



**UNIVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA**

**FACULTE DE TECHNOLOGIE**

**DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL**



## **MEMEOIRE DE MASTERE II**

**EN GENIE CIVIL**

**OPTION : GEOTECHNIQUE**

**ETUDE DU RISQUE DE LIQUEFACTION DU  
SOL ET PROPOSITION D'INFRASTRUCTURE  
DU PROJET DE REALISATION DE 150  
LOGEMENTS A HEURAOUA, w. d'Alger**

Présenté par :

**BENTALAYE Mohamed**

Encadré par :

**Dr. ZITOUNI Zein El-Abidine**

Juin 2013

## Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

A mes chers parents, qui ont tout sacrifié pour mon bien et qui ont éclairé ma route par leur compréhension, leur sacrifice et leur affection.

A mon cher frère Ahmed qui m'a suivi et encouragé durant toute ma vie.

A tous mes amis qui ont pu partager mes joies et mes peines, en particulier RAHEM .

## **Remerciement**

Notre reconnaissance éternelle et nos vifs remerciements à "ALAH", qui m'a donné la santé et la volonté afin d'accomplir ce mémoire.

Je tien a remercier vivement mon promoteur Dr. Zein El-Abidine ZITOUNI pour sa disponibilité, son aide et ses conseils qui m'ont servi de références, ainsi que pour sa patience et sa contribution précieuse dans l'élaboration de ce travail.

Je remercie tous les membres du jury de soutenance, qui ont accepté d'examiner ce travail.

## الخلاصة

الهدف من هذا المشروع هو دراسة ظاهرة تسيل التربة و نتائجها على المباني و كذا عرض تقنيات تحسين التربة عموما و بالأخص تقنية الأعمدة الحجرية. كنموذج للدراسة قمنا باختيار مشروع بناء 150 مسكن بھراوة، ولاية الجزائر، حيث أجرينا دراسة جيوتقنية أين صادفنا مشكل التسيل، و منه قمنا بإختيار تطبيق تقنية الأعمدة الحجرية كحل لتحسين التربة. من أجل إجراء دراسة خطر ظاهرة التسيل قمنا بإستعمال طريقة "سيد" و "إدريس"، حيث إستعنا بالقوانين المطبقة سائرة المفعول من أجل تبرير تقنية الأعمدة الحجرية.

## Résumé

Le but de ce projet est d'étudier le phénomène de liquéfaction des sols et ses conséquences sur les ouvrages, ainsi que de présenter les techniques d'amélioration du sol en général et la technique par colonnes ballastées en particulier.

Comme étude de cas, nous avons choisi le projet de réalisation de 150 logements à Heuraoua, wilaya d'Alger, où on a réalisé une étude géotechnique dont la quelle nous avons trouvé le problème de la liquéfaction, aboutissant au choix du procédé des colonnes ballastées comme solution d'amélioration du sol pour éviter le phénomène de liquéfaction.

L'étude du risque de liquéfaction a été faite selon la méthode de "Seed" et "Idriss", tandis que la justification de la colonne ballastée s'est basée sur les règles en vigueur.

## Abstract

The goal of this project is to study the phenomenon of liquefaction and its consequences, and then to present the techniques used for soil improvement in general and the technique by stone columns in particular.

Like case study we chose the project of building of 150 apartments, Heuraoua, where we made a geotechnical study in which we find liquefaction problem, leading to the choice of process of the stone columns as solution of soil improvement.

The study of the potential of liquefaction was made according to the method of "Seed" and "Idriss", on the other hand the design of stone columns was based on the rules in strength.

# Table des matières

<b>Liste des figures</b>	1
<b>Liste des tableaux</b>	4
<b>Liste des notations et d'abréviations</b>	5
<b>Introduction Générale</b>	8
<b>CHAPITRE 1</b>	
<b>I. GENERALITES SUR LES SEISMES</b>	9
I.1. Cause Des Séismes	9
I.2. La méthode de calcul utilisée	11
I.3. Les phénomènes annexes	12
<b>II. LE PHENOMENE DE LIQUEFACTION</b>	13
II.1. Description du phénomène	13
II.2. explication physique du phénomène	14
II.3. Aspects de la liquéfaction sismique	15
II.3.1. Perte de capacité portante du sol de fondation	16
II.3.2. Glissement des terrains en pente	16
II.3.3. Rupture superficielles sous forme de fissures ou étalement latéral	17
II.3.4. Développement des forces de poussées	17
II.3.5. Soulèvement des ouvrages enterrés et rupture des canalisations	17
II.3.6. Formation de cratères ou « volcans de sable »	18
II.3.7. Ouvrages en terre Remblais	19
II.3.8. Affaissement ou effondrement en surface du sol	19
II.4. Identification du phénomène	20
II.4.1. Définition du phénomène	20
II.4.2. Définition des sols	20
II.4.2.1. Définition géotechnique des sols	20
II.4.2.2. Phase solide	20
II.4.2.2.1. Classification des sols	21
II.4.3. Notions de base	22
II.4.4. Comportement des sables sous chargement cyclique	23
II.4.5. Les facteurs d'influence de la liquéfaction	23
II.4.6. Identification des sols liquéfiables	23
II.5. Mécanisme de déclenchement de la liquéfaction	24
II.6. Méthodes d'évaluation du potentiel de liquéfaction	28
II.6.1. Evaluation du risque de liquéfaction à partir de l'essai SPT : (Méthode de Seed & Idriss, 1971)	29
II.6.2. Evaluation du risque de liquéfaction à partir de l'essai CPT : (Méthode de Seed & Idriss, 1982)	30
II.6.3. Evaluation du risque de liquéfaction à partir de la célérité $V_s$ des ondes S	30
II.6.4. Evaluation du risque de liquéfaction à partir de l'essai cyclique	31
<b>III. AMELIORATION DES SOLS PAR COLONNES BALLASTEES</b>	31
III.1. Techniques de mise en œuvre	33
III.1.2. Principales techniques de mise en œuvre	33
III.1.2.1. Colonnes exécutées par voie humide	33
III.1.2.2. Colonnes exécutées par voie sèche	34
III.1.2.3. Colonnes ballastées pilonnées (« pieux de gravier Franki »)	34
III.1.2.4. Colonnes ballastées en mer	35
III.1.3. Dimensions des colonnes	36
III.1.4. Vibreurs	36
III.1.5. Choix des matériaux	37
III.1.6. Limites du domaine d'application	38
III.2. Comportement des colonnes ballastées	40
III.2.1. Notions de base	40
III.2.1.1. Taux d'incorporation	42

III.2.1.2. Rapport de concentration des contraintes verticales	42
III.2.1.3. Facteur de réduction des tassements	42
III.2.2. Modèles de comportement mécanique d'une colonne isolée sous chargement statique vertical	43
III.2.2.1. Mode de déformation axiale	43
III.2.2.2. Mode de déformation latérale	43
III.2.2.3. Interaction sol / colonne ballastée	44
III.2.2.4. Modèles de rupture : expansion, cisaillement, poinçonnement	45
III.2.3. Modèles de comportement d'un réseau de colonnes isolées sous charge statique verticale	50
III.2.3.1. Définition du réseau de colonnes ballastées	50
III.2.3.2. Réduction au cas de la colonne isolée : zone d'influence	51
III.2.3.3. Propriétés du sol entre les colonnes	52
III.2.3.4. Incidence de rigidité du dispositif de transmission des charges en tête de colonnes et à la surface du sol	52
III.2.3.4.1. Incidence de la fondation souple	53
III.2.3.4.2. Incidence de la fondation rigide	53
III.2.3.4.3. Incidence de l'épaisseur du matelas de répartition	53
III.2.3.4.4. Incidence de la qualité du matériau constitutif du matelas de répartition	54
III.2.3.4.5. Incidence du temps : phase initiale, consolidation et fluage	55
III.2.3.5. Modèles élastiques	55
III.2.3.6. Modèles à la rupture	55
III.2.3.7. Modèles numériques	56
III.2.4. Réduction du risque de liquéfaction	57
III.2.5. Evaluation du potentiel de liquéfaction en présence des colonnes ballastées	58
III.3. Méthodes de justification	60
III.3.1. Paramètres intervenant dans le dimensionnement	60
III.3.1.1. Données du dimensionnement	60
III.3.1.2. Paramètres à déterminer	61
III.3.2. Généralités sur les méthodes de justification	61
III.3.3. Justification en termes des contraintes	62
III.3.4. Justification du diamètre moyen en fonction de l'étreinte latérale du sol	63
III.3.5. Préviation de la capacité portante et du diamètre moyen	64
III.3.6. Justification en termes de tassements	64
III.3.6.1. Méthode de Priebe (1976, 1995)	64
III.3.6.1.1. Prise en compte de l'amélioration du sol après traitement	65
III.3.6.1.2. Prise en compte de la compressibilité de la colonne	65
III.3.6.1.3. Introduction de l'influence de la profondeur	66
III.3.6.2. Homogénéisation simplifiée	67
III.4. Contrôle	68
III.4.1. Prescriptions dans le domaine du contrôle et de la réception	68
III.4.1.1. Essais de contrôle en cours d'exécution	68
III.4.1.2. Essais de réception	69
III.4.1.3. Contrôle des matériaux d'apport	70
III.4.2. Choix des méthodes de contrôle - validité	70
III.4.2.1. Contrôle par pénétration statique (CPT)	70
III.4.2.2. Contrôle par l'essai pressiométrique (PMT)	71
III.4.2.3. Contrôle par pénétration dynamique (PDA ou PDB)	71
III.4.2.4. Contrôle par pénétromètre standard (SPT)	71
III.5. Critères de réception	71
III.5.1. Essais de chargement sur colonne	72
III.5.2. Essais de plaque sur matelas de répartition	73
III.5.3. Ballast : volume livré et volume incorporé	73
III.5.4. Observation visuelle	74
III.6. Commentaires sur les méthodes de contrôle	74

III.7. Conclusion	75
<b>IV. SYNTHÈSE DES MÉTHODES DE DIMENSIONNEMENT DES COLONNES BALLASTÉES</b>	<b>76</b>
IV.1. Méthode empirique de Thorburn (1975)	76
IV.2. Abaque de dimensionnement de Greenwood (1970)	77
IV.3. Méthode de Priebe (Approche élastique)	78
IV.3.1. Equations générales et facteur d'amélioration ( $\beta$ )	84
IV.4. Calcul de tassement après traitement par colonnes ballastées	86
IV.4.1. Cas de traitement par colonnes ballastées sous fondations de grandes dimensions	87
IV.4.2. Cas des semelles isolées et filantes	90
IV.5. Méthode d'homogénéisation du milieu traité	91
IV.6. Méthode d'homogénéisation simplifiée	92
IV.7. Méthode de Baumann et Bauer (1974)	92
IV.8. Justification des colonnes ballastées en termes de contraintes	92
IV.8.1. Justification de non-poinçonnement d'une colonne ballastée flottante	93
IV.9. Conclusion	94
<b>V. LES PIEUX</b>	<b>95</b>
V.1. Aspect mécanique et principe de fonctionnement	95
V.1.1. Cas d'un pieu isolé	95
V.1.2. Cas de groupes de pieux	97
V.2. Classification des pieux	98
V.2.1. Pieux refoulant le sol à la mise en place	98
V.2.1.1. Avantages et inconvénients	100
V.2.2. Pieux ne refoulant pas le sol à la mise en place	101
V.2.2.1. Avantages et inconvénients	103
V.3. Choix des types de pieux	104
V.4. Géométries des pieux	105
V.4.1. Diamètre (ou largeur)	105
V.4.2. Longueur	106
V.5. Inclinaison	106
V.6. Disposition en plan d'un groupe des pieux	106
V.7. domaine d'application	107
<b>CHAPITRE 2</b>	
<b>I. DESCRIPTION DU SITE ET DU PROJET</b>	<b>109</b>
<b>II. ANALYSE ET INTERPRÉTATION DES SONDRAGES IN-SITU ET DES ESSAIS DE LABORATOIRE a</b>	<b>110</b>
II.1. Introduction	110
II.2. 1 <sup>er</sup> rapport : étude géotechnique années 2007	110
II.2.1. La campagne d'investigation et de reconnaissance in situ	110
II.2.2. Résultats obtenus et interprétation des essais réalisés	111
II.2.2.1. Essais IN SITU	111
II.2.2.1.1. La lithologie	111
II.2.2.1.2. Essais de pénétration dynamique	111
II.2.2.1.3. Essais pressiométriques	112
II.2.2.1.4. Essais géophysique	113
II.2.2.1.5. Essais de pénétration au carottier SPT	114
II.2.2.2. Essais de laboratoire	114
II.2.2.2.1. Essais d'identification physique	114
II.2.2.2.2. Essais mécaniques	116
II.2.2.2.3. Essais chimiques	116
II.3. 2 <sup>ème</sup> rapport : étude complémentaire années 2008	117
II.3.1. La campagne d'investigation et de reconnaissance in situ	117
II.3.2. Résultats obtenus et interprétation des essais réalisés	118
II.3.2.1. Essais IN SITU	118

II.3.2.2. Essais au laboratoire	119
II.3.2.2.1. Essais d'identification physique	119
II.3.2.2.2. Essais mécaniques	121
<b>III. CHOIX DE LA TECHNIQUE</b>	122
III.1. Données nécessaires	122
III.2. Calcul de la capacité portante des fondations superficielles	122
III.2.1. Cas des semelles isolées	122
III.2.1.1. Dimensionnement à partir des essais de laboratoire	122
III.2.1.2. Dimensionnement à partir des essais in situ:	125
III.3. Calcul du tassement à partir des essais in situ	128
III.3.1. Calcul du tassement par l'essai pressiométrique	128
III.3.2. Calcul du tassement à partir de l'essai SPT (méthode de Burland & Burbridge)	130
III.4. Etude du risque de liquéfaction	131
III.4.1. Vérification des conditions de prédisposition de la liquéfaction	131
III.4.2. Evaluation du potentiel de liquéfaction	132
III.4.3. Conclusion	137
<b>IV. INTERPRETATION DES RESULTATS OBTENUS</b>	137
<b>V. LES DEUX VARIANTES DE RENFORCEMENT</b>	138
V.1. Première variante : Fondations profondes	138
V.1.1. Dimensionnement par les essais pressiométrique (PMT)	138
V.1.2. Effet de groupe	139
V.1.3. Conclusion	140
V.2. Deuxième variante : Colonnes ballastées	141
V.2.1. Dimensionnement des colonnes ballastées par la méthode de Priebe	141
V.2.2. Etude des fondations en présence de colonnes ballastées	142
V.2.3. Justification en termes de contraintes	142
V.2.3.1. Justification en termes de contraintes	142
V.2.4. Réalisation des colonnes ballastées	144
V.2.4.1. Etapes de réalisation des colonnes ballastées	144
V.2.5. Essai de contrôle des colonnes	147
V.2.5.1. Essai de contrôle d'exécution	147
V.2.5.2. Essai de réception des colonnes	147
V.2.5.3. Essais de contrôle sur le matériau d'apport	150
V.2.5.4. Essai de chargement	151
V.2.6. Conclusion	155
<b>VI. ESTIMATION TECHNICO-ECONOMIQUE DES VARIANTES</b>	155
<b>Conclusion Générale</b>	156
<b>Références Bibliographique</b>	157
<b>Annexes</b>	

## LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : Failles normales.	10
Figure I.2 : Failles inverses.	11
Figure I.3 : Failles en décrochement	11
Figure I.4 : Grain de sol dans un dépôt de sol la taille de la colonne représente le niveau de la pression interstitielle dans le sol	15
Figure I.5 : La longueur des flèches représente l'amplitude des forces des contacts entre différents grains de sol	15
Figure I.6 : Réduction des forces de contact et augmentation de la pression inertielle	15
Figure I.7 : Perte de capacité portante du sol de fondation	16
Figure I.8 : Glissement des terrains en pente	16
Figure I.9 : Rupture superficielles sous forme de fissures ou étalement latéral	17
Figure I.10 : Mouvement des forces de poussées, exemple renversement du mur de quai suite à liquéfaction du matériau du remblai au séisme de Kobe (1995)	17
Figure I.11 : Soulèvement des ouvrages enterrés et rupture des canalisations	18
Figure I.12 : Volcans de sable	18
Figure I.13 : Ouvrages en terre Remblais, exemple séisme d'Alaska, 1964	19
Figure I.14 : Effondrement se manifeste en surface d'un barrage	19
Figure I.15: Schématisation géotechnique de sol	20
Figure I.16: Classification des sols	21
Figure I.17 : courbes de chargement typique des essais triaxiaux sur le sable à une contrainte de confinement $\sigma_3$ donnée	25
Figure I.18 : Domaines de dilatance et de contractance du sable.	26
Figure I.19 : Etat lâche	26
Figure I.20 : État cisaille	27
Figure I.21 : Etat dense	27
Figure I.22 : Mise en œuvre des colonnes pilonnées	35
Figure I.23 : Atelier de réalisation de colonnes ballastées en mer	35
Figure I.24 : Exemple d'un système en double sas	36
Figure I.25: Schéma donnant les couches qui forment le matelas de répartition	38
Figure I.26 : Réseau de colonnes ballastées	41
Notation, colonne isolée et principe de la cellule unitaire	
Figure I.27 : Principe de concentration des contraintes et réduction des tassements	41
Figure I.28. Mode de déformation axiale : répartition des contraintes verticales et déformation axiale en surface	43
Figure I.29 : Mode de déformation radiale : répartition des contraintes horizontales et déformation radiale de la colonne ballastée	44
Figure I.30 : Interaction sol- colonne : répartition des contraintes de cisaillement le long de la colonne ballastée (courte) et effet de pointe	45
Figure I.31 : Mécanismes de rupture d'une colonne ballastée isolée	45
Figure I.32 : Rupture par expansion latérale d'une colonne ballastée isolée sous charge axiale en tête	46
Figure I.33 : Caractérisation de la surface de rupture par cisaillement généralisé d'une colonne ballastée isolée courte sous charge axiale en tête	48
Figure I.34 : Rupture par poinçonnement d'une colonne ballastée flottante isolée sous charge	50

axiale en tête	
Figure I.35 : Réseau de colonnes ballastées : domaine d'influence de la colonne	51
Figure I.36 : Application du principe de la cellule unitaire	52
Figure I.37 : Rôle du matelas de répartition dans la transmission des charges en tête de colonnes et à la surface du sol sous les fondations souples	54
Figure I.38. Mécanismes de rupture du sol traité sous une fondation	55
Figure I.39 : Abaque d'amélioration des sols vis-à-vis de la liquéfaction (Priebe, 1998)	59
Figure I.40 : Contrainte résiduelle du sol entre les colonnes ballastées (Priebe, 1998)	60
Figure I.41 : Réduction des tassements en fonction de l'espacement entre colonnes ballastées	63
Figure I.42 : Prévion de la capacité portante et du diamètre effectif en fonction de l'étreinte latérale du sol encaissant	64
Figure I.43 : Homogénéisation simplifiée	67
Figure I.44 : Prévions de la charge admissible en tête et du diamètre d'une colonne ballastée en fonction de la résistance au cisaillement drainé du sol	77
Figure I.45 : Diagramme des réductions de tassements observés sous des fondations de grandes dimensions reposant sur une argile molle homogène	78
Figure I.46 : 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	81
Figure I.47 : Abaque de dimensionnement de Priebe	86
Figure I.48 : Abaque de prise en compte de la compressibilité de la colonne ballastée.	88
Figure I.49 : Abaque du facteur de l'influence de la profondeur	90
Figure I.50 : Abaque de dimensionnement des semelles filantes	91
Figure I.51 : Abaque de dimensionnement des semelles isolées	91
Figure I.52 : Facteur d'influence de la profondeur de traitement (y).	94
Figure I.53 : Emplacement d'un pieu	95
Figure I.54 : Mode de travail d'un pieu.	96
Figure I.55 : Frottement négatif	97
Figure I.56 : Diffusion des contraintes en profondeur	98
Figure I.57 : Procédé d'installation des pieux battus moulés	100
Figure I.58 : Procédé d'installation des pieux pilonnés	101
Figure I.59 : Procédé d'installation des pieux vissés moulés.	101
Figure I.60 : Procédé d'installation des pieux forés simples	103
Figure I.61 : Procédé d'installation des pieux forés à la boue.	103
Figure I.62 : Procédé d'installation des pieux forés tubés	104
Figure I.63 : Procédé d'installation des micros pieux	104
Figure I.64 : Domaine d'application des pieux	108
Figure II.1 : Localisation du site	109
Figure II.2 : Localisation du projet	109
Figure II.3 : Profil pressiométrique	112
Figure II.4 : Schéma représentant les principales couches qui forment le sol à étudier	122
Figure II.5 : Fondation superficielle carrée de semelle B=1m .	123
Figure II.6 : Fondation superficielle carrée de semelle B=2m .	124
Figure II.7 : Fondation superficielle carrée de semelle B=1m.	127
Figure II.8 : Fondation superficielle carrée de semelle B=2m.	128
Figure II.9 : Dimensionnement des fondations profondes	140
Figure II.10 : Distribution de colonnes ballastées par rapport à la surface de l'ouvrage	141
Figure II.11 : Mise en station du vibreur	145

Figure II.12 : Descente du vibreur dans le sol	145
Figure II.13 : Remplissage de la benne puis son vidange dans le sas	146
Figure II.14 : finition d'une colonne	146
Figure II.15 : Dégarnissage d'une colonne	147
Figure II.16 : Réalisation de l'essai DPT dans l'axe des colonnes	148
Figure II.17 : profil pénétrométrique typique dans l'axe des colonnes	148
Figure II.18 : Schéma général sur la section transversale du vibreur	149
Figure II.19 : Mesure des deux dimensions (L et 2R) d'une colonne après son dégarnissage.	150
Figure II.20 : caractéristiques du fuseau granulométrique des agrégats	151
Figure II.21 : principe de l'essai de chargement	153

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1: Caractéristiques du ballast pour colonnes ballastées	37
Tableau I.2: Champ d'application des colonnes ballastées	39
Tableau I.3: Limites d'application des colonnes ballastées	40
Tableau I.4: Les lois de comportement et paramètres des calculs en éléments finis	56
Tableau I.5: Fréquences des essais	69
Tableau I.6: Essais de contrôle des matériaux d'apport	70
Tableau I.7: Critère de réception	72
Tableau I.8: Mode opératoire de l'essai de chargement/ déchargement usuel	73
Tableau II.1 : Les essais SPT réalisés	114
Tableau II.2 : Résultats de l'analyse granulométrique	115
Tableau II.3 : résultats de l'analyse chimique de sol	116
Tableau II.4 : résultats de l'analyse chimique de l'eau	117
Tableau II.5 : Les résultats des essais SPT	119
Tableau II.6 : Résultats de l'analyse granulométrique	120
Tableau II.7 : Caractéristique physiques de sol sable	120
Tableau II.8. Résultats à partir de l'essai pressiométriques PS-01 de zone utile.	126
Tableau II.9. Résultat de l'essai pressiométrique	129
Tableau II.10 : Conditions de prédisposition à la liquéfaction dans la couche de sable	132
Tableau II.11 : Résultats du sondage SC N° 01 (évaluation a partir de la célérité $V_s$ )	134
Tableau II.12 : Résultats du sondage SC N° 02 (évaluation a partir de la célérité $V_s$ )	134
Tableau II.13 : Résultats du sondage SC N° 03 (évaluation à partir de L'essai SPT)	135
Tableau II.14 : Résultats du sondage SC N° 04 (évaluation à partir de L'essai SPT)	136
Tableau II.15 : Résultats du sondage SC N° 05 (évaluation à partir de L'essai SPT)	136
Tableau II.16 : résultats a partir des essais pressiométriques (Sondage Sc01)	138
Tableau II.17 : Le calcul de tassement avant et après traitement du sol	142
Tableau II.18 : Exemples de vérification du diamètre moyen des colonnes après dégarnissage	150
Tableau. II.19 : La synthèse des résultats est présentée	154

## Liste des notations et d'abréviations

### NOTATIONS UTILISEES

$\gamma_h$	: Poids volumique humide du sol,
$\gamma_{sat}$	: Poids volumique du sol saturé,
$\gamma'$	: Poids volumique déjaugé du sol,
$\gamma_d$	: Poids volumique sec du sol,
$\gamma_c$	: Poids volumique du matériau de la colonne (ballast),
$\gamma_e$	: Poids volumique équivalent du milieu homogénéisé (Priebe),
$e$	: Indice des vides du sol,
$S_r$	: Degré de saturation du sol,
$D_r$	: Densité relative du sol,
$\nu_s$	: Coefficient de Poisson du sol,
$\nu_c$	: Coefficient de Poisson de la colonne ballastée,
$D_m$	: Coefficient de Poisson du matériau constitutif du matelas de répartition,
$C_u$	: Cohésion non drainée du sol,
$C_{uo}$	: Résistance au cisaillement non drainée initiale du sol,
$C_e$	: Cohésion équivalente du milieu homogénéisé (homogénéisation de Priebe),
$\phi_u$	: Angle de frottement non drainée du sol,
$\phi'$	: Angle de frottement effectif du sol,
$\phi_{cu}$	: Angle de frottement consolidé non drainée du sol,
$\phi'_c$	: Angle de frottement du ballast,
$\psi_c$	: Angle de dilatance du ballast,
$\psi$	: Angle de dilatance du sol,
$\sigma_u$	: Contrainte ultime (rupture) du sol,
$\sigma_{ad}$	: Contrainte admissible du sol,
$\sigma_o$	: Contrainte verticale apportée par l'ouvrage sur le sol traité,
$\sigma_c$	: Contrainte verticale appliquée en tête de colonne,
$\sigma_e$	: Contrainte verticale équivalente mobilisée dans le milieu homogénéisé à la
$\sigma_z$	: Contrainte verticale,
$\sigma_s$	: Contrainte verticale appliquée à la surface du sol traité,
$\sigma_h$	: Contrainte horizontale que peut supporter le sol autour de la colonne ballastée (étreinte latérale),
$\sigma_h(z)$	: Contrainte horizontale développée en fonction de la profondeur $z$ , sur un massif enterré,
$\sigma_v(z)$	: Contrainte verticale développée en fonction de la profondeur $z$ , au sein de la colonne,
$q_{er}$	: Contrainte verticale limite (rupture) en tête de la colonne,
$q_{c\ ELS}$	: Contrainte admissible en tête de colonne à l' ELS,
$\sigma_r$	: Contrainte radiale (en coordonnées polaires),
$\sigma_\theta$	: Contrainte tangentielle (en coordonnées polaires),
$\tau$	: Résistance au cisaillement suivant le critère de Mohr- coulomb
$\tau_c$	: 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,
$\tau_l$	: Résistance au cisaillement cyclique,
$q$	: Déviateur de la fonction de charge (modèle Mohr- Coulomb),
$P'$	: Pression moyenne de la fonction de charge (modèle Mohr- Coulomb),
$P_L$	: Pression limite du sol mesuré au préssiomètre,
$P^*_{le}$	: Pression limite nette équivalente,

$Pl_{\text{moyen}}$	: Pression limite moyenne calculée sur la hauteur de la colonne ou de moindre résistance,
$R_p$	: Résistance en pointe mesurée au pénétromètre dynamique,
$q_c$	: Résistance de pointe mesurée au pénétromètre statique (CPT),
$q_{\text{cmoy}}$	: Résistance de pointe moyenne mesurée au CPT sur une couche de sol, Eoed : Module oedométrique du sol,
$E_s$	: Module de déformation élastique du sol traité,
$E_m$	: Module de déformation pseudo élastique mesuré au Pressiomètre,
$E_c$	: Module de déformation élastique du matériau constitutif de la colonne ballastée,
$E_e$	: Module de déformation élastique du milieu équivalent (sol- colonne),
$K_{ac}$	: Coefficient de Poussée du ballast,
$K_{pc}$	: Coefficient de butée du ballast,
$K_v$	: Coefficient de réaction vertical du sol au contact du massif de fondation,
$K_h$	: Coefficient de réaction horizontal du sol au contact du massif de fondation,
$C_c$	: Coefficient de compression du sol (déterminé à l'odomètre),
$C_s$	: Coefficient de gonflement de sol,
$\Delta H$	: Tassement de sol dû à la consolidation primaire,
$\sigma'_c$	: Contrainte de consolidation du sol,
$\sigma'_o$	: Contrainte effective du sol,
$S_c$	: Tassement en tête de colonnes,
$S_m$	: Tassement du matelas de répartition,
$S_s$	: Tassement à la surface du sol traité par colonnes ballastées,
$t_i$	: Temps initial ( $t_i = 0$ , début de chargement),
$a$	: Taux d'incorporation de ballast (ou coefficient de substitution),
$A$	: Section droite totale du domaine d'influence de la colonne ballastée (principe de la cellule unitaire),
$A_c$	: Section droite de la colonne ballastée,
$d$	: Distance entraxes de deux colonnes ballastées consécutives dans un réseau donné,
$D_e$	: Diamètre du cylindre d'influence de la colonne ballastée,
$R_c$	: Rayon théorique moyen de la colonne ballastée,
$R_e$	: Rayon équivalent du cylindre d'influence de la cellule unitaire,
$L_c$	: Longueur de la colonne ballastée,
$L_{c\text{max}}$	: Longueur maximale de la colonne ballastée,
$B$	: Facteur de réduction des tassements,
$\Delta a$	: Accroissement de la section de la colonne ballastée,
$\Delta R_c$	: Accroissement du rayon de la colonne ballastée,
$\Delta C_u$	: Accroissement de la cohésion non drainée du sol,
$n$	: Rapport de concentration des contraintes,
$n_{\text{max}}$	: Rapport de concentration des contraintes maximal (état de final de report de charge),
$n_o$	: Rapport d'amélioration (Priebe),
$n_1$	: Rapport d'amélioration avec prise en compte de la compressibilité,
$n_2$	: Rapport d'amélioration avec prise en compte de l'incidence de la profondeur,
$f_d$	: Facteur de profondeur pour la correction des tassements,
$m$	: Facteur d'homogénéisation courant de (Priebe),
$m_{\text{max}}$	: Facteur d'homogénéisation maximal de (long terme),
$m_{\text{min}}$	: Facteur d'homogénéisation minimal de (court terme),
$N_{\text{SPT}}$	: Nombre de coups mesurés au standard pénétration test (SPT),

$N_\gamma, N_c$ et $N_q$	: Facteurs de portance donnés en fonction de $\phi$ ,
$\alpha$ et $\alpha'$	: Coefficient rhéologique du sol,
X, Y et Z	: Coordonnées des points dans le repère orthonormé (XYZ),
U	: Déplacement horizontal dans le repère horizontal(X),
V	: Déplacement vertical dans le repère (Z),
$U_r$	: Déplacement radial (en coordonnées polaires),
$\varepsilon_h$	: Déformation horizontale,
$\varepsilon_r$	: Déformation radiale,
$\varepsilon_\theta$	: Déformation tangentielle,
$\varepsilon_v$	: Déformation verticale,
$F_s$	: Coefficient de sécurité.
$f$	: fonction de charge.

### **LISTE D'ABREVIATIONS**

CPT	Essai au pénétromètre statique ;
CPV	Contrôleur pression volume ;
CRR	Rapport de résistance cyclique (Ang. Cyclic Resistance Ratio)
$CRR_{7,5}$	Rapport de résistance cyclique correspondent à une magnitude de 7.5 ;
CSR	Rapport des contraintes cyclique (Ang. Cyclic Stress Ratio) ;
$CSR^{20}$	rapport de contraintes cyclique correspondent à 20 cycles ;
$CSR_t^{20}$	Rapport de contraintes cyclique correspondent à 20 cycle pour le cas de l'essai triaxial cyclique ;
$CSR_{cb}$	Rapport de contraintes cyclique pour le cas de l'essai de cisaillement à la boîte ;
CU	Essai de cisaillement consolide non drainé ;
DTU	Document Technique Unifié ;
FC	Pourcentage des fines (Ang. Fines Content) ;
LCPC	Laboratoire central des ponts & chaussées ;
LNHC	Laboratoire national des l'habitat et de la construction ;
PMT	Essai au pressiomètre louis Ménard ;
RPA	Règlement parasismique Algérien ;
SPT	Standard Penetration Test

## Introduction Générale

Le sol est généralement un matériau hétérogène dont les caractéristiques sont variables d'un point à un autre. Les principaux problèmes qui peuvent y avoir sont : une capacité portante faible, des tassements (absolus ou différentiels) importants sous les charges apportées par l'ouvrage et enfin le risque de liquéfaction, surtout pour les sols sableux lâches et saturés sous l'effet d'un événement sismique.

L'action sismique peut conduire certains sols à la rupture par le phénomène dit de liquéfaction. Cette liquéfaction est une perte de résistance au cisaillement consécutive au développement de surpressions interstitielles.

Le développement de la mécanique des sols et les recherches dans le domaine de la géotechnique ont permis de trouver des solutions pour ces sols et la mise au point d'une large gamme de techniques et procédés d'amélioration des sols.

Les colonnes ballastées constituent une méthode d'amélioration de sol parmi les plus compétitives, de part leur rapidité d'exécution et leur prix compétitif par rapport aux autres méthodes existantes.

Le but de notre projet est de faire une étude sur le problème de la liquéfaction d'un sol lâche situé au niveau du site de réalisation de 150 logements sis à Heuraoua wilaya d'Alger. Pour cela, nous allons procéder le renforcement de cet sol par les colonnes ballastés afin :

- d'augmenter la capacité portante ;
- de réduire le tassement ;
- d'accélérer la consolidation ;
- d'éliminer le risque de liquéfaction

Le renforcement par colonnes est devenu d'usage intense à l'échelle internationale, outre l'aspect économique, (coût, délais d'exécution) par rapport à d'autres solutions telles que les fondations profondes ou autres.

# I. GENERALITES SUR LES SEISMES

Un séisme ou tremblement de terre est la latinisation du mot grec « seismos ». Il se traduit en surface par des vibrations du sol qui provient de l'ébranlement des roches en profondeur. Ceci se produit suite à la libération instantanée d'énergie lentement accumulée, au moment où le seuil de rupture mécanique des roches est atteint. Une petite partie de cette énergie, de l'ordre d'un cinquième à un tiers, est libérée sous forme d'ondes. Ces ondes se propagent de part et d'autre à une vitesse élevée, et causent des dégâts qui peuvent être énormes.

Toute structure implantée en zone sismique durant sa durée de vie peut être sujette à une excitation dynamique de nature sismique. De ce fait, la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable pour évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural.

On distingue trois classes de séisme selon la profondeur de leur foyer :

- Les séismes superficiels : moins de 70 km de profondeur,
- Les séismes intermédiaires : entre 70 et 350 km de profondeur
- Les séismes profonds : supérieurs à 350 km de profondeur. [14]

## I.1. Cause des séismes

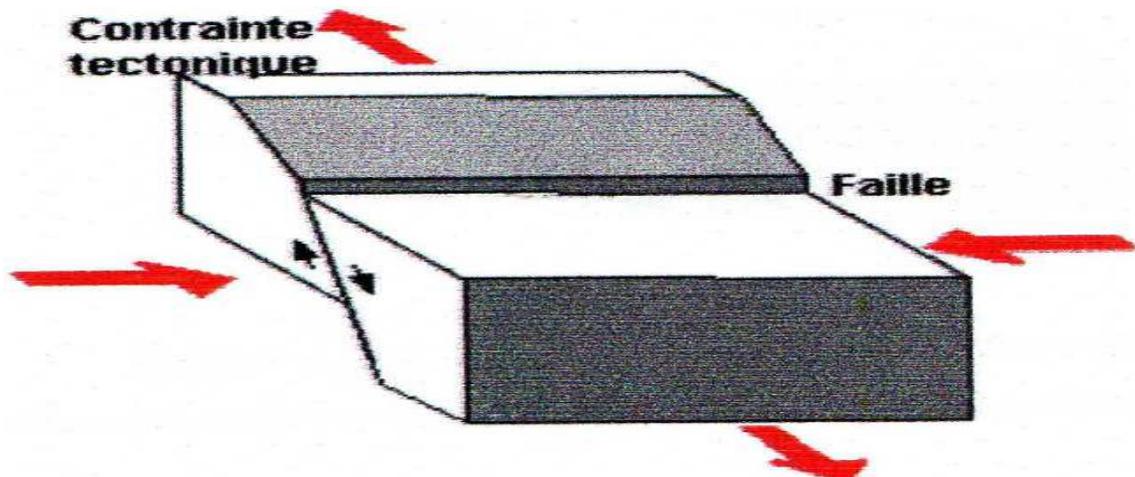
La cause des séismes a fait l'objet de plusieurs théories, mais la plus importante est celle de la théorie de la tectonique des plaques.

L'écorce terrestre n'est pas homogène, elle est constituée de plaques qui flottent à la surface et qui dérivent en se frottant les unes contre les autres. Le moteur qui est à l'origine de ces mouvements est le phénomène de convection qui se produit à l'intérieur du manteau terrestre.

L'intérieur de la terre est composé de roches faiblement radioactives dont la désintégration produit de la chaleur. Certaines zones du manteau deviennent donc chaudes, et se mettent à monter vers la surface sous l'effet de la force d'Archimède (=chaud = - dense => montée). Une fois refroidie en surface, ce qui évacue la chaleur produite par l'intérieur de la Terre, la matière replonge vers les profondeurs (+froid==+dense =>montée). Le système s'organise de telle façon que des zones stables apparaissent : à certains endroits la matière monte, ce sont les dorsales, à d'autres endroits elle redescend, ce sont les zones de subduction. En surface, la matière est simplement translatée des dorsales vers les subductions. Sous l'effet du refroidissement, cette matière (entre 10 et 100km). C'est ce mouvement, appelé tectonique des plaques.

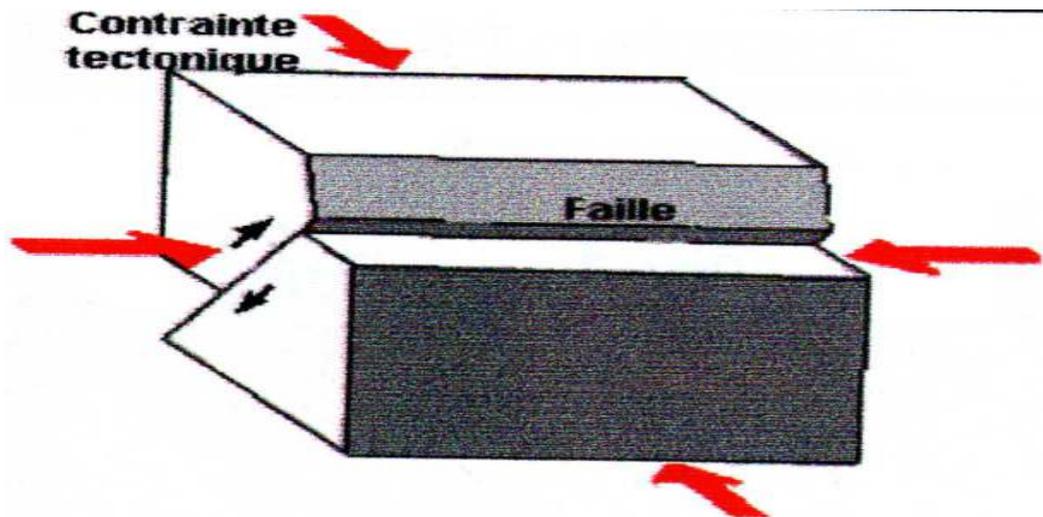
À la frontière de deux plaques en mouvement, il se crée des tensions immenses qui vont provoquer la rupture entre deux plaques, il y a trois scénarios différents qui expliquent cette rupture :

- Le premier cas est celui des **failles normales** : c'est dans le cas de deux plaques qui s'éloignent les unes des autres ce qui entraîne un étirement, un écartement des roches. À cause du déplacement, l'une des plaques monte et l'autre descend ce qui va altérer le relief sur la faille. On trouve ce déplacement dans l'Est africain.



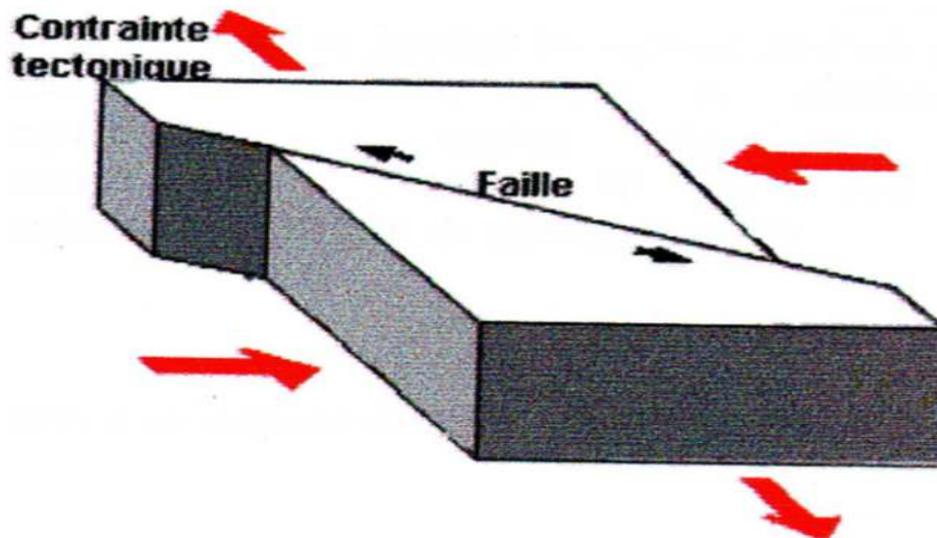
*Figure .I.1. Failles normales. [14]*

- Le deuxième cas est celui des **failles inverses** : c'est le contraire des failles normales. Ici, les plaques se rapprochent, les roches sont compressées et l'une des plaques va devoir passer sous l'autre. Les failles inverses peuvent aussi créer des reliefs impressionnants. Ce phénomène se produit vers l'Himalaya, en Iran, dans la ceinture du pacifique et en Méditerranée du Nord. C'est ce type de déplacement qui cause le plus de séismes. 80% des séismes sont dus à une plaque océanique glisse sous une plaque continentale.



*Figure .I.2. Failles inverses. [14]*

- Le troisième mécanisme au foyer est celui des *failles en décrochement* : dans ce cas le mouvement est uniquement latéral et laisse plutôt place à des crevasses et des fissures gigantesques. C'est le cas pour la fameuse faille de San Andréas en Californie.



*Figure .I.3. Failles en décrochement. [14]*

## **I.2. La méthode de calcul utilisée**

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le « RPA 99 version 2003 ». Le calcul des forces sismiques est mené par les méthodes suivantes :

1. La méthode statistique équivalente :
2. La méthode d'analyse modale spectrale.

Dans notre cas la méthode statistique équivalente n'est pas applicable **article 4.1.2 de RPA** : (zone III et groupe d'usage 1B, la hauteur du bâtiment atteint de 50 m). Toutefois, cette

méthode sera utilisée pour vérification. Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure ont pour objectif de prévoir aux mieux le comportement réel de l'ouvrage.

### **I.3. Les phénomènes annexes**

#### ***A. Tsunami :***

C'est le mot japonais qui est employé pour désigner un raz-de-marée d'origine sismique. Les tsunamis sont générés par le jeu de failles sous-marines provoquant un mouvement vertical du fond marin. Les masses d'eau ainsi mises en mouvement. Vont se déplacer latéralement engendrant des ondes dites gravitationnelles qui peuvent se propager sur des distances considérables de l'ordre de plusieurs milliers de kilomètres, avec des vitesses allant de 10 à 100m /s dépendant de la profondeur d'eau

#### ***B. glissement de terrain et les chutes de blocs :***

Les séismes peuvent provoquer des glissements de terrain et des chutes de blocs par modification des conditions de l'équilibre géotechnique. Ainsi, un versant stable en situation statique peut se trouver en déséquilibre sous sollicitation dynamique (séisme).

#### ***C. les avalanches :***

Un séisme peut être le déclencheur d'avalanches. La cohésion du neigeux ou des couches de neige entre elle, peut être rompue par la vibration occasionnée.

#### ***D. la fluidisation :***

La fluidisation est un phénomène de rupture du sol le long de ses facettes horizontales sous de fortes accélérations sismiques, et qui peut se manifester dans tout type de sol. Le sol qui subit la fluidisation va se comporter comme un fluide visqueux qui ne peut porter plus que son poids propre.

#### ***E. liquéfaction :***

Phénomène survenant lors d'un tremblement de terre. Mal consolidé, les terrains d'alluvions situés dans les plaines et en bordure de cours d'eau deviennent liquides en raison d'une augmentation des pressions interstitielles provoquée par les vibrations du séisme. Les constructions bâties sur ce type de sol s'effondrent rapidement ou basculent s'enfoncent dans le sol. [14]

## II. LE PHENOMENE DE LIQUEFACTION

La littérature géotechnique décrite de très nombreux exemple des sinistres associés à des ruptures de sol particulier et souvent spectaculaire, dans lesquelles celui-ci semble perdre soudainement une grande partie de sa résistance au cisaillement et s'écoule de manière semblable à un fluide visqueux, d'où le terme de « **liquéfaction** », apparu très tôt dans la littérature « Hazen, Terzaghi ».

Ce type de comportement est généralement observé dans le cas de matériaux sableux saturés, mais aussi dans certains cas d'argiles sensibles, soumis à des sollicitations rapides, monotones ou cycliques, telles que séismes, raz-de-marée, vidanges rapides, chocs, explosions, etc. Dans certains cas, des écoulements quasi- spontanés, parfois de très grandes envergures peuvent être initiés sans cause extérieure apparente et se développent selon un mécanisme régressif, alors que la configuration est telle (par exemple faible pente) que la stabilité « classique » du massif sableux est largement assurée. Lorsque de telles ruptures se produisent, les bâtiments ou les structures de génie civil fondées sur le sol en rupture vont être entraînés avec lui (enfouissement et basculement de bâtiments, déplacements latéraux d'ouvrages, rupture de barrages, etc.). [5]

### II.1. Description du phénomène

La **liquéfaction** est un phénomène dans lequel la résistance au cisaillement d'un sol est réduite par les secousses d'un séisme ou d'un autre chargement rapide. La **liquéfaction** se produit dans les sols pulvérulents saturés d'eau ; la présence d'eau provoque une pression interstitielle sur les particules de sol, ce qui fait la diminution des contraintes effectives régnant dans le sol et donc une diminution de sa résistance au cisaillement qui, à l'état ultime, peut devenir nulle.

Avant un séisme, la pression de l'eau est relativement basse. Cependant, les secousses d'un séisme peuvent causer une augmentation considérable de la pression d'eau interstitielle jusqu'au point où les particules de sol peuvent facilement se déplacer l'une par rapport à l'autre.

Lorsque la liquéfaction se produit, la résistance du sol diminue et la capacité portante d'un dépôt de sol constituant la fondation des bâtiments et des ponts se réduit significativement en provoquant le basculement ou la flottaison de l'ouvrage. Le sol liquéfie exerce également une pression plus élevée sur les murs de soutènement, qui peuvent à leur tour causer l'inclinaison ou le glissement de ces derniers. [1]

La liquéfaction est un phénomène qui se produit sous sollicitation sismique éventuellement, en bord de mer sous l'effet de la houle ou par suite d'une activité sismique.

Le passage d'une onde sismique provoque, dans certaines géologies, la perte de résistance d'un matériau sableux saturé en eau dans un état lâche, liée à une augmentation de la pression interstitielle engendrée par les déformations cycliques. La déconsolidation brutale du matériau se traduit par la déstructuration du sol, rendant particulièrement instables les constructions reposant sur ces formations.

Le phénomène de liquéfaction concerne certaines formations géologiques, définies par :

- leur nature : sables, limons, vases
- leur cohésion : formations peu compactes
- leur degré de saturation en eau : la formation doit être saturée en eau
- leur granulométrie : granulométrie uniforme, comprise entre 0.05 et 1.5 mm.

## II.2. Explication physique du phénomène

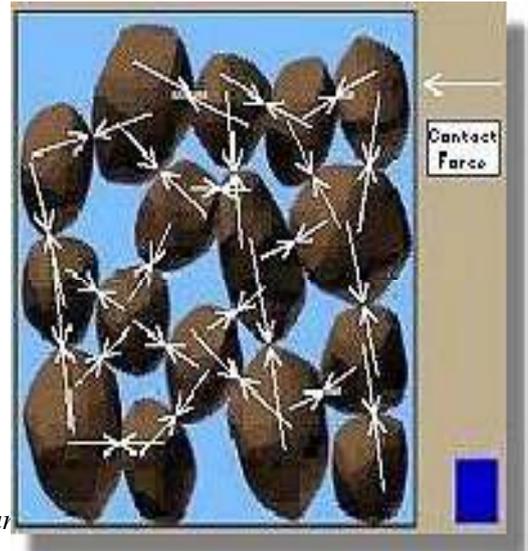
Pour comprendre le phénomène de la liquéfaction, il est nécessaire de déterminer les conditions physiques et géométriques qui existent dans un dépôt de sol avant un séisme ; un dépôt de sol se compose d'un assemblage de différentes particules. Si nous regardons avec précision ces particules, nous observons que chaque particule est en contact avec un certain nombre de particules voisines. Le poids des particules sus-jacentes de sol produit des forces de contact entre les particules, et donne au sol une capacité portante (**figure .I.4 et figure .I.5**).

La liquéfaction se produit quand la structure d'un sable lâche et saturé se décompose à cause de la sollicitation rapidement appliquée. Pendant que la structure de sable se plus dense. Cependant, durant un séisme, il n'y a pas assez de temps pour que l'eau dans les pores du sol puisse être drainée. Au lieu de cela, l'eau est emprisonnée et empêche les particules de sol de se déplacer ensemble. Ceci est accompagné d'une augmentation de la pression de l'eau qui réduit les forces de contact entre les différentes particules de sol, affaiblissant de ce fait la capacité portante du dépôt de sol **figure .I.6**.

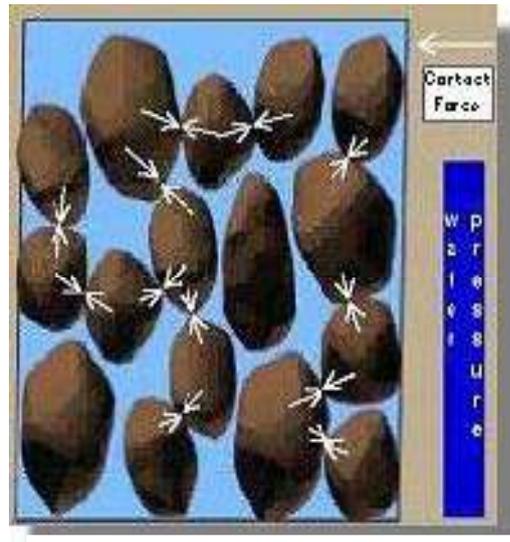
Si la pression interstitielle augmente de telle sorte qu'elle est devenue si forte que plusieurs particules de sol peuvent perdre le contact entre-elles, alors le sol perd sa résistance portante, et le sol se comporte soudainement plutôt comme un liquide qu'un solide, on dit à ce moment que le sol se liquéfie. [8]



**Figure .I.4 :** Grain de sol dans un dépôt de sol la taille de la colonne représente le niveau de la pression interstitielle dans le sol [11]



**Figure .I. 5 :** La longueur des flèches représente l'amplitude des forces des contacts entre différents grains de sol [11]

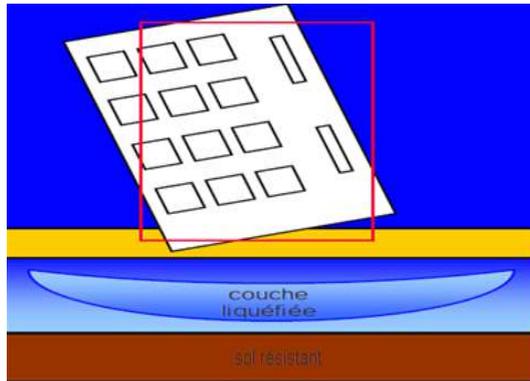


**Figure .I.6 :** Réduction des forces de contact et augmentation de la pression inertielle [11]

### II.3. Aspects de la liquéfaction sismique

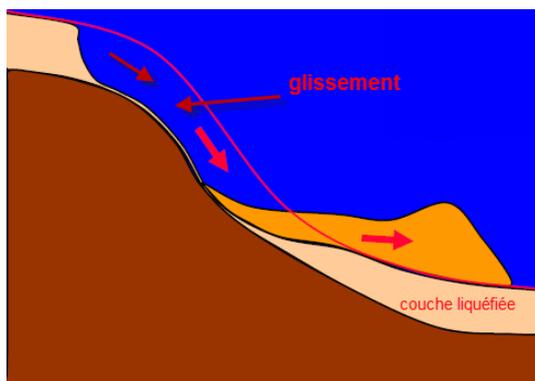
La liquéfaction sismique se traduit par une perte de la résistance au cisaillement et une dégradation des propriétés mécaniques du matériau sol, ce qui revêt des aspects divers et des formes des fois spectaculaires lors d'une sollicitation sismique. On regroupe les formes de liquéfaction les plus couramment rencontrées lors des séismes:

**II.3.1. Perte de capacité portante du sol de fondation :** Ce qui a pour conséquence l'instabilité de l'ouvrage. la Figure .I.7 illustre un exemple frappant de renversement d'un bâtiment de 5 niveaux fondé sur des semelles continues dans un horizon sableux. La liquéfaction a causé une chute considérable de la capacité portante et un tassement excessif. L'excentricité du chargement due à la présence d'un appartement sur la terrasse du bâtiment a causé le renversement. [4]



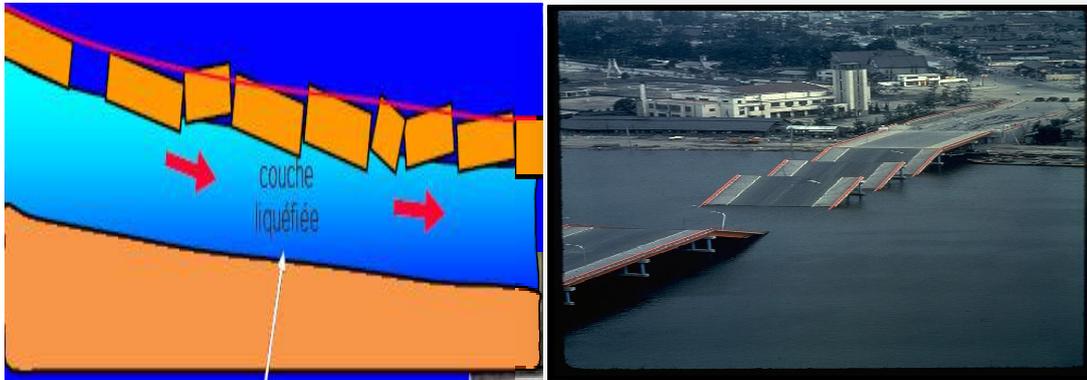
*Figure .I.7 : Perte de capacité portante du sol de fondation, exemple basculement d'un bâtiment de 5 niveaux du à la liquéfaction au séisme Niigata (1964). [4]*

**II.3.2. Glissement des terrains en pente :** Outre le mouvement de la couche liquéfiée perturbant l'équilibre initial du massif formant le talus, la génération rapide des pressions interstitielles et la chute de résistance au cisaillement réduit considérablement les moments stabilisants. Le coefficient de sécurité sera par conséquent considérablement réduit. La figure .I.8 est relative au glissement par liquéfaction d'un remblai, avec rupture franche du corps du remblai. Le sol naturel comportait des matériaux mous saturés qui se sont liquéfiés.



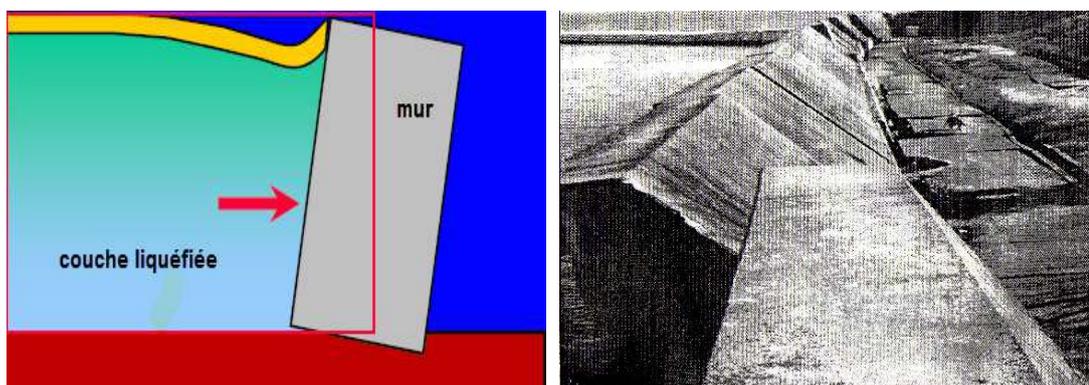
*Figure .I.8 : Glissement des terrains en pente, exemple glissement par liquéfaction du corps d'un remblai au séisme Guatemala (1976). [4]*

**II.3.3. Rupture superficielle sous forme de fissures ou étalement latéral :** La liquéfaction d'une couche impose un mouvement en grands déplacements aux couches sus-jacentes, ce qui se traduit par des grandes fissures et des ruptures superficielles de la surface. La figure .I.9 montre un effondrement du pont de Showa fondé sur des puits, suite à des grands déplacements latéraux de ces derniers dus à la liquéfaction du sol fondation.



*Figure .I. 9 : Rupture superficielles sous forme de fissures ou étalement latéral, exemple rupture du corps d'un pont suite au déplacement latéral des piles (Niigata. 1964). [4]*

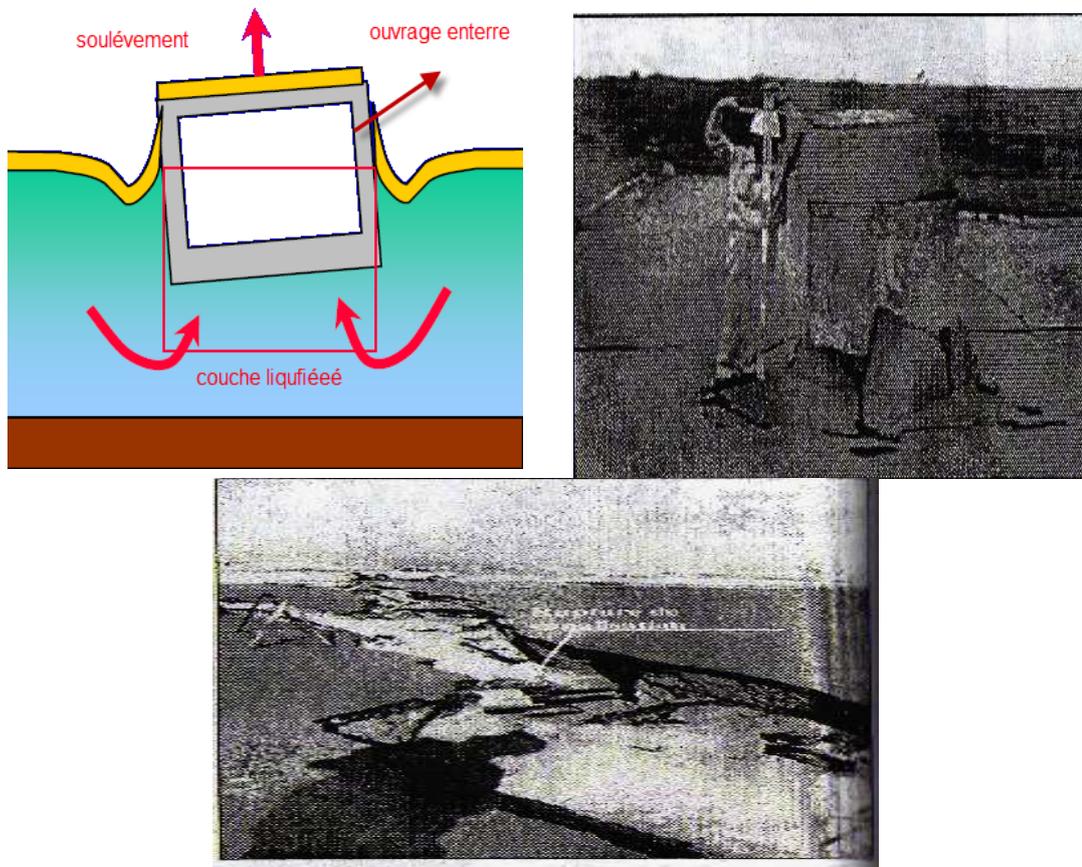
**II.3.4. Développement des forces de poussées:** Le mouvement de la couche liquéfiée se traduit par un excès de forces de poussée sur la surface de contact sol/mur, ce qui induit au renversement ou au glissement du mur, comme illustre la figure .I.10, ou un mur de quai le long du canal a subi un renversement , suite à la liquéfaction du matériau du remblai (sable lâche à moyennement dense) qui a augmenté les pressions des terres sur le parement du mur.



*Figure .I.10 : Mouvement des forces de poussées, exemple renversement du mur de quai suite à liquéfaction du matériau du remblai au séisme de Kobe (1995) [4].*

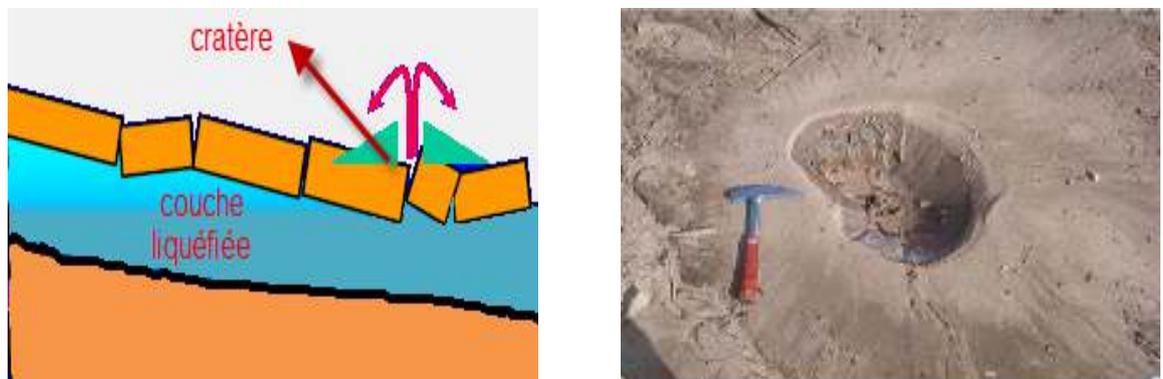
**II.3.5. Soulèvement des ouvrages enterrés et rupture des canalisations :** Conformément à la loi d'Archimède de flottaisons des corps dans les liquides, les structures ayant un poids volumique plus petit que celui du sol liquéfié émergent de la surface de ce sol, ce que peut être le cas de structures légères enterrées. La figure .I.11 illustre un soulèvement

spectaculaire des regards de 1.80 m par rapport à la surface du sol. En outre, les grands déplacements latéraux induits au sol liquéfié sollicitent fortement à la traction les canalisations.



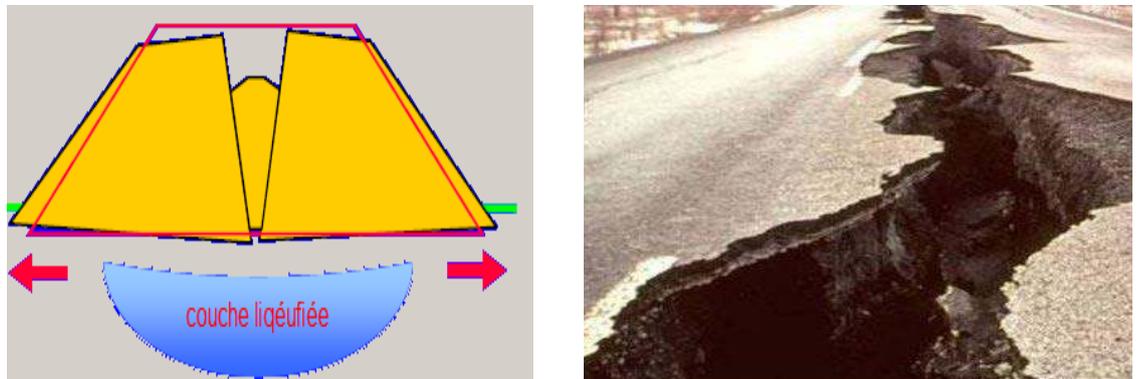
**Figure I.11 :** Soulèvement des ouvrages enterrés et rupture des canalisations, exemple soulèvement d'un regard suite à la liquéfaction, séisme de Takashi-Oki, Japon (2003) et rupture des canalisations enterrées au séisme de Nihonkai-chubu, Japon (1983). [4]

**II.3.6. Formation de cratères ou « volcans de sable » :** Suite à la génération de fortes surpressions interstitielles, le sable liquéfié remonte en surface en créant des cratères, ce qui est un phénomène typique à la liquéfaction des couches superficielles. La figure I.12 montre un exemple de cratère formé à la plage de Corso, lors du séisme de Boumerdés (2003). [4]



**Figure I.12 :** Volcans de sable, exemple caractère de sable liquéfié à la plage de corso, lors du séisme de Zemmouri, Boumerdés, 2003. [4]

**II.3.7. Ouvrages en terre Remblais :** L'étalement latéral de la couche liquéfiée sous le remblai entraîne la dislocation du corps de remblai et des déplacements latéraux opposés comme illustrés dans la figure .I .13.



*Figure .I. 13 : Ouvrages en terre Remblais, exemple séisme d'Alaska, 1964. [4]*

**II.3.8. Affaissement ou effondrement en surface du sol :** Suite au mouvement de l'eau interstitielle sous de forts gradients de pression d'une part, et à la dégradation des propriétés mécaniques du sol d'autre part, un effondrement se manifeste en surface, tels que la rupture des corps de digues et de barrages (figure .I.14).



*Figure .I.14 : Effondrement se manifeste en surface d'un barrage, exemple séisme de San-Fernando, 1971.*

## II.4. Identification du phénomène

### II.4.1. Définition du phénomène

Plusieurs définitions du phénomène de liquéfaction ont été chronologiquement proposées par différents auteurs. Il existe maintenant un consensus sur l'identité du phénomène, qui peut être résumé par la définition proposée par Slden et al. (1985), qui rejoint celles données par Seed (1979) et par Castro et al (1977) : « la liquéfaction est un phénomène dans lequel une masse de sols perd un pourcentage importante de sa résistance au cisaillement, sous l'action d'un chargement monotone ou cyclique, quasi statique ou dynamique, et s'écoule de manière semblable à un liquide jusqu'à ce que les contraintes de cisaillement agissant sur le matériau soient aussi faibles que sa résistance au cisaillement réduite » [4].

### II.4.2. Définition des sols

Dans le cadre de l'amélioration des sols, nous nous limiterons à l'étude des sols ayant un comportement mécanique ne pouvant pas répondre aux conditions de conception d'un projet du génie civil.

#### II.4.2.1. Définition géotechnique des sols

Nous schématiserons les sols comme étant composés de quatre phases. Une phase solide composée de particules minérales solides et organiques. Une phase liquide sous différentes formes appelées : eau libre, eau interstitielle et pour finir une phase gazeuse [19].

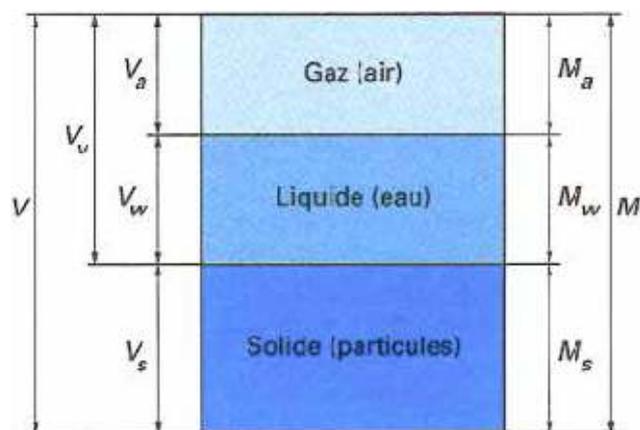


Figure I.15: Schématisation géotechnique de sol

#### Remarque :

*La phase solide est le seul élément pouvant supporter des contraintes importantes.*

#### II.4.2.2. Phase solide

Trois types de sols ressortent comme étant les plus souvent rencontrés sur un chantier :

- Sols grenus ;

- Sols fins ;
- Sols organiques.

#### II.4.2.2.1. Classification des sols

Il existe deux types de sol : sols grenus, sols fins.

Première classification : limite adoptée : 20 $\mu$ m.

Sols grenus $d > 20\mu\text{m}$	Sols fins $d < 20\mu\text{m}$
Cailloux, graves, sable	Limon, argile

- Blocs, cailloux (fragments de la roche mère) : éboulis de pente, alluvions grossières, moraines  $20\text{mm} < d < 200\text{mm}$ .
- Grave (fragment de roche mère) : sédiments détritiques généralement formés de plusieurs minéraux  $2\text{mm} < d < 20\text{mm}$ .
- Sables (fragment de roche mère) : sédiment détritique généralement formé d'un seul minéral  $20\mu\text{m} < d < 2\text{mm}$ .
- Limons (fragment de roche mère) : mélange de très fins de sable, mêlé en général à des particules argileuses :  $2\mu\text{m} < d < 20\mu\text{m}$ .
- Les argiles (altération physico-chimique de certains minéraux des roches) : particules  $< 2\mu\text{m}$ .

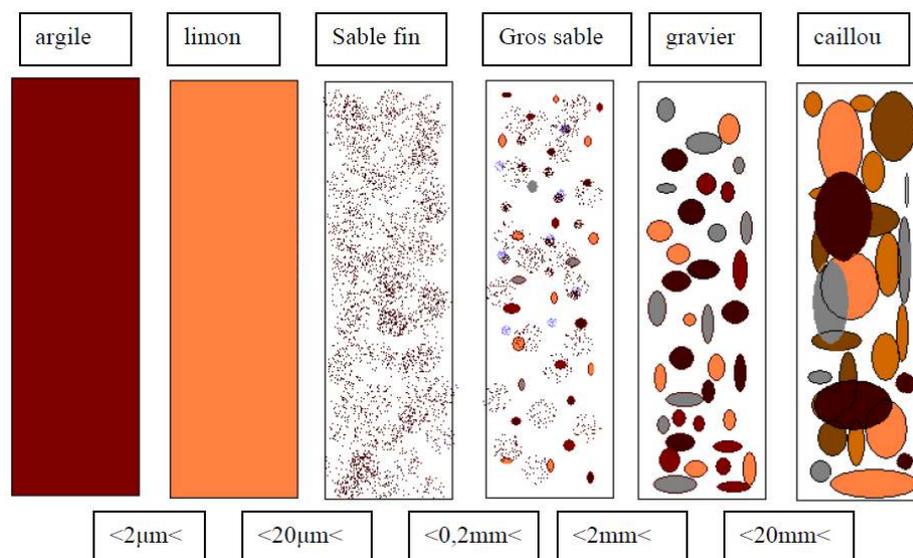


Figure I.16: Classification des sols [19].

### II.4.3. Notions de base

On s'intéresse au cas des sables (sols granulaires), parfaitement saturés en eau, qui vont pouvoir se déformer sous l'action des sollicitations appliquées. Le matériau biphasique est assimilé à un milieu continu pour lequel on définit le tenseur des contraintes classique de la mécanique,  $\sigma$ , que l'on décompose, selon le postulat de Terzaghi, en la somme d'un tenseur des contraintes effectives,  $\sigma'$ , tenant compte de la part du chargement effectivement repris par le squelette granulaire, et d'un tenseur isotrope,  $u$ , tenant compte de la part de chargement repris par l'eau sous forme de pression interstitielle :

$$\sigma = \sigma' + u \quad (1)$$

Ce sont les contraintes effectives et leur évolution (et non les contraintes totales) qui contrôlent le comportement du matériau, ses déformations et sa rupture éventuelle.

Le comportement drainé parfait correspond à la réponse du matériau observable lorsqu'au l'eau interstitielle peut s'écouler librement entre les grains au cours du chargement, sans développer de surpression interstitielle ( $\Delta u=0$ ). Dans ce cas, on assimilera contraintes totales et contraintes effectives, à un constant pré qui est la valeur initiale  $u_0$  de la pression interstitielle. Le comportement drainé parfait est donc caractérisé par une surpression interstitielle  $\Delta u$  nulle et des variations de volume  $\Delta V$  généralement non nulles du matériau.

Le comportement non-drainé parfaite correspond, au contraire, au cas où l'eau interstitielle reste « bloquée » au sein du matériau lors de l'application de la sollicitation, sans possibilité d'écoulement relatif par rapport aux grains. Ce sera le cas, sur site de vitrages de sollicitations élevées typiques de celles rencontrées dans les problèmes de liquéfaction (séismes, raz-de-marée, chocs, etc.). Des surpressions interstitielles vont alors se développer au sein du matériau, entraînant une évolution des contraintes effectives qui pourront être très différentes de celle de contraintes totales. Par le matériau va se déformer à volume constant. Le comportement non drainé parfait est donc caractérisé par une non-variation de volume du sol et le développement de surpression interstitielle non nulle.

Les propriétés de contractance et de dilatance, qui caractérisent la nature des déformations volumiques d'origine irréversibles des sols sollicités en cisaillement sont fondamentales car ce sont elles qui contrôlent la réponse mécanique du matériau, en particulier dans le cas non drainé où, en fonction de la nature dilatante ou contractante des déformations volumiques irréversibles, on observera des réponses très différentes. La contractance est la composante irréversible de la diminution de volume de sol soumis au cisaillement, et correspond à un mécanisme de densification de l'empilement granulaire résultant des glissements et roulements entre grains occasionnés par la sollicitation appliquée. Inversement, la

dilatance est la composante irréversible de l'augmentation de volume du sol soumis au cisaillement, et correspond à un mécanisme de désenchevêtrement et de foisonnement de l'empilement granulaire. Le caractère contractant ou dilatant du comportement volumique d'un sable est directement lié à l'état initial du matériau, exprimé principalement en termes d'indice des vides  $e$  et d'état de contrainte initial appliqué (état de consolidation). [3]

#### **II.4.4. Comportement des sables sous chargement cyclique**

Les sollicitations cycliques aux sols peuvent être de nature très différente en fonction de leur origine, en termes d'amplitude, de fréquence, de régularité du signal, etc.

Pour ce qui est des séismes, plus particulièrement concernés par les problèmes de liquéfaction, on a affaire à des sollicitations relativement irrégulières, avec cependant, en moyenne, une phase de croissance du niveau de sollicitation jusqu'à une valeur maximale, suivie d'une phase de décroissance jusqu'au retour à l'équilibre. Pour les séismes de magnitude importante dans lesquels sont observés des phénomènes de liquéfaction, les sollicitations sont complexes, tridimensionnelles, avec des amplitudes fortes et des effets dynamiques importants. Pour ces différentes raisons, il est donc en pratique impossible de soumettre au laboratoire une éprouvette de sol aux chemins de contraintes ou de déformations réels induits sur site par un séisme. [3]

#### **II.4.5. Les facteurs d'influence de la liquéfaction**

Les trois facteurs principaux qui commandent le développement de la liquéfaction cyclique :

➤ Le caractère du mouvement au sol :

Le caractère de mouvement du sol, son accélération et sa fréquence, commande le développement des contraintes de cisaillement qui causant la liquéfaction.

➤ Le type de sol :

L'étude des cas de liquéfaction montre que la liquéfaction se produit habituellement dans les sols grenus lâches, en présence d'une nappe en surface.

➤ L'état in-situ d'effort :

La liquéfaction se produit habituellement dans une profondeur de 20m ou plus.

Le risque de liquéfaction est plus adapté dans les sols grenus lâches à moyennement dense que dans les sols denses à très dense. [2]

#### **II.4.6. Identification des sols liquéfiables**

Une enquête menée par le professeur Bolton Seed en 1976 sur une trentaine de sites ayant subi un séisme a permis de dégager les conclusions générales suivantes pour une

sollicitation sismique donnée (durée, magnitude, accélération): “un site liquéfiable est en général pulvérulent, saturé et de densité faible à moyenne. Il possède une résistance au cisaillement cyclique faible.

Selon le règlement parasismique français (PS-92) :

- Les sols susceptibles d'être liquéfiables sont devisés en deux catégories : sols pulvérulents et argileux.

- **Sols pulvérulents (sable, sable vasard, limons, .... etc.) :**

1. Degré de saturation  $S_r$  aux environs de 100% ;
2. Granulométrie uniforme :  $C_u = D_{60}/D_{10} < 15$  avec :  $C_u$  : coefficient d'uniformité ;
3.  $D_{50}$  compris entre 0.05mm et 1.5mm ;
4. Sol soumis à des contraintes effectives finales  $\sigma_v'$  (y compris la surcharge de l'ouvrage  $\Delta\sigma_v$ ) inférieures à 200 jusqu'à 300 kPa.

- **Sols argileux :**

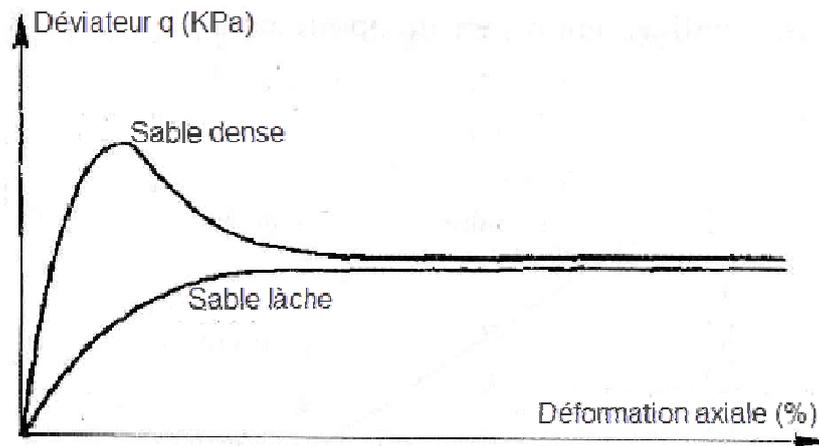
1.  $D_{50}$  inférieur à 5  $\mu\text{m}$  ;
2.  $\omega_L < 35\%$  ;
3.  $\omega > 0.9 * \omega_L$  ;
4. point  $(\omega_L, I_p)$  au-dessus de la ligne A dans le diagramme de plasticité de Casagrande [4].

- Sols non liquéfiables :

1.  $D_{10} > 2.00$  mm (sols graveleux),
2.  $D_{70} < 0.005$  mm et  $I_p > 10$

## II.5. Mécanisme de déclenchement de la liquéfaction

Il a été expérimentalement établi que l'état de densité initiale des sols pulvérulents est un paramètre clef régissant leur comportement mécanique. L'expérience des essais triaxiaux monotones sur des échantillons sableux saturés à différentes densités montre que les courbes de chargement triaxial, décrivant la variation du déviateur de contraintes  $q$  en fonction de la déformation axial verticale  $\epsilon_1$ , ont les allures typiques de la figure I.17.



**Figure I.17** : courbes de chargement typique des essais triaxiaux sur le sable à une contrainte de confinement  $\sigma_3$  donnée

Le matériau sableux initialement lâche est caractérisé par une courbe monotone tendant vers une asymptote horizontale caractérisant les grands déplacements. La courbe de chargement d'un matériau très dense est par contre caractérisée par un pic de résistance suivi d'une asymptote horizontale.

Il est remarquable que quelle que soit la densité initiale du matériau sableux, la rupture du matériau sous charges statiques monotones se manifeste au même niveau de déviateur de contraintes. [17]

En outre, les essais triaxiaux drainés sur un matériau initialement lâche montrent qu'il a tendance à se contracter, c'est-à-dire à diminuer de volume sous des contraintes de cisaillement induites par la sollicitation triaxiale. Ceci est interprété par un enchevêtrement stable. L'indice des vides diminue dans ce cas en tendant vers une valeur critique notée  $e_c$ , et la rupture se manifeste à volume constant.

Un échantillon sableux très dense en essai triaxial draine a plutôt tendance à se dilater, c'est-à-dire à augmenter de volume, ce qui est dû à un désenchevêtrement des grains et donc à un contact intergranulaire instable. L'indice des vides augmente et tend vers la valeur critique  $e_c$ , et la rupture se manifeste à volume constant.

Ainsi, indépendamment de la densité initiale, les matériaux sableux en essai triaxial drainé ont tendance à avoir la même densité (densité critique) et la rupture se manifeste à volume constant.

Ces constatations expérimentales fondamentales furent d'ailleurs le point de départ de la formulation du concept de l'état critique par Scheffield et Wroth (1968). Ce concept traduit un comportement asymptotique du sol en grands déplacements, sous un chargement statique

monotone, ou la rupture se manifeste à volume constant, lorsque l'indice des vides atteint la valeur critique  $e_c$ . [18]

Casagrande (1936) a montré que l'indice des vides critique dépend uniquement de la contrainte de confinement  $\sigma_3'$  en essai triaxial et qu'il est possible ainsi de séparer les domaines de contractance des sables lâche de celui de la dilatance des sables denses par une courbe dite de « ligne de l'indice des vides critique » comme le schématise la figure I.18. [17]

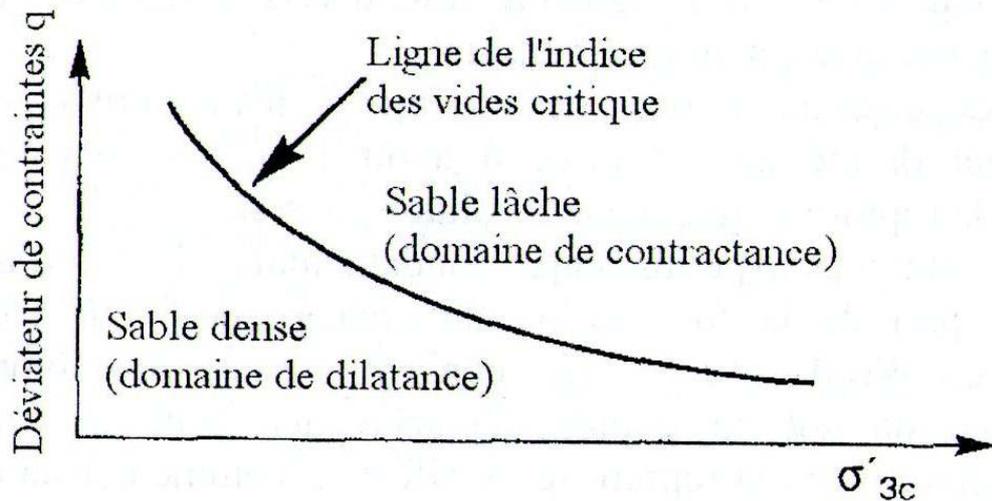


Figure I.18 : Domaines de dilatance et de contractance du sable. [4]

Il est intéressant de schématiser d'une manière simplifiée la liquéfaction sismique au sein d'un empilement de sphères identiques, saturé d'eau, et ayant un assemblage cubique correspondant à la densité minimale, comme l'illustre à la figure I.19 le contact intergranulaire permet de transmettre des surcharges au sein du sol, ce qui se traduit par une mobilisation de la résistance au cisaillement, et donc de la capacité de cet empilement à supporter des surcharges verticales en surface.

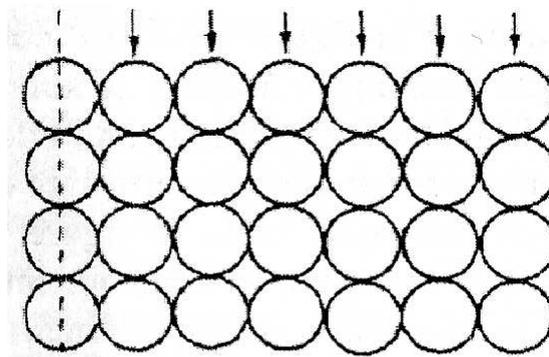
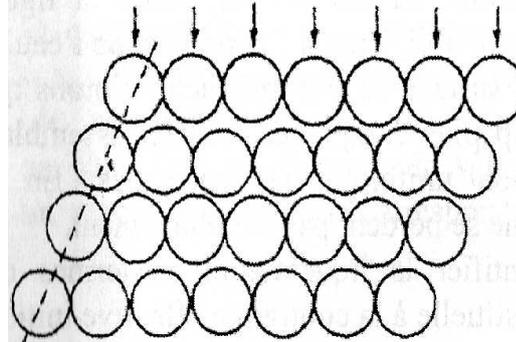


Figure I.19 : Etat lâche

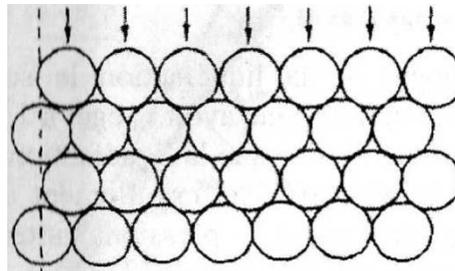
Lors d'une sollicitation sismique, selon la figure I.20, les vibrations transmises se traduisent par une perte de contact intergranulaire, ce qui implique une perte de la résistance au

cisaillement et un transfert des surcharges, préalablement reprises par la force intergranulaire, à l'eau. Autrement dit, ceci se traduit par une génération de la pression interstitielle, et l'empilement se comporte comme un liquide.



**Figure I.20** : État cisaille

Après stabilisation du phénomène, selon la figure I.21, le contact intergranulaire est établi, suite à l'expulsion de l'eau, ce qui se traduit par un tassement en surface de l'empilement. Notons que le comportement réel est beaucoup plus complexe, avec un assemblage irrégulier et une granulométrie non uniforme des particules. En outre, les contacts intergranulaires ne se perdent pas simultanément.



**Figure I.21** : Etat dense

On peut quantifier la liquéfaction en termes du rapport  $r_u$  de la surpression interstitielle à la contrainte effective initiale :

$$r_u = \Delta u / \sigma'_v \quad (2)$$

Du fait qu'au moment de la liquéfaction la surcharge est reprise intégralement par l'eau, on doit donc avoir  $r_u$  égale à 1 ( $r_u=1$ ).

Notons, à titre de comparaison, que la liquéfaction statique correspond plutôt à une perte de la résistance au cisaillement d'un sol pulvérulent lâche, suite à la génération des pressions interstitielles, sous un chargement statique monotone et non drainé. [6]

## II.6. Méthodes d'évaluation du potentiel de liquéfaction

La littérature est riche d'une diversité d'approches se proposant d'évaluer le risque de liquéfaction, qu'on peut subdiviser en trois grandes catégories :

- Méthode d'analyse globale : le sol est considéré comme un **milieu continu monophasique** décrit par les contraintes totales. Ce type d'analyse ne permet pas l'étude de l'évolution des pressions interstitielles. À cette catégorie appartient la majorité des méthodes empirique ou semi-empirique, couramment utilisées dans les projets à la base d'essais géotechnique courants.
- Méthodes d'analyse couplée : le sol est considéré comme un **milieu continu diphasique**, forme de grains et de l'eau, et décrit par la théorie de l'élasto-dynamique des milieux poreux. Ce type d'analyse par contre l'avantage d'étudier simultanément l'évolution des pressions interstitielles et celle des contraintes effectives.
- Méthode d'analyse semi-couplée : il s'agit de méthodes intermédiaires se proposant de résoudre, pas à pas dans le temps, des équations de propagation des ondes dans le **milieu élastique** et celles de diffusion de la pression interstitielle. [4]

On se limite ci-après à la présentation des **méthodes d'analyse globale**, qui sont d'ailleurs les plus utilisées en pratique. La démarche générale consiste à évaluer, à une profondeur donnée, une résistance au cisaillement cyclique  $\tau_1$  En fonction des caractéristiques mécaniques et physiques du matériau, et une contrainte de cisaillement cyclique  $\tau_{max}$  induite par la sollicitation sismique, cette dernière est décrite par une accélération horizontale maximale  $a_{max}$  estimée à partir des enregistrements en appliquant les lois empiriques d'atténuation sismique, en fonction de la magnitude du séisme, de la distance de la source d'énergie sismique et des conditions locales du site.

Le risque de liquéfaction locale est évalué à l'aide du coefficient de sécurité défini comme suit :

$$F_L = \frac{\frac{\tau_L}{\sigma_v'}}{\frac{\tau_{max}}{\sigma_v'}} = \frac{CRR}{CSR} \quad (3)$$

CRR et CSR sont respectivement le rapport de résistance cyclique et le rapport de contrainte de cisaillement cyclique.

En outre, on effectue une analyse globale du risque de liquéfaction du site en évaluant le potentiel de liquéfaction. En fait la possibilité de liquéfaction locale d'une couche épaisse de 1m, à 20m de profondeur ne présente pas le même risque à l'ouvrage que celle de la même couche en surface. On cite à ce titre, les travaux de Tatsuoka et al (1980) pour l'évaluation globale de la vulnérabilité d'un site à la liquéfaction.

Le potentiel de liquéfaction, défini sur une zone utile de 20 m par le paramètre  $P_L(\%)$ , varie entre 0% s'il n'y a aucun risque de liquéfaction c'est-à-dire que  $F_L(z) > 1$  le long de la zone utile, et 100% si la résistance au cisaillement cyclique est nulle, c'est-à-dire  $F_L(z) = 0$  le long de la zone utile :

$$P_{L(\%)} = \int_0^{20} F(z) \left(10 - \frac{z}{2}\right) dz \quad (4)$$

$$F(z) = \begin{cases} 1 - F_L(z) & \text{si } F_L(z) \leq 1 \\ 0 & \text{si } F_L(z) > 1 \end{cases} \quad (5)$$

La formulation proposée du potentiel de liquéfaction permet de réduire l'effet des couches profondes. [7]

Le rapport CRR est évalué à l'aide des formules empiriques généralement issues de la compilation des cas réels de liquéfaction sismique, alors que le rapport CSR est évalué à partir d'une analyse de la réponse sismique du site, où partir de la méthode simplifiée qui sera exposée ci-après.

On se propose d'exposer les méthodes d'évaluation de CRR, en les classant en fonction des paramètres géotechniques requis, en l'occurrence : l'essai de pénétration standard SPT, l'essai de pénétration statique CPT, à partir de la célérité  $V_s$  des ondes de cisaillement, et enfin à partir des essais cycliques au laboratoire.

### **II.6.1. Évaluation du risque de liquéfaction à partir de l'essai SPT : (Méthode de Seed & Idriss, 1971)**

Les méthodes courantes d'évaluation du potentiel de liquéfaction à partir de l'essai SPT sont diverses. Citons à titre non exhaustif :

1. La procédure simplifiée de Seed et Idriss ;
2. Les méthodes réglementaires japonaises ;
3. La méthode réglementaire européenne de l'Eurocode-8.

**La procédure simplifiée :** proposée initialement par à Bolton Seed et Izzat Idriss (1971), a subi au fil des années une série d'améliorations qui ont fait d'elle l'une des méthodes plus utilisées dans l'analyse de la liquéfaction sismique modérée, induisant des accélérations maximums en surface entre 0.2 à 0.5 fois celle de la gravité terrestre. Pour les sollicitations sismiques fortes, il est recommandé d'utiliser les méthodes d'analyse non linéaire en contraintes effectives, disponibles en pratique sous forme de logiciels. Dans le cadre de cette méthode, le risque de liquéfaction est évalué à base de l'essai SPT et des caractéristiques d'identification du matériau sableux et /ou limoneux. Selon la méthodologie présentée à référence [4]

### **II.6.2. Évaluation du risque de liquéfaction à partir de l'essai CPT : (Méthode de Seed & Idriss, 1982):**

Le potentiel de liquéfaction est couramment évalué à partir de l'essai CPT en utilisant différentes approches, relèvent souvent de l'empirisme pur et qui connaissant une évolution constante au fil des années, au fur et à mesure du développement des données expérimentales et du cumul d'observations des cas de liquéfaction sismique. Les méthodes suivantes forment une gamme représentative et non exhaustive des approches d'évaluation du potentiel de liquéfaction à la base de l'essai CPT :

1. Procédure simplifiée de Seed et Idriss(1982) ;
2. Méthode de Robertson et Wride (1997) ;
3. Méthode du règlement européen Eurocode 8 ;
4. Méthode japonaise due Suzuki et al (1997).

Cette méthode est basée sur celle de l'essai SPT ou les données de l'essai CPT ont été converties aux données SPT équivalentes. Les auteurs ont proposé un diagramme donnant  $CRR_{7.5}$  en fonction de la résistance pénétrométrique  $q_c^1$  Corrigée dans les sables propres, équivalent à celui de la méthode SPT. Selon la méthodologie présentée à référence [4]

### **II.6.3. Évaluation du risque de liquéfaction à partir de la célérité $V_s$ des ondes S :**

En général, la célérité des ondes S est obtenue par la méthode sismique réfraction. L'inconvénient principal de cette méthode est qu'elle est limitée aux sols comportant des couches de compacité qui augmente avec la profondeur. En pratique, on utilise d'autres essais pour combler cet inconvénient tel que l'essai de forages : down-Hole et cross-Hole et Up-Hole.

- Essai Down-Hole : le choc est provoqué en surface à l'aide d'un marteau et l'enregistrement des ondes se fait à la base du forage par des géophones.
- Essai Up-Hole : le choc est provoqué à la base du forage et l'enregistrement se fait en surface

- Essai Cross-Hole : le choc et l'enregistrement se font en profondeur (à la base du forage)

L'inconvénient de cette méthode est qu'elle est limitée aux célérités inférieures à 200 m/s. selon la méthodologie présentée à référence [3].

#### **II.6.4. Évaluation du risque de liquéfaction à partir de l'essai cyclique**

Les essais cycliques de laboratoire fournissent un outil expérimental important pour l'analyse à la liquéfaction d'un sol pulvérulent, en déterminant directement sa résistance au cisaillement cyclique.

Les essais cycliques de laboratoire se basent par contre sur un mode opératoire relativement laborieux et une interprétation plus complexas que celle des essais in-situ.

L'évaluation du risque de liquéfaction à partir des essais de laboratoire suit la même démarche que celle basée sur les essais in-situ. On cite d'une manière non exhaustive les méthodes suivantes :

- Ishihara (1976),
- Théorie du désordre cumulé (Annaki et al, 1977),
- Iwasaki et al (1967),
- Seed et al (1979).

La méthode d'Ishihara se basé sur la relation expérimentale entre le rapport des contraintes cycliques applique au cours de l'essai et le nombre critique des cycles. Selon la méthodologie présentée à référence. [4]

### **III. AMELIORATION DES SOLS PAR COLONNES BALLASTEES**

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

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

La conception et le développement de nouveaux vibreurs et d'ateliers puissant munis d'enregistreurs de paramètres en temps réel ont permis, à ce jour, d'assurer une bonne exécution des colonnes en offrant de meilleures conditions de continuité et compacité grâce au bon

refoulement du sol et a l'intensité du vibrocompactage continu du ballast. Ces améliorations permettent de faire jouer aux colonnes leur plein rôle, qui consiste à :

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

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

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

- ***Avant l'exécution des travaux*** : réalisation de colonnes d'étalonnage et d'information pour valider la conception de procédé (longueur des colonnes, leur diamètre cote de refus éventuel) en fonction des données géotechniques de rapport de sol et des critères du projet ;

- ***En cours et en fin d'exécution*** : réalisation de sondages de reconnaissance géotechniques (pénétrömètre statique ou éventuellement dynamique peu adapté, pressiömètre) au sein des colonnes pour vérifier la validité des critères de réception imposés par le DTU 13.2 et d'essais de chargement pour suivre les déformations des colonnes sous une charge plus élevée que la charge (de service) appliquée.

### **III.1. Techniques de mise en œuvre**

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

La fondation d'un ouvrage reposant sur un sol traité par colonnes ballastées est toujours de type superficiel : semelle filante ou isolée, radié, dallage. Il peut aussi s'agir de la «fondation» d'un ouvrage en terre [22].

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

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

◆ Les pieux de sable compacté réalisés avec la technique japonaise « composer » (Aboshi *et al*, 1979) ;

◆ Les pieux de sable compacté, mis en œuvre comme les pieux classiques avec tubage récupérable : procédé type « Franki » (Bustamante *et al*, 1991) ;

◆ Les colonnes ballastées réalisées au moyen de vibreurs électriques à sas, de type vibreur à torpille Keller ou dérivé (vibreur hydraulique), dont le procédé a été mis au point et développé par Keller en 1936 ;

◆ Les plots ballastés mis en place par substitution dynamique, qui constituent une variante de l'utilisation du matériel développé par Ménard pour le compactage dynamique [9][23].

#### **III.1.1. Principales techniques de mise en œuvre**

Les colonnes ballastées sont mises en œuvre :

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

##### **III.1.1.1. Colonnes exécutées par voie humide**

La mise en œuvre des colonnes ballastées par voie humide, dite aussi par vibro-substitution (vibro-replacement en anglais) 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.

### **III.1.1.2. Colonnes exécutées par voie sèche**

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

- auto-foncer le vibreur directement dans le sol par refoulement à l'aide de l'air 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.

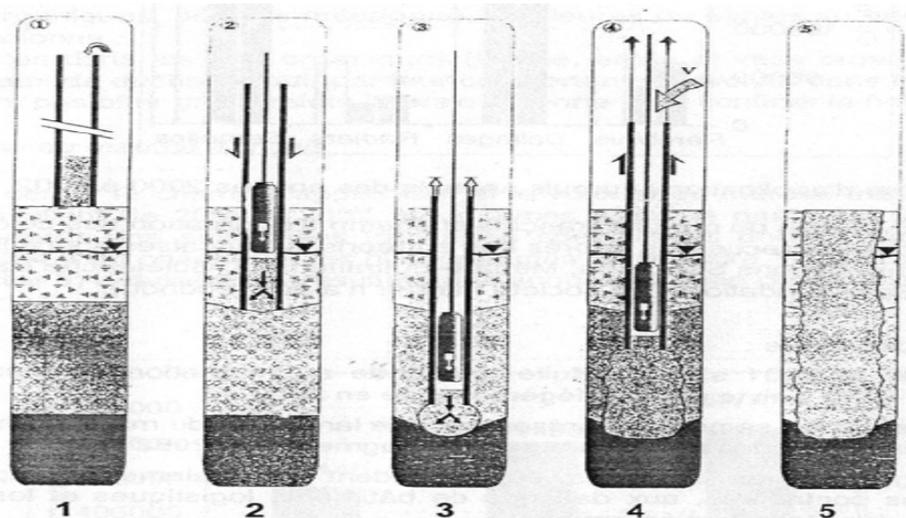
### **III.1.1.3. Colonnes ballastées pilonnées (« pieux de gravier Franki »)**

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

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

La technique des colonnes ballastées pilonnées du procédé « Franki » garanti la réalisation d'une colonne compactée énergiquement et dont le diamètre varie en fonction de la qualité du gravier apporté [9].

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



*Figure I.22. Mise en œuvre des colonnes pilonnées*

#### **III.1.1.4. Colonnes ballastées en mer**

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

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

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



*Figure I.23. Atelier de réalisation de colonnes ballastées en mer*

*(Document de Soletanche Bachy ®)*

Il existe aujourd'hui un procédé novateur (Debats et Degen ,2004), qui consiste à réaliser des colonnes ballastées sous les structures *offshore* pas voie sèche en utilisant un double sas («Double Lock Dry Bottom Feed»). Ce procédé breveté de « pompe à graviers à double sas en site marin » (Marine Double Gravel Pump) présente un degré de fiabilité et d'assurances

qualité similaire à celui de la voie sèche en site terrestre et même, d'après certaines entreprises spécialisées, meilleur encore grâce à l'emploi d'un double sas [9].



**Figure I.24.** Exemple d'un système en double sas  
(Document de Soletanche Bachy ®)

### III.1.2. Dimensions des colonnes

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

Le diamètre des colonnes ballastées dépend de :

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

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

Le diamètre de la colonne est plus important par voie humide que par voie sèche, du fait de l'extraction de sol produite par le lançage à l'eau [22].

### III.1.3. Vibreurs

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

### III.1.4. Choix des matériaux

#### a. Matériaux constitutifs des colonnes

Le Matériau constitutif de la colonne est drainant. Selon la norme NF P 11-212 (DTU13.2 « fondations profondes pour le bâtiment »), les dispositions constructives suivantes doivent être respectées :

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

Les règles du DTU 13.2 ne distinguent pas les matériaux d'apport en fonction du mode d'exécution des colonnes (par voie humide ou par voie sèche). Par contre, les «Recommandations pour le contrôle de la conception et de l'exécution des colonnes ballastées» du COPREC (2004) tolèrent des diamètres  $d_{30}$  et  $d_{100}$  de cailloux d'apport plus importants pour la voie humide :  $d_{30} > 40 \text{ mm}$  et  $d_{100} > 160 \text{ mm}$ . Les caractéristiques adoptées pour le ballast servant à la réalisation des colonnes ballastées dans la pratique courante sont résumées dans le tableau I.2.

*Tableau I.1: Caractéristiques du ballast pour colonnes ballastées*

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

\* Valeurs limites.

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

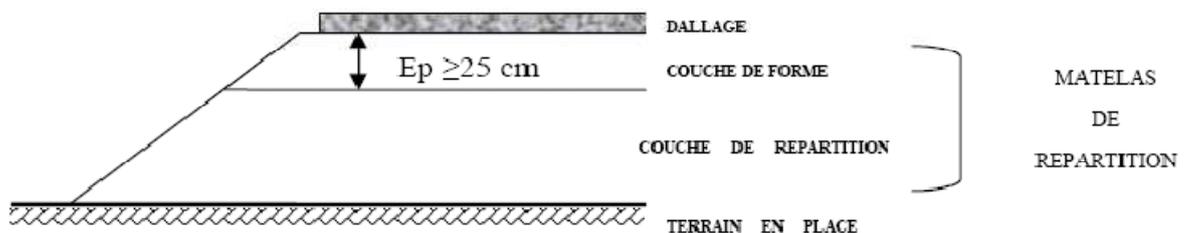
## b. Matériaux du matelas de répartition

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

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

Le texte du COPREC précise que l'épaisseur du matelas de répartition dépend de plusieurs facteurs tels que la nature et l'intensité des charges, le type de fondations (cas des dallages armés ou non), le module de déformation du matériau du matelas et du sol encaissant et les caractéristiques des colonnes ballastées (diamètre, maillage). Il stipule enfin que l'épaisseur du matelas doit être d'au moins 0.4 m sous les charges réparties avec des entraxes entre colonnes d'au plus 3 m et que le matelas n'est pas nécessaire sous les éléments de fondation rigide (semelles isolées, semelles filantes). [9]

Dans le cas des dallages, la partie supérieure du matelas de répartition a au moins les caractéristiques d'une couche de forme, au sens du document GTR 92. La couche de forme doit avoir une épaisseur minimale de 25cm de matériau autre que la classe F (norme NF P 11-300) et un module d'élasticité supérieur à 50 MPa [22].



*Figure I.25.: Schéma donnant les couches qui forment le matelas de répartition*

### III.1.5. Limites du domaine d'application

#### a) sols concernés

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

Le tableau I.3 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 [9].

**Tableau I.2: Champ d'application des colonnes ballastées**

*Nature et résistance des sols (étreinte latérale)*

Sols	Faisabilité	Etreinte latérale <sup>(1)</sup>				Remarques
		P <sub>1</sub> (kPa)	q <sub>c</sub> (Mpa)	N <sub>spt</sub> (coups)	C <sub>u</sub> (kPa) <sup>(2)</sup>	
Argile	Oui	150 - 400	0.6 -1.2	4 - 6	25 - 50	-
Limon	Oui	150 - 400	0.6 -1.2	4 - 6	-	-
Sable fin lâche	Oui	150 - 400	0.6 -1.2	4 - 6	-	-
Tourbe	Non	-	-	-	-	Matériau évolutif
Autres sols organiques	Non <sup>(3)</sup>	-	-	-	-	Matériau évolutif
Remblai inerte	Oui <sup>(4)</sup>	200-500	0.6 -1.6	-	-	-
Décharge	Non	-	-	-	-	Matériau évolutif

(1) La valeur de l'étreinte latérale est la moyenne du profil de mesure sur la hauteur du traitement ou sur la hauteur de moindre résistance du sol ; les recommandations pour le contrôle de la conception et l'exécution des colonnes ballastées de CORPEC (2004) fixent une cohésion non drainée minimale de 40kPa pour la faisabilité du traitement par colonnes ballastées, ce qui correspond à une pression limite nette pl mesurée au pressiomètre Louis Ménard de 220 kPa, conformément aux corrélations usuelles ;

(2) Dans la littérature nationale et internationale, il y a quelques cas où les cohésions non drainées des sols traités par colonnes ballastées sont plus faibles (de l'ordre de 10 à 15 kPa), mais il s'agit généralement de traitement sous remblais ou sous radiers souples ;

(3) La possibilité du traitement par colonnes ballastées dépend de la teneur en matériaux organiques des sols mous ; lorsqu'elle dépasse 10 à 15% sur des hauteurs dépassant le demi-diamètre de la colonne, le sol ne peut pas être stable dans le temps, et les colonnes ballastées sont à exclure ;

(4) Lorsque les remblais, même inertes, sont très hétérogènes (présence de blocs), la mise en œuvre des colonnes peut être rendue difficile (pré-forage) ; de plus, l'hétérogénéité globale entre points traités peut générer des tassements différentiels qu'il convient d'analyser avec précision en fonction de la nature de la structure projetée et des tolérances imposées.

## **b) Charges appliquées et tolérances imposées**

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

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

Il est également possible d'utiliser les colonnes en zone sismique où elles peuvent contribuer à la diminution du potentiel de liquéfaction des sols [22].

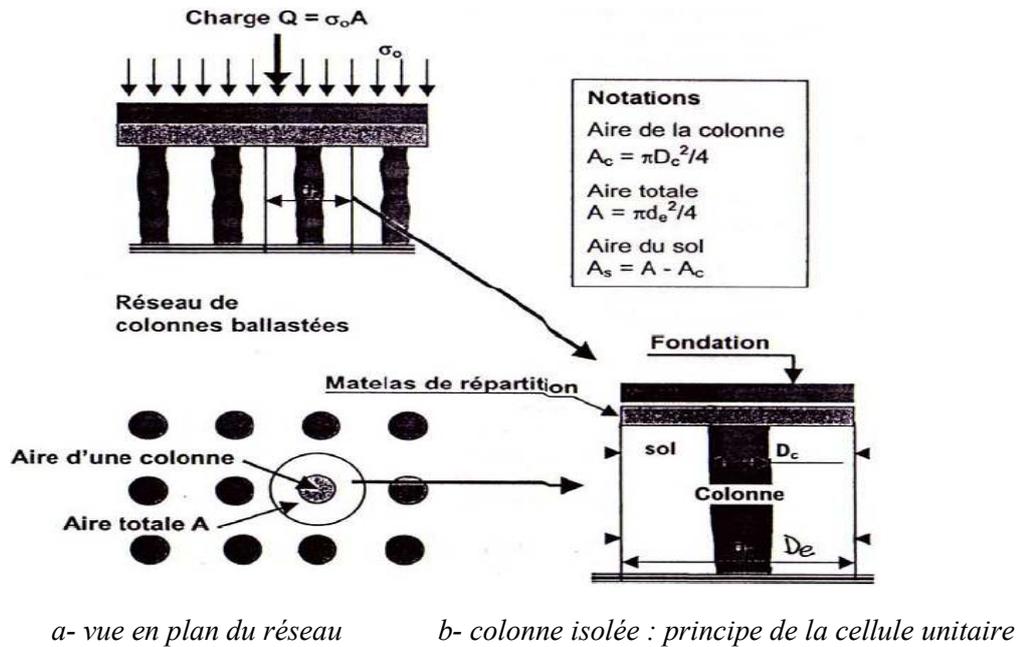
*Tableau I.3: Limites d'application des colonnes ballastées*  
*Charges appliquées et tolérances imposées*

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

## **III.2. Comportement des colonnes ballastées**

### **III.2.1. Notions de base**

Considérons un massif de sols traités par un réseau de colonnes ballastées (figure I.87) pour un ouvrage de grandes dimensions qui transmet une charge  $Q$  se traduisant par une contrainte uniformément répartie notée  $\sigma_0$



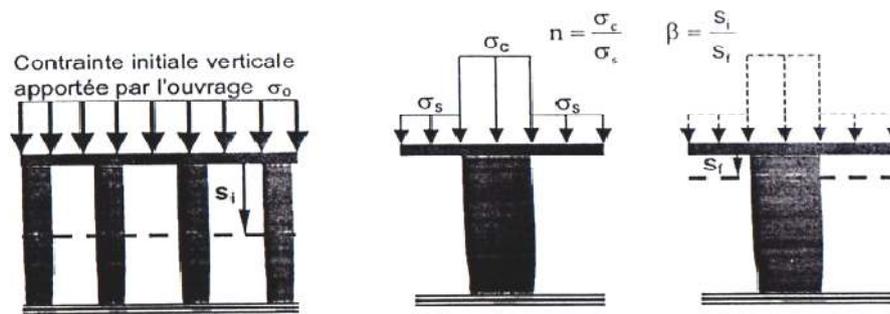
(Ghionna et Jamiolkowski, 1981)

**Figure I.26.** Réseau de colonnes ballastées

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

La charge verticale appliquée en moyenne à la surface du sol ( $\sigma_0$ ) se répartie, à la surface du domaine cylindrique, entre les colonnes et le sol en proportion de leurs aires respectives. La relation entre la contrainte moyenne  $\sigma_0$  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 sous la forme :

$$A \cdot \sigma_0 = A_c \sigma_c + A_s \sigma_s \quad (6)$$



1- État avant traitement

2- État après traitement

**Figure I.27.** Principe de concentration des contraintes et réduction des tassements

(Document numérisé)

### III.2.1.1. Taux d'incorporation

Le coefficient de substitution (dans le cas des colonnes mises en œuvre par voie humide) ou le taux d'incorporation (dans le cas des colonnes mises en œuvre par voie sèche) est le rapport  $a$  de l'aire traitée  $A_c$  (section de colonne) à l'aire totale  $A$  du domaine d'influence de la colonne (principe de la cellule unitaire), soit [9] :

$$a = \frac{A_c}{A} \quad (7)$$

Ce qui conduit, à la relation caractéristique suivante :

$$\sigma_0 = a\sigma_c + (1 - a)\sigma_s \quad (8)$$

### III.2.1.2. 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  $\sigma_0$  (initialement appliquée par la fondation) qui conduit à une concentration de la contrainte verticale sur les colonnes (notée  $\sigma_c$ ) et à une réduction de la charge sur le sol (notée  $\sigma_s$ ).

Avec les notions de la figure (figure I.88.b), le rapport de concentration des contraintes verticales, noté  $n$ , est défini par [9] :

$$n = \frac{\sigma_c}{\sigma_s} \quad (9)$$

### III.2.1.3. Facteur de réduction des tassements

La charge appliquée par la fondation au sol d'assise produirait, en l'absence de colonnes ballastées, un tassement moyen  $s_i$ . Après traitement, les tassements diminuent globalement. On peut définir le facteur de réduction des tassements ( $\beta$ ), qui désigne le rapport du tassement  $s_i$  du sol sans traitement au tassement  $s_f$  du milieu composite obtenue après traitement, soit [9] :

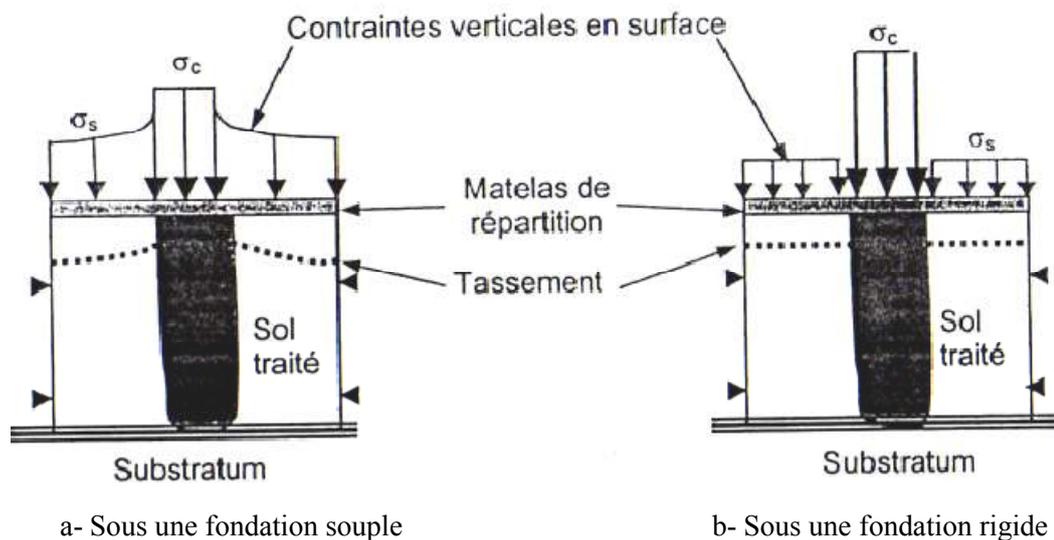
$$\beta = \frac{s_i}{s_f} \quad (10)$$

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

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

#### III.2.2.1. Mode de déformation axiale

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



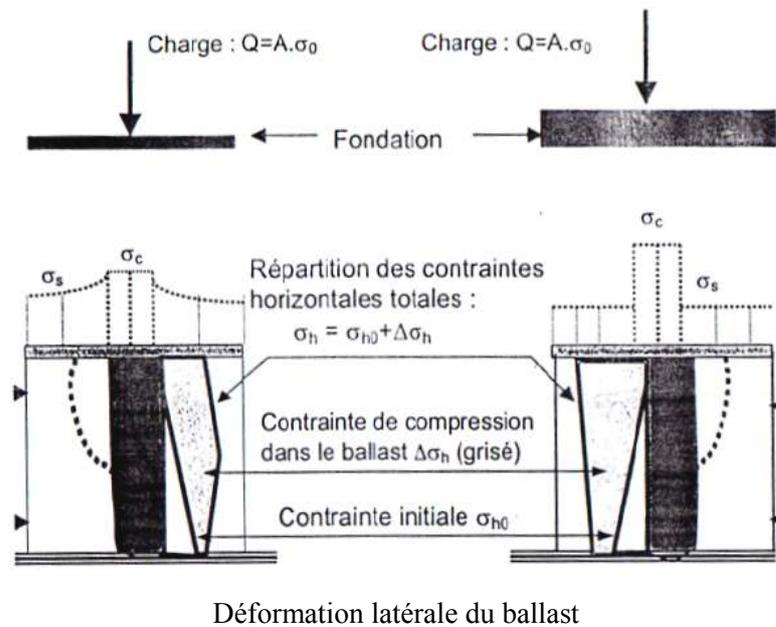
**Figure I.28.** Mode de déformation axiale : répartition des contraintes verticales et déformation axiale en surface (Document numérisé [9])

#### III.2.2.2. Mode de déformation latérale

La Figure I.29 montre que :

- la contrainte horizontale totale ( $\sigma_h$ ) 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 ( $\Delta\sigma_h$ );

- dans le cas d'une fondation rigide (fig I.29.b.) La contrainte totale horizontale décroît linéairement en fonction de la profondeur alors que dans le cas d'une fondation souple (figure I.29.a.) elle augmente jusqu'à une profondeur caractéristique déterminée, puis diminue.



a- Sous une fondation souple

b- Sous une fondation rigide

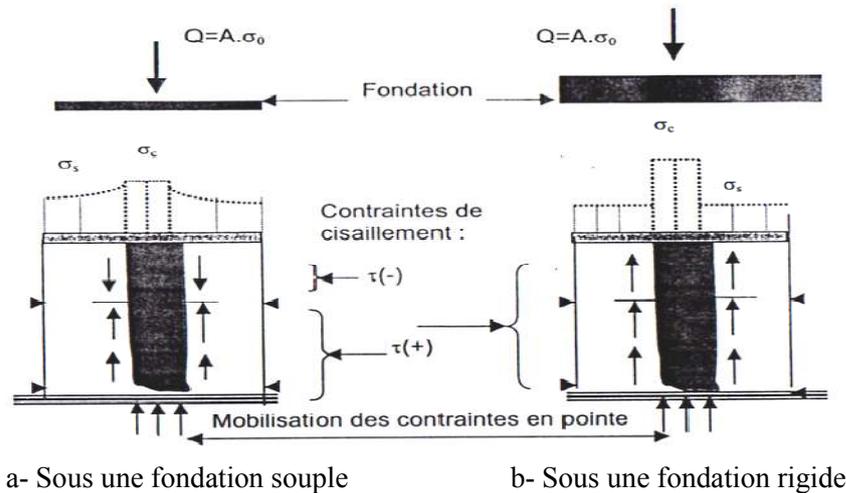
**Figure I.29.** Mode de déformation radiale : répartition des contraintes horizontales et déformation radiale de la colonne ballastée (Document numérisé)

### III.2.2.3. Interaction sol / colonne ballastée

L'interaction entre le sol et la colonne ballastée (fig I.30) dépend de la rigidité relative de la fondation et du sol d'assise (Eggestad, 1983) note, dans le cas des colonnes courtes (flottantes), que :

- dans le cas de la fondation souple (fig I.30.a.), le tassement du sol est plus important que celui de la colonne et le sol a un effet d'entraînement sur le ballast sur une profondeur critique ou les contraintes de cisaillements sont négatives (frottement négatif, Combarieu, 1974 ; BELCOTEC, 1985) ;
- lorsque la fondation est rigide (fig I.30.b.) , les tassements en surface du sol et en tête de la colonne sont identiques ; les contraintes de cisaillements qui s'exercent à l'interface sol /ballast demeurent positives le long de la colonne et le sol a tendance à « freiner » le ballast (frottement positif) ;

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

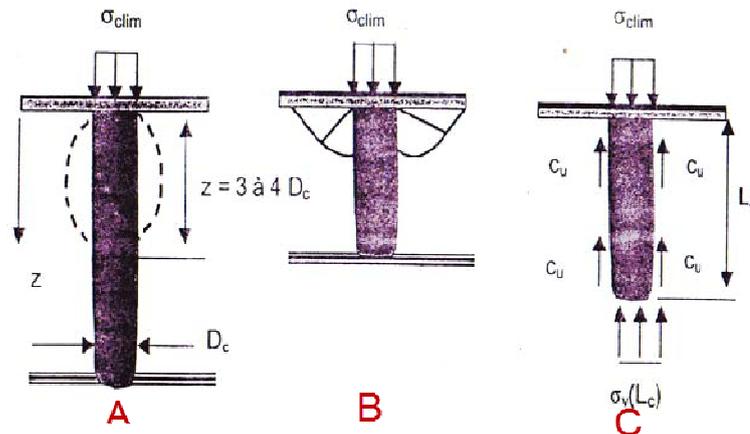


**Figure I.30.** Interaction sol- colonne : répartition des contraintes de cisaillement le long de la colonne ballastée (courte) et effet de pointe (Document numérisé)

### III.2.2.4. Modèles de rupture : expansion, cisaillement, poinçonnement

Les mécanismes de rupture d'une colonne ballastée isolée dans un massif de sol mou homogène sous la charge axiale limite ( $\sigma_{clim}$ ) correspondent, d'après Datye (1982), aux trois configurations schématiques de la figure I.31 :

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



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

**Figure I.31.** Mécanismes de rupture d'une colonne ballastée isolée (Document numérisé)

### a. Rupture par expansion latérale de la colonne ballastée

L'analyse de la rupture par expansion latérale repose sur l'analogie entre la colonne ballastée et une éprouvette du même matériau granulaire soumise à une pression axiale due à la fondation et à une contrainte de confinement égale à la résistance latérale qu'exerce le sol.

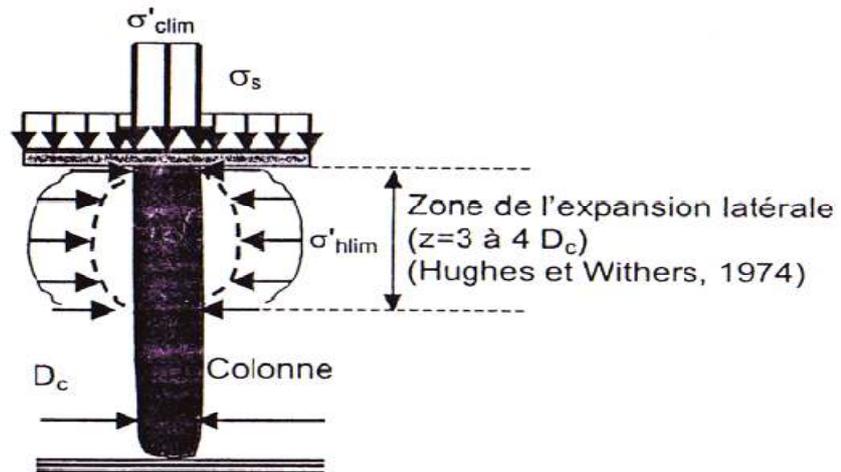
Si l'on admet que la colonne est en état de rupture triaxiale drainée (DTU 13.2), la contrainte verticale effective de rupture en tête de colonne  $\sigma'_{clin}$  s'écrit:

$$\sigma'_{clin} = \sigma'_{hlim} \tan^2 \left[ \frac{\pi}{4} + \frac{\theta}{2} \right] \quad (11)$$

Avec :

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

$\sigma'_{hlim}$ : Contrainte horizontale effective maximale du sol. (fig I.32)



**Figure I.32.** Rupture par expansion latérale d'une colonne ballastée isolée sous charge axiale en tête (Document numérisé)

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

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

$$\sigma'_{hlim} = p_l - u \quad (12)$$

Où :

-  $p_l$ : pression limite nette ;

-  $u$  : pression interstitielle à la périphérie de la colonne.

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

$$p_l = \sigma'_{h0} + KC_u \quad (13)$$

Avec :

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

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

D'autres auteurs, comme Ghionna et Jamiolkowski (1981), proposent de déterminer la valeur du module  $E_s$  à partir de mesures en place au pressiomètre autoforeur [9].

### **Remarque**

La valeur de k conseillée pour la pratique courante par Wroth et Hughes lors de l'étude du pressiomètre autoforeur de Cambridge (Camkometer) est de 4 [20], ce qui est plus faible que la valeur retenue par les corrélations usuelles :

$$p_l = 5.5 C_u \text{ (Pour } p_l < 300 \text{ kPa).}$$

### **b. Rupture par cisaillement généralisé**

La rupture par cisaillement généralisé peut être étudiée lorsque les caractéristiques de la colonne sont relativement proches de celles du sol [22].

Pour la mise en équation de la rupture par cisaillement généralisé, Brauns (1978a, 1978b et 1980), introduit l'hypothèse d'une rupture axisymétrique d'un volume de matériau composite «ballast/ sol » délimité par une surface tronconique dont la génératrice fait un angle  $\delta$  avec l'horizontale, centré sur l'axe de la colonne et développé sur une profondeur h (figure I.33), égale à :

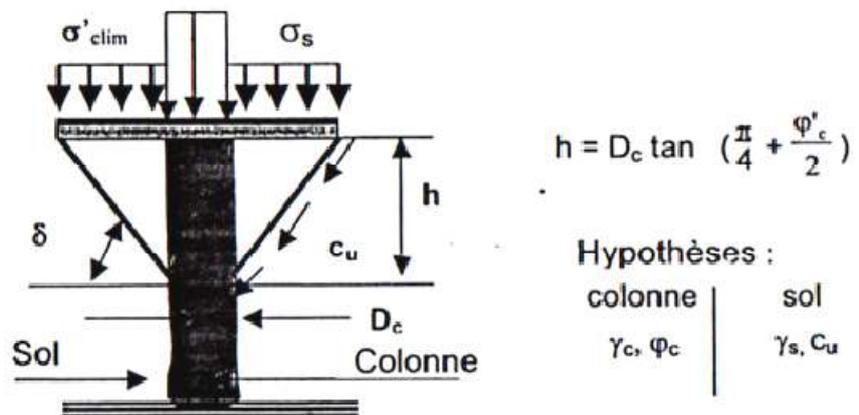
$$h = D_C \cdot \tan\left(\frac{\pi}{4} + \varphi'_c\right) n \quad (14)$$

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

$$\sigma'_{clim} = \left[ \sigma_s + \frac{2C_u}{\sin(2\delta)} \right] \cdot [1 + \sin(2\delta)] \cdot \left[ 1 + \frac{\sqrt{K_{pc}}}{\tan \delta} \right] K_{pc} \quad (15)$$

Avec

- $K_{pc} = \tan^2 \left[ \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'_c}{2} \right]$  coefficient de butée du ballast ;
- $C_u$  : cohésion non drainée du sol ;
- $\delta$  : angle de la génératrice du cône avec l'horizontale.



**Figure I.33.** Caractérisation de la surface de rupture par cisaillement généralisé d'une colonne ballastée isolée courte sous charge axiale en tête (Document numérisé)

### c. Rupture par poinçonnement du sol (colonnes flottantes)

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

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

$$\sigma_{v(z)} = \sigma_{clim} + z \left( \gamma_c - \frac{4C_u}{D_c} \right) \quad (16)$$

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

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

$$L_{c \min} = \frac{N_c C_u - \sigma_{c \lim}}{\gamma_c - 2C_u} \frac{D_c}{2} \quad (17)$$

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

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

$$L_{c \max} = \frac{\sigma_{c \lim}}{2C_u - \gamma_c} \frac{D_c}{2} \quad (18)$$

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

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

La contrainte verticale régnant au sein de la colonne est maximale en tête de la colonne et décroît en fonction de la profondeur [23]. Dans un milieu caractérisé par la cohésion non drainée  $c_u$ , la contrainte verticale de rupture vis-à-vis du poinçonnement est calculée selon la formule suivante :

$$q_{rp} = 9 \cdot C_u + L_c \cdot \left( \frac{2C_u}{R_c} - \gamma_c \right) \quad (19)$$

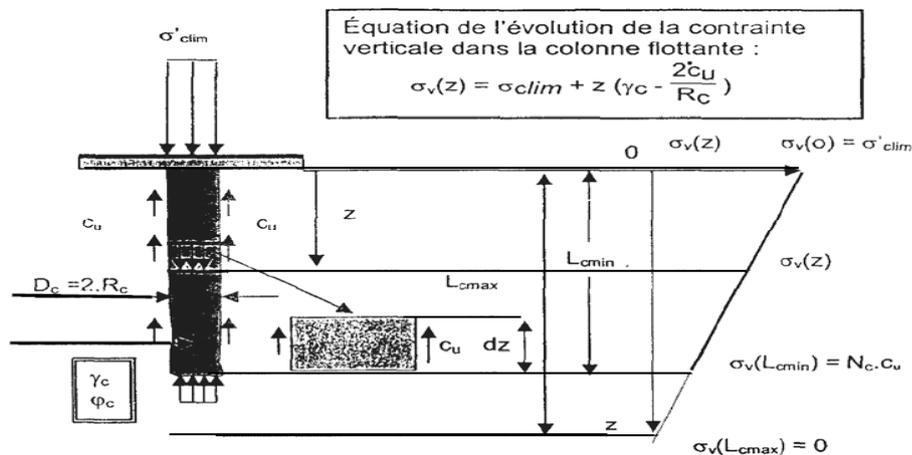
- où :
- $\gamma_c$  : poids volumique de la colonne,
  - $L_c$  : longueur de la colonne,
  - $R_c$  : rayon moyen de la colonne.

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

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

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

$\sigma_0$  est la contrainte en tête de colonne et  $\gamma_{ELU}$  (respectivement  $\gamma_{ELS}$ ) vaut 1,5 (respectivement 2).



a- Mode de fonctionnement de la Colonne flottante      b- Contrainte verticale en fonction de la profondeur

**Figure I.34.** Rupture par poinçonnement d'une colonne ballastée flottante isolée sous charge axiale en tête

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

#### III.2.3.1. Définition du réseau de colonnes ballastées

En pratique, les colonnes ballastées sont généralement disposées :

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

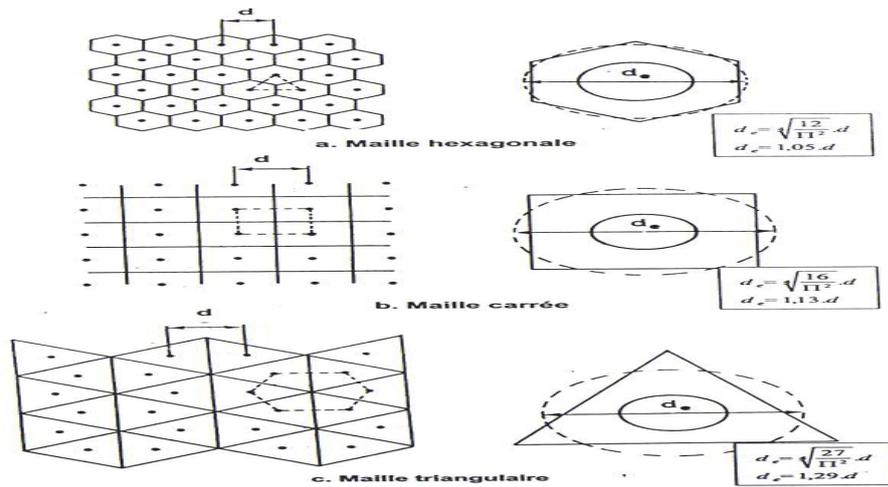
Pour la commodité des calculs et afin de respecter les conditions réelles sur chantier (colonnes « cylindriques »), les zones d'influence des colonnes sont généralement réduites à des domaines cylindriques équivalents, à l'instar de ceux adoptés pour la résolution numérique des problèmes de consolidation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

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

- maille hexagonale 
$$d_e = \sqrt[4]{\frac{12}{\pi^2}} d = 1, \quad (20)$$

- maille carrée 
$$d_e = \sqrt[4]{\frac{16}{\pi^2}} d = 1,13d; \quad (21)$$

- maille triangulaire 
$$d_e = \sqrt[4]{\frac{27}{\pi^2}} d = 1,29d; \quad (22)$$



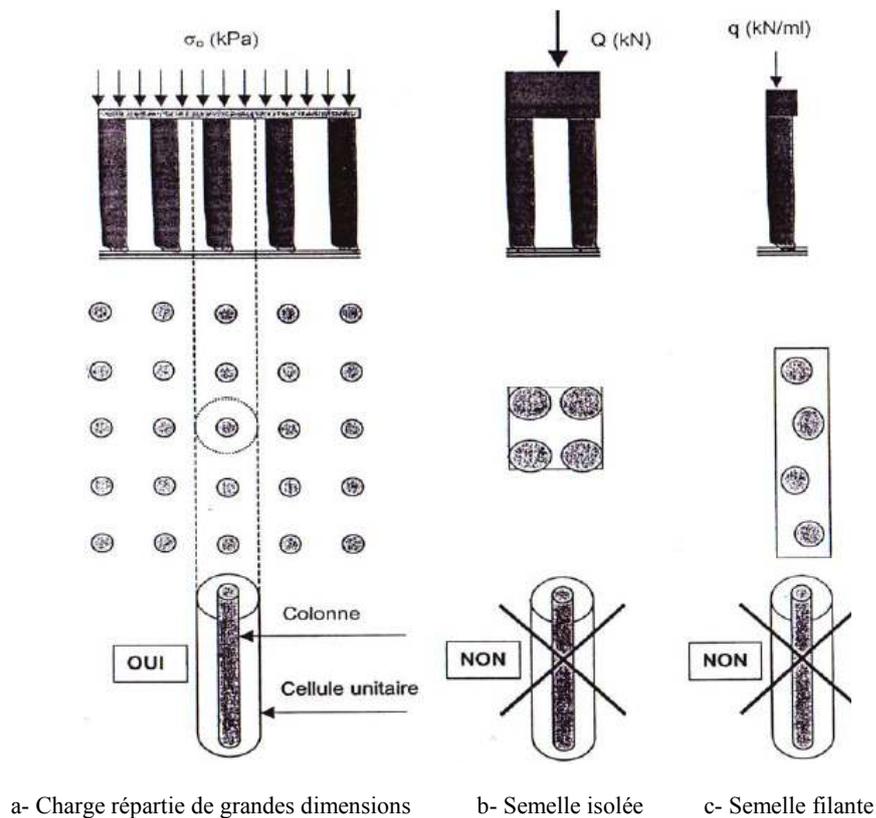
**Figure I.35.** Réseau de colonnes ballastées : domaine d'influence de la colonne

### III.2.3.2. Réduction au cas de la colonne isolée : zone d'influence

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

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

Sur la figure I.36, 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 [9].



**Figure I.36.** Application du principe de la cellule unitaire

### III.2.3.3. Propriétés du sol entre les colonnes

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

L'amélioration des propriétés mécaniques des sols dépend essentiellement :

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

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

### III.2.3.4. Incidence de rigidité du dispositif de transmission des charges en tête de colonnes et à la surface du sol

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

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

#### **III.2.3.4.1. Incidence de la fondation souple**

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

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

#### **III.2.3.4.2. Incidence de la fondation rigide**

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

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

#### **III.2.3.4.3. Incidence de l'épaisseur du matelas de répartition**

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

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

- on détermine par des essais de chargement superficiel à la plaque (Mode opératoire LCPC, DUNOD, 1972) le coefficient de réaction de Westergaard  $k_{ws}$  du sol initial ;

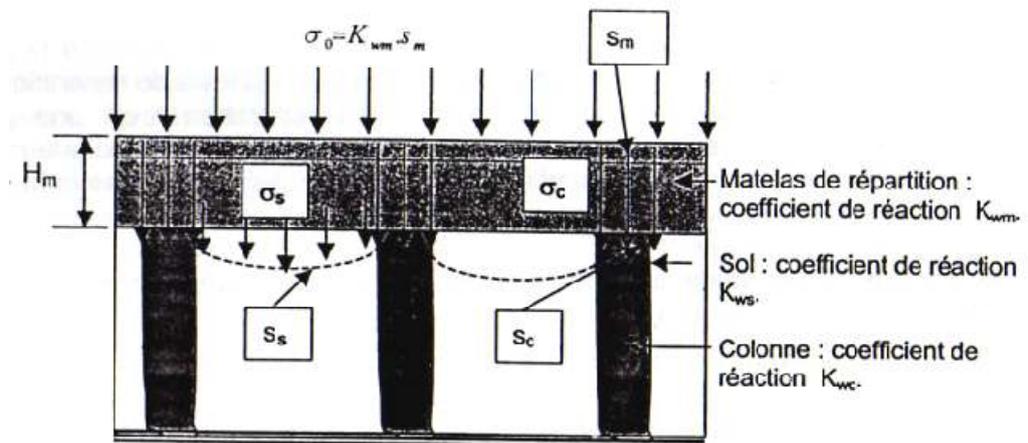
- on détermine l'épaisseur  $H_m$  du matelas de répartition en fonction de  $k_{ws}$  et du coefficient de réaction  $k_{wm}$  demandé par le projet, à la surface du matelas de répartition, en fonction de la charge apportée par l'ouvrage.

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

$$H_m = \left( \frac{1 \cdot K_{wm}}{0,2 \cdot K_{ws}} \right)^{1/0,45} \quad (H_m : \text{en mm}) \quad (23)$$

Avec :

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



**Figure I.37.** Rôle du matelas de répartition dans la transmission des charges en tête de colonnes et à la surface du sol sous les fondations souples [9].

#### III.2.3.4.4. Incidence de la qualité du matériau constitutif du matelas de répartition

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

Les caractéristiques minimales requises pour le matelas de répartition sont :

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

### III.2.3.4.5. Incidence du temps : phase initiale, consolidation et fluage

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

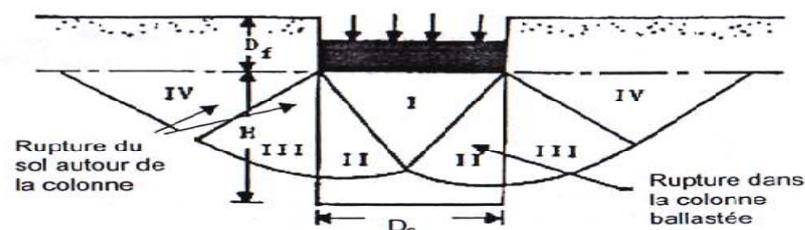
- la phase initiale qui correspond à la mise en place de la charge de l'ouvrage. Dans cette phase, les pressions interstitielles n'ont pas le temps de se dissiper, les tassements sont théoriquement négligeables (sauf les tassements instantanés) ;
- la phase de consolidation, accélérée par le caractère drainant des colonnes. Durant cette phase, les pressions interstitielles se dissipent, le transfert de charge se produit progressivement dans le temps et les tassements primaires se mobilisent ;
- la phase de fluage, en relation avec le caractère « fluant » ou non du sol [9].

### III.2.3.5. Modèles élastiques

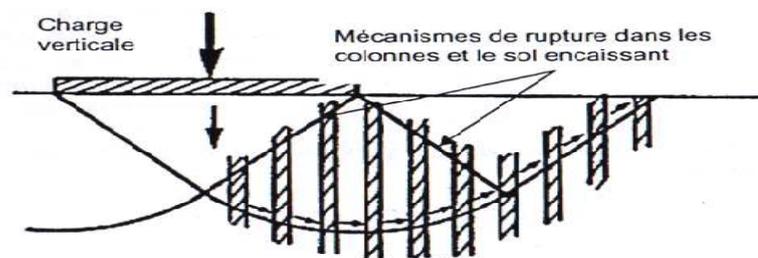
La formulation des modèles élastiques repose essentiellement sur le principe de la cellule unitaire dans l'hypothèse de déformation à volume constant et déformation radiale nulle en périphérie de la cellule et aussi en introduisant les principes de l'expansion d'une cavité cylindrique dans un milieu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

### III.2.3.6. Modèles à la rupture

Dans les calculs à la rupture, il y a lieu de distinguer le cas des ouvrages en terre, où la vérification de la stabilité vis-à-vis du glissement fait appel au calcul à la rupture, et le cas des fondations (y compris les ouvrages en terre) où le calcul de la stabilité est basé sur la vérification du poinçonnement. La figure I.98. illustre les mécanismes de rupture du sol traité par colonnes sous une fondation.



a- d'après Das et Puri (1989)



b- d'après de Buhar (1984)

Figure I.38. Mécanismes de rupture du sol traité sous une fondation [9].

### III.2.3.7. Modèles numériques

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

Cette méthode nécessite de définir :

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

Le tableau (Tab I.4) liste les lois de comportement et les paramètres des sols et des colonnes ballastées.

**Tableau I.4:** Les lois de comportement et paramètres des calculs en éléments finis

Modèle de comportement	Paramètres		Equations du modèle
	Sol ambiant	Colonnes ballastées	
Elasticité linéaire	$E_s, \nu_s$	$E_c, \nu_c$	Loi de Hooke généralisée
Consolidation et fluage	$C_c, C_s, C_\alpha$	-	*
Plasticité	$C_u$	$\varphi'_c, \psi_c$	**

Légende :

-  $E_s, \nu_s, E_c, \nu_c$  : modules de déformation et coefficient de poisson du sol et des colonnes ;

-  $C_c, C_s, C_\alpha$  : indices de compression, gonflement et fluage du sol ;

-  $C_u$  : cohésion non drainée du sol mou ;

-  $\varphi'_c, \psi_c$  : angle de frottement interne et angle de dilatance du ballast.

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

**Les avantages sont :**

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

**Les inconvénients sont :**

- comme le milieu est globalement hétérogène (sol/colonnes et sol éventuellement stratifié), ses paramètres sont difficiles à déterminer ;
- La définition des conditions aux limites (en déplacements et parfois en contraintes) peut être difficile ;
- Les conditions hydrogéologiques sont souvent difficiles à apprécier ;
- Il faut choisir entre celui bidimensionnel et celui tridimensionnel,
- On manque en pratique de contrôle sur les résultats obtenus ;
- Il faut être utilisateur confirmé dans les calculs numériques et dotés d'une expérience suffisante pour pouvoir apprécier, avec la pratique et le recul nécessaire, les résultats numériques obtenus ;
- L'opacité de la méthode laisse les praticiens perplexes par rapport aux résultats obtenus et présentés [18].

### **III.2.4. Réduction du risque de liquéfaction**

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

- dans les sols fins cohérents (argiles, limons avec un pourcentage élevé de fines), l'incorporation du ballast purement frottant élimine totalement le risque de liquéfaction de ces matériaux déjà non liquéfiables en raison de la présence importante de fines (> 35÷40%) ;
- lorsque la perméabilité des sols fins augmente et leur indice de plasticité diminue, il peut y avoir risque de liquéfaction ;

- par contre, dans les sables fins lâches (y compris avec un pourcentage de fines élevé, mais inférieur à 35%), donc liquéfiables, le ballast a pour rôle d'améliorer, comme dans les sols fins, le drainage, d'accélérer la dissipation des surpressions interstitielles et de déduire le potentiel de liquéfaction du milieu traité par colonnes ballastées ;
- lorsque les sables lâches présentent un pourcentage de fines inférieur à 10÷12% et sont donc liquéfiables, l'exécution de colonnes ballastées permet de réduire le risque de liquéfaction, mais elle peut être remplacée par une procédure de densification (vibroflottation, compactage dynamique) qui offre généralement, sur le plan technique, une compacité meilleure et une assise plus homogène : l'augmentation de l'indice de densité des sables diminue le potentiel de liquéfaction et cette solution est souvent plus économique que les colonnes ballastées.[9]

### III.2.5. Evaluation du potentiel de liquéfaction en présence des colonnes ballastées

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

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

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

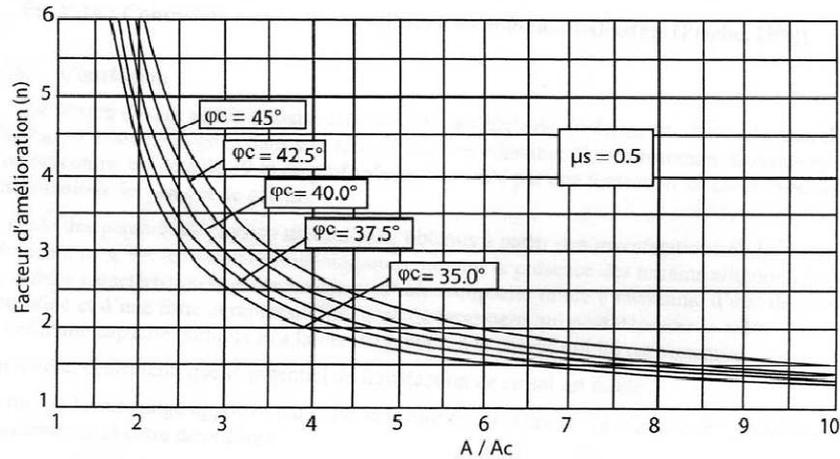
A court terme d'événement sismique, il paraît plus réaliste de considérer la déformation du sol sous un volume constant, à calculer avec  $\mu_s = 0.5$ , qui simplifie la formule. Le facteur d'amélioration  $n_0$  est déterminé, initialement, en utilisant quelques simplifications et approximations. [13]

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

$$K_{ac} = \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi_c}{2} \right) \quad (25)$$

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

$$\left(\frac{\tau_h}{\sigma'_{v0}}\right)_{\text{corrigé}} = \frac{1}{n_0} \left(\frac{\tau_h}{\sigma'_{v0}}\right) \quad (26)$$



**Figure I.39.** Abaque d'amélioration des sols vis-à-vis de la liquéfaction (Priebe, 1998)

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

$$\alpha = \frac{P_s}{P} = \frac{k_{ac} \left(1 - \frac{A_c}{A}\right)}{\frac{A_c}{A} + k_{ac} \left(1 - \left(\frac{A_c}{A}\right)\right)} \quad (27)$$

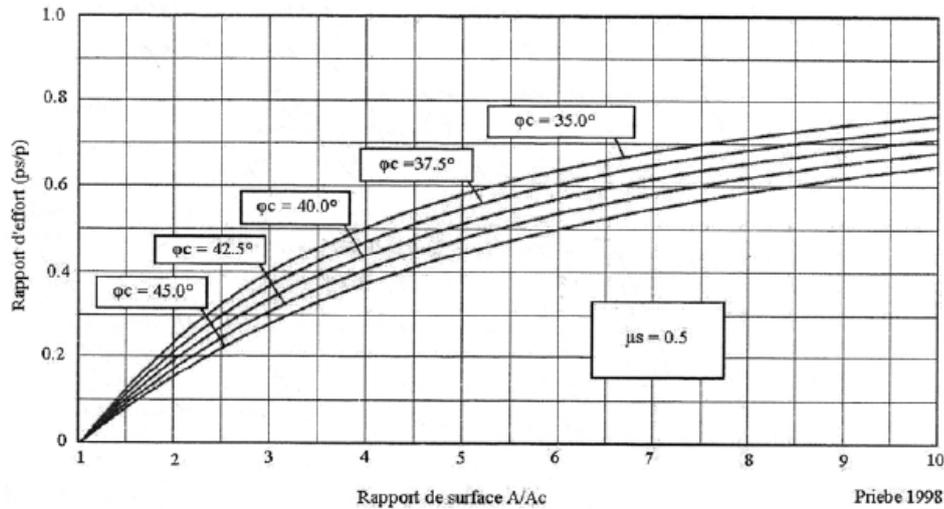


Figure I.40. Contrainte résiduelle du sol entre les colonnes ballastées (Priebe, 1998)

### III.3. Méthodes de justification

Les premières méthodes « théoriques » de dimensionnement des colonnes ballastées ont été développées bien après que les spécialistes de la vibroflottation eurent étendu aux sols cohérents l'usage de leur matériel, conçu au départ pour l'amélioration de la masse des sols granulaires. Ce décalage d'une quinzaine d'années environ, a permis à ces praticiens de collecter un nombre suffisant de données soit directement sur les chantiers, soit à partir d'essais de laboratoire sur modèles réduits, pour proposer des courbes empiriques concernant tant la capacité portante des colonnes que la réduction des tassements apportée par celle-ci [23].

#### III.3.1 Paramètres intervenant dans le dimensionnement

##### III.3.1.1. 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  $C'_c = 0$  (pas de cohésion),  $\varphi'_c$ , 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  $C_u$ ,  $\varphi_s = 0$  (sol purement cohérent), paramètre d'élasticité linéaire  $E_s$ ,  $\nu_s$  (éventuellement, angle de dilatance  $\Psi_s$  si  $\varphi_s \neq 0$  et supérieur à 30 degrés).

### Contraintes :

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

### **III.3.1.2. Paramètres à déterminer**

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

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

### **III.3.2. Généralités sur les méthodes de justification**

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

- Greenwood (1970) a établi l'équation de l'expansion latérale en donnant la contrainte verticale maximale en tête de la colonne en fonction de l'étreinte latérale du sol. L'auteur fournit un abaque permettant de déterminer le facteur de réduction des tassements en fonction de l'espacement entre colonnes pour des plages de variation de la résistance au cisaillement non drainée ( $c_u$ ) allant de 20 à 40kPa ;
- Thorburn et Mac Vicar (1968) et Thorburn (1975) ont élaboré des abaques simples permettant la détermination de l'espacement des colonnes en fonction de la résistance du sol autour de la colonne ;
- Priebe (1976), Goughnour et Bayuk (1979), Datye (1982), Balaam et Poulos (1983) et Van Impe et de Beer (1983) proposent des abaques permettant de calculer le rapport de concentration des contraintes n en fonction de taux d'incorporation « a ». Sous les remblais suffisamment longs ou les radiers de grande dimension, les tassements peuvent être, selon les

cas de charge, estimés à partir des abaques de Priebe (1976) ou de Van Impe et de Beer (1983), voire de Balaam et al. (1977) pour des fondations rigides ;

- Pour le cas des charges centrées sous semelle (isolées ou filantes), Priebe (1995) a mis au point des abaques destinés à l'estimation des tassements en fonction du rapport des profondeurs et du nombre de colonnes sous semelles. Ces abaques, simples d'utilisation, présentent l'inconvénient de ne pas introduire les dimensions des semelles ;

- Pour les charges excentrées (massifs de fondations soumis à des efforts de renversement), Dhoubib et al. (2002) et Dhoubib (2003c) introduisent, en se référant au modèle du coefficient de réaction, les méthodes des rotations et du centre élastique pour comparer les déplacements et les contraintes à la base de la fondation, supposée infiniment rigide et reposant sur des colonnes ballastées, aux résultats numériques obtenus par éléments finis.

### III.3.3. Justification en termes des contraintes

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

$$q_r = \sigma_h \cdot \frac{1 + \sin \varphi_c}{1 - \sin \varphi_c} = \sigma_h \cdot \tan^2 \left[ \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_c'}{2} \right] \quad (28)$$

Le DTU 13.2 précise que « l'étreinte latérale à apprendre en compte résulte du rapport géotechnique. Elle est déterminée à partir des essais de laboratoire ou à partir d'essais in situ tels que le pressiomètre, le pénétromètre statique ou le scissomètre ». Dans le cas des essais au pressiomètre, l'étreinte latérale  $\sigma_h$  peut être assimilée, par analogie avec la sonde pressiométrique Louis Ménard, à la valeur de la pression limite nette  $p_l$  mesurée sur la hauteur de la colonne ou sur la hauteur de moindre résistance.

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

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

$$q_{ELS} \leq \frac{q_r}{2} \quad (29)$$

Et  $q_{ELS}$  est plafonnée, d'après le DTU, à 0,8 MPa.  $q_{ELS} = \min(0,8 \text{ MPa} ; q_r/2)$  [18].

### Remarques

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

### III.3.4. Justification du diamètre moyen en fonction de l'étreinte latérale du sol

En négligeant les tassements immédiats et les déplacements générés par les contraintes de cisaillement, Greenwood (1970) propose un abaque de 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. Cet abaque montre que le facteur  $\beta$  de réduction des tassements augmente rapidement pour des colonnes rapprochées lorsque l'étreinte latérale est élevée et qu'il est peu sensible à cette étreinte lorsque les colonnes sont plus espacées.

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

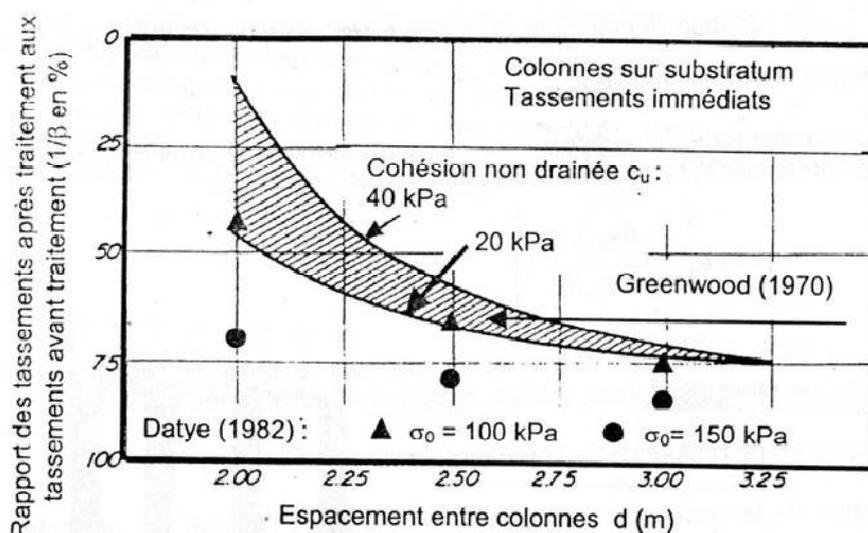


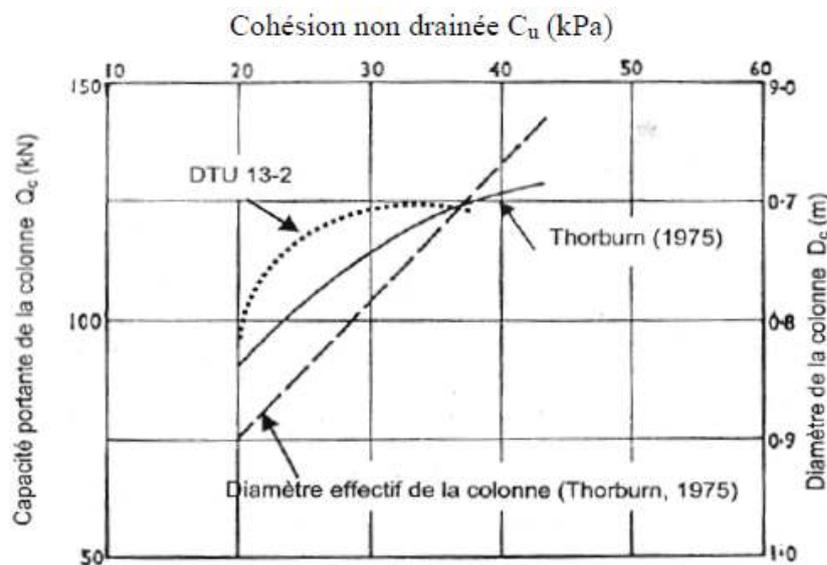
Figure I.41. Réduction des tassements en fonction de l'espacement entre colonnes ballastées[9]

### III.3.5. Prédiction de la capacité portante et du diamètre moyen

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

Le graphique montre que :

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



*Figure I.42. Prédiction de la capacité portante et du diamètre effectif en fonction de l'étreinte latérale du sol encaissant [9]*

### III.3.6. Justification en termes de tassements

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

#### III.3.6.1. Méthode de Priebe (1976, 1995)

La méthode de Priebe (1995) est la plus élaborée et la plus complète dans le domaine du dimensionnement des colonnes ballastées [9].

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

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

### III.3.6.1.1. Prise en compte de l'amélioration du sol après traitement :

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

$$n_0 = 1 + a \left[ \frac{0.5 + f(v_s, a)}{K_{ac} f(v_s, a)} - 1 \right] \quad (30)$$

Où :

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

$$f(v_s, a) = \frac{(1 - v_s)(1 - a)}{(1 - 2v_s) + a} \quad (31)$$

Et  $K_{ac}$  (coefficient de poussée du ballast) :

$$K_{ac} = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi_c}{2} \right) \quad (32)$$

### III.3.6.1.2. 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)

$$\Delta a + a = \bar{a} = \frac{1}{\frac{1}{a} + \Delta \left( \frac{1}{a} \right)} \quad (33)$$

Où :  $\Delta \left( \frac{1}{a} = \frac{A}{A_c} \right)$  dépend directement du rapport des modules ( $E_c/E_s$ ) selon l'abaque de

la figure B.1 de l'annexe B.

Le nouveau rapport des sections  $\Delta a+a = \bar{a}$  peut être injecté dans la formule (33) afin de déterminer le facteur d'amélioration  $n_1$ , soit :

$$n_1 = 1 + \bar{a} \cdot \left[ \frac{\frac{1}{2} + f(v_s \cdot \bar{a})}{K_{ac} \cdot f(v_s \cdot \bar{a})} - 1 \right] \quad (34)$$

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

### III.3.6.1.3 Introduction de l'influence de la profondeur

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

$$f_d = \frac{1}{1 - y(\sum_i^n \sigma_{si}/\sigma_0)} \quad (35)$$

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

\*  $\sigma_0$  : est la contrainte apportée par l'ouvrage ;

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

#### Remarques

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

$$f_d \leq \frac{E_c \cdot \sigma_s}{E_s \cdot \sigma_c} \quad (36)$$

- Ceci revient à noter que :

$$f_d < y \frac{E_c}{E_s} \text{ . mais } f_d \geq 1 \quad (37)$$

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

### 🚧 Cas des semelles isolées et filantes

Selon Priebe, le tassement avant traitement (noté  $s_\infty$ ) est donné par la relation suivante :

$$s_\infty = \frac{\sigma_0 L_c}{n_2 E_2} \quad (38)$$

Où :  $n_2$  est un facteur d'amélioration donné par :

$$n_2 = n_1 f_d \quad (39)$$

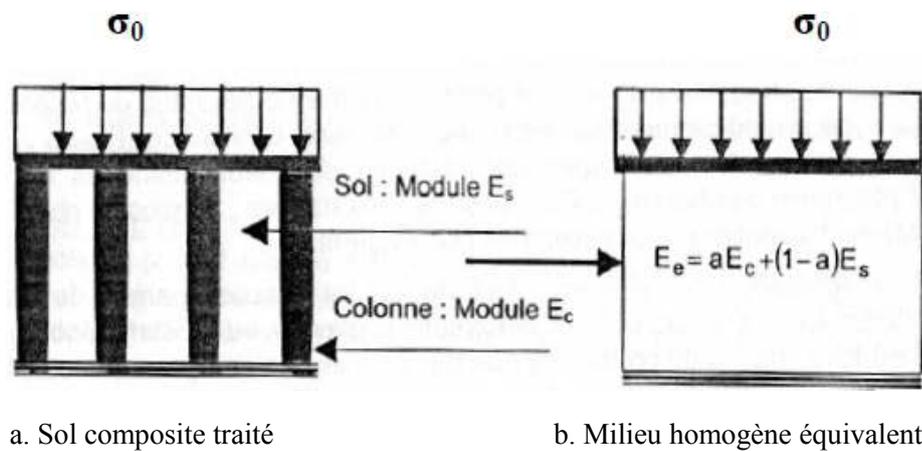
Les tassements après traitement sont donnés en termes de rapport ( $S/S_\infty$ ) en fonction du rapport ( $z/D_c$ ), par l'abaque B.4 de l'annexe B. Il est de même pour les semelles filantes en utilisant l'abaque B.5 .[9]

### III.3.6.2. Homogénéisation simplifiée

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

$E_e$  :

$$E_e = a.E_c + (1-a) E_s \quad (40)$$



**Figure I.43.** Homogénéisation simplifiée

Les tassements après traitement  $s_f$  sous la contrainte  $\sigma_0$  apportée par l'ouvrage sont alors exprimés par la relation :

$$s_f = \frac{\sigma_0 L_c}{a.E_c + (1-a)E_{oed}} \quad (41)$$

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

### **III.4. Contrôle**

#### **III.4.1. Prescriptions dans le domaine du contrôle et de la réception**

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

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

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

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

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

Dans la pratique courante, les essais de contrôle sont réalisés sur les matériaux d'apport des colonnes et sur les matériaux du matelas de répartition.[9]

##### **III.4.1.1. Essais de contrôle en cours d'exécution**

###### **a. Essais d'étalonnage**

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

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

Dans la pratique courante, les essais d'étalonnage consistent à réaliser des colonnes ballastées à proximité des points de sondages de reconnaissance pour vérifier les profondeurs

projetées et les volumes à incorporer afin de réadapter, si nécessaire, le matériel nécessaire à la bonne exécution des colonnes.

### b. Essais d'information

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

### c. Attachements

Les attachements sont les fiches de synthèses qui donnent, pour chaque colonne, les caractéristiques d'exécution enregistrées automatiquement : date, profondeur, énergie et taux d'incorporation en ballast. Ils précisent aussi les moyens utilisés pour la mise en œuvre des colonnes ballastées.

#### III.4.1.2. Essais de réception

Ces essais sont destinés à :

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

Le tableau I.6 récapitule le type et le nombre d'essais de réception à réaliser selon les règles en vigueur.

*Tableau I.5: Fréquences des essais*

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

### Remarques

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

### **III.4.1.3. Contrôle des matériaux d'apport**

Les essais de contrôle des matériaux d'apport concernent aussi bien le matériau constitutif de la colonne que celui de matelas de répartition. Dans la pratique courante, il est généralement demandé :

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

Le type et le nombre d'essais sont récapitulés dans le tableau I.7 [9].

*Tableau I.6: Essais de contrôle des matériaux d'apport*

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

### Remarques

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

### **III.4.2. Choix des méthodes de contrôle - validité**

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

#### **III.4.2.1. Contrôle par pénétration statique (CPT)**

Le pénétromètre statique permet de mesurer en continu :

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

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

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

#### **III.4.2.2. Contrôle par l'essai pressiométriques (PMT)**

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

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

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

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

#### **III.4.2.3. Contrôle par pénétration dynamique (PDA ou PDB)**

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

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

#### **III.4.2.4. Contrôle par pénétromètre standard (SPT)**

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

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

### **III.5. Critères de réception**

Le tableau I.7 résume les critères de réception fixés par le DTU 13.2 pour chaque procédé de contrôle.

*Tableau I.7: Critère de réception*

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

### Remarques

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

### III.5.1. Essais de chargement sur colonne

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

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

L'essai est généralement réalisé selon le mode opératoire de LCPC : la charge est appliquée progressivement suivant au moins 6 paliers de chargement et 4 paliers de déchargement, avec mesure de l'enfoncement à l'aide de comparateurs (au nombre de 3 avec un minimum de 2) selon les séquences résumées dans le tableau I.8 [9].

**Tableau I.8:** Mode opératoire de l'essai de chargement/ déchargement usuel

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

### Remarques

1. Le sol traité est parfois couvert par une « croûte » de bonnes caractéristiques mécaniques. Dans ce cas, les enfoncements mesurés en tête de la colonne ne sont pas représentatifs et l'essai n'est pas concluant, ce qui permet, d'après le DTU 13.2, au géotechnicien de « modifier le programme d'essais », ce qui revient en pratique soit à décaper, si possible, la croûte de surface soit à supprimer les essais de chargement et augmenter les essais de contrôle par sondages mécaniques au sein de colonnes supplémentaires.
2. L'essai de chargement est considéré comme « conforme » si les deux critères suivants sont vérifiés simultanément :
  - la charge de fluage n'est pas atteinte ;
  - l'enfoncement à la fin du palier de la charge de service  $Q_N$  reste inférieur aux tassements sous  $Q_N$  estimés dans la note de dimensionnement du projet, tassements qui doivent être aussi compatibles avec les tolérances imposées par la structure ou partie de l'ouvrage.[9]

Pendant les paliers de mesure, la déformation mobilisée en tête des colonnes est lue sur les comparateurs ; cette déformation est considérée comme « stabilisée » lorsque sa variation n'excède pas 2 centièmes de millimètre par minute [22].

### III.5.2. Essais de plaque sur matelas de répartition

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

- Module de déformation  $E_{v2} \geq 50\text{MPa}$  ;
- Coefficient de compactage  $k = E_{v2} / E_{v1} \leq 2$  (pour des couches de forme compactées).

### III.5.3. Ballast : volume livré et volume incorporé

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

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

#### **III.5.4. Observation visuelle**

Il n'y a pas de prescriptions dans les règlements en vigueur pour les observations visuelles, hormis le dégarnissage de colonnes pour la vérification du diamètre. Ce sont les opérations de dégarnissage qui ont conclu au résultat stipulant que l'expansion latérale se produit en tête de colonnes et est de 3 à 4 fois le diamètre de celle-ci.

Les observations visuelles : dégarnissage des colonnes ballastées pour mesure du diamètre, suivi des tassements des ouvrages, mesure de soulèvement de la plate-forme pendant l'exécution des colonnes doivent être systématiques, multipliés, et progressivement améliorés [9].

#### **III.6. Commentaires sur les méthodes de contrôle**

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

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

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

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

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

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

Le dégarnissage se fait généralement sur le premier mètre, où le ballast est le moins confiné sans être mieux refoulé. Le diamètre relevé en tête ne peut donc être représentatif de la colonne tout entière et le diamètre nominal retenu ne résulte que d'une simple addition de godets de ballast consommé sans savoir avec précision l'étendue des effets « tonneaux » dans les couches de moindre résistance [9].

### **III.7. Conclusion**

La technique d'amélioration des sols en place par colonnes ballastées a connu un grand développement dans le monde et commence à se lancer en Algérie en réalisant un certain nombre de projets notamment par la société Keller spécialisée dans le domaine de l'amélioration des sols. Ce développement est lié aux performances du procédé, qui allie rapidité d'exécution et, par conséquent, coût de revient relativement bas, et pour les colonnes mises en œuvre par voie sèche, propreté du site qui facilite largement la coordination des travaux sur site entre divers corps d'état.

Cette technique ne se réduit pas à une simple incorporation de « cailloux » dans le sol afin d'améliorer sa capacité portante, de réduire les tassements sous les fondations, d'accélérer la consolidation primaire par l'effet drainant du matériau de la colonne et de réduire le risque de liquéfaction en zones sismiques. Toutes les études dans le domaine depuis les trente dernières années montrent que l'incorporation de ballast plus « rigide » que le sol encaissant conduit, à long terme, à un report de charge sur les colonnes et à une réduction des contraintes à la surface du sol.

Les colonnes ballastées constituent un bon procédé d'amélioration des sols donnant au sol amélioré une certaine « souplesse ». La technique s'adapte donc bien aux ouvrages «souples » de grandes dimensions, pour lesquels les règles de justification sont assez bien validées. Par contre, sous les ouvrages de faibles dimensions (donc rigides, comme les semelles sous charge centrée ou excentrée), il existe peu de règles de justification permettant de valider le procédé, que ce soit sous des charges monotones ou sous des charges sismiques.

## **IV. SYNTHÈSE DES MÉTHODES DE DIMENSIONNEMENT DES COLONNES BALLASTÉES**

Les premières méthodes « théoriques » de dimensionnement des colonnes ballastées ont été développées bien après que les spécialistes de la vibroflottation eurent étendu aux sols cohérents l'usage de leur matériel, conçu au départ pour l'amélioration dans la masse des sols granulaires.

Ce décalage, d'une quinzaine d'années environ, a permis à ces praticiens de collecter un nombre suffisant de données soit directement sur les chantiers, soit à partir d'essais de laboratoire sur modèles réduits, pour proposer des courbes empiriques concernant tant la capacité portante des colonnes que la réduction des tassements apportés par celle-ci.

Il nous semble judicieux d'inclure les plus célèbres de ces travaux dans ce chapitre puisqu'ils fournissent des ordres de grandeur très acceptables pour le dimensionnement rapide d'un traitement.

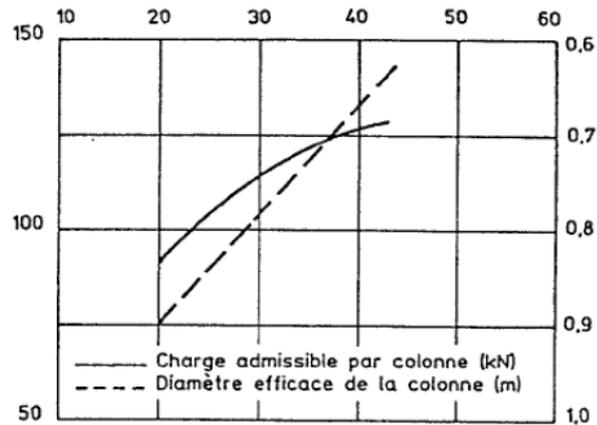
### **IV.1. Méthode empirique de Thorburn (1975)**

En 1968 Thorburn et Mac Vicar avaient proposé une règle de dimensionnement des torpilles Keller ou celles mises au point par la Société Cementation Ltd, ces matériels se plaçant dans la même gamme de puissance.

Cette règle avait été établie, de manière semi-empirique, à partir d'essais de laboratoire d'un modèle de comportement du sol autour du ballast fondé sur la théorie de Rankine pour les états limites de poussée-butée, convenablement modifiée pour tenir compte de l'aspect radial des déformations, et de recalages faits sur les diamètres réels de colonnes exécutées sur divers sites.

Cette règle était valable aussi bien pour des colonnes isolées que pour des colonnes appartenant à des files d'inclusions situées sous des semelles filantes ou à des réseaux sous des fondations étendues, pourvu que l'on suppose que ces deux derniers cas que toute la charge soit reprise intégralement par les colonnes sans participations du sol environnant. Elle associait dans l'esprit des auteurs un coefficient de sécurité convenable tant au point de vue de la rupture « à long terme », après consolidation du sol autour du ballast.

Cette règle a été proposée de nouveau par Thorburn en 1975, sous la forme indiquée dans la ci-dessous, où l'on trouvera à la fois la capacité portante de la colonne et son diamètre « efficace », à prendre en compte dans des calculs plus poussés, en fonction de la résistance au cisaillement non drainé du sol à traiter.



**Figure I.44.** Prévisions de la charge admissible en tête et du diamètre d'une colonne ballastée en fonction de la résistance au cisaillement drainé du sol (d'après Thorburn, 1975) [9]

On insistera cependant sur le caractère indicatif de ces valeurs ; une vérification du diamètre efficace des colonnes devra impérativement être réalisée sur le chantier, ne serait-ce que par le biais du contrôle de l'incorporation du matériau d'apport.

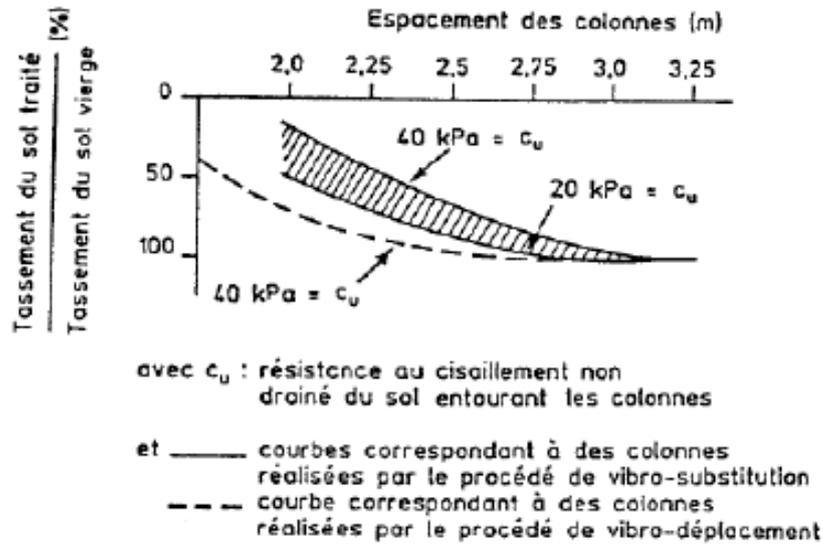
#### IV.2. Abaque de dimensionnement de Greenwood (1970)

A cette même période, Greenwood, proposait des courbes permettant d'effectuer un pré dimensionnement du point de vue de la réduction des tassements apportée par la réalisation de colonnes ballastées sous des fondations de grandes dimensions. Ces courbes, présentées dans la figure 4, avaient l'avantage de paramétrer, ne serait-ce que de manière grossière, deux facteurs importants, à savoir la résistance au cisaillement du sol entourant les colonnes et le procédé de réalisation des colonnes.

Pour les paramètres indiqués, ces courbes se situent dans la moyenne des résultats obtenus à partir des méthodes théoriques plus sophistiquées.

Les hypothèses correspondant à leur élaboration sont les suivantes :

- les colonnes reposent sur une couche plus ferme,
- le calcul ne tient pas compte des tassements « immédiate » ni des déplacements induits par les divers cisaillements mobilisés.



**Figure I.45.** Diagramme des réductions de tassements observés sous des fondations de grandes dimensions reposant sur une argile molle homogène (d'après Greenwood, 1970) [9]

L'auteur a proposé un abaque permettant le pré-dimensionnement des colonnes ballastées sous des fondations de grandes dimensions. Il permet de déterminer le facteur de réduction des tassements ( $\beta$ ) en fonction de l'espacement entre colonnes pour des plages de variation de la résistance au cisaillement non drainée ( $c_u$ ) allant de 20 à 40 Kpa, [Dhouib et Blondeau, 2005]. Les hypothèses liées à l'élaboration de l'abaque reposent sur le principe des colonnes fondées sur une couche plus ferme et le calcul ne tient pas compte des tassements immédiats ni des déplacements induits par les divers cisaillements mobilisés. Cette méthode présente l'inconvénient de ne pas intégrer la charge apportée par l'ouvrage.

### IV.3. Méthode de Priebe (Approche élastique)

Le traitement de sol par des colonnes ballastées est accompagné d'un phénomène de consolidation primaire rapide dû à la perméabilité élevée du matériau d'apport permettant la dissipation des pressions hydrostatiques.

C'est principalement autour de ce mécanisme qu'ont été développés les travaux de recherche dans ce domaine. Des travaux expérimentaux de Balaam et Poulos (1983), appuyés par des simulations numériques, indiquent que le rapport théorique de réduction des tassements ( $\beta$ ) est un invariant en fonction du type de fondation souple ou rigide pour la gamme des géométries de traitement les plus courantes. Par ailleurs, les phénomènes de report de charge sur les colonnes et l'égalité des tassements de la surface du sol et de la colonne ont été observés sous des ouvrages considérés comme souples [Soyez, 1985]. Le report de charge qui correspond à un déchargement du sol autour de la colonne se développe lentement au fur et à mesure de

l'évolution de la consolidation primaire. Cette progressivité du report des charges est en accord avec les observations et les mesures faites sur de nombreux sites.

La répartition des contraintes entre les colonnes et le sol est décrite par l'équation suivante :

$$\sigma_0 \cdot A = \sigma_c \cdot A_c + \sigma_s \cdot (A - A_c) \quad (42)$$

La plupart des travaux de recherche publiés dans ce domaine notamment ceux de Goughour et Bayuk en 1979 s'accordent sur le corollaire de la conservation des sections planes et par conséquent, les cisaillements le long du fût de la colonne ballastée sont négligeables voire nuls.

L'autre hypothèse sur laquelle est basée cette méthode est l'égalité des tassements en surface du sol et en têtes de colonnes à la fin de la consolidation primaire. Cette hypothèse est observée expérimentalement sur plusieurs ouvrages de fondations rigides fondés sur sols compressibles renforcés par des colonnes ballastées. L'équation d'égalité des tassements entre colonnes et sol se traduit par :

$$S_c = S_s \quad (43)$$

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

- Taux d'incorporation ou coefficient de substitution (a) est le rapport de l'aire traitée  $A_c$  (section de la colonne) à l'aire totale du domaine d'influence de la colonne (A) :

$$a = \frac{A_c}{A} \quad (44)$$

- Rapport de concentration des contraintes verticales ( $\eta$ ) : c'est le rapport entre la contrainte supportée en tête de colonne ( $\sigma_c$ ) à la contrainte transmise au sol ( $\sigma_s$ ) à la fin de la consolidation primaire, après le transfert de charge sur les colonnes.

$$\eta = \frac{\sigma_c}{\sigma_s} \quad (45)$$

- Facteur de réduction du tassement ( $\beta$ ) : c'est le rapport du tassement initial ( $S_i$ ) du sol sans le traitement au tassement observé ( $S_f$ ) du milieu homogénéisé obtenu après le traitement par colonnes ballastées;

$$\beta = \frac{S_i}{S_f} \quad (46)$$

Dans l'hypothèse "moyenne" qui consiste à considérer que les propriétés mécaniques du sol ne sont pas modifiées au cours d'exécution des colonnes ballastées et que le comportement du sol est élastique linéaire. Et considérant que les modules de déformation élastiques  $E_s$  et de compressibilité restent constants pendant la déformation, il en résulte que le facteur de réduction des tassements ( $\beta$ ) peut s'écrire sous la forme :

$$\beta = \frac{\sigma_0}{\sigma_s} \quad (47)$$

La combinaison des équations conduit aux égalités suivantes :

$$\sigma_0 = \sigma_s \cdot [(n-1) \cdot a + 1] \quad (48)$$

$$\beta = 1 + a \cdot (n-1) \quad (49)$$

Dans le cas d'une fondation rigide (semelle ou radier), le principe d'égalité des tassements entre les colonnes ballastées et le sol conduit à :

$$n = \frac{E_c}{E_s} \quad (50)$$

Les modèles de simulation du comportement de l'ensemble "sol- colonne" développés par Priebe (1976) et Ghionna et Jamiolkowski (1981) ne sont que deux variantes autour d'une hypothèse commune assimilant les déformations élastiques du sol entourant la colonne à celles d'un tube épais de mêmes caractéristiques drainées  $E'$  et  $\nu'$  que le terrain compressible, [Soyez, 1985].

Dans ce qui suit, l'ensemble "sol- colonne" est supposé vérifier les hypothèses suivantes :

a- Les tassements en surfaces sont égaux : ( $S_s = S_c$ ) ;

b- Le matériau constitutif de la colonne (ballast) est incompressible, les déformations de la colonne se font à volume constant ;

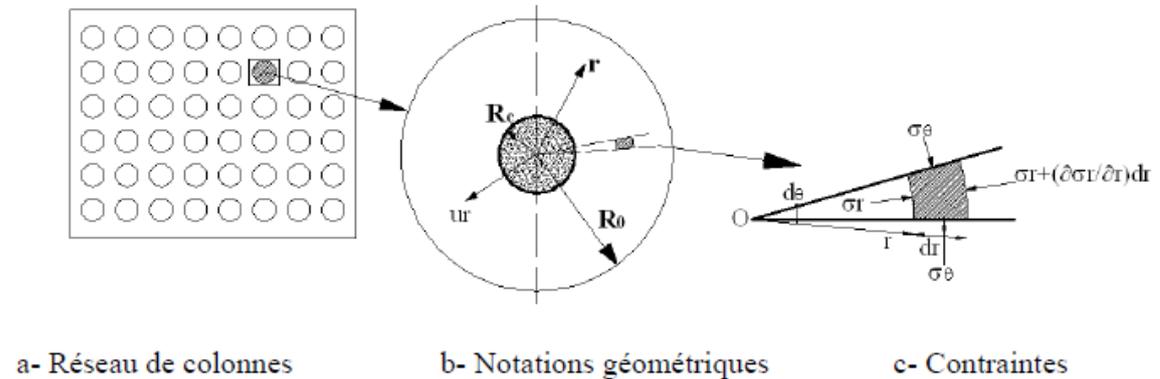
c- Le matériau de la colonne se trouve en état d'équilibre plastique « actif », les déformations de la colonne suivent celles du sol ;

d- Le terrain compressible autour de la colonne a un comportement élastique linéaire, caractérisé par le module d'élasticité  $E'_s$  et un coefficient de poisson  $\nu'$  constants sur toute la profondeur ;

e- Il y'a conservation des sections planes ;

f- Les déformations du sol et du ballast sont dues à des incréments de contraintes causés par l'application d'une surcharge  $\sigma_0$  en surface et que la géométrie du milieu traité reste inchangée après la réalisation de la colonne ballastée.

Le comportement de la colonne ballastée dans le sol est assimilé par Priebe au principe de l'expansion d'une cavité cylindrique dans un milieu élastique infini (figure 4.4).



**Figure I.46.** 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

On applique à la phase des déformations linéaires, la théorie de l'élasticité en considérant le sol comme un cylindre de rayon ( $r$ ) à parois infiniment épaisses, et soumise à une pression intérieure uniforme ( $\sigma_r$ ).

Par projection sur la bissectrice de l'angle  $d\theta$  de l'ensemble des forces agissant sur l'élément ( $dV$ ), il en résulte :

$$\sigma_r \cdot r \cdot d\theta - \left( \sigma_r + \frac{\partial \sigma_r}{\partial r} \cdot dr \right) \cdot (r + dr) \cdot d\theta + 2 \cdot \sigma_\theta \cdot dr \cdot \frac{d\theta}{2} = 0 \quad (51)$$

$$\frac{d\sigma_r}{dr} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = 0$$

$$\frac{d\sigma_z}{dz} = 0$$

D'autre part, on a :

$$\varepsilon_r = \frac{1}{E_s} \cdot [\sigma_r - \nu_s \cdot (\sigma_\theta + \sigma_z)] , \quad \varepsilon_\theta = \frac{1}{E_s} \cdot [\sigma_\theta - \nu_s \cdot (\sigma_z + \sigma_r)] , \quad \varepsilon_z = \frac{1}{E_s} \cdot [\sigma_z - \nu_s \cdot (\sigma_r + \sigma_\theta)] \quad (52)$$

En négligeant les déformations axiales ( $= 0 z \varepsilon$ ), il en résulte les relations suivantes entre les contraintes et les déformations :

$$\begin{aligned}\sigma_z &= \nu_s \cdot (\sigma_r + \sigma_\theta), \\ \varepsilon_r &= \frac{1-\nu_s^2}{E_s} \cdot \left( \sigma_r - \frac{\nu_s}{1-\nu_s} \cdot \sigma_\theta \right) \\ \varepsilon_\theta &= \frac{1-\nu_s^2}{E_s} \cdot \left( \sigma_\theta - \frac{\nu_s}{1-\nu_s} \cdot \sigma_r \right)\end{aligned}\quad (53)$$

La résolution des équations précédentes par rapport aux contraintes  $\sigma_r$  et  $\sigma_\theta$  conduit à :

$$\sigma_r = \frac{E_s}{(1+\nu_s) \cdot (1-2 \cdot \nu_s)} \cdot [(1-\nu_s) \cdot \varepsilon_r + \nu_s \cdot \varepsilon_\theta] \quad (54)$$

$$\sigma_\theta = \frac{E_s}{(1+\nu_s) \cdot (1-2 \cdot \nu_s)} \cdot [(1-\nu_s) \cdot \varepsilon_\theta + \nu_s \cdot \varepsilon_r] \quad (55)$$

L'introduction du déplacement radial  $U_r$  conduit aux déformations suivantes :

$$\varepsilon_r = \frac{dU_r}{dr}, \quad \varepsilon_\theta = \frac{U_r}{r} \quad \text{et} \quad \varepsilon_z = \frac{dU_z}{dz}$$

En reportant ces relations dans les équations (54) et (55), on obtient :

$$\sigma_r = \frac{E_s}{(1+\nu_s) \cdot (1-2 \cdot \nu_s)} \cdot \left[ (1-\nu_s) \cdot \frac{dU_r}{dr} + \nu_s \cdot \frac{U_r}{r} \right] \quad (56)$$

$$\sigma_\theta = \frac{E_s}{(1+\nu_s) \cdot (1-2 \cdot \nu_s)} \cdot \left[ (1-\nu_s) \cdot \frac{U_r}{r} + \nu_s \cdot \frac{dU_r}{dr} \right] \quad (57)$$

$$\frac{d\sigma_r}{dr} = \frac{E_s}{(1+\nu_s) \cdot (1-2 \cdot \nu_s)} \cdot \left[ (1-\nu_s) \cdot \frac{d^2U_r}{dr^2} + \frac{\nu_s}{r} \cdot \frac{dU_r}{dr} - \nu_s \cdot \frac{U_r}{r^2} \right] \quad (58)$$

Pour tous calculs faits sur l'équation d'équilibre (51), on aboutit à l'équation différentielle de second ordre suivante :

$$\frac{d^2U_r}{dr^2} + \frac{1}{r} \cdot \frac{dU_r}{dr} - \frac{U_r}{r^2} = 0 \Rightarrow U_r'' + \frac{U_r'}{r} - \frac{U_r}{r^2} = 0 \quad (59)$$

Posons  $U_r = r \cdot g(r)$  tel que  $g(r)$  est une fonction de  $r$  et substituons la dans l'équation (59), on obtient :

$$r \cdot \frac{d^2g(r)}{dr^2} + 3 \cdot \frac{dg(r)}{dr} = 0 \quad (60)$$

Posons  $\frac{dg(r)}{dr} = f(r)$  tel que  $f(r)$  est une fonction de  $r$ , on aboutit alors à l'équation différentielle du 1er ordre suivante :

$$r \cdot \frac{df}{dr} + 3 \cdot f(r) = 0 \quad \Rightarrow \quad r \cdot f'(r) + 3 \cdot f(r) = 0 \quad (61)$$

La résolution de l'équation (15.c) conduite à :

$$f(r) = \frac{k_1}{r^3} \quad k_1 \in Z : \text{constante,}$$

$$g(r) = \int f(r) \cdot dr = C_1 + \frac{C_2}{r^2}$$

Il en résulte que :  $U_r = r \cdot g(r) = C_1 \cdot r + \frac{C_2}{r}$  (62)

$C_1$  et  $C_2$  sont les constantes d'intégration qui sont déterminées suivant les conditions aux limites.

$$\varepsilon_r = \frac{dU_r}{dr} = C_1 - \frac{C_2}{r^2}, \quad \varepsilon_\theta = \frac{U_r}{r} = C_1 + \frac{C_2}{r^2}.$$

Ensuite, le report de  $r$ ,  $\zeta_r$  et  $\zeta_\theta$  dans les équations ci-dessous forme les expressions des contraintes  $\sigma_\theta$ ,  $\sigma_r$  et  $\sigma_z$ :

$$\sigma_r = \frac{E_s}{(1+\nu_s)} \cdot \left[ \frac{C_1}{(1-2 \cdot \nu_s)} - \frac{C_2}{r^2} \right] \quad (63)$$

$$\sigma_\theta = \frac{E_s}{(1+\nu_s)} \cdot \left[ \frac{C_1}{(1-2 \cdot \nu_s)} + \frac{C_2}{r^2} \right] \quad (64)$$

$$\sigma_z = \nu_s \cdot (\sigma_r + \sigma_\theta) = \frac{E_s}{(1+\nu_s)} \cdot \frac{2 \cdot C_1 \cdot \nu_s}{(1-2 \cdot \nu_s)} \quad (65)$$

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  $C_2$ . Les conditions aux limites du modèle sol/colonne sont les suivantes :

- En contraintes :

A l'interface sol- colonne ( $r = R_c$ ),  $\sigma_r(r = R_c) = -\sigma_h$

( $\sigma_h$ : Etant l'étreinte latérale du sol encaissant) ;

- En déplacements :

Le déplacement radial est nul à la périphérie de la zone d'influence ; soit :

Ur (r = Re)=0.

$$\text{De l'expression (62) : } C_1 \cdot R_e + \frac{C_2}{R_e} = 0 \Rightarrow C_2 = -C_1 \cdot R_e^2 \quad (66)$$

$$\text{De l'équation (63) : } \sigma_r = \frac{E_s}{(1+\nu_s)} \cdot \left[ \frac{C_1}{(1-2 \cdot \nu_s)} - \frac{C_2}{R_e^2} \right] = -\sigma_h \quad (67)$$

Après substitution de la valeur de C2 dans l'équation ci-dessous et sachant que:

$$a = \frac{A_c}{A} = \left( \frac{R_c}{R_e} \right)^2 \quad (68)$$

On obtient :

$$C_1 = -\sigma_h \cdot \frac{(1+\nu_s)}{E_s} \cdot \frac{(1-2 \cdot \nu_s) \cdot a}{(1-2 \cdot \nu_s) + a} \quad (69)$$

$$C_2 = \sigma_h \cdot \frac{(1+\nu_s)}{E_s} \cdot \frac{(1-2 \cdot \nu_s) \cdot a}{(1-2 \cdot \nu_s) + a} \cdot R_e^2 \quad (70)$$

#### IV.3.1. Equations générales et facteur d'amélioration ( $\beta$ )

Priebe a déduit à partir de l'équations (62) un accroissement du rayon ( $\Delta R_c$ ) de la colonne ballastée, donné par :

$$U_r(r = R_c) = \Delta R_c = C_1 \cdot R_c + \frac{C_2}{R_c} = R_c \cdot C_1 \cdot \left( 1 - \frac{R_e^2}{R_c^2} \right) = R_c \cdot C_1 \cdot \left( 1 - \frac{1}{a} \right) = -C_1 R_c \cdot \frac{(1-a)}{a}$$

Soit :  $\Delta R_c = \sigma_h \cdot \frac{(1+\nu_s)}{E_s} \cdot R_c \cdot \frac{(1-2 \cdot \nu_s) \cdot (1-a)}{(1-2 \cdot \nu_s)}$  (71)

Multiplions le numérateur et de dénominateur de l'expression (71) par (1- $\nu_s$ ), on obtient après développement :

$$\Delta R_c = \sigma_h \cdot R_c \cdot \frac{1}{\frac{(1-\nu_s) \cdot E_s}{(1+\nu_s) \cdot (1-2 \cdot \nu_s)}} \cdot \frac{(1-\nu_s) \cdot (1-a)}{(1-2 \cdot \nu_s) + a} \quad (72)$$

On pose :  $f(\nu_s, a) = \frac{(1-\nu_s) \cdot (1-a)}{(1-2 \cdot \nu_s) + a}$

Coefficient sans dimension, et sachant que la quantité  $\frac{(1-\nu_s) \cdot E_s}{(1+\nu_s) \cdot (1-2 \cdot \nu_s)}$

Représente le module oedometrique du sol ( $E_{oed\ s}$ ), il en résulte que :

$$\boxed{\Delta R_c = \sigma_h \cdot R_c \cdot \frac{f(v_s, a)}{E_{oeds}}} \quad (73)$$

L'hypothèse se rapportant à la déformation de la colonne ballastée à volume constant, se traduit par une dilatation volumique ( $\varepsilon_v$ ) nulle :

$$\varepsilon_v = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 = 0, \quad \varepsilon_1 = \varepsilon_2 = \frac{\Delta R_c}{R_c} \text{ (Par symétrie)} \quad \text{d'où} \quad S_c = 2 \cdot L_c \cdot \frac{\Delta R_c}{R_c}$$

$$\text{Et : } \varepsilon_3 = \frac{S_c}{L}$$

Priebe fait l'hypothèse d'un état hydrostatique du sol à l'interface avec le ballast, attribué aux conditions d'exécution. Donc l'accroissement de la contrainte horizontale dû à  $\sigma_s$  est donné par :

$$\Delta \sigma_s = k_w \cdot \sigma_s = \sigma_s \quad (k_w = 1); \quad (74)$$

L'accroissement de la contrainte horizontale dû à  $\sigma_c$  est donné par :  $\Delta \sigma_{ch} = K_{ac} \cdot \sigma_c$ ,

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

$$\text{La contrainte latérale } h \sigma \text{ est donnée par : } \sigma_h = K_{ac} \cdot \sigma_c - \sigma_s$$

On obtient d'après les équations :

$$S_c = 2 \cdot L_c \cdot (K_{ac} \cdot \sigma_c - \sigma_s) \cdot \frac{f(v_s, a)}{E_{oeds}} \quad (75)$$

Le tassement de la couronne de sol de hauteur  $L_c$ , de module oedometrique  $E_{oed\ s}$  et soumise à une contrainte  $\sigma_s$  s'écrit :

$$S_s = \sigma_s \cdot \frac{L_c}{E_{oeds}} \quad (76)$$

En écrivant l'égalité des tassements de la colonne ballastée et du sol (hypothèse (a)) :

( $S_c = S_s$ ), on obtient :

$$\sigma_s = 2 \cdot (K_{ac} \sigma_c - \sigma_s) \cdot f(v_s, a) \quad (77)$$

D'où le rapport de concentration des contraintes sur la colonne ballastée ( $n$ ) :

$$n = \frac{\sigma_c}{\sigma_s} = \frac{0,5 + f(v_s, a)}{K_{ac} \cdot f(v_s, a)} \quad (78)$$

Remplaçons l'expression de (n), on obtient le facteur de réduction du tassement  $\beta$  qui caractérise l'efficacité du traitement :

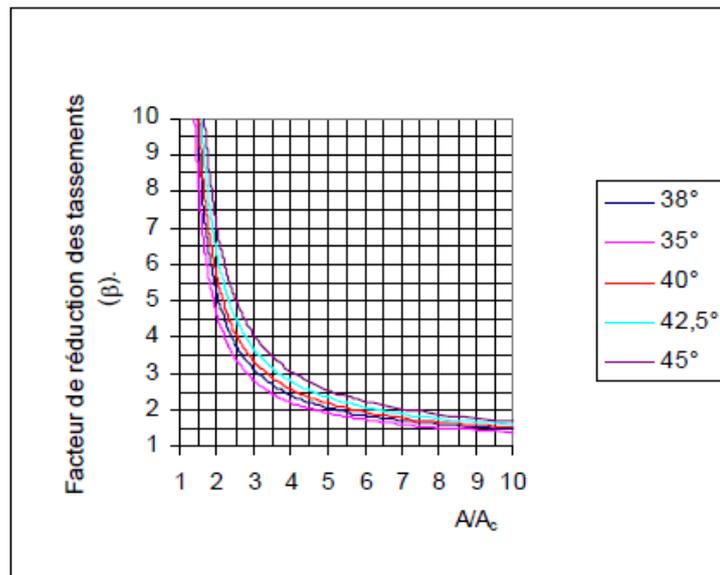
$$\beta = 1 + a \cdot \left[ \frac{0,5 + f(v_s, a)}{K_{ac} \cdot f(v_s, a)} - 1 \right] \quad (79)$$

Pour :  $v_s = 1/3$ , on retrouve l'expression simplifiée de ( $\beta$ ) :

$$\beta = 1 + a \cdot \left[ \frac{5 - a}{4 \cdot K_{ac} \cdot (1 - a)} - 1 \right] \quad (80)$$

Connaissant l'angle de frottement ( $\varphi'$ ) du matériau de substitution (ballast) et la valeur de  $\beta$ , cette équation de second degré de ( $a$ ) est résolvable analytiquement pour déterminer la maille de référence.

Cette équation est développée par Priebe sous forme d'un abaque de dimensionnement pour différents angles de frottement du Ballast ( $\varphi_c$ ), représenté sur la figure 1.47.



**Figure 1.47.** Abaque de dimensionnement de Priebe pour un coefficient de poisson ( $v_s = 1/3$ )

#### IV.4. Calcul de tassement après traitement par colonnes ballastées

D'après la recherche bibliographique dans la littérature spécialisée sur les méthodes de dimensionnement des colonnes ballastées, la méthode de Priebe s'avère la plus élaborée et la plus complète, toutefois, son inconvénient réside dans le nombre important de paramètres à calculer.

Cette méthode introduit la notion d'amélioration globale des caractéristiques mécaniques du milieu traité et des corrections inhérentes à la compressibilité relative (sol-colonne) et à l'effet de la profondeur.

Une fois, le coefficient de substitution de sol ( $\alpha$ ) déterminé et le maillage des colonnes ballastées arrêtés, le calcul de prédiction de tassement du milieu traité est l'étape principale pour la validation du projet de renforcement par colonnes ballastées. Le tassement après traitement doit être compatible avec les tolérances de l'ouvrage, si pour le maillage calculé, ce critère n'est pas vérifié, on examinera un second dimensionnement dans lequel l'entraxe des colonnes diminuera par rapport au précédent.

L'auteur introduit dans son approche de dimensionnement trois critères principaux :

- prise en compte de l'amélioration globale du sol après traitement,
- prise en compte de la compressibilité de la colonne (déformation à volume constant),
- effet de la profondeur.

#### **IV.4.1. Cas de traitement par colonnes ballastées sous fondations de grandes dimensions**

En considérant que les couches traversées par les colonnes ballastées sont homogènes, elles sont caractérisées par les modules de déformations du sol ( $E_{si}$ ), le tassement du sol après le traitement est donné par :

$$S = \sum_i^n \left( \frac{\sigma_{0i}(z) \cdot L_{ci}}{n_{2i} \cdot E_{si}} \right) \quad (81)$$

- $\sigma_{0i}$  est la contrainte apportée par la fondation ( $q_{esl}$ ) à la profondeur de calcul,
- $L_{ci}$  la longueur de la colonne traversant la couche (i),
- $n_2$  est le facteur d'amélioration qui tient compte de la compressibilité de la colonne et l'influence de la profondeur.

##### **a- Prise en compte de la compressibilité de la colonne**

La compressibilité de la colonne se traduit, d'après l'auteur par un accroissement de la section de la colonne, en fonction de la rigidité relative colonne /sol ( $E_c / E_i$ ). Cet accroissement est donné par l'équation suivante ( $\alpha$  est le facteur de substitution déduit à partir de  $\beta$ ) :

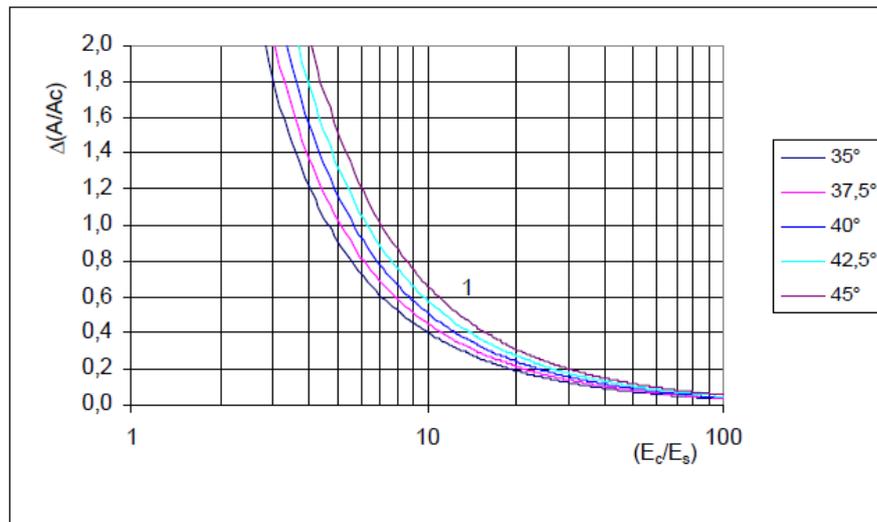
$$\bar{a} = a + \Delta a = \frac{1}{\frac{1}{a} + \Delta\left(\frac{1}{a}\right)}, \text{ tel que : } \Delta\left(\frac{1}{a}\right) = \Delta\left(\frac{A}{A_c}\right) = \left[\frac{A_c}{A}\right]_1 - 1 \quad (82)$$

Le paramètre  $\Delta(A_c/A)$  dépend directement du rapport des modules ( $E_c/E_s$ ) selon l'abaque de la Figure I.48 et  $\Delta(A_c/A)_1$  est donné par l'expression suivante en fonction de ( $E_c/E_s$ ) et  $K_{ac}$

$$\text{Soit : } \left[\frac{A_c}{A}\right]_1 = -\frac{4 \cdot K_{ac} \cdot \left(\frac{E_s}{E_c} - 2\right) + 5}{2 \cdot (4 \cdot K_{ac} - 1)} \pm \frac{1}{2} \cdot \sqrt{\left[\frac{4 \cdot K_{ac} \cdot \left(\frac{E_s}{E_c} - 2\right) + 5}{4 \cdot K_{ac} - 1}\right]^2 + \frac{16 \cdot K_{ac} \cdot \left(\frac{E_c}{E_s} - 1\right)}{4 \cdot K_{ac} - 1}} \quad (83)$$

Le nouveau rapport des sections ( $a = a + \Delta a$ ) est injecté dans la formule (79) ou bien dans l'abaque de la figure I.48 afin de déterminer le facteur d'amélioration  $n_1$  qui tient compte de la compressibilité des colonnes ballastées, soit :

$$n_1 = 1 + \bar{a} \cdot \left[ \frac{0,5 + f(\nu_s, \bar{a})}{K_{ac} \cdot f(\nu_s, \bar{a})} - 1 \right] \quad (84)$$



**Figure I.48.** Abaque de prise en compte de la compressibilité de la colonne ballastée. [9]

### b- Prise en compte de l'influence de la profondeur

La prise en compte de l'influence de la profondeur se traduit par l'introduction d'un facteur de profondeur ( $f_d$ ) qui prend en compte l'influence de l'augmentation de la contrainte horizontale du sol ( $\sigma_h$ ) avec la profondeur sur les contraintes dans la colonne. Ce facteur tient compte des faibles déformations de la colonne avec la profondeur et du principe de l'état hydrostatique du sol autour de la colonne ballastée ( $k=1$ ). Le facteur de profondeur est donné par l'expression suivante :

$$f_d = \frac{1}{1 + \frac{K_{0c} - 1}{K_{0c}} \cdot \sum_i \frac{\gamma_i \cdot d_{ci}}{\sigma_c}} \quad (85)$$

$K_{0c} = 1 - \sin \varphi_c$  : coefficient de poussée du ballast au repos,

$$\sigma_c = \frac{\sigma_0(z)}{\bar{a} + \frac{1 - \bar{a}}{\frac{\sigma_c}{\sigma_s}}} \quad \frac{\sigma_c}{\sigma_s} = \bar{n} = \frac{0,5 + f(\vartheta_s, \bar{a})}{K_{ac} \cdot f(\nu_s, \bar{a})} \quad (86)$$

Pour tous calculs faits, on aboutit à l'expression suivante de  $f_d$  :

$$f_d = \frac{1}{1 - y \cdot \left[ \sum_i^n \frac{\sigma_{si}(z)}{\sigma_{0i}(z)} \right]} \quad (87)$$

(y) est le facteur d'influence qui est donné par l'expression (88) et par l'abaque de la figure I.49, en fonction du rapport ( $A_c/A$ ) majoré de l'accroissement  $\Delta(A_c/A)$

$$y(\bar{a}) = \frac{\sin \varphi_c}{1 - \sin \varphi_c} \cdot \left[ \bar{a} + \frac{(1 - \bar{a}) \cdot K_{ac} \cdot f(\vartheta_s, \bar{a})}{0,5 + f(\vartheta_s, \bar{a})} \right], Y_{38^\circ}(\bar{a}) = 1,602 \cdot \left[ \bar{a} + \frac{0,238 \cdot (1 - \bar{a}) \cdot f(\vartheta_s, \bar{a})}{0,5 + f(\vartheta_s, \bar{a})} \right] \quad (88)$$

La fonction y est donnée sous forme d'abaque en fonction de  $\left( \frac{\Delta A}{A_c} = \frac{1}{\bar{a}} \right)$  figure I.49. Le nouveau rapport d'amélioration est donné par l'expression suivante :

$$n_2 = n_1 \cdot f_d$$

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

$$1 \leq f_d \leq \frac{E_{oedc}}{E_{oeds}} \cdot \frac{\sigma_s}{\sigma_c} \quad (89)$$

Avec ( $f_d = 1$ ) lorsque la fondation est rigide.

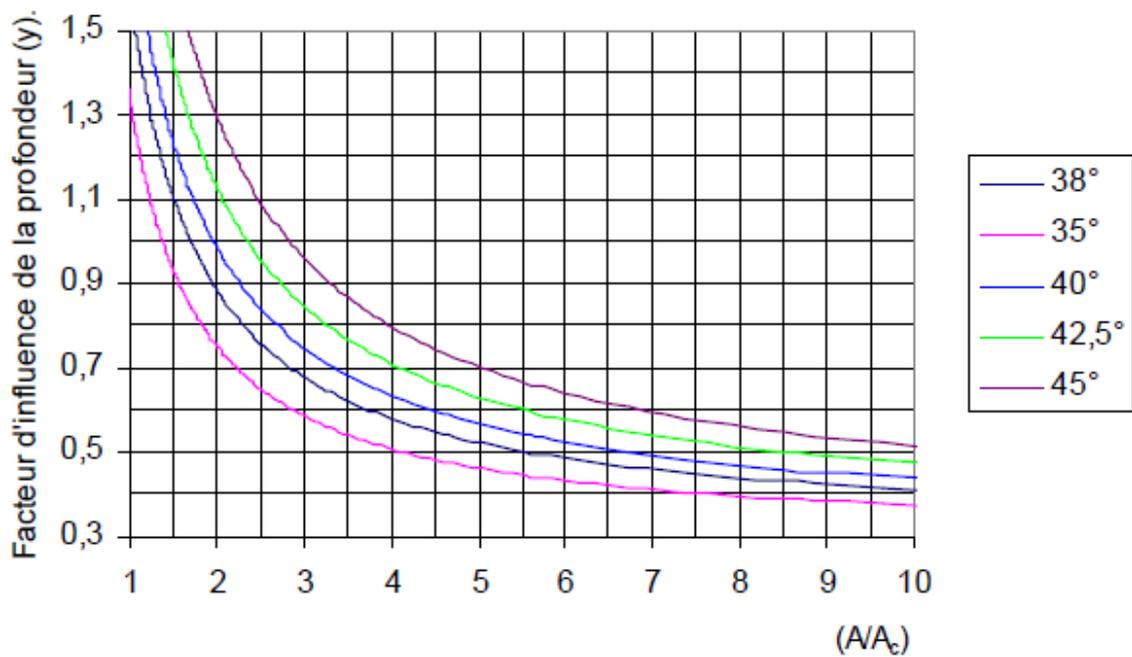


Figure I.49. Abaque du facteur de l'influence de la profondeur[9]

#### IV.4.2. Cas des semelles isolées et filantes

Concernant ce type de fondation, les rares méthodes existantes pour la justification de tassements des colonnes ballastées sont empiriques et généralement basées sur l'aspect expérimental. Toutefois, seul Priebe (1995) a élaboré des abaques de dimensionnement en appliquant au tassement ( $S_{\infty}$ ) donné par la formule (36) une correction qui tient compte de la densité de traitement exprimé en nombre de colonnes ou de rangées de colonnes, respectivement sous les semelles isolées de forme ( $a/b \leq 2$ ) et filantes ( $a/b \geq 4$ ).

Des abaques de dimensionnement sont proposés à cet effet par l'auteur (figures 4.8 et 4.9) pour évaluer le rapport de réduction du tassement ( $S/S_{\infty}$ ) en fonction du rapport de la profondeur au diamètre de la colonne ( $d/D_c$ ) et le nombre de colonnes ballastées. Le tassement ( $S_{\infty}$ ) est exprimé par la formule suivante :

$$S_{\infty} = \frac{\sigma_0 \cdot L_c}{n_2 \cdot E_s} \quad (90)$$

- $\sigma_0$  est la contrainte apportée par la fondation à l'ELS,
- $L_c$  désigne la longueur de la colonne (profondeur de traitement),
- $n_2$  est le facteur d'amélioration donné par l'équation ci-dessus.

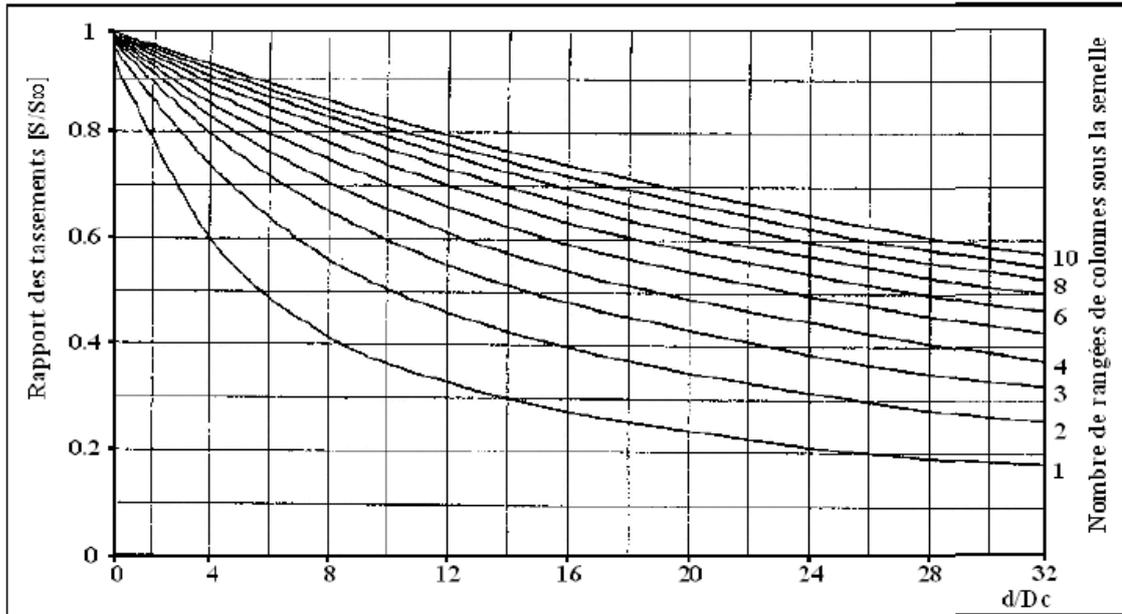


Figure I.50. Abaque de dimensionnement des semelles filantes [Dhouib et Blondeau, 2005] [9].

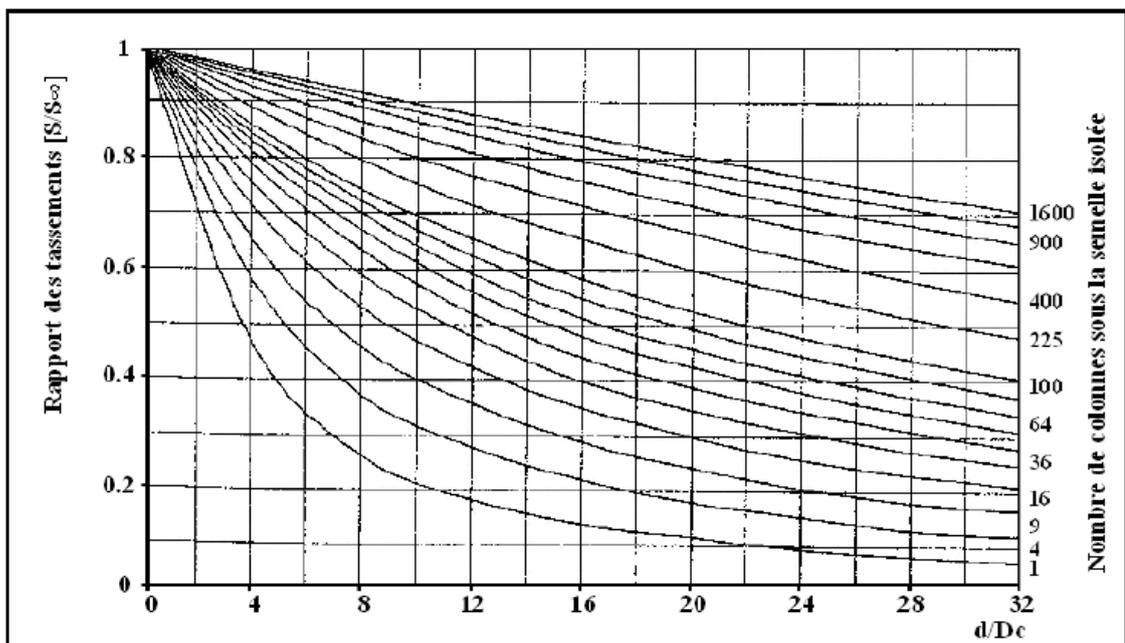


Figure I.51. Abaque de dimensionnement des semelles isolées [Dhouib et Blondeau, 2005] [9].

#### IV.5. Méthode d'homogénéisation du milieu traité

La méthode consiste à assimiler le sol traité par colonnes ballastées à un milieu homogénéisé équivalent dont les caractéristiques mécaniques ( $C_e$ ,  $\phi_e$ ) sont déterminées par l'application d'un facteur d'homogénéisation  $m$  donné par la relation ci-dessous.

Poids volumique équivalent ( $\gamma_e$ ) :

$$\gamma_e = a \cdot \gamma_c \cdot (1 - a) \cdot \gamma_s \quad (91)$$

$$\bar{m} = \frac{(n_1 - 1) + \bar{a}}{n_1} \quad (92)$$

$$C_e = (1 - \bar{a})C_u \quad (93)$$

$$\tan \varphi_e = \bar{m} \cdot \tan \varphi_c \Rightarrow \varphi_e = \arctan(\bar{m} \cdot \tan \varphi_c). \quad (94)$$

#### IV.6. Méthode d'homogénéisation simplifiée

Le calcul de tassement par cette méthode se base sur l'approche d'un module de déformation équivalent ( $E_e$ ) du milieu traité par colonnes ballastées donné par l'équation ci-dessous.

La prévision de tassement par cette méthode s'applique bien dans le cas des charges réparties de grandes dimensions [Dhouib et Blondeau, 2005]. Le tassement après traitement ( $S_f$ ) sous une contrainte  $\sigma_0$  transmise par l'ouvrage est donné par la relation ci-dessous:

$$E_e = a \cdot E_c + (1 - a) \cdot E_s \quad (95)$$

$$S_f = \frac{\sigma_0 \cdot L_c}{F} \quad (96)$$

#### IV.7. Méthode de Baumann et Bauer (1974)

Les déformations latérales des colonnes ballastées sous l'effet des charges transmises par l'ouvrage engendrent un accroissement de rayon ( $\Delta R_c$ ) exprimé par les auteurs comme suit :

$$\Delta R_c = \frac{\sigma_h}{E_s} \cdot R_c \cdot \ln \frac{1}{a} \quad (97)$$

Et le tassement de la colonne est donné par :

$$S_c = 2 \cdot \sigma_c \cdot \frac{\bar{R}_c}{E_s} \cdot \frac{(1 - \sin \varphi_c)}{(1 + \sin \varphi_c)} \cdot \ln \frac{1}{a} \quad (98)$$

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

#### IV.8. Justification des colonnes ballastées en termes de contraintes

Par analogie avec l'essai triaxial, la contrainte de rupture ( $q_r$ ) de la colonne ballastée est donnée par document technique unifié (DTU 13.2) par la formule suivante :

$$q_r = \sigma_h \cdot \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_c'}{2} \right) \quad (99)$$

$\sigma_h$  est l'étreinte latérale du sol, elle est déterminée à partir des essais de laboratoire ou des essais in situ tels que le pressiomètre, le pénétromètre statique ou le scissomètre. Dans le cas des essais in situ au pressiomètre, l'étreinte latérale  $\sigma_h$  peut être assimilée, par analogie avec la sonde pressiométrique à la valeur de la pression limite nette équivalente ( $P_{le}$ ) mesurée sur la hauteur de la colonne dans le cas d'un sol plus ou moins homogène ou bien sur la hauteur de moindre résistance (zone d'expansion possible) (Hughes et Withers, 1974).

Les prescriptions techniques du DTU 13-2, comme étant le seul document réglementaire régissant le dimensionnement des colonnes ballastées, préconisent un coefficient de sécurité minimal de 2 sur la contrainte de ruptures ( $q_r$ ) sans dépasser (0,80 MPa) et les tassements sous les contraintes calculées doivent rester compatibles avec les tolérances imposées par l'ouvrage ou une partie de sa structure. La contrainte admissible en tête de colonne à l'ELS est donnée par l'expression suivante

$$q_{cELS} = \min\left(\frac{q_r}{2}, 0,8MPa\right) \quad (100)$$

#### IV.8.1. Justification de non-poinçonnement d'une colonne ballastée flottante

Le problème consiste à déterminer la longueur minimale d'une colonne ballastée pour éviter son poinçonnement sous l'effet d'une contrainte en tête ( $\sigma_c, 0$ ). 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. Les auteurs ont fait l'hypothèse que la résistance au cisaillement, mobilisée sur la périphérie de la colonne, est égale à la résistance non drainée ( $c_u$ ) du sol supposée constante sur toute l'épaisseur de la couche compressible. La contrainte verticale régnant à la profondeur  $z$  à l'intérieur de la colonne en tenant compte du poids du ballast est donnée par :

$$\sigma_c(z) = \sigma_{c,0} + \left(\gamma_c - 2 \cdot \frac{c_u}{R_c}\right) \cdot z \quad (101)$$

La longueur minimale de la colonne est déterminée en considérant que la contrainte correspondante  $\sigma_c(L_{min})$  est égale à l'effort de pointe mobilisable par la couche d'argile, soit l'équivalent de  $(9 \cdot c_u)$ , valeur généralement admise dans le dimensionnement des pieux traditionnels travaillant en pointe.

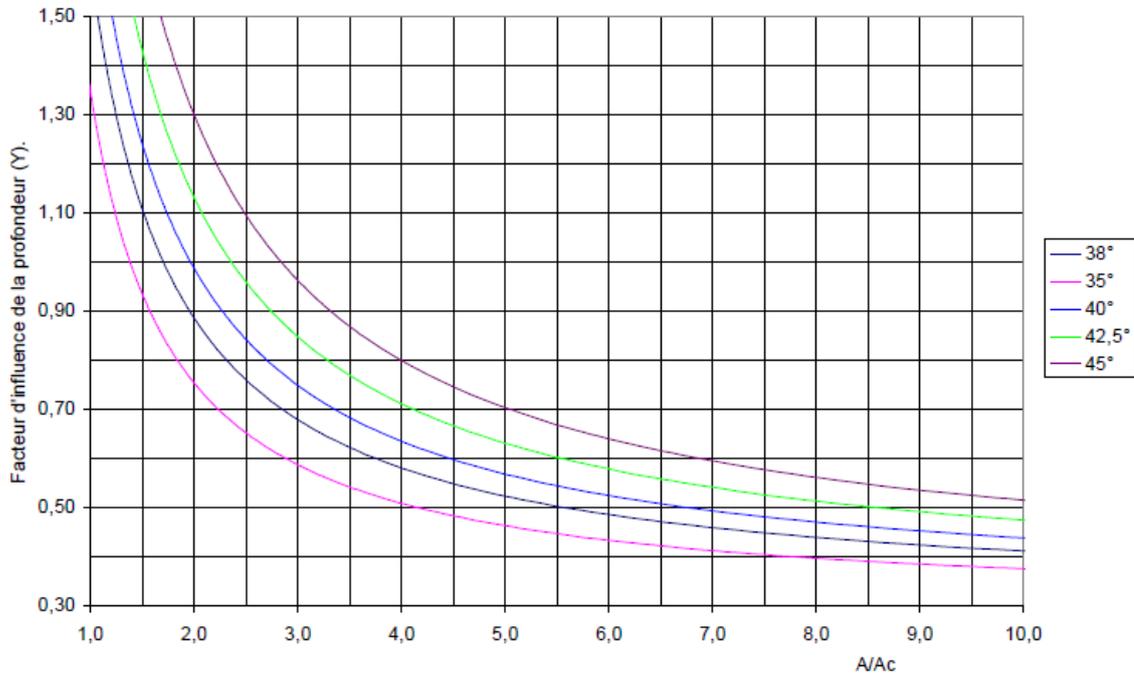
Si l'on néglige le poids propre du ballast,  $L_{min}$  est donné par la relation :

$$L_{min} = \frac{1}{2} \cdot R_c \cdot \left(\frac{\sigma_{c,0}}{c_u} - 9\right) \quad (102)$$

Partant de la même hypothèse précédente, les auteurs ont déterminé une longueur maximale de traitement ( $L_{max}$ ) caractérisée par  $\sigma_{c,L_{min}}$ , au-delà de laquelle le traitement est

inutile. En annulant l'équation (41) avec ( $z = L_{\max}$ ) et en négligeant le poids propre du ballast,  $L_{\max}$  est donné par la relation suivante :

$$L_{\max} = \frac{1}{2} \cdot R_c \cdot \frac{\sigma_{c,0}}{c_u} \quad (103)$$



**Figure I.52.** Facteur d'influence de la profondeur de traitement ( $\gamma$ ) [9].

#### IV.9. Conclusion

Le choix d'un modèle de comportement et l'introduction des paramètres de calcul d'une étude géotechnique ne peuvent se faire sans une bonne connaissance :

- De la nature et des caractéristiques du sol traité et sous-jacent : coupes de sondages, résultats des essais mécaniques en laboratoire ou en place...
- De la nature, des caractéristiques et des méthodes d'exécution de la fondation proprement dite,
  - Des sollicitations de service ou exceptionnelles,
  - De la nature et du comportement de la structure à fonder.

Les contraintes rencontrées dans la simulation numérique par la méthode des éléments finis dans la géotechnique résident dans l'hétérogénéité du milieu et la difficulté de déterminer les paramètres de comportement représentatifs ainsi que la difficulté de la prise en compte des conditions hydrogéologiques du site (influence des fluctuations de nappes, conditions de drainage et les écoulements).

## V. LES PIEUX

Un pieu est une fondation élancée qui reporte les charges de la structure sur des couches de terrain de caractéristiques mécaniques suffisantes pour éviter la rupture du sol et limiter les déplacements à des valeurs très faibles. Le mot pieu désigne aussi bien les pieux, les puits et les barrettes.

On désigne par pieu, une fondation profonde réalisée mécaniquement et par puits une fondation profonde creusée à la main sous la protection d'un blindage. Une barrette est un pieu foré de section allongée ou composite (en T ou en croix par exemple)

Les trois parties principales d'un pieu sont la tête, la pointe, et le fût compris entre la tête et la pointe. La longueur d'ancrage  $h$  est la longueur de pénétration du pieu dans les couches de terrain résistantes [24].

D'un point de vue mécanique on distingue la longueur  $D$  du pieu de la hauteur d'encastrement mécanique  $D_e$  (voire Figure 1.53).

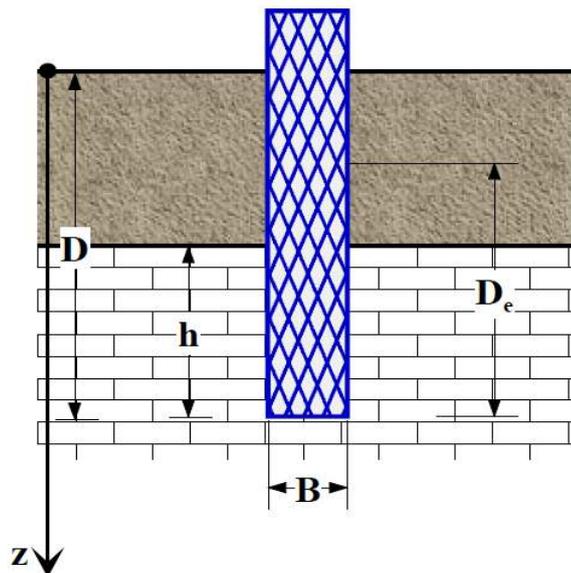


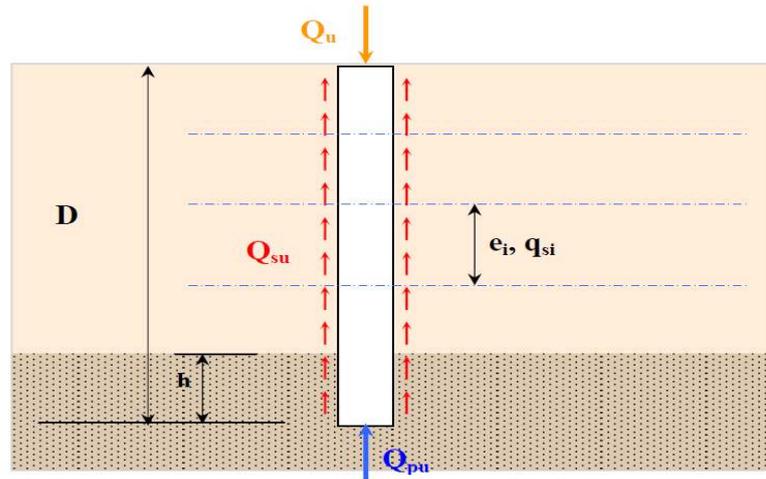
Figure 1.53. Emplacement d'un pieu [24]

### V.1. Aspect mécanique et principe de fonctionnement

#### V.1.1. Cas d'un pieu isolé

Un pieu transmet les charges verticales (charges permanentes comme le poids des éléments porteurs et non porteurs, les charges d'exploitation, la neige...) et horizontales (par exemple les poussées des terres ou de l'eau ou l'action du vent sur la structure) de la structure au sol de trois façons différentes :

- soit par sa pointe à la couche d'assise (effort de pointe noté  $Q_{pu}$ )
- soit par sa surface latérale aux différentes couches rencontrées (effort de frottement latéral noté  $Q_{su}$ )
- soit par les deux, comme dans la plupart des cas ( $Q_{pu} + Q_{su}$ )



*Figure 1.54 . Mode de travail d'un pieu.*

L'effort de pointe est proportionnel à :

- la section de la base du pieu.
- la résistance du substratum.

L'effort de frottement latérale est proportionnel à :

- La surface de contact entre le pieu et le sol.
- Le coefficient de frottement sol-pieu (rugosité du pieu, pression latérale, coefficient de frottement interne du sol).

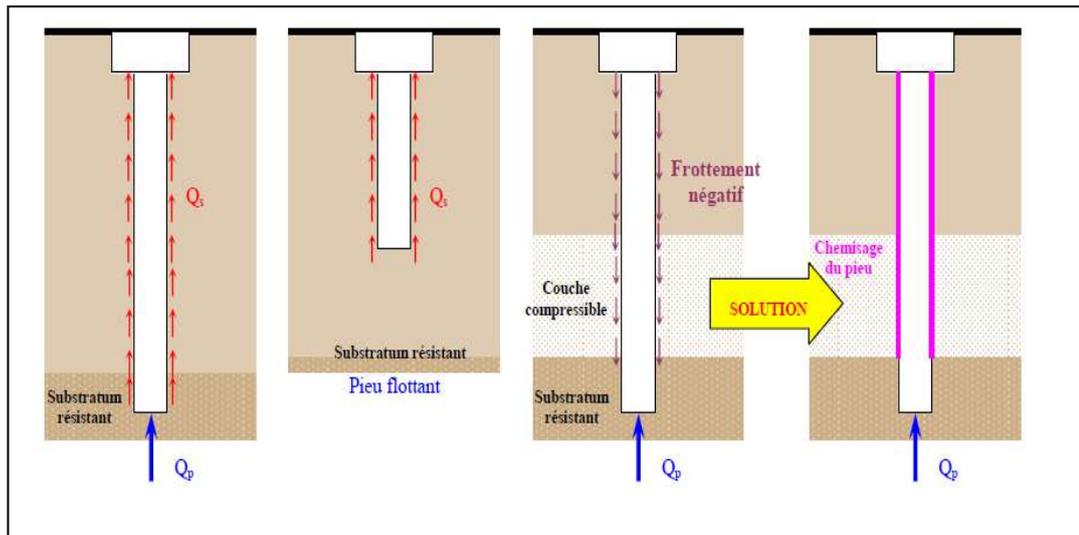
Il n'y a pas de frottement latéral quand le pieu traverse une carrière et peu de frottement latéral lorsque le pieu traverse une couche de sol trop meuble qui ne se tient pas.

Il n'y a pas d'effet de pointe quand il n'y a pas de couche d'assise suffisamment résistante à une profondeur raisonnable. Les pieux sont alors dits flottants.

Sous charges uniquement verticales, les pieux travaillent en compression simple. Mais leur hauteur est beaucoup plus importante que leur section. Ainsi, un petit excentrement de la charge en tête de pieu ou tout simplement une charge horizontale appliquée sur la structure crée un moment en tête de pieu. Le pieu est alors soumis à de la flexion composée, c'est-à-dire qu'il aura tendance à fléchir et ne sera donc pas uniquement soumis à de la compression, mais dans certaines parties, à de la traction. Il faudra donc le plus souvent armer les pieux.

Si le pieu tendance à s'enfoncer dans un sol stable, le frottement sol-pieu génère un effort vertical ascendant (frottement positif) [24].

Si au contraire le pieu étant immobile, le sol à tendance à tasser, le frottement sol-pieu est négatif. Cela à pour conséquence de surcharger le pieu. Pour remédier à ce problème (couches compressibles, remblais récents non stabilisés), on chemisera le pieu par un tubage afin de diminuer l'effet du frottement négatif (voir figure1.55).



**Figure1.55.** frottement négatif

Attention, si le pieu travaille à l'arrachement ( $Q_p = 0$ ). Il est admis que le frottement latéral mobilisable est identique selon que le pieu travaille en compression ou en traction.

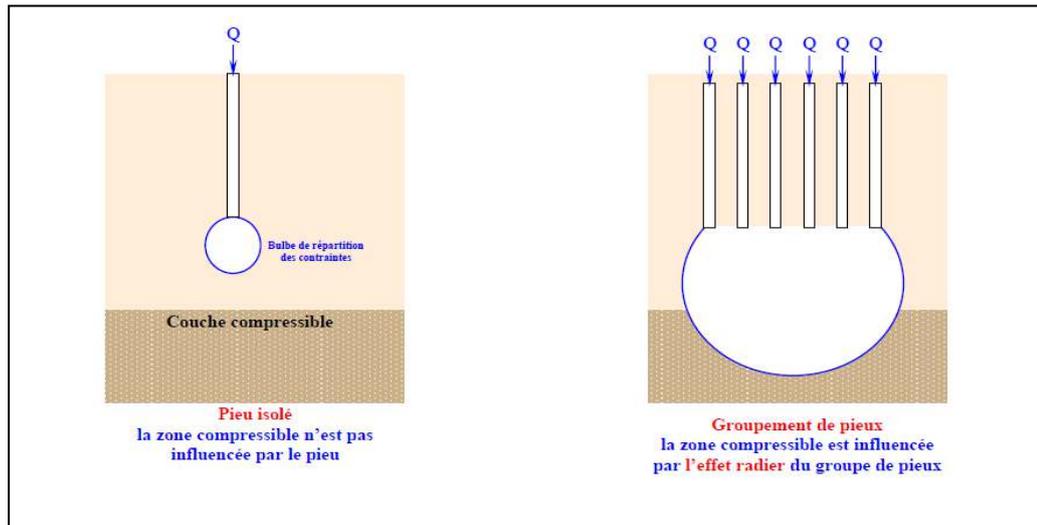
### V.1.2. Cas de groupes de pieux

D'une part, lorsque les pieux sont suffisamment rapprochés, il ne suffit pas de vérifier la résistance d'un pieu isolé. En effet, il arrive que la charge limite d'un groupe de pieu  $Q_{lg}$  soit inférieur à la somme des charges limites de chaque pieu isolé  $Q_{li}$ .

Le coefficient d'efficacité du groupe de pieu se définit comme suit :

$$C_e = \frac{Q_{lg}}{\sum Q_{li}} \quad (104)$$

D'autre part, la diffusion des contraintes en profondeur sous un groupe de pieux est différente de celle sous un pieu isolé. Il se produit un effet radier.



*Figure 1.56. diffusion des contraintes en profondeur*

Cela a pour conséquence de transmettre les contraintes en profondeur bien au-delà de celles générées par un pieu isolé.

## V.2. Classification des pieux

Traditionnellement, on classe les pieux soit :

- ✓ suivant la nature du matériau constitutif : bois, métal, béton;
- ✓ suivant le mode d'introduction dans le sol :
  - pieux battus, façonnés à l'avance mis en place, le plus souvent par battage
  - pieux forés, exécutés en place par bétonnage dans un forage, à l'abri ou non d'un tube métallique.

Pour l'évaluation de la force portante, notamment, il est plus important de considérer le type des sollicitations imposé au sol par la mise en place des pieux. C'est ainsi que Léon distingue :

- les pieux dont la mise en place provoque un refoulement du sol,
- les pieux dont l'exécution se fait après extraction du sol du forage et qui, de ce fait, ne provoquent pas de refoulement du sol.

### V.2.1. Pieux refoulant le sol à la mise en place

Les principaux types de pieux actuels dans ce groupe sont les suivants [24]:

- **pieu battu préfabriqué:** Ces pieux, préfabriqués en béton armé ou précontraint, sont fichés dans le sol par battage ou vibrofonçage.

- **pieu en métal battu** : Ces pieux, entièrement métalliques, constitués d'acier E 24-2 ou similaire avec addition éventuelle de cuivre (0,2 à 0,5%), sont fichés dans le sol par battage. Leurs sections sont :
  - en forme de H
  - en forme d'anneau (tube)
  - de formes quelconques, obtenues par soudage de palplanches (pal pieux)

Ils ne sont classés dans ce groupe que si leur base est obturée. Sinon, ils font partie des pieux particuliers.

- **Pieu en béton foncé** : Ces pieux sont constitués d'éléments cylindriques en béton armé, préfabriqué ou coffrés à l'avancement, de 0,50 à 2,50 m de longueur et de 30 à 60 cm de diamètre. Les éléments sont foncés dans le sol à l'aide d'un vérin qui prend appui sous un massif de réaction.
- **Pieux en métal foncés** : Ces pieux, entièrement métalliques, sont constitués d'acier E24-2 ou similaires avec addition éventuelle de cuivre (0,2 à 0,5%), ils sont foncés dans le sol à l'aide d'un vérin qui prend appui sous un massif de réaction.
- **Pieu battu pilonné** : Un tub, muni à sa base d'une pointe métallique ou en béton armé, est enfoncé par battage sur bouchon. En phase finale, le béton ferme est introduit dans le tube par petites quantités, successivement pilonnées à l'aide d'un mouton de battage au fur et à mesure de l'extraction du tube. Suivant les cas, les pieux peuvent être armés.
- **Pieu battu moulé** : Un tub, muni à sa base d'une pointe métallique ou en béton armé, ou d'une plaque métallique raidie ou d'un bouchon, est enfoncé par battage sur un casque placé en tête du tube ou par battage sur le bouchon de béton. Le tube est ensuite rempli totalement de béton d'ouvrabilité moyenne, avant son extraction. Le cas échéant, ces pieux peuvent être armés.
- **Pieu battu enrobé** : Ce pieu à âme métallique (acier E24-2 ou similaire) est constitué :
  - De tubes d'acier de 150 à 500 mm de diamètre extérieur ;
  - De profilés H ;
  - De caissons formés de profils ou de palplanches à 2, 3 ou 4 éléments.

La pointe du pieu comporte un sabot débordant qui assure un enrobage du métal du fût du pieu de 4 cm au minimum. Au fur et à mesure du battage, un mortier est envoyé par un ou plusieurs tubes débouchant au voisinage du sabot afin de constituer l'enrobage en remplissant le vide annulaire laissé par le débord de celui-ci.

- **Pieu tubulaire précontraint** : Ce pieu est constitué d'éléments tubulaires en béton légèrement armé, assemblés par précontrainte, antérieurement au tubage. Les éléments sont généralement 1,5 à 3 m de longueur et 0,70 à 0,90 m de diamètre intérieure. Leur épaisseur est voisine de 0,15 m. des passages longitudinaux de 2 à 4 cm de diamètre

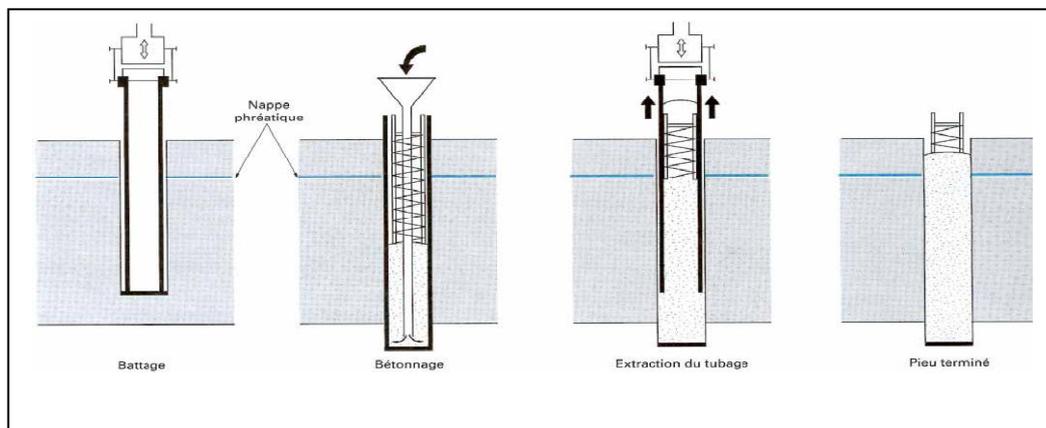
sont ménagés pour permettre l'enfilage des câbles de précontrainte. La mise en œuvre est normalement faite par battage avec base ouverte. Le lançage et le havage (benne, émulseur) peuvent être utilisés pour la traverse des terrains supérieurs. Ils sont interdits sur la hauteur de la fiche.

- **Pieu vissé moulé :** Ce procédé, qui ne s'applique pas aux sols sableux sans cohésion situés sous la nappe en raison des éboulements importants qu'il risquerait de provoquer, consiste à faire pénétrer dans le sol, par rotation et fonçage, un outil en forme de double vis surmonté d'une colonne cannelée. Cet outil est percé dans l'axe de la colonne cannelée et muni d'un bouchon. Au sommet de la colonne est disposé un récipient rempli de béton. L'extraction de l'outil est obtenue en tournant dans le sens inverse de celui de la pénétration. Le béton prend en continu, sous l'effet de la gravité, la place laissée par l'outil.

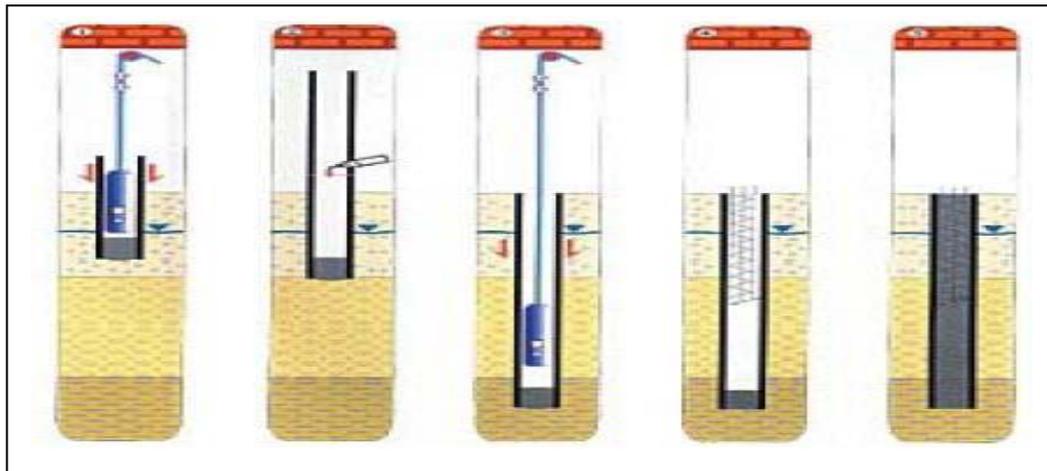
### V.2.1.1. Avantages et inconvénients

En général les pieux refoulant le sol à la mise en place et particulièrement les pieux battus, présentent certains avantages qui sont principalement dus à, la simplicité et la rapidité de mise en œuvre, la possibilité d'inclinaison jusqu'à 30 voire 45°, la vérification de la capacité portante à l'exécution ...etc.

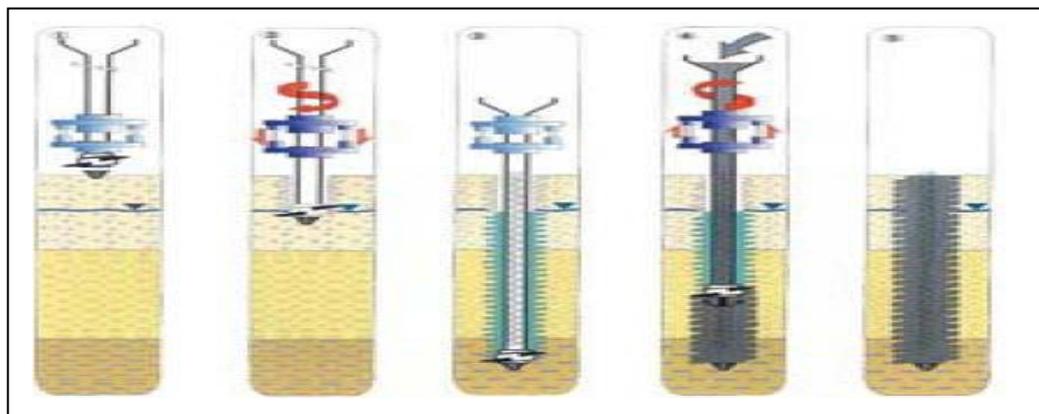
Mais ces types de pieux sont aussi sujets à certains inconvénients tels que: l'endommagement de la tête du pieu lors du battage, la déviation, le remaniement du sol, la vibration, la difficulté de manutention étant donné que la hauteur de la sonnette est limitée, l'interférence entre les pieux due au battage...etc.



*Figure 1.57. procédé d'installation des pieux battus moulés*



**Figure 1.58.** Procédé d'installation des pieux pilonnés



**Figure 1.59.** Procédé d'installation des pieux vissés moulés.

### V.2.2. Pieux ne refoulant pas le sol à la mise en place

Les pieux appartenant à la catégorie d'installation sans refoulement du sol sont divers, mais sont essentiellement [24]:

- **Pieu foré simple** : Il est installé dans le forage réalisé au préalable dans les sols cohérents, sans maintien des parois du forage, avec une tarière ou une benne, etc.
- **Les pieux forés à la boue** : Selon les figures, le procédé consiste à réaliser un forage avec maintien des parois avec la boue.
- **Pieu foré tubé** : Mis en œuvre à partir d'un forage exécuté dans le sol par des moyens mécaniques tels que tarière, benne, etc., sous protection d'un tubage dont la base est toujours située au-dessous du fond de forage. Le tubage peut être enfoncé jusqu'à la profondeur finale par vibration, ou foncé avec louvoisement au fur et à mesure de l'avancement du forage. Le forage est rempli partiellement ou totalement d'un béton de

grande ouvrabilité, puis le tubage est extrait sans que le pied du tubage puisse se trouver à moins de 1 m sous le niveau du béton, sauf au niveau de la cote d'aras (figure 5).

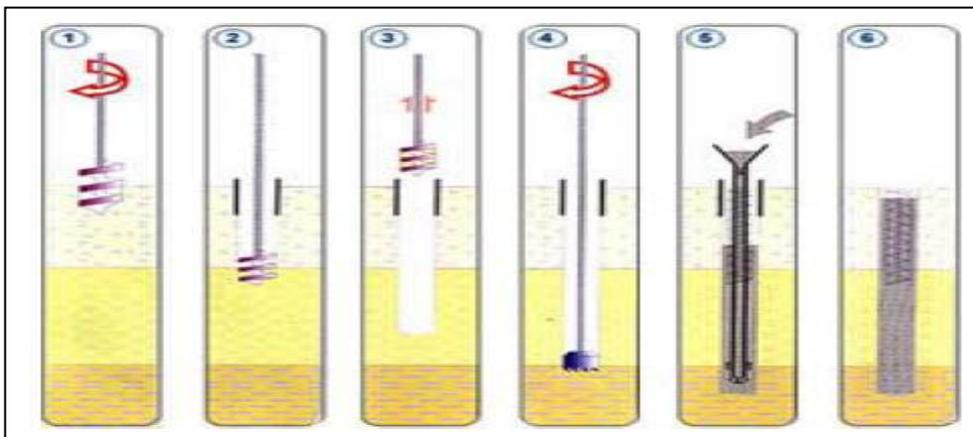
- **Pieu réalisé à la tarière creuse** : Un exemple de ce procédé est celui appelé starsol mis en point par l'entreprise Solétanche, illustré) la figure,
- **Puits** : Il s'agit d'une fondation massive creusée à la main, les parois étant soutenues par blindage. De par son élancement intermédiaire (D\B entre 4 et 10), ce type de fondation fait plutôt partie des fondations semi-profondes,
- **Micro-pieux** : La technique et l'utilisation de micropieux prennent de plus en plus d'importance dans la géotechnique contemporaine, pour les problèmes les plus variés. On distingue, dorénavant, quatre types de micropieux :
  - 1) pieu foré tubé, de diamètre inférieur à 250 mm. Le forage est équipé ou non d'armatures et rempli d'un mortier de ciment au moyen d'un tube plongeur. Le tubage est récupéré en l'obturant en tête et en le mettant sous pression au-dessus du mortier. Ces micropieux ne sont pas utilisés pour les ouvrages de génie civil ;
  - 2) pieu foré, de diamètre inférieur à 250 mm. Le forage est équipé d'une armature et rempli d'un coulis ou de mortier de scellement par gravité ou sous une très faible pression au moyen d'un tube plongeur. Lorsque la nature du sol le permet, le forage peut être remplacé par le lançage, le battage ou le fonçage.
  - 3) Pieu foré, de diamètre inférieur à 250 mm. Le forage est équipé d'armatures et d'un système d'injection qui est un tube à manchettes mis en place dans un coulis de gaine. Si l'armature est un tube métallique, ce tube peut être équipé de manchettes et tenir lieu de système d'injection. L'injection est faite en tête à une pression supérieure ou égale à 1 MPa. Elle est globale et unitaire.  
Lorsque la nature du sol le permet, le forage peut être remplacé par le lançage, le battage ou le fonçage ;
  - 4) pieu foré de diamètre inférieur à 250 mm. Le forage est équipé d'armatures et d'un système d'injection qui est un tube à manchettes mis en place dans un coulis de gaine. Si l'armature est un tube métallique, ce tube peut être équipé de manchettes et tenir lieu de système d'injection. On procède à l'injection à l'obturateur simple ou double d'un coulis ou mortier de scellement à une pression d'injection supérieure ou égale à 1 MPa. L'injection est répétitive et sélective.  
Lorsque la nature du sol le permet, le forage peut être remplacé par le lançage, le battage ou le fonçage.

### V.2.2.1. Avantages et inconvénients

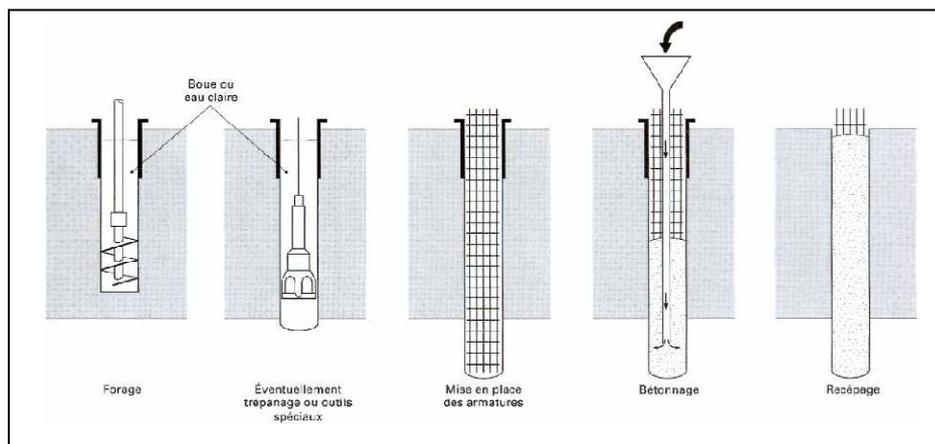
Les avantages des pieux forés résidents sur:

- 1) La reconnaissance sur place des sols par la stratigraphie du terrain, mais aussi au laboratoire grâce à des essais sur des échantillons prélevés sur le terrain;
- 2) la possibilité d'atteindre les grandes profondeurs (30 voire 40m) ;
- 3) l'absence de risque d'ébranlement du sol ou des constructions avoisinantes;
- 4) la possibilité de reprise en sous-œuvre et de renforcement des fondations.

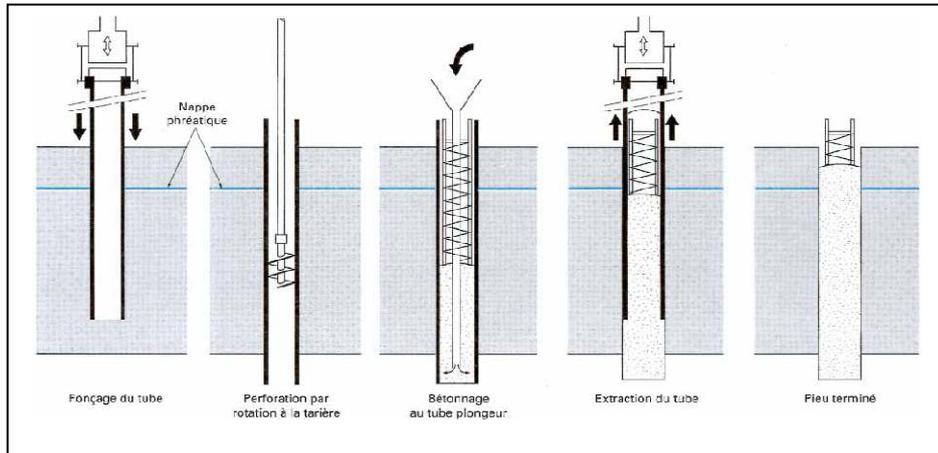
Les pieux forés présentent beaucoup d'avantages, mais ils exigent une exécution minutieuse sans laquelle, on risque le délayage du béton, l'éboulement des parois de la fondation, la striction du pieu... etc.



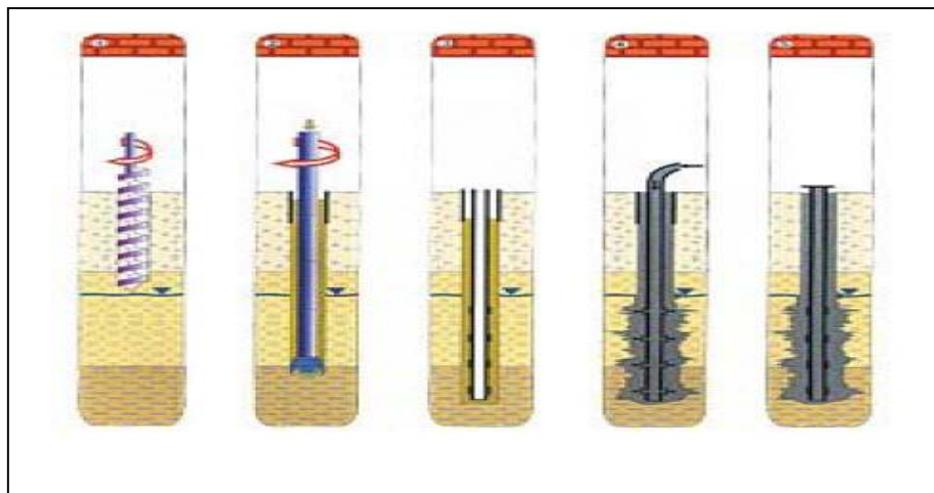
*Figure 1.60 : Procédé d'installation des pieux forés simples*



*Figure 1.61 : Procédé d'installation des pieux forés à la boue.*



*Figure 1.62 : Procédé d'installation des pieux forés tubés*



*Figure 1.63 : Procédé d'installation des micros pieux*

### V.3. Choix des types de pieux

Il est difficile de donner des recommandations permettant, lors d'une étude de fondations sur pieux, de faire des choix en toute connaissance de cause. Ces recommandations diffèrent, en effet, suivant le type d'ouvrage que doit supporter la fondation :

- ouvrages terrestres, fluviaux, maritimes ;
- ponts, bâtiments, quais, ouvrages d'accostage ;
- ouvrages provisoires ou définitifs ;
- ouvrages à charges verticales prépondérantes, à charges horizontales prépondérantes.

Elles diffèrent également suivant l'importance de l'ouvrage et des charges qu'il applique sur la fondation.

On s'en tiendra donc ici à quelques règles générales s'appliquant à la majorité des ouvrages sur pieux.

Le choix précis du type de pieux n'est généralement pas fait au niveau de l'étude de fondations. C'est le plus souvent l'entreprise qui propose une technologie particulière à partir de critères qui peuvent être :

- les orientations définies dans le dossier de consultations des entreprises (DCE)
- les habitudes locales ou liées au type d'ouvrage considéré (ouvrages terrestres, maritimes, etc.) ;
- le matériel dont dispose l'entreprise ;
- le coût.

Les grandes orientations définies explicitement ou non dans le dossier de consultation (DCE) :

- pieux, puits ou barrettes ;
- pieux métalliques ou pieux en béton ;
- pieux en béton battu, foncé, battu moulé, foré, etc., sont liées aux conditions de site et aux caractéristiques de l'ouvrage :
  - configuration du site : site terrestre ou aquatique
  - nature des sols, géométrie des couches et du substratum,
  - circulation d'eau, agressivité des eaux ou des terrains.

Ces conditions sont précisées dans l'étude géotechnique jointe au DCE.

Des considérations plus précises concernant, par exemple, la surface en contact avec le sol ou le type de pointe, qui influent sur le frottement latéral, le frottement négatif ou la résistance de pointe peuvent, mais plus rarement, intervenir au niveau du choix du type de pieux.

Il est recommandé de choisir le même type de pieux pour l'ensemble d'une fondation.

## **V.4. Géométries des pieux**

### **V.4.1. Diamètre (ou largeur)**

Les gros pieux forés ( $B \geq 1,0$  m) sont, en règle générale, réservés aux grands ouvrages.

Les pieux forés, non tubés sur toute leur longueur, ainsi que les barrettes, ont une dimension transversale minimale de 0,60 m. Pour les ponts-routes, il est recommandé de ne pas descendre au-dessous de 0,80 m.

Les petits pieux, battus ou forés, ne sont adaptés qu'aux ouvrages à réactions d'appuis modestes. Le choix du diamètre peut être lié, également, à l'importance des efforts horizontaux à reprendre.

Si les efforts horizontaux sont faibles, les pieux de faible diamètre ( $B \leq 0,60$  m) peuvent convenir, quitte à les incliner, alors que les pieux de diamètre moyen (0,60 à 0,80 m) ou fort ( $B \geq 0,80$  m) auront rarement besoin d'être inclinés et travailleront en réaction latérale.

Si les efforts horizontaux sont importants, il faut exclure les pieux de petit diamètre, incliner le plus souvent les pieux de diamètre moyen ou, mieux, utiliser des pieux de gros diamètre verticaux ou des barrettes.

Le choix du diamètre du pieu, enfin, peut être également conditionné par sa longueur (problème de flambement, par exemple).

#### **V.4.2. Longueur**

La longueur des pieux dépend :

- de l'épaisseur des couches de sol résistantes devant être traversées par le pieu pour mobiliser un frottement latéral suffisant (dans le cas des pieux flottants, notamment) ;
- de la profondeur du substratum résistant et de l'encastrement prévu dans le substratum, si l'étude montre qu'il est nécessaire de l'atteindre.

#### **V-5- Inclinaison :**

En présence de charges latérales, la ligne d'action de la résultante des efforts appliqués au pieu n'est plus verticale. Pour éviter les risques de flexion, on fait recours aux pieux inclinés pour reprendre ces charges. Ces dernières sont souvent dues à des actions quasi-statiques telles que le freinage des véhicules sur les ponts, la dissymétrie dans le chargement des sols, l'instabilité des pentes, et aussi à des actions dynamiques telles que le vent, les vagues, les séismes... etc. La mise en place des pieux inclinés se fait souvent par battage. Ils peuvent être inclinés jusqu'à 30° voire 45°.

Mais de plus en plus on tend vers la conception de pieux verticaux pouvant reprendre ces types de charges, c'est-à-dire pouvant résister à la flexion.

#### **V.6. Disposition en plan d'un groupe des pieux :**

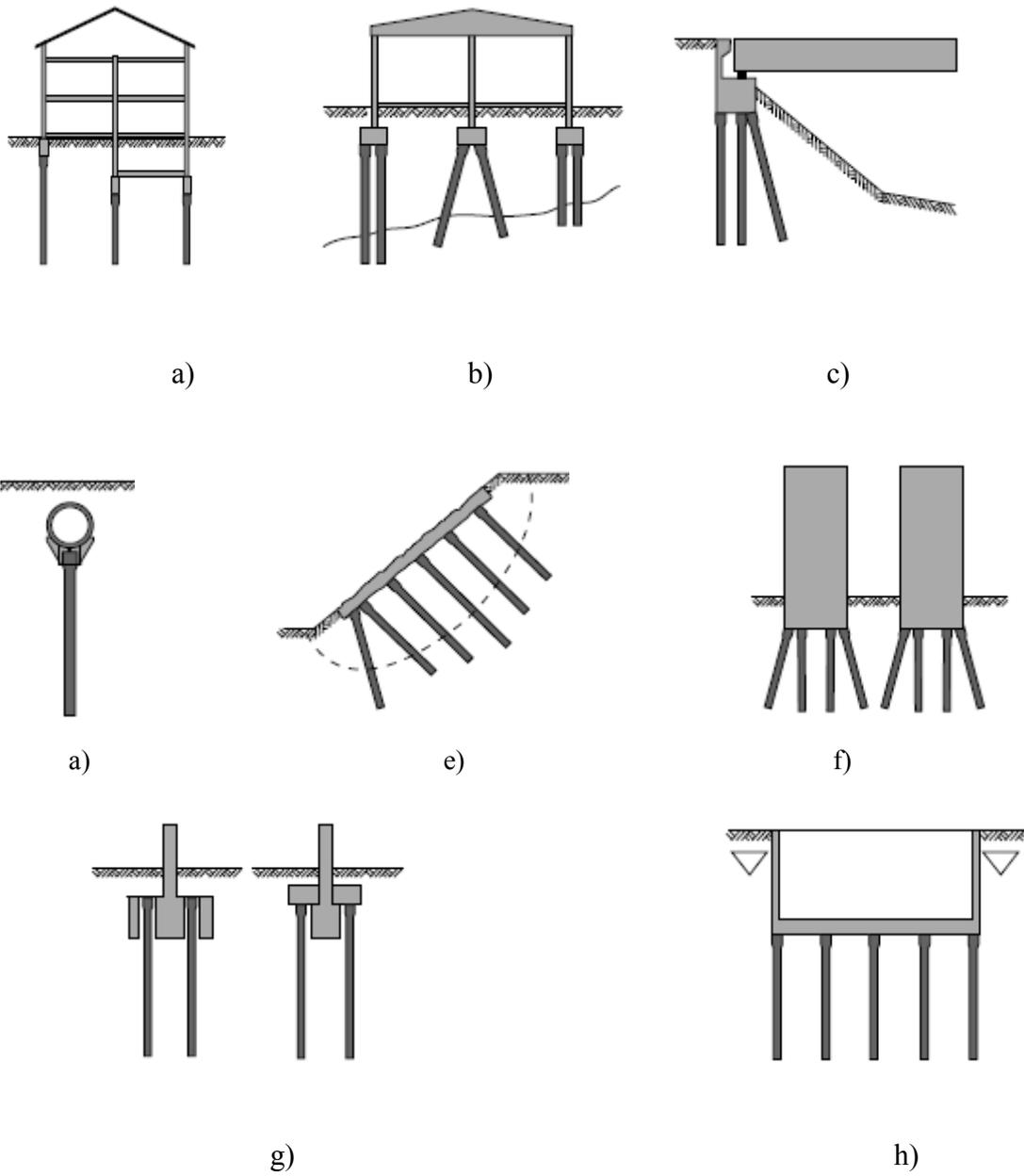
La disposition en plan d'un groupe des pieux doit assurer :

- 1) une répartition la plus homogène possible des charges axiales entre les différents pieux, sous combinaisons d'actions quasi permanentes ;
- 2) le centrage du groupe de pieux sous les parties de la structure qui transmettent les sollicitations à la fondation.

L'espace minimal de deux pieux doit être de  $1,5 B$  (soit un entre-axe minimal de  $2,5B$ ), et cela pour des questions d'exécution bien qu'il n'y a pas d'espace maximal à respecter, il faut éviter une distance entre pieux trop importante qui conduit à une force épaisseur de la semelle de liaison.

### **V.7. domaine d'application**

- a) Bâtiment : fondation des bâtiments
- b) Construction industrielle : fondations des usines
- c) Ouvrages d'art : Fondation de culées et de piles de pont. Les moments en tête sont repris par des groupes de pieux et les efforts horizontaux par des pieux inclinés.
- d) Infrastructures hydrauliques : Fondation de canalisations : prévenir les tassements excessifs lors de la construction de réseaux d'eau dans les sols de médiocre qualité géotechnique. Le dimensionnement des systèmes de canalisations posées sur pieux est assisté par un logiciel spécialisé.
- e) Stabilisation de talus : Confortement de talus affectés par des glissements,
- f) Ouvrages élancés : Fondation de silos, grues à tour, pylônes électriques, éoliennes et antennes-relais : sollicitations en traction et compression. Les ouvrages de grande hauteur soumis aux efforts cycliques du vent sont fondés sur des groupes de pieux équipés de barres de traction.
- g) Protection contre le soulèvement : Fondation de bassins d'épuration, de passages inférieurs et de fouilles profondes
- h) Reprise en sous-œuvre : Confortement, extension et réhabilitation de bâtiments existants.

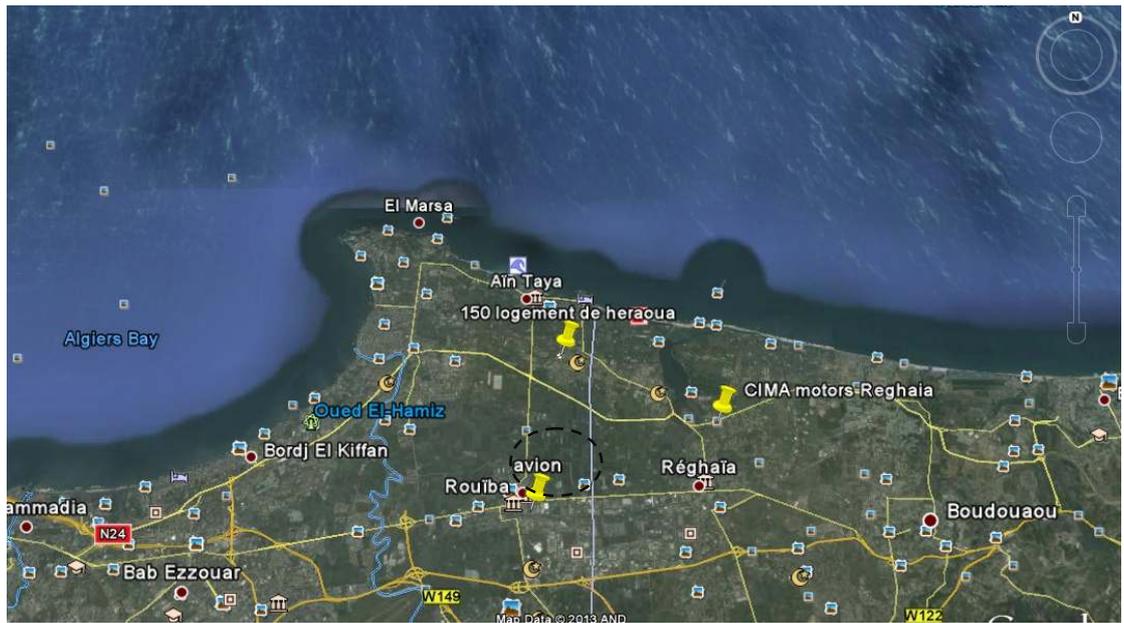


*Figure 1.64. Domaine d'application des pieux*

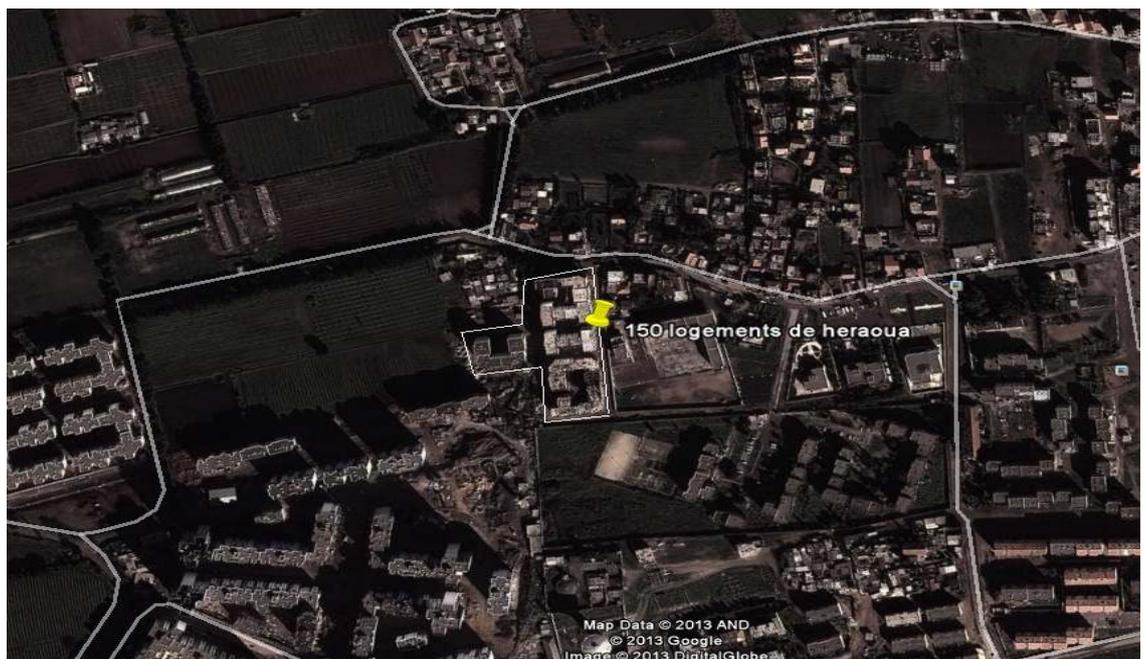
## I. DESCRIPTION DU SITE ET DU PROJET

Cette thèse traite le projet de réalisation de 150 logements sociaux participatifs, situé à l'entrée ouest de la localité de Heuraoua wilaya d'Alger. Il est composé de :

- Douze (12) blocks ;
- Chaque block est composé de quatre à cinq étages ;
- Chaque étage est composé de deux à trois appartements ;
- Chaque appartement est composé de deux, trois ou bien quatre chambres ;



*Figure II.1 : localisation du site*



*Figure II.2 : localisation du projet*

La d'élimination du terrain est comme suit :

- Au Nord : par la route menant vers Ain Taya,
- Au Sud : par un mur de clôture de la DGSN,
- A l'Est : par la sureté urbaine de Heuraoua,
- A l'Ouest : par des habitations et le reste du terrain.

L'assiette du terrain sensiblement rectangulaire dont la superficie est d'environ 13000m<sup>2</sup>, qui présente une topographie dans l'ensemble plane, mais sensiblement ramassée sous forme de cuvette.

Le projet sera réalisé à Alger classée en Zone III (forte sismicité) selon le RPA 99 / V.2003.

## **II. ANALYSE ET INTERPRETATION DES SONDAGES IN-SITU ET DES ESSAIS DE LABORATOIRE**

### **II.1. Introduction**

Les essais in-situ réalisés pour ce projet dans le cadre de la campagne de reconnaissance géotechnique ont été effectués par 2 rapports géotechniques qui sont réparties comme suit :

- 1<sup>er</sup> rapport : étude géotechnique années 2007
- 2<sup>me</sup> rapport : étude complémentaire années 2008.

### **II.2. 1<sup>er</sup> rapport : Etude géotechnique années 2007**

#### **II.2.1. La campagne d'investigation et de reconnaissance in situ**

La présente campagne de reconnaissance et d'investigation in-situ a porté sur la réalisation de :

- Deux (02) sondages carottés avec prélèvement d'échantillon pour des essais au laboratoire,
- Deux (02) sondages pressiométriques,
- Dix (10) essais de pénétration dynamique,
- Deux (02) profils sismiques réfraction,
- Neuf (09) essais SPT.

## **II.2.2. Résultats obtenus et interprétation des essais réalisés**

### **II.2.2.1. Essais IN SITU**

#### **II.2.2.1.1. La lithologie**

Les sondages carottés ont mis à jour la lithologie suivante :

##### **Sondage N° 01**

- 0.0 - 0.50 : Terre végétale,
- 0.50 - 4.00 : Sable assez grossier arrondi rubéfié,
- 4.0 - 8.00 : Sable fin beige à brunâtre,
- 8.0 - 10.00 : Marne grise plastique.

##### **Sondage N° 02**

- 0.0 - 0.50 : Terre végétale,
- 0.50 - 4.00 : Sable assez grossier arrondi rubéfié,
- 4.00 - 10.00 : Marne grise plastique.

Selon les coupes lithologiques des sondages, nous sommes en présence d'un sol composé d'une couche de sable grossier arrondi rubéfié reposant sur un substratum constitué de marne grise. Au niveau du sondage N°01 nous avons relevé une couche de sable fin entre 4.00 et 9.00m de profondeur.

##### **Niveau d'eau dans le sol**

Le niveau d'eau dans le sol a été relevé au moment de l'exécution des sondages (novembre 2007) à 4.5m de profondeur, après les chutes de pluie du début décembre 2007 le niveau d'eau est remonté à environ 1.50 m, ce qui a engendré l'inondation de toute les fouilles de l'infrastructure déjà réalisée par la remontée de la nappe, donc nous sommes en présence d'une nappe d'eau dont le niveau est dynamique selon les précipitations. Le toit du substratum marneux constitue en principe un horizon imperméable.

#### **II.2.2.1.2. Essais de pénétration dynamique**

Dans le but de déterminer la résistance de ce type de sol, il a été réalisé 10 essais au moyen du pénétromètre dynamique lourd de type « APAFOR ».

Les pénétrogrammes enregistrés indiquent dans l'ensemble un sol de bonne à assez bonne résistance à l'énergie de battage, la moyenne des plus faibles résistances enregistrée au voisinage de la côte d'ancrage des fondations est de l'ordre de 60 bars.

### II.2.2.1.3. Essais pressiométriques

Les sondages pressiométriques SP-01 et SP-02 ont été réalisés jusqu'à 10.0 m de profondeur pour SP-01, 10 m de profondeur pour SP-02 avec enregistrement des résultats pour chaque mètre.

Cet essai permet de mesurer la pression limite notée  $P_l$  et le module pressiométrique noté  $E_m$ .

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

On peut aussi remarquer que les résultats de ces essais sont en concordance avec ceux du laboratoire et confirment que la formation alluvionnaire composée d'une alternance de couches de sables grossier arrondi rubéfié, sables fin beige à brunâtre et marne grise plastique, est dans un état lâche ou faiblement consolidé.

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

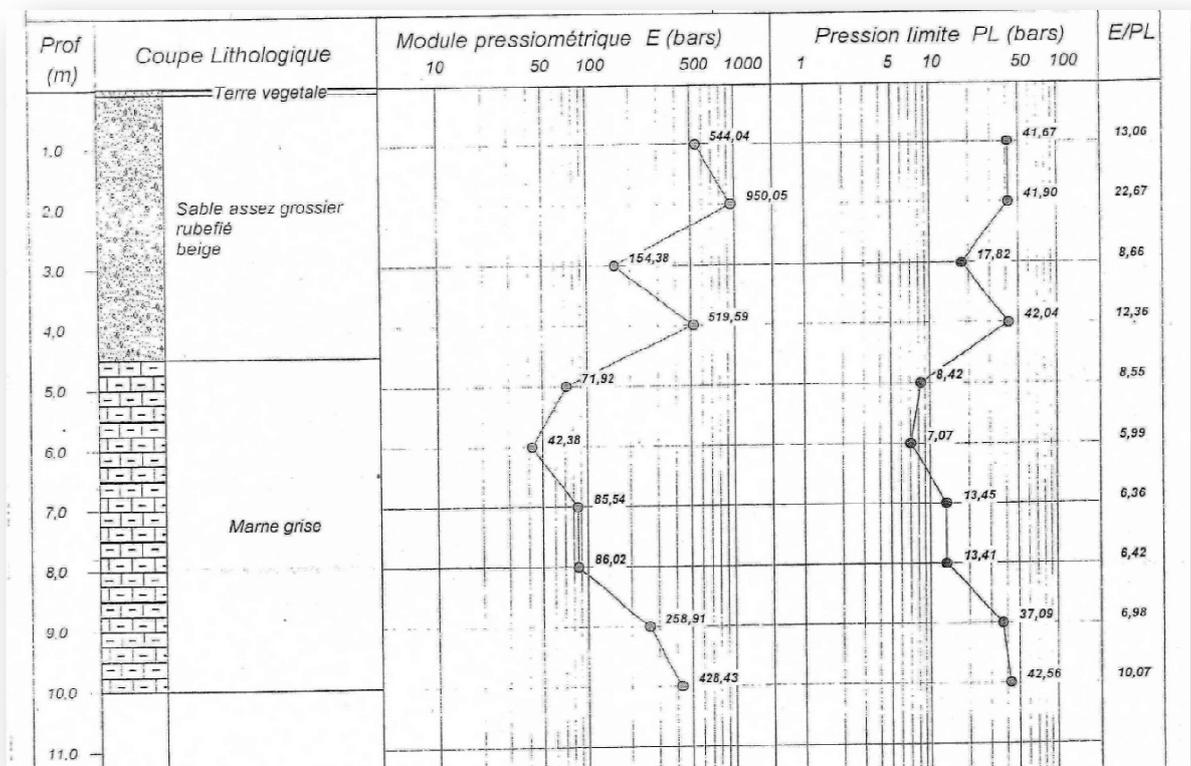


Figure II.3: Profil pressiométrique

Les caractéristiques pressiométriques de ce type de sol ont donné les résultats suivants :

**Sondage n°01 PS-01 :**

- Module de déformation  $60 \leq E_m \leq 822$  bars
- Pression limite  $9 \leq P_l \leq 43$  bars
- Rapport E /Pl  $3 \leq E/Pl \leq 18$

**Sondage n°02 PS-02:**

- Module de déformation  $42 \leq E_m \leq 950$  bars
- Pression limite  $7 \leq P_l \leq 42$  bars
- Rapport E /Pl  $3 \leq E/Pl \leq 18$

Selon les résultats des essais pressiométriques, nous sommes en présence d'un sol dans l'ensemble normalement consolidé à sur-consolidé parfois altéré remanié et de catégorie II et catégorie III.

**II.2.2.1.4. Essais géophysique**

Les essais géophysiques relatives à la sismique réfraction (02 profils) ont donné les résultats ci après :

- ✓ Une couche de recouvrement superficiel d'épaisseur moyenne qui varie de 0.90 à 1.80m présentant des valeurs de vitesse moyenne des ondes de compression de l'ordre de 540 m/s à 560m/s et des vitesses de l'ordre de 240m/s,
- ✓ Une seconde couche d'épaisseur variant de 2.40 à 3.40m qui révèle des vitesses moyennes de compression de l'ordre de 960m/s à 1000m/s et des vitesses moyenne de cisaillement de l'ordre de 320 à 440m/s,
- ✓ Une troisième couche d'épaisseur variant entre 3.00 et 5.00m présentant des valeurs de vitesse moyenne des ondes de compresseur de l'ordre de 1380m/s à 1560m/s et des vitesse des ondes de cisaillement de l'ordre de 400m/s à 600m/s ,
- ✓ Un dernier terrain apparait à partir de 8.50m en moyenne qui révèle des vitesses moyennes de compression de l'ordre de 1740m/s à 2120m/s et des vitesses moyennes de cisaillement de l'ordre de 740m/s à 1090m/s.

L'ensemble de ces résultats a permis de classer le sol selon la règle parasismique algérienne (RPA/99 version 2003) en catégorie S3 (sol meuble).

### II.2.2.1.5. Essais de pénétration au carottier SPT :

Les essais SPT réalisés ont donnés les résultats suivants :

*Tableau II.1 : Les essais SPT réalisés*

sondage	Profondeur	N30 (SPT)	Compacité du sol
S1	1.00 - 1.45	9	Sables lâches
	2.00 - 2.45	20	Sables Moyennement denses
	3.00 - 3.45	43	Sables denses
S2	1.00 - 1.45	20	Sables Moyennement denses
	2.00 - 2.45	38	Sables denses
	3.00 - 3.45	40	Sables denses
S3	1.00 - 1.45	12	Sables Moyennement denses
	2.00 - 2.45	29	Sables Moyennement denses
	3.00 - 3.45	40	Sables denses

### II.2.2.2. Essais de laboratoire

#### II.2.2.2.1. Essais d'identification physique

➤ **Densité sèche  $\gamma_d$  :**

Après avoir étudié le rapport de sol nous avons été confrontées à deux cas :

- Cas où les essais de laboratoire ont été faits, donc dans ce cas on fait la moyenne arithmétique de toutes les valeurs de  $\gamma_d$  afin de d'attribuer une seule valeur de celle-ci pour chaque couche de sol différentes.
- Cas où les essais de laboratoire n'ont pas été faites, donc dans ce cas on suppose que  $\gamma_d = 16 \text{KN/m}^3$  pour tout type de sol.

➤ **Densité humide  $\gamma_h$  :**

Dans le cas où les essais de laboratoire ont été faits, on fait la moyenne arithmétique de toutes les valeurs de  $\gamma_h$  afin de d'attribuer une seule valeur de celle-ci pour chaque couche de sol différentes.

➤ **Poids volumique déjaugé  $\gamma'$  :**

Nous avons calculées poids volumique déjaugé  $\gamma'$  a partir de formule suivante :

$$\gamma' = \gamma_d (1 - \gamma_w / \gamma_s) \quad (105)$$

Avec : -  $\gamma_w$  : Poids volumique de l'eau interstitielle.

-  $\gamma_s$  : Poids volumique des grains solides.

Couramment on prend  $\gamma_s = 27 \text{ kN/m}^3$  et  $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$

➤ **Degré de saturation  $S_r$  :**

Pour tous les projets nous avons pris le cas le plus défavorable d'une nappe en surface  $S_r = 100\%$ , mais il y a des sites où  $S_r$  est réellement proche du 100%.

➤ **Teneur en eau  $W$  :**

Dans le cas où les essais de laboratoire ont été faits, on fait la moyenne arithmétique de toutes les valeurs de  $W$  afin de d'attribuer une seule valeur de celle-ci pour chaque couche de sol différentes.

**a. Couche sableuse**

Les analyses Granulométriques qui ont été effectuées sur des échantillons prélevés dans les différents sondages conformément à la norme NF 94 -057, les résultats obtenus sont données dans le tableau.

*Tableau. II.2 : Résultats de l'analyse granulométrique*

sondage	Prof (m)	% passants à			$D_{10}$ ( $\mu\text{m}$ )	$D_{30}$ (mm)	$D_{60}$ (mm)	$C_u = D_{60} / D_{10}$
		5mm	2mm	0.08mm				
SC01	1.0-3.0	99	64	3.0	0.28	0.9	1.8	6.42
	5.0-6.0	100	96	98	0.22	0.25	0.33	1.50
	6.0-7.0	3.0	4.0	6.0	0.2	0.25	0.33	1.65
SC02	2.0-3.0	95	82	21	–	0.23	0.36	–
	3.0-4.0	98	86	11.0	–	0.25	0.36	–

Les analyses granulométrique réalisées au niveau de la couche de sable, indiquent en moyenne 98% d'éléments dont le diamètre est inférieur à 5mm et 9% d'éléments dont le diamètre est inférieur 0.08 mm.

Le coefficient d'uniformité ( $C_u$ )  $D_{60}/D_{10}$  est inférieur à 15 sens des règlements parasismiques algérien RPA 99 version 2003, ce type de sable risque de se liquéfie d'autant plus que le niveau de la nappe peut remonter à 1.50 m de profondeur.

$$1.5 \leq C_u \leq 6.42$$

## b. couche marneuse

- Densité sèche  $1.57 \leq \gamma_d \leq 1.81 \text{ t/m}^3$
- Teneur en eau  $18 \leq W \leq 27 \%$
- Degré de saturation  $99 \leq S_r \leq 100 \%$
- Limite de liquidité  $44 \leq LL \leq 55\%$
- Indice de plasticité  $22 \leq IP \leq 28$

Les analyses granulométrique indiquent en moyenne 40% d'éléments dont le diamètre est inférieur à 2 microns.

### II.2.2.2.2. Essais mécaniques

#### a. Couche marneuse

##### ✓ Essais de cisaillement rectiligne (Cu)

Les essais de cisaillement rectiligne de type Cu ont donné les résultats suivants :

- Cohésion  $0.31 \leq C \leq 0.36 \text{ bar}$
- Angle de frottement  $23 \leq \varphi \leq 25^\circ$

##### ✓ Essais de compressibilité à l'odomètre

- Pression de consolidation  $2 \leq P_e \leq 5 \text{ bar}$
- Coefficient de tassement  $11 \leq C_t \leq 18 \text{ bar}$
- Coefficient de gonflement  $4 \leq C_G \leq 9 \%$

Selon ces résultats nous sommes en présence d'un sol peu compressible à moyennement compressible et assez gonflant.

### II.2.2.2.3. Essais chimiques

##### ✓ Analyse chimique du sol

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

*Tableau II.3 : résultats de l'analyse chimique de sol*

Sondage ou puits	Profondeur (m)	Sulfates $\text{SO}_4$	Carbonates $\text{CaCo}_3$	Chlorures $\text{Cl}^-$	Matières organiques
SC1	1.00-3.00	Traces	2.91	Traces	0.21
SC1	4.40-5.00	0.72	29.95	Traces	0.47

- Les analyses chimiques du sol réalisées au niveau de la couche de sable n'ont révélé aucune agressivité par contre celles réalisées au niveau de la couche de marne se trouvant en profondeur ont donné une agressivité moyenne au sens de la norme NFP 18-011 du 06/92.

### ✓ Analyse chimique de l'eau

L'analyse chimique d'un échantillon d'eau prélevé à 1.5m de profondeur au niveau de sondage SC1 donne les résultats présentés dans le tableau ci-dessous.

*Tableau II.4 : résultats de l'analyse chimique de l'eau*

Composition	Résultats exprimés en mg/l
Calcium ( $\text{Ca}^{++}$ )	80.16
Magnesium ( $\text{Mg}^{++}$ )	10.69
Sodium ( $\text{Na}^+$ )	/
Potassium ( $\text{K}^+$ )	/
Chlorure ( $\text{Cl}^-$ )	92.30
Sulfates ( $\text{SO}_4^-$ )	131.02
Carbonates ( $\text{Co}_3^-$ )	Traces
Bicarbonates ( $\text{HCo}_3^-$ )	170.80
pH	7.52
Résidu sec	472.00
Matières en suspension	Aucune
Odeur	Néant
Couleur	Limpide

- Les analyses chimiques de l'eau relevée lors de la remontée de la nappe à 1.50m de profondeur n'ont révélé aucune agressivité au sens de la norme NFP 18-011 du 06/92.

## II.3. 2<sup>ème</sup> rapport : Etude complémentaire années 2008.

### II.3.1. La campagne d'investigation et de reconnaissance in situ :

La présente campagne de reconnaissance et d'investigation in-situ a porté sur la réalisation de :

- Trois (03) sondages carottés avec prélèvement d'échantillon pour des essais au laboratoire,
- Douze (12) essais SPT.

## **II.3.2. Résultats obtenus et interprétation des essais réalisés**

### **II.3.2.1. Essais IN SITU**

#### **A. La lithologie**

Les sondages carottés ont mis à jour la lithologie suivante :

##### **Sondage N° 01**

- 0.00 - 3.00 : sable grossier rubéfié,
- 3.00 - 4.50 : sable fin brunâtre,
- 4.50 - 15.00 : marne gris verdâtre plastique à peu plastique.

##### **Sondage N° 02**

- 0.00 - 2.70 : sable grossier rubéfié,
- 2.70 - 6.00 : marne grise plastique,
- 6.00 - 20.00 : marne grise peu plastique à raide.

##### **Sondage N°03 :**

- X = 0526556
- Y = 4070003
- Z = 60m
- 0.00 - 2.00m : sable grossier rubéfié,
- 2.00 - 2.50m : sable fin brunâtre,
- 2.50 - 5.00 m : marne grise plastique,
- 5.00 - 20.00m : marne grise raide, à peu plastique.

Selon les sondages carottés réalisés, nous sommes en présence d'un sol composé d'une couche de sable grossier rubéfié et parfois de sable fin brunâtre dont l'épaisseur varie de 2.70 à 4.50m

Les sables reposent sur un substratum constitué de marne gris à grise verdâtre dont la consistance est plastique en début de couche et devient raide et compacte en profondeur.

#### **B. Essais SPT**

Les essais SPT réalisés dans les couche sableuse et jusqu'au toit des marnes ont donné les résultats suivants :

**Tableau II.5 : Les résultats des essais SPT**

Sondage	Profondeur (m)	N°SPT			N 30 (SPT)	Compacité du sol
		N <sub>1</sub>	N <sub>2</sub>	N <sub>3</sub>		
<b>S04</b>	1.00	N <sub>1</sub> = 5	N <sub>2</sub> = 4	N <sub>3</sub> = 8	12	Sables Moyennement denses
	2.00	N <sub>1</sub> = 9	N <sub>2</sub> = 11	N <sub>3</sub> = 11	22	Sables Moyennement denses
	3.00	N <sub>1</sub> = 10	N <sub>2</sub> = 12	N <sub>3</sub> = 13	25	Sables Moyennement denses
	4.00	N <sub>1</sub> = 10	N <sub>2</sub> = 11	N <sub>3</sub> = 13	24	Sables Moyennement denses
	5.00	N <sub>1</sub> = 4	N <sub>2</sub> = 3	N <sub>3</sub> = 4 (marne)	—	—
<b>S5</b>	1.00	N <sub>1</sub> = 4	N <sub>2</sub> = 5	N <sub>3</sub> = 8	13	Sables Moyennement denses
	2.00	N <sub>1</sub> = 10	N <sub>2</sub> = 17	N <sub>3</sub> = 23	29	Sables Moyennement denses
	3.00	N <sub>1</sub> = 2	N <sub>2</sub> = 5	N <sub>3</sub> = 13 (marne)	—	—
<b>S6</b>	1.00	N <sub>1</sub> = 9	N <sub>2</sub> = 8	N <sub>3</sub> = 10	18	Sables Moyennement denses
	2.00	N <sub>1</sub> = 4	N <sub>2</sub> = 4	N <sub>3</sub> = 4	8	Sables Moyennement denses
	3.00	N <sub>1</sub> = 1	N <sub>2</sub> = 1	N <sub>3</sub> = 2 (marne)	—	—
	4.00	N <sub>1</sub> = 1	N <sub>2</sub> = 1	N <sub>3</sub> = 1 (marne)	—	—

### II.3.2.2. Essais au laboratoire

#### II.3.2.2.1. essais d'identification physique

##### A. Couche sableuse

Les analyses Granulométriques qui ont été effectuées sur des échantillons prélevés dans les différents sondages conformément à la norme NF 94 -057, les résultats obtenus sont données dans le tableau ci-dessous.

**Tableau. II.6 : Résultats de l'analyse granulométrique**

Sondage	Prof (m)	% passants à			D <sub>10</sub> (μm)	D <sub>30</sub> (mm)	D <sub>60</sub> (mm)	C <sub>u</sub> = D <sub>60</sub> / D <sub>10</sub>
		5mm	2mm	0.08mm				
SC04	0.30-1.0	96	70	9.0	0.12	0.36	1.6	13.33
	1.0-2.0	95	39	13.0	—	1.5	2.9	—
	2.0-3.0	99	82	12.0	—	0.25	0.4	—
	3.0-4.50	99	87	10.0	0.08	0.25	0.35	4.37
SC05	0.30-1.0	98	71	24	—	0.25	1.5	—
	1.0-2.0	92	63	14.0	—	0.34	1.8	—
	2.0-2.70	93	68	17.0	—	0.35	1.6	—
SC06	0.50-1.0	96	64	16.0	—	0.45	1.8	—
	1.0-2.0	90	63	12.0	—	0.34	1.8	—
	2.0-2.50	99	90	11.0	—	0.25	0.37	—

- Densité sèche  $1.33 \leq \gamma_d \leq 1.44 \text{ t/m}^3$
- L'analyse granulométrique indiquant en moyenne 13.8% d'éléments dont le diamètre est inférieure à 0.08 mm.
- **Caractéristique physiques de sol sable :**

**Tableau. II.7 : Caractéristique physiques de sol sable**

SONDAGE	SC-1	SC-1	SC-1	SC-1	SC-2	SC-2	SC-3	SC-3	SC-3
Prof	0.3-1	1-2	2 - 3	3 - 4.5	0.3 - 1	1 - 2	0.5 - 1	1 - 2	2 - 2.5
$\gamma_d$	1.37	1.38	1.44	1.4	1.33	1.38	1.35	1.33	1.38
$\gamma'$	8.6	8.5	9.0	8.8	8.4	8.7	8.5	8.4	8.7
$\gamma_{\text{sat}}$	18.6	18.5	19.0	18.8	18.4	18.7	18.5	18.4	18.7
Sr	100	100	100	100	100	100	100	100	100
W%	35.91	35.42	32.4	34.39	38.12	35.36	37.03	38.12	35.36

## B. couche marneuses :

- Densité sèche  $1.54 \leq \gamma_d \leq 1.64 \text{t/m}^2$
- Teneur en eau  $23.8 \leq W \leq 27.3 \%$
- Degrés de saturation  $97 \leq S_r \leq 100\%$
- limite de liquidité  $52 \leq LL \leq 58\%$
- indice de plasticité  $26 \leq IP \leq 29.$

### II.3.2.2.2. Essais mécaniques

#### A. couche marneuses

Les essais mécanique relatifs aux essais de cisaillement rectiligne de type (Cu) et (UU) ont donné les résultats suivants :

#### ❖ Cisaillement

**Essais non consolidés-non drainés (UU)** : la première étape de l'essai est effectuée à drainage fermé, de même que le cisaillement ;

- ✓ Cohésion  $0.93 \leq C \leq 3.22 \text{ bar}$
- ✓ Angle de frottement interne  $3.9 \leq \varphi \leq 24^\circ$

**Essais consolidés-non drainés (CU)** : au cours de l'étape de consolidation, le drainage est ouvert et l'on attend que les contraintes effectives deviennent égales aux contraintes totales appliquées (surpressions interstitielles nulles). Au cours de l'étape de cisaillement, le drainage est fermé et l'on peut, si nécessaire, mesurer la pression interstitielle pendant le chargement jusqu'à la rupture (on parle alors d'**essais CU avec mesure de  $u$** ) ;

- ✓ Cohésion  $0.49 \leq C \leq 1.72 \text{ bar}$
- ✓ Angle de frottement  $28 \leq \varphi \leq 33^\circ$

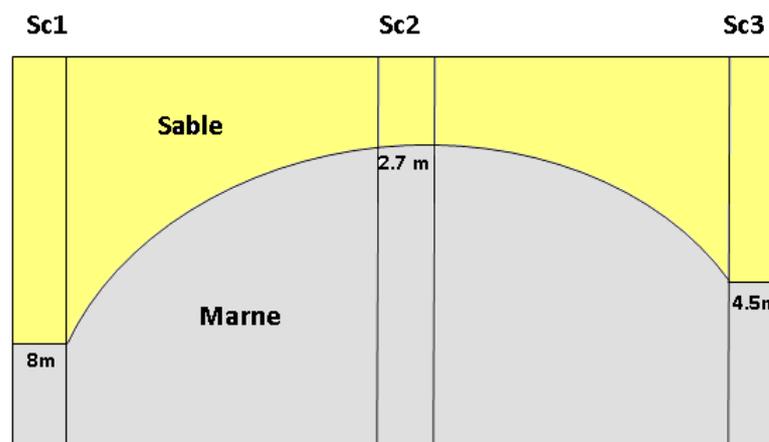
#### • Synthèse générale

La campagne de reconnaissance géotechnique effectuée pour le projet réalisation de 150 logements a consisté en la réalisation de (06) sondages carottés, deux (02) essais pressiométriques et (10) essais de pénétration dynamique (02) profils sismique réfraction.

Selon les coupes lithologiques définies par les sondages carottés, les 06 sondages représentent presque la même stratigraphie. On trouve essentiellement 2 couches bien distinctes:

- Une couche de sable.
- Une couche de Marne.

On a pu détecter le niveau moyen de la nappe à 1.5 m de profondeur.



*Figure .II.4 : Schéma représentant les principales couches qui forment le sol à étudier.*

### III. CHOIX DE LA TECHNIQUE

#### III.1 Données nécessaires

Après avoir défini dans les paragraphes précédents les caractéristiques physiques et mécaniques des principales couches du sol, on va procéder dans ce qui suit au dimensionnement des fondations de l'ouvrage, vis-à-vis de la capacité portante et du tassement, en se basant sur les résultats des essais de laboratoire et in situ (essais pressiométriques PMT et essai de pénétration au carottier SPT). En se basant sur le sondage carotté (SC N°01) pour tous les vérifications.

Vu qu'on a détecté la présence de couches sableuses qui peuvent donner naissance au phénomène de liquéfaction, on évaluera aussi le risque de liquéfaction du site en utilisant l'essai pénétration au carottier (SPT, méthode de Seed & Idriss 1971) et l'essai géophysique à partir de la célérité  $V_s$  (Méthode de l'Institut NIST, 1999).

Les charges à utiliser dans les calculs sont les résultats de l'étude Génie-Civil (structure). Elles sont les suivantes pour l'ELU (combinaison fondamentale) :

- Effort dans le poteau central le plus sollicité à l'ELU:  $N_{max} = 539$  kN.

#### III.2. Calcul de la capacité portante des fondations superficielles

##### III.2.1. Cas des semelles isolées

##### III.2.1.1. Dimensionnement à partir des essais de laboratoire

- Supposons une fondation superficielle carrée  $B=L=1$ m, fichée à  $D= 1,5$ m, et  $H=6,5$ m

L'expérience montre que dans le problème de capacité portante des fondations superficielle dans les sols sable saturés, En absence des caractéristiques effectives du sol la

nappe est supposée en surface, On à propose les caractéristique de couche sable sec propre moyennement dense, par  $\gamma_d=16\text{kN/m}^3$ , et un angle de frottement de  $30^\circ$ .

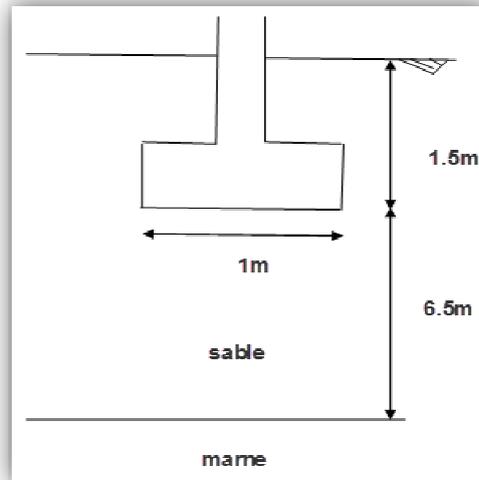


Figure .II.5 : Fondation superficielle carrée de semelle  $B=1\text{m}$  .

$H/B = 6.5\text{m} > 4$  : Il faut vérifier la capacité portante de la couche sable seulement.

$$\varphi = 30^\circ \longrightarrow \begin{cases} \eta = 1.59 \\ N_\gamma = 21.8 \\ N_q = 18.4 \\ N_c = 30.1 \end{cases}$$

On à :  $H/B = 6.5\text{m} > \eta = 1.59 \longrightarrow$  la fondation est donc suffisamment loin de la nappe phréatique.

$L/B \leq 5 \longrightarrow$  semelle isolée ,  $\varphi \neq 0$  et  $c = 0$  donc la contrainte admissible du sol s'écrit :

- **A long terme :**

$$q_{\text{adm}} = \gamma_1 \cdot D + \frac{\rho \cdot \gamma_2 \cdot N_\gamma + \gamma_1 \cdot D (N_q - 1) - 1.3 C' N_c}{3} \quad (106)$$

$$\rho = 0.5xB / (1 + B/L) = 0.5 \times 1 / (1 + 1) = 0.25\text{m}$$

$$q_{\text{adm}} = 16 \times 1 + \frac{(0.25 \times 16 \times 21.8 + 16 \times 1 \times (18.4 - 1))}{3} = 137.87 \text{ KPa}$$

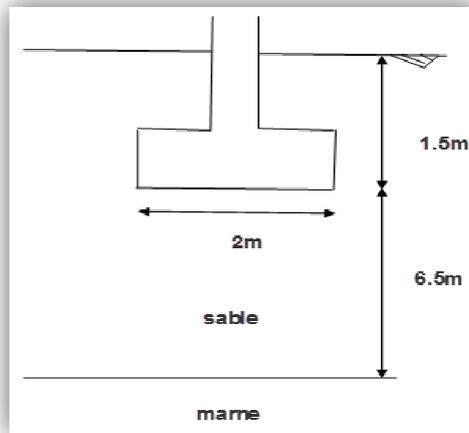
La contrainte transmise au sol est donc égale à :

$$q = \frac{N}{B \cdot L} + \gamma_b \cdot D \quad 107$$

$$q = \frac{539}{1^2} + 25 \times 1.5 = 576.5 \text{ KPa}$$

On conclut que  $q > q_{adm}$  donc une fondation de **1m** de côté et d'une fiche de 1,5m ne vérifie pas la capacité portante du sol. On peut augmenter la valeur de **B**.

➤ Supposons une fondation superficielle carrée **B=L=2m**, fichée à **D=1,5m**  
 $1.5 < H/B = 3.25 > 4$  : il faut vérifier la capacité portante des deux couches



*Figure .II.6 : Fondation superficielle carrée de semelle B=2m .*

- **Couche sable :**

$$\rho = \frac{0.5 \times B}{(1 + B/L)} = \frac{0.5 \times 2}{(1 + 1)} = 0.5 \text{ m}$$

$$q_{adm} = 16 \times 2 + \frac{(0.5 \times 16 \times 21.8 + 16 \times 2 \times (18.4 - 1))}{3} = 275.73 \text{ KPa}$$

$$q = \frac{539}{2^2} + 25 \times 1.5 = 172.25 \text{ KPa}$$

$q < q_{adm}$  (q inférieure à la pression admissible).

• **Couche marne** : la conservation de la force transmise de la fondation à l'interface sable/marne implique que :

$$\left[ \Delta\sigma_v \cdot (B + H) \cdot (L + H) = (q - \sigma_{v0}) \cdot L \cdot B \right] \text{ On considère une semelle fictive large de } B+H = 8.5\text{m} \text{ et Longueur de } L+H = 8.5\text{m}.$$

La pression transmise est :

$$\Delta\sigma_v = (172.73 - 16 \times 1.5) \times 2 \times 2 / 8.5^2 = 8.23 \text{ KPa}$$

Au début du chargement, la marne manifeste un comportement non drainé. La contrainte admissible à court terme sera :

$$q_{adm} = 16 \times 8 + \left( \frac{5.14 \times 31 \times (1 + 0.3 \times 2/2)}{3} \right) = 197.05 \text{ KPa}$$

A l'interface sable-marne  $\sigma_v = \sigma_{v0} + \Delta\sigma_v = 16 \times 8 + 8.23 = 136.23 \text{ KPa} < q_{adm}$

### III.2.1.2. Dimensionnement à partir des essais in situ:

#### A. à partir des essais pressiométriques (PMT)

On garde les mêmes dimensions de la fondation ( $B=L=2\text{m}$ , et la fichée  $D=1,5\text{m}$ ).

- Délimitation de la zone utile :  $D \rightarrow D+3B/2 \longrightarrow [1,5 ; 4,5\text{m}]$

$$q_l = K_p P_{le}^* + q_0 \quad 108$$

Avec :

- $q_l$  : Contrainte de rupture,
- $K_p$  : Facteur de portance pressiométrique, qui dépend de la nature du sol, des dimensions de la fondation et la fiche D. il est donné par :

$$K_p = K_{p1} \cdot \frac{B}{L} + K_{p0} \cdot (1 - \frac{B}{L}); K_{p1} \text{ et } K_{p0} \text{ sont donnés par des abaques.}$$

- $P_{le}^*$  : Pression limite nette équivalente,
- $q_0$  : contrainte totale verticale au niveau de la base de la fondation.

$$P_{le}^* = P_l - P_0 \quad 109$$

Comme  $B=L$  et on a du sable sous la fondation donc :

$$\frac{D}{B} = 0.75 \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} K_{p0} = 1.03 \\ K_{p1} = 1.08 \end{array} \right\} \longrightarrow K_p = 1.08$$

$$q_0 = \gamma_{\text{sat}} \cdot D = 20 \cdot 1,5 = 30 \text{ kPa} ;$$

### Calcul de $P_0$

Nous avons basé sur le sondage pressiométriques **PS-01**, qui sont réalisés à coté du sondage carottés SC01 où Nous avons trouvé une couche sable sur toute la hauteur de la zone utile.

$$\text{Pour les sables : } P_0 = K_0 \cdot \sigma_{v0}'(z) + u \quad 110$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{v0}' : \text{Contrainte effective} \quad \sigma_{v0}'(z) = \gamma' \cdot z = 10 \cdot z ; \\ U : \text{pression interstitielle} \quad u = \gamma_w \cdot z = 10 \cdot z ; \\ K_0 : \text{coefficient de pression des terres au repos. Pour les sables, } K_0 = 0.5 \end{array} \right.$$

**Tableau II.8.** Résultats à partir de l'essai pressiométriques PS-01 de zone utile.

Z (m)	2	3	4
$P_l$ (kPa)	4190	1782	4204
$P_0$ (kPa)	30	45	60
$P_l^*$ (kPa)	4160	1737	4144

- Calcul de  $1,5 P_{l \min}^*$ , et on remplace tous les  $P_l^* < 1,5 P_{l \min}^*$  par cette valeur,

$$P_{l \min}^* = 1737 \text{ kPa} \longrightarrow 1,5 \cdot P_{l \min}^* = 2605,5 \text{ kPa.}$$

- Calcul de la pression limite nette équivalente :  $P_{le}^* = \frac{\sum P_l^*}{n}$ ; avec : n le nombre des  $P_l^*$

$$P_{le}^* = \frac{2 \times 2605,5 + 1737}{3} = 2316 \text{ KPa}$$

$$q_l = K_p P_{le}^* + q_0 = 1,08 \cdot 2316 + 30 = 2531,28 \text{ KPa}$$

$$q_{cal} = \frac{q_l}{2} = \frac{2531,28}{2} = 1265,64 \text{ KPa}$$

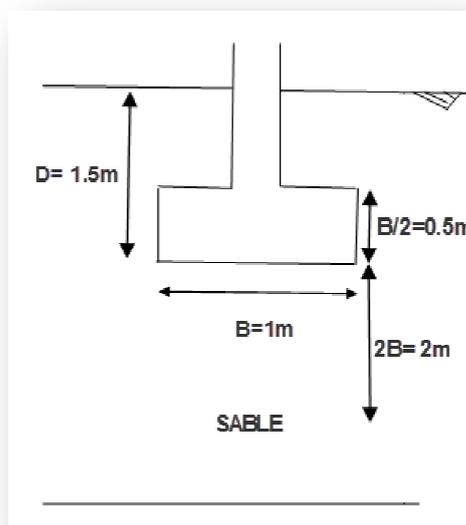
$$q = \frac{N}{B \cdot L} + \gamma_b \cdot D = \frac{539}{4} + 25 \times 1,5 = \mathbf{172.25 \text{ kpa}}$$

$q < q_{\text{adm}}$  donc la capacité portante vérifié

### B. à partir des essais pénétromètre au carottier SPT :

Le calcul de la contrainte admissible à partir de l'essai SPT peut être mené à de l'expression empirique proposée par Meyerhof (1956) dans notre cas :

- On à suppose la valeur de :  $B=L=1\text{m}$ ,  $D=1.5\text{m}$  ;



*Figure .II.7 : Fondation superficielle carrée de semelle  $B=1\text{m}$ .*

$$B = 1\text{m} < 1.2\text{m} \quad \Longrightarrow \quad q_{adm} = 12xNxK_d$$

$$D/B = 1.5\text{m} > 1\text{m} \quad \Longrightarrow \quad K_d = 1.3$$

$$N_{\text{SPT}} (\text{Moy}) = 14.5 \text{ coups}$$

$$q_{adm} = 12x14.5x1.3 = 226.2 \text{ KPa}$$

$$q = \frac{N}{B.L} + \gamma_b.D = \frac{539}{1} + 25x1.5 = 576.5 \text{ KPa}$$

On conclut que  $q > q_{adm}$  donc une fondation de 1m de coté et d'une fiche de 1,5m ne vérifie pas la capacité portante du sol. On ne peut augmenter la valeur de B.

- On à suppose la valeur de :  $B=L=2\text{m}$ ,  $D=1.5\text{m}$  ;

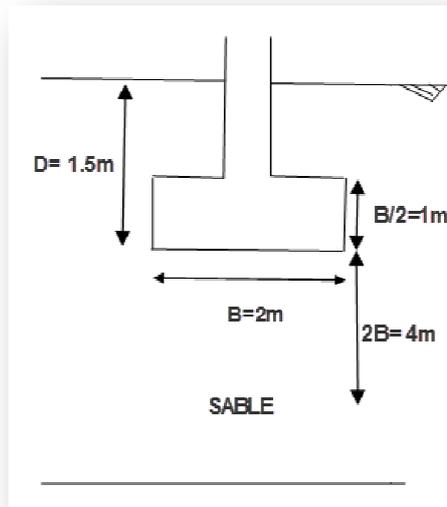


Figure .II.8 : Fondation superficielle carrée de semelle B=2m.

$$B = 2\text{m} > 1.2\text{m} \implies q_{adm} = 8 \times N \times K_d \left(1 + 0.3/B\right)^2$$

$$D/B = 0.75\text{m} < 1\text{m} \implies K_d = 1 + 0.33 \times D/B = 1.25$$

$N_{\text{SPT}}(\text{Moy}) = 24$  coupe

$$q_{adm} = 8 \times 24 \times 1.25 \times \left(1 + 0.3/2\right)^2 = 317.4 \text{ KPa}$$

$$q = \frac{N}{B \cdot L} + \gamma_b \cdot D = \frac{539}{4} + 25 \times 1.5 = 172.25 \text{ KPa}$$

$q < q_{adm}$  : donc la capacité portante vérifie pour semelle isolé

### III.3 Calcul du tassement à partir des essais in situ :

#### III.3.1 Calcul du tassement par l'essai pressiométrique

L'essai pressiométrique est pratiquement le seul essai in situ qui permet d'obtenir la relation contrainte déformation dans le sol. Il est couramment admis que les charges de service d'un ouvrage font travailler le sol dans le domaine petite tassement.

Le tassement d'une fondation superficielle ayant une largeur B et une longueur L, est la somme des tassements sphérique et déviatorique, et donné par l'expression suivante :

$$s = \frac{4}{18E_m} \cdot (q - \sigma_{v0}) \cdot B_0 \cdot \left( \lambda_d \cdot \frac{B}{B_0} \right)^\alpha + \frac{\alpha}{9E_m} \cdot (q - \sigma_{v0}) \cdot \lambda_s \cdot B \quad 111$$

- On a suppose la valeur de : **B=L=2m, D=1.5m** ;

*Tableau II.9. Résultat de l'essai pressiométrique*

Z(m)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
P <sub>L</sub> (MPa)	4.167	4.190	1.782	4.204	0.842	0.707	1.345	1.341	3.709	4.256
EP(MPa)	54.4	95	15.4	51.9	7.2	4.2	8.5	8.6	25.9	42.8

Le site possède des caractéristiques pressiométriques non homogènes. Evaluons les modules des domaines sphérique et déviatorique en découpant le terrain en des tranches épaisses de B/2=1m.

- Le premier domaine s'étend sur la première tranche et a pour module

$$E_{ms} = 2MPa$$

- Module déviatorique :  $E_1 = 95MPa$ ,  $E_2 = 15.4MPa$ ,

$$\frac{3}{E_{3-5}} = \frac{1}{51.4} + \frac{1}{7.2} + \frac{1}{4.2} \rightarrow E_{3-5} = 7.57 MPa$$

$$\frac{3}{E_{6-8}} = \frac{1}{8.5} + \frac{1}{8.6} + \frac{1}{25.9} \rightarrow E_{6-8} = 11.01 MPa$$

$$E_{9-16} = 42.8 MPa$$

$$\frac{4}{E_{md}} = \frac{1}{95} + \frac{1}{0.85 \times 15.4} + \frac{1}{7.57} + \frac{1}{2.5 \times 11.01} + \frac{1}{2.5 \times 42.8} =$$

$$E_{md} = 15.11MPa$$

Puisqu'on a sous la semelle de la couche sableux on à donné valeur de  $\alpha=1/2$ . Et pour semelle carrée on à donné valeur suivant :

$$\lambda_s = 1.10 \quad \text{et} \quad \lambda_d = 1.12 ;$$

✓ Le tassement sphérique est :

$$S_c = \frac{\alpha}{9E_{ms}} \cdot (q - \sigma_{v0}) \cdot \lambda_s \cdot B \quad 112$$

$$S_c = \frac{0.5}{9 \times 95 \times 10^3} \left( \frac{539}{2^2} - 20 \times 1.5 \right) 1.1 \times 2$$

$$S_c = 0.135 \text{ mm}$$

✓ Le tassement déviatorique est :

$$s_d = \frac{4}{18E_{md}} \cdot (q - \sigma_{v0}) \cdot B_0 \cdot \left( \lambda_d \cdot \frac{B}{B_0} \right)^\alpha \quad 113$$

$$s_d = \frac{2}{9 \times 15.11 \times 10^3} \left( \frac{539}{2^2} - 20 \times 1.5 \right) 0.6 \left( 1.12 \times 2 / 0.6 \right)^{1/2}$$

$$S_d = 1.78 \text{ mm}$$

$S_T = S_c + S_d = 1.915 \text{ mm}$
--------------------------------------

### III.3.2 Calcul du tassement à partir de l'essai SPT (méthode de Burland & Burbridge, 1984)

Cette méthode provient de l'analyse statistique de plus de 200 cas de fondations, réservoirs et remblais fondés sur du sable ou du gravier.

Un tel type d'approche est intéressant sur le plan pratique, dans la mesure où la méthode dérive des observations sur des fondations expérimentales en vraie grandeur ou des fondations d'ouvrages, et reflète donc toutes les particularités du comportement mal connue actuellement, a été intégré dans cette approche. Le tassement d'une fondation superficielle est calculé, en millimètres, par l'expression suivante :

$$S = F_S \cdot F_t \cdot F_l \cdot I_c \cdot \left( q - \frac{2 \cdot \sigma'_v}{3} \right) \cdot B^{0.7} \quad 114$$

$F_S$  Est un facteur de forme donné par :

$$F_s = \left( \frac{5L}{4B} \right)^2 \frac{1}{\left( \frac{L}{B} + 0.25 \right)^2}$$

$$F_s = \left( \frac{5 \times 2}{4 \times 2} \right)^2 \frac{1}{\left( \frac{2}{2} + 0.25 \right)^2} = 1$$

$$\left. \begin{array}{l} H = 8\text{m} \\ Z_i = B^{\frac{3}{4}} = 1.70\text{m} \text{ (épaisseur de la zone d'influence)} \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{array}{l} F_1 = 1 \text{ car} \\ H > Z_i \end{array}$$

$$N = \frac{20 + \frac{(15 + (43 - 15))}{2}}{2} = 24.5, \quad \text{soit une valeur moyenne de } 25$$

L'indice de compressibilité est

$$I_c = 1.7 / N^{1.4} = \frac{1.7}{25^{1.4}} = 0.019$$

$F_t$  est le facteur de tassement fluage :

$$\left\{ \begin{array}{l} F_t = 1 \text{ si } t = 0 \\ F_t = 1.3 \text{ si } t \leq 3 \text{ ans (pour un tassement instantané)} \end{array} \right.$$

Calcul de tassement d'une fondation superficielle :

$$\left\{ \begin{array}{l} S = 3.54 \text{ mm pour } t = 0 \\ S = 4.6 \text{ mm pour } t \leq 3 \text{ ans} \end{array} \right.$$

### III.4. étude du risque de liquéfaction

#### III .4.1. Vérification des conditions de prédisposition de la liquéfaction :

Pour qu'un sol soit liquéfiable, il y'a un certain nombre de conditions à vérifier.

- En premier lieu que le sol soit saturé, après les chutes de pluie du début décembre 2007 le niveau d'eau est remonté à environ 1.50 m, on considère que la nappe se trouve en surface.
- Ensuite que le sol soit contractant, c'est-à-dire dans un état de compacité suffisamment lâche pour conduire à des diminutions de volume significatives sous les sollicitations cycliques.
- Enfin que le sol soit suffisamment peu perméable, pour que la dissipation des suppressions interstitielles générées soit trop lente par rapport à leur génération, et qu'il y ait donc accumulation progressive de suppressions jusqu'à la liquéfaction.

Pour la couche sableuse les données sur les couches de sable ne sont présentes que dans tout le sondage :

*Tableau II.10 : Conditions de prédisposition à la liquéfaction dans la couche de sable*

N°Sondage Condition	SC01	SC02	SC03	SC04	SC05	SC06
<b>Sr = 100%</b>	<b>Oui</b>	<b>Oui</b>	<b>Oui</b>	<b>Oui</b>	<b>Oui</b>	<b>Oui</b>
<b>Cu &lt; 15</b>	<b>Oui</b>	<b>Oui</b>	<b>Oui</b>	<b>Oui</b>	<b>Oui</b>	<b>Oui</b>
<b>0.05mm ≤ D<sub>50</sub> ≤ 1.50mm</b>	<b>Oui</b>	<b>Oui</b>	<b>Oui</b>	<b>Non</b>	<b>Oui</b>	<b>Oui</b>

### **Conclusion**

Les couches sableuses sont candidates à se liquéfier à l'effet d'un chargement cyclique (un éventuel séisme par exemple).

### **III.4.2. Evaluation du potentiel de liquéfaction**

Selon le RPA 1998 VERSION 2003, l'ouvrage en question appartient à la catégorie 1B : ouvrages de grande importance « bâtiments recevant du public pouvant accueillir simultanément plus de 300 personnes tels que grande mosquée,..... ». Pour cette catégorie et

pour la région de Alger (zone sismique III), le coefficient d'accélération de zone, noté « A » vaut 0.30.

$$\mathbf{A} = \frac{\mathbf{a_{max}}}{\mathbf{g}} = \mathbf{0.30} \quad (116)$$

Donc on prend dans les calculs a  $\mathbf{a_{max}} = \mathbf{0.30 g}$  .

Pour la magnitude, on prend celle du séisme de 2003 :  $M_w = 6.8$

Le calcul du potentiel de liquéfaction est fait à partir des résultats du partir de célérité  $V_s$  (méthode de l'institut NIST, 1999) et résultats de la pénétration standard (SPT) selon la méthode de Seed & Idriss (1971).

**Remarque :**

- Les caractéristiques géotechniques des couches à considérer dans les calculs pour chaque sondage SPT correspondent ou sondage carotté le plus proche.
- On a calculé le potentiel de liquéfaction à partir de 03 sondages SPT et deux sondages calculé potentiel de liquéfaction à partir de célérité  $V_s$ .
- Pour les couches marneuses, on donne au coefficient FL la valeur 1 (qui signifie qu'il n'y a pas de risque local de liquéfaction).

Les étapes de calcul sont exposées en détail dans chapitre 1. Les résultats finals sont représentés dans les tableaux ci-dessous.

**Tableau II.11 : Résultats du sondage SC N° 01 (évaluation a partir de la célérité  $V_s$ )**

Z (m)	1	2	3	4	5	6	7	8
$\delta'$	10	10	10	10	10	10	10	10
$\delta_{sat}$	20	20	20	20	20	20	20	20
$V_s$	240	440	440	600	600	600	600	600
$V_s^1$	426,787	657,953	594,528	754,46	713,524	681,732	655,959	634,423
$VS^*_1$	215	215	215	215	215	215	215	215
C	0,73	0,48	0,5	0,37	0,37	0,37	0,297	0,3
$CRR_{7,5}$	0,025	0,057	0,059	0,052	0,038	0,020	0,196	0,172
$K_s$	1	1	1	1	1	1	1	1
$K_M$	1,28	1,28	1,28	1,28	1,28	1,28	1,28	1,28
CRR	0,033	0,073	0,076	0,066	0,049	0,026	0,250	0,220
rd	0,992	0,985	0,977	0,970	0,962	0,954	0,946	0,939
CSR	0,397	0,394	0,390	0,388	0,385	0,382	0,378	0,375
$F_L(Z)$	0,082	0,186	0,195	0,171	0,127	0,068	0,661	0,585
F(Z)	0,918	0,814	0,805	0,829	0,873	0,932	0,339	0,414
$F(Z)^*(10-Z/2)$	8,71	7,323	6,846	6,633	6,545	6,525	2,201	2,487
Remarque	Risque	Risque	Risque	Risque	Risque	Risque	Risque	Risque
<b>Liquéfaction globale</b>	<b>41,677</b>							

**Tableau II.12 : Résultats du sondage SC N° 02 (évaluation a partir de la célérité  $V_s$ )**

Z (m)	1	2	3	4
$\delta'$	10	10	10	10
$\delta_{sat}$	20	20	20	20
$V_s$	240	320	320	400
$V_s^1$	426,787	478,512	432,384	502,973
FC	20,92	20,92	11,02	11,02
$VS^*_1$	207,04	207,04	212	212
C	0,83	0,69	0,69	0,55
$CRR_{7,5}$	0,0548	0,071	0,062	0,050
$K_s$	1	1	1	1
$K_M$	1,28	1,28	1,28	1,28
CRR	0,07008108	0,09087003	0,07887387	0,06393921
rd	0,99234	0,98468	0,97702	0,96936
CSR	0,396936	0,393872	0,390808	0,387744
$F_L(Z)$	0,1765551	0,23070956	0,20182255	0,16490058
F(Z)	0,8234449	0,76929044	0,79817745	0,83509942
$F(Z)^*(10-Z/2)$	7,82272652	6,923614	6,78450833	6,68079537
Remarque	risque	risque	risque	risque
<b>Liquéfaction globale</b>	<b>20,96</b>			

**Remarque :**

La vérification de la potentielle liquéfaction pour les sondages (SCN°03, SCN°04, SCN°05) a été faite sur la base de l'essai SPT, qui a été réalisé sur profondeur de quatre mètres (04 m) uniformes. Par conséquent cette vérification n'a pas profondeur. Néanmoins, je considère qu'il est suffisant de froncer que le sol est liquéfiable sur profondeur limitée, pour appliquer la solution remède.

Pour des appareillages non standards ou pour des procédures non standards de l'essai, il convient de corriger le nombre de coups, comme suit :

$$(N_{spt}^1)_{60} = C_N \cdot C_{60} \cdot N_{spt} \quad (117)$$

$$C_N = \sqrt{\frac{100}{\sigma'_v}} = \sqrt{\frac{100}{10 \cdot Z}} = \sqrt{\frac{10}{Z}} \quad \text{Tout en étant borné par 0.50 et 2.00.}$$

$$C_{60} = C_{HT} \cdot C_{HW} \cdot C_{SS} \cdot C_{RL} \cdot C_{BD} = (0.45/0.6) \times 1 \times 1 \times 1 \times 0.90 \times 1 = 0.675$$

On a: 
$$FC \leq 5\%: CRR_{7.5} = \frac{(N_{spt}^1)_{60}}{90} \quad (118)$$

$$CRR = CRR_{7.5} \cdot K_M \cdot K_\sigma \cdot K_\alpha \quad (119)$$

$K_M = 1$  et  $K_\alpha = 1$  puisque le terrain pratiquement plat.

**Tableau II.13 :** Résultats du sondage SC N° 03 (évaluation à partir de L'essai SPT)

PROF	N <sub>SPT</sub>	γ'	γ <sub>SAT</sub>	CN	N <sub>SPT</sub> <sup>1</sup>	(N <sub>SPT</sub> <sup>1</sup> ) <sub>60</sub>	FC	CRR <sub>7.5</sub>	CRR	rd	CSR
1	12	8,62	18,62	2	24	16,2	9,24	0,191	0,191	0,992	0,4286
2	22	8,68	18,68	2	44	29,7	12,91	0,487	0,487	0,985	0,424
3	25	9,06	19,06	1,92	48	32,4	12,33	0,5	0,5	0,977	0,411
4	24	8,81	18,81	1,62	38,88	26,244	9,8	0,402	0,402	0,969	0,414

FL	F(Z)	F(Z)(10-Z/2)
0,446	0,554	5,267
1,149	0	0
1,216	0	0
0,971	0,0285	0,228

Pour sondage SC N° 03 :  $\left\{ \begin{array}{l} PL=2.74 < 5\% : \text{pas de risque globale à la liquéfaction.} \\ F_L < 1.33 : \text{il y a risque locale à la liquéfaction} \end{array} \right.$

**Tableau II.14 : Résultats du sondage SC N° 04 (évaluation à partir de L'essai SPT)**

PROF	N <sub>SPT</sub>	γ'	γ <sub>SAT</sub>	CN	N <sub>SPT</sub> <sup>1</sup>	(N <sub>SPT</sub> <sup>1</sup> ) <sub>60</sub>	FC	CRR <sub>7,5</sub>	CRR	rd	CSR
1	13	8,37	18,37	2	26	17.55	13.54	0,241	0,241	0,992	0,434
2	40	8,68	18,68	2	80	54	17,05	0,5	0,5	0,985	0,423

FL	F(Z)	F(Z)(10-Z/2)
0,556	0.449	4.26
1.182	0	0

Pour sondage SC N° 04 :  $\left\{ \begin{array}{l} PL = 4.26 < 5\% : \text{pas de risque globale à la liquéfaction.} \\ F_L < 1.33 : \text{il y a risque locale de la liquéfaction.} \end{array} \right.$

**Tableau II.15 : Résultats du sondage SC N° 05 (évaluation à partir de L'essai SPT)**

PROF	N <sub>SPT</sub>	γ'	γ <sub>SAT</sub>	CN	N <sub>SPT</sub> <sup>1</sup>	(N <sub>SPT</sub> <sup>1</sup> ) <sub>60</sub>	FC	CRR <sub>7,5</sub>	CRR	rd	CSR
1	18	8,5	18,50	2	36	24.3	12.24	0.156	0.156	0,992	0,432
2	8	8,37	18,37	2	16	10.8	11.32	0,377	0,377	0,985	0,432

FL	F(Z)	F(Z)(10-Z/2)
0,362	0.638	6.065
0.873	0.127	1.146

Pour sondage SC N° 05 :  $\left\{ \begin{array}{l} PL=3.60 < 5\% : \text{pas de risque globale à la liquéfaction} \\ F_L < 1.33 : \text{il y a risque locale de la liquéfaction.} \end{array} \right.$

### **Interprétation des résultats :**

- **Sondage SCN °01 :**

On a détecté l'existence de risque de liquéfaction locale dans toute la couche sableuse entre (1 et 8 m). Le potentiel globale est estimé à 41,677 (> 15%) ce qui représente un risque important de liquéfaction.

- **Sondage SC N°02 :**

On a détecté l'existence de risque de liquéfaction locale dans toute la couche sableuse entre (1 et 4 m). Le potentiel globale est estimé à 20,96 (> 15%) ce qui représente un risque important de liquéfaction.

- **Pour les sondages SC03 et SC04 et SC05 :**

On a détecté l'existence de risque de liquéfaction locale dans toute la profondeur, et par rapport le risque de liquéfaction global pour tout le calcul il ne y a pas de risque global, et les résultats approximatifs pour réalité.

### **III.4. 3. Conclusion**

Le site étudié présente un risque de liquéfaction locale dans les couches sableuses (surtout SC N°01 de profondeur 1 et 8m) et un potentiel de liquéfaction global important (>15%) ; ce qui nécessite de prendre ce risque considération et chercher une solution avant la réalisation de l'ouvrage projeté.

## **IV. INTERPRETATION DES RESULTATS OBTENUS**

Après les calculs réalisés sur le sol, nous avons remarqué la présence du problème de liquéfaction, où nous avons obtenu un grand danger de liquéfaction dans le SC01, donc nous avons conclut que les sols des ouvrages proche de la zone où on a effectué le sondage carotté n°01 sont liquéfiable. On a quatre (04) blocs concernés par ce problème, ces blocs ont les mêmes caractéristiques telles que la surface et la charge.

De même, nous avons calculé le tassement où on a trouvé que le sol ne présente pas un risque de tassement. Et concernant le calcul de la capacité portante, nous avons remarqué que nos ouvrages peuvent reposés sur des semelles isolés, mais vu la présence du risque de liquéfaction de sol on ne peut pas les utilisées. Donc pour cella on est obligé d'utiliser les radiés puisque ils nous aident à améliorer le sol par les colonnes ballastées.

## V. LES DEUX VARIANTES DE RENFORCEMENT

### V.1. Première variante : Fondations profondes

#### V.1.1. Dimensionnement par les essais pressiométrique (PMT)

Supposons un pieux :  $B=0.6$  ; fiche  $D=10\text{m}$

$$P_L^*(z) = P_L(z) - P_0(z) \quad (120)$$

Pour le sable :  $P_0(z) = k_0 \cdot \sigma'_{v0}(z) ; k_0 = 0.5$  (121)

*Tableau II.16 : résultats a partir des essais pressiométriques (Sondage Sc01)*

Z(m)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$P_L(\text{kPa})$	4167	4190	1782	4204	842	707	1345	1341	3709	4256
$P_0(\text{kPa})$	5	10	15	20	25	30	35	40	45,6	51,2
$P_L^*(\text{kPa})$	4162	4180	1767	4184	817	677	1310	1301	3663,4	4204,8
$q_s(\text{kPa})$	80	80	80	80	54	48	70	72	80	80

$D/B=10/0.6=16.66 > 10 \rightarrow$  fondation profonde

$$P_{Le}^* = \frac{1}{3a+b} \sum_{D-b}^{D+3a} \text{trapèzes de } P_{Le}^*(z) \quad (122)$$

Avec:

$$a = \max\left\{\frac{b}{2}; 0.5\right\} \rightarrow \max\{0.3; 0.5\} \rightarrow a = 0.5 \quad (123)$$

$$b = \min\{a; h\} \rightarrow \min\{0.5; 2\} \rightarrow b = 0.5 \quad (124)$$

$$P_{Le}^* = \frac{1}{2} \sum_{9.5}^{11.5} \text{trapèzes de } P_{Le}^*(z) \quad (125)$$

$$P_L(9.5) = 3982.5 \text{ KPa}$$

$$P_L^*(9.5) = 3982.5 - 48.4 = 3934.1 \text{ KPa}$$

$$P_L(11.5) = P_L(10) = 4256 \text{ KPa}$$

$$P_L^*(11.5) = 4256 - 59.6 = 4196.4 \text{ KPa}$$

$$P_{Le}^* = \frac{1}{2} \left[ \frac{(3934,1 + 4204,5) \cdot 0,5}{2} + \frac{(4204,5 + 4196,4) \cdot 1,5}{2} \right] = 4167,66 \text{ KPA}$$

$$q_L = K_p \cdot P_{Le}^* \quad (126)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pieux foré} \\ \text{Marne} \end{array} \right\} k_p = 1,8$$

$$q_L = 1,8 \cdot 4167,66 = 7501,8 \text{ KPA}$$

L'effort du au frottement latérale est donné par :

$$Q_S = \pi \cdot 0,6 \sum_0^{10} \text{ trapèzes de } q_s(z) \quad (127)$$

$$Q_S = \pi \cdot 0,6 \cdot 644 = 1213,3 \text{ KN}$$

L'effort du pointe est donné par :

$$Q_P = \frac{\pi \cdot (0,6)^2}{4} \cdot 7501,8 = 2120 \text{ KN}$$

$$Q_I = Q_P + Q_S = 1213,3 + 2120 = 3333,3 \text{ KN} \quad (128)$$

Sachant que  $Q_{total} = 29034 \text{ KN}$ , on calcule le nombre de pieux nécessaires (N) dans la combinaison fondamentale :

$$Q_{total} \leq 0,71 \times N \times Q_I \quad \rightarrow \quad N \geq \frac{Q_{total}}{0,71 \times Q_I} \quad \text{Donc on aura : } N=12 \text{ pieux}$$

### V.1.2. Effet de groupe

La capacité portante d'un pieu travaillant au sein d'un groupe de pieux est inférieure à celle dans le cas où il est isolé. Pour cette raison, on fait introduire un coefficient d'efficacité noté  $C_g$ .

Pour un groupe de pieux réalisé dans un sol cohérent, le code français CCTG – 93, fascicule 62 stipule que le coefficient d'efficacité est les plus petits des valeurs suivantes :

- $C_g$  donnée par la méthode de la pile fictive de terzaghi :

$$C_g = \frac{Q_1^{\text{semell effective}}}{N \cdot Q_1^{\text{pieu isolé}}} \quad (129)$$

- Valeur de  $C_g$  donnée par les formules suivantes :

- $C_g = 1$  si  $d/B > 3$  ;

- $C_g = (1 + d/B) / 4$  si  $1 < d/B < 3$  ;

On considère que les pieux sont disposés en  $n$  rangés, chaque rangé contient  $n$  pieux

$$n^2 = 12 \text{ pieux} \quad n = 3 \text{ pieux par rangée}$$

**Calcul de l'entraxe « d » :**

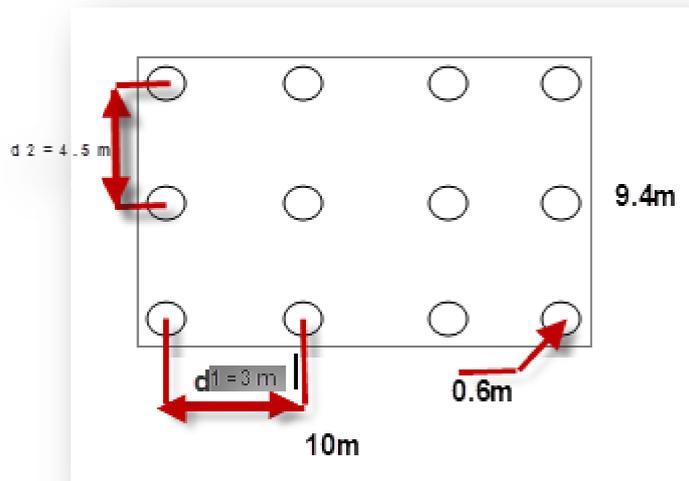
$$d_1 = (10 - 0.6) / 3 = 3.13 \text{ m}$$

$$d_2 = (9.4 - 0.6) / 2 = 4.4 \text{ m}$$

$$d_1 / B = 3.13 / 0.6 = 5.22 > 3$$

$$d_2 / B = 4.4 / 0.6 = 7.33 > 3$$

Alors :  $C_g = 1$



*Figure .II.9 : Dimensionnement des fondations profondes*

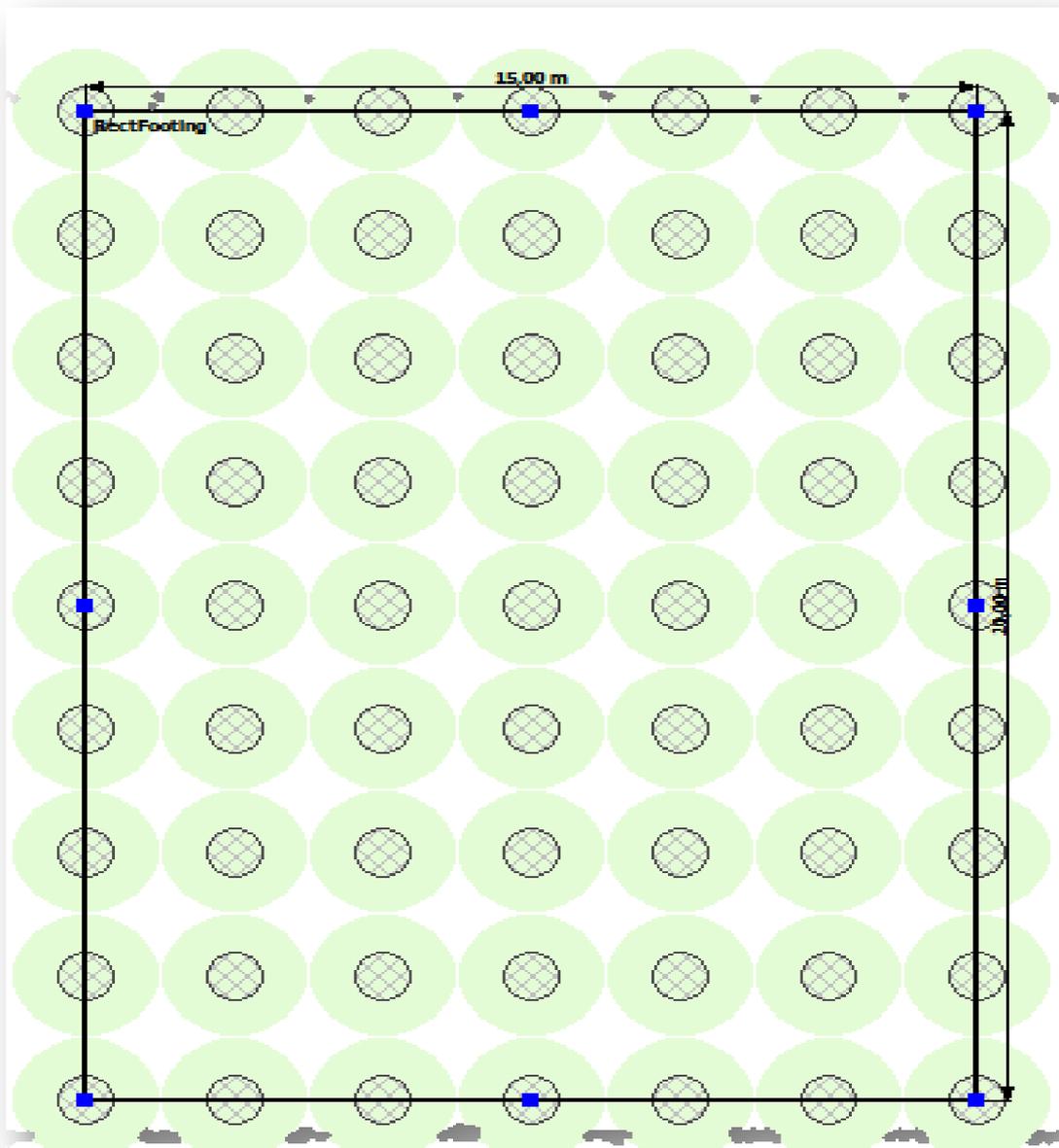
**V.1.3. Conclusion**

D'après les résultats obtenus ci-dessus on conclut que l'utilisation des pieux est une solution à éviter vu le nombre important qu'il faut réaliser et qui il coûte très cher. On passe donc à la solution d'amélioration de sol par colonnes ballastées.

## V.2. Deuxième variante : Colonnes ballastées

### V.2.1. Dimensionnement des colonnes ballastées par la méthode de Priebe

Après l'utilisation du logiciel de calcul des colonnes ballastées par la méthode de Priebe (STONEC), nous avons conclu que le nombre des colonnes ballastées par bloc est 63 colonnes avec 2,5 m entre elles, disposée suivant un maillage rectangulaire, ce qui correspond un nombre global de 252 colonnes pour tous les blocs (quatre 04 blocs ayant le problème de liquéfaction).



*Figure II.10 : Distribution de colonnes ballastées par rapport à la surface de l'ouvrage*

## V.2.2. Etude des fondations en présence de colonnes ballastées

Le tableau ci-dessous nous a donné les différents tassements avas et après traitement par colonnes ballastées. (Voir annexe C)

*Tableau II.17 : Le calcul de tassement avant et après traitement du sol*

Tabular Results									
No	Bottom depth (m)	Load stress (kPa)	Over. stress (kPa)	Ds (MPa)	Ds improved (MPa)	Settlements without treat.		Settlements with treat.	
						Center of footing (cm)	Corner of footing (cm)	Center of footing (cm)	Corner of footing (cm)
1	0.60	93.97	11.70	100.00	100.00	0.06	0.01	0.06	0.01
2	1.60	93.53	31.70	94.00	94.60	0.10	0.03	0.10	0.02
3	2.60	92.13	51.70	94.00	94.60	0.10	0.03	0.10	0.02
4	3.60	89.54	71.70	94.00	94.60	0.10	0.02	0.10	0.02
5	4.60	85.83	91.70	94.00	94.60	0.09	0.02	0.09	0.02
6	5.60	81.24	111.70	94.00	94.60	0.09	0.02	0.09	0.02
7	6.60	76.11	131.70	94.00	94.60	0.08	0.02	0.08	0.02
8	7.60	70.75	151.50	27.00	34.70	0.27	0.08	0.21	0.06
9	8.60	65.38	171.30	27.00	34.70	0.25	0.08	0.19	0.06
10	9.60	60.19	191.10	27.00	34.70	0.23	0.08	0.18	0.06
11	10.60	55.27	210.90	27.00	34.70	0.21	0.08	0.16	0.06
12	11.60	50.70	230.70	27.00	34.70	0.19	0.08	0.15	0.06
13	12.60	46.50	250.50	27.00	34.70	0.18	0.07	0.14	0.06
14	13.60	42.66	270.30	27.00	34.70	0.16	0.07	0.13	0.05
15	14.60	39.17	290.10	27.00	34.70	0.15	0.07	0.12	0.05
16	15.60	36.01	309.90	27.00	34.70	0.14	0.07	0.11	0.05
<b>Totals:</b>						<b>2.40</b>	<b>0.84</b>	<b>2.00</b>	<b>0.68</b>

Bottom depth : Depth of the lowest layer boundary (relative to free surface at 0.00)  
 Load stress : Stress below the center of the footing due to footing load  
 Over. stress : Overburden effective stress  
 Ds : Constrained Modulus of soil layer  
 Ds improved : Constrained Modulus of soil layer after treatment  
 \* : Settlements calculation ended due to 20% rule

## V.2.3. Justification en termes de contraintes

### V.2.3.1. Justification en termes de contraintes

L'étreinte latérale est obtenue à partir des pressions limites (Pl) en évaluant la pression équivalente le long des couches de sol traversées par les colonnes ballastées.

On calcul  $P_{le}^*$  pour sondage (SC01) sur la hauteur de moindre résistance.

#### A. rupture par expansion latérale

$$q_r = \frac{1 + \sin(\varphi_c)}{1 - \sin(\varphi_c)} = \sigma_h \cdot \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'_c}{2} \right) = 4,6 \cdot \sigma_h \quad (130)$$

$\phi'_c$  : Angle de frottement du ballast ( $\phi'_c = 40^\circ$  dans notre cas )

$\sigma_h = P_{Le}^*$  Dans le cas du pressiomètre

A partir des valeurs de  $P_L^*$ , on calcul la moyenne géométrique  $P_{Le}^* = \sqrt[n]{\prod p_i^*}$

Sur la zone de moindre résistance entre 1 et 8m de profondeur.

$$P_{Le}^* = \sqrt[8]{4162.4180.1767.4184.817.677.1310.1301} = 1821,62 \text{ KPA}$$

$$\sigma_h = P_{Le}^* = 1821,62 \text{ KPA}$$

$$q_r = 4,6 \cdot \sigma_h = 8379,46 \text{ KPA}$$

### **B. rupture par poinçonnement :**

Selon les recommandations du COPREC 2004, on élimine le risque de poinçonnement en donnant à la colonne une longueur supérieure à la longueur minimale qui équilibre la résistance du sol :

**Calcul à l'E .L.U :**

$$L_C \geq \frac{R_C \cdot \left[ \left( \gamma_{ELU} \cdot \frac{\sigma_{0ELU}}{C_u} \right) - 9 \right]}{2} \quad (131)$$

Avec :

$$\begin{cases} \sigma_{0ELU} = 96.78 \text{ KPA} \\ R_C = 0,8\text{m} \\ \gamma_{ELU} = 1,5 \\ \gamma_{ELS} = 2 \\ \gamma_C = 21\text{KN/m}^3 \end{cases}$$

On détermine  $C_u$  à partir des résultats pressiométriques en utilisant la corrélation suivante :

$$C_u = \frac{P_L - P_0}{5,5} \quad (132)$$

On fait 02 calculs pour chaque combinaison (pour  $C_u^{\max} = 760,73 \text{ KPA}$  et  $C_u^{\min} = 123,1 \text{ KPA}$ )

**Calcul à l'E .L.U :**

$$\bullet L_C \geq 0,8 \cdot \left[ \left( 1,5 \cdot \frac{96,78}{123,1} \right) - 9 \right] / 2 \rightarrow L_{C \max} \geq - 3,39 \text{ m}$$

- $L_C \geq 0,8 \cdot \left[ \left( 1,5 \cdot \frac{96,78}{760,73} \right) - 9 \right] / 2 \rightarrow L_{C \min} \geq - 3,48 \text{ m}$

La rupture par poinçonnement est toujours vérifiée.

Donc, la contrainte la plus défavorable est celle due à la rupture par expansion latérale.

### C. Calcul des contraintes admissibles

1/ A'ELS :  $q_{aELS} = \min (0,8\text{MPa} ; q_{r/2}) = \min (0,8\text{MPa} ; 4,189\text{MPa})$  (133)

$$q_{aELS} = 800\text{KPa}$$

2/ A'ELU :

$$q_{aELU} = 1,33 \cdot q_{aELS} = 1,33 \cdot 800 = 1064 \text{ KPa}$$

$$q_{aELU} = 1064 \text{ KPa}$$

### Vérification

$$\sigma_{0ELU} = 96,78\text{KPa} \text{ Et } q_{aELU} = 1064\text{KPa}$$

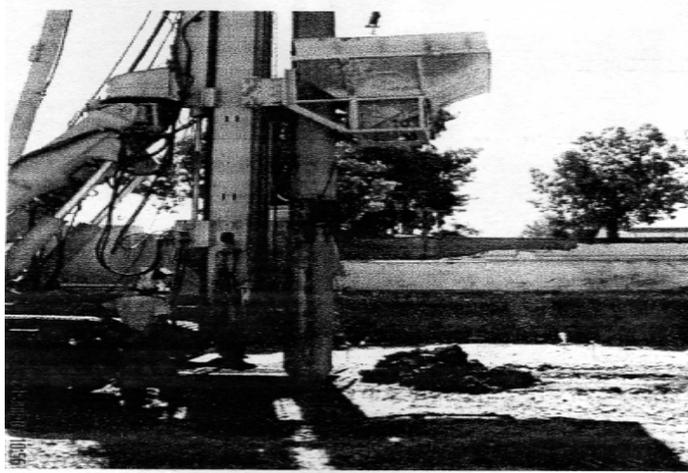
$$\sigma_{0ELU} \ll q_{aELU} \quad (134)$$

## **V.2.4. Réalisation des colonnes ballastées**

Selon l'étude géotechnique faite sur le site d'Alger, on réalise 150 logement, présente en général grande risque de liquéfaction des couches sableuses sous l'effet d'un éventuel séisme surtout que la région est classée selon le RPA 99 version 2003 dans la zone III.

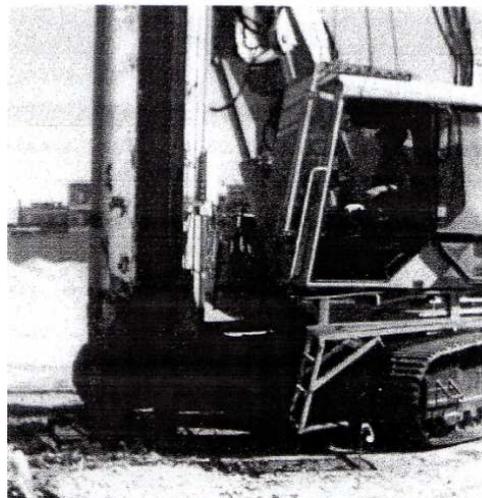
### **V.2.4.1. Etapes de réalisation des colonnes ballastées**

- Mise en station de la grue : le vibreur est amené à la verticale du point centrale de la colonne implantée puis la grue est stabilisée sur ces trois pieds ;



*Figure .II.11. Mise en station du vibreur*

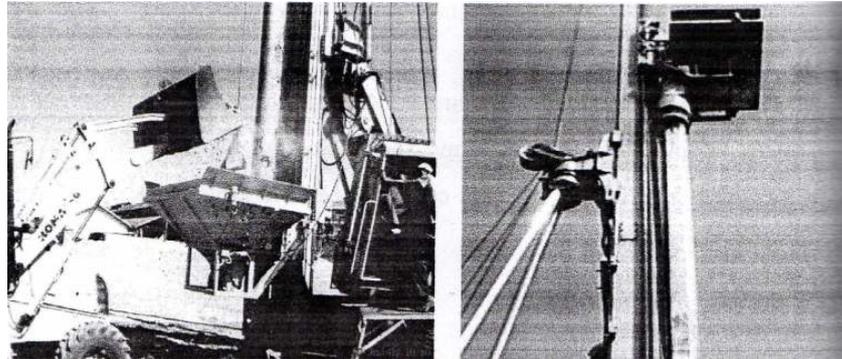
- Afin d'éviter que le vibreur sera bouché en traversant les couches de sol, on verse un godet de ballast dans la benne pour le verser dans le sas ;
- Démarrage du moteur, le vibreur est descendu lentement. Il arrive parfois qu'on trouve une difficulté pour traverser le premier mètre ; cela est du au fait que la couche superficielle est bien compactée par le mouvement des machines dans le chantier ;
- Le vibreur avec le tube de rallonge, descend lentement sous l'effet de son propre poids et les vibrations du moteur excentrique en refoulant latéralement le sol. La vitesse de descente est variable d'un sol à l'autre. Il arrive parfois que le moteur du vibreur augmente de température en traversant des couches de sol résistantes ou on est obligé de le refroidir avec de l'eau ;



*Figure .II.12. Descente du vibreur dans le sol*

- Lorsque la profondeur de traitement requise est atteinte (identifiée par l'enregistreur en temps réel sous forme d'augmentation instantanée de consommation du courant du vibreur), on remplit la benne à l'aide d'un chargeur à godet (ou un tractopelle) puis elle

est remontée et son contenu est vidée dans le sas. Une fois la benne est vide, on la fait descendre ;



*Figure. II.13. Remplissage de la benne puis son vidage dans le sas*

- Le matériau (ballast) est expulsé vers l'orifice du vibreur à l'aide de l'air comprimé dont l'alimentation continue est assurée par un compresseur ;
- Le vibreur est ensuite légèrement remonté pour permettre au ballast de sortir de l'orifice. En remontant et descendant le vibreur de façon contrôlée par passes successives (de l'ordre de 50 cm) jusqu'au niveau de la plate forme, le ballast est expansé et compacté dans le sol en place pour former la colonne ballastée. L'alimentation en matériau est assurée continuellement à l'aide de la benne qui verse son contenu dans le sas



*Figure. II.14. finition d'une colonne*

- L'augmentation instantanée du consommation du courant du vibreur jusqu'à une valeur critique traduit le serrage du terrain et permet de vérifier que le compactage optimal a été atteint.

## V.2.5. Essai de contrôle des colonnes

Le contrôle se fait conformément au cadre contractuel, et dans le respect de la norme relative à l'exécution des colonnes ballastées, DTU13.2.

### V.2.5.1. Essai de contrôle d'exécution

Pour une colonne sur 50 soit 9 colonnes pour le nombre total prévu dans l'étude, il sera fourni les paramètres d'exécution des colonnes ballastées : profondeur atteinte, énergie consommée, et volume du matériau incorporé par mètre de profondeur. Ces paramètres doivent être fournis sous forme d'enregistrement précisant aussi le matériel utilisé et le procédé de réalisation utilisé.

### V.2.5.2. Essai de réception des colonnes

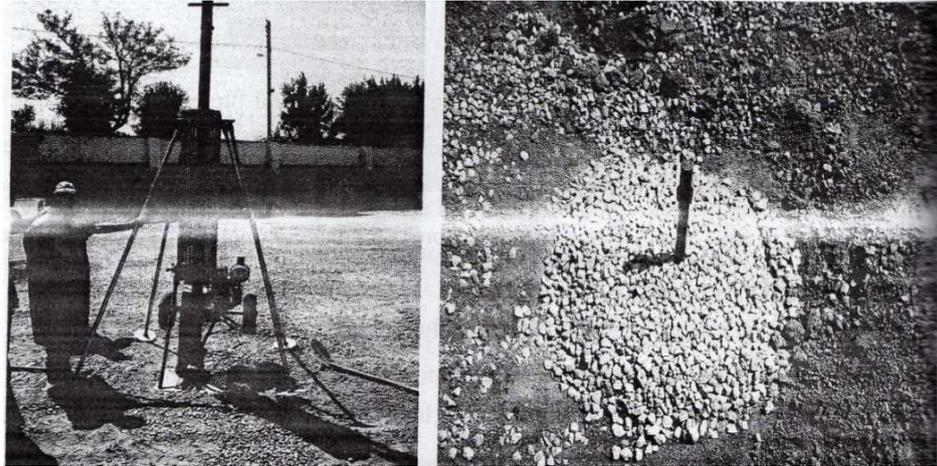
Les essais de réception des colonnes sont à la charge de l'entreprise de réalisation des colonnes, ils comprennent :

- Contrôle du diamètre de la colonne, à raison de 1 par tranche de 50 colonnes, soit 9 colonnes pour le nombre total prévu dans l'étude. Le contrôle se fait par dégarnissage des colonnes hors ouvrages sur une profondeur minimale de 1m sous la plateforme. La tolérance d'exécution des colonnes est de  $\pm 20$ cm



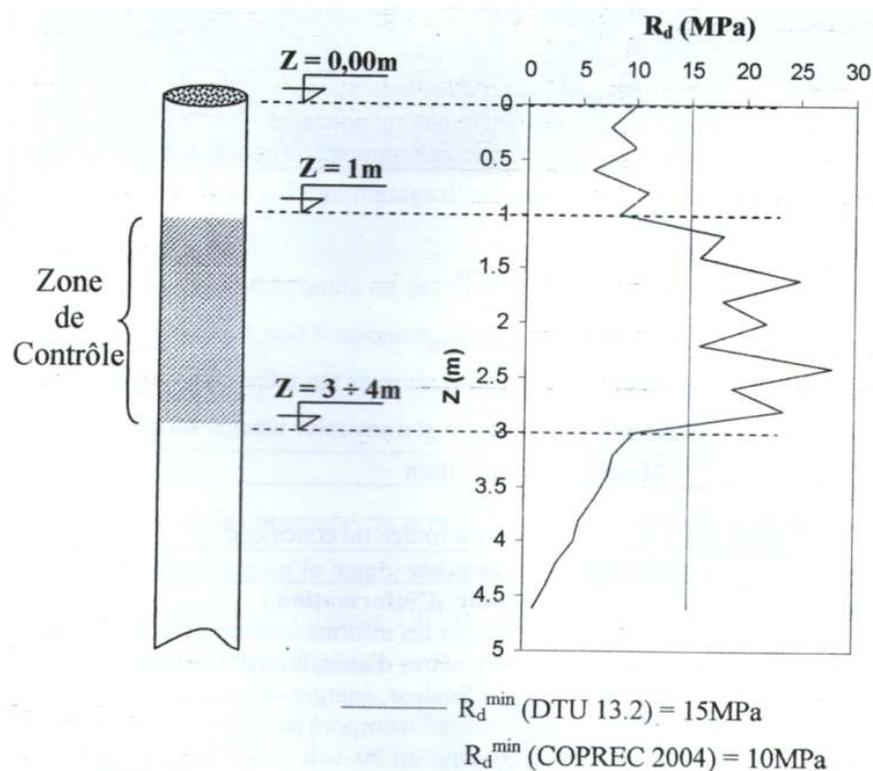
*Figure II.15. Dégarnissage d'une colonne*

- Contrôle de la continuité en cas de défaut d'enregistrement, à raison de 1 par tranche de 50 colonnes, soit à colonnes pour le nombre total prévu dans l'étude .le contrôle de la continuité se fait par essai de pénétration CPT ou dynamique DPT selon les normes en vigueur relatives à la réalisation de ces essais.
- Contrôle de la compacité de la colonne, à raison de 1 par tranche de 80 colonnes, soit de 6 colonnes pour le nombre total prévu dans l'étude. Le contrôle de la compacité se fait par essai CPT ou essai DPT en descendant de 1m sous la base de la colonne, sauf refus sur la couche d'assise.



**Figure II.16.** Réalisation de l'essai DPT dans l'axe des colonnes

La résistance pénétrométrique minimal en tout point de l'axe de la colonne, à partir de 1m de profondeur, doit être égale à 15 MPa (DTU13.2). Lorsqu'il y'a un refus, cela implique que le critère de compacité est vérifié. La zone de contrôle s'étale de 1m de profondeur jusqu'à 3 à 4m. Au delà, les tiges commencent à dévier et on enregistre de faibles valeurs de résistance.



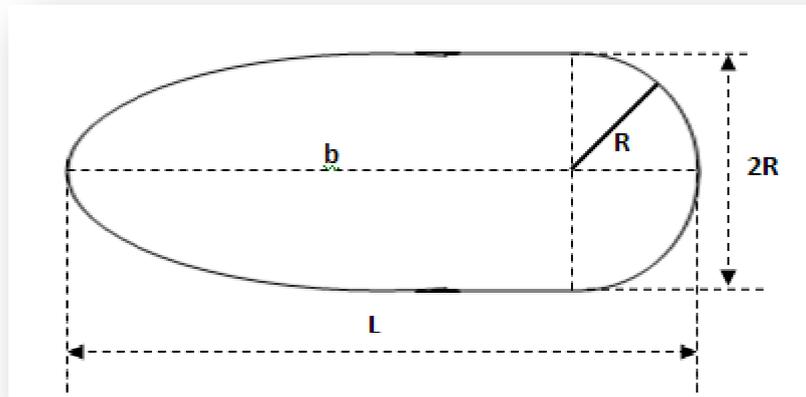
**Figure II.17 :** profil pénétrométrique typique dans l'axe des colonnes

Les profondeurs de ces sondages pourront varier en fonction des contraintes qui accompagnent la réalisation de ce type d'essai dans un matériau de sa grande classe granulométrique. La principale contrainte rencontrée est la difficulté de réaliser l'essai exactement dans l'axe de la colonne ce qui conduit à la déviation du train de tiges.

### Evaluation du diamètre moyen des colonnes

En réalité, les colonnes ballastées n'ont pas une section circulaire : la section du vibreur est composée d'un demi cercle et d'une demi ellipse. Des mesures faites sur la section du vibreur se trouvant dans le chantier d'Algérie ont données les valeurs suivantes :

$L=56\text{cm}$  et  $2R= 37,50\text{cm}$  (voir schéma ci-dessous)



**Figure II.18.** Schéma général sur la section transversale du vibreur

On calculant la section totale du vibreur on peut estimer le diamètre moyen des colonnes réalisée avec de telles dimensions.

$$S = \frac{b \cdot R \cdot \pi}{2} + \pi \frac{R^2}{2} \quad \rightarrow \quad S = \frac{R \cdot \pi}{2} \cdot (b + R) = \frac{L \cdot R \cdot \pi}{2} \quad (135)$$

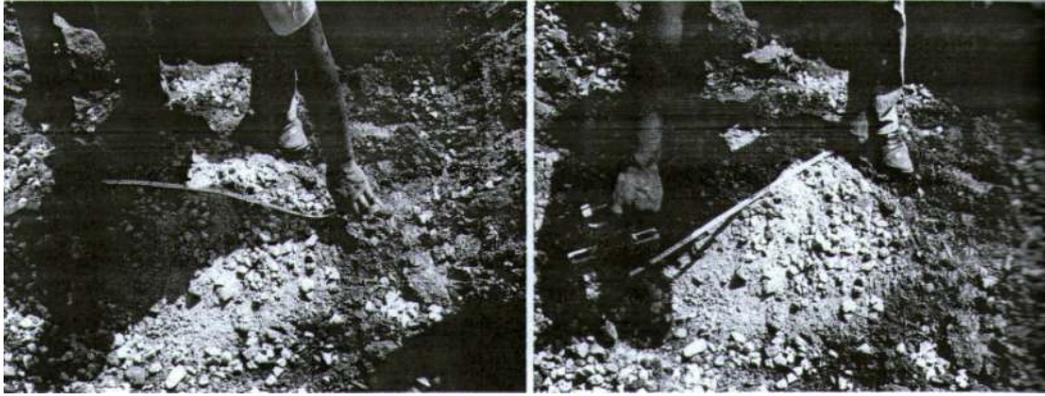
Le cercle équivalent aura une section :

$$S_{eq} = \frac{\pi \cdot \phi_{eq}^2}{4} \quad (136)$$

On posant  $S = S_{eq}$ , le diamètre équivalent sera donc donné par  $\phi_{eq} = \sqrt{2RL}$

Après application numérique on trouve :  $\phi_{eq} = 45,83 \text{ cm}$

On peut vérifier le diamètre moyen des colonnes après chaque dégarnissage en mesurant les dimensions  $L$  et  $2R$ .



**Figure II.19 :** Mesure des deux dimensions (L et 2R) d'une colonne après son dégarnissage.

**Tableau. II.18 :** Exemples de vérification du diamètre moyen des colonnes après dégarnissage

N	Z% plate forme	L (cm)	2R (cm)	$\phi_{eq}$ (cm)	Remarque
157	-0.50	60	50	54,77	$\phi_{eq} > 80 \pm 20cm$ : non vérifié
	-1.00	60	45	51.96	$\phi_{eq} > 80 \pm 20cm$ : non vérifié
221	-0.50	60	50	54.77	$\phi_{eq} > 80 \pm 20cm$ : non vérifié
	-1.00	60	57	58.48	$\phi_{eq} > 80 \pm 20cm$ : non vérifié

Les valeurs du diamètre moyen retrouvées sont en dehors des valeurs tôlees (entre 60 et 100cm) sachant que le dimensionnement des colonnes et le calcul des tassements sont faites avec un diamètre moyen de 80cm. On peut augmenter le diamètre des colonnes en travaillant avec un autre vibreur de section plus grande. On peut tolérer ces valeurs en attendant les résultats de l'essai de chargement.

### V.2.5.3. Essais de contrôle sur le matériau d'apport

Les matériaux d'apport doivent être de qualité et de granulométrie parfaitement contrôlées le choix se portera sur des graves naturelles, roulées ou concassées.

Les matériaux de classe F au sens de la norme NF P I I 300 et de la GTR 92 : "sols organiques et sous produits industriels"

#### **Granulométrie :**

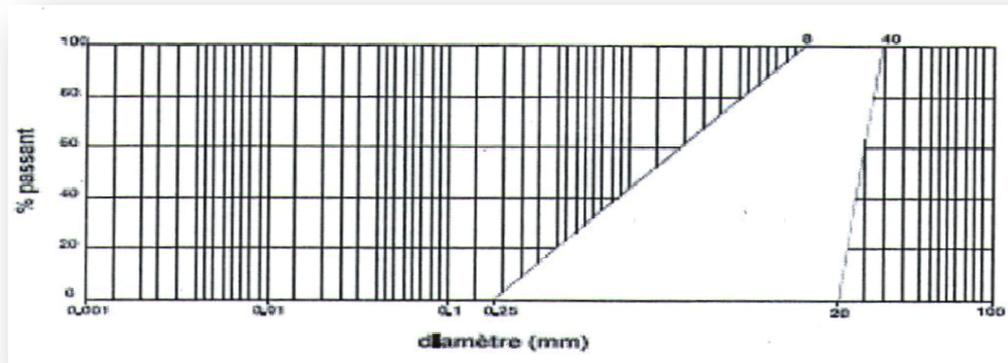
La granulométrie du matériau d'apport doit se situer dans le fuseau représenté en figure dessous, caractérisé par :

$$8\text{mm} \leq D_{\text{max}} \leq 40\text{mm}$$

$$0.25\text{mm} \leq D_{\text{max}} \leq 20\text{mm}$$

En régle générale, on utilise des agrégats roulés ou concassés de granulométrie 5/32mm.

Dans tous les cas, les passant inférieur à 80 µm (déterminé suivant la norme NF P 94-040) est inférieur à 5% ;



**Figure II.20 :** Caractéristiques du fuseau granulométrique des agrégats

#### **Dureté :**

Les caractéristiques minimales des martiaux d'apport sont les suivantes :

- LA < 35 (LA : essai los Angeles, norme NF P 18-573)
- MDE < 30 (Essai Micro Deval, norme NF P 18-572)
- LA+MDE < 60

**Remarque :** Tous les critères sont vérifiés

#### **V.2.5.4. Essai de chargement**

##### **A- Caractéristique de l'essai**

Type d'essai : sur colonne isolée

Dimensions de la plaque : diamètre 0.80m

Charge maximale appliquée : 1.5x20 tonnes = 30tonnes.

##### **B- Objectifs de l'essai**

Le but de cet essai est de vérifier le comportement d'une colonne ballastée en matière de déformation sous une charge verticale donnée. C'est l'essai le plus fiable pour le contrôle des colonnes ballastées car il permet de soumettre la colonne à une charge égale à 1.5 fois la charge à l'ELS et de mesurer leur tassement.

L'essai est considéré comme probant, si les deux critères suivants sont satisfaits :

- La charge critique n'est pas atteinte ;
- Le tassement en fin du palier de la charge de service  $Q_N$  reste inférieur à celui compatible avec tolérances imposées par la structure ou une partie de l'ouvrage (5cm dans notre cas)

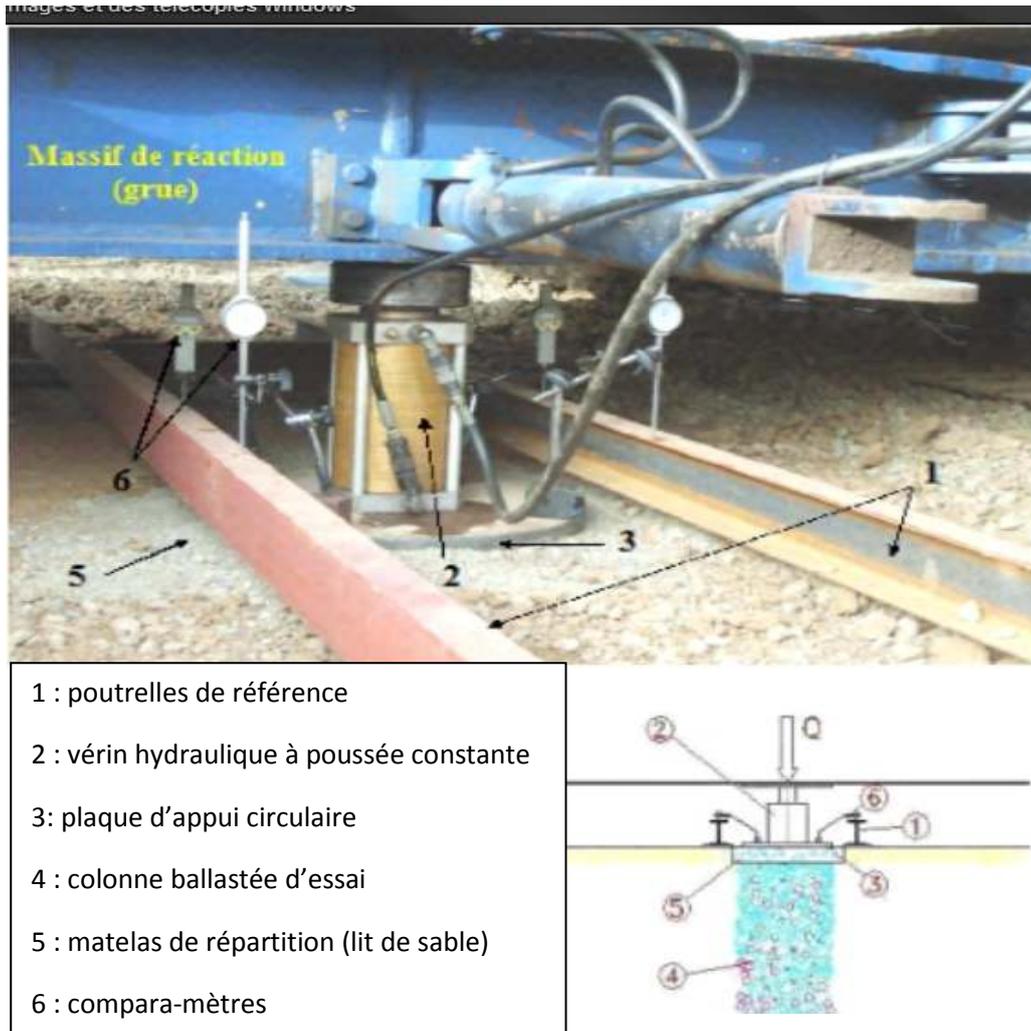
Les courbes de tassements obtenues mettent en évidence le mode de déformation élasto-plastique classique des colonnes ballastées sans atteindre de point de rupture.

### C- Description de l'essai

La charge est appliquée par un vérin hydraulique sur une plaque circulaire d'un diamètre proche de celui de la colonne (environ 80cm) et d'épaisseur 1 à 2 cm, en sollicitant le poids propre d'un massif de réaction suffisamment lourd (une grue, par exemple). Ce vérin qui est actionné par une pompe doit en principe être muni d'une rotule pour assurer la verticalité des efforts et éviter les pertes par frottement.

La plaque circulaire sera centrée sur la tête de la colonne ballastée qui sera décapée au préalable. Un lit de sable est mis en place entre la plaque et la tête de la colonne afin de garantir une parfaite répartition des contraintes.

Chaque palier de chargement est contrôlé au moyen d'un manomètre à pression d'huile. A l'aide d'une pompe hydraulique reliée directement au manomètre, on assure une charge constante pour chaque palier. Les tassements sont mesurés par quatre indicateurs de précision (au 100<sup>ème</sup> de millimètre), sur des poutrelles métalliques de référence qui reposent sur le sol par l'intermédiaire de cales à bonne distance de la colonne chargée. Un schéma de l'instrumentation utilisé est présenté ci-dessous



**Figure II.21** : principe de l'essai de chargement

**D-** choix des colonnes d'essai

Généralement, la colonne d'essai sera choisie aléatoirement, de préférence dans une zone où l'essai présente un intérêt particulier (profil géotechnique défavorable, charge plus importante, ...).

**E-** charge appliquée

Conformément aux prescriptions du D.T.U 13.2, cet essai mesure les tassements jusqu'à 1.5 fois la charge de service, notée  $Q_N = 30$  tonnes.

F- paliers de chargement

Le cycle et les paliers de chargement sont inspirés de ceux de l'essai de contrôle de la norme AFNOR NF P 94 150-1 applicable aux pieux. Cependant, pour répondre aux exigences du D.T.U.13.2 (chargement à 150% de la charge de service  $Q_N$ ) et pour obtenir des résultats significatifs et exploitables dans le cas d'un essai sur colonnes ballastées, les paliers suivants seront respectés :

- Préchargement de 0 à  $0.25 Q_S$  maintenu pendant 15 minutes et déchargement rapide pour vérifier le bon fonctionnement du système et pour supprimer les défauts de contact entre la plaque et la tête de la colonne.
- Chargement de 0 à  $1.5xQ_S$  par 6 paliers égaux de  $0.25xQ_N$ .
- chaque palier est maintenu constant pendant 60 minutes(\*),
- pour chaque palier, les lectures des déformations sont faites aux temps suivants :
  - toutes les minutes entre 1 et 5min
  - toutes les 5 min entre 5 et 30min
  - toutes les 5 min entre 30 et 60min
- déchargement par paliers de  $0.25 Q_N$  maintenus 5 minutes avec lectures toutes les minutes

(\*) : Les paliers de chargements peuvent être raccourcis à 30 minutes voire moins si l'on obtient rapidement une déformation stabilisée. La déformation est dite « stabilisée » lorsque la vitesse d'enfoncement n'excède pas  $0.02 \text{ max /min}$

Les mises en charge doivent être les plus rapides possibles et le temps initial de chaque palier correspond à la mise en charge.

**Tableau. II.19 :** La synthèse des résultats est présentée

Etape de chargement	Charge appliquée(T)	Tassement (mm)
25%	5.00	0.46
50%	10.00	0.80
75%	15.00	1.55
100%	20.0	1.92
125%	25.00	2.62
150.	30.00	3.00

## V.2.6. Conclusion

### *Essai de chargement*

L'essai réalisé dans la colonne n°54 est satisfaisant, a confirmé une bonne continuité de celle-ci, et un bon compactage de leurs marteaux constitutif (confirmé par les enregistrements de paramètres).

- Pour l'essai de chargement sur la colonne n°54, les tassements sont admissibles.
- Le mode de déformation élasto-plastique correspond à ce qui est généralement observé pour ce type d'essai.

L'essai de chargement présente des résultats conformes aux calculs.

### *Essais au pénétromètre dynamique*

Les essais réalisés dans les colonnes sont satisfaisants. Ils ont confirmé une excellente compacité de leurs matériaux continuité des colonnes par les enregistrements de paramètres.

## VI. ESTIMATION TECHNICO-ECONOMIQUE DES VARIANTES

Le prix unitaire de la réalisation de renforcement d'un sol de fondation par colonne ballastée est estimé à **51 000.00 DA** (cinquante et un mille dinars) par colonne ballastée

Par contre, le prix unitaire de renforcement par pieu est estimé par **50 000.00 DA/m<sup>3</sup>**, par exemple le prix de réalisation d'un pieu **0.6m** de diamètre et une fiche **D=10m**, est égale à **140 000,00 DA**.

C'est grâce à ces avantages pratiques que le renforcement par colonnes est devenu d'usage intense à l'échelle internationale, outre l'aspect économique, (coût, délais d'exécution) par rapport les fondations profondes ou autres solution.

## Conclusion générale

Cette étude traite en particulier le projet de 150 Logements sis à Heuraoua, wilaya d'Alger, qui doit être bâti sur un sol qui présente un problème essentiels de liquéfaction.

Afin de pouvoir résoudre ce problème, nous avons opté la technique qui est convenable vis-à-vis du coût et le temps de réalisation, à savoir le procédé des colonnes ballastées.

Pour que les colonnes puissent accomplir leurs rôles convenablement, nous avons proposé au Maitre de l'ouvrage les recommandations suivantes :

### Pendant la réalisation des colonnes

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

### Après réalisation

- ❖ Il est préférable de réalisé des matelas de répartition juste après la fin de réalisation des colonnes, pour éviter de colmater les têtes de celles-ci, donc de réduire leur pouvoir drainant.

La mise en place de colonnes ballastées doit améliorer le sol et éliminer radicalement tout risque de liquéfaction.

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIE

- 1 : Boua, B & Boudrouaz, D, *évaluation du potentiel de la liquéfaction du sol cas de l'oued Sebou*, mémoire de fin d'études pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en travaux publics, Alger, (2006) .
- 2 : Bouafia,A. « introduction au calcul des fondations », Edition SAB, 2003.
- 3 : Bouafia,A., « *Cours de dynamique des sols et des fondations* », 4<sup>ème</sup> année génie civil. Option Géotechnique Université de Blida, (2006).
- 4 : Bouafia,A , « *introduction à la dynamique des sols, tome 2 ,calcul dynamique des ouvrages géotechniques* » édition OPU Algérie, (2006).
- 5 : Canou, J, Benahmed, Dulpa. J-C, DE Gennaro.v, *Comportement mécanique et liquéfaction des sables*, article CERMES, centre commun a l'ENPC et LCPC, France.
- 6 : Canou, J, El -Hachem, M, et Kattan, A(1985) , *propriétés de liquéfaction statique d'un sable lâche , Proceedings du 25° colloque du groupe français de Rhéologie*, Grenoble 28-30 Nov., 1990, pp : 159-170.
- 7 : Corte, JF *L'évaluation du risque de liquéfaction a partir des essais en place, Génie parasismique*, éditeur : Victor Davidovici, presse de l'EN PC, (1985), pp : 323-335.
- 8 : J. Costes et G. Sanglerat “*Cours Pratique de Mécanique des sols – Calcul de ouvrages* “, Edition Dunod, Paris, (1983) .
- 9 : Dhouib, A et Blondeau, F, « *colonnes ballastées, technique de mise en œuvre domaines d'application, comportement, justification, contrôle, axes de recherche et développement*» presse de L.C.P.C, France, (2005).
- 10 : DTU.13.2., « *Fondation profondes pour le bâtiment – Chap. VIII : Colonnes ballastées*» 1992.
- 11 : Hadid. M, charge de recherche au CGS “*Séminaire sur la sismologie et la dynamique des sols* ‘. (SETIM, les 24, 25 et 26 décembre 2001).
- 12 : Haroun, N, *traitement de la liquéfaction par le procédé des colonnes ballastées d'un réservoir G.N.L à Skikda*, Option géotechnique, université Saad Dahleb Blida, (2009).
- 13 : Heinz J Priebe, “*vibro replacement to prevent earthquake liquefaction proceedings of the geotechniques colloquium at Darmstadt*”, Germany. Technical paper 19-57 E. 13 Pages. (1998).
- 14 : K. Baddari et M. Djeddi « *Elément de sismologie* », 1994.
- 15 : Keller ® « *Amélioration et renforcement de sol* » fiche technique.
- 16 : Keller®, ‘ *Fondations Spéciales SAS, Vibrocompactage*’, Brochure 11-01 F.
- 17 : Kramer, S.L. *Geotechnical Earthquake Engineering, Prentice-Hall Civil En Gineering and Engineering Mechanics series*, (1996).
- 18 : .Luong, M., *Phénomènes cycliques dans les sols pulvérulents*, revue Française de Géotechnique N°10, pp : 39-53, (1980).
- 19 : Magnan, J.P. & pilot., *amélioration des sols*, Mécanique Des Sols, Techniques des

- l'Ingénieur. C255, France, (1988).
- 20 : Menard ® '*Vibrocompactage*' *fiche technique*, [www.menard-web.com](http://www.menard-web.com).
- 21 : Pecker, A, *dynamique des sols*, éditions presses de l'ENPC, paris, 259p , (1984), .
- 22 : Recommandations sur la conception, *le calcul l'exécution et le contrôle des colonnes ballastées sous bâtiments et ouvrages sensibles au tassement*, (COPREC, 2004) Paris.
- 23 : Soyez, B. « *méthodes de dimensionnement des colonnes ballastées* » bulletin de liaison des L.CL.C,N° 135, Paris. Pp.35.51. (1985).
- 24 ZIGHMI I.B « *Etude numérique de l'influence des paramètres géotechniques sur le comportement des sols renforcés par colonnes ballastées* » Mémoire de magister, Tizi Ouzou,

## Annexe A

### Les étapes évaluation du risque de liquéfaction à partir de l'essai SPT (méthode de Seed-Idriss 1971)

**Étape 1)** évaluer la contrainte de cisaillement maximum  $\tau_{max}$  Mobilisée par le séisme à la profondeur étudiée  $Z$ , à partir d'une analyse de la réponse sismique du site en champ libre. Une alternative simplifiée de calcul de  $\tau_{max}$  est celle du modèle d'une colonne rigide ayant une hauteur  $Z$  et sollicitée en surface par une accélération  $a_h^{max}$ , suite à la propagation verticale des ondes de cisaillement. Ces dernières ne développent en fait aucune contrainte normale latérale sur les facettes verticales de la colonne, ce qui conduit à

$$\tau_{max} = \frac{\sigma_v}{g} a_{max}$$

On retient en général comme valeur représentative de la contrainte de cisaillement de calcul, une fonction égale à deux tiers de  $\tau_{max}$ .

Pour tenir compte de la flexibilité de la colonne du sol, Seed et Idriss ont proposé d'effectuer un abattement à l'aide du coefficient de réduction des contraintes, noté  $r_d$ . Ce dernier est égal à 1 en surface et diminue par la suite avec la profondeur. **La figure I.22.** illustre la variation de  $r_d$  en fonction de la profondeur, obtenue moyennée peut être utilisée pour des profondeurs n'excédant pas 12m.

On peut aussi utiliser la formule de Robertson et Wride (1997) :

$$r_d = 1.0 - 0.00765 \times Z \text{ Pour } Z \leq 9.15 \text{ m},$$

$$r_d = 1.174 - 0.0267 \times Z \text{ Pour } 9.15 < Z \leq 23 \text{ m},$$

$$r_d = 0.744 - 0.008 \times Z \text{ pour } 23 \text{ m} < Z \leq 30 \text{ m},$$

$$r_d = 0.5 \text{ Pour } Z > 30 \text{ m}$$

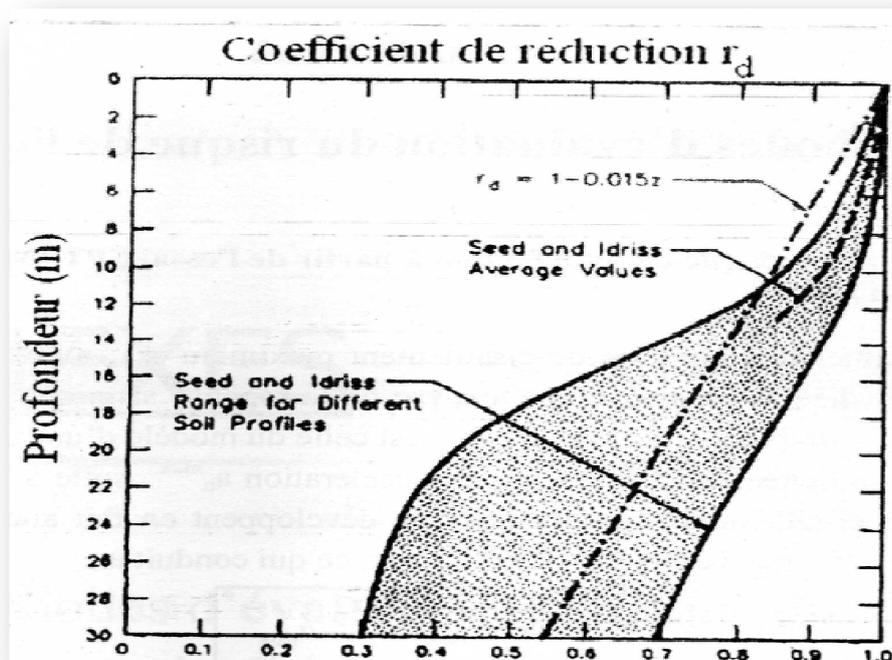


Figure 1 : coefficient de réduction des contraintes de cisaillement. [4]

**Étape 2)** évalué le rapport des contraintes cycliques **CSR**, défini à une profondeur donnée comme étant le rapport de la contrainte de cisaillement à la contrainte effective :

$$CSR = \frac{\tau}{\sigma'_v} = \frac{2}{3} \frac{\tau_{\max}}{\sigma'_v}$$

En cas d'utilisation du modèle de la colonne rigide, on aura :

$$CSR = \frac{\tau}{\sigma'_v} = \frac{2}{3} \frac{a_{\max}}{g} \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} r_d$$

**Étape 3)** évaluer, à chaque profondeur de l'essai **SPT**, le nombre de coups normalisé à un rapport d'énergie **ER** de **60%**, et corrigé par l'effet de la profondeur (ou effet des pressions de confinement) par le biais du coefficient  $C_N$ . En cas d'un équipement **SPT** non standard, la correction du nombre de coups s'écrit :

$$N_{spt}^1 = C_N \cdot C_{60} \cdot N_{spt}$$

Le coefficient  $C_N$  égal à **1** pour une contrainte verticale effective  $\sigma'_v$  du poids des terres de **100 KPa**. Il est exprimé par :

$$C_N = \sqrt{\frac{100}{\sigma'_v}}$$

Ce coefficient doit être compris entre **0.5** et **2.0** selon Liao et Whitman (1986), il faut limiter  $C_N$  à **2**, pour des profondeurs inférieures à **3m**.

$C_{60}$  est le produit de plusieurs facteurs de correction des résultats de l'essai **SPT**, tenant essentiellement compte des dimensions des tiges, et enfin du diamètre du forage dont les valeurs sont regroupées au tableau

Correction dure à	Facteur de correction	correction
Mouton non standard	$C_{HT}$	- Mouton avec corde et poulie : si ER= 0.45, alors $C_{HT}=0.75$ - Mouton avec trajet automatique : si ER =0.8, alors : $C_{HT}= 1.33$
Masse M et/ou hauteur de chute H non standards	$C_{HW}$	$C_{HW} = \frac{H(mm) \cdot M(kg)}{760 \times 63.5}$
Carottier échantillonneur non standard (sans fourreaux)	$C_{SS}$	- $C_{SS} = 1.10$ pour sable lâche - $C_{SS} = 1.20$ pour sable lâche
Carottier échantillonneur non standard (avec fourreaux)	$C_{SS}$	- $C_{SS} = 0.90$ pour sable lâche - $C_{SS} = 0.80$ pour sable lâche
Longueur de tiges	$C_{RL}$	- $C_{RL} = 0.75$ pour longueur = 3-4m - $C_{RL} = 0.85$ pour longueur = 4-6m - $C_{RL} = 0.95$ pour longueur = 6-10m - $C_{RL} = 1.00$ pour longueur = 10-13m
Diamètre de forage non standard	$C_{BD}$	- $C_{BD} = 1.00$ pour diamètre = 65 – 115mm - $C_{BD} = 1.05$ pour diamètre = 150mm - $C_{BD} = 1.15$ pour diamètre = 200mm

**Tableau 1** : facteurs de correction du nombre de coups

**Etape 4)** déterminer à la profondeur étudiée le rapport de résistance cyclique  $CRR_{7.5}$  correspondant à une magnitude sismique  $M_w$  de **7.5**, à partir de la figure I.23 pour un sable propre ( $FC \leq 5\%$ ) ou de la figure I.24 pour des sables contenant des fines.

Il est à noter que sur la figure I.23, la courbe limitant la zone de la liquéfaction de celle du non liquéfaction, a une allure linéaire en deca d'un nombre de coupe de **20**, et peut être ajusté par la relation suivante :

$$CRR_{7.5} = \frac{(N_{spt}^1)_{60}}{90}$$

Les courbes des figures I.23 et I.24 font partie du règlement parasismique chinois pour les bâtiments.

On peut aussi calculer directement **CRR** en fonction du nombre de coupe normalisé et corrigé  $(N_{spt}^1)_{60}^f$ , en effectuant au préalable une correction du nombre normalisé  $(N_{spt}^1)_{60}$  pour tenir compte de la teneur en particules fines (% des particules inférieurs à **75µm**). La présence des particules fines (argiles et/ou limons) a un effet stabilisateur sur la résistance à la liquéfaction de sable. On peut adopter la méthode de Seed et Idriss (1982) formulée comme suit, en notant le pourcentage des fines par **FC(%)** (Fines content in %) :

$$(N_{spt}^1)_{60}^f = a' + b'(N_{spt}^1)_{60}$$

Avec :

$$\begin{cases} a' = 0 \text{ et } b' = 1.0 & \text{pour } FC \leq 5\% \\ a' = \exp[1.76 - (190/FC^2)] \text{ et } b' = 0.99 + FC^{1.5}/1000 & \text{pour } 5 < FC < 35\% \\ a' = 5.0 \text{ et } b' = & \text{pour } FC \geq 35\% \end{cases}$$

$$CRR_{7.5} = \frac{a + c \cdot x + e \cdot x^2 + gx^3}{1 + b \cdot x + dx^2 + fx^3 + h \cdot x^4}$$

Avec :

$$x = (N_{spt}^1)_{60}^f$$

$$a = 0.048;$$

$$b = -0.1248;$$

$$c = -0.004721;$$

$$d = 0.009578;$$

$$e = 0.0006136;$$

$$f = -0.0003285;$$

$$g = -1.673 \times 10^{-5}.$$

$$h = 3.714 \times 10^{-6}.$$

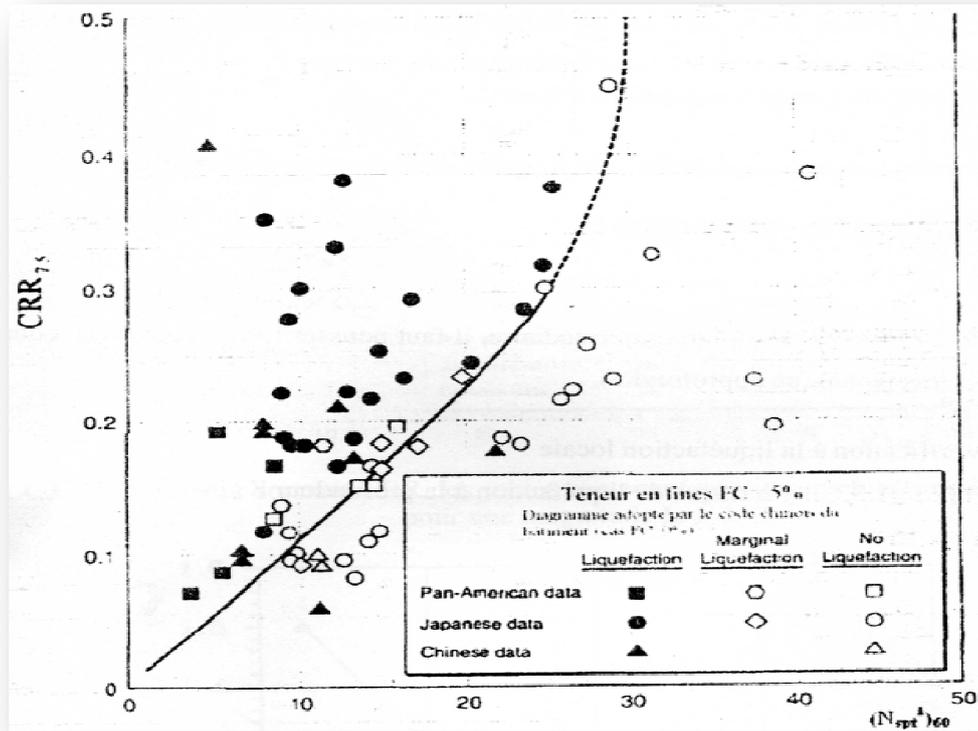


Figure 2 : Diagramme donnant CRR des sables propres ( $FC \leq 5\%$ ) en fonction de  $(N_{spt}^1)_{60}$  pour une magnitude de  $M_w$  de 7.5. [4]

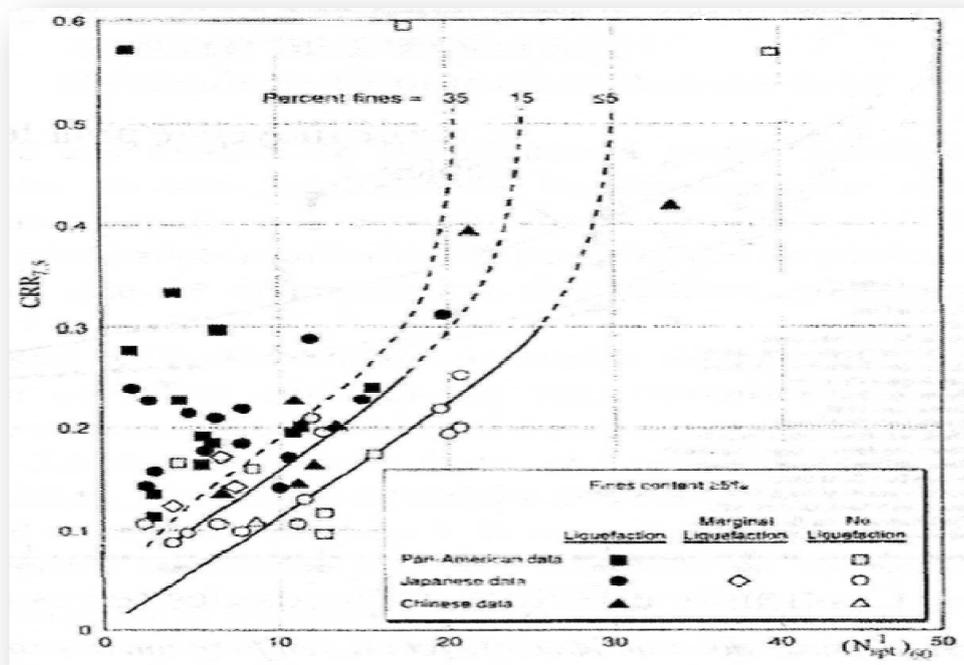


Figure 3 : Diagramme donnant CRR des sables contraindre des fines en fonction de  $(N_{spt}^1)_{60}$  pour une magnitude  $M_w$  de 7.5. [4]

Etape 5) corrigé la valeur de  $CRR_{7.5}$  en cas de magnitudes différentes de 7.5 en la multipliant par le coefficient de correction  $K_M$  donné par la figure I.25

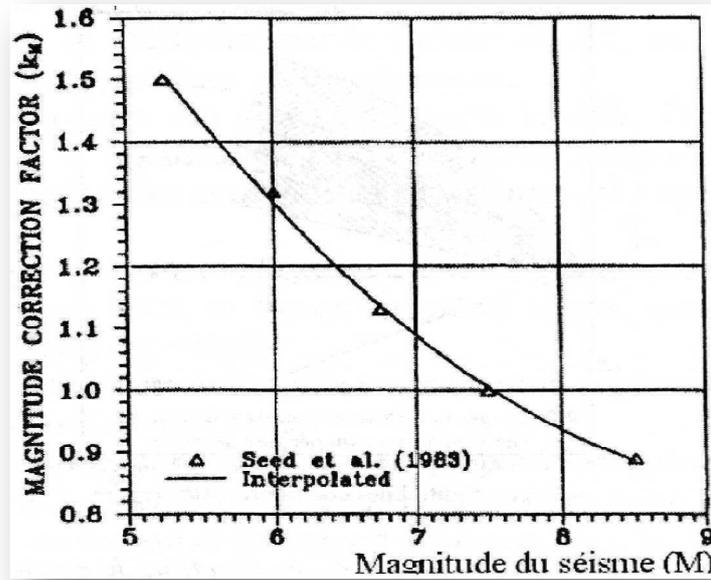


Figure 4 : Courbe donnant le coefficient de correction de la magnitude. [4]

Etape 6) corriger la valeur de  $CRR_{7.5}$  pour tenir compte des contraintes effectives verticales du poids des terres plus grandes que 100KPa, par le coefficient  $K_\sigma$  donné par la figure I.26

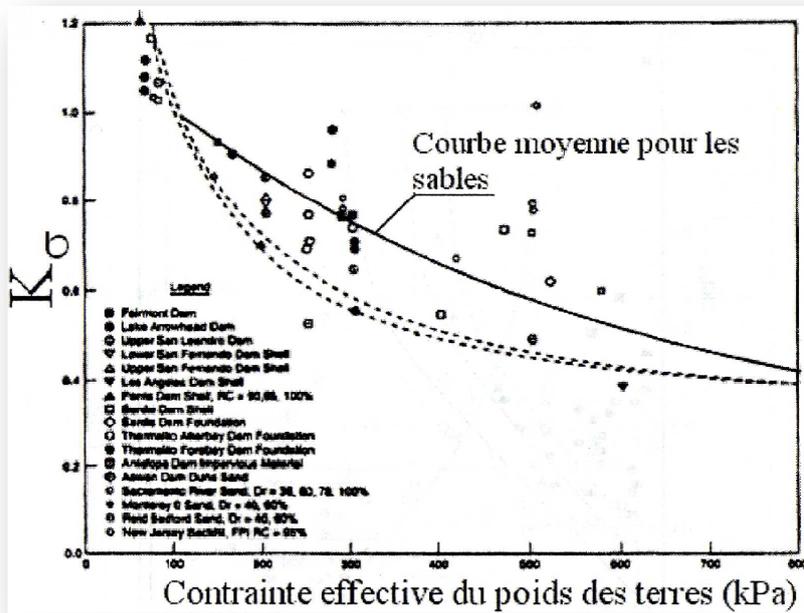
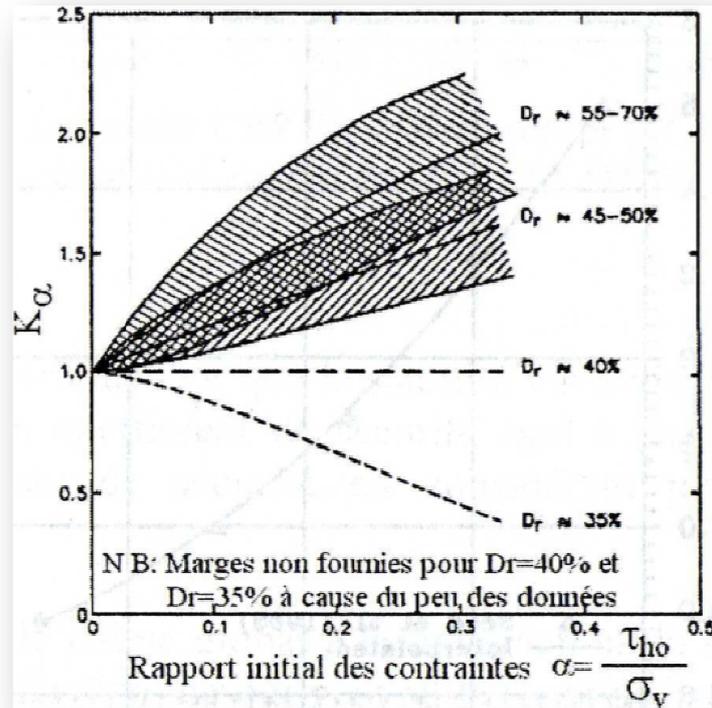


Figure 5 : Courbe donnant le coefficient  $K_\sigma$  en fonction des contraintes effectives initiales  $\sigma'_{v0}$ .

**Etape 7)** corrigé la valeur de  $CRR_{7.5}$  pour tenir compte des contraintes de cisailment initiales  $\tau_{h0}$  en la multipliant par le coefficient  $K_\alpha$  donné par la figure I.27, en fonction du rapport des contraintes initiales et de la densité relative. En cas d'un terrain horizontal, le coefficient  $K_\alpha$  est égal à l'unité. En présence d'un terrain en pente ou sous les ouvrages et les remblais, la théorie d'élasticité fournit des solutions exactes utiles pour la détermination des contraintes initiales.

Les différentes corrections du rapport de la résistance au cisailment cyclique peuvent se formuler comme suit :

$$CRR = CRR_{7.5} \cdot K_M \cdot K_\sigma \cdot K_\alpha$$



**Figure 6 :** Courbe donnant le coefficient  $K_\alpha$  en fonction du rapport initial des contraintes et de la densité relative  $D_r$ .

**Etape 8)** calculer le coefficient de sécurité locale vis-à-vis de la liquéfaction (à une profondeur  $z$ ), tel que :

$$F_L = \frac{CRR}{CSR}$$

On considère théoriquement que la stabilité vis-à-vis de la liquéfaction est assurée pour un coefficient de sécurité égal à l'unité. On peut augmenter le niveau de sécurité en considérant plutôt une valeur minimale de **1.33**.

**Etape 9)** évaluer le risque global à la liquéfaction du site, en calculant le potentiel de liquéfaction, ce qui peut se faire en utilisant l'équation suivant de la méthode de Tatsuoka et al (1980) en considérant une zone utile de **20 m** de profondeur par rapport au terrain naturel ;

$$P_1 = \int_0^{20} F(z) \cdot \left(10 - \frac{z}{2}\right) dz$$

Où  $F(z) = 1 - F_L$  si  $F_L \leq 1$ ,  $F(z) = 0$  si  $F_L > 1$ .

En pratique, l'intégrale est remplacée par la somme pour simplifier les calculs

$$P_1 = \sum_{z=0}^{z=20} \text{Trapèzes de } F(z) \cdot \left(10 - \frac{z}{2}\right)$$

Selon Corté (1985), il n'y aura pas risque global à la liquéfaction, si le potentiel  $P_1$  est en deçà de **5%**, et que le risque de liquéfaction est important si  $P_1 > 15\%$ . Selon le règlement français **PS-90**, on a deux vérifications à faire :

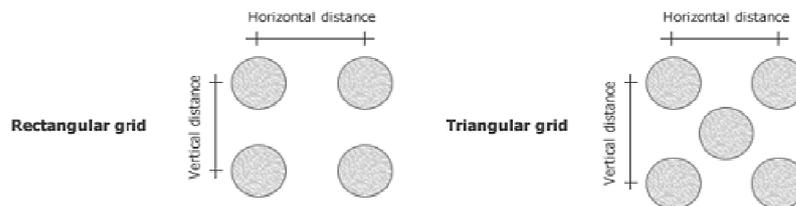
- vérification du risque globale à la liquéfaction, où on trouve trois cas :
  - Si  $P_1 < 5\%$  : pas de risque ;
  - Si  $P_1 < 15\%$  : risque important ;
  - Si  $5 < P_1 < 15\%$  : cas intermédiaire, il faut pousser l'investigation (reconnaissance géotechnique approfondie).
- Vérification à la liquéfaction locale :  
Si,  $F_1(Z) \leq 1.33$  il y a risque de liquéfaction à la profondeur Z.

# Annexe C

## Présentation des résultats du logiciel STONEC

### ::: Stone Columns & Foundation properties :::

Number of columns: 63 Installation grid: Rectangular Horizontal distance: 2.50 m Vertical distance: 2.50 m Friction angle of columns: 40.00 Constrained modulus of columns: 100.00 MPa Dry unit weight of columns: 19.50 kN/m <sup>3</sup> Sat. unit weight of columns: 21.50 kN/m <sup>3</sup>	Foundation geometry: Rectangular Foundation width: 20.00 m Foundation length: 15.00 m Foundation pressure: 94.00 kPa Ground water table: N/A Effective overburden pressure: 0.00 kPa
--	---



### ::: Soil layer input data :::

No	Bottom depth (m)	Column diameter (m)	A/Ac	Ds (MPa)	Dc/Ds	Unit weight (kN/m <sup>3</sup> )	Poisson ratio	Friction angle (°)	Cohesion (kPa)
1	0.60	0.80	9.47	100.00	1.00	19.50	0.30	40.00	1.00
2	1.60	0.80	9.47	94.00	1.06	20.00	0.30	30.00	1.00
3	2.60	0.80	9.47	94.00	1.06	20.00	0.30	30.00	1.00
4	3.60	0.80	9.47	94.00	1.06	20.00	0.30	30.00	1.00
5	4.60	0.80	9.47	94.00	1.06	20.00	0.30	30.00	1.00
6	5.60	0.80	9.47	94.00	1.06	20.00	0.30	30.00	1.00
7	6.60	0.80	9.47	94.00	1.06	20.00	0.30	30.00	1.00
8	7.60	0.80	9.47	27.00	3.70	19.80	0.30	23.00	31.00
9	8.60	0.80	9.47	27.00	3.70	19.80	0.30	23.00	31.00
10	9.60	0.80	9.47	27.00	3.70	19.80	0.30	23.00	31.00
11	10.60	0.80	9.47	27.00	3.70	19.80	0.30	23.00	31.00
12	11.60	0.80	9.47	27.00	3.70	19.80	0.30	23.00	31.00
13	12.60	0.80	9.47	27.00	3.70	19.80	0.30	23.00	31.00
14	13.60	0.80	9.47	27.00	3.70	19.80	0.30	23.00	31.00
15	14.60	0.80	9.47	27.00	3.70	19.80	0.30	23.00	31.00
16	15.60	0.80	9.47	27.00	3.70	19.80	0.30	23.00	31.00

\* Current layer has no stone columns

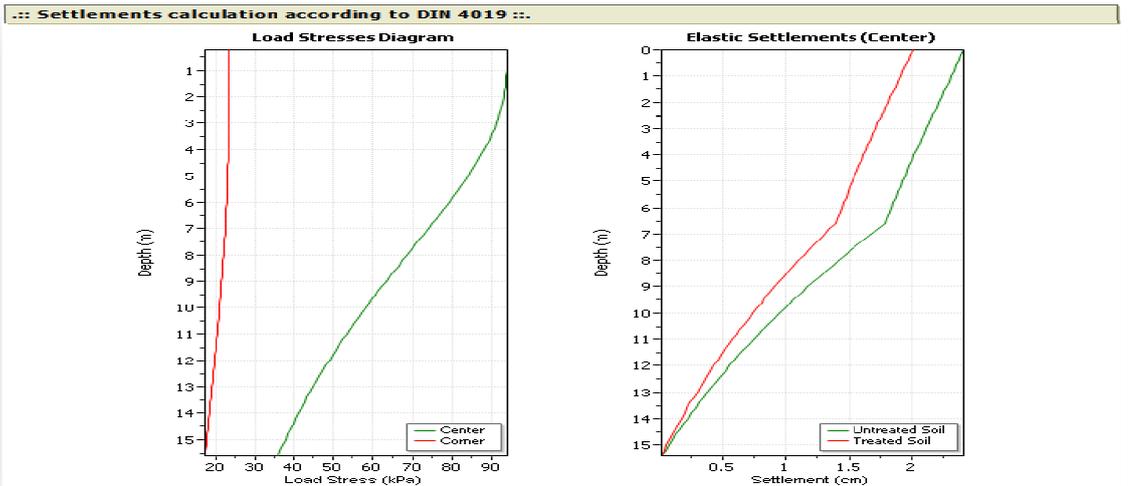
### Abbreviations

Bottom depth:	Depth of the lowest layer boundary (relative to free surface at 0.00)
Column diameter:	Diameter of the stone column in the layer
A/Ac:	Replacement ratio (unit area to column area)
Ds:	Constrained modulus of soil
Dc/Ds:	Ratio of constrained modulus of column material to constrained modulus of soil
Unit weight:	Total unit weight of soil layer
Poisson ratio:	Poisson ratio of the layer
Friction angle:	Friction angle value of the layer
Cohesion:	Cohesion value of the layer

### :: Calculation of soil improvement due to vibroreplacement ::

No	Bottom depth (m)	$n_0$	Delta (A/Ac)	$n_1$	$m_1$	$\phi_{1,2}$ (degrees)	$c_1$ (kPa)	$f_d$	$n_2$	$m_2$	$\phi_{1,2}$ (degrees)	$c_2$ (kPa)
1	0.60	1.58	0.00	1.58	0.37	40.00	0.63	-1.00	1.00	0.00	40.00	1.00
2	1.60	1.58	81.82	1.05	0.05	30.58	0.95	-1.00	1.01	0.01	30.07	0.99
3	2.60	1.58	81.82	1.05	0.05	30.58	0.95	-1.00	1.01	0.01	30.07	0.99
4	3.60	1.58	81.82	1.05	0.05	30.58	0.95	-1.00	1.01	0.01	30.07	0.99
5	4.60	1.58	81.82	1.05	0.05	30.58	0.95	-1.00	1.01	0.01	30.07	0.99
6	5.60	1.58	81.82	1.05	0.05	30.58	0.95	-1.00	1.01	0.01	30.07	0.99
7	6.60	1.58	81.82	1.05	0.05	30.58	0.95	-1.00	1.01	0.01	30.07	0.99
8	7.60	1.58	1.78	1.48	0.32	29.18	20.99	-1.00	1.29	0.22	27.31	24.12
9	8.60	1.58	1.78	1.48	0.32	29.18	20.99	-1.00	1.29	0.22	27.31	24.12
10	9.60	1.58	1.78	1.48	0.32	29.18	20.99	-1.00	1.29	0.22	27.31	24.12
11	10.60	1.58	1.78	1.48	0.32	29.18	20.99	-1.00	1.29	0.22	27.31	24.12
12	11.60	1.58	1.78	1.48	0.32	29.18	20.99	-1.00	1.29	0.22	27.31	24.12
13	12.60	1.58	1.78	1.48	0.32	29.18	20.99	-1.00	1.29	0.22	27.31	24.12
14	13.60	1.58	1.78	1.48	0.32	29.18	20.99	-1.00	1.29	0.22	27.31	24.12
15	14.60	1.58	1.78	1.48	0.32	29.18	20.99	-1.00	1.29	0.22	27.31	24.12
16	15.60	1.58	1.78	1.48	0.32	29.18	20.99	-1.00	1.29	0.22	27.31	24.12

- $n_0$  : Basic improvement factor
- Delta(A/Ac) : Value added to area ratio (due to column compressibility)
- $n_1$  : Soil improvement factor (due to column compressibility)
- $f_d$  : Depth factor (due to overburden constraint)
- : (\*\*\*) means  $f_d$  does not meet compatibility controls
- $n_2$  : Improvement factor (with overburden constraint)
- $m_{1,2}$  : Proportional loads on columns (for  $n_1$  and  $n_2$  respectively)
- $\phi_{1,2}$  : Improved effective soil friction angle (for  $n_1$  and  $n_2$  respectively)
- $c_{1,2}$  : Improved effective soil cohesion (for  $n_1$  and  $n_2$  respectively)



Settlement =  $\frac{1}{E_s} \times \int_0^z I \times \sigma_1 dz$

Calculations are carried out using the procedure described in DIN 4019. The general equation for a single soil layer is presented above. The software uses an analytical procedure to calculate the above integral.

**Rectangular footing**

**Circular Footing**

### Tabular Results

No	Bottom depth (m)	Load stress (kPa)	Over. stress (kPa)	Ds (MPa)	Ds improved (MPa)	Settlements without treat.		Settlements with treat.	
						Center of footing (cm)	Corner of footing (cm)	Center of footing (cm)	Corner of footing (cm)
1	0.60	93.97	11.70	100.00	100.00	0.06	0.01	0.06	0.01
2	1.60	93.53	31.70	94.00	94.60	0.10	0.03	0.10	0.02
3	2.60	92.13	51.70	94.00	94.60	0.10	0.03	0.10	0.02
4	3.60	89.54	71.70	94.00	94.60	0.10	0.02	0.10	0.02
5	4.60	85.83	91.70	94.00	94.60	0.09	0.02	0.09	0.02
6	5.60	81.24	111.70	94.00	94.60	0.09	0.02	0.09	0.02
7	6.60	76.11	131.70	94.00	94.60	0.08	0.02	0.08	0.02
8	7.60	70.75	151.50	27.00	34.70	0.27	0.08	0.21	0.06
9	8.60	65.38	171.30	27.00	34.70	0.25	0.08	0.19	0.06
10	9.60	60.19	191.10	27.00	34.70	0.23	0.08	0.18	0.06
11	10.60	55.27	210.90	27.00	34.70	0.21	0.08	0.16	0.06
12	11.60	50.70	230.70	27.00	34.70	0.19	0.08	0.15	0.06
13	12.60	46.50	250.50	27.00	34.70	0.18	0.07	0.14	0.06
14	13.60	42.66	270.30	27.00	34.70	0.16	0.07	0.13	0.05
15	14.60	39.17	290.10	27.00	34.70	0.15	0.07	0.12	0.05
16	15.60	36.01	309.90	27.00	34.70	0.14	0.07	0.11	0.05
<b>Totals:</b>						<b>2.40</b>	<b>0.84</b>	<b>2.00</b>	<b>0.68</b>

Bottom depth : Depth of the lowest layer boundary (relative to free surface at 0.00)  
 Load stress : Stress below the center of the footing due to footing load  
 Over. stress : Overburden effective stress

Ds : Constrained Modulus of soil layer  
 Ds improved : Constrained Modulus of soil layer after treatment  
 \* : Settlements calculation ended due to 20% rule

#### ::: Bearing Capacity Calculation According to Priebe :::

Single layer bearing capacity calculation is performed according to DIN 4017 (2006)

##### :: Soil Layer No 1 (from 0.00 to 0.60) ::

Friction angle:	40.00°	Friction angle of treated soil:	40.00°
Cohesion:	1.00 kPa	Cohesion of treated soil:	1.00 kPa
Average cohesion:	1.00 kPa		
Soil weight above foundation level:	19.50 kN/m <sup>3</sup>	Soil weight below foundation level:	19.50 kN/m <sup>3</sup>
Fictitious width:	15.00 m	Depth of ground failure:	35.22 m
Bearing capacity factors:	$N_c = 75.31, N_q = 64.20, N_b = 53.03$		
Shape factors:	$v_c = 1.49, v_q = 1.48, v_b = 0.78$		
Ultimate stress:	12132.77 kPa	Foundation load:	94.00 kPa
Single layer safety factor:	129.07		

##### :: Soil Layer No 2 (from 0.60 to 1.60) ::

Friction angle:	30.00°	Friction angle of treated soil:	30.07°
Cohesion:	1.00 kPa	Cohesion of treated soil:	0.99 kPa
Average cohesion:	1.00 kPa		
Soil weight above foundation level:	19.50 kN/m <sup>3</sup>	Soil weight below foundation level:	20.00 kN/m <sup>3</sup>
Fictitious width:	15.02 m	Depth of ground failure:	28.09 m
Bearing capacity factors:	$N_c = 30.14, N_q = 18.40, N_b = 10.05$		
Shape factors:	$v_c = 1.40, v_q = 1.38, v_b = 0.78$		
Ultimate stress:	2385.22 kPa	Foundation load:	94.00 kPa
Single layer safety factor:	25.37		

<b>:: Soil Layer No 3 (from 1.60 to 2.60) ::</b>			
Friction angle:	30.00°	Friction angle of treated soil:	30.07°
Cohesion:	1.00 kPa	Cohesion of treated soil:	0.99 kPa
Average cohesion:	1.00 kPa		
Soil weight above foundation level:	20.00 kN/m <sup>3</sup>	Soil weight below foundation level:	20.00 kN/m <sup>3</sup>
Fictitious width:	15.02 m	Depth of ground failure:	26.45 m
Bearing capacity factors:	$N_c = 30.14, N_q = 18.40, N_b = 10.05$		
Shape factors:	$v_c = 1.40, v_q = 1.38, v_b = 0.78$		
Ultimate stress:	2385.22 kPa	Foundation load:	94.00 kPa
Single layer safety factor:	25.37		
<b>:: Soil Layer No 4 (from 2.60 to 3.60) ::</b>			
Friction angle:	30.00°	Friction angle of treated soil:	30.07°
Cohesion:	1.00 kPa	Cohesion of treated soil:	0.99 kPa
Average cohesion:	1.00 kPa		
Soil weight above foundation level:	20.00 kN/m <sup>3</sup>	Soil weight below foundation level:	20.00 kN/m <sup>3</sup>
Fictitious width:	15.02 m	Depth of ground failure:	25.72 m
Bearing capacity factors:	$N_c = 30.14, N_q = 18.40, N_b = 10.05$		
Shape factors:	$v_c = 1.40, v_q = 1.38, v_b = 0.78$		
Ultimate stress:	2385.22 kPa	Foundation load:	94.00 kPa
Single layer safety factor:	25.37		

<b>:: Soil Layer No 5 (from 3.60 to 4.60) ::</b>			
Friction angle:	30.00°	Friction angle of treated soil:	30.07°
Cohesion:	1.00 kPa	Cohesion of treated soil:	0.99 kPa
Average cohesion:	1.00 kPa		
Soil weight above foundation level:	20.00 kN/m <sup>3</sup>	Soil weight below foundation level:	20.00 kN/m <sup>3</sup>
Fictitious width:	15.02 m	Depth of ground failure:	25.30 m
Bearing capacity factors:	$N_c = 30.14, N_q = 18.40, N_b = 10.05$		
Shape factors:	$v_c = 1.40, v_q = 1.38, v_b = 0.78$		
Ultimate stress:	2385.22 kPa	Foundation load:	94.00 kPa
Single layer safety factor:	25.37		
<b>:: Soil Layer No 6 (from 4.60 to 5.60) ::</b>			
Friction angle:	30.00°	Friction angle of treated soil:	30.07°
Cohesion:	1.00 kPa	Cohesion of treated soil:	0.99 kPa
Average cohesion:	1.00 kPa		
Soil weight above foundation level:	20.00 kN/m <sup>3</sup>	Soil weight below foundation level:	20.00 kN/m <sup>3</sup>
Fictitious width:	15.02 m	Depth of ground failure:	25.04 m
Bearing capacity factors:	$N_c = 30.14, N_q = 18.40, N_b = 10.05$		
Shape factors:	$v_c = 1.40, v_q = 1.38, v_b = 0.78$		
Ultimate stress:	2385.22 kPa	Foundation load:	94.00 kPa
Single layer safety factor:	25.37		
<b>:: Soil Layer No 7 (from 5.60 to 6.60) ::</b>			
Friction angle:	30.00°	Friction angle of treated soil:	30.07°
Cohesion:	1.00 kPa	Cohesion of treated soil:	0.99 kPa
Average cohesion:	1.00 kPa		
Soil weight above foundation level:	20.00 kN/m <sup>3</sup>	Soil weight below foundation level:	20.00 kN/m <sup>3</sup>
Fictitious width:	15.02 m	Depth of ground failure:	24.85 m
Bearing capacity factors:	$N_c = 30.14, N_q = 18.40, N_b = 10.05$		
Shape factors:	$v_c = 1.40, v_q = 1.38, v_b = 0.78$		
Ultimate stress:	2385.22 kPa	Foundation load:	94.00 kPa
Single layer safety factor:	25.37		

<b>:: Soil Layer No 8 (from 6.60 to 7.60) ::</b>			
Friction angle:	23.00°	Friction angle of treated soil:	27.31°
Cohesion:	31.00 kPa	Cohesion of treated soil:	24.12 kPa
Average cohesion:	27.56 kPa		
Soil weight above foundation level:	20.00 kN/m <sup>3</sup>	Soil weight below foundation level:	19.80 kN/m <sup>3</sup>
Fictitious width:	16.47 m	Depth of ground failure:	24.33 m
Bearing capacity factors:	$N_c = 18.05, N_q = 8.66, N_b = 3.25$		
Shape factors:	$v_c = 1.33, v_q = 1.29, v_b = 0.78$		
Ultimate stress:	1629.96 kPa	Foundation load:	94.00 kPa
Single layer safety factor:	17.34		
<b>:: Soil Layer No 9 (from 7.60 to 8.60) ::</b>			
Friction angle:	23.00°	Friction angle of treated soil:	27.31°
Cohesion:	31.00 kPa	Cohesion of treated soil:	24.12 kPa
Average cohesion:	27.56 kPa		
Soil weight above foundation level:	19.80 kN/m <sup>3</sup>	Soil weight below foundation level:	19.80 kN/m <sup>3</sup>
Fictitious width:	16.47 m	Depth of ground failure:	23.93 m
Bearing capacity factors:	$N_c = 18.05, N_q = 8.66, N_b = 3.25$		
Shape factors:	$v_c = 1.33, v_q = 1.29, v_b = 0.78$		
Ultimate stress:	1629.96 kPa	Foundation load:	94.00 kPa
Single layer safety factor:	17.34		

<b>:: Soil Layer No 10 (from 8.60 to 9.60) ::</b>			
Friction angle:	23.00°	Friction angle of treated soil:	27.31°
Cohesion:	31.00 kPa	Cohesion of treated soil:	24.12 kPa
Average cohesion:	27.56 kPa		
Soil weight above foundation level:	19.80 kN/m <sup>3</sup>	Soil weight below foundation level:	19.80 kN/m <sup>3</sup>
Fictitious width:	16.47 m	Depth of ground failure:	23.61 m
Bearing capacity factors:	$N_c = 18.05, N_q = 8.66, N_b = 3.25$		
Shape factors:	$v_c = 1.33, v_q = 1.29, v_b = 0.78$		
Ultimate stress:	1629.96 kPa	Foundation load:	94.00 kPa
Single layer safety factor:	17.34		
<b>:: Soil Layer No 11 (from 9.60 to 10.60) ::</b>			
Friction angle:	23.00°	Friction angle of treated soil:	27.31°
Cohesion:	31.00 kPa	Cohesion of treated soil:	24.12 kPa
Average cohesion:	27.56 kPa		
Soil weight above foundation level:	19.80 kN/m <sup>3</sup>	Soil weight below foundation level:	19.80 kN/m <sup>3</sup>
Fictitious width:	16.47 m	Depth of ground failure:	23.35 m
Bearing capacity factors:	$N_c = 18.05, N_q = 8.66, N_b = 3.25$		
Shape factors:	$v_c = 1.33, v_q = 1.29, v_b = 0.78$		
Ultimate stress:	1629.96 kPa	Foundation load:	94.00 kPa
Single layer safety factor:	17.34		
<b>:: Soil Layer No 12 (from 10.60 to 11.60) ::</b>			
Friction angle:	23.00°	Friction angle of treated soil:	27.31°
Cohesion:	31.00 kPa	Cohesion of treated soil:	24.12 kPa
Average cohesion:	27.56 kPa		
Soil weight above foundation level:	19.80 kN/m <sup>3</sup>	Soil weight below foundation level:	19.80 kN/m <sup>3</sup>
Fictitious width:	16.47 m	Depth of ground failure:	23.14 m
Bearing capacity factors:	$N_c = 18.05, N_q = 8.66, N_b = 3.25$		
Shape factors:	$v_c = 1.33, v_q = 1.29, v_b = 0.78$		
Ultimate stress:	1629.96 kPa	Foundation load:	94.00 kPa
Single layer safety factor:	17.34		

:: Soil Layer No 13 (from 11.60 to 12.60) ::			
Friction angle:	23.00°	Friction angle of treated soil:	27.31°
Cohesion:	31.00 kPa	Cohesion of treated soil:	24.12 kPa
Average cohesion:	27.56 kPa		
Soil weight above foundation level:	19.80 kN/m <sup>3</sup>	Soil weight below foundation level:	19.80 kN/m <sup>3</sup>
Fictitious width:	16.47 m	Depth of ground failure:	22.96 m
Bearing capacity factors:	$N_c = 18.05, N_q = 8.66, N_b = 3.25$		
Shape factors:	$v_c = 1.33, v_q = 1.29, v_b = 0.78$		
Ultimate stress:	1629.96 kPa	Foundation load:	94.00 kPa
Single layer safety factor:	17.34		
:: Soil Layer No 14 (from 12.60 to 13.60) ::			
Friction angle:	23.00°	Friction angle of treated soil:	27.31°
Cohesion:	31.00 kPa	Cohesion of treated soil:	24.12 kPa
Average cohesion:	27.56 kPa		
Soil weight above foundation level:	19.80 kN/m <sup>3</sup>	Soil weight below foundation level:	19.80 kN/m <sup>3</sup>
Fictitious width:	16.47 m	Depth of ground failure:	22.81 m
Bearing capacity factors:	$N_c = 18.05, N_q = 8.66, N_b = 3.25$		
Shape factors:	$v_c = 1.33, v_q = 1.29, v_b = 0.78$		
Ultimate stress:	1629.96 kPa	Foundation load:	94.00 kPa
Single layer safety factor:	17.34		

:: Soil Layer No 15 (from 13.60 to 14.60) ::			
Friction angle:	23.00°	Friction angle of treated soil:	27.31°
Cohesion:	31.00 kPa	Cohesion of treated soil:	24.12 kPa
Average cohesion:	27.56 kPa		
Soil weight above foundation level:	19.80 kN/m <sup>3</sup>	Soil weight below foundation level:	19.80 kN/m <sup>3</sup>
Fictitious width:	16.47 m	Depth of ground failure:	22.67 m
Bearing capacity factors:	$N_c = 18.05, N_q = 8.66, N_b = 3.25$		
Shape factors:	$v_c = 1.33, v_q = 1.29, v_b = 0.78$		
Ultimate stress:	1629.96 kPa	Foundation load:	94.00 kPa
Single layer safety factor:	17.34		

:: Soil Layer No 16 (from 14.60 to 15.60) ::			
Friction angle:	23.00°	Friction angle of treated soil:	27.31°
Cohesion:	31.00 kPa	Cohesion of treated soil:	24.12 kPa
Average cohesion:	27.56 kPa		
Soil weight above foundation level:	19.80 kN/m <sup>3</sup>	Soil weight below foundation level:	19.80 kN/m <sup>3</sup>
Fictitious width:	16.47 m	Depth of ground failure:	22.56 m
Bearing capacity factors:	$N_c = 18.05, N_q = 8.66, N_b = 3.25$		
Shape factors:	$v_c = 1.33, v_q = 1.29, v_b = 0.78$		
Ultimate stress:	1629.96 kPa	Foundation load:	94.00 kPa
Single layer safety factor:	17.34		

:: Bearing Capacity Results ::	
Averaged Safety Factor:	24.73
Partial Safety Factor:	2.00
<b>Overall Safety Factor:</b>	<b>12.36</b>