

# REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



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

## *Mémoire*

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

Option : Géotechnique  
Intitulé : Interaction Sol-Structure

## *Thème :*

---

# ANALYSE D'UN MODÈLE RÉDUIT DE COLONNES BALLASTÉES PAR LA MÉTHODE DES ÉLÉMENTS FINIS

---

*Présenté par :*  
**Amel. MEKAOUSSI**

*Soutenu le :* 11/12 /2013

*Devant le jury composé de :*

<b>Jury</b>	<b>Grade</b>	<b>Affiliation</b>	<b>Qualité</b>
Abbeche Khelifa	Professeur	Université de Batna	Président
Kareche Toufik	Professeur	Université de Batna	Rapporteur
Belouar Abdelghani	Professeur	Université de Constantine	Examineur
Beheddi Mohamed	Maître de conférences A	Université de Batna	Examineur

## ***REMERCIEMENTS***

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

Je remercie tout particulièrement, Monsieur ABBECHÉ KHELIFA de m'avoir fait l'honneur d'accepter la présidence du jury, je lui en suis profondément reconnaissant.

J'exprime ma vive reconnaissance à Monsieur BELOUAR ABDELGHANI pour m'avoir fait l'honneur d'être membre de jury et d'avoir accepté d'examiner ce mémoire.

J'adresse aussi mes reconnaissances à Monsieur BEHEDDI MOHAMED pour l'intérêt qu'il a apporté à ce travail en acceptant de faire partie de mon jury.

J'exprime toute ma gratitude à Messieurs JUAN MARTINEZ, DAMIEN RANGEARD et PHAN VO THU PHONG grâce à qui j'ai commencé mes premiers contacts avec l'INSA de Rennes.

Je tiens à remercier l'ensemble des enseignants, administrateurs et autres personnes pour m'avoir aidée et soutenue au cours de ce parcours universitaire.

Je voudrais remercier profondément mes parents, mes frères et sœurs pour leur compréhension, leurs encouragements et leurs soutiens sans failles.

Je remercie vivement mes collègues mes ami(es) et mes invités qui vont vivre le moment fabuleux de ma soutenance.

## RÉSUMÉ

Le travail présenté dans ce mémoire s'illustre essentiellement dans le domaine de la géotechnique. L'objectif recherché dans cette étude est l'analyse du comportement d'un modèle réduit de colonne ballastée. On cherche à mettre en évidence le rôle du mode de mise en place des colonnes granulaires sur l'efficacité du renforcement du sol. Pour cela, l'analyse numérique par la méthode des éléments finis (Plaxis 2D) a été effectuée sur des modèles réduits de colonnes ballastées.

Les modèles réduits sont présentés en cellules élémentaires axisymétriques; constitués d'une colonne de sable entourée d'un sol compressible (Kaolin). Les dimensions du modèle et les propriétés mécaniques des matériaux utilisés sont identiques à celles utilisées au laboratoire (Phan et al., 2010).

Trois procédures de mise en place sont testées : les deux premières correspondent à une substitution du sol avec ou sans compactage du matériau granulaire (SR-SC et SR-AC), la troisième procédure par refoulement du sol et compactage du matériau granulaire (AR-AC).

La simulation numérique a été accomplie et approfondie en deux variantes, l'une en utilisant un déplacement horizontal imposé et l'autre en introduisant une paroi avec interface. Enfin, pour simuler les conditions réelles d'une colonne ballastée, des modélisations sont étendues à d'autres configurations dans le but de sortir avec des conclusions plus générales.

**Mots-clés : colonne ballastée, compactage, méthode des éléments finis, modèle réduit, déplacement imposé.**

## ABSTRACT-

The work presented in this submission is integrated in a global thematic developed in the geotechnical domain. The main goal required of this study is to analyze the behavior of a reduced stone column model. We seek here to highlight the role of the installation mode of a granular column on the reinforcement effectiveness of the ground. To achieve this aim, a numerical study of reduced stone column models was carried out (finite element methods).

The reduced models are presented in axisymmetric elementary cell made up of a sand column, surrounded by a cylindrical compressible ground (Kaolin). Sizes of the model and the mechanical properties of the materials are identical to those used at the laboratory (Phan et al., 2010).

Three process of installation of the granular columns are tested, the first two correspond to a substitution of the ground with or without compaction of the granular material (SR-SC and SR-AC), the third one by repression of the ground and compaction of the granular material (AR-AC). The numerical simulation accomplished deepened on two alternatives, one by using an imposed horizontal displacement and the other by introducing a wall with interface. Finally, to simulate the real conditions of stone column, modelings are extended to other configurations in order to describe more general conclusions.

**Key words: Stone column, compaction, finite element method, reduced model, imposed displacement**

# - TABLE DES MATIÈRES -

Résumé.....	i
Liste des figures.....	ii
Liste des tableaux.....	v
Notations.....	vii
Introduction générale.....	1

## CHAPITRE 1

### Synthèse bibliographique

<b>1-1 Généralités, définition, historique.....</b>	<b>3</b>
<b>1-2 Domaine d'application.....</b>	<b>6</b>
1-2-1 Ouvrages.....	6
1-2-2 Conditions géotechniques du sol.....	7
1-2-3 Sols naturels.....	8
1-2-4 Sols anthropiques.....	10
1-2-5 Couche d'ancrage.....	10
1-2-6 Ballast.....	11
1-2-7 Utilisation en zone sismique.....	12
1-2-8 Limites d'utilisation sous structures sensibles aux déformations.....	12
<b>1-3 Les procédés d'exécution.....</b>	<b>13</b>
<b>1-4 Données réglementaires (DTU 13.2).....</b>	<b>15</b>
1-4-1 Essais d'information.....	16
1-4-2 Essais de contrôles.....	16
1-4-3 Contraintes de calcul à l'ELS.....	17
<b>1-5 Mécanismes de comportement.....</b>	<b>17</b>
1-5-1 Disposition des colonnes et mécanismes de ruptures.....	17
1-5-1-1 Principes généraux de fonctionnement.....	17
1-5-1-2 Colonne isolée.....	18
1-5-1-3 Réseaux de colonnes ballastées et principes de la cellule unité... ..	23
1-5-1-4 Facteur de substitution du sol Ar et rapport de surface As .....	27
1-5-1-5 Essais pour la détermination de l'amélioration .....	28
1-5-2 Facteurs permettant de qualifier et quantifier l'amélioration.....	30
1-5-2-1 Facteur de concentration des contraintes $\eta$ .....	30
1-5-2-2 Facteurs de réduction des tassements $\beta$ .....	31
<b>1-6 Conclusion.....</b>	<b>33</b>

## CHAPITRE 2

### Comportement des sols traités par colonnes ballastées

<b>2-1</b>	<b>Introduction</b> .....	34
<b>2-2</b>	<b>Fondement du comportement des sols</b> .....	34
2-2-1	Les principaux paramètres qui conditionnent le comportement d'un sol.....	34
2-2-2	Equation fondamentale pour sols poreux.....	35
2-2-3	Lois de comportement utilisées par la Méthode des Eléments finis pour modélise les sols améliorés.....	36
<b>2-3</b>	<b>Paramètres fondamentaux de la géotechnique</b> .....	36
2-3-1	La consolidation.....	36
2-3-2	La pression de pré consolidation.....	36
2-3-3	Le rapport de sur consolidation.....	37
2-3-4	La courbe œdométrique, indice de compression et indices de gonflements.....	37
2-3-5	Le rapport de charge.....	39
2-3-6	Coefficient de poussée au repos.....	39
2-3-7	Argiles normalement consolidées et argiles sur consolidées.....	40
<b>2-4</b>	<b>Comportement des colonnes ballastées</b> .....	41
2-4-1	Comportement des colonnes ballastées au cours du temps.....	41
<b>2-5</b>	<b>Interaction entre le sol et la colonne ballastée</b> .....	42
<b>2-6</b>	<b>Modèle de comportement des sols</b> .....	44
<b>2-7</b>	<b>Conclusion</b> .....	45

## CHAPITRE 3

### Simulation en laboratoire de la mise en place de colonnes ballastées modèles réduits (Phan & al., 2010)

<b>3-1</b>	<b>Introduction</b> .....	46
<b>3-2</b>	<b>Présentation du travail expérimental au laboratoire (LGCGM) de l'INSA de Rennes</b> .....	46
3-2-1	Méthodologie expérimentale.....	47
3-2-2	Matériaux utilisés.....	47
<b>3-3</b>	<b>Mise en place selon la méthode SR-SC</b> .....	49
3-3-1	Procédure de mise en place.....	49
3-3-2	Déformation des colonnes de sable lors de la mise en place SR-SC...	49
3-3-2-1	Évolution des tassements et des déformations des couches de sable.....	49
3-3-2-2	Forme des colonnes de sable.....	50
<b>3-4</b>	<b>Mise en place selon la méthode SR-AC</b> .....	52
3-4-1	Procédure de mise en place.....	52
3-4-2	Déformation des colonnes de sable lors de la mise en place SR-SC...	52
3-4-2-1	Évolution des tassements et des déformations des couches de sable.....	52
3-4-2-2	Forme des colonnes de sable.....	53

<b>3-5</b>	<b>Mise en place selon la méthode AR-AC</b> .....	55
3-5-1	Procédure de mise en place.....	55
3-5-2	Déformation des colonnes de sable lors de la mise en place SR-SC	55
3-5-2-1	Évolution des tassements et des déformations des couches de Sable.....	55
3-5-2-2	Forme des colonnes de sable.....	56
<b>3-6</b>	<b>Densification produite par la mise en place</b> .....	57
<b>3-7</b>	<b>Comparaison de différentes méthodes</b> .....	58
<b>3-8</b>	<b>Conclusion</b> .....	60

## *CHAPITRE 4*

### **Simulation numérique de la mise en place de colonnes ballastées par la méthode des éléments finis modèles réduits (Phan & al., 2010)**

<b>4-1</b>	<b>Introduction</b> .....	61
<b>4-2</b>	<b>Étude de cas de modèle réduit de colonne ballastée</b> .....	61
4-2-1	Hypothèse de calcul, géométrie du modèle et propriétés des matériaux.....	61
4-2-1-1	Hypothèse de calcul.....	61
4-2-1-2	Géométrie du modèle.....	61
4-2-1-3	Propriétés des matériaux.....	62
<b>4-3</b>	<b>Type de modèle, choix d'éléments et conditions aux limites, Maillage</b> .....	63
4-3-1	Type de modèle et choix des éléments.....	63
4-3-2	Conditions aux limites.....	63
4-3-2-1	Conditions aux limites mécaniques.....	63
4-3-2-2	Conditions initiales hydrauliques.....	63
4-3-3	Maillage.....	64
<b>4-4</b>	<b>Méthodes et phases de calcul des deux variantes</b> .....	64
4-4-1	Méthodes de calcul.....	64
4-4-1-1	Méthode Sans Refoulement du sol et Sans Compactage (SR-SC)...	64
4-4-1-2	Méthode Sans Refoulement du sol et Avec Compactage (SR-AC)...	64
4-4-1-3	Méthode Avec Refoulement du sol et Avec Compactage (AR-AC)..	65
4-4-2	Phases de calcul.....	65
<b>4-5</b>	<b>Maillage</b> .....	66
<b>4-6</b>	<b>Déformation</b> .....	67
<b>4-7</b>	<b>Champ initial de pression interstitielle et contraintes effectives</b> .....	67
<b>4-8</b>	<b>Procédure de mise en place selon la méthode (SR-SC)</b> .....	68
4-8-1	Évolution des tassements et des déformations des couches de sable...	68
4-8-2	Taux de substitution et contrainte de compactage .....	70
<b>4-9</b>	<b>Procédure de mise en place selon la méthode (SR-AC)</b> .....	72
4-9-1	Évolution des tassements et déformations des couches de sables.....	72
4-9-2	Taux de substitution et contrainte de compactage.....	73
<b>4-10</b>	<b>Procédure de mise en place selon la méthode (AR-AC)</b> .....	75
4-10-1	Évolution des tassements et déformations des couches de sables....	75
4-10-2	Taux de substitution et contrainte de compactage.....	76
<b>4-11</b>	<b>Conclusion</b> .....	78

## CHAPITRE 5

### Étude de cas de simulation numérique de la mise en place de colonnes ballastées modèles réduits (Phan & al., 2010)

<b>5-1</b>	<b>Introduction</b> .....	79
<b>5-2</b>	<b>Présentation de la simulation du modèle réduit de colonne ballastée</b> .....	79
5-2-1	Hypothèse de calcul et géométrie du modèle.....	79
5-2-1-1	Hypothèse de calcul.....	79
5-2-1-2	Géométrie du modèle.....	79
5-2-2	Propriétés des matériaux.....	79
<b>5-3</b>	<b>Type de modèle, choix d'éléments et conditions aux limites, maillage</b> .....	80
5-3-1	Type de modèle et choix des éléments.....	80
5-3-2	Conditions aux limites mécaniques et hydrauliques.....	81
5-3-2-1	Conditions aux limites mécaniques.....	81
5-3-2-2	Conditions hydrauliques.....	81
5-3-2-3	Maillage.....	81
<b>5-4</b>	<b>Conditions initiales</b> .....	82
5-4-1	Conditions hydrostatiques.....	82
5-4-2	Contraintes initiales.....	82
<b>5-5</b>	<b>Phases et types de calcul</b> .....	83
<b>5-6</b>	<b>Résultats du calcul</b> .....	84
5-6-1	Première Phase : Elasto-plastique.....	84
5-6-1-1	Déformation horizontale et déplacement total.....	84
5-6-1-2	Contraintes et pressions interstitielles.....	86
5-6-1-3	Points plastiques.....	88
5-6-2	Deuxième phase : Consolidation.....	88
5-6-2-1	Points plastiques.....	89
5-6-2-2	Surpressions interstitielles.....	89
5-6-2-3	Contraintes.....	91
5-6-2-4	Déformations.....	94
<b>5-7</b>	<b>Analyse des résultats numériques</b> .....	95
<b>5-8</b>	<b>Densification du Kaolin autour de la colonne</b> .....	97
5-8-1	L'essai en laboratoire (Phan, 2010).....	97
<b>5-9</b>	<b>Comparaison des résultats expérimentaux et numériques</b> .....	98
<b>5-10</b>	<b>Conclusion</b> .....	99
<b>5-11</b>	<b>Simulation du modèle réduit de la colonne ballastée par un déplacement imposé de 1 à 5 mm</b> .....	100
5-11-1	Type et phases de calcul.....	100
5-11-2	Résultats après consolidation du sol.....	101
5-11-2-1	Points plastiques.....	101
5-11-2-2	Surpressions plastiques.....	101
5-11-2-3	Contraintes.....	102
<b>5-12</b>	<b>Conclusion</b> .....	105
<b>5-13</b>	<b>Simulation du modèle réduit de la colonne ballastée par un déplacement imposé de 1 à 5 mm avec un <math>C_k = 0,72</math></b> .....	106

5-13-1	Résultats du calcul.....	106
5-13-2	Points Plastiques.....	107
5-13-3	Comparaison des résultats $C_k = 10^{15}$ et $C_k = 0,72$ .....	107
<b>5-14</b>	<b>Conclusion.....</b>	<b>107</b>
<b>5-15</b>	<b>Simulation réelle des conditions aux limites d'une colonne ballastée avec un drainage radial du modèle réduit.....</b>	<b>108</b>
5-15-1	Introduction.....	108
5-15-2	Conditions aux limites du drainage radial.....	108
5-15-3	Suppressions interstitielles.....	109
5-15-4	Points plastiques.....	109
5-15-5	Comparaison des résultats des différentes contraintes selon les conditions aux limites de drainage radial, tridimensionnel du chargement.....	109
<b>5-16</b>	<b>Conclusion.....</b>	<b>110</b>
	<b>Conclusion générale et perspectives.....</b>	<b>111</b>
	<b>Références bibliographiques.....</b>	<b>114</b>
	<b>Annexe 1 : Présentation du code de calcul par éléments finis Plaxis 2D.....</b>	<b>117</b>
	<b>Annexe 2 : Présentation de la simulation en laboratoire de la mise en place de colonne ballastée (Phan, 2010) .....</b>	<b>129</b>



# - LISTE DES FIGURES -

## Chapitre 1 - Synthèse bibliographique

<b>FIGURE 1-1 :</b>	Domaine d'application des colonnes ballastées selon les auteurs.....	7
<b>FIGURE 1-2 :</b>	Critère de densification des sols pulvérulents par vibroflottation, en fonction des résultats d'essais pénétrométriques statiques (d'après Massarsch, 1991 b).....	8
<b>FIGURE 1-3 :</b>	Techniques d'amélioration des sols par colonnes ballastées (document Keller).....	13
<b>FIGURE 1-4 :</b>	Mode de rupture d'une colonne isolée chargée en tête exécutée dans une couche compressible homogène (Datye, 1982). ....	19
<b>FIGURE 1-5 :</b>	Analogie colonne ballastée à une éprouvette triaxiale.....	19
<b>FIGURE 1-6 :</b>	Rupture par expansion latérale d'une colonne ballastée isolée sous charge axiale en tête (Greenwood, 1970).....	20
<b>FIGURE 1-7 :</b>	Surface de rupture par cisaillement généralisé.....	21
<b>FIGURE 1-8 :</b>	Rupture par poinçonnement d'une colonne ballastée flottante isolée (Brauns, 1980).....	23
<b>FIGURE 1-9 :</b>	Réseau de colonnes ballastées.....	24
<b>FIGURE 1-10 :</b>	Domaine d'influence pour l'étude des réseaux de colonnes ballastées (Balaam et Poulos, 1983).....	25

## Chapitre 2 – Comportement des sols traités par colonnes ballastées

<b>FIGURE 2-1 :</b>	Courbe œdométrique.....	37
<b>FIGURE 2-2 :</b>	Courbe œdométrique déchargement-rechargement $\sigma'_p = \sigma'_c$ .....	38
<b>FIGURE 2-3 :</b>	Évolution d'un chemin de contrainte au cours d'un essai œdométrique.....	39
<b>FIGURE 2-4 :</b>	Évolution du coefficient de poussée des terres en fonction de la déformation axiale dans un essai œdométrique.....	39
<b>FIGURE 2-5 :</b>	Relation linéaire entre le volume spécifique et la contrainte effective verticale, en échelle logarithmique.....	40
<b>FIGURE 2-6 :</b>	Fluage d'une colonne par manque de l'étreinte latérale.....	42
<b>FIGURE 2-7 :</b>	Interaction sol-structure : répartition des contraintes de cisaillement le long d'une colonne ballastée courte et effet de pointe (Eggestad, 1983).....	43

## Chapitre 3 – Simulation en laboratoire de la mise en place de colonnes ballastées modèles, réduits (Phan & al., 2010)

<b>FIGURE 3-1 :</b>	Moule de pré-consolidation des éprouvettes.....	48
<b>FIGURE 3-2 :</b>	Déformations moyennes en fonction des contraintes de compactage (SR-SC).....	50
<b>FIGURE 3-3 :</b>	Déformation diamétrale, taux de substitution et contrainte de compactage (SR-SC).....	51
<b>FIGURE 3-4 :</b>	Déformations moyennes en fonction des contraintes de compactage (SR-AC).....	53
<b>FIGURE 3-5 :</b>	Déformation diamétrale, taux de substitution et contrainte de compactage (SR-AC).....	54
<b>FIGURE 3-6 :</b>	Déformations moyennes en fonction des contraintes de compactage (SR-AC).....	56
<b>FIGURE 3-7 :</b>	Déformation diamétrale, taux de substitution et contrainte de compactage (AR-AC).....	57
<b>FIGURE 3-8 :</b>	Variation de l'indice des vides en fonction du rayon r.....	58
<b>FIGURE 3-9 :</b>	Déformations axiales des colonnes et contraintes de compactage.....	59
<b>FIGURE 3-10 :</b>	Déformations diamétrales, taux de substitution et contraintes de compactage.....	59

## Chapitre 4– Simulation numérique de la mise en place de colonnes ballastées par la méthode des éléments finis modèles réduits (Phan & al., 2010)

<b>FIGURE 4-1 :</b>	Présentation du modèle réduit de la colonne ballastée .....	62
<b>FIGURE 4-2 :</b>	Conditions aux limites du modèle réduit des deux variantes .....	63
<b>FIGURE 4-3 :</b>	Conditions initiales hydrauliques.....	63
<b>FIGURE 4-4 :</b>	Phases de simulation d'un modèle réduit de colonne ballastée $D = 11,9$ mm.....	66
<b>FIGURE 4-5 :</b>	Maillage des deux variantes du modèle réduit.....	66
<b>FIGURE 4-6 :</b>	Déformations maximales d'un modèle réduit de colonne ballastée $D = 11,9$ mm.....	67
<b>FIGURE 4-7 :</b>	Champ initial de pression interstitielle et contraintes effectives .....	67
<b>FIGURE 4-8 :</b>	Simulation des modèles réduits de colonnes ballastées et conditions aux limites.....	68
<b>FIGURE 4-9 :</b>	Déformations verticales moyennes $\varepsilon_{moy}$ et contraintes de compactage $\sigma_{com}$ (SR-SC).....	69
<b>FIGURE 4-10 :</b>	Déformations diamétrales ( $\Delta\Phi_{cal}/\Phi_o$ ) et contraintes de compactage $\sigma_{com}$ (SR-SC).....	70
<b>FIGURE 4-11 :</b>	Taux de substitution ( $\Delta a_{cal}/a_o$ ) et contraintes de compactage $\sigma_{com}$ (SR-SC).....	71
<b>FIGURE 4-12 :</b>	Déformations verticales moyennes $\varepsilon_{moy}$ et contraintes de compactage $\sigma_{com}$ (SR-AC).....	73
<b>FIGURE 4-13 :</b>	Déformations diamétrales ( $\Delta\Phi_{cal}/\Phi_o$ ) et contraintes de compactage $\sigma_{com}$ (SR-AC).....	74
<b>FIGURE 4-14 :</b>	Taux de substitution: ( $\Delta a_{cal}/a_o$ ) et contraintes de compactage $\sigma_{com}$ (SR-AC).....	74
<b>FIGURE 4-15 :</b>	Déformations verticales moyennes $\varepsilon_{moy}$ et contraintes de compactage $\sigma_{com}$ (AR-AC).....	76
<b>FIGURE 4-16 :</b>	Déformations diamétrales ( $\Delta\Phi_{cal}/\Phi_o$ ) et contraintes de compactage $\sigma_{com}$ (AR-AC).....	77
<b>FIGURE 4-17 :</b>	Taux de substitution ( $\Delta a_{cal}/a_o$ ) et la contrainte de compactage $\sigma_{com}$ (AR-AC).....	77

## Chapitre 5– Étude de cas de simulation numérique de la mise en place de colonnes ballastées modèles réduits (Phan & al., 2010)

<b>FIGURE 5-1 :</b>	Simulation et maillage d'un modèle réduit de colonne ballastée .....	80
<b>FIGURE 5-2 :</b>	Conditions aux limites mécaniques et hydrauliques.....	81
<b>FIGURE 5-3 :</b>	Champs de pression interstitielle.....	82
<b>FIGURE 5-4 :</b>	Résultats numériques des contraintes initiales, effectives totales et interstitielles.....	83
<b>FIGURE 5-5 :</b>	Résultats numériques de la déformation horizontale et du déplacement total.....	84
<b>FIGURE 5-6 :</b>	Déformation horizontale ( $\varepsilon_{xx}$ ) le long de AA'.....	85
<b>FIGURE 5-7 :</b>	Déplacement horizontal le long AA' ( $u_{x\max}=5 \times 10^{-3}$ m).....	85
<b>FIGURE 5-8 :</b>	Contraintes et surpressions interstitielles maximales.....	86
<b>FIGURE 5-9 :</b>	Courbe des contraintes et surpressions interstitielles maximales .....	87
<b>FIGURE 5-10 :</b>	Points plastiques de la première phase.....	88
<b>FIGURE 5-11 :</b>	Points a observé pour construire les courbes.....	88
<b>FIGURE 5-12 :</b>	Points plastiques.....	89
<b>FIGURE 5-13 :</b>	Surpressions interstitielles de la phase consolidation.....	89
<b>FIGURE 5-14 :</b>	Surpressions interstitielles en fonction du temps.....	90
<b>FIGURE 5-15 :</b>	Surpressions interstitielles (u) Échelle [-50,0].....	91
<b>FIGURE 5-16 :</b>	Contrainte effective moyenne ( $p'$ ) en fonction du temps.....	91
<b>FIGURE 5-17 :</b>	Contrainte effective moyenne ( $p'$ ) pendant la consolidation Échelle [-25,-15].....	92
<b>FIGURE 5-18 :</b>	Contrainte totale moyenne ( $p$ ) en fonction du temps.....	92
<b>FIGURE 5-19 :</b>	Contrainte totale moyenne ( $p$ ) pendant la consolidation.....	93
<b>FIGURE 5-20 :</b>	Contrainte horizontale et déformation horizontale ( $\sigma_{xx} - \varepsilon_{xx}$ ).....	94
<b>FIGURE 5-21 :</b>	Déformation horizontale pendant la consolidation.....	94
<b>FIGURE 5-22 :</b>	Points de contraintes.....	95

<b>FIGURE 5-23 :</b>	Variation de l'indice des vides.....	97
<b>FIGURE 5-24 :</b>	Procédure d'analyse radiale de la teneur en eau (Phan, 2010).....	98
<b>FIGURE 5-25 :</b>	Points plastiques à la fin de la consolidation.....	101
<b>FIGURE 5-26 :</b>	Surpression interstitielle en fonction du chargement.....	101
<b>FIGURE 5-27 :</b>	Surpression interstitielle en fonction du temps.....	102
<b>FIGURE 5-28 :</b>	Contrainte totale moyenne ( $p$ ) en fonction du chargement.....	102
<b>FIGURE 5-29 :</b>	Contrainte effective moyenne ( $p'$ ) en fonction du chargement.....	103
<b>FIGURE 5-30 :</b>	Courbe contrainte-déformation ( $\sigma_{xx}$ - $\varepsilon_{xx}$ ).....	103
<b>FIGURE 5-31 :</b>	Surpressions interstitielles en fonction du temps.....	106
<b>FIGURE 5-32 :</b>	Contrainte effective moyenne ( $p'$ ).....	106
<b>FIGURE 5-33 :</b>	Points plastiques.....	107
<b>FIGURE 5-34 :</b>	Conditions aux limites réelles d'une colonne ballastée.....	108
<b>FIGURE 5-35 :</b>	Conditions aux limites.....	108
<b>FIGURE 5-36 :</b>	Surpression interstitielle.....	109
<b>FIGURE 5-37 :</b>	Points plastiques auprès de la colonne ballastée.....	109
<b>FIGURE 5-38 :</b>	Surpressions interstitielles selon les différentes conditions aux limites.....	110

# - LISTE DES TABLEAUX -

## Chapitre 1 - Synthèse bibliographique

TABLEAU 1-1 :	Remarques ou conseils à l'utilisation des colonnes ballastées dans les sols organiques.....	9
TABLEAU 1-2 :	Essai d'information-Nombre d'essais (DTU 13.2).....	16
TABLEAU 1-3 :	Essais de contrôle – Résistances minimales (D.T.U 13.2).....	16
TABLEAU 1-4 :	Essais de chargement– Données complémentaires (D.T.U 13.2).....	16
TABLEAU 1-5 :	Notation et définition des aires.....	25
TABLEAU 1-6 :	Variation du facteur de concentration des contraintes (d'après Guermazi, 1986).....	31

## Chapitre 2 – Comportement des sols traités par colonnes ballastées

/

## Chapitre 3 – Simulation en laboratoire de la mise en place de colonnes ballastées, modèles réduits (Phan & al., 2010)

TABLEAU 3-1 :	Caractéristiques géotechniques du Kaolin.....	48
TABLEAU 3-2 :	Tassements moyens et déformations moyennes des couches de sable (SR-SC).....	50
TABLEAU 3-3 :	Diamètre de la colonne déterminée par le calcul (SR-SC).....	51
TABLEAU 3-4 :	Tassements et déformations moyennes des couches (SR-AC).....	53
TABLEAU 3-5 :	Diamètre de la colonne déterminé par le calcul (SR-AC).....	54
TABLEAU 3-6 :	Tassements et déformations moyennes des couches (AR-AC).....	56
TABLEAU 3-7 :	Diamètre de la colonne déterminé par le calcul (AR-AC).....	57
TABLEAU 3-8 :	Synthèse des résultats pour les trois méthodes de la mise en place.....	58

## Chapitre 4– Simulation numérique de la mise en place de colonnes ballastées par la méthode des éléments finis modèles réduits (Phan & al., 2010)

TABLEAU 4-1 :	Propriétés des matériaux.....	62
TABLEAU 4-2 :	Tassements et déformations moyennes des couches de sable (SR-SC).....	69
TABLEAU 4-3 :	Déformation diamétrales et taux de substitution (SR-SC).....	70
TABLEAU 4-4 :	Tassements et déformations moyennes des couches de sable (SR-AC).....	72
TABLEAU 4-5 :	Déformation diamétrales et taux de substitution (SR-AC).....	73
TABLEAU 4-6 :	Tassements et déformations moyennes des couches de sable (AR-AC).....	75
TABLEAU 4-7 :	Déformation diamétrales et taux de substitution (AR-AC).....	76

## Chapitre 5– Etude de cas de simulation numérique de la mise en place de colonnes ballastées, modèles réduits (Phan & al., 2010)

<b>TABLEAU 5-1 :</b>	Propriétés des matériaux du modèle.....	80
<b>TABLEAU 5-2 :</b>	Conditions aux limites du modèle réduit.....	81
<b>TABLEAU 5-3 :</b>	Comparaison des résultats des contraintes effectives et totales.....	83
<b>TABLEAU 5-4 :</b>	Points observés pour les différents points de maillage.....	88
<b>TABLEAU 5-5 :</b>	Résultats des déformations volumétriques et indices des vides.....	96
<b>TABLEAU 5-6 :</b>	Comparaison des résultats de l'essai expérimental en laboratoire avec ceux de la simulation numérique.....	98
<b>TABLEAU 5-7 :</b>	Étapes de calcul du modèle réduit en déplacement imposé de 1 à 5 mm.....	100
<b>TABLEAU 5-8 :</b>	Résultats des contraintes calculées pour le point H au milieu du modèle.....	104
<b>TABLEAU 5-9 :</b>	Comparaison des résultats de chargement de 1 à 5 mm et à 5mm.....	104
<b>TABLEAU 5-10 :</b>	Comparaison des résultats de $C_k$ pour le point H.....	107
<b>TABLEAU 5-11 :</b>	Résultats des contraintes pour les différentes conditions de drainage du point H....	110

## - *Notations* -

- FR : Coefficient de frottement.
- $f_s$  : Frottement latéral.
- $q_c$  : Contrainte verticale agissant sur la colonne à l'instant de la rupture.
- $E_c$  : Module d'élasticité de la colonne.
- $\sigma_1$  : Contrainte principale verticale dans la colonne.
- $\sigma_3$  : Contrainte principale horizontale dans la colonne.
- $\sigma_1 - \sigma_3$  : Déviateur des contraintes.
- $\varepsilon_a$  : Déformation axiale de la colonne.
- $q_s$  : Surcharge appliquée à la surface du sol autour d la fondation placée en tête de la colonne.
- $q_{adm}$  : Contrainte admissible.
- $p$  : Étreinte latérale du sol encaissant la colonne.
- $p_l$  : Pression limite du sol.
- $U$  : Pression interstitielle..
- $\sigma'_{c\lim}$  : Contrainte verticale limite agissant sur la colonne à l'instant de rupture.
- $\sigma'_{h\lim}$  : Contrainte horizontale effective maximale du sol.
- $\varphi_c$  : Angle de frottement interne du ballast.
- $K_{pc}$  : Coefficient de butée du ballast.
- $h$  : Profondeur de rupture.
- $D_c$  : Diamètre initial de la colonne.
- $q_s$  : Surcharge appliquée à la surface du sol autour de la fondation placée en tête de la colonne.
- $\delta$  :
- $\sigma_v(z)$  : Contrainte verticale régnant à la profondeur  $z$ .
- $\gamma_c$  : Poids volumique du matériau de la colonne (ballast).
- $D_e$  : Diamètre équivalent ou zone d'influence de la colonne et l'entre axe des colonnes
- $\sigma_z$  : Contrainte verticale à une profondeur  $z$ .
- $A$  : Aire de la cellule.
- $A_c$  : Aire ou section de la colonne après mise en place.
- $A_s$  : Aire ou section totale du domaine d'influence de la colonne.
- $\nu_c$  : Coefficient de Poisson de la colonne ballastée.
- $E'_c$  : Module de Young non drainé du ballast.
- $A_r$  ou  $a$  : Facteur de substitution du sol (taux d'incorporation)
- $A_s$  : Rapport de surface (area ratio)
- $\eta$  : Facteur de concentration de contrainte.
- $\beta$  : Facteur de réduction des tassements.

$S_{na}$	: Tassement du sol non amélioré.
$S_a$	: Tassement du sol amélioré.
$OCR$	: Rapport de sur consolidation
$\sigma'_p$	: Pression de pré consolidation
$\sigma'_v$	: Contrainte effective verticale actuelle.
$C_c$	: Coefficient de compression du sol
$C_g$	: Coefficient de gonflement de sol.
$C_\alpha$	: Second coefficient de compression du sol
$t_1, t_2$	: Borne de l'intervalle de temps considéré.
$\Delta e$	: Variation de l'indice des vides.
$q$	: Contrainte déviatorique
$p'$	: Pression moyenne effective
$K$	: Coefficient de poussé.
$K_0$	: Coefficient de poussé au repos.
$\gamma'$	: Poids volumique déjaugé du sol
$\gamma_d$	: Poids volumique sec du sol.
$\gamma_s$	: Poids volumique des grains solides
$e$	: Indice des vides du sol.
$w$	: Teneur en eau
$\gamma_w$	: Poids volumique de l'eau.
$C$	: Cohésion du sable.
$\varepsilon_{moy}$	: Déformation verticale moyenne de chaque couche de sable.
$\Delta h_{moy}$	: Tassement moyen des couches de sables.
$h_{cou}$	: Hauteur de la couche de sable introduit lors des phases de réalisation de la colonne..
$\Phi_{ca}$	: Diamètre des mini-carottiers utilisés.
$F$	: Effort de compactage.
$\sigma_{com}$	: Contrainte de compactage.
$\gamma_{sat}$	: Poids volumique du sol saturé.
$\gamma_{unsat}$	: Poids volumique du sol non saturé
$\gamma'$	: Poids volumique déjaugé du sol.
$S_r$	: Degré de saturation du sol.
$\nu_s$	: Coefficient de Poisson du sol.
$C_u$	: Cohésion non drainé du sol.
$\varphi_u$	: Angle de frottement non drainé du sol.
$\varphi'$	: Angle de frottement effectif du sol.
$\varphi_{cu}$	: Angle de frottement consolidé non drainé du sol.
$\psi_c$	: Angle de dilatance du ballast.

$\psi$	: Angle de dilatance du sol.
$\sigma_c'$	: Contrainte de consolidation du sol.
$\sigma_0'$	: Contrainte effective du sol.
$\sigma_u$	: Contrainte ultime (rupture) du sol.
$L_{c\min}$	: Longueur minimale de la colonne
$D_r$	: Densité relative du sol.
$k$	: Perméabilité du sol.
$\nu_c$	: Coefficient de Poisson de la colonne ballastée.
$\sigma_c'$	: Contrainte de consolidation du sol.
$\sigma_0'$	: Contrainte effective du sol.
$\sigma_u$	: Contrainte ultime (rupture) du sol.
$\sigma_{ad}$	: Contrainte admissible du sol.
$\sigma_0$	: Contrainte verticale apportée par l'ouvrage sur le sol traité.
$\sigma_c$	: Contrainte verticale appliquée en tête de la colonne.
$\sigma_s$	: Contrainte verticale appliquée à la surface du sol traité.
$p$	: Pression moyenne de la fonction de charge (modèle Mohr-Coulomb).
$\tau$	: Contrainte de cisaillement le long de la colonne suivant le critère de Mohr-Coulomb.
$\tau_c$	: Contrainte de cisaillement mobilisée dans la colonne.
$E_{réf}$	: Module de Young de référence.
$E_{oed}$	: Module oedométrique du sol.
$E_s$	: Module de déformation élastique du sol traité.
$C_k$	: indice de variété de la perméabilité.



***INTRODUCTION***  
***GÉNÉRALE***

## INTRODUCTION GÉNÉRALE

Les colonnes ballastées constituent une technique intéressante pour l'amélioration en place des sols compressibles. Leurs avantages majeurs sont de réduire les tassements, d'augmenter la capacité portante des sols, d'accélérer la consolidation et l'élimination des risques de liquéfaction lors des séismes. Grâce à ces avantages, les procédés de renforcement sont considérablement développés dans le domaine de la construction géotechnique et cela à l'échelle internationale.

La modélisation numérique est une alternative nécessaire et efficace pour l'approche du comportement réel des sols renforcés par colonnes ballastées. L'objectif de ce mémoire est de comprendre le comportement du massif renforcé par colonne ballastée.

On a analysé la mise en place du matériau granulaire par substitution et par refoulement du sol. On s'intéresse également au rôle de l'effort de compactage utilisé lors de la création de la colonne. Afin de comparer les résultats des essais expérimentaux réalisés en laboratoires sur un modèle réduit de colonne ballastée (Phan, 2010), des simulations numériques par la méthode des éléments finis (Plaxis 2D) de ce modèle ont été analysées.

Ce mémoire est organisé en cinq chapitres :

Le premier chapitre comporte une revue des différentes techniques de renforcement des sols par colonnes ballastées, leurs domaines d'application ainsi que les procédés d'exécution et les mécanismes de comportement.

Le deuxième chapitre traite de plus près le comportement des sols traités par colonnes ballastées. Nous nous sommes basés essentiellement sur les principaux paramètres qui conditionnent le comportement d'un sol : cohésion, teneur en eau, angle de frottement et angle de dilatation et les paramètres fondamentaux de la géotechnique : consolidation, contrainte effective, indice de compression. A la fin de ce chapitre, un rapide tour d'horizon sur les modèles de comportement du sol, l'interaction entre le sol et la colonne ballastée est présenté.

Le troisième chapitre constitue une synthèse sur la simulation faite en laboratoire pour la mise en place de colonne ballastée (PHAN & AL., 2010). L'étude expérimentale en laboratoire montre l'influence de la mise en place de la colonne ballastée sur le comportement mécanique de modèles réduits. Trois procédures de mise en place sont testées, les deux premières correspondent à une

substitution du sol sans ou avec compactage du matériau granulaire (SR-SC et SR-AC). La troisième procédure de mise en place se fait avec refoulement du sol puis avec compactage du matériau granulaire (AR-AC).

Une analyse est faite en termes de diamètre des colonnes obtenues, ceux-ci semblent davantage déterminés par l'intensité de la contrainte de compactage que par le mode de la mise en place.

Le quatrième chapitre traite notre simulation numérique de mise en place de modèle réduit de colonne ballastée par la méthode des éléments finis (Plaxis 2D). Les modèles réduits numériques étudiés ont les mêmes géométries, dimensions et conditions aux limites mécaniques, hydrauliques que ceux utilisés en laboratoire ainsi que pour les propriétés des matériaux introduisaient.

Une simulation numérique du modèle réduit est menée en dix phases, la première et la deuxième phase représentent le sol sans colonne puis après excavation. Les autres huit phases correspondent à la réalisation de la colonne par introduction des couches successives de sable de 20 mm de hauteur. Cette simulation est faite en deux variantes; l'une par application d'un déplacement imposé au sol et l'autre en introduisant une paroi avec interface. Une comparaison des résultats de nos simulations numériques via ceux trouvés en laboratoire (Phan & Al., 2010).

Dans le cinquième chapitre, on a étudié plusieurs cas de modèles numériques réduits.

Le premier cas : drainage tridimensionnel des parois du modèle avec application d'un déplacement horizontal imposé. Le calcul est fait en deux phases : élasto-plastique et consolidation.

Le deuxième cas : drainage tridimensionnel des parois du modèle avec application d'un déplacement horizontal imposé de 1 mm jusqu'à 5 mm en alternative entre cinq phases de type élasto-plastique et cinq phases de type consolidation.

Le troisième cas : Pour voir l'influence de l'indice de variation de la perméabilité  $C_k$ , une autre étude sur le modèle réduit du premier cas mais avec un indice  $C_k = 0,72$  au lieu de  $C_k = 10^{15}$  qui est recommandé par le logiciel Plaxis 2D.

Le quatrième cas : Pour simuler réellement les conditions aux limites d'une colonne ballastée, on a étudié un modèle similaire à celui étudié précédemment mais seulement avec une seule surface de drainage à l'interface de la colonne.

Finalement, une conclusion générale du travail et des perspectives sont présentées.

# ***CHAPITRE 1***

## ***SYNTHÈSE BIBLIOGRAPHIQUE***

# CHAPITRE 1

## SYNTHÈSE BIBLIOGRAPHIQUE

### 1-1 Généralités, définition, historique

La construction d'ouvrages où de remblais sur des zones caractérisées par la présence de sols mous, d'origine naturel comme les alluvions bordant les lits de cours d'eau anciens ou existants, ou anthropiques comme les zones de décharge, pose des problèmes techniques spécifiques, indissociables des exigences des maîtres d'ouvrage et des maîtres d'œuvre aux coût et délais de réalisation des travaux.

Des techniques relativement récentes peuvent être utilisées pour traiter de tels sols afin d'améliorer leurs caractéristiques mécaniques et de permettre l'édification d'ouvrages, elles peuvent être classées comme suit :

- Technique d'amélioration du sol en masse (densification des sols grenus, compactage dynamique, explosifs, vibroflottation, compactage statique en profondeur, consolidation et préchargement des sols fins et des sols organiques, drains verticaux, pré-chargeement par le vide, électro-consolidation),
- Injection des sols grenus et des sols fins,
- Amélioration des sols par inclusions verticales ou souples (colonnes ballastées) et procédés connexes, inclusions rigides, colonnes de mortier sol-ciment réalisés par jet (jet grouting), colonnes traitées à la chaux et/ou au ciment,
- Congélation des sols.

Dhouib et Blondeau (2005) définissent la technique de traitement des sols par colonnes verticales de la manière suivante : Un matériau granulaire constitué de ballast (colonnes et plots ballastés) ou de sable (picots et drains de sable) est incorporé dans le sol afin d'obtenir un milieu composite ayant des caractéristiques globales meilleures que le sol non traité.

Les colonnes ballastées constituent une méthode d'amélioration des sols par l'incorporation de colonnes de gravier compactées dans le sol. Ce procédé convient à des sols argileux ou limoneux contenant plus de 10% à 15% de limons et d'argiles.

Les colonnes ballastées ne constituent en rien des éléments de fondation. Leur but est de conférer au sol de nouvelles caractéristiques, générales et/ou locales sous l'ouvrage à construire, afin que les différents éléments d'infrastructures de celui-ci (semelles isolés ou filantes, radiers, dallages, ouvrages en terre,...etc) aient un comportement prévisible, justifiable et compatible avec les règlements et tolérances s'appliquant à la structure de l'ouvrage et à son exploitation. Elles permettent la maîtrise du comportement des fondations superficielles du futur ouvrage.

Le matériau de la colonne ballastée est un matériau pulvérulent de forte portance, la colonne ballastée agit comme élément porteur, drain vertical et permet donc en plus de l'augmentation de la capacité portante du sol existant d'augmenter la vitesse de consolidation du sol.

Elles peuvent être réalisées en maillages réguliers ou variables, en lignes ou en groupes ou même de manière isolée. Le traitement d'un sol par colonnes ballastées conjugue les actions suivantes, dont une seule ou plusieurs peuvent être recherchées :

- Augmenter la capacité portante du sol.
- Augmenter la vitesse de consolidation par la création d'éléments drainant.
- Augmenter les caractéristiques équivalentes du massif de sol traité.
- Homogénéiser les caractéristiques géotechniques.
- Diminuer les tassements totaux et différentiels.
- Diminuer les risques induits par les phénomènes de liquéfaction lors des séismes.

L'historique réalisé par les auteurs précise que dans ce domaine, plusieurs procédés existent et on fait l'objet de développement depuis les années 1930 en Allemagne, que Steurmann et Degen, alors employés de Johann Keller GmbH, ont développés la vibroflottation afin de compacter des sables et des graviers. Cependant, la variété des sols à traiter, pulvérulents à cohérents, a nécessité, depuis la fin des années 1950 en Europe, une modification du matériel et de la technique originale. C'est ainsi qu'une technique permettant l'introduction d'un matériau pulvérulent grossier, le ballast, et sa compaction dans le sol cohérent à traiter, a été inventée et nommée colonne ballastée.

À l'origine, l'utilisation des colonnes ballastées était réservée à l'amélioration globale d'un sol cohérent, ou à passages cohérents, afin qu'il puisse supporter des charges réparties sans

dommages pour la structure ainsi construite. La multiplication des points de compaction crée ainsi un réseau d'inclusions souples ou semi-rigides.

De nombreuses publications font état de la réalisation de colonnes ballastées sous des grands ouvrages et de leur dimensionnement (Priebe, 1995), bien que sa théorie date de la fin des années 1970.

Par ailleurs, plusieurs auteurs ont étudiés le comportement mécanique en grandeur réelle des colonnes ballastées sous des ouvrages souples (Vautrain, 1980, Greenwood, 1991). Cependant, peu nombreux sont les auteurs qui ont étudiés en grandeur réelle des colonnes ballastées convenablement instrumentées et chargées par une fondation rigide.

D'après cet historique, on peut citer :

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

En fonction du matériel couramment utilisé, les colonnes ballastées ont généralement un diamètre de 0,60 à 1,20 m. Celles-ci reportent les charges à travers une couche de sol de qualité médiocre, sur une couche sous-jacente plus résistante. Elles ne fonctionnent que grâce à la réaction d'étreinte latérale de la couche de qualité médiocre traversée.

La réalisation des colonnes ballastées impose cependant que le sol traité présente une étreinte latérale suffisante pour supporter l'expansion latérale du ballast grenu. Lorsque les sols à traiter sont mous et compressibles, purement organiques ou contenant une forte proportion de matériaux organiques, le terrain ne peut alors offrir une résistance pérenne à l'expansion latérale du sol grenu dans le temps, l'amélioration des sols par colonnes ballastées peut être impossible en raison du comportement évolutif des matériaux organiques et de leur déformation dans le temps par fluage. L'incorporation d'inclusions rigides est dans ce cas souvent nécessaire.

## 1-2 Domaine d'application

### 1-2-1 Ouvrages :

Les domaines d'application des colonnes ballastées sont variés et ont évolués au cours des années en fonction des évolutions technologiques inhérentes à ces méthodes ainsi que des améliorations souhaitées. Les utilisations les plus fréquentes des traitements par colonnes ballastées concernent des ouvrages où existent des dallages et radiers recevant des charges surfaciques et susceptibles d'accepter des tassements :

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

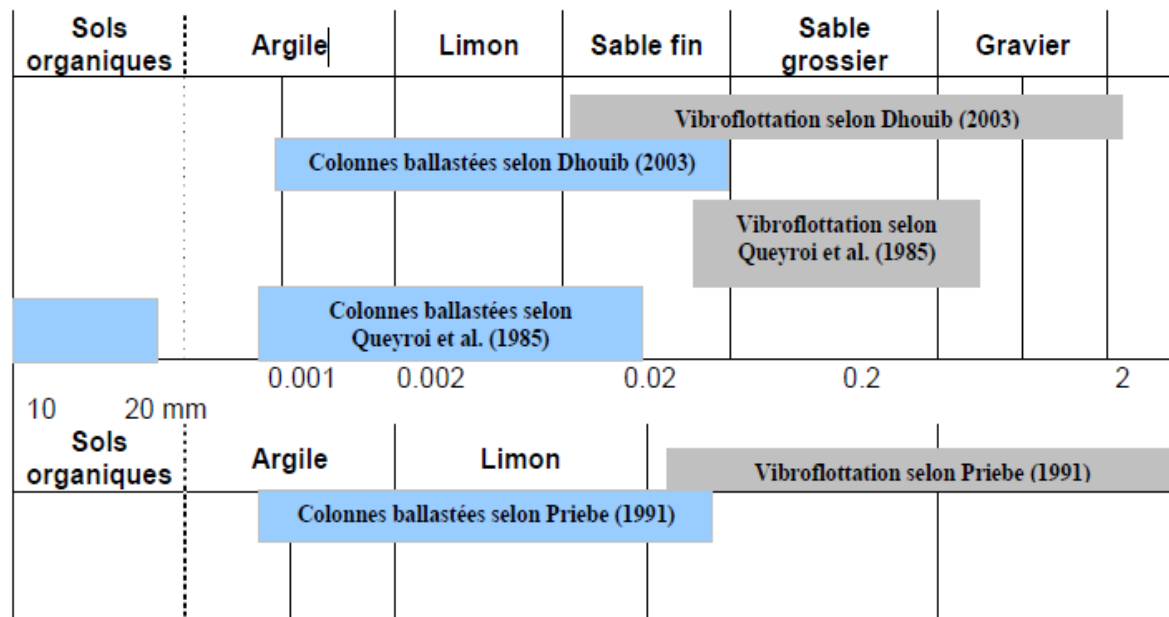
Par extension, on peut les utiliser sous d'autres types d'ouvrages dans la mesure où les déformations résiduelles du sol traité et du sol sous-jacent sont compatibles avec la structure de l'ouvrage sous l'exploitation et les prescriptions techniques associées :

- en génie civil (routes, remblais, ouvrages d'art, murs de soutènement) ou maritime (renforcement de fonds marins, lacustres ou fluviaux).
- sous fondations superficielles de bâtiments.

Elles peuvent également être utilisées dans des remblais hétérogènes non évolutifs, où un traitement systématique avec un maillage régulier et adapté permet d'en améliorer et/ou homogénéiser les caractéristiques, afin de les rendre aptes à fonder superficiellement les ouvrages projetés. Cette distinction s'impose du point de vue de la répartition des charges entre l'ouvrage projeté est le complexe sol-colonne.

Après avoir considéré les domaines d'application des colonnes ballastées selon la figure (1-1), les conditions géotechniques qui permettent leur utilisation sont abordées ci-après. Ce paragraphe permettra ainsi de décrire les sols, naturels ou anthropiques, qui sont régulièrement traités par colonnes ballastées, ainsi que les sols pour lesquels cette technique est fortement déconseillée.





**Figure 1-1:** Domaine d'application des colonnes ballastées selon les auteurs

### 1-2-2 Conditions géotechniques du sol :

Les conditions idéales, à savoir une couche uniforme homogène isotrope, reposant sur un substratum compétant ou la colonne pourra être posée et même ancrée, n'existent que rarement dans la réalité. Par ailleurs, les premiers sols à avoir été améliorés par vibroflottation ont été les sols pulvérulents au début des années 1930.

C'est avec la multitude des sols à traiter, que des vibreurs spécifiques ont été construits et que des procédés d'exécution ont été mis au point et développés depuis la fin des années 1950. L'amélioration repose sur la réalisation d'inclusions souples de module élevé, sans cohésion, à fort pouvoir drainant, qui par concentration et report de charges, augmentent la capacité portante du sol en diminuant et maîtrisant les tassements.

### 1-2-3 Sols naturels

Il existe trois types de sols naturels, se sont les sols pulvérulents, cohérents et organiques.

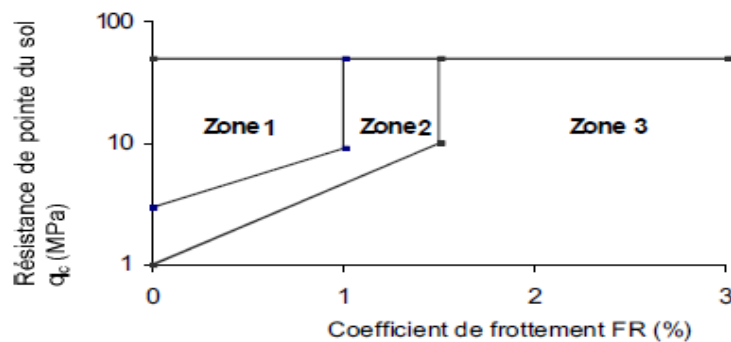
#### a. Sols pulvérulents :

Les sols pulvérulents ont été les premiers à être densifiés par vibration et par incorporation de matériaux compte tenu de l'existence de la technique de vibrocompactage.

Selon Massarsch (1991 b), la densification des sols pulvérulents en fonction des résultats d'essais de pénétration statique (Cône Pénétration Test). La distinction des trois zones se fait de la manière suivante :

- **Zone 1** : Sol compactable par simple vibration (vibroflottation).
- **Zone 2** : Sol de faible compactabilité (colonne ballastée).
- **Zone 3** : Sol non compactable par simple vibration colonne ballastée).

La vibroflottation est donc bien adapté aux sols de la zone 1 alors que les colonnes ballastées sont privilégiées pour les sols des deux autres zones figure (1-2).



**Figure 1-2** : Critère de densification des sols pulvérulents par vibroflottation, en fonction des résultats d'essais pénétrométriques statiques (d'après Massarsch, 1991 b)

Le coefficient de frottement FR (friction ratio) est défini par la relation :

$$FR = f_s / q_c \dots\dots\dots(1-1)$$

Avec :

$f_s$  : Frottement latéral;

$q_c$  : Résistance de pointe.

#### b. Sols cohérents :

Les sols cohérents traités par colonnes ballastées sont des limons, des argiles avec des pourcentages variables de matériau pulvérulent ainsi que des sols organiques. Le nombre de publications faisant état de l'utilisation de colonnes ballastées mises en place dans les sols cohérents est plus important que celui faisant référence à des sols pulvérulents.

Ces références ont été classées selon le type de fondation et d'ouvrage, la nature de sol cohérent, son épaisseur, ses paramètres physiques et mécaniques.

### c. Sols organiques :

Bien que certains auteurs aient montés l'utilisation des colonnes ballastées dans des sols organiques (tourbes, vases), avec ou sans succès, ces inclusions sont aujourd'hui proscrites dans ces types de sols. En effet, la technique des colonnes ballastées n'est pas adaptée au traitement de cette catégorie de sols qui subit des tassements secondaires importants et incontrôlés. L'étreinte latérale offerte par ces sols n'est pas assez importante pour garantir une capacité portante suffisante et assurer ainsi un tassement acceptable par les structures.

Le tableau (1-1) présente selon divers auteurs, les recommandations qu'ils formulent quant à l'utilisation ou non des colonnes ballastées lorsque l'étude de sol a permis de mettre en évidence des sols organiques. Alors que les recommandations Colonnes Ballastées 2005 conseillent de ne pas utiliser les colonnes ballastées dans les sols organiques.

Auteurs	Remarques et conseils
Dhouib et al (2006 a)	Les colonnes ballastées ne doivent pas être employées dans les sols organiques recevant des structures sensibles aux tassements (semelles).
Recommandations colonnes ballastées (2005)	Certaines conditions de sols nécessitent une considération particulière incluant la : <ul style="list-style-type: none"> <li>• Localisation et l'extension de la tourbe et des sols organiques;</li> <li>• Présence de remblais biodégradables y compris les ordures ménagères.</li> </ul>
European standard En 147312005 : E (2005)	Les colonnes ballastées ne doivent pas être utilisées dans les terrains présentant des risques de perte dans le temps des caractéristiques volumétriques et/ou mécaniques, notamment les décharges d'ordures ménagères, les tourbes et de manière générale les sols présentant une perte au feu supérieur à 5%. Les sols compressibles (vases et argiles molles) d'épaisseur supérieure à 0,5 m et présentant des caractéristiques faibles ( $C_u < 20$ KPa ou $q_c < 300$ KPa) nécessiteront une étude particulière et des dispositions constructives spécifiques : par exemple, pré chargement, consolidation.
Degen (1998)	Une couche de tourbe dont l'épaisseur est supérieure à 1m n'est pas tolérable pour la qualité de la colonne. Par ailleurs, les 3m supérieurs de la colonne ne doivent pas être dans de la tourbe.
Walts et Charles (1994)	Les essais de chargement à court terme ne peuvent pas prévoir les tassements dus à la biodégradation.
Barksdale et Bachus (1983)	Ne pas utiliser la technique des colonnes ballastées lorsque l'épaisseur d'une couche de tourbe est supérieure à 2 voire 1 diamètre de colonne. Cependant, cette condition peut être respectée si un nombre supérieur ou égal à deux vibreurs sont couplés pour réaliser des colonnes ballastées de plus grand diamètre que l'épaisseur de la couche.

**Tableau 1-1 : Remarques et conseils quant à l'utilisation des colonnes ballastées dans les sols organiques**

### 1-2-4 Sols anthropiques

Concernant les sols anthropiques, nous avons distingués les décharges d'ordures ménagères et les remblais.

#### a. Décharges d'ordures ménagères

Ce type de décharge est à considérer comme les sols organiques qui subissent des tassements secondaires importants et non contrôlés. La technique des colonnes ballastées n'est donc pas adaptée aux décharges d'ordures ménagères.

#### b. Remblais

Le terme remblais est employé ici pour des sols qui ont été mis en place afin de créer des terrains gagnés sur le milieu aquatique ou afin de combler des zones terrestres. Ces sols sont constitués de remblais hydrauliques, remblais argileux, remblais divers de démolition. Les zones remblayées sont donc particulièrement difficiles à traiter compte tenu de la nature et de l'hétérogénéité spatiale de ces sols.

- Les fondations sont à la fois souples (remblais et réservoirs) et rigides (dallage, semelles isolées et filantes).
- L'épaisseur des sols à traiter varie de 3 à 12 m.
- Les essais in situ réalisés sont des CPT, des sondages de pénétration dynamique ainsi que des essais scissométriques, et parfois des sondages à la pelle mécanique.
- Les essais de laboratoire pratiqués sont des analyses granulométriques, des teneurs en eau, des limites d'Atterberg, des essais de cisaillement ainsi que des essais œdométriques.

### 1-2-5 Couche d'ancrage

C'est une couche de sol ayant des caractéristiques mécaniques supérieures aux terrains compressibles qui doivent être traités, dans laquelle le vibreur va plus ou moins pénétrer.

Ce n'est pas nécessairement un sol de nature différente du terrain compressible. La longueur de l'ancrage est fonction des caractéristiques géotechniques de cette couche de sol ainsi que de la puissance du matériel utilisé.

On a constaté que :

- Le nombre de coup par 0,3 m (SPT) de la couche d'ancrage varie de 4 à 88.
- Lorsque l'ancrage il varie de quelque dixième de mètres de (0,3m) à (1,6m).
- Le rapport du diamètre de la colonne sur la longueur d'ancrage varie de 0,4 à 4.
- Lorsque l'ancrage n'existe pas, les colonnes sont posées sur une couche compétente.

### 1-2-6 Ballast

Le mot ballast est un matériau frottant mis en place et compacté dans le sol afin de réaliser les colonnes ballastées, il est caractérisé par :

- Son angle de frottement interne.
- Son module d'élasticité.
- Sa granulométrie et sa nature.
- Sa densité à l'état lâche.
- Sa densité en place (compacté).

D'après les caractéristiques essentielles du ballast ainsi que les recommandations issues de documents réglementaires D.T.U 13.2 (1978)-(2005).

On a constaté que :

- La nature du matériau utilisé est, dans la plus part des cas, du gravier roulé ou concassé, de la roche, le plus souvent du calcaire concassé. Par ailleurs qu'il doit être résistant aux chocs, au frottement et chimiquement stable dans le temps. Cependant, la nature du ballast est liée à la disponibilité locale du matériau.
- La granulométrie est fonction de l'alimentation (par le haut ou par le bas), en effet, la présence de fines ou d'éléments grossiers (> 35 mm) peut entraîner leur blocage dans le tube latéral, dans le cas d'une alimentation par la base. Ainsi que la granulométrie la plus fréquemment employées pour l'alimentation par le bas est du 10/30 mm, alors que dans le cas de l'alimentation par le haut, la taille maximale des particules peut atteindre 75 mm. Par ailleurs, les premiers ballasts à être déversés lors de l'alimentation par le haut sont généralement de grande taille, ceci afin de s'assurer qu'ils atteignent bien la base de l'orifice.

L'angle de frottement du ballast  $\phi$  varie entre 35 à 46°. Le poids volumique foisonné ou en place du ballast n'est que très rarement mesuré.

Dans le dimensionnement d'une colonne ballastée isolée ou en groupe, le paramètre le plus aisé à prendre en compte est l'angle de frottement du matériau. Or des études ont montrés que 20 à 23% du ballast à l'interface colonne/sol était pollué par le sol environnant. Par ailleurs, d'autre ont démontré que si la valeur de l'angle de frottement est connue à 2° près alors la valeur de la charge sur la colonne n'est connue qu'à 6% près. Ils en concluent donc qu'une variation de l'angle de frottement de 2° n'induit pas une importante source d'erreur.

Le module d'élasticité du ballast ( $E_c$ ), il est très rarement déterminé par des essais de laboratoire. Par ailleurs, il est reconnu que la valeur du module d'élasticité de la colonne varie en fonction de l'état de contrainte qui règne au sein de la colonne pendant et après de la construction de la colonne.

Le module d'élasticité de la colonne peut être estimé par la relation :

$$E_c = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\varepsilon_a} \dots\dots\dots(1-2)$$

avec :

$\sigma_1 - \sigma_3$  : Déviateur des contraintes, fonction de la charge appliquée sur la colonne.

$\sigma_1$  : Contrainte principale verticale dans la colonne.

$\sigma_3$  : Contrainte principale horizontale dans la colonne.

$\varepsilon_a$  : Déformation axiale de la colonne.

Il est recommandé d'utiliser l'état initial des contraintes dans la colonne ainsi que le changement d'état de contrainte lors du chargement pour calculer les valeurs  $\sigma_1 - \sigma_3$ .

La déformation axiale de la colonne  $\varepsilon_a$  peut être déterminée directement sur la courbe contrainte-déformation obtenue lors d'essais triaxiaux réalisés sur le ballast.

Ainsi, la prise en compte des différentes catégories de sols permet de mieux cerner les paramètres qui vont intervenir dans les mécanismes de fonctionnement des colonnes ballastées et permettre un dimensionnement efficace.

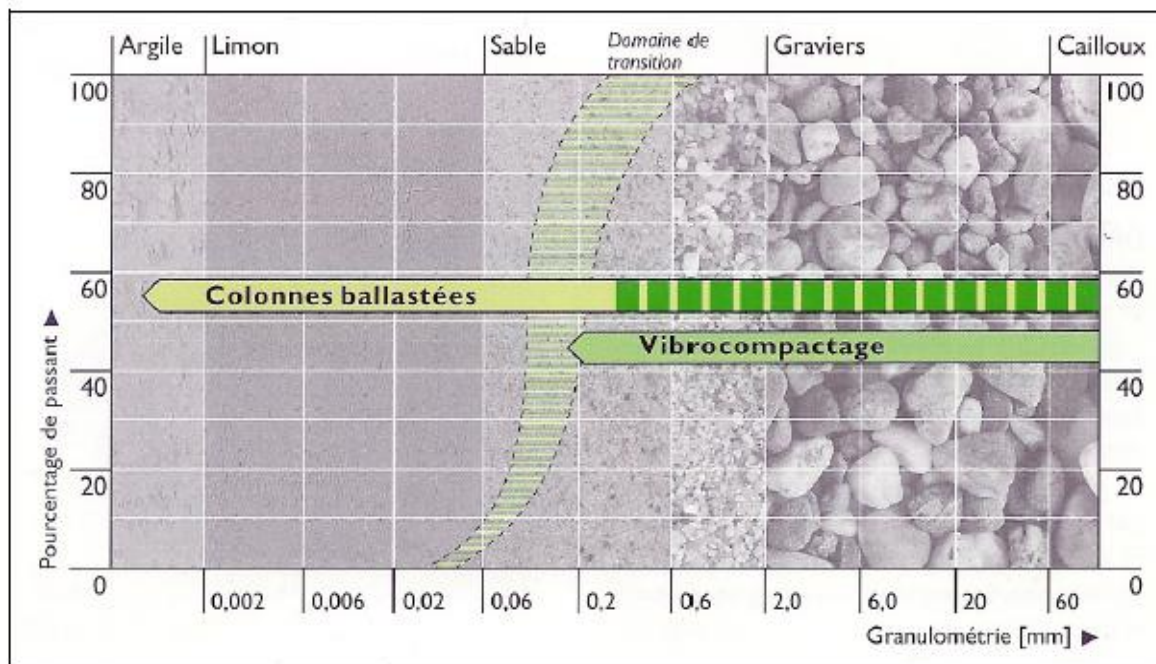
#### **1-2-7 Utilisation en zone sismique :**

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

#### **1-2-8 Limites d'utilisation sous structures sensibles aux déformations**

Les colonnes ballastées ne doivent pas être utilisées dans des terrains présentant des risques de perte dans le temps des caractéristiques volumétriques et/ou mécaniques, notamment les décharges d'ordures ménagères, les tourbes.

Les domaines d'application des techniques d'amélioration de sol sont présentés sur la figure (1-3) (document de Keller).



**Figure 1-3 :** Techniques d'amélioration du sol par colonnes ballastées  
(Document Keller)

### 1-3 Les procédés d'exécution

Il existe plusieurs techniques pour la réalisation d'inclusions souples (Dhouib et Blondeau, 2005) que ce soit par la chute libre d'énormes masses (plots ballastés pilonnés), par fonçage ou battage d'un tube obturé provisoirement ou ouvert à sa base (colonnes pilonnées), ou par la descente d'un vibreur en utilisant un fluide (air ou eau) de lançage (colonnes vibrées).

Ces techniques permettent, soit d'excaver une partie du sol en place, soit de refouler latéralement afin d'améliorer globalement ou ponctuellement ses caractéristiques géotechniques. Ces techniques de mise en œuvre sont fonction des conditions géotechniques autorisant leur utilisation ainsi que des améliorations souhaitées :

- 1- Plot ballasté pilonné
- 2- Colonne pilonnée
- 3- Vibroflottation (vibrocompactage)
- 4- Colonne ballastée vibrée

### **1. Plot ballasté pilonné**

Le principe de cette technique est le renforcement du sol cohérent compressible par la création de colonnes jusqu'à environ 8 m de profondeur, de 2 à 3 mètres de diamètre, en matériaux frottant très compactés. Les colonnes ainsi formées sont appelées plots ballastés pilonnés.

### **2. Colonne pilonnée**

Ce type de colonne fait appel à une technique utilisée pour les colonnes de sables, largement employées dès leur origine au Japon (Aboshi et al., 1991). La procédure de construction consiste à faire pénétrer dans le sol, par battage, fonçage ou vibro-fonçage, un tube métallique, provisoirement obturé ou ouvert à sa base, puis à compacter, en utilisant un pilon, un mélange de sable et de ballast préalablement déversé dans le tube, sinon, le terrain doit être extrait par forage avant l'introduction et le pilonnage du ballast. L'effet bénéfique de ce mode de mise en œuvre des colonnes provient du fait que le trou formé ne peut s'affaisser compte tenu de la présence permanente du tube. (Cette méthode n'est pas utilisable dans le cas des argiles sensibles).

### **3. Vibroflottation (vibrocompactage)**

Le terme vibroflottation est associé aux termes anglais de vibroflottation ou vibro-compaction, car ce procédé est employé afin de densifier les sols pulvérulents lâches. En effet, sous l'action de la vibration du vibreur, les sols pulvérulents lâches vont se liquéfier et après la dissipation de l'excès de pression interstitielle engendré par l'introduction du vibreur, les grains vont se réarranger en un état plus dense.

Le maillage des points de compactage dépend des caractéristiques initiales du sol et des objectifs à atteindre. Cette méthode est réservée aux sols pulvérulents ayant moins de 10 à 15 % de fines car au-delà de ces pourcentages, les fines diminuent le phénomène de liquéfaction et donc de densification. On lui préfère alors la technique des colonnes ballastées vibrées.

### **4. Colonne ballastée vibrée**

Le terme colonne ballastée vibrée est à associer au terme anglais de "vibrated stone column" ou "vibro-stone column". Cette technique est employée afin d'introduire un matériau granulaire (ballast) dans des sols cohérents car le ballast a de meilleures caractéristiques mécaniques que le sol. Par ailleurs, ce dernier ne peut pas être densifié sous la seule action de la vibration. Les colonnes sont constituées de matériaux granulaires, non cohérents, mis en place par refoulement dans le sol et compactés par passes successives remontantes.



Ils existent plusieurs modes de construction des colonnes ballastées vibrées en tenant compte du fluide de lançage, air ou eau et du mode d'alimentation du ballast, soit par le haut, soit par la base du vibreur :

- Colonne ballastée par voie sèche et alimentation par le haut;
- Colonne ballastée par voie humide et alimentation par le haut;
- Colonne ballastée par vibreur à sas, voie sèche ou humide et alimentation par la base.

L'eau est utilisée comme fluide de lançage lorsque le sol est pulvérulent et avec une nappe haute, ou si le sol est cohérent mais que l'auto-stabilité de la paroi de l'orifice n'est pas assurée. L'air est utilisé dans les autres cas.

#### **1-4 Données réglementaires (D.T.U 13.2)**

Le D.T.U (Document Technique Unifié) 13.2, relatif aux fondations profondes reste actuellement le règlement en vigueur. Néanmoins, apparaît de plus la nécessité de mettre en place des recommandations communes à destination de la profession (Dhouib et Blondeau, 2005). Aussi cette partie rappelle de manière synthétique ce règlement.

Dans le domaine de la justification des colonnes ballastées, aux prescriptions du DTU 13.2 s'ajoute, un grand nombre de travaux de recherche et de développement entrepris, en particulier dans les années 1980, par plusieurs auteurs qui ont abouti, d'une manière générale, à des abaques pour déterminer l'état des contraintes ou pour évaluer la réduction des tassements sous les ouvrages.

Pour le contrôle des colonnes ballastées, le D.T.U 13.2 définit, avec peu de clarté, le type et la consistance des essais de contrôle. Mais en pratique, il est d'usage de procéder comme suit :

- avant l'exécution des travaux : réalisation de colonnes d'étalonnage et d'information pour valider la conception de procédé (longueur des colonnes, leur diamètre, cote de refus) en fonction des données géotechniques de rapport de sol et des critères du projet;
- en cours et en fin d'exécution : réalisation de sondages de reconnaissance géotechniques (pénétromètre statique ou éventuellement dynamiques peu adapté, pressiomètre) au sein des colonnes pour vérifier la validité des critères de réception imposés par le D.T.U 13.2 et d'essais de chargement pour suivre les déformations des colonnes sous une charge plus élevée que la charge (de service) appliquée.

### 1-4-1 Essais d'information

Le tableau (1-2) définit le nombre d'essais en fonction de la profondeur à réaliser :

Essais	Nombre d'essais	Remarque
Coupe approximative des terrains rencontrés.	$N \geq 1$ pour 50 colonnes	Le volume du matériau d'apport $\geq 1,5$ fois le volume théorique de la colonne ballastée correspondant au diamètre à prendre en compte dans les calculs.
Volumes du matériau d'apport mis en place pour chaque mètre de hauteur de colonne.	$N \geq 3$ par ouvrage	

**Tableau 1-2 :** Essai d'information-Nombre d'essais (D.T.U 13.2)

### 1-4-2 Essais de contrôles

Les essais de contrôle ont pour objet de vérifier les caractéristiques mécaniques des colonnes ballastées. Les résistances minimales, en tout point de l'axe de la colonne à partir de 1 m de profondeur sont données dans le tableau (1-3).

Essais	Résistance minimale	Nombre d'essais
Pénétromètre dynamique	$R_d = 15 \text{ MPa}$	Fixé par les documents particuliers du marché.  Au moins égal au nombre d'essais d'information.
Pénétromètre statique	$R_p = 10 \text{ MPa}$	
Pressiomètre	$P_I = 1,5 \text{ MPa}$	
SPT	$N = 30 \text{ MPa}$	

**Tableau 1-3 :** Essais de contrôle – Résistances minimales (D.T.U 13.2)

Le tableau (1-4) apporte des précisions complémentaires quant à l'essai de chargement qui constitue un contrôle de portance.

Essais	Nombre d'essais N	Remarque
Essai de chargement	Fixé par les documents particuliers du marché $N \geq 1$ par ouvrage	Contrôle de portance à 1,5 fois la charge de service.

**Tableau 1-4 :** Essai de chargement – Données complémentaires (D.T.U 13.2)

### 1-4-3 Contraintes de calcul à l'ELS

La contrainte de calcul à l'ELS sur une section théorique de colonne ballastée doit être inférieure à 2 fois l'étreinte latérale du sol encaissant sans toutefois être supérieure à 0,8 MPa. Par analogie avec l'essai triaxial, la contrainte verticale de rupture de la colonne est :

$$q_c = P \cdot \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = P \cdot \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \dots \dots \dots (1-3)$$

La contrainte admissible est calculée à partir de  $q_c$  avec un coefficient de sécurité supérieur à 2 (D.T.U 13.2).

$$q_{adm} = \frac{q_c}{2} \dots \dots \dots (1-4)$$

La valeur de l'étreinte latérale résulte du rapport géotechnique. Elle est déterminée à partir d'essais de laboratoire ou à partir d'essais in situ tels que le pressiomètre, le pénétromètre statique ou le scissomètre. Dans le cas du pressiomètre, on peut assimiler l'étreinte latérale  $p$  à la valeur de la pression limite.

## 1-5 Mécanismes de comportement

Les mécanismes de fonctionnement des colonnes ballastées dépendent :

- De la disposition des colonnes, colonne isolée ou en groupe;
- Du mode de chargement, fondation rigide ou souple;
- Du type de colonne (ancrée ou flottante).

### 1-5-1 Disposition des colonnes et mécanismes de ruptures

Il s'agit, dans un premier temps, de distinguer les principes généraux qui régissent le fonctionnement des colonnes ballastées au sens large puis le mécanisme de fonctionnement et de rupture.

#### 1-5-1-1 Principes généraux de fonctionnement

La colonne ballastée n'agit pas de manière indépendante du sol encaissant ; ainsi, il est d'un usage courant de parler du complexe sol-colonne. L'ampleur des deux mouvements, horizontaux et verticaux, est fonction de nombreux paramètres dont le plus important est l'étreinte latérale offerte par le sol lui-même, étreinte qui dépend de ses caractéristiques mécaniques.

En effet, plus un sol est compétant et moins que la colonne va se déformer. Sous l'effet d'un chargement, la colonne ballastée se déforme, à volume supposé constant, verticalement, phénomène connu sous le terme de tassement, mais en même temps horizontalement, dont le terme est l'expansion du matériau.

Dans un premier temps, le tassement est dû à la compaction d matériau. Dès qu'une colonne s'expansée latéralement, le domaine des déformations élastiques est supposé dépassé et l'on entre donc dans celui des déformations plastiques. C'est grâce à ces deux mouvements que la colonne transmet une partie des contraintes au sol environnant.

Le pouvoir de confinement latéral est d'autant plus marqué que les colonnes sont en groupes, de sorte que deux colonnes se procurent mutuellement une étroite latérale leur permettant de subir des déformations moins importantes. En effet, il a été remarqué que pour des colonnes disposées en groupes, au fur et à mesure que des colonnes adjacentes sont construites pour former un groupe, les colonnes situées à l'intérieur sont confinées et ainsi rigidifiées par les colonnes environnantes.

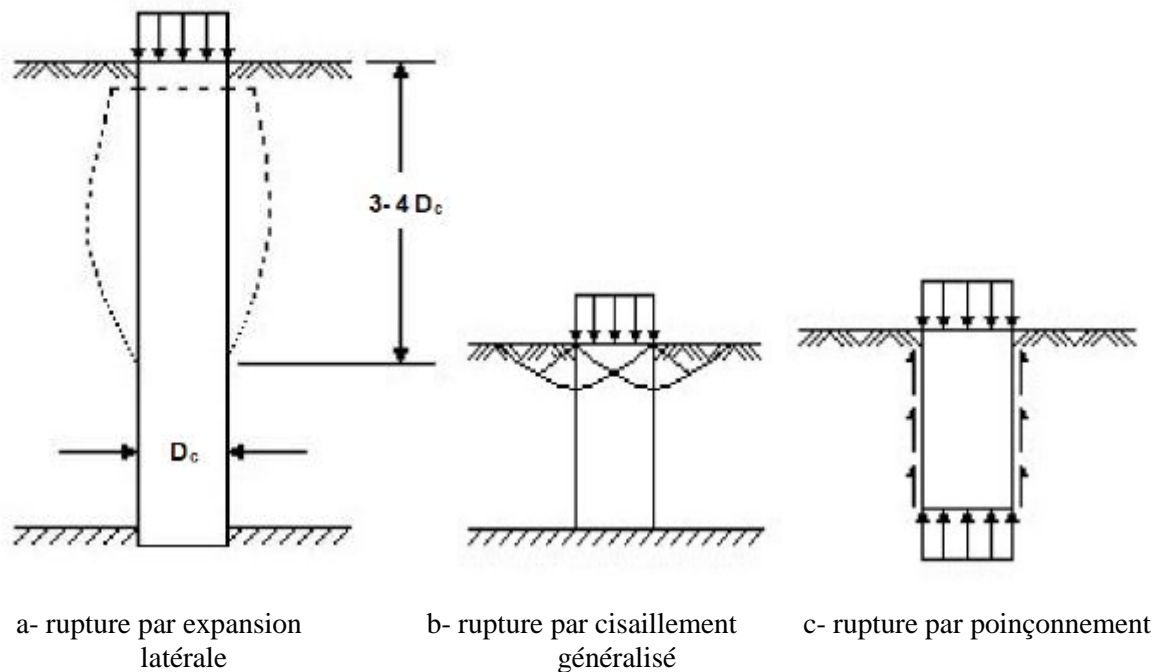
### **1-5-1-2 Colonne isolée**

Les colonnes isolées peuvent être soit ancrées soit flottantes. Cependant la plus part des colonnes isolées sont ancrées et permettent de reprendre des charges ponctuelles.

Les modes de ruptures décrits ci-dessous concernent des colonnes mises en place dans une couche homogène de sol compressible.

Le calcul de la contrainte maximale admissible consiste d'abord à déterminer la contrainte d'une colonne isolée à partir des caractéristiques des colonnes et du sol verticale de rupture  $q_{re}$  après traitement et selon les schémas de rupture possibles représentés sur les figures (1-4 a,b,c) :

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

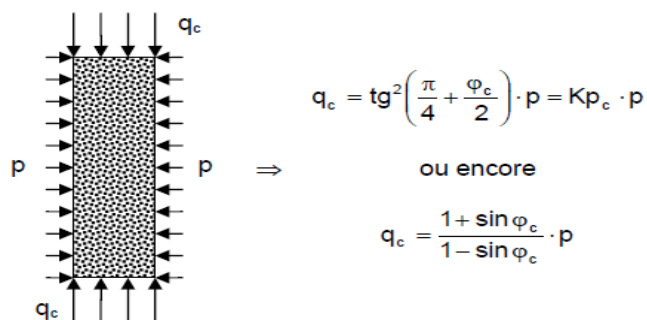


**Figure 1-4 :** Modes de rupture d'une colonne isolée chargée en tête exécutée dans une couche compressible homogène (Datye, 1982)

### a. Rupture par expansion latérale

L'analyse de la rupture par expansion latérale repose sur la théorie développée initialement par Greenwood en 1970, Mattes et Poulos (1969). La colonne est assimilée à une éprouvette composée du même matériau granulaire subissant une compression axiale  $q_c$  sous une contrainte de confinement  $p$  (étrointe latérale) égale à la résistance latérale maximale offerte par le sol ambiant, voir figure (1-5), à la profondeur où ses caractéristiques mécaniques sont minimales.

$q_c$ ,  $Kp_c$ ,  $p$  sont respectivement la contrainte verticale agissant sur la colonne à l'instant de la rupture, le coefficient de butée du ballast et la contrainte effective maximale que le sol peut supporter autour de la colonne.



**Figure 1-5 :** Analogie colonne ballastée à une éprouvette triaxiale

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

L'expansion latérale de la colonne peut être comparée à celle d'une sonde pressiométrique Ménard qui est :

$$P = P_l - U \dots\dots\dots(1-5).$$

Où

P : Étreinte latérale

$P_l$  : Pression limite du sol;

U : Pression interstitielle;

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

$$\sigma'_{c\text{lim}} = \sigma'_{h\text{lim}} \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_c}{2}\right) = \sigma'_{h\text{lim}} K_{pc} \dots\dots\dots(1-6)$$

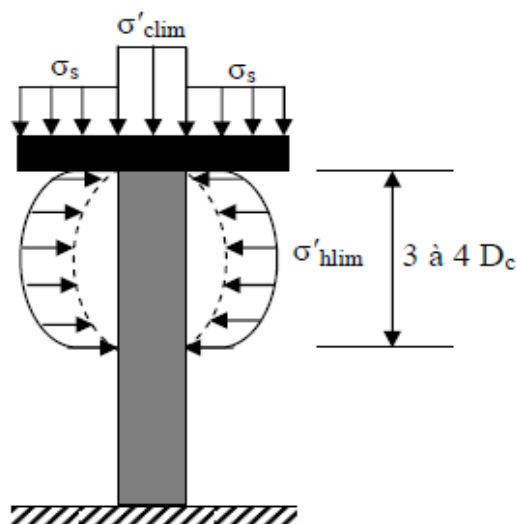
Où :

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

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

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

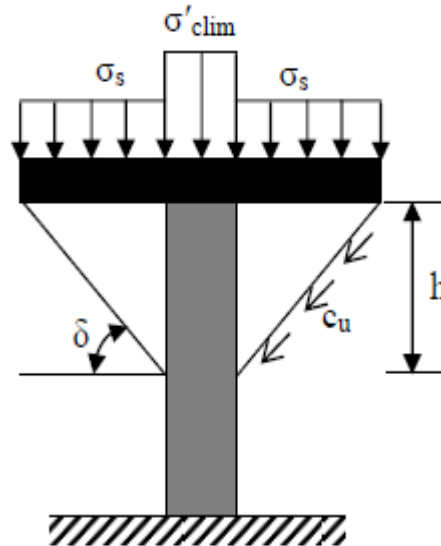
$K_{pc}$  : Coefficient de butée du ballast.



**Figure 1-6 :** Rupture par expansion latérale d'une colonne ballastée isolée sous charge axiale en tête (Greenwood, 1970)

**b. Rupture par cisaillement généralisé**

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



**Figure 1-7 :** Surface de rupture par cisaillement généralisé

Dans le cas de colonnes courtes, la rupture par cisaillement généralisé doit être vérifiée. Brauns (1978b) a envisagé le cas de rupture axisymétrique d'un volume de matériau composite ballast-sol, délimité par une surface tronconique dont la génératrice fait un angle  $\delta$  avec l'horizontale, centrée sur l'axe de la colonne posée sur un substratum, comme est présentée en figure (1-7).

La profondeur de rupture  $h$  ainsi que la contrainte verticale limite  $\sigma'_{c\text{lim}}$  en tête de colonne sont définies comme par les relations indiquées ci-dessous :

$$h = D_c \cdot \text{tg} \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_c}{2} \right) \dots\dots\dots(1-7) \text{ et}$$

$$q_c = \left[ q_s + \frac{2 \cdot C_u}{\sin(2 \cdot \delta)} \right] \cdot \left[ 1 + \frac{\text{tg} \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_c}{2} \right)}{\text{tg} \delta} \right] \cdot \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_c}{2} \right) \dots\dots\dots(1-8)$$

$q_s$  : Surcharge appliquée à la surface du sol autour de la fondation placée en tête de la colonne.

Celle-ci tient compte de quelques hypothèses simplificatrices comme notamment l'absence de cisaillement à l'intérieur de la surface de rupture et la conservation des volumes. La cohésion non drainée du sol  $C_u$  est supposée constante sur toute la profondeur du traitement.

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

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

La charge limite à la rupture par poinçonnement d'une colonne flottante a été définie par Brauns (1978). En faisant l'hypothèse qu'une colonne flottante travaille comme un pieu rigide avec développement d'un effort de pointe et un frottement latéral positif. 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 (1-8) caractérisée par un poids volumique  $\gamma_c$  et un diamètre initial  $D_{col}$ . La contrainte verticale régnant à la profondeur  $z$  à l'intérieur de la colonne est :

$$\sigma_v(z) = \sigma_{c\lim} + z \left( \gamma_c - \frac{4C_u}{D_c} \right) \dots\dots\dots(1-9)$$

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

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

$$L_{c\min} = \frac{D_c}{2} \left( \frac{N_c C_u - \sigma_{c\lim}}{\gamma_c - 2C_u} \right) \dots\dots\dots(1-10)$$

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

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

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

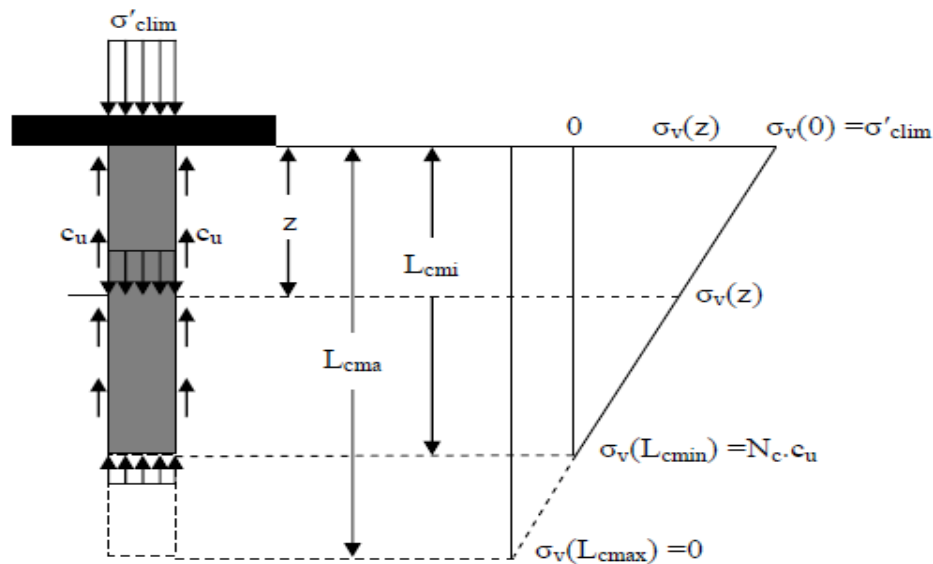
$$L_{c\max} = \frac{D_c}{2} \left( \frac{\sigma_{c\lim}}{2C_u - \gamma_c} \right) \dots\dots\dots(1-11)$$



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

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

La figure (1-8) 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.

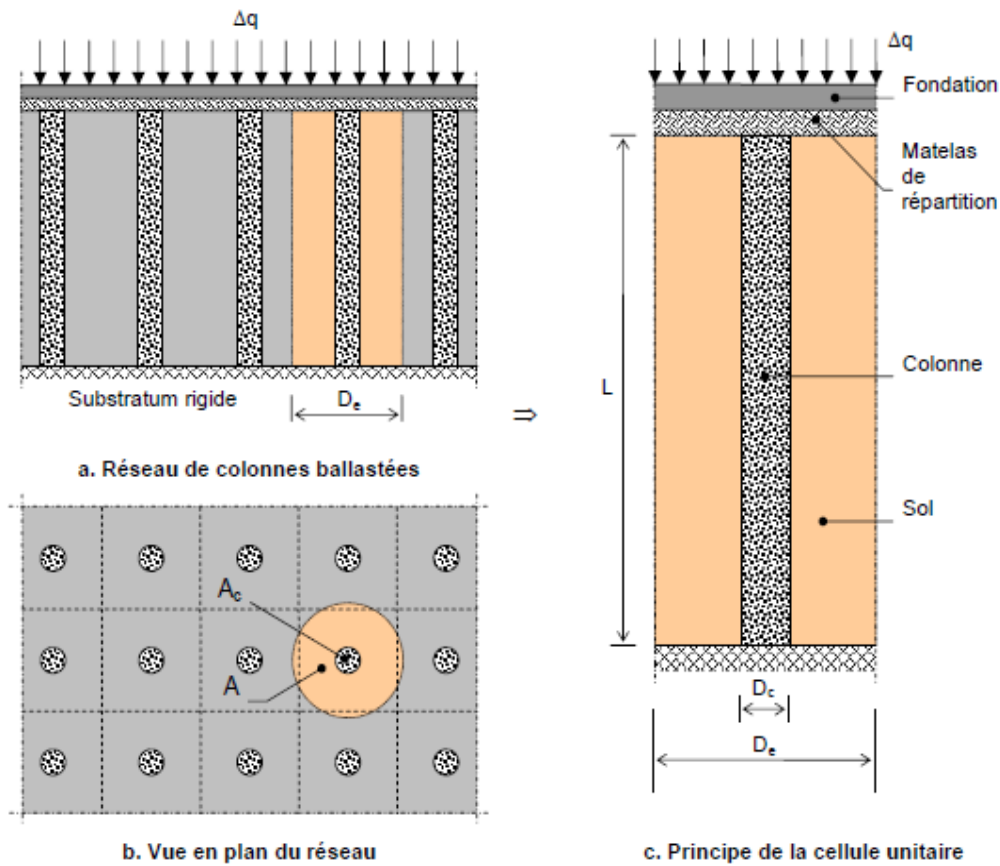


**Figure 1-8 :** Rupture par poinçonnement d'une colonne ballastée flottante isolée (Brauns, 1980)

### 1-5-1-3 Réseaux de colonnes ballastées et principe de la cellule unité

#### 1- Domaine d'influence de l'inclusion

Dans le cas d'un réseau de colonnes ballastées sous un ouvrage de grandes dimensions, il est d'usage de considérer le comportement d'une cellule "élémentaire" ou "unitaire" comprenant une colonne et le sol environnant. On suppose alors que cette cellule unité est limitée latéralement par une paroi rigide et lisse et que les déformations verticales sont uniformes sur toute la hauteur (Besançon, 1984), selon la figure (1-9).



**Figure 1-9 :** Réseau de colonnes ballastées

En général les colonnes ballastées qui peuvent être utilisées pour l'amélioration des sols soumis à des chargements uniformément répartis sont disposées suivant un réseau régulier.

Il y a trois arrangements possibles représentés sur la figure (1-10) :

- Triangulaire équilatéral;
- Carré;
- Hexagonal régulier

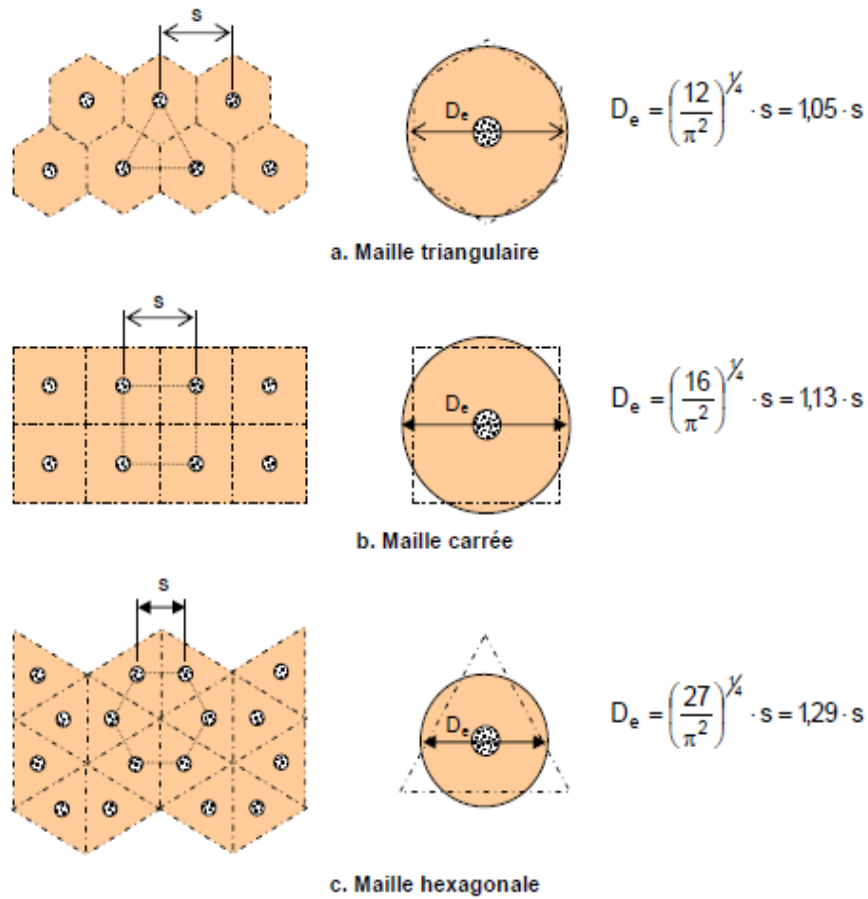
Suivant le type de maille retenue, les diamètres des domaines d'influence équivalents choisis le plus souvent cylindriques par commodité de calcul.

Les paramètres  $D_e$  et  $s$  (spacing) sont respectivement le diamètre équivalent, ou zone d'influence de la colonne et l'entre axe des colonnes.

La figure (1-10) nous permet de constater que la zone d'influence optimale d'une colonne est réalisée pour un maillage triangulaire.

Le cylindre constitué par la colonne et par le sol environnant et ainsi appelé cellule unité.

Le principe de la cellule unité ne peut en aucun cas être employé pour le dimensionnement d'un groupe réduit de colonnes (colonne isolée ou groupes sous semelles).



**Figure 1-10 :** Domaine d’influence pour l’étude des réseaux de colonnes ballastées (Balaam et Poulos, 1983)

Enfin le tableau (1-5) ci-dessous récapitule les notations et les définitions adoptées pour les différentes aires de la cellule élémentaire.

Désignation	Formulation
Aire de la cellule	$A = \frac{\pi D_e^2}{4}$
Aire de la colonne	$A_c = \frac{\pi D_c^2}{4}$
Aire du sol	$A_s = A - A_c$

**Tableau 1-5 :** Notation et définition des aires

## 2- Diamètre théorique de la colonne ballastée

Le diamètre théorique de la colonne ballastée est fonction des données de base suivant :

- Les caractéristiques géométriques du sol;
- Le procédé d'exécution des colonnes (matériel, la nature du fluide de lancement ;
- La granulométrie du matériau d'apport retenu.

Ce diamètre théorique est :

- soit un diamètre mesurer après excavation,
- soit déduit de la quantité de matériau incorporé mesuré à l'état lâche.

La droite proposée par Thorburn (1975), pour des vibreurs de catégorie courante et une granulométrie moyenne, s'inscrit bien à l'intérieur du fuseau proposé. La partie basse du fuseau correspond à des matériaux d'apport de granulométrie réduite ( $\leq 40\text{mm}$ ) est la partie haute est relative à l'utilisation des matériaux plus grossiers (jusqu'à 100 mm).

De plus Dhouib (2005) précise que le diamètre de la colonne dans le terrain dépend non seulement des performances des moyens mis en œuvre (puissance du vibreur, degré de compactage) mais également de l'étreinte latérale du sol. Le diamètre de la colonne peut ainsi varier de 0,6 à 0,8 m lorsque l'étreinte latérale rencontrée augmente et de 0,8 à 1,3 m lorsque l'étreinte latérale diminue.

## 3- Angle de frottement interne du ballast compacté

L'angle de frottement interne du ballast recommandé par le D.T.U (13.2) est de  $38^\circ$ .

D'après Besançon (1984), malgré des indications trop fragmentaires pour proposer une règle précise, il semble correct d'adopter pour les projets :

- la valeur de  $38^\circ$  dans le cas d'un granulats relativement fin ( $\leq 50\text{ mm}$ ) et d'un sol naturel argileux.
- la valeur de  $42^\circ$  dans le cas d'un matériau d'apport plus gros (jusqu'à 100 mm) et d'un sol naturel plus limoneux.

Ces valeurs sont indiquées pour un sol concassé. Dans le cas d'un matériau roulé, la valeur de  $38^\circ$  semble plus indiquée.

## 4- Rapport des modules de déformation élastique

Dhouib (2005) indique qu'une valeur minimale de 60 Mpa est usuellement retenue pour le module de Young drainé  $E'_c$ .

Priebe (1995) quant à lui adopte un module œdométrique drainé de 100 Mpa, ce qui revient si l'on considère un coefficient de poisson  $\nu_c=1/3$  à un module de Young du ballast :

$$E'_c = 66,7 \text{ Mpa.}$$

### **5- Influence de l'exécution des colonnes**

Dans les limites du domaine d'influence, Besançon (1984) considère que le volume de sol qui entoure la colonne peut être décomposé en deux zones :

- une couronne de transition en contact avec le ballast, d'épaisseur et de composition variables, dans laquelle la colonne mobilise son étreinte latérale.
- un cylindre de sol compressible, dont l'épaisseur est généralement très grande comparée à celle de la zone de transition et dont les propriétés mécaniques gouvernent les tassements de l'ouvrage et sa stabilité générale.

Pour le cylindre de sol compressible et dans le cas des sols fins (limons et surtout argiles), l'amélioration des caractéristiques mécaniques est généralement considérée comme faible (Dhouib, 2005). Seuls les sols sableux peuvent faire l'objet d'une densification entre les colonnes.

Pour la zone de transition, il est généralement admis que le sol au contact du ballast présente aussi les mêmes caractéristiques que le sol avant exécution des colonnes.

Selon :

- Goughnour (1979), la mise en place des colonnes ballastées provoque une compression latérale du sol et donc accroît la valeur du coefficient  $K_0$ ,
- Priebe (1995), l'hypothèse d'un milieu hydrostatique, correspond à une liquéfaction du sol due aux conditions de réalisation des inclusions ( $K_0=1$ ).
- Vautrain (1980), une forte amélioration de la cohésion des horizons argileux et tourbeux juste après traitement.

#### **1-5-1-4 Facteur de substitution du sol $A_r$ et rapport de surface $A_s$**

Le facteur de substitution du sol  $A_r$  (taux d'incorporation) ou (area replacement ratio) est défini comme étant le rapport de l'aire de la colonne et de l'aire totale d'une cellule unité selon le maillage considéré. Ce facteur est donc toujours inférieur à l'unité et s'écrit selon la relation :

$$A_r = \frac{A_c}{A} < 1 \dots \dots \dots (1-12)$$

Avec :

$A_c$  : aire d'une colonne de la maille;

$A$  : aire totale d'une cellule unité.

Le rapport de surface  $A_s$  ou (area ratio) est défini comme étant l'inverse de  $A_r$  et est toujours supérieur à l'unité :

$$A_s = \frac{A}{A_c} > 1 \dots \dots \dots (1-13)$$

Ces deux facteurs permettent donc de déterminer le pourcentage de matériau incorporé par rapport au sol naturel et l'amélioration qui en résulte (cas d'un maillage infini de colonnes) mais lorsque les colonnes sont placées sous des surfaces limitées (semelles) c'est un peu délicat. Cependant, ces rapports sont aussi employés dans le cas des semelles en considérant, non plus l'aire totale de la maille, mais l'aire totale de la fondation.

Le facteur de substitution du sol  $A_r$  varie selon les conditions initiales du sol (avant amélioration) et selon l'objectif de l'amélioration (diminution des tassements, augmentation de la capacité portante, diminution des risques de liquéfaction...), ce facteur varie de 0,05 à 0,5 pour des chargements uniformes sous un réseau infini de colonnes et de 0,16 à 0,5 pour des chargements sur semelles (Greenwood, 1991) et (Dhouib et al., 2004a,1998).

Nous pouvons constater que le facteur de substitution moyen se situe entre 0,2 et 0,35.

#### **1-5-1-5 Essais pour la détermination de l'amélioration**

Les essais en grandeur réelle réalisés pour déterminer l'amélioration apportée par la mise en place des colonnes sont des essais de chargement à la plaque sur une colonne ou sur des zones supérieures à  $1\text{m}^2$ , ainsi que des sondages avant et après la mise en place des colonnes.

Selon divers auteurs, les conditions de sol, le type de fondation, les paramètres géométriques des colonnes et leur disposition, les essais réalisés in situ afin de déterminer cette amélioration ainsi que les paramètres mesurés lors d'essais de chargement.

On a constaté que :

- Le diamètre des colonnes ( $D_c$ ) varie de 0,6 à 1,1 m et que leur longueur ( $L_c$ ) varie de 2,5 à 15 m, exceptionnellement supérieure à 20 m.
- Le maillage triangulaire est, devant le maillage carré. L'espacement entre axe de colonnes varie de 1,2 à 4 m.
- Les colonnes disposées sous des fondations rigides sont seules, ou par groupes de deux à quatre, parfois six et aussi utilisées sous les semelles filantes, leur entre axe varie de un à  $2,7 D_c$ .
- Le facteur de substitution du sol  $A_r$  varie de moins de 0,1 à 0,5 selon l'amélioration recherchée.
- Très peu d'essais de chargement comparatifs en grandeur réelle ont été réalisés. Les essais de chargement à la plaque (sur la colonne uniquement) ou sur les zones comprenant plusieurs colonnes, mais sans charger le sol naturel lors d'un essai à un autre. Les paramètres mesurés sont souvent uniquement le tassement en fonction de la charge.
- Les essais pratiqués afin de déterminer l'amélioration obtenue sont ceux classiquement employés in situ (CPT, SPT, pressiomètre, scissomètre...) ainsi que des essais de chargement. La comparaison des résultats de sondages avant et après la mise en place des colonnes montre que les sols cohérents ont des facteurs d'amélioration moindre que les sols pulvérulents.

A titre d'exemples [30] :

- Bretelle et al. (2004), Zaghouani et al. (2004), et Guilloux et al. (2003) ont démontré que dans les horizons sableux, le rapport de la résistance de pointe du sol après et avant varie de 1,7 à 1,9 alors qu'il est égal à 1 dans les passages limon-argileux.
- Renton-Rose et al. (2000), déterminent des valeurs de ce rapport égales à 2,1 à 2,5 dans des sables et graviers propres.
- Hayden et Welch (1991) constatent un rapport de 1,5 à 3 dans les couches sableuses alors qu'il est inférieur à 1,5 dans les couches argileuses.
- Vautrain (1980) a mesuré que la cohésion non drainé de l'argile molle avait augmenté d'un facteur maximal de 5,17.
- Holeyman et Wallays (1984) ont réalisé des colonnes de sable par la technique de pilonnage dans des sols tels que du sable fin, du sable limoneux et du sable moyen.

Ils ont constaté que l'amélioration était fonction de la granulométrie du sol, de sa compacité initiale ainsi que de la quantité du matériau incorporé;

Ils remarquent que plus la quantité de fines du sol est élevée plus l'amélioration de la résistance de pointe du sol est faible.

### 1-5-2 Facteur permettant de qualifier et quantifier l'amélioration

Les facteurs permettant de qualifier et de quantifier l'amélioration sont :

- $\eta$ , facteur de concentration de contraintes.
- $\beta$ , facteur de réduction des tassements.

#### 1-5-2-1 Facteur de concentration des contraintes $\eta$

La charge verticale appliquée à la surface du sol se répartit entre la colonne et le sol en proportion de leurs aires respectives.

La relation entre la contrainte moyenne  $\Delta q$  appliquée sur l'aire totale  $A$  de la cellule, le supplément de contrainte  $\Delta q_c$  transféré à la colonne d'aire  $A_c$  et le supplément de contrainte  $\Delta q_s$  supporté par le sol sur l'aire  $A_s$  est défini par l'équation suivante :

$$\Delta q \cdot A = \Delta q_c \cdot A_c + \Delta q_s \cdot A_s \dots\dots\dots(1-14)$$

Le rapport de concentration de contrainte  $\eta$  est égal à :

$$\eta = \frac{\Delta q_c}{\Delta q_s} \dots\dots\dots(1-15)$$

$\eta$  constitue un paramètre fondamental dans la caractérisation du comportement de la colonne ballastée.

Cette concentration n'est pas immédiate mais se développe au fur et à mesure de l'évolution de la consolidation primaire du sol autour de l'inclusion.

Il convient cependant de noter que des différences suivant le type de fondations qui supporte la charge  $\Delta q$  (Dhouib, 2005).

Dans le cas de fondations souples (remblais, dallages, radiers souples), le report de charge est moins accentué que dans le cas de fondations rigides (radiers rigides, semelles).

La valeur habituelle de  $\eta$  pour l'état final de transfert de charge est généralement comprise entre 3 et 5. Ceci a pu être montré par des études en laboratoire (Aboshi et al, 1979) comme des expérimentations en vraie grandeur. Vautrain (1980) a cependant montré que pour des sols particulièrement mous et hétérogènes,  $\eta$  pouvait atteindre des valeurs aussi élevées que 50. Dans le cas des fondations rigides, Dhouib (2005) indique que  $\eta$  varie de 4 à 10.



Pour des sols supposés élastique  $\eta$  est égal au rapport des modules de déformation de la colonne et du sol ( $E_c/E_s$ ).

Cependant pour Alamgir et al. (1996),  $\eta$  est fonction de l'espacement entre colonnes, du type de sol, de la profondeur et de l'état de chargement.

Le tableau (1-6) présente les différents cas de figure étudiés par Guermazi (1986). Il s'agissait de l'étude d'une cellule triaxiale dans laquelle était placée, autour d'un échantillon de sable modélisant la colonne, un limon. Les essais qui ont été répertoriés font références à des essais à contrainte de confinement constant.

Etude	Contrainte verticale totale (kPa)	$\eta$ initial	$\eta$ intermédiaire	$\eta$ final
Essai de chargement jusqu'à la rupture de la colonne drainante.	100 à 310	6.0	5.8 (au pic)	2.5
Essai de chargement jusqu'à la rupture de la colonne non drainante.	50 à 170	2.8	3.1 (plastification)	1.1
Essai de chargement d'une colonne non drainante comportant un palier de consolidation.	40 à 150	2.7	3.2	1.6
	150 à 320	4.0	3.8	1.6

**Tableau 1-6 :** Variation du facteur de concentration des contraintes (d'après Guermazi, 1986)

Les valeurs initiales importantes sont dues à la contrainte initiale appliquée. Guermazi remarque que pour des essais à déplacement radial nul, cas extrême,  $\eta$  est égal à environ 6 lorsque la colonne de sable est à l'état quasi élastique et diminue jusqu'à la valeur 4 lorsque la colonne est à l'état plastique. Par ailleurs, il constate qu'au-delà du point de plastification de la colonne,  $\eta$  diminue progressivement, traduisant un transfert de charge de la colonne vers le sol.

### 1-5-2-2 Facteur de réduction des tassements $\beta$

Un autre paramètre essentiel permettant de caractériser l'efficacité du traitement est le facteur de réduction des tassements  $\beta$ .

Le facteur de réduction des tassements  $\beta$  est défini comme étant le tassement du sol non amélioré sur le tassement du sol amélioré. L'inverse de  $\beta$  est nommé coefficient du tassement. Le coefficient  $\beta$  est toujours supérieur à 1, s'écrit selon la relation :

$$\beta = \frac{S_{non-amélioré}}{S_{amélioré}} > 1 \dots \dots \dots (1-16)$$

Avec :

$S_{non-amélioré}$  : Tassement du sol non amélioré ( $S_{na}$ );

$S_{amélioré}$  : Tassement du sol amélioré ( $S_a$ )

Dans le cas des fondations rigides, les tassements sont identiques en têtes de colonnes et à la surface du sol et dans le cas des fondations souples, ils diffèrent peu (Dhouib, 2005).

Balaam et Poulos (1983) ont indiqué que le facteur de réduction des tassements sous des ouvrages rigides et souples ne diffère que de quelques pour-cent pour des géométries courantes de traitement. Pour un rapport longueur sur diamètre de colonne  $\left(\frac{L_c}{D_c}\right)$  inférieur à 5

le facteur de réduction des tassements  $\beta$  des fondations souples est légèrement inférieur à celui des fondations rigides. Or, la hauteur de colonne correspondant à un rapport  $\left(\frac{L_c}{D_c}\right)$  inférieur à 5 pour un diamètre moyen de 0,8 m, est de 4 m.

Par ailleurs, ils indiquent que le  $\beta$  des fondations souples et rigides est identique lorsque le rapport  $\left(\frac{H_c}{D_c}\right)$  est compris entre 10 et 20.

Dans l'hypothèse d'un comportement purement élastique du sol et du ballast, il est possible dans le cas des fondations rigides de définir des relations particulières entre le rapport de concentrations des contraintes  $\eta$  et le facteur de réduction des tassements  $\beta$ .

Dhouib (2005) indique dans ce cas particulier que :

$$\eta = \frac{\Delta q_c}{\Delta q_s} = \frac{E_c}{E_s} \dots \dots \dots (1-17)$$

Cette relation qui ne dépend pas du rapport  $A_c/A$ , peut s'établir en considérant que la colonne et le sol ambiant se comportent de manière indépendante. Ainsi il est possible d'écrire que :

$$S_a = \frac{\Delta q_s}{E_c} . L = \frac{\Delta q_c}{E_c} . L \dots \dots \dots (1-18)$$

et donc d'aboutir à  $\eta$  mais ceci semble constituer une assez grande simplification.

Soyez (1985) indique que la conservation des modules de compressibilité (ou modules de déformation élastiques) permet d'écrire :

$$S_{na} = \frac{\Delta q}{E_s} \cdot L \dots \dots \dots (1-19)$$

$$\text{ainsi que : } \beta = \frac{\Delta q}{\Delta P_s} \dots \dots \dots (1-20)$$

Et comme :

$$\Delta q \cdot A = \Delta q_c \cdot A_c + \Delta q_s \cdot A_s \dots \dots \dots (1-21)$$

$$\text{Il vient alors : } \beta = 1 + \left( \frac{\Delta q_c}{\Delta q_s} - 1 \right) \cdot \frac{A_c}{A} = 1 + (n-1) \cdot \frac{D_c^2}{D_e^2} \dots \dots \dots (1-22)$$

L'efficacité du traitement peut être donc défini par deux paramètres essentiels  $\eta$  et  $\beta$  définis respectivement par :

$$\eta = \frac{\Delta q_c}{\Delta q_s}, \beta = \frac{S_{na}}{S_a} \dots \dots \dots (1-23)$$

## 1-6 Conclusion

Ce chapitre présente une synthèse bibliographique sur l'amélioration du sol par colonnes ballastées. En plus, le caractère « déformable » des colonnes ballastées offre une grande souplesse, qui s'adapte bien aux déformations des ouvrages souples tels que les remblais, les dallages et les radiers souples. Sous les fondations rigides, l'égalité des tassements de la surface du sol et de la tête de colonnes peut réduire les risques de tassements différentiels, notamment lorsque les descentes de charge sont uniformes.

Le caractère frottant du ballast sans cohésion nécessite que le sol encaissant possède une étreinte latérale suffisante capable de confiner le ballast. De plus, cette étreinte doit être stable dans le temps, ce qui exclut la réalisation des colonnes ballastées dans les sols organiques (tourbe ou autres) et les matériaux de décharges ménagères.

Il y a une variété de techniques pour améliorer les sols mous ou compressibles. Le choix et le succès d'un système d'amélioration de sol dépend de la compréhension complète des conditions de sol, des charges appliquées par les structures et des tassements admissibles.

# ***CHAPITRE 2***

***COMPORTEMENT DES SOLS TRAITÉS PAR  
COLONNES BALLASTÉES***

## CHAPITRE 2

### COMPORTEMENT DES SOLS TRAITÉS PAR COLONNES BALLASTÉES

#### 2-1 Introduction

La diversité et la complexité des comportements des matériaux ont amenés les rhéologues à distinguer un grand nombre de comportements tels que l'élasticité, la viscosité, la plasticité et leurs combinaisons.

Plusieurs modélisations par éléments finis ont été conduites pour appréhender le comportement des sols traités par colonnes ballastées (Balaam et Poulos, 1970; Gerrard et al., 1979; Schweiger et Pande, 1986; Masaaki et Masaki, 1990; et al., 2000).

#### 2-2 Fondement du comportement des sols

Un sol est un milieu triphasé (solide, liquide, gazeux). Ici, il sera considéré comme étant sec ou saturé afin de simplifier les situations régissant son comportement qui dépend d'un grand nombre de paramètres et de l'évolution de ces paramètres au cours du temps.

##### 2-2-1 Les principaux paramètres qui conditionnent le comportement d'un sol :

Le comportement d'un sol est dépendant d'un grand nombre de paramètres :

- La cohésion : lien entre les grains.
- La teneur en eau.
- Le type de sol (cohérent, pulvérulent,...).
- La taille des grains de la matrice granulaire (% en fine, matrice  $< 80 \mu\text{m}$ ).
- L'angle de frottement interne.
- Le module de Young et le coefficient de Poisson.
- La phase liquide (composition, présence ou non de sels de cations).
- L'organisation géologique : (présence de strate, de failles...).
- La composition minéralogique : (ex : présence de montmorillonite,...).
- L'état hydrique : (saturé, non saturé, sec).
- Le degré de consolidation : (normalement consolidé, sous consolidé, sur-consolidé).
- Végétation : (importance du nombre d'arbres, type d'arbres, type de végétation).
- Hétérogénéité du sol.

De plus, ces propriétés changent au cours de la vie d'un sol. En effet, le climat, l'érosion, les aménagements artificielles sont autant de facteurs changeant les propriétés d'un sol au cours de son existence ce qui modifie de manière fondamentale les paramètres du sol.

La loi d'érouissage donne l'évolution de la surface de charge délimitant le domaine élastique avec l'apparition des déformations plastiques.

### 2-2-2 Equation fondamentale pour sols poreux

Pour déterminer le comportement d'un sol on effectue un certain nombre d'hypothèse (négliger la végétation, sol supposé homogène). Pour décrire le comportement d'un sol, on utilise les équations fondamentales souvent simplifiées par les équations suivantes :

- L'équation d'équilibre :

$$\frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} + \gamma_w \frac{\partial h}{\partial x_i} + \gamma' \delta_{iz} = 0 \quad (3 \text{ équations})$$

- L'équation de souplesse :

$$\frac{\partial \varepsilon_{hk}}{\partial t} = C_{khij} \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial t} \quad (6 \text{ équations})$$

- L'équation de compressibilité :

$$\varepsilon_{hk} = -\frac{1}{2} \left( \frac{\partial u_h}{\partial x_k} + \frac{\partial u_k}{\partial x_h} \right) \quad (6 \text{ équations})$$

- L'équation de Darcy :

$$-K \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} = \frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t} \quad (1 \text{ équation})$$

Soit un total de 16 équations à 16 inconnus : contraintes, déformations, déplacements et pression neutre en tout point du sol.

En imposant les conditions limites initiales appropriées, l'intégration de ces équations permet de savoir n'importe où, les quantités nécessaires pour déterminer le comportement d'une région de terrain soumise à un ensemble de charge statiques et hydrauliques.

La solution peut être obtenue en principe par une méthode numérique. Mis à part des cas très spéciaux, une solution analytique est impossible. Un certain nombre de modèles numériques existent pour modéliser le comportement d'un sol.

Avant de rentrer dans la présentation des modèles, nous allons nous attacher à présenter les paramètres fondamentaux de la géotechnique.

### **2-2-3 Lois de comportement utilisées par la Méthode des Eléments Finis pour modéliser les sols améliorés**

Plusieurs modèles de comportements ont été utilisés par plusieurs auteurs pour dimensionner les colonnes ballastées par la méthode des éléments finis.

Pour simuler le comportement d'un milieu amélioré par colonnes ballastées, Balaam et al. (1976) et Ka-Ching Cheng 1998 ont utilisé la méthode des éléments finis avec un comportement élasto-plastique du milieu composite. A.P Ambily et al (2007) ont aussi utilisé le même modèle avec les conditions drainées de sol, de ballast et de sable.

Alamgir et al. (1996) ont proposé une approche élastique pour dimensionner un réseau de colonnes ballastées. Pour simuler le comportement d'un sol amélioré par des colonnes ballastées encaissées par géogrille, S.N. Malarvizhi et al (2005) ont utilisé le modèle de type "soft soil" pour le sol et le modèle élasto-plastique pour les colonnes ballastées.

Le modèle élasto-plastique de Mohr-coulomb est le modèle le plus utilisé pour le dimensionnement des colonnes ballastées vue ses résultats qui sont généralement proches de ceux trouvés par des essais expérimentaux qui restent les seuls moyens pour valider ce genre d'études.

## **2-3 Paramètres fondamentaux de la géotechnique**

### **2-3-1 La consolidation**

Lorsqu'on applique une charge à un sol, l'ensemble de la charge est reprise par la phase liquide. On a l'apparition de pression interstitielle. Avec le temps, l'eau s'écoule, la pression interstitielle diminue. Une part de plus en plus importante de la charge appliquée est reprise par le squelette granulaire.

Un échantillon est dit consolidé si l'ensemble de la contrainte appliquée est reprise par le squelette granulaire.

### **2-3-2 La pression de pré-consolidation**

Le comportement d'un sol dépend de la succession des contraintes auxquelles il a été soumis au cours de son existence.

On définit la pression de pré-consolidation comme étant la valeur de la contrainte effective verticale maximale à laquelle il a déjà été soumis. Elle est notée la plupart du temps  $\sigma'_p$ .

### 2-3-3 Le rapport de sur-consolidation

Le rapport de sur-consolidation OCR, est le rapport entre la valeur de la pression de pré consolidation par rapport à la contrainte effective verticale à laquelle il est soumis au moment de l'étude.

$$OCR = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_v} = \frac{\sigma'_{vb}}{\sigma'_{vc}} \dots\dots\dots(2-1)$$

$\sigma'_p$  : Pression de pré consolidation.

$\sigma'_v$  : Contrainte effective verticale actuelle.

Ainsi :

**OCR < 1** : le sol est dit sous consolidé, il sera donc soumis à des tassements immédiats importants.

**OCR = 1** : le sol est dit normalement consolidé.

**OCR > 1** : le sol est dit sur consolidé.

### 2-3-4 La courbe œdométrique, indice de compression et indice de gonflement

Lorsqu'après chargement de l'échantillon la consolidation est terminée, la contrainte totale se retrouve entièrement appliquée aux grains devient alors effective. A chaque étape de chargement on peut déterminer la courbe œdométrique, voir figure (2-1) qui est la variation de (e) en fonction de  $\log(\sigma')$ .

On obtient une courbe comme suit :

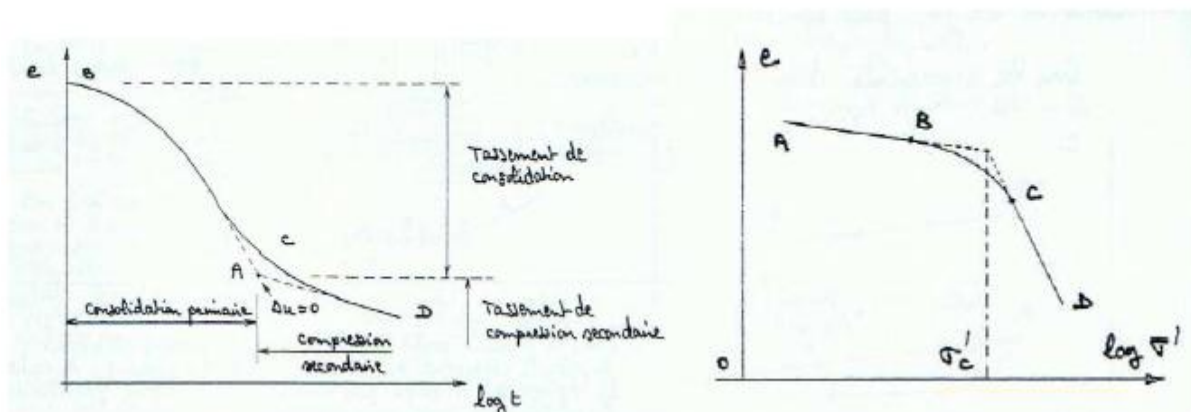


Figure 2-1 : Courbe œdométrique



Elle comporte essentiellement deux parties rectilignes AB et CD. La première a une faible pente tandis que la seconde à une forte pente. Les tassements restent très faibles. Tout se passe comme si le sol avait déjà été consolidé à cette pression, la pression est de pré-consolidation notée  $\sigma'_p$ .

Si on recharge l'échantillon à partir de A', le point figuratif se déplace suivant une droite A'B' plus ou moins parallèle à AB et vient se raccorder à CD.

On peut constater à nouveau la non-réversibilité du sol et le fait qu'il présente un cycle d'hystérésis.

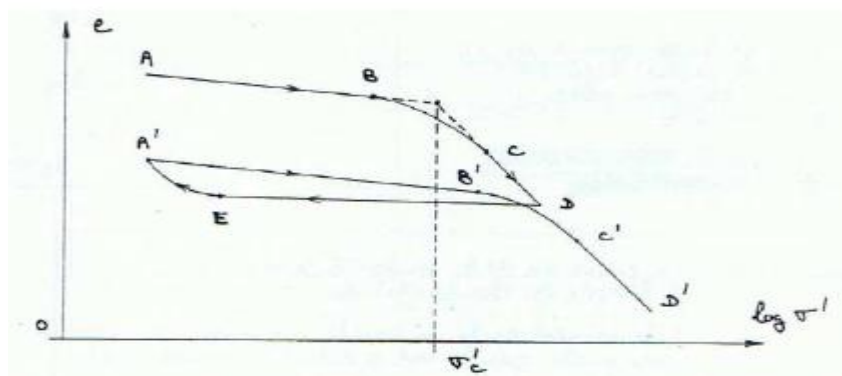


Figure 2-2 : Courbe œdométrique déchargement-rechargement  $\sigma'_p = \sigma'_c$

- **L'indice de compression**

Il est défini comme suit :  $C_c = \frac{-\Delta e}{\Delta \log(\sigma')}$  Pour  $\sigma' \geq \sigma'_p$  .....(2-2)

- **L'indice de gonflement**

Il est défini comme étant :  $C_g = \frac{-\Delta e}{\Delta \log(\sigma')}$  .....(2-3)

Sur le tronçon A'D voir la figure ci-dessus.

- **Le second indice de compression**

Il s'agit du coefficient de linéarité entre le logarithmique du temps et la variation de

déformation au cours de l'étape de consolidation primaire :  $C_\alpha = \frac{\Delta e}{\log(t_2) - \log(t_1)}$  .....(2-4)

$C_\alpha$  : Second indice de compression

$t_1, t_2$  : Borne de l'intervalle de temps considérée lors de la mesure.

**2-3-5 Le rapport de charge**

Le rapport de charge  $\eta$  est défini comme étant le rapport entre la contrainte déviatorique  $q$  et

la pression moyenne effective  $p'$ : 
$$\eta = \frac{P'}{q} \dots\dots\dots(2-5)$$

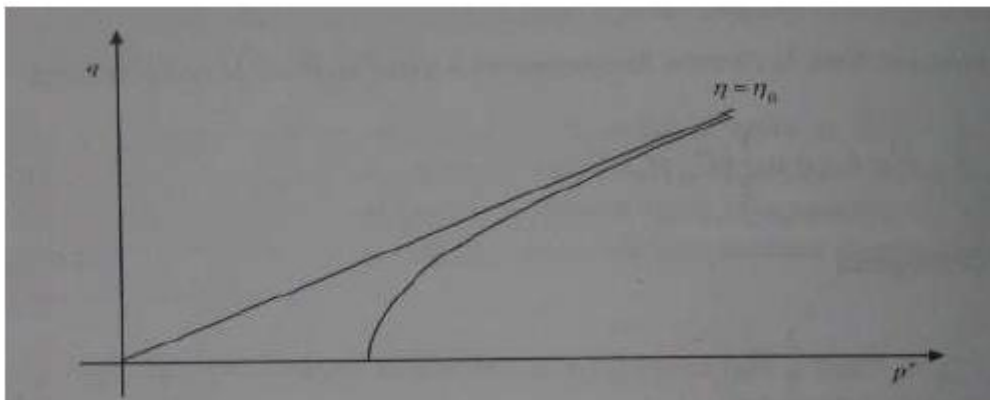
**2-3-6 Coefficient de poussée au repos**

Soit  $K$  le rapport de poussée, défini comme le rapport entre la contrainte radiale effective et la

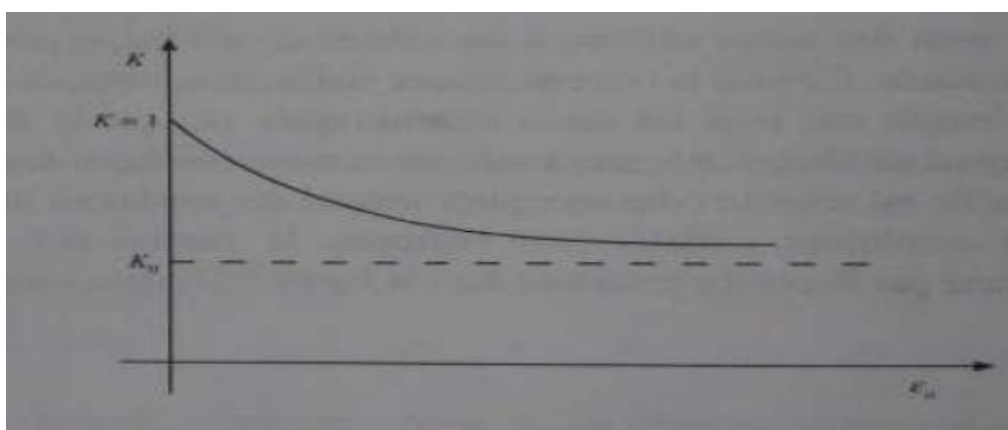
contrainte verticale effective : 
$$K = \frac{\sigma'_y}{\sigma'_a} \dots\dots\dots(2-6)$$

Au chemin de contrainte de la figure (2-3) correspond à une évolution de  $K$  illustrée dans la figure (2-4). La valeur asymptotique  $K_0$  est appelée « coefficient de poussée au repos » Elle est

liée à  $\eta_0$  par la relation : 
$$\eta_0 = 3 \frac{1 - K_0}{1 + 2K_0} \dots\dots\dots(2-7)$$



**Figure 2-3:** Evolution d'un chemin de contrainte au cours d'un essai œdométrique



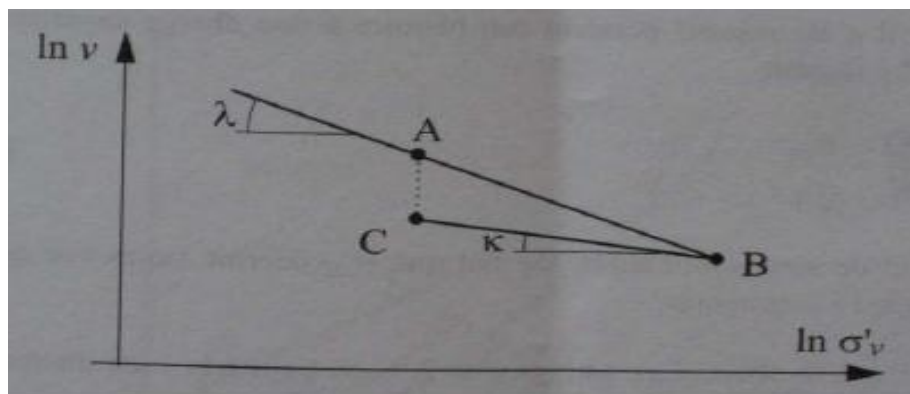
**Figure 2-4 :** Evolution du coefficient de poussée des terres en fonction de la déformation axiale dans un essai œdométrique.

### 2-3-7 Argiles normalement consolidées et argiles sur consolidées

#### Essais œdométriques à cycle de chargement déchargement. Rupture et extension

Pour créer un échantillon normalement consolidé, il faut reproduire dans un consolidomètre les conditions d'une strate d'argile. Pour cela, on mélange de la poudre de kaolinite (par exemple) avec de l'eau de façon à ce que le contenu en eau soit largement supérieur à la limite de liquidité. Cela représente le terrain dans ces conditions de dépôt. A partir de là, on applique une charge verticale afin de simuler un dépôt ultérieur de matériau. Sous l'effet de cette charge, le terrain se consolide avec par conséquent une diminution de la teneur en eau et de l'indice des vides. Pour un terrain argileux, on observe une variation qui peut être idéalement décrite par une relation linéaire en représentation logarithmique entre le volume spécifique  $v$  défini par :  $v = 1 + e$  .....(2-8)

et l'état de contrainte appliqué, c'est-à-dire :  $\ln\left(\frac{v}{v_0}\right) = -\lambda \ln\left(\frac{\sigma'_y}{\sigma'_{v_0}}\right)$  .....(2-9)



**Figure 2-5 :** Relation linéaire entre le volume spécifique et la contrainte effective verticale, en échelle logarithmique

Pendant la phase de consolidation, la contrainte horizontale est croissante et proportionnelle à la contrainte verticale. On augmente à nouveau la charge. Durant cette phase, la contrainte horizontale et verticale augmente en conservant le même coefficient de proportionnalité entre elles. Le sol subit au cours de cette phase une charge égale au maximum qu'il n'ait jamais supportée pendant son histoire et il est donc normalement consolidé. A partir de cet état, on diminue la charge jusqu'à ce qu'on se retrouve à une contrainte égale à celle avant l'augmentation précédente. La contrainte actuelle de l'échantillon est inférieure à la charge maximale qui a été appliquée à l'échantillon au cours de sa vie. L'échantillon est donc sur consolidé (figure 2-5).

## 2-4 Comportement des colonnes ballastées

Le comportement des colonnes ballastées varie si elles sont isolées ou en groupe, il dépend d'une manière totalement dépendante du sol environnant, on parle de complexe sol/colonne. L'ampleur des déplacements et des déformations aussi bien verticaux qu'horizontaux de la colonne dépendent des propriétés du sol, notamment de la pression des terres ou l'étreinte latérale qu'il exerce sur la colonne.

Lorsqu'une charge verticale est appliquée à la colonne ballastée, cette dernière se tasse en transmettant ainsi des contraintes verticales au sol. De plus, sous l'effet de cette charge et de ce tassement vertical, on observe une expansion latérale de colonne ballastée due au phénomène de conservation de volume.

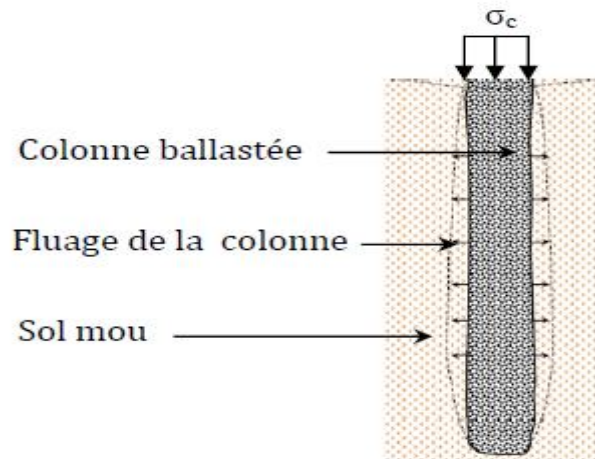
En effet, la perte de volume engendrée par le tassement vertical est compensée par une augmentation du volume latéral. Cette expansion latérale permet également un transfert de contrainte de la colonne au sol environnant. On a ainsi un confinement latéral de la colonne. Ce confinement est amplifié par le groupage de colonne puisqu'une extension latérale entraîne une augmentation des contraintes horizontales du sol à son voisinage.

### 2-4-1 Comportement des colonnes ballastées au cours du temps

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

- **La phase initiale** : Dans la phase initiale, les pressions interstitielles n'ont pas le temps de se dissiper, il n'y a pas de transfert de charge et les tassements sont théoriquement négligeables, mais il peut se produire des tassements instantanés.
- **La phase de consolidation** : Dans la phase de consolidation, les pressions interstitielles se dissipent, le transfert de charge se produit progressivement dans le temps et les tassements primaires se mobilisent. On observe un report progressif de charge qui provoque entre le temps initial  $t_i$  et un certain temps final  $t_f$ , une augmentation de la contrainte verticale  $\sigma_c$  sur la colonne et une diminution de la contrainte verticale  $\sigma_s$  sur le sol. A partir d'un certain temps final  $t_f$ , il y a stabilisation des contraintes sur les colonnes et sur le sol. Cette phase est accélérée par le caractère drainant des colonnes.
- **La phase de fluage** : Le fluage (consolidation secondaire) est par définition le déplacement ou la déformation en fonction du temps sous un chargement constant ou une contrainte constante. Cette phase est en relation avec le caractère fluant ou non du sol encaissant.

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

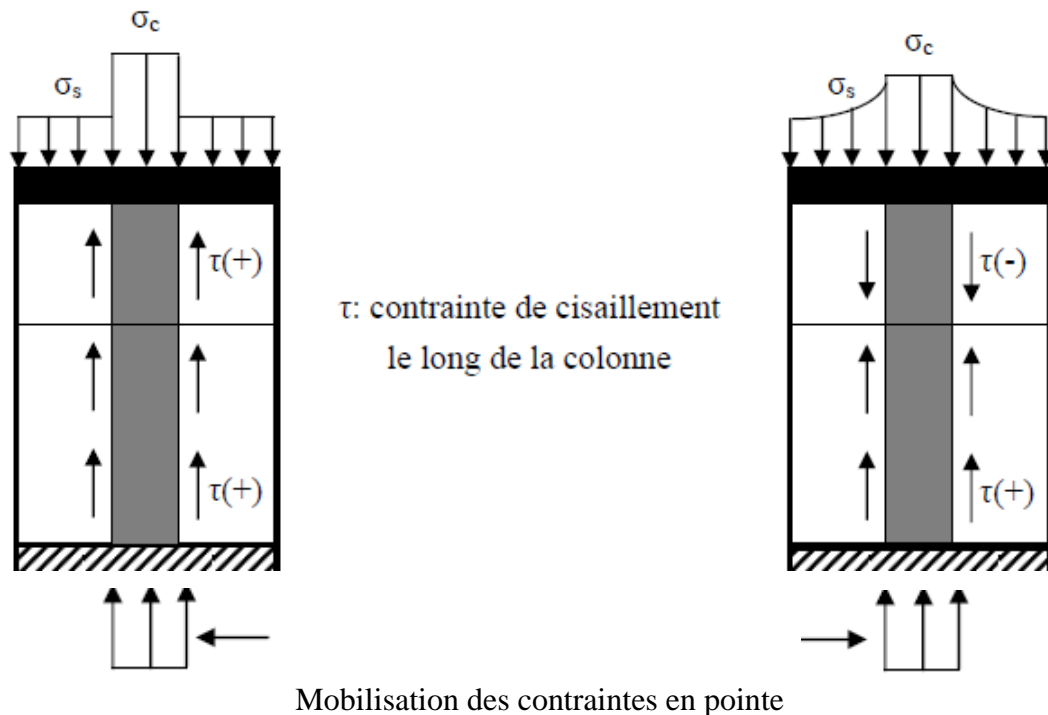


**Figure 2-6 :** Fluage d'une colonne par manque de l'étreinte latérale

### 2-5 Interaction entre le sol et la colonne ballastée

L'interaction entre le sol et la colonne ballastée (figure 2-7) dépend de la rigidité relative de la fondation et du sol d'assise. Eggestad (1983) [31] note dans le cas des colonnes courtes ou flottantes :

- Lorsque la fondation est rigide (figure 2-7-a), les tassements en surface du sol et en tête de la colonne sont identiques; les contraintes de cisaillement qui s'exercent à l'interface sol/ballast demeurent positives le long de la colonne et le sol a tendance à freiner le ballast (frottement positif).
- Dans le cas de la fondation souple (figure 2-7-b), le tassement du sol est plus important que celui de la colonne et le sol a un effet d'entraînement sur le ballast sur une profondeur critique où les contraintes de cisaillement sont négatives.



a- Sous une fondation rigide

b- Sous une fondation souple

**Figure 2-7** : Interaction sol-structure : répartition des contraintes de cisaillement le long d'une colonne ballastée courte et effet de pointe (Eggstad, 1983)

Les interactions sol/colonne sont au moment de l'application de la charge, les contraintes se répartissent de manière équivalente entre le sol et la colonne, ensuite au cours des phénomènes de consolidation due à la dissipation des pressions interstitielles et à l'écoulement de l'eau vers les colonnes ballastées de perméabilité très importante en comparaison avec des sols cohérents, une partie des contraintes reprise par les sols est transmise au colonnes ballastées.

Les rapports entre les contraintes reprises par la colonne et celle du sol peut être comprise entre 3 et 6 après consolidation, ces rapports varient selon le sol. L'argile par exemple peut reprendre des contraintes plus importantes que celles reprises par le sol environnant après consolidation. Ceci est dû à la modification des propriétés importantes, notamment de la rigidité au cours de la consolidation.

## 2-6 Modèles de comportement des sols

Le comportement mécanique d'un sol est très difficile à atteindre de manière analytique. Pour cela des modèles de comportement des sols ont été inventés. Ces modèles sont très nombreux: depuis le modèle élastique-plastique de Mohr-Coulomb jusqu'aux lois de comportement les plus sophistiquées permettant de décrire presque tous les aspects du comportement élasto-visco-plastique des sols, aussi bien sous sollicitations monotone que cyclique. Ces modèles ont été développés dans le but d'être intégrés dans des calculs par éléments finis.

La modélisation par élément fini permet de résoudre le problème aux limites en tenant compte par une loi de comportement réaliste du comportement réel du sol. Deux difficultés majeures qu'on peut rencontrer empêchent la réalisation de ce schéma : d'une part, les lois de comportement qui décrivent bien le comportement des sols sont complexes et demandent pour la détermination des paramètres qu'elles contiennent des études spécifiques et lourdes sortant du cadre des projets d'ingénierie mêmes complexes.

La validation des lois de comportement a fait l'objet dans les années 80 de plusieurs ateliers pour comparer les réponses des différents modèles sur différents chemins de sollicitation (Colloque de Villard de Lans (1983), Colloque de Cleveland (1987),...). La seconde difficulté a été l'intégration de ces lois de comportement dans des codes éléments finis, bi ou tridimensionnels. Peu de codes sont opérationnels actuellement avec des lois sophistiquées. Le coût de ces calculs est généralement important.

Les règles d'or dans le domaine de la simulation du comportement d'un ouvrage sont :

- 1) quel est le comportement principal à modéliser?
- 2) utiliser un modèle qui décrive ce comportement.
- 3) interpréter les résultats, notamment en fonction des paramètres de la modélisation.

Un modèle de comportement qui modélise un sol ou un matériau quelconque est toujours défini de la même façon :

- **Fonction de charge :**

Elle délimite le domaine élastique et le domaine plastique d'un matériau donné.

C'est la définition mathématique du domaine d'élasticité initial.

- **Loi d'écoulement :**

Elle définit pour un élément de sol donné soumis à des charges et auquel on applique un incrément de contrainte si les déformations seront élastiques ou plastiques.

- **Equation de souplesse :**

Elle donne l'évolution des déformations dans le domaine élastique.

- **Loi d'écrouissage :**

La loi d'écrouissage donne l'évolution de la surface de charge, délimitant le domaine élastique, avec l'apparition des déformations plastiques.

## **2-7 Conclusion**

Ce rapide tour d'horizon des différents modèles, montre qu'il s'agit de modèles suffisamment simples pour qu'il soit possible de déterminer les paramètres avec une étude géotechnique classique. Il n'y a dans ces modèles aucun paramètre sans signification physique comme on en rencontre souvent dans des modèles plus sophistiqués.

Certains paramètres sont différents dans leurs expressions mais toujours reliés à des paramètres géotechniques classiques.

Le paramètre le moins "courant" est vraisemblablement l'angle de dilatance. Le choix du modèle de comportement dépend en fait du problème posé :

Quel modèle de comportement doit-on utiliser? Pour quel problème géotechnique? La question n'est pas simple car il n'existe pas de modèle "universel"....



# ***CHAPITRE 3***

***SIMULATION EN LABORATOIRE DE LA MISE EN  
PLACE DE COLONNES BALLASTÉES  
MODÈLES RÉDUITS (PHAN & AL., 2010)***

## CHAPITRE 3

### SIMULATION EN LABORATOIRE DE LA MISE EN PLACE DE COLONNES BALLASTÉES MODÈLE RÉDUIT (PHAN & AL., 2010)

#### 3-1 Introduction

La simulation en laboratoire de la mise en place des colonnes ballastées sur des modèles réduits a déjà fait l'objet de nombreuses études depuis les années 80 jusqu'à ce jour.

Dans le travail présenté par M<sup>r</sup> PHAN sous la direction de M<sup>r</sup> MARTINEZ en 2010, ils ont cherché à mettre en évidence le rôle du mode de mise en place des colonnes granulaires sur l'efficacité du renforcement du sol.

Les colonnes sont simulées selon la mise en place par simple substitution du sol et d'autres sont simulées selon la mise en place par refoulement puis compactage du matériau granulaire. Pour reproduire au mieux la procédure de mise en place des colonnes ballastées, les colonnes de sable sont simulées soit sans refoulement du sol (SR) et avec refoulement du sol (AR), puis sans compactage (SC) et avec compactage (AC) du matériau granulaire incorporé.

Plusieurs colonnes sont simulées en faisant varier le diamètre de la colonne ballastée et l'intensité de l'effort de compactage utilisé pour leur mise en place. Les massifs ainsi renforcés sont soumis à un même chargement afin d'évaluer l'influence de l'effort de compactage sur le comportement du complexe sol/colonne.

#### 3-2 Présentation du travail expérimental au laboratoire (LGCGM)

Afin de s'affranchir de la variabilité naturelle des massifs de sol, des travaux de recherches ont été orientés vers une approche expérimentale sur modèles réduits (Phan et al. 2010).

Les modèles réduits sont réalisés au laboratoire de Génie civil et Génie Mécanique (LGCGM) de l'institut National des Sciences Appliquées (INSA) de Rennes. Un sol présentant des caractéristiques bien définies et homogènes est reconstitué ainsi qu'un appareillage simple est développé pour simuler la mise en place de colonnes de sable avec ou sans refoulement du sol encaissant a été utilisé.

Trois procédures de mise en place sont testées : les deux premières correspondent à une substitution du sol avec ou sans compactage du matériau granulaire (SR-SC et SR-AC). La troisième procédure de mise en place est par refoulement du sol puis par compactage du matériau granulaire (AR-AC). Ces trois méthodes de mise en place sont résumées en ci-dessous :

### 3-2-1 Méthodologie expérimentale

#### - Méthode SR-SC: sans refoulement du sol et sans compactage

L'utilisation des mini-carottiers de différents diamètres qui sont enfoncés dans les massifs de sol jusqu'au refus (fond du moule). Ensuite, l'extraction du sol contenu dans le mini-carottier et finalement le forage est rempli avec le matériau granulaire en le compactant légèrement.

#### - Méthode SR-AC: sans refoulement du sol et avec compactage

L'utilisation d'un mini-carottier de diamètre de 20 mm qui est enfoncé dans le massif de sol, ensuite une extraction du sol contenu dans le carottier et enfin la mise en place du matériau granulaire dans le forage en le compactant.

#### - Méthode AR-AC: avec refoulement du sol et avec compactage

L'utilisation d'un mini-carottier de diamètre de 10 mm muni d'une tête à pointe conique d'angle au sommet 60°, ensuite l'enfoncement du carottier dans le massif de sol et finalement l'introduction d'un matériau granulaire dans le forage en le compactant.

Plusieurs colonnes de sable de différents diamètres sont réalisées selon les trois méthodes de mise en place. Les massifs ainsi renforcés sont soumis à un même chargement de 150 kPa afin d'évaluer l'influence de l'effort de compactage sur le comportement du complexe sol/colonne.

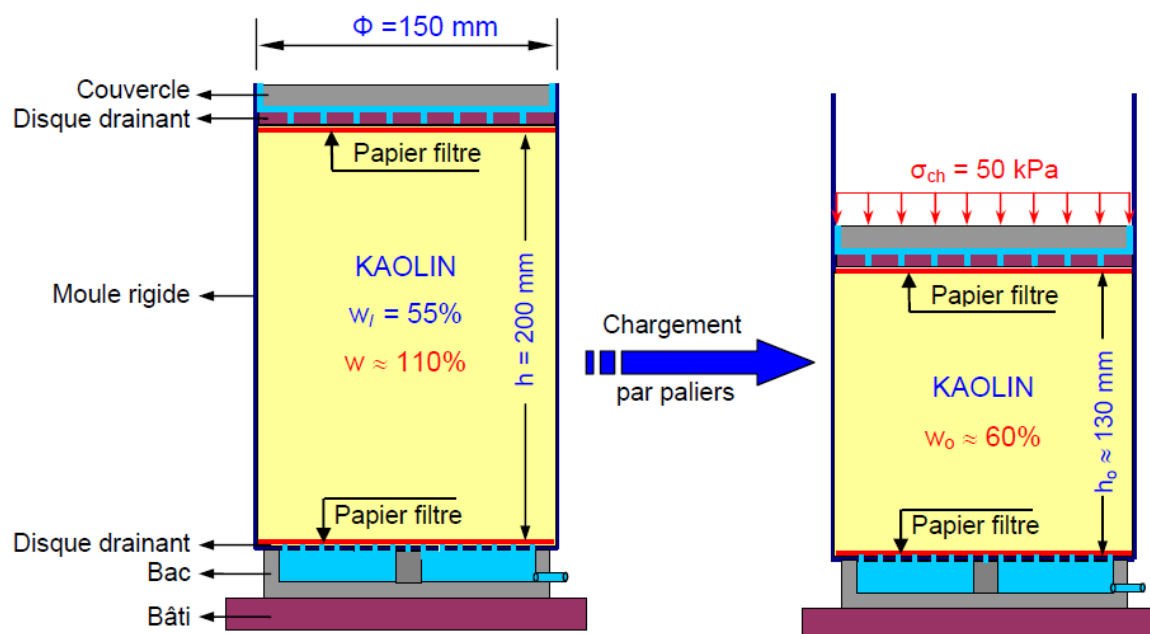
### 3-2-2 Matériaux utilisés

#### 1- Kaolin

Le matériau utilisé comme sol est un Kaolin industriel. Les valeurs de la limite de liquidité  $w_l$  et de plasticité  $w_p$  du matériau sont déterminées suivant les normes Françaises (NF P94- 041)

elles sont respectivement de 55% et 39%. Ces valeurs correspondent à un indice de plasticité de :  $I_p = w_l - w_p = 16\%$

Le sol reconstitué est mis en place par pré-consolidation du Kaolin préalablement humidifié à une teneur en eau de l'ordre du double de sa limite de liquidité. Le Kaolin ainsi humidifié est conservé pendant 24 h dans un sac étanche afin d'obtenir une saturation homogène. Au terme de cette étape, le matériau est versé dans les moules rigides de 150 mm de diamètre et 200 mm de hauteur. Puis les chargements sont appliqués de manière croissante jusqu'à exercer une contrainte de 50 kPa correspondant à une contrainte effective verticale à 5 mètres de profondeur figure (3-1). Cette contrainte est maintenue jusqu'à stabilisation du tassement (fin de pré-consolidation). L'état ainsi atteint est appelé "état initial", il constitue l'état de référence avant la mise en place des colonnes de sable.



**Figure 3-1** : Moule de pré-consolidation des éprouvettes

Les caractéristiques géotechniques du Kaolin sont déterminées à partir d'essais classiques de laboratoire (œdomètres, essais triaxiaux).

Les valeurs des paramètres géotechniques déterminées sont résumées dans le tableau (3-1) ci-dessous :

$e_0$	$C_c$	$C_s$	$\sigma'_p$ (kPa)	$C'$ (kPa)	$\Phi'$ (°)
1,8	0,52	0,1	50	0	21

**Tableau 3-1** : Caractéristiques géotechniques du Kaolin

## 2-Sable de Loire

Le ballast incorporé comme matériau granulaire dans les colonnes est un sable de Loire lavé et tamisé avec une granulométrie comprise entre 1,00 mm et 1,25 mm.

Caractérisation physique et mécanique du sable de Loire :

- Le poids volumique des grains solides ( $\gamma_s$ ) du sable utilisé est de  $26,4 \text{ kN.m}^{-3}$ .
- Les essais triaxiaux réalisés sur le sable de Loire ont conduit à une valeur moyenne de l'angle de frottement effectif de  $\varphi = 37^\circ$  et à une cohésion nulle  $C = 0 \text{ kN/m}^2$ .

## 3-3 Mise en place selon la méthode SR-SC

### 3-3-1 Procédure de mise en place

Le matériel utilisé pour la confection des colonnes de sable sans refoulement et sans compactage selon Juan Martinez et Vo Thu Phong (2010) consiste essentiellement en un mini-carottier et une mini-tarière de diamètre égal au diamètre intérieur du mini-carottier. De manière à réaliser des colonnes de différents diamètres, plusieurs mini-carottiers de diamètre : 11,8 mm; 13,9 mm; 15,8 mm; 20,1 mm; 25,1 mm, sont utilisés. Quel que soit le diamètre du mini-carottier, les phases successives de réalisation d'une colonne de sable « sans refoulement du sol et sans compactage (SR-SC) » sont présentées en annexe 2.

### 3-3-2 Déformation des colonnes de sable lors de la mise en place SR-SC

#### 3-3-2-1 Évolution des tassements et des déformations des couches de sable

Un suivi des tassements de chacune des couches réalisées a permis de calculer le tassement moyen des couches sur toute la hauteur de la colonne de sable. Cette valeur moyenne est notée :  $\Delta h_{moy}$

Ensuite une déformation verticale moyenne de chaque couche est calculée lors de la mise en place. Cette valeur est notée  $\varepsilon_{moy}$ .

$$\varepsilon_{moy} = \frac{\Delta h_{moy}}{h_{cou}} \dots\dots\dots(3-1)$$

Où :

$\varnothing_{ca}$  : Diamètre des mini-carottiers utilisés

F : Effort de compactage;

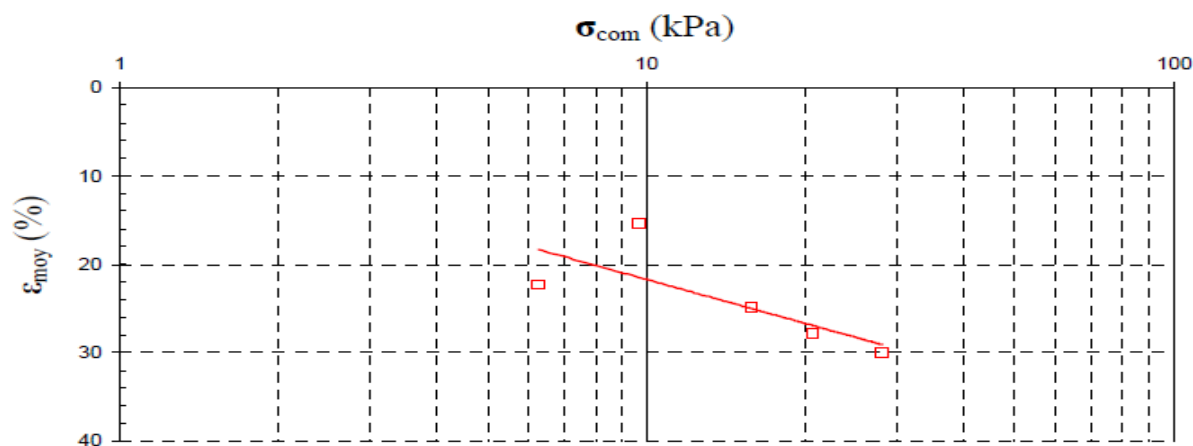
$\sigma_{com}$  : Contrainte de compactage.

$h_{cou}$  : Hauteur de la couche de sable introduit lors des phases de réalisation de la colonne.

Essais N°	1	2	3	4	5
$\Phi_{ca}$ (mm)	11,9	13,9	15,8	20,1	25,1
F (N)	3	3	3	3	3
$\sigma_{com}$ (kPa)	28	21	16	10	6
$h_{cou}$ (mm)	18,4	22,7	24,2	19,9	9,4
$\Delta h_{moy}$ (mm)	5,5	6,3	6,0	3,1	2,1
$\epsilon_{moy}$ (%)	30	28	25	15	22

**Tableau 3-2 :** Tassements moyens et déformations moyennes des couches de sable (SR-SC)

Juan Martinez et PHAN Vo Thu Phong (2010) ont trouvé que malgré le faible effort de compactage appliqué, le tassement moyen des couches de sable est non négligeable, il varie de 2,1 mm à 6,3 mm ainsi que pour les déformations variant entre 15 à 30 % suivants la contrainte appliquée figure (3-2).



**Figure 3-2 :** Déformations moyennes en fonction des contraintes de compactage (SR-SC)

### 3-3-2-2 Forme des colonnes de sable

La mesure des tassements des couches de sable lors de la mise en place des colonnes a permis d'évaluer le diamètre et la forme des colonnes de sable créée pendant cette mise en place.

Un diamètre moyen de la colonne de sable est calculé sur toute sa hauteur, noté  $\phi_{cal}$  et l'augmentation relative par rapport au diamètre du forage :

$$\left[ \frac{\Delta\phi_{cal}}{\phi_0} = \frac{(\phi_{cal} - \phi_0)}{\phi_0} \right] \dots\dots\dots(3-2)$$

Les valeurs correspondantes sont données dans le tableau (3-3) sur lequel ont été reportés également les taux de substitution obtenus avant et après compactage du sable selon la formule décrite ci-dessous.

$$a = \frac{A_c}{A} \dots\dots\dots(3-3)$$

Avec :

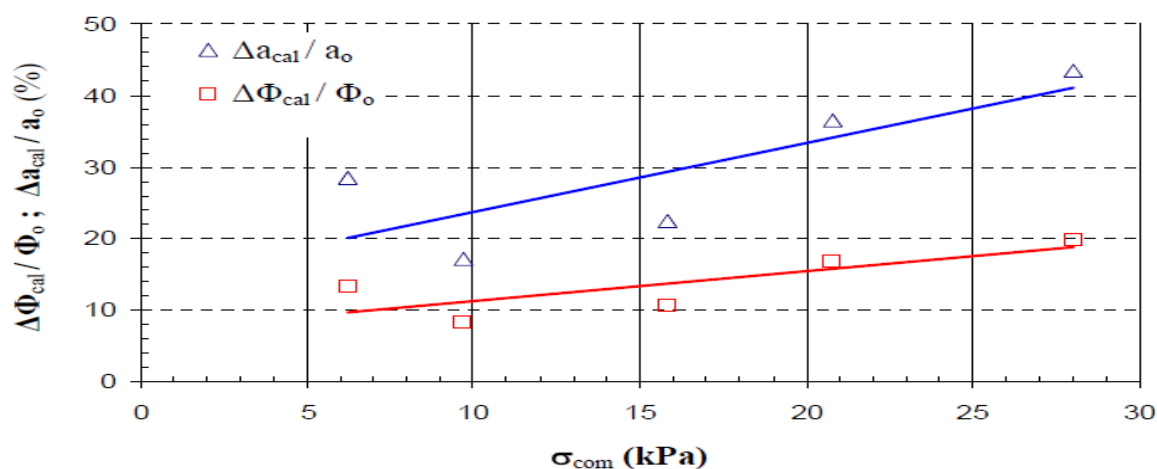
$A_c$  : section de la colonne après mise en place.

$A$  : la section totale du domaine d'influence de la colonne.

Essais N°	1	2	3	4	5
$\Phi_o$ (mm)	11,9	13,9	15,8	20,1	25,1
$\sigma_{com}$ (kPa)	28	21	16	10	6
$\Phi_{cal}$ (mm)	<b>14,2</b>	<b>16,1</b>	<b>17,4</b>	<b>21,4</b>	<b>28,5</b>
$\Delta\Phi_{cal} / \Phi_o$ (%)	<b>20</b>	<b>17</b>	<b>11</b>	<b>8</b>	<b>13</b>
$a_o$ (%)	0,6	0,8	1,1	1,8	2,8
$a_{cal}$ (%)	<b>0,9</b>	<b>1,1</b>	<b>1,4</b>	<b>2,1</b>	<b>3,6</b>
$\Delta a_{cal} / a_o$ (%)	<b>43</b>	<b>37</b>	<b>22</b>	<b>17</b>	<b>28,4</b>

**Tableau 3-3** : Diamètre de la colonne déterminée par le calcul (SR-SC)

L'augmentation relative du diamètre des colonnes est croissante avec la contrainte de compactage, malgré la faible intensité de celui-ci, une légère compaction du sol environnant de la colonne lors de la mise en place est constatée voir figure (3-3).



**Figure 3-3** : Déformation diamétrale, taux de substitution en fonction de la contrainte de compactage (SR-SC)

### **3-4 Mise en place selon la méthode SR-AC**

Pour analyser l'influence de l'effort de compactage appliqué in situ lors de la réalisation de colonnes ballastées, des colonnes de sable sont exécutées suivant cette procédure qui est la même que celle décrite précédemment mais en appliquant un effort de compactage plus important. Plusieurs mises en place sont réalisées pour différentes valeurs d'effort de compactage.

#### **3-4-1 Procédure de mise en place**

La méthode de mise en place des colonnes de sable sans refoulement et avec compactage est similaire à celle utilisée précédemment. Cependant pour cette méthode, un seul diamètre de mini-carottier de 20,1 mm est utilisé avec des efforts de compactage variables pour plusieurs essais. Les phases successives de réalisation d'une colonne de sable « sans refoulement du sol et avec compactage (SR-AC) » sont présentées en annexe 2.

#### **3-4-2 Déformation des colonnes de sable lors de la mise en place SR-AC**

##### **3-4-2-1 Évolution des tassements et des déformations des couches de sable**

Pendant la mise en place de la colonne de sable, le tassement est mesuré pour chacune des couches de sable en fonction du temps afin de déterminer l'expansion latérale et la forme de la colonne après mise en place. Pour chacune des couches, pour limiter la durée de confection de la colonne, l'effort de compactage est appliqué pendant une durée maximale de 900 secondes (15 minutes).

Compte tenu du dispositif, les mesures n'ont pu être prises qu'à partir de 5 secondes. Il apparaît qu'une partie importante du tassement est déjà réalisée à cette première mesure.

On n'est donc pas en mesure de caractériser la nature de ce tassement initial : tassement élastique ? Compressibilité du sable ? Expansion initiale de la paroi du forage ?

Le tassement est évolué progressivement en fonction du temps, en traduisant la consolidation progressive du sol autour de la colonne suite à l'application de l'effort de compactage.

Pour les différents efforts de compactage les plus faibles (73 à 230 kPa), les tassements instantanés et totaux produits par le compactage de chaque couche sont constants avec le nombre de couches; ils semblent donc être produits par la déformation de la dernière couche compactée. À l'inverse, pour un effort plus important (388 kPa), les tassements semblent croître avec le nombre de couches ce qui peut traduire un tassement des couches inférieures.

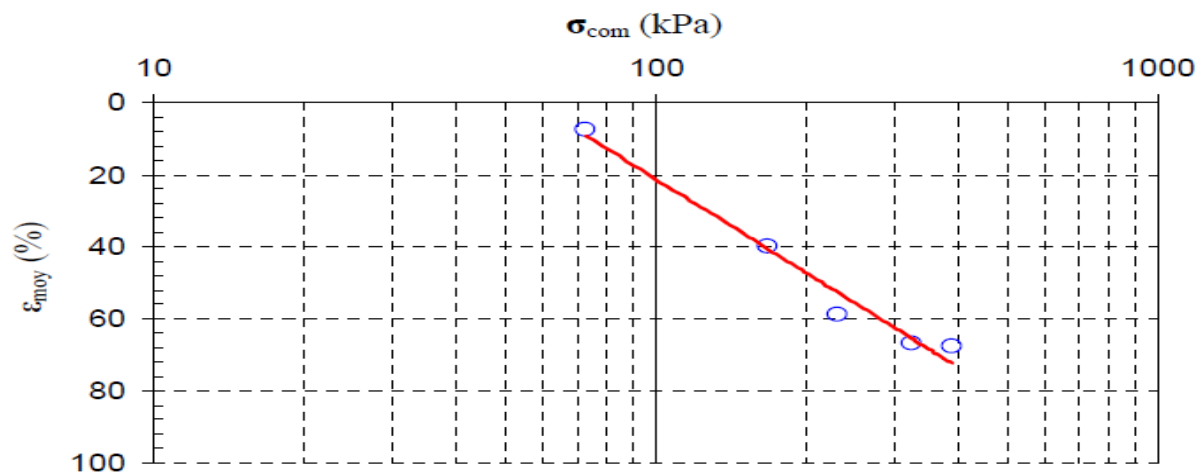


Les tassements totaux moyens et les déformations correspondantes  $\epsilon_{\text{moy}}$  des couches de sable sont présentés dans le tableau (3-4).

Essais N°	1	2	3	4	5
F (N)	23	53	73	103	123
$\sigma_{\text{com}}$ (kPa)	73	168	230	325	388
$h_{\text{cou}}$ (mm)	19,7	19,5	19,4	19,3	19,3
$\Delta h_{\text{moy}}$ (mm)	1,5	7,8	11,4	12,9	13,1
$\epsilon_{\text{moy}}$ (%)	8	40	59	67	68

**Tableau 3-4** : Tassements et déformations moyennes des couches (SR-AC)

La figure (3-4) montre que les tassements sont croissants avec l'effort de compactage en suivant une variation du type logarithmique.



**Figure 3-4** : Déformations moyennes et contraintes de compactage (SR-AC)

### 3-4-2-2 Forme des colonnes de sable

Selon les hypothèses admises précédemment, la mesure des tassements des couches de sable pendant la mise en place des colonnes permet d'évaluer la forme de la colonne mise en place. Une augmentation logique de l'expansion latérale de la colonne avec l'augmentation de l'effort de compactage est observée.

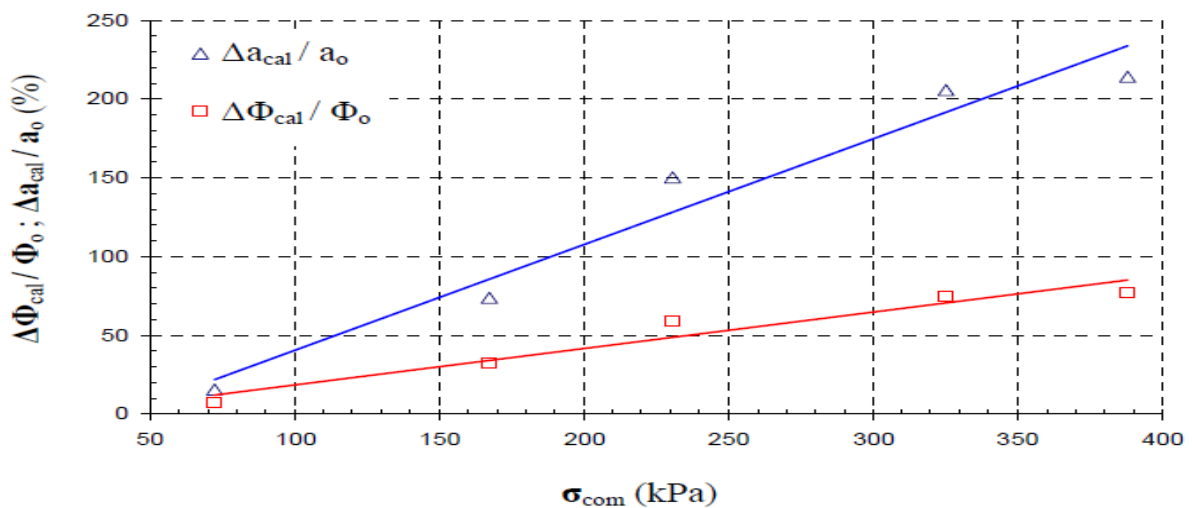
Pour chaque colonne réalisée, le diamètre moyen après mise en place est calculé ( $\Phi_{\text{cal}}$ ), la déformation diamétrale relative ainsi que la variation du taux de substitution sont précisées dans le tableau (3-5).

Essais N°	1	2	3	4	5
$\Phi_0$ (mm)	20,1				
$\sigma_{\text{com}}$ (kPa)	73	168	230	325	388
$\Phi_{\text{cal}}$ (mm)	21,6	26,5	31,8	35,1	35,6
$\Delta\Phi_{\text{cal}} / \Phi_0$ (%)	7	32	58	75	77
$a_0$ (%)	1,5				
$a_{\text{cal}}$ (%)	2,1	3,1	4,5	5,5	5,6
$\Delta a_{\text{cal}} / a_0$ (%)	16	74	150	206	214

**Tableau 3-5 :** Diamètre de la colonne déterminé par le calcul (SR-AC)

Des variations assez importantes de ces déformations diamétrales et des taux de substitutions pour des diamètres moyens calculés,  $\Phi_{\text{cal}}$  varie de 21,6 mm jusqu'à 35,6 mm.

Quant aux taux de substitution selon cette méthode SR-AC, ils sont compris entre 2,1 % et 5,6 %, selon la figure (3-5).



**Figure 3-5 :** Déformation diamétrale, taux de substitution en fonction de la contrainte de compactage (SR-AC)

### **3-5 Mise en place selon la méthode AR-AC**

La troisième méthode de mise en place testée est celle visant à reproduire au mieux les conditions réelles de mise en place des colonnes ballastées.

Plus précisément de reproduire l'expansion latérale du sol encaissant la colonne, engendrée par les deux phénomènes suivants : d'une part le refoulement du sol autour de l'outil lors de son fonçage et d'autre part le refoulement du sol lors de l'application de l'effort de compactage statique de l'outil sur le ballast.

Les colonnes de sable sont mises en place en fonçant un mini-carottier jusqu'au fond du moule dont l'extrémité est obturée et terminée par une pointe conique. Ensuite, le sable est compacté par couches au fur et à mesure comme dans la méthode précédente. La différence avec la méthode principale est qu'aucune extraction du matériau initial n'est faite.

#### **3-5-1 Procédure de mise en place**

Le matériel utilisé pour la confection des colonnes de sable suivant cette procédure consiste essentiellement dans l'utilisation d'un mini-carottier de diamètre 9,7 mm et de pointe conique (angle au sommet de 60 degrés). La méthode de mise en place des colonnes de sable avec refoulement et avec compactage (AR-AC) comprend les mêmes phases que la méthode utilisée précédemment (SR-AC). Cependant, dans ce cas, les deux premières étapes de mise en place sont différentes. Les phases successives de réalisation d'une colonne de sable « avec refoulement du sol et avec compactage (AR-AC) » sont présentées en annexe 2.

La dimension réduite du forage permet d'augmenter la contrainte de compactage.

#### **3-5-2 Déformation des colonnes de sable lors de la mise en place AR-AC**

##### **3-5-2-1 Évolution des tassements et des déformations des couches de sable**

Pour comparer l'influence des différents efforts de compactage sur l'expansion latérale du sol autour de la colonne, pour chaque essai est appliqué un effort statique différent afin de faire varier la contrainte de compactage. Les différents efforts de compactage utilisés sont les suivants : 33 N, 42 N, 53 N et 84 N.

Les tassements et les déformations des couches sont présentés dans le tableau (3-6).

Les variations des déformations moyennes suivant les efforts de compactage appliqués sont présentés sur la figure (3-6).

Ces grandeurs sont mesurées au bout d'environ 5 minutes après application de l'effort. Comme précédemment, suite à la mise en place de la colonne, les déformations des couches de sable ( $\Delta h_{\text{moy}}$ ) augmentent avec l'effort de compactage jusqu'à atteindre 90 % de déformation pour les contraintes les plus élevées (1141 kPa).

Essais N°	1	2	3	4
F (N)	33	42	53	84
$\sigma_{\text{com}}$ (kPa)	446	570	718	1141
$h_{\text{cou}}$ (mm)	19,7	19,6	19,5	19,5
$\Delta h_{\text{moy}}$ (mm)	14,1	15,3	16,5	17,7
$\varepsilon_{\text{moy}}$ (%)	72	78	85	91

Tableau 3-6 : Tassements et déformations moyennes des couches (AR-AC)

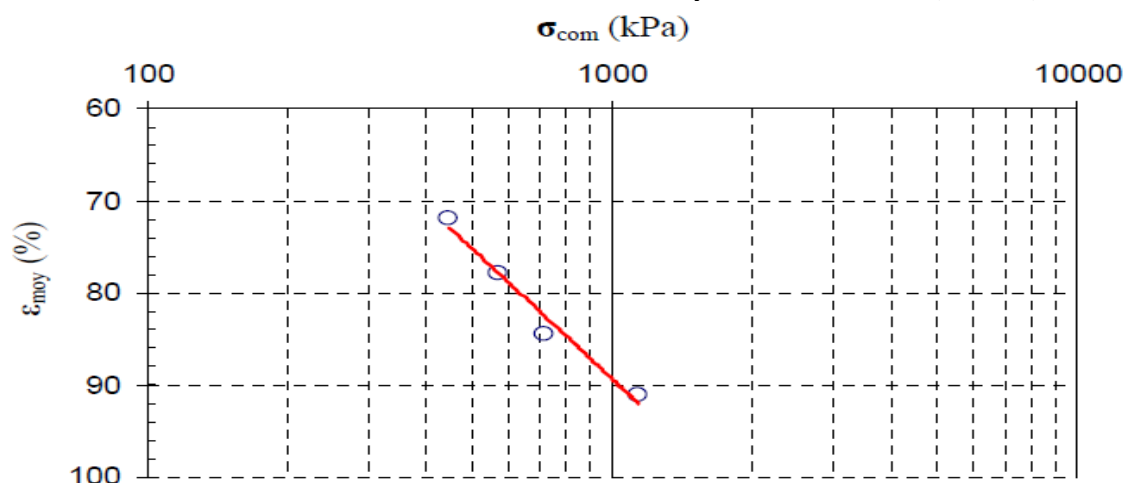


Figure 3-6 : Déformation moyennes et contraintes de compactage (AR-AC)

### 3-5-2-2 Forme des colonnes de sable

La déformation diamétrale moyenne calculée et la variation relative du taux de substitution des colonnes mises en place selon la méthode AR-AC sont présentées dans le tableau (3-7) et illustrées sur la figure (3-7). On constate des déformations diamétrales assez considérables (entre 100 et 200 %) dues aux contraintes de compactage élevées.

Il est à noter cependant que les déformations mesurées environ 5 minutes après application des efforts, sont probablement sous-estimées du fait du non-achèvement de la consolidation radiale du kaolin.

Essais N°	1	2	3	4
$\Phi_0$ (mm)	9,7			
$\sigma_{com}$ (kPa)	446	570	718	1141
$\Phi_{cal}$ (mm)	18,7	20,5	24,1	31,5
$\Delta\Phi_{cal} / \Phi_0$ (%)	93	111	148	225
$a_0$ (%)	0,4			
$a_{cal}$ (%)	1,5	1,9	2,6	4,4
$\Delta a_{cal} / a_0$ (%)	274	350	522	964

Tableau 3-7 : Diamètre de la colonne déterminé par le calcul (AR-AC)

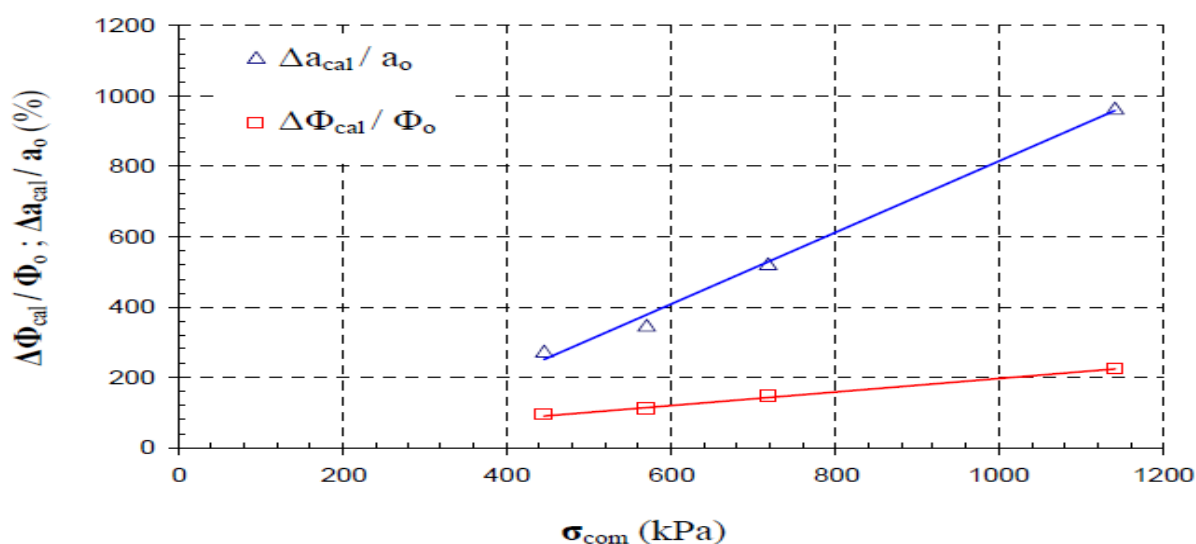


Figure 3-7 : Déformation diamétrale, taux de substitution en fonction de la contrainte de compactage (AR-AC)

### 3-6 Densification produite par la mise en place

Trois éprouvettes contenant des colonnes réalisées avec une contrainte de compactage de 446 kPa, 718 kPa et 1141 kPa sont découpées et analysées afin d'évaluer la densification produite par la mise en place de la colonne. Moyennant l'hypothèse de saturation, la mesure de la teneur en eau permet de calculer l'indice des vides à différentes distances de l'axe de la colonne, via la relation :

$$e = w \cdot \frac{\gamma_s}{\gamma_w} \dots \dots \dots (3-4)$$

Où  $\gamma_s$  est le poids volumique des grains, pris égal à 26,4 kN/m<sup>3</sup>.

Les valeurs de l'indice des vides ainsi obtenues sont présentées en fonction du rapport  $r/R_{cal}$  sur la figure (3-8), (où  $r$  : l'abscisse radiale et  $R_{cal}$  : le rayon de la colonne de sable).

On s'aperçoit ainsi d'une diminution très nette de l'indice des vides au voisinage de la colonne. Il apparaît que la mise en place de la colonne densifie le matériau environnant sur une couronne d'épaisseur au moins égale au rayon de la colonne.

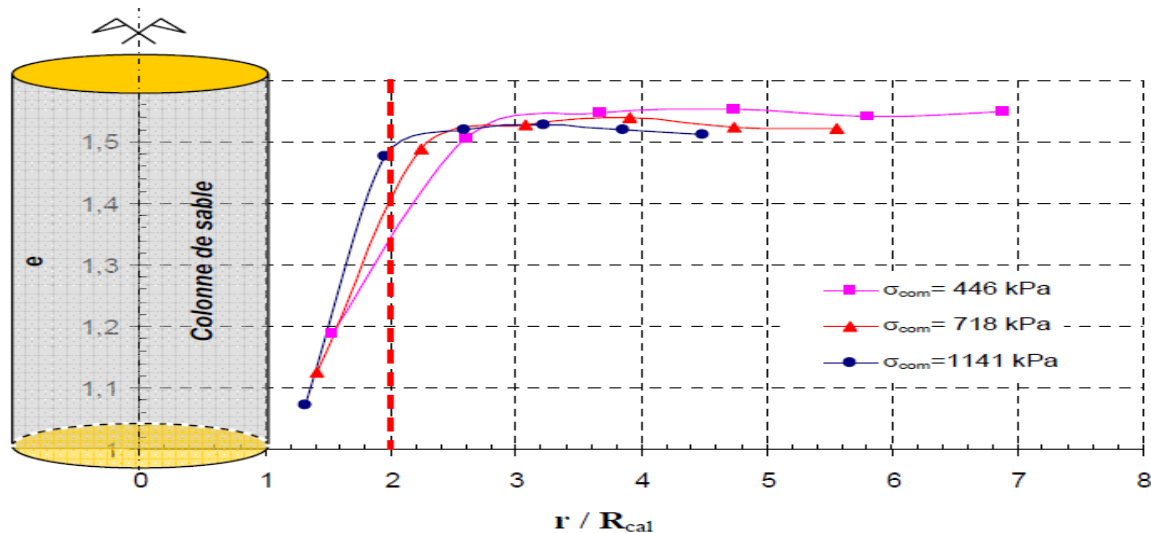


Figure 3-8 : Variation de l'indice des vides en fonction du rayon  $r$

### 3-7 Comparaison de différentes méthodes

Les déformations axiales et diamétrales produites par les trois méthodes de mise en œuvre et pour les différentes valeurs de la contrainte de compactage sont résumées sur le tableau (3-9) et sur les figures (3-9) et (3-10).

Paramètres	SR-SC	SR-AC	AR-AC
$\sigma_{com}$ (kPa)	6-28	73-388	446-1141
$\Delta h_{moy}$ (mm)	2,1-6,3	1,5-13,1	14,1-17,7
$\varepsilon_{moy}$ (%)	15-30	8-68	72-91
$\varnothing_{cal}$ (mm)	14,2-28,5	21,6-35,6	18,7-31,5
$\Delta \Phi_{cal} / \Phi_o$ (%)	8-20	7-77	93-225
$a_{cal}$ (%)	0,9-3,6	2,1-5,6	1,5-4,4
$\Delta a_{cal} / a_o$ (%)	17-43	16-214	274-964

Tableau 3-8 : Synthèse des résultats pour les trois méthodes de la mise en place

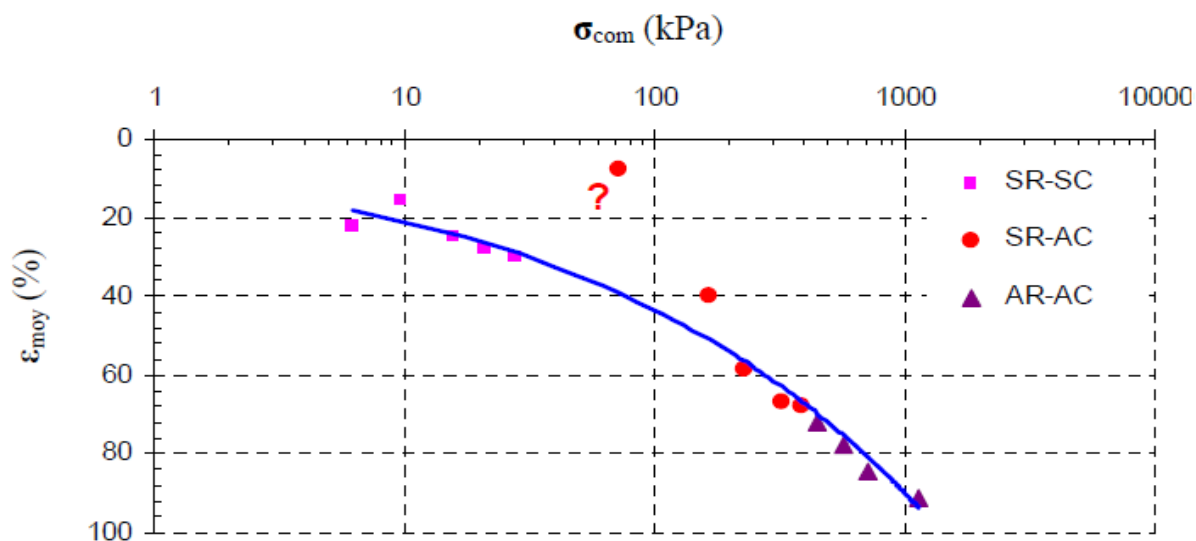


Figure 3-9 : Déformations axiales des colonnes et contraintes de compactage

Les déformations produites sont croissantes avec les contraintes de compactage appliquées aux colonnes de sable et relativement indépendantes du mode de mise en place de celles-ci. Cependant, les déformations produites par les méthodes SR-AC et AR-AC ne sont pas strictement comparables car elles sont mesurées à des moments différents pendant le processus de consolidation.

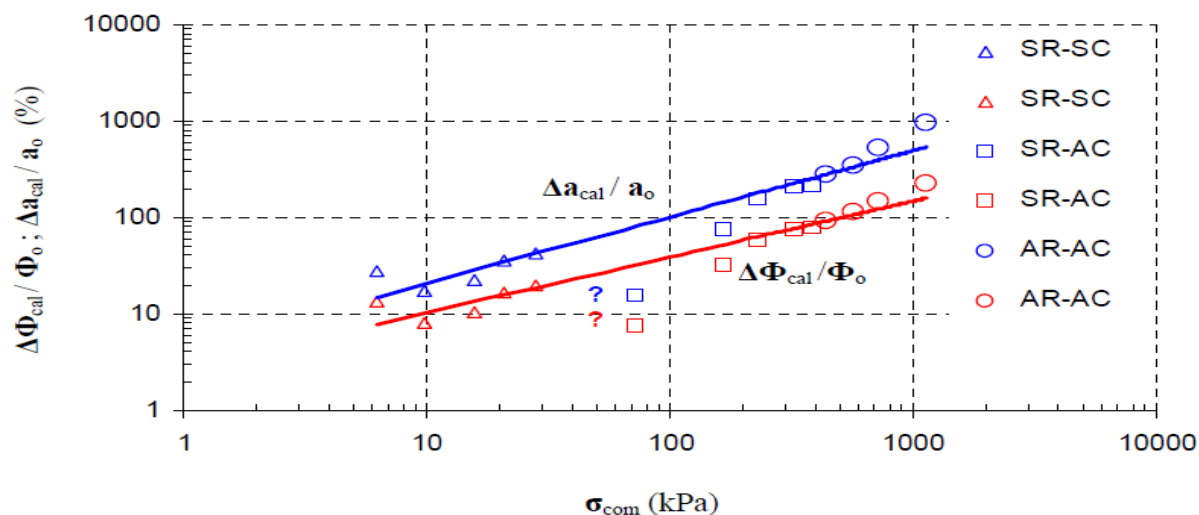


Figure 3-10 : Déformations diamétrales, taux de substitution et contraintes de compactage

### **3-8 Conclusion**

Trois méthodes de mise en place de colonnes de sable dans un massif argileux ont été testées, elles se différencient par l'effort de compactage et par l'action sur le sol : substitution ou refoulement. Les résultats ont été analysés principalement en termes de déformations axiales et diamétrales des colonnes sous l'effet des contraintes de compactage appliquées à ces dernières.

Les déformations diamétrales, calculées avec l'hypothèse d'incompressibilité du sable ont été validées par des mesures directes après découpage des éprouvettes.

Ce découpage a également permis d'observer le compactage radial du kaolin autour des colonnes sur une couronne d'épaisseur au moins égale au rayon de celles-ci.

Les résultats montrent en outre que les déformations axiales et diamétrales des colonnes sont principalement fonction des contraintes de compactage appliquées à celles-ci et assez indépendantes des méthodes de mise en place.



# ***CHAPITRE 4***

**SIMULATION NUMÉRIQUE DE LA MISE EN PLACE  
DE COLONNES BALLASTÉES  
PAR LA MÉTHODE DES ÉLÉMENTS FINIS  
MODÈLES RÉDUITS (PHAN &AL., 2010)**

## CHAPITRE 4

### SIMULATION NUMÉRIQUE DE LA MISE EN PLACE DE COLONNES BALLASTÉES PAR LA MÉTHODE DES ÉLÉMENTS FINIS MODÈLE RÉDUIT (PHAN & AL., 2010)

#### 4-1 Introduction

L'analyse du comportement des éléments granulaires a été largement menée à partir de méthodes numériques (Ambily et al., 2007), leurs études ont montré que l'étendue de la zone d'influence d'une colonne sur le sol encaissant est de l'ordre de grandeur du diamètre de la colonne. L'influence de la rigidité du sol d'encastrement a également été mise en évidence sur le comportement de ce type de renforcement et notamment sur la capacité portante de la colonne.

Dans ce chapitre, on va présenter notre simulation numérique de la mise en place de colonnes de sable par la méthode des éléments finis. Pour cela, les modèles réduits étudiés sont comme ceux élaborés en laboratoire (Phan et al., 2010). Donc, on a simulé le chargement de la colonne de sable par l'expansion latérale de celle-ci et créer ainsi une pression radiale sur le sol. On a analysé les modifications du sol environnant suite à cette expansion. Une comparaison des résultats de nos simulations numériques via ceux trouvés en laboratoire est réalisée.

#### 4-2 Etude du modèle réduit de colonne ballastée

##### 4-2-1 Hypothèse de calcul, géométrie du modèle et propriétés des matériaux

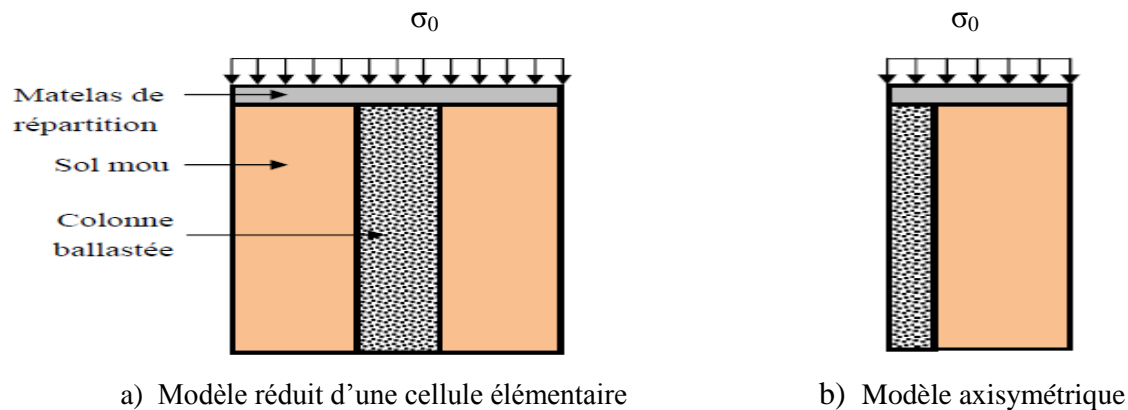
###### 4-2-1-1 Hypothèse de calcul

- La loi de comportement utilisée pour l'argile et le sable est celle de Mohr-Coulomb.
- La loi de comportement utilisée pour le matelas de répartition est élastique linéaire.
- La contrainte initiale verticale due à la charge de gravité est considérée dans l'analyse.
- La contrainte due à l'installation de la colonne ballastée dépend de la méthode de mise en place.

###### 4-2-1-2 Géométrie du modèle

Pour atteindre les hypothèses ci-dessus, on a utilisé un modèle géométrique axisymétrique de diamètre  $D = 150$  mm et hauteur  $H = 130$  mm, avec une colonne de sable de longueur  $L = 130$  mm par 2 cm de diamètre. Cette colonne est exécutée en sable de Loire et entourée d'un sol argileux (Kaolinite) voir figure (4-1).

Le D.T.U 13.2 stipule qu'une colonne ballastée est toujours coiffée par une couche ou un matelas de répartition en matériau granulaire. Ce matelas est construit pour répartir les contraintes verticales sur la tête de la colonne ballastée. Ici, pendant la mise en place de l'élément de colonne, les faces supérieures et inférieures du modèle sont bloquées par des parois rigides pour simuler le confinement vertical d'une couche profonde.



**Figure 4-1** : Présentation du modèle réduit de la colonne ballastée

#### 4-2-1-3 Propriétés des matériaux

Les propriétés du sol argileux (Kaolinite) et du sable de Loire utilisés dans la modélisation par Plaxis 2D sont données dans le tableau (4-1) ci-dessous :

Paramètres	Nom	Matelas de répartition (Matériaux non poreux)	Colonne (Sable de Loire)	Sol (Kaolinite)	Unité
Modèle type	Model	Elastique linéaire	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	/
Type de comportement	Type	Non poreux	Drainé	Non drainé	/
Poids volumique sec	$\gamma_{\text{unsat}}$	17	17	10,56	kN/m <sup>3</sup>
Poids volumique humide	$\gamma_{\text{sat}}$	/	20	16,56	kN/m <sup>3</sup>
Module de Young	$E_{\text{ref}}$	32 100	1500	60	kN/m <sup>2</sup>
Coefficient de poisson	$\nu$	0,33	0,33	0,3	/
Cohésion	$C_{\text{ref}}$	/	1	1	kN/m <sup>2</sup>
Angle de frottement	$\varphi$	/	37	21	°
Angle de dilatation	$\psi$	/	7	0	°
Interface	$R_{\text{inter}}$	Rigide	Rigide	Rigide	/

**Tableau 4-1** : Propriétés des matériaux

### 4-3 Type de modèle, choix d'éléments, conditions aux limites et maillage

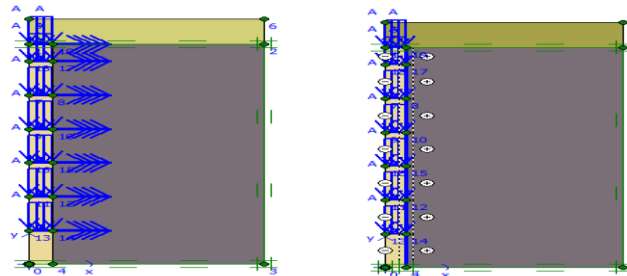
#### 4-3-1 Type de modèle et choix des éléments :

Le modèle réduit présenté en axisymétrie est considéré comme représentatif d'une colonne isolée ou d'une cellule élémentaire. Il est constitué d'éléments triangulaires à 15 nœuds.

#### 4-3-2 Conditions aux limites :

##### 4-3-2-1 Conditions aux limites mécaniques :

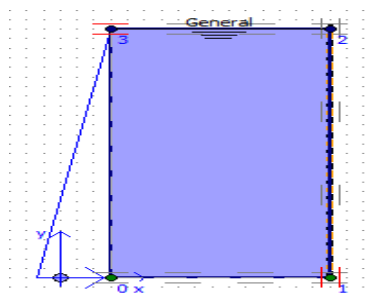
Les conditions mécaniques aux limites sont indiquées comme suit : Les déplacements verticaux sont nuls pour les parois en haut et en bas. Les déplacements horizontaux sont nuls pour la paroi de droite (paroi externe = moule métallique). L'expansion latérale de la colonne de sable est simulée par le déplacement horizontal imposé de la paroi gauche (nœuds bloqués puis libérés) selon la variante 1 présentée en contrainte verticale imposée par couche voir figure (4-2-a). La variante 2 est présentée par l'introduction d'une paroi avec une interface (blocage par paroi puis libération expansion du sable par suppression de la paroi voir figure (4-2-b)). L'interface est utilisée pour modéliser les interactions entre la colonne et le sol. Elle est caractérisée par une rigidité normale  $EA = 7,5 \cdot 10^7 \text{ N/mm}$ , une rigidité de flexion  $EI = 10^{12} \text{ Nmm}^2/\text{mm}$ , l'épaisseur équivalente  $d = 400 \text{ mm}$  et un poids  $w = 10^{-3} \text{ N/mm/mm}$ .



a- déplacement horizontal imposé b- Paroi avec interface

**Figure 4-2 :** Conditions aux limites du modèle réduit des deux variantes

**4-3-2-2 Conditions initiales hydrauliques :** La paroi à droite est non drainée alors que les autres parois sont drainées pour les deux variantes figure (4-3).



**Figure 4-3 :** Conditions initiales hydrauliques

**4-3-3 Maillage :** Les caractéristiques du maillage pour les deux variantes sont les suivants :

**Variante 1 : Déplacement imposé :**

- Nombre d'éléments : **218**
- Nombre de nœuds : **1825**
- Degré de liberté : **2616**

**Variante 2 : Paroi avec interface**

- Nombre d'éléments : **304**
- Nombre de nœuds : **2725**
- Degré de liberté : **3648**

#### **4-4 Méthodes et phases de calcul des deux variantes**

Les procédures expérimentales de la mise en place des colonnes de sable en laboratoire sont assez complexes et difficiles à simuler (le compactage exécuté par couches successives...). Notre étude réalisée par le code Plaxis 2D, s'attache au comportement du sol après la mise en place de la colonne. Les modèles réduits étudiés sont formés de colonne de sable entourée d'un massif cylindrique d'argile (Kaolin). Plusieurs modes de mise en place de colonnes de sable par substitution ou par refoulement ont été réalisés et analysés en termes de déformation des colonnes obtenues.

##### **4-4-1 Méthodes de calcul**

###### **4-4-1-1 Méthode sans refoulement du sol et sans compactage (SR-SC : approche numérique 1)**

Le modèle réduit est présenté en axisymétrie à 15 nœuds. Dans le but de comparer la différence de renforcement du sol autour de la colonne, on a modélisé plusieurs colonnes de différents diamètres : 11.9 mm, 13.8 mm, 15.8 mm, 20.1 mm, 25.1 mm. Bien qu'il s'agisse ici de la méthode sans compactage, un léger poids est appliqué sur la colonne de sable (poids de 3 N). Cet effort est traduit dans le code Plaxis par une contrainte appliquée statiquement sur les différentes couches à créer au cours de la mise en place des colonnes de sable : 28 kPa, 21 kPa, 16 kPa, 10 kPa, 6 kPa.

###### **4-4-1-2 Méthode sans refoulement du sol et avec compactage (SR-AC : approche numérique 2)**

Le modèle réduit est le même que le précédent. Dans cette méthode, on a analysé l'influence de l'effort de compactage appliqué lors de la mise en place de colonne de sable, pour cela on a utilisé un seul diamètre de colonne de 20,1 mm pour différentes valeurs d'effort de compactage : de 23 N, 53 N, 73 N, 103 N, 123 N. Cet effort est traduit dans le code Plaxis par une contrainte appliquée statiquement sur les différentes couches à créer au cours de la mise en place des colonnes ballastées : 73 kPa, 168 kPa, 230 kPa, 325 kPa, 388 kPa.

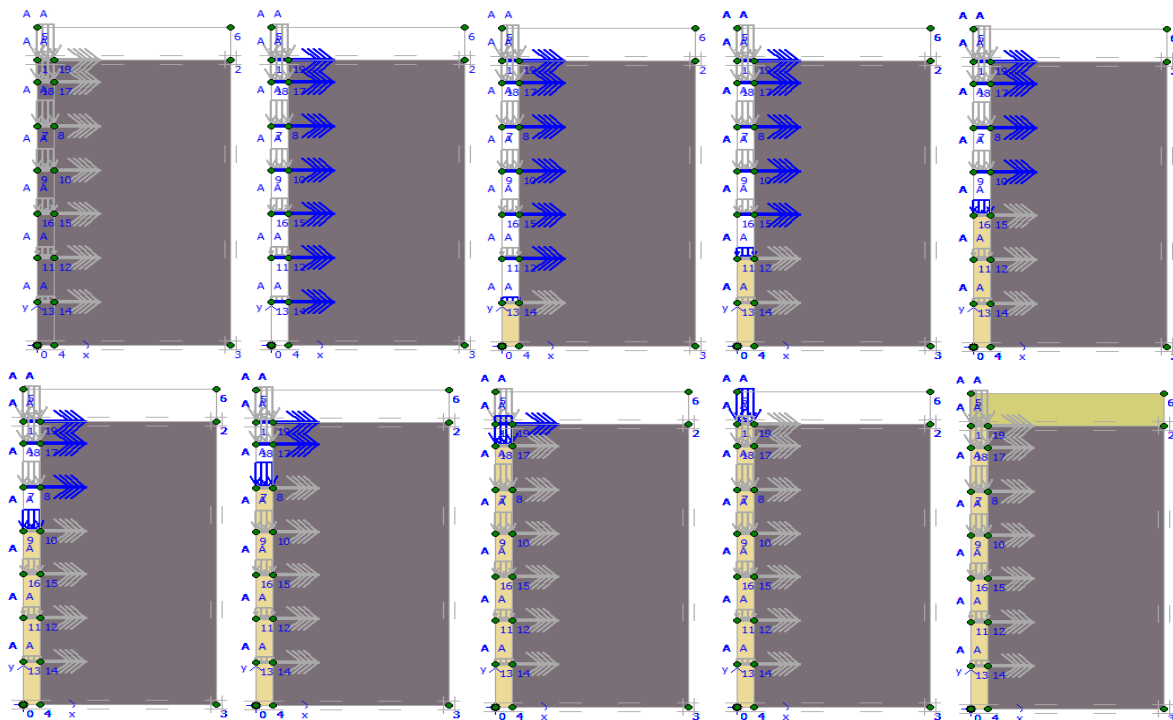
#### 4-4-1-3 Méthode avec refoulement du sol et avec compactage (AR-AC: approche numérique 3)

Le modèle réduit est le même que le précédent. Pour comparer l'influence des différents efforts de compactage : 33 N, 42 N, 53 N, 84 N sur l'expansion latérale du sol autour de la colonne, on a utilisé une dimension réduite à 9,1 mm de la colonne qui permet d'augmenter la contrainte de compactage. On a utilisé un effort statique différent : 446 kPa, 570 kPa, 718 kPa, 1141 kPa pour chaque colonne afin de faire varier la contrainte de compactage.

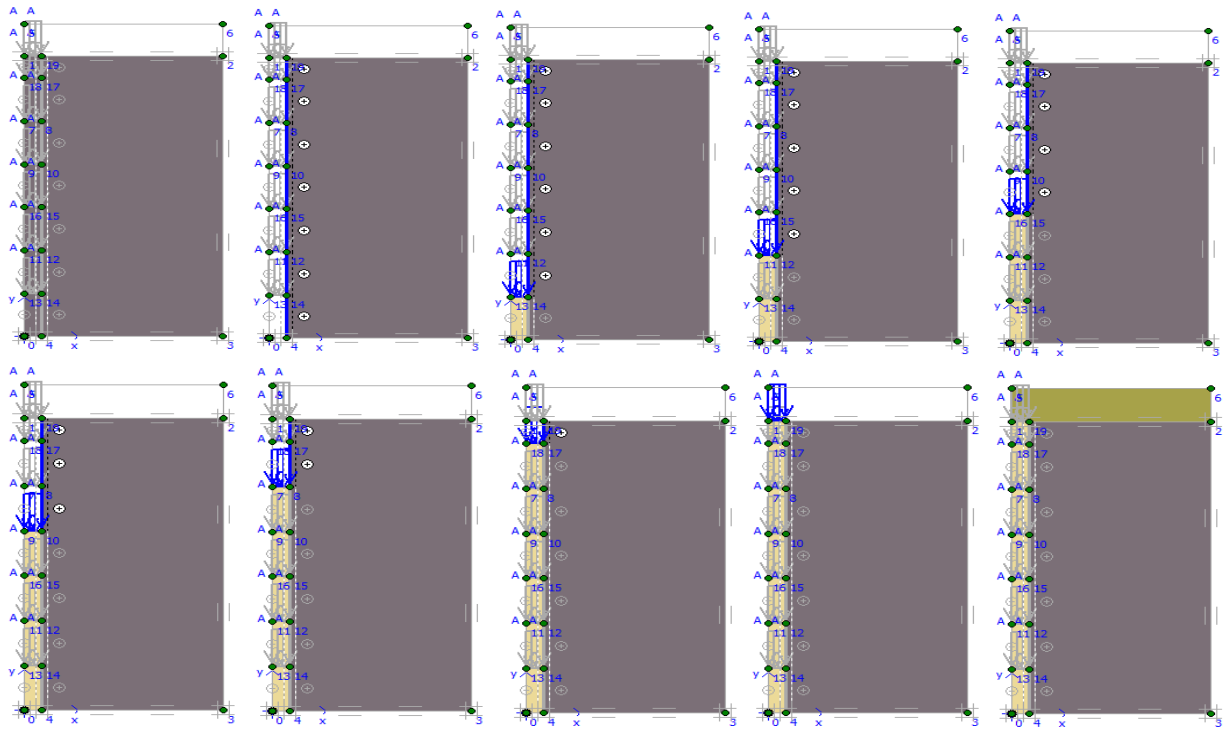
#### 4-4-2 Phases de calcul

Notre étude réalisée par le code Plaxis 2D s'attache au comportement du sol après la mise en place de la colonne. Chaque modèle réduit de colonne de sable est simulé en dix phases, la première et la deuxième phase représentent le sol sans colonne puis après excavation et les autres huit phases correspondent à la réalisation de la colonne par insertion des couches successives de 20 mm par phase et cela pour les deux variantes étudiées voir figure (4-4 a et 4-4 b).

- Cas du 1<sup>er</sup> essai colonne de diamètre  $D= 11,9$  mm (Méthode SR-SC)



a- Variante 1 : Déplacement imposé

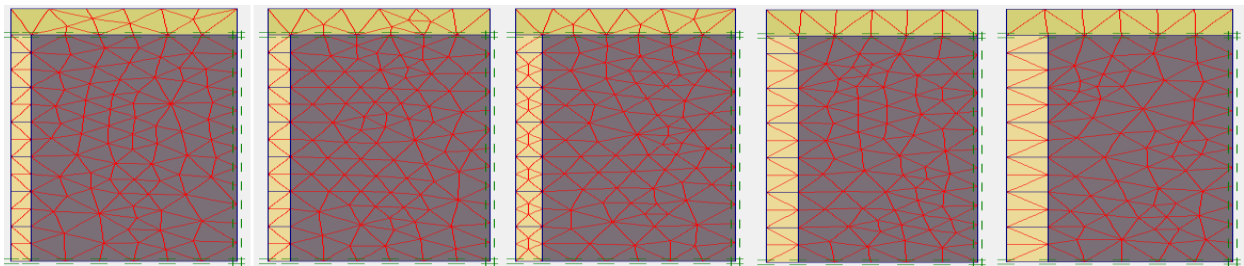


a- Variante 2 : Paroi avec interface

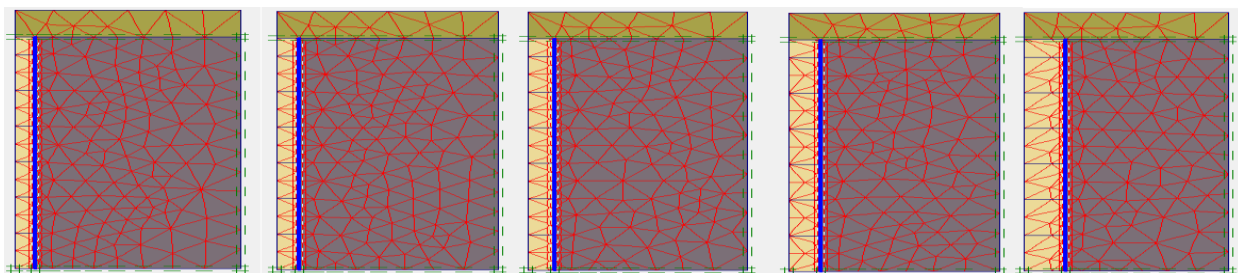
Figure 4-4 : Phases de simulation d'un modèle réduit de colonne ballastée Cas ou  $D = 11,9$  mm

#### 4-5 Maillage :

On a utilisé les conditions de maillage moyen pour les deux variantes, voir figure (4-5).



a- Variante 1 : Déplacement imposé

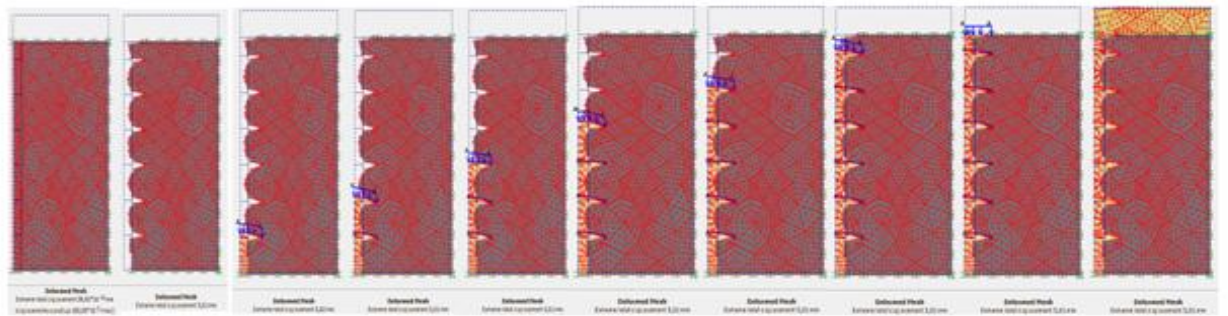


b- Variante 2 : Paroi avec interface

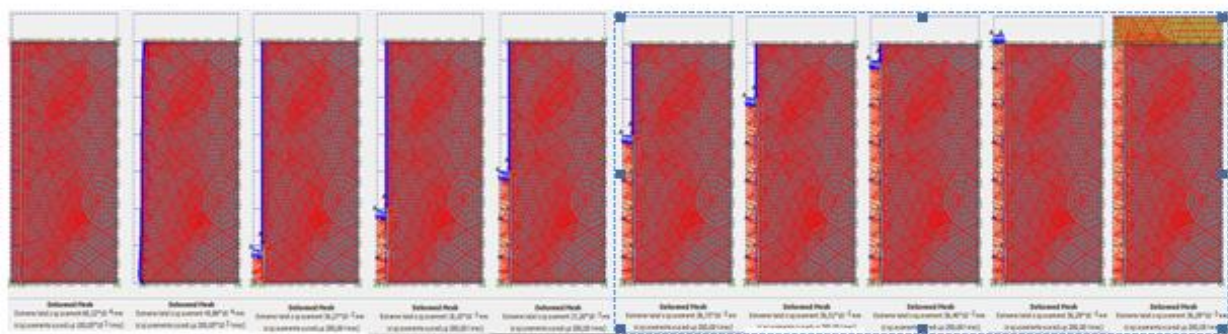
Figure 4-5 : Maillage des deux variantes du modèle réduit

### 4-6 Déformation

Les déformations maximales sont présentées sur la figure (4-6).



a- Variante 1 : Déplacement imposé



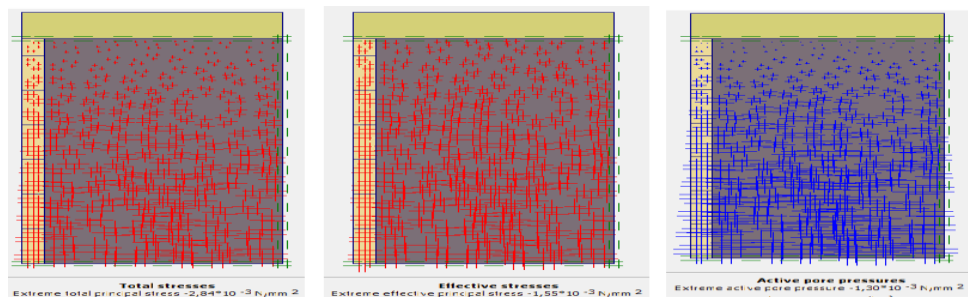
b- Variante 2 : Paroi avec interface

**Figure 4-6** : Déformations maximales d'un modèle réduit de colonne ballastée  $D = 11,9$  mm

Pour la variante 1 c'est une représentation d'une rupture par expansion latérale par contre pour la variante 2 on a une stabilisation d'expansion à 36 micron vu le faible effort de compactage appliqué.

### 4-7 Champ initial de pression interstitielle et contraintes effectives

La pression interstitielle maximale trouvée est de  $1,30 \text{ kN/m}^2$ , la contrainte effective est de  $1,55 \text{ kN/m}^2$  et la contrainte totale de  $2,84 \text{ kN/m}^2$  pour les deux variantes figure (4-7).



Contraintes totales :  
 $2,84 \cdot 10^{-3} \text{ N/mm}^2$

Contraintes effectives :  
 $1,55 \cdot 10^{-3} \text{ N/mm}^2$

Surpressions interstitielles :  
 $1,30 \cdot 10^{-3} \text{ N/mm}^2$

**Figure 4-7** : Champ initial de contraintes pour les deux variantes

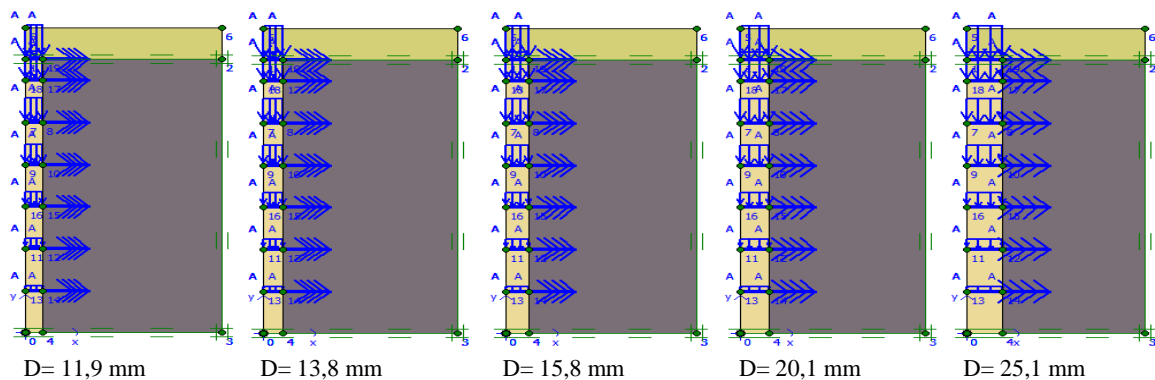


#### 4-8 Procédure de mise en place selon la méthode (SR-SC: approche numérique 1)

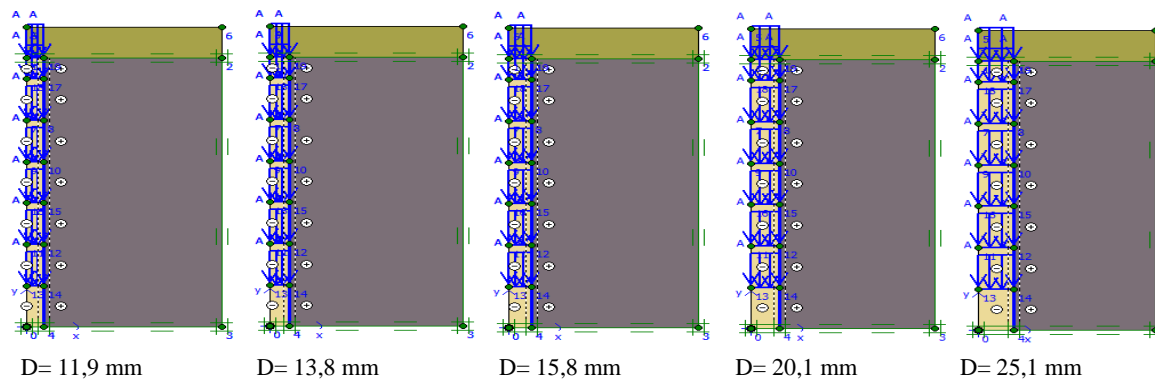
Le sol mou est complètement saturé, on considère la colonne de sable en déformation horizontale par une expansion latérale.

Pour la variante 1, on va appliquer un déplacement horizontal imposé ensuite on consolide le sol. Cependant pour la variante 2, on fonce une paroi avec interface, après on extrait le sol contenu. Enfin, on remplit et on compacte le sol successivement par des couches de 20 mm de matériau granulaire.

Pour montrer l'effet du diamètre de la colonne sur l'efficacité du renforcement, on a étudié ses deux variantes comme cela est représenté par la figure (4-8).



a- Variante 1 : Déplacement imposé



b- Variante 2 : Paroi avec interface

**Figure 4-8** : Simulation des modèles réduits de colonnes ballastées et conditions aux limites

##### 4-8-1 Évolution des tassements et des déformations des couches de sable

Le suivi des tassements des différentes couches de sable permet de calculer un tassement moyen des couches sur toute la hauteur de la colonne notée  $\Delta h_{\text{moy}}$ . À partir de ces valeurs de tassement, on a calculé la déformation verticale moyenne des couches de sable notée  $\epsilon_{\text{moy}}$ .

$$\epsilon_{\text{moy}} = \Delta h_{\text{moy}} / h_{\text{couche}}$$

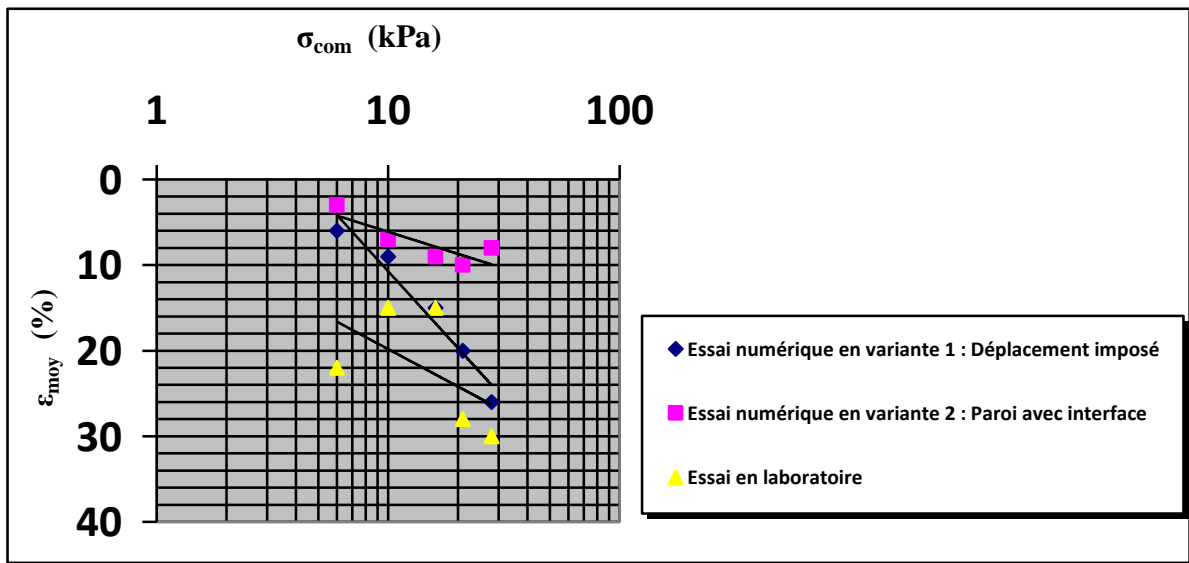
Essais N°	1	2	3	4	5
$\Phi_0$ (mm)	11,9	13,9	15,8	20,1	25,1
F (N)	3	3	3	3	3
$\sigma_{com}$ (kPa)	<b>28</b>	<b>21</b>	<b>16</b>	<b>10</b>	<b>6</b>
$h_{cou}$ (mm)	20	20	20	20	20
<b>Variante 1 : Déplacement imposé</b>					
$\epsilon_{moy}$ (%)	<b>26</b>	<b>20</b>	<b>15</b>	<b>9</b>	<b>6</b>
<b>Variante 2 : Paroi avec interface</b>					
$\epsilon_{moy}$ (%)	<b>8</b>	<b>10</b>	<b>9</b>	<b>7</b>	<b>3</b>
<b>Essai en laboratoire</b>					
$\epsilon_{moy}$ (%)	<b>30</b>	<b>28</b>	<b>25</b>	<b>15</b>	<b>22</b>

**Tableaux 4-2 :** Tassements et déformations moyennes des couches de sable (SR-SC)

Malgré le faible effort de compactage appliqué, le tassement moyen des couches de sable est non négligeable et les déformations verticales moyennes varient entre :

- 6 % à 26 % pour la simulation numérique en variante 1
- 3 % à 10 % pour la simulation numérique en variante 2
- 15% à 30% pour l’essai en laboratoire de PHAN (2010)

Les résultats de l’essai numérique en variante 1 sont plus proches de ceux de l’essai en laboratoire figure (4-9).



**Figure 4-9 :** Déformations verticales moyennes  $\epsilon_{moy}$  et contraintes de compactage  $\sigma_{com}$ , (SR-SC)

#### 4-8-2 Taux de substitution et contrainte de compactage

Les taux de substitutions sont faibles, il apparaît que l'augmentation relative des diamètres des colonnes est croissante avec la contrainte de compactage, malgré la faible intensité de son effort qui produit une légère compaction du sol environnant la colonne de sable lors de sa mise en place, voir tableau (4-3).

La déformation diamétrale  $\Delta\Phi_{\text{cal}} = \Phi_{\text{cal}} - \Phi_0$  et le taux de substitution  $\Delta a_{\text{cal}} = a_{\text{cal}} - a_0$

Essais N°	1	2	3	4	5
$\Phi_0$ (mm)	11,9	13,9	15,8	20,1	25,1
$\sigma_{\text{com}}$ (kPa)	28	21	16	10	6
<b>Variante 1 : Déplacement imposé</b>					
$\Delta\Phi_{\text{cal}} / \Phi_0$ (%)	17	13	9	7	11
$\Delta a_{\text{cal}} / a_0$ (%)	39	31	19	13	24
<b>Variante 2 : Paroi avec interface</b>					
$\Delta\Phi_{\text{cal}} / \Phi_0$ (%)	8	10	7	10	6
$\Delta a_{\text{cal}} / a_0$ (%)	29	13	23	6	21
<b>Essai en laboratoire</b>					
$\Delta\Phi_{\text{cal}} / \Phi_0$ (%)	20	17	11	8	13
$\Delta a_{\text{cal}} / a_0$ (%)	43	37	22	17	28,4

**Tableaux 4-3 :** Déformations diamétrales et taux de substitution

L'augmentation du diamètre des colonnes a conduit à une compaction du sol environnant la colonne malgré la faible intensité de la contrainte de compactage (figure 4-10).

L'augmentation relative du diamètre de colonne par rapport au diamètre initial varie de :

- 7 % à 17 % pour la simulation numérique en variante 1
- 6 % à 10 % pour la simulation numérique en variante 2
- 8 % à 20 % pour l'essai en laboratoire de PHAN (2010)

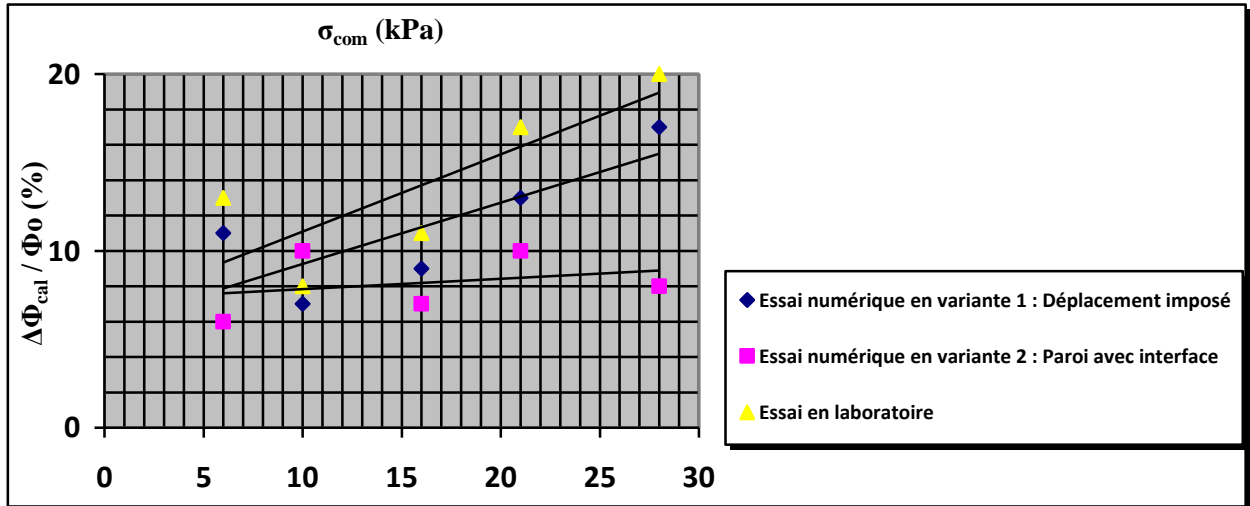


Figure 4-10 : Déformations diamétrales ( $\Delta\Phi_{cal} / \Phi_0$ ) et contraintes de compactage  $\sigma_{com}$  (SR-SC)

La variation du taux de substitution varie comme suit :

- 13 % à 39 % pour la simulation numérique en variante 1
- 6 % à 29 % pour la simulation numérique en variante 2
- 17 % à 43 % pour l'essai en laboratoire de PHAN (2010)

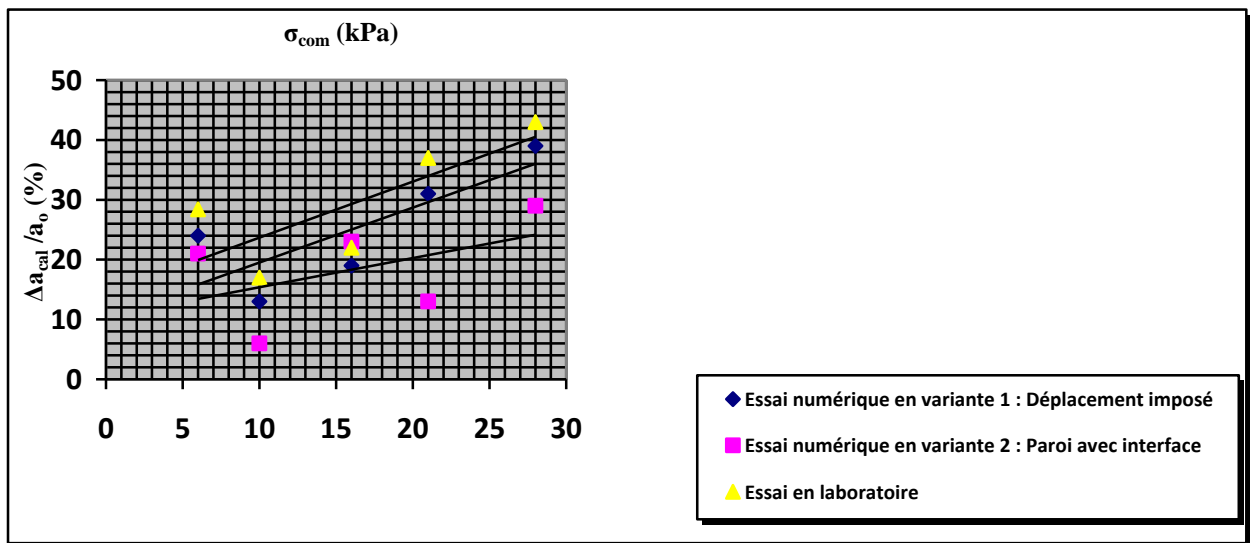


Figure 4-11 : Taux de substitution ( $\Delta a_{cal} / a_0$ ) et contraintes de compactage  $\sigma_{com}$  (SR-SC)

Les résultats de l'essai numérique en variante 1 sont plus proches de ceux de l'essai en laboratoire.

#### 4-9 Procédure de mise en place selon la méthode (SR-AC : approche numérique 2)

Pour analyser l'influence de l'effort de compactage appliqué lors de la mise en place des colonnes de sable, on propose de les réaliser suivant la procédure décrite précédemment. Plusieurs mises en place sont effectuées pour différentes valeurs de l'effort de compactage.

##### 4-9-1 Évolution des tassements et déformations des couches de sables (SR-AC)

On constate logiquement que l'expansion latérale de la colonne augmente avec l'effort de compactage. Les résultats trouvés pour chaque colonne réalisée sont présentés dans le tableau (4-4).

Essais N°	1	2	3	4	5
$\Phi_0$ (mm)	20,1				
F (N)	23	53	73	103	123
$\sigma_{com}$ (kPa)	<b>73</b>	<b>168</b>	<b>230</b>	<b>325</b>	<b>388</b>
$h_{cou}$ (mm)	20	20	20	20	20
<b>Variante 1 : Déplacement imposé</b>					
$\epsilon_{moy}$ (%)	<b>13</b>	<b>31</b>	<b>47</b>	<b>59</b>	<b>77</b>
<b>Variante 2 : Paroi avec interface</b>					
$\epsilon_{moy}$ (%)	<b>3</b>	<b>19</b>	<b>37</b>	<b>24</b>	<b>53</b>
<b>Essai en laboratoire</b>					
$\Delta h_{moy}$ (mm)	<b>1,5</b>	<b>7,8</b>	<b>11,4</b>	<b>12,9</b>	<b>13,1</b>
$\epsilon_{moy}$ (%)	<b>8</b>	<b>40</b>	<b>59</b>	<b>67</b>	<b>68</b>

**Tableaux 4-4 :** Tassements et déformations moyennes des couches de sable (SR-AC)

Afin de déterminer l'expansion latérale et la forme de la colonne après mise en place et pour chacune des couches, la durée de confection de la colonne est limitée, l'effort de compactage est appliqué pendant une durée maximale de 900 secondes (15minutes). On constate que les déformations ainsi que l'expansion sont croissantes avec l'effort de compactage en suivant une variation du type logarithmique comme suit :

- 13 % à 77 % pour la simulation numérique en variante 1
- 3 % à 53 % pour la simulation numérique en variante 2
- 8 % à 68 % pour l'essai en laboratoire de PHAN (2010)

Les résultats de l'essai numérique en variante 1 sont plus proches de ceux de l'essai en laboratoire (figure 4-12).

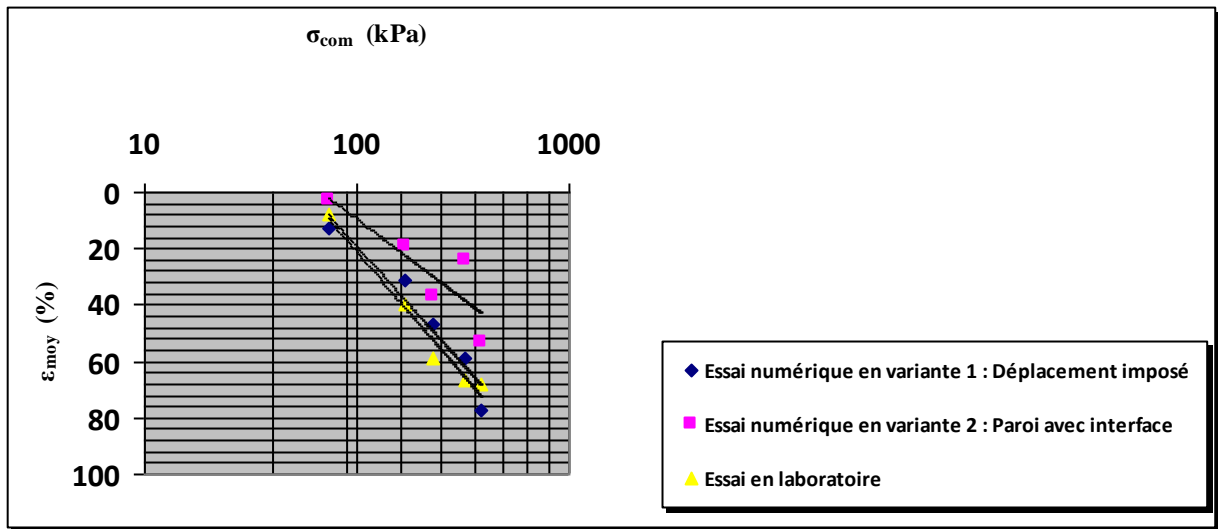


Figure 4-12 : Déformations verticales moyennes  $\varepsilon_{moy}$  et contraintes de compactage  $\sigma_{com}$ , (SR-AC)

#### 4-9-2 Taux de substitution et contrainte de compactage

La déformation diamétrale ainsi que la variation du taux de substitution sont précisées dans le tableau (4-5).

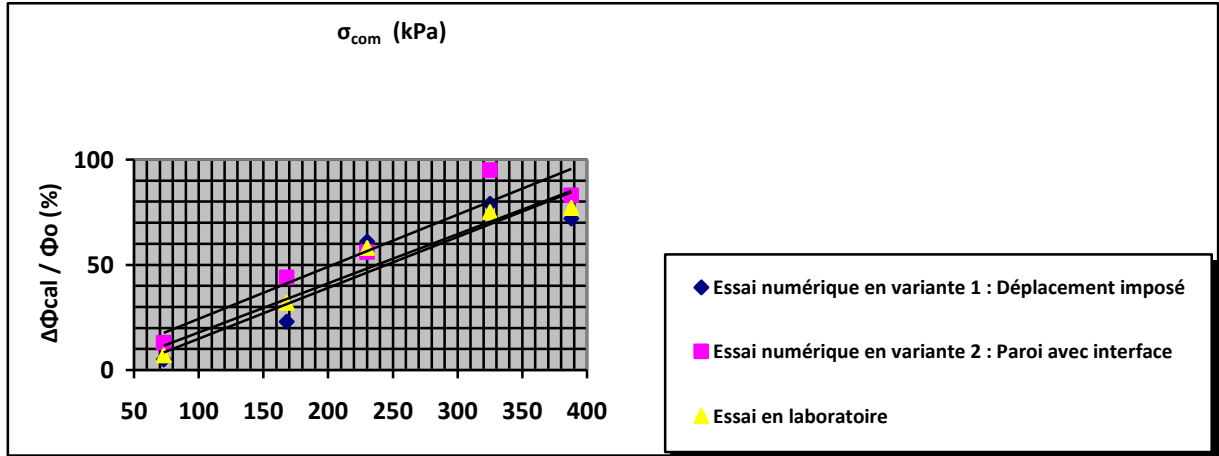
Essais N°	1	2	3	4	5
$\Phi_0$ (mm)	20,1				
$\sigma_{com}$ (kPa)	73	168	230	325	388
<b>Variante 1 : Déplacement imposé</b>					
$\Delta\Phi_{cal} / \Phi_0$ (%)	5	23	61	79	72
$\Delta a_{cal} / a_0$ (%)	25	85	144	181	171
<b>Variante 2 : Paroi avec interface</b>					
$\Delta\Phi_{cal} / \Phi_0$ (%)	13	44	56	95	83
$\Delta a_{cal} / a_0$ (%)	7	50	87	149	133
<b>Essai en laboratoire</b>					
$\Delta\Phi_{cal} / \Phi_0$ (%)	7	32	58	75	77
$\Delta a_{cal} / a_0$ (%)	16	74	150	206	214

Tableau 4-5 : Déformations diamétrales et taux de substitution (SR-AC)

Pour chaque colonne étudiée, l'expansion latérale de la colonne augmente avec l'effort de compactage. Des variations assez importantes dans le taux de substitutions sont observées et présentées en (figure 4-13) et (figure 4-14).

La déformation diamétrale relative varie comme suit :

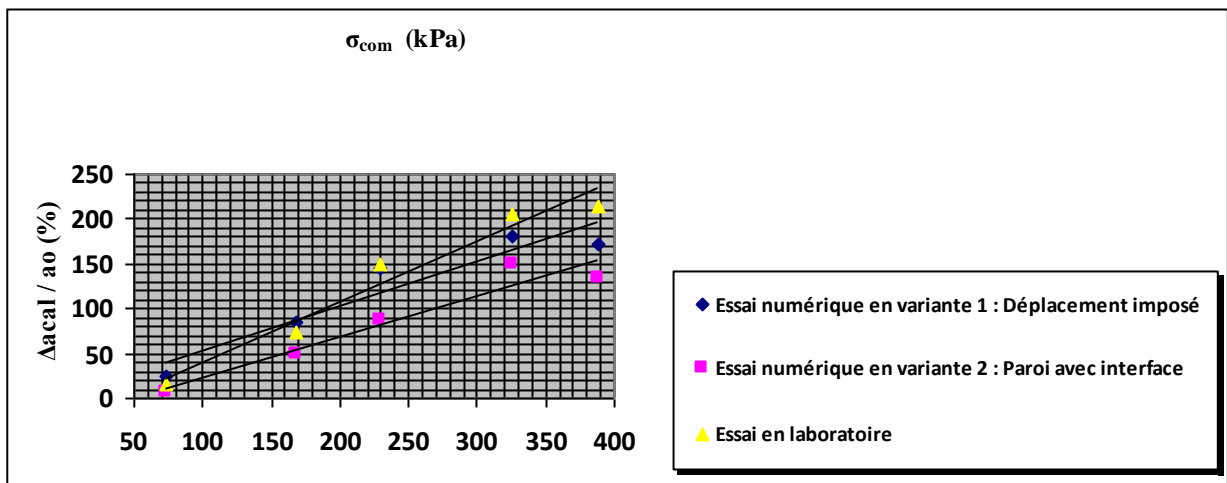
- 5 % à 79 % pour la simulation numérique en variante 1
- 13 % à 95 % pour la simulation numérique en variante 2
- 7 % à 77 % pour l'essai en laboratoire de PHAN (2010)



**Figure 4-13** : Déformations diamétrales ( $\Delta\Phi_{cal}/\Phi_o$ ) et contraintes de compactage  $\sigma_{com}$  (SR-AC)

Ainsi que la variation du taux de substitution se qui se présente comme suit :

- 25 % à 181 % pour la simulation numérique en variante 1
- 7 % à 149 % pour la simulation numérique en variante 2
- 16 % à 214 % pour l'essai en laboratoire de PHAN (2010)



**Figure 4-14** : Taux de substitution; ( $\Delta a_{cal}/a_0$ ) et contraintes de compactage  $\sigma_{com}$  (SR-AC)

Les résultats de l'essai en laboratoire de PHAN (2010) sont raisonnables en respectant les phénomènes de la mécanique des sols et la simulation numérique en variante 1 a donné des résultats proches à ceux du laboratoire.

#### 4-10 Procédure de mise en place selon la méthode (AR-AC : approche numérique 3)

La troisième méthode de mise en place testée est celle visant à reproduire au mieux les conditions réelles de mise en place des colonnes de sables. C'est-à-dire, on cherche à reproduire l'expansion latérale du sol encaissant la colonne.

##### 4-10-1 Évolution des tassements et déformations des couches de sables (AR-AC)

Pour comparer l'influence des différents efforts de compactage sur l'expansion latérale du sol autour de la colonne, on utilise un effort statique différent pour chaque essai afin de faire varier la contrainte de compactage.

Les tassements et les déformations sont présentés dans le tableau (4-6).

Essais N°	1	2	3	4
$\Phi_0$ (mm)	9,7			
F (N)	33	42	53	84
$\sigma_{com}$ (kPa)	<b>446</b>	<b>570</b>	<b>718</b>	<b>1141</b>
$h_{cou}$ (mm)	20	20	20	20
<b>Variante 1 : Déplacement imposé</b>				
$\epsilon_{moy}$ (%)	<b>63</b>	<b>70</b>	<b>71</b>	<b>83</b>
<b>Variante 2 : Paroi avec interface</b>				
$\epsilon_{moy}$ (%)	<b>39</b>	<b>43</b>	<b>57</b>	<b>49</b>
<b>Essai en laboratoire</b>				
$\epsilon_{moy}$ (%)	<b>72</b>	<b>78</b>	<b>85</b>	<b>91</b>

**Tableaux 4-6 :** Tassements et déformations moyennes des couches de sable (AR-AC)

Pour étudier l'influence des différents efforts de compactage sur l'expansion latérale du sol autour de la colonne, on a appliqué un effort de compactage assez important.

Les grandeurs des déformations des couches sont mesurées au bout d'environ 5 minutes après application de l'effort, les résultats se résument comme présenté à la figure (4-15) :

- 63 % à 83 % pour la simulation numérique en variante 1
- 39 % à 57 % pour la simulation numérique en variante 2
- 72 % à 91 % pour l'essai en laboratoire de PHAN (2010)



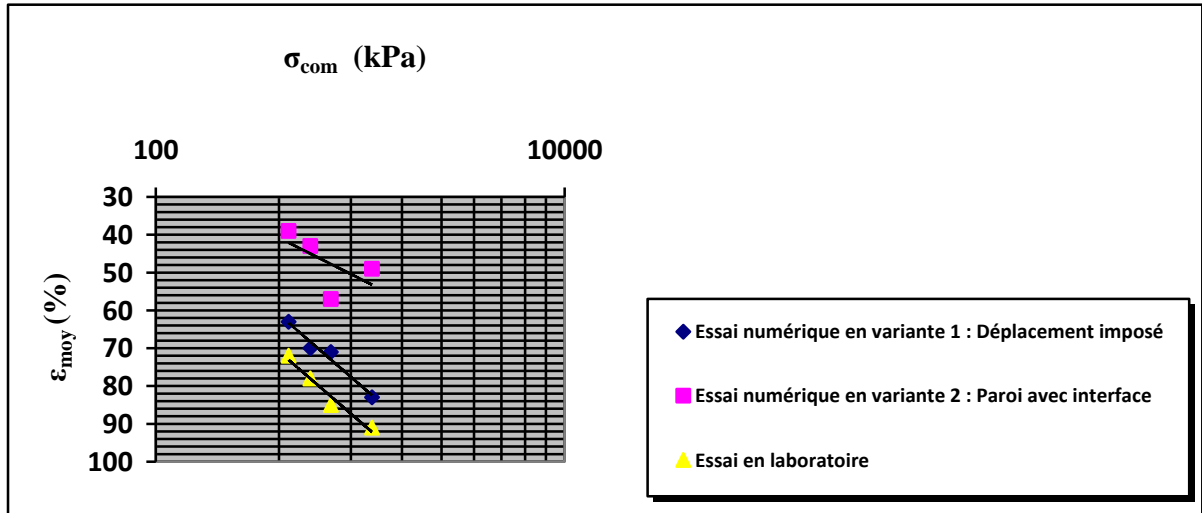


Figure 4-15 : Déformations verticales moyennes  $\epsilon_{moy}$  et contraintes de compactage  $\sigma_{com}$  (AR-AC)

#### 4-10-2 Taux de substitution et contrainte de compactage

La déformation diamétrale ainsi que la variation du taux de substitution des colonnes mise en place selon la méthode (AR-AC) sont indiquées dans le tableau (4-7).

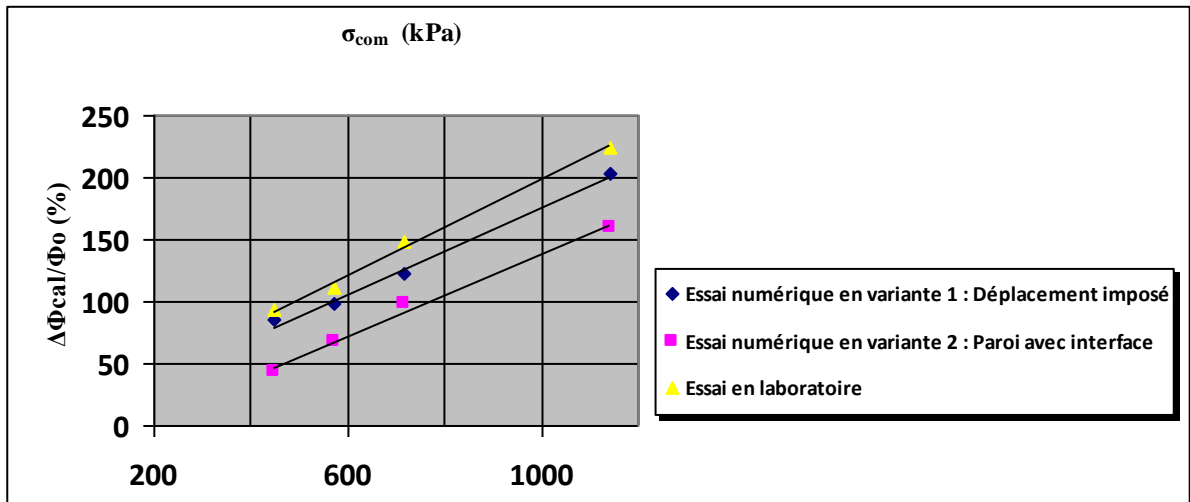
Essais N°	1	2	3	4
$\Phi_0$ (mm)	9,7			
$\sigma_{com}$ (kPa)	446	570	718	1141
<b>Variante 1 : Déplacement imposé</b>				
$\Delta\Phi_{cal} / \Phi_0$ (%)	85	98	123	203
$\Delta a_{cal} / a_0$ (%)	250	289	362	598
<b>Variante 2 : Paroi avec interface</b>				
$\Delta\Phi_{cal} / \Phi_0$ (%)	43	68	98	159
$\Delta a_{cal} / a_0$ (%)	127	200	289	468
<b>Essai en laboratoire</b>				
$\Delta\Phi_{cal} / \Phi_0$ (%)	93	111	148	225
$\Delta a_{cal} / a_0$ (%)	274	350	522	964

Tableau 4-7 : Déformations diamétrales et taux de substitution (AR-AC)

Une déformation considérable des diamètres calculés pour les contraintes de compactage les plus élevées. La variation relative du taux de substitution des colonnes mises en place selon la méthode AR-AC est aussi très importante due aux contraintes de compactage les plus élevées comme présentées en (figure 4-16) et (figure 4-17).

On constate des déformations diamétrales importantes dues aux contraintes de compactage élevées :

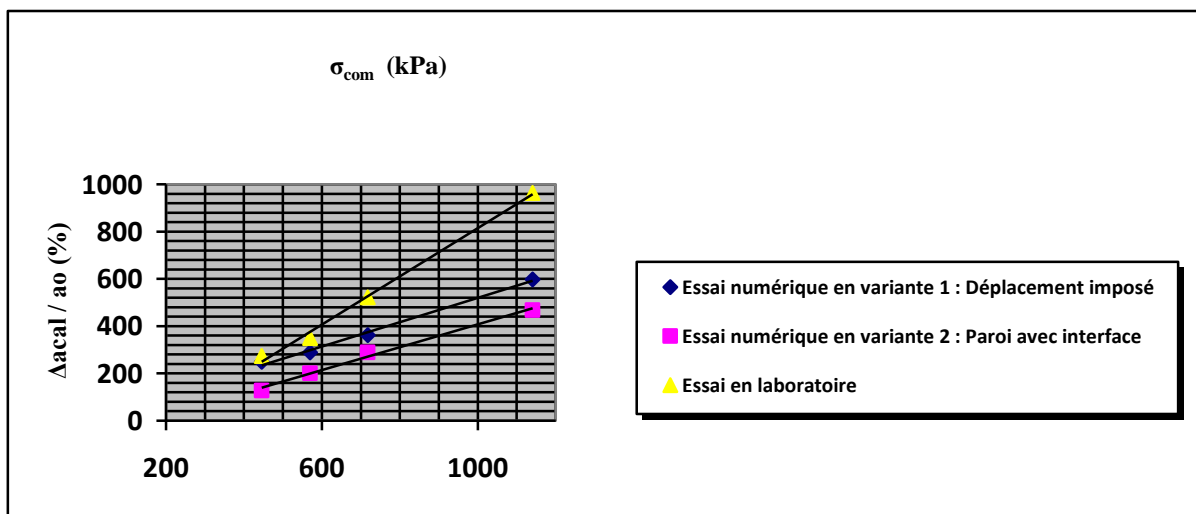
- 85 % à 203 % pour la simulation numérique en variante 1
- 43 % à 159 % pour la simulation numérique en variante 2
- 93 % à 225 % pour l'essai en laboratoire de PHAN (2010)



**Figure 4-16 :** Déformations diamétrales ( $\Delta\Phi_{cal}/\Phi_o$ ) et contraintes de compactage  $\sigma_{com}$  (AR-AC)

Les taux de substitutions sont sur-estimés vue du non achèvement de la consolidation du Kaolin (5mn).

- 250 % à 598 % pour la simulation numérique en variante 1
- 127 % à 468 % pour la simulation numérique en variante 2
- 274 % à 964 % pour l'essai en laboratoire de PHAN (2010)



**Figure 4-17 :** Taux de substitution ( $\Delta a_{cal}/a_o$ ) et contraintes de compactage  $\sigma_{com}$  (AR-AC)

## **4-11 Conclusion**

Les résultats numériques ont été analysés en matière de déformations sous l'effet de l'effort de compactage appliqué. Ces déformations sont fonction des contraintes de compactage appliquées aux colonnes et assez indépendantes des méthodes de mise en place.

Le diamètre a une influence importante sur le taux de réduction des tassements.

Le tassement moyen des couches de sable est non négligeable et les déformations moyennes sont aussi considérables pour les différentes méthodes de mise en place.

# ***CHAPITRE 5***

**ÉTUDE DE CAS DE SIMULATION NUMÉRIQUE DE  
LA MISE EN PLACE DE COLONNES BALLASTÉES  
*MODÈLES RÉDUITS (PHAN & AL.,2010)***

## CHAPITRE 5

### ÉTUDE DE CAS DE SIMULATION NUMÉRIQUE DE LA MISE EN PLACE DE COLONNES BALLASTÉES MODÈLE RÉDUIT (PHAN & AL., 2010)

#### 5-1 Introduction

Dans ce chapitre, on a présenté la simulation numérique d'un modèle réduit de colonne ballastée par des éléments finis comme celui-ci élaboré en laboratoire (PHAN & AL., 2010).

On a simulé le chargement de la colonne de sable par l'expansion latérale de celle-ci et créer ainsi la pression radiale sur le sol. Nous avons analysé les modifications du sol environnant suite à cette expansion. Une comparaison des résultats de nos simulations numériques via ceux trouvés en laboratoire par PHAN (2010) est réalisée par la suite.

#### 5-2 Présentation de la simulation du modèle réduit de colonne ballastée

##### 5-2-1 Hypothèse de calcul et géométrie du modèle

###### 5-2-1-1 Hypothèse de calcul

- La loi de comportement Mohr-Coulomb est utilisée pour le sol argileux.
- La contrainte initiale verticale due à la charge de gravité est considérée dans l'analyse.

###### 5-2-1-2 Géométrie du modèle

Pour atteindre les hypothèses ci-dessus, on a utilisé un modèle géométrique axisymétrique de diamètre  $D=150$  mm et de hauteur  $H=130$  mm. La colonne ballastée est de longueur  $L=130$  mm. L'expansion latérale de la colonne de sable est simulée par le déplacement horizontal imposé.

##### 5-2-2 Propriétés des matériaux

Les propriétés du sol argileux (Kaolinite) utilisé dans la modélisation par Plaxis 2D sont données dans le tableau (5-1) ci-dessous :

Paramètres	Nom	Sol (Kaolinite)	Unité
Modèle	Model	Mohr-Coulomb	/
Poids volumique sec	$\gamma_{\text{unsat}}$	10,56	kN/m <sup>3</sup>
Poids volumique humide	$\gamma_{\text{sat}}$	16,56	kN/m <sup>3</sup>
Module de Young	E	1500	kPa
Coefficient de poisson	$\nu$	0,3	/
Cohésion	$C'$	1	kPa
Angle de frottement	$\Phi'$	21	°
Angle de dilatation	$\psi$	0	°
Coefficient de perméabilité	k	$3 \times 10^{-6}$	m/s

Tableau 5-1 : Propriétés du matériau du modèle

### A- Étude du 1<sup>er</sup> cas :

**Drainage tridimensionnel des parois du modèle avec application d'un déplacement horizontal imposé et calcul en deux phases : élasto-plastique et consolidation.**

### 5-3 Type de modèle, choix d'éléments, conditions aux limites et maillage

#### 5-3-1 Type de modèle et choix des éléments :

Le modèle est du type axisymétrique considéré comme représentatif d'une colonne isolée ou d'une cellule élémentaire, les éléments triangulaires sont à 15 nœuds (figure (5-1)).

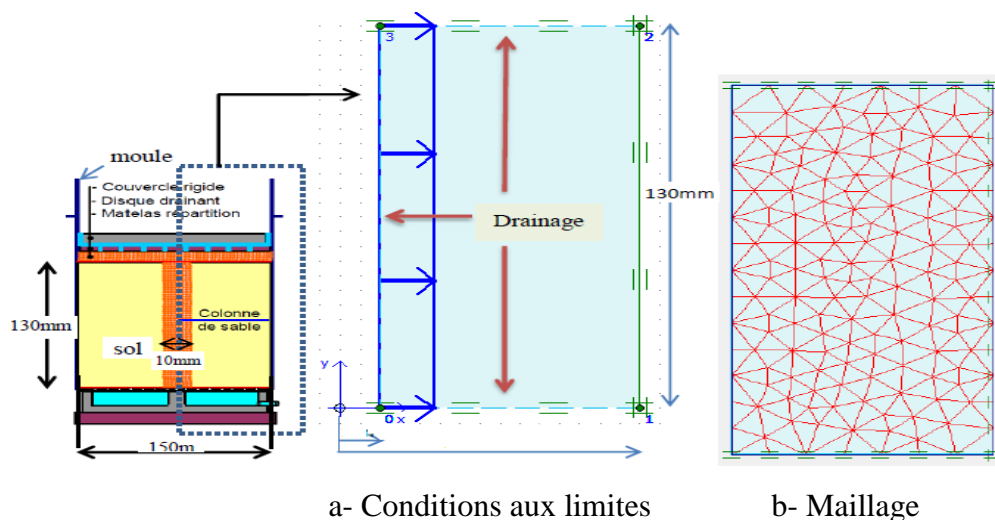


Figure 5-1 : Simulation et maillage d'un modèle réduit de colonne ballastée

### 5-3-2 Conditions aux limites mécaniques et hydrauliques :

**5-3-2-1 Conditions aux limites mécaniques :** Les déplacements verticaux sont nuls pour les parois en haut et en bas. Les déplacements horizontaux sont nuls pour la paroi à droite. L'expansion latérale de la colonne de sable est simulée par le déplacement horizontal imposé de la paroi gauche (figure 5-2-a).

**5-3-2-2 Conditions hydrauliques :** Les parois en haut, en bas et à gauche sont drainées par contre la paroi droite est imperméable (figure 5-2-b).

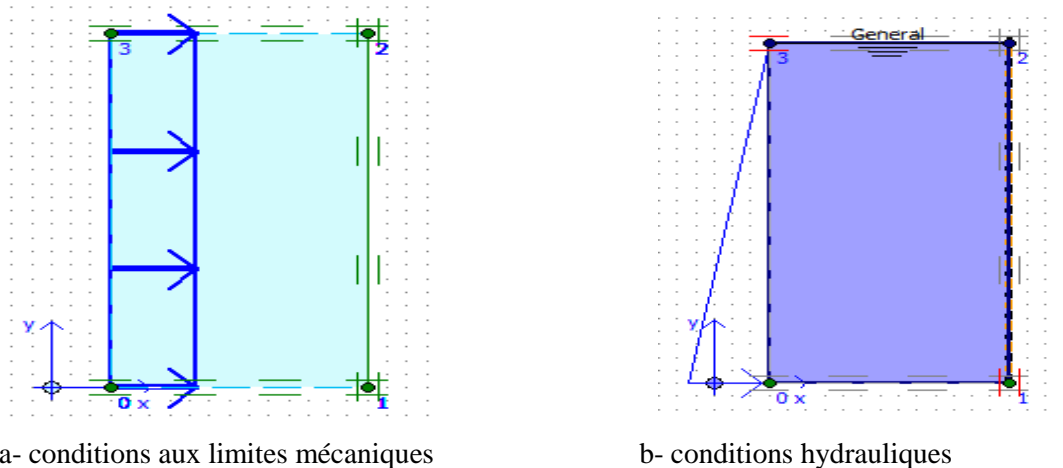


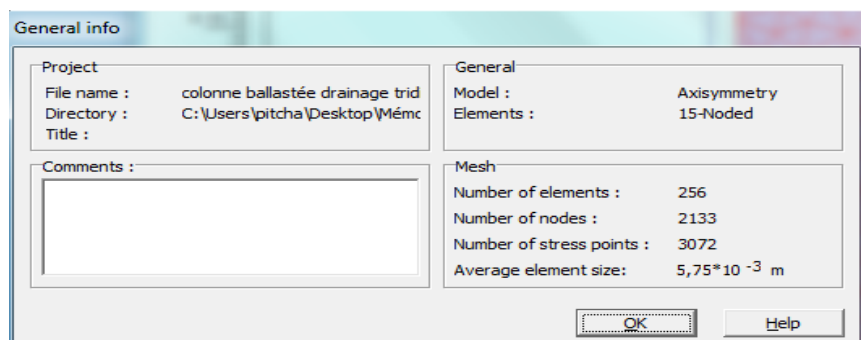
Figure 5-2 : Conditions aux limites mécaniques et hydrauliques

Conditions aux limites	Paroi (0-1)	Paroi (1-2)	Paroi (2-3)	Paroi (0-3)
Mécaniques	Bloquée verticale	Bloquée horizontale	Bloquée verticale	Déplacement imposé
Hydrauliques	Drainée	Imperméable	Drainée	Drainé

Tableau 5-2 : Conditions aux limites du modèle réduit

### 5-3-3 Maillage :

Les conditions de maillage sont moyennes avec les caractéristiques suivantes :



- Nombre d'éléments : 256
- Nombre de nœuds : 2133
- Degrés de liberté : 3072

### 5-4 Conditions initiales

#### 5-4-1 Conditions hydrostatiques

Pour les conditions hydrauliques, la nappe phréatique se situe au niveau de la paroi (2-3) et les pressions interstitielles sont calculées comme suit :

$$u_0(y) = \gamma_w (h - y) \dots\dots\dots(5-1)$$

La valeur maximale des pressions interstitielles est calculée au niveau de la paroi (0-1).

$$u_0(y = 0) = \gamma_w (h - 0) = 10 \times 0,13 = 1,30 \text{ kN/m}^2$$

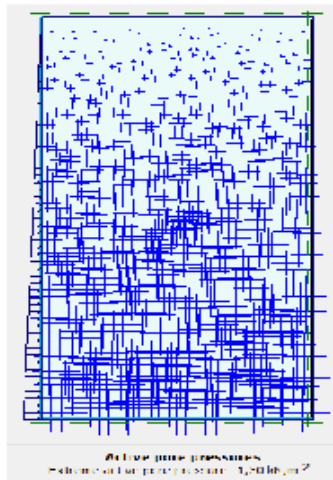


Figure 5-3 : Champ de pression interstitielle  $u_{\max} = -1,30 \text{ kN/m}^2$

#### 5-4-2 Contraintes initiales

##### a- Calcul analytique des contraintes initiales :

Le calcul analytique des contraintes initiales du sol est donné par les formules suivantes :

- Contraintes effectives verticales :  $\sigma'_y = \gamma' (h - y) = (\gamma_{sat} - \gamma_w)(h - y) \dots\dots\dots(5-2)$

$$\gamma_{sat} = 16,56 \text{ kN/m}^2 ; \gamma' = 10 \text{ kN/m}^2 ; h = 0,13 \text{ m} ; y = 0$$

$$\sigma'_y = 0,853 \text{ kN/m}^2$$

- Contraintes effectives horizontales :  $\sigma'_x = K_0 \sigma'_y \dots\dots\dots(5-3)$

Les valeurs de  $K_0$  sont données selon la formule de Jaky :  $K_0 = 1 - \sin \varphi = 1 - \sin 21^\circ = 0,642$

$$K_0 = 0,642$$

$$\sigma'_x = 0,548 \text{ kN/m}^2$$

Contraintes totales = Contraintes effectives + Pressions interstitielles



- Contraintes totales verticales :  $\sigma_y = \sigma'_y + u \dots\dots\dots(5-4)$

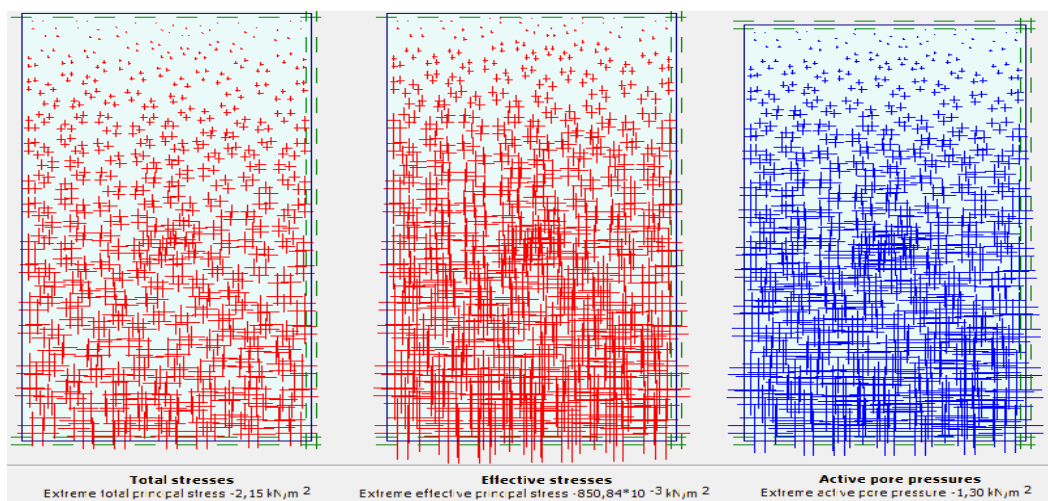
$$\sigma_y = 0,853 + 1,3 = 2,153 \text{ kN/m}^2$$

- Contraintes totales horizontales :  $\sigma_x = \sigma'_x + u \dots\dots\dots(5-5)$

$$\sigma_x = 0,548 + 1,3 = 1,848 \text{ kN/m}^2$$

**b- Calcul numérique des contraintes initiales :**

Les résultats numériques des contraintes initiales effectives, totales et pressions interstitielles sont présentés sur la figure (5-4).



- a)  $\sigma_{y \max} = -2,15 \text{ kN/m}^2$       b)  $\sigma'_{y \max} = -0,851 \text{ kN/m}^2$       c)  $u_{\max} = -1,30 \text{ kN/m}^2$

**Figure 5-4 :** Résultats numériques des contraintes initiales, effectives totales et interstitielles

**c- Comparaison des résultats**

Une légère différence entre les résultats analytiques et numériques pour les points de contraintes calculés comme résumé dans le tableau (5-3).

Contraintes (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma'_{y \max}$	$\sigma_{y \max}$	$u_{\max}$
Résultat analytique	-0,853	-2,153	-1,3
Résultat numérique	-0,851	-2,150	-1,3

**Tableau 5-3 :** Comparaison des résultats des contraintes effectives et totales

**5-5 Phases et types de calcul**

Les procédures expérimentales de la mise en place des colonnes de sable en laboratoire sont assez complexes et difficiles à simuler (le compactage exécuté par couches successives...).

Notre étude réalisée par le code Plaxis 2D s'attache au comportement du sol après la mise en place de la colonne et la géométrie présentée ici est dédiée dans un premier temps à simplifier les calculs.

Le modèle réduit étudié en deux phases est formé de colonne de sable entourée d'un massif cylindrique d'argile (Kaolin).

#### a- Phase 1 : Elasto-Plastique

Le calcul est élasto-plastique sur un modèle de Mohr Coulomb avec un déplacement horizontal imposé à 5 mm de la paroi gauche (3-0) et le matériau est considéré comme non drainé.

#### b- Phase 2 : Consolidation

Le calcul de type consolidation est réalisé avec un critère d'arrêt des calculs lorsque la surpression interstitielle inférieure à 1 kPa, c'est-à-dire :  $\Delta u(x,y) < 1 \text{ kPa} \forall (x,y)$ .

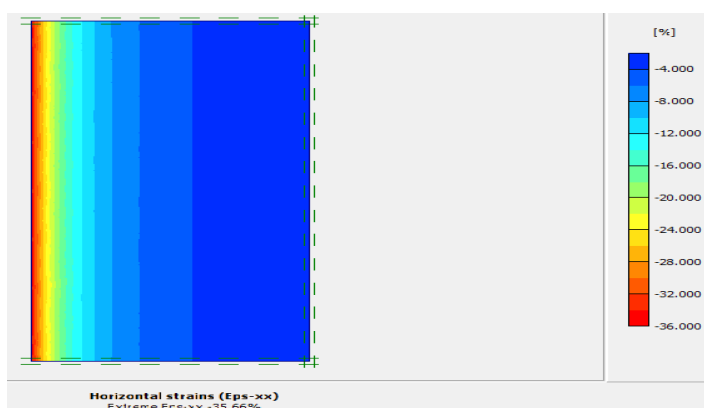
Le modèle utilisé est un modèle de Mohr Coulomb et le poids volumique d'eau est de 10 kN/m<sup>3</sup>. Le logiciel Plaxis 2D recommande un indice de variation de la perméabilité  $C_k = 10^{15}$ . Dans le cas où la perméabilité est indépendante de l'indice des vides, la formule générale de variation de la perméabilité est :

$$\Delta \log(k) = \Delta e / C_k \dots \dots \dots (5-6)$$

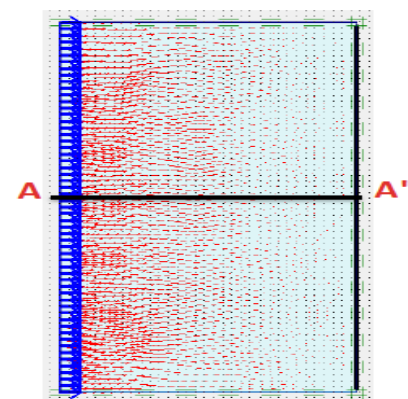
## 5-6 Résultats du calcul

### 5-6-1 Première Phase : Elasto-plastique

#### 5-6-1-1 Déformation horizontale et déplacement total



a) Déformation horizontale  $\varepsilon_{xx} = 35,66\%$

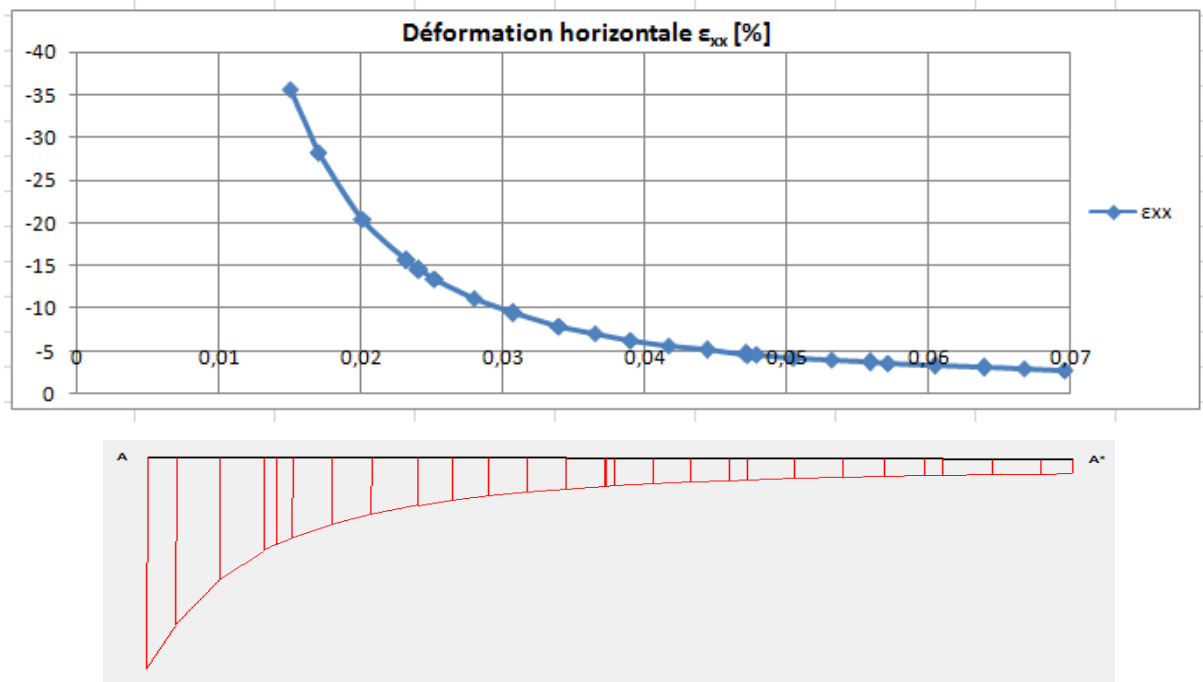


b) Déplacement total  $u_{\max} = 5\text{mm}$

**Figure 5-5** : Résultats numériques de la déformation horizontale et du déplacement total

Le sol se trouvant auprès de la paroi gauche s'est déformé de 35,66 % en compression.

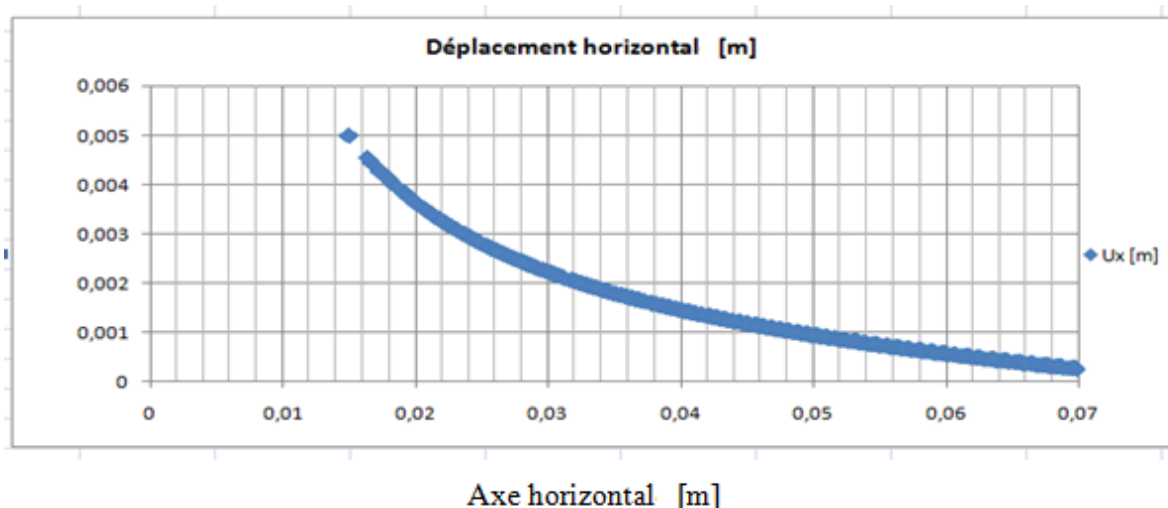
Les valeurs de déformation se sont diminuées de la paroi gauche vers la paroi droite. La déformation horizontale du sol contre la paroi droite n'est pas nulle (figure 5-6).



**Figure 5-6** : Déformation horizontale  $\varepsilon_{xx}$  le long de AA'

D'après la courbe présentée dans la figure (5-7) : déplacement horizontal le long de la section AA', on constate que la paroi gauche est déplacée horizontalement de 5 mm.

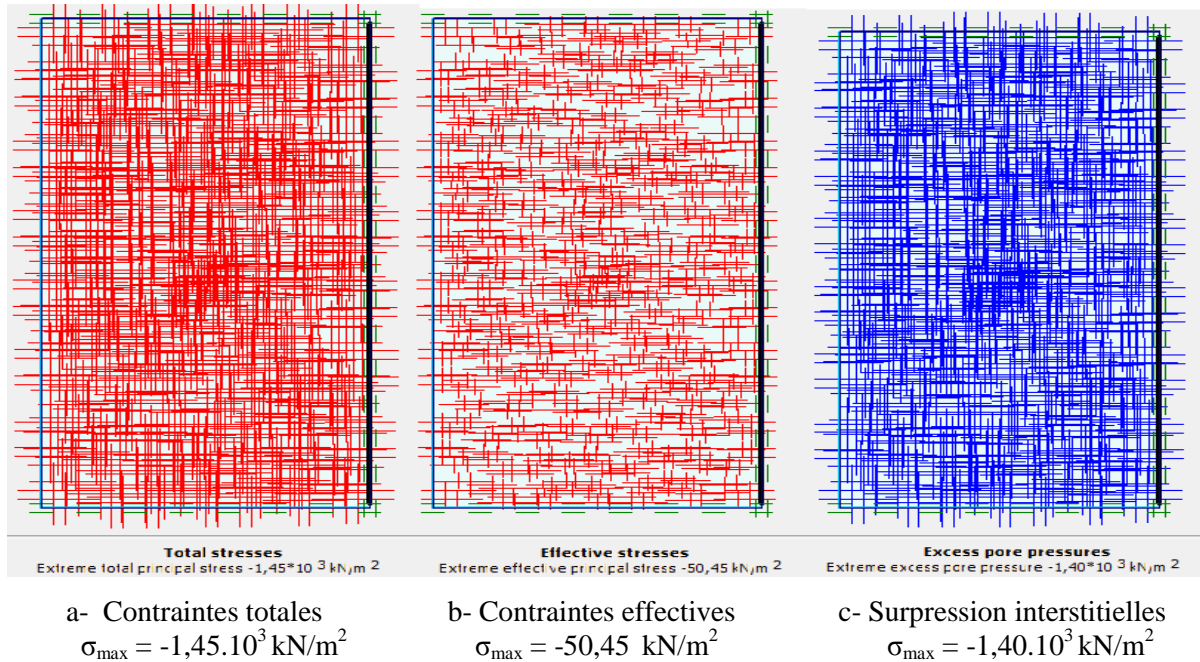
On se rapprochant de la paroi droite, on a trouvé que les valeurs de déplacement horizontal se sont diminuées jusqu'à zéro.



**Figure 5-7** : Déplacement horizontal le long de AA' ( $u_x^{max} = 5 \times 10^{-3}$  m)

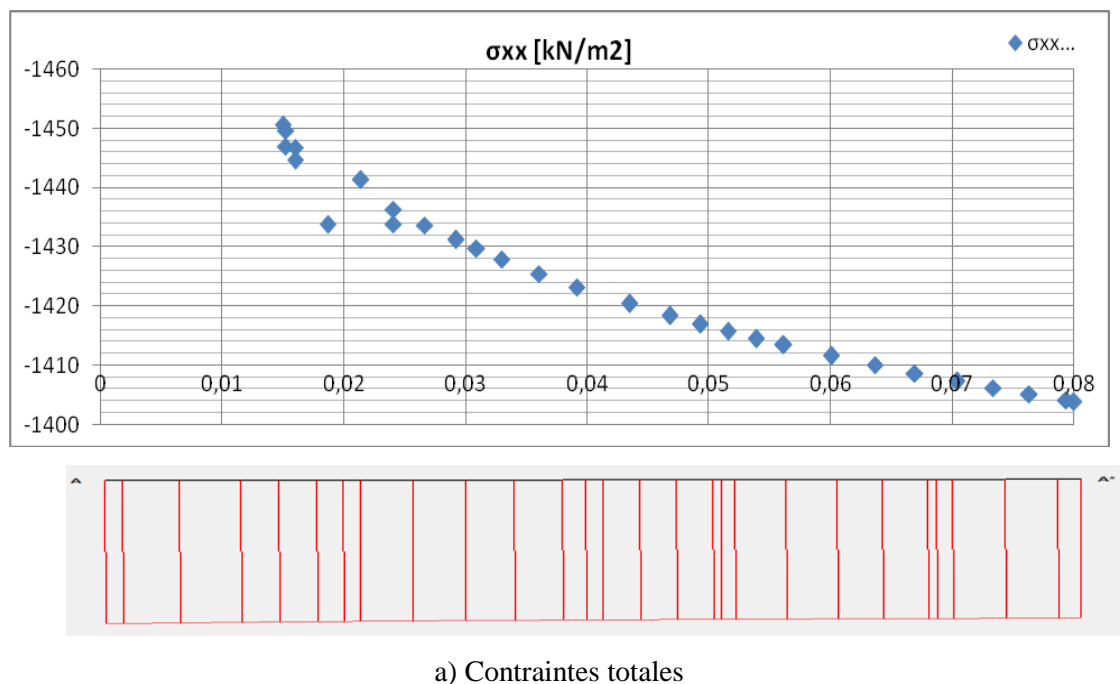
**5-6-1-2 Contraintes et pressions interstitielles**

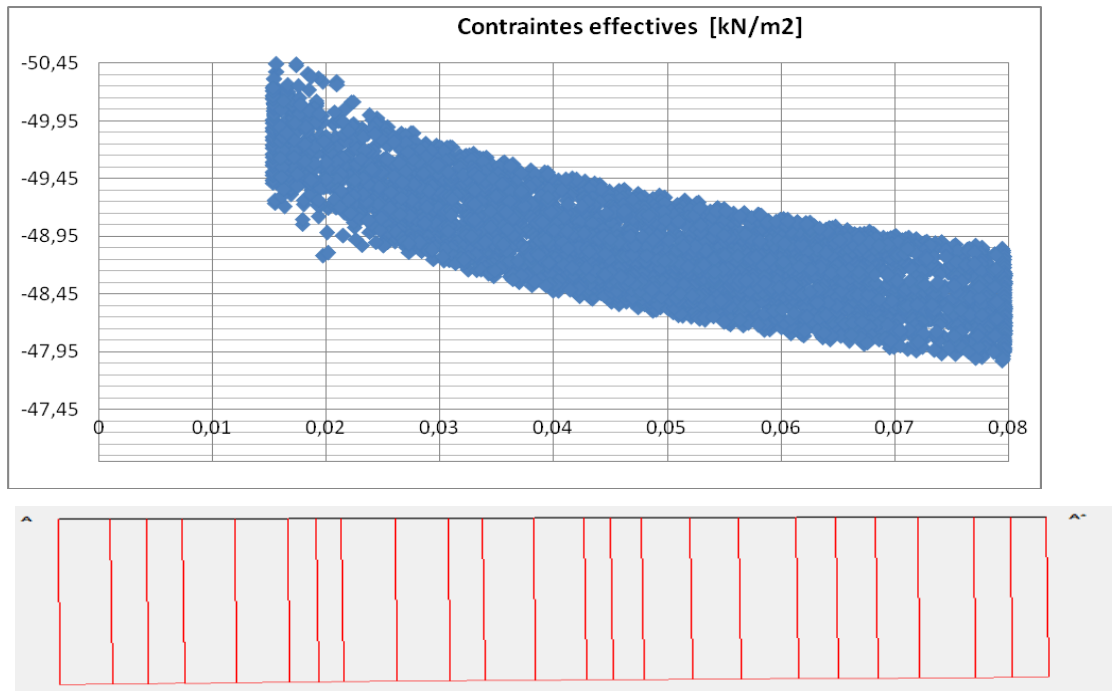
Les contraintes effectives, totales et les surpressions interstitielles sont presque les mêmes de la paroi gauche (0-3) vers la paroi droite (1-2) comme le confirme la figure (5-8).



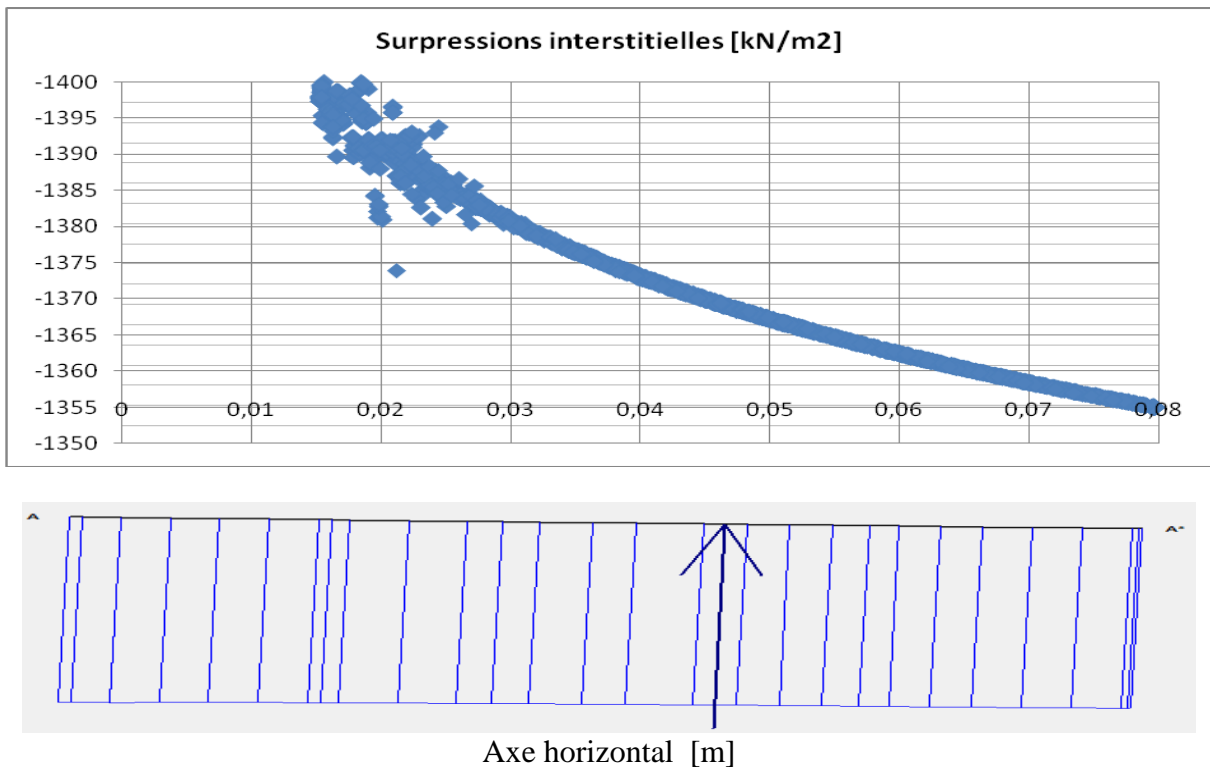
**Figure 5-8 :** Contraintes et surpressions interstitielles maximales

Les courbes de contraintes et surpressions interstitielles ne sont pas continues au voisinage de la colonne. Les valeurs ne sont pas exactement celles de la section AA' car les points de contraintes ne sont pas tous alignés (figure 5-9).





b) Contraintes effectives



c) Surpressions interstitielles

**Figure 5-9** : Courbe des contraintes et surpressions interstitielles maximales

### 5-6-1-3 Points plastiques

Après avoir comprimé le sol par le déplacement horizontal imposé, ce dernier se trouve totalement plastifié (figure 5-10).

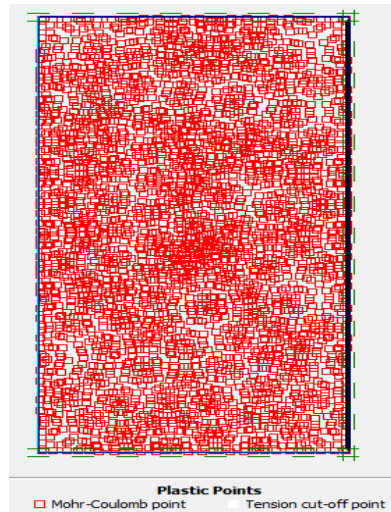


Figure 5-10 : Points plastiques de la première phase

### 5-6-2 Deuxième phase : Consolidation

Les courbes présentées sont pour les points de nœuds du maillage A, B, C et D et les points de contraintes sont E, F, G et H (figure 5-11).

Position	Milieu de la paroi (0-3)	Milieu de la paroi (2-3)	Milieu de la paroi (1-2)	Milieu Du modèle
Nœuds du maillage	A	B	C	D
Points de contrainte	E	F	G	H

Tableau 5-4 : Points Observés pour les différents points de maillage

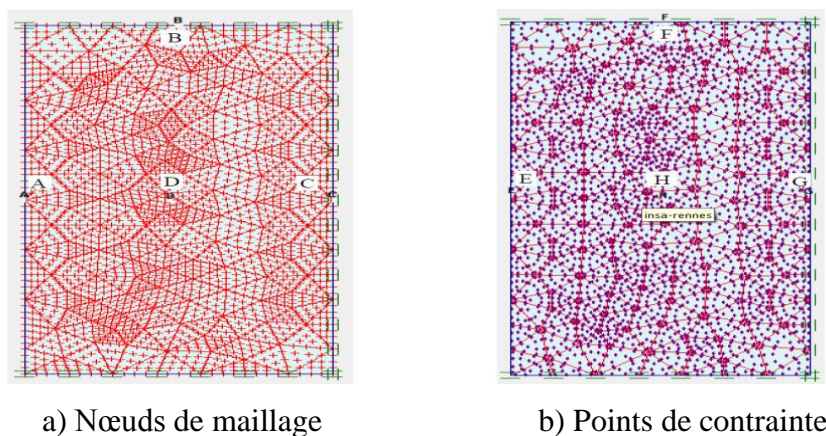
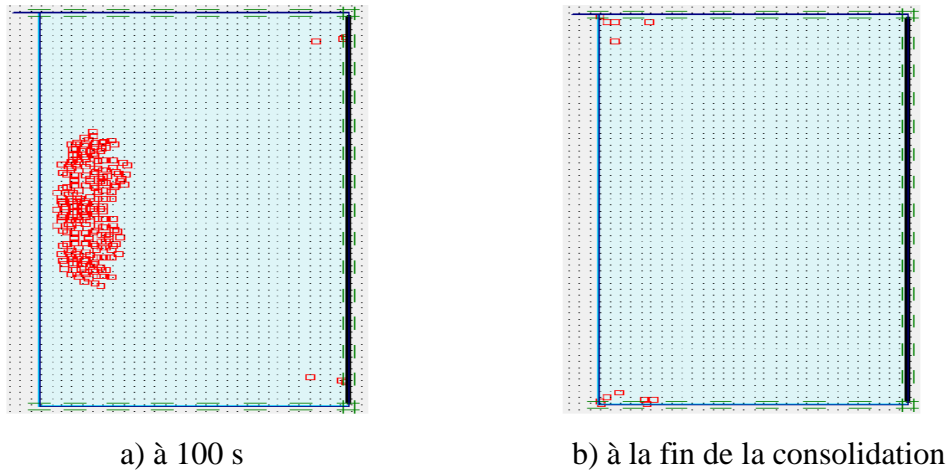


Figure 5-11 : Points observés pour construire les courbes

### 5-6-2-1 Points plastiques

Pendant la consolidation et à  $t=100$  s, les points plastiques se sont concentrés au milieu et auprès de la colonne du modèle réduit figure (5-12 a).

À la fin de la consolidation du sol, les points plastiques se sont déplacés aux coins de la paroi gauche (0-3) figure (5-12 b).

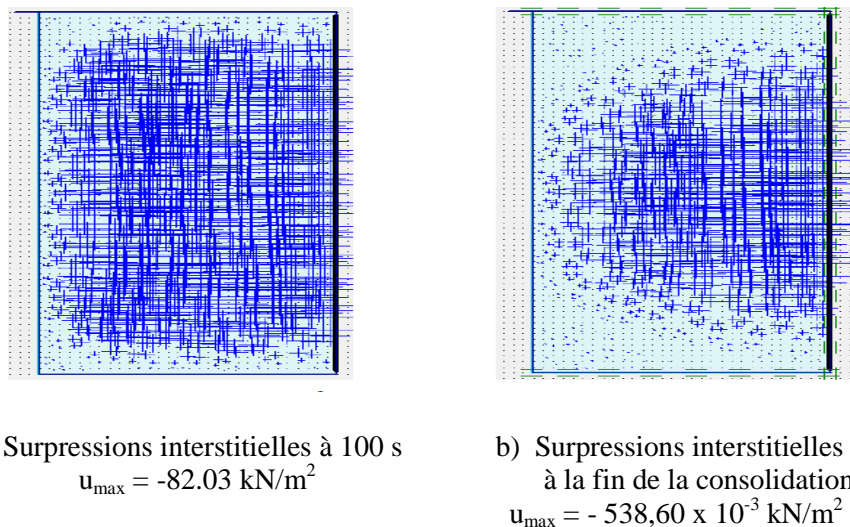


**Figure 5-12** : Points plastiques

### 5-6-2-2 Surpressions interstitielles

Les surpressions interstitielles contre les parois drainées sont presque nulles, (figure 5-13). La surpression interstitielle maximale au milieu de la paroi droite est de  $-538,60 \times 10^{-3} \text{ kN/m}^2$ , elles sont ensuite augmentées de la paroi gauche vers la paroi droite.

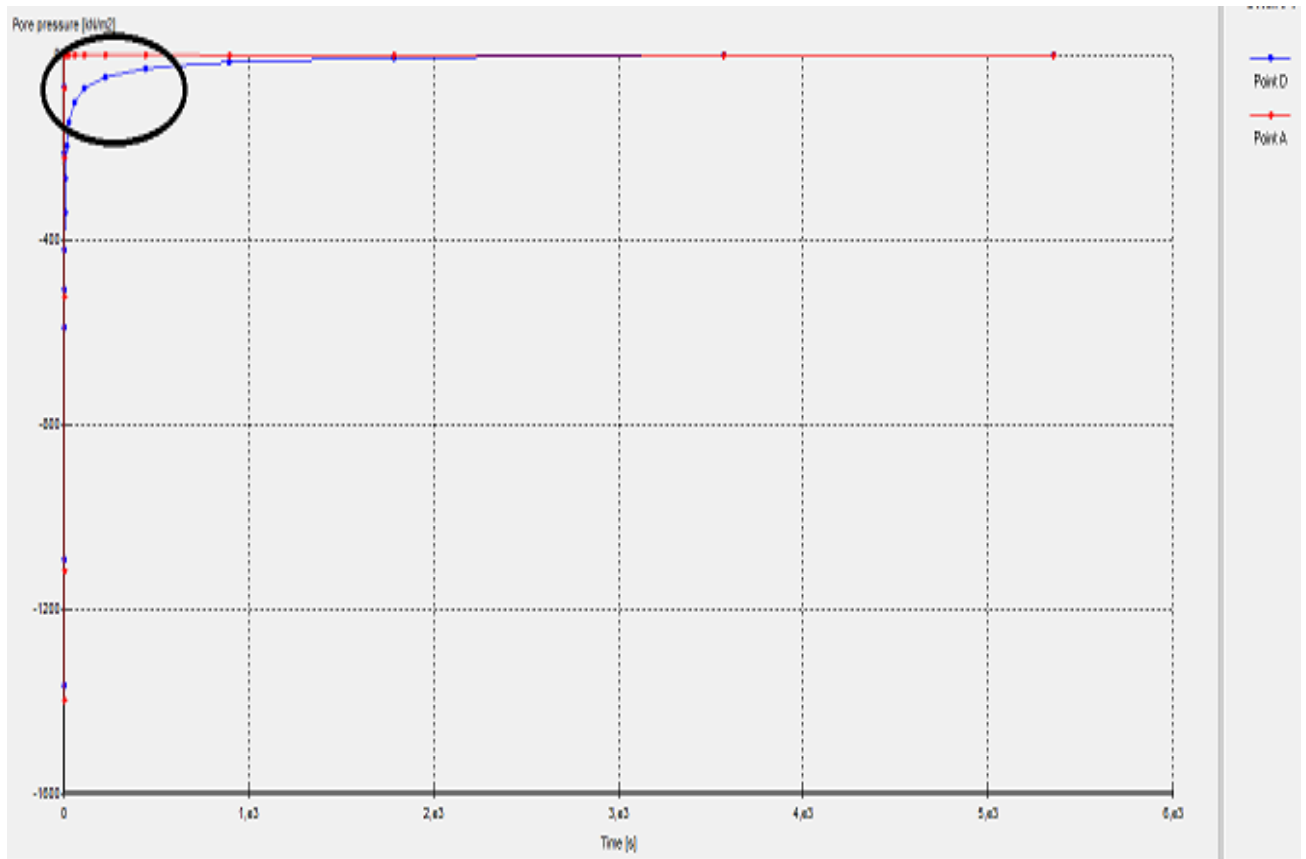
Les surpressions interstitielles sont diminuées en fonction du temps, elles sont diminuées rapidement dès le début de la consolidation jusqu'à  $t=100$  secondes.



**Figure 5-13** : Surpressions interstitielles de la phase consolidation

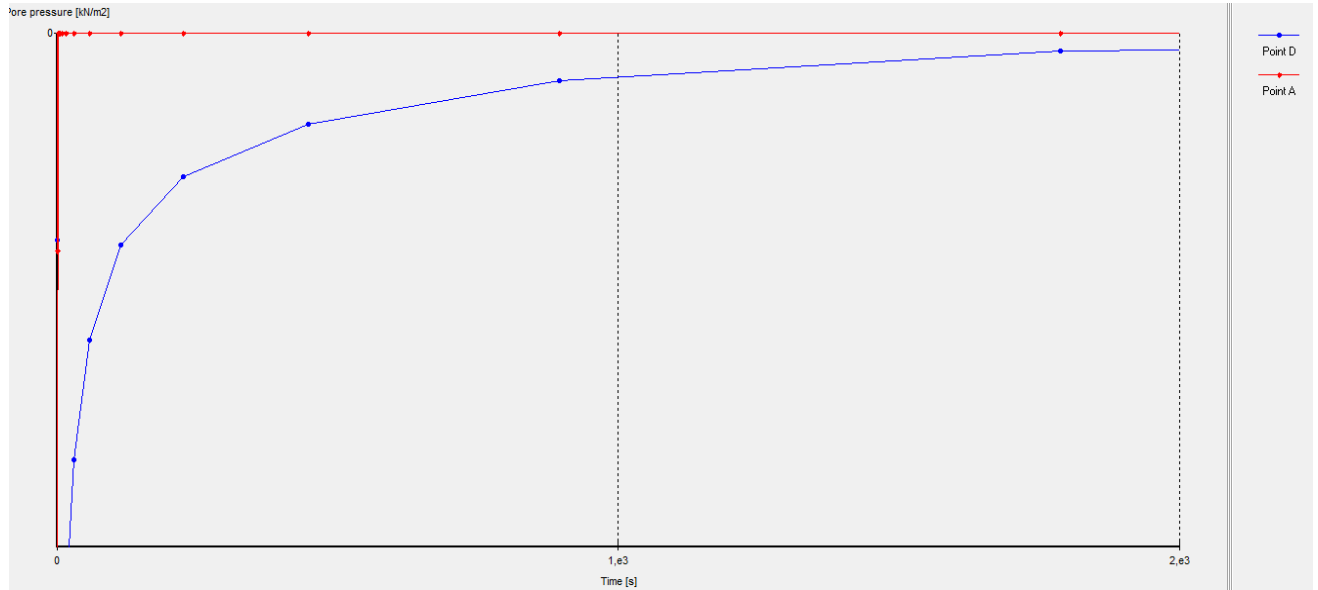
Les figures (5-14) et (5-15) présentent la surpression à l'interface de la colonne qui est nulle. La surpression au milieu du modèle est augmentée rapidement jusqu'à  $1339 \text{ kN/m}^2$  après la compression. Lorsque l'eau arrive à la surface de drainage, la surpression interstitielle est réduite à  $74 \text{ kN/m}^2$  à l'instant  $t=112$  secondes. À la fin de la consolidation, elle a diminué jusqu'à zéro à l'instant  $t = 5358$  secondes.

Le point A est au milieu de la paroi gauche (0-3) et le point D est au milieu du modèle réduit.



**Figure 5-14** Surpressions interstitielles (u) en fonction du temps



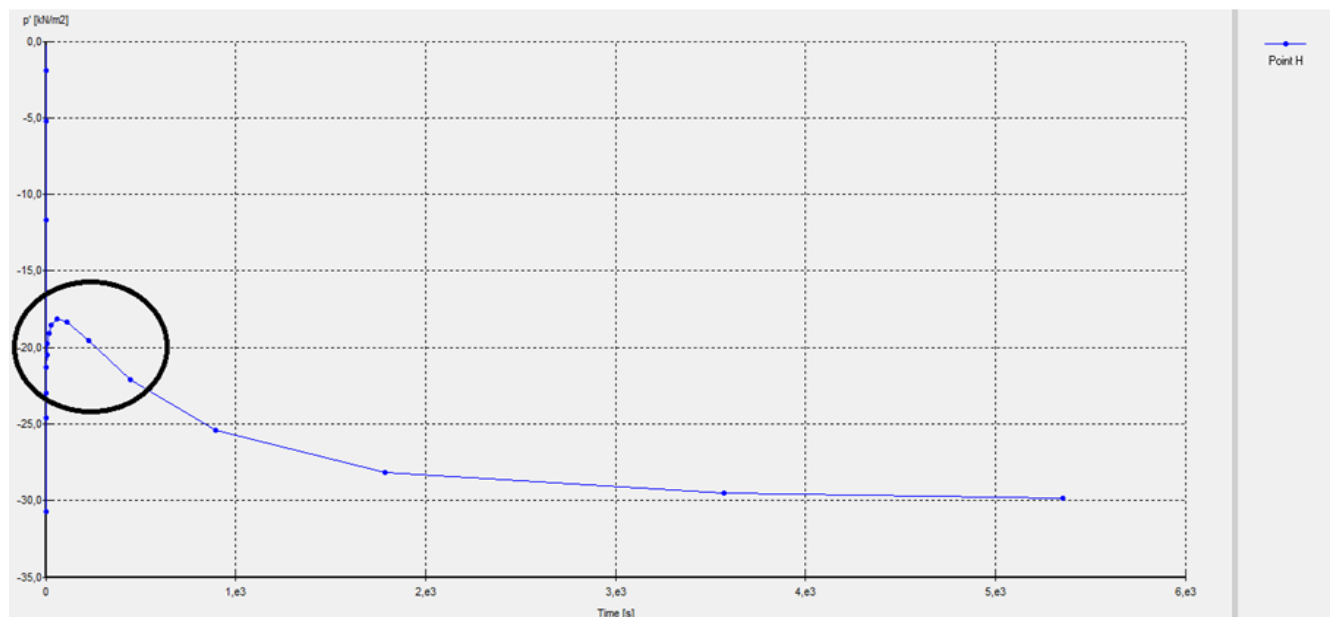


**Figure 5-15** : Surpressions interstitielles  $u$   
Échelle [-50,0]

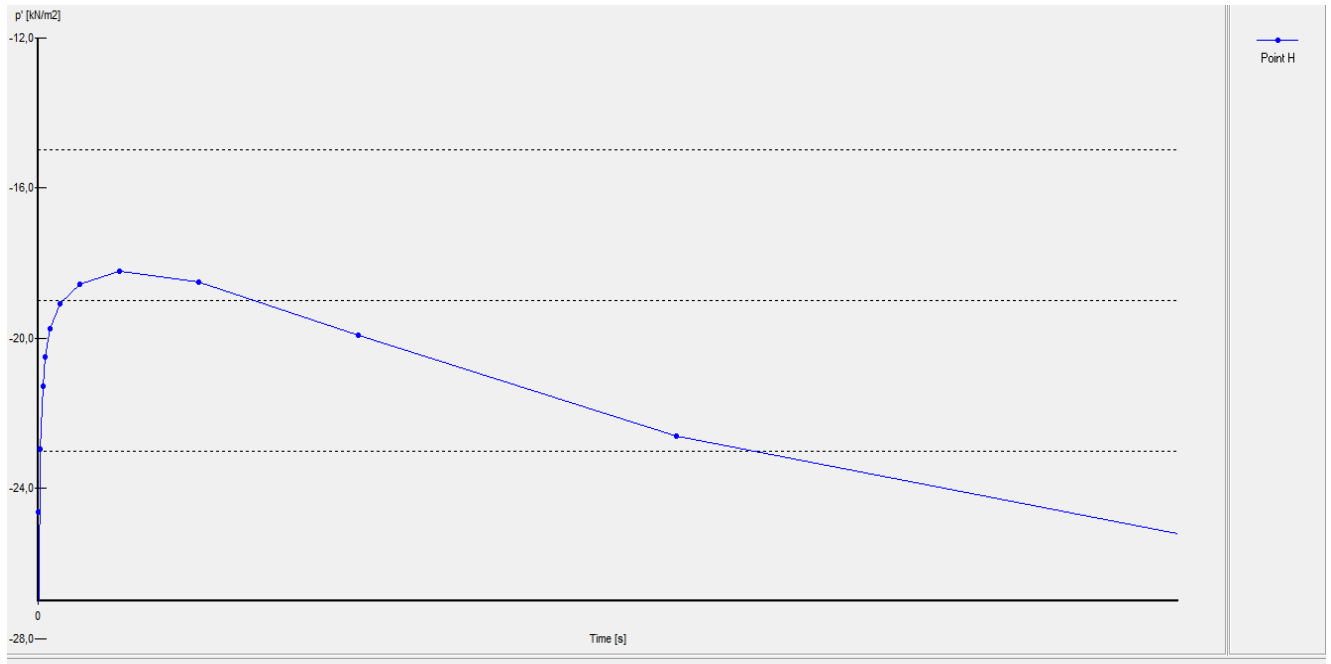
**5-6-2-3 Contraintes**

**a- Contrainte moyenne effective**

Les figures (5-16) et (5-17) montrent les contraintes effectives moyennes qui augmentent jusqu'à 30,74 kN/m<sup>2</sup> en compression non drainée. Elles ont diminué jusqu'à 18,29 kN/m<sup>2</sup> au début de la consolidation ensuite elles sont augmentées jusqu'à 30,53 kN/m<sup>2</sup> après la consolidation.



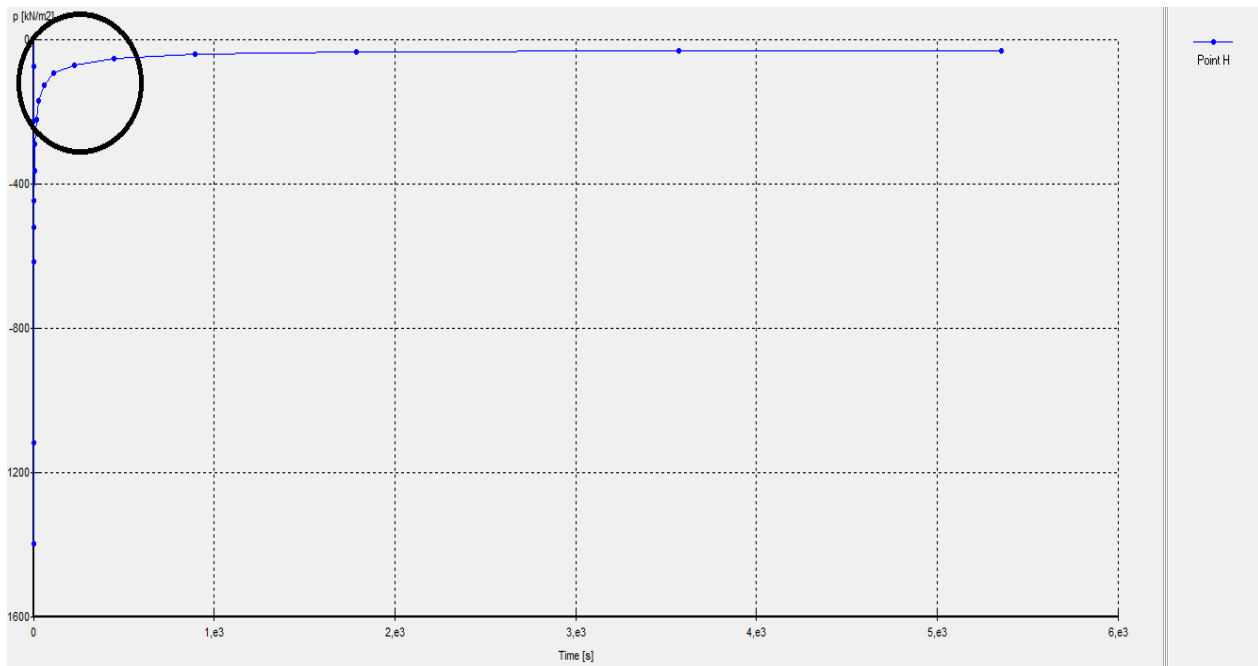
**Figure 5-16** : Contrainte effective moyenne  $p'$  en fonction du temps



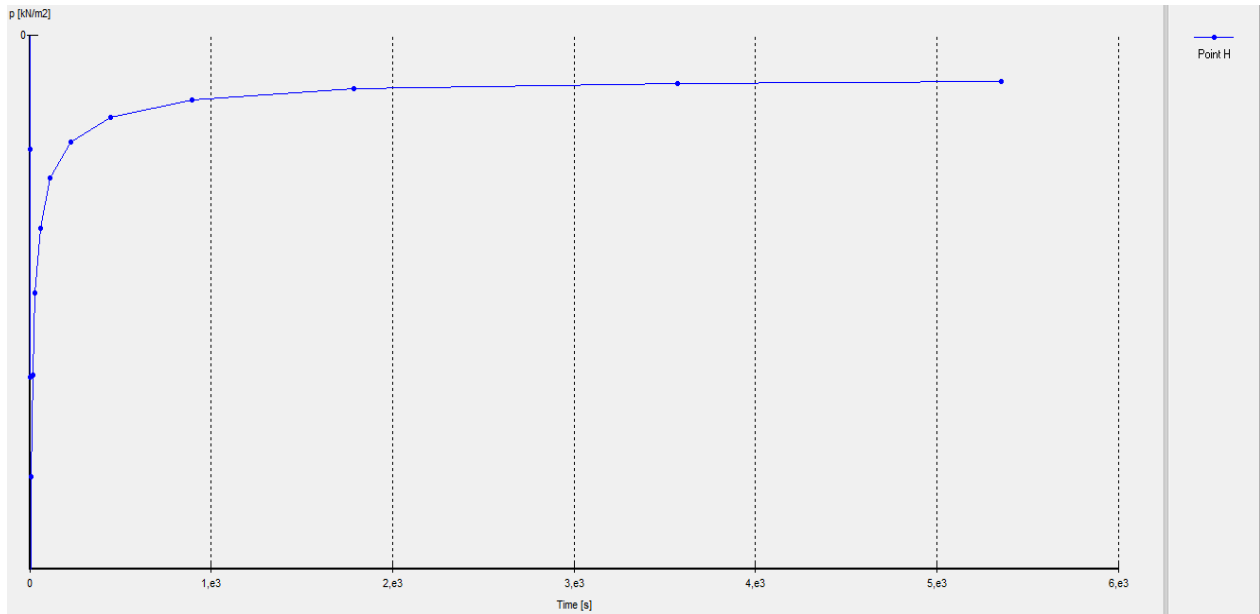
**Figure 5-17 :** Contrainte effective moyenne  $p'$  pendant la consolidation  
Échelle [-25,-15]

**b- Contrainte moyenne totale**

La contrainte moyenne totale d'un point H au milieu du modèle s'accroît jusqu'à 1400,30 kN/m<sup>2</sup> lors de la compression, elle a baissé jusqu'à 31,56 kN/m<sup>2</sup> avec un temps  $t=5358$  secondes à la fin de la consolidation, voir les figures (5-18) et (5-19).



**Figure 5-18 :** Contrainte totale moyenne en fonction du temps

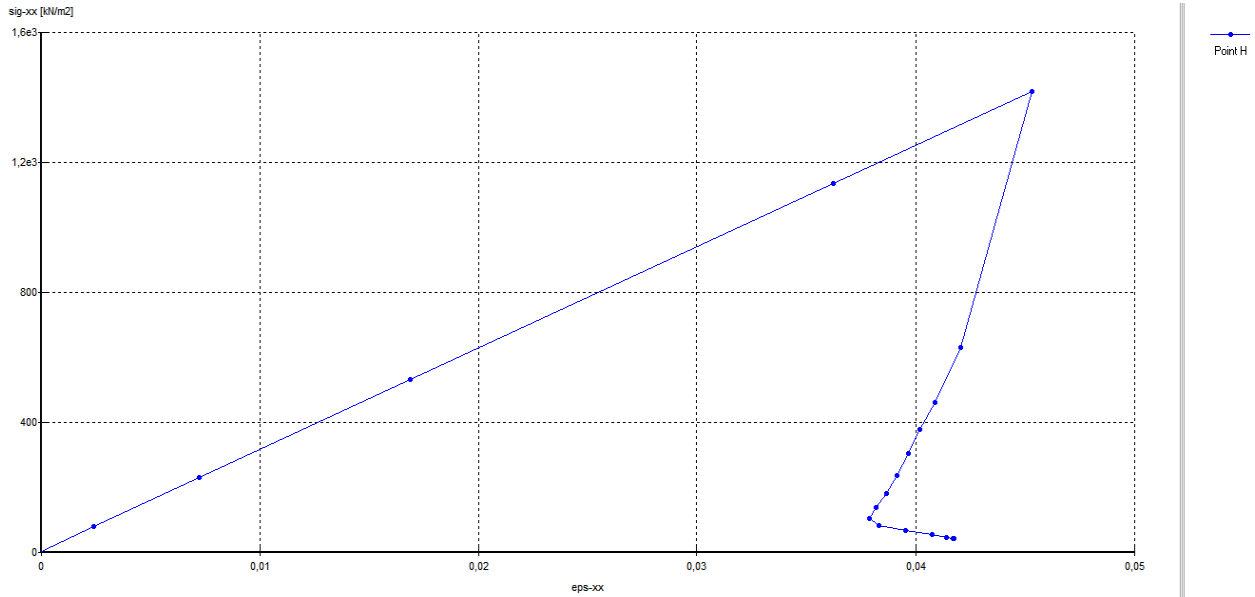


**Figure 5-19** : Contrainte totale moyenne  $p$  pendant la consolidation

La figure (5-20) montre la courbe linéaire de la variation de la contrainte horizontale en fonction de la déformation horizontale lors de la compression du sol. Lorsque le sol est consolidé, la contrainte horizontale a diminué jusqu'à  $42,41 \text{ kN/m}^2$  et la déformation est réduite à 4,4%.

La déformation n'est pas croissante car le sol est déjà gonflé et l'eau ne peut pas se dissiper du sol au premier temps de la consolidation. En revanche, la déformation a augmenté une autrefois quand l'eau s'échappait du sol.

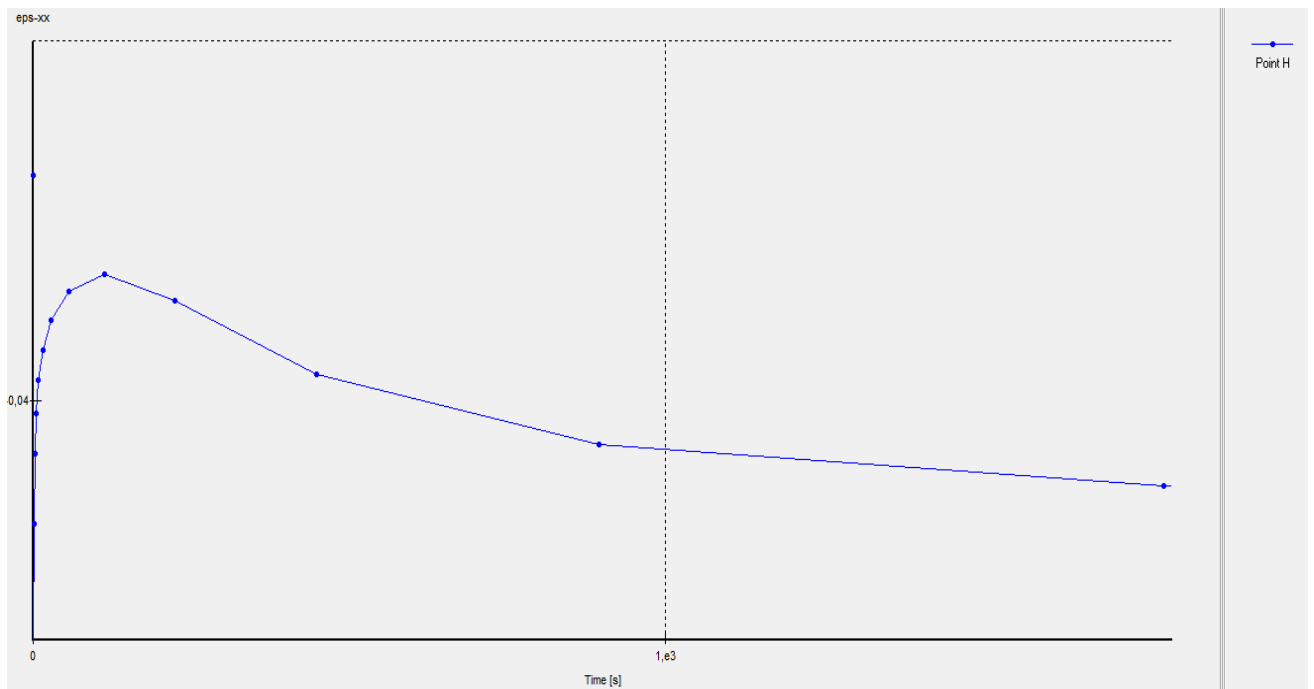
La valeur de la déformation du sol est plus petite que celle-ci créée par le déplacement imposé lorsqu'on consolide le sol jusqu'à la suppression interstitielle inférieure à 1 kPa.



**Figure 5-20** Contrainte horizontale et déformation horizontale ( $\sigma_{xx} - \varepsilon_{xx}$ )

**5-6-2-4 Déformation**

Les déformations horizontales  $\varepsilon_{xx}$  sont diminuées immédiatement au début de la consolidation du sol voir figure (5-21). Pendant la consolidation du sol, la déformation minimale est de -3,80 à l’instant  $t = 113$  s. Lorsque l’eau est dissipée du sol, les déformations horizontales sont augmentées jusqu’à la fin de la consolidation.



**Figure 5-21** : Déformation horizontale pendant la consolidation

### 5-7 Analyse des résultats numériques

#### Indice des vides

Après la consolidation du sol, les points de contraintes sélectionnés sont près de la ligne AA' voir figure (5-22). Pour analyser les indices des vides, on a choisi des points de contraintes les plus proches de la section AA'. Les résultats de déformations cartésiennes obtenues par le modèle numérique sont donnés dans le tableau (5-5).

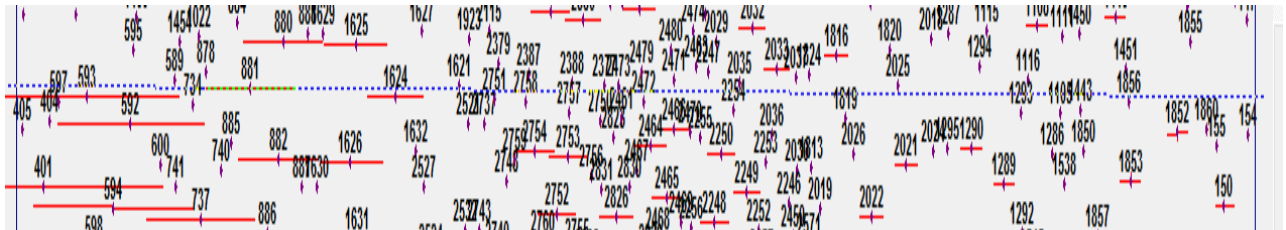


Figure 5-22 : Points de contraintes

Les indices des vides sont exprimées par la formule suivante :  $e = e_0 - \Delta e$  .....(5-7)

Où :

$e_0$  : indice des vides initial  $e_0 = 1,5$

$\Delta e$  : variation d'indice :  $\Delta e = \varepsilon_v (1 + e_0)$  .....(5-8)

La déformation volumique est donnée par la formule suivante :  $\varepsilon_v = \varepsilon_{xx} + \varepsilon_{yy} + \varepsilon_{zz}$  .....(5-9)

Points de contraintes	X (mm)	$\epsilon_{xx}$	$\epsilon_{yy}$	$\epsilon_{zz}$	$\epsilon_v$	$\Delta e$	e
154	79,659514	-2,616107	0,623201	0,011148	-1,981038	-0,049525	1,549525
155	78,011658	-2,702246	0,636012	0,067182	-1,999051	-0,029985	1,529985
404	16,728322	-29,985291	-0,024875	26,409544	-3,601252	-0,090031	1,590031
405	15,295960	-36,338991	-0,002136	31,969655	-4,371472	-0,065572	1,565572
589	23,311407	-15,833871	-0,091413	12,808404	-3,116880	-0,077922	1,577922
592	20,955992	-19,432814	-0,048664	16,224009	-3,257469	-0,048862	1,548862
593	18,659128	-24,244202	-0,033185	20,889194	-3,388193	-0,084704	1,584704
597	17,212447	-28,324437	-0,064016	24,847618	-3,540835	-0,053112	1,553112
731	23,557414	-15,511662	-0,098696	12,523549	-3,086809	-0,077170	1,577170
878	24,909856	-13,963220	-0,105590	11,033276	-3,035534	-0,045533	1,545533
881	27,272023	-11,769801	-0,127997	8,967410	-2,930388	-0,073259	1,573259
885	26,27704	-12,621349	-0,116270	9,768408	-2,969210	-0,044538	1,544538
1105	69,795543	-2,820308	-0,325577	0,408543	-2,086187	-0,052154	1,552154
1293	67,761192	-2,837954	0,225891	0,505633	-2,106430	-0,031596	1,531596
1443	70,838070	-2,815082	0,382755	0,361223	-2,071103	-0,051777	1,551777
1621	38,223764	-6,299599	-0,239756	3,939534	-2,599821	-0,038997	1,538997
1624	34,911962	-7,428505	-0,210517	4,962196	-2,676826	-0,066920	1,566920
1819	58,517823	-3,205709	-0,067905	1,057242	-2,216372	-0,033245	1,533245
1852	75,961207	-2,813989	0,651100	0,144560	-2,018328	-0,050458	1,550458
1856	73,425181	-2,826819	0,530641	0,249662	-2,046515	-0,030697	1,530697
1860	77,491119	-2,769386	0,678356	0,086857	-2,004171	-0,050104	1,550104
2036	54,671578	-3,492498	-0,149403	1,366265	-2,275636	-0,034134	1,534134
2254	52,626468	-3,679747	-0,189239	1,559095	-2,309892	-0,057747	1,557747
2472	47,923114	-4,251779	-0,242853	2,099724	-2,394908	-0,035923	1,535923
2522	31,050733	-9,235551	-0,150390	6,612714	-2,773227	-0,069330	1,569330
2751	40,070538	-5,782319	-0,254052	3,479965	-2,556406	-0,038346	1,538346
2757	43,978638	-4,910895	-0,258927	2,697610	-2,472212	-0,061805	1,561805
2758	41,729796	-5,380319	-0,259709	3,119866	-2,520162	-0,037802	1,537802

Tableau 5-5 : Résultats des déformations volumétriques et indices des vides

Une diminution significative (d'environ 20%) de l'indice des vides au voisinage de la colonne comparée à l'indice des vides au point le plus loin de celle-ci est constatée voir figure (5-23).

Il est évident que la mise en place de la colonne densifie le sol fin environnant la colonne jusqu'à une distance égale au rayon de la colonne.

Une diminution très nette de la variation de l'indice des vides  $\Delta e$  jusqu'à 35% au voisinage de la colonne.

Il semble que la mise en place de la colonne densifie le sol autour de celle-ci jusqu'à une distance R de la paroi, ce qui est supérieur au rayon de la colonne à plus grand diamètre.

L'indice moyen des vides est égal à 1,55.

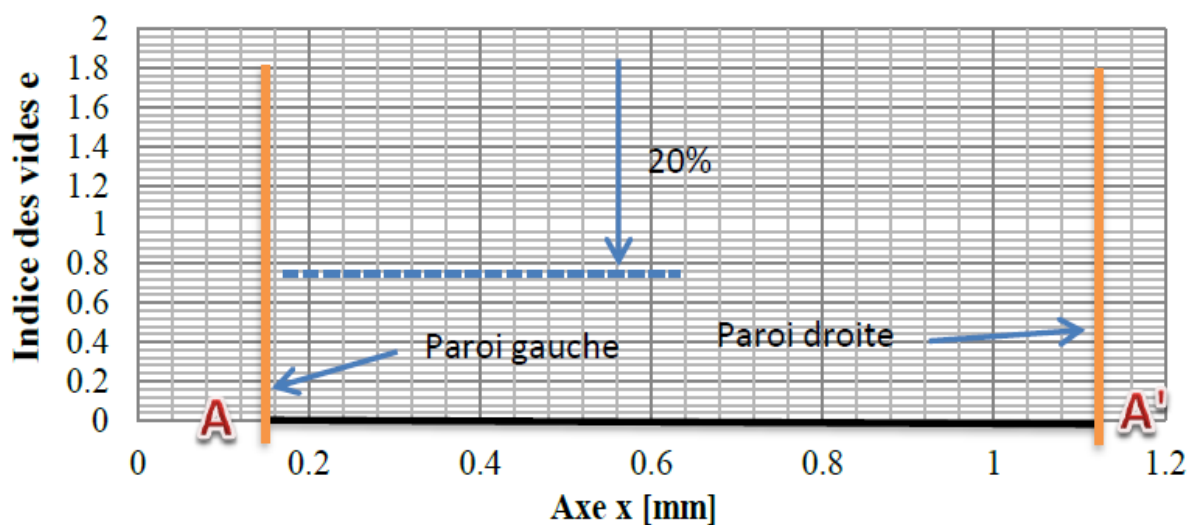


Figure 5-23 : Variation de l'indice des vides

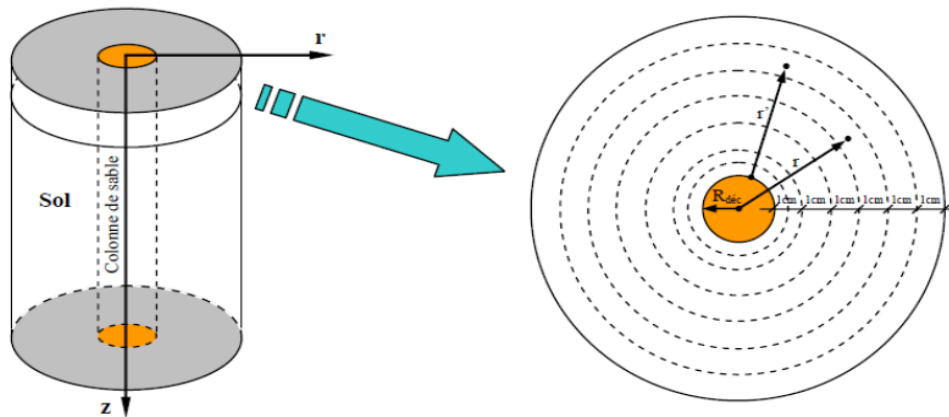
## 5-8 Densification du Kaolin autour de la colonne

### 5-8-1 L'essai en laboratoire (Phan, 2010)

Les tranches de sol découpées pour évaluer le diamètre des colonnes permettent également d'évaluer la densification du massif autour de la colonne, ceci grâce à la détermination de la teneur en eau en fonction du rayon obtenue par découpage de couronnes concentriques comme le montre la figure (5-24).

À partir de la teneur en eau et sous l'hypothèse de saturation il détermine l'indice des vides

$$\text{par la formule : } e = w \frac{\gamma_s}{\gamma_w} \dots \dots \dots (5-10)$$



a) Massif du sol contenant une colonne de sable    b) Tranche découpée montrant des anneaux

**Figure 5-24** : Procédure d'analyse radiale de la teneur en eau (Phan, 2010)

L'indice des vides est calculé en fonction de la distance à la paroi  $r' = (r - R_{d\acute{e}c})$

Où :

$R_{d\acute{e}c}$  : est le rayon de la colonne de sable.

Nous constatons une diminution très nette de l'indice des vides ( $\Delta e$  jusqu'à 0,5) au voisinage de la colonne. Il apparaît que la mise en place de la colonne densifie le sol autour de celle-ci jusqu'à une distance 20 mm de la paroi.

La variation relative moyenne de l'indice des vides en fonction de la distance à la paroi normalisée par le rayon  $R_{d\acute{e}c}$  des colonnes. Une diminution significative (d'environ 40%) de l'indice des vides au voisinage de la colonne comparée à l'indice des vides «au loin».

Il apparaît clairement que la mise en place de la colonne densifie le sol fin sur une épaisseur environ égale au rayon de la colonne.

### 5-9 Comparaison des résultats expérimentaux et numériques

Une comparaison entre l'essai expérimental et numérique pour le paramètre le plus important qui est l'indice des vides est donnée dans le tableau (5-6).

Résultats	Variation de l'indice des vides ( $\Delta e$ )	Indice des vides ( $e$ )	Longueur de la densification (mm)
Résultat expérimental	0,50	1,32	20
Résultat de simulation	0,35	1,55	20

**Tableau 5-6** : Comparaison des résultats de l'essai expérimental en laboratoire avec ceux de la simulation numérique



## 5-10 Conclusion

La simulation par des éléments finis de la mise en place de la colonne ballastée par un déplacement imposé a donné des résultats presque semblables à ceux trouvés en essai expérimental.

Pendant la phase 1 qui est élasto-plastique et à la fin de la compression, l'argile est totalement plastifiée et la pression interstitielle est constante.

Pendant la phase 2 qui est la consolidation et à la fin de celle-ci, les points plastiques ont presque disparu dans le sol et la pression interstitielle est nulle car l'eau est totalement dissipée.

L'analyse des résultats a permis d'observer une diminution significative (d'environ 20%) de l'indice des vides « au voisinage » de la colonne comparée à l'indice des vides « au loin ».

On a conclu que la mise en place de la colonne densifie le sol fin sur une épaisseur environ égale au rayon de la colonne.

**B- Étude du 2<sup>ème</sup> cas :**

**Drainage tridimensionnel des parois du modèle avec application d'un déplacement horizontal imposé de 1 mm à 5 mm en alternative entre cinq phases du type élasto-plastique et cinq phases du type consolidation.**

**5-11 Simulation du modèle réduit de la colonne ballastée par un déplacement imposé de 1 à 5 mm.**

**5-11-1 Types et phases de calcul**

Le modèle réduit est étudié en deux phases comme le précédent, mais pour ce modèle on va augmenter le déplacement imposé de 1 mm à 5 mm suivant les étapes de calcul citées dans le tableau (5-7) ci-dessous.

Le sol est compacté et ensuite consolidé jusqu'à la surpression interstitielle inférieure à 1 kPa. Les phases 1-3-5-7-9 sont des phases de type plastique avec un déplacement imposé progressivement de 1 à 5 mm de la paroi gauche (0-3). Le matériau est considéré comme non drainé.

Les phases 2-4-6-8-10 sont des phases de type consolidation avec un critère d'arrêt des calculs lorsque la surpression interstitielle varie entre :  $\Delta u(x,y) < 1 \text{ kPa} \quad \forall (x,y)$ .

Étapes	Type de calcul	Déplacement imposé	Surpression interstitielle
1	Plastique	1 mm	-
2	Consolidation	-	< 1kPa
3	Plastique	1 mm	-
4	Consolidation	-	< 1kPa
5	Plastique	1 mm	-
6	Consolidation	-	< 1kPa
7	Plastique	1 mm	-
8	Consolidation	-	< 1kPa
9	Plastique	1 mm	-
10	Consolidation	-	< 1kPa

**Tableau 5-7 :** Étapes de calcul du modèle réduit en déplacement imposé de 1 à 5 mm

## 5-11-2 Résultats après consolidation du sol

### 5-11-2-1 Points plastiques

À la fin de la consolidation les points plastiques sont limités aux coins (voir figure 5-25).

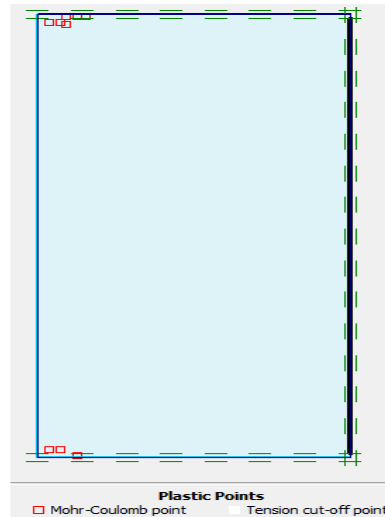


Figure 5-25 : Points plastiques à la fin de la consolidation

### 5-11-2-2 Surpressions interstitielles

Pendant le chargement croissant, la surpression interstitielle augmente pour le sol à côté de la colonne, mais elle se décroît pour le sol le plus loin de la colonne (figure 5-26).

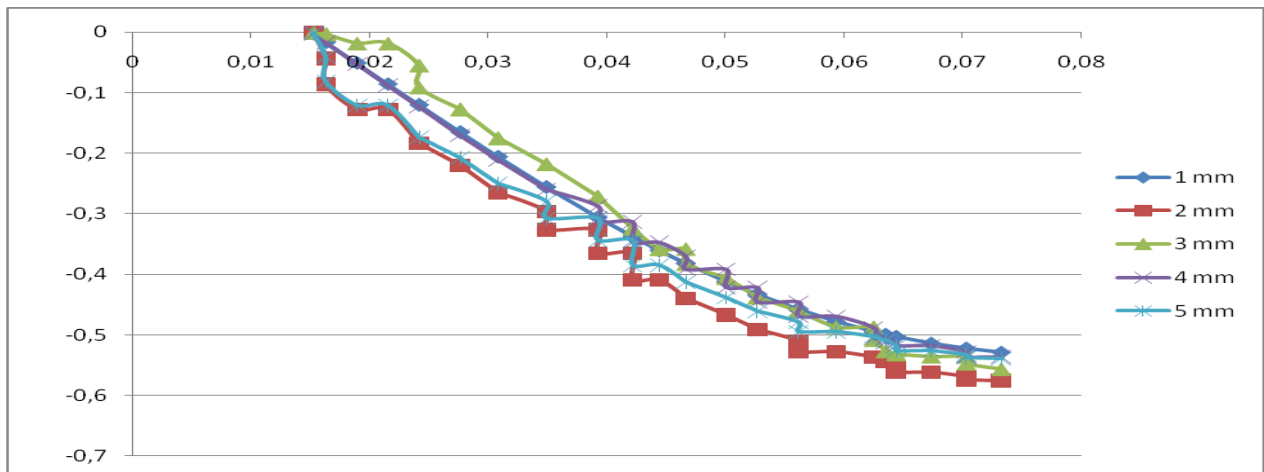


Figure 5-26: Surpression interstitielle en fonction du chargement

La surpression interstitielle du point H au milieu du modèle réduit a diminué rapidement au début de la consolidation du sol et à la fin du chargement (5 mm), la surpression se décroît jusqu'à zéro (figure 5-27).

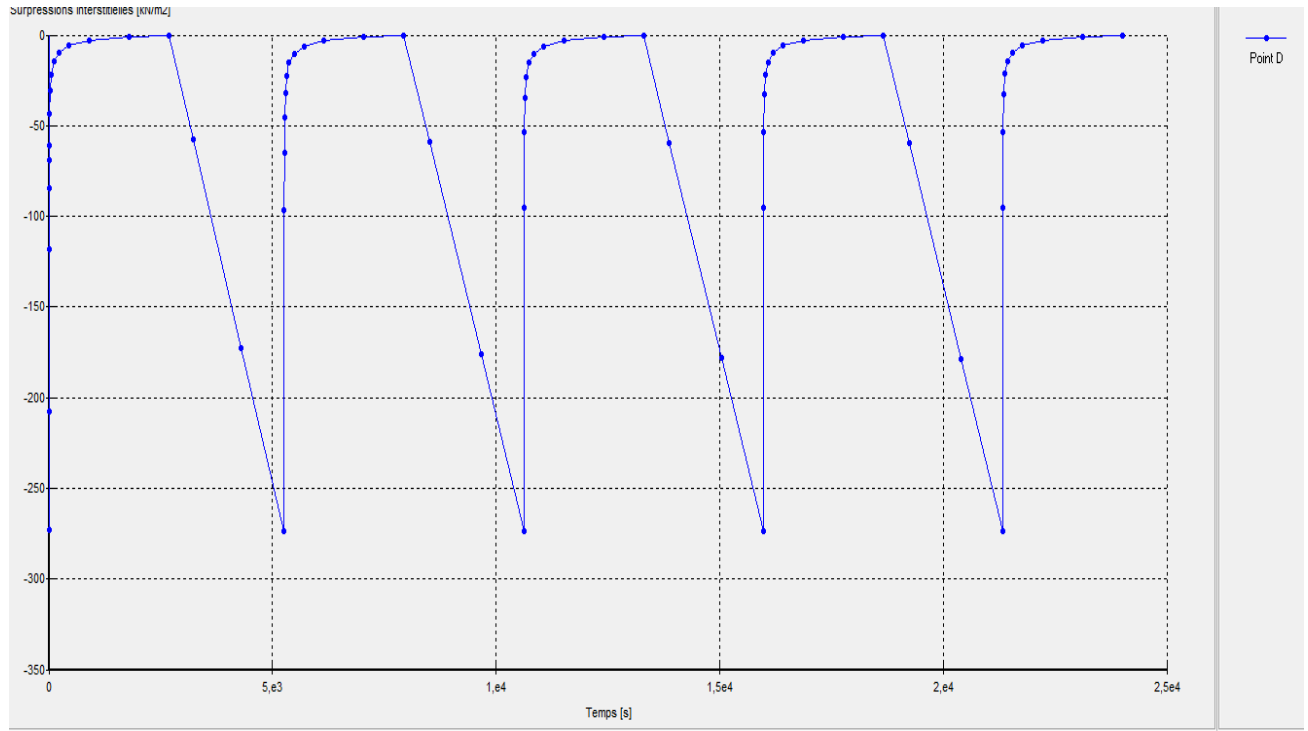


Figure 5-27 : Surpression interstitielle en fonction du temps

### 5-11-2-3 Contraintes

À la fin de la consolidation de chaque étape de chargement, la contrainte totale moyenne est augmentée en fonction de l'abscisse xx (figure 5-28).

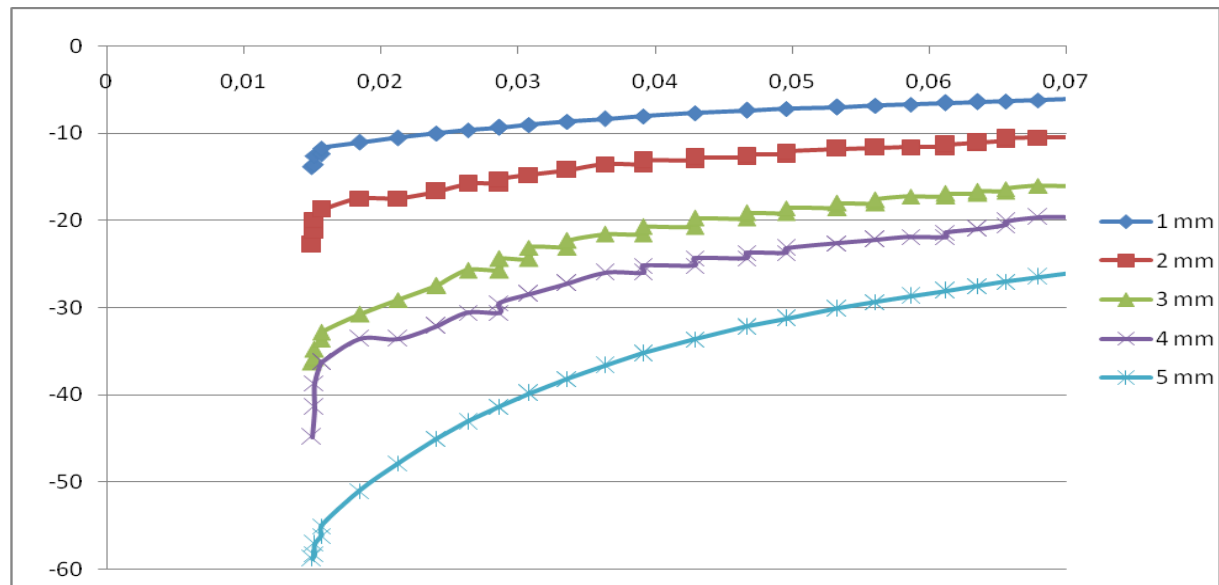
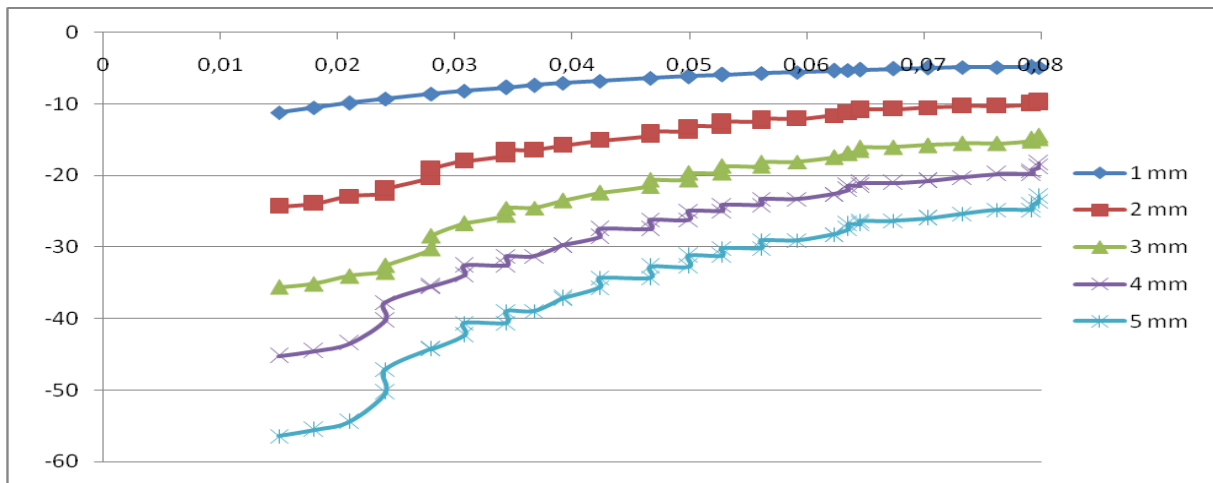


Figure 5-28 : Contrainte totale moyenne p en fonction du chargement

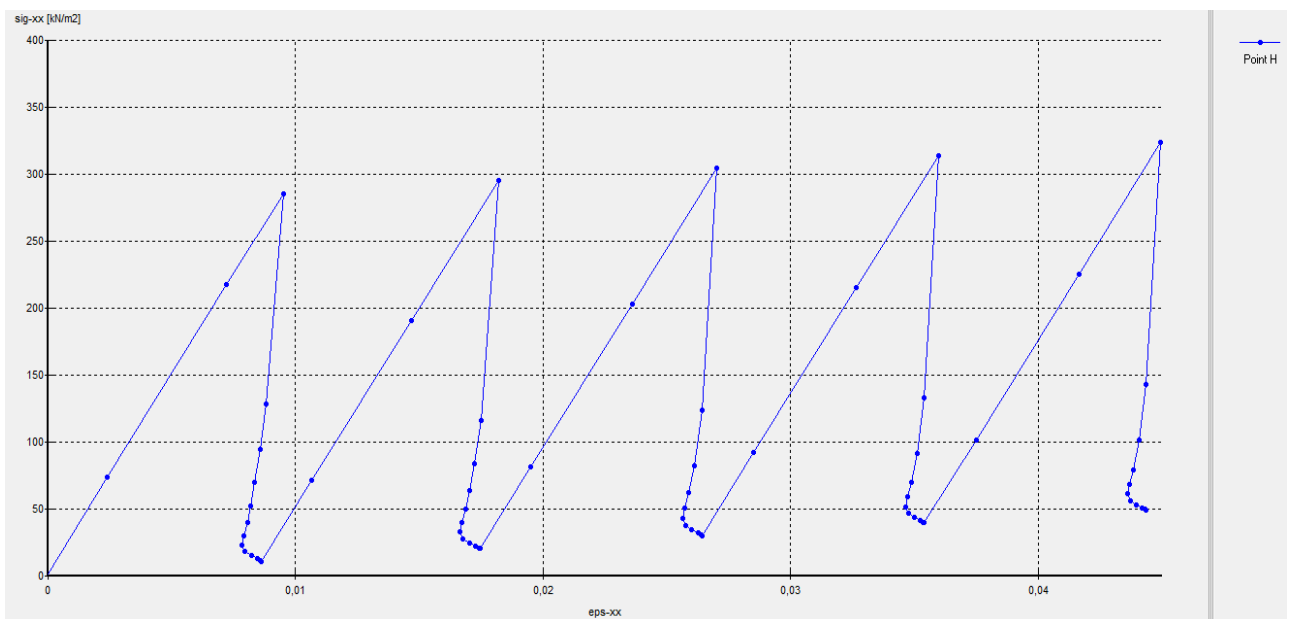
La contrainte effective moyenne s'allonge rapidement pour le sol à côté de la colonne et à la fin de la consolidation de chaque chargement comme présenté dans la figure (5-29).



**Figure 5-29 :** Contrainte effective moyenne  $p'$  en fonction du chargement

Après avoir complété toutes les étapes de calcul, les résultats obtenus ont été résumés dans le tableau (5-8) ci-dessous et cela pour un point H au milieu du modèle réduit.

La figure (5-30) montre que lorsqu'on comprime le sol avec un déplacement imposé de 1 mm, la contrainte horizontale est de 285,35 kN/m<sup>2</sup>, elle a diminué jusqu'à 10,726 kN/m<sup>2</sup> pour la première consolidation. À la fin du calcul, la déformation est de 0,04 et la contrainte est de 48,82 kN/m<sup>2</sup>.



**Figure 5-30 :** Courbe contrainte-déformation ( $\sigma_{xx}$ - $\epsilon_{xx}$ )

**a- Résumé des résultats des différentes contraintes calculées pour le cas d'un point au milieu du modèle.**

Étapes	Type de calcul	Contrainte totale moyenne (kN/m <sup>2</sup> )	Surpression interstitielle (kN/m <sup>2</sup> )	Contrainte effective moyenne (kN/m <sup>2</sup> )
1	Plastique	-284,93	-273,47	-10,83
2	Consolidation	-24,86	-0,53	-23,54
3	Plastique	-316,38	-283,81	-33,62
4	Consolidation	-44,96	-0,58	-43,67
5	Plastique	-335,34	-282,72	-53,41
6	Consolidation	-63,16	-0,57	-61,87
7	Plastique	-353,69	-282,14	-71,60
8	Consolidation	-81,28	-0,55	-79,98
9	Plastique	-371,90	-282,17	-89,70
10	Consolidation	-99,49	-0,54	-98,20

**Tableau 5-8 :** Résultats des contraintes calculées pour le point H au milieu du modèle**b- Comparaison des résultats de chargement de 1 à 5 mm à celles de chargement à 5 mm**

Chargement	De 1 à 5 mm	5 mm
Contrainte effectives moyennes (kN/m <sup>2</sup> )	-98,20	-98,67
Surpressions interstitielles (kN/m <sup>2</sup> )	-0,54	-0,54
Contraintes totales (kN/m <sup>2</sup> )	-99,47	-99,96
Temps (s)	15 959	5359

**Tableau 5-9 :** Comparaison des résultats de chargement de 1 à 5 mm et à 5mm

## 5-12 Conclusion

Une simulation de la colonne ballastée est faite par un chargement radial de 1 à 5 mm avec une alternative de chargement entre 5 étapes plastiques et 5 étapes consolidation. La durée de la fin de chargement à 5 mm est égale à 5 fois celle du chargement à 1 mm. Les contraintes effectives moyennes, totales et les surpressions interstitielles ont augmenté. À la fin de la consolidation, les points plastiques apparaissent seulement aux coins gauches de la paroi.

La comparaison des résultats à la fin de la consolidation entre le chargement de 5 mm et celui de 1 à 5 mm a donné presque les mêmes résultats et le temps à la fin de la consolidation du chargement de 5 mm est 3 fois celui de chargement de 1 à 5 mm.

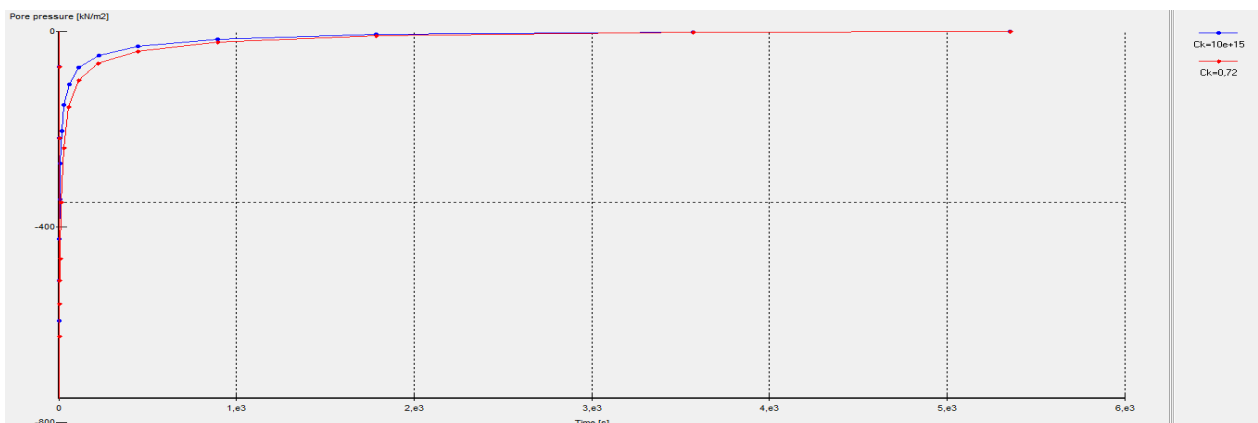
**C- Étude du 3<sup>ème</sup> cas :****Modèle du déplacement horizontal imposé 5 mm avec un  $C_k = 0,72$** **5-13 Simulation du modèle réduit avec un déplacement horizontal imposé 5 mm et un  $C_k = 0,72$** 

Dans cette partie, on va comparer les résultats du calcul après consolidation pour un sol ayant un indice de variation de perméabilité  $C_k=10^{15}$  recommandé par le logiciel Plaxis 2D avec un indice  $C_k = 0,72$ .

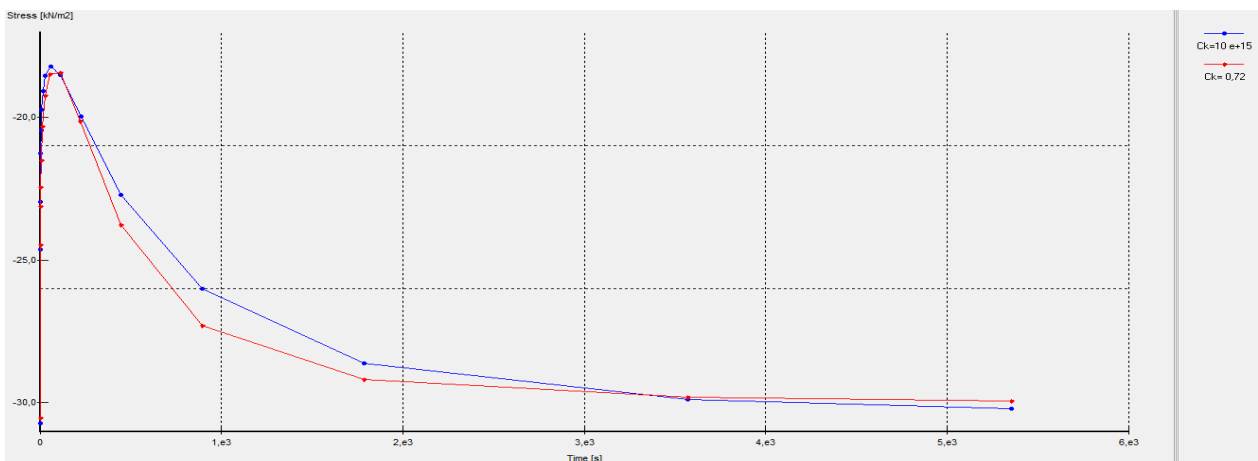
La formule générale de la variation de la perméabilité est :  $\Delta \log(k) = \Delta e / C_k$  avec un même sol disposant d'un indice des vides initial  $e_0=1,5$ .

La relation est croissante entre ces deux grandeurs  $e_0$  et  $C_k$  :

$$C_k = 0,18e_0 + 0,45 \text{ c'est-à-dire on a } C_k = 0,72.$$

**5-13-1 Résultats du calcul**

**Figure 5-31** : Surpressions interstitielles en fonction du temps



**Figure 5-32** : Contrainte effective moyenne  $p'$



### 5-13-2 Points Plastiques

À la fin de la consolidation du sol, les points plastiques sont apparus auprès de l'interface de drainage en haut et en bas.

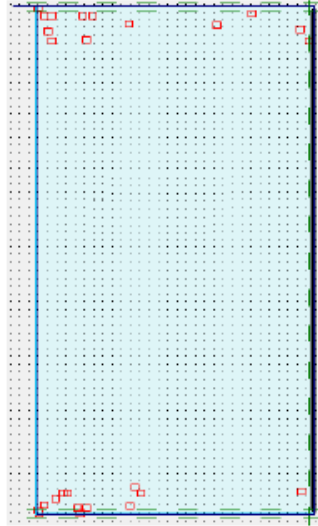


Figure 5-33 : Points plastiques

### 5-13-3 Comparaison des résultats $C_k = 10^{15}$ et $C_k = 0,72$

Indice de variation de la perméabilité $C_k$	$C_k = 10^{15}$	$C_k = 0,72$
Contrainte effective moyenne $p'$ (KN/m <sup>2</sup> )	- 30,195	- 30,540
Surpression interstitielle $\Delta u$ (KN/m <sup>2</sup> )	- 0,388	- 0 771
Contrainte totale effective $p$ (KN/m <sup>2</sup> )	-31,186	- 30,734
Temps (s)	5358	5356

Tableau 5-10 : Comparaison des résultats de  $C_k$  pour le point H

### 5-14 Conclusion

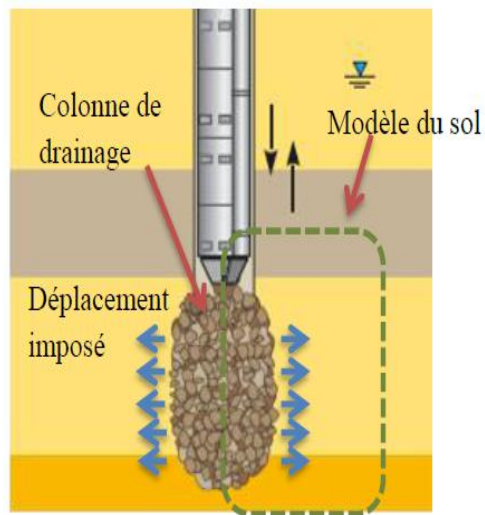
On a constaté que l'indice de variation de perméabilité  $C_k$  avait moins influé sur la phase de consolidation. Une légère différence dans les contraintes pour les deux indices de variation de la perméabilité  $C_k=10^{15}$  et  $C_k = 0,72$  est à signaler.

**D- Étude du 4<sup>ème</sup> cas :****Modèle réduit par rapport aux conditions aux limites réelles**

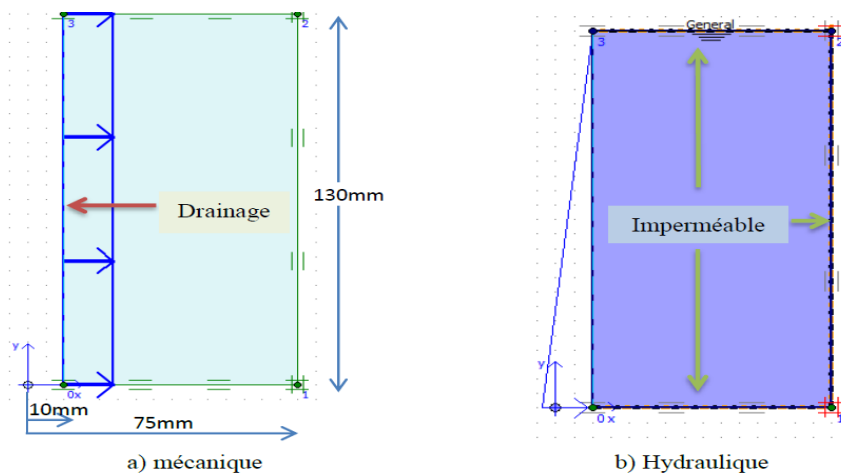
**5-15 Simulation réelle des conditions aux limites d'une colonne ballastée avec un drainage radial du modèle réduit.**

**5-15-1 Introduction**

Pour simuler réellement les conditions aux limites d'une colonne ballastée, on a étudié un modèle réduit comme celui-ci étudié précédemment mais seulement dans ce cas-là, les parois en haut, en bas et à droite du modèle sont des parois imperméables (figure 5-34).



**Figure 5-34** : Conditions aux limites réelles d'une colonne ballastée

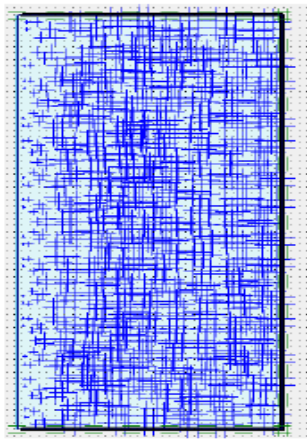
**5-15-2 Conditions aux limites du drainage radial**

**Figure 5-35** : Conditions aux limites

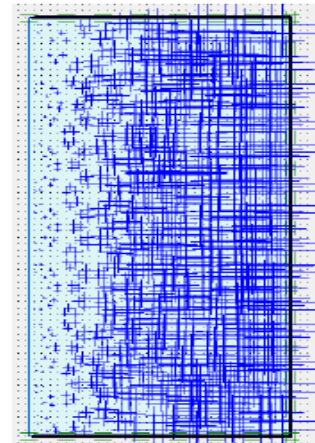
### 5-15-3 Surpressions interstitielles

D'après la figure (5-36) lors de la consolidation du sol, l'eau a commencé de se déplacer horizontalement de la paroi drainée près de la colonne. Les surpressions interstitielles maximales à la fin de la consolidation du sol sont égales à :  $-0,586 \text{ kN/m}^2$ .

Les surpressions interstitielles pour le sol contre l'interface de la colonne sont égales à zéro.



a) à  $t = 100 \text{ s}$  ( $u_{\max} = -145,38 \text{ kN/m}^2$ )

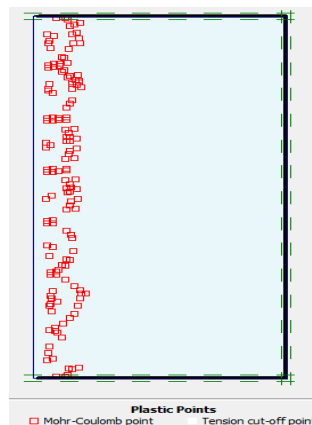


b) à la fin de la consolidation ( $u_{\max} = 586,94 \cdot 10^{-3}$ )

**Figure 5-36** : Surpression interstitielle

### 5-15-4 Points plastiques

Le sol est pratiquement plastifié auprès de la colonne (figure 5-37).



**Figure 5-37** : Points plastiques auprès de la colonne ballastée

### 5-15-5 La comparaison des résultats selon les conditions aux limites de drainage radial ou tridimensionnel

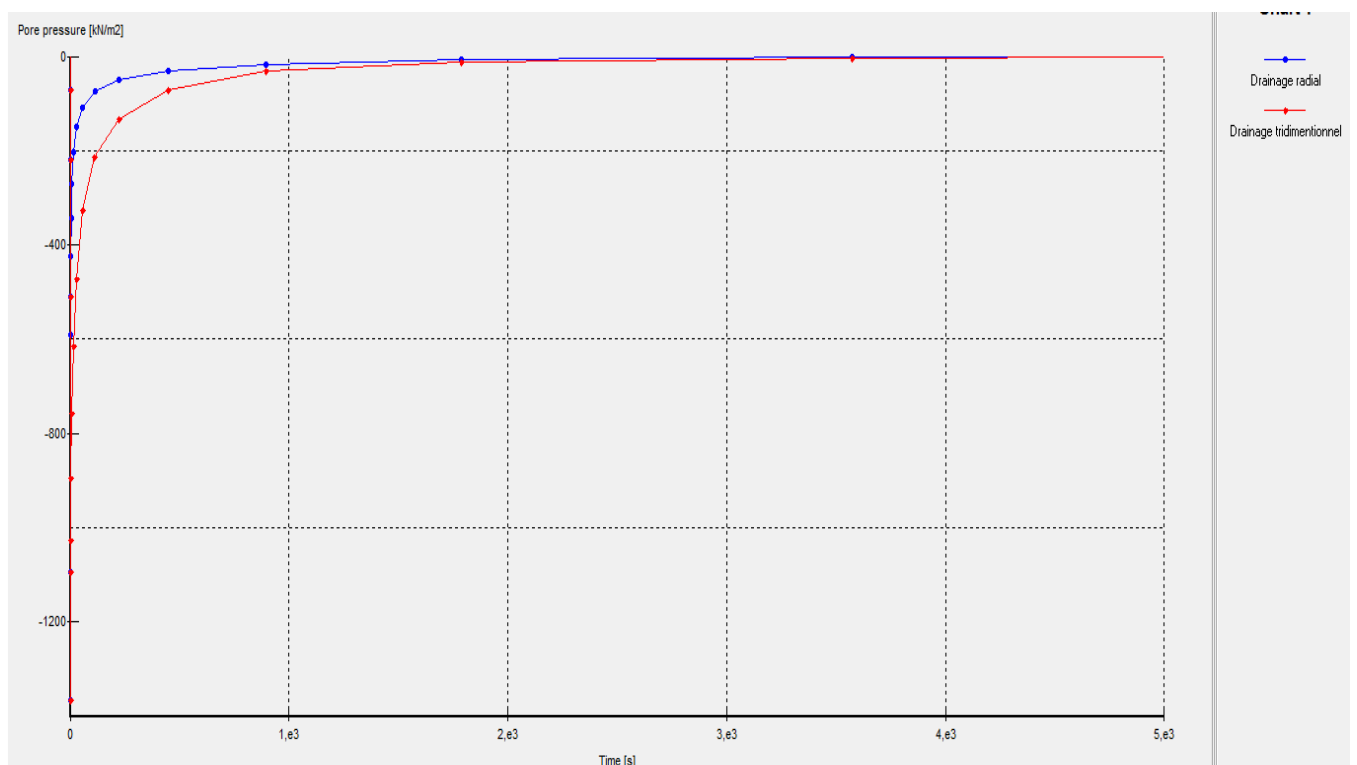
Au début de la consolidation, la surpression interstitielle du sol drainé aux conditions aux limites radiales a diminué lentement par rapport au sol drainé aux conditions aux limites tridimensionnelles.

À la fin de la consolidation du sol, les valeurs des contraintes effectives moyennes sont presque les mêmes pour les deux conditions aux limites de drainage.

Le tableau (5-12) ci-dessous résume les différents résultats trouvés.

Contraintes	Drainage	
	Drainage radial	Drainage tridimensionnel
Contraintes effectives moyennes $p'$ (kN/m <sup>2</sup> )	31,55	30,53
Surpressions interstitielles $\Delta u$ (kN/m <sup>2</sup> )	0,586	0,538
Contraintes totales $p$ (kN/m <sup>2</sup> )	31,64	31,56
Temps	5358	5358

**Tableau 5-11** : Résultats des contraintes pour les différentes conditions de drainage du point H



**Figure 5-38** : Surpressions interstitielles selon les différentes conditions aux limites

## 5-16 Conclusion

L'eau se déplace horizontalement et les points plastiques restent auprès de la paroi. Avec les conditions aux limites de drainage radial ou tridimensionnel et uniquement avec le chargement 5 mm, les contraintes et les surpressions d'un point H situé au milieu du modèle ont donné presque les mêmes résultats à la fin de la consolidation du sol.

***CONCLUSION  
GÉNÉRALE  
ET  
PERSPECTIVES***

## CONCLUSION GÉNÉRALE ET PERSPECTIVES

Ce mémoire s'inscrit dans le cadre général de l'étude du comportement mécanique des colonnes ballastées. Plus particulièrement, l'objectif de ce travail c'est l'étude numérique du comportement des massifs argileux renforcés par des colonnes ballastées. Cette étude a été réalisée sur des modèles réduits comme ceux utilisés en laboratoire (Phan & Al., 2010).

La synthèse bibliographique sur la technique de renforcement des sols par colonnes ballastées à montrer que le dimensionnement des colonnes ballastées constitue un exercice délicat à cause de la difficulté de définir les paramètres intervenant dans leur dimensionnement et la complexité des modèles de calcul.

Le comportement des sols dépend de certains paramètres. Plusieurs modèles en éléments finis ont été conduites pour appréhender ce comportement. Le modèle élasto-plastique de Mohr-Coulomb est le plus approprié pour le dimensionnement des colonnes ballastées vues les résultats obtenus sont généralement plus proches de ceux trouvés par des essais expérimentaux.

Afin de mettre en évidence le rôle du mode de mise en place des colonnes ballastées sur l'efficacité du renforcement, trois méthodes ont été mises en œuvre en laboratoire sur modèles réduits en se distinguant par l'effort de compactage et l'action sur le sol (substitution ou refoulement). Une synthèse du travail expérimental (Phan & al., 2010) est présentée et les résultats trouvés sont analysés.

Il a observé que le compactage radial du Kaolin est autour d'une colonne qui se trouve sur une couronne d'épaisseur au moins égale au rayon de celles-ci. Les résultats montrent en outre que les déformations axiales et diamétrales des colonnes sont principalement fonction des contraintes de compactage appliquées à celles-ci, ces déformations sont assez indépendantes des méthodes de mise en place.

Pour la simulation numérique faite sur un modèle réduit analogue à celui-ci testé récemment en laboratoire (Phan, 2010), l'étude est effectuée en deux variantes, l'une correspond à un déplacement imposé de 5 mm, l'autre à l'utilisation d'une paroi avec une interface.

Le calcul du taux de réduction des tassements a mis en évidence l'influence du diamètre des colonnes. Le tassement moyen des couches de sable est non négligeable et les déformations moyennes sont aussi considérables pour les différentes méthodes de mise en place de colonnes ballastées.

On a constaté qu'à la fin de la compression, l'argile est totalement plastifiée et la pression interstitielle est constante tout autour du modèle.

Une autre compilation numérique a été faite afin de prendre certaines conditions d'exécution d'une colonne ballastée in situ telles que l'effet de la paroi sur la stabilité du sol environnant.

Le modèle réduit est étudié en conditions de drainage pour les parois qui se situe en haut, en bas et à gauche du modèle réduit, par contre la paroi droite est imperméable.

La simulation est faite en deux étapes : élasto-plastique et consolidation. Une légère différence entre les résultats analytiques et numériques pour des points de contraintes spécifiées. Après avoir comprimé le sol, l'argile est totalement plastifiée et la pression interstitielle est constante. À la fin de la consolidation, les points plastiques sont presque disparus dans le sol et la pression interstitielle est nulle à cause de l'eau qui est totalement dissipée.

Une simulation du modèle réduit de colonne ballastée par un déplacement imposé augmenté de 1 à 5 mm avec un sol compacté ensuite consolidé alternativement.

La comparaison des résultats à la fin de la consolidation entre le chargement de 5 mm et celui de 1 à 5 mm à donner presque les mêmes résultats et le temps à la fin de la consolidation du chargement de 5 mm est 3 fois celui de chargement de 1 à 5 mm.

Une comparaison des résultats du calcul après la consolidation pour un sol avec un indice des vides initial  $e_0 = 1,5$ ,  $C_k = 10^{-15}$  et celui avec un  $C_k = 0,72$ .

On a révélé une légère différence dans les contraintes pour les deux indices de variation de la perméabilité. L'indice de variation de compressibilité n'a pas d'effet sur l'état de contraintes.

Pour simuler réellement les conditions aux limites d'une colonne ballastée, on a étudié un modèle réduit comme celui étudié précédemment, la seule différence est que les parois en haut, en bas et à droite du modèle sont des parois imperméables.

Au début de la consolidation, la surpression interstitielle du sol drainé dans les conditions aux limites radiales a diminué lentement par rapport au sol drainé dans des conditions aux limites tridimensionnelles. À la fin de la consolidation du sol, les valeurs des contraintes effectives moyennes sont presque les mêmes pour les deux conditions aux limites de drainage.

Si l'on essaye de comparer les conditions concernant un modèle réduit au laboratoire dans ces conditions-là avec un modèle réduit numérique en prenant en considération les conditions qu'on juge réelles sur site (variations des pressions interstitielles et des déformations trouvées). On considère que le modèle réduit peut donner une idée sur le comportement d'une colonne ballastée sur le site du point de vue numérique et expérimentale in situ.

Pour ce qui est perspectif, une étude sera menée sur le comportement d'une colonne ballastée in situ à l'égard de mesures de contraintes et déformations avec des jauges géophysiques afin de déterminer avec exactitude la zone d'influence de la colonne sur le sol.



## - Références bibliographiques -

Aboshi H., Ichimoto E., Enoki M., Harada K. (1979), The compozer, a method to improve characteristics of soft clays by inclusion of large diameter sand columns, Actes du colloque international sur le renforcement des sols : Terre armée et autres méthodes, Paris, Vol.1,pp.211-216.

Alamgir M. Miura N., Poorooshasb H.B., Madhav M.R. (1996), Deformation analysis of soft ground reinforced by columnar inclusions, Computers and geotechnics. Vol. 18, n°.4, pp.267-290.

Ambily & Gandhi, Evaluation of Stone Column in Soft Clay, ICGGE-2004, Department of Civil Engineering, IIT Bombay, Mumbai.

Balaam, N.P., Poulos H.G. (1983). The behaviour of foundations supported by clays stabilized by stone columns. Proceeding of the 8<sup>th</sup> European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Helsinki, Vol. 1, pp. 199-204.

Balaam, N.P. (1978), Load-settlement behavior of granular piles, Thesis presented to the University of Sidney, in 1978, in partial fulfillment of the requirements for the degree of doctor of philosophy.

Balaam, N.P., J. R. Booker, and H. G. Poulos (1976), Analysis of granular pile behavior using Finite Elements, Proceedings, 2<sup>nd</sup> International Conference on Finite Element Methods in Engineering, University of South Adelaide, South Australia, 1976.

Bertrand Soyez (1985), Méthode de dimensionnement des colonnes ballastées, Bulletin de Liaison de Laboratoire des Ponts et Chaussées, n° 135. Paris, pp.35-51.

Besançon G., Iorio J.P., Soyez B. (1984). Analyse des paramètres de calcul intervenant dans le dimensionnement des colonnes ballastées. Actes du Colloque International : Renforcement en place des et roches. Paris, Vol.1 pp. 119-126.

Brauns J.,(1978b), Initial bearing capacity of stone columns and sand piles, CR. Symposium « Soil Reinforcing and Stabilizing Techniques in Engineering Practice », Sydney, ct.1978,Vol.1,pp.497-512.

Datye K.R., (1982), Settlement and bearing capacity of foundation system with stone columns, C.R. Symposium on Soil and Rock Improvement Techniques Including Geotextiles, Reinforced Earth and Modern Piling Methods, AIT, Bangkok, 1982, Paper A.1, pp.A.1.1-A.1.27.

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

Dhouib A., Soyez B., Wehr J., Priebe H.J. (2004a), Méthode de Priebe : Origine, développement et applications, Actes du Symposium International sur l'amélioration des Sols

en Place (ASEP-GI 2004). Edition Presses de l'ENPC- LCPC. Paris, Vol.1, pp.131-146.

Dhouib A., Gambin M.P., Jacquemin S., Soyez B. (1998), Une nouvelle approche de la stabilité des remblais sur sols mous traités par colonnes ballastées, *Revue Française de Géotechnique*, n°82, Paris, pp.37-48.

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

Goughnour R. R., Bayuk A.A. (1979). Analysis of stone column- Soil matrix interaction under vertical load. Actes du colloque international sur le renforcement des sols : Terre armée et autres méthodes, Paris, Vol. 1, pp 271-277.

Guermazi A., 1986. Analyse théorique et expérimentale du comportement d'un sol renforcé par colonnes ballastées, Thèse de l'Université Pierre et Marie Curie, VI-ENPC.

Greenwood D.A., (1991). Load tests on stone columns. Deep Foundation improvements: Design, construction and testing ASTM STPMe1089, 148-171.

Greenwood D.A., (1970), Mechanical improvement of soils below ground surface, C.R. Conf. On ground engineering institution of civil engineers, London, Paper II, pp.11-22.

Massarsch K. R., 1991 b Deep Vibratory Compaction of Land Fill using Soil Resonance, Proceedings, "Infrastructure 91", Intern. Workshop on Technology for Hong Kong's infrastructure Developpement, 677-697.

Mattes N.S., Poulos H.G., (1969), Settlement of single compressible pile, *J. Soil Mech. Found. Div.*, ASCE, Vol.95,SM 1,pp.189-207.

Phan V.T.P., Renforcement des sols compressibles par colonnes ballastées. Thèse de doctorat, Université Européenne de Bretagne- INSA de Rennes. 2010.

Phan V.T.P., Nguyen V.T., Application des colonnes ballastées au renforcement de hauts remblais dans les conditions des sols mous au Viêtnamien des Ponts et Chaussées, Viêtnam, 2010.

Priebe HJ (1995). The design of vibro replacement. *Ground Engineering*, Keller Grundbau GmbH, technical paper 12-61E. 16 pages.

Prise en compte de l'effet de la mise en place dans la modélisation Numérique en 3D des colonnes ballastées Ngoc-Thanh Nguyen, Pierre Foray & Etienne Flavigny Institut National Polytechnique de Grenoble, 2007.

Recommandations Colonnes Ballastées.2005. « Recommandations sur la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des colonnes ballastées sous bâtiments et ouvrages sensibles au tassement », *Revue Française de Géotechnique*, n° 111, p. 3-16.

Sébastien Corneille., Étude du comportement mécanique des colonnes ballastées chargées par des semelles rigides, thèse de doctorat, Institut national polytechnique de Lorraine, 2007.

Soyer B. (1985). Méthodes de dimensionnement des colonnes ballastées. Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, N° 135. Paris, pp. 35-51.

Thorburn s. (1975), Building structures supported by stabilized ground, géotechnique, Vol.25 (1975), n°1, pp.83-94.

Vautrain J. (1980). Comportement et dimensionnement des colonnes ballastées. Revue Française de Géotechnique n°11. Paris, pp. 59-73.

Vincent SIX., 2006. Analyse du comportement des colonnes ballastées : Influence des conditions initiales. Thèse de doctorat, Université des sciences et technologies de Lille.

Eggestad A., 1983. Improvement of cohesive soils. State of the art report. Proc. of the 8th ECSMFE, Main Session A, vol. 3, 991-1007.

## **ANNEXE 1: PRESENTATION DU CODE DE CALCUL PAR ELEMENTS FINIS - PLAXIS 2D**

### **1- Introduction**

L'analyse bibliographique a montré que de nombreuses approches de modélisation peuvent être envisagées pour le calcul de colonnes ballastées. Avant de présenter le modèle de référence qui est basé sur le concept de la cellule composite "ballast-sols" modélisé par la méthode des éléments finis "code Plaxis 2D", voilà un aperçu sur ce dernier, ces points forts, la démarche de modélisation, ainsi que le type de modèle et les éléments de maillages utilisés, enfin nous donnerons quelques définitions des modèles de comportements employés dans ce programme.

#### **1-1 Présentation du code Plaxis**

Le logiciel Plaxis est un logiciel d'éléments finis de référence en géotechnique dont le développement commença en 1987 à l'Université Technologique de Delft (TUD) et à l'initiative du ministère des travaux publics et d'hydrologie des Pays-Bas. Son but initial était de créer un code éléments finis facilement utilisable en 2D pour analyser l'effet de l'implantation d'une digue fluviale sur les argiles molles des Pays-Bas.

En quelques années, Plaxis a été largement développé afin de pouvoir traiter les différents types de problèmes géotechniques. En 1998, la première version de Plaxis pour Windows est développée. Durant la même période une version 3D du logiciel a été étendue. Après quelques années de développement, le logiciel 3D Plaxis Tunnel program est sorti en 2001.

Son principal objectif était de fournir un outil permettant des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique. Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis sur la coupe verticale de l'ouvrage étudié.

Le code de calcul plaxis 2D se compose en quatre-sous programmes (Input, Calculations, Output et Curves). Le code Plaxis utilise la convention de signe de la mécanique des milieux continus. En d'autres termes, les contraintes de compression, incluant les pressions interstitielles, sont considérées négatives, alors que les contraintes de traction sont positives.

### **1-3 Les points forts de Plaxis :**

- La convivialité de l'interface pour la saisie des données et pour l'interprétation des résultats.
- Générateur automatique de maillage.
- Jeu complet de lois de comportement de sol et la possibilité de définir ses propres lois de comportement.
- Couplage avec les calculs d'écoulement et de consolidation.
- Prise en compte des éléments de structure et de l'interaction sol-structure.
- Calculs du coefficient de sécurité.

### **1-4 Les étapes de modélisation par Plaxis :**

Nous présenterons ici les principaux axes et cheminements d'un calcul sous Plaxis 2D.

#### **1- Géométrie :**

La première étape sous Plaxis est la définition de la géométrie avec un certain nombre de propriétés qui sont disponibles.

#### **2- Conditions aux limites :**

Une fois la géométrie est définie, il faut entrer les conditions limites, c'est-à-dire les déplacements et les contraintes imposées aux limites extérieurs de la géométrie.

Si aucune condition limite n'est fixée sur un tronçon, par défaut le logiciel considère que l'élément n'est soumis à aucune force extérieure et libre de se déplacer dans toutes les directions.

#### **3- Définition des paramètres des matériaux :**

Ensuite, il convient de définir les différentes propriétés des différents matériaux selon son type (sol et interface, plaque, ancrage, géogrille, etc....), le modèle de comportement et les différents paramètres permettant de le définir. Pour les sols, en plus de la définition des caractéristiques mécaniques, leurs interfaces avec les autres types d'éléments, il faut également définir le comportement hydraulique du sol (drainer, non-drainer ou non-poreux).

#### **4- Maillage**

Le maillage est généré automatiquement, ce qui est un point fort de Plaxis. L'opérateur peut paramétrer la finesse du maillage entre différents options (très grossier, grossier, moyen, fin, très fin), l'opérateur peut également décider de mailler plus finement grâce aux options refines dans le menu mesh.

### **5- Les conditions initiales :**

La définition des conditions initiales se fait en deux étapes distinctes :

- la première permet de définir un niveau de nappe phréatique initial (si besoin), et de générer les pressions interstitielles correspondantes.
- la deuxième permet de générer les contraintes initiales à l'intérieur du massif (poids propre et sous pression).

### **6- Phase de calcul :**

Après avoir effectué l'ensemble de ces paramétrages on peut accéder aux calculs par le bouton poussoir "calculation" l'interface "input" de < Plaxis > se ferme et laisse la place à une nouvelle interface: "calculation". Une phase 0 est déjà calculée, cette phase correspond à l'état initial de la structure. Cette interface permet de définir le phasage de la modélisation de la construction. De nouvelles phases de calcul peuvent être créées basées sur une phase existante.

Une fois le phasage de l'étude terminé, des points caractéristiques peuvent être placés. Les courbes de résultats de Plaxis 2D seront calculées en ces points. Après avoir appuyé sur <calculate> les calculs se lancent. Une fois les calculs se terminent, les résultats sont visionnables grâce à la touche < output >.

### **7- Visualisation des Résultats :**

Plaxis permet de faire sortir les résultats suivants:

- la déformée du maillage
- les déplacements (verticaux, horizontaux, totaux)
- les déformations
- les vitesses et les accélérations (quand on effectue un travail en dynamique)
- les contraintes totales
- les contraintes effectives
- le coefficient de sur-consolidation
- les points de déformation plastique
- le degré de saturation
- le champ d'écoulement
- le niveau de l'eau
- l'incrément des déformations et des contraintes dues aux différentes phases par rapport à la situation d'origine.

Dans la pratique, un projet peut se décomposer en plusieurs phases, le processus de calcul de Plaxis 2D est aussi divisé en étapes de calcul. L'activation d'un cas de charge, la simulation d'étapes de construction, l'introduction d'une période de consolidation, le calcul d'un facteur de sécurité sont des exemples de phases de calcul. Chaque phase de calcul est couramment divisée en un certain nombre de pas de calcul. Cela est dû au fait que le comportement non linéaire du sol nécessite l'application des charges par paliers (incréments de charge).

Cependant, dans la plupart des cas, il suffit de préciser l'état à obtenir à la fin de la phase de calcul. Dans Plaxis 2D, des procédures automatiques et robustes d'incrémentation des pas de chargement assurent un choix approprié des pas de calcul.

### **1-5 Le type de modèle :**

Plaxis Version 8 peut être utilisé pour réaliser des analyses par des éléments finis en deux dimensions. Les modèles d'éléments finis peuvent être soit plans (Plane strain), soit axisymétriques (Axisymmetric) comme présenté en figure (1-1).

- **Les modèles en déformations planes (Plane strain)** sont utilisés pour des structures ayant une section (plus ou moins) uniforme, et avec un état de contraintes et un schéma de chargements uniformes sur une longueur suffisante perpendiculairement à la section (direction z). Les déplacements perpendiculaires à la section sont considérés comme nuls. Cependant, les contraintes normales dans la direction z sont intégralement pris en compte.
- **Les modèles axisymétriques (Axisymmetric)** sont utilisés pour des structures circulaires ayant une section radiale (plus ou moins) uniforme, avec un schéma de chargement réparti autour de l'axe central et des états de contrainte et de déformation identiques selon les directions radiales. Pour les problèmes axisymétriques, la coordonnée x représente le rayon et la coordonnée y correspond à l'axe de symétrie. Il ne faut pas utiliser dans ce cas de coordonnées x négatives. Pour un modèle d'éléments finis à deux dimensions, le choix de « Plane strain » ou de « Axisymmetry » a pour conséquence de ne laisser que deux degrés de liberté en translation par nœud dans les directions x et y.

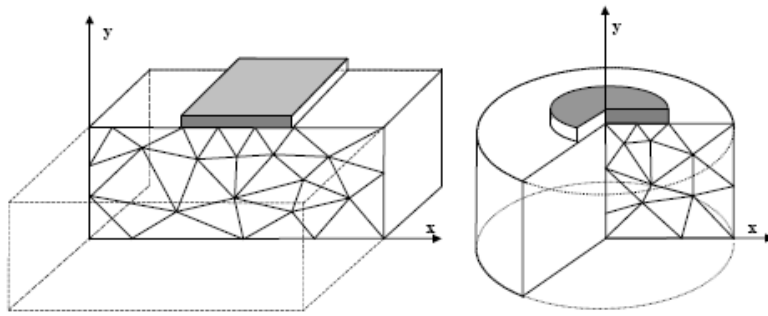
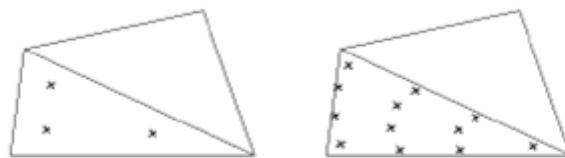


Figure 1-1 : Exemples de problèmes en déformations plane et axisymétrique

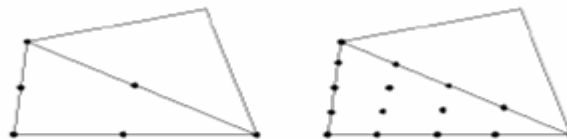
### 1-6 Les éléments à 6 et à 15 nœuds :

On doit sélectionner des éléments triangulaires à 6 ou 15 nœuds (figure 1-2) pour modéliser les couches de sol et autres éléments de volume.

- **L'élément de triangle à 15 nœuds** : fournit une interpolation du quatrième ordre pour les déplacements et l'intégration numérique se fait sur douze points de Gauss (points de contrainte).
- **L'élément de triangle à 6 nœuds** : l'interpolation est d'ordre deux et l'intégration numérique se fait sur les trois points de Gauss. Le type d'éléments pour les éléments de structure est automatiquement compatible avec le type d'éléments de sol choisi.



Points de contraintes



Élément triangulaire à 6 et 15 nœuds

Figure 1-2 : Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments de sol



### **1-7 Les modèles de comportement utilisés dans le Plaxis :**

Les modèles de comportement de sols sont très nombreux : Le modèle élastique-plastique de Mohr-Coulomb jusqu'aux lois de comportement les plus sophistiquées permettant de décrire presque tous les aspects du comportement élasto-visco-plastique des sols, aussi bien sous sollicitation monotone que cyclique. La modélisation par des éléments finis permet de résoudre le problème aux limites en tenant compte, par une loi de comportement réaliste, du comportement réel du sol.

La démarche suivie dans le développement de Plaxis est différente. Un des objectifs de Plaxis est de fournir à l'utilisateur un code d'éléments finis qui soit à la fois robuste et convivial, permettant de traiter des problèmes géotechniques réels, dans un délai raisonnable en utilisant des modèles de comportement de sol dont les paramètres puissent être déterminés à partir d'une étude géotechnique. Les différents modèles de comportement utilisés dans plaxis sont des modèles qui peuvent apparaître simples, mais qui sont efficaces quand ils sont utilisés dans des cas adaptés.

Pour la simulation du comportement d'un ouvrage il faut répondre à ces questions :

Quel est le comportement principal à modéliser?

Quel modèle qui décrive ce comportement?

Quelle interprétation des résultats a donnée selon les paramètres de la modélisation?

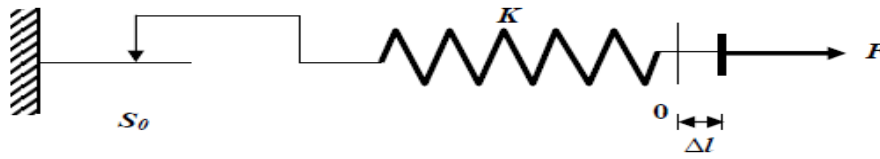
#### **1-7-1 Contraintes totales, effectives et pressions interstitielles**

Le comportement des sols est régi par les propriétés du squelette : il est donc nécessaire d'utiliser des contraintes effectives et d'écrire les lois de comportement en contraintes effectives. La pression interstitielle générée dans les ouvrages est une conséquence de la non-variation de volume; celle-ci est elle-même dépendante de la perméabilité du sol. Un sable peut être non drainé in situ sous les sollicitations sismiques (rapides) de même qu'une argile est toujours non drainée à court terme.

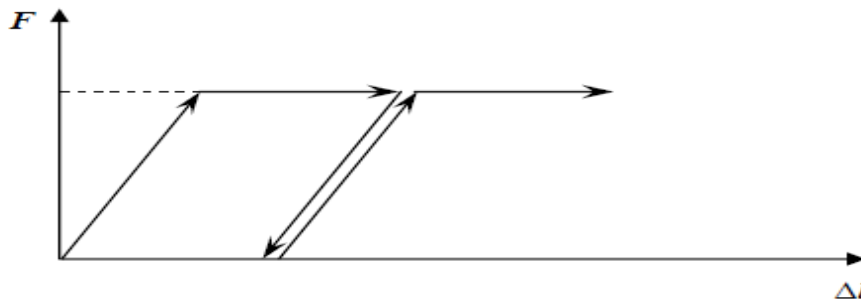
#### **1-7-2 Comportement élasto-plastique**

Le comportement élasto-plastique peut être présenté par un modèle monodimensionnel (figure 1-3), associant en série un ressort de raideur  $K$ , pour symboliser l'élasticité du matériau, à un patin de seuil  $S_0$ .

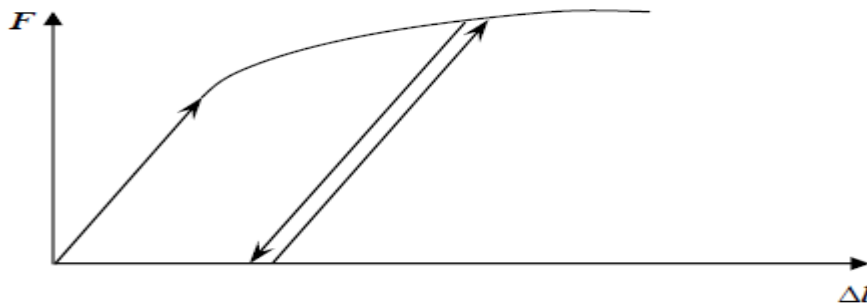
La courbe effort-déplacement ou contrainte-déformation que l'on trouve est présentée sur les (figures 1-4) et (figure 1-5) respectivement sans ou avec écrouissage.



**Figure 1-3** Modèle monodimensionnel du comportement élasto-plastique (sans écrouissage)



**Figure 1-4** Modèle monodimensionnel du comportement élasto-plastique (sans écrouissage)



**Figure 1-5** : Modèle monodimensionnel du comportement élasto-plastique (avec écrouissage)

### 1-7-3 Modèle élastique linéaire :

Ce modèle représente la loi de Hooke pour l'élasticité linéaire et isotrope. Le modèle comporte deux paramètres de rigidité élastique, le module de Young, E, et le coefficient de Poisson  $\nu$ . Il est très limité pour simuler le comportement d'un sol. Il est utilisé principalement pour des structures rigides massives placées dans le sol.

Le modèle élastique linéaire utilisé dans le Plaxis est classique, ces données sont : le module de cisaillement G et le coefficient de Poisson  $\nu$ . l'avantage de G est d'être indépendant des conditions de drainage du matériau ( $G_u = G'$ ), ce qui n'est pas le cas des modules de Young :

le module de Young non drainé est supérieur au module de Young drainé. Il aurait pu sembler logique, si G est utilisé comme paramètre élastique, d'utiliser K comme second paramètre. D'une part Ku est infini (correspondant à  $\nu_u = 0.5$ ) et il est moins courant d'emploi. G est en fait le module mesuré dans les essais pressiométriques.

La relation entre le module de Young E et les autres modules est donnée par les équations :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad K = \frac{E}{3(1+\nu)} \quad E_{oed} = \frac{(1-\nu)E}{(1-2\nu)(1+\nu)}$$

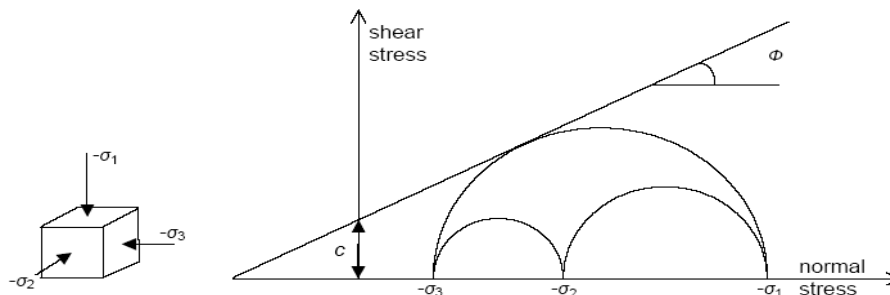
#### 1-7-4 Modèle de Mohr-Coulomb

Le comportement de Mohr-Coulomb présente un comportement élastique parfaitement plastique sans écrouissage. Il a une grande utilisation dans la géotechnique vu les résultats obtenus dans les calculs. Dans le plan de Mohr, la droite intrinsèque est représentée par :

$$\tau = \sigma_n \tan \varphi + c$$

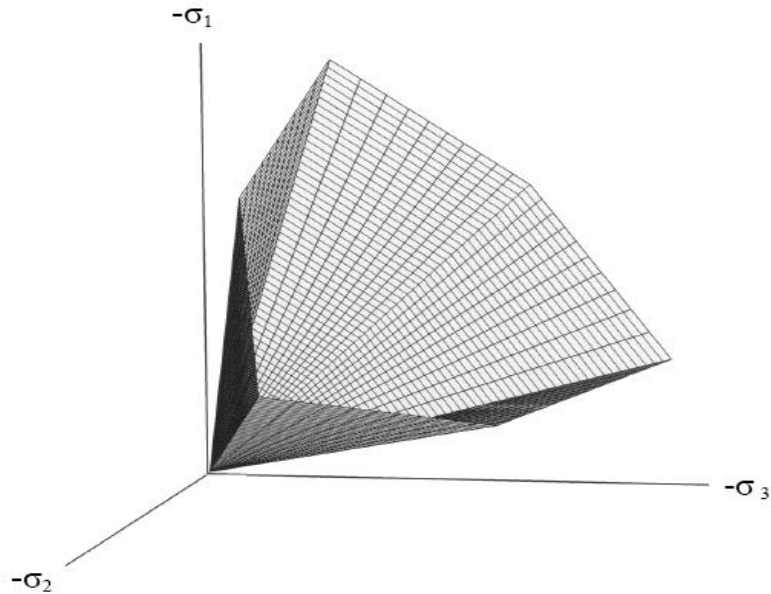
$\sigma_n$  et  $\tau$  : Sont respectivement les contraintes normales et tangentielles de cisaillement,

c et  $\varphi$  : Sont respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau (figure 1-6).



**Figure 1-6 :** Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb

Le critère de Coulomb à trois dimensions suppose que la contrainte intermédiaire n'intervient pas. La forme du critère est celle d'une pyramide irrégulière construite autour de la trisectrice (figure 1-7) sur l'hexagone irrégulier de Mohr-Coulomb.



**Figure 1-7** : Surface de rupture dans l'espace des contraintes principales pour un sol sans cohésion

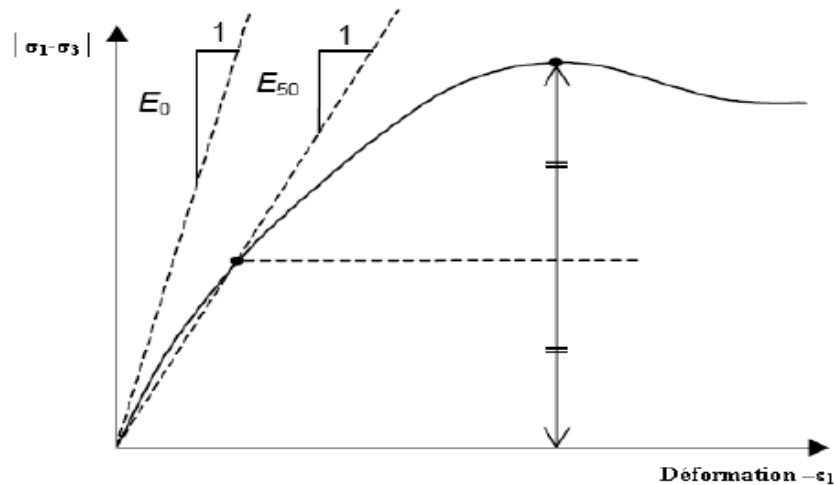
Ce modèle bien connu est utilisé généralement comme une première approximation du comportement d'un sol. Ce modèle comporte cinq paramètres: le module de Young  $E$ , le coefficient de poisson  $\nu$ , la cohésion,  $c$ , l'angle de frottement  $\varphi$ , et l'angle de dilatance  $\psi$ .

#### 1-7-4-1 Module de Young

Le choix d'un module de déformation est l'un des problèmes les plus difficiles en géotechnique. Le module de déformation varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module est constant.

Plaxis utilise le module de Young comme module de déformation de référence dans le modèle élastique et le modèle de Mohr-Coulomb, mais d'autres modules de déformation sont également considérés.

Pour des argiles très surconsolidées et quelques roches avec un large domaine élastique, il est réaliste d'utiliser  $E_0$  alors que pour les sables et les argiles normalement consolidées, il est préférable de prendre  $E_{50}$  (figure 1-8).



**Figure 1-8** : Définition du module à 50 % de la rupture

#### 1-7-4-2 Coefficient de Poisson

Le choix d'une valeur pour le coefficient de Poisson est particulièrement simple dans le cas du modèle élastique ou du modèle de Mohr-Coulomb avec un chargement gravitaire (Accroissement de  $\Sigma$ Mweight de 0 à 1 au cours du calcul plastique). Dans ces types de chargement, Plaxis devrait fournir des valeurs réalistes pour le rapport  $K_0 = \sigma_h / \sigma_v$ .

Comme les deux modèles donneront le rapport bien connu de  $\sigma_h / \sigma_v = \nu / (1-\nu)$  pour une compression unidimensionnelle, il est facile de choisir un coefficient de Poisson qui donne une valeur réaliste pour  $K_0$ . Dans la plupart des cas, les valeurs de  $\nu$  seront comprises entre 0,3 et 0,4. Pour certains problèmes, notamment en décharge, on peut utiliser des valeurs plus faibles. Pour des sols incompressibles, le coefficient de Poisson s'approche de 0,5 sans que cette valeur soit utilisable.

#### 1-7-4-3 Angle de frottement

L'angle de frottement  $\varphi$  (phi) est entré en degrés. Des angles de frottement élevés, obtenus parfois pour des sables denses, augmenteront de manière substantielle la difficulté numérique des calculs plastiques. Le temps de calcul varie exponentiellement avec de l'angle de frottement. Le temps de calcul deviendra important si des angles de frottement supérieurs à 35 degrés sont utilisés.

#### 1-7-4-4 L'angle de dilatance

L'angle de dilatance  $\psi$  (psi), est donné en degrés. Sauf pour les couches très surconsolidées, les sols argileux ne présentent aucune dilatance ( $\psi=0$ ). La dilatance d'un sable dépend de sa densité et de son angle de frottement. Pour des sables siliceux, un ordre de grandeur est :  $\psi=30^\circ$ . Dans la plupart des cas toutefois, l'angle de dilatance est nul pour des valeurs de  $\phi$  inférieures à  $30^\circ$ . Une valeur négative faible pour  $\psi$  n'est réaliste que pour des sables extrêmement lâches.

#### 1-7-4-5 Autres paramètres de raideur

En plus du module de Young, Plaxis permet la définition d'autres modules de raideur, tels que le module de cisaillement,  $G$ , et le module œdométrique,  $E_{oed}$ . Ces modules sont en relation avec le module de Young selon la loi de l'élasticité isotrope de Hooke, ce qui implique l'utilisation du coefficient de Poisson  $\nu$ .

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \qquad E_{oed} = \frac{(1-\nu)E}{(1-2\nu)(1+\nu)}$$

Plaxis retient la valeur du coefficient de Poisson et calcule le module d'Young correspondant.

#### 1-7-5 Modèle pour les roches fracturées (Jointed Rock model):

C'est un modèle élasto-plastique anisotrope, pour lequel le cisaillement plastique peut se produire seulement dans un nombre limité de directions de cisaillement. Ce modèle peut être utilisé pour simuler le comportement des roches stratifiées ou fracturées.

#### 1-7-6 Modèle de sol avec écouissage (Hardening Soil Model) :

C'est un modèle hyperbolique du type élasto-plastique formulé dans le cadre de la plasticité avec écouissage en cisaillement. De plus, ce modèle prend en compte l'écouissage en compression pour simuler le compactage irréversible d'un sol sous son premier chargement en compression. Ce modèle du deuxième ordre permet de simuler le comportement des sables, des graves, mais aussi de sols plus mous comme les argiles et les limons.

#### 1-7-7 Modèle pour les sols mous (Soft Soil model):

C'est un modèle du type Cam-Clay qui permet de simuler le comportement de sols mous comme des argiles normalement consolidées ou de la tourbe. Ce modèle s'applique très bien aux situations où la consolidation primaire est prépondérante.

### **1-7-8 Modèle pour les sols mous avec fluage (Soft Soil creep model) :**

C'est un modèle du deuxième ordre formulé dans le cadre de la viscoplasticité. Ce modèle permet de simuler le comportement des sols mous, comme les argiles ou les tourbes normalement consolidées, en fonction du temps. Ce modèle prend en compte la compression logarithmique.

### **1-7-9 Modèle défini par l'utilisateur**

Cette option permet de définir et d'utiliser des lois de comportement autres que les modèles standard de Plaxis.

Avec l'évolution rapide des moyens informatiques, la méthode des éléments finis peut-être aisément appliquée aux milieux traités par colonnes ballastées. Cette méthode à l'avantage de l'introduction assez facile des paramètres de calcul, de la rapidité des calculs et de la présentation graphique des résultats de l'expérimentation numérique.

Le modèle de Mohr-Coulomb utilisé dans Plaxis 2D est un modèle de comportement simple et robuste et ses paramètres ont la signification physique à laquelle le géotechnicien est habitué. Il n'a pas la complexité ni aussi les possibilités que l'on peut rencontrer dans d'autres modèles, dont notamment les modèles élasto-plastiques à plusieurs surfaces de charge avec écrouissage. Ces derniers modèles sont plus aptes à décrire le comportement non linéaire des sols et le comportement sous sollicitations cycliques.

Pour les applications géotechniques qui se traitent souvent soit par des calculs élastiques, soit par des calculs rigides-plastiques, l'approche en déformation que permet le modèle de Mohr-Coulomb est sûrement avantageuse et marque un progrès intéressant. Le recours aux méthodes de calcul par des éléments finis est aussi une alternative aux calculs élasto-plastiques dérivés de méthodes de coefficient de raideur.

## **ANNEXE 2- PRESENTATION DE LA SIMULATION EN LABORATOIRE DE LA MISE EN PLACE DE COLONNE BALLASTÉE (PHAN & AL., 2010)**

### **2-1 Les procédures de mise en place d'une colonne ballastée en laboratoire**

Trois procédures de mise en place sont testées : les deux premières correspondent à une substitution du sol avec ou sans un compactage du matériau granulaire. La troisième procédure cherche à reproduire au mieux la mise en place in situ des colonnes ballastées, c'est-à-dire par refoulement du sol puis par compactage du matériau granulaire. Ces trois méthodes de mise en place sont détaillées ci-dessous :

#### **1<sup>ère</sup> méthode : « sans refoulement du sol et sans compactage (SR-SC) »**

**1- Première phase** : un couvercle rigide est fixé au moule afin d'empêcher le gonflement du kaolin pendant la mise en place et reste solidaire du moule durant toutes les étapes de la mise en place. On met un dispositif qui permet d'assurer le centrage du mini-carottier. Le mini-carottier est foncé, extrémité ouverte, jusqu'au fond du moule (figure 2-1 a).

**2- Deuxième phase** : on extrait le kaolin contenu dans le carottier avec une mini-tarière ayant le même diamètre que le diamètre intérieur du mini-carottier (figure 2-1 b).

**3- Troisième phase** : on introduit une masse de sable de manière à constituer une couche de sable de hauteur  $h_{\text{cou}}$  d'environ 20 mm en considérant une masse volumique de celui-ci de 1,5 t/m<sup>3</sup> après mise en place (figure 2-1 c).

**4- Quatrième phase** : on introduit un piston ayant le même diamètre que celui du mini-carottier et muni d'une tige. On bloque la tige sur le bras de réglage (figure 2-1 d).

**5- Cinquième phase** : on relève le carottier d'une hauteur égale à  $h_{\text{cou}}$  (figure 2-1 e).

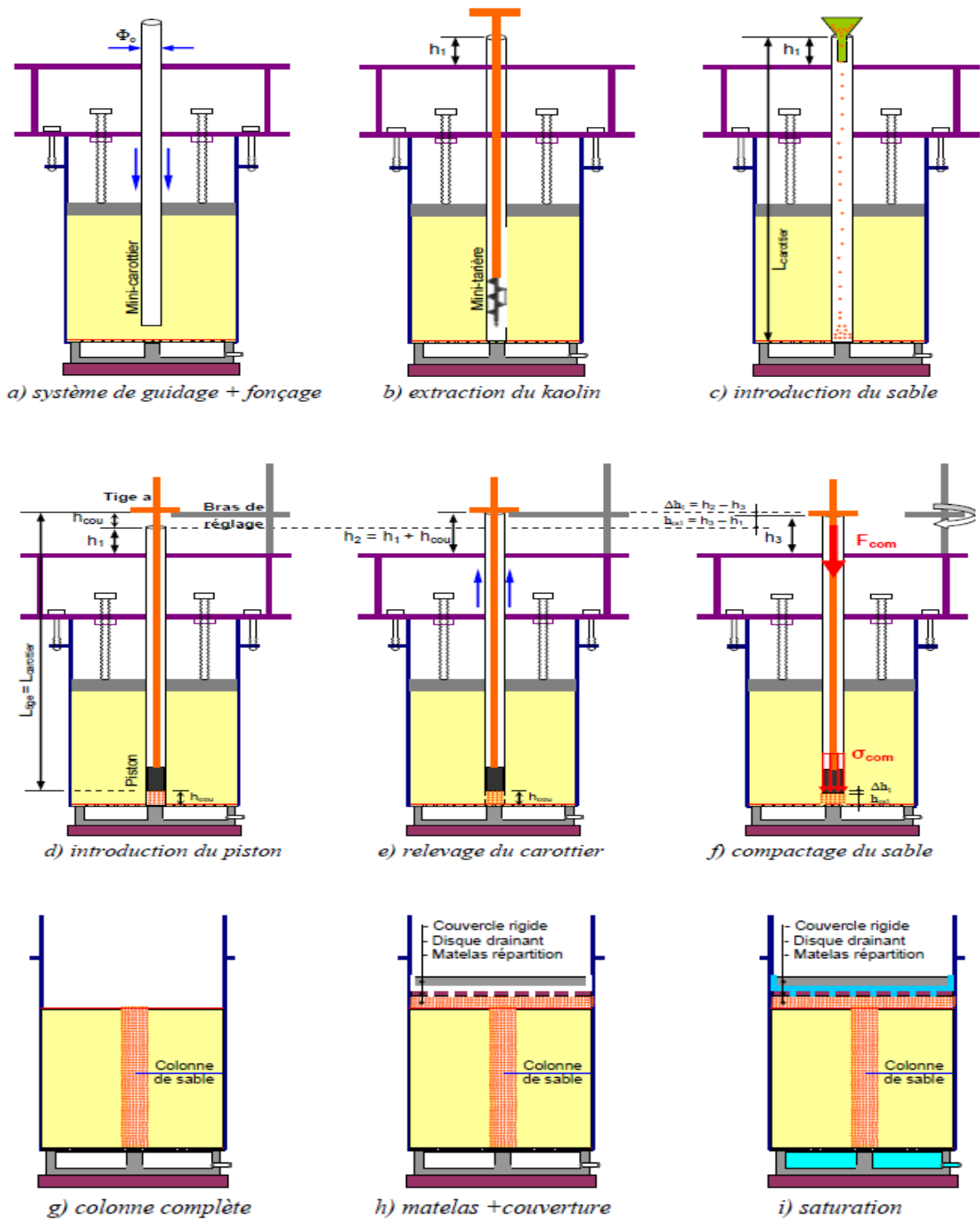
**6- Sixième phase** : bien qu'il s'agisse ici de la méthode sans compactage, on compacte légèrement le sable sous le poids du piston (dont le poids est de 3 N). Dans ce cas on considère que la surface de l'application de l'effort correspond au diamètre extérieur du mini-carottier (figure 2-1 f).

Les phases 3 à 6 sont renouvelées jusqu'à obtenir une colonne de sable sur toute la hauteur du massif de sol (figure 2-1 g).



**7- Septième phase** : on recouvre la surface du massif de sol par une couche de 15 mm de sable pour faire un matelas de répartition (figure 2-1 h).

**8- Huitième phase** : on remplit d'eau la colonne pour restaurer le kaolin pendant au moins 24 heures (figure 2-1 i).



**Figure 2-1** : Mise en place d'une colonne de sable (SR-SC)

**2<sup>ème</sup> méthode : « sans refoulement du sol et avec compactage (SR-AC) »**

La méthode de mise en place des colonnes de sable sans refoulement et avec compactage est similaire à celle utilisée précédemment. Cependant, pour cette méthode, un seul diamètre de mini-carottier de 20,1 mm est utilisé.

Les étapes successives de réalisation comprennent huit phases comme la méthode SR-SC précédente, mais cette méthode SR-AC se différencie par sa sixième phase comme suit :

- **sixième phase** : on compacte le sable par l'intermédiaire d'un piston à une valeur de l'effort identique pour une colonne donnée et variable suivant les colonnes. Ainsi, la première couche de sable est compactée (figure 2-2 f).

Cette procédure (3<sup>ème</sup> à 6<sup>ème</sup> phases) est renouvelée jusqu'à obtenir une colonne de sable sur toute la hauteur du massif de sol.

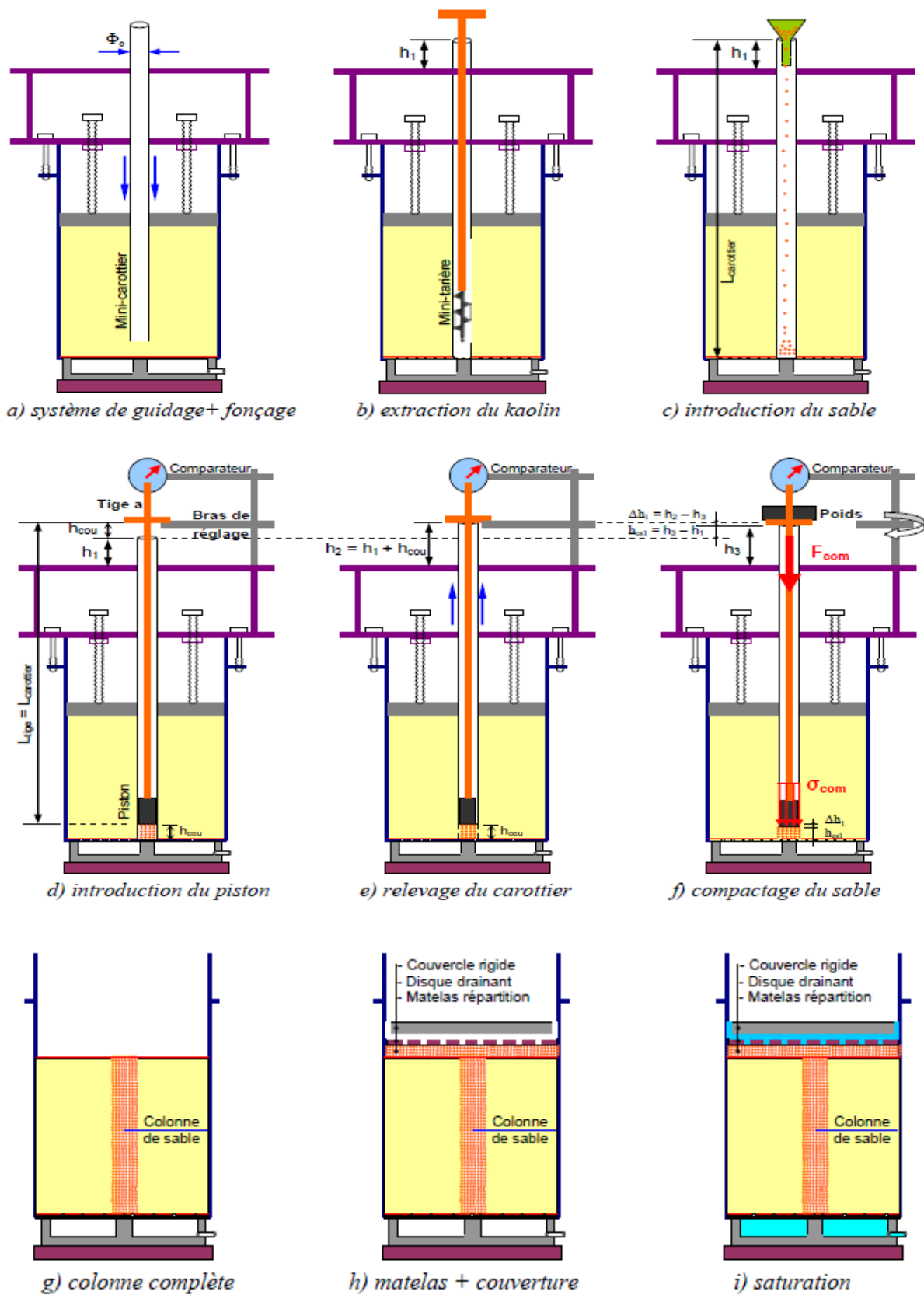


Figure 2-2 : Mise en place d'une colonne de sable (SR-AC)

### **3<sup>ème</sup> méthode : « avec refoulement du sol et avec compactage (AR-AC) »**

Le matériel utilisé pour la confection des colonnes de sable suivant cette procédure consiste essentiellement en un mini-carottier de diamètre 9,7 mm et de pointe conique (angle au sommet de 60 degrés). La dimension réduite du forage permet d'augmenter la contrainte de compactage.

Les étapes successives de réalisation d'une colonne de sable « avec refoulement du sol et avec compactage (AR-AC) » comprennent huit phases comme pour la méthode « sans refoulement du sol et avec compactage (SR-AC) ». Cependant, dans ce cas, les deux premières étapes de mise en place sont différentes.

- **Première phase** : on fonce le mini-carottier jusqu'au fond du moule dans l'axe de celui-ci grâce à un dispositif de guidage fixé sur le moule. Un couvercle rigide est maintenu en contact avec la surface du kaolin afin d'empêcher le gonflement de celui-ci pendant le compactage du sable (figure 2-3 a).

- **Deuxième phase** : on remplace la pointe conique par un piston qui a le même diamètre que le carottier pour finir de refouler le sol sur toute la hauteur de la colonne. Ensuite, on bloque le mini-carottier sur le dispositif et on relève le piston.

Les six étapes suivantes sont identiques à celles décrites pour la méthode « sans refoulement du sol et avec compactage (SR-AC) » comme est présenté en figure (2-3 b).

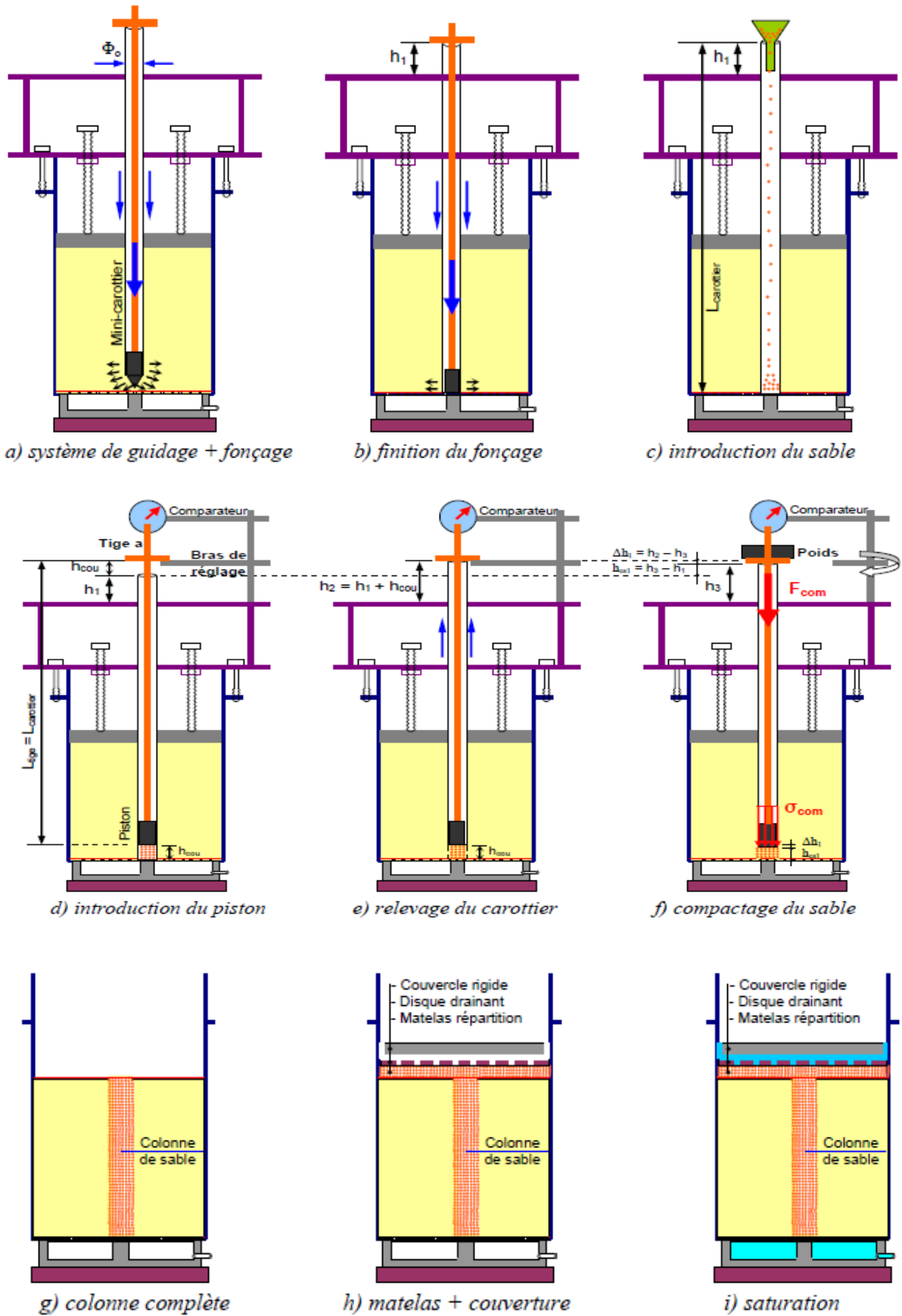


Figure 2-3 : Mise en place d'une colonne de sable (AR-AC)