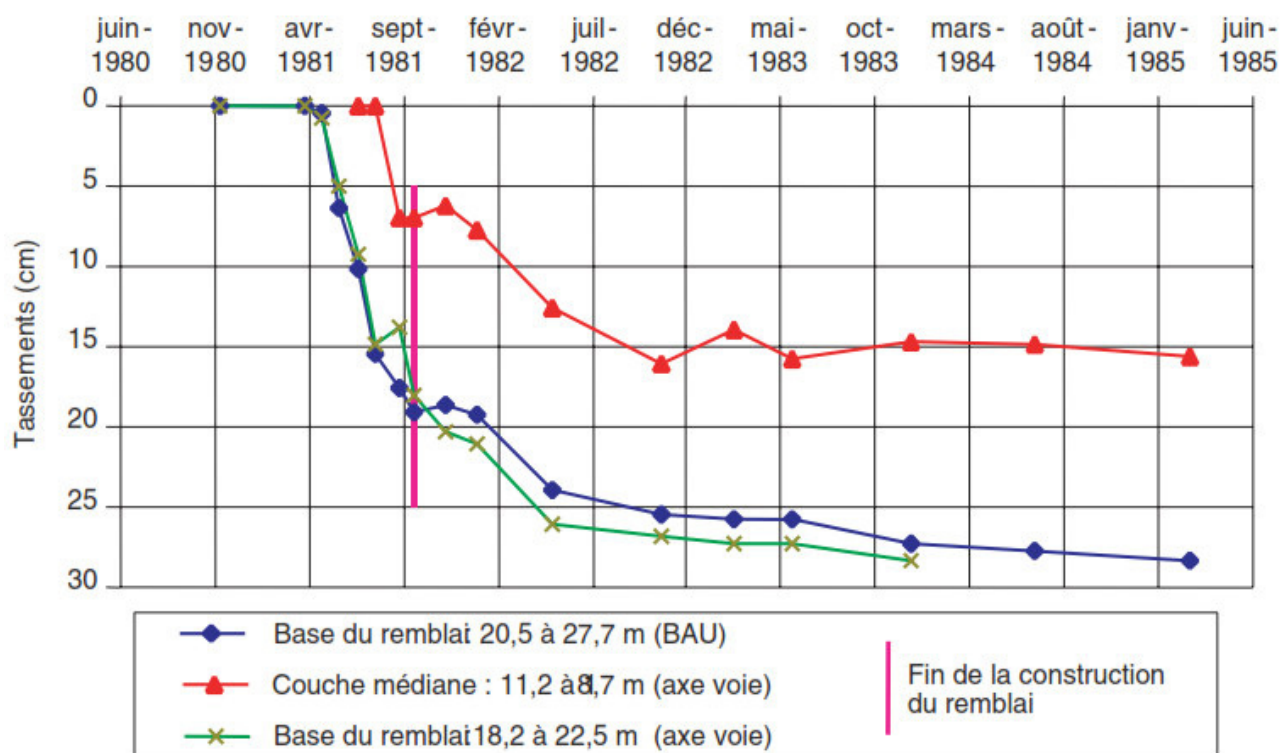
Dans un grand remblai, le tassement est d'autant plus important que l'énergie de compactage soit faible par rapport à la charge statique des couches sus-jacentes. Cette évidence est toutefois assez mal étayée et quantifiée dans la pratique. Le tassement différé, en particulier, peut aussi être du à des variations de teneur en eau ou à des phénomènes de fluage (déviatorique ou non).

Le chargement provoque un tassement significatif si la «surconsolidation» créée par le compactage est inférieure à la charge appliquée. On admet généralement que l'énergie du Proctor normal apporte une surconsolidation équivalente à une hauteur de dix mètres de remblai, soit une contrainte équivalente de 200 KPa bien que l'évaluation de l'énergie par l'essai Proctor normal corresponde en fait à 300 KPa, d'après Alonso et al(1990). (On remarque que ce seuil de 10 à 15 mètres est précisément celui au-delà duquel on retient la qualification de «grand remblai», auquel le GTR ne peut s'appliquer directement).

Des mesures de tassement en place pendant la construction du remblai de la Jorle (sur l'autoroute A62, Toulouse) depuis 1980, confirment que le tassement immédiat devient relativement plus important à partir d'une charge excédant 150 à 200 Kpa ; ces tassements se corrélaient assez bien avec ceux prévisibles par l'essai œnométrique. Des mesures du tassement différé (non prévisible par les essais classiques) ont montré que celui-ci est du même ordre de grandeur que le tassement immédiat dans l'axe de la voie, mais s'étend sur quatre ans. La figure I.1 présente les tassements ainsi mesurés.

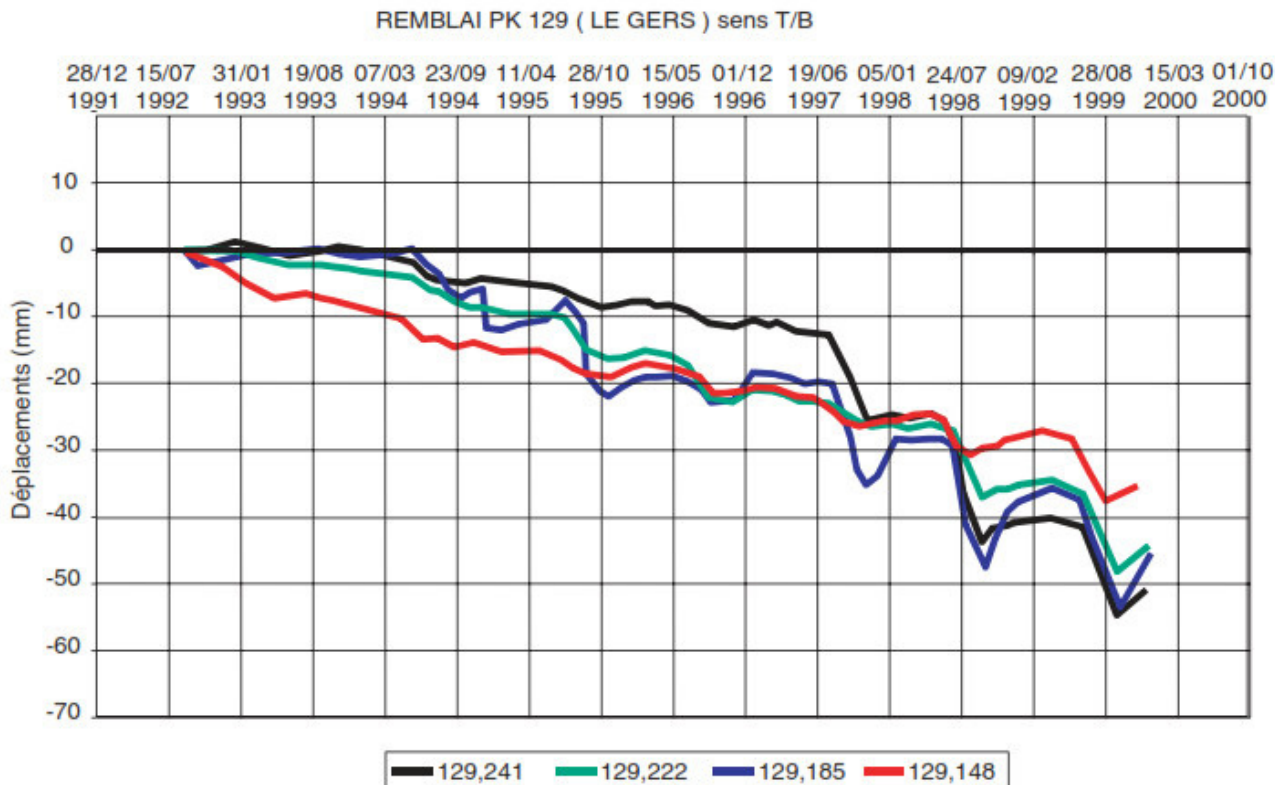
Cependant, les déformations se poursuivent toujours près de vingt ans plus tard en talus et en crête de talus sur le même site, avec une amplitude en crête de talus sensiblement plus importante (de l'ordre de 50%) que celle obtenue dans l'axe et un tassement à mi-talus encore plus élevé (de l'ordre de 150% de celui mesuré dans l'axe de la voie). Ces tassements ne traduisent pas nécessairement un état pathologique du remblai, mais ces tassements différentiels peuvent générer des fissures de flexion en bord de remblai. Ce constat doit rendre particulièrement

vigilant sur le compactage des bords de remblai, dont un défaut peu prononcé constitue un facteur aggravant pour ces tassements différentiels.



**Figure 1-1- Tassement par couche, pendant et après la construction du remblai de la JORLE(2001)**

Il faut aussi noter l'existence de déformations cycliques. La figure I.2 donne les résultats des mesures de tassement en bord de voie pour un remblai de 12 mètres de haut, dont la construction était terminée 12 années environ avant la première mesure de référence. Outre une amplitude relativement importante, ce graphique met aussi en évidence un phénomène de déformation cyclique, assez bien en phase avec les saisons. Des mesures sur le remblai de la Jorle ont montré que l'amplitude du tassement réversible sur un cycle pouvait atteindre 30 mm à deux mètres de profondeur en talus et environ 10 mm à quatre mètres de profondeur. Sur certains sites, on a aussi pu observer des tassements relativement importants, associés à l'existence de sols très humides lors de la mise en œuvre ou devenus trop humides à la faveur de circulations d'eau mal maîtrisées dans le remblai, surtout s'il était mal compacté et donc plus perméable. Ces tassements, parfois appelés «effondrement de structure» semblent souvent minimes en début d'exploitation du remblai et sont découverts après plusieurs années, mais ils se poursuivent encore de nombreuses années plus tard.



**Figure I.2 Effets des saisons sur les mesures de tassement (la JORLE 2001)**

La stabilité d'un sol compacté en remblai peut s'évaluer d'après la géométrie de l'ouvrage en connaissant les caractéristiques de résistance au cisaillement du sol. Il s'avère que l'angle de frottement  $\phi$  obtenu en remblai peut être nettement plus faible que celui qu'avait le même matériau avant extraction et la cohésion du sol dépend du degré de saturation.

On en déduit donc que les caractéristiques mécaniques d'un sol argileux mis en remblai peuvent parfois être médiocres, surtout si les circulations d'eau sont mal contrôlées.

## I.4. Conception des grands remblais

### I.4.1 Les sols utilisables et la stabilité du corps de remblai

Les sols rencontrés dans les déblais du chantier peuvent être réutilisés s'ils sont peu argileux, si les éléments qui les constituent sont suffisamment résistants à l'écrasement et si leurs caractéristiques mécaniques n'évoluent pas après la mise en œuvre (par exemple, le rocher sain). Cependant, il n'est pas possible de déplacer les sols utilisés en remblai sur de grandes distances et il faut donc s'accommoder des matériaux disponibles. Cela doit inciter les projeteurs à adapter très tôt le tracé, pour éviter d'avoir ensuite à prendre des risques excessifs sur la qualité des matériaux employés.

Pour s'accommoder des matériaux hétérogènes effectivement disponibles (ce qui est le cas le plus fréquent, il est acquis aujourd'hui qu'il faut en optimiser et en maîtriser l'emploi par une affectation choisie par zone dans le remblai. Un remblai dont on n'a pas maîtrisé l'hétérogénéité est, en effet, potentiellement à risque (prise en compte du support du remblai). Ce zonage consiste à affecter les matériaux disponibles dans les différentes parties du remblai (les talus, le noyau, la base et la PST), soit le dernier mètre environ sous le fond de la couche de forme, de telle sorte que cette zone ait ensuite les qualités nécessaires pour s'accommoder des sollicitations qu'elle reçoit, ainsi que des circulations d'eau prévisibles dans le remblai. Pour que le sol disponible soit compatible avec son affectation dans une partie de remblai donnée, on a très fréquemment recours à un traitement par des liants.

Les matériaux qui sont dans un état humide posent moins de problèmes pour la pérennité de l'ouvrage, mais leurs conditions de mise en œuvre (traficabilité et compactage) rendent le chantier plus difficile. Ces problèmes peuvent être dans une certaine mesure plus facilement maîtrisés par la réduction de pente de talus ou par un traitement adapté.

L'intérêt d'essais de fragmentabilité et de dégradabilité pour caractériser les sols susceptibles d'évoluer après mise en œuvre n'est pas mis en doute. Par contre, les essais actuels sont jugés critiquables (spécialement du fait que le nombre de cycles d'immersion-séchage retenu par le mode opératoire de la dégradabilité est borné et traduit incomplètement la sensibilité de certains matériaux qui se manifeste au-delà de ce nombre de cycles). Ils mériteraient d'être approfondis et améliorés.

La prévision du comportement mécanique des sols au cours du temps est mal assurée par les essais d'identification du type de ceux préconisés par le GTR, quand ces matériaux sont plus au moins argileux et à fortiori lorsqu'ils sont extraits en blocs au déblai (cas des argilites, des marnes rocheuses, etc...). Il est souvent intéressant de réaliser des essais triaxiaux (Mieussens.1993) des essais œdométriques et des essais de perméabilité sur ces matériaux pour mieux cerner leur comportement dans le temps, lorsque les sols disponibles s'y prêtent (Serratrice, 1995). Pour certains matériaux délicats (argiles plastiques. surconsolidées ou indurées, etc...), il est nécessaire d'en généraliser l'usage. Ces essais montrent, en particulier, que les pentes courantes des talus peuvent être incompatibles avec leur tenue dès qu'il ya risque de saturation.

Pour les matériaux non compatibles avec l'essai Proctor, tels que les marnes, les calcaires tendres, les craies, etc.... Seuls des essais en vraie grandeur permettent de définir la teneur en eau optimale de compactage.

La démarche suivante a cependant été proposée pour permettre une approche en laboratoire dans les cas favorables :

- échantillonnage du matériau destiné au corps de remblai, écrêtage de la fraction grossière de l'échantillon à 30%. Si ce prélèvement ne permet pas de réaliser d'essai

triaxial ( $D_{\max}$  supérieur à 10 à 20% du diamètre de la cellule) ; c'est que l'on a trop de gros éléments et le matériau échappe à la mécanique des sols courante ;

- Réalisation d'un essai de cisaillement à l'appareil triaxial sur matériau saturé ;
- Choix des caractéristiques de cisaillement avec ou sans cohésion) ;
- Modélisation et calculs de stabilité valeur du coefficient de sécurité recherché ( $F > 1.5$ ) ;

Dans la pratique deux approches peuvent être utilisées en fonction des matériaux :

- Pas d'étude spécifique lourde si les matériaux utilisés et le site ne posent pas de problèmes particuliers. Le géotechnicien opte alors pour des pentes classique (2V/3H, 1V/2H) ou tout autre géométrie, sans la vérifier.
- Etude spécifique lourde si le comportement du matériau apparaît comme incertain vis-à-vis des contraintes subies pour la hauteur projetée ou si le site présente des indices d'instabilité. Dans ce cas la caractérisation mécanique du matériau de remblai pose souvent de sérieux problèmes de mesure et de méthodologie.

Ces études peuvent conduire à définir des spécifications de compactage assez notablement différentes de ce que préconise le GTR.

#### **I.4.2 Prise en compte du support du remblai**

Il convient de vérifier le comportement du sol support sous la charge qui lui sera appliquée par le remblai. Les études géotechniques préalables des sols support de remblai doivent classer les sols dans la classification GTR pour permettre aux mécaniciens des sols de disposer de leurs références habituelles. A cette fin, l'étude géotechnique doit comporter :

- Une reconnaissance des terrains incluant le substratum (recherche de couches de bonnes caractéristiques).
- L'identification et la mesure des caractéristiques mécaniques des sols.
- La reconnaissance de la stabilité intégrant des valeurs de performances réalistes (non bloquantes pour le chantier) à atteindre par le remblai.
- Une prévision à long terme du comportement des matériaux.

Le Décapage de la terre végétale et le dessouchage sont jugés techniquement inutiles sous un remblai de grande hauteur. L'absence de dessouchage doit cependant s'accompagner d'une vérification que les couches situées sous remblai ne risquent pas de repartir en végétation.

Le compactage du sol support de remblai est souhaitable mais irréaliste quand la portance du terrain naturel est trop faible résistance de pointe au pénétromètre  $q_c < 1$  MPA voire 3MPA) puisque dans ce cas aucun engin ne peut accéder au site sans interposition préalable d'une couche portante qui sera évidemment la première compactable.

La base des remblais sur pente doit être protégée contre les écoulements. Ceux-ci peuvent être très réduits par des drains interceptant les écoulements à l'amont et conduisant l'eau à travers le remblai.

La seule exigence de redans comme garantie d'accrochage du remblai sur un sol support en pente assez raide, (15% comme valeur maximale au-delà de laquelle des redans sont imposés) ne fait pas l'unanimité. Le seuil de 15% est reconnu comme devant être modulé suivant les sols rencontrés et l'exécution de redans n'est sans doute pas la seule disposition à prendre pour les différents cas rencontrés. Certains pensent par exemple que le drainage efficace de l'interface remblai-sol support est une précaution nettement plus importante que la seule exécution de redans systématique. En cas d'intercalation d'un géotextile, on devra vérifier qu'il ne constitue pas un plan de glissement privilégié si les caractéristiques de frottement de contact ne sont pas satisfaisantes. Certains points particuliers doivent faire l'objet d'investigations, comme la sismicité locale et les risques qu'elle pourrait générer, en particulier par l'effet de site (grande taille des ouvrages) et par la nature des matériaux utilisés (sols sablo-graveleux). La présence d'éventuelles cavités peut justifier des études approfondies du fait de la charge importante apportée par remblai.

#### **I.4.3 La maîtrise des circulations d'eau dans le remblai**

Un article récent relatif à la pathologie des remblais (Auriol et al 2000) permet de constater que les défauts de drainage et d'assainissement superficiel de l'emprise routière constituent la première cause des pathologies recensées par les enquêtes menées en France et au niveau international. Dans la partie française de l'enquête, un drainage ou un assainissement superficiel défectueux était l'une des causes diagnostiquées des désordres de 33 cas de remblais sur les 54 recensés présentant des pathologies (soit environ 60%).

Les matériaux drainants ne sont pas actuellement bien définis. Il semble que les matériaux drainants les plus sûrs soient dépourvus de fines (fraction  $d/D$ ) ou en contiennent moins de 5%. En fait, un matériau est défini comme drainant par rapport à un autre sol et il doit donc être nettement plus perméable que le sol à drainer : d'autre part, il doit assurer un transit d'eau et, si le débit est élevé, il faut rechercher des matériaux très perméables à fort pourcentage de vides enfin, si le matériau drainant contient des éléments fins (par exemple, du sable fin), il pourra développer une succion et donc conserver un stock d'eau à écoulement non gravitaire, dont il convient de vérifier les conséquences sur la fonction attendue.

Le drainage de la base des remblais par une couche drainante est certainement justifié dans les cas où les matériaux constituant la base du remblai sont sensibles à l'eau et où l'on craint des remontées d'eau par capillarité dans la base du remblai (qui est la plus chargée), en particulier quand le sol support est compressible ou que l'on s'attend à des circulations d'eau superficielles. Il semble cependant que cette pratique tende à se généraliser sans que sa justification en soit toujours évidente. Compte tenu du coût de ces couches drainantes dans les régions pauvres en granulats, l'intérêt de cette disposition mériterait sans doute d'être examiné de façon approfondie. Ainsi, on

n'a que rarement une justification de la nécessité d'utiliser des matériaux insensibles à l'eau en zone inondable alors que, par exemple, les concepteurs de barrage ne traitent jamais les pieds des barrages homogènes.

La zone de transition du déblai doit toujours être analysée pour prévoir les dispositions nécessaires, car c'est un point faible lié à la présence des matériaux superficiels altérés. Les préoccupations portent sur l'éventuelle présence d'eau et la portance qui en résultera, ainsi que sur la stabilité (le problème est du même type que celui des remblais sur pente). Une reconnaissance permettant de localiser d'éventuelles arrivées d'eau serait sans doute justifiée, à défaut, on pourrait imposer au moins d'aller observer le terrain. L'objectif est de réaliser une coupure drainante dans cette zone très importante au plan technique. Lorsque la pente du talus des terrains en place auxquels le remblai se raccorde est trop importante, il convient aussi le plus souvent de réaliser des redans dans le talus, comme dans le cas des remblais sur pente transversale

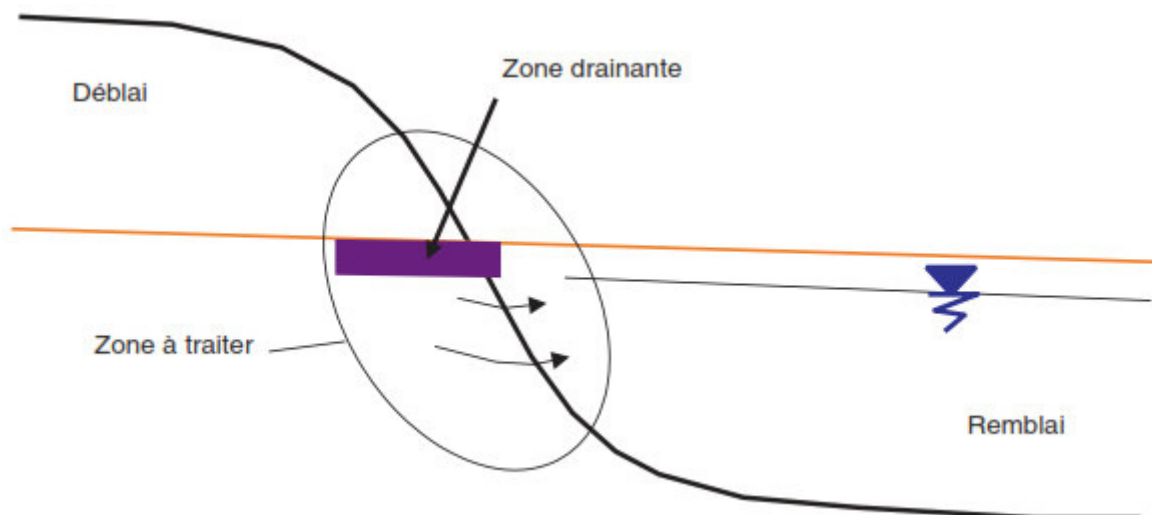


Figure I.3 La transition déblai-remblai

Les circulations d'eau à l'intérieur d'un remblai doivent être prévues et maîtrisées. La chaussée, bien que peu perméable, laisse passer des quantités d'eau de pluie non négligeables, qui ne seront plus reprises par évaporation. De l'eau s'infiltre également aux transitions déblai-remblai, par les accotements et les talus et aussi trop souvent à cause des défaillances fréquentes des systèmes de drainage et d'assainissement. L'objectif est d'éviter qu'il existe des zones de remblai où le sol puisse se saturer et d'éviter ainsi des tassements du corps de remblai, d'une part, et une baisse de la cohésion et donc des coefficients de sécurité sur la stabilité géométrique de l'ouvrage, d'autre part. Un remblai en matériaux hétérogènes constitué de façon anarchique comporte des poches de matériaux plus perméables que les sols qui les entourent. Ces matériaux plus perméables (une différence de perméabilité d'une puissance de 10 suffit à expliquer ces phénomènes) constituent un drain pour le matériau encaissant et vont donc se saturer puis laisser partir progressivement leur eau vers le matériau encaissant, lorsque celui-ci veut s'assécher. Les poches ainsi constituées distribuées de façon anarchique, il est impossible d'aller les rechercher de façon rationnelle après la

fin des travaux par des systèmes drainants (par exemple, à l'aide de drains subhorizontaux). De ce fait, on ne sait plus très bien remettre en état de tels remblais. La conception du corps de remblai, et en particulier du zonage évoqué au sol utilisables et la stabilité du corps de remblai, doit prévoir une émergence latérale (au niveau des talus ou de systèmes drainants) des matériaux plus perméables et interfaces entre matériau plus perméable et matériau moins perméable, afin d'éviter toute accumulation d'eau. Le débouché en talus de telles arrivées d'eau peut provoquer des désordres dans le talus, mais ceux-ci peuvent être maîtrisés en adoucissant la pente ou en mettant en œuvre des dispositifs drainants tels qu'éperons ou masques.

## **I.5 Prise en compte de l'environnement du remblai**

### **I.5.1 Les ouvrages transversaux dans le remblai**

L'implantation systématique des ouvrages transversaux en fond de la vallée conduit à des ouvrages longs, généralement soumis à des surcharges importantes (hauteur maximale de remblai). Dans les thalwegs suffisamment secs, le rétablissement peut être recherché en s'adaptant à la topographie (accrochage latéral sur les versants). Pour assurer un calage d'ouvrage de bonne qualité, on peut envisager de monter le remblai jusqu'à une hauteur suffisante au-dessus de l'ouvrage prévu, puis de le décaisser ensuite au droit de l'ouvrage.

La pose en dépression (pose des structures transversales de telle façon qu'un effet de voute se développe au dessus dans le remblai) ne semble pas poser de problème important, l'emploi d'un matériau déformable (Pneu sol, polystyrène, etc.) pour maîtriser l'effet Marston est bien connu et de mise en œuvre bien définie. Il n'y a pas de pathologie constatée suite à l'utilisation de cette technique.

L'exécution d'ouvrages poussés pose, pour le matériau encaissant des problèmes similaires à ceux rencontrés lors du creusement des tunnels, avec les conséquences connues en déformations et évolutions à terme des matériaux concernés.

### **I.5.2 Les ouvrages longitudinaux dans le remblai**

Les réseaux d'assainissement des eaux de surface sont déterminés par les débits à écouler. Les considérations hydrauliques permettent de choisir entre des ouvrages de petit diamètre et des ouvrages visitables. Pour les petits ouvrages, le choix s'oriente plutôt pour des matériaux sans entretien et présentant peu de raccords (PVC). L'imperméabilisation du terre-plein central est préconisée.



### **I.5.3 Les ouvrages posés sur le remblai ou accolés au remblai**

Les fondations des dispositifs de signalisation verticale posent souvent problème car elles combinent proximité de la pente (talus) et appui sur un remblai (dont la qualité doit être suffisante).

Les dépôts accolés aux talus du remblai nécessitent pour chaque étude de cas une stabilité spécifique.

Le matériau mis en dépôt doit être compacté comme le remblai (ce qui suppose qu'il est dans un état compactable) et il convient dans la plupart des cas, d'assurer un drainage entre le dépôt et le remblai pour éviter les échanges hydriques entre les deux, sauf s'ils sont de nature et d'état identiques.

En cas d'élargissement ultérieur des remblais, la qualité du dossier de récolement est primordiale. Pour les remblais de grande hauteur, l'élargissement de la plate-forme s'effectue souvent par construction d'un mur de soutènement (Magnan et al 1999) ; on est alors ramené à un problème de fondations. Lorsque les talus présentent des signes d'instabilités, on peut également élargir la plate-forme en réalisant une sur-largeur de remblai (rôle de banquettes) ou par raidissement du talus existant (ouvrage renforcé par géotextile, substitution partielle en talus par un matériau de caractéristiques mécaniques plus élevées) (Magnan et al. 1999)

### **I.5.4 La protection superficielle des parements**

L'entretien des risbermes, et en particulier leur drainage, doit être pensé dès le stade du projet sinon elles finissent par disparaître. Le recours aux risbermes est une technique intéressante pour la stabilité globale (elles diminuent nécessairement la pente) et peut éviter l'ouverture de zones de dépôt. Elles permettent également de diminuer la longueur de ruissellement de l'eau le long du talus et contribuent ainsi à la prévention de l'érosion et des ravinelements, surtout dans le cas de matériaux sableux. Une configuration adaptée des risbermes facilitera également la maintenance des talus. Par contre, la stabilité locale d'une berme est plus faible que la stabilité générale d'un talus de pente uniforme, à emprise constante. On exclura donc cette solution dans le cas de sols trop sensibles aux variations de teneur en eau.

Pour la mise en végétation des grands remblais, il est souvent difficile de trouver la terre végétale (gros volume nécessaire) et de l'ancrer au talus (emploi de géotextile). L'idéal consiste à végétaliser au fur et à mesure de l'avancement du chantier, pour éviter les ravinelements et pour fournir des talus verts dès l'ouverture de l'infrastructure. Le choix des espèces dépend des sols (agronomie) et du profil en long (déblai/remblai).

Provisoirement, pendant la durée du chantier, la récupération des eaux météoriques peut se faire par utilisation de descentes souples (PVC, géomembrane) associées à des bourrelets de terre. Ce point, important pour tous les remblais, l'est encore plus pour les remblais de grande

hauteur où un défaut de conception ou de réalisation conduit toujours à des pathologies difficiles à traiter.

## **I.6 Construction des remblais sur sols compressibles**

### **I.6.1 Problèmes spécifiques aux remblais sur sols compressibles**

La construction de remblais sur les sols compressibles pose quatre types de problèmes particuliers: de stabilité, de déformations, d'efforts «parasites» sur les ouvrages voisins et de perturbation de l'écoulement des eaux. Ces problèmes doivent être traités quelle que soit l'épaisseur du remblai.

#### **I.6.1.1 Stabilité**

Les sols compressibles sont en général peu résistants. Lorsqu'ils sont rencontrés en surface, il peut se produire des ruptures, en général de type rotationnel «circulaire» (cylindrique), lors de l'édification du remblai. Par contre, si l'on ne modifie pas ultérieurement la charge appliquée au sol par le remblai, il n'y a pas de risque de rupture différée.

#### **I.6.1.2 Déformations**

Les sols compressibles se déforment verticalement (tassement) et horizontalement sous les remblais. Ces déformations ne sont pas instantanées. Elles commencent pendant la construction et peuvent durer pendant des mois, voire des années ou des dizaines d'années suivant les propriétés des sols et l'épaisseur des couches.

Les tassements ne sont pas uniformes à cause de la section trapézoïdale des remblais, de leur épaisseur variable et de l'hétérogénéité des sols supports.

#### **I.6.1.3 Efforts sur les ouvrages voisins**

Les déformations du sol sous le poids d'un remblai s'étendent au delà des limites de la zone chargée en surface. La construction d'un remblai peut pour cette raison provoquer des tassements sous des ouvrages voisins existants (voies ferrées, autres voies, voie dont le remblai constitue un élargissement, fondations superficielles de bâtiment ou d'ouvrage d'art, etc.).

Les déformations verticales et horizontales des sols compressibles peuvent d'autre part induire des efforts très importants sur les ouvrages fixes ou incapables de suivre les déplacements des sols qui les entourent (fondations profondes d'ouvrages d'art, de bâtiments ou de quais, par exemple).

Cette interaction des remblais et des ouvrages existants ou à construire peut avoir des conséquences importantes sur les conditions d'exploitation des ouvrages. Elle doit être examinée avec soin lors de l'élaboration du projet et du phasage des travaux de construction.

#### I.6.1.4 Ecoulement des eaux

Les sols compressibles sont souvent situés en fond de vallée. La construction d'un remblai en travers de la vallée d'un cours d'eau ou le long de cette vallée perturbe l'écoulement des eaux dans la vallée en période de crues. Les écoulements de crues peuvent éroder le pied du remblai, qui doit alors être protégé. Ils nécessitent aussi souvent de prévoir des ouvertures à travers le remblai pour laisser passer l'eau. La déformation des sols compressibles sous le poids du remblai réduit d'autre part légèrement la perméabilité de ces sols, ce qui peut influencer l'écoulement de l'eau dans la nappe.

#### I.6.2 Comportements caractéristiques des remblais sur sols compressibles

Les propriétés des sols compressibles ont trois conséquences pour les remblais :

- leur stabilité n'est pas automatiquement assurée ;
- ils subissent des tassements importants et de longue durée, qui rendent parfois problématique leur maintien à niveau avec les points durs ;
- leur construction perturbe les ouvrages avoisinants (frottement négatif et efforts horizontaux sur les fondations profondes, tassements différentiels des remblais et fondations superficielles, efforts supplémentaires sur les soutènements).

La maîtrise de ces phénomènes est l'objectif principal des reconnaissances géotechniques, des calculs de dimensionnement et des procédures de construction spécifiques aux remblais sur sols compressibles.

##### I.6.2.1 Stabilité

Les remblais sur sols compressibles connaissent deux formes d'instabilités (Figure 1.4) :

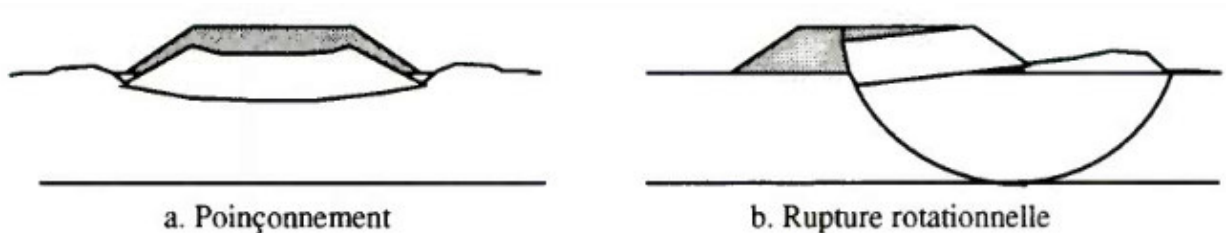


Figure I.4 Mécanismes de rupture des sols compressibles

- des instabilités de Capacité portante par poinçonnement de la couche de sol mou (l'ensemble du remblai s'enfonce en repoussant le sol de part et d'autre). Ce type d'instabilité se produit dans les couches de sol très molles depuis la surface (vases d'estuaires, tourbières, etc.) ;

- des instabilités par rotation d'une partie du remblai et des sols compressibles sur une surface de rupture de forme cylindrique, avec formation d'un escarpement dans le remblai et d'un bourrelet de pied.

La plupart des ruptures sont de type « rotationnel ». Toutes les instabilités se produisent « à court terme », pendant les travaux de construction du remblai (ou d'excavation en pied de remblai...).

Pour évaluer la stabilité d'un remblai sur sols compressibles, il faut déterminer la résistance du sol à court terme (cohésion non drainée). On peut améliorer la stabilité par différentes méthodes (chapitre 3). La construction par étapes, qui joue sur l'augmentation de la résistance du sol au cours du temps sous le remblai déjà construit, et la mise en place de banquettes latérales pour s'opposer au poinçonnement ou à la rupture rotationnelle sont deux des méthodes les plus courantes.

### **I.6.2.2 Tassements**

Les règles de dimensionnement des remblais sur sols compressibles (coefficient global de sécurité  $F = 1,5$  dans la pratique française courante) permettent de limiter les charges supportées par le sol à des valeurs pour lesquelles ses déformations (tassements et mouvements horizontaux) sont finies, même si elles sont importantes et peuvent durer pendant de très longues périodes.

Dans les conditions usuelles, le tassement se produit pour une faible part pendant la construction du remblai, pour l'essentiel pendant la phase dite de consolidation primaire et pour le reste pendant la période dite de compression secondaire ou de fluage. Le tassement immédiat (pendant la mise en place des couches successives du remblai) se développe en général à volume de sol constant, de sorte qu'il s'accompagne de déplacements horizontaux d'amplitude équivalente. Le tassement de consolidation primaire tend vers sa valeur finale en suivant une loi exponentielle. Le tassement de compression secondaire augmente comme le logarithme du temps. Des surpressions interstitielles subsistent pendant tout le processus de déformation du sol, y compris pendant la phase de fluage finale.

Il faut garder à l'esprit que ce processus en trois phases se réinitialise chaque fois que l'on applique une nouvelle charge au sol, c'est à dire en particulier quand on vient «recharger» le remblai pour le ramener à son niveau théorique.

### **I.6.2.3 Mouvements horizontaux**

L'amplitude maximale des déplacements horizontaux des sols compressibles sous les remblais représente en général 15% de l'amplitude du tassement. Ces déplacements conservent la même forme pendant la consolidation, ce qui facilite leur prévision et leur contrôle par des mesures inclinométriques. Les mouvements horizontaux peuvent être plus importants pendant la

construction du remblai (conditions non drainées). On peut les limiter en améliorant les conditions de drainage du sol. Les mouvements horizontaux des sols compressibles sous les remblais sont l'une des causes principales des efforts parasites sur les ouvrages avoisinants.

#### **I.6.2.4 Efforts parasites sur les ouvrages avoisinants**

Les tassements sous les remblais créent des efforts de frottement négatif sur les pieux qui se trouvent dans leur zone d'influence (y compris à l'extérieur du remblai dans certains cas). D'autre part, les mouvements horizontaux du sol exercent aussi des efforts « parasites » horizontaux sur ces pieux. Ces efforts supplémentaires doivent être pris en compte dans le calcul des fondations profondes. Ils peuvent être limités, voire pratiquement supprimés, si le remblai est construit suffisamment à l'avance.

Les mouvements verticaux et horizontaux du sol peuvent également produire des efforts supplémentaires sur les ouvrages de soutènement situés en contrebas.

Enfin, la construction d'un remblai sur sol compressible provoque un tassement de la surface du sol sur une certaine distance (fonction de l'épaisseur des sols compressibles) au-delà du pied des talus du remblai. Ce tassement peut provoquer la fissuration d'ouvrages fondés superficiellement dans la zone d'influence du remblai. En particulier, l'élargissement des remblais sur sols compressibles est une opération complexe qui doit être étudiée avec soin.

## **I.6 Conclusion**

De ce premier chapitre, on peut déduire la faisabilité des grands remblais pour les comparer avec la solution viaducs, ainsi que quelques pathologies des remblais hauts (glissement des talus, tassement important).

On a aussi parlé sur le support du remblai ainsi que son environnement (ouvrages protection des parements).

On a conclu que le sol compressible subissant des remblais doit être traité pour améliorer son comportement.

## CHAPITRE II

# ETUDE DE LA CAPACITE PORTANE DES REMBLAIS SUR SOLS COMPRESSIBLES

### Introduction

Dans ce chapitre, on expose les méthodes de calcul de la capacité portante des fondations superficielles développées par plusieurs chercheurs dans le monde.

La première partie de ce chapitre permet de présenter les méthodes conçues pour le calcul de la portance le cas statique.

La deuxième partie présente celles conçues pour le cas dynamique en prenant en compte l'action sismique dans le sol de fondation.

## II.1. Les méthode de calcul dans le cas statique

### II.1.1 Généralités sur la capacité portante des fondations superficielles

Les facteurs de la capacité portante des fondations superficielles sont nombreux et variés. Les calculs distinguent :

- la forme des fondations (semelles filantes, carrées, rectangulaires ou circulaires),
- l'inclinaison du sol ou de la fondation (sol horizontal, sol incliné, bord de talus, fondation inclinée),
- la géométrie et les propriétés mécaniques du sol (sol homogène, sol stratifié, sol cohérent, sol cohérent et frottant),
- les conditions de contact entre semelle et sol (contact rugueux, contact lisse),
- les caractéristiques de la charge appliquée (charge verticale centrée, excentrée, inclinée),
- l'influence de l'eau (présence d'une nappe à différentes profondeurs).

Les méthodes de calcul correspondantes ont été développées progressivement depuis le début du vingtième siècle. Elles doivent beaucoup à quelques précurseurs (Terzaghi, Meyerhof, Brinch Hansen, Caquot, de Beer...), qui ont établi un ensemble de règles validées par l'expérience et couvrant la plupart des situations courantes.

À partir des années 1950, l'évolution de la théorie de la plasticité a offert des outils d'analyse qui proposent un nouveau regard sur les méthodes de calcul classiques (Salençon, 1974 Chen, 1975), mais dont l'utilisation n'a pas modifié la pratique des études de fondations. L'analyse limite et sa généralisation, le calcul à la rupture, définissent des règles d'encadrement des charges limites par une approche dite statique ou par l'intérieur et une approche dite cinématique ou par l'extérieur. Sous certaines conditions, ces deux approches convergent vers une solution unique, qui est à la fois statiquement et cinématiquement admissible, c'est à dire vérifie toutes les conditions aux limites imposées et respecte les critères de stabilité des matériaux.

### II.1.2 Bases conceptuelles des calculs de stabilité

On peut analyser la stabilité des fondations superficielles, mais aussi des autres ouvrages géotechniques, de quatre façons différentes :

- par analyse d'équilibre limite,
- par analyse limite,
- par des calculs en déformations et
- par des corrélations avec des essais en place.

Avant d'inventorier les méthodes de calcul proposées aux ingénieurs dans la littérature spécialisée, il nous a semblé utile de rappeler les bases conceptuelles et historiques de ces méthodes.

### II.1.2.1 L'analyse d'équilibre limite

L'analyse d'équilibre limite applique des principes de base de la mécanique des matériaux et des structures qui étaient utilisées en génie civil longtemps avant l'invention de la plasticité et même de l'élasticité. Les équilibres de forces découlent des travaux de Galilée (1638) et Newton (1687) et ont vu leur première application géotechnique dans les travaux de Coulomb (1773) et de son prédécesseur Couplet (1727).

L'idée est que tout solide ou toute partie de solide en équilibre (comme l'est un ouvrage géotechnique avant la rupture) est soumis(e) à un système de forces et moments en équilibre.

La référence aux parties de solides en équilibre permet de raisonner aussi sur les forces internes, donc sur les contraintes, et de définir deux principes :

- les charges (forces et moments externes, forces internes) appliquées à un solide en équilibre doivent être équilibrées (forces et moments résultants égaux à zéro) ;
- les forces internes ou contraintes doivent être inférieures ou égales à la résistance des sols et des autres matériaux existant dans le solide considéré.

Avec les concepts et les notations actuels, ces principes peuvent être exprimés par deux ensembles d'équations :

$$\begin{cases} \sum F_i = 0 & \text{(forces)} \\ \sum M_j = 0 & \text{(moments)} \end{cases} \quad \text{(II-1-a)}$$

$$\text{Charges} \leq \text{Résistances} \quad \text{(II-1-b)}$$

$$\text{div}\sigma + f_i = 0 \quad \text{(II-2-a)}$$

$\sigma$  satisfait les conditions aux limites en forces et contraintes

$$\text{Contrainte } \sigma \leq \text{Résistances} \quad \text{(II-2-b)}$$

Les équations (II-1a) et (II-1b) s'appliquent aux cas où les sols et les ouvrages sont traités comme des solides soumis à des forces  $F_i$  et à des moments  $M$ . Les équations (II-2a) et (II-2b) s'appliquent dans les cas où l'on utilise la mécanique des milieux continus (contraintes  $s$  et forces volumiques  $f_{ij}$ ). Dans les deux cas, l'analyse d'équilibre limite définit l'équilibre dans un contexte de stabilité. Les conditions aux limites imposées aux déplacements ne sont pas prises en compte explicitement, mais elles sont intégrées de fait dans la géométrie des blocs dont on analyse l'équilibre.



La formulation de l'analyse d'équilibre limite en termes de contraintes trouve ses précurseurs dans les travaux de Rankine (1856) et de Lévy (1867), Résal (1903, 1910), Massau (1905), Caquot (1934) et Frontard (1936).

La résolution des équations (II-2a) et (II-2b) a fait l'objet de nombreuses recherches et est facilitée notamment par la méthode dite des caractéristiques (Sokolovskij, 1960b).

L'analyse d'équilibre limite est la méthode d'analyse de stabilité la plus couramment utilisée en géotechnique.

### II.1.2.2 L'analyse limite

L'évolution des concepts de la mécanique depuis le 18ème siècle a permis le développement d'une autre stratégie d'analyse de stabilité appelée « analyse limite ». L'analyse limite utilise notamment les concepts de travaux virtuels et équilibre statique (Lagrange, 1788) et le principe du travail plastique local maximal (Kazinczy, 1914 ; Kist, 1917 ; Gvozdev, 1938, 1948 ; Markov, 1947 ; Hill, 1948, 1950 ; Drucker, 1951, 1962 ; Drucker et Prager, 1952). L'analyse cinématique régularisée, qui sera évoquée plus loin, s'appuie de plus sur les travaux de Moreau (1966) et Nayrolles (1970).

La grande différence entre l'analyse limite et l'analyse d'équilibre limite réside dans la prise en compte de la cinématique des déformations dans l'analyse de la rupture. L'analyse des déformations permet d'une part de raisonner en termes de travail des forces internes et externes, et plus seulement en termes d'équilibres de forces, et d'autre part de tenir compte directement des conditions aux limites sur les déplacements.

L'analyse limite admet que les sols et autres matériaux ont un comportement élastique (ou rigide) parfaitement plastique, avec une loi d'écoulement plastique associée. Notons que cette loi d'écoulement plastique associée n'est en fait utilisée que pour calculer les puissances virtuelles de la déformation du matériau à l'état limite de contraintes, ce qui est aussi la base du calcul à la rupture (Salençon, 1996 ; p. 129). Des présentations détaillées en ont été données par Salençon (1974, 1983, 1996), Chen (1975) et Christiansen (1996). Deux théorèmes limites ont été établis, qui définit deux approches des charges limites par valeurs supérieures et par valeurs inférieures :

- selon le théorème des bornes supérieures, si le travail d'une force externe associé à une cinématique de rupture est supérieur au travail des forces internes (bornées par la résistance des matériaux) pour la même cinématique de rupture, alors cette force est supérieure à la charge limite de rupture. Cette approche, dite cinématique, consiste donc à construire des cinématiques ou mécanismes de rupture respectant les conditions aux limites sur les déplacements, et à trouver pour chacun d'eux des forces ou combinaisons de forces trop grandes pour la résistance du sol ;

- selon le théorème des bornes inférieures, si l'on peut trouver dans les matériaux (sols et structures) un champ de contraintes qui équilibre la charge extérieure appliquée, tout en restant compatible avec les résistances des différents matériaux, alors cette charge ne peut être supérieure à la charge limite de rupture. Cette approche, dite statique, consiste donc à chercher des champs de contraintes qui vérifient les conditions d'équilibre statique et les critères de résistance des matériaux et équilibrent la plus grande charge extérieure possible.

La méthode cinématique a connu une plus grande popularité que la méthode statique et de nombreuses bornes supérieures ont été proposées pour la portance des sols. Les mécanismes de rupture correspondant à ces bornes supérieures comportent des surfaces de discontinuité, où la vitesse de déplacement instantané fait un angle  $\phi$  avec la surface de contact (Figure II-1.a) et des zones de déformation plastique, où la loi d'écoulement plastique associée détermine la géométrie et l'extension de la rupture (Figure II-1.b). L'angle entre la vitesse de déplacement et la surface de discontinuité explique la forme de spirale logarithmique des surfaces de rupture dans de nombreux modèles de calcul à base de blocs.

On ne peut comparer directement les analyses d'équilibre limite et les calculs d'analyse limite, qui ne résolvent pas les mêmes équations et posent différemment le problème de l'équilibre limite. Même si l'analyse limite paraît plus proche des concepts modernes de la mécanique, elle comporte aussi des approximations fortes qui peuvent l'éloigner de la réalité des sols, tandis que la force de l'analyse d'équilibre limite réside dans le choix de mécanismes de rupture inspirés des modes de rupture observés et la grande expérience acquise dans son utilisation (Magnan et Droniuc, 2000).

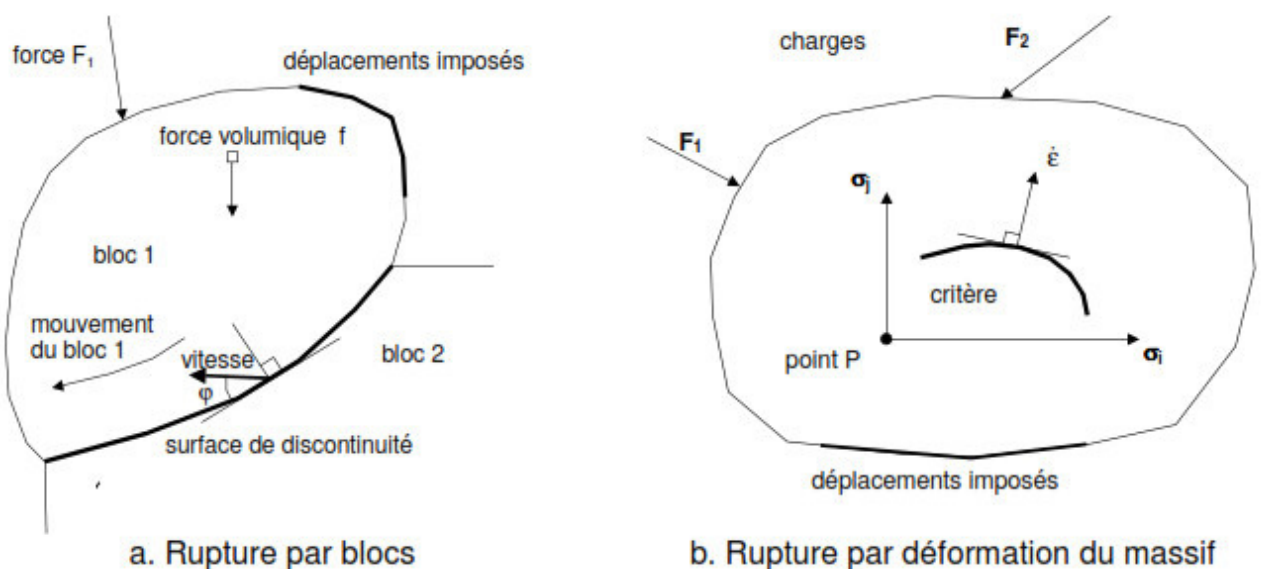


Figure II.1 Particularités des calculs de stabilité dans l'approche cinématique de l'analyse limite

### II.1.2.3 Les calculs en déformations

Dans les sols et les roches, la rupture est toujours précédée de déformations, plus importantes et visibles dans les sols, mais aussi présentes dans les roches. La rupture peut être repérée par l'amorce de grands déplacements lors de la rupture des matériaux (ruptures de remblais sur sols mous, glissements de terrain, par exemple), mais aussi par une augmentation des mouvements de terrain, sans instabilité réelle (fondations superficielles et fondations profondes), le cas des soutènements étant intermédiaire (la rupture côté poussée est généralement confinée et la rupture côté butée est la vraie cause de l'instabilité).

La rupture peut donc être définie en termes de déplacements, à condition de savoir calculer des déformations non linéaires et qui se concentrent si nécessaire sur des surfaces de rupture. Il est évident que cette possibilité n'existait pas au début du 20ème siècle et qu'elle n'est offerte que depuis l'avènement du calcul élastoplastique sur ordinateur, notamment par le calcul en éléments finis.

Les calculs d'équilibre limite et d'analyse limite supposent que l'instabilité ne dépend pas de l'état initial du sol et de sa réponse aux faibles valeurs des charges. Dans les calculs en déplacements, la rupture est au contraire définie sur la courbe (les courbes) de variation des déplacements en fonction de la charge et/ou du temps (figure II-2).

L'approche en déplacements des calculs de stabilité est à la fois la plus naturelle, car elle suit l'évolution des terrains et des ouvrages depuis leur état initial jusqu'à la rupture (ou ce qui est défini conventionnellement comme la rupture), et la plus exigeante car elle nécessite de connaître la déformabilité des matériaux en plus de leur résistance. Les paramètres de déformabilité des sols sont particulièrement sensibles aux conditions de prélèvement des carottes pour les essais de laboratoire et aux conditions d'exécution des essais en place. Mais on rencontre aussi des difficultés pour spécifier l'état initial des contraintes dans le sol, qui conditionne l'étendue de la plage élastique avant d'atteindre le critère de plasticité et le passage à un mode de déformation différent.

Le perfectionnement des outils de calcul de stabilité en déplacements est toutefois une voie d'avenir, notamment pour les ouvrages complexes.

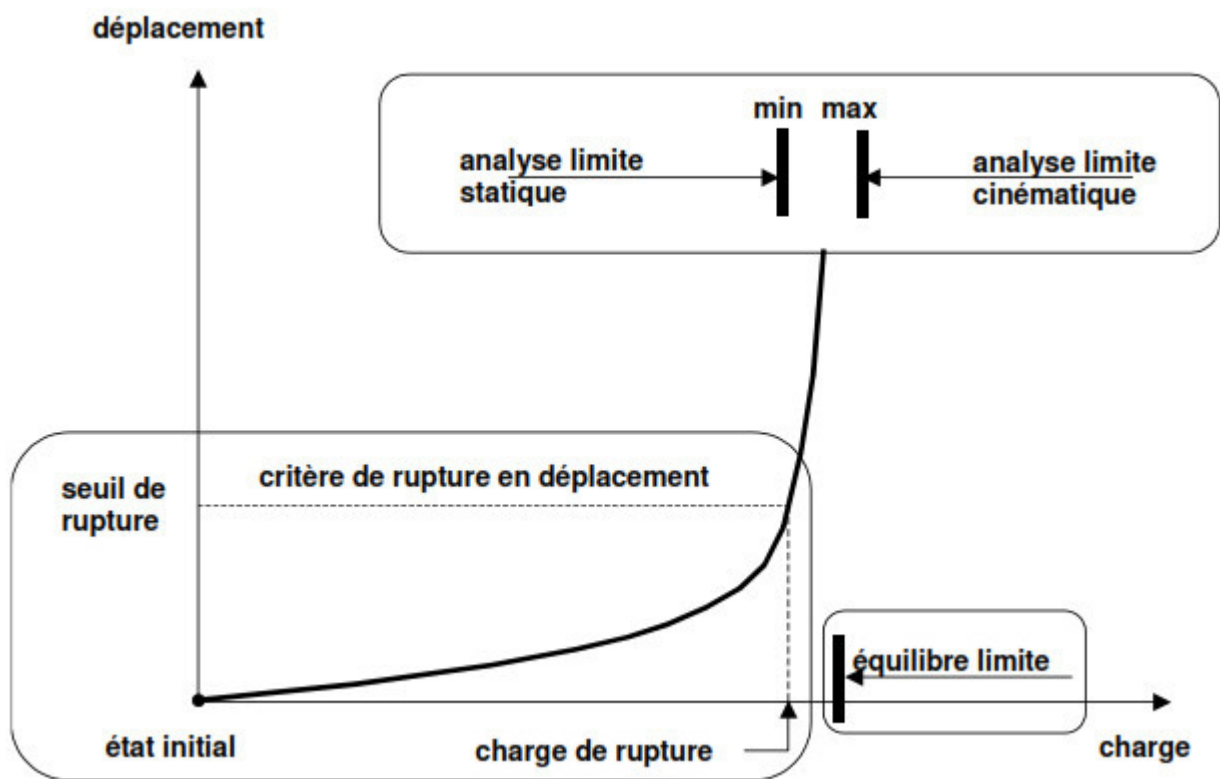


Figure II.2 Définitions de la rupture pour le calcul en déplacements, l'analyse limite et l'analyse d'équilibre limite

#### II.1.2.4 Les méthodes dérivées des essais en place

Les essais en place (pénétromètre statique et dynamique, scissomètre, essais de pénétration de carottier – SPT, pressiomètre, ...) complètent depuis plus de cinquante ans les essais de laboratoire pour la caractérisation mécanique des sols, notamment pour les sols où l'on ne peut prélever d'échantillons représentatifs. Leurs résultats sont parfois exploités pour obtenir par corrélations ou par transformation analytique des paramètres de résistance utilisables pour l'analyse d'équilibre limite ou l'analyse limite ( $c_u$ ,  $c'$  et  $\phi'$ ). Mais ils sont souvent utilisés directement pour évaluer la charge limite du massif de sol par des formules simples, du type de celle utilisée pour déduire la portance de la pression limite pressiométrique (Ménard) :

$$q_{\max} = k(p_l - p_0) + q_0 \quad (\text{II} - 3)$$

Ces formules ne font plus référence à un équilibre de contraintes ou mécanisme de rupture quelconque et proviennent en général d'une étude de corrélation entre les résultats d'essai et la portance des massifs de sol. Elles sont souvent complétées par des coefficients correcteurs (d'inclinaison, d'excentrement, d'encastrement, etc.) directement inspirés de l'analyse d'équilibre limite ou d'analyse limite.

Ces méthodes sont très souvent utilisées pour l'étude des ouvrages courants.

### II.1.3 Inventaire des méthodes de calcul de la portance des fondations superficielles

Le développement des méthodes de prévision de la capacité portante des sols sur la base des résultats d'essais de laboratoire, c'est à dire en utilisant le critère de rupture de Mohr-Coulomb ( $\tau_{\max} = c + \sigma \tan \phi$ ), est déjà ancien et il devient compliqué d'en faire une description exhaustive. On peut heureusement se référer à l'état des lieux dressé par Meyerhof en 1963 qui fait le point du calcul des fondations superficielles 20 ans après le manuel de Terzaghi (1943), et à celui de Vesic (1973). Terzaghi (1943) donne pour sa part des indications sur les théories développées au début du vingtième siècle.

#### II.1.3.1 Terzaghi

La première expression générale de la capacité portante a été écrite par Terzaghi (1943) sous la forme

$$q_{\max} = cN_c + qN_q + \frac{\gamma B}{2} N_\gamma \quad (\text{II - 4})$$

avec les expressions suivantes des trois facteurs de capacité portante :

$$\begin{cases} N_c = (N_q - 1) \cot \varphi \\ N_q = \exp \left[ \left( \frac{3\pi}{2} + \varphi \right) \tan \varphi \right] / 2 \cos^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \\ N_\gamma = 0.5 \tan \varphi \left( \frac{k_{p\gamma}}{\cos^2 \varphi} - 1 \right) \quad \text{avec } k_{p\gamma} \text{ donné par des tables} \end{cases} \quad (\text{II - 5})$$

#### II.1.3.2 Meyerhof

Meyerhof (1963) explique que la portance des semelles filantes est calculée en suivant la forme générale (II - 4) décrite par Terzaghi, avec des expressions établies par Prandl (1920) pour  $N_c$ , par Reissner (1924) pour  $N_q$  et par lui-même (Meyerhof, 1961) pour une valeur approchée de  $N_\gamma$ , ces coefficients ne tenant pas compte de la résistance au cisaillement dans le sol situé au-dessus de la base de la fondation :

$$\begin{cases} N_c = (N_q - 1) \cot \varphi \\ N_q = \exp(\pi \tan \varphi) \cdot \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \\ N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\varphi) \end{cases} \quad (\text{II - 6})$$

Pour les semelles circulaires et rectangulaires de côtés B et L, des facteurs partiels ont été proposés, à l'initiative de Skempton (1951) pour les argiles, par interpolation entre le cas des semelles filantes et celui des semelles circulaires :

$$\begin{cases} s_c = 1 + 0.2 \frac{B}{L} \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \\ s_q = s_\gamma = 1 \end{cases} \quad \text{si } \varphi = 0 \quad (\text{II - 7})$$

$$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1 \frac{B}{L} \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad \text{si } \varphi > 10^\circ$$

Pour les fondations rectangulaires, une interpolation est aussi proposée pour corriger la valeur de l'angle de frottement interne, plus forte de 10% dans les ruptures en déformations planes ( $\phi_p$ ) que dans les essais triaxiaux ( $\phi_t$ ) :

$$\varphi = \varphi_p = \left( 1.1 - 0.1 \frac{B}{L} \right) \varphi_t \quad (\text{II - 8})$$

S'il y a de l'eau dans le sol, ou si le sol n'est pas homogène, il est recommandé d'utiliser des valeurs moyennes du poids volumique déjaugé (sous l'eau) et non déjaugé (en l'absence d'eau), de la cohésion c et de l'angle de frottement interne  $\phi$  :

- jusqu'à deux fois B sous la base des semelles filantes,
- jusqu'à une fois B sous la base des semelles circulaires et carrées.

Pour tenir compte de la résistance du sol au-dessus de la base de la fondation, on utilise d'autres facteurs partiels :

$$\begin{cases} d_c = 1 + 0.2 \frac{D}{L} \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \\ d_q = d_\gamma = 1 \end{cases} \quad \text{si } \varphi = 0 \quad (\text{II - 9})$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \frac{D}{L} \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad \text{si } \varphi > 10^\circ$$

Meyerhof indique aussi que, pour les charges excentrées, la pratique consistant à faire le calcul de portance sur une semelle filante de largeur B' réduite :

$$B' = B - 2e \quad (\text{II - 10})$$

semble trop sévère par comparaison avec les résultats d'essais. Les observations sont intermédiaires entre ces valeurs et celles déduites d'une répartition triangulaire des pressions sous la semelle (Brinch Hansen, 1955). Toutefois, en cas de double excentrement, la réduction de la longueur et de la largeur de deux fois les excentrements correspondants est jugée suffisante.

Pour les charges inclinées, les travaux de Schultze (1952) et de Meyerhof (1953) ont défini des coefficients réducteurs égaux à :

$$\begin{cases} i_c = i_q = \left(1 - \frac{\delta}{90}\right)^2 \\ i_\gamma = \left(1 - \frac{\delta}{\varphi}\right)^2 \end{cases} \quad (\text{II - 11})$$

en fonction de l'angle d'inclinaison de la charge par rapport à la verticale ( $\delta$ , exprimé en degrés). Il est conseillé d'incliner la base de la fondation en cas de charge inclinée permanente (par exemple, pour reprendre les charges d'un pont en arc). La solution est alors semblable à celle d'une fondation sur pente.

Dans le cas général, la formule de calcul de la capacité portante du sol a donc la forme :

$$q_{\max} = c s_c d_c i_c N_c + q s_q d_q i_q N_q + \frac{\gamma B}{2} s_\gamma d_\gamma i_\gamma N_\gamma \quad (\text{II - 12})$$

Meyerhof attire l'attention du lecteur sur la liaison entre la résistance et le déplacement : sous une charge inclinée et excentrée, une fondation superficielle peut se déplacer horizontalement de 5 à 20% de la largeur de la fondation, et tourner de 1 à 5 degrés, selon la densité ou rigidité du sol et la profondeur d'encastrement de la fondation. Ces déplacements sont nécessaires pour mobiliser la résistance du sol et peuvent avoir une influence importante sur les structures qu'il porte. Pour limiter les déplacements des fondations, il faut les élargir ou les encastrent plus profondément. D'autre part, si la rigidité de la fondation est faible par rapport à celle du sol, il faut utiliser une approche différente, par exemple avec des coefficients de réaction.

### II.1.3.3 Vesić

Vesić (1973) présente un panorama complémentaire du développement de l'analyse de la capacité portante des fondations superficielles. Il rappelle que l'histoire des premiers travaux sur le sujet, commençant à Rankine en 1857, a été décrite dans le premier traité de mécanique des sols de Terzaghi (1925, chapitre 24). Les recherches modernes partent de l'article de Prandl (1921) sur le poinçonnement des métaux, qui a été étendu aux matériaux non pesants à frottement interne par Reissner (1924) et aux problèmes axisymétriques par Hencky (1934).

La première application de ces solutions au calcul des fondations est due à Caquot (1934) et à Buisman (1935), qui a inspiré les premières tentatives d'extension des calculs de plasticité aux sols pesants (Raes, 1941) et suggéré la superposition du terme en  $N_\gamma$  avec les deux autres termes de l'équation de la capacité portante. Cette approche a été adoptée à la même époque par Terzaghi (1943) et a exercé une influence durable sur tous les travaux ultérieurs. Vesić donne un tableau des références des principales contributions aux études théoriques de 1940 à 1970 :

- pour les problèmes plans : Terzaghi (1943), Mizuno (1948), Meyerhof (1948, 1951, 1955), Caquot et Kérisel (1953, 1956), Lundgren et Mortensen (1953), Sokolovskij (1960), GorbunovPosadov (1965), Hansen (1969);

- pour les problèmes axisymétriques : Ishlinskij (1944), Berezantsev (1952), Mizuno (1953), Shield (1955), Eason et Shield (1960), Cox et al. (1961) et Cox (1962).

Il donne aussi les références des états des connaissances publiés pendant la même période : Terzaghi (1943), Terzaghi et Peck (1967), de Beer (1949, 1965), Skempton (1951), Meyerhof (1951, 1963), Brinch Hansen (1957, 1961, 1970), de Beer et Vesic (1958), Naujoks (1963), Lambe (1965), de Mello (1969), Whitman (1970), Hvorslev (1970) et Weiss (1970). Vesic décrit le mode de calcul par superposition de la capacité portante avec les facteurs  $N_c$  et  $N_q$  de Prandl et Reissner; pour  $N_\gamma$ , il indique que la solution tabulée de Caquot et Kérisel (1953) peut être représentée avec moins de 10% d'erreur sur l'intervalle  $15 < \phi < 45$  degrés (moins de 5% d'erreur entre 20 et 40 degrés) par l'expression :

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \varphi \quad (\text{II - 13})$$

La superposition des trois termes de capacité portante donne une estimation approchée par défaut (de 17 à 10% au plus pour  $\phi = 30$  à 40 degrés) mais exacte pour  $\phi = 0$  degré. L'auteur indique que le choix d'un angle de frottement en déformations planes n'est pas nécessairement la meilleure solution pour rapprocher les résultats des calculs des portances observées. La prise en compte de la rupture progressive du sol sous des niveaux de contraintes variés semble une voie plus prometteuse.

Pour les coefficients correcteurs appliqués à chacun des termes de la formule (II - 4), Vesic donne les expressions suivantes :

- coefficients de forme

$$\begin{cases} s_c = 1 + \frac{B}{L} \frac{N_q}{N_c} = 1 + \frac{B}{L} \frac{N_q}{N_q - 1} \tan \varphi \\ s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \varphi \\ s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L} \end{cases} \quad (\text{II - 14})$$

- coefficients de profondeur (pour  $D/B=1$ , d'après Brinch Hansen, 1970)

$$\begin{cases} d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \frac{D}{B} \\ d_\gamma = 1 \end{cases} \quad (\text{II - 15})$$



L'effet de la compressibilité du sol et de la dimension de la fondation est ensuite longuement discuté. La diminution de la résistance du sol lorsque la taille de la fondation augmente semble provenir de trois causes :

- l'enveloppe des cercles de Mohr n'est pas une droite ;
- la rupture se développe progressivement sur la surface de rupture ;
- il existe des zones de plus faible résistance dans tous les sols naturels.

Cette diminution provient principalement du terme  $N_\gamma$ . Des équations sont proposées pour en tenir compte.

#### II.1.3.4 DTU 13.12

Trente-sept années après l'ouvrage de Terzaghi, les pratiques recommandées pour le calcul des fondations superficielles sont peu différentes (Frank, 1999). Dans les textes français actuels (DTU 13.12, 1988), la formule de calcul de la capacité portante a toujours trois termes (termes de cohésion, de profondeur et de gravité ou surface) :

$$q_{\max} = c N_c(\varphi) + (q + \gamma_2 D) N_q(\varphi) + \frac{\gamma_1 B}{2} N_\gamma(\varphi) \quad (\text{II} - 16)$$

en distinguant les poids volumiques du sol au-dessus ( $\gamma_2$ ) et au-dessous ( $\gamma_1$ ) de la base de la semelle. Les coefficients  $N_c$  et  $N_q$  sont toujours ceux de Prandl et Reissner. Les valeurs de  $N_\gamma$  sont celles de Meyerhof (1955) pour une fondation à base rugueuse. Pour les semelles filantes sur sols mous ou lâches, il est rappelé que Terzaghi et Peck (1967) recommandent d'utiliser les deux tiers de  $c$  et  $\phi$  dans les calculs, au lieu de  $c$  et  $\phi$ .

L'influence de la forme de la semelle est décrite comme proposé par Terzaghi (1943) [Ces coefficients de forme ont été modifiés dans la seconde édition de l'ouvrage de Terzaghi et Peck (1967), qui adopte les coefficients de Meyerhof].

L'influence de l'inclinaison est décrite selon les formules de Meyerhof (1956). Celle de l'excentrement est aussi représentée, selon la proposition initiale de Meyerhof, par une réduction des dimensions de la semelle de deux fois l'excentrement.

Néanmoins, ces ressemblances sont trompeuses : les méthodes utilisées pour calculer la capacité portante diffèrent actuellement, dans les recommandations et les normes, mais aussi dans les manuels utilisés pour l'enseignement, en fonction des approximations retenues pour les (nombreux) éléments du calcul dont les solutions exactes ne sont pas connues. Différentes variantes de ces méthodes de calcul sont inventoriées ci-après.

### II.1.3.5 Eurocode 7

La formule de calcul de la capacité portante des fondations superficielles donnée comme exemple dans le projet d'Eurocode 7 a la même structure générale que celles décrites jusqu'ici, avec trois termes comportant chacun un facteur de capacité portante et des coefficients correcteurs.

Pour les calculs en conditions non drainées, la formule suggérée est :

$$q_{\max} = \frac{V}{A'} = (\pi + 2)c_u s_c i_c b_c + q \quad (\text{II - 17})$$

(ce qui correspond à la valeur minimale de  $N_c$  pour  $\phi=0$ , soit  $N_c = 5,14$ ), avec des coefficients correcteurs égaux à :

\* pour la forme de la fondation :

$$\begin{cases} s_c = 1 + 0.2B'/L' & \text{pour une semelle rectangulaire de dimensions réduites } B' \text{ et } L' \\ s_c = 1.2 & \text{pour une semelle circulaire} \end{cases} \quad (\text{II - 18})$$

\* pour l'inclinaison de la charge (composantes horizontale H et verticale V) :

$$i_c = 0.5 \left( 1 + \sqrt{1 - \frac{H}{A'c_u}} \right) \quad (\text{II - 19})$$

\* pour l'inclinaison de la base de la fondation :

$$b_c = 1 - \frac{2\alpha}{\pi + 2} \quad (\text{II - 20})$$

$A'$  ( $B' \times L'$ ) est l'aire de la surface de contact de la semelle avec le sol après réduction de deux fois l'excentrement dans chaque direction, selon la méthode de Meyerhof.

Pour les calculs en contraintes effectives ( $c'$ ,  $\phi'$ ), la formule de calcul de base est :

$$q'_{max} = c' N_c s_c i_c b_c + q' N_q s_q i_q b_q + 0.5 \gamma' B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma b_\gamma \quad (\text{II - 21})$$

où

$q'_{max}$  est la pression effective maximale sous la semelle,

$\gamma'$  est le poids volumique déjaugé du sol sous le niveau de la fondation,

$B'$  est la largeur réduite de la fondation,

$c'$  est la cohésion du sol,

$N_c$ ,  $N_q$  et  $N_\gamma$  sont les facteurs de capacité portante,

$s_c$ ,  $s_q$  et  $s_\gamma$  sont les facteurs de forme,

$i_c$ ,  $i_q$  et  $i_\gamma$  sont les facteurs d'inclinaison de la charge,

$b_c$ ,  $b_q$  et  $b_\gamma$  sont les facteurs d'inclinaison de la base de la fondation.

Le tableau suivant rassemble les valeurs de ces facteurs et les expressions des coefficients correcteurs correspondants.

Tableau II.1 Facteurs de capacité portante et coefficients correcteurs (projet d'Eurocode 7)

	Terme de surface ou gravité $N_\gamma$		Terme de profondeur $N_q$		Terme de cohésion $N_c$	
	$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \varphi$		$N_q = \exp(\pi \tan \varphi) \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$		$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi$	
Valeurs de $N_\gamma, N_q, N_c$	$\varphi$ (deg)	$N_\gamma$	$\varphi$ (deg)	$N_q$	$\varphi$ (deg)	$N_c$
	0	0	0	1	0	5,1
	5	0,11	5	1,6	5	6,5
	10	0,50	10	2,5	10	8,3
	15	1,60	15	3,9	15	11,0
	20	4,60	20	6,4	20	14,8
	25	9	25	10,7	25	20,7
	30	20	30	18,4	30	30,1
	35	45	35	33,3	35	46,1
	40	106	40	64,2	40	75,3
	45	268	45	134,9	45	133,9
Forme <sup>(1)</sup> $c', \varphi'$	$s_\gamma = 1 - 0,3 \frac{B'}{L'}$		$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \sin \varphi'$		$s_c = \frac{s_q N_q - 1}{N_q - 1}$	
Profondeur	(pas de formule)		(pas de formule)		(pas de formule)	
Inclinaison de la charge <sup>(2)</sup>	$i_\gamma = \left[ 1 - \frac{H}{V + A' c' \cot \varphi'} \right]^{m+1}$		$i_q = \left[ 1 - \frac{H}{V + A' c' \cot \varphi'} \right]^m$		$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c} \tan \varphi'$	
Inclinaison de la semelle	$b_\gamma = (1 - \alpha \tan \varphi)^2$		$b_q = (1 - \alpha \tan \varphi)^2$		$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c} \tan \varphi$	
Talus	(pas de formule)		(pas de formule)		(pas de formule)	
Excentrement	Réduction de B de $2e_B$ Réduction de L de $2e_L$		Réduction de B de $2e_B$ Réduction de L de $2e_L$		Réduction de B de $2e_B$ Réduction de L de $2e_L$	
Notes						
(1) Les formules sont données pour une semelle rectangulaire de côtés $L > B$ . Pour un carré ou un cercle, on fait $L=B$ dans les formules.						
(2) La valeur du paramètre $m$ dépend du sens de l'inclinaison de la charge. Il vaut :						
$m = m_B = \frac{2 + B'/L'}{1 + B'/L'}$ lorsque $H$ est dirigée dans la direction de $B$ ,						
$m = m_L = \frac{2 + L'/B'}{1 + B'/B'}$ lorsque $H$ est dirigée dans la direction de $L$ .						
Lorsque la force est dirigée dans une direction quelconque $\theta$ , le paramètre $m$ vaut :						
$m = m_B \cos^2 \theta + m_L \sin^2 \theta$						

### II.1.4 Conclusion [3]

Les méthodes de calcul de la capacité portante des fondations superficielles ont une allure identique puisqu'elles sont toutes présentées selon la décomposition en trois termes introduite par Terzaghi, mais les détails sont très variés d'un auteur à l'autre.

## II.2. Les méthode de calcul dans le cas sismique

La capacité portante d'un sol est la contrainte que peut reprendre le sol avant rupture par cisaillement. Plusieurs méthodes issues d'essais permettent de la déterminer. Une fois calculée, il faut procéder à une vérification cette capacité portante sous action statique dans un premier temps puis sous actions sismiques si il y'a lieu dans un second temps.

Pour ce faire, il était commun d'utiliser la réglementation du DTU13.12 et Fascicule V pour la vérification statique puis d'utiliser les recommandations du PS92 pour vérifier la portance sous actions sismiques. Le calcul se résumait ainsi à un calcul statique de portance pour lequel on aura pris soin de modifier le coefficient de sécurité.

Cependant depuis la publication des Eurocodes et des normes nationales, il faut désormais se référer à la norme nationale NFP 94-261 Fondations superficielles pour les vérifications. Cette norme nationale explicite les vérifications à mener notamment en termes de portance. Les vérifications de portance statique sont sur le principe identique à celles du DTU13.12 et Fascicule V, seul la présentation diffère. En effet, la norme NFP94-261 travaille à partir des charges tandis que le DTU13.12 et Fascicule V établissait la vérification en termes de contraintes.

Concernant les vérifications sous actions sismiques, la norme nationale se réfère désormais à l'Eurocode 8-5 et plus particulièrement à l'Annexe F pour la vérification de portance. Cette Annexe F était informative à la sortie des Eurocodes, mais devient réglementaire depuis la publication de la norme nationale NFP 94-261 sur les Fondations Superficielles.

L'Annexe F de l'EC8-5 propose une expression générale issue d'essais (Pecker, 1995) afin d'établir la vérification de la capacité portante sismique.

La principale nouveauté est la vérification de la portance sismique à partir de courbes enveloppes fonction des actions sismiques.

Pour des questions pratiques on utilisera les abréviations suivantes pour définir les calculs établis suivants les différentes méthodes :

- selon l'EN 1998-5 sans forces d'inerties « EC8-5 »
- selon l'EN 1998-5 avec forces d'inerties « EC8-5 F=VALEUR »
- selon le DTU13.12 et l'application du PS92 « DTU »

## II.2.1 Détermination de la capacité portante

### II.2.1.1 Essais laboratoires

Les essais en laboratoires sont effectués sur des échantillons de terrain non remanié et mettent en évidence les propriétés de résistance au cisaillement, tels que :

- C : cohésion
- F : angle de frottement

### II.2.1.2 Essais pressiométriques

Les essais pressiométriques sont effectués à l'aide du pressiomètre de Ménard donnant la pression limite nette  $p_l$  et le module pressiométrique  $E_M$  dans la couche considérée.

Une moyenne géométrique sur une tranche de terrain est ensuite calculée pour déterminer la pression limite nette équivalente  $p_{le}^*$ .

Le facteur de portance dépend des dimensions de la fondation, de son encastrement relatif et de la nature du sol. Il est donné par un abaque dans le DTU 13.12 et est défini par des formules dans la NF P 94261.

La capacité portante à partir d'essais pressiométriques s'exprime de la manière suivante :

$$q_{net} = i_\delta i_\beta k_p p_{le}^* \quad (\text{II} - 22)$$

Selon la position de la charge et la proximité d'un talus, des coefficients de réduction sont pris en compte.

Où :

$i_\delta$  est le coefficient de réduction de portance lié à l'inclinaison du chargement

$i_\beta$  est le coefficient de réduction de portance lié à la proximité d'un talus de pente  $\beta$

$k_p$  est le facteur de portance

### II.2.1.3 Essais pénétrométriques

Les essais pénétrométriques sont effectués à l'aide d'un cône et permettent de déterminer les valeurs de résistance en pointe  $q_c$  en fonction de la profondeur.

Le principe de calcul de la résistance de pointe équivalente  $q_{ce}$  est le même que celui défini pour le calcul la pression limite nette équivalente  $p_{le}^*$ .

De même pour le facteur de portance qui dépend des dimensions de la fondation, de son encastrement relatif et de la nature du sol.

La capacité portante à partir d'essais pénétrométrique s'exprime de la manière suivante :

$$q_{net} = i_{\delta} i_{\beta} k_c q_{ce} \quad (II - 23)$$

Où :

$k_c$  est le facteur de portance pour l'essai pénétrométrique

$q_{ce}$  est la résistance de pointe équivalente calculée comme la valeur moyenne des résistances de pointes nettes sur une profondeur égale à  $1,5B$  à l'ELS

## II.2.2 Méthode de calcul de la capacité portante selon le DTU 13.12 et le PS92

Avant la publication des Eurocodes 7 et 8 et des normes nationales, les recommandations du PS92 appliquées au DTU 13.12 étaient de rigueur lors de la vérification de la portance sous actions sismiques.

On ne présentera ici que le calcul de la capacité portante par la méthode pressiométrique.

La vérification s'établit cette à partir des contraintes, soit :

$$p \leq q_{sismique} = \frac{q_u}{F_S} \quad (II - 24)$$

Où :

$p$  est la résultante générale des forces ;

$q_u$  est la valeur ultime de la capacité portante tel que

$$q_u = i_{\delta} k_p p_{le}^* + q'_0 \quad (II - 25)$$

On constate dans le calcul de la capacité portante la prise en compte de l'inclinaison du chargement donc d'une éventuelle force horizontale, ainsi que l'encastrement de la fondation par l'intermédiaire du terme  $q'_0$ .

L'excentrement du chargement du à un moment est pris en compte dans le calcul la résultante générale des forces  $p$ . Celle-ci se calcule à partir des équations de Navier, tel que :

$$\begin{cases} p = \frac{3p_M + p_m}{4} & \text{pour } e \leq B/6 \\ p = \frac{3p_M}{4} & \text{pour } e > B/6 \end{cases} \quad (II - 26)$$

Où :

$$\begin{cases} p_M = \frac{N}{BL} \left( 1 + 6 \frac{e}{B} \right) \\ p_m = \frac{N}{BL} \left( 1 - 6 \frac{e}{B} \right) \end{cases} \quad (\text{II - 27})$$

FS est le coefficient de sécurité valant 2,0 à L'ELU selon le DTU13.12 et 1,5 en zone sismiques selon les recommandations du PS92.

## II.2.3 Méthode de calcul de la capacité portante selon l'Eurocode

### II.2.3.1. Expression générale

Pour des situations de projet sismiques vis-à-vis d'un défaut de portance, la NFP 94 261 se réfère à l'Annexe F de l'EC8-5. Cette Annexe F établit l'expression générale (II-28) qui définit la stabilité par rapport à une rupture par perte de capacité portante sismique d'une semelle superficielle reposant sur la surface d'un sol homogène.

Cette expression relie la résistance du sol, les effets de l'action sismique de calcul ( $N_{Ed}$ ,  $V_{Ed}$ ,  $M_{Ed}$ ) au niveau des fondations et les forces d'inertie du sol.

$$\frac{(1 - e\bar{F})^{c_T} (\beta\bar{V})^{c_T}}{(\bar{N})^a \left[ (1 - m\bar{F}^k)^{k'} - \bar{N} \right]^b} + \frac{(1 - f\bar{F})^{c'_M} (\beta\bar{M})^{c_M}}{(\bar{N})^c \left[ (1 - m\bar{F}^k)^{k'} - \bar{N} \right]^d} - 1 \leq 0$$

$$\bar{N} = \frac{\gamma_{Rd} N_{Ed}}{N_{\max}} ; \bar{V} = \frac{\gamma_{Rd} V_{Ed}}{N_{\max}} ; \bar{M} = \frac{\gamma_{Rd} M_{Ed}}{BN_{\max}} \quad (\text{II - 28})$$

$$0 < \bar{N} \leq 1 \text{ et } |\bar{V}| \leq 1$$

$a, b, c, d, e, f, m, k, k', c_T, c_M, c'_M, \beta, \gamma$  sont des paramètres numériques dépendants du type de sol définis dans le Tableau ci-dessous.



Tableau II.2 : Valeurs des paramètres numériques utilisés dans l'expression générale

	Sol purement cohérent	Sol purement frottant
$a$	0,70	0,92
$b$	1,29	1,25
$c$	2,14	0,92
$d$	1,81	1,25
$e$	0,21	0,41
$f$	0,44	0,32
$m$	0,21	0,96
$k$	1,22	1,00
$K$	1,00	0,39
$c_T$	2,00	1,14
$c_M$	2,00	1,01
$c'_M$	1,00	1,01
$\beta$	2,57	2,90
$\gamma$	1,85	2,80

$N_{max}$  est la capacité portante ultime de la fondation sous charge verticale centrée pour un encastrement nul

$F^-$  est la force d'inertie du sol, sans dimension

B est la largeur de la fondation

$\gamma_{Rd}$  est le coefficient de modèle dépendant du type de sol selon le Tableau suivant.

Tableau II.3 : Valeurs du coefficient partiel de modèle  $\gamma_{Rd}$

Sable moyennement dense à dense	Sable lâche sec	Sable lâche saturé	Argile non sensible	Argile sensible
1,00	1,15	1,50	1,00	1,15

L'Annexe F distingue deux cas de sol :

- Sol purement cohérent (*angle de frottement nul*)
- Sol purement frottant (*cohésion nulle*)

A partir de cette différenciation l'Annexe F propose des formulations distinctes pour le calcul de la capacité portante ultime  $N_{max}$  ainsi que pour la force d'inertie du sol  $F^-$ .

Les équations II-29 à II-32 présentent le calcul de la capacité portante ultime dans les deux cas de sols.

Sol purement cohérent

$$N_{\max} = (\pi + 2) \frac{\bar{c}}{\gamma_M} B \quad (\text{II - 29})$$

$$\bar{F} = \frac{\rho \cdot a_g \cdot S \cdot B}{c} \quad (\text{II - 30})$$

Sol purement frottant

$$N_{\max} = \frac{1}{2} \rho g \left( 1 + \frac{a_v}{g} \right) B^2 N_\gamma \quad (\text{II - 31})$$

$$\bar{F} = \frac{a_g}{\tan \varphi'_d} \quad (\text{II - 32})$$

Où :

$a_v$  est l'accélération verticale du sol qui peut être prise égale à  $0.5a_gS$

$N_\gamma$  est le coefficient de capacité portante, fonction de l'angle de frottement du sol  $\varphi'_d$

Ces formulations posent la question de l'utilisation de l'expression générale (II-28) à partir d'essais pressiométriques ou pénétrométriques. En effet, les calculs sont dans la majorité des cas effectués à partir de ces deux essais issus de rapport de sol. La cohésion et l'angle de frottement étant des paramètres de laboratoires.

Cependant, la norme nationale fondations superficielles prévoit un calcul de  $N_{\max}$  à l'aide d'essais pressiométriques ou pénétrométriques en suivant respectivement les Annexes D et E de cette même norme. Dans ce cas  $N_{\max}$  est la valeur de résistance ultime du terrain  $R_d$  sous la base d'une fondation superficielle déterminée en appliquant les coefficients partiels indiqués dans l'expression suivante :

$$N_{\max} = R_{v,d} = \frac{R_{v,k}}{\gamma_{R,v}} = \frac{A' q_{net}}{\gamma_{R,v} \cdot \gamma_{Rd}} \quad (\text{II - 33})$$

Où :

$R_{v,d}$  est la valeur de calcul de la résistance nette du terrain sous la fondation superficielle ;

$R_{v,k}$  est la valeur caractéristique de la résistance nette du terrain sous la fondation superficielle ;

$A'$  est la valeur de la surface effective de la semelle ;

$q_{net}$  est la contrainte associée à la résistance nette du terrain pour une charge verticale centrée et un encastrement nul :

▪ Méthode pressiométrique :  $q_{net} = k_p p_{le}^*$  (II - 34)

▪ Méthode pénétrométrique :  $q_{net} = k_c q_{ce}$  (II - 35)

$\gamma_{R,v}$  est le facteur partiel permettant le calcul de la portance à l'ELU valant 1,4 pour les situations durables et transitoires,

$\gamma_{Ra}$  est le coefficient de modèle associé à la méthode de calcul utilisée (= 1,2 pour les méthodes pressiométrique et pénétrométrique).

### Observations

Après l'énonciation des recommandations de l'Annexe F pour le calcul de la capacité portant on peut donner plusieurs observations ou réserves.

L'évaluation de la capacité portante sismique par l'Annexe F permet, comme on a pu le voir, la prise en compte des forces d'inerties du sol ainsi que la considération d'un chargement généralisé (N, V, M).

Elle couvre également la plupart des cas de sols (sol cohérents, sols frottants). Cependant, elle ne considère pas les aspects suivants :

- Autres géométries que la géométrie plane.
- La profondeur d'encastrement de la fondation.
- Un multicouche
- Les sols considérés sont supposés soit purement cohérents soit purement frottants. S'il y a besoin de considérer la cohésion et le frottement du sol, on est tenté de superposer les deux solutions.
- Les expressions présentées dans l'Annexe F pour calcul de la capacité portante  $N_{max}$  (Equations II-29 et II-31) sont valables pour des semelles filantes uniquement, se pose donc la question sur son adaptation pour des semelles isolées.
- Des hétérogénéités de résistance du sol (notamment, gradient de cohésion par rapport à la profondeur) ou surcharges (verticales et horizontales) à la surface du sol ne sont pas prises en compte.

### II.3 Conclusion

De ce chapitre, on peut juger la diversité et la disponibilité des méthodes de calcul de la capacité portante des fondations que ce soit théoriques ou expérimentales.

Par contre, pour la capacité portante qui dépendra beaucoup plus des types d'ouvrage réalisés sur ces remblais route ou culée de pont etc. par contre pour les remblais proprement dit on s'intéresse beaucoup plus au tassement de la couche compressible qui a une influence directe sur la stabilité des remblais (risque de glissement).

## CHAPITRE III

# COMPORTEMENT DES REMBLAIS SUR SOLS RENFORCÉS (COLONNES BALLASTÉES)

### Introduction

Ce chapitre 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.

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 présente le traitement des sols par colonnes ballastées par la présentation des techniques 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.

### III-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, où se développent les réseaux routiers, autoroutiers (qui est le cas de la présente étude) 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, pré chargement 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 lié à la granulométrie des sols à traiter. L'expérience dans ce domaine permet de tirer les conclusions suivantes (Dhouib, 2003a) :

- 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 ;
- 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 ;

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

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

- 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 III.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.

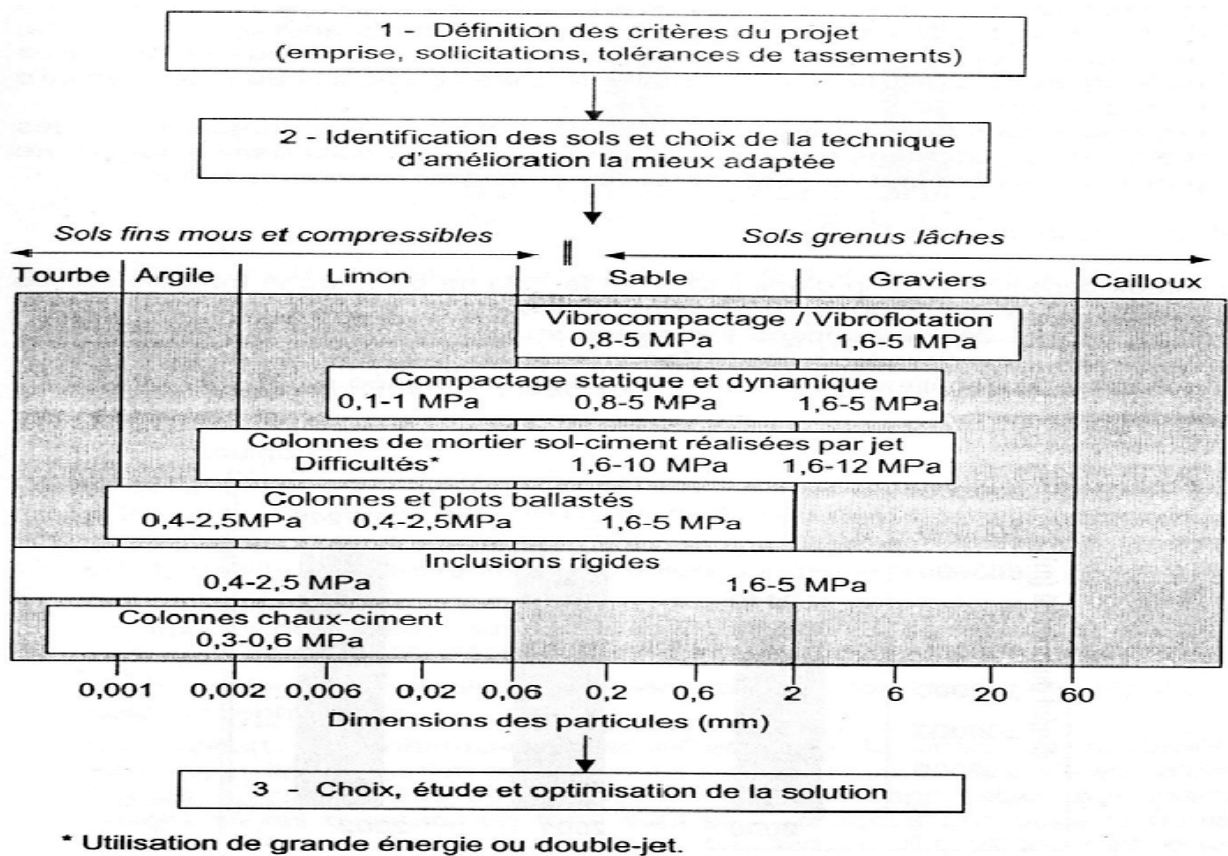


Figure III.1 Schéma général de l'application des techniques d'amélioration des sols - Limites et domaine de validité

## III-2 Amélioration des sols par colonnes ballastées

### III.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 mauvaises qualités géotechniques. Le fait d'incorporer et de compacter un matériau ayant des caractéristiques géotechniques supérieures au sol en place entraîne un renforcement de ce dernier. Les différentes méthodes d'amélioration répondent à des contraintes techniques liées aux caractéristiques géotechniques des sols en place.

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

- l'augmentation de la capacité portante du sol ;
- l'augmentation de sa résistance au cisaillement ;
- 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.

### III.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.

### III.2.2.1. Colonnes exécutées par voie humide

La mise en œuvre des colonnes ballastées par voie humide, dite aussi par vibro-substitution (vibroreplacement) 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 III.2 présente les phases successives de réalisation de la colonne ballastée par voie humide.

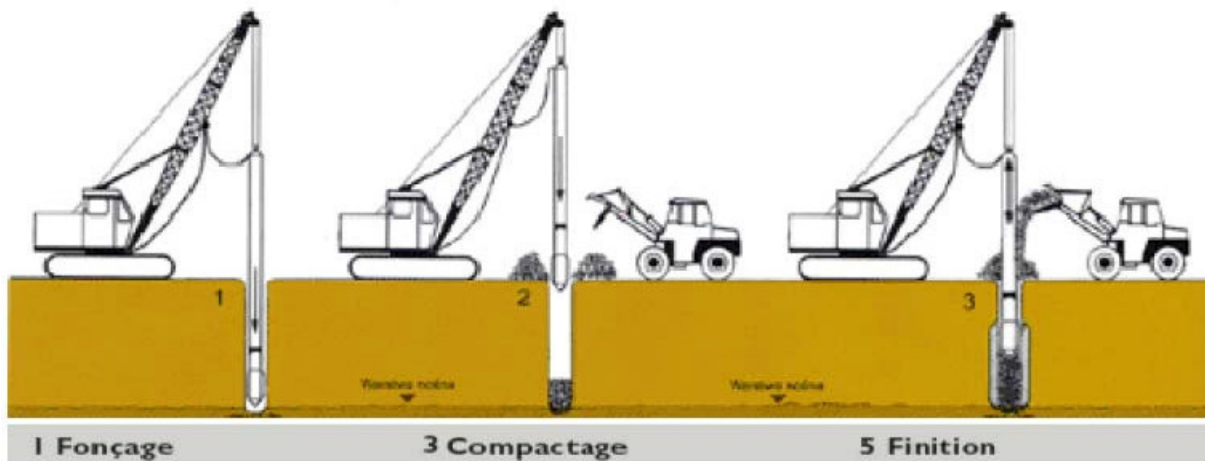


Figure III.2 Mise en œuvre des colonnes ballastées par voie humide (Document Hydraulik Services)

### III.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 III.3 illustre les phases successives de la mise en œuvre des colonnes ballastées par voie sèche.

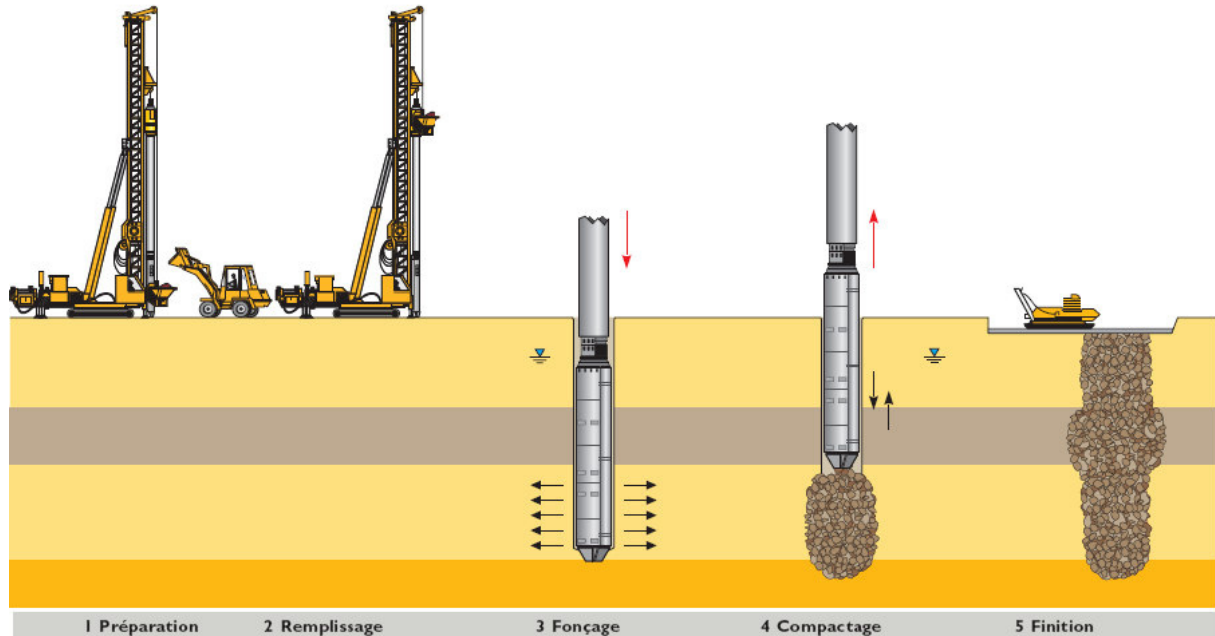


Figure III.3 Mise en œuvre des colonnes ballastées par voie sèche (document Keller)

### III.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 III.4), en matériaux granulaires très compactés. Les colonnes ainsi formées sont appelées plots ballastés pilonnés.

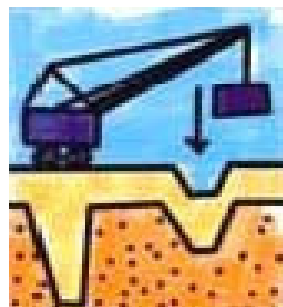


Figure III.4 Principe de réalisation des plots ballastés (Document de Ménard Soltraitement®)

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



Figure III.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 pré excavation qui va être partiellement remplie d'un bouchon de matériaux que le pilonnage fera descendre à la profondeur voulue. Le plot est ensuite rechargé puis compacté par phases successives.

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

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

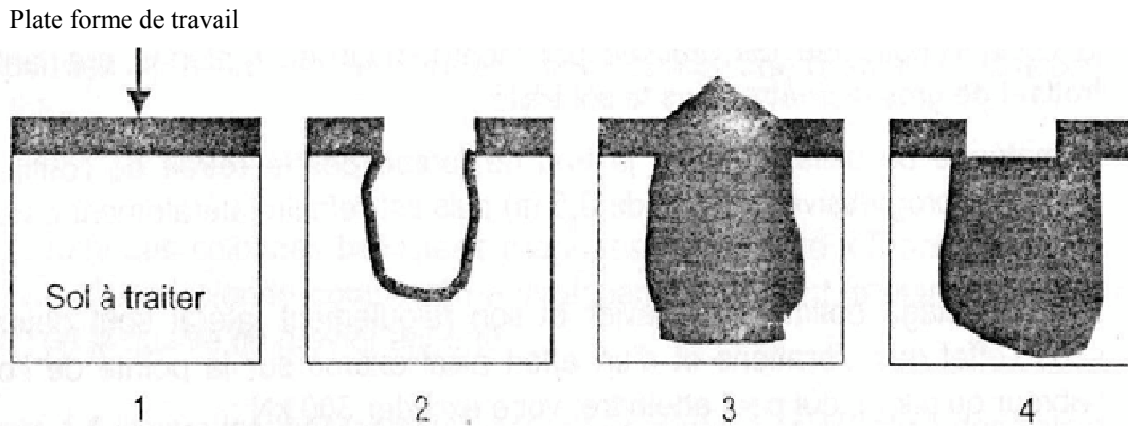


Figure III.6 Mise en œuvre des plots ballastés

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



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

### III.2.3. Domaines d'application

#### III.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, 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.

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

Sols	Faisabilité	Etreinte latérale (1)				Remarques
		P <sub>1</sub> (kPa)	q <sub>c</sub> (MPa)	N <sub>SPT</sub> (coups)	C <sub>u</sub> (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

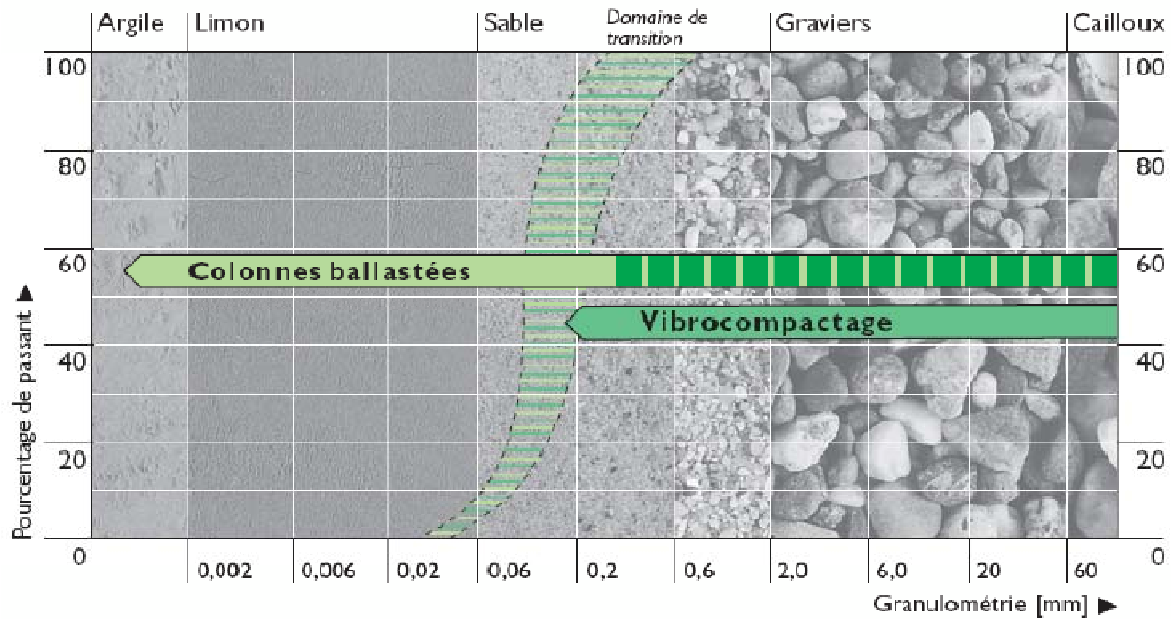


Figure III.8 Les sols concernés par la technique des colonnes ballastées (Document Keller)

### III.2.3.3. Charge appliquées et tolérances imposées

Le Tableau III-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 III -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)

### III.2.4. Caractéristiques des colonnes ballastées

#### III.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.

#### III.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.

#### III.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.

### III.2.5. Choix des matériaux

#### III.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.

### III.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 travail elle-même qui joue le rôle de couche de répartition ».

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

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 (0-31mm 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.

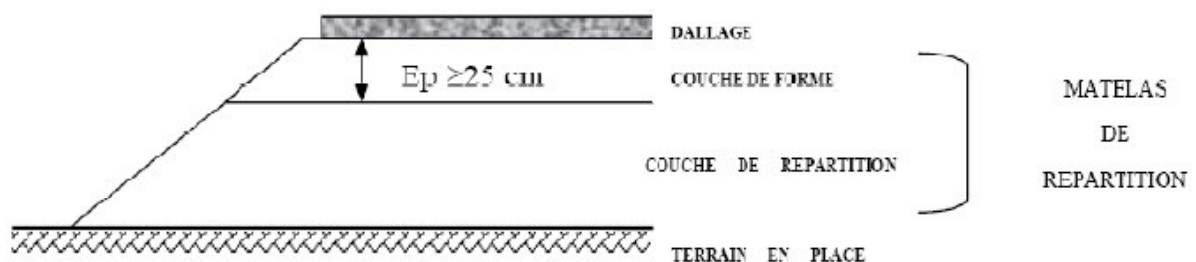


Figure III.9 Matelas de répartition (Document COPREC 2004)

### III.2.6. Conclusion [8]

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.

## III.3. Mécanismes de comportement des colonnes ballastées

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

Les mécanismes de fonctionnement des colonnes ballastées dépendent :

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

### III -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  $\beta$ .

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

#### III.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 III.10). La charge verticale appliquée en moyenne à la surface du sol  $\sigma_0$  se répartit, à la surface du domaine cylindrique, entre les colonnes et le sol en proportion de leurs aires respectives.

La Figure III.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 :

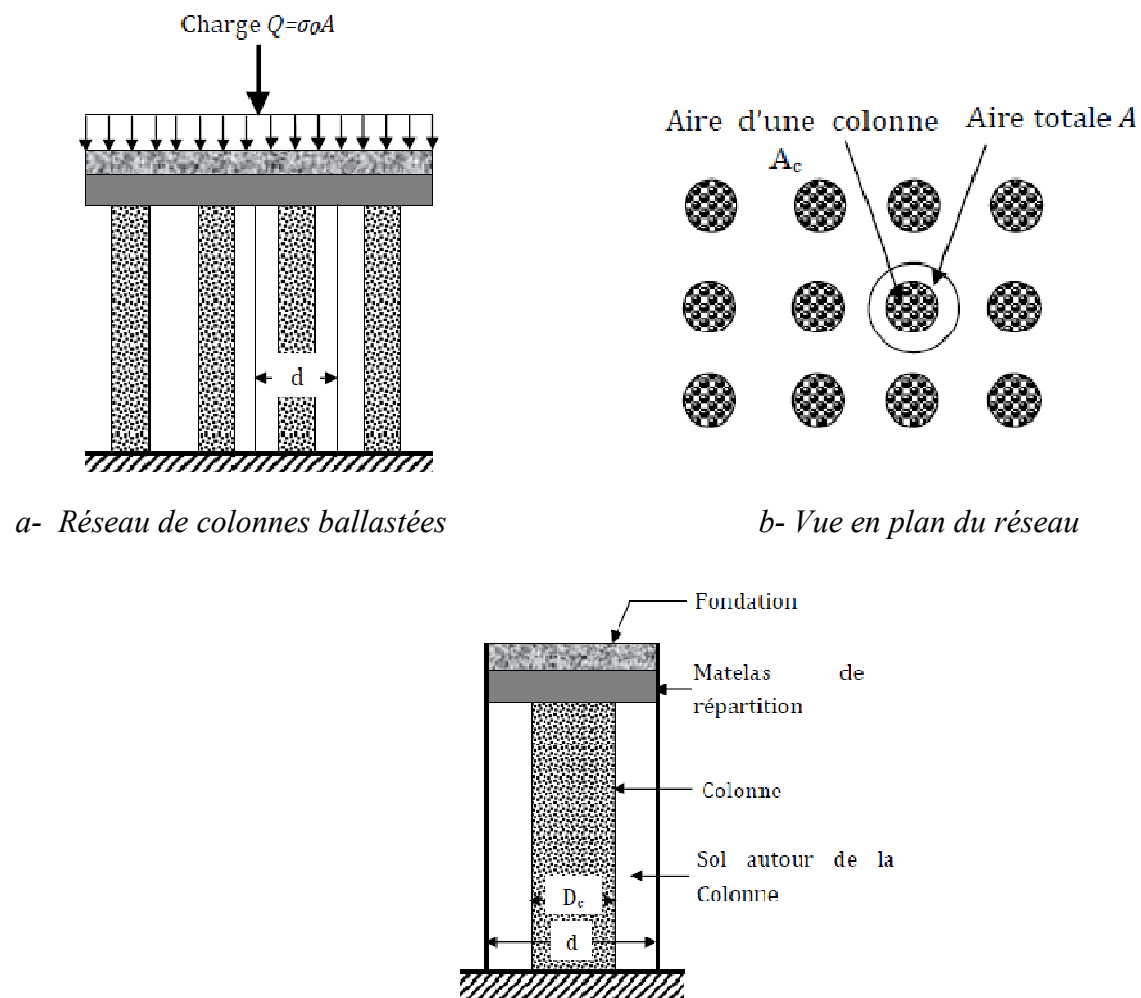
$$A_c = \frac{\pi D_c^2}{4} \quad \text{(III-1)}$$

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

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

L'aire du sol est donnée par :

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



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

Figure III.10 Réseau de colonnes ballastées et colonne isolée

La relation entre la contrainte moyenne  $\sigma_0$  appliquée sur l'aire totale  $A$ , la contrainte  $\sigma_c$  transférée à la colonne d'aire  $A_c$  et la charge  $\sigma_s$  supportée par le sol sur l'aire  $A_s$  peut s'écrire, en utilisant les notations des Figure III.10 et Figure III.11, sous la forme :

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

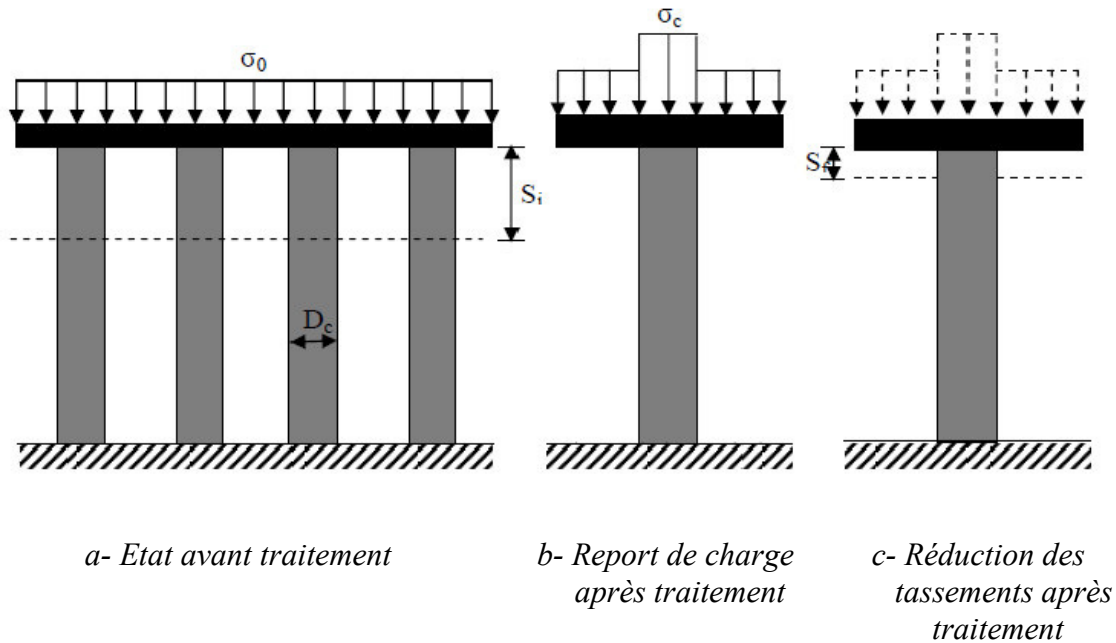


Figure III.11 Principe de concentration des contraintes et réduction des tassements (Dhouib 2005)

### III.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 III.10), soit :

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

### III.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  $\sigma_0$  qui conduit à une concentration de la contrainte verticale sur les colonnes  $\sigma_c$  et à une réduction de la charge sur le sol  $\sigma_s$ . Par définition, le rapport de concentration des contraintes verticales et le rapport de la contrainte apportée par la colonne  $\sigma_c$  à celle apportée par le sol après traitement  $\sigma_s$ .

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

### III.3.1.4. Facteur de réduction de tassement

La charge  $\sigma_0$  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  $\beta$ , qui désigne le rapport du tassement  $s_i$  du sol avant traitement au tassement  $s_f$  du milieu composite obtenu après traitement, soit :

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

### III.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 :

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

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

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

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

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

Dans le cas de la fondation rigide, on peut alors exprimer les deux contraintes  $\sigma_s$  et  $\sigma_c$  par:

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

et

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

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

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

et

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

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

### **III.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 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.

#### **III.3.2.1. La phase initiale :**

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

#### **III.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  $\sigma_c$  sur la colonne et une diminution de la contrainte verticale  $\sigma_s$  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.

### III.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.

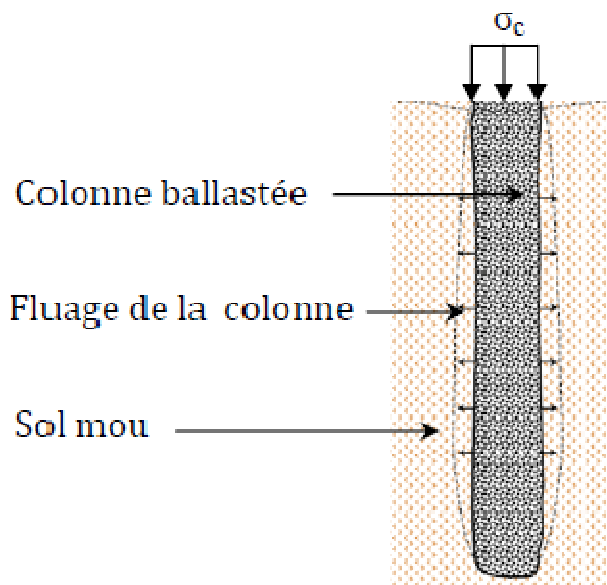


Figure III.12 Fluage d'une colonne par manque de l'étreinte latérale [20]

### III.3.3. Modèle de comportement mécanique d'une colonne ballastée isolée sous chargement statique verticale

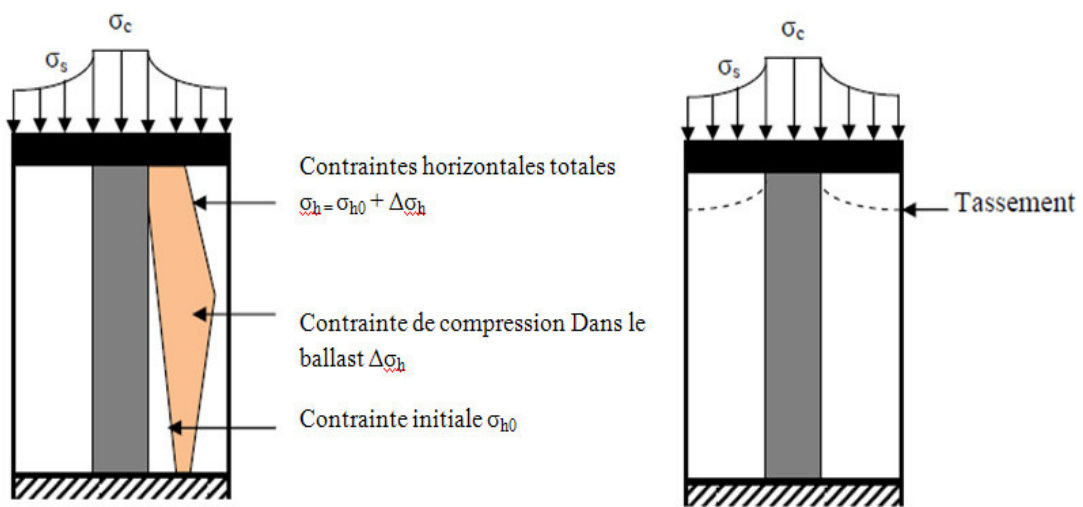
Une colonne ballastée peut tasser sous la charge appliquée, le ballast peut également subir des déformations radiales avec un mécanisme d'interaction « sol/colonne » qui dépend de la rigidité relative de la fondation par rapport au sol qu'elle sollicite.

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.

### III.3.3.1. Comportement de la colonne sous une fondation souple

Sous la fondation souple (Figure III.13-b), le report de charge est moins accentué, les contraintes réparties sur le sol  $\sigma_s$  et sur la colonne  $\sigma_c$  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  $\sigma_h$  qui confine le ballast résulte de la contrainte horizontale initiale qui règne dans le sol  $\sigma_{h0}$  et de la contrainte de compression exercée dans le ballast  $\Delta\sigma_h$ , elle augmente jusqu'à une profondeur caractéristique déterminée, puis diminue (Figure III.13-a).



a-Répartition des contraintes horizontales de la colonne

b-Répartition des contraintes verticales et déformation axiale

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

### III.3.3.2. Comportement de la colonne sous une fondation rigide

A la base de la fondation rigide (Figure III.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 identiques (Soyez, 1985 et Belcotec, 1985).

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

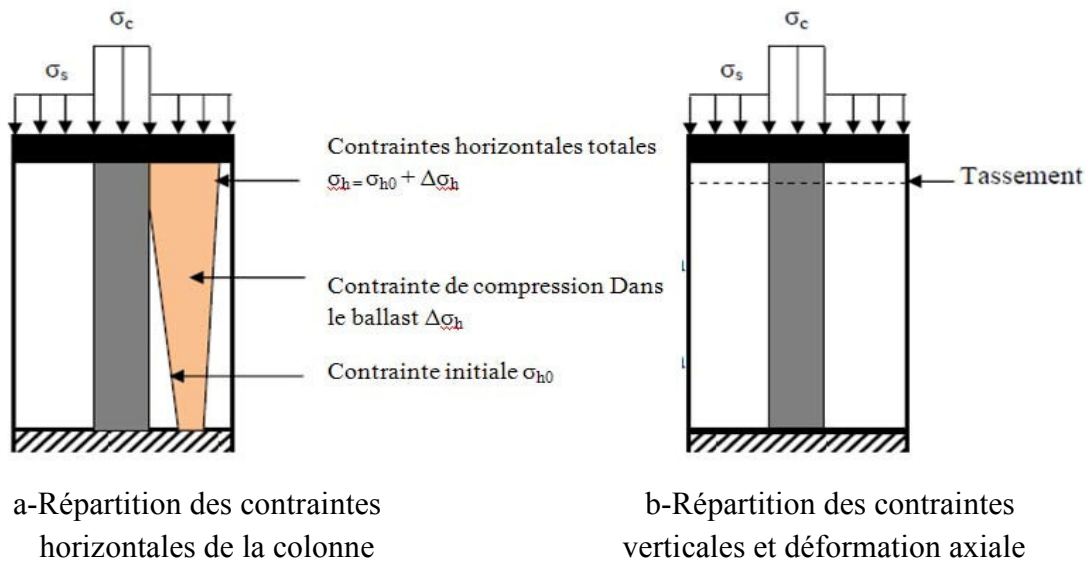


Figure III.14 Répartition des contraintes verticales et horizontales et déformation axiale en surface d'une colonne sous une fondation rigide (Eggestad, 1983)

### III.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  $\sigma_{lim}$  correspondent, d'après Datye (1982), aux trois configurations schématisées de la Figure III.15):

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

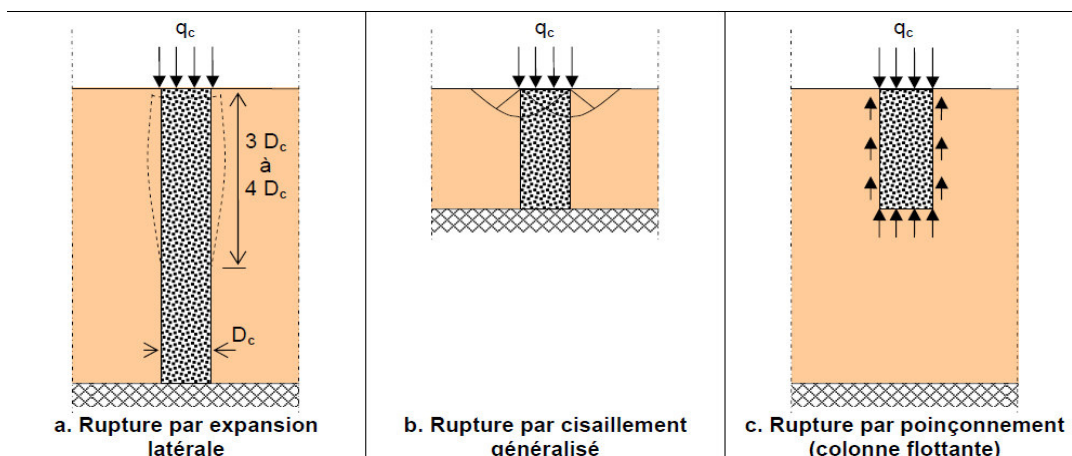


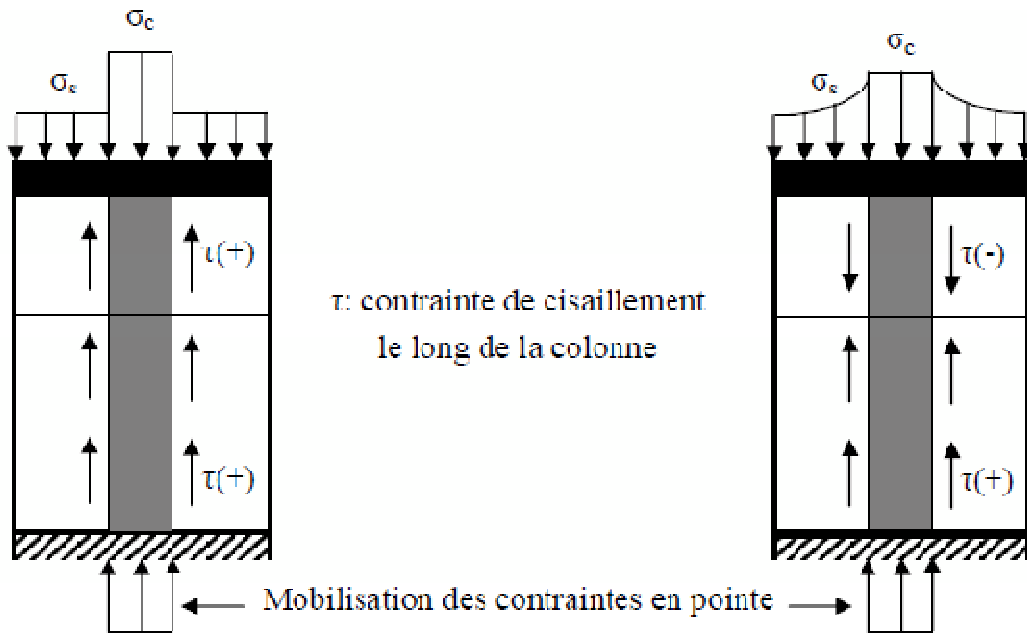
Figure III.15 Type de rupture d'une colonne isolée chargée en tête exécutée dans une couche compressible homogène (d'après Datye, 1982)

### III.3.3.4. Interaction entre le sol et la colonne ballastée

L'interaction entre le sol et la colonne ballastée (Figure III.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 où 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).



a- Sous une fondation rigide

b- Sous une fondation souple

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

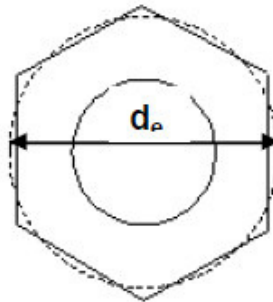
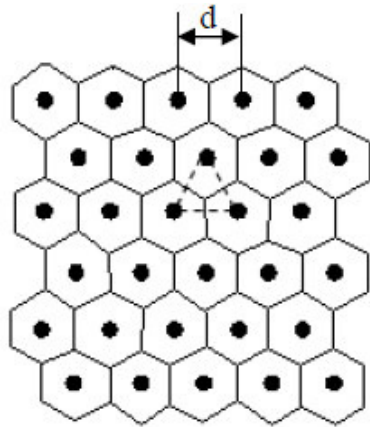


#### **III.3.4. Modèle de comportement mécanique d'un réseau de colonnes ballastées sous chargement statique verticale**

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

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

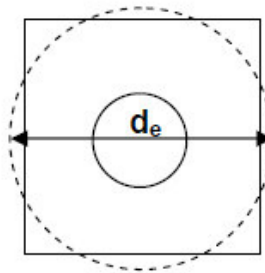
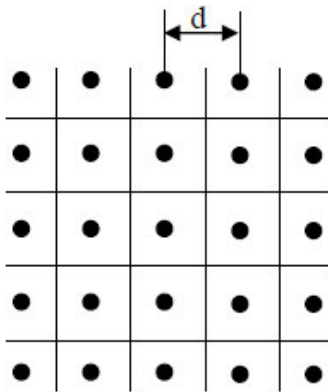
- Selon un maillage hexagonal ;
- Selon un maillage carré ;
- Selon un maillage triangulaire.



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

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

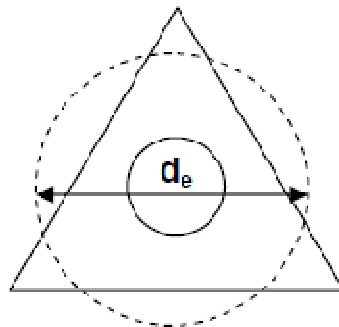
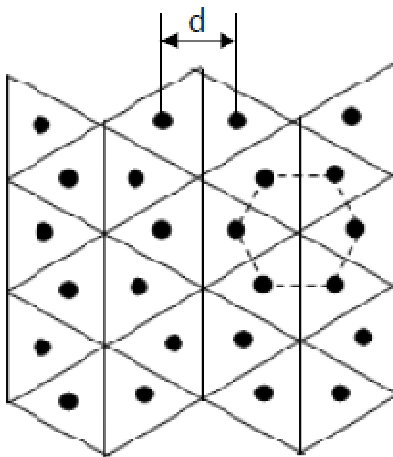
a- Maille hexagonale



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

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

b- Maille carrée



$$d_e = \sqrt[4]{\frac{27}{\pi^2} \cdot d}$$

$$d_e = 1,29 \cdot d$$

c. Maille triangulaire

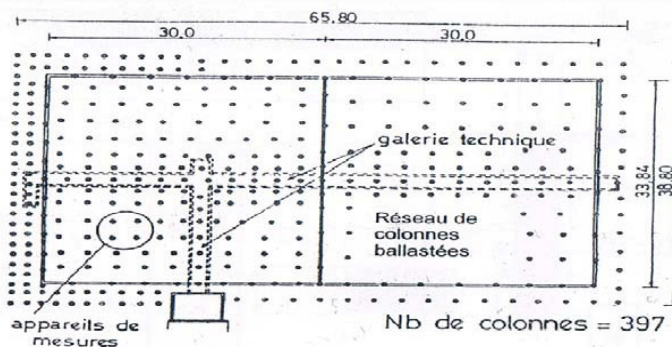
Figure III.17 Réseau de colonnes ballastées : domaine d'influence des colonnes ballastées (Baalam et Poulos, 1983)

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

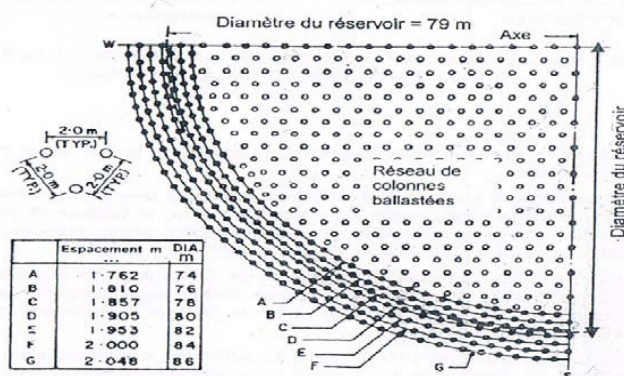
a) *Exemples sous charges réparties*

La Figure III.18.a montre un réseau de colonnes ballastées pilonnées pour l'amélioration d'argile molle d'épaisseur variable (4,5 à 9m) afin de fonder un silo horizontale 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 43 kPa sur la périphérie.

La Figure III.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 III.18 .Exemple d'amélioration des sols par colonnes ballastées sous des charges répartie de grandes dimensions

b) Exemples de colonnes ballastées sous charges centrées

La Figure III.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).

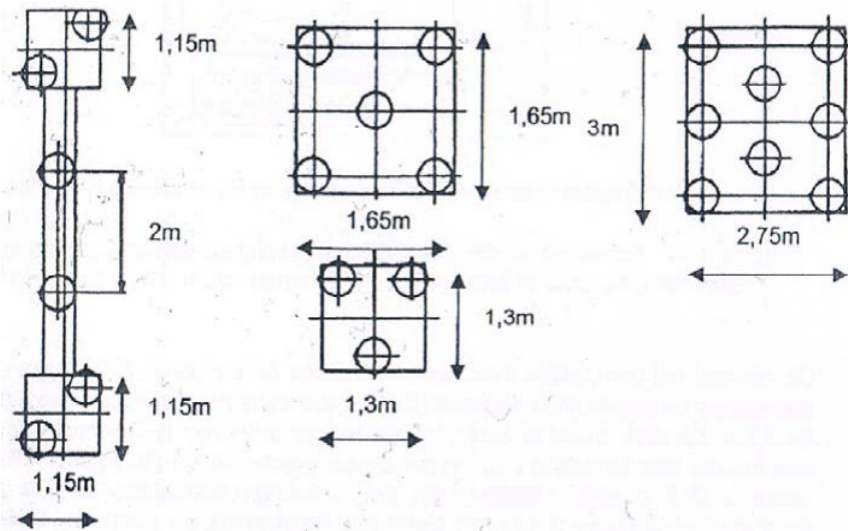


Figure III.19 Schéma d'implantation de colonnes ballastées sous les semelles d'un centre postal à Glasgow (Bel et al. 1986)

**Remarque :**

Sous les charges réparties de grandes dimensions apportées par les remblais, les radiers et les dallages (comme les exemples de la Figure III.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 III.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.

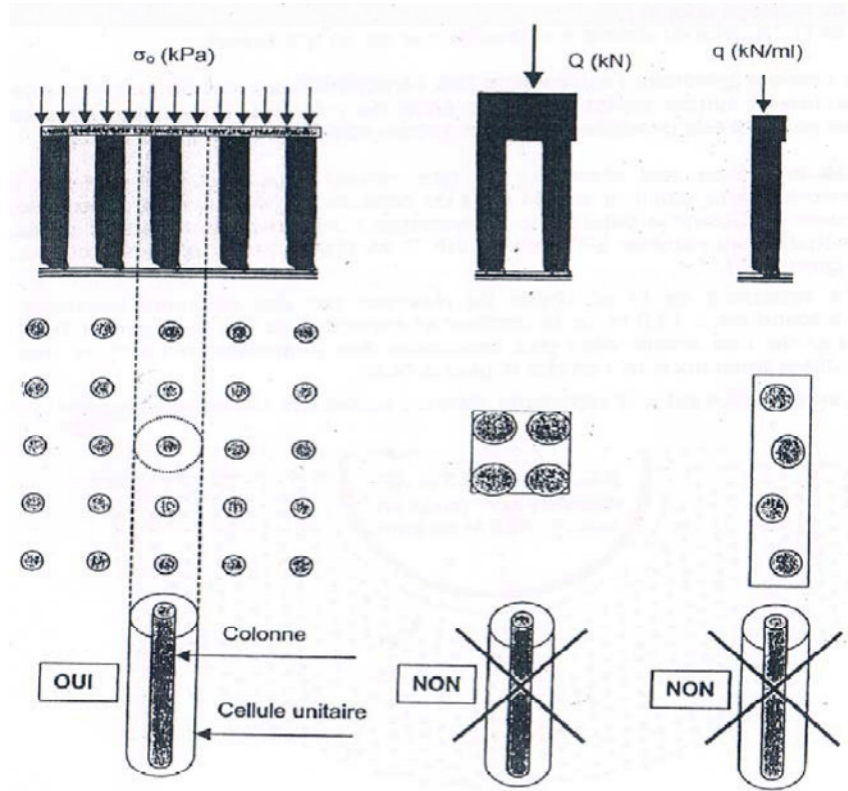


Figure III.20 Application du principe de la cellule unitaire

### III.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 fins pulvérulents sont possibles et essentiellement lorsque le maillage des colonnes est relativement serré.

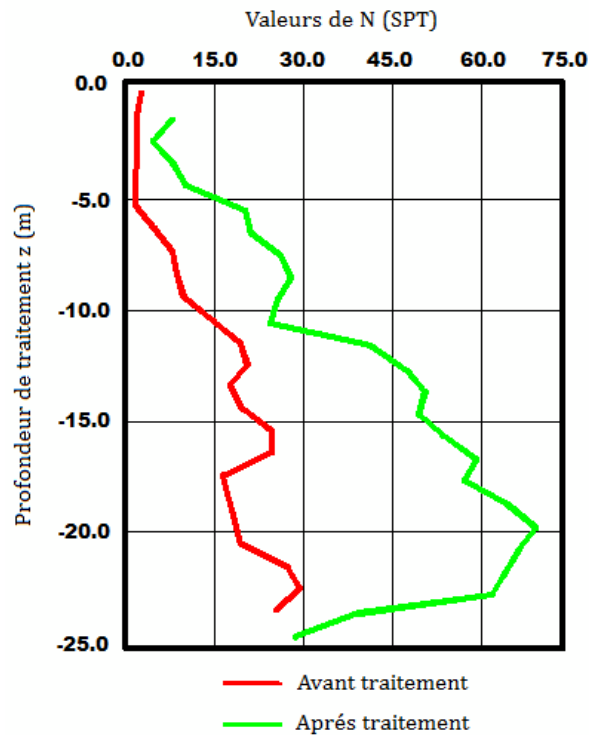
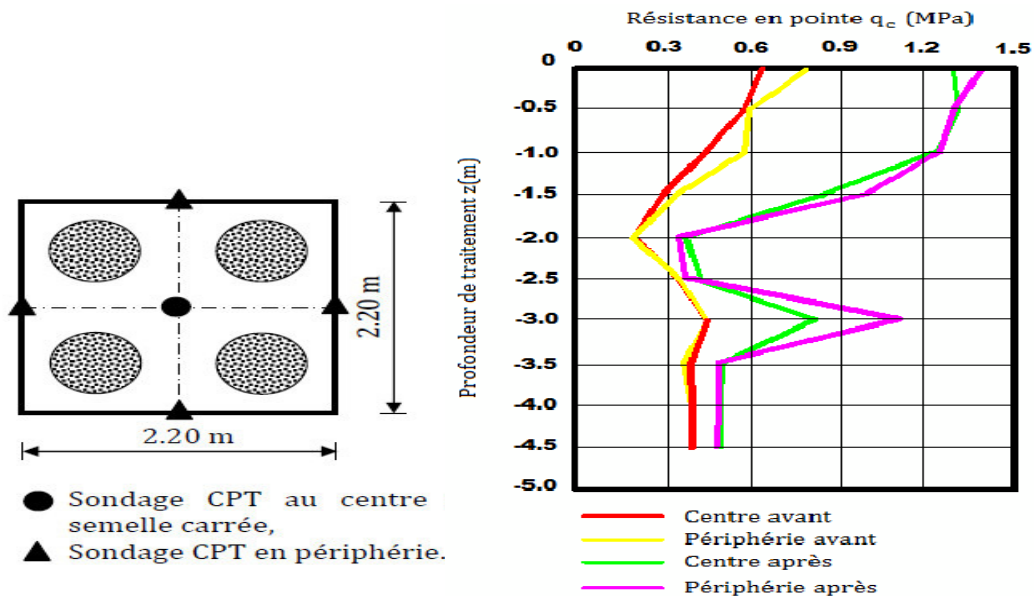


Figure III.21 Amélioration des propriétés des sols entre colonnes ballastées (Chambosse, 1983)



a- Disposition des colonnes ballastées et des sondages CPT

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

Figure III.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 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.

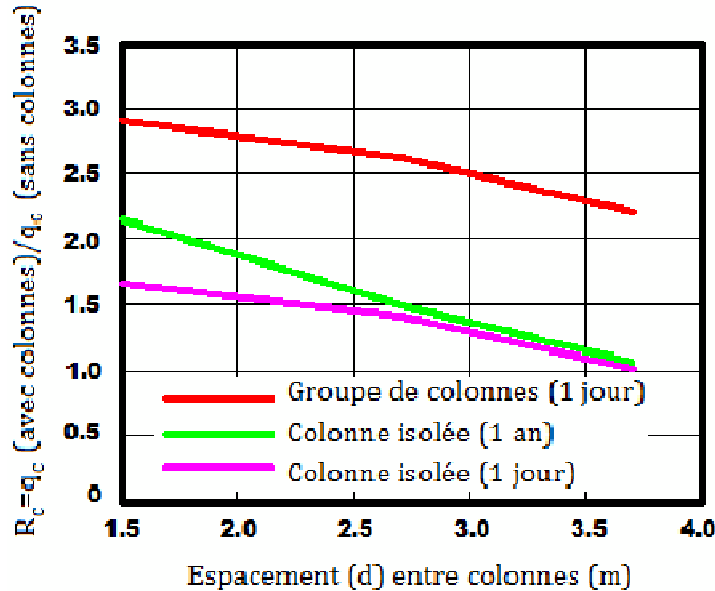


Figure III.23 Améliorations des propriétés mécaniques : rapport  $R_q$  des résistances en pointe  $q_c$  (après et avant traitement) en fonction de l'espacement  $d$  entre colonnes (Slocombe et al. 2000)

### III.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).

### III.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 répartition, en fonction de la charge apportée par l'ouvrage.

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

$$H_m = \left( \frac{1}{0.2} \frac{K_{wm}}{K_{ws}} \right)^{1/0.45} \quad (H_m \text{ en mm}) \quad \text{(III-15)}$$

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  $\sigma_0$  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  $\sigma_0$  (Figure III.21):

$$\sigma_0 = K_{ws} s_m \quad \text{(III-16)}$$

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 III.21) au moyen des équations

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

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



et

$$\sigma_0 = K_{wc} s_c \quad (K_{wc} \text{ coefficient de réaction du ballast, } K_{wc} > K_{ws}) \quad (III-19)$$

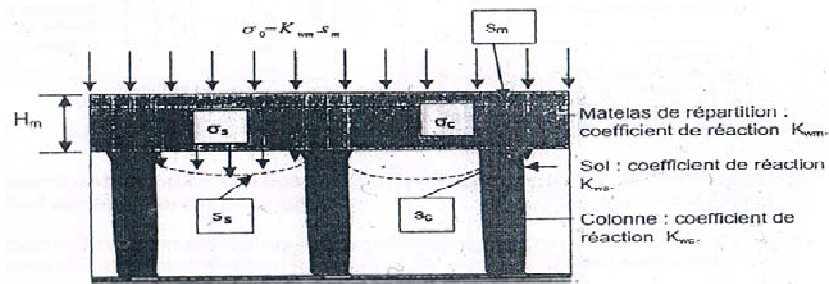


Figure III.24 Rôle du matelas de répartition dans la transmission des charges en tête de colonne et à la surface du sol sous les fondations souples

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 III.22):

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

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

$$0 \leq e \leq \frac{1}{2} \cdot (d - D_c) / 2 \cdot \tan \alpha \quad (III-21)$$

Et l'angle  $\alpha$  est fixé à  $45^\circ$  (angle de frottement interne du matériau du matelas de répartition).

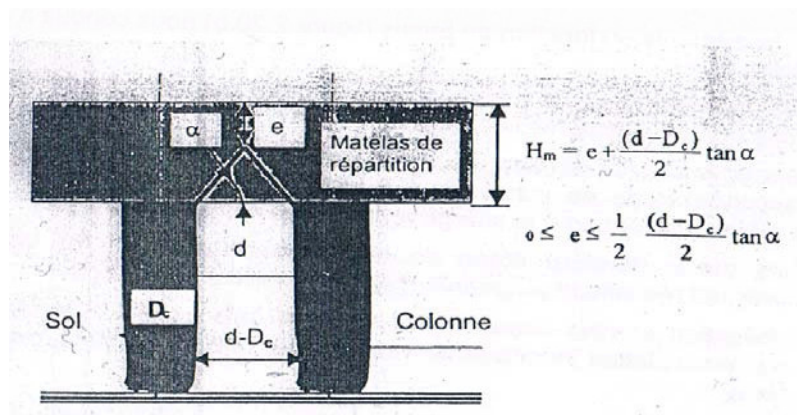


Figure III.25 Estimation empirique de l'épaisseur  $H_m$  du matelas de répartition

b) Incidence de la qualité du matériau constitutif (Figure III.26)

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

Les caractéristiques minimales requises pour le matelas de répartition sont (Figure III.26) :

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

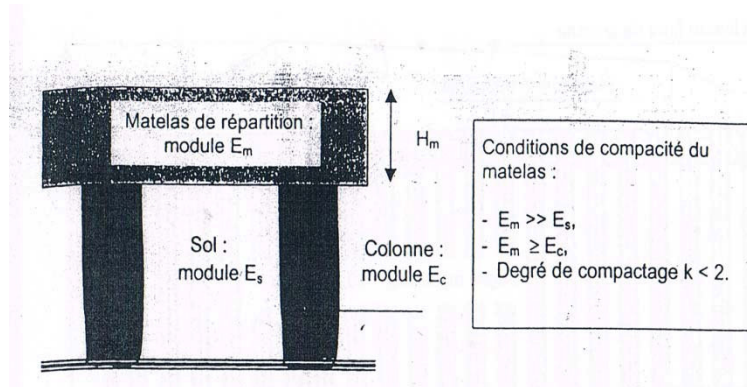


Figure III.26 Conditions de compacité du matelas de répartition

#### III.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).

#### III.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 zones 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  $\tau_h$  à la contrainte verticale effective  $\sigma'_{v0}$  régnant dans le sol, par l'expression suivante (Suzuki et al,1997):

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

Où :

M : est la magnitude du séisme

g : est l'accélération de la pesanteur

$\sigma'_{v0}$ : est la contrainte verticale totale dans le sol

$r_d$ : est un coefficient réducteur dépendant de la profondeur z

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 :

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

Où 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 :

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

Avec :

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

$$r_d = 1 - 0.015z \quad (\text{III-26})$$

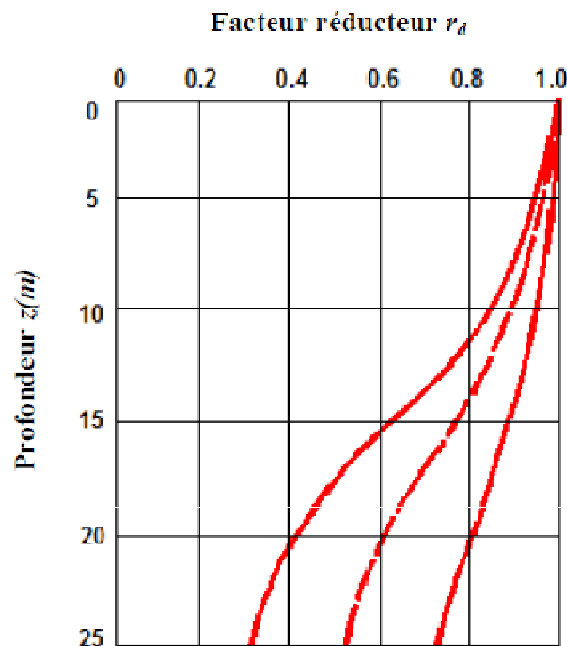


Figure III.27 Facteur réducteur  $r_d$  en fonction de la profondeur  $z$  ( Seed et Idress, 1971)

### III.3.6 Conclusion [8]

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  $\beta$ . 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.

## III.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).

### III.4.1. Rappel des paramètres intervenant dans le dimensionnement

#### III.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  $\gamma_c$ , résistance au cisaillement du ballast  $c' = 0$  (pas de cohésion),  $\phi_c$ , paramètres d'élasticité linéaire  $E_c$ ,  $\nu_c$  et angle de dilatance  $\psi_c$ ;
- Sol encaissant : poids volumique du sol  $\gamma_s$ , résistance au cisaillement à court terme  $c_u$ ,  $\phi_s = 0$  (sol purement cohérent), paramètres d'élasticité linéaires  $E_s$ ,  $\nu_s$  (éventuellement, l'angle de dilatance  $\psi_s$  si  $\phi_s = 0$  et supérieur à 30 degrés)

### Contraintes

- $\sigma_0$ : contrainte apportée par la fondation de l'ouvrage;
- $\sigma_{\text{clim}}$ : contrainte limite (contrainte de rupture  $q_r$ ) en tête de colonne déduite des règles en vigueur;
- $\sigma_c$ : contrainte de calcul (contrainte admissible  $q_a$ ) en tête de colonne déduite de  $q_r$  par application d'un coefficient de sécurité conventionnel,
- $\sigma_{\text{lim}}$ : 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 NFP94- 112), plessimètre ( $p_l$ , norme NFP94-110) ou pénétromètre statique ( $q_c$ , norme NF P 94-113) ou aussi au Pénétromètre à carottier ( $N_{\text{spt}}$ , norme NF P 94-116).

### Coefficients de sécurité partiels

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

#### **III.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  $\beta$ .

#### **III.4.2. Dimensionnement des colonnes ballastées par des méthodes empiriques**

##### **III.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 III .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  $9 \text{ m}^2$  d'une part, et, le taux de substitution doit être supérieur à 3 % d'autre part.

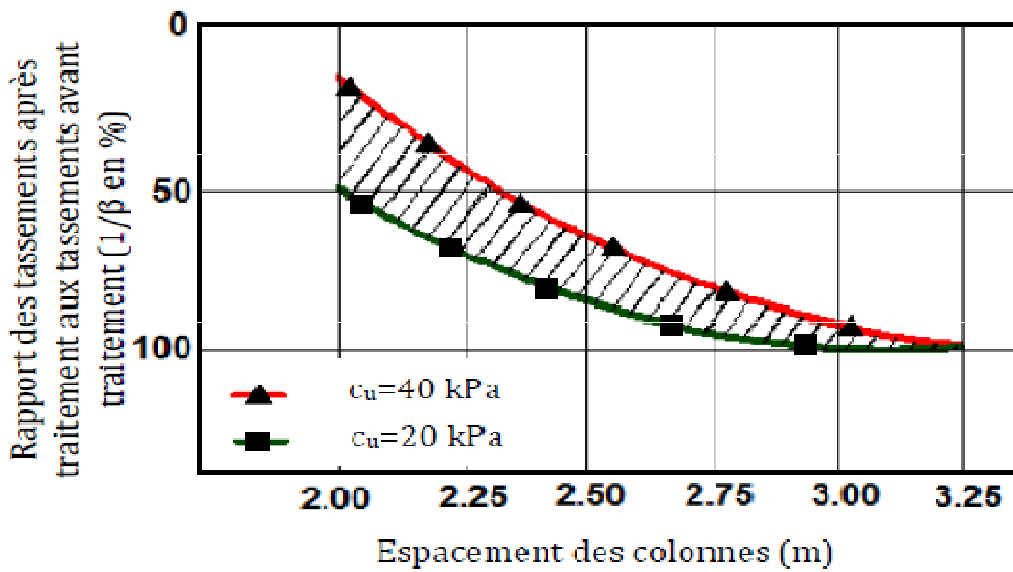


Figure III .28 Détermination de l'espacement des colonnes en fonction de la résistance du sol autour de la colonne (Greenwood, 1970)

### III.4.2.2. Prévision de la capacité portante et du diamètre de la colonne

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

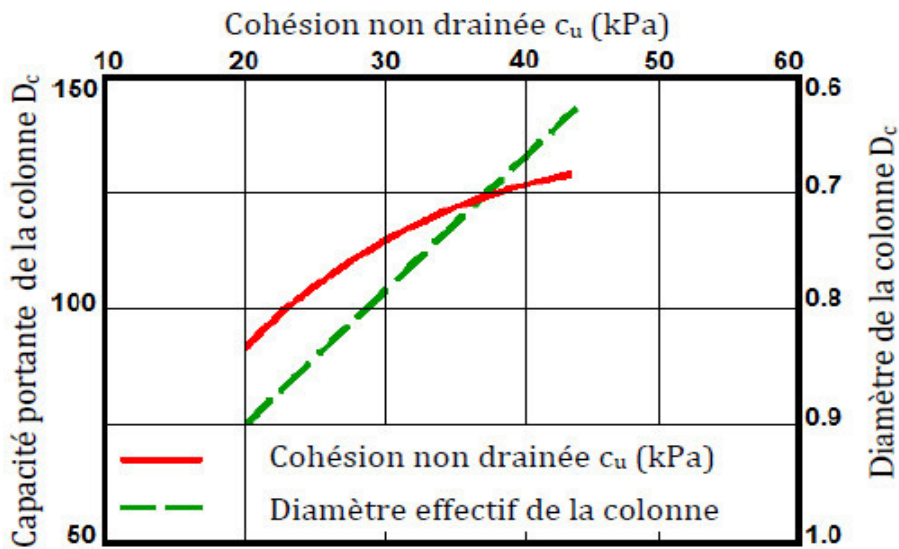


Figure III.29 Détermination de la capacité portante et du diamètre effectif en fonction de l'étreinte latérale du sol encaissant (Thorburn,1975)

### III.4.3. Dimensionnement des colonnes ballastées par des méthodes analytiques

#### III.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  $\varphi_c$  que le ballast) subissant une compression triaxiale sous une contrainte de confinement égale à la résistance latérale maximale offerte par le sol entourant la colonne, à la profondeur où ses caractéristiques mécaniques sont minimales.

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

$$\sigma'_{c\lim} = \sigma'_{h\lim} \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_c}{2} \right) \quad (\text{III-27})$$

On peut écrire aussi la relation précédente sous la forme :

$$\sigma'_{c\lim} = \sigma'_{h\lim} k_{pc} \quad (\text{III-28})$$

Où :

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

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

$\varphi_c$ : angle de frottement interne du ballast.

$k_{pc}$ : le coefficient de butée du ballast.

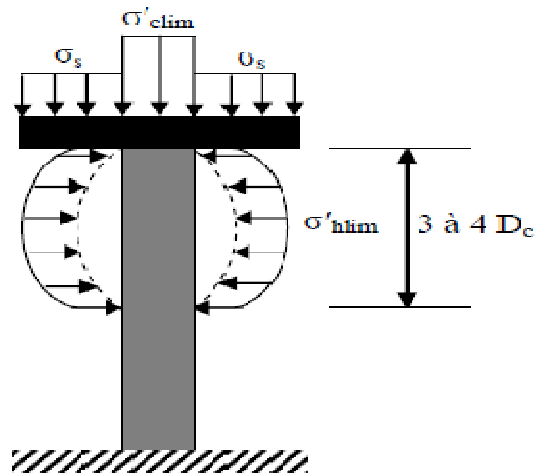


Figure III.30 Rupture par expansion latérale d'une colonne ballastée isolée sous charge axial entête (Greenwood,1970)

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

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

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 :

$$p_l = (\sigma'_{h0} + u_0) + kc_u \quad (\text{III-30})$$

Où :

$\sigma'_{h0}$ : contrainte horizontale effective dans le sol avant le traitement.

$k$ : coefficient multiplicateur.

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

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



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 :

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

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

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

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  $\varphi_c$  constitutif de la colonne. Soyes (1984), a recommandé une valeur de  $38^\circ$ .

#### 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 III.31).

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

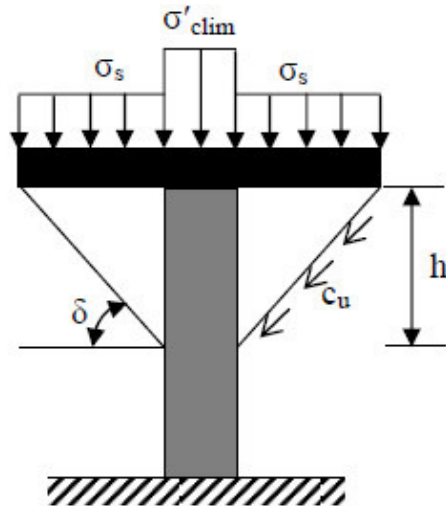
Moyennant quelques hypothèses simplificatrices (en particulier l'absence de cisaillement à l'intérieur de la surface de rupture et la conservation des volumes) la contrainte verticale limite  $\sigma'_{clim}$  en tête de colonne vérifie l'équation :

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

Dans laquelle :

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

$\delta$  : angle de la génératrice du cône avec l'horizontale



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

Figure III.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  $\delta$  peut être déterminé rapidement grâce à l'abaque de la Figure III.32-a). Dans le cas particulier où  $\sigma_s$  est égale à zéro, la courbe de la Figure III.32-b) donne directement  $\delta$  en fonction de  $\varphi_c$ .

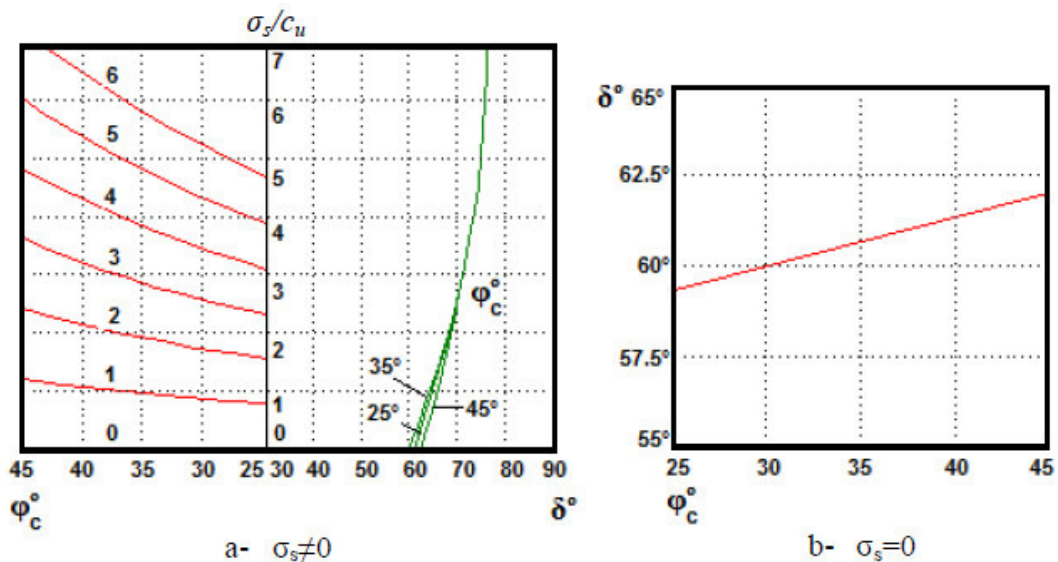


Figure III.32 Détermination pratique de  $\delta$  (Brauns, 1978b)

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

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

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

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

$$\sigma_v(z) = \sigma_{c\lim} + z \left( \gamma_c - \frac{4c_u}{D_c} \right) \quad (\text{III-35})$$

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

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

$$L_{c\min} = \frac{D_c}{2} \left( \frac{N_c c_u - \sigma_{c\lim}}{\gamma_c - 2c_u} \right) \quad (\text{III-36})$$

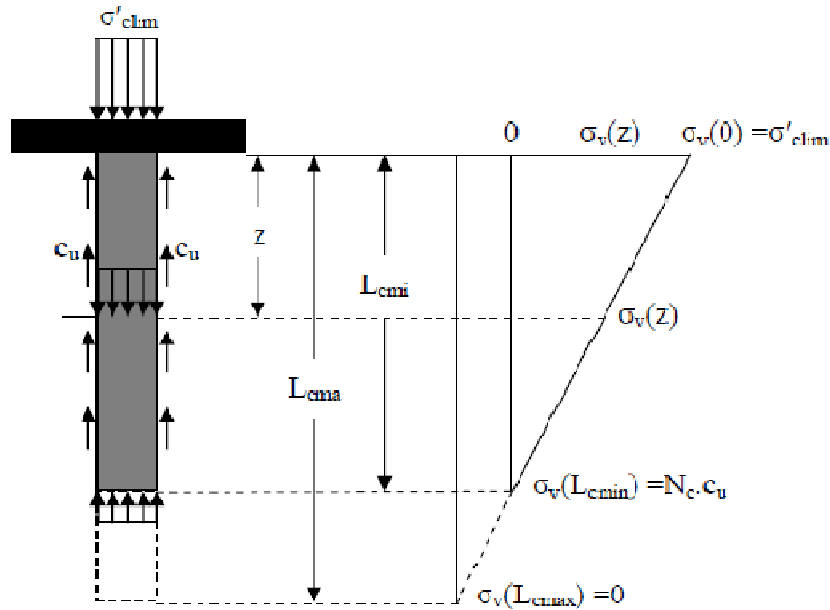


Figure III.33 Définition des longueurs  $L_{\min}$  et  $L_{\max}$  d'une colonne ballastée  
Vis-à-vis de la rupture par poinçonnement (Brauns 1980)

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 :

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

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

$$L_{c\min} \leq L_c \leq L_{c\max} \quad (III-38)$$

La Figure III.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.

### III.4.3.2 Tassement d'une colonne isolée chargée en tête

#### a- Application des travaux de Mettes 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 :

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

Et :

$$s_i = \frac{Q_c}{L_c E'_s} I_p \quad (\text{III-40})$$

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 III-34

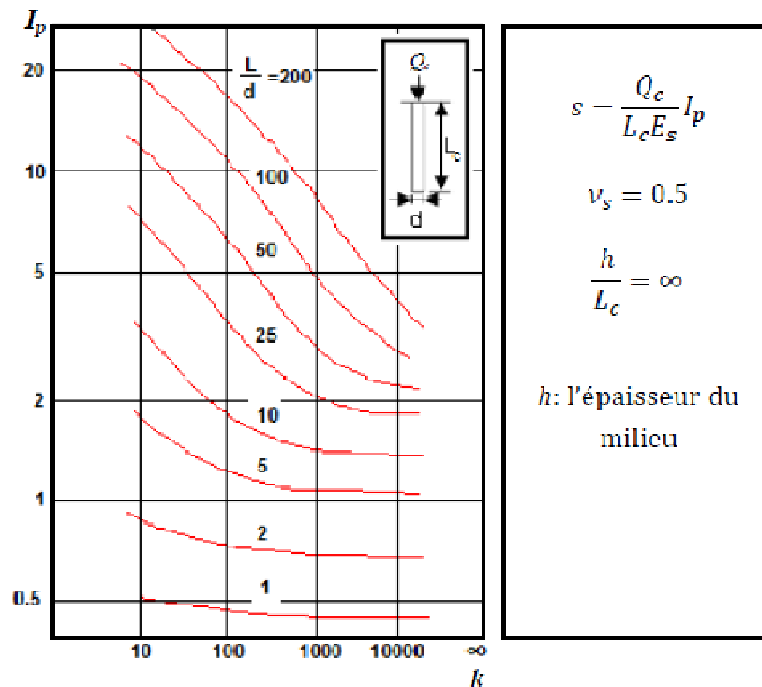


Figure III.34 Facteur d'influence des tassements  $I_p$  (Mattes et Poulos, 1969)

#### III.4.4 Dimensionnement des réseaux des colonnes ballastées

En pratique, les colonnes ballastées sont généralement disposées (Paragraphe 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 ( $s_s=s_c$ ).

##### III.4.4.1. Réduction des tassements d'un sol traité par des réseaux de colonnes ballastées

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

###### 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  $\sigma_0$  est toujours appliquée en surface, l'évolution du sol renforcé pouvant se traduire par un module d'élasticité équivalent  $E'$  à long terme, intégrant les caractéristiques mécaniques différentes du ballast et du sol, ce module est donnée par :

$$\frac{1}{E'} = \frac{E_c A_c + E_s (A - A_c)}{A} \quad (\text{III-41})$$

Où :

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

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

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

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 sur 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 se font à volume constant ;
- Le terrain compressible situé dans la couronne cylindrique autour de la colonne a un comportement élastique linéaire, caractérisé par un module d'élasticité  $E_s$  et un coefficient de poisson  $\nu_s$  constant sur toute la profondeur ;
- Il y a la conservation des sections planes ;
- Le poids volumique du sol et de la colonne sont égaux.

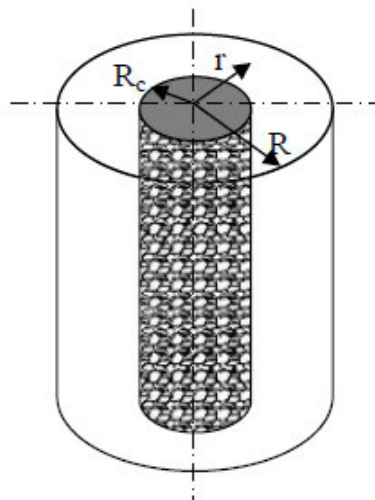


Figure III.35 Théorie de l'expansion d'un cylindre à partir d'une cellule unitaire constituée de la colonne ballastée et du sol

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:

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

Où :

$v_s$ : désigne le coefficient de poisson du sol

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

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

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

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

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

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

Prise en compte de la compressibilité de la colonne

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

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



Où ( $1/a=A/A_c$ ) dépend directement du rapport des modules ( $E_c/E_s$ ).

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

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

#### Introduction de l'influence de la profondeur

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

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

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.

#### **III.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 (Priebe1995; Aboshi et autres1979; 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 :

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

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 :

$$c_e = (1-m)c_s + mc_c \quad (\text{III-51})$$

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 :

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

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

$$\tau_e = (1-a)\tau_s + a\tau_c \cos \alpha \quad (\text{III-53})$$

Où :

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

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

$$\tau_s = c_u \quad (\text{III-56})$$

Où :

$\tau_s$ : est l'effort de cisaillement dans le sol le long de la surface de rupture

$\tau_c$ : 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

$\alpha$ : l'angle entre la surface de la rupture et l'horizontale

$\varphi_c$ : est l'angle du frottement interne du ballast

#### 1.4.5 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).

### III.5. Conclusion du chapitre III

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 du 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 IV

# SIMULATION NUMERIQUE

### Introduction

Dans ce chapitre on présente le travail réalisé pour la modélisation numérique - en utilisant le code de calcul Plaxis 2D – d'un remblai autoroutier de grande hauteur reposant sur un sol compressible renforcé par des colonnes ballastées.

Il s'agit d'un remblai de grande hauteur supportant une chaussée d'autoroute (ou un dallage industriel utilisé comme zone de stockage) fondé sur une couche d'argile molle saturée surmontant un sol résistant.

Premièrement, on a choisi le modèle de référence vis-à-vis de la hauteur du remblai ; on a varié cette dernière de 10 mètres jusqu'à sa valeur critique qui donne facteur de sécurité admissible.

En suite, on a étudié l'influence du diamètre des colonnes et leur espacement sur la consolidation et la capacité portante (statique et sismique) du remblai ; le but recherché est de trouver le diamètre et l'espacement efficaces qui donnent un temps de consolidation plus réduit et une capacité portante plus importante.

## IV.1 Caractéristiques des matériaux utilisés :

### IV.1.1 Couches de sol :

Le profil du sol étudié compris une couche molle de limon argileux normalement consolidée de 10 m de profondeur surmontant une couche d'argile schisteuse surconsolidée. Les propriétés de ces deux couches sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau IV.1: Propriétés des couches de sol

Paramètres	Nom	Limon Argileux	Argile schisteuse	Unités
Modèle du matériau	Modèle	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	-
Type de comportement	Type	Non Drainé	Non Drainé	-
Poids volumique $\gamma_h$	$\gamma_{sat}$	21	22	KN/m <sup>3</sup>
Perméabilité horizontale	$k_x$	0.086	0.0086	m/day
Perméabilité verticale	$K_y$	0.086	0.0086	m/day
Module d'Young (constant)	$E_{ref}$	3000	30000	KN/m <sup>2</sup>
Coefficient de poisson	$\nu$	0.30	0.30	-
Cohésion (constant)	$c_{ref}$	10	30	KN/m <sup>2</sup>
Angle de frottement	$\phi$	30	30	°
Angle de dilatance	$\psi$	0.0	0.0	°

### IV.1.2 Colonnes ballastées :

Les propriétés des colonnes ballastées sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau IV.2 : Propriétés des colonnes ballastées

Paramètres	Nom	Colonnes	Unités
Modèle du matériau	Modèle	Mohr-Coulomb	-
Type de comportement	Type	Drainé	-
Poids volumique saturé $\gamma_h$	$\gamma_{sat}$	20	KN/m <sup>3</sup>
Perméabilité horizontale	$k_x$	1.7	m/day
Perméabilité verticale	$K_y$	1.7	m/day
Module d'Young (constant)	$E_{ref}$	60000	KN/m <sup>2</sup>
Coefficient de poisson	$\nu$	0.30	-
Cohésion (constant)	$c_{ref}$	1	KN/m <sup>2</sup>
Angle de frottement	$\phi$	38	°
Angle de dilatance	$\psi$	8	°
profondeur de la colonne	$y_{profondeur}$	10	m

### IV.1.3 Matelas de répartition :

Les propriétés du matériau constituant le matelas de répartition sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau IV.3 : Propriétés du matelas de répartition

Paramètres	Nom	Matelas de répartition	Unités
Modèle du matériau	Modèle	Mohr-Coulomb	-
Type de comportement du matériau	Type	Drainé	-
Poids volumique saturé $\gamma_h$	$\gamma_{sat}$	22	KN/m <sup>3</sup>
Perméabilité horizontale	$k_x$	1.0	m/day
Perméabilité verticale	$K_y$	1.0	m/day
Module d'Young (constant)	$E_{ref}$	20000	KN/m <sup>2</sup>
Coefficient de poisson	$\nu$	0.30	-
Cohésion (constant)	$c_{ref}$	5	KN/m <sup>2</sup>
Angle de frottement	$\phi$	30	°
Angle de dilatance	$\psi$	0	°
Epaisseur du matelas	$e_m$	0.5	m

### IV.1.4 Dalle ou chaussée :

Les propriétés de la couche de bitume sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau IV.4 : Propriétés de la dalle ou la chaussée

Paramètres	Dalle	unités
Type de comportement du matériau	élastique	-
$e$	0.10	m
EA	$5 \times 10^6$	KN
EI	417	KN. m <sup>2</sup>
$\gamma$	23.5	KN/ m <sup>3</sup>
$\nu$	0.35	-

### IV.2 Présentation du modèle étudié :

Le modèle étudié dans cette thèse est un remblai autoroutier de grande hauteur ; exposé à un chargement de trafic de 30 KN/m<sup>2</sup> ; reposant sur une couche molle non drainée ayant 10 mètres de profondeur renforcée par des colonnes ballastées. Le remblai est de 14 m de hauteur et 30 m de largeur et construit en deux couches de 7 m de haut chacune avec une risberme de 3 m et une pente de 1V / 2H pour assurer la stabilité.

Le profile du modèle est représenté dans la figure suivante:

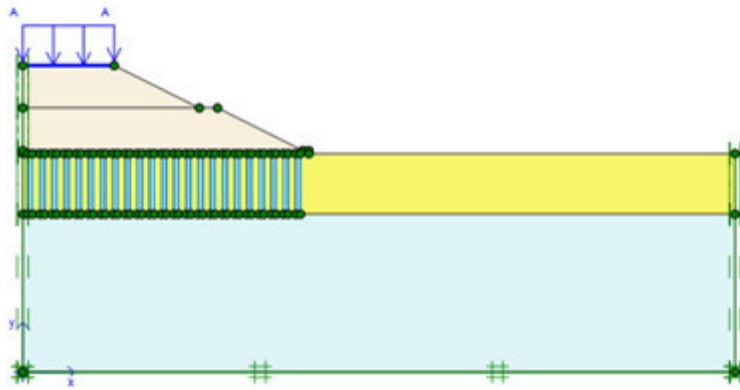


Figure IV.1: Profil en travers du modèle à étudier

### IV.3 Phases de calcul :

- Phase 1 : Mise en place des colonnes (Calcul plastique en activant les colonnes) ;
- Phase 2 : Mise en place du matelas de répartition (calcul plastique en activant le matelas) ;
- Phase 3 : Construction de la 1<sup>ère</sup> couche du remblai (calcul plastique en activant le remblai) ;
- Phase 4 : Construction de la 2<sup>ème</sup> couche du remblai (calcul plastique en activant le remblai) ;
- Phase 5 : Application du chargement du trafic (statique en activant la charge du trafic 30KN/m<sup>2</sup>) ;
- Phase 6 : Consolidation (minimum pore pressure) ;
- Phase 7 : Calcul du facteur de sécurité ( $\phi/c$  réduction) ;
- Phase 8 : Calcul de la capacité portante (statique avec incrément de charge) ;
- Phase 9 : Chargement dynamique (séisme à l'aide de l'accélérogramme) ;
- Phase 10 : Calcul de la capacité portante (sismique avec incrément de charge).

### IV.4 Hauteur du remblai:

Pour choisir le modèle de référence, premièrement, on a choisi les matériaux à utiliser pour le remblai, le matelas de répartition et les colonnes ballastées.

On a commencé par la stabilisation du remblai vis-à-vis du glissement; c'est-à-dire de trouver la hauteur et la pente pour lesquelles le remblai soit stable :

On a considéré, par défaut, un diamètre des colonnes de 0.80 m avec un entraxe de 2.00 m. On a pris une pente de 1V / 2H pour une hauteur initiale de 10 m qui sera construit en deux couches avec des risbermes de 3 m chaque couche. On a incrémenté cette dernière de 2 m jusqu'à 20 m. La figure et le tableau suivants représentent les valeurs du facteur de sécurité des différentes hauteurs.

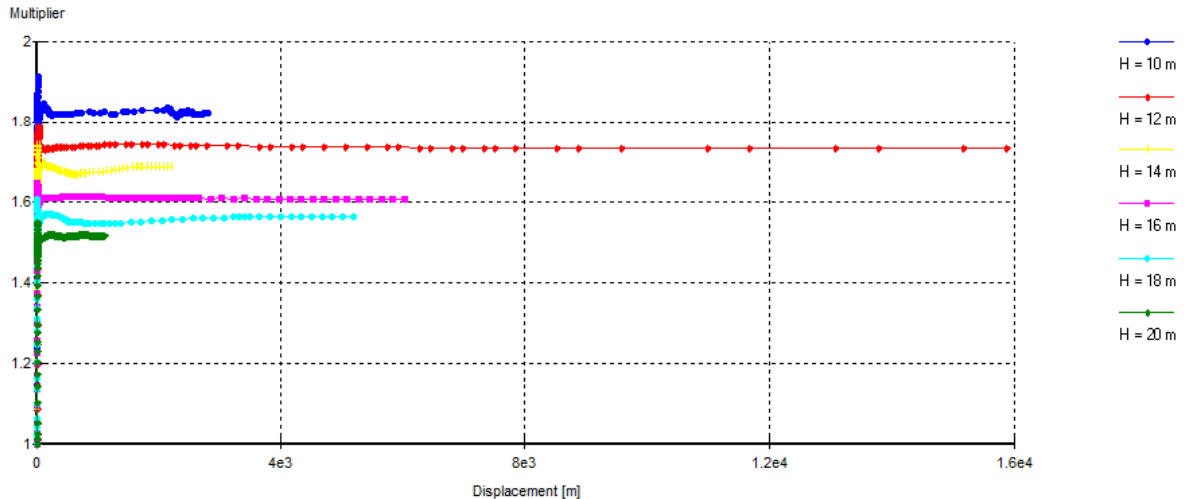


Figure IV.2 Courbes du facteur de sécurité du remblai de différentes hauteurs

Tableau IV.5 Valeurs du facteur de sécurité du remblai de différentes hauteurs

Hauteur du remblai (m)	10	12	14	16	18	20
Valeur du facteur de sécurité	1.82	1.73	1.68	1.60	1.56	1.51

On a opté pour un remblai de 14 m de hauteur avec un facteur de sécurité égale à 1,68 comme un modèle de référence pour l'analyse de ce qui va suivre.

#### IV.5 Analyse de la Consolidation :

Pour étudier l'influence du renforcement par colonnes ballastées sur la consolidation de la couche compressible, on procède comme suit :

On fixe le diamètre des colonnes et on fait varier l'espacement entre celles-ci et inversement ; on commence par  $d = 0.60$  m avec des espacements  $e = 0.60$  m,  $e = 0.80$  m,  $e = 1.00$  m et  $e = 1.20$  m,

Et de la même manière  $d = 0.80$  m,  $d = 1.00$  m et  $d = 1.20$  m.

Le calcul du modèle se fait suivant les phases de calcul mentionnées ci-dessus. Le calcul s'arrête lorsque la pression interstitielle est complètement dissipée de la couche molle renforcée.

Les résultats du tassement de consolidation du point milieu au dessous du remblai sont présentés dans les graphes suivants :



- Pour les diamètres :

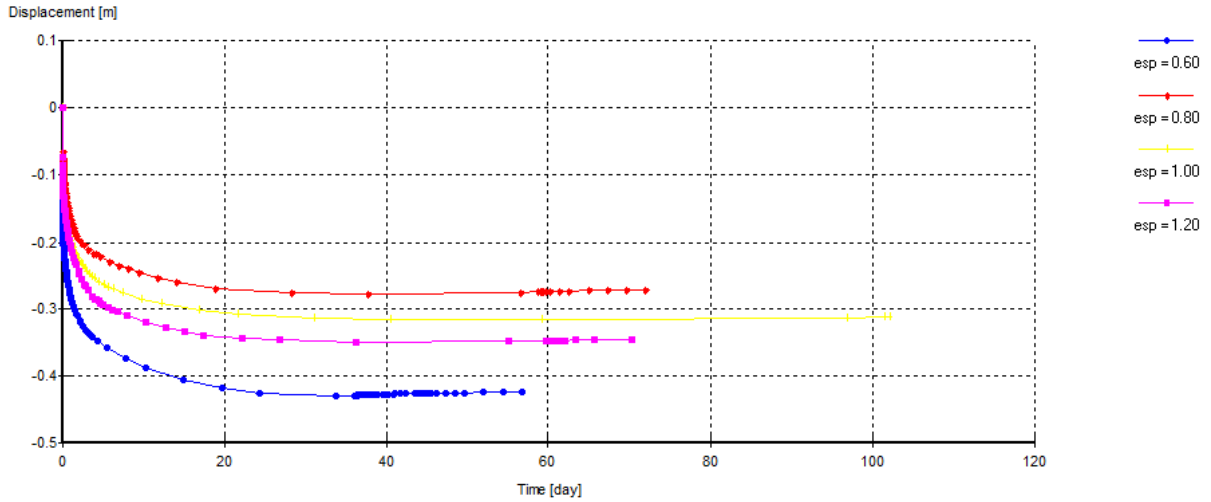


Figure IV.3 Courbes déplacement vertical – temps pour le diamètre  $d_c = 0.60$  m

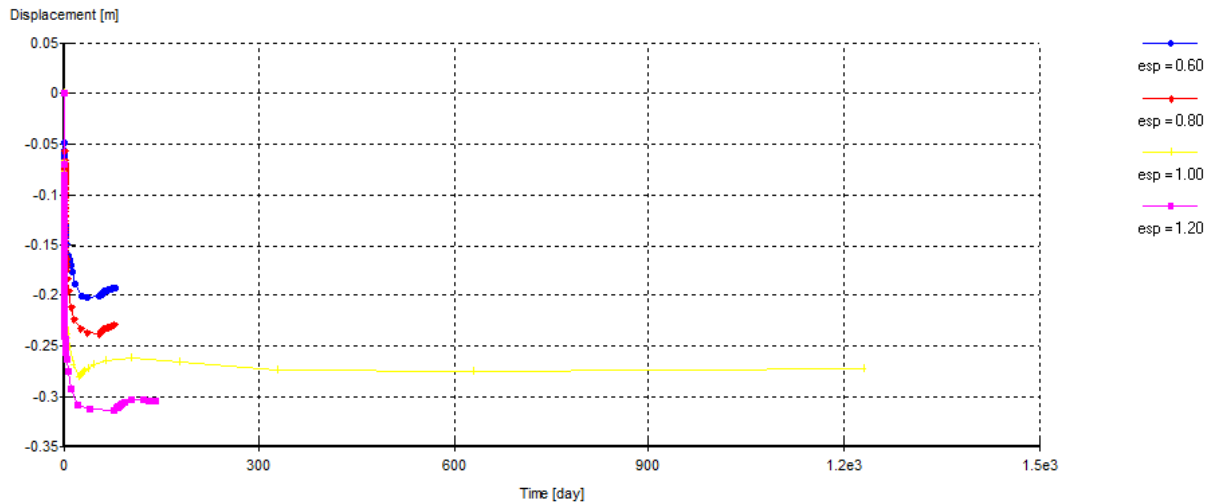


Figure IV.4 Courbes déplacement vertical – temps pour le diamètre  $d_c = 0.80$  m

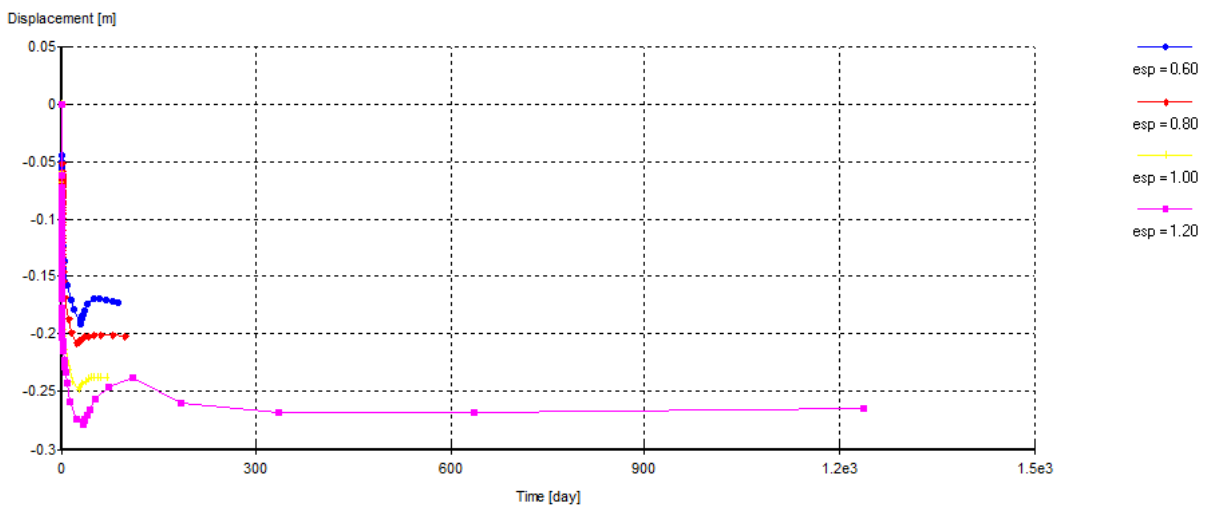


Figure IV.5 Courbes déplacement vertical – temps pour le diamètre  $d_c = 1.00$  m

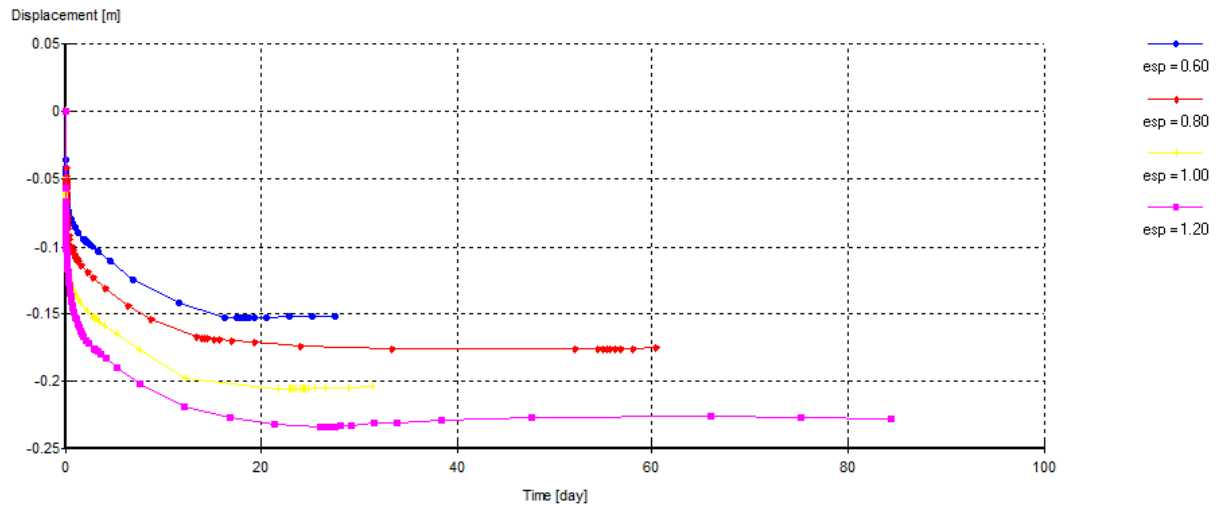
Figure IV.6 Courbes déplacement vertical – temps pour le diamètre  $d_c = 1.20$  m

Tableau IV.6 récapitulatif des résultats de l'influence de diamètre sur la consolidation

Espacement	Dc = 0.60		Dc = 0.80		Dc = 1.00		Dc = 1.20	
	Temps (j)	Tassement (m)	Temps (j)	Tassement (m)	Temps (j)	Tassement (m)	Temps (j)	Tassement (m)
Esp = 0.60	56	0.424	80	0.193	87	0.173	27	0.152
Esp = 0.80	72	0.272	78	0.229	98	0.202	60	0.175
Esp = 1.00	101	0.313	1231	0.273	70	0.238	31	0.205
Esp = 1.20	70	0.346	140	0.304	1237	0.264	84	0.228

Diamètre efficace : 1.20 m

- Pour les espacements :

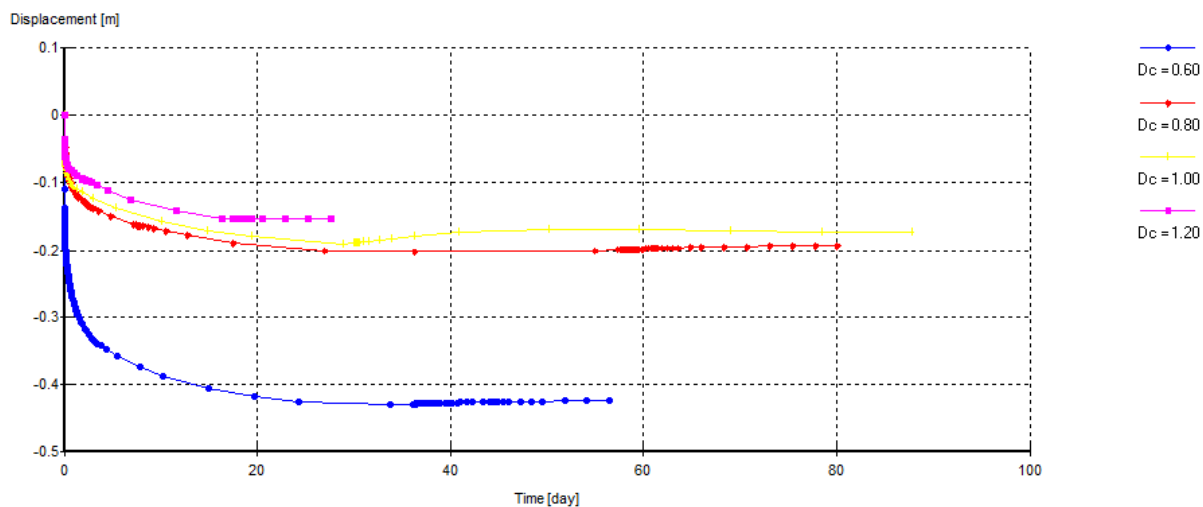


Figure IV.7 Courbes déplacement vertical – temps pour l’espacement  $e = 0.60$  m

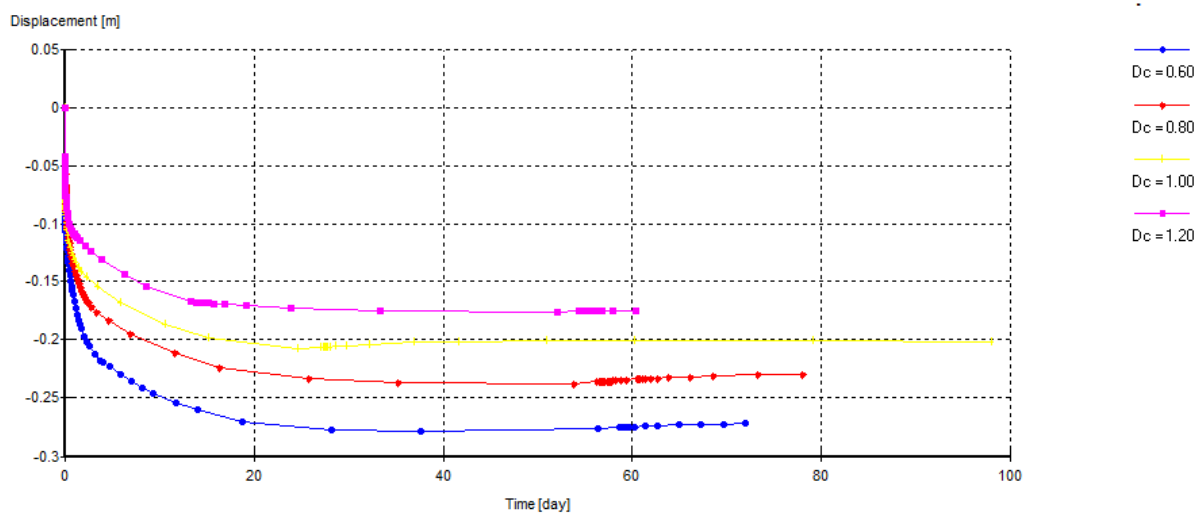


Figure IV.8 Courbes déplacement vertical – temps pour l’espacement  $e = 0.80$  m

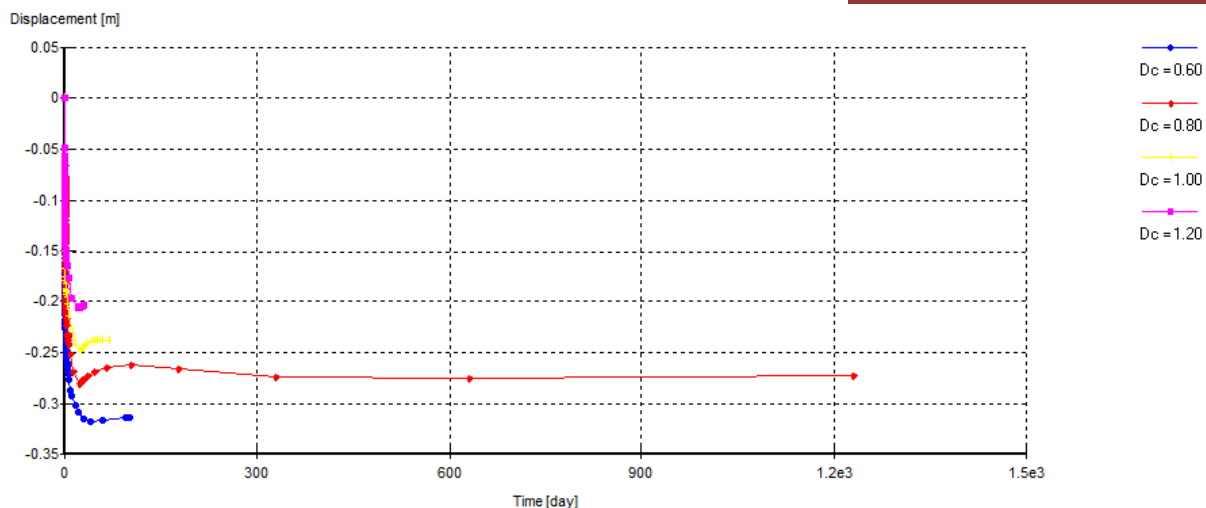


Figure IV.9 Courbes déplacement vertical – temps pour l’espacement  $e = 1.00$  m

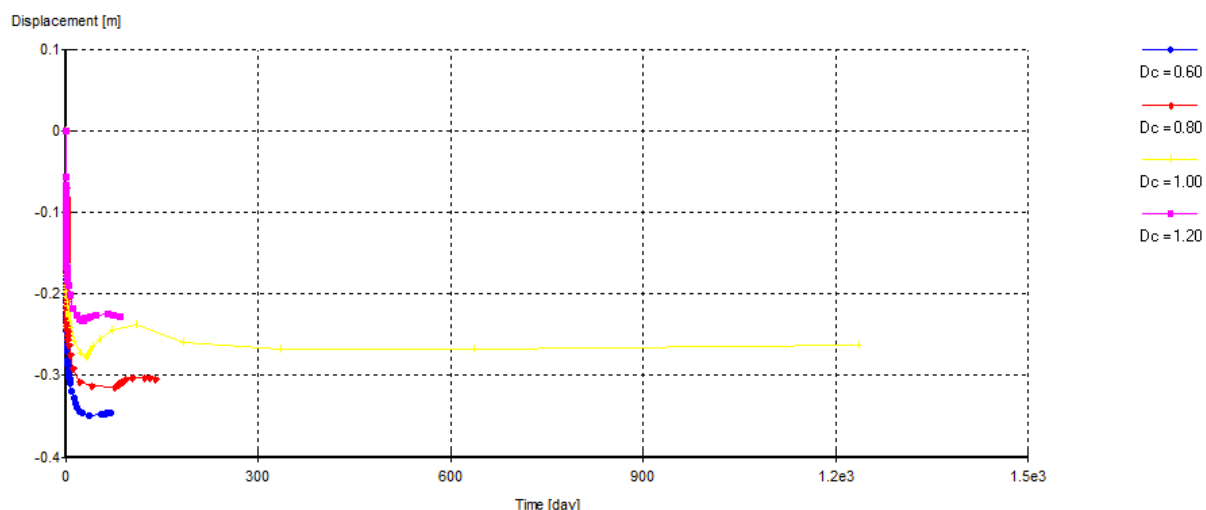


Figure IV.10 Courbes déplacement vertical – temps pour l’espacement  $e = 1.20$  m

Tableau IV.7 récapitulatif des résultats de l’influence de l’espacement sur la consolidation

Diamètre	Esp = 0.60		Esp = 0.80		Esp = 1.00		Esp = 1.20	
	Temps (j)	Tassement (m)	Temps (j)	Tassement (m)	Temps (j)	Tassement (m)	Temps (j)	Tassement (m)
Dc = 0.60	56	0.424	72	0.272	101	0.313	70	0.346
Dc = 0.80	80	0.193	78	0.229	1231	0.273	140	0.304
Dc = 1.00	87	0.173	98	0.202	70	0.238	1237	0.264
Dc = 1.20	27	0.152	60	0.175	31	0.205	84	0.228

Espacement efficace : 0.60 m

Espacement efficace : 1.00 m

D'après ces graphes, on constate que :

Au temps  $t = 0$  la pression interstitielle chute considérablement et ce ci est montré par l'augmentation du tassement instantané (pour toutes les variantes étudiées).

Pour un espacement donné, l'augmentation du diamètre des colonnes provoque la diminution du tassement et du temps de consolidation (une réduction de 33% du tassement à la fin de consolidation lorsque on augmente le diamètre de 0.60m à 1.20m).

Le meilleur comportement est enregistré pour le diamètre  $d_c = 1.20$  m avec un espacement  $e = 0.60$  m (un temps  $t = 27j$  avec un tassement  $s = 0.152$  m).

#### IV.6 Analyse de la Capacité Portante :

Pour déduire l'influence du renforcement par colonnes ballastées sur la capacité portante du remblai, on procède comme suit :

On fixe le diamètre des colonnes et on fait varier l'espacement entre celles-ci et inversement; on commence par  $d = 0.60$  m avec des espacements  $e = 0.60$ ,  $e = 0.80$ ,  $e = 1.00$  et  $e = 1.20$  m,

Et de la même manière  $d = 0.80$ ,  $d = 1.00$  et  $d = 1.20$  m.

On calcule modèle suivant les phases de calcul mentionnées ci-dessus. Le calcul s'arrête lorsque la rupture est atteinte.

Les résultats sont présentés dans les graphes suivants :

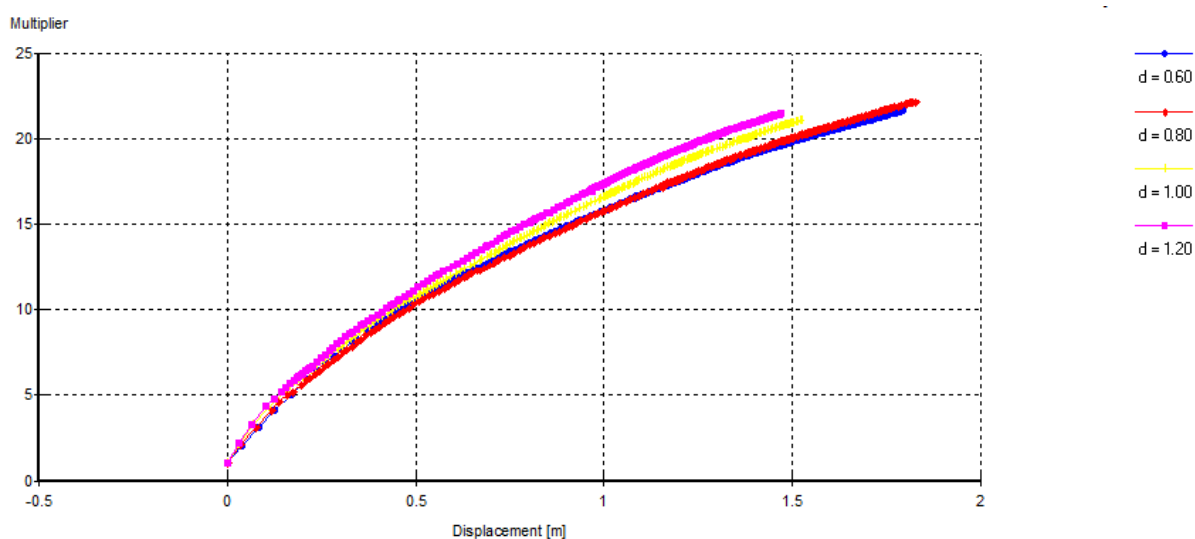
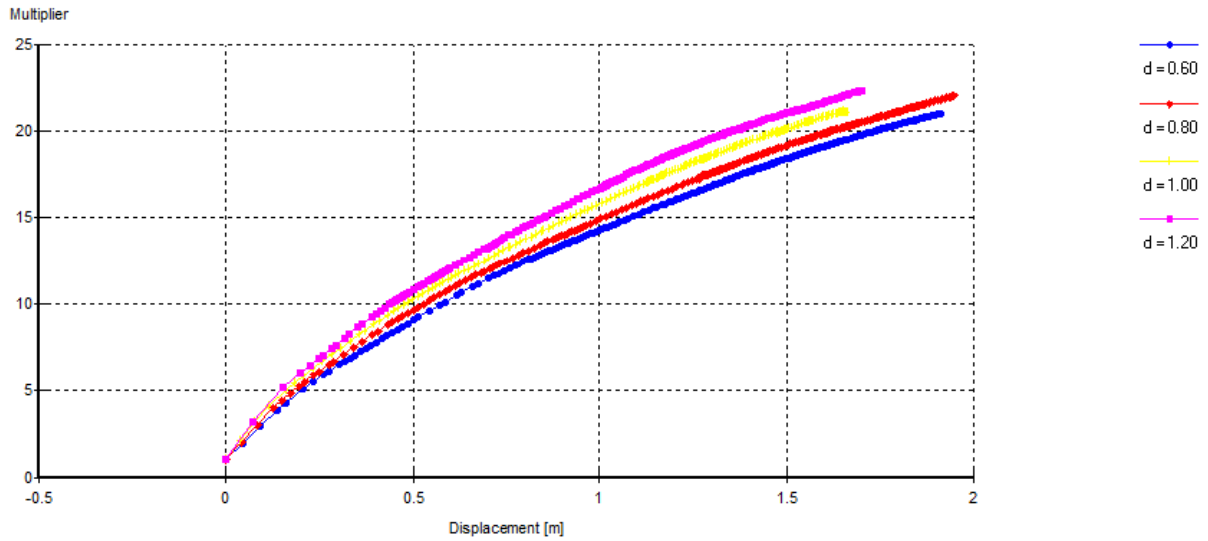
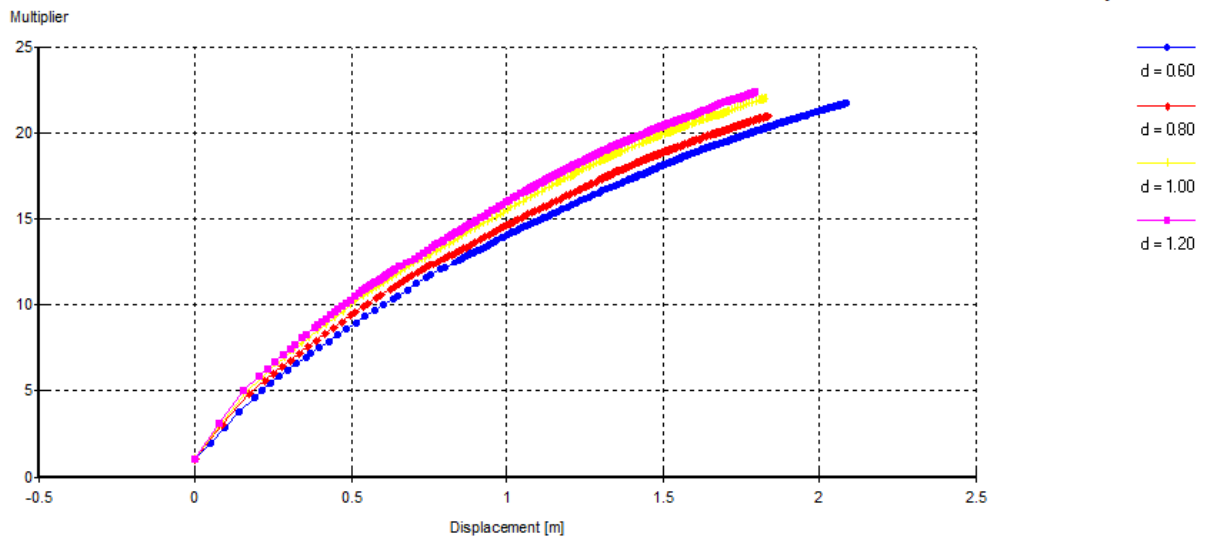


Figure IV.11 Courbes charge - déplacement pour l'espacement  $e = 0.60$  m

Figure IV.12 Courbes charge - déplacement pour l'espacement  $e = 0.80$  mFigure IV.13 Courbes charge - déplacement pour l'espacement  $e = 1.00$  m

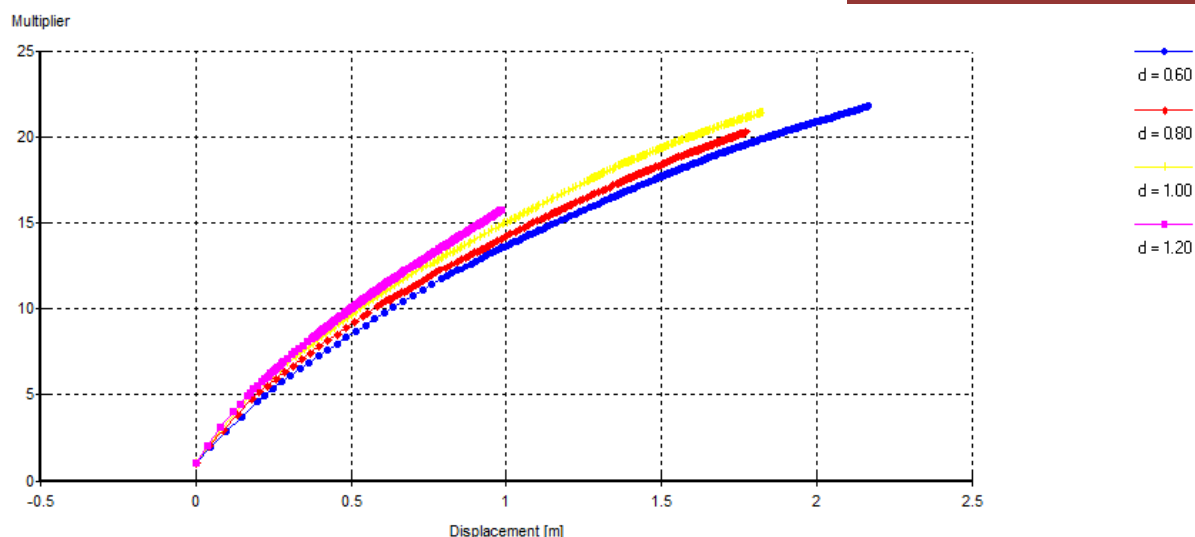
Figure IV.14 Courbes charge - déplacement pour l'espacement  $e = 1.20$  m

Tableau IV.8 récapitulatif des résultats de l'influence de l'espacement sur la capacité portante

	Esp = 0.60	Esp = 0.80	Esp = 1.00	Esp = 1.20
Diamètre	Capacité (KN)	Capacité (KN)	Capacité (KN)	Capacité (KN)
Dc = 0.60	21.62	20.96	21.64	21.69
Dc = 0.80	22.17	22.03	20.93	20.20
Dc = 1.00	20.95	21.09	21.91	21.32
Dc = 1.20	21.38	22.30	22.33	15.77

Espacement efficace : 1.00 m

D'après ces résultats on remarque que :

La variation du diamètre des colonnes et de l'espacement entre-elles n'influe pas sur la capacité portante du remblai sauf pour les grands espacements il y a une chute considérable de 26 % de la portance lorsqu'on augmente l'espacement de 0.60m à 1.20m pour le diamètre 1.20m.

Le meilleur comportement est enregistré pour le diamètre 1.20m avec l'espacement 1.00m.

#### IV.7 Influence de la loi de comportement et module de Young du matelas de répartition

Pour étudier l'influence de la loi de comportement et le module de Young du matelas de répartition sur le temps de consolidation et la capacité portante, on prend deux valeurs différentes de  $E$  avec un comportement plastique (Mohr-Coulomb) puis élastique. Les résultats sont représentés dans les figures suivantes :

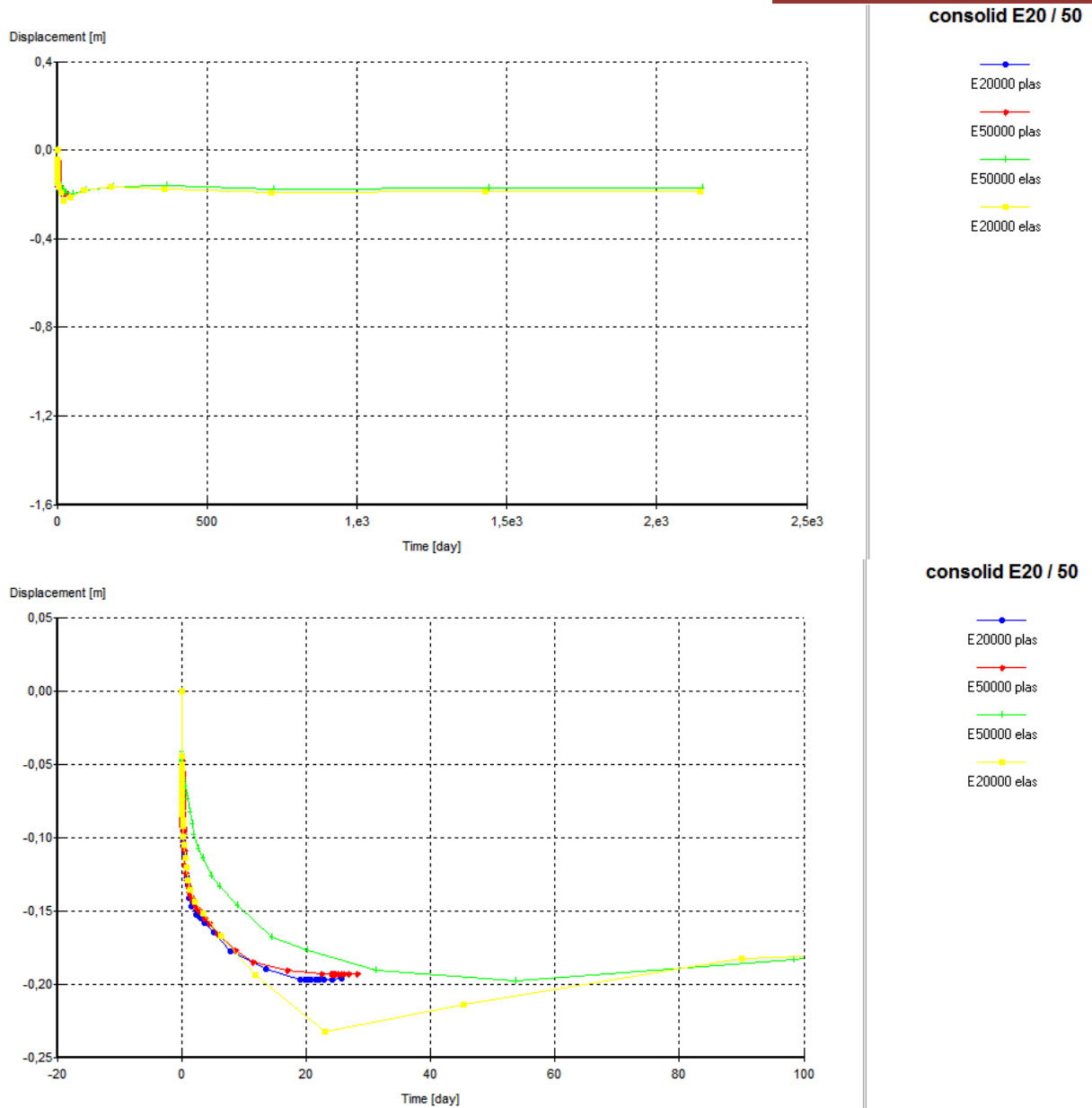


Figure IV.15 Influence de la loi de comportement et module de Young du matelas de répartition sur la consolidation

Tableau IV.9 récapitulatif des résultats de l'influence de la loi de comportement et module de Young du matelas de répartition sur la consolidation

Type de comportement	Elastique		Non linéaire	
Module de Young (KN/m <sup>2</sup> )	20000	50000	20000	50000
Temps de consolidation (j)	2.14x10 <sup>3</sup>	2.15x10 <sup>3</sup>	25	28
Tassement (m)	0.189	0.172	0.196	0.192

La loi de comportement influe sur le temps de consolidation du sol :

- Pour une loi élastique :  $t = 2.15 \times 10^3$  jours
- Pour une loi non linéaire :  $t = 25$  jours



Pour le cas élastique, le chargement est constant ce qui donne un temps de consolidation très important. Par contre, dans le cas non linéaire, comme on applique des incréments de chargement pour atteindre la plasticité ce qui accélère la consolidation.

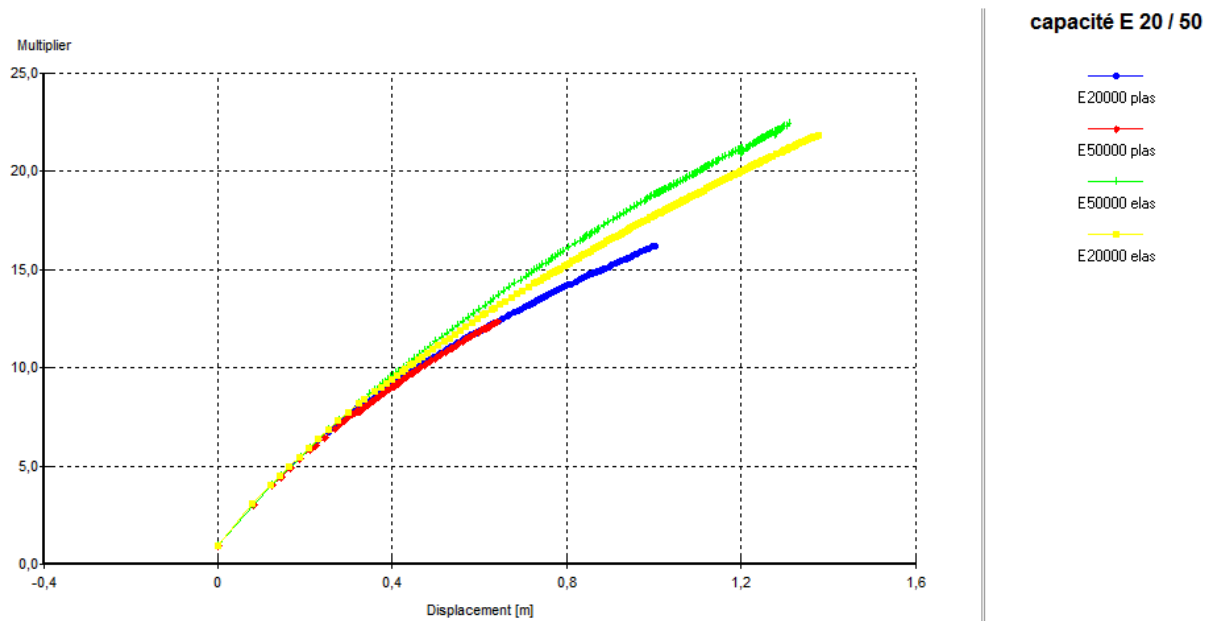


Figure IV.16 Influence de la loi de comportement et module de Young du matelas de répartition sur la capacité portante

Tableau IV.10 récapitulatif des résultats de l'influence de la loi de comportement et module de Young du matelas de répartition sur la capacité portante

Type de comportement	Elastique		Non linéaire	
Module de Young (KN/m <sup>2</sup> )	20000	50000	20000	50000
Capacité Portante (KN)	21.81	22.30	16.15	12.35

Pour le comportement élastique du matelas de répartition, le module de déformation n'influe pas sur le déplacement.

Par contre, dans le comportement plastique du matelas, la capacité portante est réduite du point de vue numérique (reste à justifier expérimentalement du point de vue choix du modèle).

#### IV.8 Analyse de la Capacité Portante Sismique:

Pour déduire l'influence du renforcement par colonnes ballastées sur la capacité portante du remblai, on procède comme suit :

On fixe le diamètre des colonnes et on fait varier l'espacement entre celles-ci et inversement; on commence par  $d = 0.60$  m avec des espacements  $e = 0.60$  m,  $e = 0.80$  m,  $e = 1.00$  m et  $e = 1.20$  m,

Et de la même manière  $d = 0.80$  m,  $d = 1.00$  m et  $d = 1.20$  m.

Le calcul du modèle se fait suivant les phases de calcul mentionnées ci-dessus. Le calcul s'arrête lorsque la rupture est atteinte.

### Modélisation de l'action sismique :

L'action sismique appliquée au sol est générée par l'accélérogramme du séisme de 21 mai 2003 de boumerdès avec une magnitude de 6.8 sur l'échelle de Richter et une accélération de 0.29g.

La figure suivante représente le graphe de ce dernier donné par Plaxis :

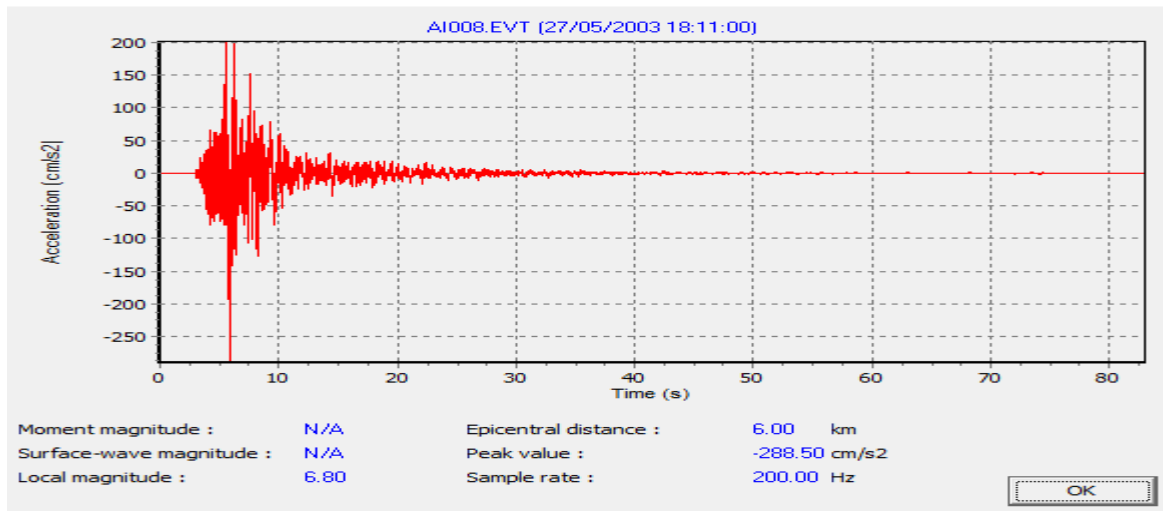


Figure IV.17 Accélérogramme du séisme de 21 mai 2003 Boumerdès

Les résultats de l'analyse sont représentés dans les figures suivantes :

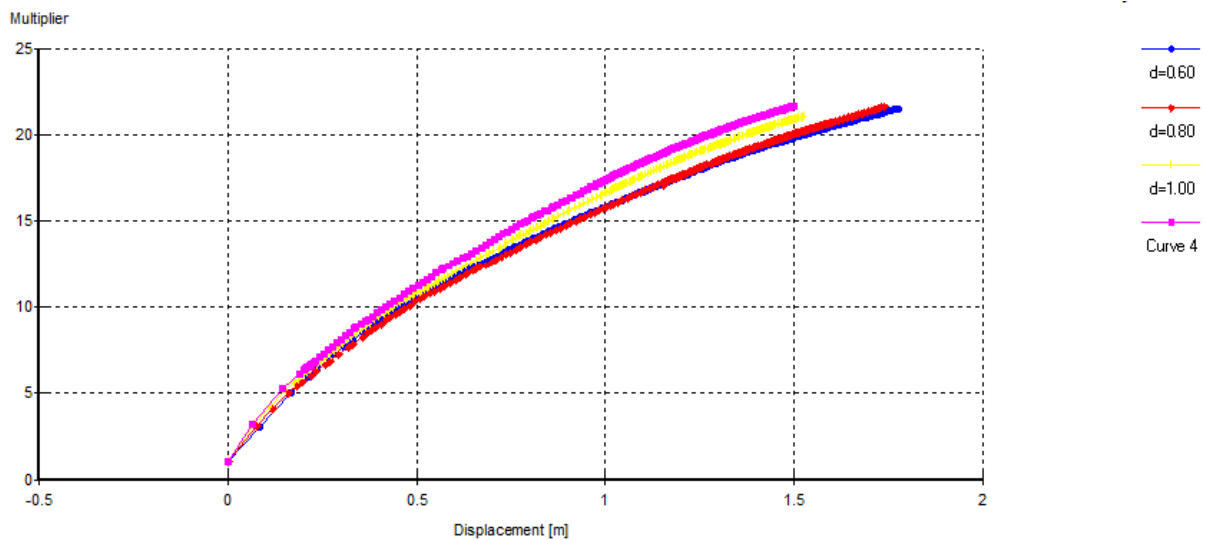


Figure IV.18 Courbes charge - déplacement effet du séisme pour l'espace  $e = 0.60$  m

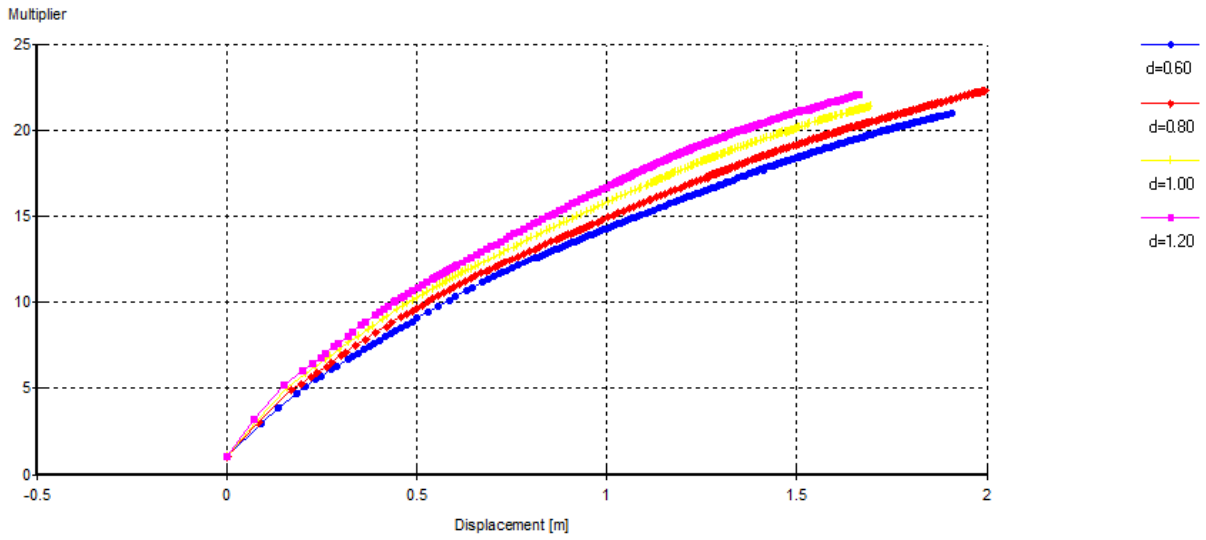


Figure IV.19 Courbes charge - déplacement effet du séisme pour l'espace  $e = 0.80$  m

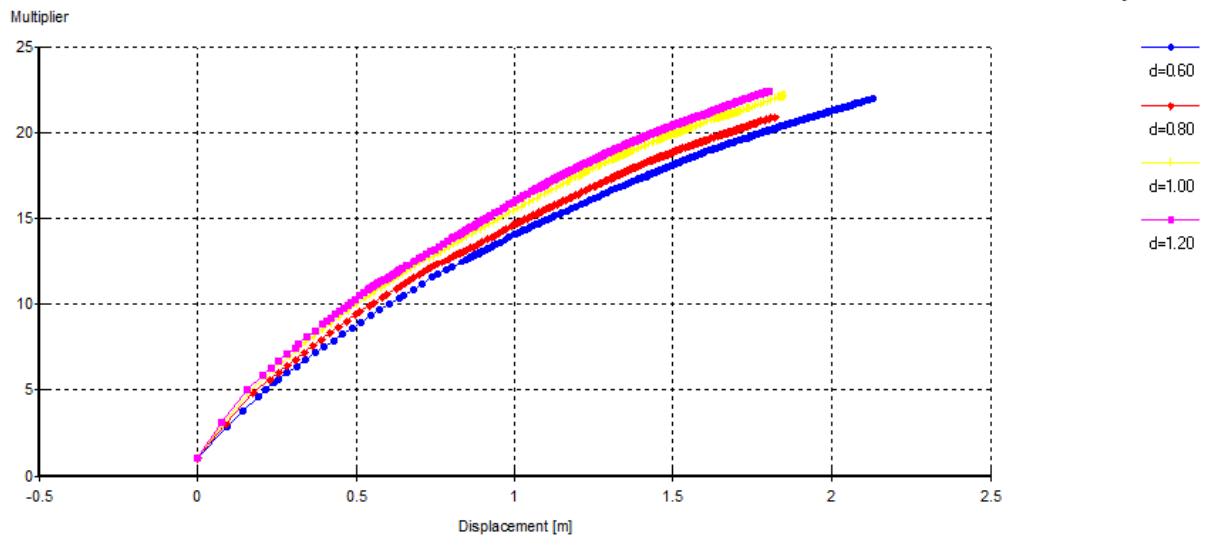


Figure IV.20 Courbes charge - déplacement effet du séisme pour l'espace  $e = 1.00$  m

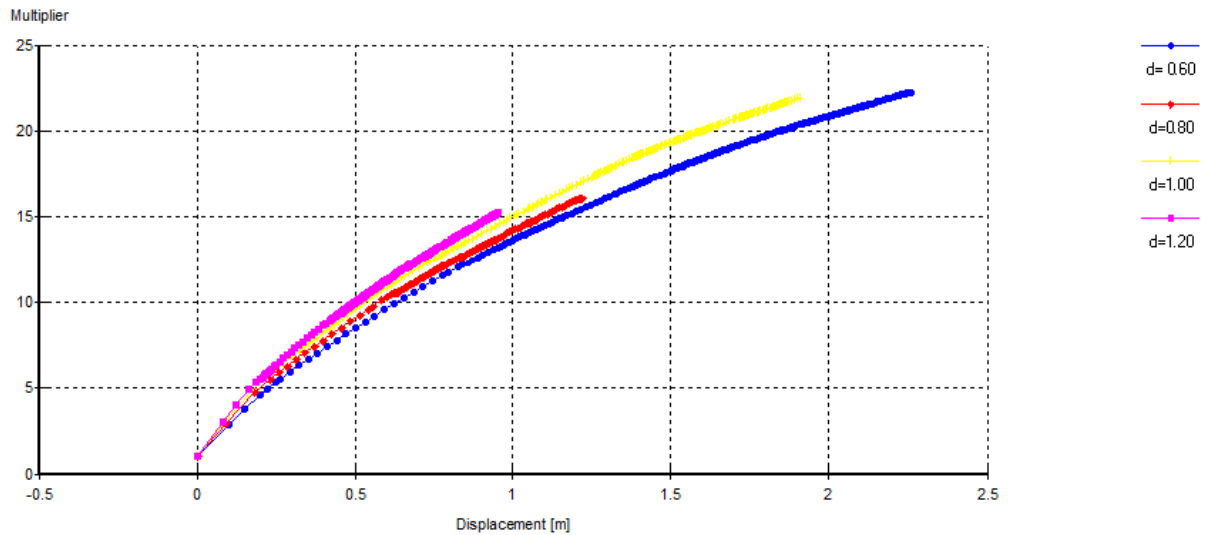


Figure IV.21 Courbes charge - déplacement effet séisme pour l'espacement  $e = 1.20$  m

Tableau IV.11 récapitulatif des résultats de l'influence de l'espacement sur la capacité portante sismique

	Esp = 0.60	Esp = 0.80	Esp = 1.00	Esp = 1.20
Diamètre	Capacité (KN)	Capacité (KN)	Capacité (KN)	Capacité (KN)
Dc = 0.60	21.49	20.93	21.95	22.23
Dc = 0.80	21.60	22.32	20.93	16.10
Dc = 1.00	20.99	21.32	22.09	21.87
Dc = 1.20	21.65	22.08	22.40	15.22

Espacement efficace : 1.00 m

D'après ces résultats on remarque que :

La variation du diamètre des colonnes et de l'espacement entre-elles n'influe pas sur la capacité portante du remblai sauf pour les grands espacements il y a une chute considérable de 26 % de la portance lorsqu'on augmente l'espacement de 0.60m à 1.20m pour les diamètres 0.80m et 1.20m.

Une légère diminution de la portance par rapport au calcul statique pour la plupart des variantes.

Le meilleur comportement est enregistré pour le diamètre 1.20m avec un espacement 1.00m.

# CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

L'objectif de ce travail est d'étudier, numériquement, l'influence du renforcement par colonnes ballastées des sols compressibles recevant des remblais autoroutiers de grande hauteur sur le comportement de ses sols.

#### Partie Littérature :

On a parlé sur quelques pathologies remblais de grande hauteur (glissement des talus, tassement important), et la construction de ces derniers sur des sols compressibles. On conclut que ces sols doivent être renforcés pour pouvoir subir de tels ouvrages.

On a présenté certaines méthodes de calcul de la capacité portante des fondations dans les cas statique et sismique qui sont très diverse.

Par contre, pour la capacité portante des remblais on n'a pas trouvé des recherches car, pour ces derniers on s'intéresse beaucoup plus au tassement de la couche compressible qui a une influence directe sur la stabilité des remblais (risque de glissement).

On a passé en revue le traitement de sol par colonnes ballastées qui est l'une des techniques actuelles préférées par les géotechniciens grâce à ses avantages techniques et économiques, en plus de l'augmentation de la capacité portante du 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.

#### Partie Analyse :

On a étudié l'influence du diamètre des colonnes et l'espacement sur l'accélération de la consolidation et la réduction des tassements, la capacité portante statique et sismique de la couche d'assise. On a conclu ce qui suit:

Le renforcement du sol compressible avec les colonnes ballastées améliore significativement le comportement de celui-ci.

Pour l'analyse de la consolidation :

L'augmentation du diamètre des colonnes réduit considérablement le tassement du remblai et accélère le temps de consolidation (une réduction de 33% du tassement lorsque on augmente le diamètre de 0.60m à 1.20m). Le meilleur comportement est enregistré pour le diamètre 1.20 m avec un espacement entre nu de 0.60 m qui donne un temps de  $t=27j$  et un tassement  $s=0.152m$ .

Pour l'analyse de la capacité portante :

En chargement statique :

L'augmentation du diamètre des colonnes et de l'espacement n'a pas de grande influence sur la capacité portante sauf pour les grands espacements où on a enregistré une chute de 26% de la portance lorsqu'on augmente l'espacement de 0.60m à 1.20m pour le diamètre 1.20m.

En chargement dynamique :

C'est presque le même comportement comme le chargement statique ; l'augmentation du diamètre des colonnes et de l'espacement n'a pas de grande influence sur la capacité portante sismique sauf pour les grands espacements où on a enregistré une chute de 26% de la portance lorsqu'on augmente l'espacement de 0.60m à 1.20m pour les diamètres 0.80 et 1.20m.

Une légère diminution de la portance par rapport au calcul sous chargement statique pour la plupart des variantes.

#### Recommandations :

La hauteur et la pente du remblai jouent un rôle très important sur sa stabilité. Il faut bien choisir la pente de ce dernier.

Le renforcement des sols compressibles recevant des remblais de grande hauteur par les colonnes ballastées atteint son but lorsqu'on réussit à choisir leur paramètres. Il faut élaborer une étude détaillée (consolidation, capacité portante, stabilité) afin de ressortir le diamètre et l'espacement efficace.

Le choix de la loi de comportement et du module de déformation pour le matériau constituant le matelas de répartition a une grande influence sur le comportement du sol traité (consolidation et capacité portante) du point de vue numérique. Et ça reste à justifier expérimentalement.

#### Perspective

La suite de ce présent travail peut être achevée dans la direction suivante :

«Une simulation numérique pour étudier le comportement des remblais ferroviaires et des colonnes ballastées sous l'effet dynamique des TGV».

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] *Etude et réalisation des remblais sur sols compressibles* : guide technique LCPC et SETRA (Novembre 2000)
- [2] *Conception et exécution des grands remblais* : Synthèse du séminaire de Nantes, J.P. MAGNAN et al (Janvier 2001).
- [3] *Les méthodes de calcul de la portance des fondations superficielles*, J.P. MAGNAN et al (FONDSUP 2003 –Vol. 2. Magnan (ed.) 2004, Presses de l'ENPC/LCPC, Paris).
- [4] *NF EN 1998-5 Calcul des structures pour leur résistance aux séismes – Partie 5 : Fondations, ouvrages de soutènement et aspects géotechniques*, Boutique AFNOR, Septembre 2005.
- [5] *Colonnes ballastées (Techniques de mise en œuvre, domaine d'application, comportement, justification, contrôle, axes de recherches et développement)*. Ammar DHOUIB et Francis BLONDEAU. 2005
- [6] *Rupture sismique des fondations par perte de capacité portante : le cas des semelles circulaires*. P. S. Chatzigogos. 2007
- [7] *Etude et conduite de travaux en renforcement de sol* : Rapport de stage, MANTELIER Aurélien. Septembre 2010.
- [8] *Conception des fondations sur colonnes ballastées Cas d'ouvrages d'arts*, NOUI Abdelkader, Université Batna (Novembre 2012).
- [9] *Improvement of the behaviour of embankment on soft soil by stone columns* Mohammed Y. Fattah, Nagham M.S.Al-Jamaily and F.A.Salman. 2012
- [10] *Calcul de fondations superficielles en zone sismique avec la nouvelle réglementation* : PFE DUSSOURD Alexandre, INSA STRASBOURG (Juin 2014)
- [11] *Plaxis Finite Element Code For Soil And Rock Analysis*.



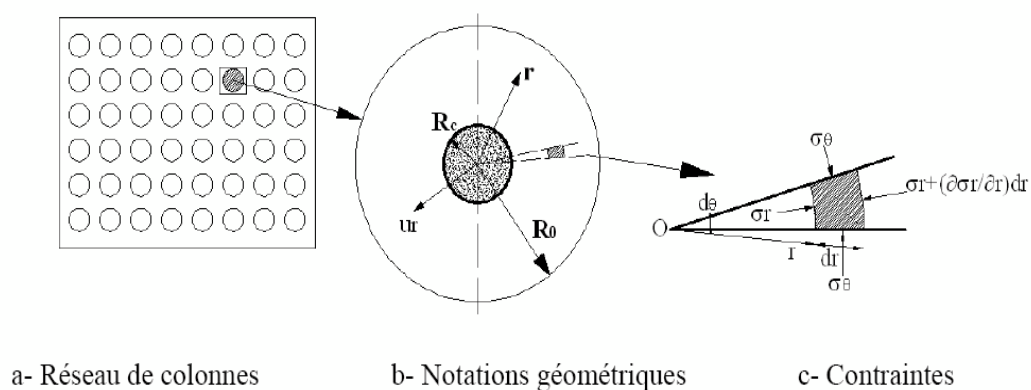
## **Annexe A (Méthode de Priebe, 1995)**

# Origine et développement de la méthode de Priebe

## A1.1 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 :  $E_s, \nu_s$ , et éventuellement  $\phi_s$ ;
- colonnes ballastées :  $E_c, \nu_s$  et  $\phi'_c$ .

## A1.2 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  $\sigma_r$ ,  $\sigma_\theta$  et  $\sigma_z$  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:

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

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

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:

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

où  $c_1$  et  $c_2$  sont les constantes d'intégration.

Ensuite, le report dans les équations de comportement fournit les expressions des contraintes  $\sigma_r$ ,  $\sigma_\theta$  et  $\sigma_z$  :

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

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

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

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.

#### *A1.2.2. Application aux colonnes ballastées*

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

- en contraintes :

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

( $\sigma_h$  étant l'étreinte latérale du sol encaissant),

- en déplacement:

$$u_r(r = R_e) = 0 \quad (7b)$$

(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

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

### A1.3. Développement de la méthode

#### A1.3.1. Equation générale et facteur d'amélioration $n_0$ (ou $\beta$ )

Priebe (1976) a déduit des équations (1) et (9) un accroissement du rayon ( $\Delta R_c$ ) 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  $\sigma_h$  est donnée par:

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

avec:

$\sigma_c$  - contrainte en tête de colonne,

$\sigma_s$  - contrainte à la surface du sol,

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

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:

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

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

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

Sachant que:

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

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

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

### A1.3.2. Prise en compte de la compressibilité de la colonne ballastée

La compressibilité de la colonne se traduit par un accroissement de la section de la colonne de  $\Delta a$  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).

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

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

$$n_1 = 1 + 1 + \bar{a} \left[ \frac{0.5 + f(v_s, \bar{a})}{K_{ac}} - 1 \right] \quad (21)$$

### A1.3.3. 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 ou les poids volumiques de la colonne et du sol sont les mêmes. Cette correction, qui s'inscrit toujours dans l'hypothèse ou  $K=1$  dans le sol, traduit l'influence de l'augmentation de  $\sigma_h$  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:

- $\sigma_v$  désigne la contrainte verticale à la profondeur considérée,
- $\sigma_0$  est la contrainte apportée par l'ouvrage, et
- $y$  désigne un facteur d'influence.

## 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 ( $\sigma_c/\sigma_s$ ), 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 égale à l'unité ( $f_d = 1$ ) lorsque la fondation est rigide ( $E_{oedc} / E_{oeds} = \sigma_c / \sigma_s = n$ )