



**Université BATNA 2**  
**Faculté de Technologie**  
**Département de Génie Civil**



*Thèse*

Présenté en vue de l'obtention du diplôme de

**DOCTORAT EN SCIENCES**

Option : **Interaction sol-structure**

*Présenté par :*

**NOUI Abdelkader**

Thème

---

**Comportement dynamique des fondations sur sol  
compressible renforcé par colonnes ballastées**

---

Soutenue publiquement à Batna le : 03 / 04 / 2019

**Devant le jury**

<b>Mr DEMAGH Rafik</b>	Président	<b>MCA, Université de Batna2</b>
<b>Mr KARECH Toufik</b>	Rapporteur	<b>Professeur, Université de Batna2</b>
<b>Mr BELOUAR Abdelghani</b>	Examineur	<b>Professeur, Université de Constantine</b>
<b>Mr KOULOUGHLI Salim</b>	Examineur	<b>MCA, Université de Constantine</b>
<b>Mr MEBROUKI Abdelhak</b>	Examineur	<b>Professeur, Université de Biskra</b>
<b>Mr BAHEDDI Mohamed</b>	Examineur	<b>Professeur, Université de Batna2</b>
<b>Mr BOUZID Tayeb</b>	Invité	<b>MCA, Université de Batna2</b>



بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

# DEDICACES

*A mes parents, Ahmed et Malika*

*A mes frères et sœurs*

*Rabie, Selma, Amel, Hanane, Khadidja, Smail, Abdelkarim et Hadjer*

*A mes amis*

*A ma chérie et ma future femme Bennoui Isra-Elhanine*

## Remerciements

Merci à dieu.

Je remercie en premier lieu et profondément mon Directeur de thèse, Professeur *KARECH TOUFIK*, qui est en grande partie à l'initiative de cette thèse.

Tous les enseignants du département de Génie Civil ainsi qu'aux responsables à l'université BATNA2 qui ont assurés notre formation.

J'exprime mes sincères remerciements à Monsieur ELHANI RIDA pour son aide et aussi à Recteur de l'université Batna 2 BOUZID TAYEB

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

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

# Résumé

L'objectif de ce travail est l'étude du comportement dynamique de sol amélioré par colonnes ballastées sur la réduction de liquéfaction.

L'étude est faite sur un sol sableux lâche renforcé par colonnes ballastées. La première partie de la simulation proposée est l'application de principe de la cellule unitaire représentant une fondation de grande dimension. Le modèle utilisé pour générer la surpression interstitielle du sol est le modèle de *Finn*, la charge cyclique est appliquée à la base de la cellule, l'analyse est faite avec et sans l'effet de la surcharge et son impact sur le potentiel de liquéfaction. Une étude paramétrique de l'effet de l'épaisseur du matelas (dans le cas de la surcharge) et du diamètre de la colonne ballastée et dynamiquement l'effet des critères du modèle de Finn et le contenu fréquentiel de la charge dynamique sont analysés. Les résultats sans l'effet de la surcharge sont intéressants dans le cas d'un sol sable lâche renforcé par une colonne ballastée et il est suggéré pour la conception de la réduction de liquéfaction. Sous l'effet de la surcharge les résultats sont relativement controversés pour la forte augmentation de la valeur de la surpression interstitielle ou de rapport de la surpression interstitielle ( $r_u$ ) en présence de la colonne ballastée.

Concernant l'analyse du modèle de la fondation superficielle reposant sur un sol du même type en utilisant le même modèle de *Finn* mais avec une sollicitation harmonique à amplitude variable appliquée à la base du modèle. L'analyse nous a montré l'avantage de la rigidité des colonnes ballastées plutôt que la réduction du potentiel de liquéfaction surtout sous la fondation, où les contraintes verticales augmentent par effet de la surcharge. En ajustant l'accélération dans les zones où l'accumulation de la pression interstitielle négative (dilatation du sable lâche) dans le sol deviennent importante, d'autre part, lorsque la profondeur est proche de l'effet de la surcharge, l'amplitude de la surpression interstitielle diminue.

**Mots-clés** : Colonne ballastée, Liquéfaction, Cellule unitaire, Gravité, Surpression interstitielle, Finn, Fondation superficielle, Sable lâche.

# Abstract

The objective of this work is the study of the dynamic behavior of reinforced soil by stone columns on liquefaction reduction.

The study is made on loose sandy soil reinforced by stone columns. The first part of the proposed simulation is the application of the unit cell principle representing a foundation with large dimension. The model used to generate the excess pore water pressure of the soil is *Finn* model, the cyclic load is applied to the base of the cell, the analysis is done with and without the effect of the surcharge and its impact on the liquefaction potential. A parametric study of the effect of the mattress thickness (in the case of overload) and the stone column diameter and dynamically the effect of the *Finn* model criteria and the frequency content of the dynamic load are analyzed. The results without the effect of surcharge are interesting in the case of loose sand soil reinforced by a stone column and it is suggested for the design of the liquefaction reduction. Under the effect of surcharge, the results are relatively controversial for the strong increase in the value of the excess pore pressure or ratio of the excess pore pressure ( $r_u$ ) in the presence of the stone column.

Concerning the analysis of the shallow foundation model based on a soil of the same type using the same *Finn* model but with a variable amplitude harmonic solicitation applied to the base of the model. The analysis of the model showed us the advantage of the stiffness of stone columns rather than the reduction of liquefaction potential under the foundation, where the vertical stresses increase under the effect of the surcharge and adjusting the acceleration in areas where the accumulation of negative pore pressure (dilation of loose sand) in the soil becomes important. On the other hand, when the depth near to the effect of the surcharge, the amplitude of the excess pore water pressure decreases.

**Keywords:** stone column; liquefaction; unit cell; gravity; excess pore pressure; model *Finn*; shallow foundation; loose sand.

## ملخص

الهدف من هذه الدراسة هو دراسة السلوك الديناميكي للتربة المحسنة بواسطة الأعمدة الحجرية على تقليل التميع.

أجريت الدراسة على تربة رملية فضفاضة عززتها أعمدة حجرية. الجزء الأول من المحاكاة المقترحة هو تطبيق مبدأ الخلية الأحادية التي تمثل الأساسات ذات المقاس الكبير. النموذج المستخدم لتوليد الضغط المسامي للتربة هو نموذج *Finn*

يتم تطبيق الحمل الدوري على قاعدة الخلية، ويتم التحليل مع وبدون تأثير الحمل الزائد وتأثيره على إمكانية التميع. دراسة بعض العوامل كتأثير سماكة المرتبة (في حالة الحمل الزائد) وقطر العمود الحجري وديناميكيا، يتم تحليل تأثير معايير نموذج ومحتوى التردد للحمل الديناميكي. النتائج دون تأثير الحمل الزائد مثيرة للاهتمام في السلوك الديناميكي للرمل الفضفاض المدعوم بعمود حجري ويقترح لتصميم تقليل التميع. تحت تأثير الحمل الزائد فإن النتائج مثيرة للجدل نسبيا للزيادة الحادة في قيمة الضغط المسامي الزائد أو نسبة الضغط المسامي الزائد في وجود العمود الحجري.

فيما يتعلق بتحليل نموذج أساس سطحي المرتكز على تربة من نفس النوع باستخدام نفس النموذج *Finn* ولكن مع إجهاد متناسق ذي سعة متغيرة مطبق على قاعدة النموذج. أظهر التحليل لنا ميزة صلابة الأعمدة الحجرية أكثر من تقليل إمكانيات التميع وخاصة تحت الأساس، حيث يزيد الإجهاد العمودي من تأثير الحمل الزائد. تعديل التسارع في المناطق التي يصبح فيها تراكم ضغط المسام السلبي (تمدد الرمل الفضفاض) في التربة مهما، من ناحية أخرى عندما يكون العمق قريبا من تأثير الحمل الزائد، تتناقص سعة الضغط المسامي الزائد.

**الكلمات الدالة** عمود حجري؛ تسهيل؛ وحدة الخلية؛ الجاذبية؛ زيادة ضغط المسام؛ نموذج الفنلندي؛ أساس سطحي؛ رمل فضفاض.



# Table de Matière

Introduction générale .....	1
<b>Chapitre I : Synthèse bibliographique du comportement statique de colonnes ballastées</b>	
Introduction .....	3
I.1 Techniques d'amélioration des sols .....	4
I.1.1 Pré-chargement .....	4
I.1.2 Les drains verticaux.....	5
I.1.3 Compactage dynamique.....	5
I.1.4 Vibro-compactage.....	5
I.1.5 Vibro-flotation.....	6
I.2 Amélioration des sols par colonnes ballastées .....	7
I.2.1 Définition et objectif de l'amélioration du sol par colonne ballastées .....	7
I.2.2 Domaine d'application .....	7
I.2.2.1 Par type d'ouvrage .....	7
I.2.2.2 Par type du sol .....	8
I.2.3 Méthodes d'exécution.....	8
I.2.3.1 Colonnes exécutées par voie humide alimentée par le haut.....	8
I.2.3.2 Colonnes exécutées par voie sèche alimentée par le haut .....	9
I.2.3.3 Colonnes exécutées par vibreur à sas alimentée par la base.....	9
I.2.4 Caractéristiques des colonnes ballastées .....	10
I.2.4.1 Matériaux .....	10
I.2.4.2 Géométrie .....	10
I.2.5 comportement des colonnes ballastées .....	11
I.2.5.1 Notions fondamentaux.....	11
I.2.5.2 Comportement par méthode analytique.....	15
I.2.5.3 Comportement par méthode expérimentale.....	16
I.2.5.4 Comportement par méthode mécanique.....	20
I.2.5.5 Comportement par méthode numérique.....	21

I.2.5.6 Comportement des colonnes ballastées en fonction du temps.....	23
I.2.5.7 Influence du mode de chargement.....	24
I.2.6 Dimensionnement des colonnes ballastées .....	26
I.2.6.1 Dimensionnement des colonnes ballastées « isolées » chargés en tête.....	26
I.2.6.2 Dimensionnement d'un réseau de colonnes ballastées.....	33
I.3 Conclusion .....	38

## **Chapitre II : Comportement dynamique des colonnes ballastées**

Introduction .....	40
II.1 Travaux analytiques .....	40
II.1.1 Seed et Booker .....	40
II.1.2 Priebe .....	43
II.1.3 Yanguo et al. ....	46
II.2 Travaux expérimentaux.....	48
II.2.1 Sasaki et Taniguchi .....	48
II.2.2 Iai et al. ....	49
II.2.3 Ashford et al .....	50
II.2.4 Adalier et al. ....	50
II.2.5 Sadrekarimi et ghalandarzadeh .....	51
II.2.6 Qu et al. ....	51
II.2.7 Cengiz et Güler .....	52
II.3 Travaux numériques .....	54
II.3.1 Sasaki et Taniguchi .....	54
II.3.2 Millea .....	56
II.3.3 Elgamal et al. ....	57
II.3.4 Asgari et al. ....	58
II.3.5 Esmaeili et Hakimpour .....	59
II.3.6 Tang et al. ....	62
II.3.7 Meshkinghalem et al. ....	64
II.4 Conclusion .....	67

## **Chapitre III : Analyse du comportement dynamique d'une cellule unitaire et d'une fondation**

Introduction .....	69
III.1 Modélisation numérique .....	70
III.1.1 Maillage et discrétisation temporelle .....	70
III.1.2 Amortissement de Rayleigh .....	71
III.1.3 Frontières du modèle .....	72
III.1.3.1 Frontières absorbantes .....	72
III.1.3.2 Frontières pour champ libre .....	73
III.1.4 Chargement sismique .....	74
III.1.5 Modèle de Finn (Modèle de génération de pression interstitielle) .....	74
III.2 Modélisation numérique d'une cellule unitaire.....	76
III.2.1 Cellule unitaire sous l'effet de la gravité .....	76
III.2.1.1 Géométrie du modèle, propriétés du sol et modèle de sol constitutif et conditions aux limites .....	76
III.2.1.2 Charge sismique.....	78
III.2.1.3 Résultats et discussion.....	78
III.2.2 Cellule unitaire sous l'effet de la surcharge .....	83
III.2.2.1 Géométrie du modèle, propriétés du sol et modèle de sol constitutif.....	83
III.2.2.2 Résultats et discussion.....	83
III.3 Modélisation numérique d'une fondation superficielle .....	89
III.3.1 Géométrie du modèle, propriétés du sol et modèle de sol constitutif.....	89
III.3.2 Chargement sismique .....	90
III.3.3 Résultats et discussion .....	91
III.3.3.1 Etude du phénomène de liquéfaction .....	91
III.3.3.2 Effet du diamètre de la colonne ballastée .....	93
III.3.3.3 Effet de l'épaisseur du matelas de répartition .....	94
III.3.3.4 Effet de la surcharge .....	95
III.3.3.5 Explications supplémentaires .....	96
III.4 Conclusion .....	96

Conclusion générale .....99

Références bibliographiques .....101

# Liste Des Figures

<b>Figure I-1</b> Processus de compactage dynamique.....	4
<b>Figure I-2</b> Processus de vibro-Compactage .....	6
<b>Figure I-3</b> Principe de la vibro-Flottation .....	6
<b>Figure I-4</b> Les sols concernés par la technique des colonnes ballastées (Document Keller) .....	8
<b>Figure I-5</b> Mise en œuvre des colonnes ballastées par voie humide .....	9
<b>Figure I-6</b> Mise en œuvre des colonnes ballastées par voie sèche (document Keller) .....	9
<b>Figure I-7</b> Principe de réalisation d'une colonne ballastées par alimentation par le bas (Document Keller) .....	10
<b>Figure I-8</b> Facteur d'amélioration $n$ en fonction du taux d'incorporation $A/A_c$ .....	12
<b>Figure I-9</b> Modèles géométriques simplifiés pour colonne ballastée. (a) Modèle 3D complet ; (b) Cellule unitaire ; (c) Tranchées longitudinales en gravier ; (d) Anneaux de gravier cylindriques ; (e) Sol homogène équivalent ; (f) Tranche 3D de colonnes (Castro 2017) .....	13
<b>Figure I-10</b> Principe de la cellule unitaire (Dhouib et Blondeau 2005) .....	14
<b>Figure I-11</b> Type de rupture d'une colonne isolée chargée en tête exécutée dans une couche compressible homogène (Datye, 1982) .....	16
<b>Figure I-12</b> Type de rupture d'une colonne isolée chargée en tête exécutée dans une couche compressible hétérogène (Barsdale et Bashus, 1983).....	17
<b>Figure I-13</b> Conteneur de test expérimental et système de chargement (Fattah et al. 2016) .....	18
<b>Figure I-14</b> Colonne ballastées ordinaire .....	18
<b>Figure I-15</b> Colonnes ballastées refermées par geogrid .....	18
<b>Figure I-16</b> (b) variation de compressibilité dans la zone de perturbée ; (c) variation de perméabilité dans la zone perturbée (Deb and Behera, 2017) .....	19
<b>Figure I-17</b> Diagramme de l'essai (Mehranian et al. 2018) (a) sans couverture ; (b) avec couverture .....	20

<b>Figure I-18</b>	Radier circulaire uniformément chargé sur un sol renforcé par colonnes ballastées (Das et Deb 2014). (a) plan de sol renforcé par colonnes ballastées avec disposition triangulaire ; (b) anneaux de ballaste équivalents .....	21
<b>Figure I-19</b>	Facteur de tassement ( $n$ ) en fonction de temps à $A/A_c = 6$ . (a) isotrope ; (b) anisotrope ; (c) A & D (Sexton et al. 2016) .....	21
<b>Figure I-20</b>	Couplage entre l'élément discret et l'élément continue .....	22
<b>Figure I-21</b>	Colonne ballastée enfermée par géogrille (Gu et al. 2017). (a) essai de compression non confinée ; (b) Model avec la méthode des éléments discret .....	23
<b>Figure I-22</b>	Répartition des contraintes verticales et déformation axiale en surface d'une colonne (a : Fondation souple, b : Fondation rigide) .....	24
<b>Figure I-23</b>	Répartition des contraintes horizontales en surface d'une colonne (a : Fondation souple, b : Fondation rigide) .....	25
<b>Figure I-24</b>	Répartition des contraintes de cisaillement le long d'une colonne ballastée courte et effet de pointe (Eggstad, 1983) (a : Fondation souple, b : Fondation rigide) .....	25
<b>Figure I.25</b>	Caractérisation de la surface de rupture par cisaillement généralisé d'une colonne ballastée isolée courte sous charge axiale en tête (Brauns, 1978b).....	27
<b>Figure I.26</b>	Détermination pratique de $\delta$ (Brauns, 1978b).....	28
<b>Figure I-27</b>	Définition des longueurs $L_{min}$ et $L_{max}$ d'une colonne ballastée Vis-à-vis de la rupture par poinçonnement (Brauns 1980) .....	29
<b>Figure I-28</b>	Détermination de la capacité portante et du diamètre effectif en fonction de l'étreinte latérale du sol encaissant (Thorburn, 1975) .....	29
<b>Figure I.29</b>	Comparaison entre le travail de Nazaruddin et al. 2016 et les travaux de Hughes .....	30
<b>Figure I-30</b>	Facteur d'influence des tassements $I_p$ (Mattes et Poulos, 1969) .....	31
<b>Figure I.31</b>	Détermination de l'espacement des colonnes en fonction de la résistance du sol autour de la colonne (Greenwood, 1970) .....	32
<b>Figure I.32</b>	Principe de l'homogénéisation simplifiée .....	34
<b>Figure I.33</b>	Incidence de la compressibilité relative colonne/sol .....	36
<b>Figure I-34</b>	Détermination du facteur de profondeur (Priebe 1995) .....	37

<b>Figure I-35</b> Caractérisation des paramètres à prendre en compte pour l'étude des cisaillements le long d'une ligne de rupture (Aboshi et al., 1979) .....	38
<b>Figure II-1</b> Principe de la méthode de Seed et Booker (1977) .....	42
<b>Figure II-2</b> Facteur réducteur $r_d$ en fonction de la profondeur $z$ (Seed et Idress, 1971) .....	44
<b>Figure II-3</b> Diagramme de dimensionnement des colonnes ballastées (Priebe, 1998) .....	45
<b>Figure II-4</b> Contrainte résiduelle dans le sol entre les colonnes ballastées (Priebe, 1998) .....	45
<b>Figure II-5</b> Modèles utilisés dans les essais de la table vibrante (Sasaki and Taniguchi, 1982) .....	48
<b>Figure II-6</b> Procédure pour déterminer l'espacement entre les drains de gravier (Iai et al. 1988) .....	49
<b>Figure II-7</b> Vue en section transversale des modèles de centrifugeuse géotechnique testés par Adalier et al. (2003) pour évaluer l'efficacité de réduction de la liquéfaction par les colonnes ballastées dans les dépôts limoneux non plastiques. (Adalier et al, 2003) .....	50
<b>Figure II-8</b> Modèle de table vibrante (Qu et al. 2016) .....	51
<b>Figure II-9</b> photographie et croquis de l'installation de l'essai (Cengiz et Güler 2018) .....	52
<b>Figure II-10</b> déformation versus intensité d'Arias pour différentes élévations à la tête de la colonne. (a) 720 mm ; (b) 1040 mm ; (c) 1200 mm (Cengiz et Güler 2018) .....	53
<b>Figure II-11</b> Modèle utilisé dans l'analyse par éléments finis (Sasaki and Taniguchi, 1982) .....	56
<b>Figure II-12</b> Comparaison de la pression interstitielle entre l'expérimentale et le numérique. (a). model d'Ishihara, (b). model de Seed (Sasaki and Taniguchi,1982) .....	56
<b>Figure II-13</b> Fondation sur un sol avec quatre colonnes ballastées (Millea, 1990) ...	57
<b>Figure II-14</b> Maillage de modèle (Millea, 1990). (a) vue en plan de la disposition des colonnes ballastées ; (b) vue en plan d'une seule colonne ; (c) Vue isométrique 3D (Elgamal et al. 2009) .....	57
<b>Figure II-15</b> Déplacement latérale à la surface dans les locations centrales de colonne ballastée pour l'angle d'inclinaison $\alpha_f = 4^\circ$ et PGA = 0.35g (Asgari et al. 2013) .....	58

<b>Figure II-16</b> Surpression interstitielle à une profondeur de 2 m pour différents taux d'incorporation de surface $A_{rr}$ (a) au bord de la couche de sable. (Asgari et al. 2013) .....	59
<b>Figure II-17</b> La surpression interstitielle de 1.25 m en profondeur. (a) 1 m de distance, (b) 1.5 m de distance, (c) 2.0 m de distance, (d) 2.5 m de distance (Esmaeili et Hakimpour, 2015) .....	59
<b>Figure II-18</b> La surpression interstitielle de 2.5 m en profondeur. (a) 1 m de distance, (b) 1.5 m de distance, (c) 2.0 m de distance, (d) 2.5 m de distance, (e) 3.0 m de distance (Esmaeili et Hakimpour, 2015) .....	60
<b>Figure II-19</b> La maille de différence finie pour le groupe de colonnes ballastées avec un diamètre de 150 cm et un espacement entraxe de 4,5 m (Esmaeili et Hakimpour,2015) .....	61
<b>Figure II-20</b> La surpression interstitielle pour un groupe de colonnes ballastées de $s/d = 2$ à 5. (a) 1.2 m de diamètre, (b) 1.5 m de diamètre, (c) 0.9 m de diamètre (Esmaeili et Hakimpour, 2015) .....	61
<b>Figure II-21</b> Model en éléments finis amélioré avec colonnes ballastées. (a) cellule unitaire, (b) vue en plan, (c) disposition de colonnes ballastées (Tang et al. 2015) .....	62
<b>Figure II-22</b> Surpression interstitielle expérimentale et calculée du sable limoneux (les contraintes verticales effectives initiales pour des profondeurs de 2,0 et 6,7 m sont de 14 et 46,9 kPa, respectivement) (Tang et al. 2015) .....	63
<b>Figure II-23</b> Accélérations expérimentales et calculées du sable limoneux (Tang et al. 2015) .....	63
<b>Figure II-24</b> Accélérations et surpression interstitielle expérimentaux et calculées du sable limoneux amélioré avec colonnes ballastées (Tang et al. 2015) .....	63
<b>Figure II-25</b> Maillage à différence finie pour le groupe de colonnes (Meshkinghalam et al. 2017) .....	64
<b>Figure II-26</b> Changements de la surpression interstitielle. (a) à une profondeur de 1.5 m, (b) à une profondeur de 2.5 m, (c) à une profondeur de 5 m (Meshkinghalam et al. 2017) .....	65
<b>Figure II-27</b> Changements de tassement à la surface du sol (Meshkinghalam et al. 2017) .....	66
<b>Figure II-28</b> Changements du tassement à la surface du sol pour le groupe de colonnes avec différentes valeurs $s/d$ . (a) diameter 0.6 m, (b) diameter 1.0 m, (c) diameter 1.2 m (Meshkinghalam et al. 2017) .....	66



<b>Figure II-29</b> Change de tassement en fonction du temps (Meshkinghalam et al. 2017) .....	67
<b>Figure III-1</b> Cycle de base de calcul par la méthode explicite de différences finies (Billaux et Cundall 1993) .....	70
<b>Figure III-2</b> Variation de l'amortissement avec la fréquence .....	72
<b>Figure III-3</b> Frontière de champ libre .....	73
<b>Figure III-4</b> Accéléromètre Signal Est-Ouest à la station Dar El Beida et spectre de réponse correspondant .....	74
<b>Figure III-5</b> Contrainte de cisaillement vs déformation de cisaillement (boucle d'hystérésis) à la base de la cellule unitaire .....	74
<b>Figure III-6</b> Modèle de la cellule unitaire .....	77
<b>Figure III-7</b> Frontière de champ libre .....	78
<b>Figure III-8</b> Variation de la contrainte effective et de la surpression interstitielle avec la profondeur dans le cas de la liquéfaction, (a). 9,5 m de la surface. (b). 9,0 m de la surface (c). 8,5 m de la surface .....	79
<b>Figure III-9</b> Variation du rapport de la surpression interstitielle ( $r_u$ ) avec la profondeur dans le cas de la liquéfaction : (a). 9,5 m de la surface, (b). 9,0 m de la surface, (c). 8,5 m de la surface .....	80
<b>Figure III-10</b> La comparaison entre les valeurs de la contrainte effective du sol améliorée par les approches de Martin et al. [15] et Byrne [14]: a). 9,5 m de la surface, (b). 9,0 m de la surface, (c). 8,5 m de la surface .....	81
<b>Figure III-11</b> Effet du diamètre de la colonne ballastée sur la réduction de la liquéfaction .....	82
<b>Figure III-12</b> Effet du contenu fréquentiel : Comparaison entre la valeur de la contrainte effective du sol renforcée par les approches de (a). Byrne (1991) et (b). Martin et al. (1975) .....	83
<b>Figure III-13</b> Modèle de la cellule unitaire sous l'effet de la surcharge .....	84
<b>Figure III-14</b> Frontière de champ libre .....	84
<b>Figure III-15</b> Variation de la contrainte effective et de la surpression de l'eau interstitielle en cas de liquéfaction sans et avec l'effet de la surcharge .....	85

<b>Figure III-16</b> Variation du rapport de la surpression de l'eau interstitielle en cas de liquéfaction sans et avec l'effet de la surcharge .....	86
<b>Figure III-17</b> Comparaison entre les valeurs de la contrainte effective et la surpression interstitielle de l'eau du sol améliorée par les approches de Martin et al. (1975) et Byrne (1991) .....	86
<b>Figure III-18</b> Comparaison entre les valeurs de rapport de la surpression interstitielle de l'eau ( $r_u$ ) du sol amélioré par les approches de Martin et al. (1975) et Byrne (1991) .....	87
<b>Figure III-19</b> Effet du diamètre des colonnes ballastée sur la réduction de la liquéfaction .....	88
<b>Figure III-20</b> Influence de l'épaisseur du matelas de répartition sur la réduction de la liquéfaction .....	88
<b>Figure III-21</b> Comparaison entre la valeur de la contrainte effective du sol renforcée par les approches de (a). Byrne 1991 et (b). Martin et al. 1975 .....	88
<b>Figure III-22</b> En haut : vue en plan du modèle, En bas : coupe transversale du modèle .....	89
<b>Figure III-23</b> (a) Maille d'élément de différence typique pour une fondation superficielle reposant sur du sable lâche, (b) Vue agrandie de la maille pour la fondation reposant sur colonnes ballastées .....	90
<b>Figure III-24</b> Frontière de Champ libre .....	90
<b>Figure III-25</b> Mouvement harmonique à amplitude variable .....	91
<b>Figure III-26</b> Surpression interstitielle et l'accélération mesurées sous l'axe de la fondation .....	92
<b>Figure III-27</b> Surpression interstitielle et l'accélération mesurées sous le bord de la fondation .....	93
<b>Figure III-28</b> Effet du diamètre de la colonne ballastée sur la réduction de la liquéfaction .....	94
<b>Figure III-29</b> Effet de l'épaisseur du matelas de répartition sur la réduction de la liquéfaction .....	95
<b>Figure III-30</b> Effet de la surcharge sur la réduction de la liquéfaction .....	96

# Liste de Notation

$A$	Aire totale de la cellule unitaire
$a$	Taux d'incorporation (Module de cisaillement maximal)
$A_c$	Aire de la colonne ballastée
$a_{max}$	Accélération horizontale maximale à la surface du sol
$A_s$	Aire de sol
$\bar{a}$	Nouveau rapport des sections
$B_p'$	Constante du sol représentant les caractéristiques de l'accumulation de pression interstitielle
$B_u'$	Constante de sol représentant l'accumulation de pression interstitielle durant déchargement-rechargement
$C$	Cohésion (Matrice d'amortissement)
$c_c$	Cohésion du sol
$c_{es}$	Cohésion équivalente de la zone renforcée
$C_n$	Constante en fonction de la densité relative du sable
$C_p$	Vitesse normale de l'onde sismique
$C_s$	Vitesse tangentielle de l'onde sismique
$c_s$	Cohésion du sol
$c_u$	Cohésion non drainée
$D_{50}$	Diamètre correspondant à 50% du passage
$D_c, D_{cb}$	Diamètre de colonne ballastée
$et d$	
$D_e$	Diamètre d'influence
$D_r$	Densité de sable
$dt$	Intervalle de temps
$du$	Variation de la pression interstitielle
$d\varepsilon$	Changement volumique
$E_c$	Module de déformation de la colonne ballastée
$e_{cr}$	Indice des vides critique
$E_{eq}$	Module de déformation équivalente
$e_{min}$	Indice des vides initiale
$E_s$	Module de déformation du sol (non drainé)
$E'_s$	Module de déformation drainé
$\bar{E}'$	Module d'élasticité équivalent à long terme
$F$	Capacité portante pour une seule colonne ballastée sous une charge axiale
$f$	Fréquence
$F(e)$	Fonction d'indice des vides
$f_d$	Facteur de profondeur
$F_s$	Facteur de sécurité
$g$	Accélération de la pesanteur
$G_0$	Rapport caractérisant la configuration géométrique
$G_{max}$	Module d'élasticité de cisaillement
$h$	Hauteur du drain
$h, L$	Hauteur du remblai
$I_p$	Facteur d'influence qui dépend de la rigidité relative colonne/sol
$K$	Coefficient de l'angle de frottement interne (Matrice de rigidité)

$k$	Constante (Paramètre représentant le point où la pression interstitielle arrête de s'accumuler lorsque la contrainte verticale effective diminue jusqu'à une certaine valeur)
$K_0$	Coefficient de la pression de terre en repos
$K_{ac}$	Coefficient de poussée du ballast
$k_d$	Coefficient de perméabilité du drain de gravier
$k_H$	Coefficient de perméabilité dans la direction horizontale
$k_N$	Valeur adéquate pour un nombre de cycle de défaillance $N$ d'après l'essai triaxiale cyclique
$K_{pc}$	Module de déformation volumétrique du sol
$K_s$	Coefficient de butée du ballast
$k_s$	Coefficient de perméabilité du sol
$k_V$	Coefficient de perméabilité dans la direction verticale
$L_c$	Longueur de la colonne
$L_{cmax}$	Longueur maximale de la colonne
$L_{cmin}$	Longueur minimale de la colonne
$M$	Magnitude du séisme (Matrice de masse)
$m$	Facteur d'homogénéisation (Paramètre pour localiser un chemin de contrainte actuel parabolique à chaque pas de temps de calcul)
$m_{max}$	Facteur d'homogénéisation maximal
$m_{min}$	Facteur d'homogénéisation minimal
$m_{v,3}$	Coefficient de compressibilité volumique
$N$	Nombre des cycles de contraintes de cisaillement alternatif
$n$	Facteur de concentration des contraintes
$n_0$	Facteur d'amélioration
$N_1$	Nombre de cycles requis pour provoquer la liquéfaction
$N_{60}$	Valeurs normalisées d'essai de penetration
$N_c$	Coefficient usuellement utilisée pour le dimensionnement de pieux traditionnels
$N_c, N_q$	Facteurs de la capacité portante
$et N_\gamma$	
$N_{eq}$	Nombre équivalente de contrainte cyclique uniforme
$n_1$	Nouveau facteur d'amélioration
$N_i$	Nombre de cycles requis pour provoquer la liquéfaction initiale dans les conditions de contrainte données
$n_s$	Facteur de concentration des contraintes dans la tête de colonne
$P_a$	Contrainte de surcharge de référence = 10 kPa
$p_f$	Future charge de l'ouvrage
$P_l$	Pression limite du sol ambiant
$P_s$	Charge sous l'effet de développement rapide des tassements de consolidation primaire
$q$	Capacité portante (contrainte verticale ultime)
$Q_c$	Charge aux états limites de service en tête de la colonne
$R$	Rapport caractérisant la résistance du drain en relation à la perméabilité du sable
$r$	Rayon de colonne ballastée
$r_c$	Constante de tremblement multidirectionnelle
$r_d$	Coefficient de réduction dépendant de la profondeur
$r_u$	Rapport de la pression interstitielle (Coefficient réducteur dépendant de la profondeur $z$ )
$S, s$	Espacement entre les colonnes ballastées (Tassement total)
$s_c$	Tassement en surface de la colonne
$s_f$	Tassement de milieu composite de sol + colonnes

	ballastées (final)
$s_i$	Tassement du sol avant traitement par colonnes ballastées (initial)
$s_s$	Tassement en surface du sol
$S_{uc}$	Tassement d'une cellule unitaire
$t$	Temps
$t_d$	Durée de séisme
$T_l$	Facteur caractérisant la durée de la secousse sismique nécessaire pour provoquer la liquéfaction initiale
$t_u$	Temps de liquéfaction
$u$	Pression interstitielle à la périphérie de la colonne
$u_g$	Pression interstitielle générée par la contrainte de cisaillement alternées
$V_s, V_{sI}$	Vitesse de cisaillement
$V_{sI}^*$	Limite supérieure de $V_{sI}$ pour l'occurrence de liquéfaction
$V_{scr}$	Vitesse de cisaillement critique
$y$	Facteur d'influence
$z$	Profondeur

### ***Symboles Grecs***

$\sigma_0$	Contrainte initiale (contrainte moyenne)
$\sigma'_0$	Contrainte effective verticale initiale pour des conditions de cisaillement simples (d'essai triaxiales)
$\sigma_c$	Contrainte transférée à la colonne ballastée
$\sigma'_{clim}$	Contrainte verticale agissant sur la colonne à l'instant de la rupture
$\sigma_{c,z}$	Contrainte verticale dans la colonne à la profondeur $z$
$\sigma_f$	Contrainte finale
$\sigma_h$	Contrainte horizontale (confinement)
$\sigma_{h0}$	Contrainte horizontale initiale
$\sigma'_{hlim}$	Contrainte horizontale effective maximale du sol
$\sigma_m$	Contrainte effective moyenne
$\sigma'_{préch}$	Contrainte dus à pré-chargement
$\sigma_{r0}$	Contrainte horizontale effective du sol (à l'état initiale)
$\sigma_s$	Contrainte dus à la surcharge (Contrainte supportée par le sol)
$\sigma_{v0}$	Contrainte totale dans le sol
$\sigma'_{v0}$	Contrainte verticale totale dans le sol
$\sigma_v(z)$	Contrainte verticale régnant à la profondeur $z$ à l'intérieur de la colonne
$\Delta a$	Accroissement de la section de la colonne ballastée
$\Delta l$	Taille de l'élément
$\Delta t$	Pas de temps
$\Delta \sigma_h$	Contrainte de compression exercée dans le ballast
$\Delta \varepsilon_{vd}$	Incrément de déformation volumétrique
$\delta$	Angle de la génératrice du cône avec l'horizontale
$\rho', \rho_c, \Phi$	Angle de frottement de la colonne ballastée
$\beta, \varphi'$	Facteur de réduction de tassement
$\varphi_c$	Angle de frottement de colonne ballastée
$\varphi_{eq}$	Angle de frottement équivalent de la zone renforcée
$\gamma$	Déformation de cisaillement (Poids volumique)
$\gamma_0$	Valeur de sommet de la déformation de cisaillement dans la boucle hystérésis

$\gamma_c$	Poids volumique de la colonne ballastée
$\gamma_{eq}$	Poids volumique équivalent de la zone renforcée
$\gamma_i$	Amplitude du $i^{\text{ème}}$ demi-cycle dans la déformation de cisaillement
$\gamma_s$	Poids volumique du sol
$\gamma_{sat}$	Poids volumique saturé
$\gamma_{thresh}$	Seuil de la déformation de cisaillement en dessous duquel aucune contrainte volumétrique
$\gamma_w$	Densité d'eau
$\mu_c$	Coefficient de poisson des colonnes ballastées
$\mu_s$	Coefficient de poisson du sol
$\eta, \alpha$	Taux d'incorporation
$\lambda$	Longueur caractéristique d'onde
$\lambda_c, \mu_c$	Paramètres de Lamé pour la colonne ballastée
$\lambda_s, \mu_s$	Paramètres de Lamé pour le sol
$\nu$	Coefficient de poisson
$\nu_s$	Coefficient de poisson du sol
$\tau$	Contrainte de cisaillement
$\tau_0$	Valeur de sommet de la contrainte de cisaillement dans la boucle hystérésis
$\tau_c$	Effort de cisaillement dans la colonne ballastée le long de la surface de rupture
$\tau_{eq}$	Résistance au cisaillement équivalente le long de la surface de rupture
$\tau_f$	Résistance de cisaillement
$\tau_h$	Contrainte de cisaillement cyclique
$\tau_m$	Contrainte de cisaillement appliquée dans le sol dans le cycle plus récent
$\tau_s$	Effort de cisaillement dans le sol le long de la surface de rupture
$\varepsilon$	Déformation volumique
$\varepsilon_{vd}$	Accumulation de déformation volumétrique
$(\varepsilon_{vd})_i$	Déformation volumétrique cumulée avant le $i^{\text{ème}}$ demi-cycle
$\Delta\varepsilon_{vd}$	Quantité de réduction de volume de sol
$\alpha$	Constante empirique qui a une valeur typique de 0,7
$\zeta_i$	Taux critique d'amortissement pour le mode $i$ de vibration
$\omega_i$	Fréquence angulaire pour le mode $i$ de vibration
$v_n$	Composante normale de la vitesse à la limite
$v_s$	Composante tangentielle de la vitesse à la limite
$\phi$	Angle de frottement
$\sum_i^n \sigma_{si}$	Somme des contraintes verticales régnant au milieu des couches de sol encaissant (couche $i$ à $n$ )

### Abréviations

<b>CGS</b>	Centre de génie sismique, Algérie
<b>CPT</b>	Essai de pénétration statique
<b>CRR</b>	Rapport de contrainte cyclique
<b>CSR</b>	Rapport de résistance de liquéfaction
<b>LA</b>	Essai Los Angeles
<b>MDE</b>	Essai Micro Deval
<b>NS</b>	Nord-Sud
<b>PGA</b>	Accélération maximale du sol

**SPT** Essai de pénétration standard  
**USGS** Institut d'études géologiques des États-Unis

## Introduction Générale

Les colonnes ballastées sont considérées comme moyens utilisés pour améliorer le comportement des sols dans les zones sismiques grâce à sa caractéristique de drainage, cette propriété fonctionne sur la dissipation de la surpression interstitielle, en conséquence les contraintes effectives augmentent, alors les colonnes ballastées réduisent le phénomène de liquéfaction du sol.

La réduction de liquéfaction varie selon le type du sol (Dhouib et Blondeau 2005), pour les sols cohérents avec un pourcentage élevé de fines ( $> 35\%$  jusqu'à  $40\%$ ), sols non liquéfiables, l'utilisation du ballast purement frottant élimine définitivement le risque de liquéfaction, par contre, pour les sables lâches avec un pourcentage élevé des fines mais  $< 35\%$ , sols liquéfiables, le ballast diminue le risque de liquéfaction mais lorsque le pourcentage  $< 10\% - 12\%$ , les colonnes ballastées peuvent être remplacées par une autre procédure de densification (vibroflottation, compactage dynamique) qui permet une augmentation de la densité des sables.

Le comportement dynamique des colonnes ballastées ou la réduction de liquéfaction par ces colonnes présente un domaine de recherche très intéressant en raison de nombreuses variables qui le contrôlent, jusqu'à présent les recherches sont toujours en cours afin de mieux comprendre et de savoir comment les variables l'affectent. Plusieurs études analytiques, expérimentales et numériques ont été réalisées sur la réduction de liquéfaction des sols améliorés par colonnes ballastées (Seed et Booker 1977 ; Priebe 1978 – 1998 ; Ishihara et Yamazaki 1980 ; Sasaki et Taniguchi 1982 ; Iai et al. 1988 ; Millea 1990 ; Ashford et al. 2000 ; Adalier et al. 2003 ; Adalier et Elgamal 2004 ; Sadrekarimi et Ghalandarzadah 2005 ; Elgamal and Forcellini 2009 ; Asgari et al. 2013 ; Esmaeili et Hakimpour 2015 ; Tang et al. 2015 ; Qu et al. 2016 ; Meshkinghalam et al. 2017 ; Şahinkaya et al. 2017). En générale les méthodes analytiques sont basées généralement sur les résultats des essais SPT ou CPT (NEHRP 2003 ; Samui 2007) par une manière indirecte (Yanguo et al. 2017) ou sur autres approches avec l'introduction de l'effet des colonnes ballastées (Priebe 1998). Pour les méthodes numériques, il y a des différents travaux qui sont principalement concentrés sur re-simulation des essais sur laboratoire avec modification de quelques paramètres pour connaître leur effet ou faire des simulations avec des modèles constitutifs différents.

Le principe de la cellule unitaire est utilisé dans le cas des fondations avec grandes dimensions sous chargement statique verticale, il suffit d'étudier une seule colonne située à l'intérieur puis généraliser l'étude dans l'arrangement de colonnes ballastées.

Dans les simulations numériques précédentes, la modélisation se fait pour une seule colonne ou groupe de colonnes avec différent arrangement et différent nombre, l'objectif de ce travail est de faire une simulation numérique tridimensionnelles par *FLAC 3D* (différences finies) d'une cellule élémentaire sous chargement cyclique, sous l'effet de la gravitation et sous l'effet de la surcharge statique verticale, dans un sable lâche renforcée par colonne ballastée, avec un loi de comportement de *Finn Model* pour simuler le phénomène de liquéfaction. L'objectif est de connaître l'efficacité de ce modèle dans les sols renforcés par colonnes et leurs rôles dans la réduction du potentiel de liquéfaction. La charge cyclique est appliquée à la base du modèle.



Un deuxième cas est analysé, cas d'une fondation isolée reposant sur un groupe de colonnes ballastées soumis à un chargement harmonique à amplitude variable pour analyser le comportement des sables lâche renforcés par colonnes.

Le travail comporte trois grands chapitres :

- Le premier chapitre présente une synthèse bibliographique sur les colonnes ballastées dans le coté statique (sous chargement statique) avec une concentration sur les différents travaux en analysant leurs comportements et leurs applications.
- Le deuxième chapitre est consacré aux recherches effectuées sur le comportement dynamique des sols renforcés par colonnes ballastées. Il présente d'abord un rappel sur le comportement dynamique des sols plus le phénomène de liquéfaction et comment l'évaluer. Ensuite il présente les différents types de travaux, soit analytiques, expérimentaux et numériques qui effectués sur les sols améliorés par colonnes ballastées pour voir l'effet de drainage des colonnes dans les sols liquéfiables et le mécanisme de réduction du potentiel de liquéfaction.
- Le dernier chapitre présente une simulation tridimensionnelle par le code de calcul *FLAC 3D*. Ce chapitre est composé de trois parties, la première montre une modélisation de la cellule unitaire soumise à une charge cyclique appliquée à la base sous l'effet de la gravité seulement (sans surcharge verticale), le modèle utilisé pour simuler le phénomène de liquéfaction dans le sable lâche est *Finn Model*, cette partie contient une comparaison entre les deux critères de *Finn Model*, Martin et al. (1975) et Byrne (1990) et en plus une étude de l'influence de différents paramètres sur la liquéfaction sur le groupe sol/colonne, la seconde partie est similaire à la première mais cette fois avec l'effet de la surcharge pour connaitre son effet et la dernière partie est consacré à une étude de groupe de 3x2 colonnes ballastées sous fondation pour le même sol utilisé dans la cellule unitaire soumise à une chargement harmonique a amplitude variable appliquée à la base qui est considéré comme une converti de l'accélérogramme du séisme de Boumerdes, par la suite une étude paramétrique du diamètre des colonnes, épaisseur de matelas de répartition et l'effet de la surcharge sur la dissipation de la pression interstitielle.

# Chapitre I

## **Synthèse bibliographique du comportement statique de colonnes ballastées**

### **Introduction**

Les colonnes ballastées sont utilisées pour augmenter la capacité portante des sols et diminuer le tassement. A travers leurs propriétés de drainage, elles permettent d'accélérer la consolidation. Ce chapitre comporte une synthèse sur les techniques d'amélioration des sols et la définition des différents modes de mise en œuvre des colonnes ballastées, il présente aussi une analyse sur le comportement et le dimensionnement de ces colonnes.

Ce chapitre est organisé en deux parties. La première présente d'une manière générale les techniques de traitement de sol les plus utilisées à l'heure actuelle, la seconde partie est consacrée au traitement de sol par colonne ballastée avec une explication sur leurs techniques de mise en œuvre, leur comportement par la présentation de comportement d'une colonne ballastée isolée puis le comportement d'un groupe de colonnes ballastées et ainsi leurs différentes méthodes de dimensionnement.

Les méthodes de mise en œuvre les plus connues, par voie humide, (vibro-replacement), (Adalier et al. 2004 ; Dhouib et Blondeau 2005) et voie sèche, vibro-displacement, (Dhouib et Blondeau 2005), il y a d'autres méthodes d'exécution par exemple le pilonnage (Wallays 1982 ; Nayak 1989 ; Bustamante et al. 1991) ou par foreuse enveloppé, (auger-casing), (Adalier et al. 2004).

Les études sur le comportement des colonnes ballastées sont nombreuses elles sont soit pour une seule colonne (Greenwood 1970 ; Branus 1978 et 1980 ; Vautrain 1980 ; Datye 1982 ; Barksdale et Bashus 1983 ; Eggstad 1983 ; Soyez 1985 ; Killeen and McCabe, 2014 ; Ngo and Tang, 2016 ; Sexton et al. 2016 ; Deb and Behera 2017 ; Fattah et al. 2017 ; Gu et al. 2017 ; Mehrannia et al. 2018) ou groupe des colonnes (Ghionna et Jamiolkowski 1981 (Dhouib et Blondeau 2005 ; Das and Deb 2014 ; Chenari et al. 2017) ; Baalam et Poulos 1983 ; Bhandari 1983 ; Barksdale et Bashus 1983 ; Bustamante et al. 1991 ; Killeen and McCabe, 2014 ; Mohammed et al. 2015 et 2016 ; Nazaruiddin et al. 2016 ; Fattah et al. 2017), ou sous des fondations superficielles (Ng 2017 ; Zhou et al. 2017). Ce chapitre représente une analyse du mode de rupture d'une colonne isolée reposant sur le principe de la cellule unitaire, ainsi que le comportement d'un groupe de colonnes sous une semelle isolée, plusieurs travaux sont cités dont principalement ceux de Mattes et Poulos 1969 ; Greenwood 1970 ; Hughes et Withers 1974 ; Hughes et al. 1975 ; Thorburn 1975 ; Brauns 1978a, 1978b et 1980 ; Madhav 1982 ; Greenwood et Kirsch 1983) et de même pour un réseau des colonnes ballastées (Priebe 1976 ; Balaam et Booker 1981 ; Kempfert et Gebreselassie 2006).

## I.1 Techniques d'amélioration des sols

On trouve plusieurs types d'amélioration des sols, ces types dépendent essentiellement de la granulométrie, on a deux grandes familles, les sols pulvérulents et fins. Par ailleurs sachant qu'il existe une bonne majorité de sols appartenant à la catégorie de sols à très faible caractéristiques mécaniques

Ces techniques permettent d'améliorer les caractéristiques géotechniques et les propriétés mécaniques des sols.

### I.1.1 Pré-chargement :

C'est une technique très simple permet d'augmenter la résistance au cisaillement en court terme (augmentation de la cohésion non drainée  $c_u$ ) et la réduction du tassement ce qui permet d'avoir un tassement résiduel plus faible lors de la mise en service de l'ouvrage. Cette méthode est utilisée sur des terrains dont le tassement va se prolonger durant plusieurs années et généralement des mauvais terrains de composition principalement argileuse.

Le principe de cette méthode est de construire un remblai sur un terrain pour atteindre une charge égale à la charge finale  $p_f$  supporté par l'ouvrage ( $\sigma_0 + \sigma_{préch} = \sigma_f$ ), peut-être augmentée d'une charge  $p_s$  sous l'effet de développement rapide des tassements de consolidation primaire, accélérer l'apparition et le développement des tassements de compression secondaire, l'augmentation de la résistance au cisaillement et la capacité portante du massif de sol.

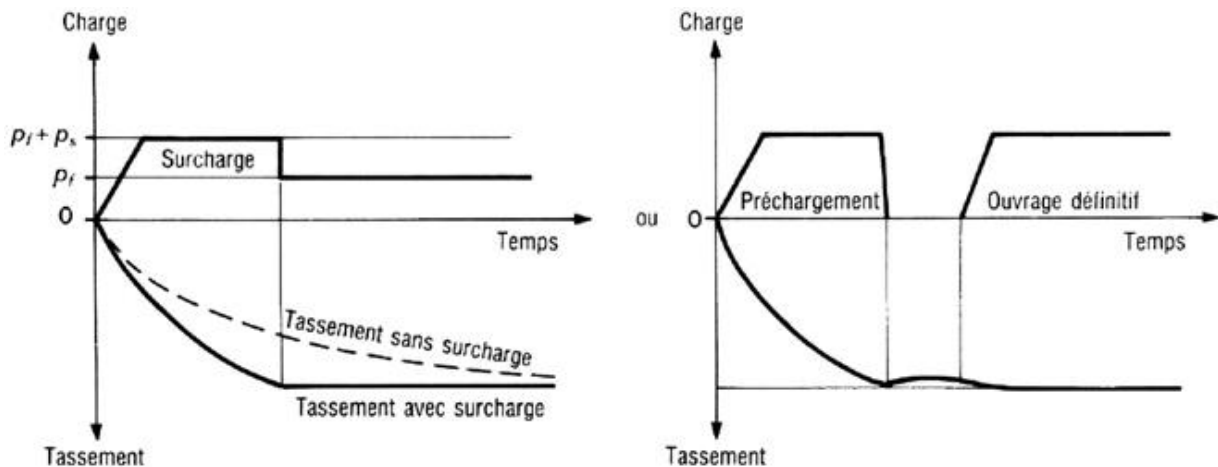


Figure I.1 Principe du pré-chargement pour le contrôle des tassements

Pour les sols très peu perméable, on utilise un système de drainage (par drains verticaux) afin d'associer le pré-chargement pour faciliter l'écoulement de l'eau.

On note que pour les remblais de grande hauteur ( $> 6m$ ) reposant sur une argile molle très compressible le chargement doit être fait par étapes pour éviter la rupture par poinçonnement du sol (le pré-chargement par étape).

### **I.1.2 Les drains verticaux :**

Les drains verticaux sont utilisés pour les sols fins saturés, Cette technique est complémentaire de la technique de pré-chargement.

Il existe deux familles :

- les drains préfabriqués sont d'exécution rapide et permettent d'accélérer fortement la consolidation ;
- Les drains de sable contribuent à une réduction du tassement et offrent souvent une profondeur variable, qu'il n'est pas possible de réaliser avec des drains préfabriqués.

Le principe pour les drains verticaux consiste à foncé verticalement dans le terrain des drains de sable suivant un maillage régulier. La profondeur peut atteindre jusqu'à 40 m suivant la nature de terrain.

### **I.1.3 Compactage dynamique :**

Cette technique a été pratiquée en premier lieu par Ménard, Les principaux avantages du compactage dynamique sont l'augmentation la capacité portante du sol, et la diminution du tassement et du potentiel de liquéfaction. Cette méthode permet de traiter le sol en profondeur, par des actions de surface.

Le principe basé sur la chute d'une très grande masse (20 à 40 jusqu'à 150 tonnes) pour faire un compactage du sol, la hauteur de chute varie 10-40m.

Le procédé s'applique aux sols sablo-graveleux, et aux matériaux argilo-limoneux saturés à condition qu'il y ait présence d'air occlus (1 à 4 %) (Cas des tourbes ou des remblais récents avec matières organiques). Son emploi peut être intéressant pour consolider des couches sous l'eau.

### **I.1.4 Vibro-Compactage :**

Le procédé de vibro-compactage a été inventé en 1934 en Allemagne par Steuermann et Degen, cette technique provoque un compactage en profondeur du sol. Cette technique est très conseillée pour les sables moyens à gros dont la granulométrie montre un pourcentage en poids de tamisât (à travers le tamis d'ouverture 0,0074 mm) en limon inférieur à 12% et un pourcentage en poids d'argile inférieur à 2%.

Le principe basé sur la vibration entretenue dans le sol à l'aide d'une aiguille vibrante, par ajout ou non d'un matériau pulvérulent (jouer le rôle de drains en cas de séisme et lutter contre la liquéfaction des sables lâches) pour faire une réorganisation des grains sous l'effet de la vibration.

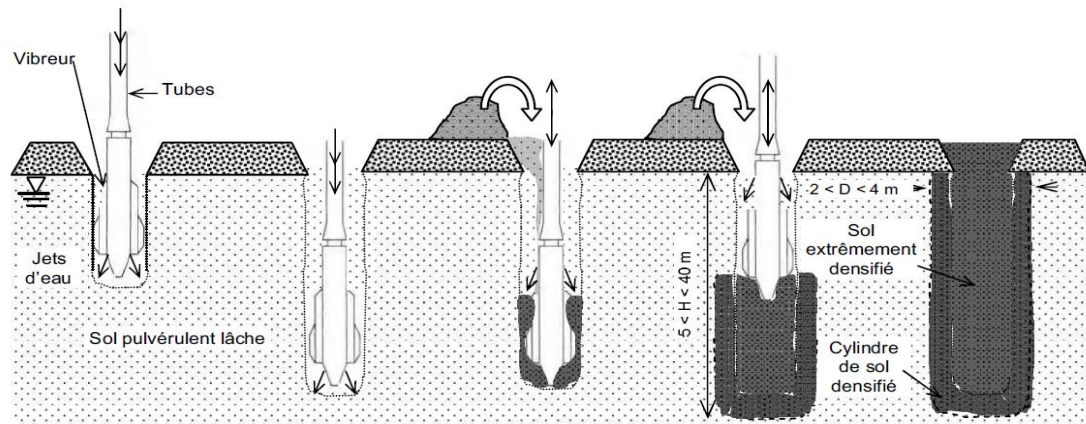
Pendant les travaux on constate un cône d'affaissement autour du vibreur et un tassement global de la plateforme traitée à cause de la densification du sol, alors en fin de traitement, une finition de surface doit être réalisée, par réglage et compactage superficiel (*Figure I.2*).



*Figure I.2 Processus de vibro-Compactage*

### **I.1.5 Vibro-Flottation :**

La vibroflottation, (parfois appelée vibrocompaction), est utilisée pour densifier les sols sableux lâches. Le principe de cette technique basée sur les vibrations d'un vibreur, qui descend jusqu'à la profondeur désirée sous l'effet de son poids propre, ainsi le lançage par air ou eau qui aide le transport du sable jusqu'à la zone de compactage à la base du vibrateur.



*Figure I.3 Principe de la vibro-Flottation (Corneille, 2007)*

Les vibrations engendrent un phénomène temporaire de liquéfaction du sol sous l'effet des surpressions interstitielles, alors les grains sont réarrangés en un état plus dense présentant de meilleures caractéristiques mécaniques. Cette technique réservée aux sols pulvérulents qui contient un pourcentage de fines particules moins de 10 à 15%, au-delà de ces pourcentages les fines diminuent le phénomène de liquéfaction et donc la densification.

## **I.2 Amélioration du sol par colonnes ballastées**

### **I.2.1 Définition et objectif de l'amélioration du sol par colonne ballastées :**

Le renforcement par colonnes est une extension de la vibroflottation pour les sols qui contiennent plus de 8 à 10% de limon ou argile dont les éléments ne peuvent être réarrangés par la vibration à cause de la cohésion qui relie bien les particules du sol entre elles. Les colonnes sont des inclusions souples et verticales avec une section transversale circulaire. L'amélioration se fait par incorporation de matériau granulaire de forte portance et purement frottant (ballast) ne comportant aucun liant sur leur hauteur, suivi par un compactage successif, cette méthode est utilisée surtout pour les sols mous.

L'amélioration par colonnes ballastées permet d'atteindre certains objectifs généraux qui sont les suivants :

- l'amélioration globale des caractéristiques globales du sol (homogénéisation des caractéristiques géotechniques) ;
- l'augmentation de la capacité portante du sol sous l'ouvrage projeté (l'augmentation de sa résistance au cisaillement) ;
- la diminution des tassements ;
- la réduction de temps de consolidation par le drainage efficace de ces colonnes.

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

### **I.2.2 Domaine d'application :**

#### *I.2.2.1 Par type d'ouvrage :*

L'évolution technologique au cours de ces dernières années a permis de mettre en œuvre plusieurs techniques d'utilisation des colonnes ballastées, qu'on peut classer suivant le degré d'utilisation :

- les colonnes ballastées sont principalement utilisées pour fonder des radiers et des dallages (charge surfacique) avec une acceptation des tassements, et plus pour réaliser des remblais, par exemple : halls de stockage ; remblai routiers, ferroviaires ; silos et réservoirs de toute nature ; ouvrages hydrauliques étanches (réservoirs, station d'épuration) ;
- l'utilisation est moins souvent sous les fondations superficielles de bâtiments à usage public ;
- l'utilisation est rare sous les bâtiments d'habitation.

### 1.2.2.2 Par type de sol :

La règle générale dit que les terrains présentant une perte des caractéristiques volumétriques et/ou mécaniques (comportement évolutif) dans le temps par exemple tourbe, ou autres sol organique, décharge ...etc., ne représente pas un milieu favorable pour les colonnes ballastées, parce que la stabilité d'une colonne est assurée par le confinement latéral qu'exerce le sol environnant.

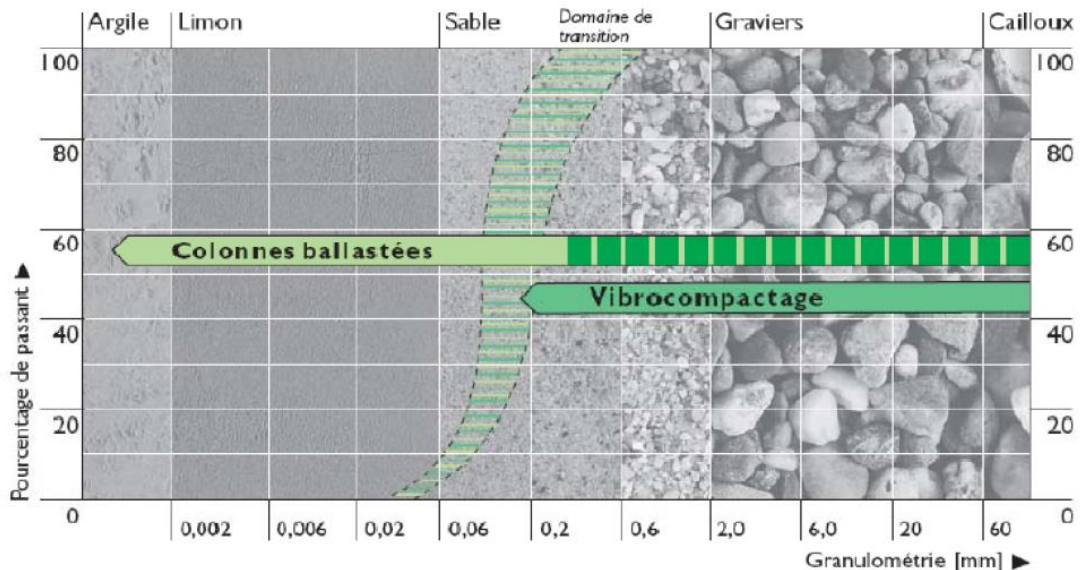


Figure I.4 Les sols concernés par la technique des colonnes ballastées (Document Keller)

### 1.2.3 Méthode d'exécution

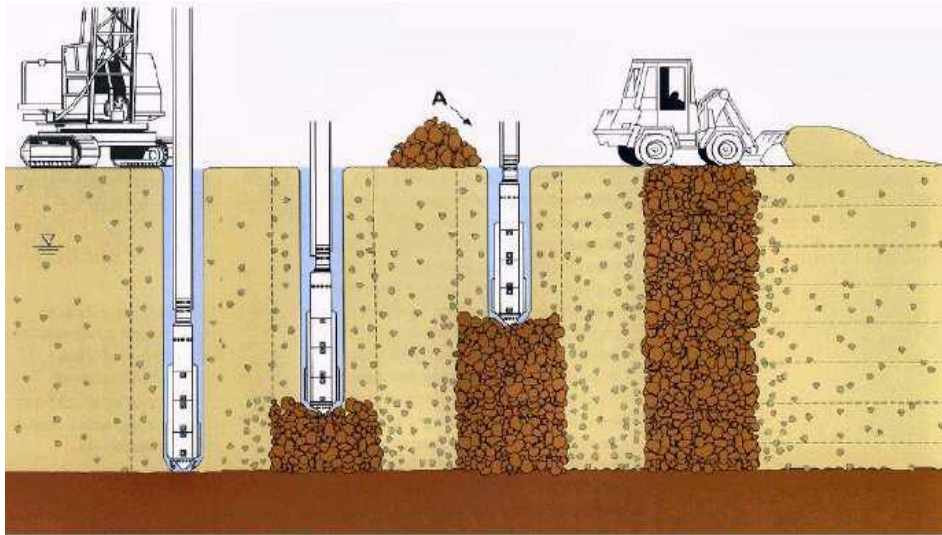
La réalisation des colonnes ballastées se fait toujours par un vibreur pendulaire suivie par un compactage avec un fluide de lancement, eau (voie humide) ou air (voie sèche) par des différentes modes d'alimentation du ballast, soit par le haut, soit par la base du vibreur. Le choix de l'outil dépend principalement par la nature du sol.

L'eau utilisée pour les sols pulvérulents avec une nappe haute, mais pour les sols cohérents l'auto stabilité de la paroi de l'ouverture n'est pas assurée, l'air est utilisé dans d'autres cas.

#### 1.2.3.1 Colonnes exécutées par voie humide alimentée par le haut :

L'exécution par voie humide, dite aussi par vibro-substitution (vibro-replacement), consiste à :

- le vibreur pénètre dans le sol par refoulement jusqu'à la profondeur de traitement cherchée, pour réaliser un forage. Sa descente se fait grâce à l'effet combiné de son poids, de la vibration et d'eau de lancement ;
- le vibreur est remonté, avec parfois des ramonages successifs, et laisser tomber gravitairement le matériau de remplissage dans le forage préalable ;
- le vibreur est réintroduit et le ballast est compactée par passes successives jusqu'à la finition de la colonne.

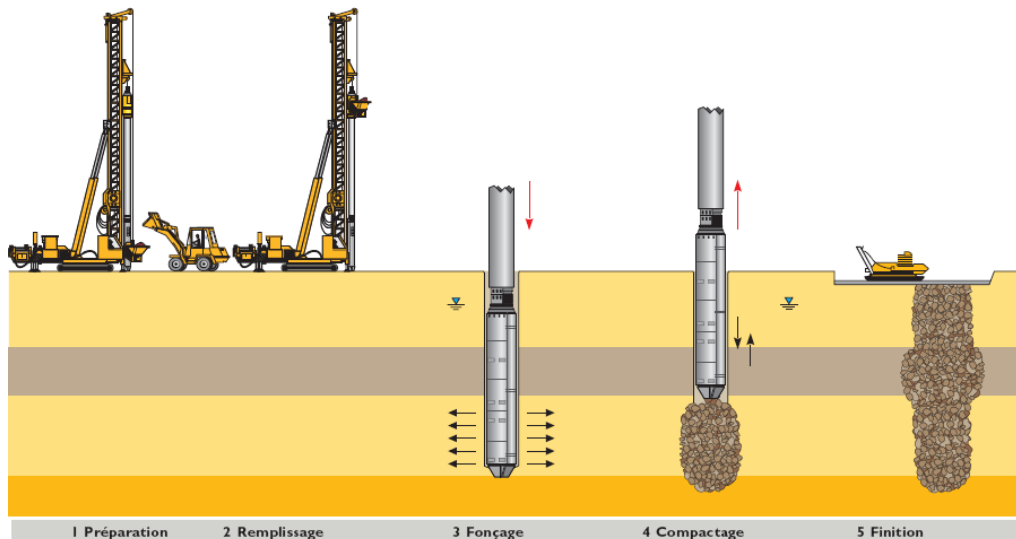


**Figure I.5** Mise en œuvre des colonnes ballastées par voie humide (document Keller)

Il faut noter qu'au début de l'opération, le sol est saturé et les vibrations de l'outil génèrent un phénomène local et temporaire de liquéfaction du sol.

#### 1.2.3.2 Colonnes exécutées par voie sèche alimentée par le haut :

L'exécution par voie sèche, dite aussi par vibro-refoulement (vibro-déplacement), le procédé est le même la différence entre cette mode d'opérateur et celui précédente est le fluide de lançage, on utilise la pression d'air.



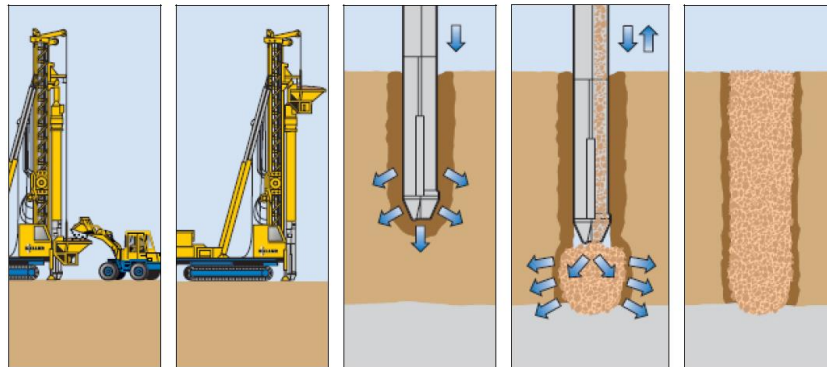
**Figure I.6** Mise en œuvre des colonnes ballastées par voie sèche (document Keller)

#### 1.2.3.3 Colonnes exécutées par vibreur à sas alimentée par la base :

La différence entre cette méthode et les deux méthodes précédentes est que le remplissage du ballast se fait au niveau de la base du vibreur sous une pression d'air constante. Les



colonnes sont réalisées soit par voie humide ou sèche. L'ordre des phases successives est de 0.5m.



*Figure 1.7 Principe de réalisation d'une colonne ballastées par alimentation par le bas (Document Keller)*

L'alimentation par haut est utilisée lorsque les grains de ballast sont de diamètre de 40-75 mm, dans le cas de l'alimentation par la base c'est pour les diamètres des grains 15-45 mm..

## **I.2.4 Caractéristiques des colonnes ballastées**

### *I.2.4.1 Matériaux :*

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

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

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

La granulométrie dépend essentiellement du matériel. Les vibreurs avec alimentation en pied (base) y sont plus sensibles.

Pour l'alimentation par haut le diamètre de ballast est 12 à 75 mm, mais dans l'autre méthode (alimentation par base) le diamètre des grains de ballast est inférieur (2-45 mm) au risque de bloquer le SAS qui est situé au sommet de vibreur.

### *I.2.4.2 Géométrie :*

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

Le diamètre des colonnes ballastées dépend :

- des caractéristiques géotechniques du sol ;

- du mode d'opération (matériel, fluide de lançage) ;
- du fuseau granulométrique de ballast.

On peut expliquer par ailleurs que le diamètre de colonnes par voie humide est supérieur à celui par voie sèche (les diamètres usuels par voie sèche sont compris entre 50 et 80 cm et par voie humide varie entre 80 et 120 cm) à cause de l'extraction de sol produit par le lançage à l'eau. Le diamètre de la colonne peut varier sur sa hauteur, en fonction des différences de résistance des couches traitées.

### **I.2.5 Comportement des colonnes ballastées :**

Pour obtenir un bon dimensionnement des colonnes ballastées il faut comprendre leur comportement qui dépend des colonnes soit isolée ou groupe de colonnes), du type de colonne (ancrée ou flottante), du mode de chargement (fondation rigide ou souple) et d'une manière totale de la nature du sol amélioré (complexe sol/colonne).

Lorsqu'une charge verticale appliquée à la colonne cette dernière se tasse, transmettant ainsi des contraintes verticales au sol. Sous l'effet de complexe sol/colonne une partie de la charge se transmette au sol environnant par les contraintes de cisaillement, en plus sous l'effet de cette charge et du tassement verticale, on observe une expansion latérale (déformation radiale) de la colonne à cause du phénomène de conservation du volume qui augmente la contrainte horizontale du sol à son voisinage.

Cette partie présente un résumé sur les divers travaux et recherches sur le comportement d'une colonne isolée ou groupe de colonnes à différents aspects, soit en méthodes analytique, expérimentale, mécanique et numérique.

#### *I.2.5.1 Notions fondamentaux :*

##### **a. Taux d'incorporation 'a'**

Le taux d'incorporation 'a' (facteur de substitution) est le rapport entre l'aire de la colonne  $A_c$  et l'aire totale d'une cellule élémentaire  $A$  :

$$a = \frac{A_c}{A} \quad (I.1)$$

L'inverse de 'a' est le rapport de surface, alors on peut dire que ces deux facteurs permettent de déterminer le pourcentage de la colonne par rapport au sol, on peut utiliser ces deux facteurs pour le cas d'une fondation, mais l'aire de la cellule unitaire est remplacée par l'aire de la fondation.

Le rapport  $(A_c/A)$  est géométriquement dépend du rayon des colonnes ( $r$ ) et l'espacement entre elles ( $s$ ) :

$$\frac{A_c}{A} = k \left( \frac{r}{s} \right)^2 \quad (I.2)$$

Où  $k = \pi$  ou  $2\pi/3$  pour les arrangements rectangulaire ou hexagonale successivement.

## **b. Facteur de concentration des contraintes ‘n’:**

La charge verticale appliquée en moyenne à la surface du sol  $\sigma_0$  se répartit, à la surface du domaine cylindrique, entre les colonnes ( $\sigma_c$ ) et le sol ( $\sigma_s$ ) 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 sous la forme :

$$A\sigma_0 = A_c\sigma_c + A_s\sigma_s \quad (\text{I.3})$$

Les colonnes ballastées ont des résistances et modules supérieurs à ceux du sol traité. Il se développe pour cette raison un mécanisme de transfert de la charge  $\sigma_0$  qui conduit à une concentration de la contrainte verticale sur les colonnes  $\sigma_c$  et à une réduction de la charge sur le sol  $\sigma_s$ . Par définition le rapport de concentration des contraintes verticales est le rapport de la contrainte apportée par la colonne  $\sigma_c$  à celle apportée par le sol après traitement  $\sigma_s$ .

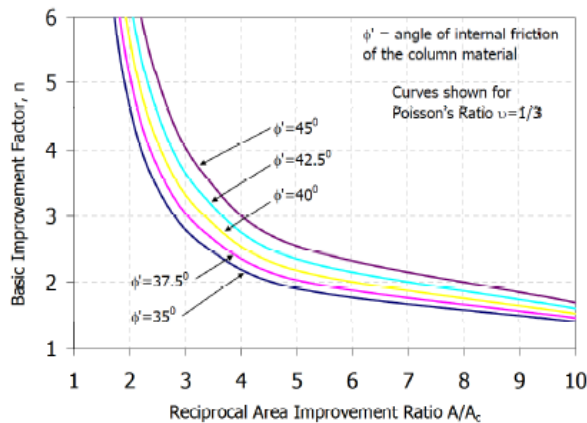
$$n = \frac{\sigma_c}{\sigma_s} \quad (\text{I.4})$$

Pour les sols élastiques et dans le cas d’une fondation rigide où les tassements du sol entre les colonnes sont identiques, le facteur de concentration des contraintes est égal au rapport des modules de déformation de la colonne ( $E_c$ ) et du sol ( $E_s$ ) :

$$n = \frac{E_c}{E_s} \quad (\text{I.5})$$

Pour des sols particulièrement mous et hétérogène, la valeur de  $n$  pouvait atteindre des valeurs très élevées de l’ordre de 50 (Vautrein 1980), pour Dhoub (2005) la valeur de  $n$  varie entre de 4 et 10.

D’après Priebe, le facteur de concentration des contraintes  $n$  défini comme une fonction de l’angle de frottement de la colonne  $\rho'$ , coefficient de poisson du sol  $\nu$  et le facteur de substitution  $A$  (Figure I.8)



**Figure I.8** Facteur d’amélioration  $n$  en fonction du taux d’incorporation  $A/A_c$

### c. Facteur de réduction de tassement 'β'

La charge  $\sigma_0$  appliquée par la fondation au sol d'assise produirait, avant le traitement de sol, un tassement moyen  $s_i$ . Après le traitement les tassements diminuent globalement. On peut définir le facteur de réduction des tassements  $\beta$ , qui désigne le rapport du tassement  $s_i$  du sol avant traitement au tassement  $s_f$  du milieu composite obtenu après traitement, soit :

$$\beta = \frac{s_i}{s_f} \quad (\text{I.6})$$

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

$$\beta = \frac{\sigma_0}{\sigma_s} \quad (\text{I.7})$$

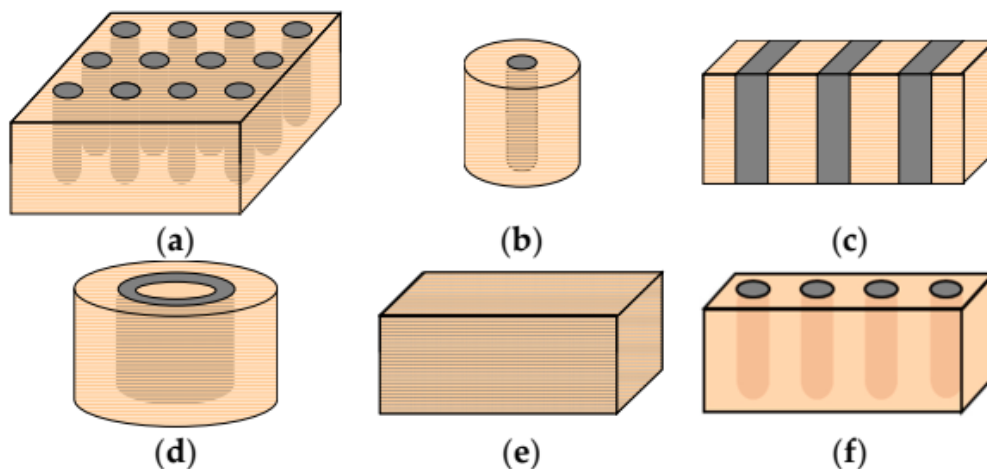
Avec :

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

$\sigma_s$  : Contrainte verticale appliquée à la surface du sol traité.

### d. Principe de la cellule unitaire :

Pour le type de fondations de grandes dimensions qui contiennent un nombre considérable de colonnes uniformément réparties, il existe un modèle simplifié. Il y a des types de cellules sous forme de trancher longitudinales de gravier (*Figure I.9 c*), anneaux cylindriques de gravier (*Figure I.9 d*), homogénéisation ou sol homogène équivalent (*Figure I.9 e*), en trois dimensions (3D) modèle d'une rangée ou d'une tranche de colonnes (*Figure I.9 f*), « Cellule unitaire » en symétrie axiale (*Figure I.9 b*) (Castro 2017).



**Figure I.9** Modèles géométriques simplifiés pour colonne ballastée. (a) Modèle 3D complet ; (b) Cellule unitaire ; (c) Tranchées longitudinales en gravier ; (d) Anneaux de gravier cylindriques ; (e) Sol homogène équivalent ; (f) Tranche 3D de colonnes (Castro, 2017)

Le principe de la cellule unitaire (Dhouib et Blondeau 2005) est utilisé pour l'analyse théorique (Castro 2017). On l'a trouvé dans le cas des charges réparties cas des radiers, des remblais etc. Au lieu d'étudier et d'analyser toutes les colonnes ballastées, une seule colonne située à l'intérieur est étudiée puis on généralise les règles de calcul et de dimensionnement de la colonne isolée sous charge verticale en grille de colonnes ballastées sous charge verticale (Figure I.10).

Toutefois, dans le cas de charges centrées (fondations isolées ou filantes), l'application de ce principe n'est pas applicable car elle dépend de la disposition des colonnes dans le groupe adopté ainsi que du nombre (Dhouib et Blondeau 2005). La cellule unitaire convient aux problèmes des tassements finals et de la consolidation pour la fondation d'un remblai dans le cas de colonnes ballastées flottantes. Dans la simulation numérique, ce principe est utilisé pour les colonnes flottantes (Ng et al. 2014 ; Sim et al. 2016) ou les colonnes encastrées (Ng et al. 2015 ; Karech et al. 2016) et dans différents problèmes (compte tenu en compte l'effet de la mise en œuvre, méthode d'homogénéisation, déformation, consolidation).

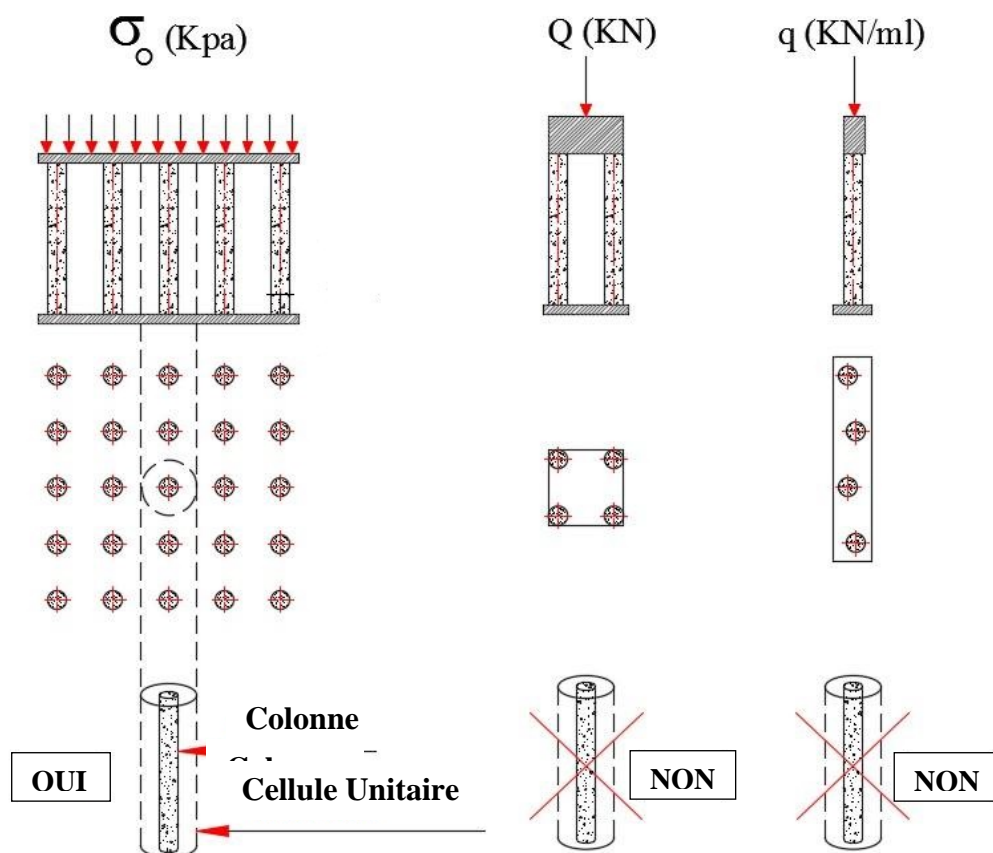


Figure I.10 Principe de la cellule unitaire (Dhouib et Blondeau, 2005)

#### I.2.5.2 Comportement par méthode analytique :

##### a. Zhou et al. (2017) :

La capacité portante d'une semelle filante renforcée par des colonnes ballastées flottantes à partir des paramètres équivalents se fait par les facteurs de la capacité portante  $N_c$ ,  $N_q$  et  $N_\gamma$  donner par les équations suivantes :

$$N_c = \frac{c_{eq}}{c_s} \left[ \frac{\cos(\alpha - \varphi_{eq})}{\cos \alpha * \sin \varphi_{eq}} * \left( e^{2(\pi/2 - \alpha) \tan \varphi_{eq}} - 1 \right) + \tan \alpha \right] + e^{2(\pi/2 - \alpha) \tan \varphi_{eq}} * \frac{\cos(\alpha - \varphi_{eq})}{\cos \alpha * \cos \varphi_{eq}} * (2\beta + \cot \beta) \quad (I.8)$$

$$N_q = e^{2(\pi/2 - \alpha) \tan \varphi_{eq}} * \frac{\cos(\alpha - \varphi_{eq})}{\cos \alpha * \cos \varphi_{eq}} \quad (I.9)$$

$$N_\gamma = \frac{\gamma_{eq} * \cos(\alpha - \varphi_{eq}) * (\sin \alpha + 3 \cos \alpha \tan \varphi_{eq})}{2\gamma_s \cos^2 \alpha \cos \varphi_{eq} * (9 \tan^2 \varphi_{eq} + 1)} - \frac{\gamma_{eq} * \cos(\alpha - \varphi_{eq}) * e^{3\left(\frac{\pi}{2} - \alpha\right) \tan \varphi_{eq}}}{2\gamma_s \cos^2 \alpha \cos \varphi_{eq} * (9 \tan^2 \varphi_{eq} + 1)} + \frac{\cos(\alpha - \varphi_{eq}) * e^{3\left(\frac{\pi}{2} - \alpha\right) \tan \varphi_{eq}}}{2 \cos^2 \alpha \cos \varphi_{eq}} - \frac{\gamma_{eq} * \tan \alpha}{2\gamma_s} \quad (I.10)$$

Avec

$$c_{eq} = \eta * c_c + (1 - \eta) * c_s \quad (I.11)$$

$$\varphi_{eq} = \tan^{-1} [\eta * \tan \varphi_c * \mu_c + (1 - \eta) * \tan \varphi_s * \mu_s] \quad (I.12)$$

Où :

$$\mu_c = \frac{n}{1 + (n - 1) * \eta} \quad (I.13)$$

$$\mu_s = \frac{1}{1 + (n - 1) * \eta} \quad (I.14)$$

Il y a un bon accord entre les méthodes théoriques pour calculer la capacité portante et les résultats de Zhou et al. (2017).

### **b. Ng (2017) :**

Une relation quasi linéaire entre le taux de tassement ( $s/s_{uc}$ ) et le taux d'incorporation de surface et le rapport de profondeur pour les colonnes ballastées flottante des fondations à grande dimension peut être représentée par suivant :

$$\frac{S}{S_{uc}} = 1 + 7.9\alpha^{1.4} (1 - \beta) \quad (I.15)$$

Avec

$$\alpha = \frac{n_s - 3.6}{1.3} \quad (I.16)$$

L'équation I.16 présente une relation entre le taux d'incorporation de la zone et le taux de concentration des contraintes à la tête de la colonne.

Il y a aussi à partir de l'étude de Ng (2017), une équation qui relie le taux de tassement avec l'angle de frottement de la colonne et le taux de profondeur comme suit :

$$\frac{S}{S_{uc}} = 1 + [0.029(\phi - 40^\circ) + 0.38](1 - \beta) \quad (\text{I.17})$$

Le taux de tassement peut être prédit en utilisant l'équation I.18 en combinant l'effet du taux de remplacement de surface et de l'angle de frottement de la colonne :

$$\frac{S}{S_{uc}} = 1 + [7.9\alpha^{1.4} + 0.029(\phi - 40^\circ)](1 - \beta) \quad (\text{I.18})$$

Le rapport de concentration de contrainte,  $n_s$  est très affecté lorsque l'angle de frottement de la colonne change, lorsque l'angle de frottement augmente  $n_s$  augmente.

$$n_s = 0.0012 \phi_c'^{2.2} \quad (\text{I.19})$$

L'effet combiné du taux de remplacement de surface et de l'angle de frottement de la colonne sur le rapport de concentration de contrainte est calculé comme suit :

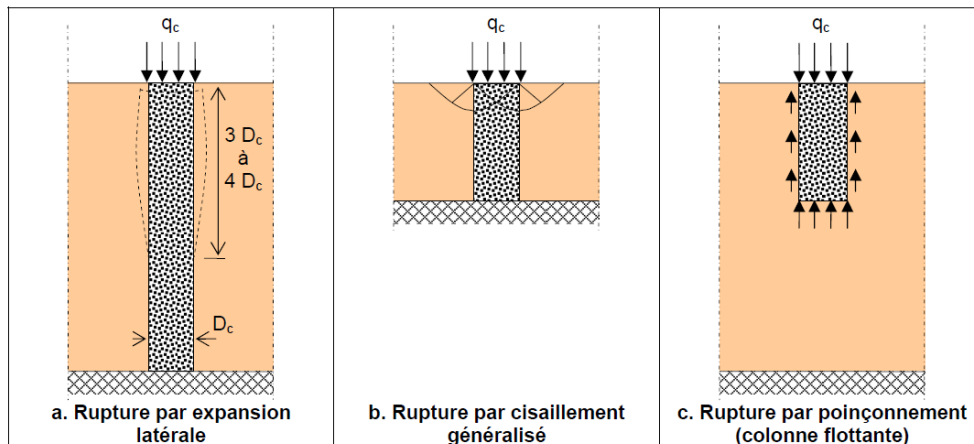
$$n_s = 3.1\alpha - 0.4 + 0.0012 \phi_c'^{2.2} \quad (\text{I.20})$$

### I.2.5.3 Comportement par méthode expérimentale :

#### **a. Datye et al. (1982) :**

D'après Datye (1982), il y a trois modes de ruptures (*Figure 10*) décrit ci-dessous pour les colonnes ballastées isolés mise en place dans une couche de sol compressible homogène :

- par expansion latérale ;
- par cisaillement généralisé ;
- par poinçonnement.



**Figure I.11** Type de rupture d'une colonne isolée chargée en tête exécutée dans une couche compressible homogène (Datye, 1982)

A partir de la figure ci-dessus, on distingue les colonnes reposant sur un substratum raide (*Figure I.11 a et b*) et les colonnes flottantes (*Figure I.11 c*).

La rupture par expansion latérale n'est aperçue que pour les colonnes dont la longueur dépasse 3 à 4 fois le diamètre  $D_c$ , la valeur 3 à 4 fois  $D_c$  indique la hauteur critique (Hughes et

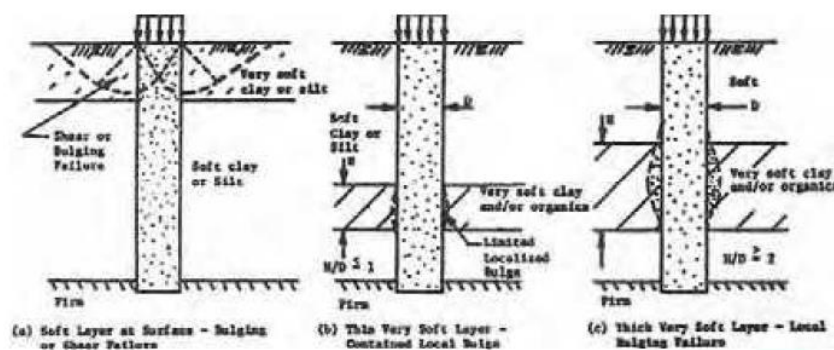
Withers 1974) qui admit l'expansion latérale. Si la longueur de la colonne est inférieure à la hauteur critique (colonne courte) le mode de rupture est analogue à la rupture d'un sol chargé par une fondation rigide (rupture par cisaillement généralisé). La rupture par poinçonnement concerne les colonnes courtes et flottantes.

### **b. Barsdale et Bashus (1983) :**

On trouve aussi trois types de rupture mais, d'après Barsdale et Bashus (1983) (*Figure 1.12*), en fonction de la position de la couche compressible dans le sol hétérogène.

Si la position de la couche molle en surface du sol on obtient une rupture par cisaillement généralisé. Lorsque on a une couche très molle en profondeur, où le rapport entre son épaisseur et le diamètre de la colonne inférieur ou égale à 1, une légère rupture par expansion latérale se produira. Mais si la valeur du rapport est supérieure ou égale à 2, l'expansion latérale devient importante.

Le diamètre de la colonne varie avec sa hauteur en fonction des résistances des couches, mais la *Figure 1.12* représente l'inverse, en plus la charge appliquée uniquement sur la tête de la colonne (contrairement à la réalité).



*Figure 1.12 Type de rupture d'une colonne isolée chargée en tête exécutée dans une couche compressible hétérogène (Barsdale et Bashus, 1983)*

### **c. Fattah et al. (2015, 2016) :**

Les essais sur le comportement des différents modèles de remblais reposant sur un sol limon argileux brun situé dans la ville d'Al-Bassorah, dans le sud de l'Iraq renforcés par des colonnes ballastées ordinaires et enfermés par un géogridde (*Figure 1.13*), avec des différentes valeurs de l'espace entre elles ( $s/d$ ), deux rapports ( $L/d$ ), où  $d$  est le diamètre et  $L$  la longueur de la colonne, et avec différentes valeur d'hauteur de remblai.

La pression axiale (verticale) a été appliquée par un système hydraulique avec une valeur maximale atteint jusqu'à 400 kPa appliqué au niveau de la fondation (250 x 500 mm) qui a été placé sur la surface de remblai. Après l'installation des colonnes ballastées ordinaires (*Figure 1.14*) et entourées par géogridde (*Figure 1.15*).

Les résultats montrent que le remblai renforcé par les colonnes ballastées enfermés, soit encastés ou flottantes, sont plus efficaces par rapport les colonnes ordinaires et le sol non amélioré. Au niveau du rapport de la capacité portante ( $q/c_u$ ), il y a une augmentation arrive



approximativement 1.29, 1.39 et 1.63 par rapport l'amélioration par les colonnes ballastées ordinaires et 1.4, 1.57 et 1.83 par rapport le sol non amélioré.



**Figure I.13** Conteneur de test expérimental et système de chargement (Fattah et al. 2016)

Pour le tassement, on a une diminution d'environ 0.71, 0.67 et 0.62 fois et 0.63, 0.6 et 0.45 fois par rapport le sol renforcé et non renforcé respectivement, pour différentes valeurs d'hauteur de remblais et  $L/d = 5$  et  $8$  respectivement avec un espacement  $s = 2.5d$ .



**Figure I.14** Colonne ballastées ordinaire



**Figure I.15** Colonnes ballastées refermées par geogridle

Lorsque l'espacement entre les colonnes est diminué, le rapport de la capacité portante amélioré (capacité portante amélioré/capacité portante non amélioré) augmente pour ces essais.

D'une autre coté, d'après Fattah et al. (2015), le comportement de remblais renforcé par colonnes ballastées repose sur l'aptitude de matériau granulaire du remblai à absorbé l'effet de voûte et l'effet de l'espacement entre colonnes. Le rapport entre la hauteur de remblai ( $h$ ) et l'espacement entre les colonnes ( $s$ ) ( $h/s-d$ ), lorsque celui-ci est compris  $1.2 < (h/s-d) < 1.4$  pour les colonnes ordinaires ou enfermés, aucun effet de voûte et de tassement à la surface du remblai est très grand, et la contrainte agissant sur le sous-sol est pratiquement non modifiée à partir de la contrainte nominale de la surcharge. Lorsque  $(h/s-d) \geq 2.2$ , l'effet de voûte se

produira et le tassement diminue, la contrainte minimale sur le sous-sol entre les colonnes ballastées agira, alors la gamme des hauteurs critique de remblai sera entre 1.2 ( $s-d$ ) et 2.2 ( $s-d$ ) pour les deux types des colonnes, alors la hauteur de remblai est très importante dans la justification des colonnes ballastées.

**d. Chenari et al. (2017) :**

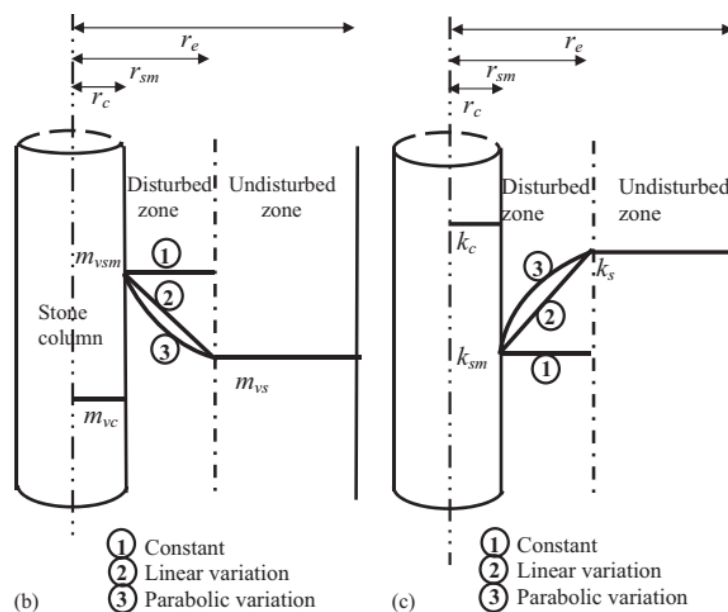
Lorsque le nombre, la longueur et le diamètre des colonnes ballastées augmentent, le rapport de la capacité portante et de facteur de réduction de tassement diminuent pour les sables lâches améliorés par colonnes ballastées. Ce résultat est obtenu pour Chenari et al. (2017) sur des essais de laboratoire validé par des simulations numériques.

**e. Deb et Bahera (2017) :**

Dans le sol mou et en raison de l'installation des colonnes ballastées, les propriétés du sol environnant sont modifiées de telle sorte que la perméabilité et la compressibilité dans la zone perturbant (frottis) diminuent et augmentent vers la colonne, par conséquent Il y a une influence sur la vitesse de la consolidation (Deb et Behera 2017).

D'après Deb and Behera (2017), il y a trois possibilités pour la variation de la perméabilité horizontale et de la compressibilité de volume dans la zone perturbée (*Figure I.16*) :

- perméabilité constante réduite avec compressibilité constante réduite ;
- variation linéaire pour la perméabilité et la compressibilité ;
- variation parabolique pour la perméabilité et la compressibilité.

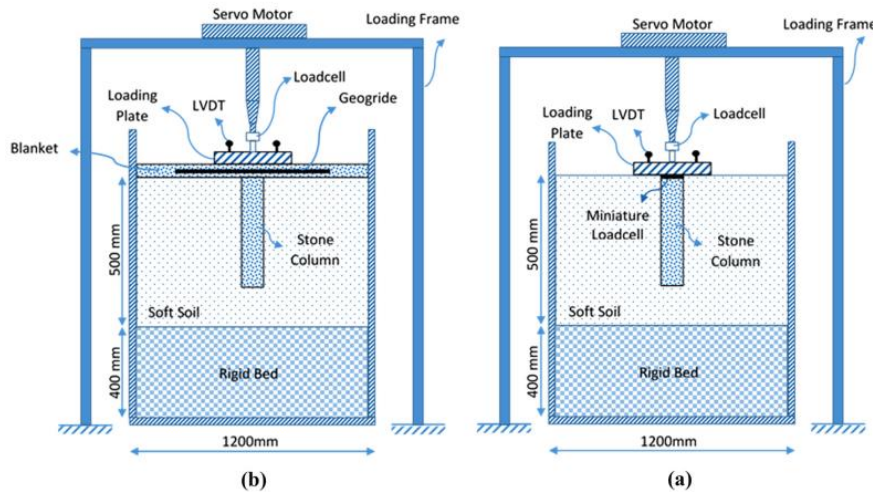


**Figure I.16** (b) variation de compressibilité dans la zone de perturbée ; (c) variation de perméabilité dans la zone perturbée (Deb and Behera, 2017)

Le degré de consolidation est calculé en considérant la distribution parabolique de la perméabilité et de la compressibilité dans la zone perturbée donne une prédiction proche avec l'observation sur le terrain.

## **f. Mehrannia et al. (2018) :**

On peut augmenter la capacité portante du sol amélioré par colonnes ballastées par ajout d'une couverture granulaire (Mehrannia et al. 2018), d'après une série des essais sur une argile renforcée par des colonnes flottantes avec une couverture granulaire, une fois sans et avec couverture (*Figure I.17*), ces colonnes sont aussi renforcées avec l'enveloppe verticale d'un géotextile ou elles ne sont pas renforcées. Les couvertures granulaires sont renforcées en utilisant une géogrille biaxiale ou elles ne sont pas renforcées.



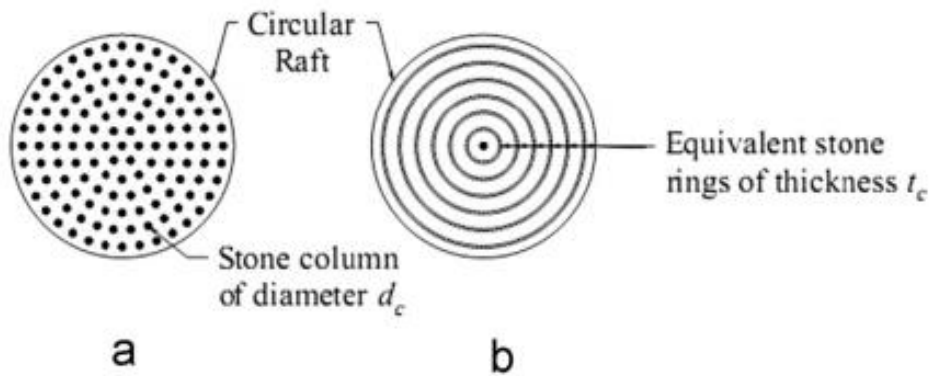
**Figure I.17** Diagramme de l'essai (Mehrannia et al. 2018) (a) sans couverture ; (b) avec couverture

La capacité portante augmente lorsque la couverture granulaire est utilisée comme un renforcement de colonnes ballastées, l'utilisation de la géogrille dans le renforcement des couvertures granulaires et l'utilisation de géotextiles dans le renforcement des colonnes ballastées ont amélioré l'efficacité des colonnes ballastées et des couvertures granulaires (Mehrannia et al. 2018).

### *1.2.5.4 Comportement par méthode mécanique :*

Un modèle mécanique a été développé pour étudier le comportement d'un radier circulaire uniformément chargé repose sur un sol renforcé par colonnes ballastées. Le radier était modélisé par une plaque circulaire, le sol mou était modélisé comme ressort-amortisseur et le remplissage granulaire comme couche de cisaillement de Pasternak. Les colonnes ballastées sont modélisées comme des ressorts rigides non linéaires et converties comme des anneaux circulaires équivalents avec une colonne au centre (*Figure I.18*) (Das et Deb 2014).

Les résultats montrent que le tassement maximal est placé dans le centre du radier dans la plupart des cas mais lorsque le rapport entre l'espacement, les colonnes ( $s$ ) et son diamètre ( $D_{cb}$ ) est inférieur à 2.25, le tassement au bord de radier est supérieur qu'au centre, il est verticalement le paramètre le plus affecté en raison de la variation du module de cisaillement du remplissage granulaire. La modélisation numérique montre aussi que les moments radiaux et tangentiels maximum se produisent dans la région de sol mou entourant la colonne ballastée centrale. La force de cisaillement maximale se produit au bord de la colonne ballastée dans la plupart des cas.

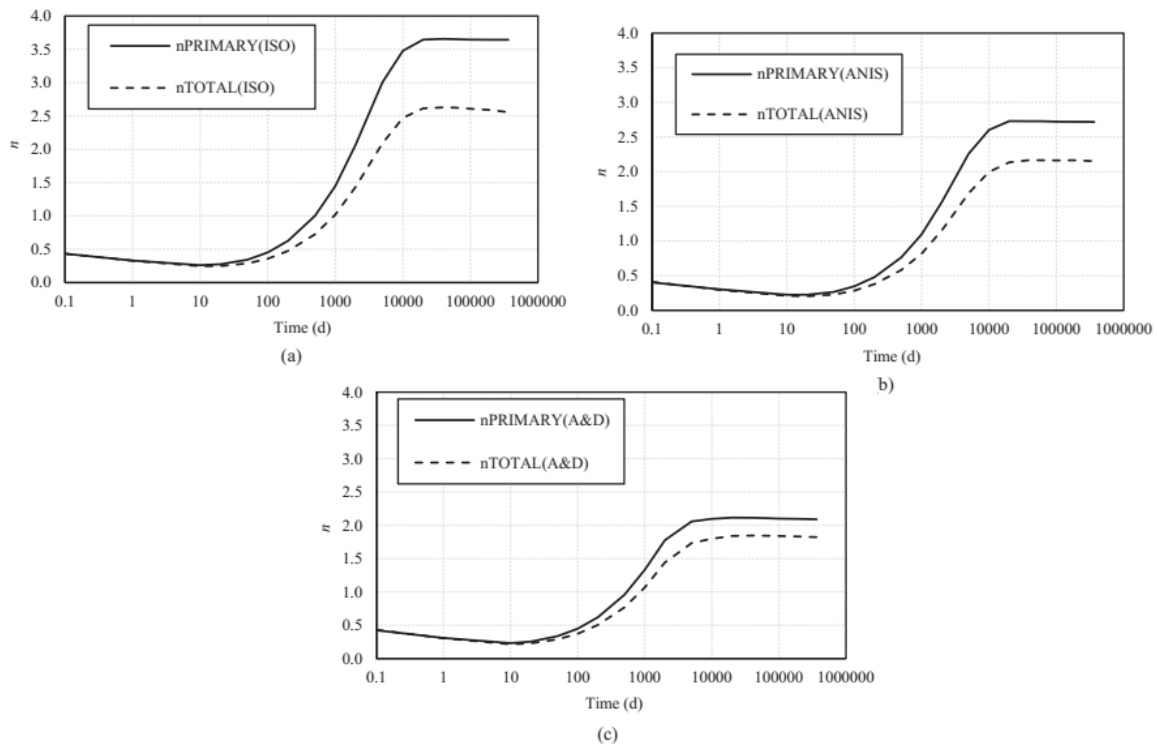


**Figure I.18** Radier circulaire uniformément chargé sur un sol renforcé par colonnes ballastées (Das et Deb 2014) (a) plan de sol renforcé par colonnes ballastées avec disposition triangulaire ; (b) anneaux de ballaste équivalents

#### 1.2.5.5 Comportement par méthode numérique :

##### **a. Sexton et al. (2016) :**

Le facteur d'amélioration de tassement total (Primaire + Creep) de model Elasto-Visoplastique "Creep-SCLAY1S" développé dans *PLAXIS 2D* est inférieur au tassement primaire (sans Creep) (*Figure I.19*) à cause que la contrainte verticale est transformée à partir de sol à la colonne ballastée que le sol est 'Creep', alors la colonne a une flexibilité additionnelle.



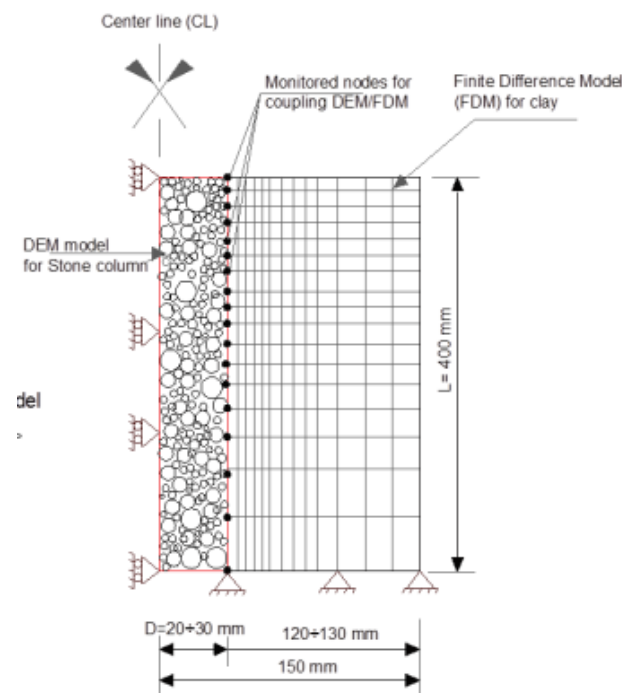
**Figure I.21** Facteur de tassement ( $n$ ) en fonction de temps à  $A/A_c = 6$ . (a) isotrope ; (b) anisotrope ; (c) A & D (Sexton et al. 2016)

Par conséquent, les contraintes radiales et angulaires diminuent, cette diminution de la contrainte radiale entraîne un gonflement supplémentaire mais la réduction de la contrainte angulaire est plus un effet secondaire dus à la déformation plastique additionnelle dans le cas de ‘Creep’. Mais le travail de Sexton et al. (2016) néglige l’effet de la mise en place des colonnes.

**b. Ngo et Tang (2016) :**

A cause de la nature discrète des colonnes ballastées (agrégats granulaires), ils ne peuvent pas être correctement modélisés par les méthodes du continuum (différences finis, éléments finis, ...). D’après Ngo et tang (2016), il y a une méthode qui permet de coupler entre la méthode des éléments discrets et la méthode des différences finis pour étudier le comportement des colonnes ballastées (*Figure I.20*). Un mécanisme de transmission force-déplacement est introduit pour réaliser l’interaction des deux domaines dans lesquels l’élément discret transfère les forces et les moments à l’élément continu, puis l’élément discret actualise les déplacements vers l’élément continu.

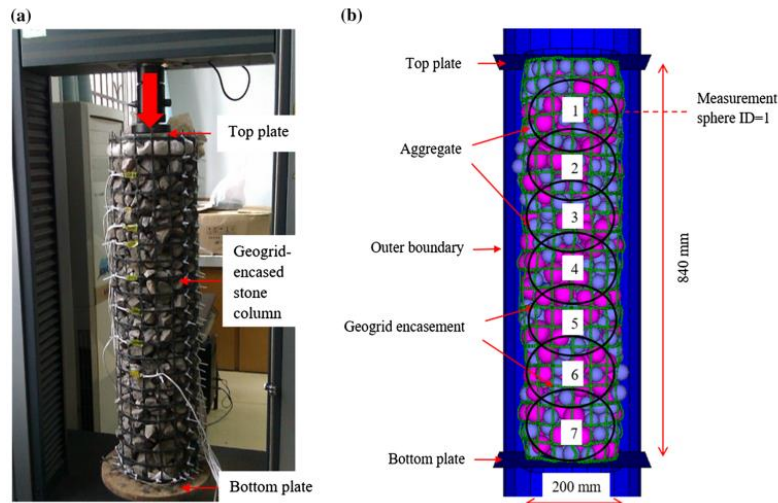
Les résultats de charge-déformation prévus sont en bon accord avec les données mesurées expérimentalement ; indiquant que le couplage discret-continu proposé peut capturer le comportement de déformation des sols mous renforcés par des colonnes ballastées.



*Figure I.20* Couplage entre l’élément discret et l’élément continue (Ngo et Tang, 2016)

**c. Gu et al. (2017) :**

La simulation numérique par la méthode des éléments discrets pour étudier le comportement d’une colonne ballastée enfermée par géogrille non confinée (Gu et al. 2017) prouvé que l’utilisation de la géogrille avec haute rigidité à la traction (*Figure I.21*) pourrait fournir des contraintes de confinement élevées et ensuite augmenté efficacement la capacité portante de la colonne.



**Figure 1.21** Colonne ballastée enfermée par géogridle (Gu et al. 2017) (a) essai de compression non confinée ; (b) Model avec la méthode des éléments discret

La colonne avec un grand agrégat était plus rigide et moins déformée que la colonne avec un petit agrégat à condition que la taille des agrégats soit supérieure à la taille de l'ouverture de la géogridle pour assurer une meilleure solidarisation entre l'agrégat et la géogridle et aussi pour minimiser la perte de la masse.

On remarque qu'au niveau de la capacité portante, plusieurs travaux ont démontré que la capacité portante d'un groupe de colonnes au sein d'un maillage est toujours élevée par rapport à une seule colonne (Barksdale et Bachus 1983 et 1984 ; Maurya et al. 2005), mais en ce qui concerne le tassement c'est l'inverse qui se produit (Bustamante et al. 1991).

#### 1.2.5.6 Comportement des colonnes ballastées en fonction du temps :

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

- **Phase initiale** : elle est correspondue aux étapes de construction du remblai ou de la mise en place de la charge pour les autres ouvrages (radiers, dallages et semelles). Dans cette phase les contraintes se répartissent de manière équivalente entre le sol et la colonne parce que les pressions interstitielles n'ont pas le temps de se dissiper, il n'y a donc pas de transfert de charge et les tassements sont théoriquement négligeables, mais il peut se produire tout de même des tassements instantanés ;
- **Phase de consolidation** : cette phase est accélérée par le caractère drainant des colonnes. La perméabilité très importante des colonnes ballastées permet de dissiper la pression interstitielle par l'écoulement de l'eau vers les colonnes. Le rapport entre les contraintes reprise par la colonne et celle du sol peut être compris entre 3 et 6 après consolidation, ces rapports varient selon le sol. A partir d'un certain temps il y a stabilisation des contraintes sur les colonnes et sur le sol ;
- **Phase de fluage** : elle est en relation avec le caractère fluant ou non du sol encaissant. Le fluage, appelée généralement consolidation secondaire, est par définition le déplacement, ou la déformation, en fonction du temps sous un chargement constant ou

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

#### *1.2.5.7 Influence du mode de chargement :*

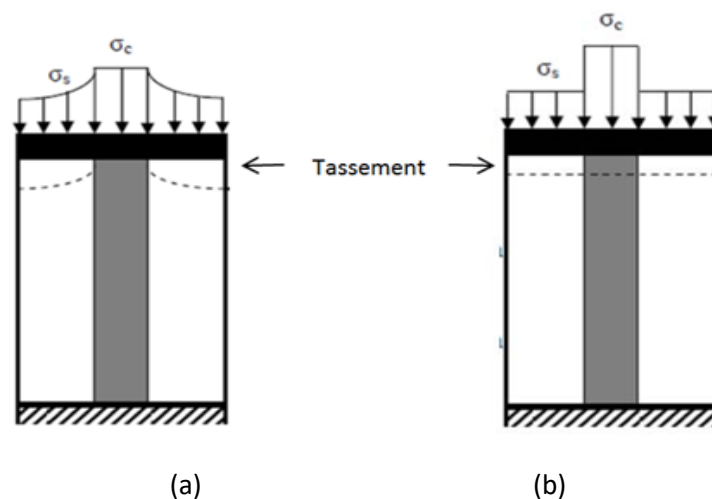
Les fondations souples et les fondations rigides sont les deux types de fondations qui jouent un rôle de transmission de charge, pour ces deux types la concentration sur la colonne des charges transmises par l'ouvrage correspondent à un déchargement du sol autour de la colonne au fur et à mesure de l'évolution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

#### **a. Influence sur la répartition des contraintes verticales et tassement :**

Sous la fondation souple (*Figure I.22-a*), le report de charge est moins accentué, les contraintes réparties sur le sol  $\sigma_s$  et sur la colonne  $\sigma_c$  évoluent dans un rapport de 3 à 5 (Vautrain 1980) et les tassements sont plus importants sur le sol que sur la colonne.

A la base de la fondation rigide (*Figure I.22-b*), il y a une concentration de contraintes plus importante sur la colonne et un meilleur déchargement du sol et Compte tenu du caractère indéformable de la fondation, les tassements en surface du sol et de la colonne sont identiques (Soyez 1985 ; BELCOTEC 1985).

Le facteur de réduction de tassement sous des ouvrages rigides et souples ne diffère que pour quelque pour-cent pour des géométries courantes de traitement (Mattes et Poulos 1969).

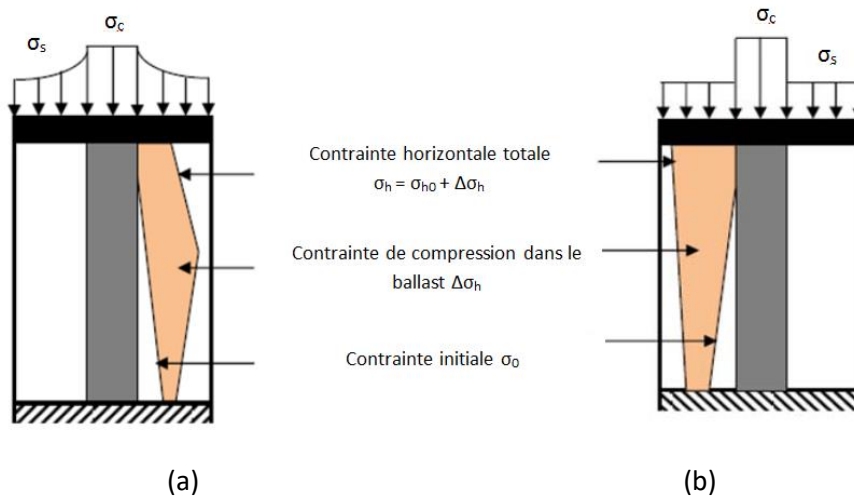


**Figure I.22** Répartition des contraintes verticales et déformation axiale en surface d'une colonne (a : Fondation souple, b : Fondation rigide)

#### **b. Influence sur la répartition des contraintes horizontale :**

Sous la fondation souple (*Figure 23-a*) La contrainte horizontale  $\sigma_h$  qui confine le ballast résulte de la contrainte horizontale initiale qui règne dans le sol  $\sigma_{h0}$  et de la contrainte de

compression exercée dans le ballast  $\Delta\sigma_h$ , elle augmente jusqu'à une profondeur caractéristique déterminée, puis diminue. Dans le cas de la fondation rigide la contrainte totale horizontale qui confine la colonne, décroît linéairement en fonction de la profondeur (*Figure 23-b*)

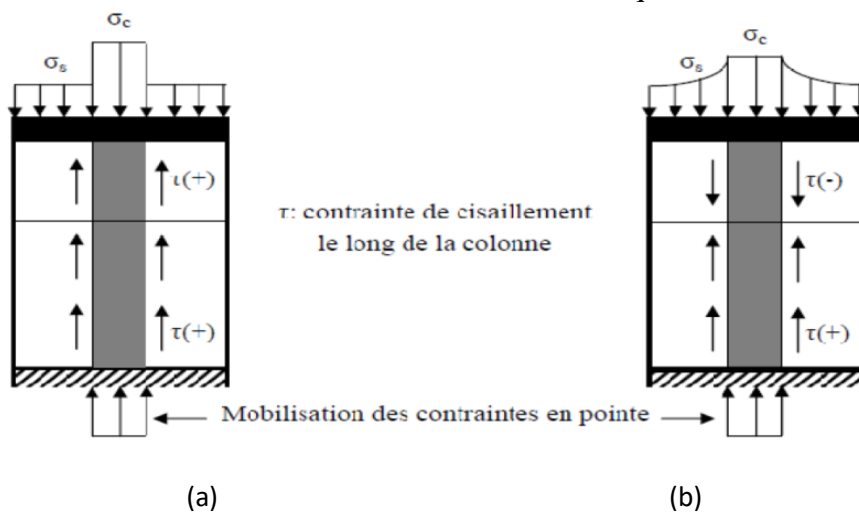


**Figure I.23** Répartition des contraintes horizontales en surface d'une colonne (a : Fondation souple, b : Fondation rigide)

**c. Influence sur l'interaction entre le sol et la colonne ballastée :**

Eggestad en 1983 remarque dans les colonnes ballastées courtes ou flottantes que les contraintes de cisaillement qui s'exercent à l'interface sol/ballast dans les fondations souples sont négatives (frottement négatif) (Combarieu 1974 ; BELCOTEC 1985) sur une profondeur critique (*Figure 24-a*) par conséquent le tassement du sol est plus important que celui de la colonne.

Pour les fondations rigides les contraintes de cisaillement demeurent positives le long de la colonne et le sol a tendance à freiner le ballast (frottement positif) (*Figure 24-b*) pour cela le tassement en surface du sol et en tête de la colonne sont identique.



**Figure I.24** Répartition des contraintes de cisaillement le long d'une colonne ballastée courte et effet de pointe (Eggestad, 1983) (a : Fondation souple, b : Fondation rigide)



## I.2.6 Dimensionnement des colonnes ballastées

Le dimensionnement approprié devra comporter, en premier lieu, la vérification de la capacité portante admissible du sol renforcé et, en second lieu, la vérification du tassement admissible pour tout type des fondations. Mais pour un autre objectif on trouve aussi des méthodes basées sur une colonne isolée ou un réseau infini des colonnes.

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

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

### I.2.6.1 Dimensionnement des colonnes ballastées « isolées » chargés en tête

#### a. Selon la capacité portante :

##### a.1- Rupture par expansion latérale :

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

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

$$\sigma'_{clim} = \sigma'_{hlim} \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\rho_c}{2} \right) \quad (\text{I.21})$$

On peut écrire aussi la relation précédente sous la forme :

$$\sigma'_{clim} = \sigma'_{hlim} \tan^2 K_{pc} \quad (\text{I.22})$$

Avec :

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

$\sigma'_{hlim}$ : la contrainte horizontale effective maximale du sol ;

$\rho_c$  : angle de frottement interne du ballast ;

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

Par analogie avec la sonde pressiométrique Ménard, la contrainte latérale peut être exprimée sous la forme :

$$\sigma'_{clim} = p_l - u \quad (\text{I.23})$$

Où :

$P_l$ : la pression limite du sol environnant ;  
 $u$  : la pression interstitielle à la périphérie de la colonne.

a.2- Rupture par cisaillement généralisée :

La contribution la plus connue, et certainement la plus utile, sur ce sujet est celle de Brauns (1978 a, 1978 b et 1980) qui a envisagé le cas de la rupture axisymétrique d'un volume de matériau composite « sol-ballast » limité par une surface tronconique centrée sur l'axe de la colonne, ainsi que l'illustre la *Figure I.25*.

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

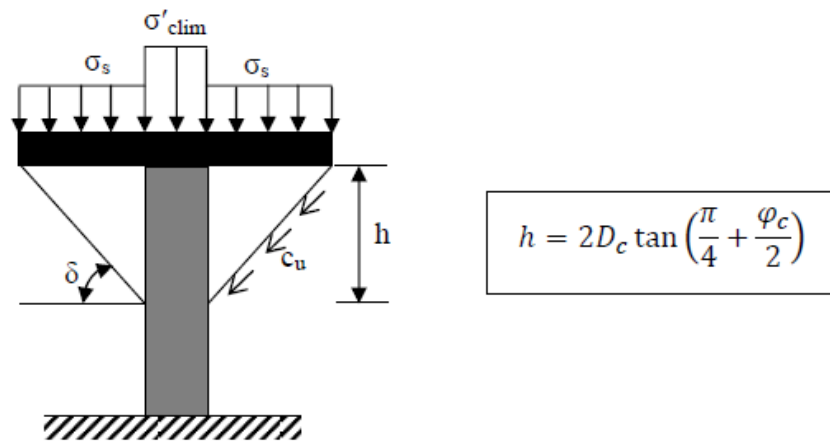
Moyennant quelques hypothèses simplificatrices (en particulier l'absence de cisaillement à l'intérieur de la surface de rupture et la conservation des volumes) la contrainte verticale limite  $\sigma'_{clim}$  en tête de colonne vérifie l'équation :

$$\sigma'_{clim} = \left[ \sigma_s + \frac{2c_u}{\sin(2\delta)} \right] + [1 + \sin(2\delta)] \left[ 1 + \frac{\sqrt{K_{pc}}}{\tan \delta} \right] \quad (I.24)$$

dans laquelle :

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

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



**Figure I.25** Caractérisation de la surface de rupture par cisaillement généralisé d'une colonne ballastée isolée courte sous charge axiale en tête (Brauns, 1978b)

L'angle  $\delta$  peut être déterminé rapidement grâce à l'abaque de la *Figure I.26*. Dans le cas particulier où  $\sigma_s$  est égale à zéro, la courbe de la *Figure I.26* donne directement  $\delta$  en fonction de  $\varphi_c$ .

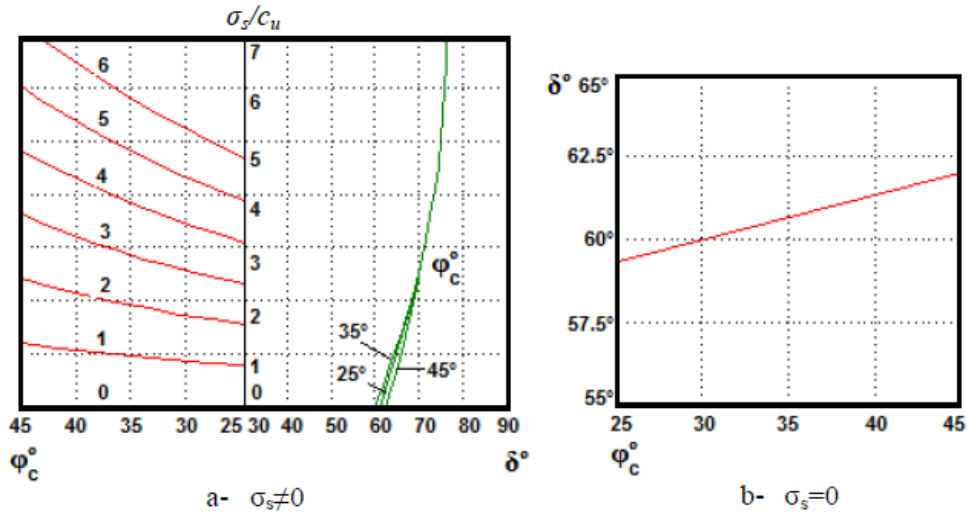


Figure I.26 Détermination pratique de  $\delta$  (Brauns, 1978b)

a.3- Rupture par poinçonnement :

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

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

Considérons la colonne ballastée de la Figure I.27, caractérisée par un poids volumique  $\gamma_c$  et un diamètre initial  $D_c$ . La contrainte verticale régnant à la profondeur  $z$  à l'intérieur de la colonne est :

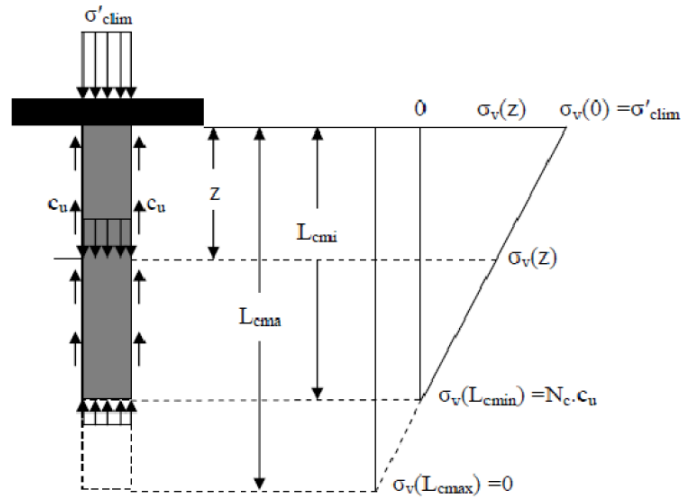
$$\sigma_v(z) = \sigma_{c\text{lim}} + z \left( \gamma_c - \frac{4c_u}{D_c} \right) \quad (\text{I.25})$$

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

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

$$L_{c\text{min}} = \frac{D_c}{2} \left( \frac{N_c - \sigma_{c\text{lim}}}{\gamma_c - 2c_u} \right) \quad (\text{I.26})$$

La Figure I.27 illustre le mécanisme de rupture par poinçonnement d'une colonne flottante et l'évolution, en fonction de la profondeur  $z$ , de la contrainte verticale développée dans la colonne



**Figure I.27** Définition des longueurs  $L_{min}$  et  $L_{max}$  d'une colonne ballastée  
Vis-à-vis de la rupture par poinçonnement (Brauns, 1980)

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

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

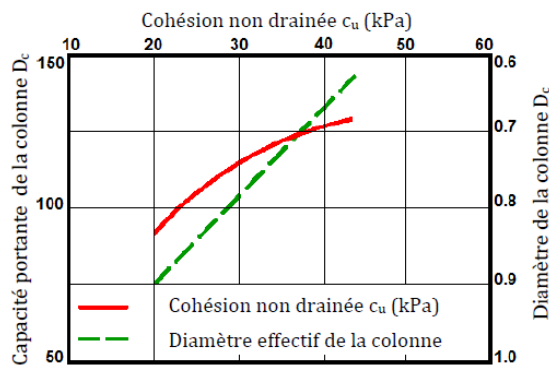
$$L_{cmin} = \frac{D_c}{2} \left( \frac{\sigma_{c lim}}{2c_u - \gamma_c} \right) \quad (I.27)$$

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

$$L_{cmin} \leq L_c \leq L_{cmax} \quad (I.28)$$

a.4- Détermination graphique de la capacité portante (Les courbes de Thorburn) :

En 1968, Thorburn et Mac Vicar avaient proposé une règle de dimensionnement graphique des colonnes ballastées, ils ont élaboré des abaques simples permettant la détermination du diamètre et la capacité portante de la colonne en fonction de la résistance du sol encaissant (Figure I.28).



**Figure I.28** Détermination de la capacité portante et du diamètre effectif en fonction de l'étreinte latérale du sol encaissant (Thorburn, 1975)

a.5- Travail de Hughes et Withers (1974) :

Hughes et Withers réalisée des études en laboratoire de colonnes de sable dans une chambre cylindrique contenant de l'argile, et utilisé radiographie pour suivre les déformations internes et externes de la colonne. Ils ont constaté que CCET (Cylindrical Cavity Expansion Theory [Théorie de l'expansion d'une cavité cylindrique]), qui appliquée à plusieurs problèmes de la géotechnique, représenté le comportement de colonne très bien, et proposé que la contrainte verticale ultime ( $q$ ) dans une colonne de pierre peut être prédite par :

$$q = \frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} (\sigma'_{r0} + 4c_u) \quad (I.29)$$

Où :

$\varphi'$  : angle de frottement de la colonne ;

$\sigma'_{r0}$  : contrainte horizontale effective du sol (à l'état initiale) ;

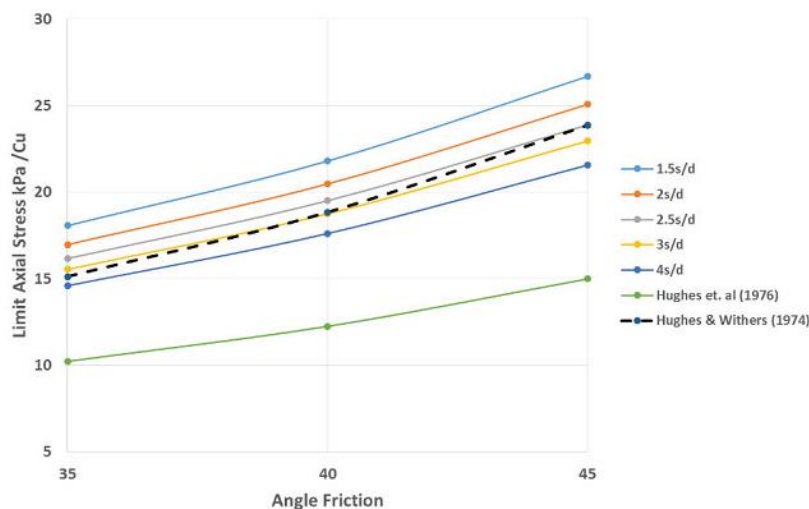
$c_u$  : cohésion non drainé du sol.

a.6- Travail de Nazaruddin et al. (2016) :

Il y a une équation utilisée par l'application de méthode analytique dimensionnel (A.T. Nazaruddin et al. 2016) pour déterminer la capacité portante pour une seule colonne ballastée sous une charge axiale en fonction de la cohésion non drainé ( $C_u$ ), angle de frottement ( $\varphi$ ), l'espace entre chaque colonne ( $S$ ) et leur diamètre ( $d$ )

$$F = 5.081C_u * d^{2.218} * S^{0.218} * K^{0.854} \quad (I.30)$$

La Figure I.29 présente une comparaison entre la capacité portante axiale donnée par l'équation I.30 et les travaux de Hughes et al (1976) et Hughes and William (1974) en fonction de trois valeurs de l'angle de frottement avec cinq ratios espace/diamètre ( $S/d$ ) (Nazaruddin et al. 2016).



**Figure I.29** Comparaison entre le travail de Nazaruddin et al. 2016 et les travaux de Hughes

D'après la *Figure I.29* lorsque la valeur de rapport  $S/d$  diminue la capacité portante axiale augmente, le résultat de Hughes et Withers (1974) varie entre les ratios  $2.5s/d$  et  $3s/d$  pour les trois valeurs de l'angle de frottement. L'équation (3) a la capacité pour l'expectation de la capacité portante de colonne et que leur valeur augmente aussi lorsque la ration  $s/d$  diminue.

**b Selon le tassement :**

*b.1- Application des travaux de Mattes et Poulos (1969) :*

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

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

$$s_i = \frac{Q_c}{L_c E_s} I_p \tag{I.31}$$

Et :

$$s_f = \frac{Q_c}{L_c E'_s} I_p \tag{I.32}$$

Où :

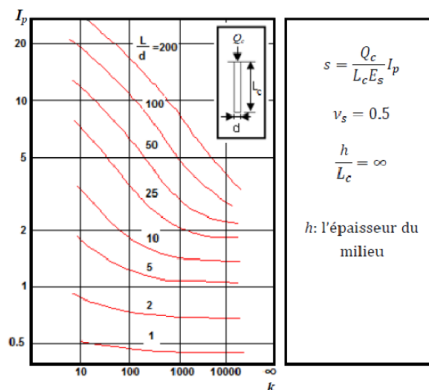
$Q_c$  : désigne la charge aux états limites de service (ELS) en tête de la colonne ;

$L_c$  : la longueur de la colonne ;

$E_s$  : le module d'élasticité non drainé du sol ;

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

$I_p$  : le facteur d'influence qui dépend de la rigidité relative colonne/sol ( $k=E_c/E_s$ ) est donné par le graphe de la *Figure I.30*

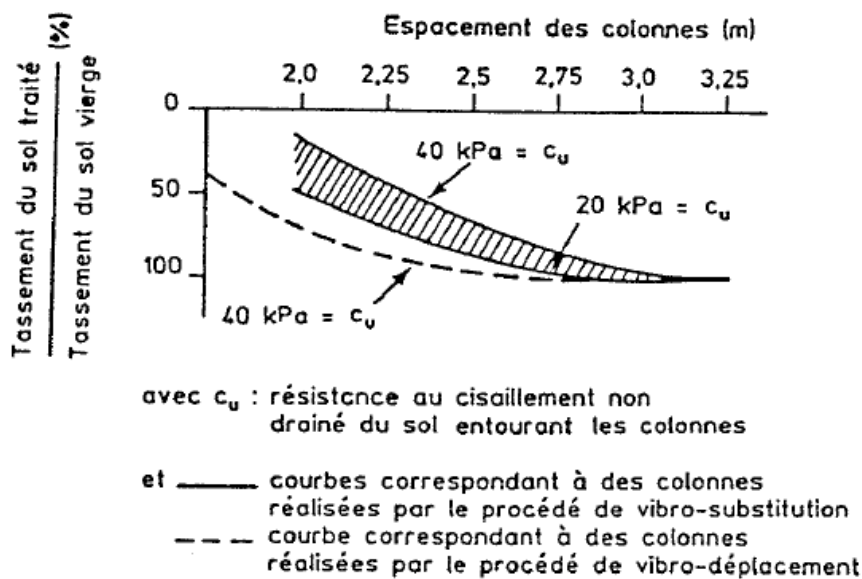


**Figure I.30** Facteur d'influence des tassements  $I_p$  (Mattes et Poulos, 1969)

### b.2- L'abaque de Greenwood (1970) :

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  $s$  des colonnes ballastées pour des plages de variation de la cohésion non drainée  $c_u$  des argiles encaissantes de 20 à 40 kPa (Figure I.31).

Pour qu'un sol puisse être considéré comme traité par des colonnes ballastées, et quelle que soit l'action recherchée, la maille de référence le plus grand doit être de 9 m<sup>2</sup> d'une part, et, le taux de substitution doit être supérieur à 3 % d'autre part. Pour une semelle filante comportant une seule rangée de colonnes et dépourvue de matelas de répartition, l'entraxe maximal sans justification spécifique est de 2.5 m.



**Figure I.31** Détermination de l'espacement des colonnes en fonction de la résistance du sol autour de la colonne (Greenwood, 1970)

#### *1.2.6.2 Dimensionnement d'un réseau de colonnes ballastées*

Le dimensionnement des réseaux de colonnes ballastées a fait l'objet de plusieurs travaux afin de définir l'importance de l'effet du traitement. Nous ne détaillerons dans ce qui suit que les travaux traitant la réduction des tassements et l'amélioration de la stabilité générale des ouvrages sur sol renforcé.

Les considérations suivantes sont faites pour déterminer l'effet d'exécution des réseaux de colonnes ballastées :

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

**a. Méthode basée sur le comportement élastique linéaire du sol et de la colonne :**

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

Kempfert et Gebreselassie (2006) considèrent qu'au long terme, la contrainte moyenne  $\sigma_0$  est toujours appliquée en surface, l'évolution du sol renforcé pouvant se traduire par un module d'élasticité équivalent  $\bar{E}'$  à long terme, intégrant les caractéristiques mécaniques différentes du ballast et du sol, ce module est donné par :

$$\bar{E}' = \frac{E_c A_c + E_s (A - A_c)}{2a} \quad (\text{I.33})$$

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

$$\beta = 1 + a \left( \frac{E_c}{E_s} - 1 \right) \quad (\text{I.34})$$

Avec :  $a$ : le taux d'incorporation.

Balaam et Booker (1981) ont développé une solution analytique exacte à partir du modèle de la cellule unité soumise aux conditions œdométriques.  $n$  et  $\beta$  peuvent être définis comme suit :

$$n = \frac{(\lambda_c + 2\mu_c - 2\lambda_c F)}{\left( \lambda_c + 2\mu_s + \lambda_s \frac{F \cdot D_c^2}{D_e^2 - D_c^2} \right)} \quad (\text{I.35})$$

$$\beta = 1 + \left( \frac{(\lambda_c + 2\mu_c) - 2(\lambda_c - \lambda_s)F}{(\lambda_s + 2\mu_s)} - 1 \right) \quad (\text{I.36})$$

Avec :

$$F = \frac{(\lambda_c - \lambda_s)(D_e^2 - D_c^2)}{2(\lambda_s + \mu_s - \lambda_c - \mu_c) + D_e^2(\lambda_c + \mu_c + \mu_s)} \quad (\text{I.37})$$

$\lambda_i, \mu_i$  ( $i = c$  ou  $s$ ) sont les coefficient de Lamé des deux constituants de la cellule définis de la façons suivante :

$$\lambda_i = \frac{\nu_i E_i}{(1 - 2\nu_i)(1 + \nu_i)} \quad (\text{I.38})$$

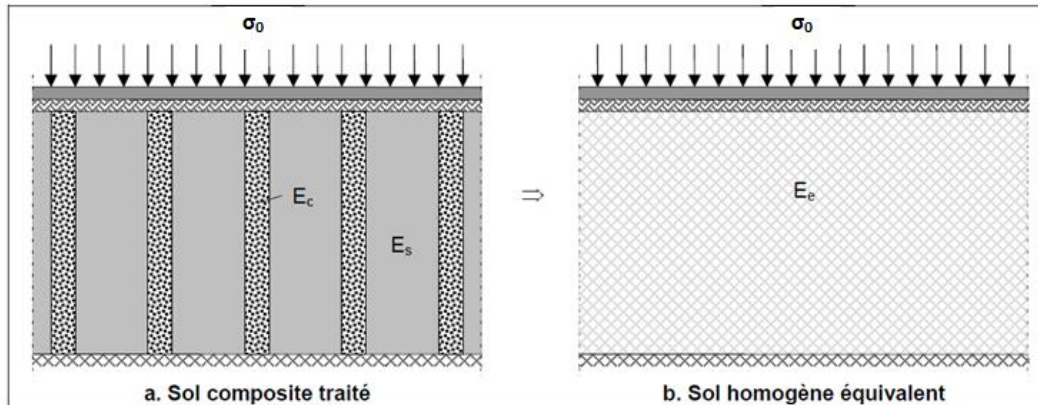
$$\mu_i = \frac{E_i}{2(1 + \nu_i)} \quad (\text{I.39})$$

$D_c$  et  $D_e$  représentent respectivement le diamètre de la colonne et le diamètre de la zone d'influence.



Il y a aussi la méthode de l'homogénéisation simplifiée, elle ne s'applique qu'aux charges réparties de grandes dimensions et consiste à transformer le sol composite en un milieu homogène équivalent comme indiqué sur la *Figure I.32*. L'équilibre des efforts permet d'écrire que :

$$\sigma_0 = \frac{A_c}{A} \sigma_c + \left(1 - \frac{A_c}{A}\right) \sigma_s \quad (\text{I.40})$$



**Figure I.32** Principe de l'homogénéisation simplifiée

Dans le cas de la fondation rigide  $n = E_c/E_s$  il est alors possible d'écrire :

$$E_{eq} = \frac{A_c}{A} E_c + \left(1 - \frac{A_c}{A}\right) E_s \quad (\text{I.41})$$

Ce qui nous donne :

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

Soyer (1985) précise que dans la réalité, il est possible de donner au rapport des modules d'élasticité des valeurs comprise entre 5 et 10.

### **b. Méthode élasto-plastique :**

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

- les tassements en surface sont égaux ( $s_c = s_s$ ) ;
- les déformations de la colonne suivent celles du sol ;
- le matériau de la colonne est incompressible et ces déformations se font à volume constant ;

- le terrain compressible situé dans la couronne cylindrique autour de la colonne a un comportement élastique linéaire, caractérisé par un module d'élasticité  $E_s$  et un coefficient de poisson  $\nu_s$  constant sur toute la profondeur ;
- il y a la conservation des sections planes ;
- le poids volumique du sol ( $\gamma_s$ ) et le poids volumique de la colonne ( $\gamma_d$ ) sont égaux.

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

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

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

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

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

Où :

$\nu_s$  : désigne le coefficient de poisson du sol ;

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

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

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

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

Dans le cas courant où  $\nu_s = 1/3$  on obtient :

$$n_0 = 1 + a \left[ \frac{5 - a}{4K_{ac}(1 - a)} - 1 \right] \quad (\text{I.46})$$

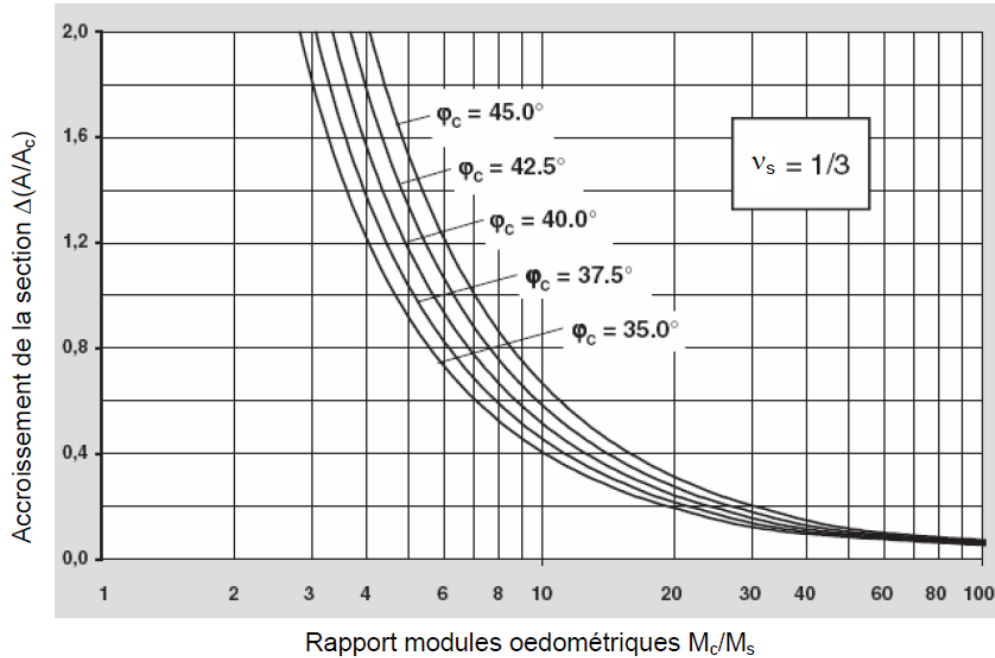
➤ Prise en compte de la compressibilité de la colonne :

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

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

Où  $\left(\frac{1}{a} = \frac{A}{A_c}\right)$  dépend directement du rapport des modules  $\left(\frac{E_c}{E_s}\right)$ . Dans le cas où  $\nu = 0,33$ ,

la figure ci-dessous donne un accès direct à la correction du rapport des surfaces en fonction du rapport des modules d'élasticité œdométrique de la colonne et du sol.



**Figure I.33** Incidence de la compressibilité relative colonne/sol (Priebe, 1995)

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

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

La valeur de  $n_1$  déterminé directement en fonction du rapport  $(A/A_c)$  majoré de l'accroissement  $\Delta(A/A_c)$ .

➤ Introduction de l'influence de la profondeur :

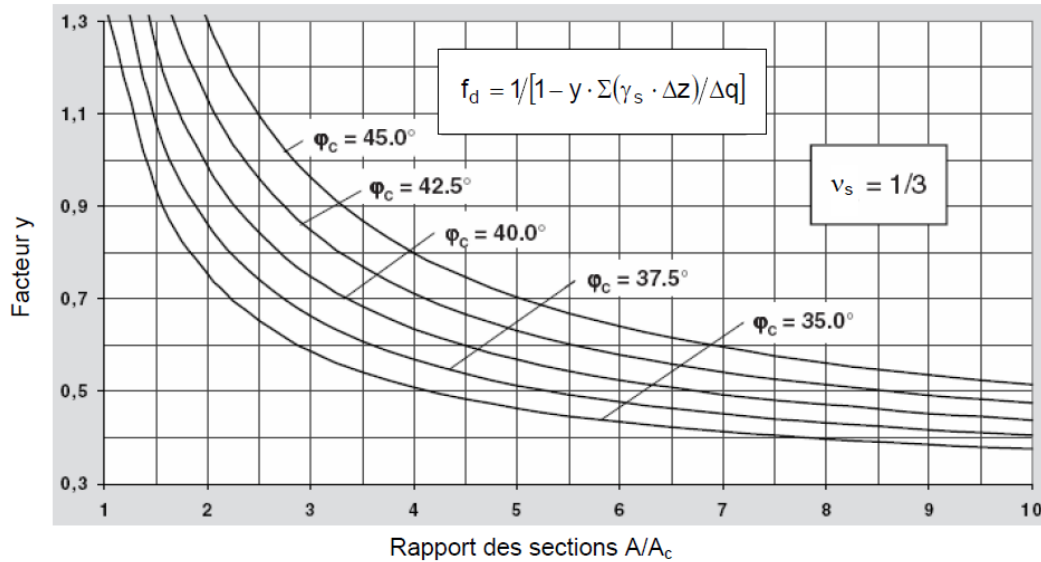
L'influence de la profondeur est caractérisée, d'après l'auteur, par un facteur de profondeur  $f_d$  donné par l'expression suivante :

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

Où :

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

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



**Figure I.34** Détermination du facteur de profondeur (Priebe, 1995)

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

$$f_d = \frac{E_c \sigma_s}{E_s \sigma_c} \quad (I.50)$$

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

$$\gamma_e = a\gamma_c + (1-a)\gamma_s \quad (I.51)$$

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

$$c_e = (1-m)c_c + mc_s \quad (I.52)$$

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

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

$$a = m_{\min} \leq m \leq \frac{A_e \sigma_e}{A \sigma_0} = m_{\max} \quad (I.53)$$

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

$$\tau_{eq} = (1-a)\tau_s + a\tau_c \cos \alpha \quad (I.54)$$

Où :

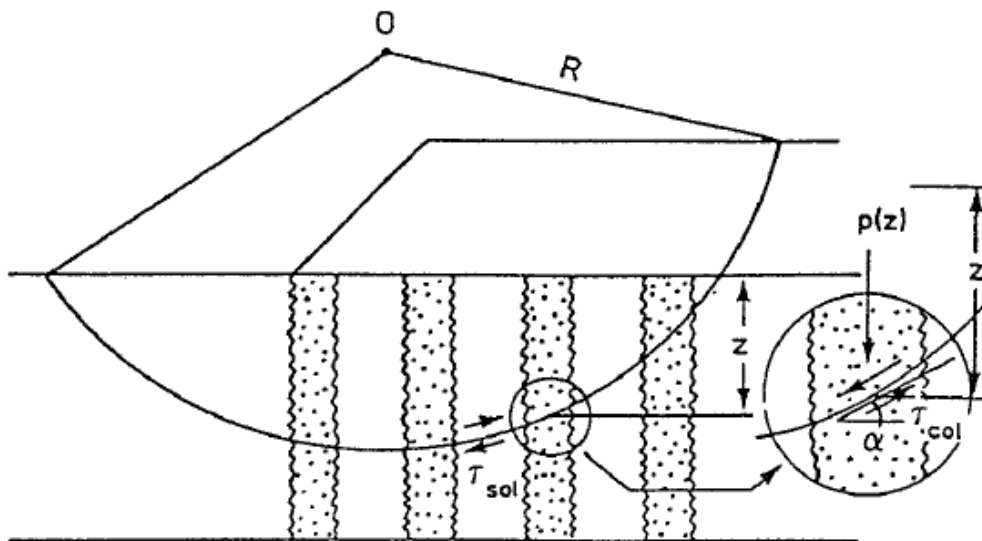
$$\tau_c = \sigma_{cz} \cos \alpha \tan \varphi_c \quad (I.55)$$

$$\sigma_{cz} = \sigma_c + \gamma'_c z \quad (I.56)$$

$$\tau_s = c_u \quad (I.57)$$

Avec :

- $\tau_s$  : est l'effort de cisaillement dans le sol le long de la surface de rupture ;
- $\tau_c$  : est l'effort de cisaillement dans la colonne le long de la surface de rupture ;
- $\sigma_{c,z}$  : est la contrainte verticale dans la colonne à la profondeur  $z$  ;
- $\alpha$  : l'angle entre la surface de la rupture et l'horizontale ;
- $\varphi_c$  : est l'angle du frottement interne du ballast.



**Figure I.35** Caractérisation des paramètres à prendre en compte pour l'étude des cisaillements le long d'une ligne de rupture (Aboshi et al. 1979)

### I.3 Conclusion

Ce chapitre présente une synthèse bibliographique sur les colonnes ballastées, pour illustrer deux méthodes de mise en place (voie humide et voie sèche) afin de définir le dimensionnement des colonnes.

Les travaux réalisés sur le comportement ont montré que les modes de rupture dépendent de la longueur de la colonne et l'existence de l'interaction entre celle-ci et le substratum

rocheux (raide) pour le sol homogène, dans le cas de sol hétérogène, ces modes dépendent de la position de la couche compressible, de son épaisseur et la profondeur qui influe sur la rupture par expansion latérale. La méthode d'homogénéisation peut être utilisé pour le calcul de la capacité portante d'une fondation reposant sur des colonnes flottantes, le tassement est affecté par l'angle de frottement de colonnes ballastées d'une manière indirecte (l'effet de l'angle de frottement sur le rapport de concentration des contraintes). L'emballage des colonnes ballastées par les géogrilles (Colonnes enfermés) permet une augmentation significative de la capacité portante de sol amélioré et une diminution du tassement.

## Chapitre II

# Comportement dynamique des colonnes ballastées

### Introduction

Les colonnes ballastées ont été utilisées comme solution pour les sols potentiellement liquéfiables (sable lâche avec un pourcentage élevé de fines mais moins de 35%) (Dhouib et Blondeau 2005). Elles sont conçues pour améliorer le sol environnant en augmentant la résistance au cisaillement et la diminution de la surpression interstitielle par le processus de drainage (Priebe 1998).

L'étude du comportement des colonnes ballastées sous charge sismique n'a pas connu un développement significatif, cependant, on trouve des approches analytiques pour étudier le comportement sismique des sols traités avec colonnes ballastées mais comme un procédé d'atténuation de la liquéfaction. Il y a des études développées par Seed et Booker (1977) et d'autres comme Priebe (1998), Ishihara et Yamazaki .... Etc. on trouve aussi des essais de centrifugeuse et de table vibrante (Adalier et al. 2003, Adalier et Elgamal 2004, Saderkarimi et Ghalandarzadah 2005 ; Qu et al. 2016) qui analyse l'effet de liquéfaction.

Ce chapitre présente des différents travaux analytiques, expérimentaux et numériques du comportement dynamique (diminution de la liquéfaction) des différents sols améliorés par colonnes ballastées.

### II.1 Travaux analytiques

Il existe certaines approches analytiques qui analysent le comportement sismique du sol traité par colonnes ballastées et évaluent le risque de liquéfaction, les plus célébrées, travaux de Seed and Booker (1977), travaux de Priebe (1978, 1998).

#### II.1.1 Seed et Booker (1977)

Seed et Booker (1977) ont étudié l'utilisation des colonnes ballastées comme une procédure de réduction de la liquéfaction. Ils proposent une méthode d'évaluation des effets du drainage radial sur la pression interstitielle provoquée par le séisme (*Figure II.1*). Le mécanisme dominant dans le fonctionnement d'un système de drainage de gravier est souvent un système de drainage horizontal pur. Ils constatent que la dissipation de la pression interstitielle soit régie par la loi de Darcy par conséquent l'équation de drainage purement radial est décrite comme suit :

$$\frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{k_H}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( \frac{k_H}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left( \frac{k_V}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial z} \right) = \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} \quad (\text{II.1})$$

Où :

$k_V$ : coefficient de perméabilité dans la direction verticale ;  
 $k_H$ : coefficient de perméabilité dans la direction horizontale ;  
 $\gamma_w$ : densité d'eau ;

$\varepsilon$  : déformation volumique.

Lorsque la pression interstitielle d'eau dans un élément du sol subit à une variation  $du$  dans un intervalle de temps  $dt$ , alors l'élément sera également soumis à  $dN$  cycles de contraintes de cisaillement alternatif, par conséquence une augmentation supplémentaire de la pression interstitielle ( $\frac{\partial u_g}{\partial N} dN$ ),  $u_g$  est la pression interstitielle générée par la contrainte de cisaillement alternatif, le changement de volume  $d\varepsilon$  de l'élément dans le temps  $dt$  est donné par :

$$d\varepsilon = m_{v3} \left( du - \frac{\partial u_g}{\partial N} dN \right) \quad (\text{II.2})$$

Où :  $m_{v3}$  : coefficient de compressibilité volumique du sol, c-à-d ;

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial t} = m_{v3} \left( \frac{\partial u}{\partial t} - \frac{\partial u_g}{\partial N} \cdot \frac{\partial N}{\partial t} \right) \quad (\text{II.3})$$

La combinaison entre les équations donne :

$$\frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{k_H}{\gamma_w} \frac{\partial}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( \frac{k_H}{\gamma_w} \frac{\partial}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left( \frac{k_H}{\gamma_w} \frac{\partial}{\partial z} \right) = \left[ \frac{\partial u}{\partial t} - \frac{\partial u_g}{\partial N} \frac{\partial N}{\partial t} \right] \quad (\text{II.4})$$

Si les coefficients de perméabilité sont constants et que le problème présente une symétrie radiale, l'équation (II.4) devient

$$\frac{k_H}{\gamma_w m_{v3}} \left( \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} \right) + \frac{k_V}{\gamma_w m_{v3}} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} - \frac{\partial u_g}{\partial N} \frac{\partial N}{\partial t} \quad (\text{II.5})$$

Et pour le drainage purement vertical réduit à la forme développée par Seed et al (1975).

$$\frac{k_V}{\gamma_w m_{v3}} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} - \frac{\partial u_g}{\partial N} \frac{\partial N}{\partial t} \quad (\text{II.6})$$

Dans des conditions de drainage purement radial, l'équation (II.5) réduit à

$$\frac{k_V}{\gamma_w m_{v3}} \left( \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} \right) = \frac{\partial u}{\partial t} - \frac{\partial u_g}{\partial N} \frac{\partial N}{\partial t} \quad (\text{II.7})$$

Où :

- $K_h$  : perméabilité horizontale ;
- $\gamma_w$  : densité d'eau ;
- $u$  : surpression interstitielle ;
- $r$  : rayon ;
- $t$  : temps ;
- $u_g$  : pression interstitielle générée par les contraintes de cisaillement alternées,
- $N$  : nombre de cycles de contrainte de cisaillement alternée.

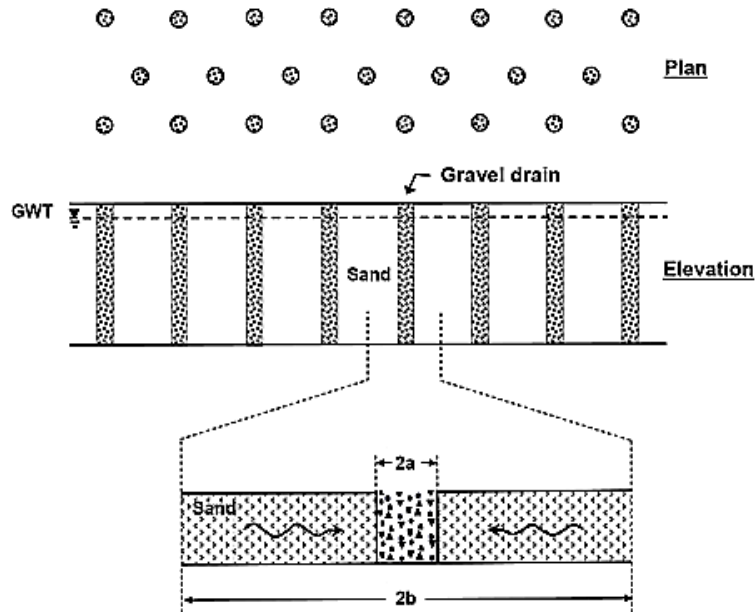


Les valeurs de  $\frac{\partial u_g}{\partial N}$  peuvent être trouvées par les essais non drainés comme décrit par Seed et al (1975).

$$\frac{\partial u_g}{\partial N} = \frac{2\sigma_0'}{\alpha\pi N_l} \frac{1}{\sin^{2\alpha-1}\left(\frac{\pi}{2}r_u\right)\cos\left(\frac{\pi}{2}r_u\right)} \quad (\text{II.8})$$

Où :

- $\sigma_0'$  : la contrainte effective moyenne initiale pour les conditions d'essai triaxiales ou la contrainte effective verticale initiale pour des conditions de cisaillement simples ;
- $N_l$  : le nombre de cycles requis pour provoquer la liquéfaction initiale dans les conditions de contrainte données
- $\alpha$  : constante empirique qui a une valeur typique de 0,7 ;
- $r_u = \frac{u}{\sigma_0'}$  est le rapport de la pression interstitielle ;



**Figure II.1** Principe de la méthode de Seed et Booker (1977)

Dans le cas d'un séisme, le nombre  $N$  peut se convertir au nombre équivalente  $N_{eq}$  de contrainte cyclique uniforme à un rapport de contrainte  $\tau_h/\sigma_0'$  se produisant dans une certaine durée  $t_d$  de séisme.

$$\frac{\partial N}{\partial t} = \frac{N_{eq}}{t_d} \quad (\text{II.9})$$

Le rapport de génération de la pression interstitielle  $r_u$  dépend de l'historique cyclique précédent du sol, alors sa valeur peut être représenté approximativement par la pression interstitielle accumulée  $u$ .

Avant l'amélioration le comportement de sable est non drainé puisque seul le drainage radial est considéré et qu'aucun drainage vertical ne peut se produire, si le nombre de cycles de contrainte uniformes équivalents induits par le séisme,  $N_{eq}$ , est supérieur à celui requis pour provoquer la liquéfaction,  $N_l$ , la surpression interstitielle augmentera jusqu'à ce qu'elle atteigne la valeur  $\sigma'_0$  lorsque  $N = N_l$  et  $t = t_u$  où :

$$t_u = \frac{N_l}{N_{eq}} t_d \quad (\text{II.10})$$

Alors il y a une condition initiale de la liquéfaction et il n'y a pas une possibilité d'augmentation supplémentaire de la pression interstitielle.

Lorsque le sol est amélioré par les colonnes ballastées,  $r_u$  dépend des paramètres suivants :

- $a/b$  : un rapport caractérisant la configuration géométrique des drains de sable ;
- $\frac{N_l}{N_{eq}}$  : un rapport caractérisant la sévérité du séisme, en relation avec les caractéristiques de liquéfaction du sable ;
- $T_{bd} = \frac{k}{\gamma_w} \cdot \frac{t_d}{m_{vs} b^2}$  reliant la durée du séisme à les propriétés de consolidation du sable ;
- $\alpha$  est une constante empirique qui a une valeur typique de 0,7.

D'après Seed et Booker (1977), la perméabilité des drains de gravier (colonnes ballastées) est supérieure au moins deux fois par rapport le sol environnant afin d'éviter une génération significative d'eau dans les drains de gravier (Seed et Booker 1977 ; Adalier et Elgamal 2004).

Les limites de cette méthode analytique sont d'après (Adalier et Elgamal 2004) :

- la perméabilité des colonnes se suppose infinie pour éviter un développement de  $u_e$  dans les colonnes et sa résistance ne tient pas en compte ;
- il ne s'applique que pour les faibles valeurs de  $r_u$  où un processus linéaire de consolidation est valide.

Il y a des travaux présentant des résultats similaires à ceux de Seed et Booker (1977) mais avec l'effet des facteurs supplémentaires tels que la perméabilité des drains de gravier et le rapport d'élançement du drain ( $L/r$ ,  $L$  : la longueur des drains,  $r$  : rayon des drains), Ces études ont démontré l'importance de ces deux facteurs pour la conception (Adalier et Elgamal 2004).

### II.1.2 Priebe (1978, 1998) :

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

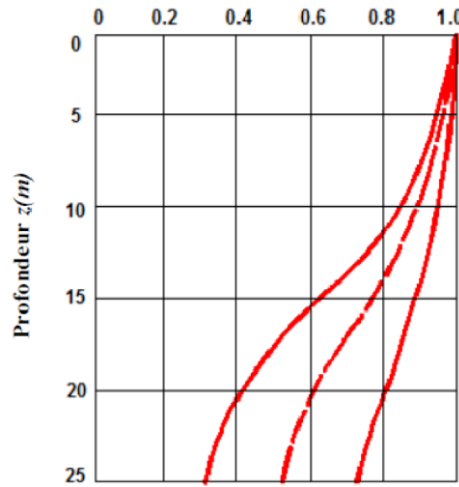
1997) :

$$\frac{\tau_h}{\sigma'_{v0}} = 0.1(M - 1) \frac{a_{\max}}{g} \frac{\sigma'_{v0}}{\sigma'_{v0}} r_d \quad (\text{II.11})$$

Où :

- $M$  : est la magnitude du séisme ;
- $a_{\max}$  : accélération horizontale maximale à la surface du sol,
- $g$  : est l'accélération de la pesanteur ;
- $\sigma'_{v0}$  : est la contrainte verticale totale dans le sol ;
- $r_d$  : est un coefficient réducteur dépendant de la profondeur  $z$ .

La *Figure II.2* représente la relation entre le coefficient  $r_d$  en fonction de la profondeur  $z$ .



**Figure II.2** Facteur réducteur  $r_d$  en fonction de la profondeur  $z$  (Seed et Idress, 1971)

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

$$\left( \frac{\tau_h}{\sigma'_{v0}} \right)_{\text{Corrected}} = \frac{1}{n_0} \left[ 0.1(M - 1) \frac{a_{\max}}{g} \frac{\sigma'_{v0}}{\sigma'_{v0}} r_d \right] \quad (\text{II.12})$$

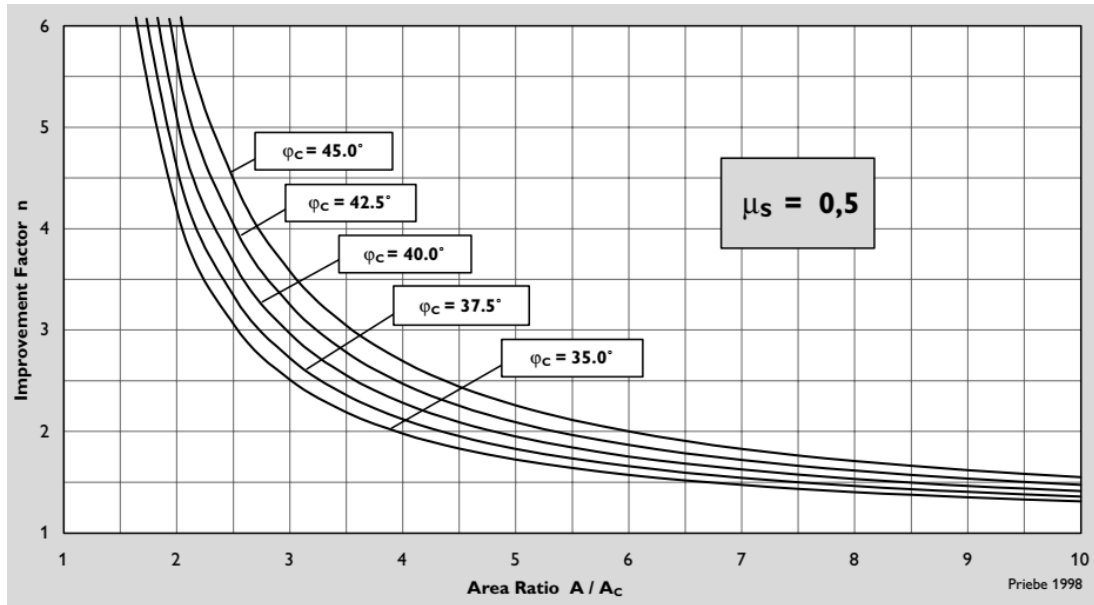
Où le facteur d'amélioration  $n_0$  est fonction du taux d'incorporation  $a$  ( $A_c/A$ ), qui pour des déformations à volume constant ( $\nu=0.5$ ) est donné par (*Figure II.3*)

$$n_0 = 1 + a \left[ \frac{1}{K_{ac}(1-a)} - 1 \right] \quad (\text{II.13})$$

Avec :

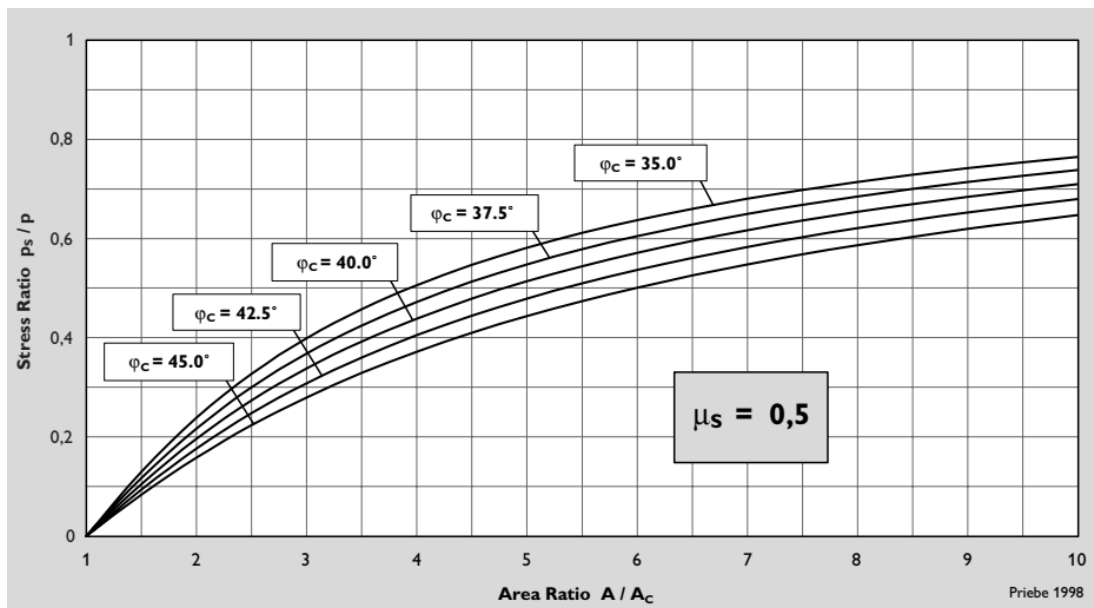
$$K_{ac} = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi_c}{2} \right) \quad (\text{II.14})$$

$$r_d = 1 - 0.015z \quad (\text{II.15})$$



**Figure II.3** Diagramme de dimensionnement des colonnes ballastées (Priebe, 1998)

La valeur inverse de ce facteur d'amélioration ( $1/n_0$ ) est le rapport entre la contrainte résiduelle du sol et celles sur les colonnes ( $P_s$ ), et la pression de surcharge totale ( $P$ ), considérée comme uniformément répartie dans le cas sans colonnes qui peut être utilisée comme un facteur de réduction ( $\alpha$ ) (Figure II.4).



**Figure II.4** Contrainte résiduelle dans le sol entre les colonnes ballastées (Priebe, 1998)

Les charges supportées par les colonnes et du sol dû à la structure ne participent pas à la liquéfaction, il est proposé d'utiliser ce facteur  $\alpha$  pour réduire le rapport de contraintes sismiques, ainsi pour évaluer le potentiel de liquéfaction restant. (Priebe 1998). On trouve aussi le travail de Robertson et Campanella (1985) (Dhouib et Blondeau, 2005), qui consiste à lier le rapport des contraintes cycliques au diamètre correspondant à 50% de passants ( $D_{50}$ ) par :

$$\frac{\tau_h}{\sigma_{v0}} = -0.146 \ln \frac{D_{50}}{0.35} \quad (\text{avec } D_{50} \text{ en mm}) \quad (\text{II.16})$$

### II.1.3 Yanguo et al. (2017) :

L'approche de Yanguo et al. (2017) est basée sur la vitesse des ondes de cisaillement ( $V_s$ ) par une corrélation avec le rapport de la résistance de liquéfaction ( $CRR$ ) et l'indice des vides ( $e$ ) de sable, les valeurs de dimensionnement de cette approche sont recommandées depuis une conception préliminaire lorsque les valeurs spécifiques au site ne sont pas disponibles (Yanguo et al. 2017).

L'évaluation de liquéfaction est développée à partir des expériences dans le domaine (les essais in-situ et en laboratoire) (Seed et Idriss 1971). L'équation II.18 présente le facteur de sécurité ( $F_s$ ) pour estimer le risque de liquéfaction, c'est le rapport entre le rapport de résistance de liquéfaction ( $CRR$ ) et le rapport de contrainte cyclique ( $CSR$ ) induit par la charge sismique :

$$F_s = \frac{CRR}{CSR} \quad (\text{II.17})$$

$CSR$  est estimée à une profondeur donnée par (Seed et Idriss 1971) :

$$CSR = \frac{\tau_h}{\sigma_{v0}} = 0.65 \left( \frac{a_{\max}}{g} \right) \left( \frac{\sigma_{v0}}{\sigma_{v0}'} \right) r_d \quad (\text{II.18})$$

Plusieurs méthodes utilisées pour déterminer  $CRR$  en fonction de  $V_s$ , par exemple l'équation recommandée par NCEER (Andrus et Stoke 2000) :

$$CRR = a \left( \frac{V_{s1}}{100} \right)^2 + b \left( \frac{1}{V_{s1}^* - V_{s1}} - \frac{1}{V_{s1}^*} \right) \quad (\text{II.19})$$

Où :

- $V_{s1}^*$  : limite supérieure de  $V_{s1}$  pour l'occurrence de liquéfaction = 215 m/s pour sable propre ;
- $a, b$  : sont des paramètres d'ajustement de courbe à partir d'histoires de terrain.

Le problème de ces méthodes et que la base des données est insuffisante comparativement aux méthodes de  $SPT$  et  $CPT$  surtout dans les zones de grande valeur de  $CSR$  et de  $V_s$  (Kayen *et al.*, 2013), la plupart des méthodes sont développées sur la conception de la déformation de seuil cyclique au lieu de la liquéfaction initiale (Dobry et al. 1982 ; Andrus et Stokoe, 2000). La solution de ce problème on les trouve dans le travail de Zhou et Chen (2007) par la corrélation semi théorique suivante :

$$CRR = r_c \frac{1}{P_a} \left[ \frac{k_N \rho}{F(e_{\min})} \right]^{1/n} (V_{s1})^{2/n} \quad (\text{II.20})$$

Où :

- $r_c$  : une constante de tremblement multi-directionnelle (0.9-1.0);
- $P_a$  : contrainte de surcharge de référence = 10 kPa ;
- $k_N$  : valeur adéquat pour un nombre de cycle de défaillance  $N$  d'après l'essai triaxiale cyclique ;
- $n$  : exposant de puissance dans l'équation de Hardin;
- $e_{min}$  : indice des vides minimal ;
- $F(e)$  : fonction d'indice des vides,  $F(e) = 1/(0.3+0.7e^2)$  ;
- $\rho$  : masse volumique totale du sol.

Cette corrélation est vérifiée par des essais de laboratoire, des essais de centrifugation et in-situ (Zhou et al. 2009 et 2010).

Lorsqu'un site est liquéfiable sous un séisme donné, la vitesse critique ( $V_{scr}$ ) se trouve lorsque  $CRR$  (Eq. II.20) =  $CSR$  (Eq. II.18) (déclenchement de la liquéfaction) :

$$V_{scr} = \left[ \frac{0.65}{r_e} P_a \left( \frac{a_{max}}{g} \right) \left( \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right) \left( \frac{F(e_{min})}{k_N \rho} \right)^{1/n} r_d \right]^{n/2} \quad (II.21)$$

Lorsque le sol est amélioré par les colonnes ballastées,  $V_s$  devient reliée par l'indice des vides ( $e$ ) et la contrainte effective moyenne par l'équation de Hardin (Hardin et Richart 1963) :

$$G_{max} = AF(e)(\sigma'_m)^n \quad (II.22)$$

Où :

- $A$  : constante de propriété matérielle ;
- $\sigma'_m$  : contrainte effective moyenne =  $\sigma_{v0}'(1+2K_0)/3$  ;
- $K_0$  : coefficient de la pression de terre en repos, généralement est égale à 0.5 ;

Pour les sables avec une déformation de cisaillement  $\leq 10^{-4}$ , l'équation de Hardin devient comme suit (Wichtmann et Triantafyllidis 2009) :

$$G_{max} = AF(e)(\sigma'_m)^n (P_A)^{1-n} \quad (II.23)$$

Selon la théorie de l'élasticité, le faible module d'élasticité est lié à la vitesse des ondes de cisaillement par :

$$G_{max} = \rho V_s^2 \quad (II.24)$$

En combinant les équations (II.23) et (II.24) avec  $F(e) = 1 / (0,3 + 0,7e^2)$ ,  $e$  peut être exprimé en termes de  $V_s$  comme suit :

$$e = \sqrt{\frac{1}{0.7} \cdot \left[ \frac{A (\sigma'_m)^n (P_A)^{1-n}}{\rho V_s^2} - 0.3 \right]} \quad (II.25)$$

La même équation est utilisée pour estimer l'indice des vides critique ( $e_{cr}$ ) correspondant à  $V_{scr}$  :

$$e_{cr} = \sqrt{\frac{1}{0.7} \left[ \frac{A (\sigma'_m)^n (P_A)^{1-n}}{\rho V_{scr}^2} - 0.3 \right]} \quad (II.26)$$

En général, on suppose que le changement de niveau de contrainte à la même profondeur est faible avant et après l'installation de la colonne ballastée,  $e_{cr}$  estimé par l'équation (II.26) serait fiable ( $e_{cr}$  est l'indice des vides après l'amélioration par colonnes ballastées) (Yanguo et al. 2017). Ces indices des vides peuvent utiliser après pour le dimensionnement des colonnes ballastées.

## II.2 Travaux expérimentaux :

En général, il y a deux essais au laboratoire pour étudier la réduction de potentiel de liquéfaction des sols renforcés par colonnes ballastées, table vibrante et centrifugeuse, dans cette section ont présente les travaux suivants.

### II.2.1 Sasaki et Taniguchi (1982) :

Une série des essais de table vibrante à grande échelle de sable amélioré par colonne(s) ballastée(s). La taille de la table vibrante est 12 m x12 m et pour les modèles, 12 m en longueur, 3 m en profondeur et 2 m en largeur (Figure II.5). D'après Sasaki et Taniguchi (1982), l'aire effective du drain gravier est 50 cm, la dissipation de la pression interstitielle après l'excitation est accélérée par le drain gravier, le grand soulèvement agissait sur le modèle 5 (route demi enterrée) par la pression interstitielle générée.

Mais ce soulèvement a été réduit d'une façon remarquable dans le sable amélioré (model 6), si les drains gravier sont désigné d'une manière appropriée.

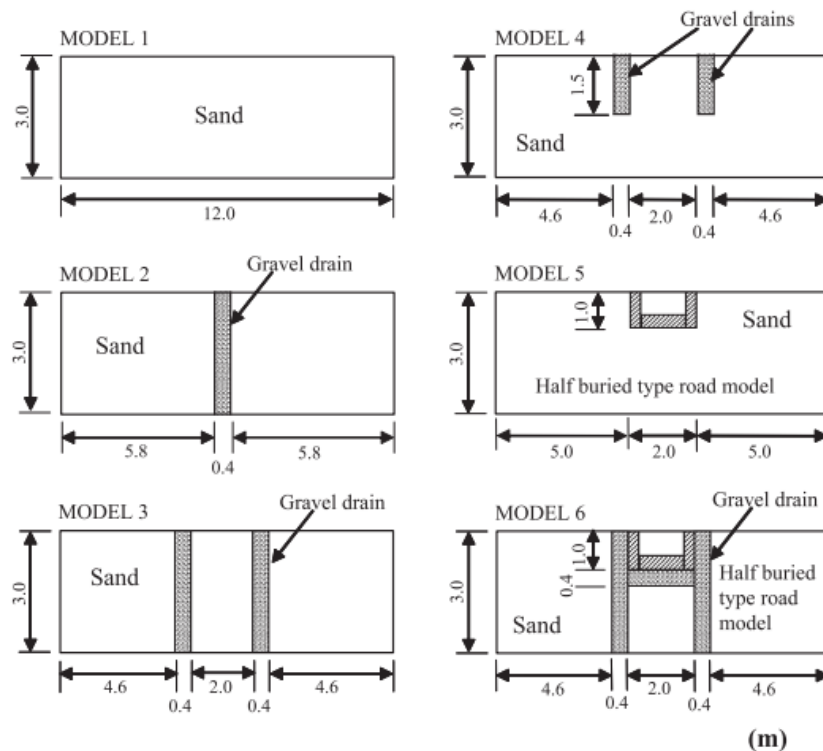


Figure II.5 Modèles utilisés dans les essais de la table vibrante (Sasaki et Taniguchi, 1982)

## II.2.2 Iai et al. (1988) :

Neuf séries d'essais de tables vibrantes ont été réalisées en utilisant un conteneur, le conteneur constitué d'une pile de 64 anneaux en aluminium, les anneaux de 200 cm de diamètre et 2 cm d'épaisseur étant empilés à la hauteur totale de 200 cm, entre les anneaux en aluminium, des rouleaux ont été insérés pour réduire le frottement entre les anneaux.

Les paramètres non dimensionnels doivent être pris en compte pour la conception des drains de gravier,  $a/b$  : le rapport entre le rayon des drains de gravier et celui de la zone d'influence.  $T_l$ , facteur caractérisant la durée de la secousse sismique nécessaire pour provoquer la liquéfaction initiale (Eq. II.27),  $R$ , rapport caractérisant la résistance du drain de gravier par rapport à la perméabilité du sol (Eq. II.28).

$$T_l = \frac{k_s \cdot t_l}{m_v \gamma_w a^2} \quad (\text{II.27})$$

$$R = \frac{8}{\pi^2} \frac{k_s}{k_d} \left( \frac{h}{a} \right)^2 \quad (\text{II.28})$$

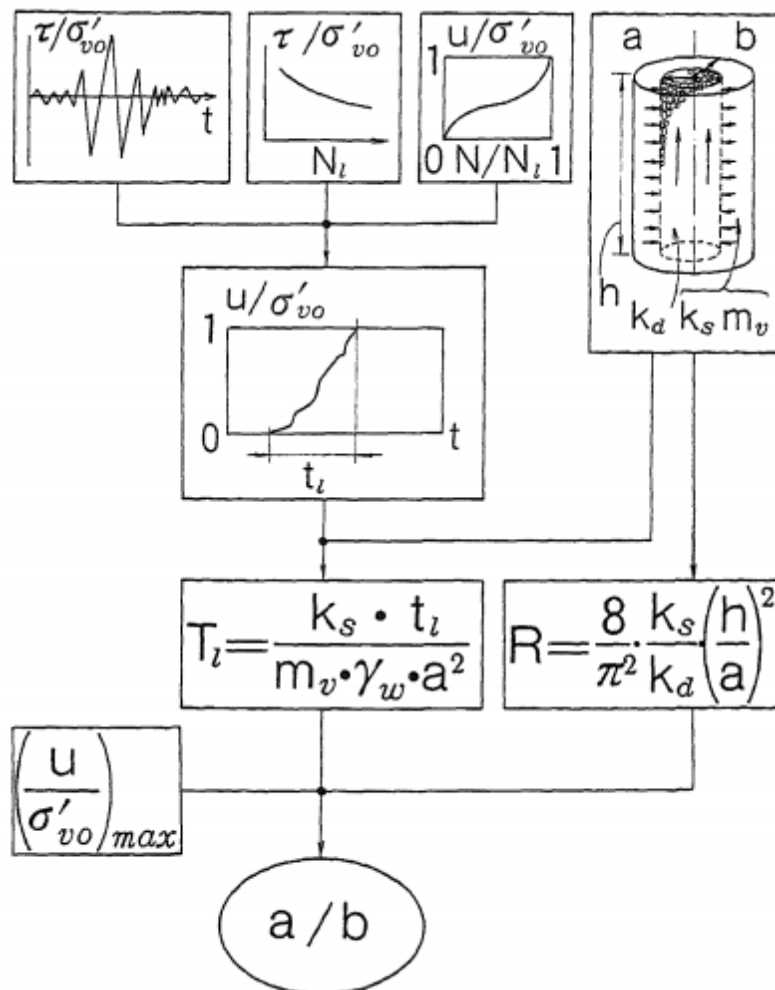


Figure II.6 Procédure pour déterminer l'espacement entre les drains de gravier (Iai et al. 1988)



### II.2.3 Ashford et al (2000) :

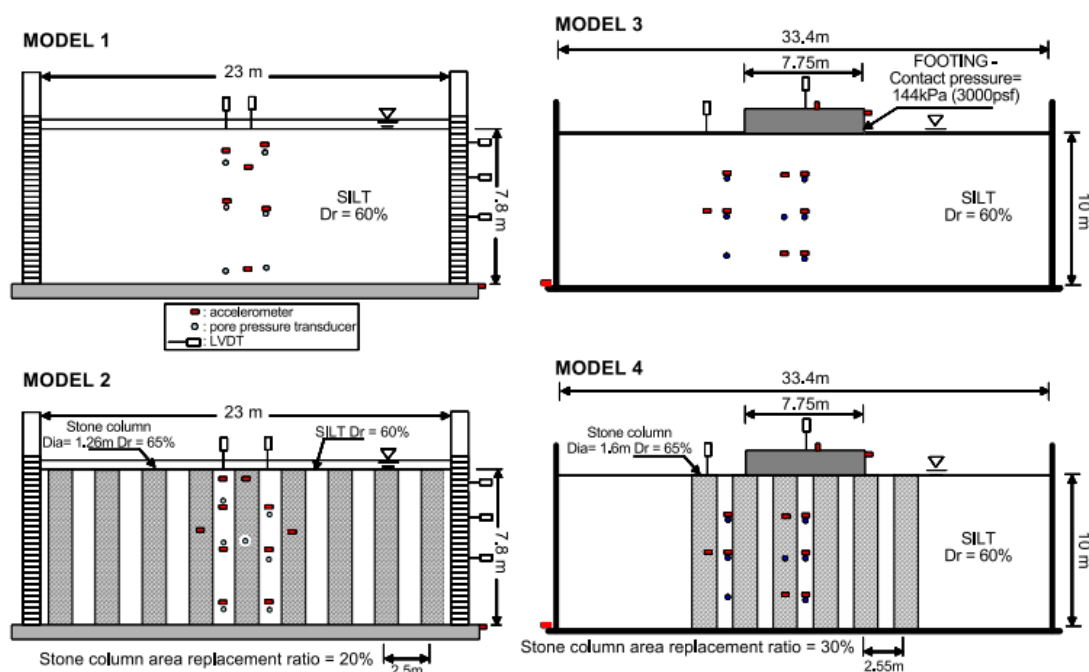
Ce travail présente les résultats d'une série d'essais avec grandeur réelle de la charge latérale réalisés sur des fondations profondes dans un sable liquéfiable, avant et après amélioration par colonnes ballastées, il y a une augmentation significative de la densité du sol amélioré entourant les fondations et de la rigidité du système de fondation (2.5 à 3.5 fois plus que dans le sol liquéfiable pour la rigidité).

D'après Ashford et al. (2000), l'augmentation de nombre des pieux ou l'augmentation du diamètre des pieux (50%) dans le sol non liquéfiable pour une fondation profonde peut être plus convenance que l'amélioration par colonnes ballastées mais pour le sol liquéfiable cette augmentation donne une rigidité de fondation plus faible par rapport au site amélioré avec colonnes ballastées.

### II.2.4 Adalier et al (2003) :

Une série de quatre essais de centrifugeuse (*Figure II.7*) sur un sol limoneux sont effectués, les deux premiers essais sont concentrés sur le cas de champs libre (sans surcharge), avec ou sans colonnes ballastées, les deux autres pour un champ chargé par une fondation avec surcharge. La réponse de limon a été analysée dans des conditions d'excitation dynamique à la base.

Adalier et al. (2003) ont concentré leurs travaux en analysant le tassement, l'accélération et la surpression interstitielle. Les résultats montrent que la réponse de limon amélioré par colonnes ballastées devient plus rigide que le sol non amélioré lors de l'excitation ce qui retarde un peu l'accumulation de la surpression interstitielle et réduit significativement les tassements dû à la surcharge de fondation.



**Figure II.7** Vue en section transversale des modèles de centrifugeuse géotechnique testés par Adalier et al. (2003) pour évaluer l'efficacité de réduction de la liquéfaction par les colonnes ballastées dans les dépôts limoneux non plastiques. (Adalier et al. 2003)

Dans le cas de champs libre l'effet de raidissement des colonnes ballastées a été principalement efficace pour réduire les pressions interstitielles à des profondeurs inférieures à 5 m mais près de la surface cet effet devient secondaire. Sous les fondations ce problème devient insignifiant à cause de la variation des mécanismes de déformation ou la réduction de tassement par les colonnes est 50%.

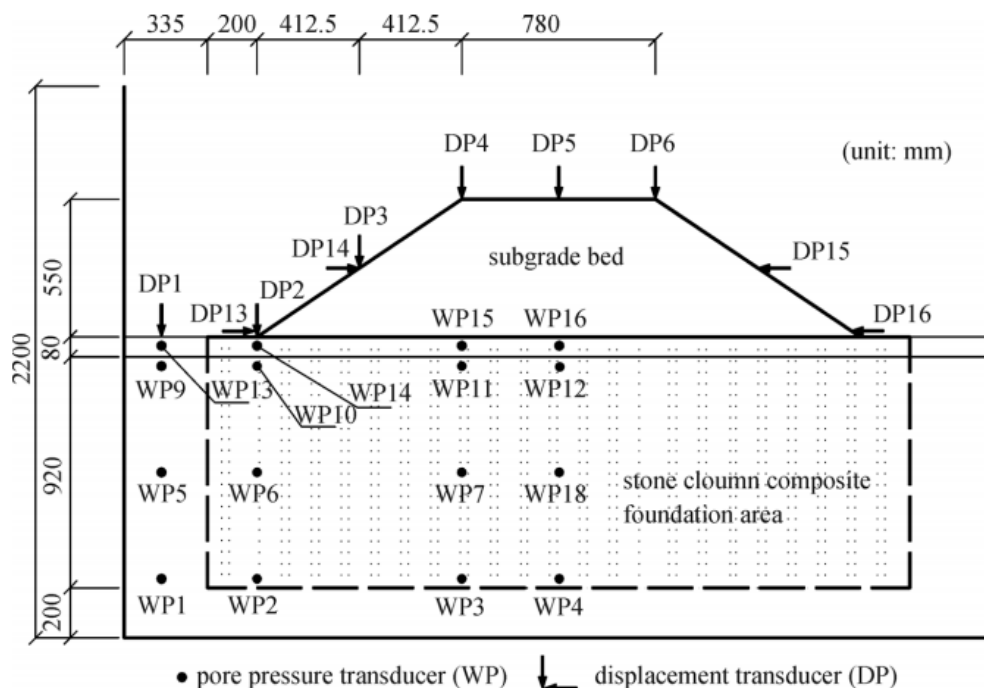
### II.2.5 Sadrekarimi et ghalandarzadeh (2005) :

Le travail concerne une étude expérimentale par l'essai de table vibrante comparative entre deux méthodes d'amélioration du sol, drains de gravier et pieux de sable compacté, Les essais sont effectués avec et sans amélioration du sol, les accélérations, les pressions d'eau interstitielle et les tassements sont contrôlés pendant les essais.

Les résultats montrent que l'amélioration par les pieux de sable compacté est plus efficace que les colonnes ballastées dans la réduction de tassement et l'augmentation de la résistance à la liquéfaction parce que le compactage donne un comportement plus dilatant et plus rigide, mais dans la dissipation de la pression interstitielle les colonnes ballastées est plus efficace.

### II.2.6 Qu et al. (2016) :

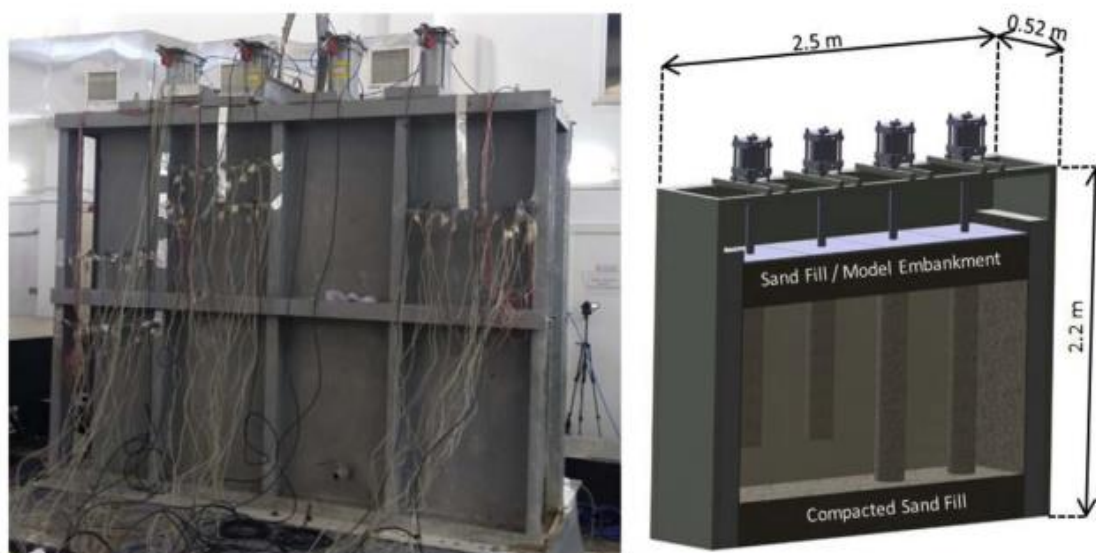
Qu et al ont utilisé l'essai de table vibrante pour étudier le comportement dynamique d'un barrage en remblai constitué par du sable limoneux reposant sur un sable renforcé par colonnes ballastées (*Figure II.8*), lorsque l'amplitude de la sollicitation dynamique est inférieure à 0.20g, il n'y a pas de liquéfaction au niveau de la fondation composite mais pour 0.30g la liquéfaction se produit au niveau de la pente à la limite de la fondation composite (renforcée par colonnes ballastées) ce qui répond aux exigences de résistance sismique.



**Figure II.8** Modèle de table vibrante (Qu et al. 2016)

## II.2.7 Cengiz et Güler (2018) :

Le travail de Cengiz et Güler (2018) est un essai de table vibrante s'intéressant à une étude comparative entre le comportement des colonnes ballastées couvertes par géosynthétique et des colonnes ballastées ordinaire (non couvertes). Les deux types des colonnes instrumentées sont installés dans une couche d'argile de kaolinite consolidée (*Figure II.9*), le remblai supporté par ces colonnes est simulé par des charges.



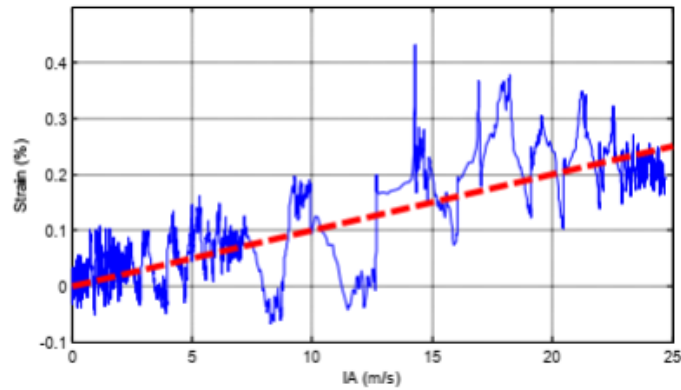
*Figure II.9* photographie et croquis de l'installation de l'essai (Cengiz et Güler, 2018)

La *figure II.9*, montre une couche de sable compacté de 25 cm d'épaisseur est installée pour fournir une couche solide fermée (substratum) sous la couche d'argile. La surcharge est appliquée au sommet de la couche d'argile à l'aide de quatre pistons pneumatiques, l'eau a été laissée s'écouler vers les côtés, où le géotextile épais non tissé a transmis l'eau à la surface par effet de transmission et le drainage était également autorisé à travers les perforations sur les plaques de chargement vers le haut.

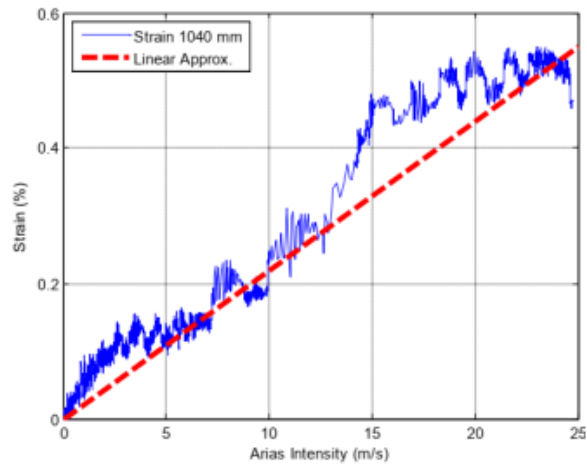
Une procédure expérimentale multi-phase a été assumé. Une fois les composants de modèle ont installées, une charge statique de 25 kPa a été appliquée sur le modèle de remblai (*Figure II.9*) recouvrant l'ensemble de modèle et en même temps les essais de table vibrante ont commencé, chaque phase a été soumis à 5 excitations sismiques consécutive (25%, 50% et 100% d'amplitude d'El-Centro (1940, Imperial Valley Station, NS direction, PGA = 0.32 g) + 50% et 100% d'amplitude de Kobe (1995, KJMA Station, NS direction, PGA = 0.89 g)) avec une pause de sept jours entre chaque essai destinée à permettre la dissipation des pressions interstitielles. Le contenu fréquentielle moyen des excitations El-Centro et Kobe est de 2 et 1,5 Hz, respectivement. Les déformations dans la couverture sont mesurées en utilisant des jauges de déformation limite-eau au cours des expériences.

Au niveau de tassement, les colonnes ballastées encastrées ont réduit le tassement au cours de chargement sismique par rapport les colonnes couvertes flottantes. Au niveau de déformation, celle-ci dans les couvertures atteignent jusqu'à 0,5%, ces

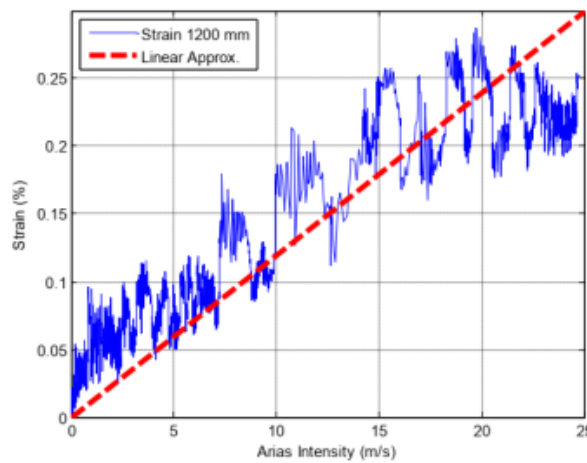
grandeurs sont suffisamment importantes pour être considérées comme un facteur important dans la conception des fondations reposant sur colonnes ballastées couvertes sous chargement sismique. Une relation presque linéaire entre l'énergie sismique, exprimée en termes d'intensité d'Arias, et la déformation de couverture est observée (*Figure II.10*).



(a)



(b)



(c)

**Figure II.10** Déformation versus intensité d'Arias pour différentes élévations à la tête de la colonne. (a) 720 mm ; (b) 1040 mm ; (c) 1200 mm (Cengiz et Güler, 2018)

En générale, les colonnes ballastées couvertes par géosynthétique ont grande performance sous charge dynamique par rapport aux colonnes ballastées ordinaire.

## II.3 Travaux numériques :

### II.3.1. Sasaki et Taniguchi (1982) :

Le logiciel à éléments finis sous le nom de « SADAP 2D » a été modifié pour permettre la génération et la dissipation de la pression interstitielle pendant le chargement dynamique. SADAP utilisé la méthode de l'intégration directe en tenant compte la non-linéarité de loi de comportement de sol, pour ça le modèle de comportement utilisé est Hardin-Drnevich (1972).

La boucle hystérésis est exprimée par l'équation suivante :

$$\tau = \frac{G_0 \gamma}{1 + \beta \frac{G_0 \gamma}{\tau_f}} \quad (\text{II.29})$$

Où :

- $\tau$  : contrainte de cisaillement ;
- $G_0$  : module de cisaillement maximale ;
- $\gamma$  : déformation de cisaillement ;
- $\tau_f$  : résistance de cisaillement ;
- $\beta$  : constante.

La courbe de branchement de la boucle d'hystérésis est exprimée en utilisant la loi de Masing (1926) exprimée par :

$$\frac{\gamma - \gamma_0}{2} = f \left( \frac{\tau - \tau_0}{2} \right) \quad (\text{II.30})$$

Où :

- $\gamma_0$  : valeur de sommet de la déformation de cisaillement dans la boucle hystérésis ;
- $\tau_0$  : valeur de sommet de la contrainte de cisaillement dans la boucle hystérésis.

Le calcul de la génération de la pression interstitielle se fait par les expressions de Seed et al. (1976) et Ishihara et Towhata (1981) dans la couche de sable en cours de charge cyclique avec une modification par l'hypothèse que la génération de la pression interstitielle est régie par la contrainte de cisaillement dans la même direction ainsi les charges dynamiques.

La variation de la contrainte peut être supposée par une équation parabolique comme suit :

$$\sigma'_v = m - \frac{B'_p}{m} - \tau^2 \quad (\text{II.31})$$

Où :

- $\sigma'_v$  : contrainte effective verticale ;

- $B_p'$  : constante du sol représentant les caractéristiques de l'accumulation de pression interstitielle ;
- $m$  : paramètre pour localiser un chemin de contrainte actuel parabolique à chaque pas de temps de calcul.

L'augmentation de la pression interstitielle se produit durant déchargement-rechargement et ses résultats dans l'augmentation de la contrainte effective donnée par :

$$\Delta\sigma_v' = -B_u' \left( \frac{\tau}{\sigma_{v0}'} - \frac{\tau_m}{\sigma_{v0}'} \right) \left( \frac{\sigma_v'}{\sigma_{v0}'} \right) \Delta\tau \quad (\text{II.32})$$

$$\Delta\sigma_v' = 0 \quad \begin{array}{l} \text{pour } \sigma_v' \geq k\sigma_{v0}' \\ \text{pour } \sigma_v' < k\sigma_{v0}' \end{array}$$

Où :

- $\tau_m$  : contrainte de cisaillement appliquée dans le sol dans le cycle plus récent ;
- $B_u'$  : constante de sol représentant l'accumulation de pression interstitielle durant déchargement-rechargement ;
- $k$  : paramètre représentant le point où la pression interstitielle arrête de s'accumuler lorsque la contrainte verticale effective diminue jusqu'à une certaine valeur.

Dans la première étape, la détermination de nombre de charge cyclique pour provoquer la liquéfaction se fait par l'équation suivante :

$$\log_{10} \frac{\tau}{\sigma_v'} = A \log_{10} \frac{N}{N_l} + B \quad (\text{II.33})$$

- $A, B$  : constantes déterminées à partir des expériences.

L'utilisation de l'équation de Seed et Booker (1976) (Eq. II.34) et l'équation ci-dessus permet de calculer l'augmentation de la pression interstitielle pour l'incrément de temps.

$$\frac{u}{\sigma_0'} = \frac{1}{2} + \frac{1}{\pi} \arcsin \left( 2 \left( \frac{N}{N_l} \right)^{1/\alpha} - 1 \right) \quad (\text{II.34})$$

La Figure II.11 présente le modèle en éléments finis utilisé dans le calcul. La Figure II.12 présente la comparaison entre la pression interstitielle calculée numériquement (modèle de Seed et Booker (1977) et de Ishihara et Towhata (1981)) et celui mesuré expérimentalement à une distance de 2 m du drain de gravier.

La pression interstitielle calculée par le modèle d'Ishihara correspond relativement bien avec les valeurs expérimentales, bien que l'accumulation calculée numériquement de la pression interstitielle soit un peu plus rapide que celle de la pression mesurée à 1,5 m de profondeur, mais par le modèle de Seed, l'accumulation est plus rapide.

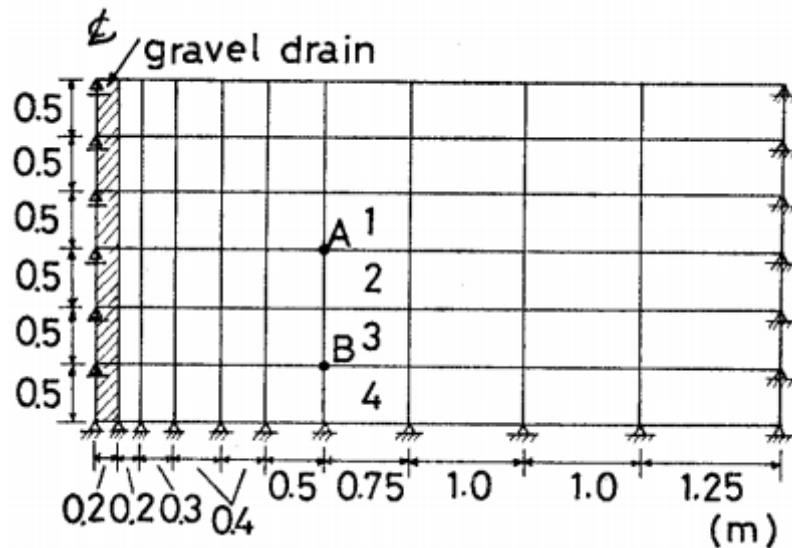


Figure II.11 Modèle utilisé dans l'analyse par éléments finis (Sasaki et Taniguchi, 1982)

Par conséquent, la génération de la pression interstitielle est calculée par « SADAP 2D » donne un résultat raisonnable sur l'accumulation de la pression interstitielle pendant le chargement cyclique.

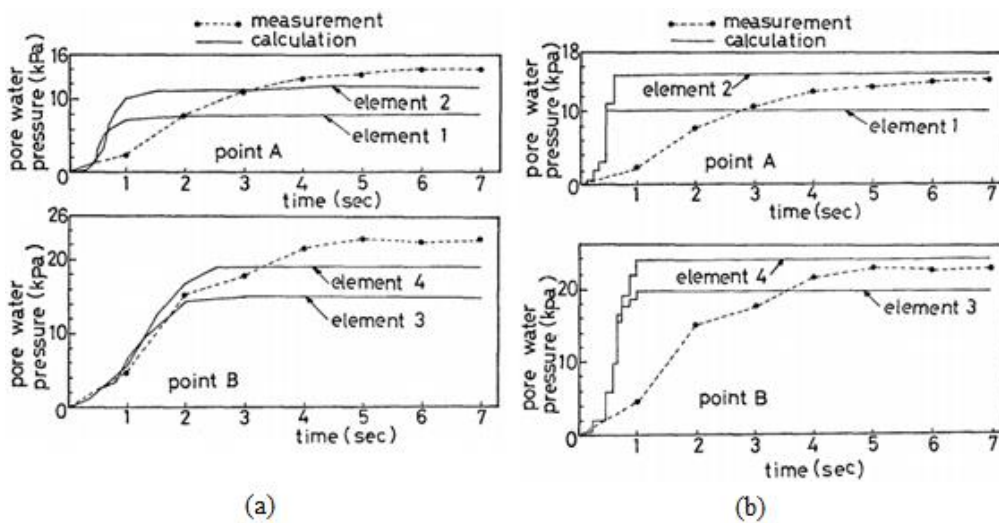
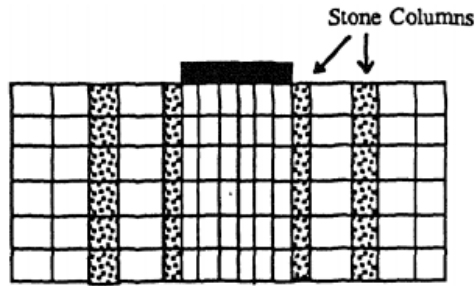


Figure II.12 Comparaison de la pression interstitielle entre l'expérimentale et la numérique.  
(a) model d'Ishihara ; (b) model de Seed (Sasaki et Taniguchi, 1982)

### II.3.2 Millea (1990) :

Millea (1990) fait une modélisation numérique de l'essai centrifugeuse d'une fondation repose sur le sable de Leighton-Buzzard 120/200 par le logiciel en élément finis 'DYNAMFLOW' avec des modèles constitutifs développée par Prevost (1985) qui peuvent prévoir la génération de la surpression interstitielle dans les dépôts de sable saturé.

Deux modèles ont été considérés, 1- sable non chargé par la fondation sans et avec une seule colonne ballastée et 2- sable chargé par la fondation sans et avec quatre colonnes ballastées (Figure II.13).



**Figure II.13** Fondation sur un sol avec quatre colonnes ballastées (Millea, 1990)

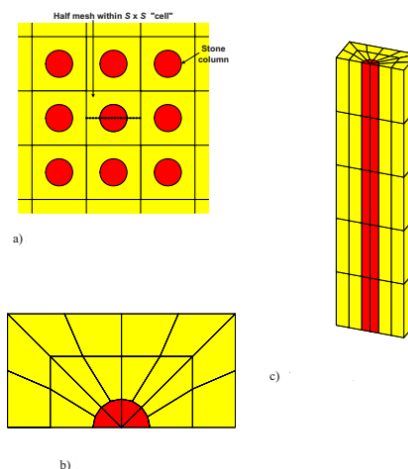
Après une étude paramétrique contenant la perméabilité, la longueur pour les colonnes ballastées et les contraintes verticales et horizontales, contraintes de cisaillement...etc, les résultats pour le sable saturé sans fondation montrent une augmentation de la contrainte effective avec une pression interstitielle négative étant développé dans les éléments à l'intérieur des colonnes ballastées, il y a aussi une redistribution de la contrainte effective à 1 m de diamètre loin de colonne ballastée seulement. Les résultats avec fondation montrent une influence sur les éléments entre les colonnes à 1 m de diamètre loin des deux colonnes.

L'étude indique une redistribution de la charge vers les colonnes ballastées, il y a une légère génération de pressions interstitielles dans les colonnes ballastées dans les premiers périodes du chargement dynamique, mais elle est réduite plus tard et devient même négative.

Millea conclut que les colonnes ballastées ont permis de réduire avec succès la surpression interstitielle sous la semelle avec un déplacement de charge vers les colonnes pendant le chargement dynamique.

### II.3.3 Elgamal et al. (2009) :

Des simulations numériques 3D en éléments finis sont effectués pour évaluer la réduction de liquéfaction pour une couche de sable saturé avec une légère pente améliorée par colonne ballastée sous l'effet d'une excitation sismique appliquée, le code de calcul utilisé est *Opensees*. La *Figure II.14* présente le maillage de modèle.



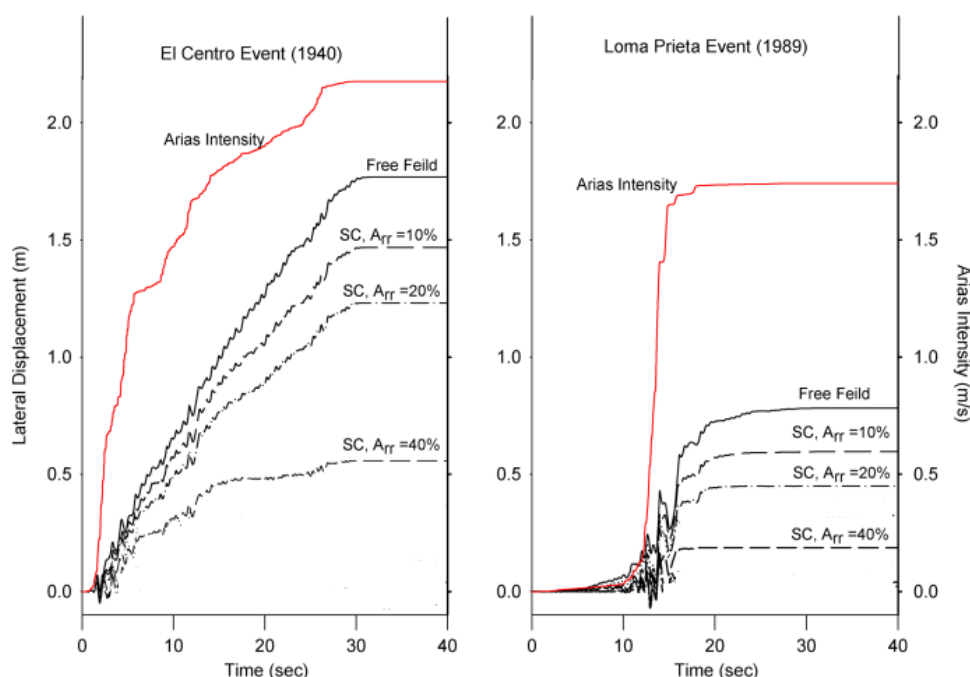
**Figure II.14** Maillage de modèle. (a) vue en plan de la disposition des colonnes ballastées ; (b) vue en plan d'une seule colonne ; (c) Vue isométrique 3D (Elgamal et al. 2009)



D'après Elgamal et al. (2009), les colonnes ballastées sont efficaces pour réduire la déformation latérale de la couche de sable grâce à la perméabilité des colonnes, mais avec une couche de limon la colonne ballastée était très inefficace, quelle que soit la perméabilité de la colonne ballastée utilisée.

### II.3.4 Asgari et al. (2013) :

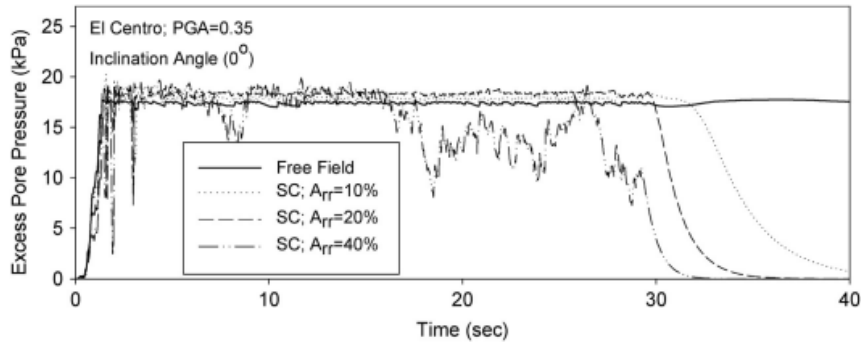
Les propriétés du sol, l'analyse d'approche utilisée dans cette étude sont en accord avec le travail de Elgamal et al. (2009) mais avec une étude paramétrique vaste (taux d'incorporation  $a$ , perméabilité de sol et colonne ballastées, angle de pente du sol, diamètre de colonne, masse de la superstructure et caractéristiques de séisme) des couches de sable lâche saturé et limon amélioré par colonnes ballastées par l'utilisation de code de calcul *Opensees*.



**Figure II.15** Déplacement latéral à la surface dans les locations centrales de colonne ballastée pour l'angle d'inclinaison  $\alpha_f = 4^\circ$  et  $PGA = 0.35g$  (Asgari et al. 2013)

La Figure II.15 présente l'effet de  $a$  ( $A_{rr}$ ) sur le déplacement latéral et l'intensité d'Arias pendant et après les séismes de Loma Prieta et El-Centro,  $a$  varié entre 10 et 40% et avec le champ libre. Dans tous les cas, les déplacements latéraux indiqués sont ceux obtenus au centre du modèle à la surface du sol avec une pente est égale à  $4^\circ$ .

La Figure II.15 montre que l'augmentation de  $a$  diminué considérablement le déplacement latérale surtout dans le cas de Loma Prieta. Au niveau de la surpression interstitielle, il y a une dilatation lorsque  $a$  augmenté sous les conditions non drainées, ils développent une pression interstitielle négative, ce qui diminue les déplacements latéraux (Figure II.16), la même chose pour l'angle d'inclinaison ( $\alpha_f$ ), diamètre de colonne ballastée ou l'accélération de séisme augmente. Il est à noter que la faible perméabilité du limon limite l'efficacité du drainage de la colonne ballastée.



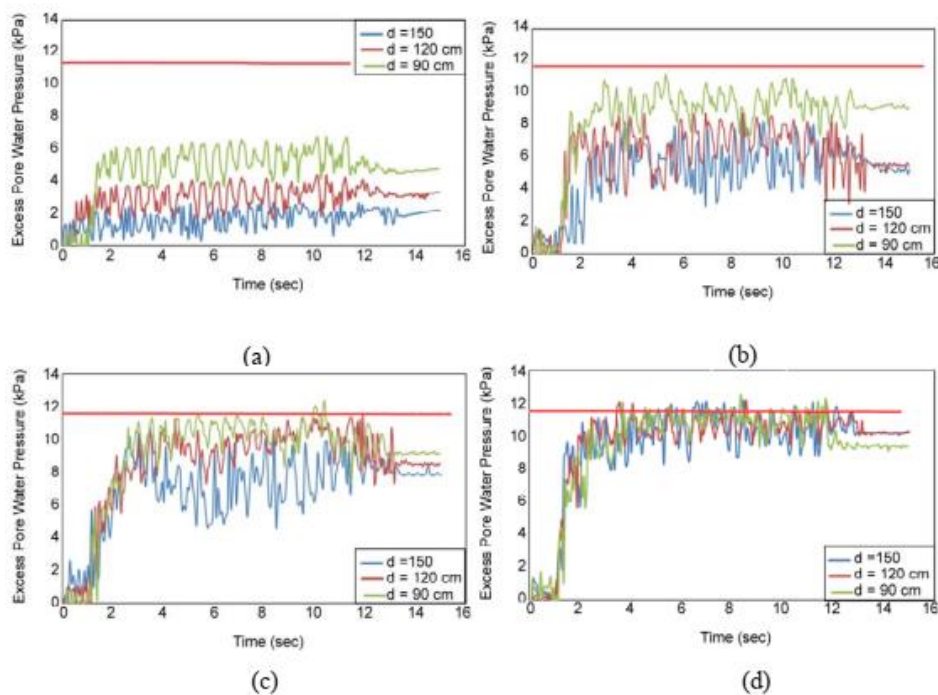
**Figure II.16** Surpression interstitielle à une profondeur de 2 m pour différents taux d'incorporation de surface  $A_{rr}$  (a) au bord de la couche de sable. (Asgari et al. 2013)

Asgari et al. (2013) montrent que, quelle que soit la pente du sol, le déplacement latéral augmente avec l'accélération maximale du sol et le taux d'augmentation est plus important pour un faible angle de pente.

### II.3.5 Esmaeili et Hakimpour (2015) :

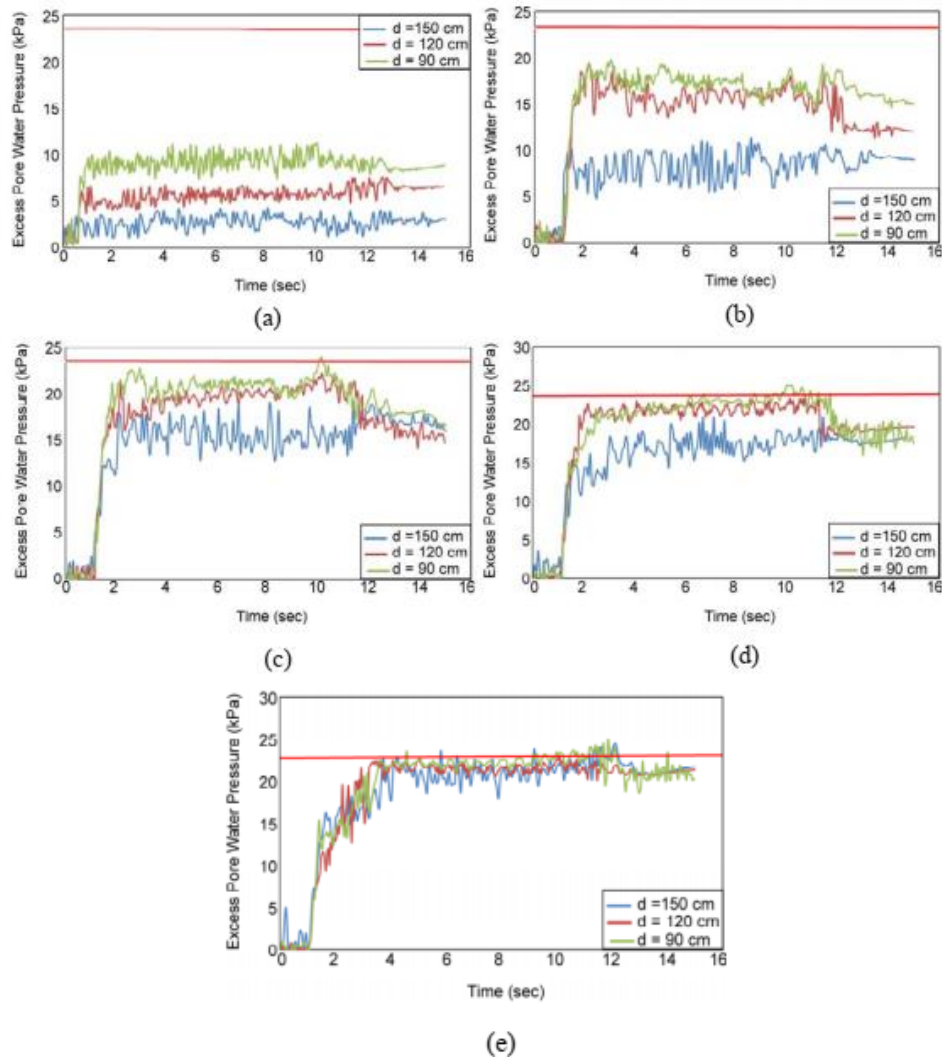
Le travail d'Esmaeili et Hakimpour (2015) analyse l'utilisation des colonnes ballastées comme une méthode de réduction de liquéfaction pour un sable, l'étude numérique se fait par le code informatique à différence finis *FLAC 3D* pour le sable NEVADA avec une densité de 40% avec le model Finn.

Une analyse a été effectuée pour une seule colonne pour examiner l'effet de rayon (diamètre) sur la réduction de la surpression interstitielle, *Figure II.17* présente la surpression interstitielle pour une profondeur de 1.25 m en différentes distances, 1 m ; 1.5 m ; 2.0 m et 2.5 m, par rapport le centre de colonne.



**Figure II.17** La surpression interstitielle de 1.25 m en profondeur. (a) 1 m de distance, (b) 1.5 m de distance, (c) 2.0 m de distance, (d) 2.5 m de distance (Esmaeili et Hakimpour, 2015)

Figure II.18 présente la surpression interstitielle pour une profondeur de 2.5 m en les mêmes distances plus la distance à 3 m par rapport le centre de colonne.

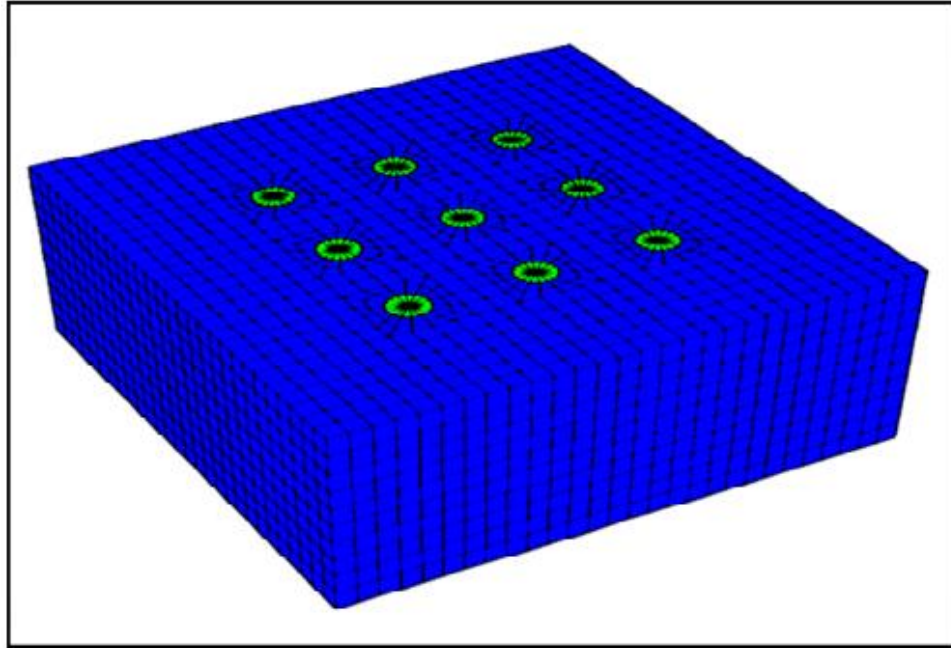


**Figure II.18** La surpression interstitielle de 2.5 m en profondeur. (a) 1 m de distance, (b) 1.5 m de distance, (c) 2.0 m de distance, (d) 2.5 m de distance, (e) 3.0 m de distance (Esmaeili et Hakimpour, 2015)

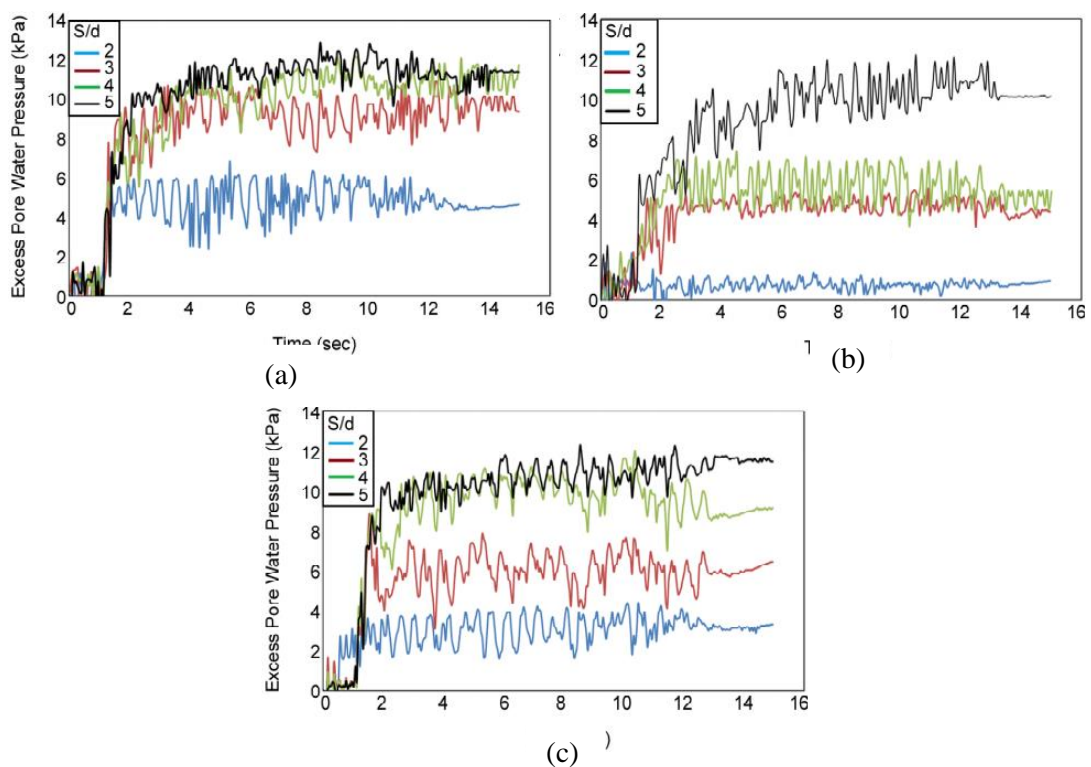
Les résultats montrent que la colonne avec les diamètres 0.9, 1.20 et 1.50 m agit bien pour contrôler la liquéfaction, le comportement de colonne ballastée augmente la réduction de la surpression interstitielle lorsque la profondeur augmente. D'une autre coté, la zone d'influence de la seule colonne ballastée est 3 et 4 fois plus grande que le diamètre de la colonne dans la profondeur 1.25 m et 2.5 m respectivement.

La deuxième analyse a été effectuée pour un groupe de colonnes ballastées installées dans un arrangement carré (Figure II.19) avec différentes valeurs de diamètre de colonnes et en plus différentes valeurs de l'espacement entraxe des colonnes ( $s/d$ ).

La surpression interstitielle de point centrale entre la colonne centrale et la colonne latérale en profondeur de 1.25 m pour les mêmes valeurs de diamètre est présentée dans la Figure II.20.



**Figure II.19** La maille de différence finie pour le groupe de colonnes ballastées avec un diamètre de 150 cm et un espacement entraxe de 4,5 m (Esmaili et Hakimpour, 2015)



**Figure II.20** La surpression interstitielle pour un groupe de colonnes ballastées de  $s/d = 2$  à 5. (a) 1.2 m de diamètre, (b) 1.5 m de diamètre, (c) 0.9 m de diamètre (Esmaili et Hakimpour, 2015)

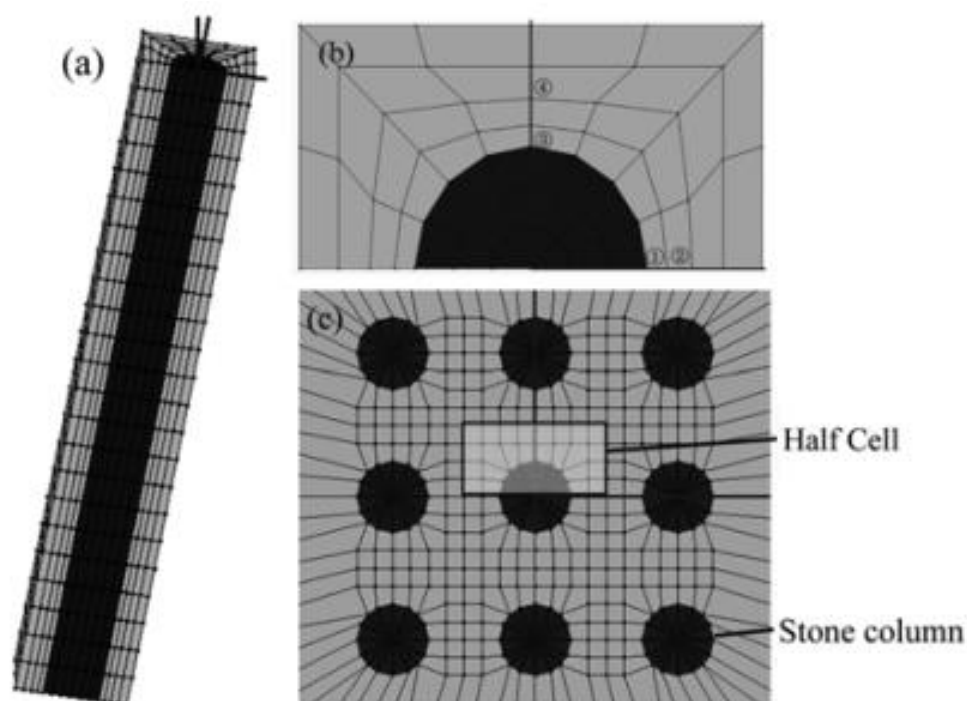
Les résultats montrent que la colonne avec les diamètres 0.9, 1.20 et 1.50 m agit bien pour contrôler la liquéfaction. Les colonnes latérales ont aidé la colonne centrale à diminuer la surpression interstitielle et le drainage alors il y a un travail collectif

dans le groupe de colonnes sauf pour les valeurs 4 et 5 de  $s/d$  ou chaque colonne travaille d'une manière individuelle. En outre, la manière individuelle dans le groupe forme plus efficace qu'une seule colonne, par conséquent, le comportement de groupe de colonnes ballastées était meilleur que celle d'une seule colonne, de sorte que l'efficacité maximale de la réduction du risque de liquéfaction est de 92%.

### II.3.6 Tang et al. (2015) :

Une analyse en éléments finis tridimensionnelle par le code informatique *OpenSees* a été utilisée pour simuler un essai expérimental pour faire une comparaison avec le travail d'Adalier et al. (2003) pour les modèles 1 et 2 (*Figure II.7*).

*Figure II.21* présente une cellule unitaire avec des conditions aux limites périodiques, pour des considérations de symétrie une configuration à demi-maille a été utilisée pour simuler l'essai.



**Figure II.21** Model en éléments finis amélioré avec colonnes ballastées. (a) cellule unitaire, (b) vue en plan, (c) disposition de colonnes ballastées (Tang et al. 2015)

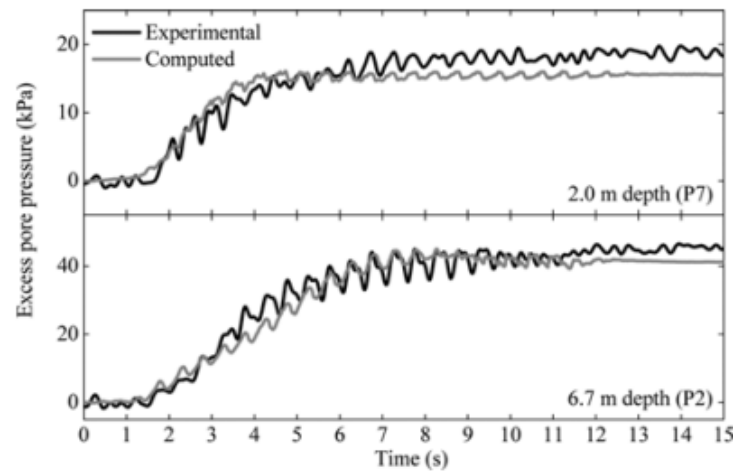
La modélisation du sol amélioré par colonnes ballastées se fait à l'aide d'un élément en brique, contrainte effective de solide-fluide entièrement couplé.

Les *Figures II.22* et *II.23* présentent respectivement l'histoire de surpression interstitielle et de temps d'accélération calculées et expérimentales du sol limoneux.

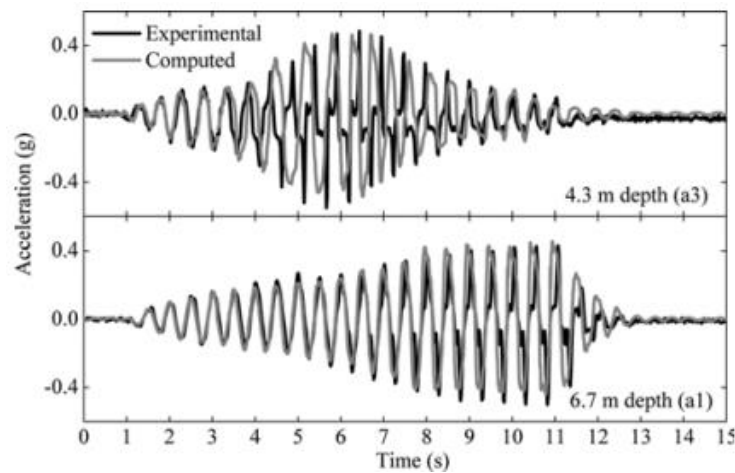
La *Figure II.24* présente l'histoire de surpression interstitielle et de temps d'accélération calculées et expérimentales du sol limoneux amélioré par colonnes ballastées.

D'après les figures ci-dessous, la réponse du sable limoneux sans et avec colonnes correspond bien aux données expérimentales, la même chose pour les résultats de la vérification de l'effet des colonnes ballastées sur le renforcement en fonction de l'accélération où la réponse plus rigide se trouve avec colonnes et aussi pour la

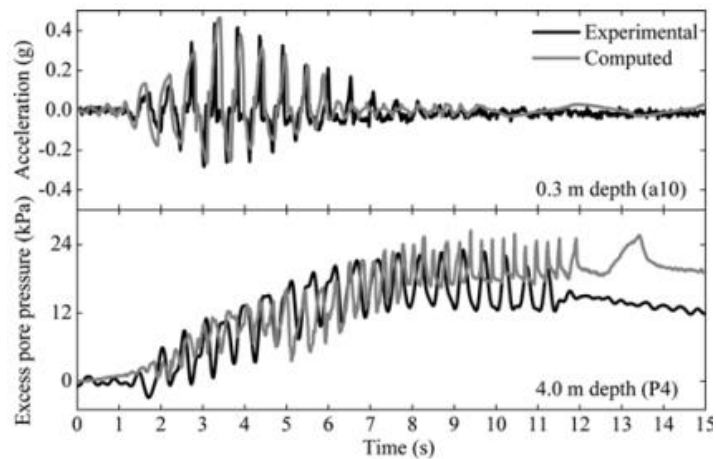
surpression interstitielle dans la moitié supérieure de sable limoneux dans les deux cas, sans et avec colonnes où la liquéfaction complète dans cette zone n'a pas évité.



**Figure II.22** Surpression interstitielle expérimentale et calculée du sable limoneux (les contraintes verticales effectives initiales pour des profondeurs de 2,0 et 6,7 m sont de 14 et 46,9 kPa, respectivement) (Tang et al. 2015)



**Figure II.23** Accélérations expérimentales et calculées du sable limoneux (Tang et al. 2015)

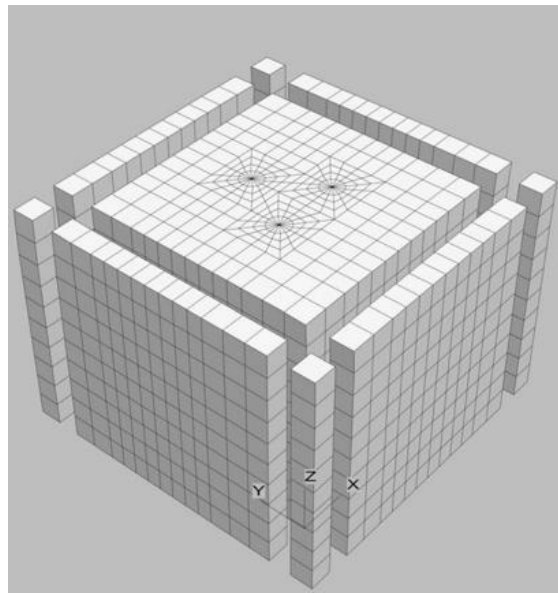


**Figure II.24** Accélérations et surpression interstitielle expérimentaux et calculées du sable limoneux amélioré avec colonnes ballastées (Tang et al. 2015)

Une étude paramétrique pour connaître l'effet de la perméabilité des colonnes ballastées et de la charge de surface sur l'efficacité de la réduction de liquéfaction. L'étude montre que les colonnes ballastées avec une perméabilité qui dépasse la valeur de seuil peuvent réduire considérablement le risque de liquéfaction parce que la faible perméabilité ne permette pas de réduire le risque surtout à la proximité de surface. D'autre part, Le bénéfice de raidissement dû à la plus grande charge appliquée à la zone de colonne ballastée était faible mais n'empêchait pas la liquéfaction du sol.

### II.3.7 Meshkinghalam et al. (2017) :

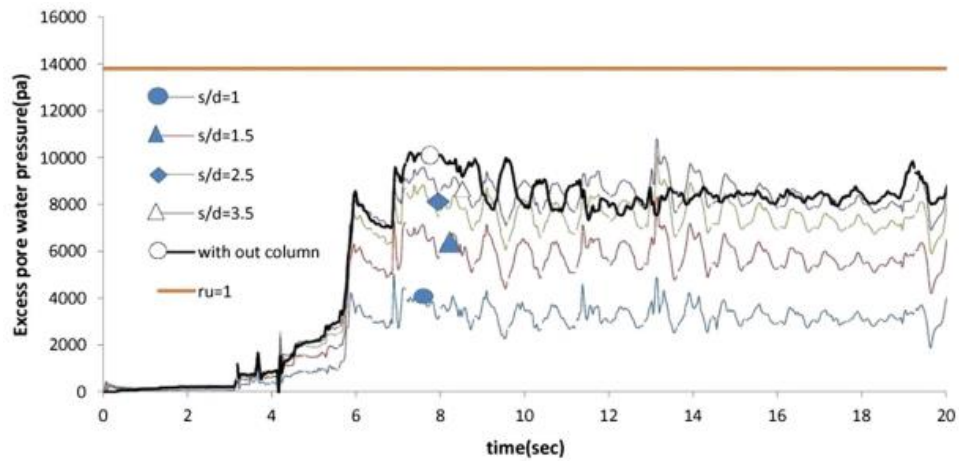
Ce travail ressemble beaucoup au travail d'Esmaeili et Hakimpour (2015) (Partie II.3.5), la différence se trouve dans l'échelle du modèle (1/50 par rapport Meshkinghalam et al. (2017)) et en plus dans l'arrangement de groupe de colonnes ballastées, pour Meshkinghalam et al. (2017) l'arrangement est triangulaire (*Figure II.25*).



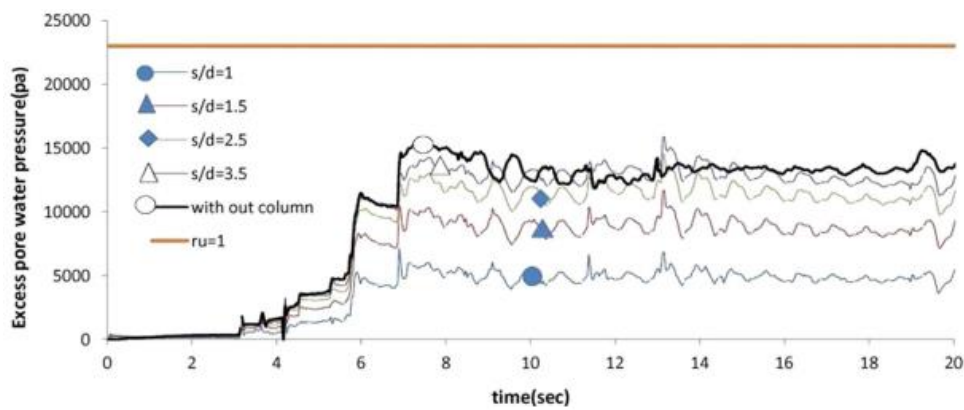
*Figure II.25* Maillage à différence finie pour le groupe de colonnes (Meshkinghalam et al. 2017)

Les résultats de la surpression interstitielle pour une seule colonne de diamètre égal à 1 m à des distances de 1, 1,5, 2,5 et 3,5 m du centre de la colonne à des profondeurs de 1,5, 2,5 et 5 m de la surface du sol sont visibles sur la *Figure II.26*.

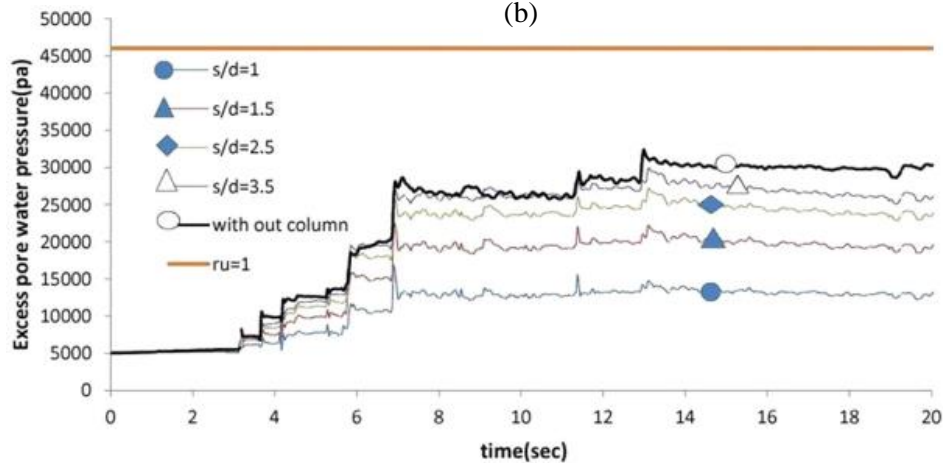
Meshkinghalam et al. (2017) a conclu que le changement de la pression interstitielle diminue et atteint la stabilité à plusieurs cycles lorsque la profondeur augmente, en plus la colonne ballastée fait un drainage à une distance de 2.5 m à partir de son centre mais cet effet de drainage disparaît à plus de 2.5 m (3.5 m). Meshkinghalam et al. (2017) trouvent aussi que l'augmentation du diamètre (0.6 jusqu'à 1.2 m) de la colonne cause l'augmentation du drainage à une distance d'environ 1-1,5 m du centre de la colonne, pour une distance supérieure à 1.5 m, l'augmentation du diamètre de la colonne n'influence pas sur le drainage de l'eau interstitielle.



(a)



(b)

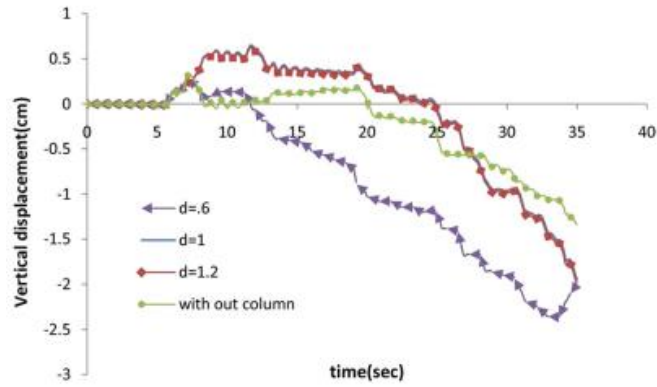


(c)

**Figure II.26** Changements de la surpression interstitielle. (a) à une profondeur de 1.5 m, (b) à une profondeur de 2.5 m, (c) à une profondeur de 5 m (Meshkinghalam et al. 2017)

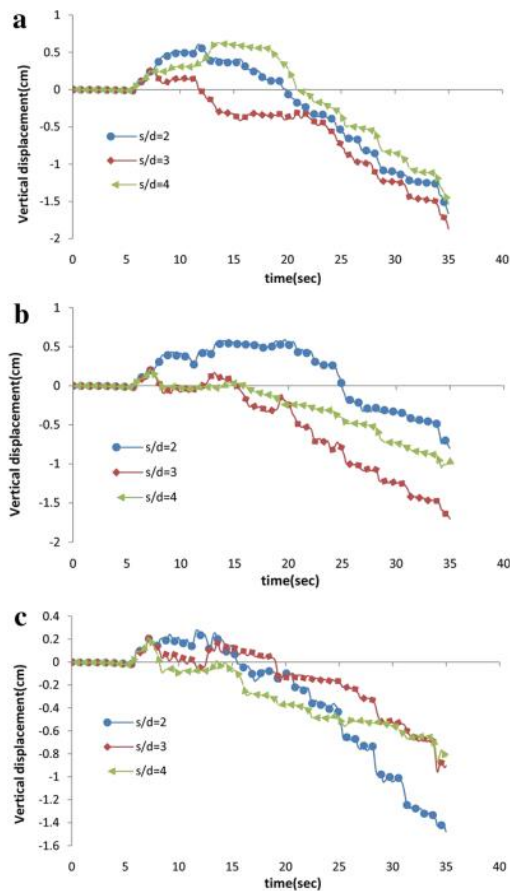
Les changements de tassement à la surface pendant le chargement dynamique sont indiqués sur la *Figure II.27*, avec colonne au centre le tassement est inférieur à l'état sans colonne au début. Ensuite, il est augmenté aux derniers cycles parce que les grains de gravier des colonnes ballastées sont plus grossiers que le sol environnant, alors l'indice des vides augmente, par conséquent la pression de l'eau interstitielle s'est dissipée plus rapidement à courte durée





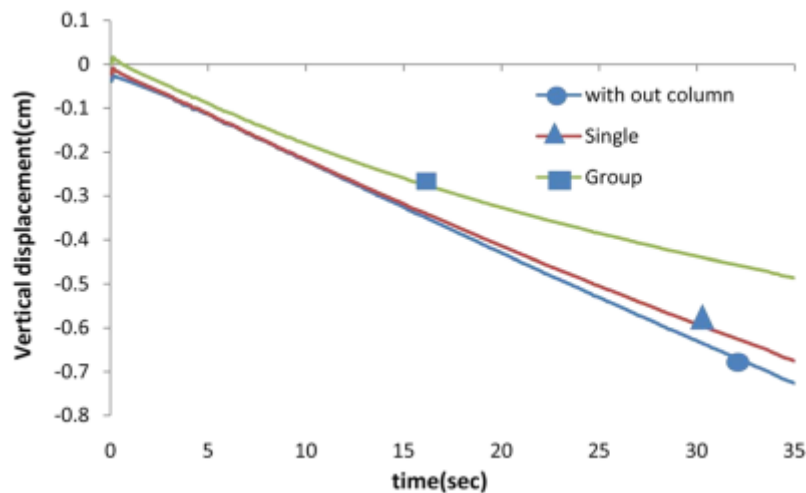
**Figure II.27** Changements de tassement à la surface du sol (Meshkinghalam et al. 2017)

Le deuxième modèle est un groupe de colonnes ballastées avec un arrangement triangulaire (Figure II.25), le diamètre de colonnes est 1 m avec le rapport  $s/d$  est égale à 3 m. D'après cette étude, lorsque  $s/d$  est augmenté, l'effet de groupe est diminué (Figure II.28). L'exécution de groupe de colonnes ballastées avec un espacement inférieur à une valeur seuil, le gonflement de sol est augmenté, et lorsque l'espacement dépasse une certaine valeur l'effet de groupe est éliminé et chaque colonne fonctionne individuellement.



**Figure II.28** Changements du tassement à la surface du sol pour le groupe de colonnes avec différentes valeurs  $s/d$ . (a) diameter 0.6 m, (b) diameter 1.0 m, (c) diameter 1.2 m (Meshkinghalam et al. 2017)

La deuxième partie de travail de Meshkinghalam et al. (2017) concerne les mêmes modèles (une seule colonne + un groupe de colonnes) mais cette fois sous l'effet de chargement est égale à 100 kPa. Les résultats de tassement pour un sol sans colonne, avec colonne et avec groupe de colonnes pour une profondeur de 1.5 m et une distance de 1.5 m par rapport le centre de modèle est présenté dans la *Figure II.29*. Dans le centre de modèle, le tassement pour le groupe de colonnes est inférieur à l'état sans colonne et avec une seule colonne, en plus il y a un gonflement dû à l'installation de groupe de colonnes mais on le peut éliminer lorsque l'espacement entre les colonnes est augmenté.



*Figure II.29* Change de tassement en fonction du temps (Meshkinghalam et al. 2017)

Le tassement dans le cas sans colonne est relativement stable à cause de l'augmentation de la contrainte, avec l'installation de la colonne le tassement est diminué considérablement dans une zone circulaire concentrique avec une diamètre 2.5 fois supérieur que la colonne mais pour les autres zones il est relativement stable. Pour le groupe de colonne cette zone concentrique est plus large.

## II.4 Conclusion :

Ce chapitre présente une synthèse sur les recherches effectuées sur le comportement dynamique des colonnes ballastées (analytiques, expérimentaux et numériques), en d'autres termes la réduction de la liquéfaction par colonnes ballastées. L'amélioration du sol, surtout dans le cas des sables présente un grand avantage en zone sismique. L'analyse de réduction du potentiel de liquéfaction par colonnes ballastées a connu un développement considérable.

En générale, l'effet de drainage des colonnes ballastées permet de réduire le potentiel de liquéfaction, cette réduction se fait pour une profondeur et zone d'influence limitées, au niveau de profondeur cette dissipation par colonnes ballastées devient secondaire et aussi négligeable sous l'effet de la surcharge.

L'utilisation d'un paramètre du sol amélioré par colonne ballastées comme le rapport de contrainte  $n_0$  sur les données sismiques peut donner une idée sur l'effet de ces colonnes sur la réponse sismique et il y a aussi d'autres paramètres comme la vitesse des ondes de cisaillement et l'indice des vides.

Les méthodes numériques sont efficaces pour modéliser les sols améliorés par colonnes ballastées, soit pour simuler les essais en laboratoire (centrifugeuse et table vibrante) où les résultats sont compatibles avec celles de laboratoire et soit pour une étude paramétrique pour connaître leur influence sur la réduction de liquéfaction avec l'utilisation des différentes lois de comportement pour générer la surpression interstitielle.

D'après les différentes recherches, les colonnes ballastées approprié pour le sable et limon de différentes manière. Il y a plusieurs paramètres inclus l'espacement entre les colonnes, la perméabilité de colonne et sol, le diamètre de colonne et la surcharge affectent sur la liquéfaction soit en termes de la surpression interstitielle ou en termes de déformation (déplacements latéraux).

L'augmentation de diamètre (taux d'incorporation) diminue la surpression interstitielle, la même chose pour la perméabilité, jusqu'à la dilatation. Le diamètre effectif pour accélérer la diminution de liquéfaction est 50 cm. La valeur appropriée de l'espacement entre les colonnes garantie le travail collectif entre les colonnes. L'application de la surcharge a permis d'assister les colonnes ballastées pour diminuer le tassement.

Le sol cohérent limite la réduction de la liquéfaction par colonne ballastée si la perméabilité de ce dernier ne dépasse pas un seuil et aussi les colonnes ballastées couvertes par géosynthétique donnent un comportement mieux par rapport les colonnes sans couverte.

## Chapitre III

# Analyse du comportement dynamique d'une cellule unitaire et d'une fondation

### Introduction

La liquéfaction pose de gros problèmes qui peuvent être à l'origine de grands sinistres dans les sols et les structures. Cela a obligé les chercheurs à trouver des moyens pour réduire leurs effets, et l'une des solutions les colonnes ballastées.

Il n'existe pas de méthodes suffisamment développées et connues pour étudier le comportement des colonnes ballastées dans les zones sismiques. Cependant, malgré le développement limité et les résultats de recherche obtenus dans ce domaine, certains auteurs ont développé des approches pour étudier le comportement sismique des sols traités avec colonnes ballastées et comme procédure de réduction de la liquéfaction. Il y a des études développées par Seed and Booker (1977) et d'autres comme Priebe (1978, 1998) Ishihara et Yamazaki (1980) .... Etc. Il y a aussi des essais sur table vibrante et de centrifugeuse au laboratoire (Adalier et al. 2003 ; Adalier et Elgamal 2004 ; Sadrekarimi et Ghalandarzadah 2005, Qu et al. 2016).

Les méthodes numériques ont connu un développement remarquable pour résoudre les problèmes les plus compliqués d'interaction sol structure. Dans le domaine dynamique, la plupart des simulations concernent l'essai de centrifugeuse de sols sableux (Tang et al. 2016 ; Meshkinghalam et al. 2017) et d'autres montrent la réduction de la liquéfaction en termes de réduction de la déformation latérale dans une couche en pente (Elgamal et al. 2009) ou dans la génération de la surpression interstitielle en considérant un groupe de paramètres d'influence (Asgari et al. 2013). Dans ce chapitre on fait une analyse numérique de sol renforcé par colonnes ballastées, il propose :

1. une simulation numérique par le programme *FLAC3D* pour modéliser une cellule de sable lâche de Boudouaou [Boumerdes-Algérie] avec ou sans amélioration par colonne ballastées sous l'effet de la gravité pour voir son effet de drainage sur le potentiel de liquéfaction. Ainsi on évalue la dissipation de la pression interstitielle ou l'augmentation de la contrainte effective en utilisant le modèle de Finn avec le critère de Byrne (1991) sous l'effet de plusieurs facteurs, y compris géométriquement le diamètre de la colonne et dynamiquement l'effet de critères dynamiques (Martin et al. 1975 ; Byrne 1991) du modèle de Finn et le contenu fréquentiel de la charge dynamique ;
2. une simulation numérique de la même cellule unitaire avec les mêmes propriétés mais cette fois ci sous l'effet de la surcharge et on compare avec le même modèle sous l'influence de la gravité pour voir l'effet de la surcharge sur le potentiel de liquéfaction qui selon Adalier et al (2003) et Moghadam et al (2017) a un effet positif en termes de diminution de la valeur du rapport de la surpression de l'eau interstitielle ( $r_u$ ), il y a

aussi une étude paramétrique avec les mêmes paramètres mais avec l'addition de l'effet de l'épaisseur de matelas de répartition ;

3. une simulation de fondation superficielle reposant sur un sable lâche liquéfiable renforcé par six colonnes en prenant en compte l'effet de plusieurs paramètres.

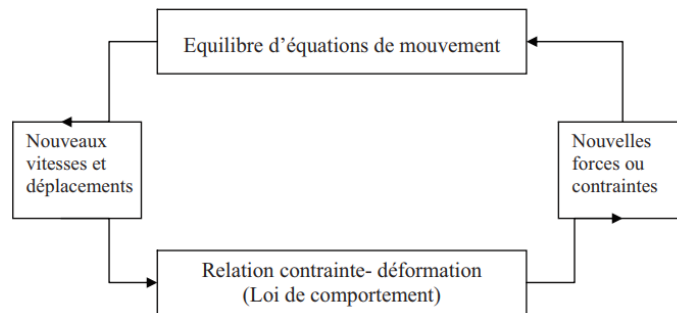
### III.1 Modélisation numérique

Les analyses numériques ont été effectuées à l'aide du code *FLAC3D* (Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions). Le programme est basé sur la méthode des différences finies : les variables sont connues en des lieux discrets de l'espace et il n'est pas nécessaire de stocker une matrice de rigidité globale. L'utilisation des pas de temps a permis à *FLAC3D* de résoudre les équations de mouvement par une manière explicite et incorpore le comportement inélastique non linéaire de sol. Le modèle de génération de pression interstitielle Finn model est utilisé pour modéliser le phénomène de liquéfaction, mais cela n'empêche pas l'utilisation d'autres lois à travers la programmation soit par le langage de FISH qui est intégrée à *FLAC3D* ou par le langage C++.

Dans cette partie, on va parler sur des points importants en *FLAC3D* qui sera utilisés dans la simulation numérique.

#### III.1.1 Maillage et discrétisation temporelle

Le code utilise la technique mixte de discrétisation proposée par Marti et Cundall (1982). D'après la *Figure III.1*, cette technique commence par les équations d'équilibre dynamique pour calculer des nouvelles vitesses et nouveaux déplacements à partir des contraintes ou forces. Ensuite, les taux de déformations sont déduits des vitesses, et des nouvelles contraintes sont ensuite calculées par l'utilisation de la loi de comportement. Chaque cycle représente un pas de temps  $\Delta t$ . Chacune des boites dans cette procédure fait la mise à jour des variables qu'elle doit traiter à partir des valeurs connues qui restent fixes durant  $\Delta t$ .



**Figure III.1** Cycle de base de calcul par la méthode explicite de différences finies (Billiaux et Cundall, 1993)

Chaque zone est constituée de deux couches et chaque couche contient 5 tétraèdres superposés pour une zone à 8 nœuds. La taille de l'élément du maillage doit être suffisamment petite pour que le maillage puisse transmettre les ondes d'une façon appropriée et sans distorsion numérique de ces ondes. Cette taille dépend des fréquences mises en jeu et de la vitesse de propagation des ondes :

$$f = \frac{V_s}{\lambda} \quad (\text{III.1})$$

Où :

- $V_s$  : vitesse de propagation des ondes de compression ou de cisaillement selon le cas ;
- $\lambda$  : longueur caractéristique d'onde.

Le maillage utilisé peut causer une distorsion numérique de la propagation des ondes dans un domaine, pour éviter ce problème il faut la taille de l'élément  $\Delta l$  devient plus petite qu'un huitième à un dixième de la longueur d'onde  $\lambda$  ( $\Delta l \leq \frac{\lambda}{10}$  à  $\frac{\lambda}{8}$ ) (Kuhlemeyer et Lysmer 1973). Par conséquent, la fréquence maximale qui peut être modélisée correctement pour un maillage est donnée par :

$$f = \frac{V_s}{10 \cdot \Delta l} \quad (\text{III.2})$$

### III.1.2 Amortissement de Rayleigh

L'amortissement de Rayleigh a été utilisé à l'origine dans l'analyse des structures et de milieu continu élastique. La matrice d'amortissement  $C$  est construite par une combinaison des matrices de rigidités  $K$  et de masse  $M$  sous la forme :

$$C = \alpha M + \beta K \quad (\text{III.3})$$

Où  $\alpha$  la contribution de la masse et  $\beta$  la contribution de la rigidité. Ces deux coefficients dépendant des caractéristiques d'amortissement du matériau.

Pour plusieurs degrés de liberté, le facteur critique d'amortissement  $\zeta_i$  pour n'importe quelle fréquence angulaire  $\omega_i$  de système donné par l'équation suivante (Bathe et Wilson 1976) :

$$\alpha + \beta \omega_i^2 = 2 \omega_i \zeta_i \quad (\text{III.4})$$

$$\zeta_i = \frac{1}{2} \left( \frac{\alpha}{\omega_i} + \beta \omega_i \right) \quad (\text{III.5})$$

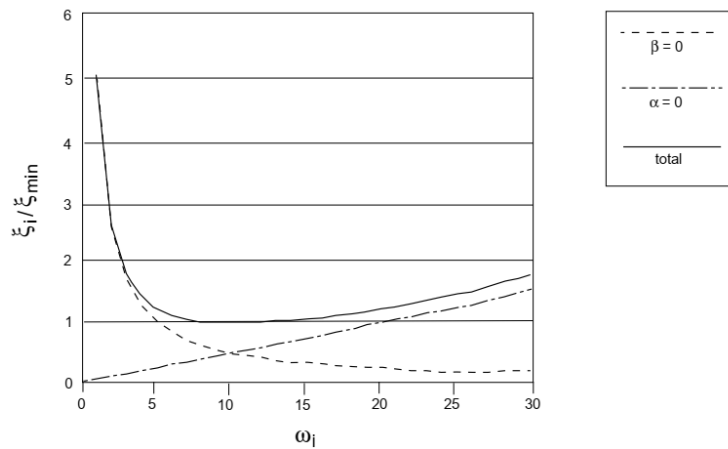
$\zeta_i$  est la taux critique d'amortissement pour le mode  $i$  de vibration avec la fréquence angulaire  $\omega_i$ .

La *Figure III.2* donne la variation du taux d'amortissement normalisé en fonction de la fréquence angulaire. Trois courbes sont données :

- la composante de la masse  $\beta = 0$ , celle de la rigidité  $\alpha = 0$  et une combinaison des deux ;
- la contribution de la masse à l'amortissement est dominante pour les basses fréquences tandis que la contribution de la rigidité est dominante pour les hautes fréquences ;
- la courbe qui représente l'amortissement total (masse et rigidité) atteint une valeur minimale à :  $f_{min} = \omega_{min}/2\pi$  où  $\omega_{min} = (\alpha/\beta)^{1/2}$  et pour  $f_{min}$  seulement, l'amortissement de masse est égale l'amortissement de rigidité.

Au niveau de l'analyse numérique, le but est de reproduire l'amortissement indépendant de la fréquence des matériaux au niveau correcte. Pour les géomatériaux, l'amortissement se situe généralement dans la gamme de 2 à 5% mais pour les systèmes structurels la gamme devient

2 à 10% (Biggs 1964) mais lorsque on a un comportement plastique la valeur de l'amortissement est obligatoirement faible (0.5% par exemple) pour éviter la résonance irréaliste du système en petites déformations pendant la propagation des ondes parce qu'il est connu qu'une quantité de l'énergie se dissipe lors de la mise en plasticité du matériau.



**Figure III.2** Variation de l'amortissement avec la fréquence (Itasca Consulting Group, Inc 2005)

### III.1.3 Frontières du modèle

#### III.1.3.1 Frontières absorbantes :

La modélisation dans le domaine de géomécanique nécessite souvent un domaine relativement grand. Par exemple, lors de la modélisation d'une excavation dans un tunnel, on suppose qu'il est entouré par un domaine infini. Et dans le cas d'une structure en surface, celle-ci repose sur un domaine semi infini. La modélisation par une méthode numérique se fait, cependant, pour un domaine limité. Dans le cas statique, on fixe des frontières artificielles à certaine distance de la zone d'intérêt. Dans le cas dynamique, ces frontières causent des réflexions des ondes et empêchent la radiation de l'énergie. L'utilisation d'un grand domaine, toutefois, réduit cet effet car la majorité de l'énergie se dissipe dans le domaine. Cependant, un grand modèle augmente le temps de calcul. On peut surmonter cette difficulté par l'utilisation des frontières absorbantes.

Le code *FLAC3D* utilise les frontières visqueuses développées par Lysmer et Kuhlemeyer (1969). La méthode est basée sur l'utilisation d'une série d'amortisseurs indépendants attachés aux frontières dans les directions normale et tangentielle. Les amortisseurs fournissent des visqueuses normales et des tractions de cisaillement données par :

$$t_n = -\rho C_p v_n \quad (\text{III.6})$$

$$t_s = -\rho C_s v_s \quad (\text{III.7})$$

Où :

- $v_n$  et  $v_s$  : les composantes normale et tangentielle de la vitesse à la limite ;
- $\rho$  : la masse volumique du sol ;
- $C_p$  et  $C_s$  : la vitesse normale et tangentielle de l'onde sismique.

Ces frontières sont efficaces pour absorber des ondes qui arrivent avec un angle d'incidence supérieur à 30°, l'absorption de l'énergie est indépendante des fréquences.

### III.1.3.2 Frontières pour champ libre :

La présence d'une structure en surface cause une grande perturbation de la propagation des ondes. Loin de la structure, on doit retrouver le mouvement en champ libre. Lors de la modélisation dynamique d'une structure, les frontières doivent être placées suffisamment loin de la structure pour minimiser la réflexion des ondes et créer des conditions de champ libre. Lorsque l'amortissement de sol est très grand, cette distance est relativement faible (Seed et al, 1975). Par contre, la faible distance peut conduire à un modèle largement grand et irraisonnable dans le cas de faible amortissement. La solution est donc de forcer ces frontières à produire le mouvement de champ libre en absorbant les ondes venant de la structure. Cette approche a été utilisée dans le code de différences finies continue NESSI (Cundall et al. 1980).

La méthode est basée sur l'exécution d'un calcul de champ libre en parallèle à celui qui contient la structure. Le domaine de champ libre est couplé au domaine principal par des frontières absorbantes (Figure III.3), et les forces non équilibrées de champ libre sont appliquées sur le domaine principal. Ce type de frontières est utilisé dans notre modèle.

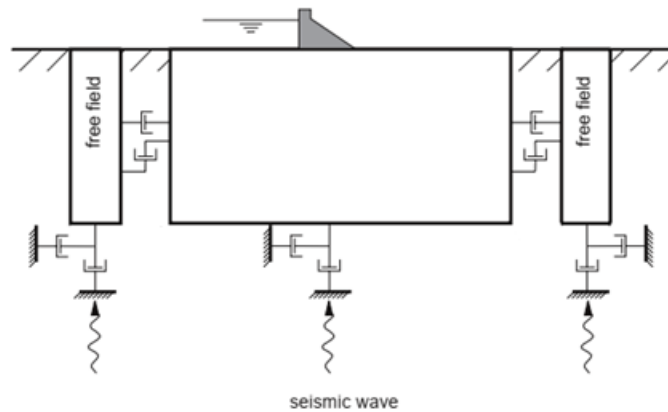


Figure III.3 Frontière de champ libre (Itasca Consulting Group, Inc. 2005)

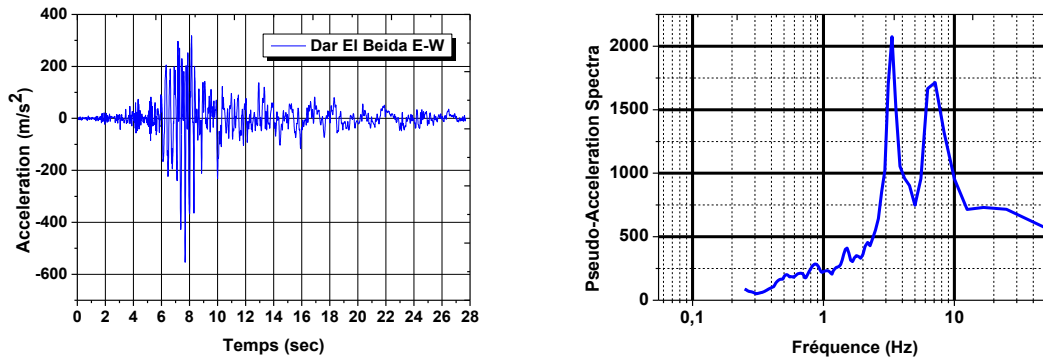
### III.1.4 Chargement Sismique

Le 21 mai 2003, à 19 h 44 min 19 s, heure locale, la région de Zemmouri, dans la région de Boumerdes, à environ 70 km à l'est d'Alger, a subi un séisme d'une magnitude de l'ordre de 6,8. L'emplacement de l'épicentre est (36,90 nord, 3,71 est) déterminé par l'U.S.G.S (étude géologique des États-Unis). La profondeur focale du séisme était d'environ 10 km. L'amplitude enregistrée est donnée par la station de source de Dar El Beida (0,52 g) (Centre d'ingénierie sismique C.G.S., Algérie) (Japanese Reconnaissance Team. Boumerdes earthquake).

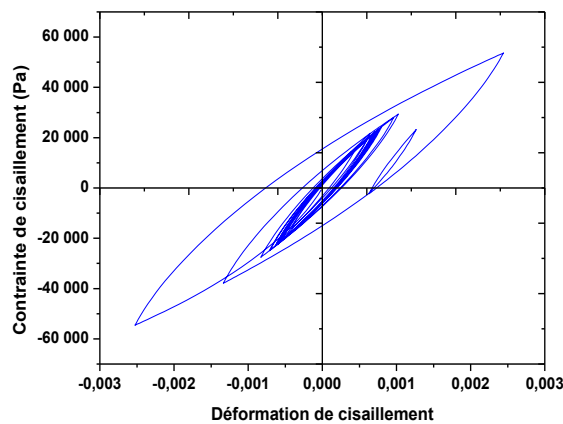
Le séisme a duré 27,675 secondes et les fortes accélérations ont duré entre 6 et 10 secondes. L'accélération maximale est de  $556,79 \text{ cm} / \text{s}^2$  (0,57 g) à 7,70 secondes avec une fréquence correspondante est égale 3.3 Hz après la correction de la ligne de base (Baseline correction) effectuée par le logiciel *SeismoSignal* (Figure III.4). Dans le spectre de réponse, la forte accélération sismique horizontale correspond à presque 3 Hz et 6 à 8 Hz.

Les boucles de contrainte / déformation sous l'effet de la vitesse sinusoïdale sont obtenues à l'aide du logiciel *FLAC3D* sont présentés à la Figure III.5.





**Figure III.4** Accéléromètre Signal Est-Ouest à la station Dar El Beida et spectre de réponse correspondant



**Figure III.5** Contrainte de cisaillement vs déformation de cisaillement (boucle d'hystérésis)

### III.1.5 Modèle de Finn (Modèle de génération de pression interstitielle)

Le Model de Finn a été utilisé pour les matériaux liquéfiables lorsque la pression du fluide augmente et que la contrainte effective agissant sur la matrice de grain diminue. Martin et al. (1975) note que la relation entre l'amplitude de déformation volumique irrécupérable et l'amplitude de déformation cyclique est indépendante de la contrainte de confinement. Le principe de cette méthode est considéré que le comportement du squelette sous charge cyclique est une contrainte volumétrique pour tenir compte de la surpression de l'eau interstitielle.

Il s'agit d'une équation couplée entre le cisaillement incrémentiel et l'incrément de déformation volumétrique sous une charge de cisaillement simple (Martin et al. 1975 ; Byrne 1991 et Itasca Consulting Group, Inc.).

$$\Delta \varepsilon_{vd} = C_1 \cdot (\gamma - C_2 \cdot \varepsilon_{vd}) + \frac{C_3 \cdot \varepsilon_{vd}^2}{\gamma + C_4 \cdot \varepsilon_{vd}} \quad (\text{III.8})$$

$C_1$ ,  $C_2$ ,  $C_3$  et  $C_4$  sont des constantes dépendant de la densité relative du sable et sont liées comme suit  $C_1 \cdot C_2 \cdot C_4 = C_3$  lorsque  $\Delta \varepsilon_{vd} = 0$  (Itasca Consulting Group, Inc.).

Byrne (1991) a proposé un modèle de changement de volume modifié et plus simple avec deux constantes ( $C_1$  et  $C_2$ ).

$$\frac{\varepsilon_{vd}}{\gamma} = C_1 \cdot \exp\left(-C_2 \left(\frac{\varepsilon_{vd}}{\gamma}\right)\right) \quad (\text{III.9})$$

Les équations (III.8) et (III.9) sont couplées à partir du critère Mohr-Coulomb, d'où l'on peut déduire le modèle de Finn

On a une forme indicielle qui permet de calculer la déformation volumétrique incrémentielle induite dans le sol drainant librement par chaque demi-cycle dans une histoire de temps de déformation par cisaillement par l'équation. (III.10) (Carter et al. 2014) :

$$(\varepsilon_{vd})_i = 0.5 \cdot (|\gamma_i| - \gamma_{thresh}) C_1 \cdot \exp\left(-C_2 \frac{(\varepsilon_v)_i}{(|\gamma_i| - \gamma_{thresh})}\right) \quad (\text{III.10})$$

Où  $(\Delta\varepsilon_{vd})_i$  est la déformation volumétrique incrémentielle induite par le demi-cycle dans l'historique du temps de déformation par cisaillement;  $\gamma_i$  est l'amplitude du  $i^{\text{ème}}$  demi-cycle dans l'historique des contraintes de cisaillement;  $\gamma_{thresh}$  est la contrainte de cisaillement de seuil au-dessous de laquelle aucune contrainte volumétrique ne se produira;  $(\varepsilon_v)_i$  est la déformation volumétrique cumulée avant l'application de son demi-cycle dans l'historique des contraintes de cisaillement.

Le paramètre  $C_1$  contrôle la quantité de changement de volume (incrément de contrainte volumétrique) et  $C_2$  contrôle la forme de la variation du volume accumulé par le nombre de cycles (courbe de déformation volumétrique). Byrne (1991) a recommandé une équation de corrélation pour obtenir la constante de modèle  $C_1$  en termes de densité de sable  $D_r$  en tant que :

$$C_1 = 7600 \cdot (D_r)^{-2.5} \quad (\text{III.11})$$

Comme la forme est la même pour toutes les densités, le paramètre  $C_2$  est une fraction constante de  $C_1$  pour toutes les densités relatives et peut être prescrit comme suit :

$$C_2 = \frac{0.4}{C_1} \quad (\text{III.12})$$

Le coefficient  $C_1$  est attribué à partir de la valeur SPT ( $N_{60}$ ) comme ci-dessous (Byrne 1991 ; Itasca Consulting Group, Inc.) :

$$C_1 = 8.7 \cdot (N_{60})^{-1.25} \quad (\text{III.13})$$

Dans le modèle de Finn, il est logique de détecter le reste de déformation dans le cas général. Dans le critère de Martin et al. (1975) le reste de déformation est claire parce qu'il y a une seule dimension de déformation, mais en 3D il faut déterminer au moins six composantes du tenseur de déformation. L'accumulation de six composantes est calculée par les équations suivantes :

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_1 + \Delta e_{12} \quad (\text{III.14})$$

$$\varepsilon_2 = \varepsilon_2 + \Delta e_{23} \quad (\text{III.15})$$

$$\varepsilon_3 = \varepsilon_3 + \Delta e_{31} \quad (\text{III.16})$$

$$\varepsilon_4 = \varepsilon_4 + \frac{(\Delta e_{11} - \Delta e_{22})}{\sqrt{6}} \quad (\text{III.17})$$

$$\varepsilon_5 = \varepsilon_5 + \frac{(\Delta e_{22} - \Delta e_{33})}{\sqrt{6}} \quad (\text{III.18})$$

$$\varepsilon_6 = \varepsilon_6 + \frac{(\Delta e_{33} - \Delta e_{11})}{\sqrt{6}} \quad (\text{III.19})$$

Ayant obtenu la contrainte de cisaillement d'ingénierie  $\gamma$ , on peut calculer la quantité de réduction de volume de sol,  $\Delta\varepsilon_{vd}$ , par l'équation (III.8), par conséquent on obtient une mise à jour de déformation volumique,  $\varepsilon_v$ , qui est enregistré pour son utilisation dans l'équation. (III.8)

$$\varepsilon_{vd} = \varepsilon_{vd} + \Delta\varepsilon_{vd} \quad (\text{III.20})$$

*FLAC3D* a également la capacité de calculer un tiers de la quantité de  $\Delta\varepsilon_{vd}$  afin de corriger la quantité d'augmentation de déformation au prochain cycle en fonction des équations (III.21), (III.22) et (III.23) :

$$\Delta\varepsilon_{11} = \Delta\varepsilon_{11} + \frac{\Delta\varepsilon_{vd}}{3} \quad (\text{III.21})$$

$$\Delta\varepsilon_{22} = \Delta\varepsilon_{22} + \frac{\Delta\varepsilon_{vd}}{3} \quad (\text{III.22})$$

$$\Delta\varepsilon_{33} = \Delta\varepsilon_{33} + \frac{\Delta\varepsilon_{vd}}{3} \quad (\text{III.23})$$

Notez que les incréments de déformation en compression de *FLAC3D* sont négatifs et que  $\Delta\varepsilon_{vd}$  est positif, par conséquent, la contrainte effective moyenne diminue.

## III.2 Simulation numérique d'une cellule unitaire

Le principe de la cellule unitaire comme mentionné précédemment est utilisé dans le cas radie, dallage ou remblais (fondation de grande dimensions). Les analyses numériques précédentes avec les différents codes de calcul concentré sur le comportement d'une seule colonne ou un groupe de colonnes, dans cette partie nous voulons voir l'efficacité de ce principe sous l'action dynamique et pour un sol liquéfiable. La question se pose : est-ce que l'étude d'une cellule unitaire (élémentaire) peut donner des résultats satisfaisants sous l'effet de chargement dynamique. Pour répondre à cette question, une simulation numérique d'une cellule unitaire de sable lâche liquéfiable sans (sous l'effet de gravité) et avec la surcharge.

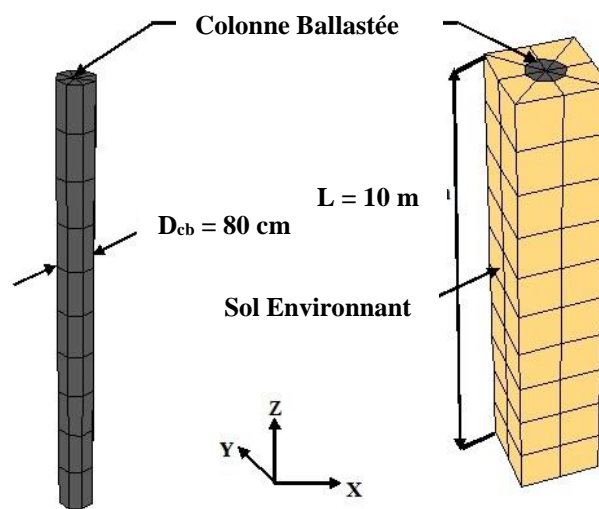
### III.2.1 Cellule unitaire sous l'effet de la gravité

#### III.2.1.1 Géométrie du modèle, propriétés du sol, modèle de sol constitutif et conditions aux limites

Logiciel de différences finies, *FLAC3D*, a été utilisé dans cette étude pour l'analyse de la

liquéfaction d'une cellule unitaire (sable lâche renforcé par colonne ballastée), cette analyse est réalisée sous forme d'un comportement élasto-plastique non linéaire couplée totalement avec un critère d'accumulation de pression interstitielle (contrainte effective), ce comportement est présenté sous la forme du *model Finn* dans le code *FLAC3D*. Le modèle est représenté par des éléments appelés cylindre *radier* avec 336 zones et 741 points de maillage.

Le modèle concerne une cellule unitaire avec une section carré de 1,8 m et une profondeur  $L = 10$  m ; le diamètre de la colonne ballastée implantée dans la couche de sable lâche est  $D_{cb} = 0,8$  m (*Figure III.6*), la couche de sol est homogène. Le contenu fréquentiel de l'onde d'entrée et les caractéristiques de vitesse d'onde du système affectent la précision numérique de la transmission de l'onde et peuvent entraîner une distorsion numérique de l'onde de propagation. Pour résoudre ce problème, la taille de l'élément spatial,  $\Delta l \leq \frac{\lambda}{10}$  (Lysmer et Kuhlemeyer 1973).



**Figure III.6** Modèle de la cellule unitaire

Le sable lâche de la cellule représentant un site liquéfiable situé dans la région de Boudouaou-Alger (Bouafia 2014), les caractéristiques géotechniques du matériau sableux sont :

- angle de frottement  $\varphi = 29^\circ$ ;
- vitesse de cisaillement  $V_s = 185$  m/s;
- coefficient de poisson  $\nu = 0.4$ ;
- Poids volumique saturé  $\gamma_{sat} = 17$  kN/m<sup>3</sup>.

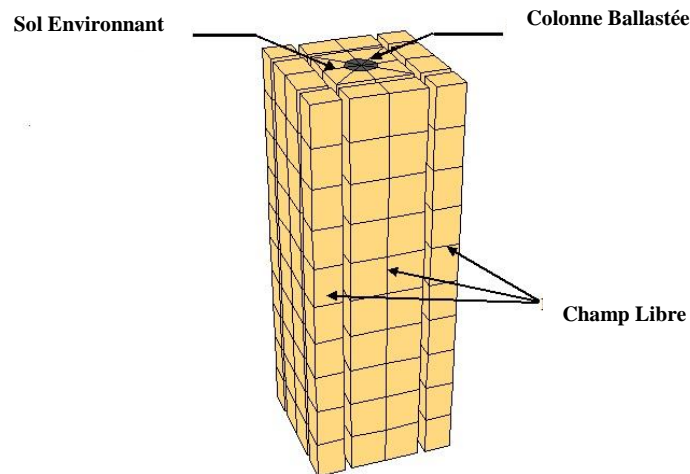
La colonne ballastée a les propriétés suivantes (Dhouib et Blondeau 2005) :

- poids volumique  $\gamma = 20$  kN/m<sup>3</sup>;
- cohésion  $C = 0$  kPa,  $\varphi = 38^\circ$ ;
- module de déformation  $E_c/E_s = 10$ ,  $E_s$  est le module de déformation dynamique calculé en fonction de  $V_s$ .

Un amortissement de Rayleigh de 5% est considéré dans ce modèle.

Le comportement du sol est étudié par le modèle de Finn pour modéliser le phénomène de liquéfaction en utilisant l'intégration de la génération de pression interstitielle, le critère classique de Mohr-Coulomb pour la colonne ballastée.

La *Figure III.7* montre la cellule d'unité avec les frontières de champs libre :



**Figure III.7** Frontière de champ libre

Avec ce modèle, les ondes planes se propagent vers le haut, ne subissent aucune distorsion à la frontière parce que le maillage de champ libre fournit des conditions identiques à celles d'un modèle infini.

### *III.2.1.2 Charge sismique*

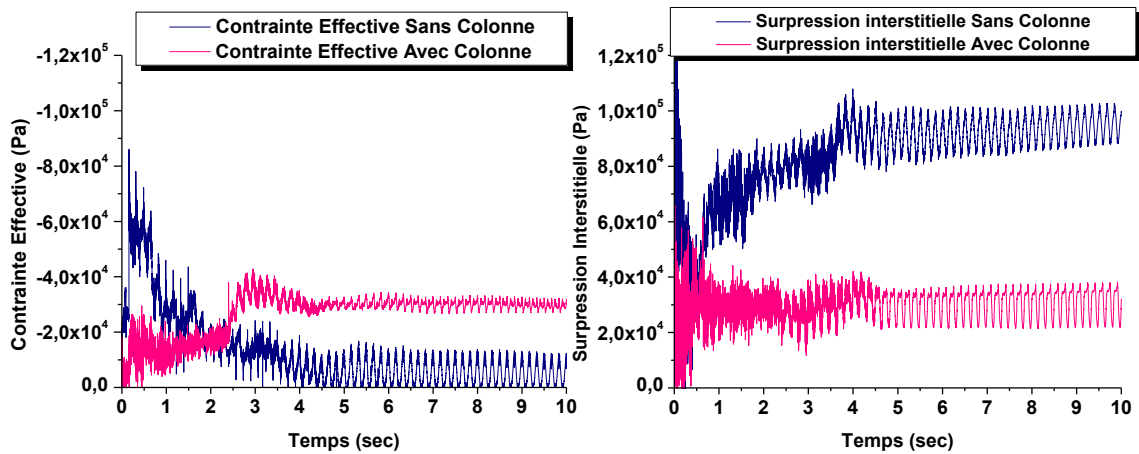
Le chargement n'est pas appliqué sous forme d'accélérogramme enregistré parce que le temps de calcul devient long à cause du couplage entre les configurations dynamique et fluide de *FLAC3D*, pour résoudre ce problème le chargement est appliqué sous forme de vitesse sinusoïdale imposé à la base de modèle. L'onde a une fréquence de 6 Hz avec une amplitude égale à la vitesse maximale du séisme de Boumerdes = 27,28 cm / s.

### *III.2.1.3 Résultats et discussion*

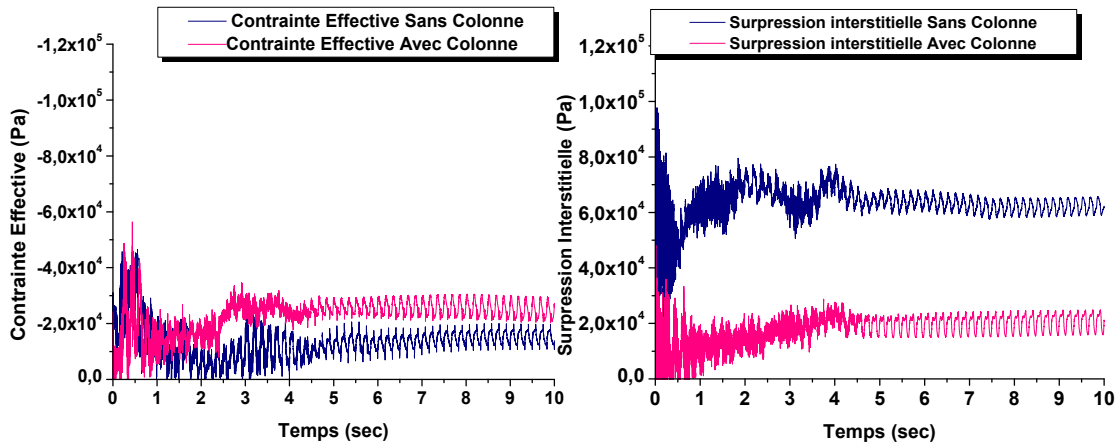
#### **a. Etude du phénomène de liquéfaction**

Après une analyse numérique de la variation de la contrainte effective et de la surpression interstitielle à différentes profondeurs (9,5 m, 9,0 m et 8,5 m par rapport la surface) sans et avec amélioration par colonne ballastée, la liquéfaction se produit jusqu'à plus de 8,5 m de profondeur sans colonne (*Figure III.8*). En général, sans amélioration les changements d'enregistrement de la surpression interstitielle et de la contraintes effectives présents de la même manière, lorsque le pic pour la surpression interstitielle et le bas pour la contrainte effective sont atteints, les enregistrements restent constants jusqu'à la fin de la sollicitation par charge dynamique. Avec l'amélioration, les enregistrements de la surpression interstitielle connaissent la même tendance dans ses valeurs mais sans pic clair. Pour les enregistrements de la contrainte effective, il y a un changement dans ses valeurs et son développement avec une tendance différente.

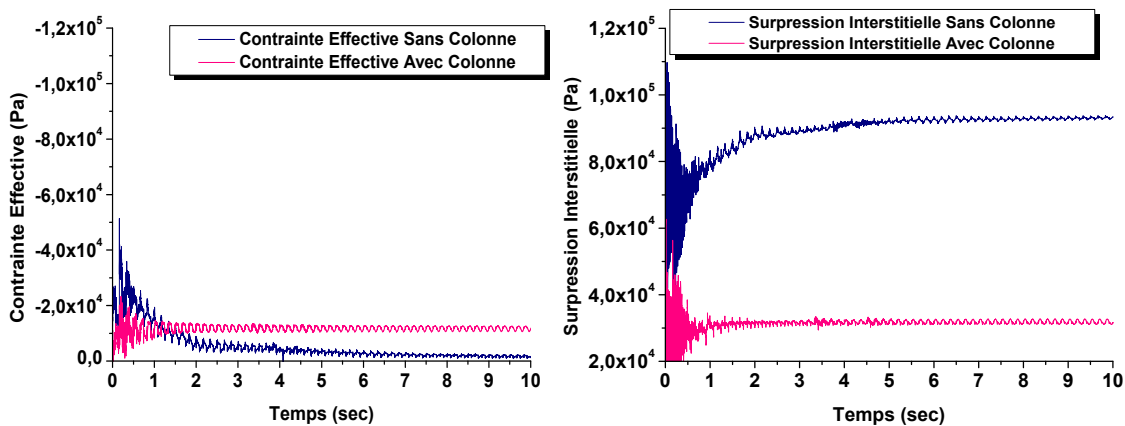
La surpression interstitielle avec colonne à toutes les profondeurs est à environ 75% inférieur à celui sans colonne et sa valeur diminue lorsque la distance par rapport la surface diminue surtout sans colonne mais avec la colonne, elle est presque la même. L'inverse pour la contrainte effective où sa valeur augmente lorsque la distance diminue sans colonne, avec amélioration, est environ 75% plus grande que sans colonne à deux profondeurs, 9,5 m et 9,0 m de profondeur (*Figure III.8a, III.8b*) et 50% à 8,5 m de profondeur (*Figure III.8c*).



(a)



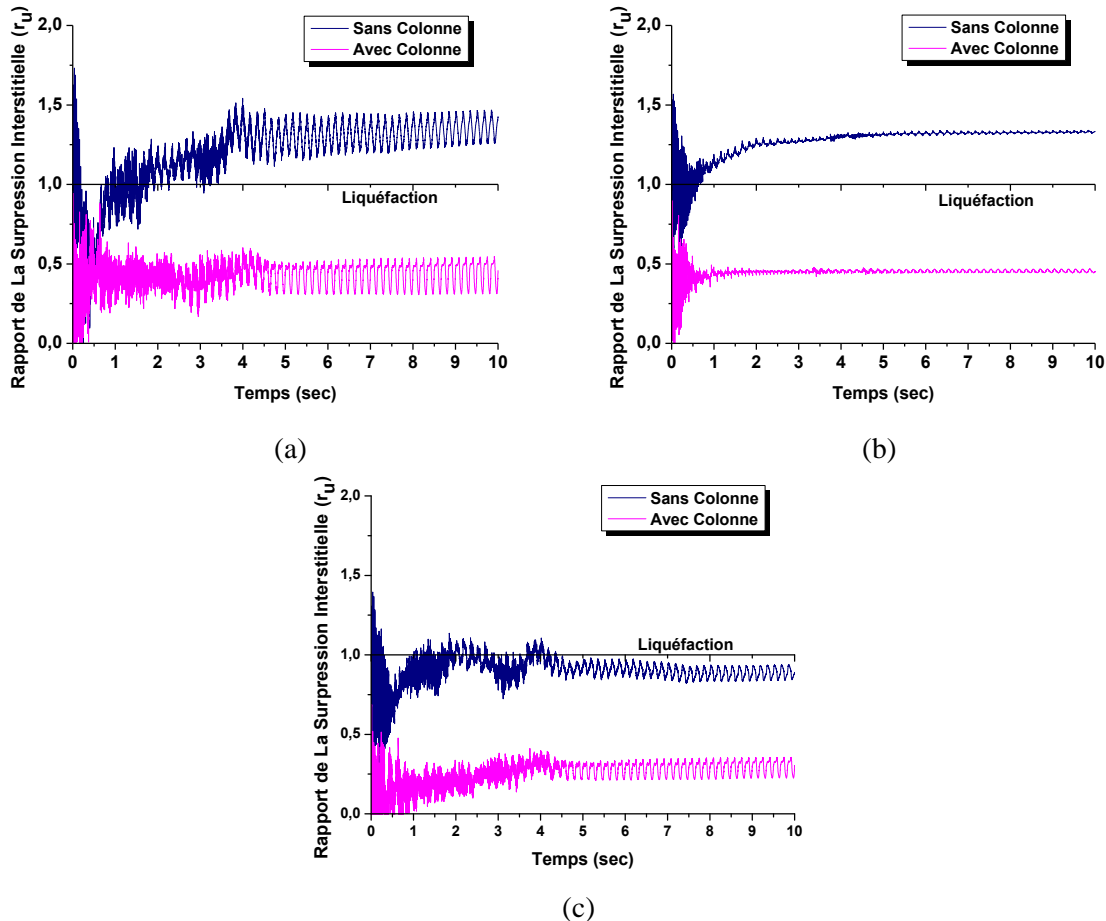
(b)



(c)

**Figure III.8** Variation de la contrainte effective et de la surpression interstitielle avec la profondeur dans le cas de la liquéfaction, (a). 9,5 m de la surface. (b). 9,0 m de la surface (c). 8,5 m de la surface

La *Figure III.9* présente les courbes du rapport de la surpression interstitielle ( $r_u$ ) en fonction du temps induit par la vitesse sinusoïdale pour les profondeurs précédentes. On peut voir que, à 9,5 et 9,0 m, la valeur de  $r_u$  atteint 1 (déclenchement de la liquéfaction) très rapidement avant la première seconde (*Figure III.9a, III.9b*), il devient alors supérieur à 1 ( $r_u = 1,45$  à 9,5 m,  $r_u = 1,25$  à 9,0 m) (*Figure III.9a, III.9b*). Cependant, la valeur de  $r_u$  à 8,5 m reste inférieure à 1 ( $r_u = 0,87$ ). Par conséquent, le sable lâche ne se liquéfie pas à cette profondeur sauf un déclenchement entre 1,5 et 4,5 secondes (*Figure III.9c*). Dans le cas de l'amélioration du sable lâche avec colonne, la valeur de  $r_u$  aux trois profondeurs est inférieure à 1 (*Figure III.9*) en raison de l'effet de drainage par colonne ballastée dans cette cellule.



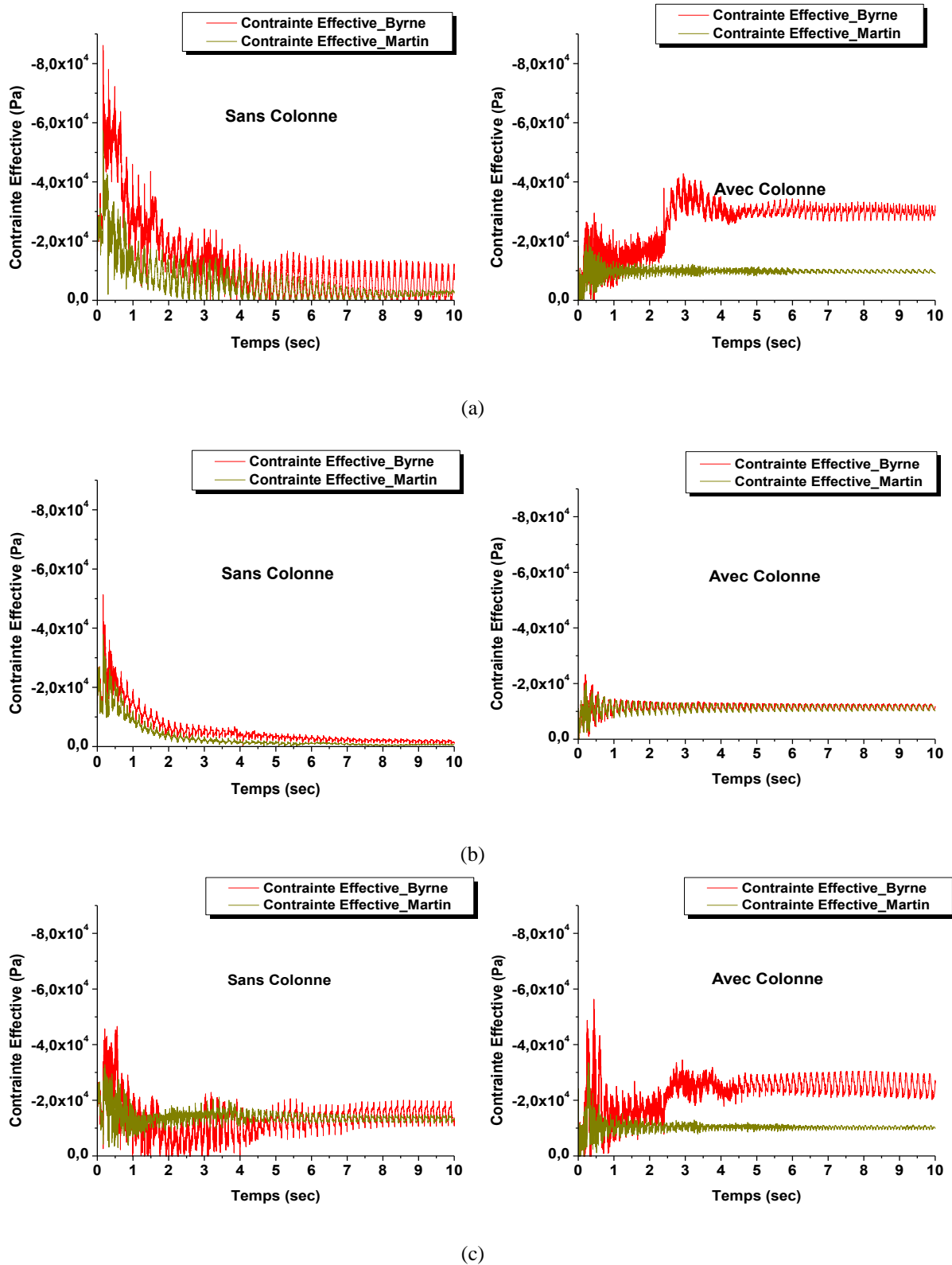
**Figure III.9** Variation du rapport de la surpression interstitielle ( $r_u$ ) avec la profondeur dans le cas de la liquéfaction: (a). 9,5 m de la surface, (b). 9,0 m de la surface, (c). 8,5 m de la surface

### **b. Comparaison avec le critère de Martin et al. (1975)**

Les résultats de la contrainte effective à des profondeurs de 9,5 m, 9,0 m et 8,5 m à partir de la surface du sol pour les deux critères (Byrne 1991 et Martin et al. 1975) sont présentés sur la *Figure III.10*.

- sans colonne ballastée, pour le critère de Martin et al. (1975), la liquéfaction se produit dans 9,5 m et 9,0 m (*Figure III.10a, III.10b*) et le sable lâche ne se liquéfie pas absolument dans 8,5 m (*Figure III.10c*). La contrainte effective pour les deux critères est presque la même ;
- avec colonne ballastée, pour le critère de Martin et al. (1975), il n'y a pas une liquéfaction sous l'effet du drainage de colonne ballastée (contrainte effective  $> 0$ ) et la contrainte effective est la même aux trois profondeurs, mais l'augmentation de la

contrainte effective après amélioration est inférieure de 75% par rapport à Byrne (1991) dans les trois profondeurs.



**Figure III.10** La comparaison entre les valeurs de la contrainte effective du sol améliorée par les approches de Martin et al. (1975) et Byrne (1991): a). 9,5 m de la surface, (b). 9,0 m de la surface, (c). 8,5 m de la surface



Dans les deux cas, la contrainte effective par le critère de Byrne (1991) est plus pointue par rapport le critère de Martin et al. (1975).

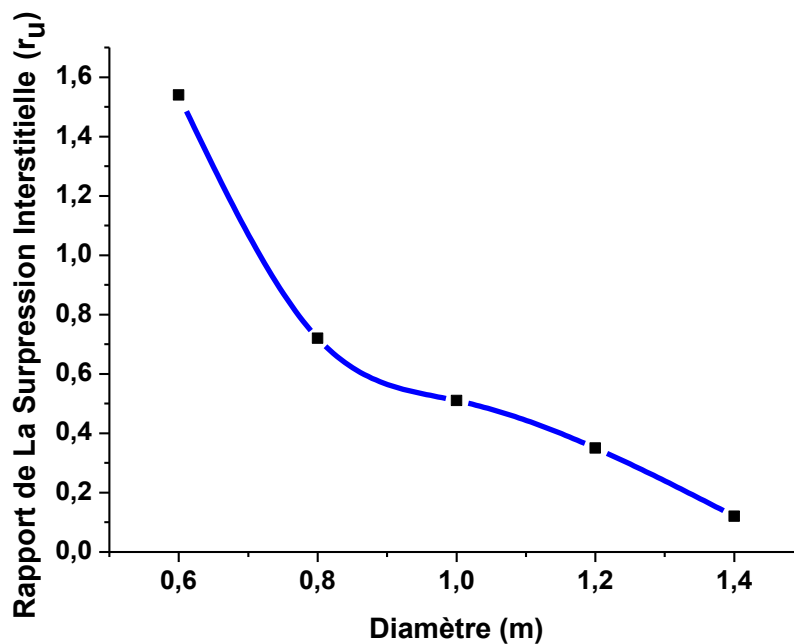
### **c. Influence du diamètre de la colonne ballastée**

Dans le cas statique, lorsque le diamètre de la colonne ballastée augmente, la capacité portante du sol augmente (Demir et Sarici 2016) et son tassement résiduel dans les sols meubles diminue (Ardakani et al. 2018).

Asgari et al. (2013) ont étudié l'effet du diamètre sur la réduction de la liquéfaction en fonction du déplacement latéral dans un sol de sable Nevada moyennement saturé renforcé par des colonnes ballastées soumises aux séismes de Loma Prieta (1989) avec une accélération maximale de 0,35 g et une pente au sol de 4 °.

Pour examiner l'influence du diamètre des colonnes ballastées sur la réduction de la liquéfaction avec une cellule unitaire. Une série de modélisation de cette cellule, chacune est modélisée avec une valeur de diamètre. Les valeurs de diamètre considérées varient entre 0,6 et 1,4 m.

La *Figure III.11* présente la variation du rapport de la surpression interstitielle ( $r_u$ ) pour différents diamètres.



*Figure III.11 Effet du diamètre de la colonne ballastée sur la réduction de la liquéfaction*

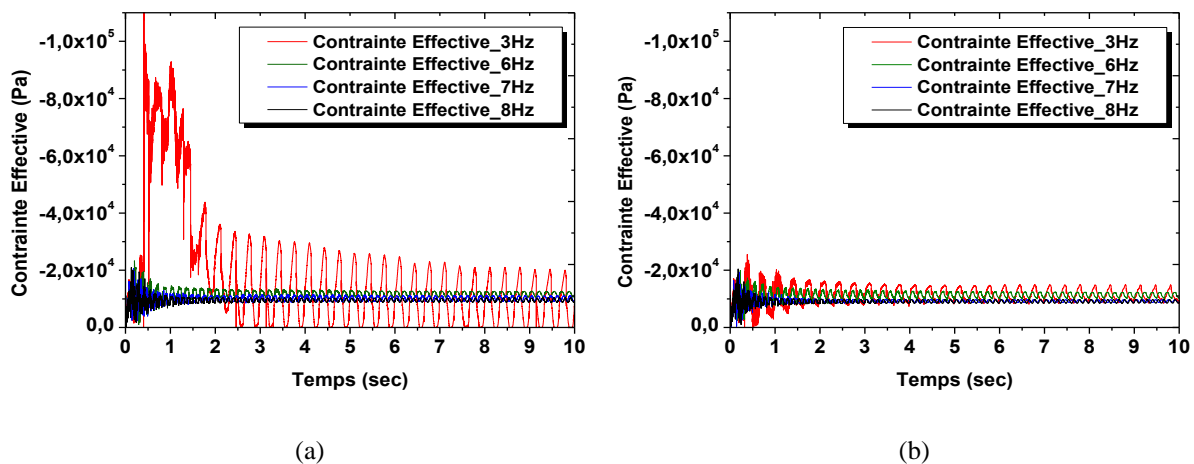
Pour l'analyse de la réduction de la liquéfaction, pour  $D_{cb} = 0,6$  m  $r_u > 1$ , la liquéfaction se produit mais pour d'autres valeurs de diamètre  $r_u < 1$ , cela peut s'expliquer par l'augmentation de l'effet du drainage des colonnes ballastées. En général, lorsque le diamètre augmente,  $r_u$  diminue, sa valeur atteint presque 0,10, mais la plus forte diminution en pourcentage se situe entre 0,6 et 0,8 m (53%), alors, lorsque le diamètre de la colonne ballastée augmente, la surpression interstitielle diminue, c'est le même résultat par rapport aux autres études (Esmaili et Hakimpour 2015 ; Meshkinghalam 2017) dans le cas d'une seule colonne ballastée.

#### **d. Effet du contenu fréquentiel du chargement sismique sur la réponse du sol renforcée**

La période prédominante (contenu fréquentiel) est l'une des caractéristiques importantes d'un tremblement de terre puissant. Il est défini comme la période à laquelle l'accélération spectrale maximale se produit dans un spectre de réponse de l'accélération calculé pour un amortissement visqueux de 5% (Rathje et al. 1998).

Les valeurs de fréquence qui donnent une forte accélération dans cette étude sont sélectionnées, 3 Hz et 6 - 8 Hz. En utilisant les deux critères de génération de pression interstitielle, les résultats sont présentés (Figure III.12).

Dans les deux critères, la contrainte diminue lorsque la fréquence augmente mais à 3 Hz avec le critère de Byrne (1991) (Figure III.12a), la valeur de la contrainte effective devient plus forte et presque le double par rapport à celle de Martin et al. (1975) (Figure III.12b) et la liquéfaction se produit à 2,5 secondes.



**Figure III.12** Effet du contenu fréquentiel : Comparaison entre la valeur de la contrainte effective du sol renforcée par les approches de (a). Byrne (1991) et (b). Martin et al. (1975)

### **III.2.2 Cellule unitaire sous l'effet de la surcharge**

#### *III.2.2.1 Géométrie du modèle, propriétés du sol et modèle de sol constitutif*

La différence que le nombre des points et zones augmente en raison de la présence de deux éléments supplémentaires, matelas de réparation et le radier, (Figure III.13). La fondation a une épaisseur de 0,8 m et pour le matelas de répartition 0,55 m supportant une fondation et une surcharge de 100 KPa.

Les propriétés et modèles constitutif pour le sable lâche et la colonne ballastées sont les mêmes. Le matelas a les mêmes propriétés que la colonne ballastée mais avec une loi de comportement élastique linéaire. Le chargement sismique appliqué et le même que celui appliqué à la cellule unitaire sans surcharge.

#### *III.2.2.2 Résultats et discussion*

#### **a. L'effet de la surcharge sur la réduction de la liquéfaction**

Cette partie s'est concentrée sur l'effet de la surcharge sur la diminution de la liquéfaction par la colonne ballastée à partir de comparaison avec les résultats obtenus sous l'effet de la gravité pour connaître le changement ou l'évolution obtenu par surcharge sur le sol amélioré.

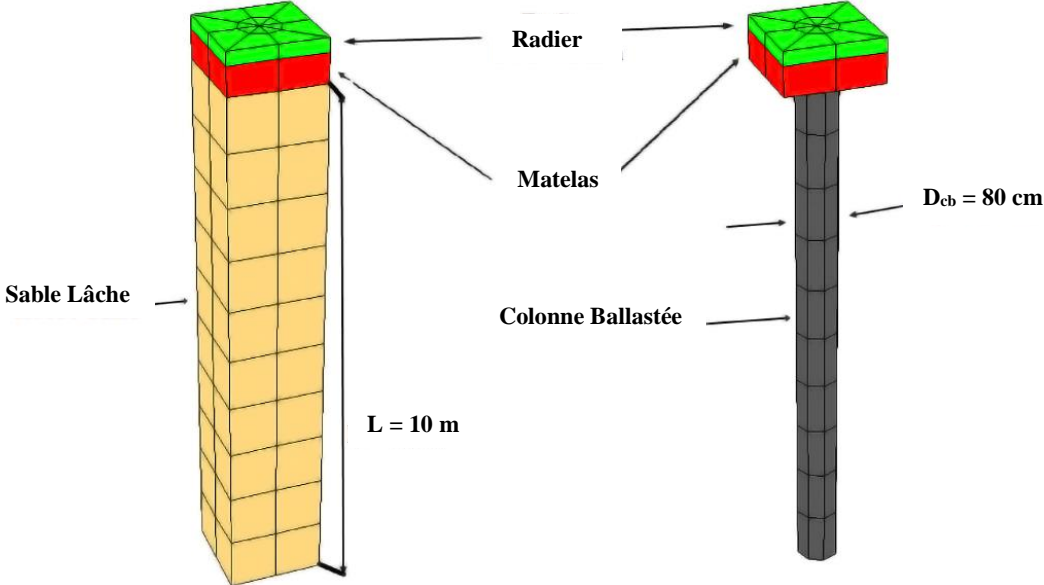


Figure III.13 Modèle de la cellule unitaire sous l'effet de la surcharge

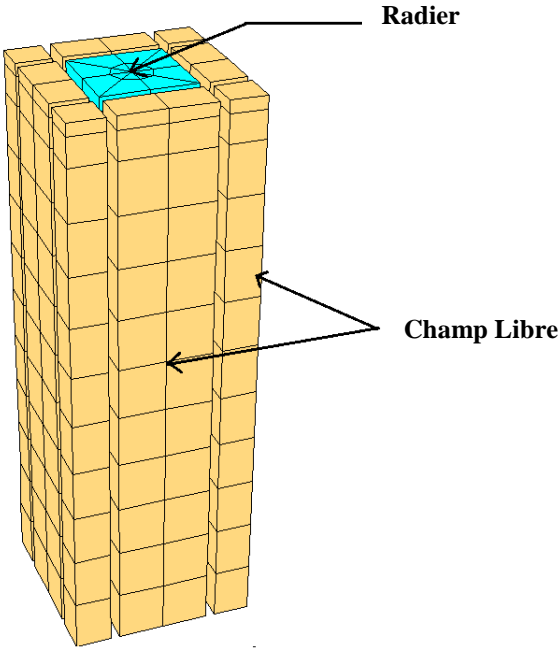
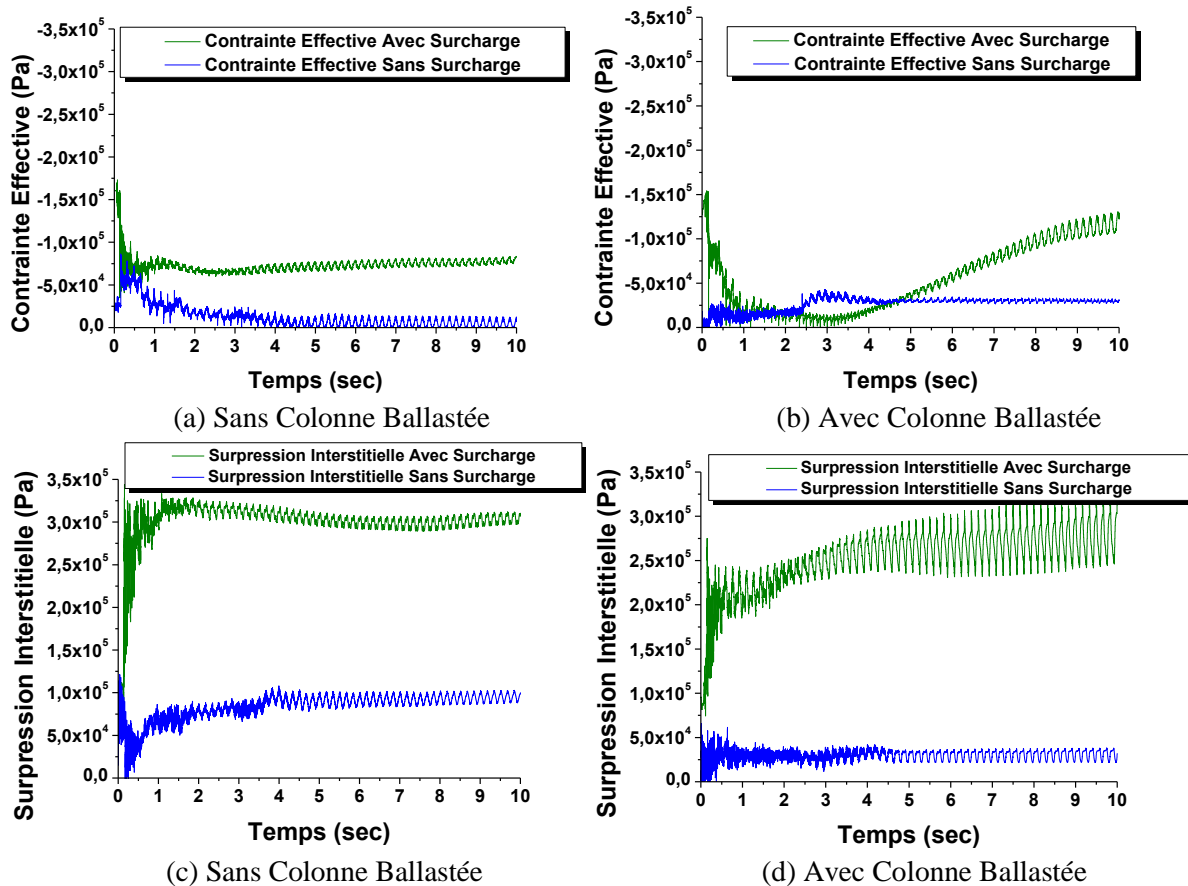


Figure III.14 Frontière de champ libre

En général, sous l'effet de la surcharge le rapport de la surpression interstitielle ( $r_u$ ) ou la surpression interstitielle et la contrainte effective augmentent dans les deux cas (avec et sans colonne ballastée) :

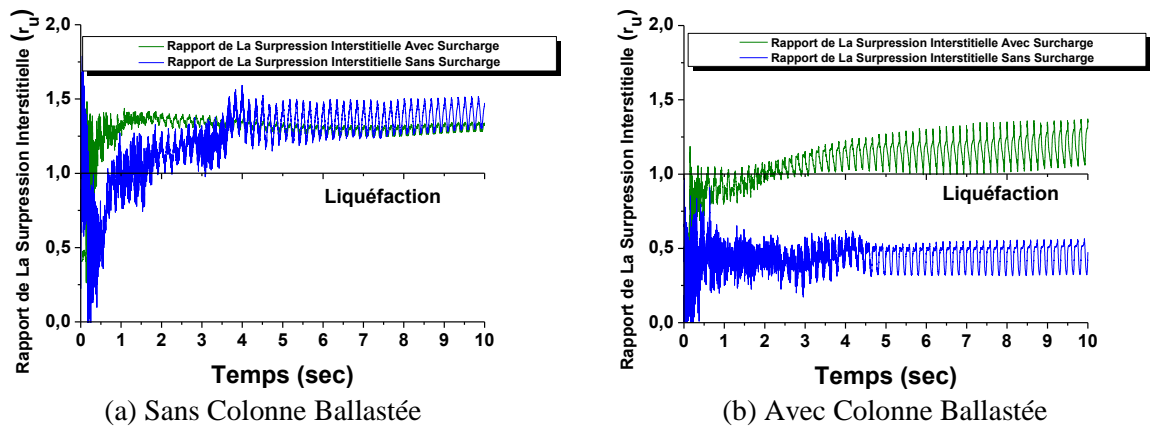


**Figure III.15** Variation de la contrainte effective et de la surpression de l'eau interstitielle en cas de liquéfaction sans et avec l'effet de la surcharge

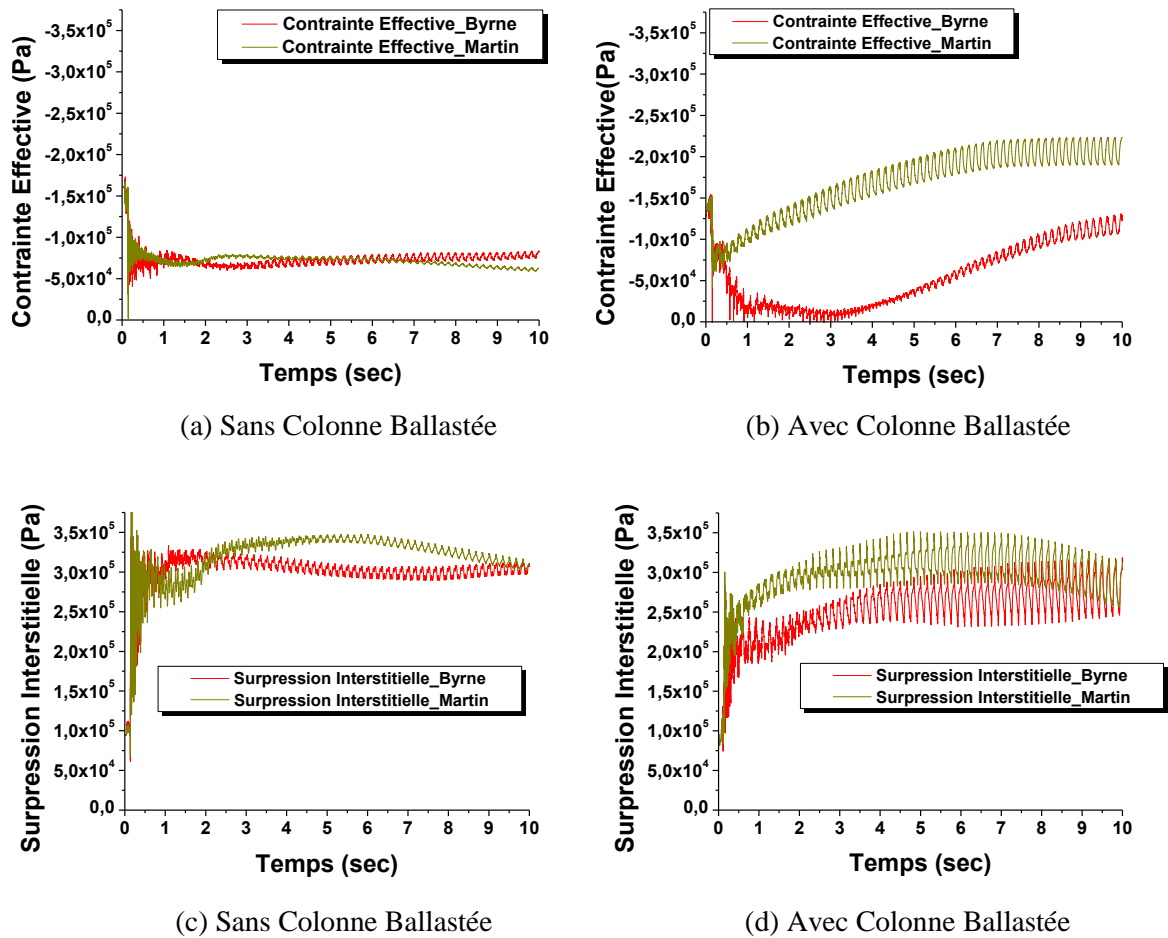
- Sous l'effet de la gravité (sans surcharge), il y a une augmentation de la contrainte effective et une diminution de la surpression interstitielle dans le sol amélioré. Comme la montre dans la *Figure III.15* ;
- Sous l'effet de la surcharge, selon Adalier et al (2003) la surpression interstitielle est diminuée, en particulier dans la base du modèle, c'est le contraire de ce qui a été trouvé dans cette étude lorsque en appliquant la théorie de la cellule unitaire, la surpression interstitielle augmente jusqu'à environ 6 fois avec et sans amélioration (*Figure III.15c*), mais avec la présence de la colonne ballastée, la variation de la surpression interstitielle est plus pointu (*Figure III.15d*), en plus la valeur de  $r_u > 1$  et presque la même sans et avec colonne, mais comme même il y a une légère diminution avec la colonne ballastée, sous l'effet de la gravité  $r_u < 1$  avec la colonne ballastée (*Figure III.16a*). Pour la contrainte effective, ses valeurs augmentent avec et sans colonne ballastées, avec le renforcement le plus remarquable entre 1,5 et 4,5 secondes, sa valeur est inférieure à celle sans surcharge, et en même temps elle augmente continuellement jusqu'à ce qu'elle soit finalement surmontée (*Figure III.15b*).

#### **b. Comparaison avec le critère de Martin et al. (1975)**

Les résultats de contraintes effective et le rapport de la surpression interstitielle ( $r_u$ ) à des profondeurs de 9,5 m, 9,0 m et 8,5 m à partir de la surface du sol pour les deux critères (Byrne 1991 et Martin et al. 1975) sont présentes sur les *Figure III.17* et *III.18* :

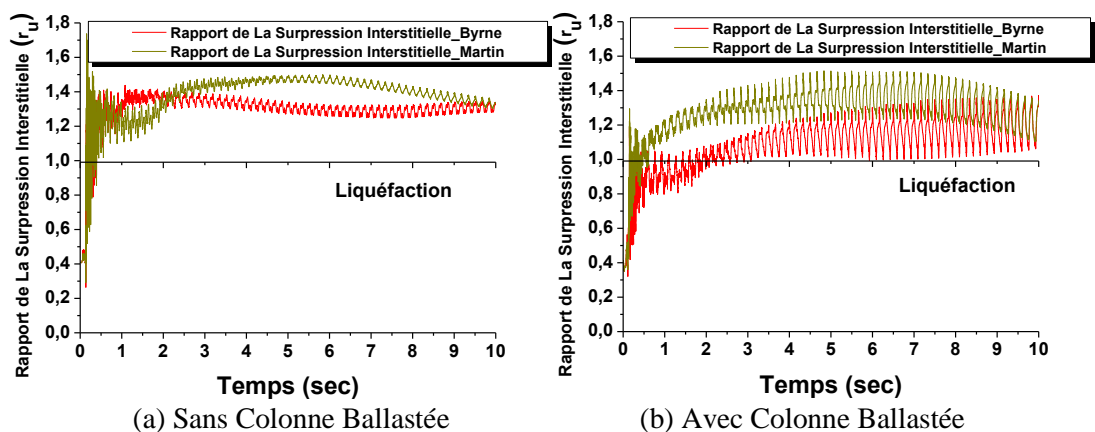


*Figure III.16* Variation du rapport de la surpression de l'eau interstitielle en cas de liquéfaction sans et avec l'effet de la surcharge.



*Figure III.17* Comparaison entre les valeurs de la contrainte effective et la surpression interstitielle de l'eau du sol améliorée par les approches de Martin et al. (1975) et Byrne (1991)

- Pour le critère de Martin et al (1975), même remarque comme Byrne (1991), il y a une liquéfaction même sous l'effet de la surcharge. Avant l'amélioration, la contrainte effective et la surpression interstitielle sont presque les mêmes pour les deux critères avec une certaine augmentation (*Figure III.17a, III.17c*). L'augmentation de la contrainte effective après l'amélioration est très significative par rapport à Byrne (1991) et atteint environ 170 kPa (*Figure III.17b*) mais elle est relative pour la surpression interstitielle ;
- Le rapport de la surpression interstitielle ( $r_u$ ) selon le critère de Martin et al (1975) est relativement supérieur à celui trouvé par le critère de Byrne (1991) mais toujours il y a une liquéfaction ( $r_u > 1$ ) (*Figure III.18*).



**Figure III.18** Comparaison entre les valeurs de rapport de la surpression interstitielle de l'eau ( $r_u$ ) du sol amélioré par les approches de Martin et al. (1975) et Byrne (1991)

### **c. Influence du diamètre de la colonne ballastée**

La *Figure III.19* présente la variation du rapport de la surpression interstitielle ( $r_u$ ) pour différents diamètres dans les deux cas, sans et avec l'effet de la surcharge.

Dans les deux cas, lorsque le diamètre augmente, le rapport de la surpression interstitielle ( $r_u$ ) diminue, sous l'effet de la surcharge, la valeur de  $r_u$  diminue mais reste toujours supérieure à 1, ce qui s'explique par l'augmentation significative de la valeur de la surpression interstitielle sous l'effet de la surcharge. Le pourcentage de la diminution de  $r_u$  est de 28% mais reste toujours inférieur à celui du modèle sous influence de la gravité.

### **d. Influence de l'épaisseur du matelas de répartition**

L'épaisseur du matelas de répartition dépend principalement de différentes caractéristiques (matériaux, géométrie) soit pour la colonne ballastée ou le sol environnant ou pour le matelas lui-même, cette épaisseur doit être au moins 0,5 m sous les charges réparties avec un espacement entre les colonnes égale 3 m sachant que le matelas n'est pas utilisable pour des fondations isolées ou filantes (Dhouib et Blondeau 2005).

L'influence de l'épaisseur du matelas est un peu vague et il est clair à travers la *Figure III.20*, entre 0,25 m à 0,45 m  $r_u$  augmente en raison de l'augmentation de la valeur de l'épaisseur mais entre 0,45 m à 0,8 m la valeur de  $r_u$  devient en quelque sorte stable, après 0,8 m jusqu'à 0,95 m  $r_u$  diminué mais la chose commune à toutes les valeurs de l'épaisseur que  $r_u$  est toujours supérieure à 1.

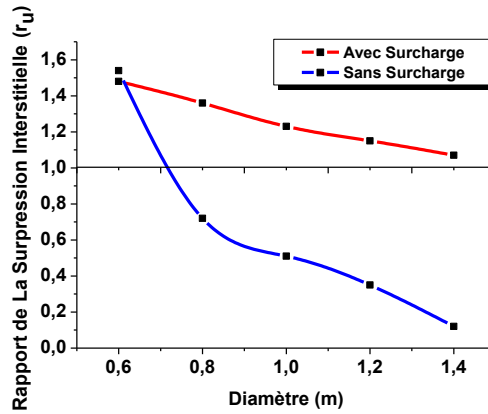


Figure III.19 Effet du diamètre des colonnes ballastée sur la réduction de la liquéfaction.

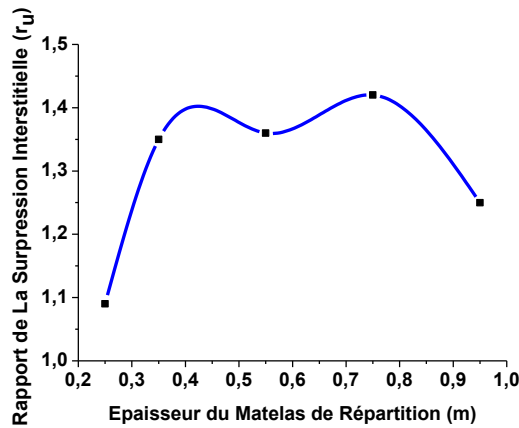


Figure III.20 Influence de l'épaisseur du matelas de répartition sur la réduction de la liquéfaction.

**e. Effet du contenu fréquentiel sur la réponse du sol amélioré**

En utilisant les deux critères, les résultats sont présentés sans et avec l'effet de la surcharge (Figure III.21). On note que la contrainte effective selon le critère de Martin et al (1975) est plus élevée que celle du critère de Byrne (1991). Entre 3 et 5 Hz, la contrainte augmente lorsque la fréquence augmente, mais après 5 Hz, la valeur de la contrainte effective diminue.

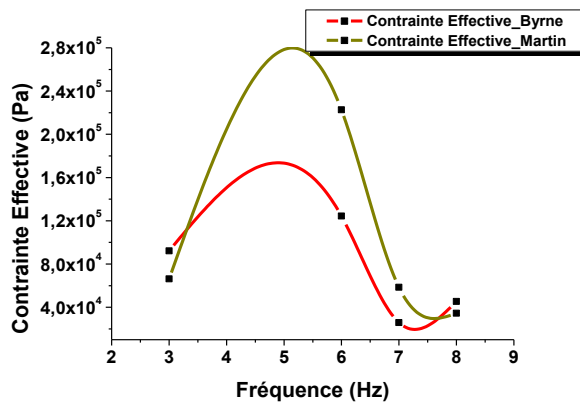


Figure III.21 Comparaison entre la valeur de la contrainte effective du sol renforcée par les approches de (a). Byrne 1991 et (b). Martin et al. 1975.

### III.3 Modélisation numérique d'une fondation superficielle

#### III.3.1 Géométrie du modèle, propriétés du sol et modèle de sol constitutif

Le problème étudié consiste en un groupe de 3x2 colonnes ballastées encastrées de longueur  $L = 10$  m et un diamètre  $D_{cb} = 0.8$  m et un espacement entre les colonnes  $s = 1.80$  m (Figure III.22). Les colonnes ballastées sont implantées dans une couche de sable lâche (la même couche utilisée pour la cellule unitaire). Le matelas de répartition est directement sous la fondation avec une épaisseur est égale à 0.55 m, la fondation est supportée une surcharge est égale à 150 kPa et son épaisseur est égale à 0.80 m.

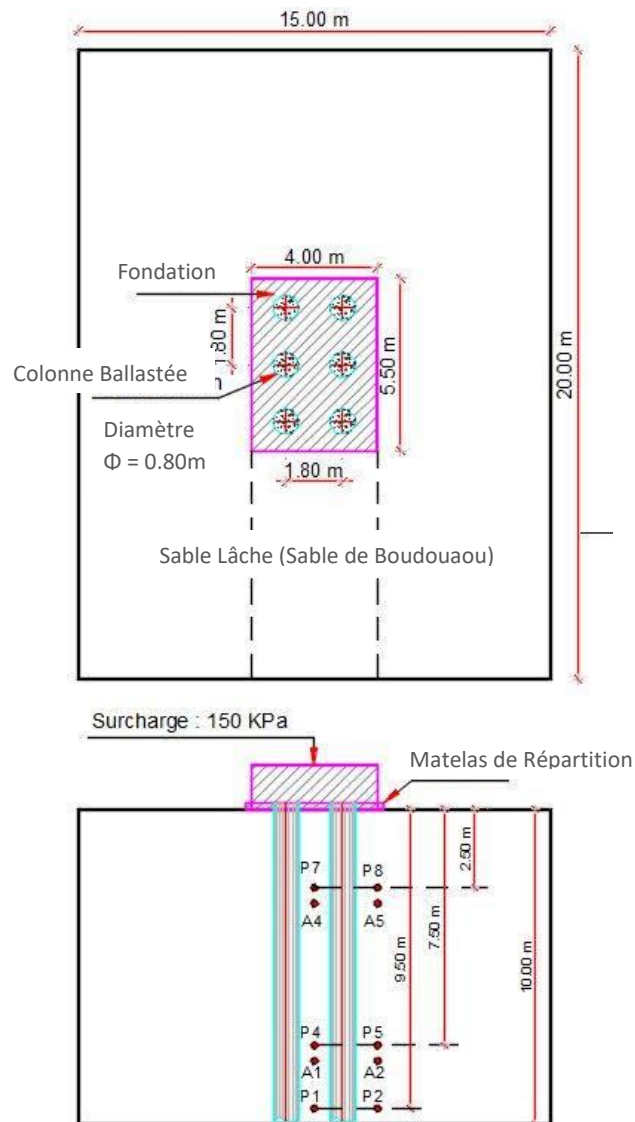
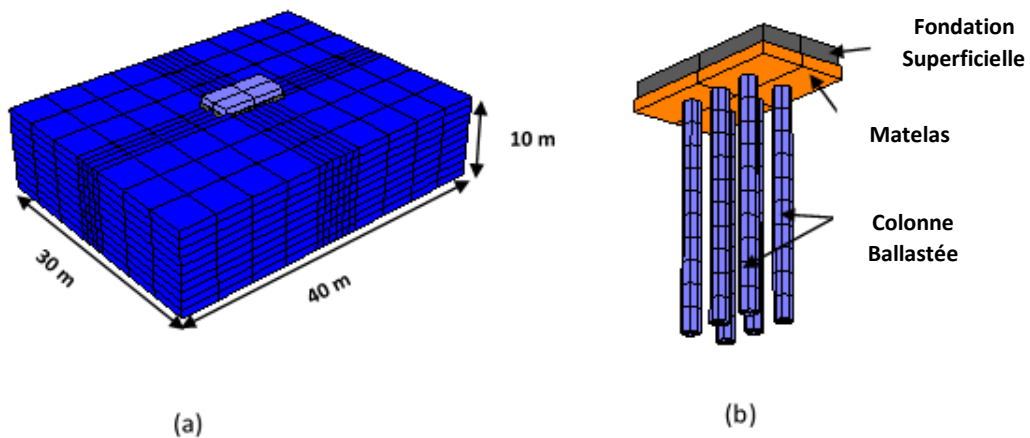


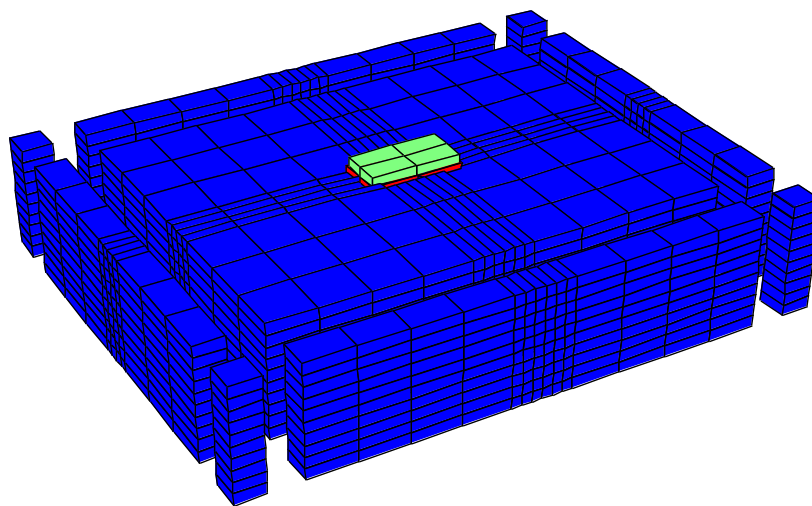
Figure III.22 En haut : vue en plan du modèle, en bas : coupe transversale du modèle

La fondation est constituée de béton armé, son comportement est élastique linéaire. Aucune interface n'est prise en compte entre la colonne ballastée et le sable lâche. L'amortissement de Rayleigh est considéré pour le sol et la colonne avec un fraction de 5% pour le sol, colonnes ballastée et matelas et 2% pour la fondation. La Figure III.23 illustre le maillage retenu. Il comporte 2648 zones et 3697 points de maillage.





**Figure III.23** (a) Maille d'élément de différence typique pour une fondation superficielle reposant sur du sable lâche, (b) Vue agrandie de la maille pour la fondation reposant sur colonnes ballastées



**Figure III.24** Frontière de Champ libre

### III.3.2 Chargement sismique

Après la stabilité statique par la détermination des contraintes initiales sous l'effet de la force de gravité avec des conditions aux limites statique (déplacements bloqués dans la direction horizontale sur les côtés et dans les deux directions sur la base) sur les côtés latéraux et sur la base du massif de sol, la charge sismique est appliquée à la base du modèle.

Lorsque le temps de calcul est long pendant l'application de l'accélérogramme pour une configuration Dynamique-Fluide du modèle, l'accélérogramme est converti en enregistrement de mouvement harmonique à amplitude variable illustré à la *Figure III.25* et exprimé par l'équation suivante :

$$a(t) = \phi \cdot \text{ampl} \cdot e^{(-t/t_f)} \cdot \sqrt{\beta \cdot e^{-\alpha t}} \cdot t^\xi \sin(2\pi f t) \quad (\text{III.24})$$

Où  $\phi = 0.73$  et  $t_f = 6$  (temps du mouvement du sol). L'équation III.24 est une contribution de l'expression de Bathurst et Hatami (1998) :

$$a(t) = \frac{ampl}{2} \cdot \sqrt{\beta \cdot e^{-\alpha t}} t^\zeta \sin(2\pi f t) \quad (III.25)$$

L'onde a une fréquence ( $f$ ) de 3,3 Hz avec une amplitude ( $ampl$ ) égale à l'accélération maximale de l'accélérogramme de *Dar El Beida E-W* = 0,57g. Où :  $\alpha = 5,5$ ,  $\beta = 55$  et  $\zeta = 12$  sont des coefficients constants ;  $f$  = fréquence ; et  $t$  = temps = 6 secondes.

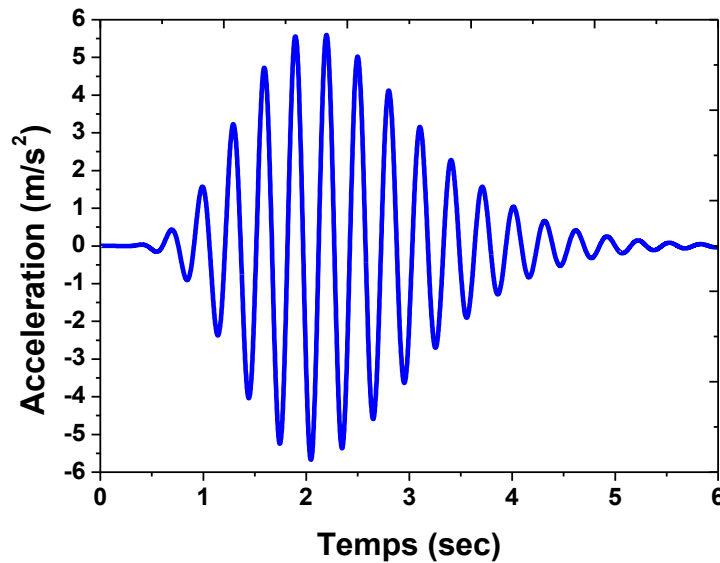


Figure III.25 Mouvement harmonique à amplitude variable

### III.3.3 Résultats et discussion

#### III.3.3.1 Etude du phénomène de liquéfaction

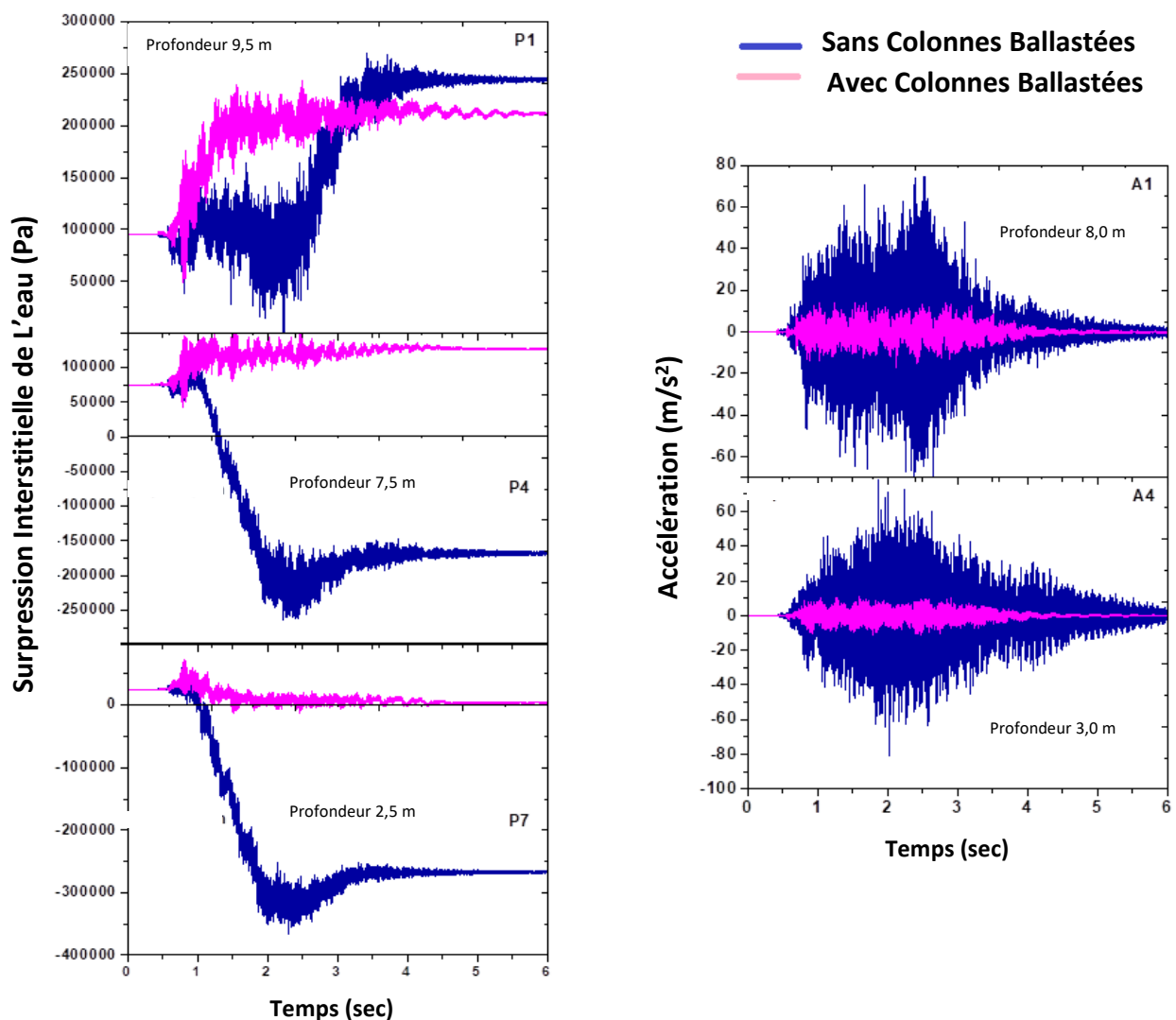
Après une analyse numérique de la variation de la surpression interstitielle à différentes profondeurs (2,5 m, 7,5 m et 9,5 m par rapport à la surface) sans et avec amélioration par colonnes ballastées, sous la ligne centrale et le bord de la fondation. La Figure III.26 présente la surpression interstitielle enregistrée et les accélérations pendant le mouvement sous la ligne centrale de la fondation ( $P1$ ,  $P4$  et  $P7$ ) (Figure III.22). On observe sur la Figure III.26, une tendance négative de l'accumulation de la surpression interstitielle sans amélioration par colonnes ballastées à des profondeurs de 7,5 m et 2,5 m ( $P4$  et  $P7$ ) par rapport surface (cette accumulation négative augmente lorsque la profondeur est proche de la fondation). Cependant, à la profondeur de 9,5 m ( $P1$ ) (les zones proches de la base où le mouvement s'applique), une surpression interstitielle positive significative a été atteinte et la liquéfaction se produit.

Avec l'amélioration par colonnes ballastées, la surpression interstitielle négative diminue fortement, à une profondeur de 7,5 m ( $P4$ ) la surpression interstitielle est égale à la contrainte effective  $\sigma_0'$ , donc la liquéfaction commence mais il n'y a pas une liquéfaction dans la profondeur 2,5 m ( $P7$ ), à une profondeur de 9,5 m à partir de surface ( $P1$ ) la surpression

interstitielle calculée du sable lâche avec colonnes ballastées est environ 20% inférieur à celui sans colonne mais la liquéfaction se produit toujours.

Avec les colonnes ballastées, l'accélération dans le sol doit être légèrement plus forte que l'accélération sans elles (le sol est plus rigide) (Adalier et al. 2003), mais avec du sable lâche c'est l'inverse, l'accélération est beaucoup plus forte (6 à 8 fois) sans colonnes ballastées qu'avec celles-ci, cela peut s'expliquer par l'augmentation de la magnitude et de l'extension spatiale des déformations normales horizontales dans la fondation avec une plus forte excitation d'entrée de base (tendance à l'accumulation de la surpression interstitielle négative) (Adalier et al. 2003), autrement dit la dilatation du sol sous la ligne centrale de la fondation.

En général, l'effet raidisseur des colonnes ballastées était évident par rapport à la réduction de la liquéfaction.



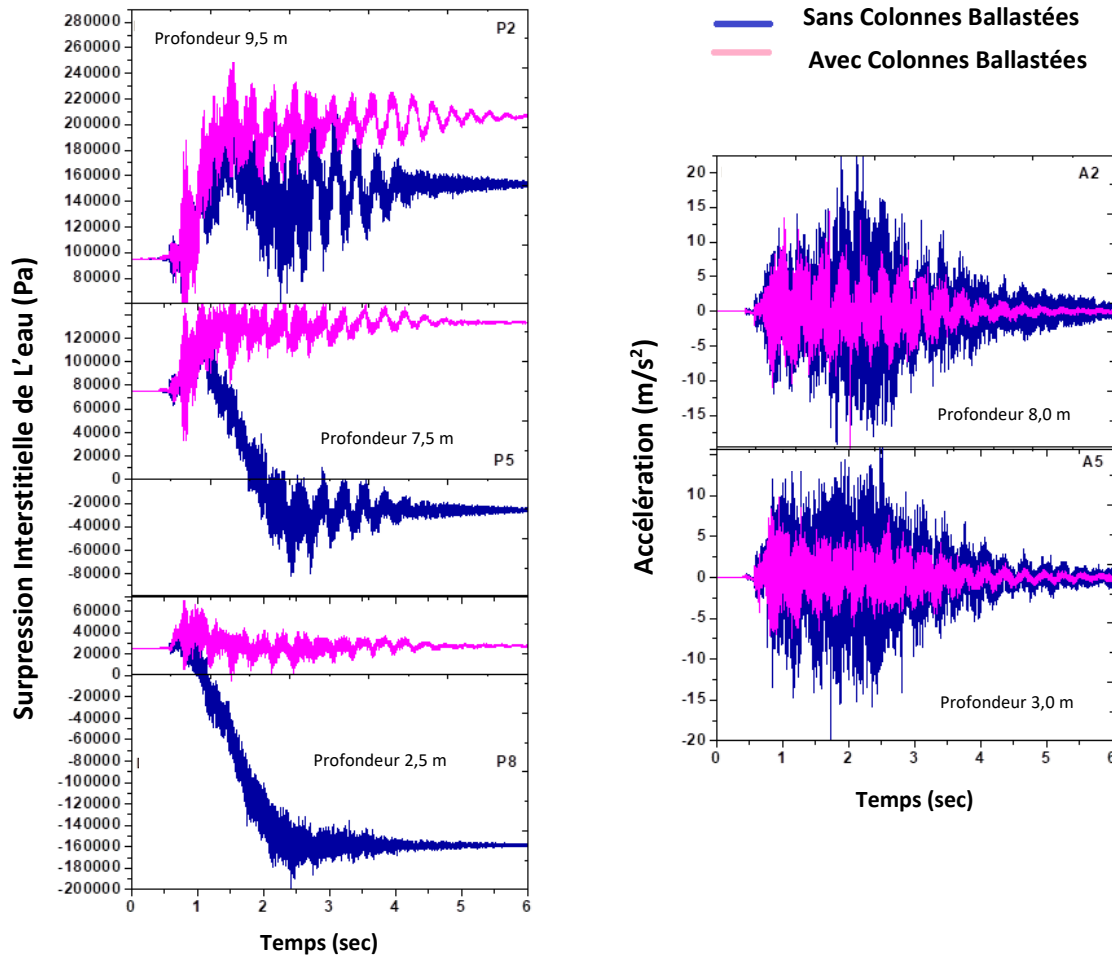
**Figure III.26** Surpression interstitielle et l'accélération mesurées sous l'axe de la fondation

La Figure III.27 présente la surpression interstitielle enregistré et les accélérations pendant le mouvement sous le bord de la fondation (P2, P5 et P8) (Figure III.22). Presque la même chose s'est passée comme sous l'axe centrale de fondations, la différence que :

- les valeurs de l'accumulation négative de la surpression interstitielle sont inférieures aux valeurs sous la ligne centrale de la fondation sans colonnes ballastée et la même

chose pour l'accumulation positive de la surpression interstitielle;

- la différence entre les accélérations dans les deux cas (sans ou avec des colonnes ballastées) a diminué (deux fois).



**Figure III.27** Surpression interstitielle et l'accélération mesurées sous le bord de la fondation

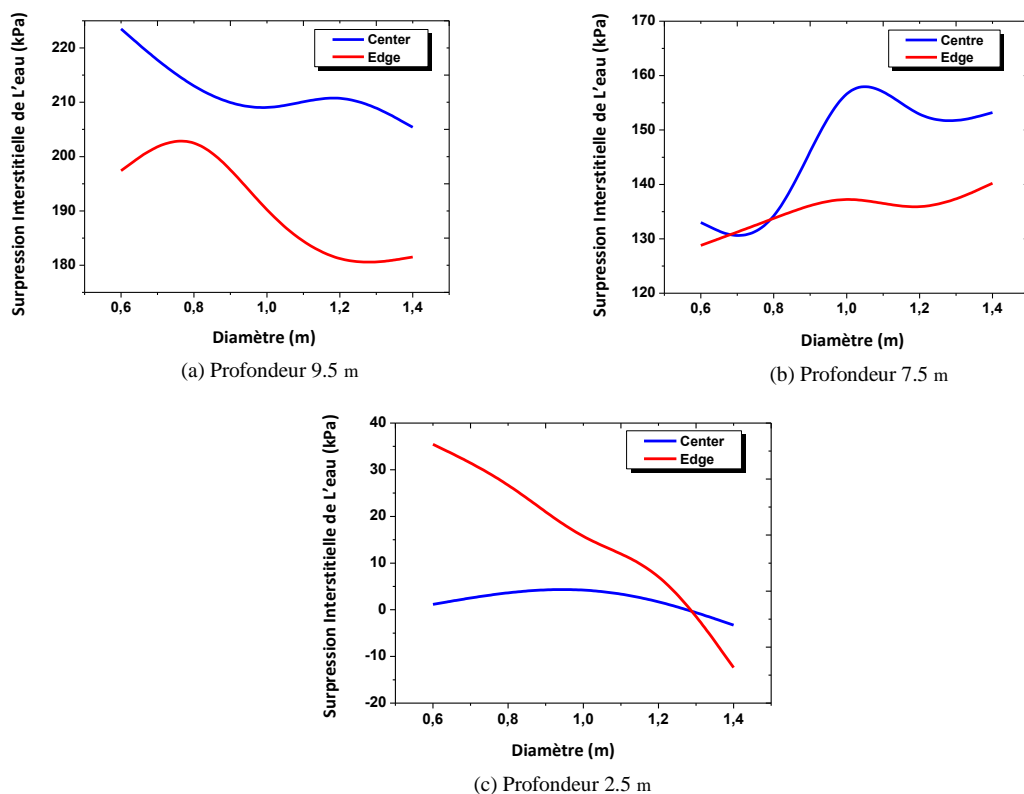
### III.3.3.2 Effet du diamètre de la colonne ballastée

La *Figure III.28* présente l'évolution de l'amplitude de la surpression interstitielle à la fin du mouvement pour différents diamètres sous la ligne centrale et le bord de la fondation.

Comme le montre la *Figure III.28*, l'ampleur de la surpression interstitielle dépend du diamètre de la colonne, elle change de manière variable en fonction de la profondeur :

- à une profondeur de 9,5 m (*P1* et *P2*), l'ampleur de la surpression interstitielle sous la ligne centrale et le bord de la fondation entraînant généralement une diminution de la surpression interstitielle lorsque le diamètre augmente, la diminution du diamètre n'a pas empêché la liquéfaction du sol ( surpression interstitielle  $> \sigma_0' = 140$  kPa);
- à une profondeur de 7,5 m (*P4* et *P5*), l'inverse s'est produit, la magnitude de la surpression interstitielle sous la ligne centrale et le bord de la fondation augmente lorsque le diamètre augmente mais elles étaient similaires dans l'intervalle [0,6-0,8] sous la ligne centrale et le bord de la fondation, dans cette profondeur la liquéfaction se produit quelles que soient les valeurs de diamètre de la colonne (surpression interstitielle  $> \sigma_0' = 125$  kPa);

- à une profondeur de 2,5 m (P7 et P8), la même chose s'est produite à une profondeur de 2,5 m. En général, la grandeur de la surpression interstitielle sous la ligne centrale et le bord de la fondation diminué lorsque le diamètre augmente, mais il n'y a pas une liquéfaction (surpression interstitielle  $< [1. \sigma_0' = 160 \text{ kPa}$  sous la ligne centrale,  $2. \sigma_0' = 100 \text{ kPa}$  sous le bord]), mais lorsque le diamètre supérieur à 1,3 m la magnitude de la surpression interstitielle devient négative sous la fondation, comme un résultat le diamètre après 1,3 m devient un facteur d'augmentation de la magnitude et de l'extension spatiale des déformations normales horizontales (Adalier et al. 2003).



**Figure III.28** Effet du diamètre de la colonne ballastée sur la réduction de la liquéfaction

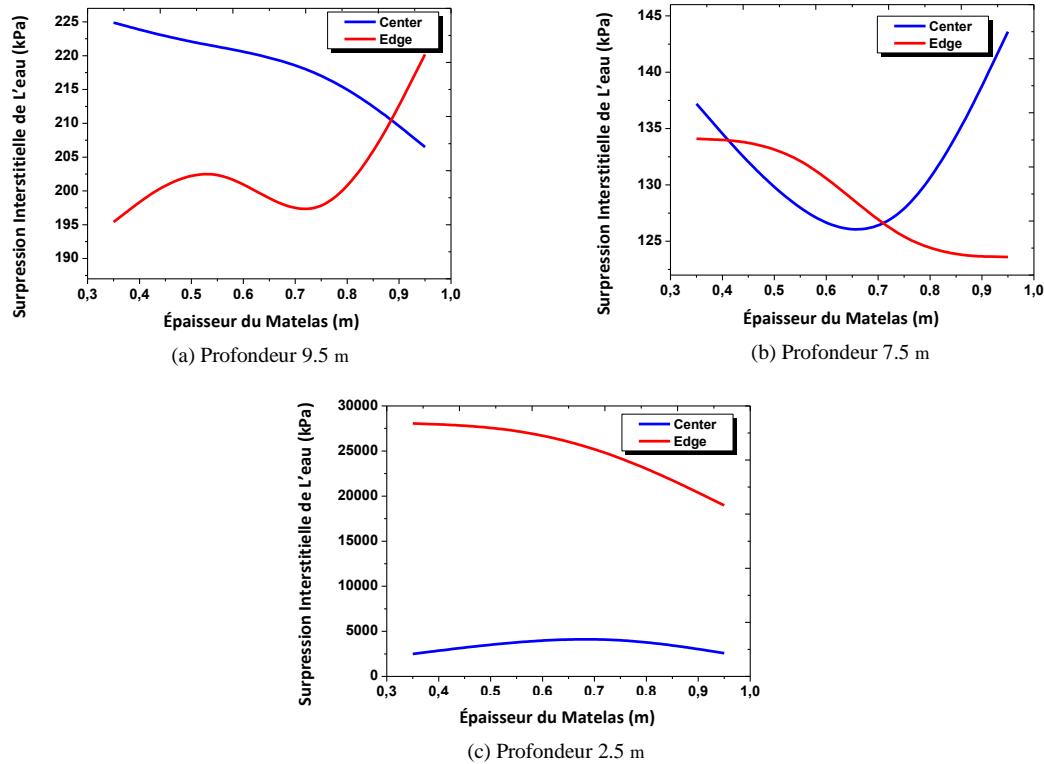
### III.3.3.3 Effet de l'épaisseur du matelas de répartition

Afin de déterminer l'effet de l'épaisseur du matelas, une série de simulations numériques a été réalisée. Les valeurs d'épaisseur considérées de 0,35 à 0,95 m.

La *Figure III.29* présente l'amplitude de la surpression interstitielle à la fin du mouvement pour chaque valeur d'épaisseur :

- Sous la ligne centrale de fondation, à une profondeur de 9,5 m, l'amplitude de la surpression interstitielle diminue lorsque l'épaisseur de matelas augmente, la même chose continue à se produire à la profondeur de 7,5 m, mais avec une différence que l'amplitude augmente après l'épaisseur 0,55 m, dans les deux profondeurs l'augmentation de la valeur de l'épaisseur du matelas n'a pas empêché la liquéfaction du sol de se produire (surpression interstitielle  $> 1- \sigma_0' = 140 \text{ kPa}$  à une profondeur de 9,5 m,  $2- \sigma_0' = 125 \text{ kPa}$  à une profondeur de 9,5 m). À une profondeur de 2,5 m, l'amplitude de la surpression interstitielle diminue lorsque l'épaisseur de matelas augmente et la liquéfaction ne se produit pas pour toutes les valeurs d'épaisseur ;

- Sous le bord de la fondation, l'amplitude de la surpression interstitielle diminue lorsque l'épaisseur du matelas augmente, sauf à une profondeur de 9,5 m lorsque l'épaisseur dépasse 0,70 m et que la relation entre la surpression interstitielle et l'épaisseur devient inversée.



**Figure III.29** Effet de l'épaisseur du matelas de répartition sur la réduction de la liquéfaction

Egalement, il est à noter que la différence entre les valeurs de la surpression interstitielle sous la ligne centrale et le bord (surpression interstitielle au centre supérieur au surpression interstitielle au bord) diminue lorsque la profondeur approche à l'effet de surcharge uniformément jusqu'à ce qu'elle devienne inférieure à la ligne centrale.

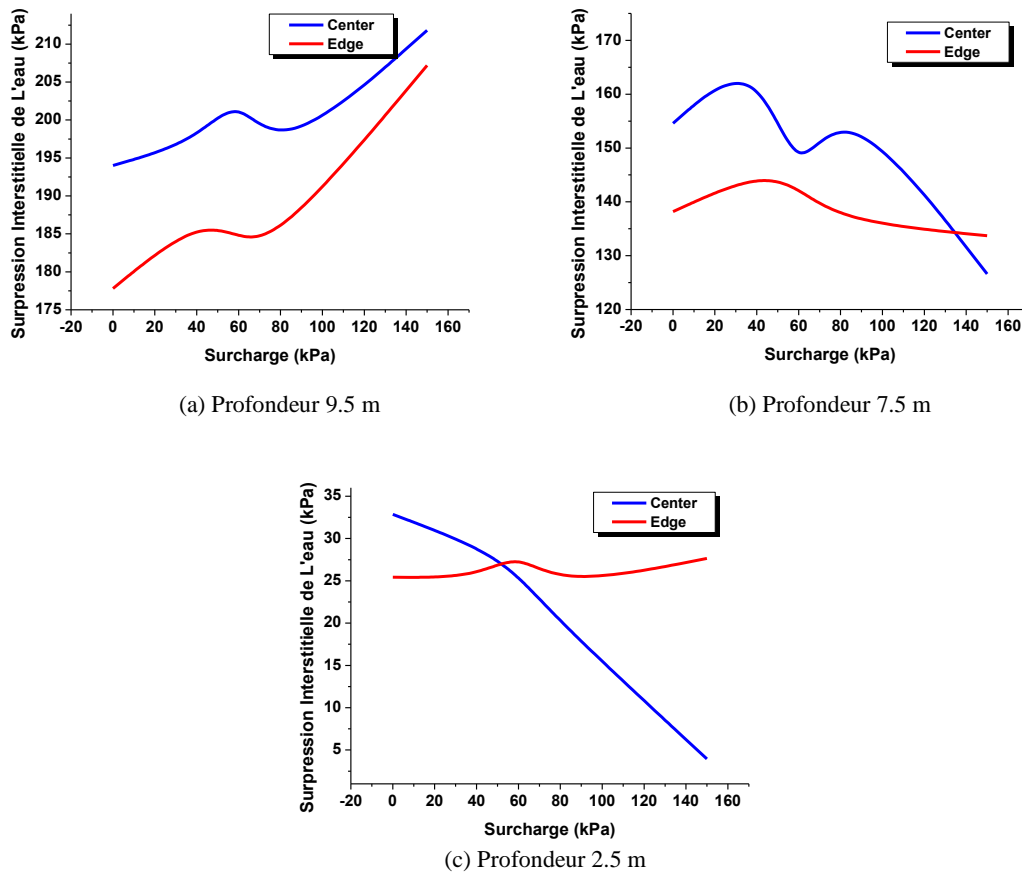
### III.3.3.4 Effet de la surcharge

Les études précédentes de l'effet de la surcharge et de la liquéfaction du sol (Adalier et al. 2003, Asgari et al. 2013, Tang et al. 2015) ont montré une diminution de la surpression interstitielle lorsque la surcharge augmente avec une tendance négative d'accumulation de la surpression interstitielle pour un sol limoneux.

La Figure III.30 présente l'effet de la surcharge d'un sable lâche amélioré par colonnes ballastées dans la gamme de 0 à 150 kPa sur une amplitude de la surpression interstitielle à la fin du mouvement du sol :

- sous la ligne centrale et dans la plus grande profondeur (P1) où la liquéfaction se produit et l'accumulation positive de la surpression interstitielle, l'augmentation de la surcharge entraîne une augmentation de la surpression interstitielle, la même chose s'est produite sous le bord mais avec des valeurs inférieures ;
- pour les autres zones où la tendance à l'accumulation de la surpression interstitielle négative, la surpression interstitielle a décroît lorsque la surcharge augmente sous la

ligne centrale de la fondation, mais sous le bord de la fondation, la valeur de la surpression interstitielle est un peu stable.



**Figure III.30** Effet de la surcharge sur la réduction de la liquéfaction

### III.3.3.5 Explications supplémentaires

Les résultats de l'étude sont en quelque sorte différent par rapport aux études précédentes, en particulier en ce qui concerne l'accumulation négative de la surpression interstitielle sans colonnes ballastées ; les valeurs d'accélération sans colonnes étaient donc beaucoup plus fortes que celles avec colonnes ballastées. Cela peut s'expliquer par la différence entre les propriétés pour le sable lâche et le sol limoneux utilisées dans ces études, la différence dans la disposition des colonnes et leur nombre. En outre, la grande amplitude donnée par la station de *Dar El Beida* (0,57 g) source (séisme de Boumerdes) par rapport à celles utilisées dans d'autres études.

## III.4 Conclusion

Ce chapitre comporte une étude numérique de l'application du principe de la cellule unitaire sous l'effet d'une charge sismique pour un sol liquéfiable sans et avec l'influence de la surcharge la réduction de la liquéfaction par colonne ballastée de la cellule. Sur d'autre coté une étude d'un groupe de colonnes ballastées sous une fondation et un matelas de répartition avec d'autres conditions.

1. Le but de la simulation d'une cellule élémentaire sous l'effet de gravité (sans surcharge) est d'analyser la réduction de la liquéfaction dans le sable lâche amélioré par colonne ballastée par application du principe de la cellule unitaire sans interface ou avec une interaction rigide (les propriétés de l'interface sont les mêmes que les propriétés du sol environnant). L'accélération de base harmonique enregistrée a été appliquée à la base du modèle sans le mouvement des côtés et en utilisant le modèle Finn de *FLAC 3D* pour simuler la liquéfaction de la couche de sable lâche. Ce principe de cellule unitaire était basé sur l'étude statique réalisée pour les fondations de grandes dimensions, la contribution s'est étendue au comportement du modèle Finn qui convient bien aux sols sableux saturés, pour voir que l'application du principe de la cellule unitaire sera bien étendue à l'étude dynamique. Une théorie des cellules unitaires a été appliquée pour estimer la réduction de la liquéfaction du sable lâche amélioré par la colonne ballastée. L'efficacité de cette théorie a été explorée par simulation numérique avec plusieurs paramètres.

L'étude de la cellule unitaire sous l'effet de la gravité montre que l'utilisation du critère de Byrne (1991) prouve que la colonne ballastée réduit considérablement le risque de liquéfaction, que ce soit en augmentant la contrainte effective et en diminuant la surpression interstitielle ou le rapport de la surpression interstitielle ( $r_u$ ). En général, après amélioration, la valeur de la contrainte effective par le critère de Martin et al. (1975) est inférieur au critère de Byrne (1991).

Lorsque la fréquence augmente, la réponse de rigidité dans le sable lâche amélioré par la colonne ballastée diminue en réduisant la valeur de la contrainte effective pour les deux critères. La colonne ballastée réduit le risque de liquéfaction lorsque son diamètre augmente.

2. Sous l'effet de la surcharge, les choses changent, où à la fois la contrainte effective et la surpression interstitielle augmentent, pour la contrainte effective est normal mais pour la surpression interstitielle n'est pas compatible avec d'autres études même avec amélioration par colonne ballastée où il y a une légère diminution malgré l'effet de drainage de cette colonne. On peut expliquer que la cellule unitaire se compose d'une seule colonne ballastée et que la surcharge (fondation matelas + matelas + surcharge) occupe toute la surface du modèle, ce qui n'existe pas dans le cas de la gravité et il n'y a pas aussi d'autres colonnes ballastées pour aider comme dans le cas d'un groupe de colonne où il y a aussi un champ libre en plus de la zone de surcharge (surface de la fondation).

Dans l'étude paramétrique, lorsque le diamètre de la colonne ballastée augmente, le rapport de la surpression interstitielle ( $r_u$ ) diminué avec et sans effet de surcharge, mais avec une surcharge le risque de liquéfaction n'a pas diminué malgré l'augmentation de la valeur du diamètre. L'épaisseur du matelas joue aucun rôle dans la réduction de la liquéfaction. Lorsque la valeur de la fréquence de mouvement supérieure à 5 Hz la rigidité dans le sable lâche amélioré par la colonne ballastée diminue par la réduction de valeur de la contrainte effective pour les deux critères, mais avec Martin et al. (1975), la résistance du sable lâche est plus positive que celle du critère de Byrne (1991).



3. Le but de ce travail aussi est l'analyse de la réduction de la liquéfaction pour une fondation reposant sur du sable lâche renforcé par des colonnes ballastées, une série de simulations numériques en 3D a été réalisée pour connaître l'efficacité des colonnes ballastées pour et certains paramètres (diamètre de la colonne, épaisseur du matelas et surcharge) pour la réduction de liquéfaction.

Les résultats de la surpression interstitielle et de l'accélération indiquent un rôle plus rigide des colonnes ballastées pour le sable lâche comparé au cas non amélioré. Cependant, la liquéfaction totale se produit dans les zones inférieures près de la base où le mouvement du sol a été appliqué dans le sable lâche. Les colonnes ballastées sont supposées augmenter l'accélération afin de renforcer le sol, mais dans cette étude, l'accélération dans le sol non amélioré est plus grande que le cas amélioré en raison de la forte accumulation négative de la surpression interstitielle sous la fondation (sous la ligne centrale), cette accumulation négative causée par la grande amplitude du séisme (0,57 g) et la surcharge.

Depuis les résultats obtenus, l'effet du diamètre des colonnes ballastées nécessite plus d'étude et d'attention dans d'autres conditions pour connaître bien son rôle et déterminer la plage de ses valeurs efficaces dans la réduction de la liquéfaction, dans cette étude la gamme des valeurs efficaces est de [0,60-0,80] m. La même chose pour l'effet de l'épaisseur du matelas, dans cette étude la gamme des valeurs efficaces est de [0,35-0,70] m. D'autre part, lorsque la profondeur proche de l'effet de la surcharge (la surface), quelle que soit la valeur de la surcharge l'amplitude de la surpression interstitielle diminue.

## Conclusion Générale

Dans ce travail, l'étude a portée d'une manière générale sur l'approche numérique tridimensionnelle, la réduction de liquéfaction par colonnes ballastées. L'application du principe de la cellule unitaire montre qu'elle présente une limite dans l'analyse de la liquéfaction et surtout sous l'effet de la surcharge, par conséquent il a été trouvé qu'il y a une influence sur la génération de la surpression interstitielle, en plus ce principe donne un champ de sol très limités bien qu'il ait les conditions de limite dynamique (frontière de champ libre). Les résultats obtenus montrent aussi un effet positif de l'augmentation de diamètre de colonne ballastée sur la réduction de liquéfaction bien que la liquéfaction ne soit pas totalement éliminée sous l'effet de la surcharge en raison de la limite de principe de la cellule unitaire, la même chose peut être dite sur l'effet de l'épaisseur du matelas de répartition. En générale, lorsque la fréquence de chargement sismique augmente la rigidité du sol diminué ou la surpression interstitielle augmente pour les deux critères de génération de la surpression interstitielle mais sous l'effet de la surcharge la rigidité augmente en utilisant le critère de Martin et al. (1975) et les résultats obtenus sont plus optimiste par rapport au critère de Byrne (1991) sachant que la surpression interstitielle ou le rapport de la surpression interstitielle ( $r_u$ ) avec Martin et al. (1975) est supérieure à celui de Byrne (1991) et ceci est dû comme mentionné précédemment à la limite du principe de la cellule unitaire pour les problèmes de la liquéfaction.

Pour le groupe des colonnes ballastées sous l'axe de fondation montrent que leur rôle où la liquéfaction se produit (zones proches à la base où le mouvement du sol est appliqué) accélère la dissipation de la surpression interstitielle. Mais pour les zones proches à la surface où est appliquée la surcharge, le comportement de sable lâche est plus délitant que la marne suivant des études déjà faite ce qui impose une surpression interstitielle négative plus important en raison de l'amplitude importante de séisme de Boumerdes (0.57g), les colonnes ballastées agissent pour réduire la dilatation de sable lâche par élimination de la surpression interstitielle négative et ça c'est le rôle principal des colonnes ballastés dans ce type de sol, par conséquent une augmentation de la rigidité de système de tous le système de fondation, en plus en constate que la dilatation du sable lâche sous le centre de fondation est importante par rapport à l'extrémité. Lorsque le diamètre des colonnes ballastées augmente, dans les zones proches à la base la surpression interstitielle à la fin de chargement sismique diminue sous toute la fondation, mais pour les zones proches de l'effet de la surcharge sous l'axe de fondation, l'augmentation du diamètre des colonnes n'élimine pas totalement la dilatation du sable, la même chose peut être dite concernant le matelas de répartition. Sous l'extrémité de la fondation la surpression interstitielle diminué lorsque le diamètre des colonnes et l'épaisseur de matelas augmente mais pour le diamètre de 1.2 m le comportement de sable devient dilatant.

Ce travail de recherche nous a permis de trouver une gamme de valeurs effectives soit pour le diamètre des colonnes ou l'épaisseur de matelas de répartition. L'effet de la surcharge sous l'axe de la fondation pour les zones proches à la base montre aussi l'augmentation dans la surpression interstitielle à la fin de chargement sismique lorsque la surcharge augmente comme dans le cas de la cellule unitaire sous l'effet de la surcharge mais à proche de l'effet de la surcharge la surpression interstitielle diminué.

Enfin, on peut dire que le principe de la cellule unitaire sous l'effet de la surcharge n'est pas efficace pour connaître bien la réduction de la liquéfaction par colonne ballastée, mais elle

n'empêche pas davantage d'étude et d'attention sous d'autres conditions aux futures. Pour le groupe de colonnes ballastées sous une fondation, des études supplémentaires (numériques ou expérimentales) et paramétriques sont nécessaires pour explorer la réduction de la liquéfaction du sable lâche avec des colonnes ballastées dans d'autres conditions, spécialement pour le diamètre des colonnes ballastées et d'autres paramètres tels que la perméabilité des paramètres de mouvement du sol (amplitude, fréquence, ...) ou des colonnes elles-mêmes.

Pour les perspectives nous envisageons explorer certains axes qui nous semblent intéressant :

- *Une simulation numérique en 3D pour explorer l'effet de l'interface entre les colonnes ballastées et le sol sur la réponse dynamique de sol et surtout la diminution de liquéfaction ;*
- *Une simulation numérique en 3D pour faire une étude sismique des colonnes mixtes. " comportement dynamique des colonnes mixtes (CMM) sous chargement cyclique ou dynamique"*

# Références Bibliographique

- Aboshi H, Ichimoto E, Enoki M, Harada K. The compozer, a method to improve characteristics of soft clays by inclusion of large diameter sand column. In: The International Conference of soil reinforcement, 1979, Paris, France. 1: 211–216.
- Adalier K, Elgamal A, Meneses J, Baez J. Stone columns as liquefaction countermeasure in non-plastic silty soils. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 2003; 23: 571-584.
- Adalier K, Elgamal A. Mitigation of liquefaction and associated ground deformations by stone columns. *Engineering Geology* 2004; 72: 275-291.
- Andrus RD, Stokoe KH. Liquefaction resistance of soils from shear-wave velocity. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 2000; 126(11): 1015-1025.
- Asgari A, Olaei M, Bagheri M. Numerical simulation of improvement of a liquefiable soil layer using stone column and pile-pinning techniques. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 2013; 51: 77-96.
- Ashford SA, Rollins KM, Baez JI. Comparison of deep foundation performance in improved and non-improved ground using blast-induced liquefaction. Proceedings of Geo-Denver, Soil Dynamics and Liquefaction. *ASCE Geotechnical* 2000; 107: 20-34.
- Bachus RC, Barksdale RD. Vertical and lateral behaviour of model stone columns. In: Proceedings of the International Conference on In Situ Soil and Rock Reinforcement, 1984, Paris, France. 99–104.
- Baez JI, Martin GR Quantitative evaluation of stone column techniques for earthquake liquefaction mitigation. In: the 10<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, 1992, Balkema-Rotterdam, Japan. 1477–1483.
- Balaam NP, Booker JR. Analysis of rigid rafts supported by granular piles. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* 1981; 5: 379-403.
- Balaam NP, Poulos HG. The Behaviour of Foundations Supported by Clays Stabilized by Stone Columns. In: Proceedings of the 8<sup>th</sup> European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1983, Helsinki, Finland. 199–204.
- Barksdale RD, Bashus RC. Design and Construction of Stone Columns Volume II, Appendixes. Washington, D.C: Federal Highway Administration-Office of Engineering and Highway Operations Resarch and Development, Report FHWA/RD-83/027, 1983.
- Bathe KJ, Wilson EL. Numerical Methods in Finite Element Analysis. Englewood Cliffs, New Jersey: Prentice-Hall, Inc., 1976.
- Becotec. Reinforcement of cohesive soils. Golden jubilee volume of: The international society for soil mechanics and foundation engineering, Newnes-Butterworths. Australia, 1985: 111-116.
- Bell FG. Methods of treatment of unstable ground. Chapter 11 In: Rationale for design and practice, Newnes-Butterworths. London, England, 2000: 189-208.
- Bhandari RKM. Behaviour of a Tank Founded on Soil Reinforced with Stone Columns. In: Proceedings of the 8<sup>th</sup> European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1983, Helsinki, Finland. 209–212.
- Biggs JM. Introduction to Structural Dynamics. New York: McGraw-Hill, 19.
- Billaux D, Cundall P. Simulation des géomatériaux par la méthodes des éléments lagrangiens. *Revue Française de géotechnique* 1993; 63: 9-21.

- Bouafia A. Application de la Dynamique des Sols (Problèmes Résolus). Alger: Office des publications universitaires, 2014.
- Bouckovalas GD, Papadimitriou AG, Niarchos D. Gravel drains for the remediation of liquefiable sites: The Seed & Booker (1977) approach revisited. In: Proceedings of the International Conference on Performance-Based Design in Earthquake Geotechnical Engineering, 2009, London, England. 61-75.
- Brauns J. Die anfangstraglast von schottersäulen im bindigen untergrund. *Die Bautechnik* 1978b; 8: 263-271.
- Brauns J. Initial Bearing Capacity of Stone Columns and Sand Piles. In: Proceedings of the Symposium on Soil Reinforcing and Stabilising Techniques, 1978a, Sydney, Australia. 477-496.
- Brauns J. Untergrundverbesserung mittels sandpfählen oder schottersäulen. *Tiefbau* 1980; 55(8): 678-683.
- Bustamante M, Jacquard C, Berthelot P. Comportement à Long Terme des Colonnes Ballastées Pilonnées. In: Proceedings of the 10<sup>th</sup> European Conference on SMFE, 1991, Florence, Italy. 345-348.
- Byrne PA. A Cyclic shear-volume coupling and pore-pressure model for sand. In: Second International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, 1991, St. Louis-Missouri, USA. 11-15.
- Cambarieu O. Effet d'accrochage et méthode d'évaluation du frottement négatif. *Bulletin de Liaison de Laboratoire des Ponts et Chaussées* 1974; 71: 93-107.
- Carter L, Green R, Bradely B, Cubrinovski M. The influence of near fault motions on liquefaction triggering during the canterbury earthquake sequence. In: Orense R.P, Towhata I, Chouw N. Soil Liquefaction during Recent Large-Scale Earthquakes, Taylor & Francis Group. London, England, 2014: 57-68.
- Castro J. Modeling Stone Columns. *Materials* 2017; 10(7):781.
- Cengiz C, Güler E. Seismic behavior of geosynthetic encased columns and ordinary stone columns. *Geotextiles and Geomembranes* 2018; 46(1): 40-51.
- Chenari RJ, Fard MK, Chenari MJ, Sosahab JS. Physical and Numerical Modeling of Stone Column Behavior in Loose Sand. *International Journal of Civil Engineering* 2017; <https://doi.org/10.1007/s40999-017-0223-6>.
- Corneille S. Etude du comportement mécanique des colonnes ballastées chargées par des semelles rigides. Lorraine : Thèse Soutenue publiquement le 25 juin 2007 en vue de l'obtention du titre de : Docteur de l'institut National Polytechnique de Lorraine.
- Cundall PA, Hansteen H, Lacasse S, Selnes PB. NESSI — Soil Structure Interaction Program for Dynamic and Static Problems. Norway: Norwegian Geotechnical Institute, Report 51508-9, 1980.
- Das AK, Deb K. Modeling of uniformly loaded circular raft resting on stone column-improved ground. *Soils and Foundations* 2014; 54(6): 1212-1224.
- Datye KR. Settlement and Bearing Capacity of Foundation System with Stone Columns. In: Proceedings of the Symposium on Recent Developments in Ground Improvement Techniques, 1982, Bangkok, Thailand. 85-103.
- Deb K, Behera A. Rate of consolidation of stone column-improved ground considering variable permeability and compressibility in smear zone. *International Journal of Geomechanics* 2017; 17(6): 04016128.
- Dhouib A, and Blondeau F. Colonnes Ballastées (Techniques de Mise en Oeuvre, Domaine d'Application, Comportement, Justification, Contrôle, Axes de Recherches et Développement). Paris : Presse de l'école nationale des Ponts et chaussées, 2005.
- Dhouib A, Soyez B, Wehr J, Priebe HJ. Méthode de Priebe: origine, développement et applications. In: Actes de Symposium International sur l'Amélioration des Sols en Place (ASEP-GI), 2004, Paris, France. 131-146.
- Dimaggio JA. Stone Columns: A Foundation Treatment, Demonstration project. 1978; 46: 1-69.

- Dobry R, Ladd RS, Yokel FY, Chung RM, Powell D. Prediction of Pore Water Pressure Buildup and Liquefaction of Sands during Earthquakes by the Cyclic Strain Method. Washington DC: National bureau of standards building sci. Ser, U.S., 1982.
- Eggstad A. Improvement of Cohesive Soils. State of the Art. In: Proceedings of the 8<sup>th</sup> European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1983, Helsinki, Finland. 991–1007.
- Elgamal A, Lu J, Forcellini D. Mitigation of Liquefaction-induced lateral deformation in a sloping stratum: three-dimensional numerical simulation. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 2009; 135: 1672-1682.
- Fattah MY, AM ASCE, Zabar BS, Hassan HA. Experimental analysis of embankment on ordinary and encased stone columns. *International Journal of Geomechanics* 2016; 16(4): 04015102.
- Fattah MY, Zabar BS, Hassan HA. Soil arching analysis in embankments on soft clays reinforced by stone columns. *Structural Engineering and Mechanics* 2015; 56(4): 507-534.
- Greenwood DA, Kirsch K. Specialist Ground Treatment by Vibratory and Dynamic Methods. In: Proceedings of the International Conference on Advances in Piling and Ground Treatment for Foundations, 1983, London, England. 11–22.
- Greenwood DA. Mechanical Improvement of Soils Below Ground Surface. In: Proceedings of the Conference on Ground Engineering, Institution of Civil Engineering, 1970, London, England. 11–22.
- Gu M, Han J, Zhao M. Three-dimensional DEM analysis of single geogrid-encased stone columns under unconfined compression: a parametric study. *Acta Geotechnica* 2017; 12: 559-572.
- Harden BO, Drnevich VP. Shear modulus and damping in soils: design equations and curves. Proceedings of the American Society of Civil Engineers, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*. 1972; 78(7): 667-692.
- Hardin BO, Richart FEJ. Elastic wave velocities in granular soils. *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE* 1963; 89(1): 33-65.
- Hughes JMO, Withers NJ, Greenwood DA. A field trial of the reinforcing effect of stone column in soil. *Ground treatment by Deep Compaction, Géotechnique* 1975; 25(1): 31-44.
- Hughes JMO, Withers NJ. Reinforcing of soft cohesive soils with stone columns. *Ground Engineering* 1974; 3(7): 42-49.
- Iai S, Koisumi K, Noda S, Tsuchida H. Large Scale Model Tests and Analysis of Gravel Drains (Vol 3). In: Proceedings of the 9<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, 1988, Tokyo-Kyoto, Japan. 261–266.
- Indraratna B, Ngo NT, Rujikiatkamjorn C, Sloan SW. Coupled discrete element–finite difference method for analysing the load-deformation behaviour of a single stone column in soft soil. *Computers and Geotechnics* 2015; 63: 267-278.
- Ishihara K, Towhata I. One-dimensional soil response analyses during earthquakes based on effective stress method. *Journal of The Faculty of Engineering, The University of Tokyo, Ser.(B)* 1981; 36.
- Ishihara K, Yamazaki F. Cyclic simple shear tests on saturated sand in multidirectional loading. *Soils and Foundations* 1980; 20(1): 45-59.
- Itasca Consulting Group, Inc. Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions, Optional Features. Minneapolis-Minnesota, USA: Itasca Consulting Group, Inc., 2005.
- Japanese Reconnaissance Team. Boumerdes earthquake, May 21, 2003. Japanese Report on The Boumerdes Earthquake May 21, 2003. Algiers, Algeria: Japan Association of Earthquake Engineering (JAEE), Japan Society of Civil Engineering (JSCE), Architectural Institute of Japan (AIJ), Japan Geotechnical Engineering Society (JGES), 2004.
- Karech T, Noui A, Bouzid T. Design of foundations on stone columns for treating. In: 19<sup>th</sup> Southeast Geotechnical Conference & AGESSEA Conference (19SEAGC & 2AGSSEA), 2016, Kula Lumpur, Malaysia. 963-965.

- Kayen R, Moss R, Thompson E, Seed R, Cetin K, Kiureghian AD, Tanaka Y, Tokimatsu K. Shear-wave velocity-based probabilistic and deterministic assessment of seismic soil liquefaction potential. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE* 2013; 139(3): 407-419.
- Kempfert HG, Gebreselassie B. Excavations and Foundations in Soft Soils. Berlin, Heidelberg: Springer, 2006.
- Killeen MM, McCabe BA. Settlement performance of pad footings on soft clay supported by stone columns: A numerical study. *Soils and Foundations* 2014; 54(4): 760-776.
- Kuhlmeyer RL, Lysmer J. Finite element method accuracy for wave propagation problems. *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE* 1973; 99(SM5): 421-427.
- Lysmer J, Kuhlemeyer RL. Finite dynamic model for infinite media. *Journal of Engineering Mechanics Division* 1969; 95(4): 859-878.
- Madhav MR. Recent Developments in the Use and Analysis of Granular Piles. In: Proceedings of the Symposium on Recent Developments in Ground Improvement Techniques, 1982, Bangkok, Thailand. 117-129.
- Marti J, Cundall P. Mixed discretization procedure for accurate modelling of plastic collapse. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* 1982; 6(1): 129-139.
- Martin GR, Lam IP, McCaski SL, Tsai CF. A Parametric Study of an Effective Stress Liquefaction Model. In: Proceedings: First International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering & Soil Dynamics, 1981, St. Louis, Missouri, USA. 699-705.
- Masing G. Eigenspannungen und berfestigung beim messing. In: Proceedings of the 2<sup>nd</sup> International Congress of Applied Mechanics, 1926, Zurich, Switzerland. 332-335.
- Mattes NS, Poulos HG. Settlement of single compressible pile. *ASCE Soil Mechanics and Foundation Division Journal* 1969; 95(1): 189-207.
- Maurya RR, Sharma BVR, Naresh DN. Footing Load Tests on Single and Group of Stone Columns. In: Proceedings of the 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 2005, Osaka, Japan. 1385-1388.
- Mehranian N, Nazariafshar J, Kalantary F, Sivasithamparam N. Experimental Investigation on the Bearing Capacity of Stone Columns with Granular Blankets. *Geotechnical and Geological Engineering* 2018; 36(1): 209-222.
- Meshkinghalam H, Hajjalilue-Bonab M, Azar AK. Numerical investigation of stone columns system for liquefaction and settlement diminution potential. *International Journal of Geo-Engineering* 2017; 8:11.
- Moghadam MR, Alielahi H, Abdollahi AS. Numerical evaluation of liquefaction-induced damages in composite breakwaters and its application for performance-based improvement design. *Marine Georesources & Geotechnology* 2017; 35(3): 376-396.
- Morteza E, Seyed MH. Three dimensional numerical modelling of stone column to mitigate liquefaction potential of sands. *Journal of Seismologie and Earthquake Engineering* 2015; 17(2): 127-140.
- Murali Krishna A, Madhav MR, Madhavi Latha G. Liquefaction mitigation of ground treated with granular piles: densification effect. *ASET Journal of Earthquake Technology* 2006; 43(4): 105-120.
- Murali Krishna A, Madhav MR. Engineering of Ground for Liquefaction Mitigation Using Granular Columnar Inclusions: Recent Developments. *American journal of Engineering and Applied Sciences* 2009; 2(3): 526-536.
- Nayak NV. The Recent Advances in Design and Execution of Stone Columns Foundations (Vol 2). In: Proceedings of the 12<sup>th</sup> International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1989, Rio de Janeiro, Brazil. 1397-1400.
- Nazaruddin AT, Mohamed Z, Mohd AL, Hafez MA. Prediction of axial limit capacity of stone columns using dimensional analysis. In: International Conference on Applied Physics and Engineering (ICAPE2016), 2016, St. Louis, Missouri, USA. 030002-1 - 030002-7.

- NEHRP (2003), *FEMA 450—NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulation for New Buildings and other Structures*, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.
- Ng KS, Tan SA. Design and analyses of floating stone columns. *Soils and Foundations* 2014; 54(3): 478-487.
- Ng KS, Tan SA. Simplified homogenization method in stone column designs. *Soils and Foundations* 2015; 55(1): 154-165.
- Ng KS. Settlement ratio of floating stone columns for small and large loaded areas. *Journal of GeoEngineering* 2017; 12(2): 89-96.
- Ngo NT, Tung TM. Coupled discrete-continuum method for studying load-deformation of a stone column reinforces rail track embankments. *Procedia Engineering* 2016; 142: 139-145.
- Prevost J. Wave propagation on fluid saturated porous media: an efficient finite element procedure. *International Journal of Soil Dynamics in Earthquake Engineering*. 1985; 4(4): 183-202.
- Priebe HJ. Abschätzung des setzungsverhaltes eines durch stopfverdichtung verbesserten baugrundes. *Die Bautechnik* 1978a; 53.
- Priebe HJ. Abschätzung des setzungsverhaltes eins durch stopfverdichtung verbersserten baugundes. *Die Bautechnik* 1976; 53(5): 160-162.
- Priebe HJ. Abschätzung des sherwiderstandes eines durch stopfverdichtung verbesserten baugrundes. *Die Bautechnik* 1978b; 55.
- Priebe HJ. The design of vibro-replacement, Technical paper. Reprinted from: *Ground Engineering, Keller Grandbau GmbH* 1995; 12-61E: 16 pages.
- Priebe HJ. Vibro-replacement to prevent earthquake induced liquefaction. In: Proceedings of the Geotechnique-Colloquium, 1998, Dramstadt, Germany. 30-31.
- Qu M, Xie Q, Cao X, Zhao W, He J, Jin J. Model test of stone columns as liquefaction countermeasure in sandy soils. *Frontiers of Structural and Civil Engineering* 2016; 10(4): 481-487.
- Rathje EM, Abrahamson NA, Bray JD. Simplified frequency content estimates of earthquake ground motion. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 1998; 124(2): 150-159.
- Sadrekarami A, Ghalandarzadah A. Evaluation of gravel drains and compacted sand piles in mitigating liquefaction. *Ground Improvement* 2005; 9(3): 91-104.
- Şahinkaya F, Vekli M, Çadır CC. Numerical analysis under seismic loads of soils improvement with floating stone columns. *Nat Hazards* 2017; 88: 891-917.
- Samui P (2007). Seismic liquefaction potential assessment by using relevance vector machine. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 6(4): 331–336.
- Sasaki Y, Tanigushi E. Shaking table tests on gravel drains to prevent liquefaction of sand deposits. *Soils and Foundations* 1982; 22(3): 1-14.
- Seed HB, Booker JR. Stabilization of potentially liquefiable sand deposits using gravel drain systems. *Journal of Engineering Mechanics Division* 1977; 103(7): 757-768.
- Seed HB, Idriss IM, Arango I. Evaluation of liquefaction potential using field performance Data. *Journal of Geotechnical Engineering* 1983; 109(3): 458-482.
- Seed HB, Idriss IM. Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential. *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE* 1971; 97(9): 1249-1273.
- Seed HB, Martin PP, Lysmer J. Pore water pressure change during soil liquefaction. *Journal of The Geotechnical Engineering Division, ASCE* 1976; 102(GT4): 323-346.
- Seed HB, Martin PP, Lysmer J. The Generation and Dissipation of Pore Water Pressures During Soil Liquefaction. California, Berkeley: University of California, Berkeley, Earthquake Engineering Research Center, NSF Report PB-252 648, 1975.



- Sexton BG, McCabe BA, Karstunen M, Sivasithamparam N. Stone column settlement performance in structured anisotropic clays: the influence of creep. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering* 2016; 8: 672-688.
- Sim YS, Yee YW, Ong DEL, Leung CF. Design of floating stone column for treating soft soil. In: 19<sup>th</sup> Southeast Geotechnical Conference & AGESSEA Conference (19SEAGC & 2AGSSEA), 2016, Kula Lumpur, Malaysia. 967-972.
- Soyez B. Méthode de dimensionnement des colonnes ballastées. *Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées* 1985; 135: 35-51.
- Suzuki Y, Koyamada K. Prediction of Liquefiable resistance based on CPT tip resistance and sleeve friction. In: Proceedings of the 14<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1997, Hamburg, Germany. 603–606.
- Tang L, Zhang X, Ling X. Numerical simulation of centrifuge experiments on liquefaction mitigation of silty soils using stone columns. *KSCE Journal of Civil Engineering* 2016; 20(2): 631-638.
- Thorburn S. Building structures supported by stabilized ground. *Géotechnique* 1975; 25(1): 83-94.
- Thorburn S, Mac Vicar RSL. Soil stabilization employing surface and depth vibrations. *The Structural Engineer* 1968; 46(10): 309-316.
- Vautrain J. Comportement et dimensionnement des colonnes ballastées. *Revue Française de Géotechnique* 1980; 11: 59-73.
- Wallays M. Deep Compaction by Casing Driving. In: Proceedings of the Symposium on Recent Developments in Ground Improvement Techniques, 1982, Bangkok, Thailand. 39–51.
- Wichtmann T, Triantafyllidis T. Influence of the Grain-size Distribution Curve of Quartz Sand on the small Strain Shear Modulus  $G_{max}$ . *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE* 2009; 135(10): 1404-1418.
- Yanguo Z, Zhengbo S, Jie C, Yunmin C, Renpeng C. Shear wave velocity-based evaluation and design of stone column improved ground for liquefaction mitigation. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*. 2017; 16(2): 247-261.
- Zhou YG, Chen YM, Ling DS. Shear wave velocity-based liquefaction evaluation in the great wenchuan earthquake: a preliminary case study. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration* 2009; 8(2): 231-239.
- Zhou YG, Chen YM, Shamoto Y. Verification of the soil-type specific correlation between liquefaction resistance and shear-wave velocity of sand by dynamic centrifuge test. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE* 2007; 136(1): 203-214.
- Zhou YG, Chen YM. Laboratory investigation on assessing liquefaction resistance of sandy soils by shear wave velocity. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE* 2007; 133(8): 959-972.
- Zhou Z, Diao Y, Zheng G, Han J, Jia R. Failure modes and bearing capacity of strip footings on soft ground reinforced by floating stone columns. *Acta Geotechnica* 2017; 12(5): 1089-1103.

