



Université Batna 2 – Mostefa Ben Boulaïd
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil



Thèse

Présentée pour l'obtention du diplôme de :
Doctorat en Sciences en Génie civil
Option : Géotechnique

Sous le Thème :

Comportement des sols renforcés par colonnes flexibles

Présentée par :

LAOUCHE Mohamed

Devant le jury composé de :

Mr BAHEDDI Mohamed	Prof	Université Batna2	Président
Mr KARECH Toufik	Prof	Université Batna2	Rapporteur
Mr MABROUKI Abdelhak	Prof	Université de Biskra	Examineur
Mr BEROUAL Ahmed	Prof	Université Constantine1	Examineur
Mr BOUZID Tayeb	MCA	Université Batna2	Invité

Octobre 2021

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Ce travail de recherche a été effectué au sein du département de Génie Civil, de l'Université de Batna2 et l'université de Jijel (Algérie), sous la direction du Professeur **KARECH Toufik**

Et

En collaboration avec le Laboratoire de Génie civil et Génie Mécanique LGCGM à INSA de Rennes, (France), avec le Professeur **MARTINEZ Juan**

Remerciements

Les travaux de recherche de cette thèse ont été réalisés en deux parties ; la partie théorique et numérique à l'une à l'université de Jijel et l'université de Batna 2 et la partie expérimentale au Laboratoire de Génie Civil et Génie Mécanique (LGCGM), de l'Institut National des Sciences Appliquées (INSA) de Rennes.

Je tiens à exprimer tous mes remerciements les plus sincères à mon encadreur Mr. Toufik KARECH, professeur à l'université de Batna2, de la direction de mon travail ainsi que des critiques constructives qu'il m'a apportées tout au long de ces recherches, aussi pour ses encouragements, ses conseils, ses idées et sa disponibilité.

Toute ma gratitude s'adresse à Monsieur le Professeur Juan MARTINEZ, pour l'accueil au sein du laboratoire de Génie civil et Génie Mécanique (LGCGM) de l'institut des sciences appliquées (INSA) de Rennes, et pour avoir accepté de collaborer pour l'élaboration de cette thèse.

Je tiens à présenter également toute ma gratitude à M. Damien RANGEARD, Maître de conférence à l'INSA de Rennes, de m'avoir accueilli dans son laboratoire dans lequel j'ai réalisé les essais.

Je tiens à présenter également mes remerciements à M. Salah MESSIOUD, Maître de conférences (A) à l'université de Jijel pour ses encouragements, son aide et ses conseils.

Mes remerciements s'étendent tout naturellement à l'ensemble des membres du jury : Mr. BAHEDDI Mohamed, Professeur à l'université de Batna 2, Mr. MABROUKI Abdelhak, Professeur à l'université de Biskra, Mr. Ahmed BEROUAL, Professeur à l'université de constantine1, et Mr. BOUZID Tayeb, Maitre de Conférence à l'université de Batna2 pour l'intérêt qu'ils ont bien voulu porter à mon travail et aussi d'avoir accepté de lire et juger la présente thèse.

Je tiens à exprimer ma reconnaissance au Ministère de l'Enseignement Supérieur Algérien pour son soutien financier qui m'a permis d'effectuer une partie du travail à l'étranger.

En fin, j'exprime ma reconnaissance à ma famille, amis et collègues de l'université de Jijel et de l'université de Batna 2.

ملخص

تم إجراء دراسة تجريبية في المختبر على نماذج مصغرة لفحص تأثير وضع الأعمدة على السلوك الميكانيكي للتربة المقواة. تشكلت العينات المدروسة من أعمدة من الرمل محاطة بكتلة أسطوانية من الكاولين. تم استعمال عدة طرق لإنشاء أعمدة الرمل، عن طريق الاستبدال أو الدفع، وتحليلها من حيث قطر الأعمدة التي تم الحصول عليها؛ مؤشرات الفراغات في التربة المحيطة وتخفيض انضغاط التربة المقواة. بعد ذلك، طريقة التجانس مكنت من تحديد خصائص الانضغاط المكافئة للوسط المتجانس المكافئ. أخيرًا، تم تسليط الضوء على دور وضع الأعمدة بالإضافة إلى جهود الضغط على فعالية تقوية التربة.

الكلمات المفتاحية: التربة المقواة، الأعمدة الحجرية، الدمج، الانضغاطية، الخصائص المكافئة، طريقة الإنشاء

Résumé

Une étude expérimentale a été menée en laboratoire, sur des modèles réduits, afin d'examiner l'influence de la mise en place des colonnes de sable sur le comportement mécanique des massifs renforcés. Les échantillons étudiés sont formés par des colonnes de sable entourées d'un massif cylindrique de kaolin. Plusieurs modes de mise en place de colonnes de sable, par substitution ou par refoulement, ont été réalisés et analysés en termes de diamètre des colonnes obtenues ; des indices des vides du sol entourant et de réduction de tassement des massifs renforcés. Ensuite, une méthode d'homogénéisation a permis de déterminer des caractéristiques de compressibilité équivalentes du milieu homogène équivalent. Enfin, on met en évidence les rôles de la mise en place des colonnes ainsi que de l'effort de compactage sur l'efficacité du renforcement du sol.

Mots clés : sol renforcé, colonnes ballastées, consolidation, compressibilité, caractéristiques équivalentes, méthode d'installation

Abstract

An experimental study was carried out in the laboratory on reduced models, in order to examine the influence of the installation of the sand columns on the mechanical behavior of the reinforced massifs. The studied samples are formed by sand columns surrounded by a cylindrical massif of kaolin. Several methods of installation of the sand columns, by substitution or by displacement, were carried out and analyzed in terms of the diameter of the columns obtained; voids ratios of the surrounding soil and reduction of settlement of reinforced massifs. Then, a homogenization method made it possible to determine equivalent compressibility characteristics of the equivalent homogeneous medium. Finally, we highlight the roles of installation of columns as well as the compaction effort on the effectiveness of soil reinforcement.

Key words: reinforced soil, stone columns, consolidation, compressibility, equivalent characteristics, installation method

Table des matières

Introduction générale	1
Chapitre 01 : Éléments bibliographiques	
1.1 Introduction.....	4
1.2 Techniques de renforcement des sols par inclusions souples.....	5
1.2.1 Plots ballastés pilonnés.....	5
1.2.2 Colonnes ballastées pilonnées.....	6
1.2.3 Vibroflottation.....	7
1.2.4 Colonnes ballastées vibrées.....	8
1.2.4.1 Colonnes exécutées par voie humide	8
1.2.4.2 Colonnes exécutées par voie sèche.....	9
1.2.5 Domaines d'application.....	9
1.2.5.1 Par types d'ouvrages.....	9
1.2.5.2 Conditions géotechniques.....	10
1.2.5.3 Matériaux d'apport.....	11
1.2.6 Dispositions constructives.....	12
1.2.6.1 Diamètre des colonnes.....	12
1.2.6.2 Matelas de transfert.....	12
1.2.6.3 Disposition des colonnes ballastées.....	13
1.3 Principe de fonctionnement et dimensionnement.....	14
1.3.1 Colonne isolée.....	15
1.3.2 Réseau de colonnes.....	15
1.3.3 Dimensionnement.....	18
1.4 Consolidation et compressibilité.....	19
1.4.1 Consolidation	19
1.4.1.1 Courbe de consolidation.....	19
1.4.1.2 équation de la consolidation	20
1.4.2. Compressibilité.....	21
1.4.2.1 Courbe de compressibilité.....	21
1.4.2.2 Paramètre de compressibilité.....	22
1.5 Expérimentations sur les colonnes ballastées.....	23
1.5.1 Expérimentations in situ.....	23
1.5.2 Expérimentations en laboratoire.....	27
1.5.3 Modélisations numériques.....	33
1.5.3.1 Modélisation en 2D.....	33
1.5.3.2 Modélisation en 3D.....	34

1.6	Conclusion et Objectif de la thèse.....	35
Chapitre 02 : Étude des effets de la mise en place de Colonnes ballastées sur le Système Sol-Colonne		
2.1	Introduction.....	37
2.2	Matériaux utilisés.....	38
2.2.1	Sable de Loire.....	38
2.2.1.1	Granulométrie du sable.....	39
2.2.1.2	Caractérisation physique et mécanique.....	39
2.2.2	Kaolin.....	39
2.2.2.1	Granulométrie du kaolin.....	39
2.2.2.2	Limites d'Atterberg.....	40
2.2.2.3	Résistance au cisaillement.....	40
2.2.2.4	Essais de compressibilité.....	41
2.2.2.5	Mesure de la perméabilité.....	41
2.3	Préparation des échantillons pour la mise en place de colonnes.....	41
2.3.1	Densité et teneur en eau.....	41
2.3.2	Pré-consolidation.....	42
2.3.3	Chargement et déplacements correspondants durant la pré-consolidation.....	43
2.3.4	Les caractéristiques des éprouvettes.....	44
2.4	Méthode de calcul.....	46
2.5	Mise en place des colonnes de sable par la méthode sans refoulement du sol avec compactage SR-AC.....	49
2.5.1	Méthodologie et étapes de mises en place.....	49
2.5.2	Effets de la Mise en place selon la méthode SR-AC.....	51
2.5.2.1	Effet sur la variation diamétrale de la colonne de sable.....	51
2.5.2.2	Effet sur les indices des vides initiaux e et e_{eq0}	53
2.5.2.3	Effet sur l'indice de compression C_c du sol.....	55
2.5.2.4	Effet sur les coefficients de perméabilité k du sol.....	55
2.6	Comparaison entre les deux méthodes sans et avec refoulement (SR et AR).....	56
2.6.1	Mise en place selon la méthode AR-AC.....	57
2.6.2	Mise en place selon la méthode sans refoulement du sol sans compactage SR-SC59	
2.6.3	Effet de la mise en place par les méthodes sans et avec refoulement (SR) et (AR).59	
2.6.3.1	Effet sur l'expansion diamétrale des colonnes.....	59
2.6.3.2	Effet de la mise en place des colonnes sur les indices des vides (e et e_{eq0})..60	
2.7	Conclusion.....	60

Chapitre 03 : Modélisation numérique de la mise en place des colonnes

3.1	Introduction.....	62
3.2	Modèle pour sols mous (Soft Soil Model S.S.M).....	63
3.3	Validation	65
3.3.1	Propriétés du matériau	65
3.3.2	Modélisation numérique.....	65
3.4	Effet de la contrainte de compactage	67
3.4.1	Effet de la contrainte de compactage sur l’expansion radiale de la colonne (expérimental)	67
3.4.2	Modèle numérique.....	68
3.4.2.1	Maillage et conditions aux limites	68
3.4.2.2	Propriété du matériau.....	69
3.4.2.3	Conditions initiales.....	70
3.4.2.4	Les étapes de calcul.....	71
3.4.3	Résultat et discussions.....	72
3.4.3.1	Première étape (après déplacement radial).....	72
3.4.3.1.1	Déformation et déplacement.....	72
3.4.3.1.2	Surpression interstitielle.....	74
3.4.3.1.3	Contraintes effectives horizontales.....	74
3.4.3.1.4	Les contraintes totales horizontales.....	75
3.4.3.2	Étape 2 Après consolidation.....	76
3.4.3.2.1	Contraintes effectives horizontales.....	76
3.4.3.2.2	Les surpressions interstitielles.....	77
3.4.3.2.3	Les Contraintes totales horizontales.....	77
3.4.3.2.4	Évolution des différentes contraintes en fonction du temps au point A (Frontière de la colonne).....	78
3.4.3.2.5	Évolution de la surpression interstitielle au cours du temps aux points A (frontière) et B (Milieu).....	79
3.4.3.2.6	Évolution des contraintes effectives horizontales au cours du temps aux points A (Frontière) et B (milieu)	80
3.4.3.2.7	Comparaison de l’évolution des contraintes effectives horizontales au cours du temps aux points A (frontière) et B(Milieu).....	81
3.4.3.2.8	Comparaison de L’évolution des surpressions interstitielles au cours du temps aux points A (frontière) et B (Milieu).....	82
3.4.3.2.9	Effet sur les indices des vides.....	83

3.5 Comparaison entre les effets de la mise en place par les méthodes AR et SR.....	84
3.5.1 Modèle numérique.....	84
3.5.2 Conditions initiales.....	85
3.5.3 Résultats et discussions.....	86
3.5.3.1 Après déplacement radial.....	86
3.5.3.1.1 Contraintes effectives horizontales après déplacement radial	86
3.5.3.1.2 Les contraintes totales horizontales	86
3.5.3.1.3 Les surpressions interstitielles.....	87
3.5.3.2 Après consolidation.....	88
3.5.3.2.1 Contraintes effectives horizontales après consolidation	88
3.5.3.2.2 Les surpressions interstitielles	88
3.5.3.2.3 Les contraintes totales horizontales après consolidation	89
3.6 Simulation réelle des conditions aux limites d’une colonne ballastée avec un drainage radial du modèle réduit.....	89
3.6.1 Introduction.....	89
3.6.2 Conditions aux limites du modèle avec drainage radial.....	90
3.6.3 Après déplacement radial.....	91
3.6.3.1 Surpressions interstitielle après déplacement radial.....	91
3.6.3.2 Contraintes effectives horizontales.....	91
3.6.3.3 Comparaison entre le drainage radial et le drainage tridimensionnel après déplacement radial.....	92
3.6.4 Après consolidation.....	93
3.6.4.1 Surpressions interstitielles.....	93
3.6.4.2 Les contraintes totales horizontales au point B.....	93
3.6.4.3 Les contraintes moyennes effectives au point B.....	94
3.6.4.4 Comparaison des résultats entre le drainage radial et le drainage tridimensionnel à la fin de la consolidation.....	94
3.7 Conclusion.....	95

Chapitre 04 : Comportement des modèles réduits de sol renforcé sous chargement œdométrique

4.1 Introduction.....	96
4.2 Méthodologie.....	97
4.3 Méthode de calcul.....	98
4.4 Effets de la contrainte de compactage des colonnes Méthode SR-AC.....	100
4.4.1 Analyse des tassements.....	100

4.4.2 Analyse de la consolidation.....	101
4.4.3 Analyse de l'expansion diamétrale de la colonne.....	102
4.4.4 Analyse de des indices des vides (e et eeq).....	104
4.4.5 Analyse des indices de compression et de gonflement équivalents Cceq et Cseq.....	105
4.4.6 Déformation diamétrale après déchargement par découpage.....	109
4.5 Comparaison entre les deux méthodes sans et avec refoulement (SR et AR).....	111
4.5.1 Analyse des tassements.....	111
4.5.2 Analyse de la consolidation.....	112
4.5.3 Analyse de l'expansion diamétrale de la colonne.....	112
4.5.4 Analyse du taux de recouvrement a(%).....	113
4.5.5 Analyse des indices des vides (e et eeq).....	114
4.5.6 Analyse des indices de compression et de gonflement équivalents Cceq et Cseq.....	115
4.6 Conclusion.....	116
Conclusion et perspectives	118
Références bibliographiques	121

Liste des figures

Figure 1.1. Schéma de principe de la réalisation d'un plot ballastée pilonnée (Corneille 2007).....	05
Figure 1.2. Mise en œuvre des colonnes pilonnées (Document Franki Fondations cité par Dhouib et Blondeau, 2005).....	06
Figure. 1.3. Schéma de principe de la vibroflottation (corneille, 2007).....	07
Figure 1.4. Mise en œuvre des colonnes ballastées par voie humide (Document Franki Fondations).....	08
Figure 1.5. Mise en œuvre des colonnes ballastées par voie sèche (document Keller).....	09
Figure 1.6. Les sols concernés par la technique des colonnes ballastées (Document Keller)..	11
Figure 1.7. Estimation empirique de l'épaisseur Hm du matelas de répartition (Dhouib et Blondeau, 2005).....	13
Figure 1.8. Domaine d'influence pour l'étude des réseaux de colonnes ballastées.....	14
Figure 1.9. Schémas de rupture d'une colonne isolée chargée en tête (Datye, 1982).....	15
Figure 1.10. Réseau de colonnes ballastées : notation, colonne isolée et principe de la cellule unitaire.....	16
Figure 1.11. Principe de concentration de contraintes et réduction des tassements.....	18
Figure 1.12 Courbe de consolidation.....	19
Figure 1.13 Courbe de compressibilité.....	21
Figure 1.14. Indice de gonflement Cs.....	23
Figure 1.15. Influence de l'effort de compactage et du chargement sur le rayon des colonnes (Six, 2006).....	24
Figure I.16. Profils pressiometriques pour différents efforts de compactage (Six, 2006)....	25
Figure 1.17 courbes charge tassement pour différents efforts de compactage (Six, 2006)....	25
Figure 1.18.Contraintes verticales mesurées lors du chargement par une semelle (1,2x1,2x0,5 m) sur une colonne unique (Corneille, 2007).....	27
Figure 1.19. principe de chargement de l'ensemble kaolin-colonne (Black et al.; 2006).....	27
Figure 1.20. Dispositif de renforcement des colonnes dans la couche de tourbe (Black et al. 2007).....	28
Figure 1.21. Dispositif expérimental en massif multicouche (Black et al. 2007).....	29
Figure 1.22. Variation de l'indice des vides en fonction du rayon r (AR-AC).....	30
Figure 1.23 Tassement du sol renforcé selon la méthode SR-AC.....	31
Figure 1.24. Tassement du sol renforcé selon la méthode AR-AC.....	31

Figure 1.25. Tassement du sol renforcé selon la méthode SR-SC.....	32
Figure 1.26. Modèle physique de l'appareil pour colonne de pierre.....	33
Figure 2.1. Sable de Loire.....	38
Figure 2.2. Granulométrie du sable de Loire.....	39
Figure 2.3. Granulométrie du kaolin (Phan 2010).....	40
Figure 2.4 Kaolin humidifié.....	41
Figure 2.5. Pré-consolidation du kaolin (PHAN 2010).....	42
Figure 2.6. Échantillon en pré-consolidation.....	43
Figure 2.7. Exemple des résultats d'un essai de pré-consolidation.....	44
Figure 2.8. Expansion radiale de la colonne après mise en place.....	46
Figure 2.9. Mise en place d'une colonne de sable (SR-AC)	50
Figure 2.10. Déformation diamétrale, taux de substitution en fonction de la contrainte de compactage (SR-AC).....	52
Figure 2.11. Taux de recouvrement en fonction de la contrainte de compactage (SR-AC)....	52
Figure 2.12a. Variation des rapports $\frac{e}{e_0}$ et $(\frac{e_{eq0}}{e_0})$ en fonction de la contrainte de compactage	54
Figure 2.12b. Variation relative de l'indice des vides $\frac{\Delta e}{e_0}$ du kaolin et $(\Delta \frac{e_{eq0}}{e_0})$ en fonction de la contrainte de compactage.....	54
Figure 2.13. Effet de la contrainte de compactage sur l'indice de compression Cc du kaolin	55
Figure 2.14. Effet de la contrainte de compactage sur la perméabilité du sol.....	56
Figure 2.15. Mise en place d'une colonne de sable (AR-AC).....	58
Figure 3.1 Relation logarithmique entre la deformation volumique et contrainte moyenne...	64
Figure 3.2. Surfaces de charges elliptiques.....	64
Figure 3.3a. Modèle numérique et maillage.....	66
Figure 3.3b. Conditions hydrauliques.....	66
Figure 3.4. Comparaison entre les résultats numériques et expérimentaux.....	67
Figure 3.5. Effet de la contrainte de compactage sur la déformation diamétrale relative des colonnes.....	67
Figure 3.6. Triangle à 15 nœuds.....	68
Figure 3.7 : Maillage et conditions aux limites.....	69
Figure 3.8 Conditions hydrostatiques.....	70
Figure 3.9. Les contraintes effectives initiales.....	70
Figure 3.10. Les contraintes totales initiales.....	71

Figure 3.11 Déformation et déplacement horizontal (cas $\sigma=71$ kPa).....	72
Figure 3.12. Déplacement horizontal de la paroi gauche pour chaque contrainte de compactage.....	73
Figure 3.13. Déformations horizontales (ϵ_{xx} %) pour différentes contraintes de compactage (coupe C-C).....	73
Figure 3.14. Surpression interstitielles après application des déplacements pour différentes contraintes de compactage (coupe C-C).....	74
Figure 3.15. Contraintes effectives horizontales après déplacement radial.....	75
Figure 3.16. Contraintes totales horizontales après déplacement radial	76
Figure 3.17. Les contraintes effectives horizontales σ'_{xx} pour différentes contraintes de compactage (coupe C-C).....	76
Figure 3.18. Surpressions interstitielles après consolidation (Coupe C-C).....	77
Figure 3.19. Contraintes totales horizontales après consolidation.....	77
Fig 3.20. Les contraintes en fonction du temps (point A- 71kPa).....	78
Figure 3.21a Surpression interstitielle en fonction du temps pour différentes contraintes de compactage (point A).....	79
Figure 3.21b Surpression interstitielle en fonction du temps pour différentes contraintes de compactage (point B).....	80
Figure 3.22a Contraintes effectives horizontales en fonction du temps (point A).....	80
Figure 3.22b Contraintes effectives horizontales en fonction du temps (point B).....	81
Figure 3.23. Contraintes effectives horizontales en fonction du temps (Frontiere A et Milieu B).....	82
Figure 3.24. Surpressions interstitielles en fonction du temps dans les point A et B.....	82
Figure 3.25. Les indices des vides suivant l'axe (C-C').....	83
Figure 3.26 Modèle avec refoulement AR.....	84
Figure 3.27 Conditions hydrostatiques.....	85
Figure 3.28. Les contraintes effectives initiales.....	85
Figure 3.29. Contraintes effectives horizontales après application du déplacement radial (AR et SR)...coupe C-C'	86
Figure 3.30. Contraintes totales horizontales après application du déplacement radial (AR et SR) coupe C-C'	87
Figure 3.31. Les surpressions interstitielles après application du déplacement radial (AR et SR) coupe C-C'	87

Figure 3.32. Contraintes effectives horizontales après consolidation (AR et SR).....	88
Figure 3.33. Les surpressions interstitielles (coupe C-C).....	88
Figure 3.34. Contraintes totales horizontales après consolidation (AR et SR)... coupe C-C...	89
Figure 3.35. Conditions aux limites réelles d'une colonne ballastée.....	90
Figure 3.36. Les conditions hydrauliques	90
Figure 3.37. Les surpressions interstitielles après déplacement radial.....	91
Figure 3.38. Les contraintes effectives horizontales.....	92
Figure 3.39 . Surpression interstitielle en fonction du temps (Milieu pt B) pour les deux types de drainage 71 kPa.....	93
Figure 3.40. Les contraintes totales horizontales au point B(Milieu) en fonction du temps pour les deux types de drainage (71 kPa).....	93
Figure 3.41. Les contraintes moyennes effectives au point B(Milieu) en fonction du temps pour les deux types de drainage (71kpa).....	94
Figure 4.1-a Système d'acquisition des résultats.....	97
Figure 4.1.b Eprouvette sous chargement.....	97
Figure 4.2 Comportement du massif sous chargement	98
Figure 4.3. Homogénéisation du massif sol-colonne.....	100
Figure 4.4. Tassement relatif en fonction de la contrainte appliquée	101
Figure 4.5. Tassement relatif en fonction du temps $\sigma=300$ kPa.....	102
Figure 4.6. Variation diamétrale de la colonne en fonction la contrainte appliquée.....	103
Figure 4.7. Variation du taux de recouvrement $a(\%)$ en fonction la contrainte appliquée.....	103
Figure 4.8. Variation du rapport des indices des vides (e/e_0) du kaolin en fonction de la contrainte appliquée	104
Figure4.9 Variation du rapport des indices vides équivalent (e_{eq}/e_0) du massif renforcé en fonction de la contrainte appliquée	105
Figure 4.10. : Courbes de compressibilité sous forme de $(e_{eq}/e_{eq0})_{\log(\sigma')}$	106
Figure 4.11 Variation du rapport des indices de compression équivalent (gonflement équivalent) en fonction de la contrainte de compactage.....	107
Figure 4.12 Comparaisons entre les indices (C_{ceq} et C_{seq}) calculés et expérimentaux.....	108
Figure 4.13. Découpage par tranche d'un massif de sol pour mesurer le diamètre (h = hauteur totale) (PHAN 2010).....	109
Figure 4.14. Mesure du diamètre de la colonne après chargement.....	109
Figure 4.15. Comparaison des diamètres calculés et mesurés après découpage (300 kPa)....	110
Figure 4.16. Tassement relatif en fonction de la contrainte appliquée.....	111

Figure 4.17. Tassement relatif en fonction du temps (300 kPa).....112
Figure 4.18. Variation diamétrale relative en fonction de la contrainte appliquée.....113
Figure 4.19. Variation du taux de recouvrement (a) en fonction de la contrainte appliquée..113
Figure 4.20. Variation des rapports des indices des vides du kaolin (e/e_0) et équivalent (e_{eq}/e_0) en fonction de la contrainte appliquée114
Figure 4.21. Courbes de compressibilité sous forme (e_{eq}/e_{eq0})= $f(\log(\sigma'))$115

Liste des tableaux

Tableau 1.1. Champs d'application des colonnes ballastées.....10
Tableau 2.1. Paramètres de résistance du kaolin industriel.....40
Tableau 2.2. Paliers de pré-consolidation du kaolin.....44
Tableau 2.3. Paramètres du moule et caractéristiques du kaolin liquide.....45
Tableau 2.4. Caractéristiques du kaolin après consolidation.....45
Tableau 2.5. Diamètre de la colonne déterminé par le calcul (SR-AC).....51
Tableau 2.6. Déformation diamétrale des colonnes et taux de recouvrement.....59
Tableau 2.7. Variation des caractéristiques du kaolin après installation de la colonne.....60
Tableau 3.1. Paramètres du matériau (kaolin).....65
Tableau 3.2 Phase de calcul.....66
Tableau 3.3 Effet de la contrainte de compactage sur l'expansion radiale.....68
Tableau 3.4 Conditions aux limites.....69
Tableau 3.5. Comparaison des contraintes après application du déplacement radial (71 kPa)92
Tableau 3.6. Comparaison des résultats à la fin de la consolidation...(71 kPa).....95
Tableau 4.1. Tassements relatifs en fonction des contraintes appliquées.....100
Tableau 4.2. Comparaison entre les diamètres mesurés par découpage et les diamètres calculés.....110
Tableau 4.3. Indices de compression et de gonflement (Méthodes SR et AR).....116

Notations

Symbole	Descriptif
A	Aire totale d'une cellule unitaire
A_c	Aire de la colonne
A_{moule}	Aire du moule
A_{for}	Aire du forage
A_s	Aire du sol
A_{icol}	Aire de la colonne
AR	Avec refoulement
Cc	Coefficient de courbure
Cu	Coefficient d'uniformité de Hazen
CU+u	Essai triaxial consolidé non drainé avec mesure de la pression interstitielle.
CD	Essai triaxial consolidé drainé avec contrôle de la pression interstitielle
Cc	Indice de compression du kaolin
Cs	Indice de gonflement du kaolin
C_{c0}	Indice de compression du kaolin sans colonne
C_{s0}	Indice de gonflement du kaolin sans colonne
C_{cka}	Indice de compression du kaolin
C_{ska}	Indice de gonflement du kaolin
C_{csa}	Indice de compression du sable
C_{ssa}	Indice de gonflement du sable
C_{ceq}	Indice de compression équivalent du massif homogène
C_{seq}	Indice de gonflement équivalent du massif homogène
C_{cca}	Indice de compression équivalent calculé
C_{sca}	Indice de gonflement équivalent calculé
C_v	Coefficient de consolidation
D_c	Diamètre de la colonne ballastée
D_e	Diamètre de cellule unitaire
H	Hauteur du moule
H_0	Hauteur initiale de l'échantillon d'argile
H_i	Hauteur du massif de sol après tassement ΔH_i
H_m	Épaisseur du matelas de transfert
K	Rapport entre les contraintes horizontales et verticales
K_a	Coefficient de poussée active
K_{wm}	Coefficient de réaction de Westergaard à la surface du matelas de répartition

K_{ws}	Coefficient de réaction de Westergaard à la surface du sol
LA	Coefficient Los Angeles
M	Masse du kaolin
MDE	Coefficient micro-Deval
M_{sab}	Masse du sable
Q	Charge appliquée
S_f	Tassement final
S_i	Tassement initial
SR	Sans refoulement
V	Volume du kaolin
V_{col}	Volume de la colonne
V_0	Volume initial du kaolin
W	Teneur en eau
a	Taux de recouvrement
a_{cal}	Taux de recouvrement calculé
a_v	Coefficient de compressibilité
c'	Cohésion effective
d	Espacement entraxe des colonnes
e_o	Indice des vides initial du kaolin
e	Indice des vides
e_{ka}	Indice des vides du kaolin
e_{sa}	Indice des vides du sable
e_{eq0}	Indice des vides équivalent initial du milieu homogène après réalisation de la colonne
I_p	Indice de plasticité
k	Coefficient de perméabilité du kaolin
k_0	Coefficient de perméabilité du kaolin avant l'installation de la colonne
m_v	Coefficient de changement de volume
w_l	Limite de liquidité identifiée
w_p	Limite de plasticité
w_o	Teneur en eau initiale de l'échantillon
Sc	Sans colonne
Δt_i	Intervalle de temps
$\Delta t_{cumulé}$	Intervalle de temps cumulé
Δh	Tassement
Δh_i	Tassement correspondant à Δt_i

$\Delta h_{\text{cumulé}}$	Tassement cumulé correspondant à $\Delta t_{\text{cumulé}}$
Δu	Surpression interstitielle
$\Delta \Phi$	Expansion diamétrale
$\Delta \Phi_{\text{cal}}$	Variation calculée du diamètre de la colonne
Δa_{cal}	Variation calculée du taux de recouvrement
γ_h	Poids volumique
γ_d	Poids solide
γ_{sat}	poids volumique saturé
γ_{ho}	poids volumique initiale de l'échantillon
γ_{do}	poids solide initiale de l'échantillon
γ_{unsat}	poids volumique non saturé
γ_s	Le poids volumique des grains solides du sable
γ_w	poids volumique de l'eau
ϵ_{xx}	déformation horizontale
ϵ_v	déformation volumique
Φ_{mou}	Diamètre du moule
Φ_{for}	diamètre du forage
Φ_o	diamètre extérieur du mini-carottier
Φ_{col}	diamètre de la colonne
Φ_{icol}	diamètre de la colonne pour une hauteur H_i
Φ_{dec}	diamètre de la colonne après découpage
Φ_{cal}	diamètre calculé de la colonne
σ_{xx}	contrainte totale horizontale
σ_{yy}	contrainte totale verticale
σ'_{xx}	contrainte effective horizontale
σ'_{yy}	contrainte effective verticale
σ_{comp}	contrainte de compactage
σ	contrainte
σ'	Contrainte effective
σ_0	Contrainte verticale totale
σ_c	Contrainte verticale appliquée en tête de la colonne
σ_s	Contrainte verticale appliquée à la surface du sol
φ'	angle de frottement effectif
ρ_{sab}	masse volumique du sable
Ψ	Angle de dilatance
η	Rapport de concentration de contrainte
β	Facteur de réduction de tassement
λ^*	Indice de compressibilité utilisé dans le modèle S.S.M
κ^*	Indice de gonflement utilisé dans le modèle S.S.M
ψ	Angle de dilatance

Introduction Générale

Le renforcement des sols compressibles, par colonnes ballastées, constitue une des techniques les plus utilisées pour remédier aux problèmes de portance, tassements, stabilité des pentes,... etc. Cette technique consiste à incorporer et à compacter un matériau granulaire de caractéristiques géotechniques supérieures à celles du terrain à renforcer. La mise en place de ces inclusions souples peut être réalisée suivant différentes techniques.

Dans cette étude, on s'intéresse principalement aux effets du mode de mise en place de la colonne sur le sol encaissant et sur le comportement du massif renforcé. On analyse notamment les mises en place du matériau granulaire par substitution et par refoulement du sol. Pour ces deux techniques, on s'intéresse également au rôle de l'effort de compactage utilisé lors de la création de la colonne. En utilisant une méthode d'homogénéisation, on s'intéresse, également, à déterminer des caractéristiques équivalentes du milieu homogène équivalent, ainsi que l'effet des méthodes de mise en place des colonnes sur ses paramètres caractéristiques.

L'étude est faite selon une approche expérimentale de laboratoire sur modèles réduits. On travaille ainsi sur un sol reconstitué, présentant des caractéristiques bien définies et homogènes. Les colonnes sont construites avec du sable de Loire de caractéristiques connues.

Un appareillage simple est utilisé afin de simuler la mise en place de colonnes de sable avec ou sans refoulement du sol encaissant. Il permet, également la variation de l'effort de compactage pour la réalisation des colonnes.

Le chargement de type œdométrique des éprouvettes (kaolin plus colonnes) réalisées permet la détermination des caractéristiques équivalentes de compressibilité (indice de compression et de gonflement) du milieu homogène équivalent.

Une analyse numérique en déformation axisymétrique, avec le logiciel en élément finis Plaxis 8.2, est faite afin d'analyser l'effet de l'expansion radiale des colonnes sur le comportement du sol encaissant.

Ce travail de thèse est présenté en quatre chapitres précédé par une introduction générale et terminé par une conclusion générale et perspective :

Le premier chapitre constitue une synthèse bibliographique sur les techniques de renforcement des sols par colonnes ballastées ainsi que sur les méthodes de calcul et de dimensionnement utilisées de nos jours. Il résume, aussi, les principales études expérimentales en laboratoire et in situ ainsi que les principales études de simulation numérique concernant les colonnes ballastées.

Le deuxième chapitre, présente deux parties essentielles : la première concerne essentiellement la présentation des matériaux utilisés. Dans ce travail, les essais ont été effectués en utilisant les mêmes matériaux utilisés par (PHAN, 2010) vu que leurs caractéristiques sont déjà déterminées. Un résumé des différents résultats des essais de caractérisation du kaolin, effectué par (PHAN, 2010) a été présenté. La deuxième partie concerne les principales techniques de fabrication des éprouvettes de sol renforcé utilisées dans cette étude. Il détaille les méthodes expérimentales développées pour mettre en place, suivant différentes techniques, les colonnes de sable au sein des éprouvettes de sol. L'influence du mode de mise place (avec et sans refoulement du sol) et de l'effort de compactage appliqué, sur le diamètre de la colonne créée et sur la densification du sol environnant est analysée et spécialement l'indice des vides du kaolin, la perméabilité...etc puis la détermination des indices des vides initiaux équivalent du milieu homogène.

Le troisième chapitre vise à examiner les effets de la mise en place des colonnes, par différentes méthodes, sur le sol environnant. Il présente une simulation numérique, par le logiciel PLAXIS 8.2, de la mise en place des colonnes dans le sol selon les différentes méthodes utilisées. La géométrie du modèle permet une modélisation axisymétrique. L'effet de la mise en place de la colonne est pris en compte en appliquant un déplacement radial uniforme correspondant à l'expansion radiale, des colonnes, trouvé expérimentalement dans nos essais. On s'intéresse principalement aux effets sur les déformations horizontales, les contraintes effectives horizontales, les surpressions interstitielles et les indices des vides.

Dans le quatrième chapitre, les éprouvettes de sol renforcé par les colonnes de sables, ont été soumises à un programme identique de chargement-déchargement œdométrique. On s'intéresse principalement aux effets concernant la réduction des tassements induite par la présence des colonnes, l'évolution de l'indice des vides du kaolin et la vitesse de consolidation du massif renforcé. L'application d'une méthode d'homogénéisation a permis de déterminer des caractéristiques de consolidation équivalentes C_{ceq} (indice de compression) et C_{seq} (indice de gonflement) du massif homogène équivalent puis l'analyse de leurs évolutions suivant les différentes méthodes de mise en place.

Chapitre 1 :

Éléments bibliographiques

1.1 Introduction

Les techniques du renforcement de sol par inclusions souples s'appliquent aux sols de faibles caractéristiques. Elles consistent à incorporer et à compacter un matériau granulaire de caractéristiques géotechniques supérieures à celles du terrain à renforcer ce qui entraîne un renforcement de ce dernier.

Les objectifs généraux qui sont attendus d'une amélioration de sol par inclusions souples sont : l'amélioration de la portance, la réduction des tassements, l'homogénéisation des caractéristiques géotechniques, l'augmentation de la vitesse de consolidation (avec exutoire), l'augmentation des caractéristiques (cohésion c , angle de frottement ϕ , paramètres de déformation), la contribution à la stabilité générale des remblais et la réduction du risque de liquéfaction dans les zones sismiques.

L'amélioration de sol par inclusion souples doit prendre en compte de nombreux paramètres intervenant dans le dimensionnement, la mise en œuvre, le comportement mécanique...à la fois des inclusions mais aussi de la structure. En effet, il faut se préoccuper aussi du mode de chargement qui sera réellement mis en place.

Contrairement aux pieux qui sont reliés aux semelles par le biais de ferrailage, les inclusions souples ne le sont pas. Dans le cas des dallages un matelas dit drainant et de répartition des charges, est mis en place entre le complexe sol-colonne et la superstructure, ce qui n'est pas le cas pour les semelles.

De même, ces inclusions souples ne sont pas des éléments indépendants du sol à améliorer. Leur mode de fonctionnement, de comportement, s'établit en étroite collaboration

avec le sol environnant qui ne peut être occulté, même si les caractéristiques géotechniques du sol sont médiocres, voir mauvaise (Corneille, 2007).

1.2 Techniques de renforcement des sols par inclusions souples

Il existe plusieurs techniques pour la réalisation d'inclusion (Dhouib et Blondeau, 2005). On peut distinguer les techniques de mise en place par substitution dynamique (plots ballastés), par battage ou fonçage d'un tube puis remplissage d'un matériau granulaire (colonnes pilonnées), ou encore par la descente d'un vibreur par lançage à l'air ou à l'eau (colonnes vibrées). Les colonnes ballastées correspondent à ces deux derniers types de mise en place.

1.2.1 Plots ballastés pilonnés

Le principe de cette technique est la mise en place dans les terrains compressibles de colonnes de 2 à 3 mètres de diamètre à des profondeurs pouvant aller jusqu'à 10 mètres, en matériaux granulaires très compactés.

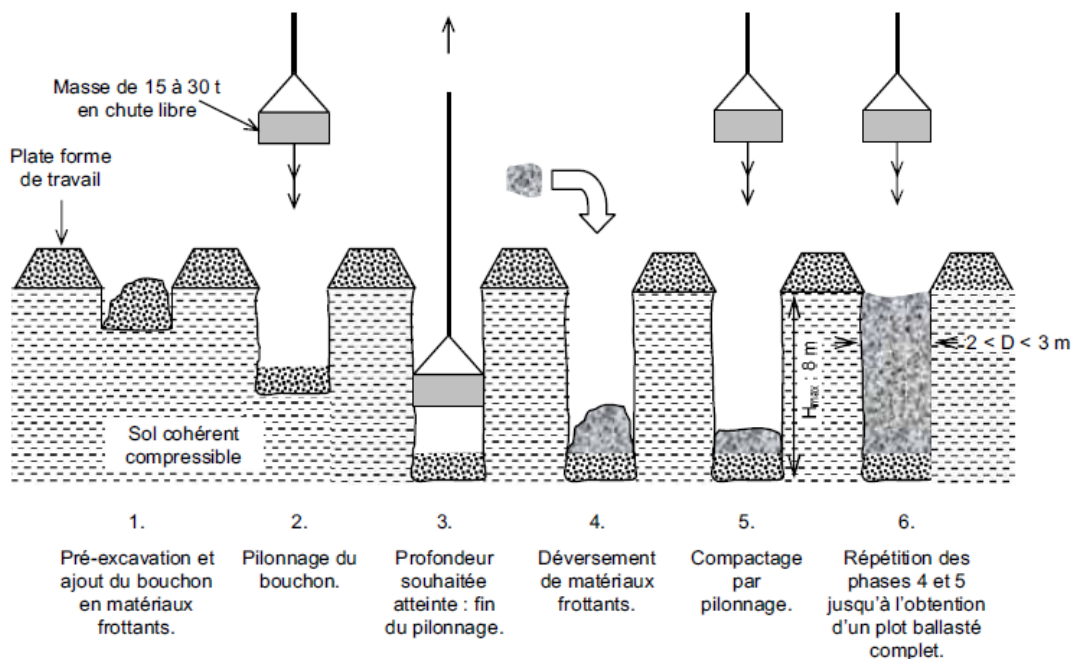


Figure 1.1. Schéma de principe de la réalisation d'un plot ballasté pilonné

(Corneille 2007)

Les colonnes ainsi formées sont appelées plots ballastés pilonnés. Ces plots ballastés sont réalisés par pilonnage du matériau granulaire à l'aide d'une masse de 15 à 30 tonnes, en

chute libre de 10 à 30 mètres. L'emplacement du plot est préparé par une pré-excavation qui va être partiellement remplie d'un bouchon de matériaux que le pilonnage fera descendre à la profondeur voulue. Le plot est ensuite rechargé puis compacté par phases successives.

1.2.2 Colonnes ballastées pilonnées

La procédure de construction consiste à faire pénétrer dans le sol, par battage, fonçage ou vibr-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.

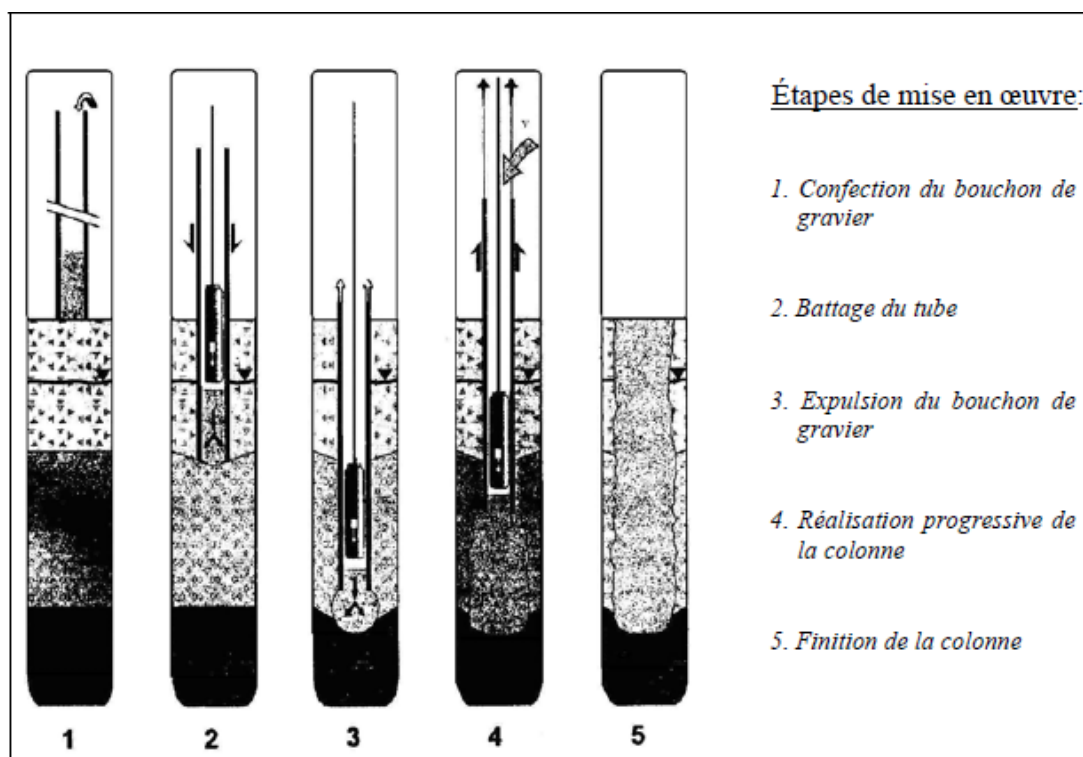


Figure. 1.2. Mise en œuvre des colonnes pilonnées

(Document Franki Fondations cité par Dhouib et Blondeau, 2005)

Si le tube est fermé à sa base, le terrain est alors refoulé lors de la pénétration du 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. Cependant, les vibrations induites lors du battage ou fonçage du tube et du pilonnage du ballast ne permettent pas l'utilisation de cette méthode de construction dans des argiles sensibles.

1.2.3 Vibroflottation

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. Cette technique 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.

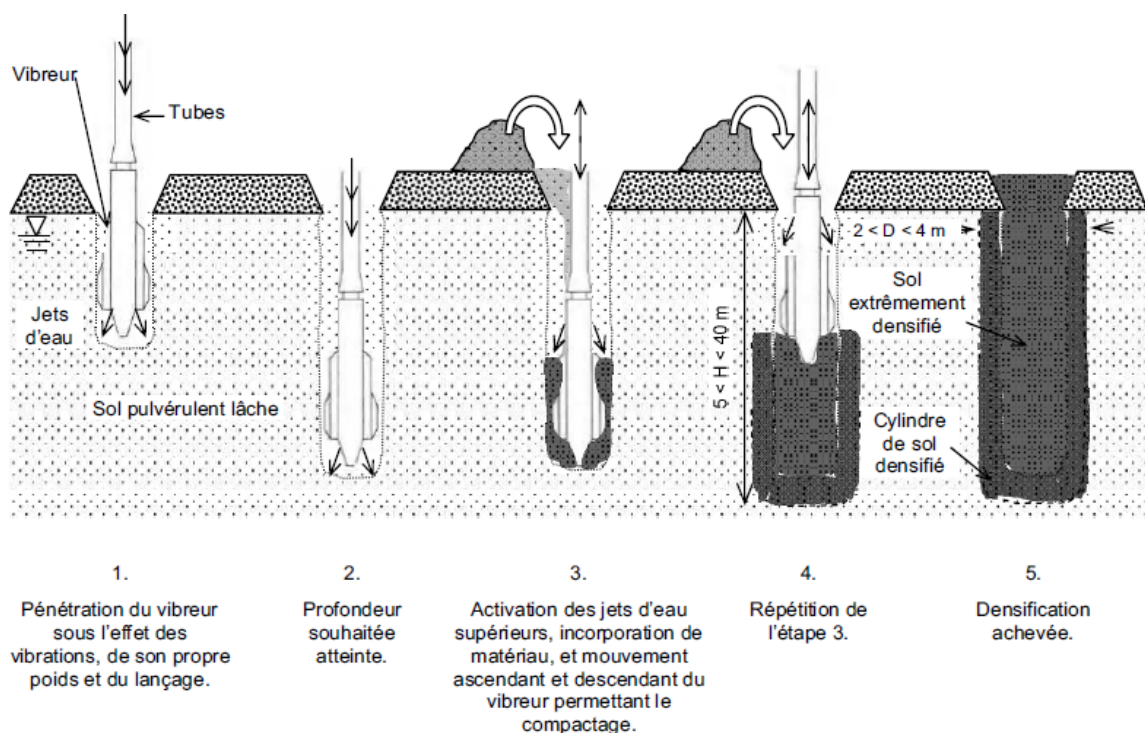


Figure. 1.3. Schéma de principe de la vibroflottation (corneille, 2007)

Le vibreur est descendu jusqu'à la profondeur souhaitée sous l'action des vibrations, de son propre poids et de celui du train de tubes, ainsi que par l'utilisation d'un fluide de lançage (air ou eau) qui aide à la déstructuration du sol à l'aplomb du vibreur. Les vibrations engendrent une liquéfaction provisoire du sol et permettent aux particules de se réarranger en un état plus dense après dissipation de l'excès de pression interstitielle. Un matériau pulvérulent sableux est généralement déversé du sommet de la plateforme de travail et incorporé au sol lors du processus afin de compenser la diminution de volume due à la densification du sol.

1.2.4 Colonnes ballastées vibrées

Les colonnes ballastées vibrées sont issues du procédé de vibrocompactage conçu initialement pour compacter les sols pulvérulents, adapté aux sols cohérents. Les colonnes sont réalisées par refoulement du sol et compactage par passes successives du ballast introduit. On distingue plusieurs types de mise en place :

- La mise en œuvre des colonnes par voie humide avec alimentation par le haut (fig. 1.4).
- La mise en œuvre des colonnes par voie sèche et alimentation par le bas (fig. 1.5).

1.2.4.1 Colonnes exécutées par voie humide

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

- Réaliser un forage par auto-fonçage et lançage à l'eau jusqu'à la profondeur désignée
- Remonter le vibreur, avec parfois des ramonages successifs, et laisser tomber gravitairement le ballast dans le forage préalable.
- Compacter le ballast par passes successives jusqu'à la finition de la colonne.

La voie humide est adoptée si l'on utilise le lançage à l'eau. Le diamètre de la colonne ballastée après mise en place est d'environ de 1 m à 1,2 m.

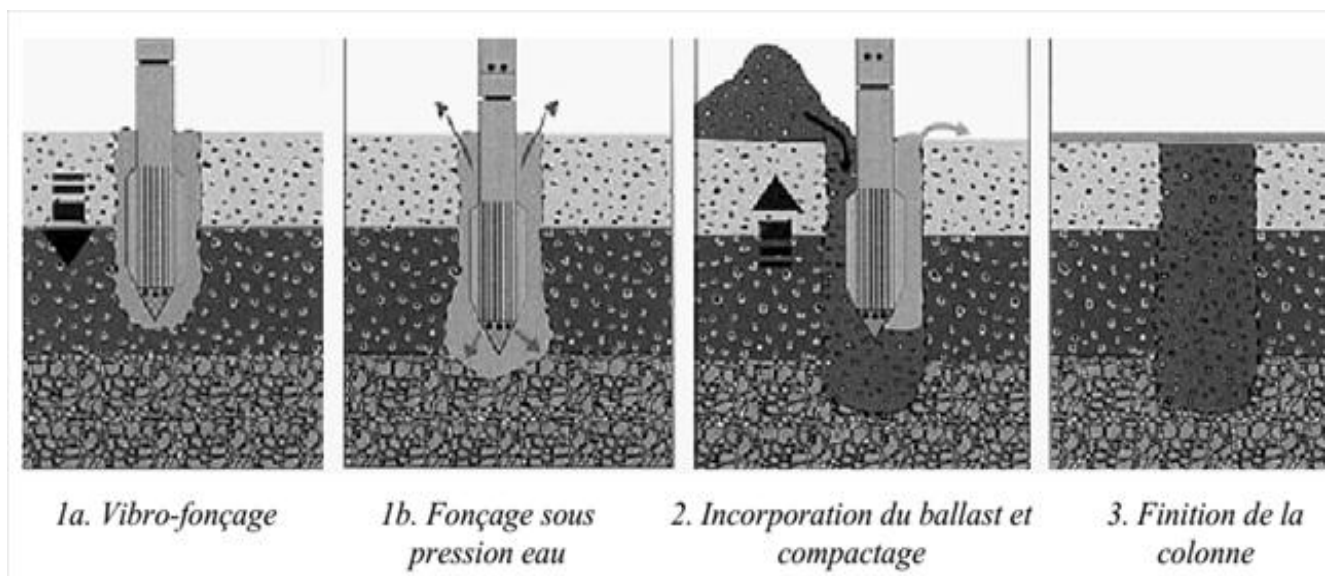


Figure 1.4. Mise en œuvre des colonnes ballastées par voie humide

(Document Franki Fondations)

1.2.4.2 Colonnes exécutées par voie sèche

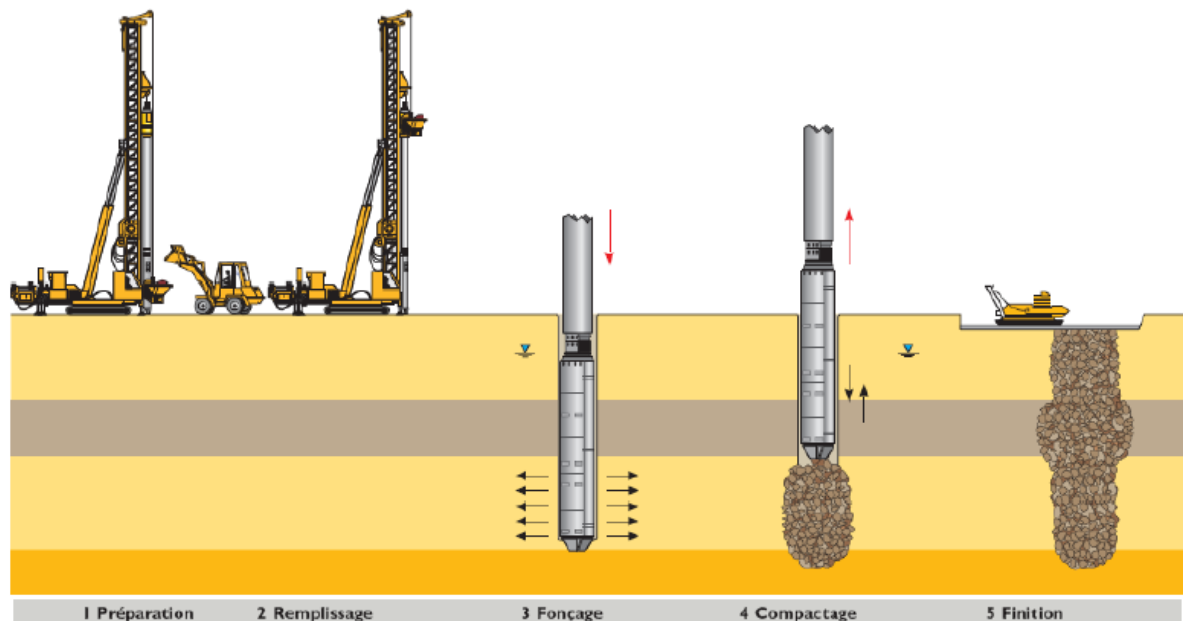


Figure 1.5. Mise en œuvre des colonnes ballastées par voie sèche (document Keller)

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

- Auto-foncer le vibreur directement dans le sol par refoulement jusqu'à la profondeur désignée ;
- Remonter progressivement le vibreur tout en laissant descendre par gravité et par pression d'air, le ballast approvisionné par chargeur dans une benne coulissant le long du mât ; compacter le ballast par passes successives de l'ordre de 0,5 m jusqu'à la finition de la colonne.

La voie sèche est appliquée si l'on utilise le lançage à l'air. Le diamètre de la colonne ballastée après mise en place est d'environ de 0,5 m à 0,8 m.

1.2.5 Domaines d'application

1.2.5.1 Par types d'ouvrages

Les domaines d'application des colonnes ballastées sont variés : Remblai (routiers, ferroviaires), Bâtiments (habitations individuelles ou collectives de quelques étages, bâtiments industriels), hangars, zones de production, silos, réservoirs, stations de traitement

des eaux usées (bacs décantation, installations annexes) ; pistes d'aéroport et stabilisation des talus.

Les colonnes ballastées sont également utilisées en zone sismique pour diminuer le potentiel de liquéfaction des sols.

1.2.5.2 Conditions géotechniques

Dhouib et Blondeau (2005) ont établi une synthèse des informations relatives aux champs d'application des colonnes ballastées relevées dans la littérature et auprès des entreprises spécialisées françaises (Tableau 1.1). Il ressort de cette synthèse une limitation de l'utilisation des colonnes ballastées aux argiles et limons de cohésion non drainée au moins égale à 25 kPa. Toutefois, les auteurs reportent également des cas d'utilisation dans des sols de cohésion non drainée inférieure à cette limite.

Tableau 1.1 Champs d'application des colonnes ballastées

Sols	Faisabilité	Étreinte latérale				Remarques
		p_l (kPa)	q_c (MPa)	N_{SPT} (coups)	c_u (kPa)	
Argile	oui	150 - 400	0,6 - 1,2	4 - 6	25 - 50	-
Limon	oui	150 - 400	0,6 - 1,2	4 - 6	25 - 50	-
Sable fin lâche	oui	150 - 400	0,6 - 1,2	4 - 6	-	-
Tourbe	non	-	-	-	-	matériau évolutif
Autre sols organiques	non	-	-	-	-	matériau évolutif
Remblai inerte	oui	200 - 500	0,6 - 1,6	-	-	-
Décharge	non	-	-	-	-	matériau évolutif

où :

p_l : pression limite nette mesurée au pressiomètre Louis Ménard,

q_c : résistance de pointe mesurée au pénétromètre statique (CPT),

N_{SPT} : nombre de coups mesuré au « *Standard Pénétration Test* »,

c_u : cohésion non drainée du sol mou.

La mise en place de colonnes ballastées est déconseillée dans les terrains présentant des risques de perte des caractéristiques volumétriques/ mécaniques. L'utilisation de colonnes

ballastées est ainsi exclue dans les tourbes, les vases organiques, les décharges d'ordures ménagères et les sols présentant une perte au feu supérieure à 5%.

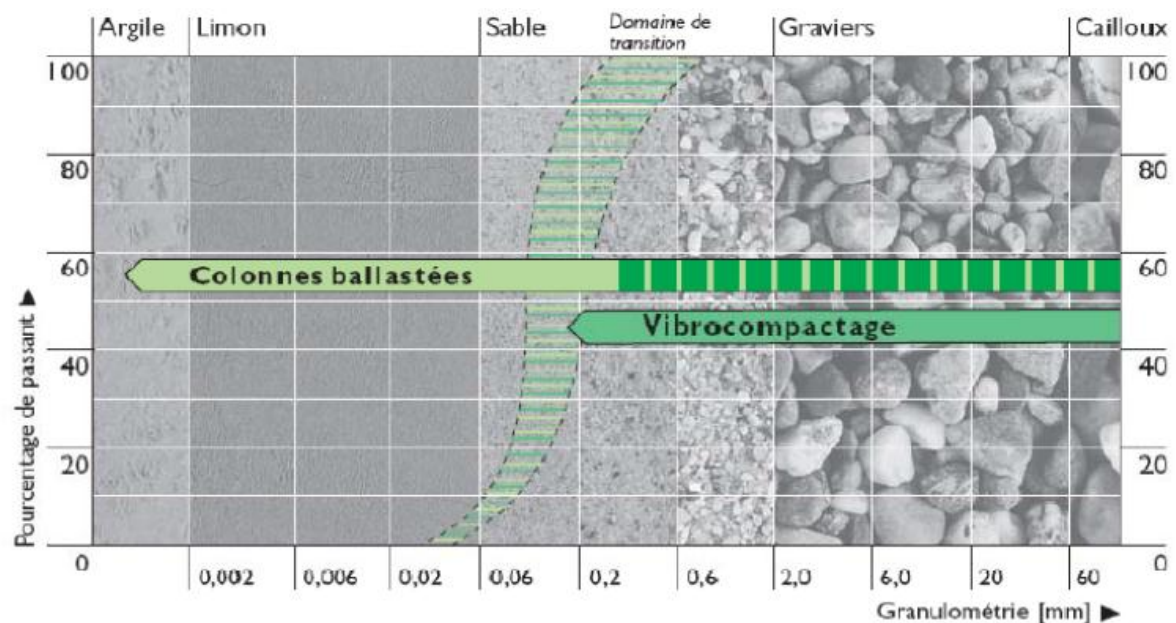


Figure 1.6. Les sols concernés par la technique des colonnes ballastées (Document Keller)

1.2.5.3 Matériaux d'apport

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

Dhouib et Blondeau (2005) synthétisent les principales caractéristiques des matériaux d'apport utilisés pour la réalisation de colonnes ballastées

- Le coefficient Los Angeles (LA) < 35,
- Le coefficient micro-Deval (MDE) < 30,
- La somme des deux coefficients (LA + MDE) < 60,
- L'indice de concassage (%) > 80,
- La dimension du ballast (mm) : 40 / 60 pour la voie humide et 12 / 40 pour la voie sèche.

Le choix de la granulométrie dépend essentiellement du matériel utilisé. Les vibreurs avec alimentation en pied sont plus sensibles car si la granulométrie n'est pas adaptée, le tube risque de se boucher.

1.2.6 Dispositions constructives

1.2.6.1 Diamètre des colonnes

Le diamètre des colonnes ballastées dépend :

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

Le diamètre de la colonne peut varier sur sa hauteur, en fonction des différences de résistance des couches traitées. Les diamètres usuels par voie sèche sont compris entre 50 et 80 cm. Toutes choses égales par ailleurs, le diamètre de la colonne est plus important par voie humide que par voie sèche, du fait de l'extraction de sol produite par le fonçage à l'eau.

1.2.6.2 Matelas de transfert

Si l'inertie de la fondation n'est pas suffisante pour une répartition homogène des charges, il faut un matelas de répartition. Si l'on utilise l'action drainante des colonnes ballastées, il faut une couche drainante au toit des colonnes ballastées (avec exutoire). En pratique, hors zone sismique, les semelles et les radiers ne nécessitent pas de matelas, contrairement aux dallages (armés ou non).

L'épaisseur du matelas dépend de la nature, de l'intensité des charges, du type de fondation, du module de déformation du matériau du matelas, du sol encaissant et des caractéristiques des colonnes (diamètre, maillage).

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

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

L'estimation de l'épaisseur H_m du matelas de répartition peut être faite, entre colonnes, à partir de la formule empirique appliquée aux couches de forme des chaussées (Claesson et al., 1977 cité par Dhouib et Blondeau, 2005), soit :

$$H_m = \left(\frac{1}{0,2} \cdot \frac{K_{wm}}{K_{ws}} \right)^{0,45} \text{ (mm)} \quad 1.1$$

Où :

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

K_{ws} : coefficient de réaction de Westergaard à la surface du sol.

On peut également estimer l'épaisseur H_m selon une autre méthode simple qui consiste à considérer un cône fictif d'angle α (valeur fixée à 45°) développé dans le corps du matelas de répartition et à déduire l'épaisseur du matelas de l'espacement des colonnes, soit la figure 1.7

$$H_m = b + 0,5 \cdot (d - D_c) \cdot \tan \alpha \quad 1.2$$

$$0 \ll b \ll 0,25 \cdot (d - D_c) \cdot \tan \alpha$$

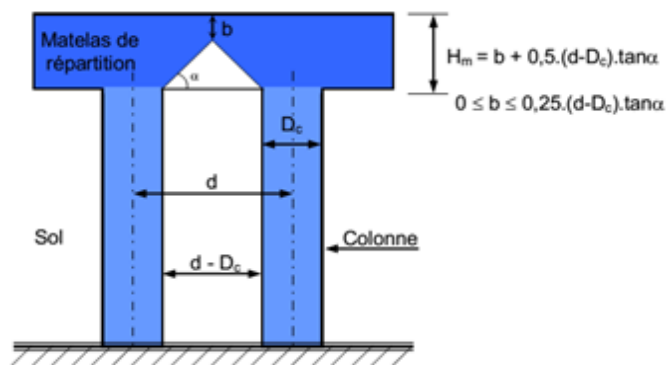


Figure 1.7. Estimation empirique de l'épaisseur H_m du matelas de répartition
(Dhouib et Blondeau, 2005)

1.2.6.3 Disposition des colonnes ballastées

Les colonnes ballastées sont disposées en maillage régulier selon les caractéristiques du sol et les charges. Les trois dispositions qui peuvent être utilisées pour l'amélioration des sols soumis à des chargements uniformément repartie sont : Triangulaire ; Carré ou Hexagonal ;

Pour un espacement s entre axes des colonnes, l'équivalence entre la section de maille et le cylindre équivalent de diamètre D_e conduit aux formules présentées dans la figure 1.8.

Le cylindre constitué par la colonne et par le sol environnant est ainsi appelé cellule unité et est à la base des calculs axisymétriques de dimensionnement d'un réseau de colonnes, uniformément chargé (dallage, remblai, réservoir. etc....).

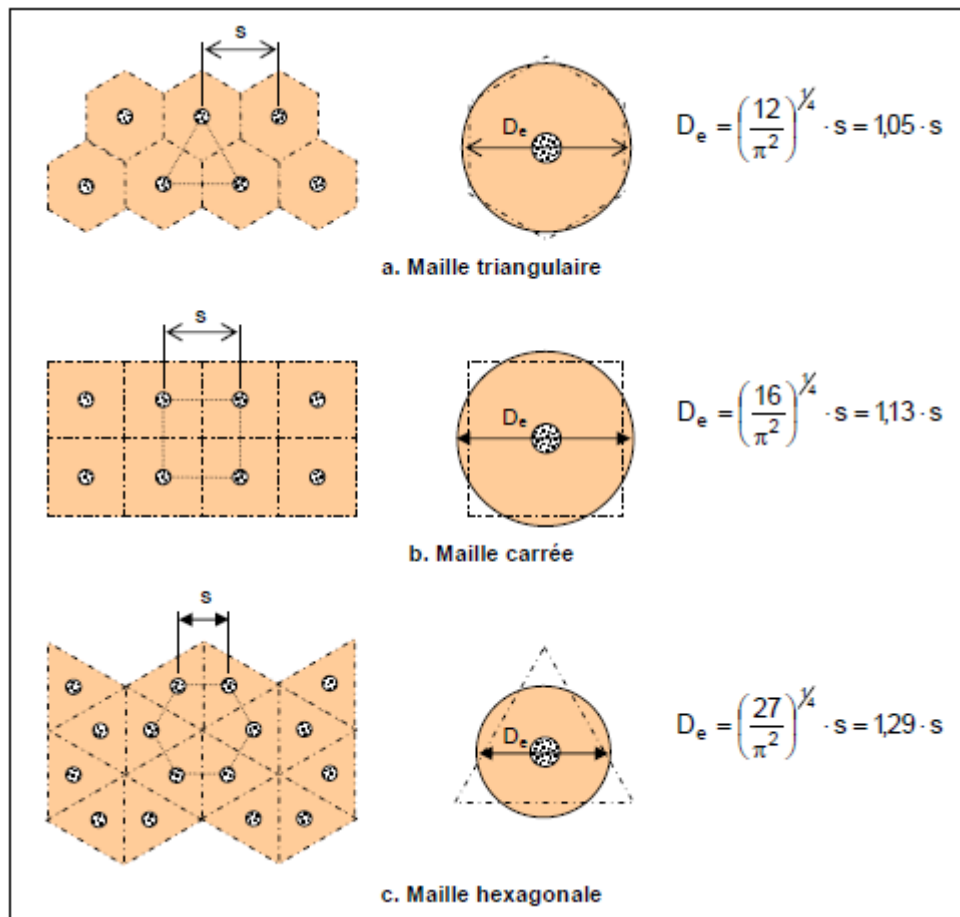


Figure 1.8. Domaine d'influence pour l'étude des réseaux de colonnes ballastées
(d'après Balaam et Poulos, 1983)

1.3 Principe de fonctionnement et dimensionnement

Le comportement des colonnes mises en place au sein d'un matériau est intimement lié au comportement du sol encaissant. Sous l'action d'un chargement, la colonne se déforme verticalement (tassement) et latéralement (expansion latérale). Le paramètre principal conditionnant ces deux mouvements est l'étreinte latérale offerte par le sol encaissant, étreinte qui dépend de ses caractéristiques mécaniques.

Le mode de fonctionnement des colonnes diffère suivant que les colonnes sont isolées ou disposées en maillage régulier.

1.3.1 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 différents modes de rupture d'une colonne isolée sont illustrés sur la figure 1.9 ci-dessous (Datye, 1982).

On dénombre trois types de ruptures :

- Rupture par expansion latérale de la colonne : peut survenir pour une hauteur critique de l'ordre de 3 à 4 fois le diamètre selon Datye (1982),
- Rupture par cisaillement généralisé : correspond à une rupture en surface similaire à celle d'un sol sous une fondation superficielle rigide,
- Rupture par poinçonnement (dans le cas d'une colonne flottante).

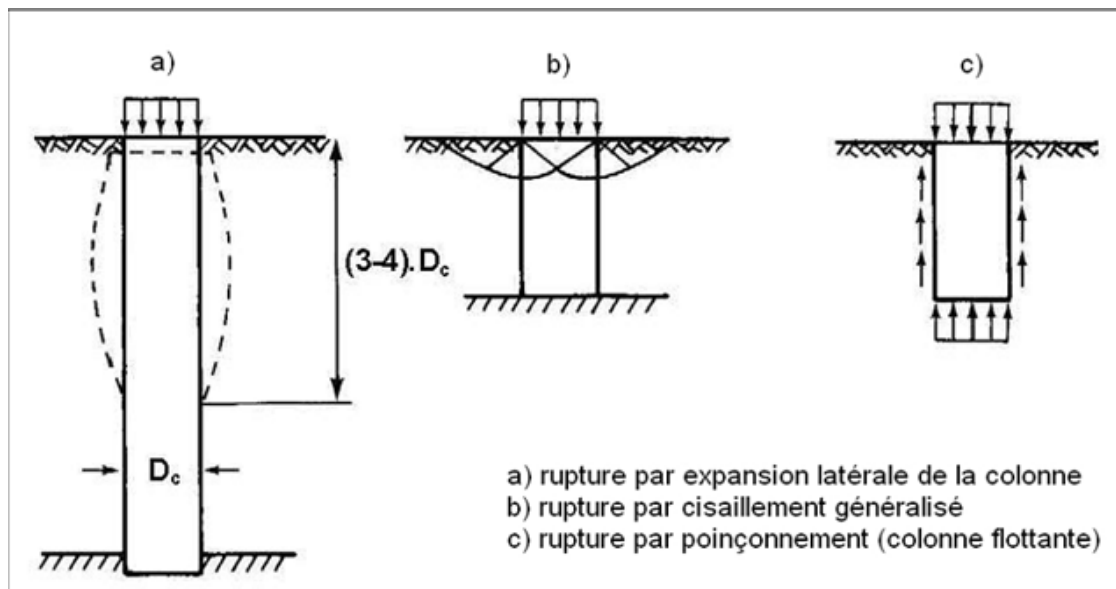


Figure 1.9. Schémas de rupture d'une colonne isolée chargée en tête (Datye, 1982)

1.3.2 Réseau de colonnes

Sous des charges uniformément réparties sous une surface importante (dallage, remblai ...) les colonnes sont disposées en réseaux réguliers (triangulaire, carrée et hexagonal).

La figure 1.10 ci-dessous présente une disposition suivant un réseau rectangulaire, et la cellule unitaire associée.

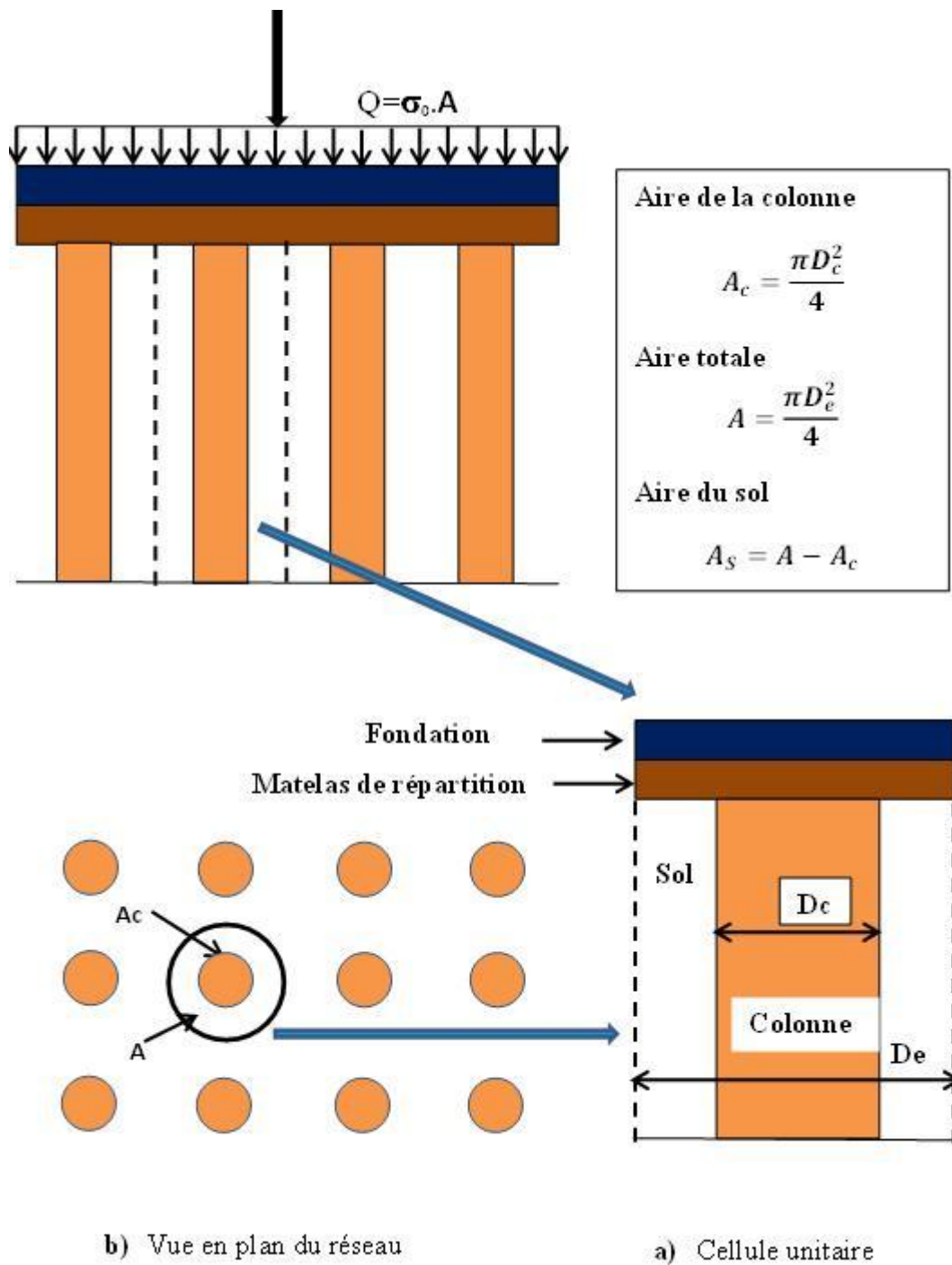


Figure 1.10. Réseau de colonnes ballastées : notation, colonne isolée et principe de la cellule unitaire

Sur cette figure, D_e est le diamètre d'influence de la colonne. Le cylindre à diamètre D_e constitué de la colonne et du sol environnant est donc la cellule unitaire.

Le principe de la cellule unitaire de Ghionna et Jamiolkowski (1981) suppose qu'une contrainte uniforme apportée en surface du sol σ_o se répartisse à la surface du domaine cylindrique entre le sol et la colonne au prorata de leurs aires respectives (fig. 1.11). La relation entre la contrainte moyenne σ_o appliquée sur l'aire totale A , la contrainte σ_c transférée à la colonne d'aire A_c et la charge σ_s supportée par le sol sur l'aire A_s peut s'écrire, sous la forme :

$$\sigma_o = A_c \times \sigma_c + A_s \times \sigma_s \quad 1.3$$

Avec :

σ_o contrainte verticale totale appliquée,

σ_c contrainte verticale appliquée en tête de la colonne,

σ_s contrainte verticale appliquée à la surface du sol traité,

A_c section de la colonne,

A_s section du sol traité.

- Le taux d'incorporation est le rapport a de l'aire de la colonne A_c à l'aire totale A du domaine d'influence de la colonne, soit :

$$a = \frac{A_c}{A} \quad 1.4$$

Avec : A_c la surface d'une colonne et A la surface totale de la cellule unité. Ce rapport donne une indication sur le pourcentage de matériau incorporé, et donc sur l'amélioration qui en découle.

- Le rapport de concentration des contraintes verticales n est le rapport de la contrainte apportée par la colonne σ_c à celle apportée par le sol après traitement σ_s , soit :

$$n = \frac{\sigma_c}{\sigma_s} \quad 1.5$$

- Le facteur de réduction des tassements β , qui désigne le rapport du tassement du sol avant traitement au tassement du milieu composite obtenu après traitement, soit :

$$\beta = \frac{S_i}{S_f} \quad 1.6$$

Avec :

s_i tassement initial (avant traitement sous la même charge appliquée),
 s_f tassement final (calculé après traitement sous la charge appliquée).

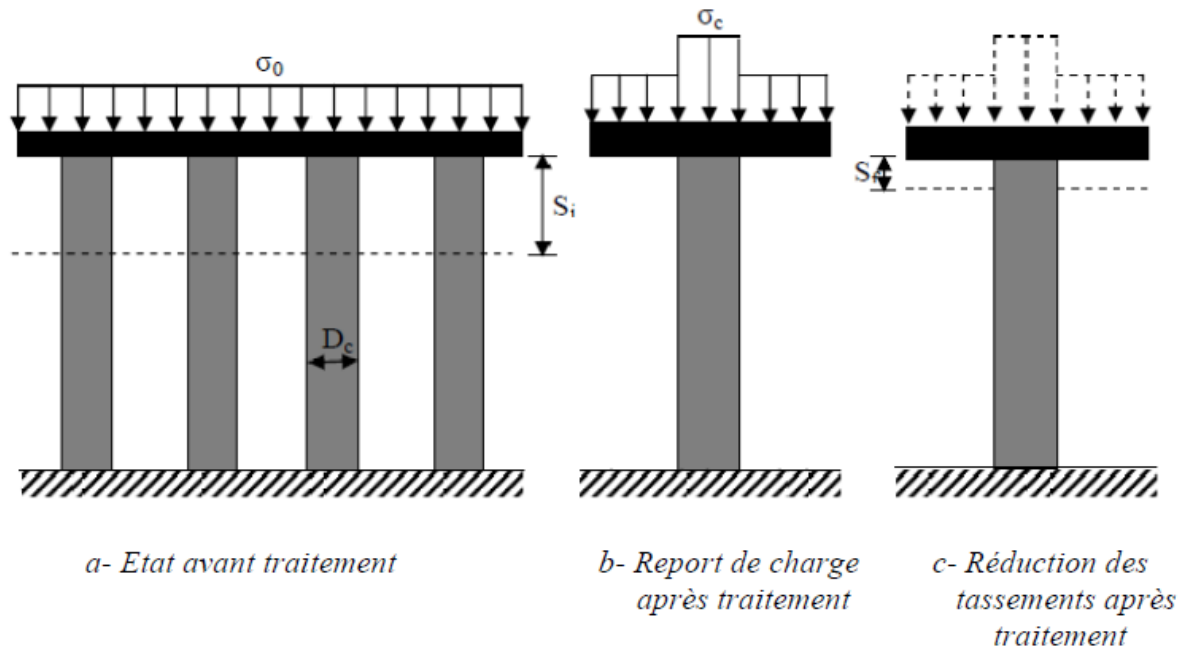


Figure 1.11. Principe de concentration de contraintes et réduction des tassements

(Dhouib 2005)

1.3.3 Dimensionnement

Le dimensionnement des Colonnes ballastées s'effectue souvent à l'aide de méthodes analytiques soit en élasticité linéaire (Bouassida *et al.*, 2003) ou (Balaam et Booker, 1985) ou en élastoplasticité (Priebe, 1995 ; Ghionna et Jamiolkowski, 1981 ; Goughnour et Bayuk, 1979). La plupart des méthodes utilisent le concept de cellule unitaire présenté plus haut qui consiste en l'utilisation d'une colonne représentative et de son sol encaissant avec volume équivalent. Il existe aussi des méthodes de dimensionnement empiriques tel que les abaques empiriques de Thorburn, Greenwood et Mattes et Poulos cité par (Six, 2006). Probablement la méthode la plus connue est celle de Priebe (Priebe, 1995).

Peu de méthodes analytiques incluent l'effet de la mise en place sur le sol encaissant. L'étreinte latérale sur le sol joue un rôle primordial sur le comportement de la colonne en charge. Par exemple, la méthode de (Ghionna et Jamiolkowski, 1981) considère l'étreinte

latérale étant fonction du coefficient actif (K_a) de la colonne et de la contrainte verticale appliquée sur la colonne (σ_c) qui est fonction du facteur de concentration des contraintes (n). La méthode de (Goughnour et Bayuk, 1979) est probablement la plus appropriée étant donné qu'elle fait interagir le sol encaissant dans le calcul de l'étreinte latérale et permet aussi l'utilisation du coefficient de pression des terres améliorées suite à la mise en place des CB. Un résumé très complet des méthodes analytiques est présenté par (Six, 2006). La formulation du coefficient de pression des terres actives est présentée à l'équation suivante :

$$K_a = \frac{1 - \sin\phi'_c}{1 + \sin\phi'_c} = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi'_c}{2}\right) \quad 1.7$$

Il est aussi possible d'effectuer une modélisation numérique en considérant les propriétés mécaniques du sol en place et de la colonne et d'optimiser le diamètre de la colonne et l'espacement pour atteindre les exigences nécessaires.

1.4 Consolidation et compressibilité

1.4.1 Consolidation

1.4.1.1 Courbe de consolidation

La courbe de variation du tassement « S » en fonction du logarithme du temps « t » à l'allure indiquée sur la figure 1.12.

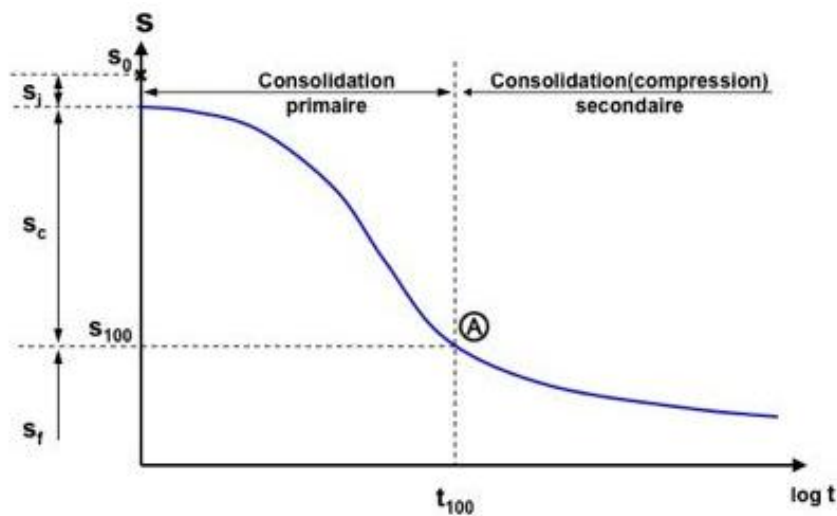


Figure 1.12 Courbe de consolidation

On a l'habitude de distinguer trois types de tassements :

- Tassement instantané (immédiat) S_i ;
- Tassement de consolidation primaire S_c dont la fin correspond au point d'inflexion A noté t_{100} sur le graphique : il s'agit en principe du temps au bout duquel tout l'excès initial de pression interstitielle est dissipée et où le processus de consolidation s'arrête ;
- tassement de compression secondaire S_f (fluage sous contrainte effective constante) qui se poursuit au-delà de t_{100} .

1.4.1.2 Équation de la consolidation :

D'après la théorie de la consolidation unidimensionnelle de Terzaghi, l'équation finale de consolidation s'écrit sous la forme :

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad 1.8$$

u : surpression interstitielle ; t : le temps ; z la profondeur, C_v le coefficient de consolidation

Le coefficient de consolidation (C_v) est défini par l'expression suivante en fonction de la compressibilité volumique (m_v) et de la perméabilité k du matériau :

$$C_v = \frac{k}{\gamma_w \times m_v} \quad 1.9$$

Avec :

γ_w le poids volumique en eau ; m_v le coefficient de variation de volume ; k la perméabilité.

Les méthodes les plus couramment utilisées pour déterminer (C_v) sont celles proposées par Casagrande (1936) et Taylor (1936). La méthode de Taylor consiste à trouver le point correspondant à 90 % de consolidation, celle de Casagrande à déterminer le point à 50 % de consolidation.

$$C_v = \frac{T_v \times h^2}{t} \quad 1.10$$

Où h étant la distance de drainage, T_v est le facteur temps, et t la valeur expérimentale du temps correspondant à (x %) de consolidation.

1.4.2 Compressibilité :

1.4.2.1 Courbe de compressibilité

Par convention, l'essai est réalisé en augmentant toutes les 24 h la pression appliquée à l'éprouvette et l'on admet que la déformation finale sous chaque charge est celle que l'on mesure au bout de 24 h. On peut alors tracer le diagramme donnant la variation de l'indice des vides « e » (en réalité l'indice des vides « e », à la fin des 24h) en fonction de la contrainte effective σ_v' (égale à la contrainte totale, c'est-à-dire à la pression appliquée σ_v , puisque la pression interstitielle est devenue négligeable à la fin de la consolidation primaire). On a pris l'habitude de représenter les variations de l'indice des vides en fonction du logarithme de la contrainte effective. L'allure de la courbe obtenue est représentée sur la figure 1.13.

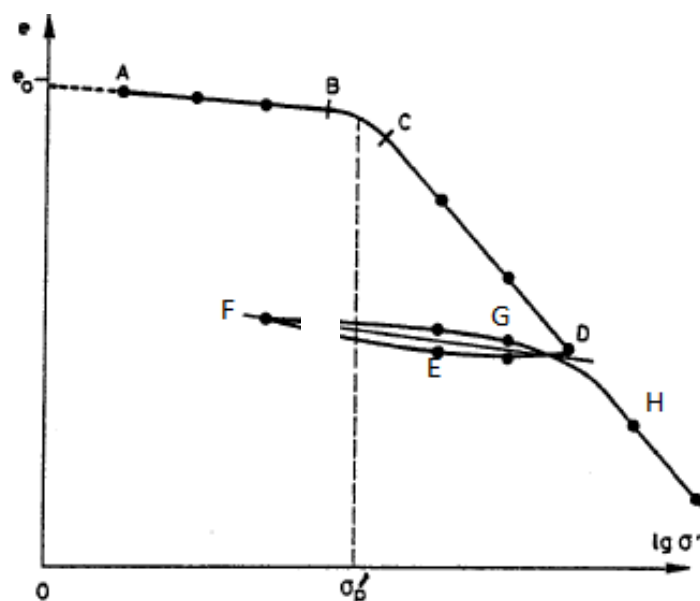


Figure 1.13 Courbe de compressibilité

La courbe est composée de deux parties sensiblement rectilignes, AB à faible pente et CD à forte pente (courbe de compression vierge), raccordées par une partie courbe. On constate en outre, lors d'un cycle de chargement déchargement DEF GH, que le matériau n'a pas un comportement élastique et présente une boucle d'hystérésis.

La contrainte à laquelle se produit la transition ou la « cassure » à la figure 1.13 donne une indication la contrainte de pré-consolidation σ'_p

1.4.2.2 Paramètres de compressibilité :

a) Contrainte de pré-consolidation :

Lorsqu'un échantillon de sol est prélevé du terrain, il subit une réduction de charge. S'il est soumis à un essai de compression au laboratoire, la partie initiale de la courbe ($e-\log \sigma'$), correspond à une recompression. Il est donc important de déterminer la pression de pré-consolidation σ'_p sous laquelle le sol s'est déjà consolidé sur site à partir de la relation ($e-\log \sigma'$) obtenue au laboratoire (fig. 1.13).

b) Coefficient de compressibilité a_v :

L'indice de compressibilité est le rapport du changement d'indice des vides à la variation de contrainte effective normale correspondant.

$$a_v = -\frac{de}{d\sigma'} \quad 1.11$$

c) Coefficient de changement de volume m_v :

La déformation volumique due à un accroissement unitaire de pression est appelée coefficient de changement volumétrique. Il est donné par la relation :

$$m_v = -\frac{\varepsilon_v}{\Delta\sigma'} \quad 1.12$$

Avec ε_v déformation volumique dont la valeur

$$\varepsilon_v = \frac{\Delta V}{V_i} = \frac{\Delta e}{1 + e_i} \quad 1.13$$

$$m_v = \frac{\Delta e}{1 + e_i} \cdot \frac{1}{\Delta\sigma'} = \frac{a_v}{1 + e_i} \quad 1.14$$

d) *Indice de compressibilité C_c :*

On appelle indice de compressibilité C_c , la pente de partie CD de la courbe de compressibilité œdométrique (fig. 1.13). Il est défini par la formule :

$$C_c = \frac{e_i - e}{\log \sigma' - \log \sigma'_i} \Rightarrow C_c = \frac{\Delta e}{\log\left(\frac{\sigma'}{\sigma'_i}\right)} \quad 1.15$$

e) *Indice de gonflement C_s :*

L'indice de gonflement ou de recompression est la pente de la portion déchargement de la courbe de compressibilité ($e - \log \sigma'$), partie AB de la figure 1.14. Il est défini par la formule suivante :

$$C_s = \frac{e_i - e}{\log \sigma' - \log \sigma'_i} \Rightarrow C_s = \frac{\Delta e}{\log\left(\frac{\sigma'}{\sigma'_i}\right)} \quad 1.16$$

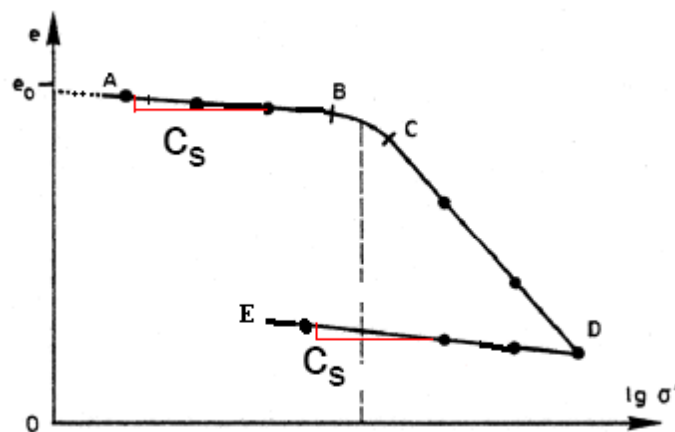


Figure 1.14. Indice de gonflement C_s .

1.5 Expérimentations sur les colonnes ballastées

1.5.1 Expérimentations in situ

Parmi les travaux de recherche basés sur des études expérimentales sur site, on peut citer ceux de Six (2006) et de Corneille (2007).

L'objectif des travaux Six (2006) était de mettre en évidence le rôle de l'état initial et celui de la mise en place des colonnes sur leur comportement mécanique. Des essais en vraie grandeur ont été réalisés afin d'analyser l'influence des procédés de compactage du ballast sur le comportement des colonnes. Les essais se composent :

- D'essais de dégarnissage du sol autour des colonnes,
- D'essais pressiométriques dans le sol au voisinage des colonnes,
- D'essais de chargement des colonnes.

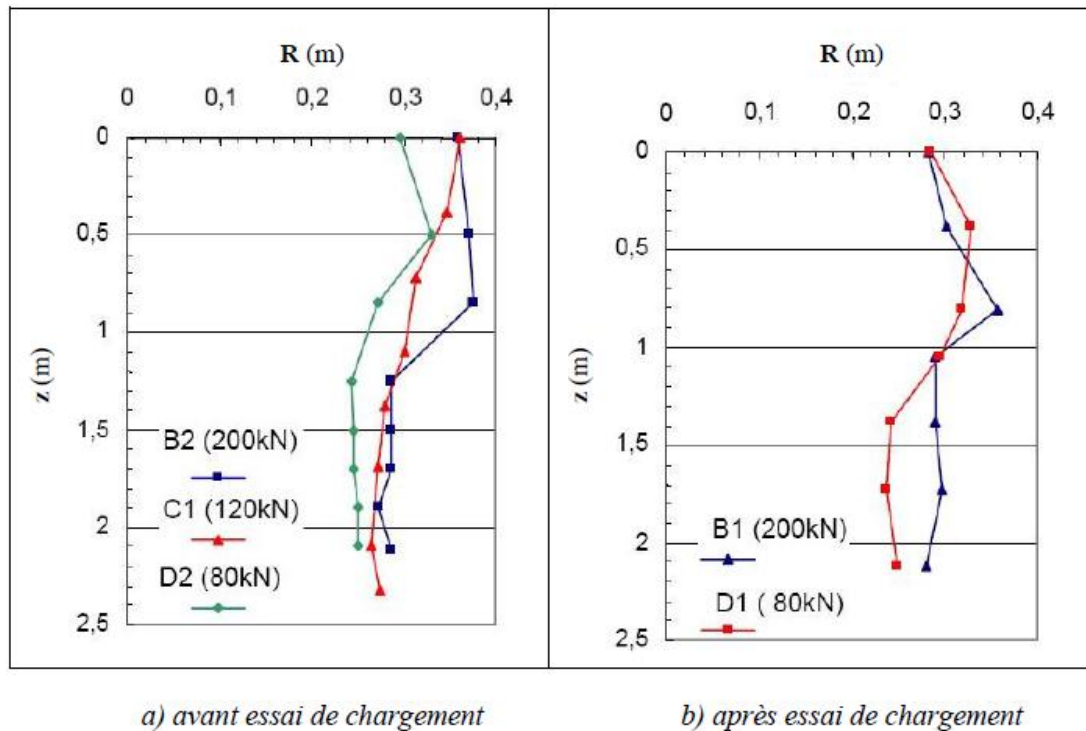


Figure 1.15. Influence de l'effort de compactage et du chargement sur le rayon des colonnes (Six, 2006)

Les colonnes ont été réalisées sous différentes forces de compactage (80 kN, 120 kN et 200 kN) puis elles ont été soumises à un chargement. Les résultats (Fig. 1.15) ont montré qu'avant chargement, les rayons des colonnes augmentent avec l'effort de compactage et l'influence faible du chargement.

La figure 1.16 représente la pression limite P_l et le module pressiométrique E_m dans le sol autour de la colonne suivant la profondeur, avant chargement. Les résultats ont montré que la résistance et la rigidité du sol ont augmenté de manière significative dans un rapport d'environ 1 à 3.

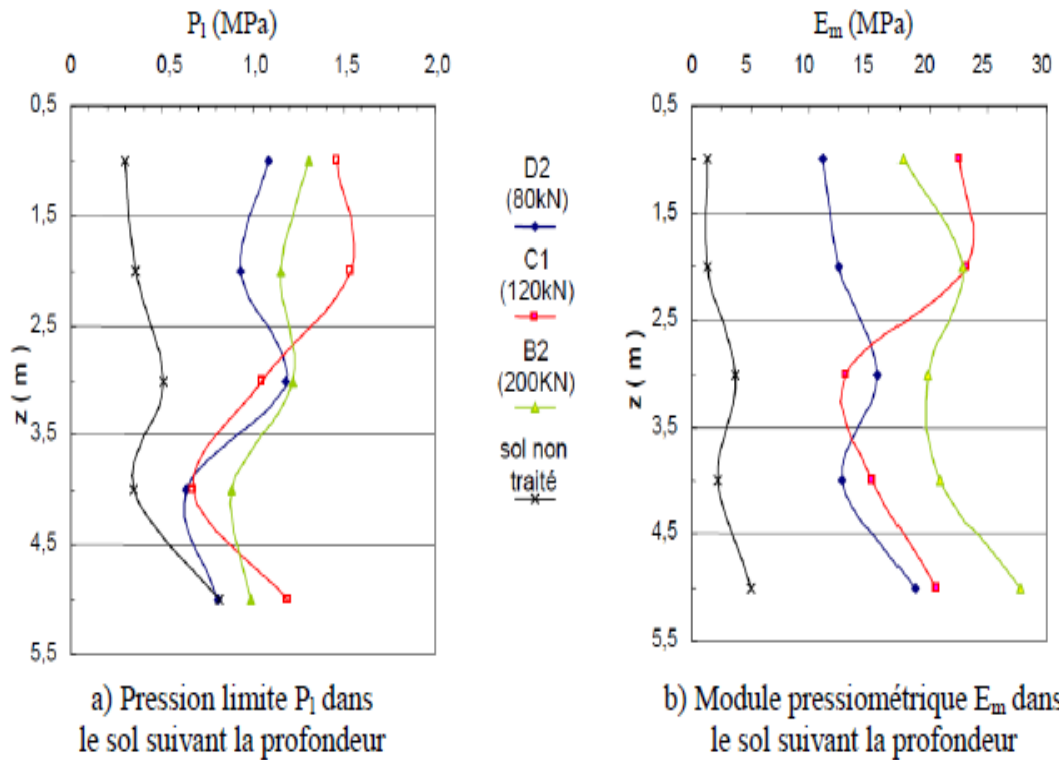


Figure 1.16. Profils pressiométriques pour différents efforts de compactage (Six, 2006)

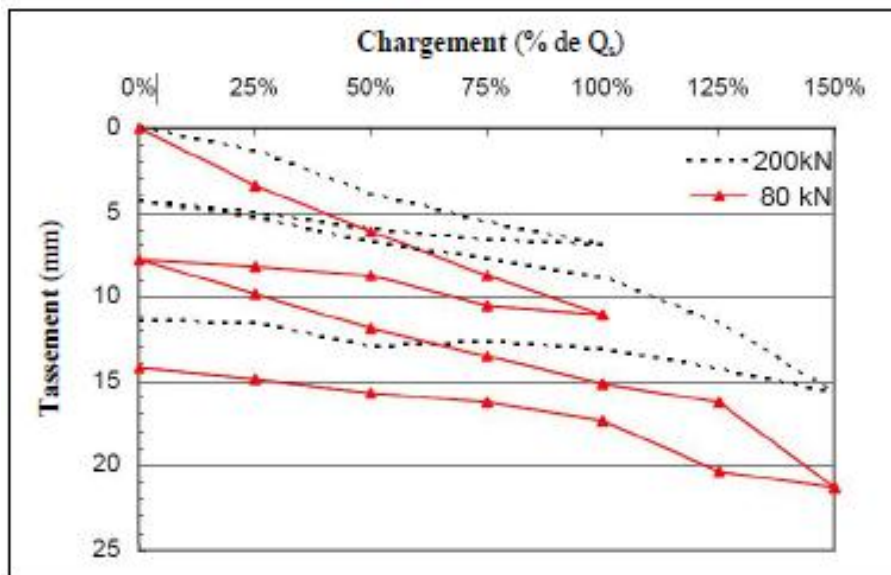


Figure 1.17 Courbes charge tassement pour différents efforts de compactage (Six, 2006)

La figure 1.17 montre l'évolution du tassement de la colonne sous deux cycles de charge-décharge et deux intensités de compactage. L'essai est effectué en référence à la force axiale

$Q_s=250$ kN. Les courbes de charge des premier et deuxième cycles montrent que le tassement total et le tassement résiduel de la colonne moins compactée sont plus importants, tandis que la colonne la plus compactée a une rigidité plus élevée.

L'objectif des travaux de Corneille (2007) a été de déterminer et de quantifier, in situ, les améliorations que peut apporter une colonne ou un groupe limité de colonnes. Ceci a été effectué, en premier lieu, par la mesure de la résistance de pointe du sol avant et après la mise en place de trois colonnes isolées et de deux groupes de trois colonnes, disposées aux sommets d'un triangle équilatéral, et ceci à différentes distances de ses inclusions. Le chargement axial par une semelle carrée a été analysé.

La comparaison des sondages de pénétration statique avant et après la construction des colonnes, a permis de déterminer un coefficient d'amélioration de l'argile faible (inférieur à 1,5). L'analyse permet de constater que l'amélioration n'est pas isotrope.

Lors des phases de chargement de la semelle sur une colonne ballastée, les mesures ont permis de constater une augmentation des déplacements du sol sur 2,5 m (de -1.5 à -4 m). Cette profondeur correspond à environ trois fois le diamètre moyen de la colonne dans l'argile.

Pour le cas des trois colonnes, les mesures ont permis de constater que, lors de la réalisation des colonnes et de leur chargement, les déplacements ne sont pas identiques, pour une même couche de sol. Par ailleurs, les mesures ont permis de mettre en évidence l'influence de la construction successive des trois colonnes sur les déplacements observés.

L'analyse des mesures de pression interstitielle permet de montrer que la réalisation des colonnes a créé une augmentation très importante de la pression interstitielle aux profondeurs de mesure (3 et 4,5 m) ainsi qu'à proximité de celles-ci.

D'autre part, l'analyse des mesures de la pression totale verticale indique que les contraintes se concentrent sur la (les) colonnes au cours du chargement de la semelle jusqu'à atteindre quatre fois celles sur le sol (fig. 1.18).

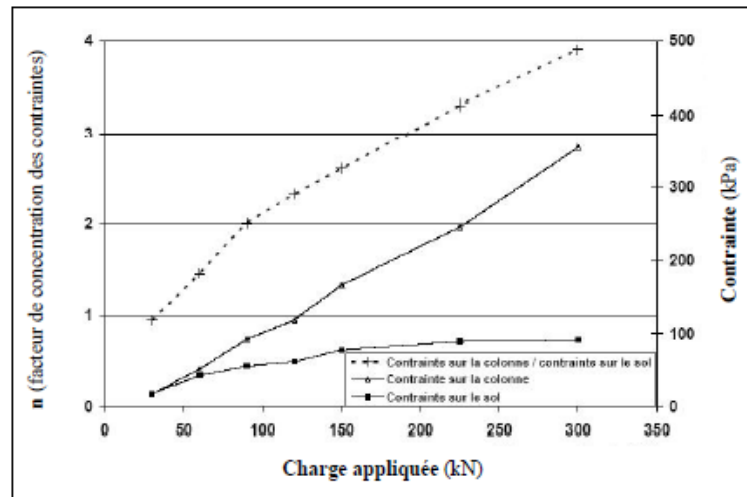


Figure 1.18. Contraintes verticales mesurées lors du chargement par une semelle (1,2x1,2 x0,5 m) sur une colonne unique (Corneille, 2007)

1.5.2 Expérimentations en laboratoire

De nombreux auteurs ont réalisé des études en laboratoire, sur modèles réduits. Dans la plupart des cas, le matériau utilisé pour représenter le sol est un kaolin reconstitué en consolidomètre (Hugues and Whitters, 1974, McKelvey et al., 2004).

Black et al., (2006) utilisent un dispositif innovant pour examiner le tassement des semelles reposant sur des colonnes granulaires.

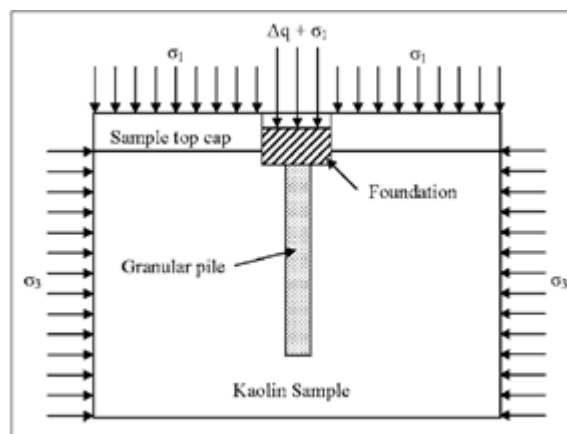


Figure 1.19. Principe de chargement de l'ensemble kaolin-colonne (Black et al.; 2006)

Les deux caractéristiques importantes de l'équipement sont (a) un échantillon plus grand avec un diamètre de 300 mm et une hauteur de 400 mm, et (b) un système de chargement, qui

permet la consolidation et le chargement dans des conditions K_0 , et peut contrôler séparément, la contrainte verticale sur le sol et sur la colonne (Figure 1.19).

Les échantillons d'essai ont été préparés en consolidant du kaolin dans une grande chambre de consolidation unidimensionnelle. Les colonnes granulaires sont constituées de basalte broyé de granulométrie uniforme 1,5/2 mm. Elles ont été mises en place par compactage dans un trou préformé avec un diamètre de 25 mm, ce qui correspond à un taux de remplacement de 17%. La longueur des colonnes est différente : 125 mm (T2) et 250 mm (T3). Une vitesse de chargement lente (0,8 kPa / h) a été adoptée Pour assurer un état complètement drainé. Les résultats ont montré qu'en raison du renforcement, le tassement a été réduit de 25% à 50%, et le rôle important de la longueur de la colonne a été mis en évidence.

Black et al. (2007) ont étudié la performance des colonnes ballastées dans un massif composé de deux couches de sable enserrant une couche de tourbe (Fig. 1.20). Ils ont évalué l'impact de différents dispositifs de renforcement des colonnes ballastées dans la traversée de la couche de tourbe. Deux types de dispositifs ont été testé : l'utilisation d'un chemisage extérieur en treillis tubulaire (a) ou des inclusions rigides pour assurer le transfert de charge (b, c). Deux longueurs de colonnes différentes ont été vérifiées : jusqu'à la base de la couche de tourbe (480 mm) et jusqu'à la base de la couche inférieure de sable (720 mm). (Figure 1.21).

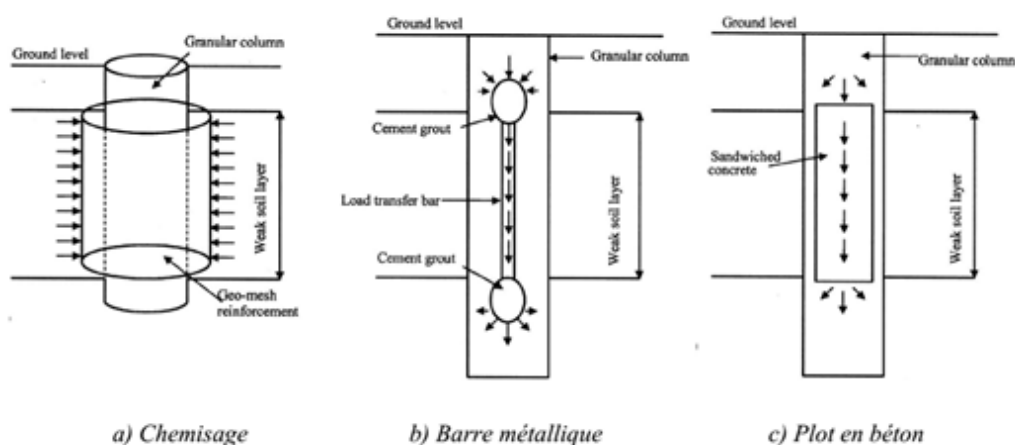


Figure 1.20. Dispositif de renforcement des colonnes dans la couche de tourbe

(Black et al. 2007)

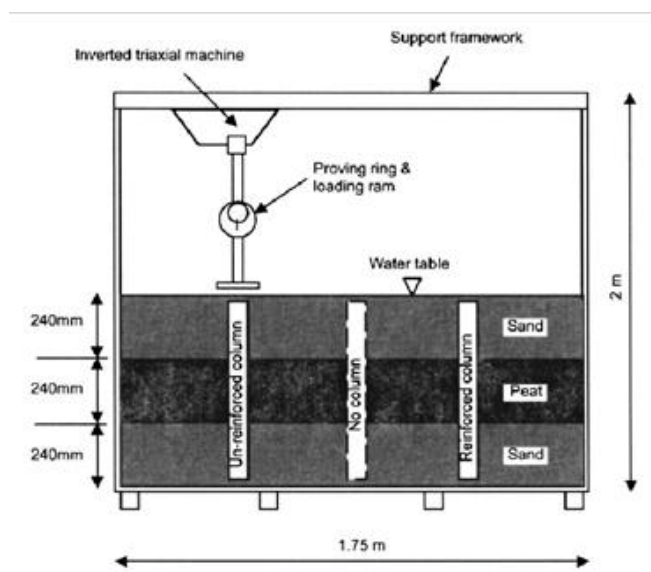


Figure 1.21. Dispositif expérimental en massif multicouche (Black et al. 2007)

Le chargement est appliqué à l'aide d'une plaque circulaire reposant sur : (a) un sol non traité, (b) un sol traité avec des colonnes ballastées et (c) des sols traités avec des colonnes ballastées renforcées avec les inclusions.

Les résultats ont montré que la charge admissible du massif a augmenté de manière significative (multipliée par 2 ou multipliée par 3) du fait de la présence des colonnes et de leur renforcement par chemisage externe ou par inclusion interne.

Les travaux d'Ammar et al. (2009) se sont concentrés sur les effets de l'élargissement de la base des colonnes ballastées. La recherche a été menée sur une argile molle saturée de 400 mm de profondeur dont la cohésion non drainée est de 7,5 kPa. Les semelles circulaires de 60, 70, 80 et 100 mm de diamètre, reposant sur le massif de sol, ont été chargées progressivement jusqu'à la rupture.

Deux séries de tests ont été menées. La première consiste à consolider le sol avec des colonnes ballastées ordinaires d'un diamètre de 52 mm et d'une profondeur de 102 et 204 mm. La deuxième méthode consiste à utiliser des colonnes à base élargie. Lorsque le rapport de la section de la colonne à la section de la colonne (A_r) est de 0,72, la présence de la base élargie améliore considérablement la capacité portante, atteignant environ 3,5 fois la capacité de portante des colonnes ballastées ordinaires.

Les résultats obtenus montrent que, d'une part, l'élargissement de la base de la colonne améliore la capacité portante du sol, et d'autre part, la capacité portante augmente linéairement

avec le taux de remplacement alors que pour les colonnes à base élargie, une relation ascendante non linéaire peut être obtenue.

De plus, plusieurs auteurs ont étudié l'influence d'un renforcement latéral de la colonne par géogrilles ou géosynthétiques (Gniel et Bouazza, 2009; Murugesan et Rajagopal, 2010, Phan, cité en 2010). Cependant, dans toutes ces études, les colonnes de sable ont été systématiquement mises en place par simple substitution du kaolin préalablement foré. Par conséquent, toutes ces études n'ont pas mis en évidence l'effet de consolidation du sol produit par la mise en place de l'élément granulaire.

Les travaux de (Phan, 2010) ont été consacrés à l'étude de l'effet de la mise en place des colonnes ballastées par différentes techniques sur le sol entourant. Plusieurs techniques de mise en place sont considérées, (i) sans refoulement du sol et sans compactage de la colonne (méthode « SR-SC ») et (ii) sans refoulement du sol avec compactage de la colonne (méthode SR-AC), (iii) avec refoulement du sol avec compactage.

Les résultats montrent que les déformations axiales et radiales des colonnes sont principalement fonction des contraintes de compactage qui lui sont appliquées. La détermination des valeurs de l'indice des vides à différentes distances de la colonne montre que la mise en place des colonnes entraîne une réduction d'environ 40% au voisinage des colonnes (Figure 1.22), et donc rigidifie le sol environnant. La mise en place des colonnes affecte principalement une distance égale au rayon de la colonne.

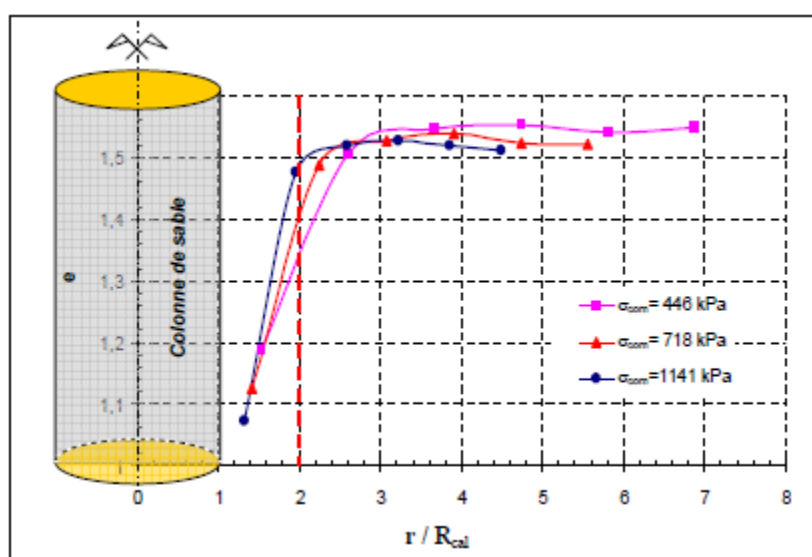


Figure 1.22. Variation de l'indice des vides en fonction du rayon r (AR-AC)
(PHAN, 2010)

Les éprouvettes de massif renforcées de colonnes réalisées par les trois méthodes précédentes ont été soumises à un chargement constant de 150 kPa. Les figures

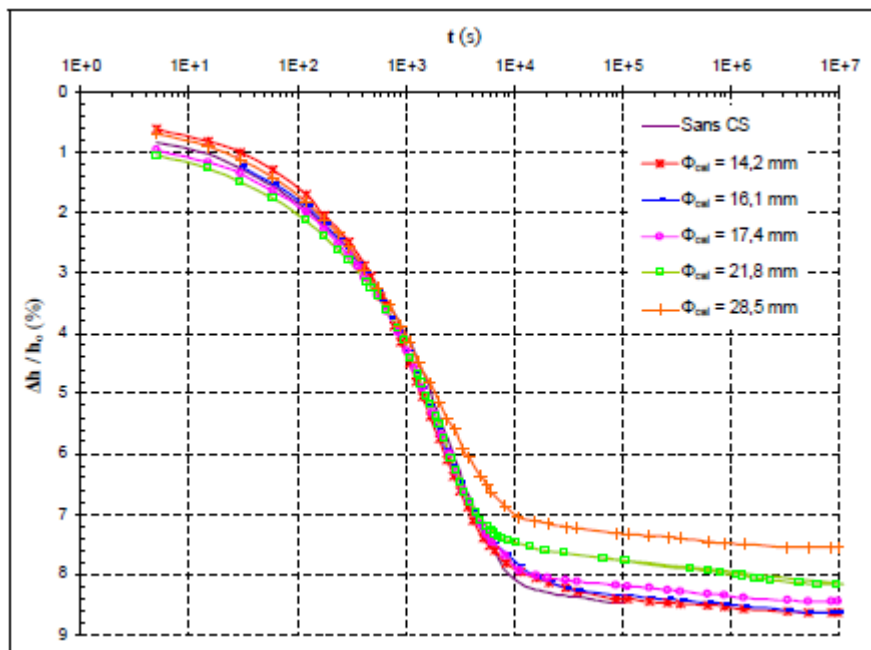


Figure 1.23 Tassement du sol renforcé selon la méthode SR-AC (PHAN, 2010)

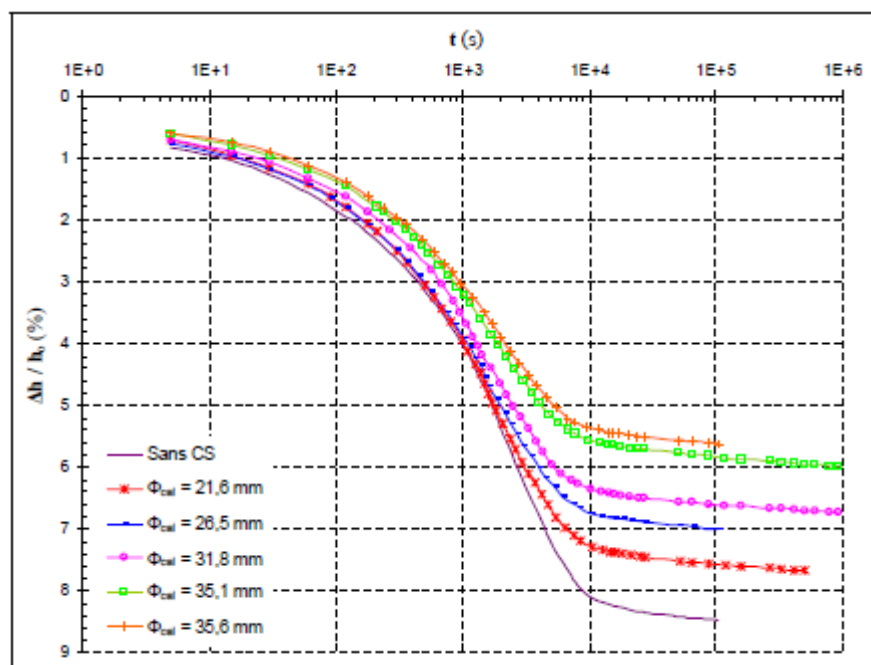


Figure 1.24. Tassement du sol renforcé selon la méthode AR-AC (PHAN, 2010)

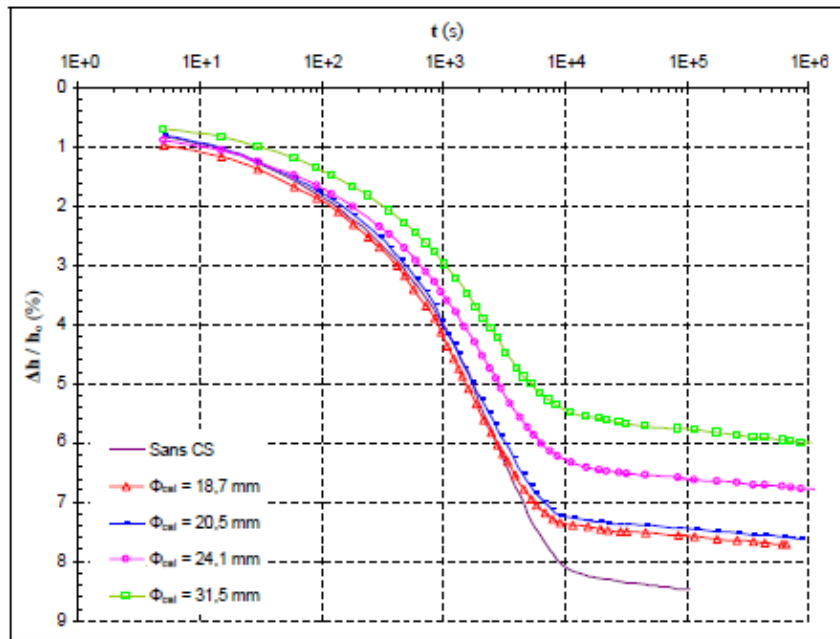


Figure 1.25. Tassement du sol renforcé selon la méthode SR-SC (PHAN, 2010)

Les résultats ont montré que :

- Dans le cas SR-SC, le tassement du massif renforcé est réduit par rapport au massif de référence non renforcé. Plus le diamètre de la colonne est grand, plus cette réduction est importante, atteignant une valeur relative de 13%.
- Dans le cas du SR-AC, le tassement des massifs renforcés est inférieur à celui du massif de référence, et ceci d'autant plus que l'effort de compactage et le diamètre résultant de la colonne sont importants. Une réduction relative des tassements de 35% est atteinte.
- Pour la méthode AR-AC, le tassement des massifs renforcés est inférieur à celui du massif de référence. La réduction augmente avec la contrainte de compactage et le diamètre résultant de colonne. cette réduction est de 32%.

(Hurley, 2014, Hurley et al, 2013) ont développé un montage expérimental dans le but d'étudier l'effet de la mise en place des colonnes ballastées sur le sol encaissant. Le modèle réduit a été conçu, instrumenté et calibré pour permettre dans un premier temps, de simuler l'incorporation de pierre nette (ballast) dans un sol lâche non saturé tout en maintenant une contrainte verticale et en mesurant la contrainte latérale générée durant l'incorporation. Le modèle permet l'étude de l'expansion de cavité telle qu'obtenue durant la construction des colonnes ballastées par vibrosubstitution. La pression latérale est mesurée à l'aide d'un capteur

de pression. La procédure d'essais comprend également des essais de densité basés sur la méthode de la pénétration dynamique. Les colonnes sont construites à l'intérieur d'une cellule de PVC de 600 mm de haut et de 382 mm de diamètre. Trois colonnes ballastées ont été construites sous une contrainte de 60, 80 et 100 kPa respectivement représentant un taux d'incorporation de près de 4 %. Les résultats démontrent une augmentation de la pression latérale caractérisée par le coefficient de pression latérale K jusqu'à 1.37 et une augmentation de la densité de 44 % à 55 % en moyenne.

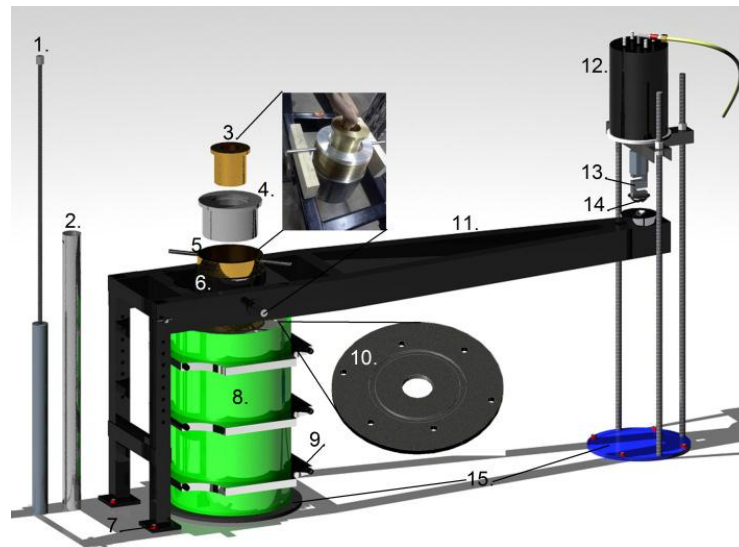


Figure 1.26. Modèle physique de l'appareil pour colonne de pierre (Hurley et al, 2013)

Une modélisation numérique en axisymétrie de révolution, avec le logiciel PLAXIS 2D, a permis de confirmer les résultats expérimentaux. La modélisation numérique a permis de déterminer que la forme de la contrainte verticale sur le sol est parabolique, c'est-à-dire maximale au centre et nulle à l'interface sol-paroi. L'expansion du sol a été simulée par l'imposition d'une déformation volumique anisotrope en cinq couches dans le sens radial et circonférentiel équivalent aux dimensions de la colonne obtenue expérimentalement.

1.5.3 Modélisations numériques

1.5.3.1 Modélisation en 2D

Il y a des modélisations numériques en 2D axisymétrie et en 2D déformation plane. Les études concernent l'analyse de l'influence des paramètres mécaniques du sol, des matelas, et des colonnes, ainsi que du diamètre des colonnes, de leur entraxe et de leur longueur. Dans ce type de modélisation, nous pouvons citer les travaux de (Morgenthaler et al., 1978 ; Brunet-Manquat, 2004 ; Andreou, 2005 ; Sanchez, 2005 ; Tan et Oo, 2005 cité par Nguyen, 2008).

Bretelle et al., (2004) ont effectué la modélisation axisymétrique de deux grands réservoirs reposant sur des colonnes ballastées. Ces auteurs ont montré que le tassement mesuré au centre du réservoir est d'environ 20% inférieur au tassement issu de la modélisation.

Mestat et al., (2004) ont effectué d'importantes études sur les modèles de comportement à utiliser, et les paramètres importants des sols, des colonnes. Ils recommandent d'adopter pour les colonnes un modèle élasto-plastique. Dans ces modélisations, la mise en place des colonnes ballastées n'est pas prise en compte.

De nombreuses autres études numériques ont mis en évidence l'intérêt de la prise en compte de l'expansion latérale de la colonne lors de sa réalisation sur la modélisation du comportement du sol renforcé (Rangeard et al., 2005, , Ambily et al., 2007, Guetif et al., 2007, Deb et al., 2007, Tan et al., 2008, Nguyen et al., 2008, Wang 2009, Rollins et al., 2009).

Guetif et al., (2004), Débats et al., (2006) sont parmi les premiers à aborder le problème de la mise en place par expansion latérale dans la modélisation d'une colonne ballastée. Ces auteurs ont imposé un déplacement radial pour l'expansion latérale de la colonne et l'augmentation des contraintes horizontales dans le sol.

Rangeard et al., (2005) proposent de simuler la mise en place de la colonne ballastée à partir d'essais pressiométriques. Ils appliquent une contrainte radiale (contrainte à la paroi égale à 50 kPa et à 100 kPa) pour modéliser la poussée de l'outil sur le ballast injecté dans le sol, et puis ils laissent du sol se consolider. Grâce à cette procédure, la contrainte moyenne et le module sécant augmentent nettement.

Six (2006) propose une modélisation en axisymétrie en prenant en compte l'effet de la mise en place. Une cellule élémentaire a été modélisée à l'aide d'Abaqus et l'installation de la colonne a été simulée par une expansion latérale et le changement de contraintes horizontales. L'auteur a présenté également l'effet des rapports A/A_c , E_c/E_s , de la contrainte verticale appliquée au radier, les différences entre le modèle élastique et le modèle élastoplastique sur les taux de réduction des tassements et le rapport de concentration de contraintes.

1.5.3.2 Modélisation en 3D

Dans la littérature, plusieurs travaux de recherche utilisant la modélisation en 3D ont été réalisés.

Clemente et al., (2005) ont effectué des modélisations à l'aide de Flac 3D avec des groupes de 3x3, 4 x 4, et 5 x 5 colonnes en étudiant uniquement le comportement des colonnes à l'intérieur du groupe (sans tenir compte des colonnes au bord). Ces auteurs ont étudié l'effet de l'entraxe s/D (égal à 1,5, 2 et 3), et celui de l'élancement des colonnes L/D (égale à 3, 6 et 9). Les résultats obtenus ont été comparés avec ceux de la méthode de Priebe (1995).

Kirsch (2005), cité par Nguyen (2008), a effectué la modélisation d'une colonne, puis d'un groupe de 4 colonnes pour étudier le taux de réduction des contraintes et comparer le tassement obtenu avec des résultats expérimentaux. Gäß (2005) a effectué des modélisations 2D et puis 3D en utilisant Plaxis 3D Tunnel et Plaxis 3D Fondation. Il a étudié en particulier les différences liées au choix des contraintes horizontales dans le sol (par changement des valeurs de $K = 0,7 ; 1$ et $1,3$). Il a constaté qu'il y a un bon accord entre la modélisation en 2D axisymétrique et celle en 3D pour une cellule élémentaire et que le tassement obtenu par la modélisation en 3D est inférieure à celui de la modélisation en 2D.

Dhouib et al. (2004) ont utilisé le logiciel César-LCPC 3D pour étudier les déplacements latéraux de la colonne et les confronter avec les résultats des expériences réalisées par Hughes et al., (1975), Saha et De, (1994) Akdogan et Erol (2001).

Nguyen et al (2007) ont effectué une série de modélisations en 3D de cellules élémentaires avec une colonne ballastée puis de groupes de colonnes. Les influences du taux d'incorporation, du rapport de modules E_c/E_s , de l'expansion radiale de colonne prenant en compte sa mise en œuvre, sont analysées. Des cellules élémentaires ayant des dimensions différentes ont été étudiées avec des longueurs de colonne différentes. La colonne a un élancement variable avec des valeurs de 10, 15 et 20. L'expansion radiale d'une colonne est modélisée grâce à la fonction de changement volumique. Les résultats montrent une augmentation de contraintes horizontales engendrées par l'expansion radiale de la colonne. Les rapports K/K_0 et P'/P'_0 sont très grands au bord de la colonne et décroissent ensuite très vite. Le taux de réduction des tassements est plus faible lorsque le rapport de A/A_c est plus grand ou égal à 20. Lorsque le rapport de A/A_c est plus petit ou égal à 10, le taux de réduction des tassements augmente rapidement, ce qui correspond à un entraxe inférieur à $3D_c$.

1.6 Conclusion et objectif de la thèse

Dans le cadre de cette thèse, on s'intéresse principalement à examiner l'effet de la méthode de mise en place des colonnes de sables sur le sol entourant ainsi que sur le

comportement du massif renforcé sol-colonne ; trois méthodes de mise en place ont été utilisées : sans refoulement du sol avec compactage (SR-AC), avec refoulement du sol avec compactage (AR-AC) et sans refoulement sans compactage (SR-SC).

L'étude s'intéresse principalement :

- Aux effets de la mise en place des colonnes, par différentes des méthodes, sur le sol encaissant. Principalement on cherche à évaluer l'effet sur l'expansion radiale des colonnes ainsi que la modification sur les caractéristiques physiques et mécaniques du sol : indice des vides, rigidité, contraintes, surpressions interstitielles, déformations, perméabilité...etc ;
- Au comportement du massif renforcé, formé par le sol et la colonne, en déterminant les effets sur la réduction des tassements et les paramètres de consolidation du massif. Le chargement œdométrique et l'application d'une méthode d'homogénéisation permettent la détermination des caractéristiques équivalentes du massif homogène équivalent (indice des vides équivalent e_{eq} , indice équivalent de compression C_{ceq} , indice équivalent de gonflement C_{seq}). On présente, aussi, l'effet des méthodes de mise en place sur ses paramètres équivalents.

L'étude est réalisée selon une approche expérimentale sur des modèles réduits, au laboratoire. Par conséquent, les essais ont été réalisés sur un sol reconstitué (kaolin), qui présentait des caractéristiques bien définies et homogènes. Les colonnes sont formées de sable moyen avec une granulométrie uniforme.

Dans la première partie du deuxième chapitre, la procédure de conditionnement du kaolin et ses propriétés hydromécaniques initiales sont présentés, puis dans la seconde partie, les protocoles expérimentaux utilisés pour simuler la mise en place des colonnes de sable dans ces massifs reconstitués selon différentes méthodes. Les effets de la mise en place selon les différentes méthodes ont été analysés.

Dans le troisième chapitre, les effets de la mise en place des colonnes, sur le sol encaissant, sont analysés numériquement. L'étude est réalisée à travers une modélisation numériques par le code en éléments finis PLAXIS 8.2 en adoptant un modèle axisymétrique.

Enfin, le dernier chapitre traite le comportement des massifs renforcés sous charge et de l'influence de la méthode de la mise en place de la colonne de sable sur les réponses de ces massifs. La méthode d'homogénéisation utilisée permet de déterminer des caractéristiques équivalentes de consolidation du milieu homogène équivalent.

Chapitre 02 :

Étude des effets de la mise en place De colonnes ballastées sur le système Sol-Colonne

2.1 Introduction

Les travaux réalisés au laboratoire sur des modèles réduits de (Sivakumar et al. (2004); Black et al. (2006) ; Black, Sivakumar et McKinley (2007)) avaient comme objectif principal le rôle du diamètre et/ou de la longueur de la colonne sur l'efficacité du renforcement. Dans ces études, les colonnes de sable ont été mises en place par substitution dans des forages réalisés préalablement. Les travaux de Phan (2010), ont mis en évidence le rôle du mode de mise en place des colonnes granulaires sur l'efficacité du renforcement du sol. Ils s'intéressent notamment aux différences entre des colonnes mises en place par simple substitution du sol ou mises en place par refoulement puis compactage du matériau granulaire.

Le présent travail est une continuité des travaux de (Phan, 2010). Il est divisé en deux parties essentielles. L'objectif de la première partie est de caractériser l'effet de la contrainte de compactage des colonnes de sable sur le sol environnant ainsi que sur le comportement du massif renforcé. Pour cela, des colonnes de sable de même diamètre (20mm) ont été réalisées par la méthode (SR_AC) en variant les contraintes de compactage (11kPa, 71kPa et 135kPa). La deuxième partie, de cette étude, consiste à faire une comparaison entre la méthode avec une mise en place des colonnes sans refoulement du sol et sans compactage (par substitution (SR)) et une mise en place par refoulement (AR) du sol.

Dans les deux parties de l'étude, les éprouvettes de sol renforcé ont été soumises au même programme de chargement/déchargement (chargement œdométrique). L'étude s'intéresse essentiellement aux effets de la méthode de mise en place sur les paramètres du kaolin (indice des vides, perméabilité, indice de compression...etc.) ainsi que l'effet sur les tassements et les caractéristiques équivalentes du massif homogène équivalent déterminées par la méthode d'homogénéisation.

Ce chapitre présente les matériaux utilisés dans les essais expérimentaux (sable de Loire et kaolin), qui sont les mêmes que ceux utilisés par (PHAN, 2010) dont les caractéristiques sont déjà connues. Il résume les caractéristiques et résultats des essais effectués, sur le kaolin après consolidation sous 50 kPa. Puis, il détaille les procédures expérimentales de laboratoire développées pour mettre en place les colonnes de sables. Il s'intéresse principalement à déterminer l'expansion radiale des colonnes, les indices des vides du sol encaissant et à déterminer les indices des vides équivalents pour les massifs homogènes équivalents.

2.2 Matériaux utilisés

2.2.1 Sable de Loire



Figure 2.1. Sable De Loire

Les colonnes ballastées sont modélisées par le sable naturel de Loire. C'est un matériau alluvial qui a fait l'objet de campagnes de caractérisation physique et mécanique (Dano et al., 2003).

2.2.1.1 Granulométrie du sable

La courbe granulométrique correspondante est présentée sur la figure 2.2. Dans le cadre de notre étude, pour des raisons d'homogénéité, compte tenu des petites quantités utilisées, on utilise seulement la fraction 1/1,25 mm pour la mise en place des colonnes de sable au laboratoire.

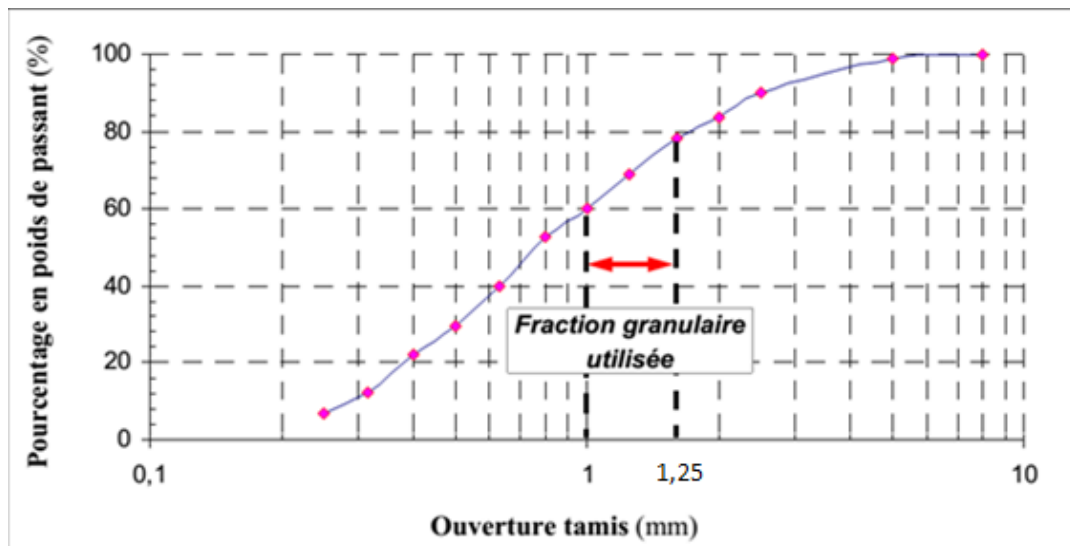


Figure 2.2. Granulométrie du sable de Loire (Phan 2010)

2.2.1.2 Caractérisation physique et mécanique

Les différentes caractéristiques physiques et mécaniques du kaolin sont les suivantes :

- Le poids volumique des grains solides (γ_s) du sable utilisé est de $26,4 \text{ kN.m}^{-3}$.
- la valeur moyenne de l'angle de frottement effectif est de 37 degrés
- la cohésion nulle ($C=0 \text{ kPa}$).

2.2.2 Kaolin

2.2.2.1 Granulométrie du kaolin

Le kaolin est une argile blanche, friable et réfractaire, composée principalement de kaolinite, soit des silicates d'aluminium. Ce kaolin se présente sous la forme d'une poudre sèche. La granulométrie du kaolin a été déterminée à l'aide d'un granulomètre CILAS 1180 par diffraction laser. Le diamètre moyen des particules $d_{50} = 40 \text{ }\mu\text{m}$.

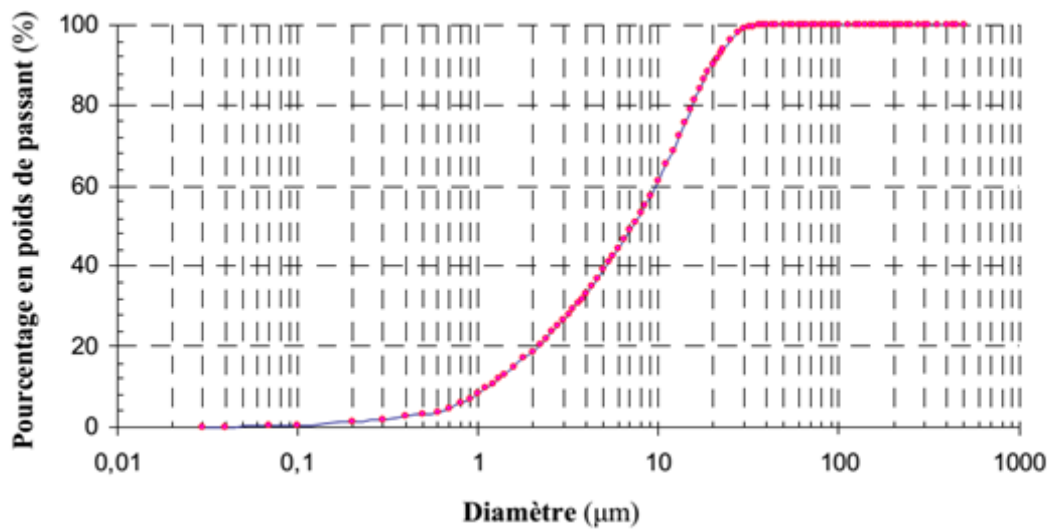


Figure 2.3. Granulométrie du kaolin (Phan 2010)

2.2.2.2 Limites d'Atterberg

Les différentes limites d'Atterberg trouvées sont les suivantes (Phan 2010) :

- La valeur de la limite de liquidité identifiée est : **w_l = 55 %**.
- La limite de plasticité (w_p) obtenue est : **w_p = 39 %**.
- L'indice de plasticité : **IP = w_l – w_p = 16 %**.

2.2.2.3 Résistance au cisaillement

Les différents résultats des essais de cisaillement effectués sur les éprouvettes de kaolin après pré-consolidation sous une contrainte de 50 kPa sont résumés dans le tableau 2.1

Tableau 2.1. Paramètres de résistance du kaolin industriel (Phan 2010)

	C' (kPa)	φ'pic (degré)	φ'res (degré)
Essai de cisaillement rectiligne	0,07	20,1	-
Essai triaxial (CU+u)	0	21,5	14,2
Essai triaxial CD	0	21,1	15,8
Moyenne	0	21	15

2.2.2.4 Essais de compressibilité

Les essais de compressibilité effectués ont donné les formules suivantes (Phan, 2010)

- Pour des indices des vides initiaux $e_0 \leq 1,4$

$$C_c = 0,22. e_0 + 0.05 \quad 2.1$$

- Pour des indices des vides initiaux $e_0 \geq 1,4$

$$C_c = 1,15. e_0 - 1.01 \quad 2.2$$

- L'indice de gonflement est presque constant $C_s=0,10$

2.2.2.5 Mesure de la perméabilité

Les valeurs de la perméabilité en fonction de l'indice des vides obtenues selon deux procédures d'essai (contrainte ou déplacement imposés) ont mis en évidence une relation linéaire entre le logarithme de la perméabilité et l'indice des vides exprimée par l'équation suivante (Phan 2010) :

$$e = 0,79 \log(k) + 8,13 \quad 2.3$$

2.3 Préparation des échantillons pour la mise en place de colonnes

2.3.1 Densité et teneur en eau



a) kaolin humidifié



b) kaolin humidifié dans un sac étanche

Figure 2.4 Kaolin humidifié

2.3.2 Pré-consolidation

Le matériau utilisé (kaolin), pour les éprouvettes, est préalablement humidifié à une teneur en eau $w = 100\%$. Les échantillons sont ensuite pré-consolidés sous une contrainte verticale de 50 kPa dans un moule rigide de dimensions : $\Phi = 100\text{ mm} \times 220\text{ mm}$. Les teneurs en eau à la fin de la pré-consolidation sont d'environ 50% .

La figure 2.5. présente une éprouvette de kaolin en pré-consolidation avec des détails des différents éléments nécessaires pour la réalisation de l'essai. À la fin de pré-consolidation sous 50 kPa , la hauteur du kaolin passe de 214 mm à $H=137\text{ mm}$. La durée totale de l'essai est d'environ une semaine.

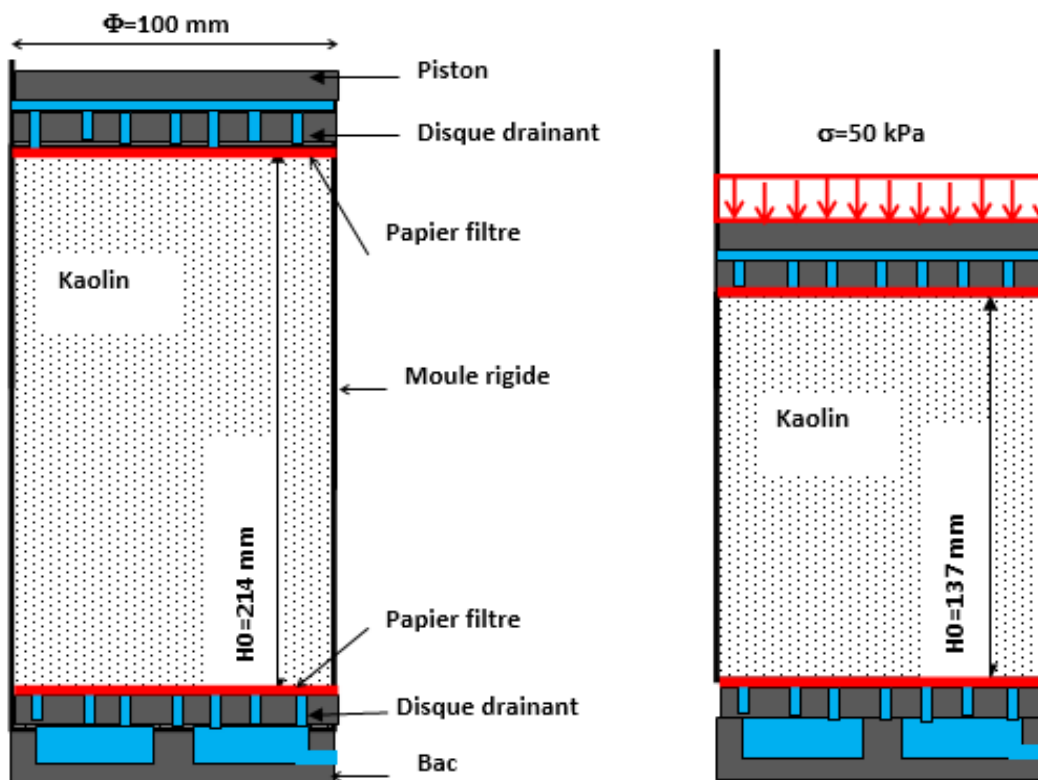


Figure 2.5. Pré-consolidation du kaolin

2.3.3 Chargement et déplacements correspondants durant la pré-consolidation :

La pré-consolidation de l'éprouvette de kaolin est faite en appliquant un programme de chargement bien défini (Tableau 2.2). Les charges sont appliquées par palier jusqu'à la contrainte finale de 50 kPa. Le tassement (Δh) est suivi pendant chaque palier de chargement. La consolidation doit se poursuivre jusqu'à la stabilisation du tassement. La figure 2.6. présente une éprouvette de kaolin en phase de pré-consolidation



Figure 2.6. Échantillon en pré-consolidation

Un exemple de calcul d'une éprouvette soumise à la pré-consolidation est présenté sur le tableau 2.2. et sur la figure 2.7.

Les caractéristiques de l'éprouvette de kaolin sont les suivantes :

- La hauteur du moule est $H=220\text{mm}$
- La hauteur initial du kaolin dans le moule : $H_0=214\text{ mm}$

Après la stabilisation du tassement sous la contrainte de 50 kPa, le tassement final sera égal à 77 mm. Donc la hauteur du kaolin sera $H_f= 137\text{ mm}$ (hauteur de l'éprouvette de kaolin après préconsolidation).

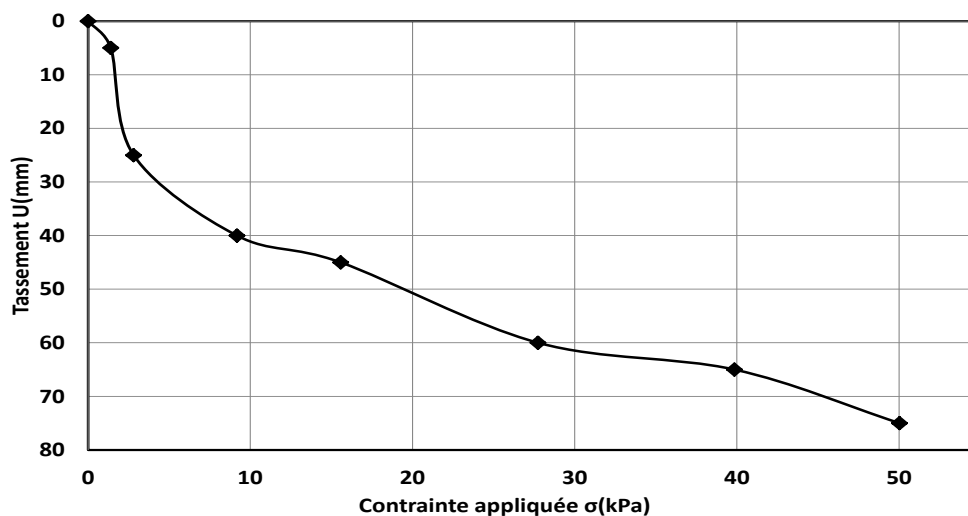
Tableau 2.2. Paliers de pré-consolidation du kaolin

Poids (g)	σ (kPa)	Δt_i (h)	$\Delta t_{\text{cumulé}}$ (h)	Δh_i (mm)	$\Delta h_{\text{cumulé}}$ (mm)
1104	1,4	3	3	5	5
2209	2,81	19	22	20	25
7209	9,18	04	26	15	40
12224	15,57	4	30	5	45
21779	27,74	15	45	15	60
31284	39,85	08	53	6	66
39279	50,03	24	74	11	77

σ : contrainte appliquée

Δt_i , $\Delta t_{\text{cumulé}}$ durée d'un palier de chargement (i) et durée totale.

Δh_i , $\Delta h_{\text{cumulé}}$ tassement final pour un palier (i) de chargement et tassement total.

**Figure 2.7.** Exemple des résultats d'un essai de pré-consolidation

2.3.4 Les caractéristiques des éprouvettes

Les caractéristiques du moule et du kaolin liquide sont présentés dans le tableau 2.3.

Dans le tableau 2.4. On présente les caractéristiques du kaolin après pré-consolidation sous 50 kPa.

Tableau 2.3. Paramètres du moule et caractéristiques du kaolin liquide

	Φ_{mou} (mm)	H (mm)	M (g)	W	Ms (g)	γ_d (kN/m ³)	γ_s (kN/m ³)	γ_h (kN/m ³)	e
Essai 01	100	214	2366	0,97	1201,02	7,15	26,5	14,08	2,71
Essai 02	100	214	2369	0,99	1190,45	7,09	26,5	14,10	2,74
essai 03	100	214	2373,5	0,97	1204,82	7,17	26,5	14,13	2,69
Essai 04	100	214	2343,76	0,97	1189,73	7,08	26,5	13,95	2,74
Essai 05	100	214	2361	0,98	1192,42	7,10	26,5	14,05	2,73
Essai 06	100	214	2365	0,97	1200,51	7,15	26,5	14,08	2,71
Moyenne		214	2363,04	0,98	1196,49	7,12	26,50	14,07	2,72

Tableau 2.4. Caractéristiques du kaolin après pré-consolidation

Caractéristiques du kaolin après consolidation (avant mise en place des colonnes de sables)						Mise en place des colonnes de sable	
	H ₀ (mm)	W	γ_d (kN/m ³)	γ_h (kN/m ³)	e	Φ_{col} (mm)	σ (kPa)
Méthode AR-AC	134	0,49	11,42	17,01	1,32	20	135
	138	0,51	10,99	16,59	1,41	20	71
	136	0,50	11,29	16,93	1,35	20	11
Sans colonne	136	0,47	11,14	16,36	1,38	-	Sans colonne
Méthode AR et SR	138	0,48	11,01	16,29	1,41	20	AR
	138	0,50	11,08	16,36	1,39	20	SR
Moyenne	136,67		11,15	16,59	1,38		

Φ_{mou} : diamètre intérieur du moule ;

h, m, w, γ_h , γ_d , e : hauteur, masse, teneur en eau, poids volumique, poids solide, indice des vides de l'échantillon ;

h₀, w₀, γ_{h0} , γ_{d0} , e₀ : hauteur, teneur en eau, poids volumique, poids solide, indice des vides initiaux de l'échantillon ;

Φ_0 : diamètre extérieur du mini-carottier ;

σ_{comp} : contrainte de compactage.

2.4 Méthode de calcul

La figure 2.8 présente l'éprouvette de kaolin obtenue après préconsolidation de hauteur initiale H_0 et de diamètre Φ_{moule} . Un forage initial de diamètre $\Phi_{\text{for}} = 20\text{mm}$ est réalisé au milieu de cette éprouvette sur toute sa hauteur. La mise en place des colonnes par différentes méthodes induit une expansion radiale $\Delta\Phi$ de celle-ci.

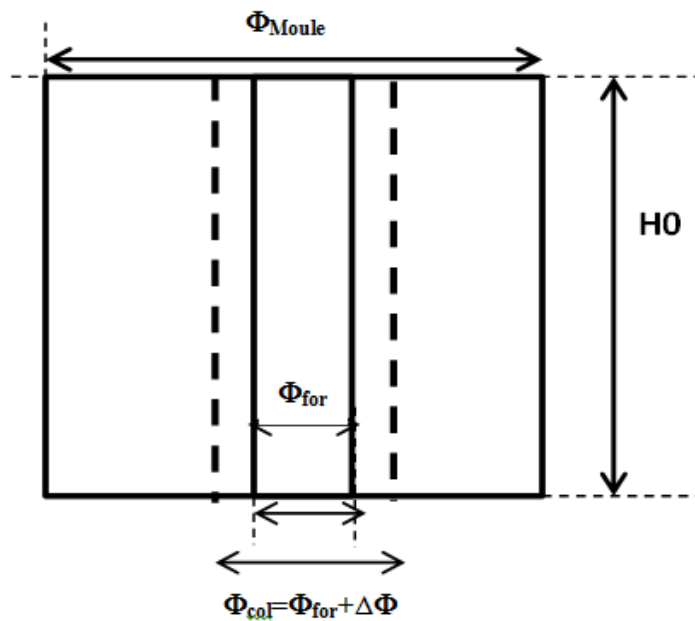


Figure. 2.8. Expansion radiale de la colonne après mise en place

Deux états sont à considérer : le premier est l'état initial après pré-consolidation avec ses différentes caractéristiques (indice des vides, volume du kaolin...etc) et le deuxième est l'état après la mise en place de la colonne où on aura une expansion diamétrale $\Delta\Phi$ de celle-ci dont le nouveau diamètre sera $\Phi = \Phi_{\text{for}} + \Delta\Phi$ avec $\Phi_0 = \Phi_{\text{for}} = 20\text{ mm}$ le diamètre du forage initial (ou colonne sans expansion). La détermination du diamètre de la colonne Φ après expansion radiale permet la détermination des nouvelles caractéristiques du kaolin (nouveau volume du kaolin, nouveau indice des vides,...etc). La méthode de calcul des différents paramètres est détaillée ci-dessous.

- **Etat initial avant installation de la colonne:**

A l'état initial après la pré-consolidation sous 50 kPa, on aura des éprouvettes de kaolin de diamètre $\Phi_{\text{moule}}=100$ mm et de hauteur moyenne $H_0=135$ mm. Les caractéristiques initiales sont les suivantes :

L'aire du moule est calculé par la formule

$$A_{\text{moule}} = \frac{\pi \cdot \Phi_{\text{moule}}^2}{4} \quad 2.4$$

ou $\Phi_{\text{moule}} = 100\text{mm}$ (diamètre du moule)

L'aire du forage est donnée par la formule

$$A_{\text{for}} = \frac{\pi \cdot \Phi_{\text{for}}^2}{4} \quad 2.5$$

ou $\Phi_{\text{for}} = 20\text{mm}$ (diamètre du forage)

Le volume initial du kaolin est obtenu par la relation

$$V_0 = (A_{\text{moule}} - A_{\text{for}}) \cdot H_0 = \frac{\pi \cdot (\Phi_{\text{moule}}^2 - \Phi_{\text{for}}^2)}{4} \cdot H_0 \quad 2.6$$

- **Etat après l'installation de la colonne**

Pour chaque colonne mise en place par une contrainte de compactage correspondante, la quantité de sable nécessaire pour la réalisation de cette colonne, sur sa hauteur H_0 , est pesée. Compte tenu de la granulométrie très serrée du sable. On a supposé que la déformation volumique était négligeable. Ainsi, le volume de sable utilisé correspond au volume de la colonne réalisé.

Le volume de sable utilisé est calculé par la formule

$$V_{\text{col}} = \frac{M_{\text{sable}}}{\rho_{\text{sable}}} \quad 2.7$$

ρ_{sable} : Densité du sable

M_{sable} : Masse de la quantité de sable utilisée pour la réalisation de la colonne

Le nouveau volume de kaolin V après réalisation de la colonne est déterminé par :

$$V = V_{\text{eprouvette}} - V_{\text{col}} = (A_{\text{moule}} \cdot H_0) - V_{\text{col}} \quad 2.8$$

Le diamètre de la colonne après expansion est déterminé par la formule

$$A_{\text{col}} = \frac{V_{\text{col}}}{H_0} = \frac{\pi \cdot \Phi_{\text{col}}^2}{4} \quad 2.9$$

Et le diamètre de la colonne après installation (avec expansion) est donné par la formule

$$\Phi_{\text{col}} = \Phi_{\text{for}} + \Delta\Phi \quad 2.10$$

$\Delta\Phi$ est l'expansion radiale de la colonne déterminé par calcul.

• *Évaluation du nouvel indice des vides du kaolin après installation de la colonne*

L'évaluation du nouvel indice des vides du kaolin après expansion radiale de la colonne est obtenue par la formule

$$\frac{\Delta V}{V_0} = \frac{\Delta e}{1 + e_0} \quad 2.11$$

Avec

e_0, e : indice des vides du kaolin avant et après l'installation de la colonne

V_0 et V le volume du kaolin avant et après l'installation de la colonne

$\Delta V = V_0 - V$ la variation de volume du kaolin

$\Delta e = (e_0 - e)$ la variation de l'indice des vides du kaolin

Donc le nouvel indice des vides du kaolin s'obtient par la formule suivante :

$$e = e_0 - \frac{\Delta V}{V_0} \cdot (1 + e_0) \quad 2.12$$

2.5 Mise en place des colonnes de sable par la méthode sans refoulement du sol avec compactage SR-AC

2.5.1 Méthodologie et étapes de mise en place

La mise en place des colonnes par la méthode SR-AC correspond au remplacement avec compactage du sol extrait du forage par un matériau granulaire. Un mini-carottier d'un diamètre de 20 mm a été enfoncé dans le sol. Ensuite, le sol contenu dans le dispositif de carottage est extrait. Enfin, nous mettons dans le forage le matériau granulaire par couche en le compactant.

La mise en place est faite selon les étapes suivantes (PHAN, 2010) :

- **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.
- **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.
- **Troisième phase** : on introduit une masse de sable de manière à constituer une couche de sable de hauteur d'environ 20 mm en considérant une masse volumique de celui-ci de 1,5 t/m³ après mise en place.
- **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.
- **Cinquième phase** : on relève le carottier d'une hauteur égale à la hauteur de la couche.
- **Sixième phase** : on compacte le sable par l'intermédiaire d'un piston à une valeur de contrainte identique pour une colonne donnée et variable suivant les colonnes de 11kPa, 71kPa et 135 kPa. Ainsi, la première couche de sable est compactée.

Les phases 3 à 6 sont renouvelées jusqu'à obtenir une colonne de sable sur toute la hauteur du massif de sol.

- **Septième phase** : on remplit d'eau la colonne pour re-saturer le kaolin pendant au moins 24 heures.

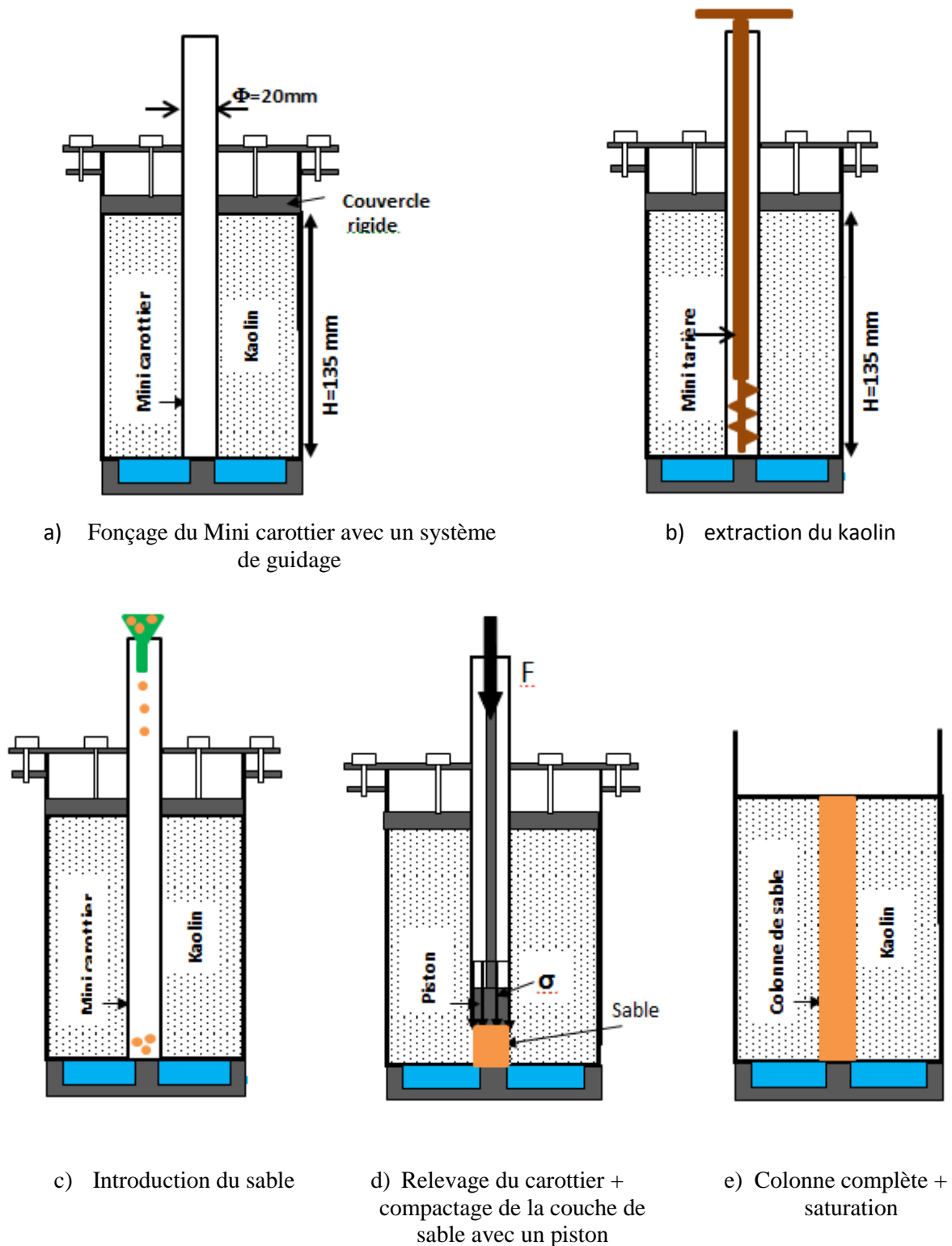


Figure 2.9. Mise en place d'une colonne de sable (SR-AC)

2.5.2 Effets de la mise en place des colonnes par la méthode SR-AC

2.5.2.1 Effet sur la variation diamétrale de la colonne de sable

Dans cette partie des colonnes de sable de même diamètre ($\Phi=20\text{mm}$) ont été mise en place par la méthode (SR_AC) en appliquant trois contraintes différentes (11 kPa, 71 kPa et 135 kPa) pour le compactage des couches de sable. La mise en place des colonnes de sable induit une expansion diametrales de celles-ci. Les résultats des variations diametrales et des taux de recouvrement après mise en place sont présentés sur le tableau 2.5 et la figure 2.10.

Tableau 2.5. Diamètre de la colonne déterminé par calcul (SR-AC)

$\Phi_0(\text{mm})$	20		
σ_{comp} (kPa)	11	71	135
Φ_{cal} (mm)	20,8	24,22	26,82
$\Delta\Phi_{\text{cal}}/\Phi_0$ (%)	4	22	35
a (%)	4		
a_{cal} (%)	4,32	5,86	7,2
$\Delta a_{\text{cal}}/a_0$ (%)	8	46.5	80

La figure 2.10. represente la variation relative ($\frac{\Delta\Phi}{\Phi_0} = \frac{\Phi_{\text{cal}} - \Phi_0}{\Phi_0}$) du diamètre de la colonne ainsi que la variation relative du taux de recouvrement ($\frac{\Delta a}{a_0} = \frac{a - a_0}{a_0}$) en fonction de la contrainte de compactage (σ_{comp}), où Φ_{cal} a_{cal} sont le diamètre de la colonne et le taux de recouvrement obtenus par calcul après sa mise en place et Φ_0 et a_0 sont le diamètre initial du trou de forage et le taux de recouvrement initial. La détermination de Φ_{cal} est obtenu en mesurant la masse de la quantité de sable utilisée pour la réalisation de la colonne et en considérant la masse volumique du sable compacté de $1,5\text{t/m}^3$ et que sa déformation volumique est négligeable, justifiée par sa granulométrie serrée. La courbe montre que cette variation augmente avec l'accroissement de la contrainte de compactage. Les valeurs de variation sont 4%, 22% et 35% pour les contraintes 11kPa, 71 kPa et 135 kPa respectivement.

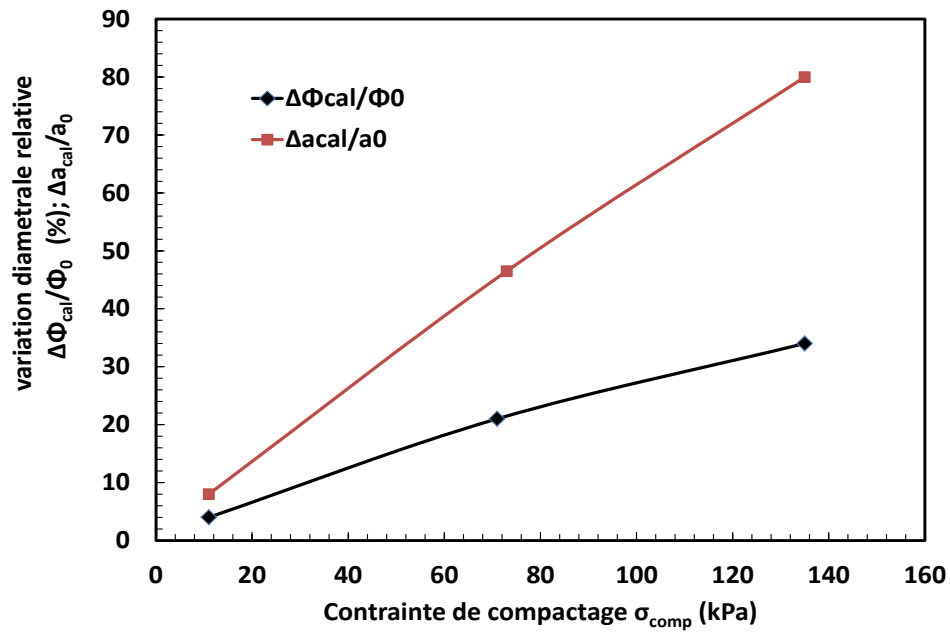


Figure 2.10. Déformation diamétrale, taux de substitution en fonction de la contrainte de compactage (SR-AC)

La figure 2.11. présente la variation du taux de recouvrement $a(\%)$ en fonction de la contrainte de compactage, après la mise en place des colonnes par la méthode SR-AC.

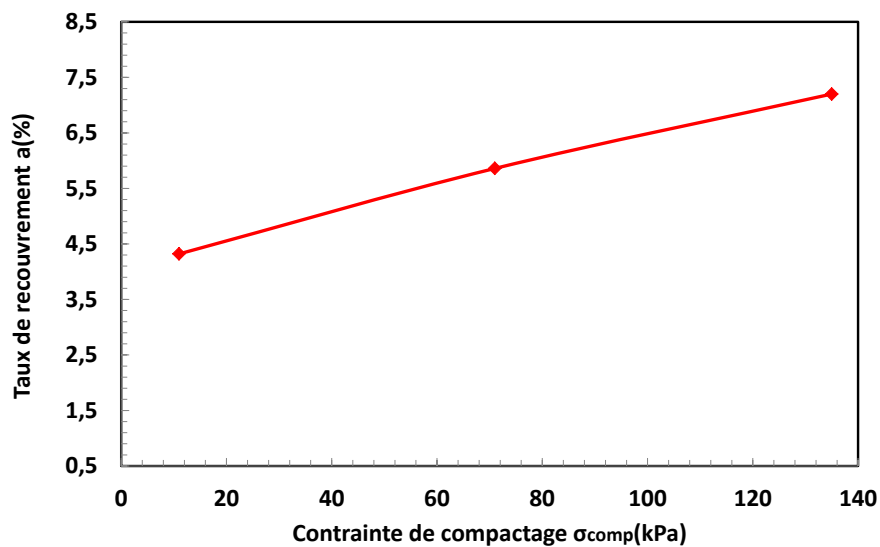


Figure 2.11. Taux de recouvrement en fonction de la contrainte de compactage (SR-AC)

Elle montre que ce taux est proportionnel à la contrainte de compactage. Sa valeur atteint 4,32%, 5,86% et 7,2% pour les contraintes 11 kPa, 71 kPa et 135 kPa respectivement. Ces valeurs du taux de recouvrement seront utilisés pour le calcul des indices des vides du kaolin (e) et des indices des vides équivalents (e_{eq0}) du milieu homogène équivalent.

2.5.2.2 Effet sur les indices de vides initiaux e et e_{eq0}

La mise en place de la colonne induit des variations du taux de recouvrement (a) et de l'indice des vides (e) du sol encaissant. Ces variations sont relatives à la contrainte de compactage adoptée pour la mise en place. Le nouvel indice des vides du kaolin est déterminé par l'application de la relation (2.12). À partir du taux de recouvrement (a) calculé et de l'indice des vides (e), un indice des vides équivalent initial du milieu homogène équivalent est déterminé en utilisant la formule (2.13) correspondant à chaque contrainte de compactage adoptée.

$$e_{eq0} = e_{sa} \cdot a + e_{ka} \cdot (1 - a) \quad 2.13$$

Où e_{sa} : l'indice des vides du sable compacté ; e_{ka} : indice des vides du kaolin après réalisation de la colonne

L'indice des vides du sable compacté est pris égal à 0.42 ($e_{sa}=e_{min}=0.42$).

$a = \frac{A_{col}}{A_{mou}}$ Taux de recouvrement initial où A_{col} : surface de la colonne après l'installation en tenant compte de l'expansion diamétrale ($\Delta\Phi_0$) du au compactage et A_{mou} la surface du moule.

La figure 2.12a. Présente la variation des rapports des indices des vides du kaolin ($\frac{e}{e_0}$) et des indices des vides équivalents ($\frac{e_{eq0}}{e_0}$) en fonction de la contrainte de compactage.

Les résultats montrent que les deux rapports ($\frac{e}{e_0}$) et ($\frac{e_{eq0}}{e_0}$) sont inversement proportionnels à la contrainte de compactage. Leurs valeurs atteignent 0.99, 0.96 et 0.94 pour l'indice des vides (e) et 0.96, 0.92 et 0.89 pour l'indice des vides équivalent correspondant aux contraintes 11 kPa, 71kPa et 135 kPa respectivement. Par conséquent, on peut observer que l'indice des vides du kaolin et l'indice des vides équivalent diminuent en augmentant la contrainte de compactage des colonnes.

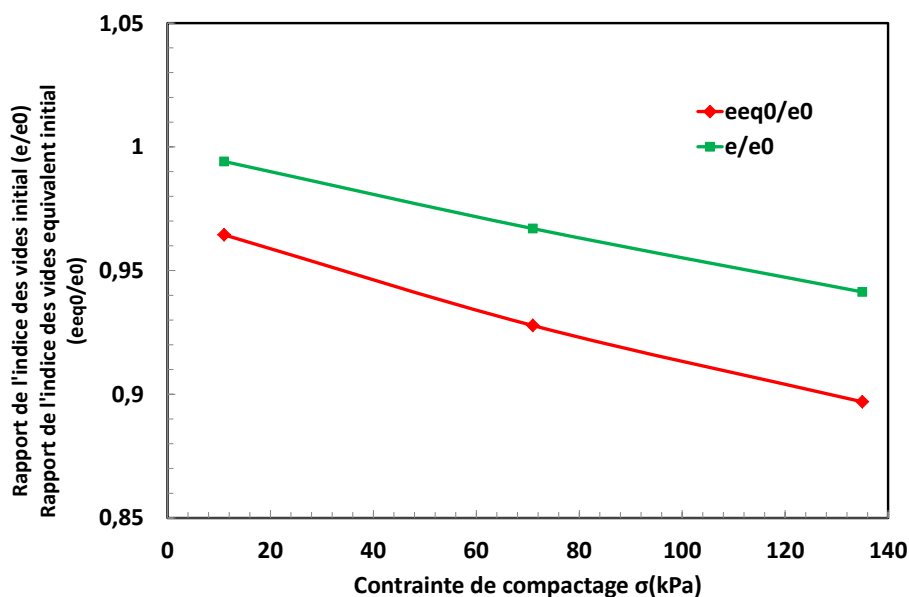


Figure 2.12a. Variation des rapports ($\frac{e}{e_0}$) et ($\frac{eeq_0}{e_0}$) en fonction de la contrainte de compactage

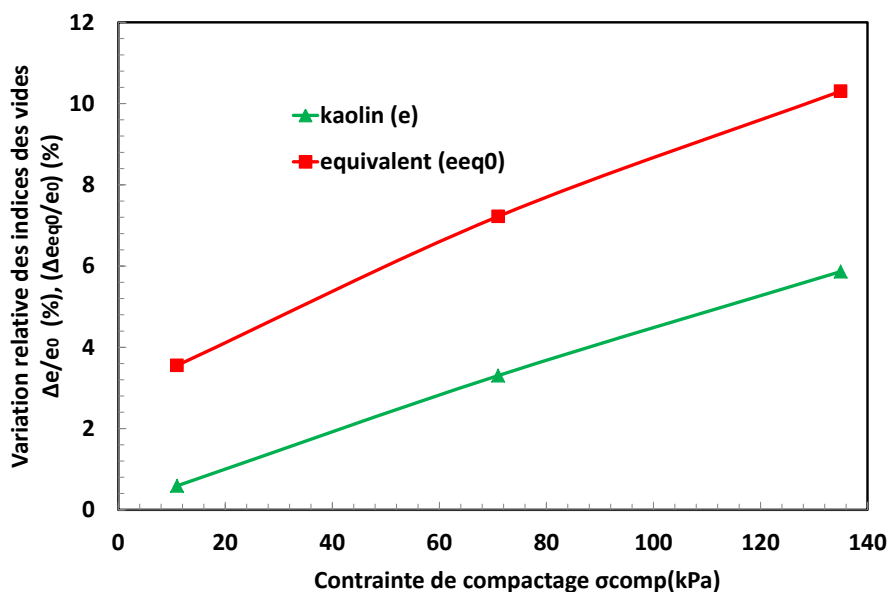


Figure 2.12b. Variation relative de l'indice des vides $\frac{\Delta e}{e_0}$ du kaolin et ($\frac{\Delta eeq_0}{e_0}$) en fonction de la contrainte de compactage

La figure 2.12b. présente la variation relative des indices des vides du kaolin ($\frac{\Delta e}{e_0} = \frac{e_0 - e}{e_0}$) et des indices des vides équivalents initiaux ($\frac{\Delta eeq_0}{e_0} = \frac{e_0 - eeq_0}{e_0}$) en fonction de la contrainte de

compactage. Les résultats montrent que $\left(\frac{\Delta e}{e_0}\right)$ et $\left(\frac{\Delta e_{eq0}}{e_0}\right)$ augmentent avec l'augmentation de la contrainte de compactage. Leurs valeurs atteignent (0,6 %, 3,3 %, 6%) et (3,6%, 7% et 10%) pour les contraintes (11 kPa, 71 kPa, 135 kPa) respectivement.

2.5.2.3 Effet sur l'indice de compression C_c du sol

L'expansion radiale des colonnes de sable du à la mise en place de celles-ci induit une réduction de l'indice des vides du sol entourant. En utilisant la formule 2.1 donnant l'indice de compression C_c en fonction de l'indice des vides initial on détermine l'indice de compression du sol pour les différentes contraintes de compactage.

La figure 2.14 présente la variation du rapport des indices de compression (C_c/C_{c0}) en fonction de la contrainte de compactage. C_{c0} et C_c sont les indices de compression du kaolin avant et après l'installation de la colonne de sable. Les résultats montrent que ce rapport est inversement proportionnel à la contrainte de compactage. Sa valeur varie de 1 pour le cas sans renforcement pour atteindre 0,99, 0,97 et 0,95 ce qui correspond à 1%, 3% et 5% de réduction pour les contraintes de compactage de 11 kPa, 71 kPa et 135 kPa respectivement.

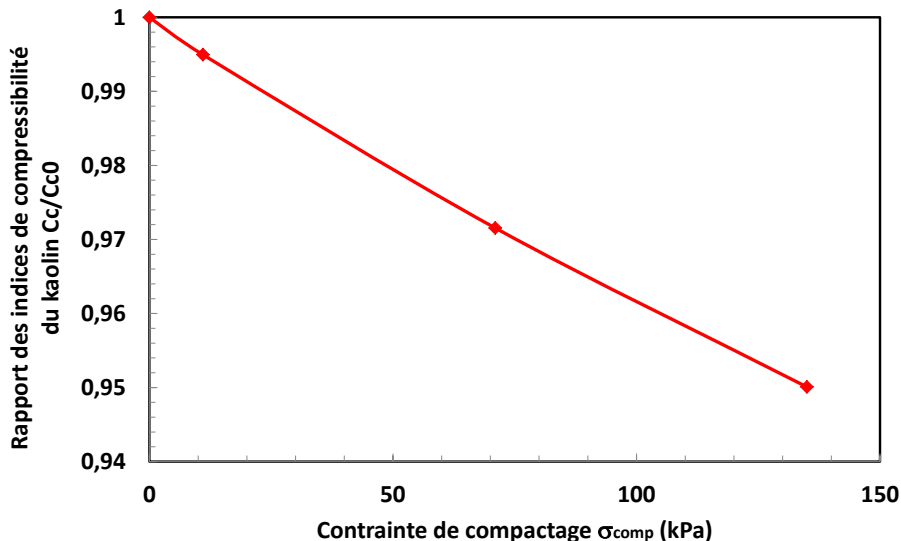


Figure 2.13 Effet de la contrainte de compactage sur l'indice de compression C_c du kaolin

2.5.2.4 Effet sur le coefficient de perméabilité k du sol

L'augmentation de la contrainte de compactage induit une réduction de l'indice des vides du sol entourant. La formule 2.3, reliant le coefficient de perméabilité k du sol encaissant

et l'indice des vides de celui-ci, permet la détermination du coefficient de perméabilité k pour chaque indice des vides.

La figure 2.14 présente la variation du rapport des coefficients de perméabilité (k/k_0) en fonction de la contrainte de compactage. k_0 et k les coefficients de perméabilité avant et après l'installation de la colonne de sable. Les résultats montrent que ce rapport est inversement proportionnel à la contrainte de compactage. Sa valeur varie de 1 pour le cas sans renforcement pour atteindre 0.97, 0.87 et 0.80 ce qui correspond à 3%, 13% et 20% de réduction pour les contraintes de compactage de 11 kPa, 71 kPa et 135 kPa respectivement. L'augmentation de la contrainte de compactage a pour effet de réduire la perméabilité du sol encaissant.

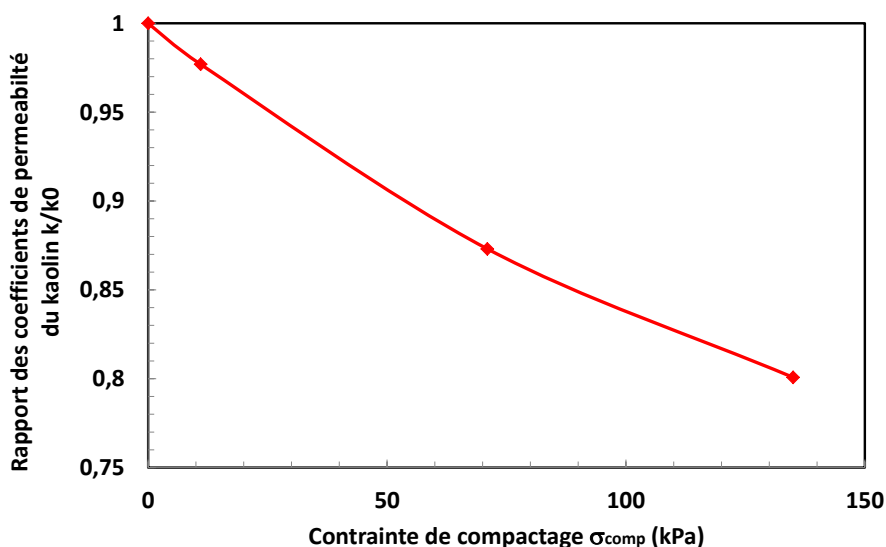


Figure 2.14 Effet de la contrainte de compactage sur la perméabilité du sol

2.6 Comparaison entre les deux méthodes sans et avec refoulement (SR et AR)

Des éprouvettes de sol renforcées par des colonnes de sable ont été réalisées. Dans ces éprouvettes, les colonnes de sable ont été mise en place par deux méthodes : sans refoulement du sol (SR) où la colonne est réalisée par une simple substitution de sable dans un forage préalablement réalisé et avec refoulement du sol (AR). La mise en place est faite de façon à avoir des colonnes de même diamètre final ($\Phi = 20$ mm).

2.6.1 Mise en place selon la méthode AR-AC

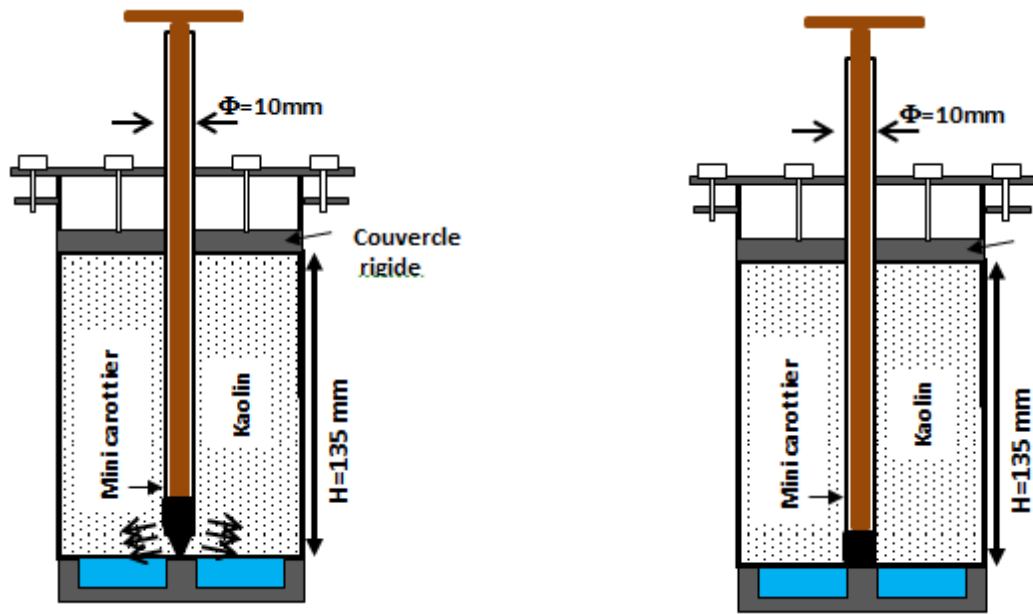
La méthode (AR-AC) a pour objectif de reproduire au mieux les conditions réelles d'installation des colonnes ballastées sur site. On vise à reproduire l'expansion latérale du sol entourant la colonne, provoquée par deux manières : d'une part, le refoulement du sol environnant provoqué par l'enfoncement de l'outil, et d'autre part, le refoulement induit par la force de compactage lors de la réalisation de la colonne. 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 mise en place des colonnes est faite en enfonçant le mini-carottier jusqu' au fond du moule, dont l'extrémité est obturée et terminée par une pointe conique. Ensuite, la colonne est réalisée par la mise en place du sable par couches en le compactant, tout comme la méthode précédente (SR-AC). La différence avec la première méthode principale est qu'aucune extraction initiale de matière n'est effectuée.

Les étapes successives de réalisation des colonnes de sable, selon cette méthode, sont identiques à celles décrites 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.

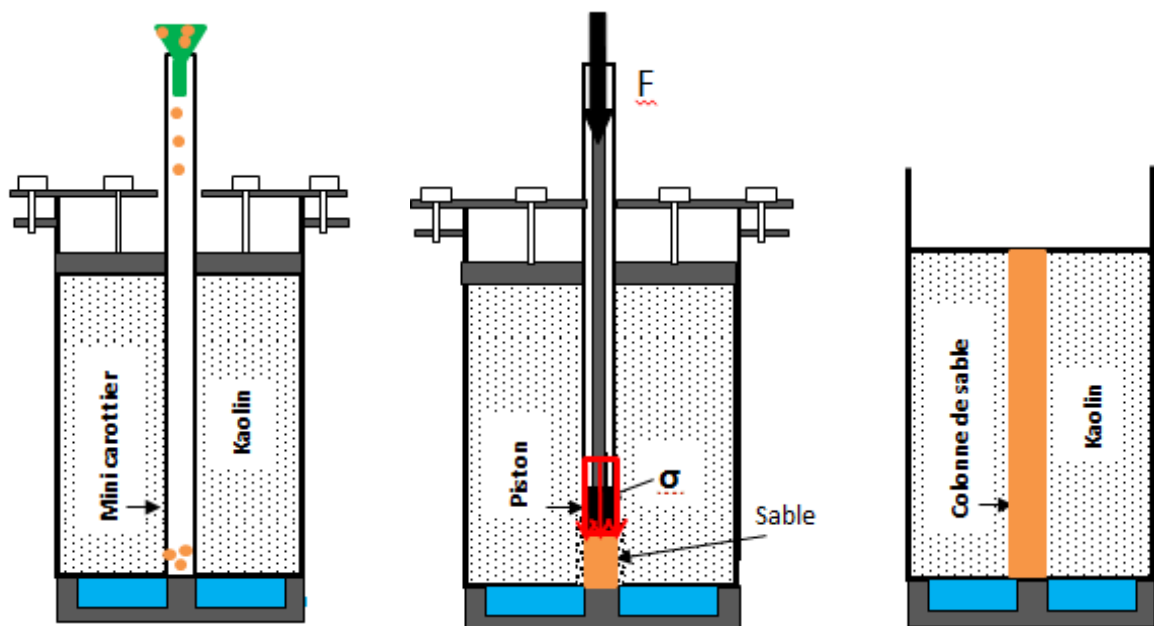
Un couvercle rigide est maintenu en contact avec la surface du kaolin afin d'empêcher le gonflement de celui-ci pendant le compactage du sable.

- **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.



a) Fonçage + système de guidage

b) Finition du fonçage



c) Introduction du sable

d) relevage du carottier +
compactage de la couche de
sable avec un piston

e) colonne complète +
saturation

Figure 2.15. Mise en place d'une colonne de sable (AR-AC)

2.6.2 Mise en place selon la méthode sans refoulement du sol sans compactage SR-SC

Dans cette méthode, la procédure de réalisation des colonnes ressemble à celle utilisée dans la réalisation par la méthode SR-AC. On réalise d'abord un forage de 20 mm de diamètre puis on remplit ce forage par du sable jusqu'à la réalisation de la colonne sur toute sa hauteur. La différence par rapport à la première méthode SR-AC est que la réalisation de la colonne de sable est faite par une simple substitution sans compactage. La colonne obtenue a le même diamètre du forage (20 mm).

2.6.3 Effets de la mise en place par les méthodes sans et avec refoulement (SR) et (AR)

Dans la suite et pour simplification on parle de SR et AR au lieu de SR-SC et AR-AC

2.6.3.1 Effet sur l'expansion diamétrale des colonnes

Dans la méthode sans refoulement SR, il n'y a pas d'expansion diamétrale vu que la colonne est réalisée dans un forage réalisé préalablement et que la mise en place est faite sans compactage. La colonne de sable garde son diamètre initial qu'est le diamètre du forage (20 mm). Le sol encaissant la colonne n'est pas influencé et il garde ses caractéristiques initiales (indice des vides e , perméabilité k et volume v).

Dans la méthode de mise en place avec refoulement du sol (AR), le diamètre initial de la tête conique est 9,7mm. Durant son enfoncement, elle va induire un refoulement du sol égal à ce diamètre puis le compactage des couches de sable va provoquer un deuxième refoulement du sol. Le diamètre final de la colonne deviendra 20 mm donc une expansion diamétrale de 106%. Les variations diamétrales relatives de la colonne et le taux de recouvrement initial sont présentés dans le tableau 2.6

Tableau 2.6. Déformation diamétrale des colonnes et taux de recouvrement

	SR	AR
Φ_0 (mm)	20	9,7
$\Delta\Phi / \Phi_0$ (%) (kaolin)	0	106
a (%) (colonne finale)	04	04

2.6.3.2 Effet de la mise en place des colonnes sur les indices des vides (e et e_{eq0})

Les indices des vides du kaolin sont calculés par la même équation (2.12) utilisée précédemment.

La variation relative de l'indice des vides du kaolin ($\frac{\Delta e}{e_0} = \frac{e_0 - e}{e_0}$) est nulle dans le cas (SR) car le sol n'est pas influencé par la mise en place de la colonne par substitution, sa diminution n'aura lieu que lorsque le massif sera soumis au programme de chargement/déchargement. Par contre, sa variation est de 6,5% dans le cas de la mise en place par la méthode avec refoulement (AR) qui est due à l'expansion radiale de la colonne. Le calcul des indices de vides équivalents initiaux (e_{eq0}) est fait sur la base de la formule (2.13). Leurs rapports initiaux (e_{eq0}/e_0) sont 0.97 pour le cas (SR) et 0.90 le cas (AR).

Les indices de compression C_c et le coefficient de perméabilité k du kaolin sont déterminés à partir des équations 2.1 et 2.3 respectivement. La comparaison de leurs valeurs avant et après mise en place de la colonne est présentée sous la forme de rapports sans dimensions (C_c/C_{c0}) et (k/k_0). Les résultats indiquent une diminution de 6% pour l'indice de compression et 27% pour le coefficient de perméabilité.

Tableau 2.7. variation des caractéristiques du kaolin après installation de la colonne

	SR	AR
$\Delta e/e_0$ (%) (kaolin)	0	6.5
e_{eq0}/e_0 (équivalent)	0.97	0.90
C_c/C_{c0}	1	0.94
k/k_0	1	0.73

2.7 Conclusion

Dans ce chapitre, la mise en place des colonnes de sable dans le massif argileux est réalisée par trois méthodes. Ces dernières se différencient par l'effort de compactage et par l'action sur le sol : substitution ou refoulement. Dans la première méthode (SR-AC), la colonne est réalisée dans un forage réalisé préalablement. Trois contraintes de compactage ont été utilisées pour la mise en place des colonnes (11kPa, 71 kPa et 135 kPa). Dans la deuxième

méthode (AR-AC), la colonne est réalisée avec refoulement du sol et avec compactage. Dans la troisième méthode (SR-SC), la réalisation est faite par une simple substitution dans un forage préalable de 20 mm de diamètre.

Les résultats ont été analysés principalement en termes de déformations diamétrales des colonnes sous l'effet des contraintes de compactage appliquées à ces dernières. Ces déformations diamétrales sont calculées avec l'hypothèse d'incompressibilité du sable et ont été validées par des mesures directes après découpage des éprouvettes. Les résultats montrent que les déformations axiales et diamétrales des colonnes sont principalement fonction des contraintes de compactage appliquées à celles-ci.

Dans ces trois méthodes, l'effet de la mise en place des colonnes sur le sol encaissant a été analysé aussi en terme de changement dans les paramètres caractéristiques (indice des vides e , perméabilité k , indice de compression C_c ...etc).

La mise en place a pour effet l'expansion diamétrale des colonnes et la diminution des indices des vides e , perméabilité k et indice de compression C_c du sol entourant dans les deux premières méthodes (SR-AC et AR-AC), par contre dans la troisième méthode, la mise en place de la colonne n'a aucune influence sur le sol entourant. À partir des indices des vides du kaolin et ceux du sable, des indices des vides équivalents du milieu homogène ont été calculés et seront la base pour la détermination des caractéristiques équivalentes de compressibilité du milieu homogène équivalent.

Chapitre 03 :

Modélisation numérique de la mise en place des colonnes

3.1 Introduction

Actuellement, il y a très peu de littérature concernant la modélisation de la mise en place des colonnes ballastées. Debats et al (2006) ont présenté des modélisations de colonne en axisymétrie et l'étude de l'influence des expansions latérales par la donnée des valeurs de déformation latérale de la colonne. La plupart des auteurs considère une cellule élémentaire dans laquelle on affecte arbitrairement un changement de la valeur K ($K = \sigma'_h / \sigma'_v$) dans une couronne de sol autour de colonne. En axisymétrie, on peut modéliser une cellule élémentaire en simulant l'effet de la mise en place selon les 3 approches suivantes :

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

Dans ce chapitre, on s'intéresse à établir une analyse numérique détaillée des effets de la mise en place des colonnes de sable sur le sol entourant (des essais réalisés au chapitre 2). La simulation numérique est réalisée en utilisant le programme en éléments finis PLAXIS[®] 8.2. En considérant que la perméabilité de la colonne est de grande par rapport celle du kaolin, donc il n'est pas considéré dans cette simulation. La mise en place de la colonne simulée par

l'expansion radiale de la frontière. Cette expansion est proportionnelle à la valeur de la contrainte de compactage utilisée pour sa réalisation.

On a effectué une modélisation en simulant la mise en place par une expansion radiale, car il est plus proche de la réalité.

La géométrie du problème permet une modélisation axisymétrique en appliquant des déplacements uniformes correspondant aux valeurs de l'expansion radiale finale, de la colonne, trouvées expérimentalement dans nos essais au laboratoire. L'analyse des effets est basée sur l'influence sur les contraintes horizontales effectives et totales, les surpressions interstitielles et la consolidation.

3.2 Modèle pour sols mous (Soft Soil Model S.S.M)

L'idée de base de ce modèle est de prendre en compte l'effet d'écroutissage que provoque sur les argiles la pression moyenne. Sous l'effet d'une pression moyenne, la teneur en eau diminue et l'argile devient plus résistante. Il s'agit d'un modèle élastoplastique avec une surface de charge. Sous la surface de charge, le matériau reste élastique, tandis que si le point représentatif de l'état de contrainte effectif atteint la surface de charge, alors des déformations plastiques apparaissent avec un comportement non réversible. Une surface de plasticité, associée, limite l'espace entre les états admissibles et non admissibles.

- Paramètres de compressibilité

Les deux paramètres C_c et C_s décrivent le comportement œdométrique ou isotrope observé dans des essais de laboratoire : ce seront les deux paramètres de base réglant la position des lignes de consolidation vierge ou des lignes de gonflement. L'axe des contraintes est tracé en logarithme naturel, ce qui conduit à modifier la définition de C_c et C_s en λ et κ . Dans ce cas, l'axe des ordonnées est l'indice des vides. Il peut être judicieux de remplacer l'indice des vides par la déformation volumique (identique à la déformation axiale dans l'essai œdométrique).

On utilise λ^* et κ^* , donnés par les expressions (3.1) et (3.2). Dans ce cas, l'indice des vides est variable, Il peut dans la majorité des cas être pris constant, et égal à la valeur initiale.

$$\lambda^* = \frac{\lambda}{(1 + e_0)} = \frac{C_c}{2,3(1 + e_0)} \quad 3.1$$

$$\kappa^* = \frac{\kappa}{(1 + e_0)} = 1,3 \cdot \left(\frac{1 - \nu_{ur}}{1 + \nu_{ur}} \right) \frac{2C_s}{2,3(1 + e_0)} \quad 3.2$$

λ^* : indice de compressibilité modifiée

κ^* : indice de gonflement modifiée

C_c et C_s : l'indice de compression et de gonflement décrivant le comportement œdométrique.

e_0 : l'indice des vides

Les différentes définitions des paramètres sont résumées dans la figure 3.1.

Les autres paramètres sont : la cohésion c , l'angle de dilatance Ψ , l'angle de frottement φ .

Les paramètres avancés sont :

- ν_{ur} : coefficient de Poisson pour chargement/déchargement
- K_0^{nc} : coefficient de contrainte latérale pour le sol normalement consolidé
- M : pente de la droite d'état critique

- *Surface de charges*

La figure 3.2. fournit, dans le plan (p, q) une représentation des surfaces de charges et de la surface de plasticité. Les surfaces de charge sont des ellipses avec écoulement associé (incrément de déformation normal à l'ellipse) tandis que pour la rupture, l'écoulement est non associé (c'est pourquoi il est nécessaire d'entrer un angle de dilatance, éventuellement 0, ce qui correspond à l'écoulement plastique à volume constant).

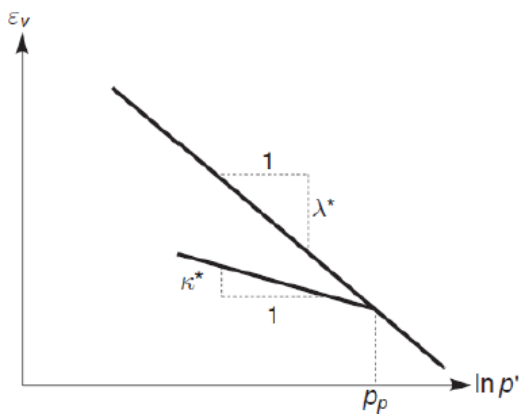


Figure. 3.1. Relation logarithmique entre la déformation volumique et contrainte moyenne

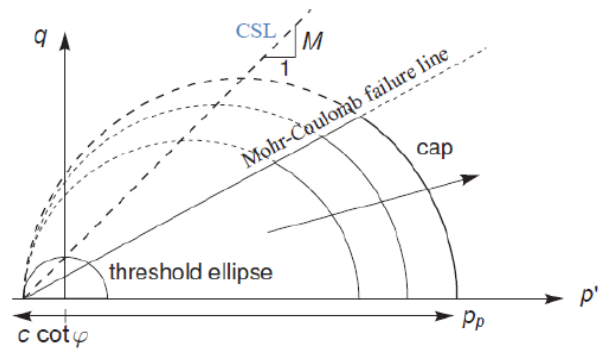


Figure. 3.2. Surfaces de charges elliptiques

- *Prise en compte de la sur-consolidation :*

PLAXIS calcule la pression de pré-consolidation p_c à partir des données. Si un matériau est sur-consolidé, il est possible de prendre en compte le degré de sur-consolidation (OCR) ou le poids des terres de pré-consolidation (POP (Pre Overburden Pressure)).

3.3 Validation

Afin de valider les paramètres du modèle de comportement SSM du kaolin, une modélisation axisymétrique de l'essai expérimental de chargement de l'éprouvette du kaolin non renforcé a été réalisée par Plaxis 8.2.

3.3.1 Propriétés du matériau

Les paramètres du modèle de comportement de l'argile sont précisés dans le Tableau 3.1. Les paramètres γ_{sat} , γ_{unsat} , e_0 ont été déterminé précédemment (Chapitre 2 (Tableau 2.4) après pré-consolidation du kaolin. C_c et k ont été déterminés par les équations (2.1 et 2.3) respectivement et les autres paramètres sont déterminés par les essais réalisés par (PHAN, 2010).

Le poids volumique de l'eau est de **10 kN/m³**. Dans cette démarche, on prend **$C_k = 10^{15}$** qui est recommandé par le logiciel Plaxis, dans le cas où la perméabilité est indépendante de l'indice des vides. La formule générale de variation de la perméabilité est la suivante :

$$\Delta \log(k) = \frac{\Delta e}{C_k} \quad 3.3$$

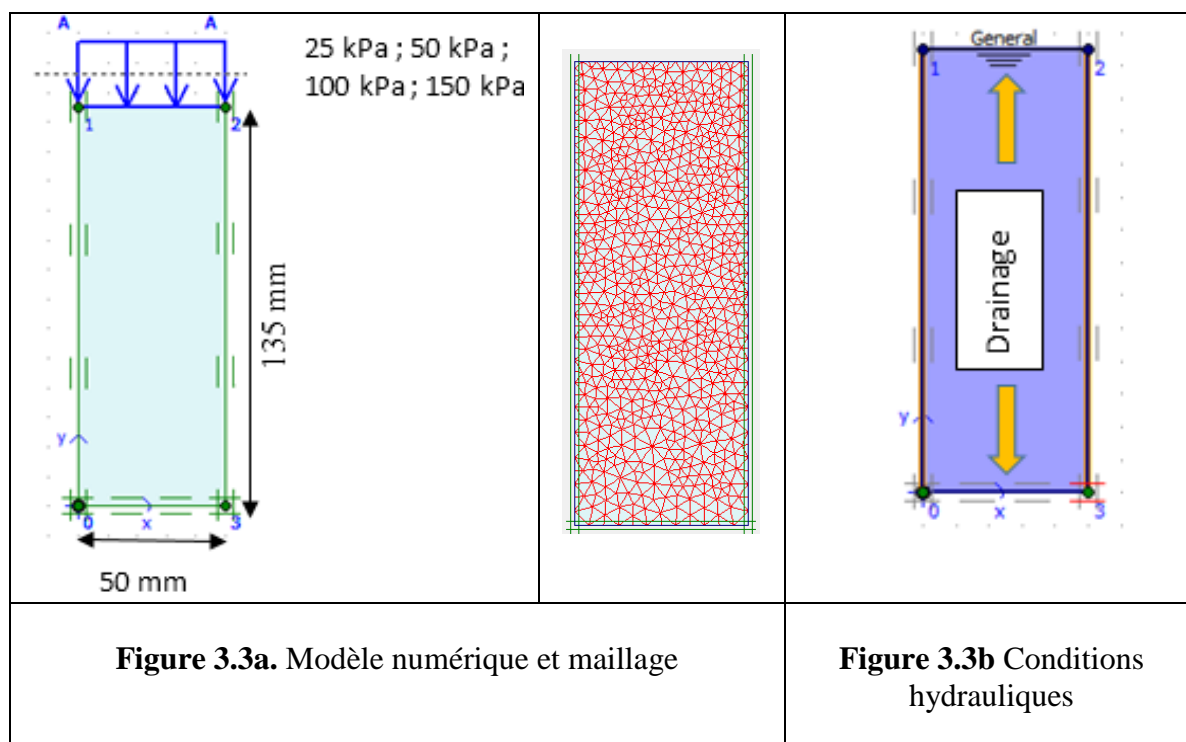
Dans cette modélisation, on prend $POP=50\text{KPa}$ qui est la contrainte sous laquelle le kaolin a été pré-consolidé. $POP = |\sigma'_p - \sigma'_{v0}|$, σ'_p la plus grande contrainte passée atteinte et σ'_{v0} la contrainte effective verticale actuelle

Tableau 3.1 Paramètres du matériau (Kaolin)

	γ_{sat} [kN/m ³]	γ_{unsat} [kN/m ³]	C_c	C_s	e_0	C' [kPa]	ϕ' [°]	Ψ [°]	k [m/s]	POP
Argile	16,59	11,15	0,36	0,08	1,38	1	21	0	$2,8 \cdot 10^{-3}$	50

3.3.2 Modélisation numérique

Les conditions aux limites du model numérique sont de deux types : hydrauliques et mécaniques. Pour les conditions hydrauliques, le niveau de la nappe est mis au de la face supérieure et le drainage est permis uniquement par les deux faces inférieure et supérieure, par contre les deux faces droite et gauche sont imperméables. Pour les conditions mécaniques, les faces droite et gauche sont bloquées de se déplacer horizontalement et la face inferieure est bloquée verticalement. La face supérieure est la seule face libre à se déplacer verticalement.



Les phases de calcul sont résumées dans le tableau 3.2

Tableau 3.2. Phases de calcul

Contrainte appliquée σ (kpa)	Type de calcul
25	Calcul plastique
25	Consolidation ($\leq 1\text{kPa}$)
50	Calcul plastique
50	Consolidation ($\leq 1\text{kPa}$)
100	Calcul plastique
100	Consolidation ($\leq 1\text{kPa}$)
150	Calcul plastique
150	Consolidation ($\leq 1\text{kPa}$)

Dans la figure 3.4. une confrontation des résultats de la modélisation numérique et des résultats expérimentaux a été faite. La figure montre que les résultats sont très proches ce qui signifie que les paramètres choisis représentent bien le comportement réel du kaolin.

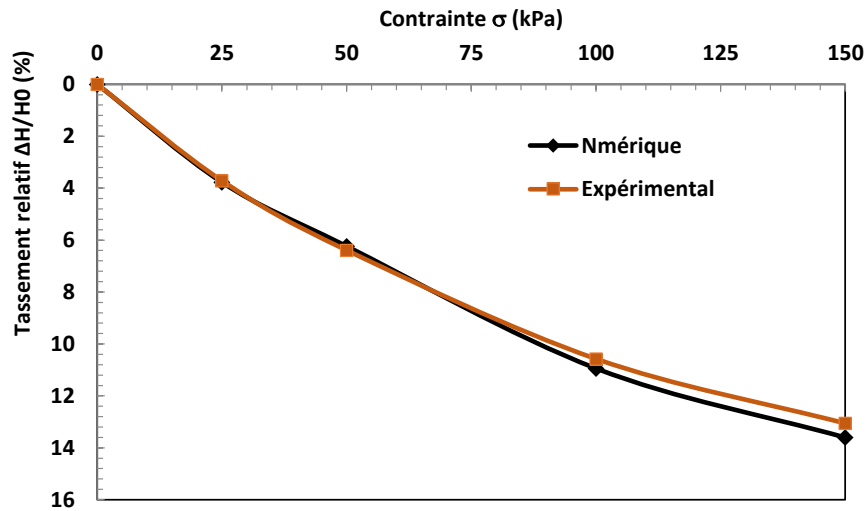


Figure. 3.4 Comparaison entre les résultats numériques et expérimentaux

3.4 Effet de la contrainte de compactage

3.4.1 Effet de la contrainte de compactage sur l'expansion radiale de la colonne (expérimental)

La figure 3.1. présente les déformations diamétrales relatives ($\Delta\Phi_0/\Phi_0$) des colonnes de sable correspondant à chaque contrainte de compactage utilisée pour la réalisation de ces derniers (11 kPa, 71 kPa et 135 kPa). À partir de ces déformations, on peut calculer le déplacement radial (expansion) correspondant à chaque contrainte (Tableau 3.3).

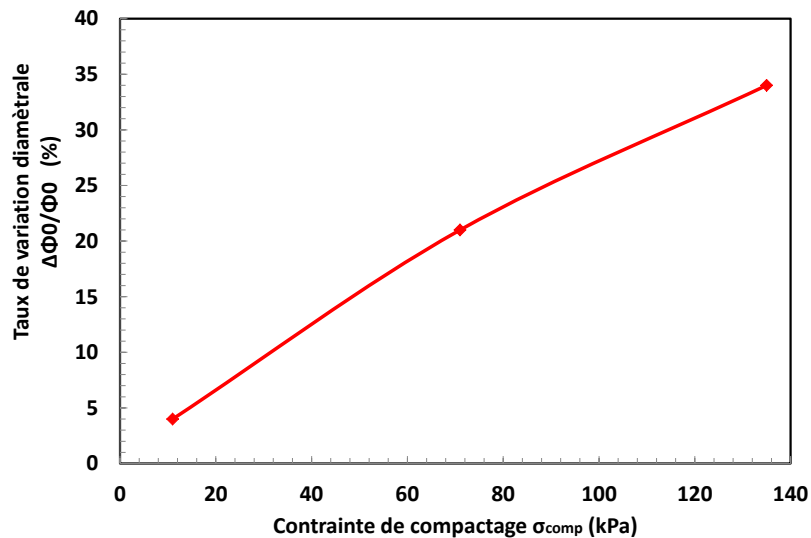


Figure 3.5. Effet de la contrainte de compactage sur la déformation diamétrale relative des colonnes

Afin d'analyser les effets de l'expansion radiale sur le sol environnant, une simulation numérique par le logiciel PLAXIS[®] 8.2 a été réalisée en appliquant des déplacements radiaux uniformes équivalents à l'expansion radiale réelle induite par chaque contrainte de compactage utilisées pour la réalisation des colonnes de sable.

Tableau 3.3 Effet de la contrainte de compactage sur l'expansion radiale

cas	Φ (mm) (éprouvette)	Φ (mm) (colonne)	Aire Éprouvette (mm ²)	Ac (mm ²)	a (%)	$\Delta\Phi_0/\Phi_0$ (%)	Déplacement Radial (mm)
Sc	100	20	7850	314	4	0	0
11 (kPa)	100	20,8	7850	339,62	4,32	4	0,5
73 (kPa)	100	24,22	7850	460,48	5,86	22	2,1
135 (kPa)	100	26,82	7850	564,660234	7,19	35	3,5

3.4.2 Modèle numérique

3.4.2.1 Maillage et conditions aux limites :

Dans Plaxis8.2, il y a deux types d'éléments finis qui sont les éléments triangulaires à 6 et à 15 nœuds. La modélisation est faite en adoptant les éléments triangulaires à 15 nœuds pour plus de précision (Fig. 3.6).

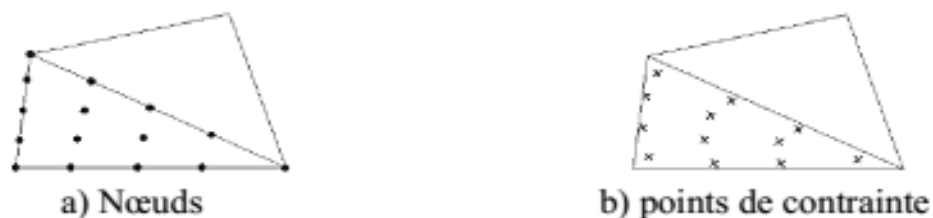
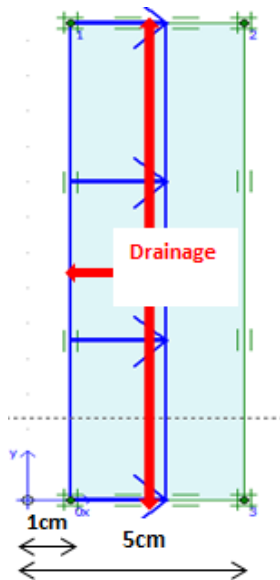


Figure 3.6. Triangle à 15 nœuds

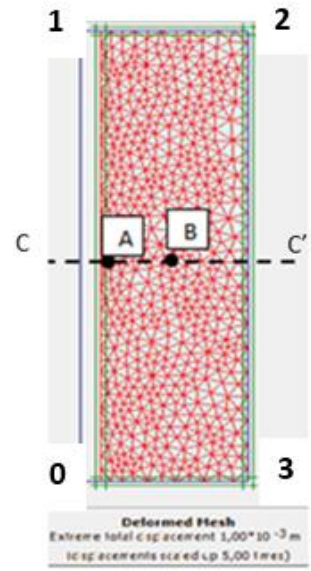
Les conditions aux limites mécaniques et hydrauliques sont montrées dans le Tableau 3.4. Les parois du modèle sont bloquées en déplacements normaux sauf la paroi gauche qui a un déplacement horizontal imposé (Fig.3.7). Pour les conditions aux limites hydrauliques, les parois sont drainées sauf la paroi droite qui est imperméable.

Tableau 3.4 Conditions aux limites

Conditions aux limites	Paroi 0-1	Paroi 1-2	Paroi 2-3	Paroi 0-3
Mécaniques	Déplacement imposé	Bloqué verticalement	Bloqué horizontalement	Bloqué verticalement
Hydrauliques	Drainé	Drainé	Imperméable	Drainé



a) Conditions aux limites



b) Maillage

Figure 3.7 Maillage et conditions aux limites

3.4.2.2 Propriété du matériau

Le modèle de comportement utilisé pour le matériau (kaolin) est le modèle Soft Soil Model (SSM). Les paramètres du modèle de comportement de l'argile sont précisés dans le Tableau 3.1.

3.4.2.3 Conditions initiales :

a) Conditions Hydrostatiques :

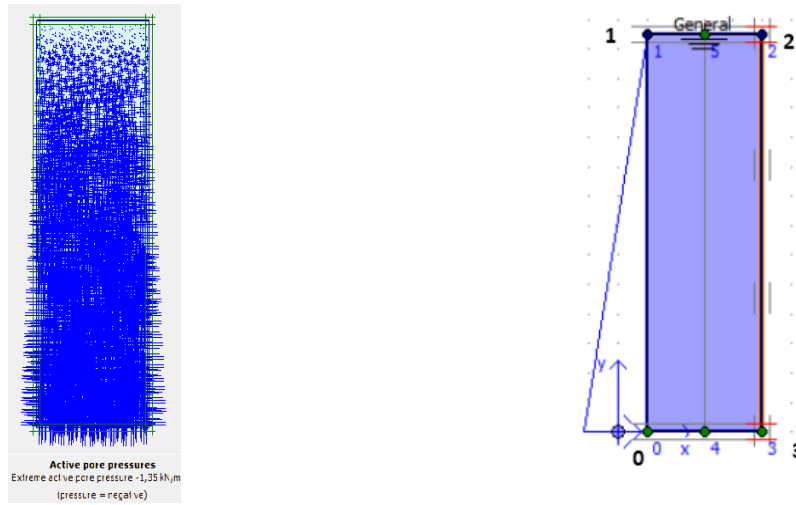
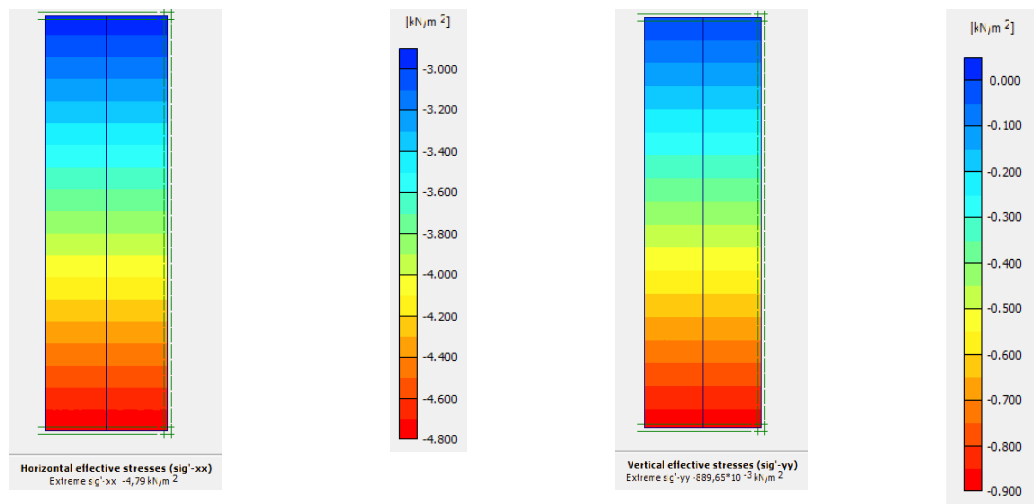


Figure 3.8 Conditions hydrostatiques

La figure 3.8 présente les conditions hydrostatiques du modèle. La nappe phréatique est mise au niveau de la paroi 1-2 (éprouvette saturé). La pression interstitielle maximale à la base est : $U_{0max} = \gamma_w \cdot (H) = 10 \times 0,135 = 1,35 \text{ kN/m}^2$

b) Les contraintes initiales :

Les contraintes effectives initiales horizontales et verticales avant mise en place des colonnes sont présentées sur les figures (fig.3.9 et fig. 3.10).



a) Contraintes effectives horizontales

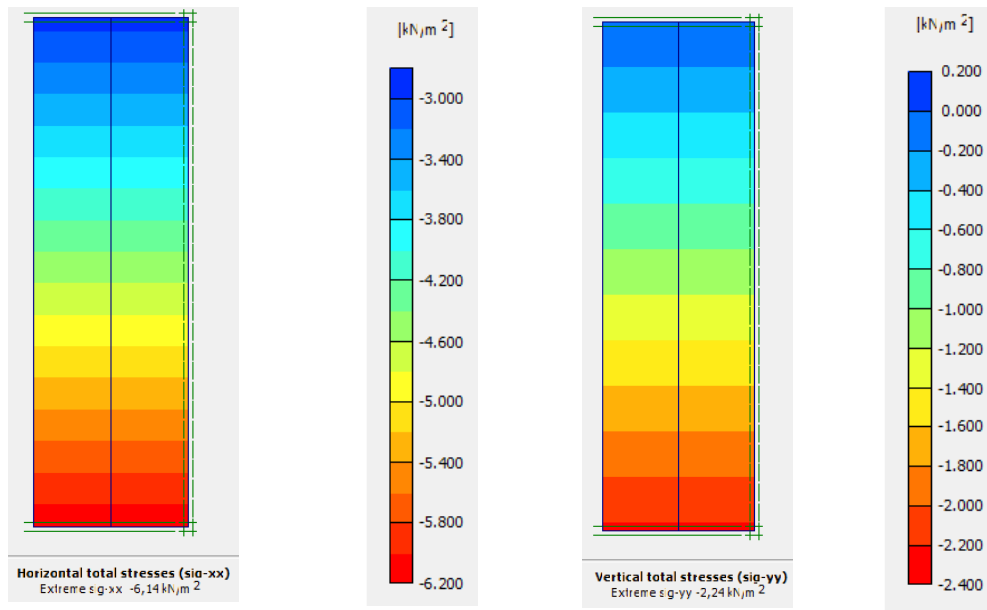
$$\sigma'_{xxmax} = 4.79 \text{ kN/m}^2$$

b) Contraintes effectives verticales

$$\sigma'_{yymax} = 889,65 \cdot 10^{-3} \text{ kN/m}^2$$

Figure 3.9. Les contraintes effectives initiales

- Les contraintes effectives maximales horizontales et verticales sont $\sigma'_{xxmax}=4.79$ kN/m² et $\sigma'_{yymax}=889,65.10^{-3}$ kN/m²
- Les contraintes totales maximales horizontales et verticales sont $\sigma_{xxmax}=6.15$ kN/m² et $\sigma_{yymax}=2.24$ kN/m²



a) Contraintes totales horizontales

$$\sigma_{xxmax}=6.14 \text{ kN/m}^2$$

b) Contraintes totales verticales

$$\sigma_{yymax}=2.24 \text{ kN/m}^2$$

Figure 3.10. Les contraintes totales initiales

3.4.2.4 Les étapes de calcul

a) Première étape : Elasto-plastique :

Le calcul elasto-plastique est réalisé avec application des déplacements horizontaux de 0.5 mm, 2 mm et 3.5 mm de la paroi gauche 0-1. Ces déplacements correspondent aux déplacements réels résultant des essais pour les contraintes (11 kPa, 71 kPa et 135 kPa). Les matériaux sont considérés comme non drainés.

b) Deuxième étape : consolidation

La consolidation du sol est faite jusqu'à ce que la surpression interstitielle soit inférieure à 1kPa.

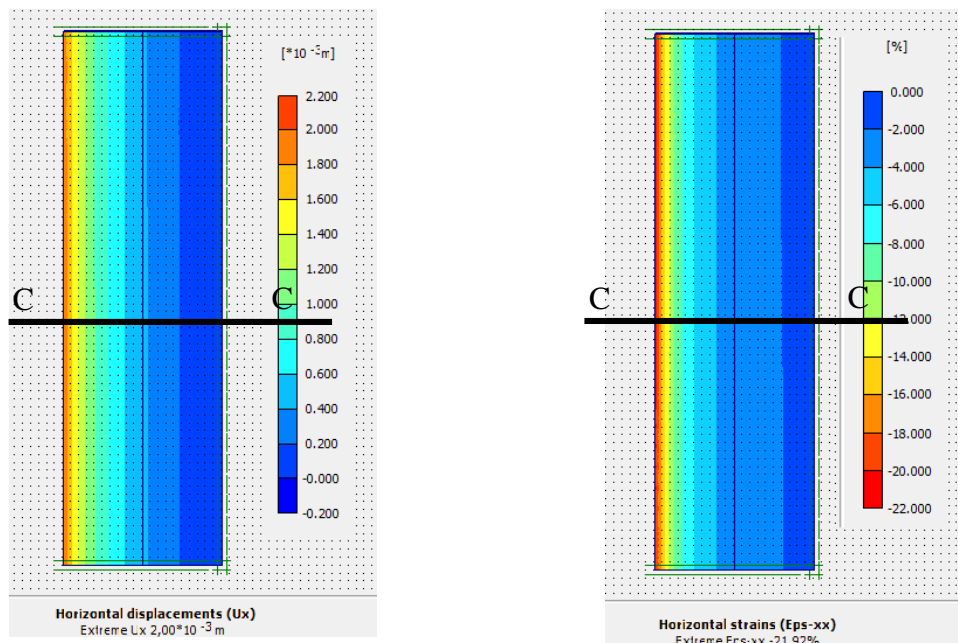
3.4.3 Résultat et discussions

3.4.3.1 Première étape (après déplacement radial)

3.4.3.1.1 Déformation et déplacement

Les figures 3.11a et 3.11b présentent un exemple des champs de déplacement et de déformation à la fin de la compression radiale non drainée pour la contrainte de compactage 71 kPa.

Les résultats montrent que les valeurs de déplacement et de déformation sont maximales à la frontière de la colonne et diminuent en s'éloignant de celle-ci.



a) Déplacement horizontal $\sigma=71$ kPa

b) Déformation horizontale $\sigma=71$ kPa

Figure 3.11 Déformation et déplacement horizontale (cas $\sigma=71$ kPa)

La figure 3.12 présente les déplacements horizontaux suivant la coupe (C-C') au milieu de la hauteur de l'éprouvette.

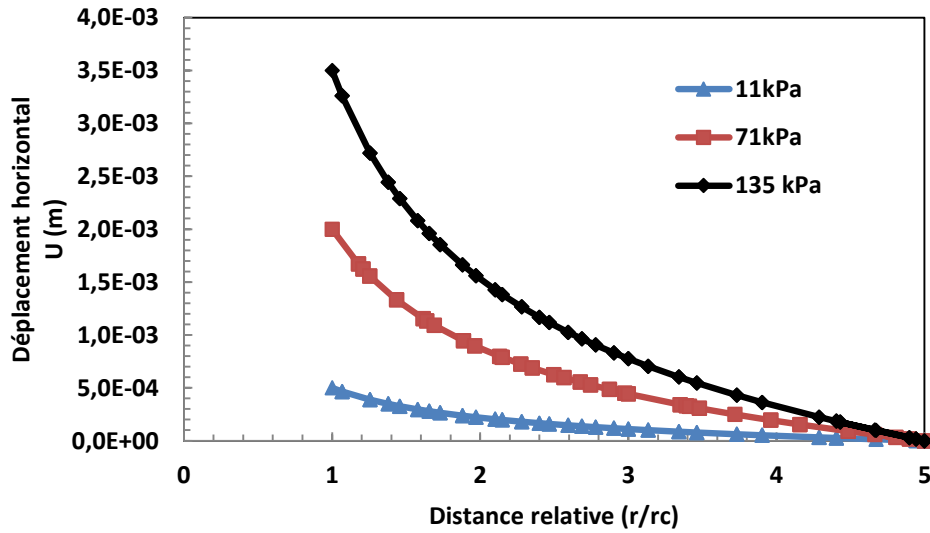


Figure 3.12. Déplacement horizontal de la paroi gauche pour chaque contrainte de compactage

Les résultats montrent que le déplacement horizontal de la paroi gauche (0-1) est proportionnel à la contrainte de compactage utilisée. Les déplacements sont maximums à la frontière de la colonne et diminuent en s'éloignant jusqu'à des valeurs nulles au niveau de la paroi droite.

La figure 3.13 présente les déformations horizontales selon l'axe c-c'.

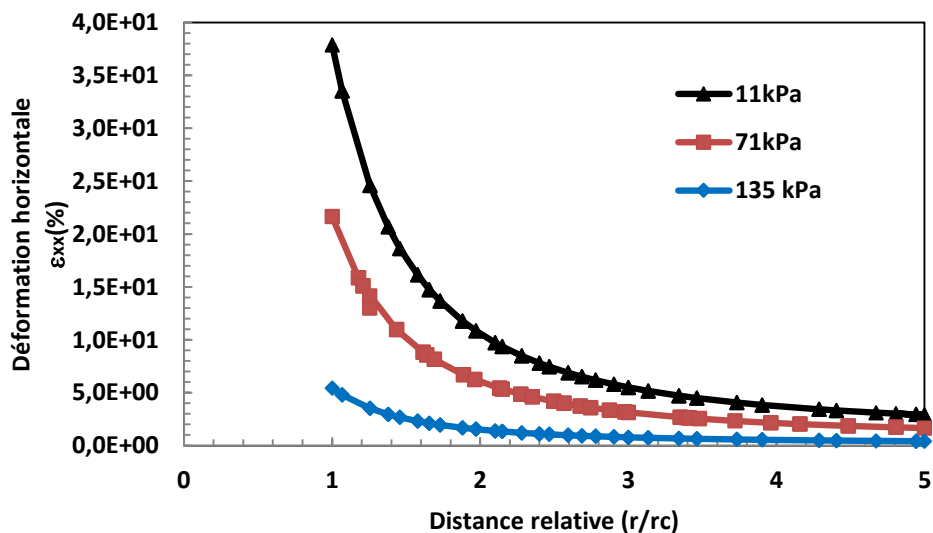


Figure 3.13. Déformations horizontales (ϵ_{xx} %) pour différentes contraintes de compactage (coupe C-C')

La figure montre que le sol contre la paroi 0-1 se déforme horizontalement, en compression, proportionnellement à la contrainte de compactage utilisée. Les déformations sont maximales à la frontière de la colonne (0,01 m), leurs valeurs atteignent 5,5 %, 21,6% et 37,8% pour les contraintes 11kPa, 71 kPa, 135 kPa respectivement. Les valeurs de déformations horizontales diminuent de la paroi gauche vers la paroi droite. Les déformations horizontales du sol contre la paroi droite ne sont pas nulles.

3.4.3.1.2 Surpression interstitielle

La figure 3.14 représente les surpressions interstitielles après l'application du déplacement radial, suivant la coupe CC, au milieu de l'éprouvette. Elle montre que l'augmentation de la surpression interstitielle est proportionnelle à la contrainte de compactage. Leurs valeurs atteignent 72,5 kPa, 308 kPa et 632 kPa pour les contraintes 11kPa, 71kPa et 135kPa respectivement, elles sont presque constantes tout le long de la coupe (C-C').

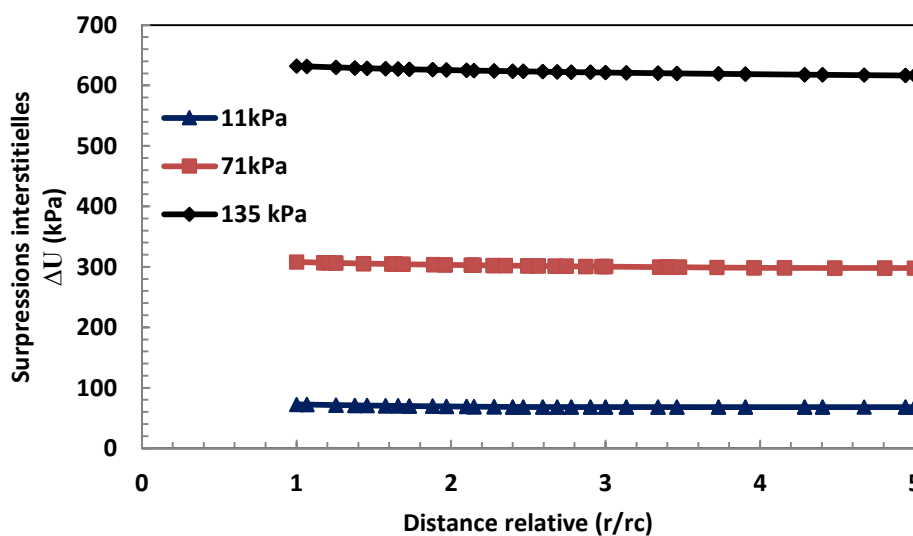


Figure 3.14. Surpression interstitielle après application des déplacements pour différentes contraintes de compactage (coupe C-C')

3.4.3.1.3 Contraintes effectives horizontales

Le déplacement horizontal de la paroi gauche entraîne une augmentation de la contrainte effective horizontale (Fig. 3.15). Cette augmentation est proportionnelle à la contrainte de compactage utilisée.

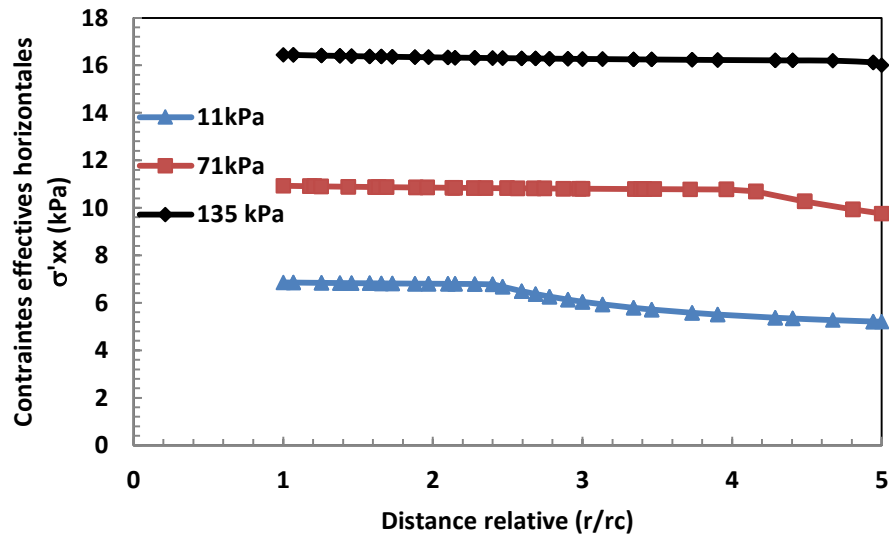


Figure 3.15. Contraintes effectives horizontales après déplacement radial

Les contraintes effectives horizontales sont maximales au niveau de la frontière de la colonne (6,85 kPa, 10,9 kPa et 16,44 kPa) pour les contraintes 11kPa, 71 kPa et 135 kPa respectivement). Elles restent presque constantes sur une certaine distance et diminuent légèrement en s'éloignant de la frontière de la colonne pour atteindre 5,2 kPa, 9,76 kPa et 16,12 kPa respectivement au niveau de la paroi droite.

3.4.3.1.4 Les contraintes totales horizontales

La figure 3.16. présente la répartition des contraintes totales horizontales suivant l'axe C-C' situé au milieu de l'éprouvette.

La figure montre que ces contraintes sont fonction des contraintes de compactage. Pour chaque contrainte de compactage donnée, les contraintes totales horizontales sont presque constantes de la frontière de la colonne à la paroi droite. Leurs valeurs atteignent 80 kPa, 319,69 kPa et 649,25 kPa pour les contraintes 11 kPa, 71 kPa et 135 kPa respectivement. Elles diminuent légèrement au voisinage de la paroi droite jusqu'à 73,85 kPa, 308,5 kPa et 633,23 kPa.

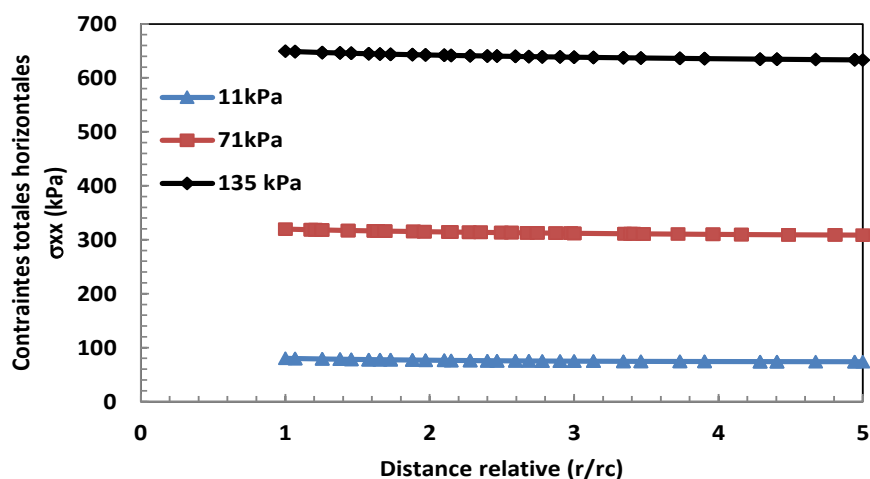


Figure 3.16. Contraintes totales horizontales après déplacement radial

3.4.3.2 Étape 2 Après consolidation

3.4.3.2.1 Contraintes effectives horizontales

Après consolidation, les contraintes effectives horizontales augmentent légèrement au niveau de la frontière de la colonne (Fig. 3.17).

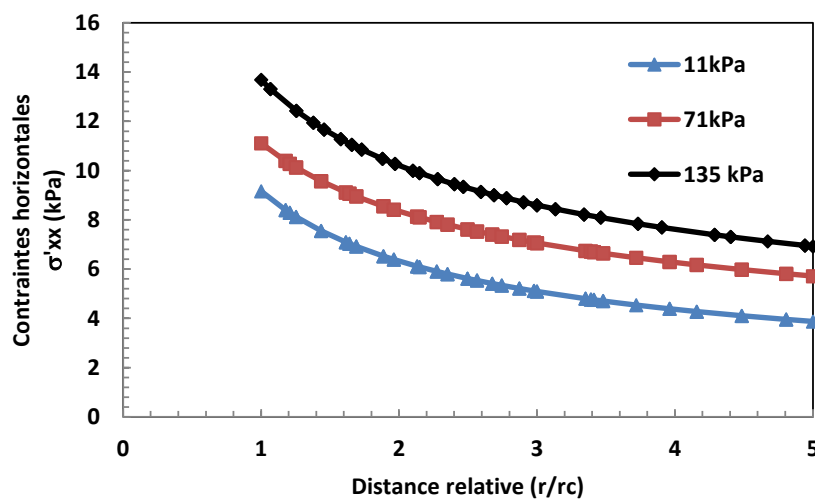


Figure 3.17. Les contraintes effectives horizontales σ'_{xx} pour différentes contraintes de compactage (coupe C-C')

Elles atteignent 9,16 kPa, 11,11 kPa et 13,68 kPa et diminuent en s'éloignant de celle-ci jusqu'à 3,87 kPa, 5,71 kPa et 6,92 kPa, respectivement, au niveau de la paroi droite. Suivant l'axe CC', leurs valeurs restent proportionnelles à la contrainte de compactage utilisée.

3.4.3.2 Les surpressions interstitielles

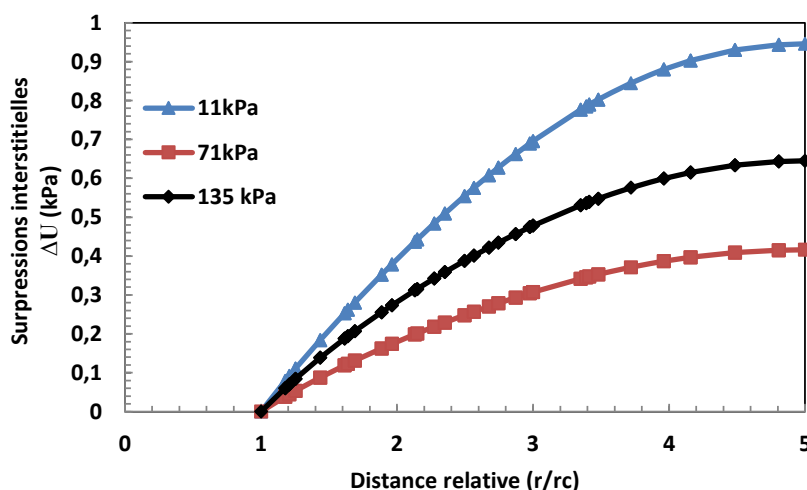


Figure 3.18. Surpressions interstitielles après consolidation (Coupe C-C')

À la fin de la consolidation, les surpressions interstitielles diminuent à des valeurs inférieures à 1 kPa (valeur choisie pour la fin de la consolidation). Elles sont nulles à la frontière de la colonne (Fig. 3.18).

3.4.3.2.3 Les Contraintes totales horizontales

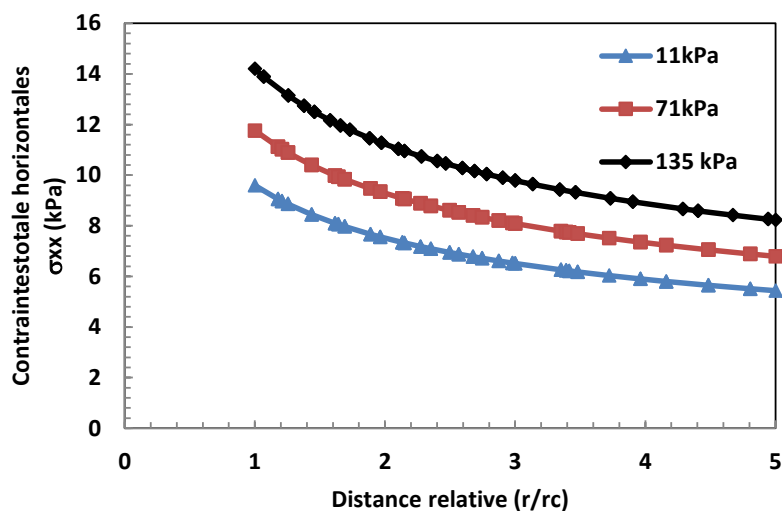


Figure 3.19. Contraintes totales horizontales après consolidation

Les résultats présentés sur la figure 3.19. montrent qu'après la consolidation, les contraintes totales horizontales sont proportionnelles à la contrainte de compactage. Leurs valeurs sont maximales au voisinage de la colonne et diminuent au niveau de la paroi droite. Elles atteignent 9,59 kPa, 11,76 kPa et 14,19 kPa à la frontière de la colonne et diminuent à 5,43 kPa, 6,79 kPa et 8,26 kPa au niveau de la paroi droite.

3.4.3.2.4 Évolution des différentes contraintes en fonction du temps au point A (Frontière de la colonne)

La figure 3.20 présente l'évolution des contraintes totales, effectives et la surpression interstitielle en fonction du temps au point A (point à la frontière de la colonne) pour le cas de contrainte de compactage 71 kPa. Les résultats montrent que dès l'application du déplacement radial à $t=0$ seconde, la contrainte totale horizontale et la surpression interstitielle augmentent à des valeurs maximales de $3,19 \cdot 10^2$ kPa et $3,08 \cdot 10^2$ kPa, alors que la contrainte effective horizontale est 10,9 kPa. Au cours du temps, il y'aura une dissipation de la surpression interstitielle accompagnée d'une diminution de la contrainte totale horizontale et une augmentation, en parallèle, de la contrainte effective horizontale à une valeur maximale $1,08 \cdot 10^2$ kPa puis elle diminue légèrement pour se stabiliser à partir de $t=100$ secondes. À la fin de la consolidation, la contraintes effective horizontale et la contrainte totale horizontale atteignent 10,6 kPa et 11,3 kPa respectivement et la surpression interstitielle diminuent jusqu'à une valeur presque nulle.

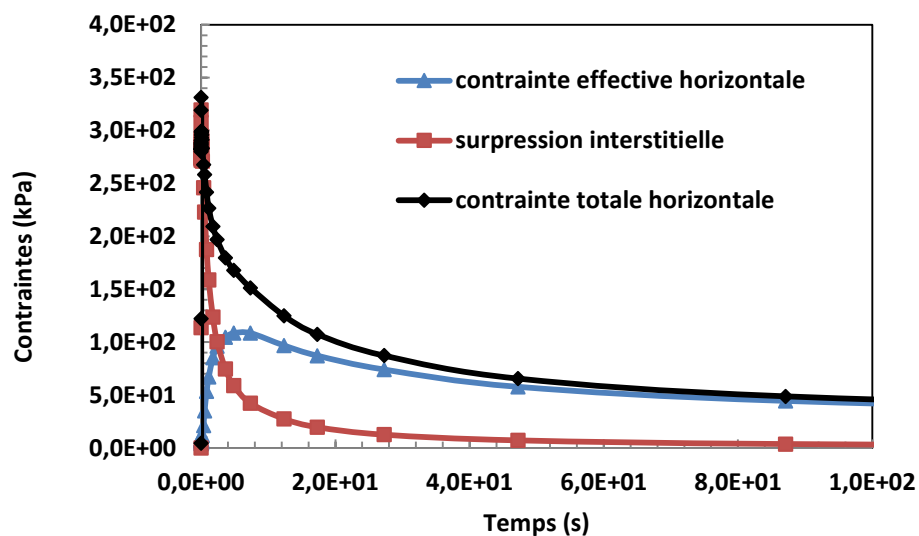


Figure 3.20. Les contraintes en fonction du temps (point A -71kPa)

Au début de l'application du déplacement radial, la contrainte est supportée par l'eau interstitielle d'où l'augmentation de la surpression interstitielle ainsi que la contrainte totale. Mais, au cours de la consolidation, il y'avait une dissipation de la surpression interstitielle et une augmentation de contrainte effective ce qui signifie que les contrainte sont supportés par le squelette solide.

3.4.3.2.5 Évolution de la surpression interstitielle au cours du temps aux points A (frontière) et B (Milieu)

Les figures 3.21a et 3.21b présentent l'évolution de la surpression interstitielle aux points A (Frontière) et B(Milieu) de l'éprouvette, au cours du temps pour les trois contraintes de compactage utilisées. Les résultats montrent que les surpressions interstitielles sont proportionnelles à la contrainte de compactage. Elles atteignent leurs valeurs maximales à $t=0$ s dès l'application du déplacement radial, puis elles diminuent au cours du temps jusqu'à des valeurs inférieures à 1 kPa. Leurs valeurs maximales atteignent 68,1kPa, 300 kPa et 621 kPa au point B et 72 kPa, 308 kPa et 631,56 kPa au point A pour les contraintes 11kPa, 71kPa et 135 kPa respectivement. Pour une contrainte de compactage donnée, les surpressions interstitielles au point A (frontière) sont supérieures à celles dans le point B (Milieu).

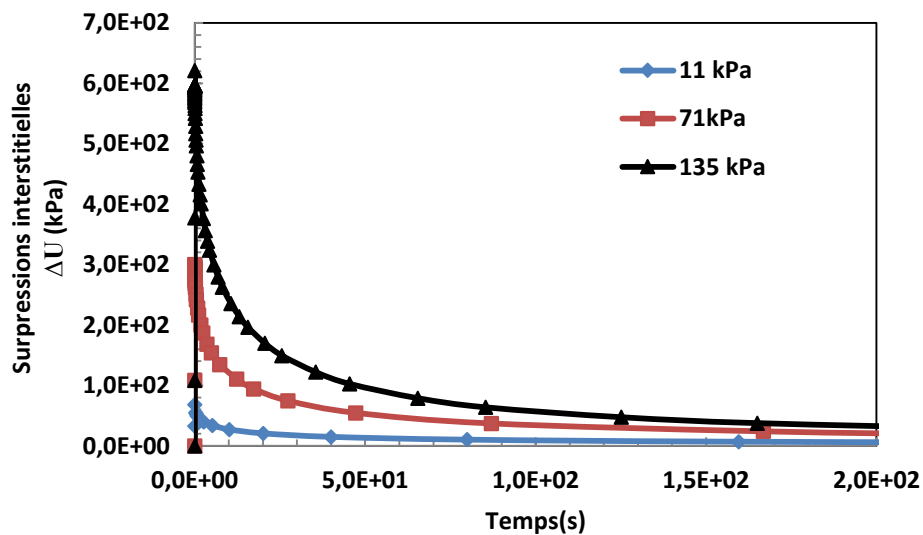


Figure 3.21a Surpression interstitielle en fonction du temps pour différentes contraintes de compactage (point A)

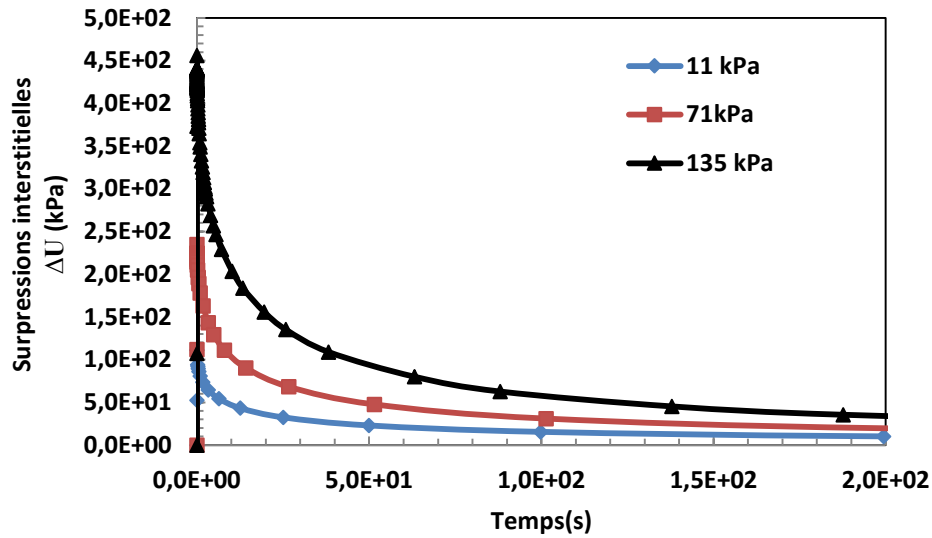


Figure 3.21b Surpression interstitielle en fonction du temps pour différentes contraintes de compactage (point B)

3.4.3.2.6 Évolution des contraintes effectives horizontales au cours du temps aux points A (frontière) et B (milieu)

Les figures 3.22a et 3.22b présentent l'évolution des contraintes effectives horizontales aux point A et B.

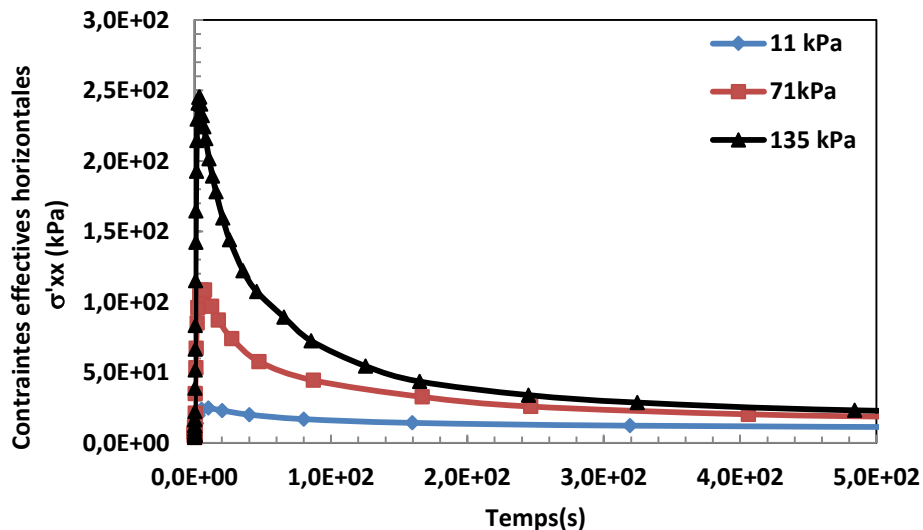


Figure 3.22a Contraintes effectives horizontales en fonction du temps (point A)

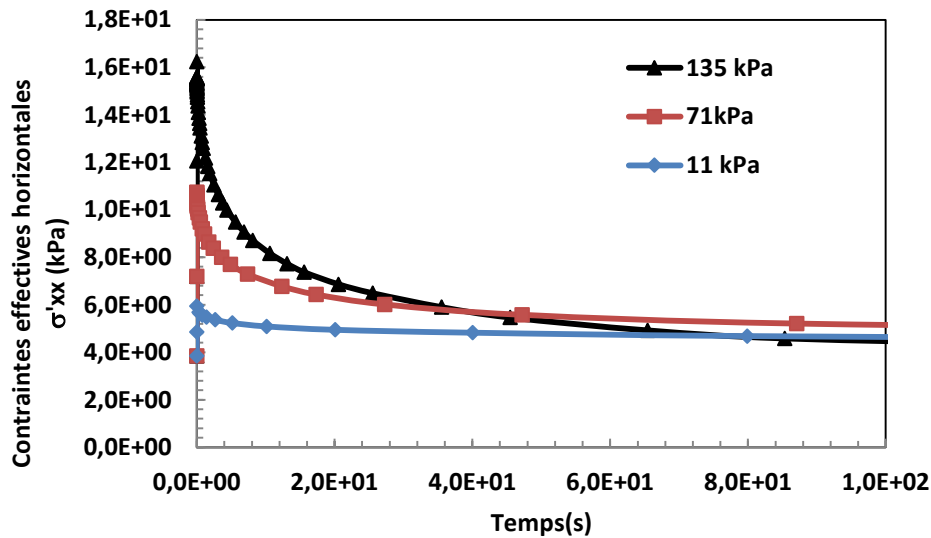


Figure 3.22b Contraintes effectives horizontales en fonction du temps (point B)

Les résultats montrent que les contraintes effectives horizontales au point A (Frontière) et au point B (Milieu) augmentent rapidement dès l'application des déplacements radiaux uniformes, jusqu'à des valeurs maximales 24,7 kPa, 108 kPa et 245 kPa au point A et 5,95 kPa, 10,7 kPa et 16,2 kPa au point B, puis elles diminuent et se stabilisent au cours du temps. Elles sont proportionnelles avec la contrainte de compactage utilisée. Les contraintes effectives horizontales maximales au point A sont supérieures à celles du point B.

3.4.3.2.7 Comparaison de l'évolution des contraintes effectives horizontales au cours du temps aux points A (frontière) et B (milieu).

La figure 3.23. présente une comparaison entre l'évolution des contraintes effectives horizontales en fonction du temps à la frontière de la colonne (A) et au milieu (B) de l'éprouvette (Kaolin). Les résultats montrent qu'à la frontière de la colonne, la contrainte effective horizontale augmente dès l'application du déplacement radial à une valeur maximale 108 kPa puis elle diminue au cours de la consolidation à 10,6 kPa. Par contre au milieu (B), la contrainte est presque constante 6,5 kPa durant la consolidation, donc l'influence du déplacement radial est négligeable dans ce point.

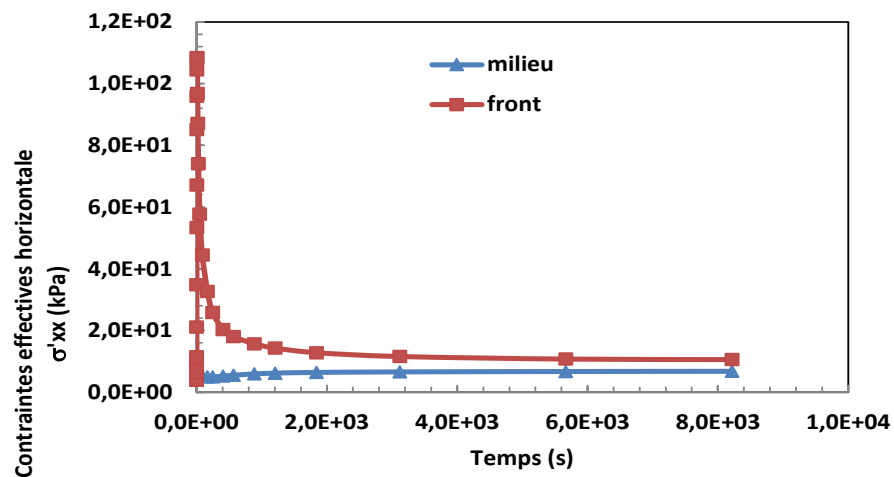


Figure 3.23 Contraintes effectives horizontales en fonction du temps (Frontière A et milieu B)

3.4.3.2.8 Comparaison de l'évolution des surpressions interstitielles au cours du temps au points A (frontière) et B (milieu)

La figure 3.24 montre que l'application du déplacement radial entraîne l'augmentation rapide de la surpression interstitielle, sa valeur au point A (Frontière) est supérieure à celle du point B (Milieu).

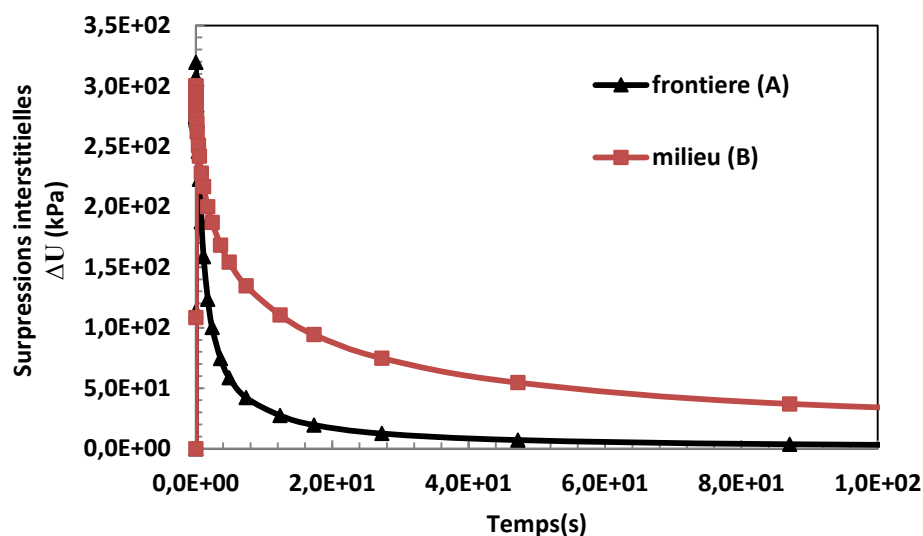


Figure 3.24. Surpressions interstitielles en fonction du temps dans les point A et B

Leurs valeurs maximales sont 308 kPa au point A et 300 kPa au point B. Au cours de la consolidation, ces surpressions interstitielles diminuent pour se stabiliser à une valeur faible pour les deux points. La diminution de la surpression interstitielle dans le point A est plus rapide vu que la distance d'évacuation de l'eau du point B est plus longue.

3.4.3.2.9 Effet sur les indices des vides

Après la consolidation du sol, on prend trois points sur l'axe C-C' pour analyser les indices des vides : frontière de la colonne, milieu de l'éprouvette et la frontière droite. Les résultats des déformations cartésiennes obtenues par le modèle numérique, après consolidation, sont utilisés pour le calcul des indices des vides (Fig. 3.25).

Les indices des vides sont exprimés par la formule suivante :

$$e = e_0 - \Delta e \quad 3.4$$

Où e : l'indice des vides dans le point de calcul et e_0 : l'indice des vides initial,

Δe : variation des indices des vides

$$\Delta e = \varepsilon_v \cdot (1 + e_0) \quad 3.5$$

La déformation volumique en coordonnées cartésiennes est donnée par la formule suivante :

$$\varepsilon_v = \varepsilon_{xx} + \varepsilon_{yy} + \varepsilon_{zz} \quad 3.6$$

ε_v est la déformation volumique, et ε_{xx} , ε_{yy} , ε_{zz} sont les déformations selon les axes x, y et z

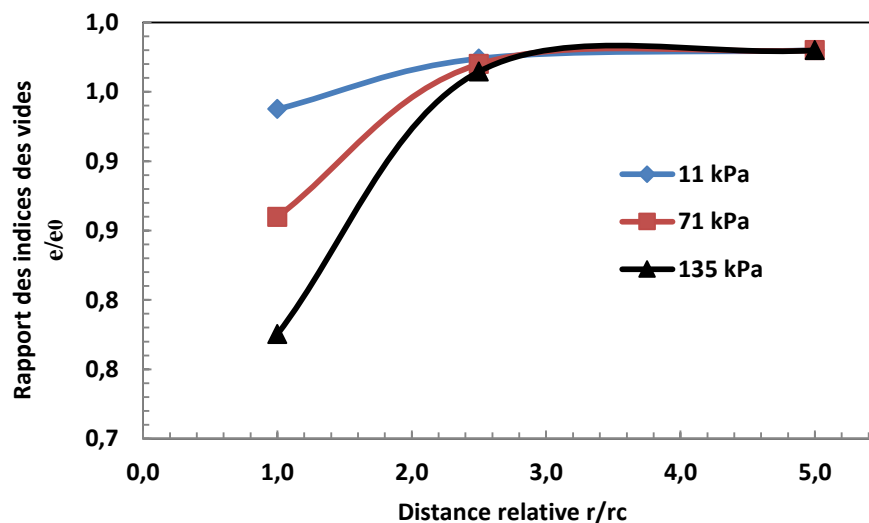


Figure 3.25. les indices des vides suivant l'axe C-C'

On constate que la diminution de l'indice des vides au voisinage de la colonne est fonction de la contrainte de compactage. Le rapport des indices des vides à l'indice des vides initial, au voisinage de la frontière de la colonne, est égal à 6%, 14% et 23% pour les contraintes 11kPa, 71kPa et 135 kPa respectivement. Cette diminution est négligeable en s'éloignant de la frontière de la colonne. Il apparaît que la mise en place de la colonne densifie le sol autour de celle-ci jusqu'à une distance 25 mm de la paroi ($2,5 \Phi_0$).

3.5 Comparaison entre les effets de la mise en place par les méthodes AR et SR

3.5.1 Modèle numérique

Le modèle SR (sans refoulement) est le même modèle utilisé dans la première partie (SR-AC) avec les mêmes conditions sauf qu'il ne subit aucun déplacement radial, donc le forage et la colonne restent de même diamètre 20mm.

Pour le modèle AR (Fig. 3.26), les mêmes conditions mécaniques et hydrauliques sont appliquées au modèle numérique. La paroi gauche 0-1 (frontière de la colonne) se trouve à l'abscisse $x=0$ au lieu de 0,01m puisque on n'a pas de forage préalable. Enfin, un déplacement de 1cm est appliqué à cette paroi (0-1) simulant l'expansion radiale dû à la mise en place de la colonne.

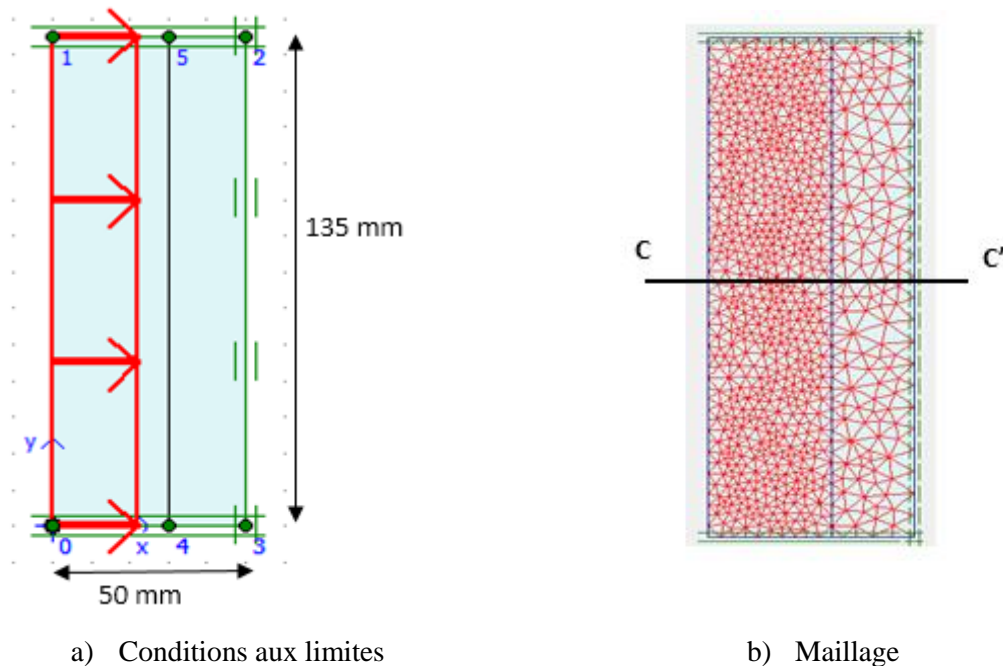


Figure 3.26 Modèle avec refoulement AR

3.5.2 Conditions initiales

Les conditions initiales sont les mêmes conditions du modèle précédent (SR-AC).

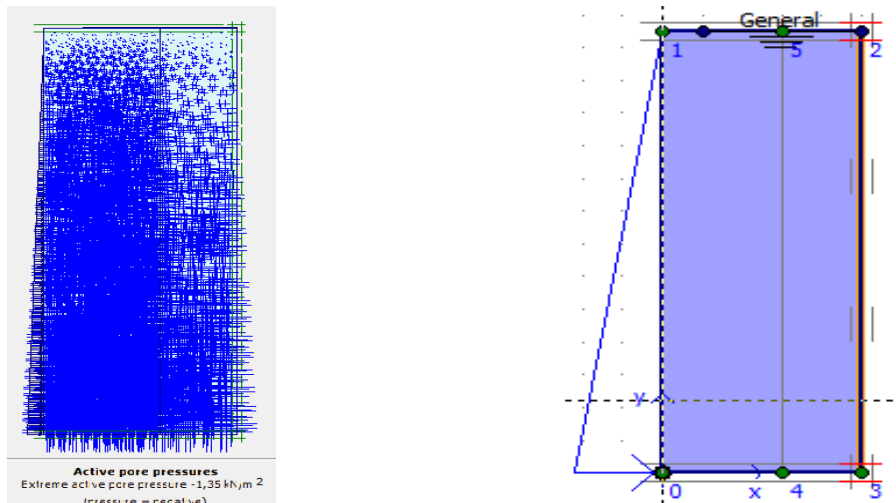
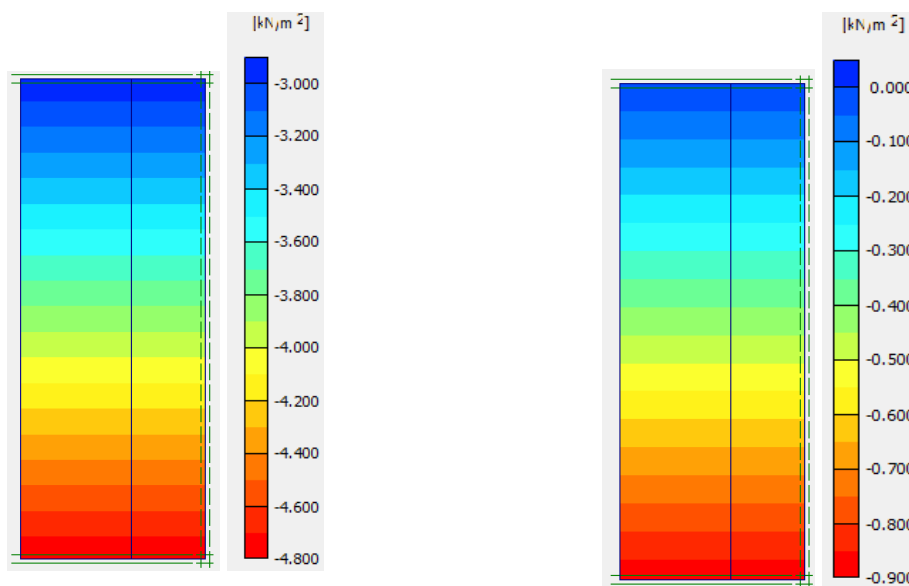


Figure 3.27 Conditions hydrostatiques



a) Contraintes effectives horizontales

$$\sigma'_{xxmax} = 4,79 \text{ kN/m}^2$$

b) Contraintes effectives verticales

$$\sigma'_{yymax} = 889,65 \cdot 10^{-3} \text{ kN/m}^2$$

Figure 3.28. Les contraintes effectives initiales

3.5.3 Résultats et discussions

3.5.3.1 Après déplacement radial

3.5.3.1.1 Contraintes effectives horizontales après déplacement radial

La figure 3.29. présente la variation des contraintes effectives horizontales selon l'axe C-C' après déplacement radial. Après l'application de l'expansion radiale, la contrainte effective horizontale dans le cas AR augmente à 10 kN/m² au niveau de la colonne, elle reste presque constante jusqu'à une distance relative (r/rc) de 4 puis elle diminue légèrement à 8 kN/m² au niveau de la paroi droite. Par contre la contrainte effective horizontale dans le cas SR reste sans changement avec une valeur de 4 kN/m².

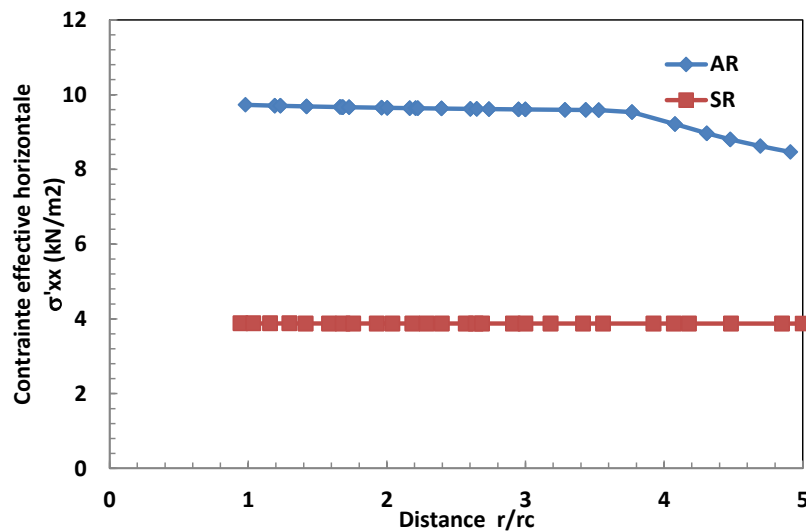


Figure 3.29. Contraintes effectives horizontales après application du déplacement radial (AR et SR) selon la coupe C-C'

3.5.3.1.2 Les contraintes totales horizontales

La figure 3.30. présente la variation des contraintes totales horizontales selon l'axe C-C' après l'application du déplacement radial. Dans le cas (SR), la contrainte totale horizontale reste égale à la contrainte totale initiale (4,57 kPa), qui est constante tout le long de la coupe C-C'. Par contre, dans le cas (AR), elle augmente à 250 kN/m² au voisinage de la colonne et diminue légèrement à 242 kPa au voisinage de la paroi droite.

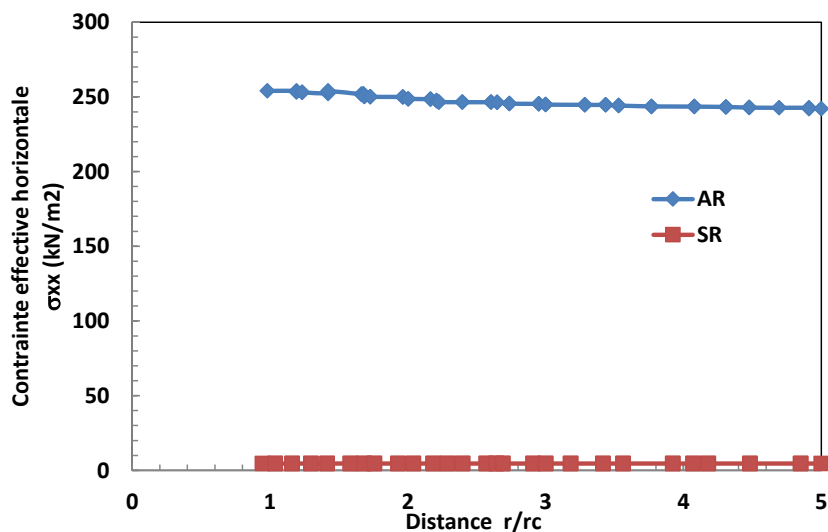


Figure 3.30. Contraintes totales horizontales après application du déplacement radial (AR et SR) Coupe (C-C')

3.5.3.1.3 Les surpressions interstitielles

Dans le cas (AR), l'application du déplacement radial provoque l'augmentation de la surpression interstitielle à sa valeur maximale de 240 kPa au voisinage de la colonne et de 230 kPa a côté de la paroi droite. Par contre, elle est nulle dans le cas (SR).

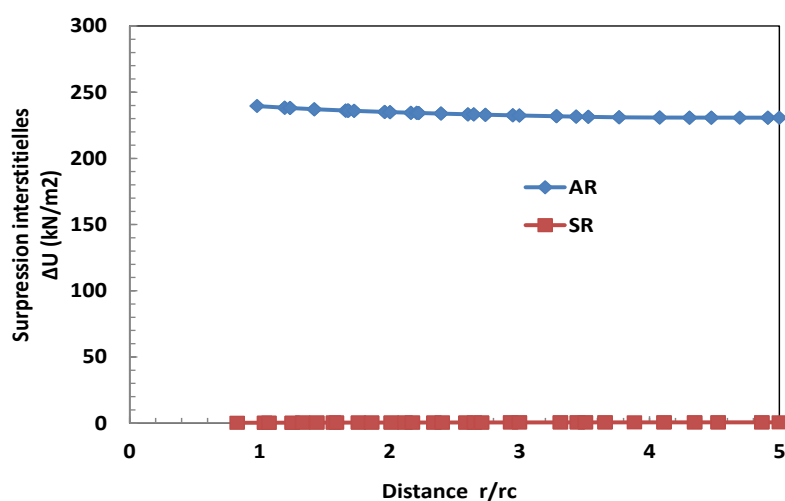


Figure 3.31. Les surpressions interstitielles après application du déplacement radial (AR et SR) (Coupe C-C')

3.5.3.2 Après consolidation

3.5.3.2.1 Contraintes effectives horizontales après consolidation

Après consolidation, la contrainte effective horizontale, dans le cas AR, croit au niveau de la colonne à une valeur de 10,42 kN/m² et diminue en s'éloignant jusqu'à 4,5 kN/m² au niveau de la paroi droite. Par contre elle reste constante dans le cas SR. Les résultats sont présentés sur la figure 3.32.

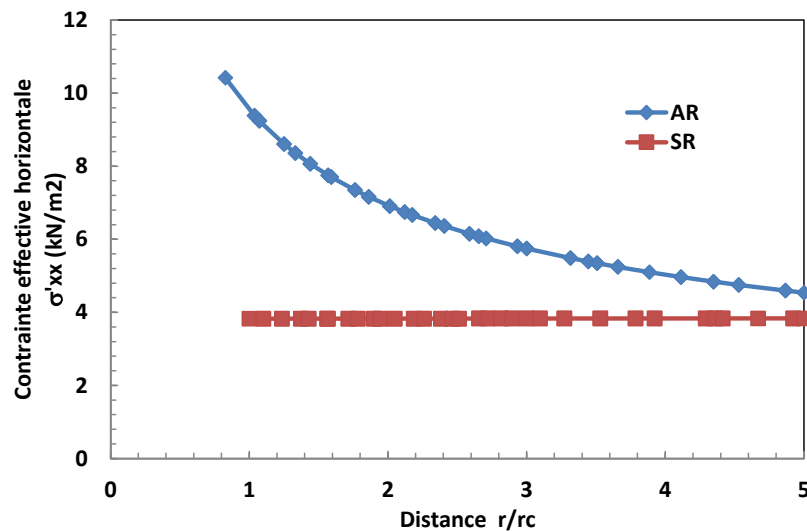


Figure 3.32. Contraintes effectives horizontales après consolidation (AR et SR)
Coupe (C-C')

3.5.3.2.2 Les surpressions interstitielles

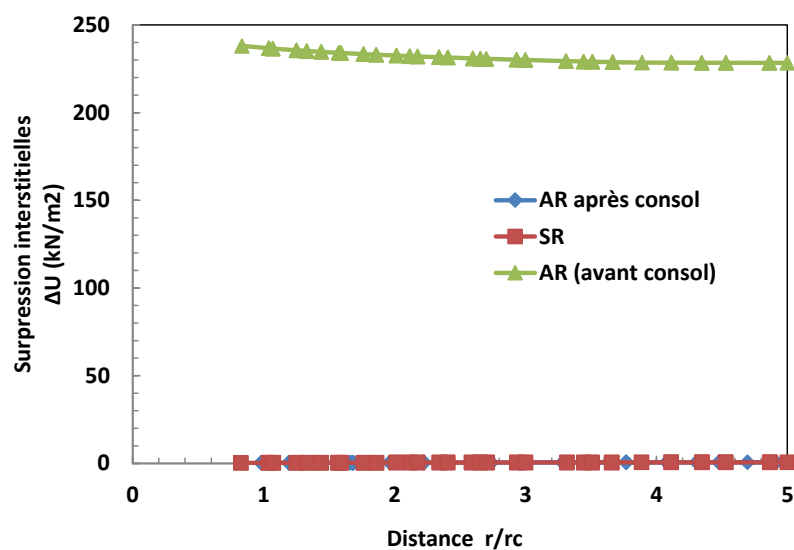


Figure 3.33. Les surpressions interstitielles (coupe C-C')

Dans le cas AR, la surpression interstitielle augmente à 244 kN/m^2 dès l'application du déplacement radial. Elle est presque constante jusqu'à la paroi droite. Après consolidation, elle diminue au-dessus de 1 kN/m^2 . Par contre aucun changement dans la surpression interstitielle dans le cas SR qui reste nulle.

3.5.3.2.3 Les contraintes totales horizontales après consolidation

Dans le cas (AR), la contrainte totale horizontale, qui était au voisinage de 250 kPa après déplacement radial, diminue au cours de consolidation. Elle atteint sa valeur maximale de $11,15 \text{ kPa}$ au voisinage de la colonne et diminue à 6 kPa à la paroi droite. Dans le cas SR elle est constante.

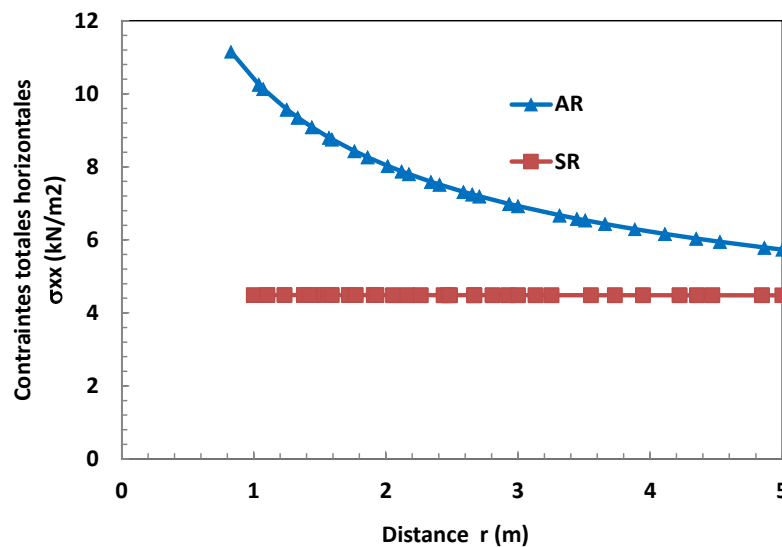


Figure 3.34. Contraintes totales horizontales après consolidation
(AR et SR) Coupe C-C'

3.6 Simulation réelle des conditions aux limites d'une colonne ballastée avec un drainage radial du modèle réduit.

3.6.1 Introduction

Pour simuler réellement les conditions aux limites d'une colonne ballastée, on a étudié un modèle réduit comme celui étudié précédemment mais seulement dans ce cas-là, les parois en haut, en bas et à droite du modèle sont des parois imperméables (figure 3.35).

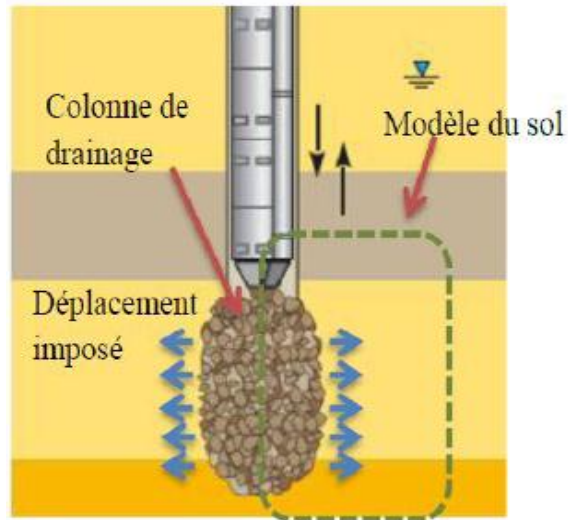


Figure 3.35. Conditions aux limites réelles d'une colonne ballastée

3.6.2 Conditions aux limites du modèle avec drainage radial

Les conditions mécaniques sont les mêmes que celles appliquées pour le modèle utilisé dans la méthode (SR-AC). Pour les conditions hydrauliques, les parois supérieure, inférieure et droite sont imperméables. L'eau peut s'évacuer seulement horizontalement (radialement) à travers la paroi gauche (0-1) (Fig. 3.36)

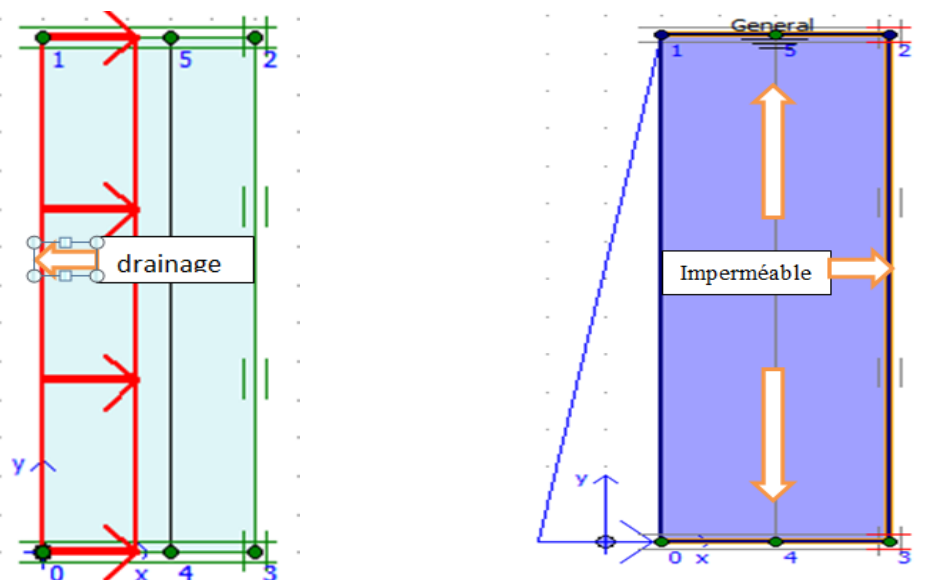


Figure 3.36. Les conditions hydrauliques

3.6.3 Après déplacement radial

3.6.3.1 Surpressions interstitielles après déplacement radial

Les surpressions interstitielles maximales sont fonction de la contrainte de compactage, elles sont maximales au voisinage de la colonne et diminuent en s'éloignant de celle-ci. Leurs valeurs maximales atteignent 117,31 kPa, 242,69 kPa et 466,15 kPa pour les contraintes de compactage 11 kPa, 71 kPa et 135 kPa respectivement (fig. 3.37)

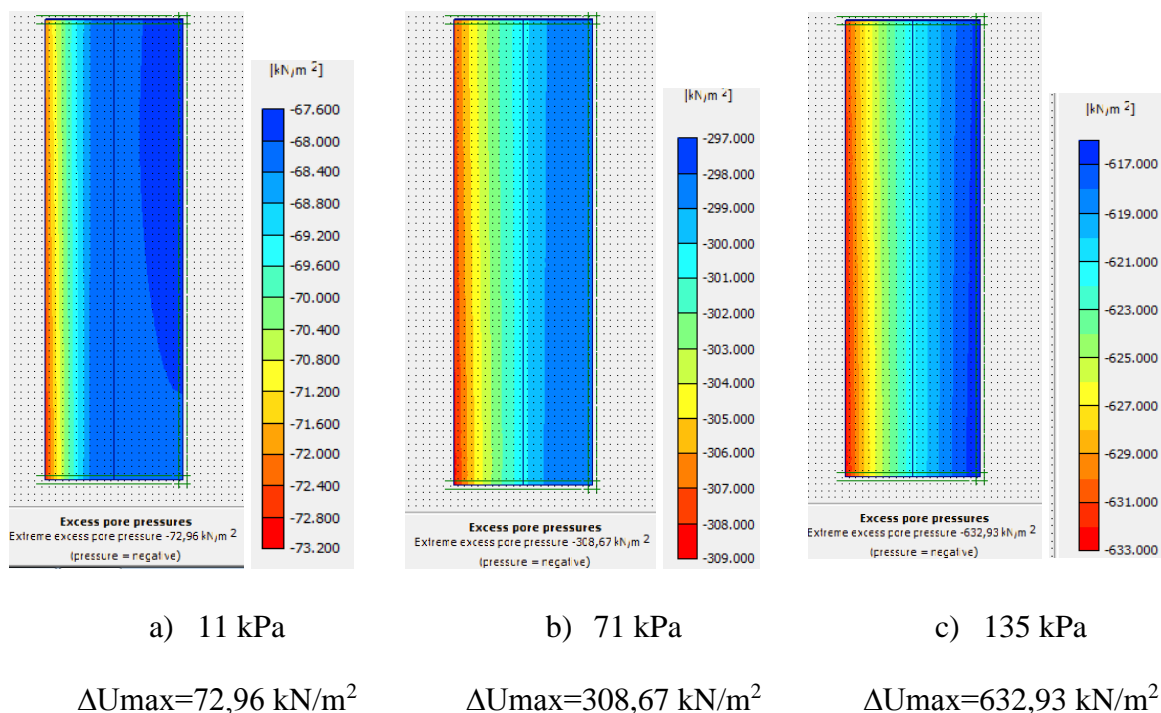
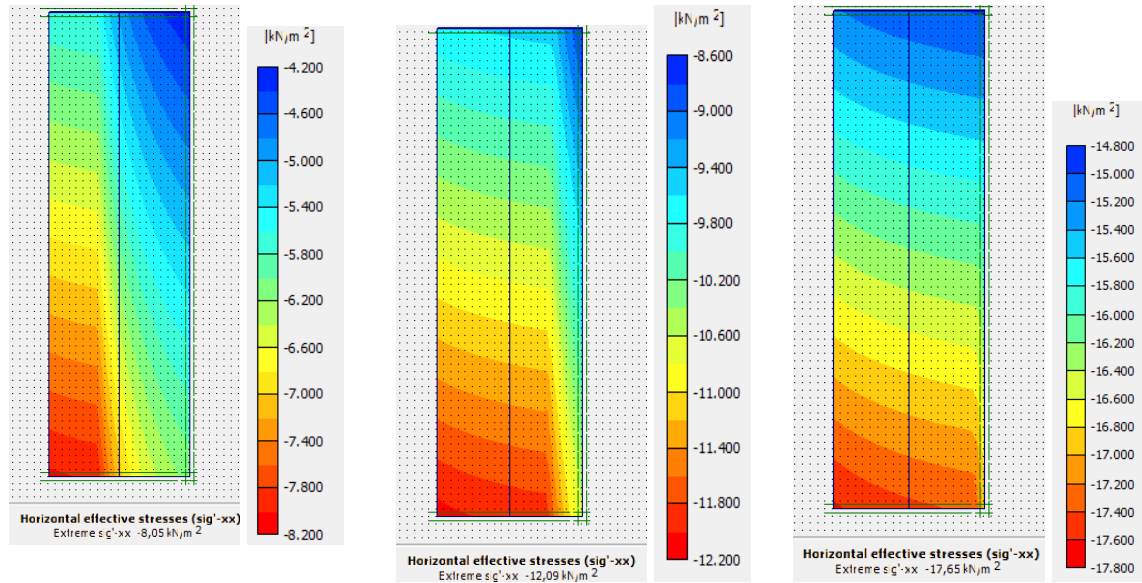


Figure 3.37. Les surpressions interstitielles après déplacement radial

3.6.3.2 Contraintes effectives horizontales

Les contraintes effectives horizontales sont fonction de la contrainte de compactage, elles sont maximales au voisinage de la colonne et diminuent en s'éloignant. La figure 3.38 présente le champ de contraintes effectives horizontales après consolidation pour les différentes contraintes de compactage.



a) 11kPa $\sigma'_{xxmax} = 8,05 \text{ kN/m}^2$ b) 71 kPa $\sigma'_{xxmax} = 12,09 \text{ kN/m}^2$ c) 135 kPa $\sigma'_{xxmax} = 17,65 \text{ kN/m}^2$

Figure 3.38. Les contraintes effectives horizontales

3.6.3.3 Comparaison entre le drainage radial et le drainage tridimensionnel après déplacement radial

La comparaison des résultats dans les deux cas de drainage, après application du déplacement radial, montrent que les valeurs des contraintes effectives moyennes, surpressions interstitielles et les contraintes effectives totales horizontales sont très proches au point B (milieu). Au point A, les valeurs des différentes contraintes sont supérieures dans le cas du drainage radial. Le déplacement radial entraîne une augmentation des surpressions interstitielles plus significative dans le cas de drainage radial puisque l'eau prend plus de temps pour s'évacuer par rapport au drainage des trois côtés.

Tableau 3.5. Comparaison des contraintes après application du déplacement radial (cas 71 kPa)

	Drainage tridimensionnel		Drainage radial	
	Point A	Point B	Point A	Point B
Contraintes effectives moyennes (P') (kN/m ²)	84,28	6,04	120,86	6,04
Contraintes effectives horizontales (kN/m ²)	108,36	10,73	159	10,73
Surpressions interstitielles (kN/m ²)	319,48	300	307,55	300
Contraintes totales (kN/m ²)	331,12	311,56	319,12	311,56

3.6.4 Après consolidation

3.6.4.1 Surpressions interstitielles

Dès l'application du déplacement radial la surpression interstitielle augmente dans les deux cas à une valeur maximale 300 kPa puis diminue au cours de la consolidation. La diminution est plus rapide dans le cas de drainage 3D puisque l'eau s'évacue plus rapidement dans les trois directions de drainage.

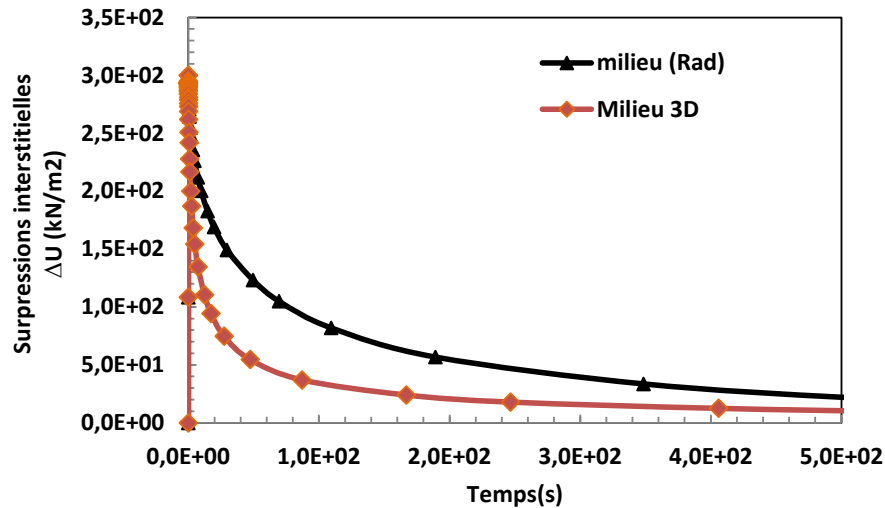


Figure 3.39 Surpression interstitielle en fonction du temps (Milieu pt B) pour les deux types de drainage (71 kPa)

3.6.4.2 Les contraintes totales horizontales au point B

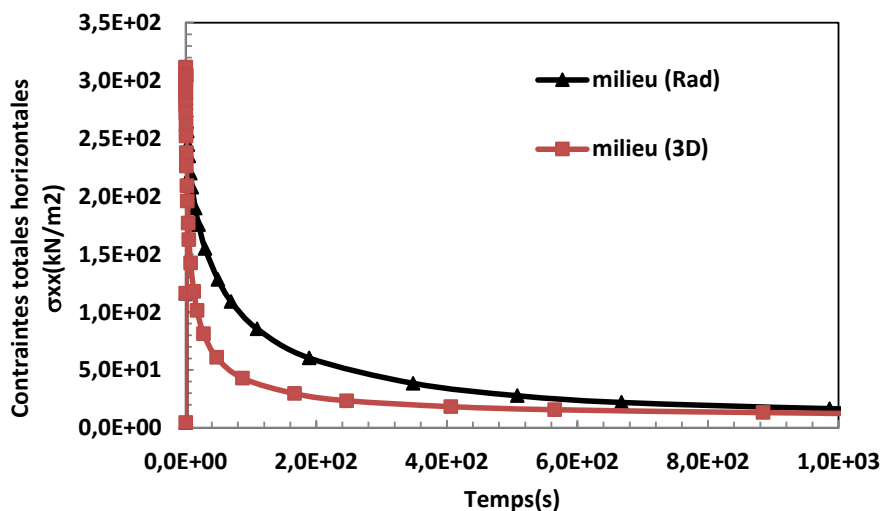


Figure 3.40. Les contraintes totales horizontales au point B (Milieu) en fonction du temps pour les deux types de drainage (71 kPa)

La figure 3.40 montre que les contraintes totales horizontales augmentent à des valeurs maximales de 312 kPa dès l'application du déplacement puis diminuent au cours de la consolidation. La diminution est plus rapide dans le cas de drainage par les trois faces.

3.6.4.3 Les contraintes moyennes effectives au point B

Les résultats présentés sur la figure 3.41 montrent que les contraintes moyennes effectives au point B augmentent dès l'application du déplacement radial à 6 kN/m^2 , puis, au cours de la consolidation, elles diminuent puis augmentent légèrement puis se stabilisent. La valeur de P' dans le cas de drainage radial est supérieure à celle dans le cas de drainage 3D. La diminution de P' est plus rapide dans le cas de drainage 3D.

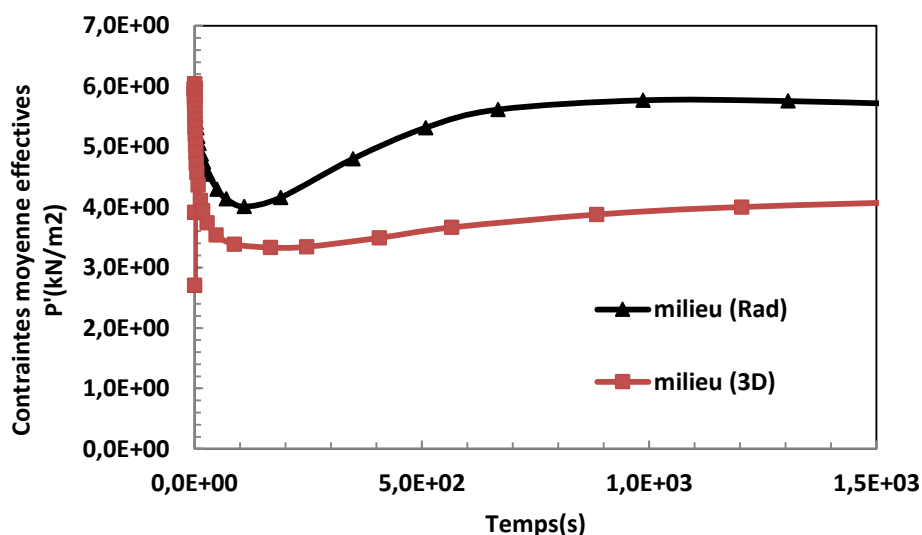


Figure 3.41. Les contraintes moyennes effectives au point B(Milieu) en fonction du temps pour les deux types de drainage (71 kpa)

3.6.4.4 Comparaison des résultats entre le drainage radial et le drainage tridimensionnel à la fin de la consolidation

À la fin de la consolidation du sol, les différentes contraintes sont presque les mêmes pour les deux conditions aux limites du drainage et dans les deux points A et B. Ces contraintes diminuent plus rapidement dans le cas du sol drainé par les trois faces. Les résultats de calcul sont présentés dans le Tableau 3.6.

Tableau 3.6. Comparaison des résultats à la fin de la consolidation (cas 71 kPa)

	Drainage tridimensionnel		Drainage radial	
	Point A	Point B	Point A	Point B
Contraintes effectives moyennes (P') (kN/m ²)	20,103	4,513	20,011	5,438
Surpressions interstitielles (kN/m ²)	0,017	0,322	0,0056	0,335
Contraintes totales horizontales (kN/m ²)	11,26	7,75	11,06	8,75
Temps (seconde)	8,21x10 ³	8,22x10 ³	5,77.10 ³	5,77.10 ³

3.7 Conclusion

Dans ce chapitre une analyse numérique des effets de la mise en place des colonnes de sable a été faite. La mise en place est simulée par un déplacement radial uniforme sur toute la hauteur de la colonne. Ce déplacement correspond à l'expansion radiale de la colonne trouvée expérimentalement. Dans la première partie, trois valeurs de déplacements radiaux ont été appliquées correspondant à l'expansion radiale induit par chaque contrainte de compactage utilisée. Les résultats montrent que l'expansion radiale induit l'augmentation des surpressions interstitielles qui se dissipent au cours de la consolidation. Ces surpressions interstitielles sont fonction de l'expansion radiale qui est fonction de la contrainte de compactage. Les contraintes effectives horizontales augmentent au cours de la consolidation elles sont fonction de la contraintes de compactage. Leurs valeurs maximales se situent au voisinage de la colonne et diminuent en s'éloignant de celle-ci.

Pour les méthodes (AR et SR), on a le même résultat pour la méthode AR. Les surpressions interstitielles augmentent dès l'application du déplacement radial puis se dissipent au cours de la consolidation accompagné de l'augmentation de la contrainte effective horizontale. Par contre aucun changement n'est remarqué pour la méthode SR.

Dans la troisième partie, une comparaison a été faite entre deux cas de drainage : le drainage par les trois faces considéré dans la modélisation dans la première partie et le cas de drainage radial seulement qui correspond aux conditions réelles de la réalisation des colonnes ballastée. Les résultats montrent qu'on a le même comportement. À l'application du déplacement radial, les surpressions interstitielles augmentent plus dans le cas de drainage radial, mais leurs vitesse de dissipation est plus rapide dans le cas de drainage par les faces.

Chapitre 04 :

Comportement des modèles réduits de sol renforcé sous chargement œdométrique

4.1 Introduction

Plusieurs travaux ont proposé des solutions théoriques pour estimer la capacité portante et les tassements des fondations reposant sur des sols améliorées par des colonnes ballastées (Hughes et al. 1974 ; Aboshi et al. 1979 ; Priebe, 1976 ; Priebe, 1995 ; Balaam et al. 1978 ; Ambily et al. 2007). Des observations sur le terrain ont montré que les colonnes ballastées pouvaient aussi accélérer le taux de consolidation des argiles mous (Han et al., 1992). Han et al. (2001) a développé une approche simplifiée pour estimer le taux de consolidation des fondations renforcées par des colonnes ballastées tenant compte du rapport modulaire du sol et la colonne ballastées. En plus des essais in situ (Six ,2006 ; Corneille, 2007), des études en laboratoire sur modèles réduits, ont également été réalisés. (Phan, 2010) a étudié le comportement des éprouvettes sous une charge uniforme de 150 kPa.

Dans ce chapitre, l'objectif est d'étudier le comportement des éprouvettes renforcées par une colonne de sable réalisé par les différentes méthodes de mise en place (sans ou avec refoulement et sans ou avec compactage). Les éprouvettes de sol renforcé ainsi obtenues sont soumises à un programme identique de chargement/déchargement (chargement œdométrique). On s'intéresse principalement à la consolidation du sol autour de la colonne ballastée. Les massifs sont étudiés afin d'analyser les évolutions de l'indice des vides au sein du massif de sol autour de la colonne de sable. Les tassements mesurés permettent d'apprécier l'influence de la méthode de mise en place sur la rigidité globale du massif.

Par la méthode d'homogénéisation, on s'intéresse également à la détermination des paramètres de consolidation pour le massif homogène équivalent (indice des vides e_{eq} , indice de compression C_{ceq} et indice de gonflement C_{seq}) qui permettent de caractériser l'effet de la méthode de mise en place sur la consolidation du massif.

4.2 Méthodologie

Chaque éprouvette contenant une colonne de sable est placée sur le bâti pour être consolidée après avoir été saturée en eau pendant 24 heures.

On soumit les massifs à un même programme de chargement /déchargement. Le chargement/ déchargement est fait sous les charges : 25Kpa, 50kPa, 100kPa, 150kPa puis déchargement à 100kPa, 100kPa, 50kPa sous a, 25kPa puis chargement sous 100 kpa, 150kPa, 300 kPa puis déchargement sous 150kPa, 100kPa, 50kPa, 25 kPa puis chargement sous 50 kpa, 100kpa, 150 kpa, 300kPa. À chaque palier, la consolidation doit se poursuivre pendant un temps assez long, jusqu'à la stabilisation du tassement. Si la durée du chargement est suffisamment longue, la courbe de consolidation permet de mettre en évidence à la fois la consolidation primaire et la consolidation secondaire. Avec le kaolin industriel utilisé pour ce travail et les dimensions des massifs de kaolin, le temps de consolidation pour chaque palier de contrainte est d'environ 5 heures. On a donc mesuré le tassement en fonction du temps pour chaque palier de contrainte pendant au moins 24 heures.

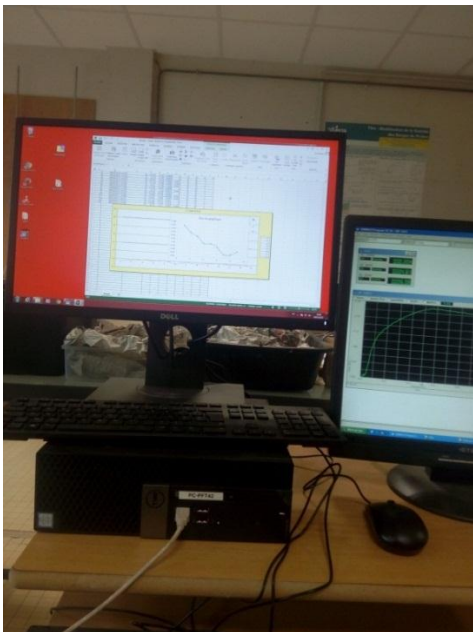


Figure 4.1a Système d'acquisition des résultats



Figure 4.1b Éprouvette sous chargement

Les figures 4.1a et 4.1b nous montrent le système d'acquisition des résultats et le dispositif de consolidation d'une éprouvette contenant une colonne de sable mise en place. On s'intéresse essentiellement au tassement ΔH des échantillons renforcés. Les éprouvettes de sol renforcé ont été soumises au même programme de chargement déchargement (chargement de type œdométrique).

4.3 Méthode de calcul

Pour chaque charge appliquée, on aura un tassement ΔH_i du massif sol-colonne, la nouvelle hauteur du massif (colonne et kaolin) devient :

$$H_i = H_0 - \Delta H_i \quad 4.1$$

Vu que la déformation volumique de la colonne de sable est négligeable, le volume de la colonne (V_{col}) reste constant et la diminution de son hauteur va induire une expansion diamétrale :

La nouvelle section de la colonne est donnée par

$$A_{icol} = \frac{V_{col}}{H_i} = \frac{\pi \cdot \Phi_{icol}^2}{4} \quad 4.2$$

Le nouveau diamètre de la colonne sera :

$$\Phi_{icol} = \Phi_{col} + \Delta \Phi_{icol} \quad 4.3$$

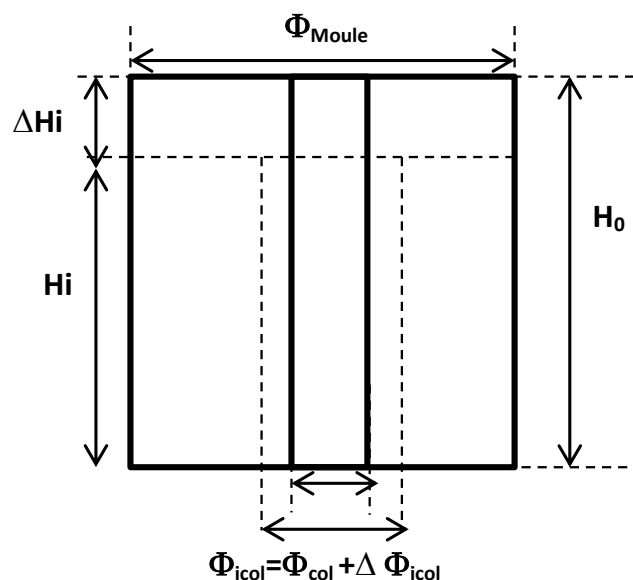


Figure 4.2 Comportement du massif sous chargement

On calcule le nouveau taux de recouvrement tenant en compte l'expansion radiale de la colonne

$$a_i = \frac{A_{icol}}{A_{moule}} \quad 4.4$$

Le nouveau volume du kaolin est calculé comme suit :

$$V_{ik} = (A_{moule} \cdot H_i) - V_{col} = (A_{moule} - A_{icol}) \cdot H_i \quad 4.5$$

On détermine le nouvel indice des vides e du kaolin noté (e_{ka}) par la formule :

$$\frac{\Delta V}{V_0} = \frac{\Delta e}{1 + e_0} \quad 4.6$$

où $\Delta e = (e_{0ka} - e_{ka})$ la variation de indice des vides du kaolin

et ΔV la variation du volume de kaolin

Le nouvel indice des vides équivalent du massif équivalent est déterminé par la même formule :

$$e_{eq} = e_{sa} \cdot a + e_{ka} \cdot (1 - a) \quad 4.7$$

L'objectif est de remplacer le massif réel (sol + colonne) où chaque matériau est définis par ses caractéristiques : (e_{sa} , C_{csa} , C_{ssa}) pour la colonne de sable et (e_{ka} , C_{cka} , C_{ska}) pour le kaolin, par un massif homogène équivalent définis par des caractéristiques équivalentes (e_{eq} , C_{ceq} , C_{seq}).

- e_{sa} , C_{csa} , C_{ssa} : l'indice des vides, l'indice de compression et l'indice de gonflement du sable de la colonne.
- e_{ka} , C_{cka} , C_{ska} : l'indice des vides, l'indice de compression et l'indice de gonflement du kaolin.
- e_{eq} , C_{ceq} , C_{seq} : l'indice des vides, l'indice de compression et l'indice de gonflement du massif équivalent supposé homogène.

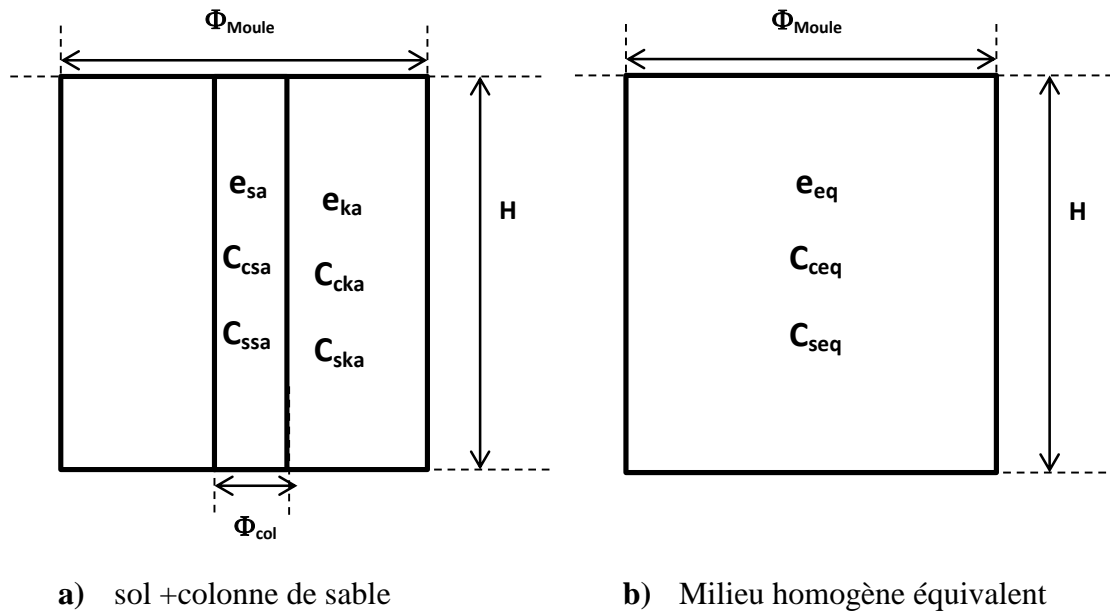


Figure 4.3. Homogénéisation du massif sol-colonne

4.4 Effets de la contrainte de compactage des colonnes Méthode SR-AC

4.4.1 Analyse des tassements

Le tableau 4.1 et la figure 4.4. présentent la variation des taux des tassements relatifs en fonction de la contrainte appliquée sur le massif.

Tableau 4.1. Tassements relatifs en fonction des contraintes appliquées

	135 kPa	11kPa	71kPa	Sc
σ (kPa)	$\Delta H/H_0$ (%)	$\Delta H/H_0$ (%)	$\Delta H/H_0$ (%)	$\Delta H/H_0$ (%)
0	0	0	0	0
25	2,71	3,61	3,44	3,71
50	4,77	5,97	5,76	6,38
100	7,69	9,92	10,02	10,57
150	10,07	12,60	11,99	13,05
300	14,52	17,97	16,72	18,28

Les résultats montrent que les taux de tassement relatif pour les massifs renforcés sont plus faibles que celui du massif de référence (massif non renforcé SC), ce qui signifie que la colonne joue son rôle de renforcement du sol par sa rigidité plus élevée par rapport au sol à renforcer. Les taux de tassement relatif augmentent avec l'accroissement de la contrainte appliquée sur le massif, leurs valeurs atteignent (18,3%, 18%, 16,5%, 14%) sous 300 kPa et ceci pour les différentes contraintes de compactage des colonnes (S_c , 11kPa, 71kPa, 135 kPa) respectivement. Au début du chargement les taux de tassement relatif sont proches puis les différences entre eux deviennent plus significatives, ceci peut être expliqué par l'augmentation de la rigidité du kaolin et du massif dû à l'augmentation de l'expansion diamétrale des colonnes.

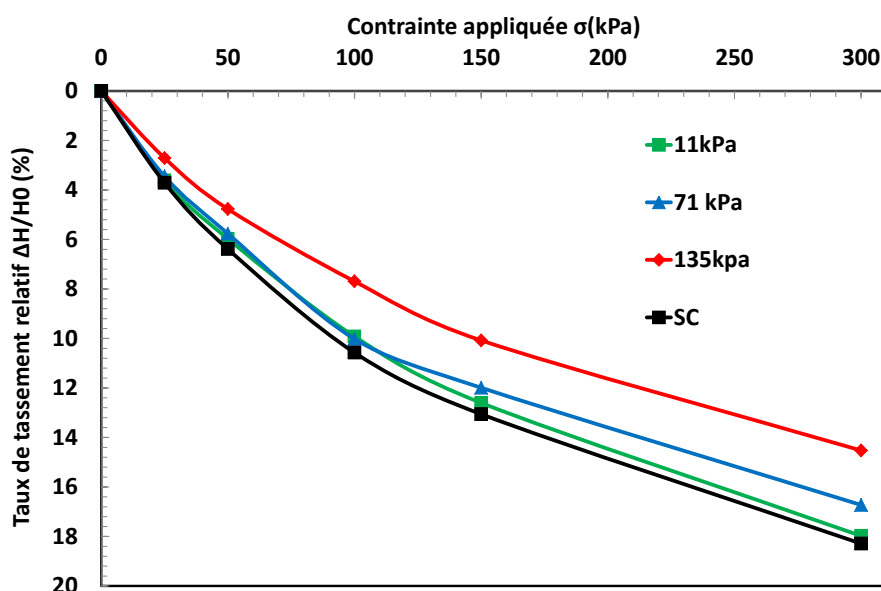


Figure 4.4. Tassement relatif en fonction de la contrainte appliquée

4.4.2 Analyse de la consolidation

La figure 4.5. Présente la variation du tassement relatif en fonction du temps (consolidation) pour la dernière étape de chargement sous la contrainte de 300 kPa. Elle montre que les tassements relatifs finaux dans les cas renforcés sont plus faibles que celui du cas non renforcé(SC). Ces tassements sont inversement proportionnels à la contrainte de compactage des colonnes, leurs valeurs atteignent (5,2%, 4,2% et 4%) pour les contraintes de compactage (11kPa, 71 kPa et 135 kPa) respectivement.

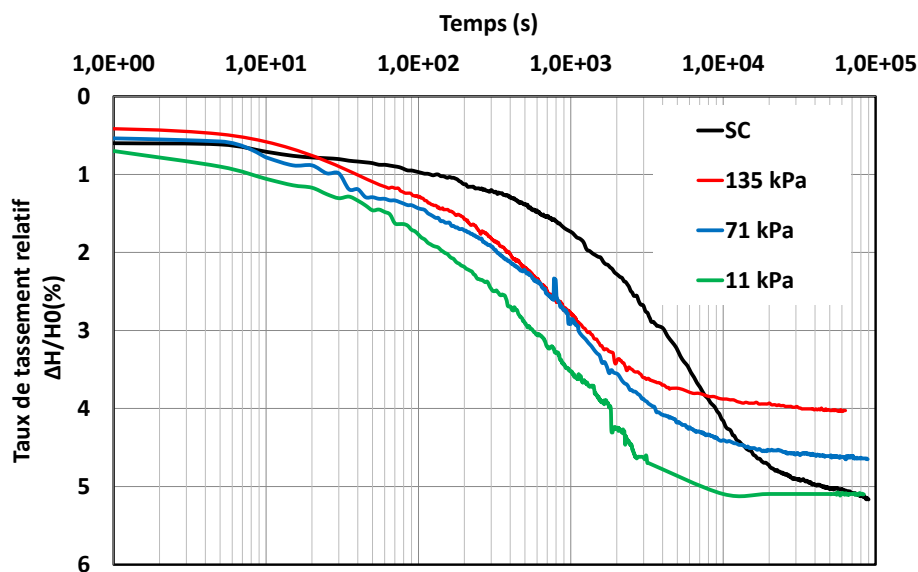


Figure 4.5. Tassement relatif en fonction du temps $\sigma=300$ kpa

La vitesse du tassement est lente dans le cas du massif non renforcé (SC), par rapport aux massifs renforcés. Cela revient à la faible perméabilité du kaolin où l'eau prend un temps plus élevé pour être évacué, contrairement aux cas des massifs renforcés où la présence des colonnes de sable permet d'accélérer l'évacuation des eaux radialement vers la colonne en jouant le rôle de drains verticaux ce qui permet d'accélérer la consolidation. De ces résultats, les colonnes de sables jouent un double rôle celui de renforcement vu leurs rigidité plus élevée par rapport au kaolin et le rôle de drains vu leur perméabilité élevée par rapport à celle du kaolin, ce qui permet d'accélérer la consolidation des massifs.

4.4.3 Analyse de l'expansion diamétrale de la colonne

La figure 4.6. Présente le taux de variation diamétrale ($\Delta\Phi_0/\Phi_0$) des colonnes de sable en fonction de la contrainte appliquée lors de chargements. $\Delta\Phi_0$ est la variation du diamètre de la colonne sous une charge donnée. Φ_0 est le diamètre initial du forage (20mm).

Le nouveau diamètre de la colonne est calculé en supposant la déformation volumique du sable négligeable vu sa granulométrie très serrée. Sous un chargement donné, la colonne subit le même tassement (ΔH_i) que le massif. La diminution de hauteur de la colonne provoque une expansion diamétrale $\Delta\Phi_0$ tout en gardant le même volume initial. Cette expansion diamétrale provoque la diminution du volume de kaolin. Les résultats montrent que le taux de variation diamétrale des colonnes est proportionnel à la contrainte appliquée. Leurs valeurs

passent de 4%, 22% et 35% au début de chargement (valeurs trouvées après mise en place des colonnes) aux 14,83%, 30,66% et 43,69% sous 300 kPa pour les contraintes (11kPa, 71 kPa et 135 kPa) respectivement. Pour une charge donnée, le taux de variation diamétrale est proportionnel à la contrainte de compactage utilisée dans la mise en place de la colonne.

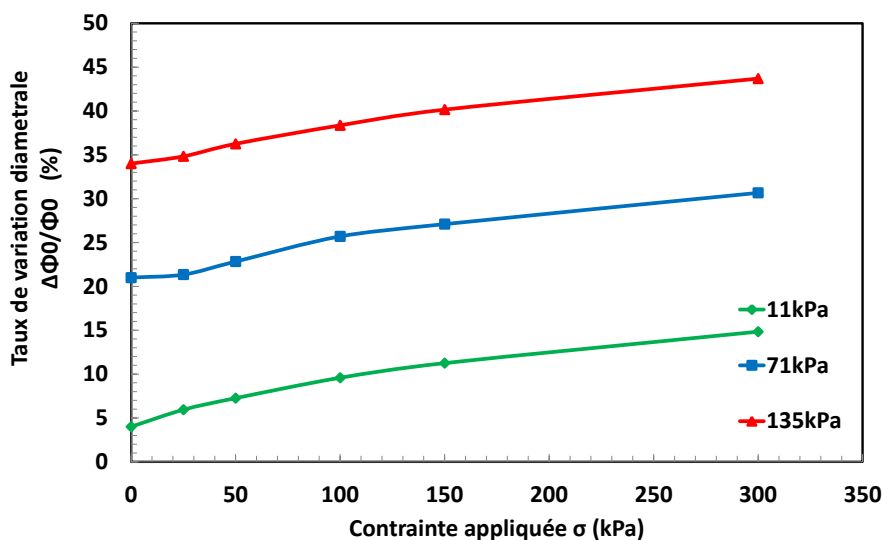


Figure 4.6. Variation diamétrale de la colonne en fonction de la contrainte appliquée

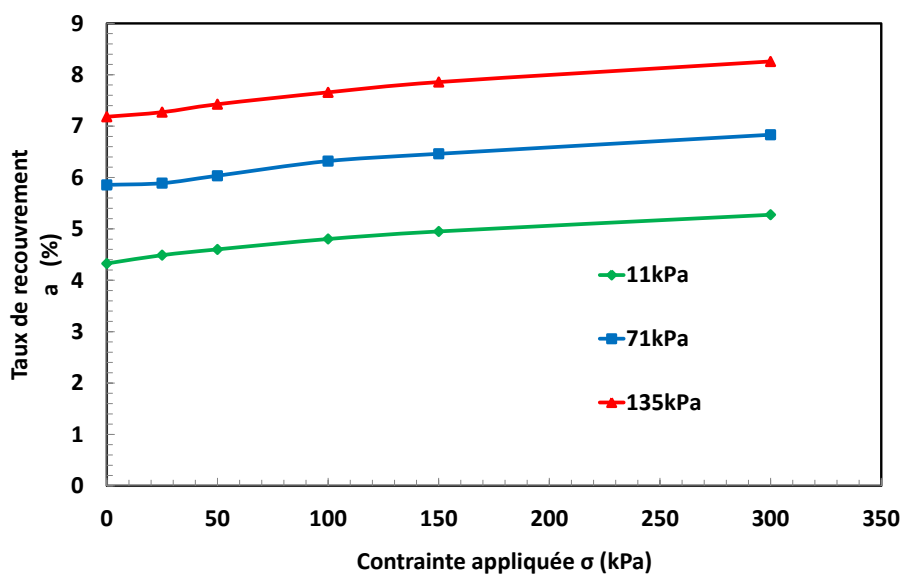


Figure 4.7. Variation du taux de recouvrement $a(\%)$ en fonction de la contrainte appliquée

La figure 4.7. Présente la variation du taux de recouvrement $a(\%)$ en fonction de la contrainte appliquée pour les massifs renforcés par des colonnes de sable réalisés par trois contraintes différentes de compactage.

Les résultats montrent que le taux de recouvrement est proportionnel à la contrainte appliquée pour les trois éprouvettes. Pour chaque contrainte appliquée, le taux de recouvrement est proportionnel à la contrainte de compactage. Ces taux de recouvrement servent à calculer les indices des vides équivalents à chaque palier de chargement.

4.4.4 Analyse de des indices des vides (e et e_{eq})

L'application du chargement sur les éprouvettes de sol renforcé par colonnes de sable induit l'expansion radiale des colonnes et par conséquent la diminution du volume du kaolin et son indice des vides (e). La figure 4.8 présente la variation du rapport ($\frac{e}{e_0}$) en fonction de la contrainte appliquée (chargement), avec e_0 est l'indice des vides initial du kaolin et e est l'indice des vides sous une charge donnée.

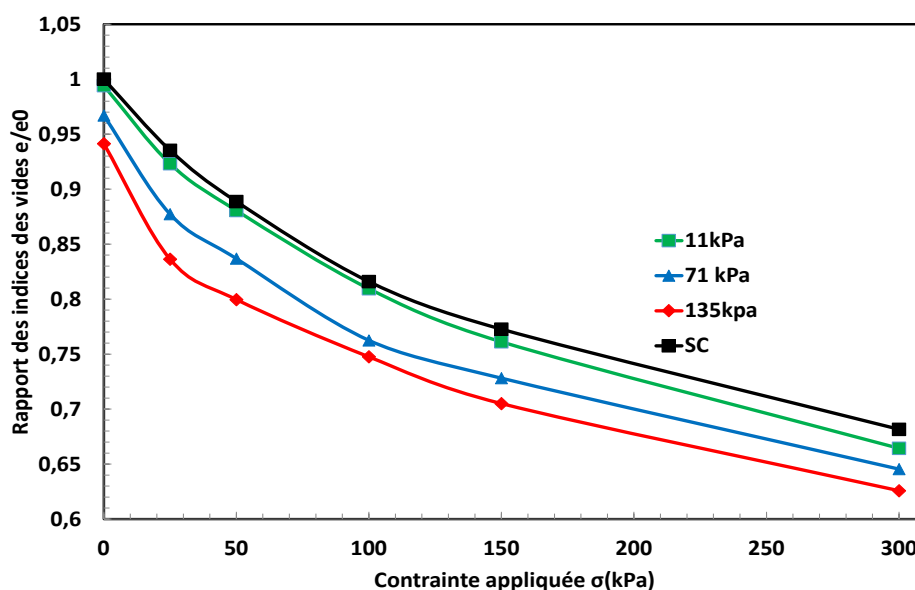


Figure 4.8. Variation du rapport des indices des vides (e/e_0) du kaolin en fonction de la contrainte appliquée

Les résultats montrent que le rapport des indices des vides ($\frac{e}{e_0}$), est inversement proportionnel avec la contrainte appliquée. Ceci exprime que les indices des vides du kaolin diminuent en augmentant la charge appliquée en plus de leurs diminutions provoquées

initialement par l'installation des colonnes. Pour une contrainte appliquée donnée, les rapports sont inversement proportionnels avec la contrainte de compactage des colonnes. Sous la contrainte appliquée de 300 kPa, leurs valeurs atteignent 0.68, 0.66, 0.64 et 0.62 pour les cas de contraintes de compactage SC, 11kPa, 71kPa, 135 kPa respectivement. Ce qui signifie une réduction de l'indice des vides de 32%, 34%, 36% et 38% respectivement.

La figure 4.9. présente la variation du rapport ($\frac{e_{eq}}{e_0}$) de l'indice des vides équivalent e_{eq} par rapport à l'indice des vides initial du kaolin (massif de référence non renforcé). Elle montre que ce rapport diminue avec l'accroissement de la contrainte appliquée pour les trois contraintes de compactage utilisées, ce qui signifie la diminution de l'indice des vides équivalent (e_{eq}). Sous la même contrainte appliquée, leurs valeurs sont inversement proportionnelles avec la contrainte de compactage de la colonne. Sous la contrainte de 300 kPa ; leurs valeurs atteignent 0.65, 0.62 et 0.59 pour les contraintes de compactage, 11kPa, 71kPa, 135 kPa respectivement.

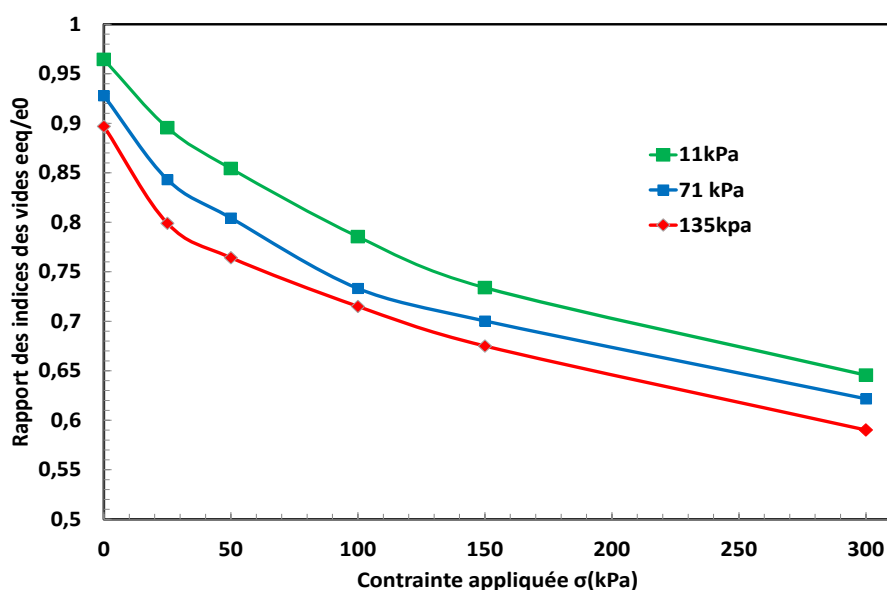


Figure 4.9 Variation du rapport des indices vides équivalent (e_{eq}/e_0) du massif renforcé en fonction de la contrainte appliquée

4.4.5 Analyse des indices de compression et de gonflement équivalents C_{ceq} et C_{seq}

Les courbes de compressibilité sont représentées sur la figure 4.10. sous forme de rapport des indices des vides équivalents en fonction du logarithme de la contrainte appliqué

$(e_{eq}/e_{eq0})-\log(\sigma')$; où e_{eq} est l'indice des vides équivalent pour une charge appliquée donnée, et e_{eq0} est l'indice des vides initial équivalent du massif (sol-colonne) après installation de la colonne de sable. Ces courbes sont obtenues après l'application du programme de chargement/déchargement des massifs renforcés réalisés par les différentes contraintes de compactage.

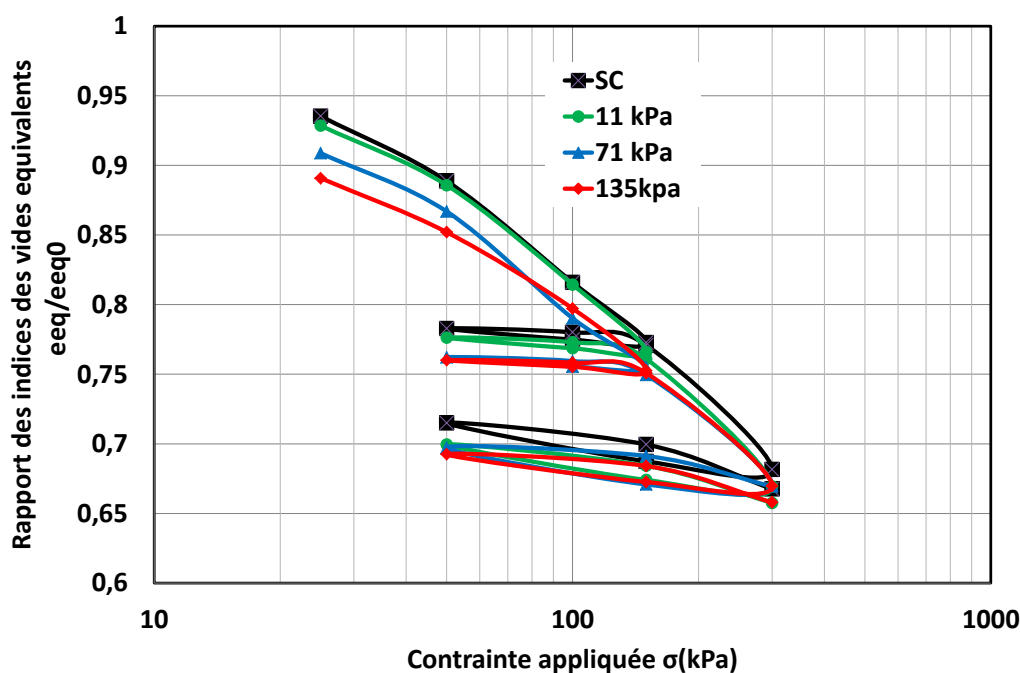


Figure 4.10. Courbes de compressibilité sous forme de $(e_{eq}/e_{eq0})-\log(\sigma')$

À partir des courbes de compressibilité $e_{eq}=f(\log(\sigma'))$, la détermination des indices de compression équivalents (C_{ceq}) est obtenue par la formule :

$$C_{ceq} = -\frac{\Delta e_{eq}}{\Delta \log(\sigma')} \quad 4.8$$

Avec

$\Delta e_{eq}=e_{eq0}-e_{eq}$ est la variation des indices des vides équivalents et $\Delta \log(\sigma')$ est la variation des logarithmes des contraintes effectives appliquées.

Les résultats obtenus sont représentés sur la figure 4.11. sous forme de rapport de l'indice de compression équivalent (C_{ceq}) du sol renforcé et celui du sol non renforcé (C_{c0}).

Les résultats montrent que ce rapport diminue en augmentant la contrainte de compactage (augmentation du variation diamétrale relative). Sa valeur passe de 1 pour le cas

non renforcé à 0,99, 0,91 et 0,76 pour les contraintes de compactage 11kPa, 71 kPa et 135 kPa respectivement (diminution de 24% pour $\sigma_{comp}=135$ kPa). L'augmentation de la contrainte de compactage diminue la valeur de l'indice de compression équivalent et par conséquent la compressibilité du massif renforcé.

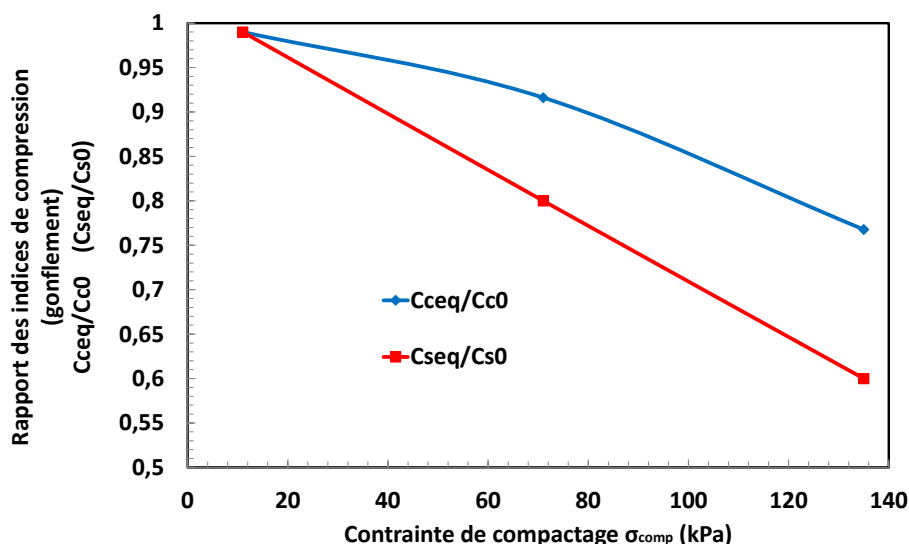


Figure 4.11 Variation du rapport des indices de compression équivalent (gonflement équivalent) en fonction de la contrainte de compactage

La diminution du rapport de compressibilité du massif renforcé peut être expliquée par l'augmentation de la rigidité du massif sol-colonne induite par l'expansion radiale de la colonne. Cette dernière induit une diminution de l'indice des vides, dont la valeur est plus importante au voisinage de la colonne et diminue en s'éloignant de celle-ci. Ceci provoque une densification du sol entourant la colonne et augmente sa rigidité et celle du massif renforcé. La diminution de l'indice de compression C_{ceq} entraîne une diminution du tassement du massif renforcé.

Le rapport des indices de gonflement équivalent (C_{seq}/C_{s0}), en fonction de la contrainte de compactage des colonnes, est représenté sur la même figure. Les résultats montrent que ce rapport est inversement proportionnel à la contrainte de compactage des colonnes. Sa valeur décroît avec l'augmentation de la contrainte. Elle passe de 1, pour le cas non renforcé à (0,99, 0,85 et 0,64) pour les contraintes 11 kPa, 71 kPa et 135 kPa respectivement.

Les valeurs des indices équivalents de compression C_{ceq} et de gonflement C_{seq} trouvées précédemment expérimentalement sont comparées avec les indices équivalents du milieu homogène équivalent trouvées par les formules d'homogénéisation suivantes :

$$C_{ccal} = C_{csa} \cdot a + C_{cka} \cdot (1 - a) \quad 4.9$$

$$C_{scal} = C_{ssa} \cdot a + C_{ska} \cdot (1 - a) \quad 4.10$$

Avec

C_{ccal} : indice de compression équivalent calculé du massif, C_{csa} : indice de compression de la colonne de sable ; C_{cka} : indice de compression du sol (kaolin)

C_{scal} : indice de gonflement équivalent calculé du massif, C_{ssa} : indice de gonflement de la colonne de sable ; C_{ska} : indice de gonflement du sol (kaolin)

$$a = \frac{A_{col}}{A_{mou}} \quad \text{Taux de recouvrement initial}$$

A_{col} : surface de la colonne après installation et A_{mou} : surface du moule

En prenant pour le sable de Loire utilisé ($C_{csa}=0.016$ et $C_{ssa}=0,015$) trouvé par les essais triaxiaux (PAN 2010) ; on calcule les indices de compression et de gonflement (C_{cca} et C_{sca}) par les formules (4.9) et (4.10).

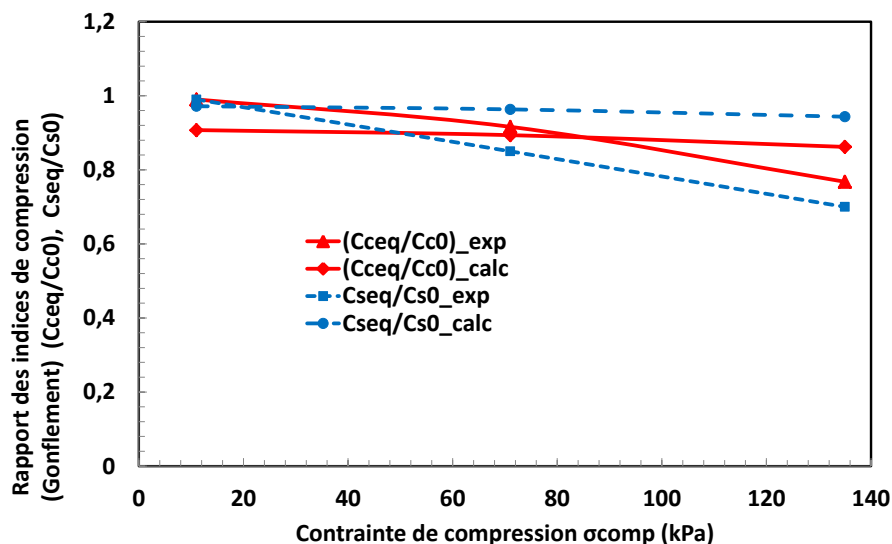


Figure 4.12. Comparaisons entre les indices (C_{ceq} et C_{seq}) calculés et expérimentaux

Les résultats présentés dans la figure 4.12., montrent que les valeurs sont très proches pour les contraintes de compactage (11kPa et 71kPa). Pour la contrainte 135 kPa, la différence

est 0,04 pour C_c et 0.01 pour C_s . Les écarts observés mettent en évidence que la consolidation du kaolin ayant lieu pendant la mise en place des colonnes ce qui augmente la rigidité de celui-ci et conduit donc un indice de compression plus faible que celui obtenu théoriquement en prenant en compte uniquement l'effet de substitution

4.4.6 Déformation diamétrale après déchargement par découpage

À la fin de chargement, les éprouvettes de sol renforcé ont été découpées en tranches. Les diamètres des colonnes ont été mesurés (Fig. 4.13 et 4.14).

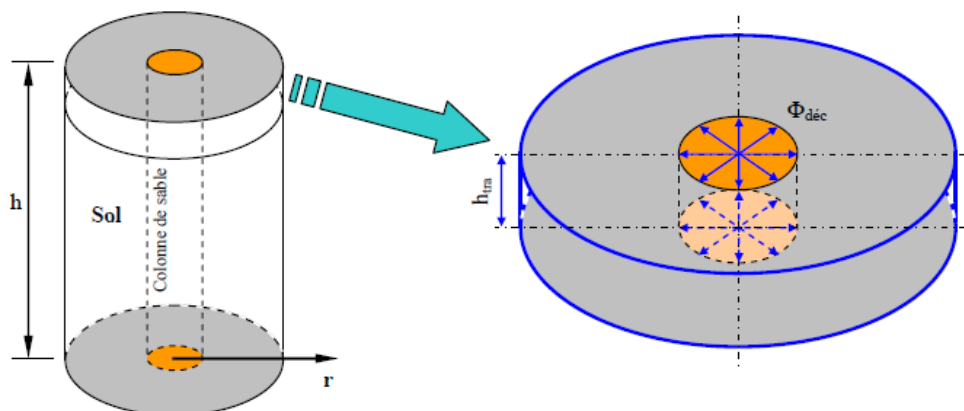


Figure 4.13. Découpage par tranche d'un massif de sol pour mesurer le diamètre
(h = hauteur totale) (PHAN 2010)



Figure 4.14. Mesure du diamètre de la colonne après chargement

Les résultats des diamètres mesurés après découpage en tranche et les diamètres trouvés par calcul sont présentés dans le tableau 4.2.

Tableau 4.2. Comparaison entre les diamètres mesurés par découpage et les diamètres calculés

Les couches (tranches)	11 kPa		71 kPa		135 kPa		Φ_0 (mm)
	Φ_{dec} (mm)	Φ_{cal} (mm)	Φ_{dec} (mm)	Φ_{cal} (mm)	Φ_{dec} (mm)	Φ_{cal} (mm)	
Couche1	21,6	22,97	24,225	26,13	28	28,74	20
Couche2	23,1		26,8		29,4		
Couche3	22,1		27,55		31		
Couche4	23,05		26,65		29		
Couche 5	23,75		27,5		30		
Couche 6	22,3		25		27		
Moyenne	22,65	22,97	26,28	26,13	29,06	28,74	20

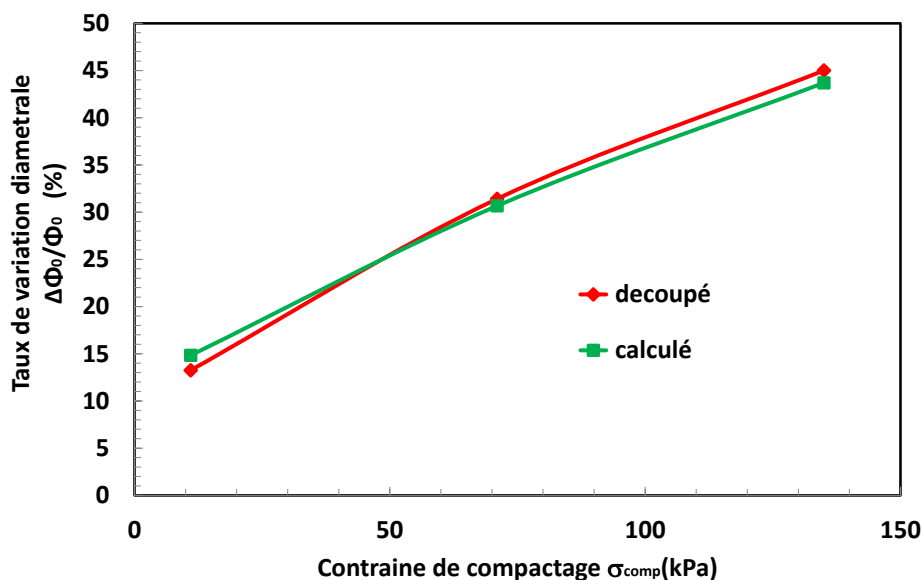


Figure 4.15. Comparaison des diamètres calculés et mesurés après découpage (300 kPa)

La figure 4.15. présente une comparaison entre les diamètres des colonnes après chargement sous 300 kPa trouvés par calcul (Φ_{cal}) et les diamètres mesurés après découpage

des éprouvettes en plusieurs couches. Les résultats montrent que les diamètres sont proches et par conséquent la validité de l'hypothèse supposée de la déformation volumique négligeable du sable pour la détermination des diamètres des colonnes par calcul durant les étapes de chargement.

4.5 Comparaison entre les deux méthodes sans et avec refoulement (SR et AR)

4.5.1 Analyse des tassements

La figure 4.16. présente la variation des tassements relatifs en fonction de la contrainte appliquée sur les massifs. Les résultats montrent que le taux des tassements relatifs augmente avec la contrainte appliquée dans les deux méthodes. Sa valeur est plus faible dans le cas de renforcement par la méthode avec refoulement (AR) que celui dans la méthode SR. À la fin de chargement, sa valeur atteint 15% dans le cas (AR) et 20% dans le cas (SR). Ceci peut être expliqué par la densification du kaolin ce qui entraîne l'augmentation de sa rigidité et celle du massif qui est induit par le refoulement.

Les résultats montrent que malgré les éprouvettes sont renforcées de colonnes de même diamètre, mais l'effet de la méthode de mise en place est très significatif. Le refoulement a augmenté la rigidité du kaolin et du massif, ce qui a diminué le tassement.

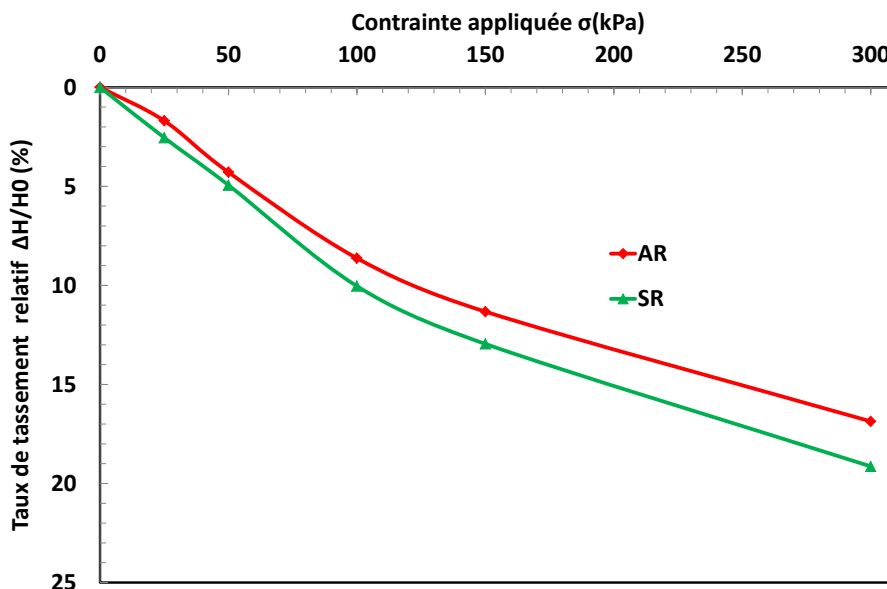


Figure 4.16. Tassement relatif en fonction de la contrainte appliquée

4.5.2 Analyse de la consolidation

Le tassement en fonction du temps (consolidation) est présenté dans la figure 4.17. Les résultats montrent que les vitesses de tassement, dans les cas renforcés, sont plus grandes que celle du cas non renforcé (SC). Cela est dû la présence des colonnes de sable qui accélèrent l'évacuation des eaux par le drainage radiale, ce qui diminue le temps de consolidation. Le tassement dans le cas non renforcé est plus important que celui des cas renforcés. Les colonnes de sable diminuent le tassement vu leur rigidité qui est supérieure à celle du kaolin. Le tassement dans le cas (AR) est plus faible à celui du cas (SR). Ce qui peut être expliqué par le fait que la mise en place de la colonne par refoulement induit une densification importante du sol contrairement à la mise en place par la méthode SR ou le sol entourant n'est pas influencé du tout. Cette densification augmente sa rigidité et celle du massif.

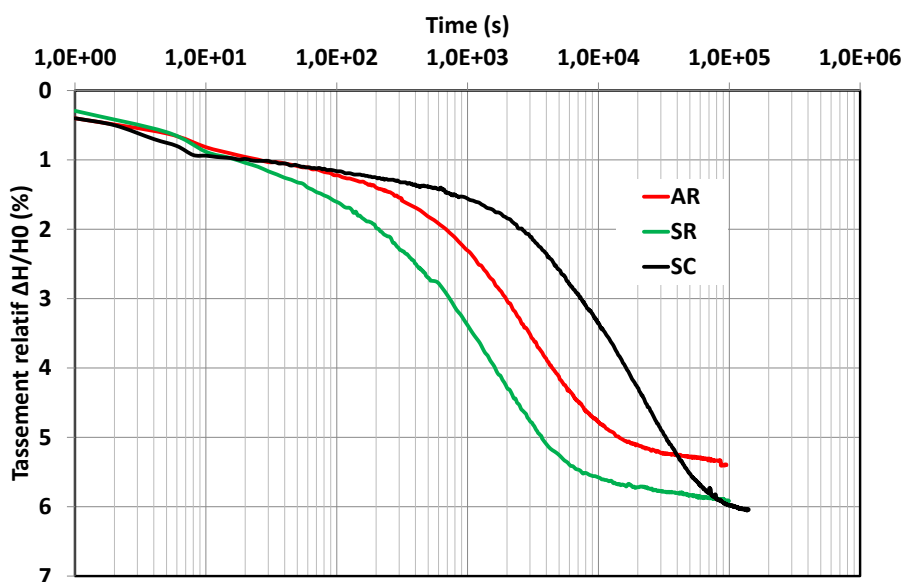


Figure 4.17. Tassement relatif en fonction du temps (300 kpa)

4.5.3 Analyse de l'expansion diamétrale de la colonne

En plus de variation diamétrale provoquée par la mise en place des colonnes (Tableau 2.6). La figure 4.18 présente la variation diamétrale des colonnes provoquées par le chargement appliqué. Les résultats montrent que le taux de variation diamétrale sous chargement est proportionnel à la contrainte appliquée. Pour une contrainte donnée, la variation diamétrale dans le cas SR est supérieure à celle du cas AR. À la fin du chargement, l'expansion diamétrale est plus importante dans le cas SR, il atteint 11% pour le cas SR et

8,8% pour le cas AR. Ceci peut être expliqué par le fait que le sol est plus rigide dans le cas AR.

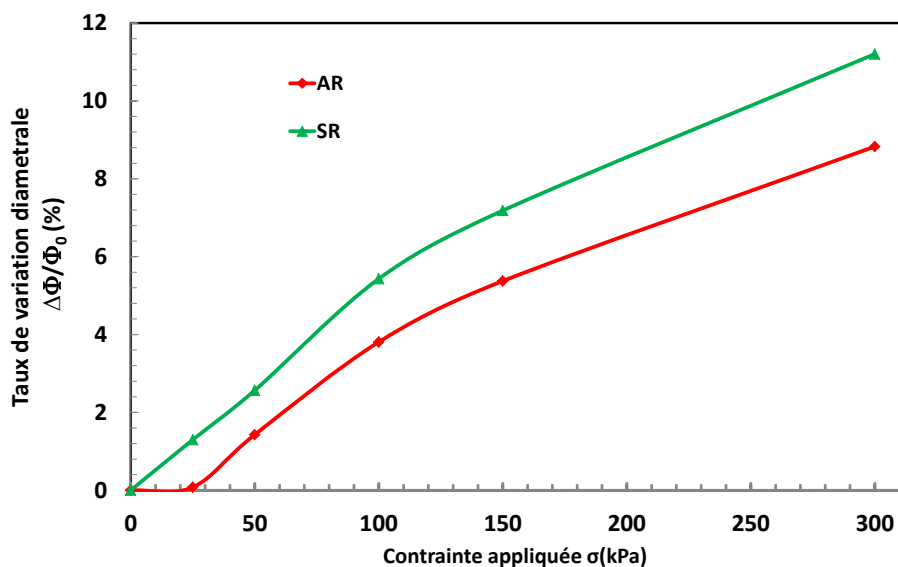


Figure 4.18. Variation diamétrale relative en fonction de la contrainte appliquée

4.5.4 Analyse du taux de recouvrement a (%)

La figure 4.19. Présente la variation du taux de recouvrement en fonction de la contrainte appliquée.

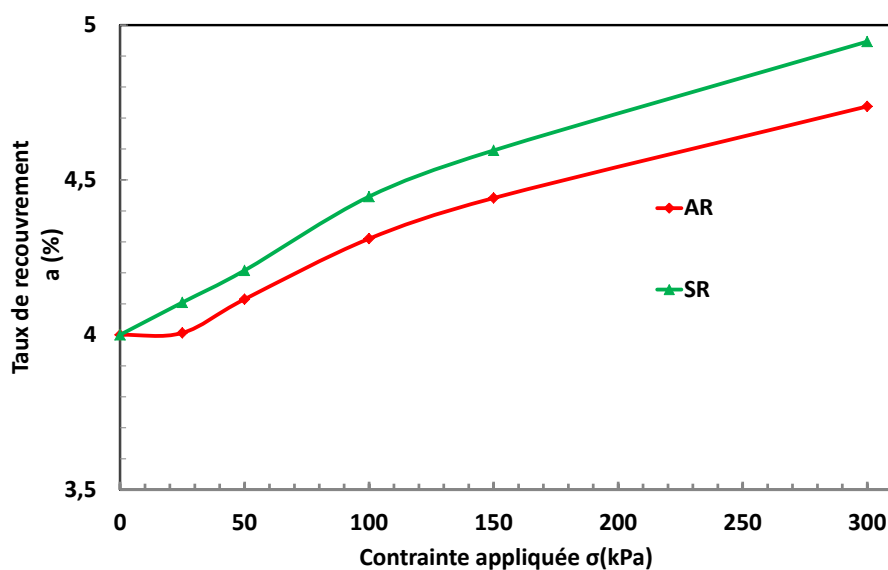


Figure 4.19. Variation du taux de recouvrement (a) en fonction de la contrainte appliquée

Au début ce taux est égal à 4% pour les deux méthodes, cette valeur correspond au taux obtenu après réalisation des colonnes de diamètre ($\Phi=20\text{mm}$). Puis, il augmente proportionnellement à la contrainte appliquée. Son augmentation est à partir de 25 kPa pour le cas SR et de 50 kPa pour le cas AR. Pour une contrainte appliquée donnée, le taux de recouvrement dans le cas SR est supérieur à celui du cas AR. Ceci est expliqué par le fait que dans le cas SR le massif est moins rigide que dans le cas AR et ceci entraîne un tassement supérieur et par conséquent une expansion supérieure aussi.

4.5.5 Analyse des indices de vides (e et e_{eq})

Les résultats présentés sur la figure 4.20. montrent que le rapport (e/e_0) de l'indice des vides du kaolin est inversement proportionnel avec la contrainte appliquée dans les deux méthodes (AR et SR).

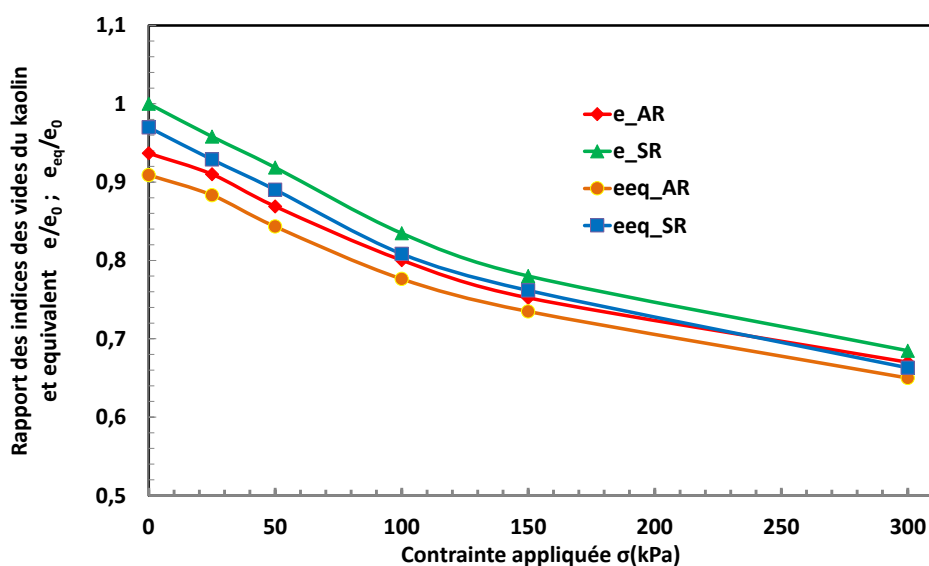


Figure 4.20. Variation des rapports des indices des vides du kaolin (e/e_0) et équivalent (e_{eq}/e_0) en fonction de la contrainte appliquée

La variation (réduction de l'indice des vides) est moins rapide, au début du chargement, dans le cas (AR) car l'argile est plus densifiée sous l'effet de l'expansion radiale qui est dû à l'installation de la colonne par refoulement. Leurs valeurs initiales sont égales à 1 et 0.935 ce qui correspond à (0% et 6.5%) qui sont induites par l'installation des colonnes puis elles diminuent à 0.68 et 0,66 pour les cas (SR) et (AR), respectivement, ce qui correspond à 32% et 34% de réduction, à la fin du chargement.

La figure 4.20. présente également, la variation du rapport des indices des vides équivalent (e_{eq}/e_0) par rapport à l'indice des vides initial du kaolin, en fonction des contraintes appliquées. Sa valeur diminue d'une façon proportionnelle à la contrainte appliquée dans les deux méthodes. Leurs valeurs sont plus faibles dans le cas de la réalisation sans refoulement du sol (SR). Ceci signifie que e_{eq} diminue en augmentant la contrainte appliquée.

4.5.6 Analyse des indices de compression et de gonflement équivalents (C_{ceq} et C_{seq})

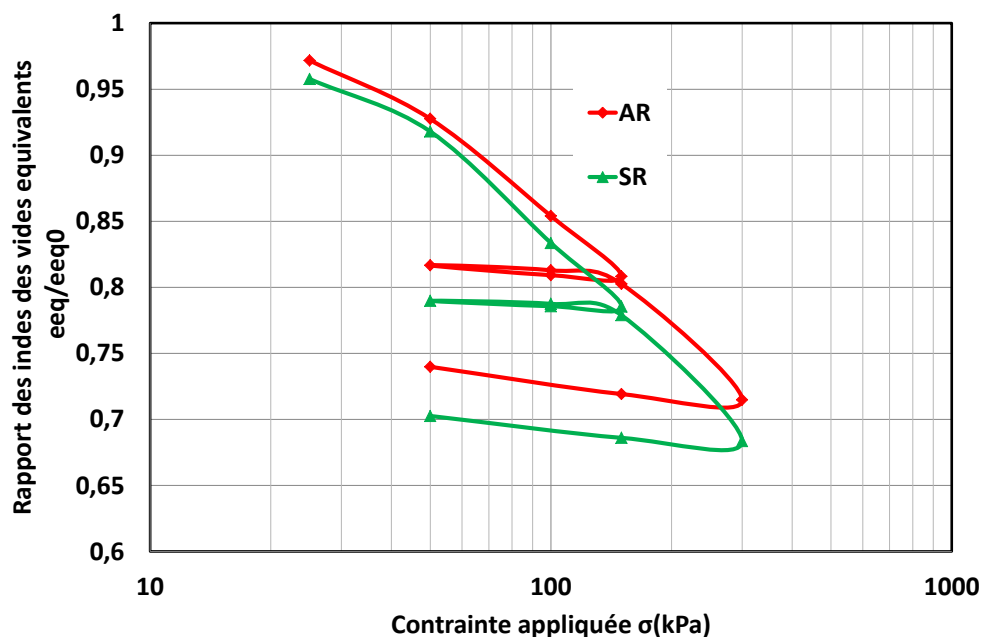


Figure 4.21. Courbes de compressibilité sous forme $(e_{eq}/e_{eq0})=f(\log(\sigma'))$

Les courbes de compressibilité obtenues, après l'application du programme de chargement/déchargement sont représentées sur la figure. 4.21 sous forme de $(e_{eq}/e_{eq0})=f(\log(\sigma'))$; e_{eq} , est l'indice des vides équivalent du massif sol-colonne sous une contrainte appliquée donné (σ) et e_{eq0} l'indice des vides équivalent initial après l'installation de la colonne.

Les valeurs des indices de compression (C_{ceq}) et de gonflement (C_{seq}) ont été déterminées à partir des courbes de compressibilité $e_{eq}=f(\log(\sigma'))$. Les résultats obtenus sont représentées sur le tableau 4.3. sous la forme adimensionnelle $(\frac{C_{ceq}}{C_{c0}})$ et $(\frac{C_{seq}}{C_{s0}})$ où C_{ceq} et C_{seq} sont les indices de compression et de gonflement équivalent dans la cas renforcé ; C_{c0} et C_{s0} sont les indices de compression et de gonflement du sol sans renforcement.

Le tableau. 4.3 montre que les rapports $(\frac{C_{ceq}}{C_{c0}})$ et $(\frac{C_{seq}}{C_{s0}})$ sont proches de l'unité pour le cas (SR). La diminution est égal à 4% pour C_{ceq} et 1% pour C_{seq} , ce qui signifie que la mise en place de la colonne par la méthode SR à un effet négligeable sur les indices de compression et de gonflement équivalents vu l'absence de l'expansion radiale et donc pas d'influence sur kaolin. Dans le cas avec refoulement de sol (AR), le rapport $(\frac{C_{ceq}}{C_{c0}})$ diminue à 0,81 (19% de réduction) mais $(\frac{C_{seq}}{C_{s0}})$ augmente à 1.3.

Les résultats montrent que la mise en place des colonnes par la méthode (AR) provoque la diminution de l'indice de compression équivalent (C_{ceq}) et l'augmentation de l'indice de gonflement (C_{seq}) du massif renforcé.

Tableau 4.3. Indices de compression et de gonflement équivalents (méthodes SR et AR)

	SR	AR
C_{ceq}/C_{c0}	0.96	0.81
C_{seq}/C_{s0}	0.99	1.3
C_{ccal}/C_{ceq}	1.16	0.99
C_{scal}/C_{seq}	0.96	0.72

4.6 Conclusion

Dans ce chapitre, on a analysé la réponse mécanique de massifs de kaolin renforcés par une colonne de sable soumis à un programme de chargement/ déchargement (œdométrique), et procédé à une analyse des effets sur le sol entourant les colonnes.

Les tassements des massifs croient avec l'accroissement de la charge appliquée à ces derniers. La présence de colonnes induit une diminution des tassements des massifs et accélère la vitesse de consolidation, les colonnes jouent le rôle de renforcement et en même temps de drains. Pour une charge donnée, les tassements décroissent logiquement lorsque la contrainte de compactage augmente qui à son tour augmente le diamètre des colonnes de sable par expansion.

L'expansion radiale des colonnes modifie les paramètres physiques du sol entourant la colonne. Elle provoque une diminution de son indice des vides et de sa perméabilité ce qui

entraîne la densification de celui-ci et par conséquent, l'augmentation de la rigidité du massif.

Le calcul des indices de compression et de gonflement équivalents (C_{ceq}) et (C_{seq}), des massifs homogènes équivalents, montre une relation inversement proportionnelle à la contrainte de compactage. Ce qui entraîne la diminution des tassements des massifs en augmentant la contrainte de compactage.

La comparaison entre les deux méthodes (avec refoulement du sol AR et sans refoulement du sol SR) a montré que la diminution de l'indice des vides du kaolin et de l'indice de compression équivalent (C_{ceq}) du massif homogène est plus significative. Le refoulement densifie le sol entourant et par conséquent diminue les tassements du massif renforcé par (AR). De ces résultats, il est mis en évidence que la méthode de mise en place des colonnes a un effet non négligeable sur le comportement du massif renforcé. Elle doit être prise en compte dans le dimensionnement.

CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES

1. Conclusions

Ce travail de recherche a eu pour objectif l'étude expérimentale et numérique du comportement des massifs argileux renforcés par des colonnes ballastées. Des essais ont été réalisés en laboratoire sur des échantillons cylindriques de kaolin renforcés par des colonnes de sable. Les matériaux utilisés, et en particulier le kaolin, ont été caractérisés par (PHAN 2010) sous différents aspects : résistance au cisaillement, compressibilité, perméabilité...etc.

Après pré-consolidation du kaolin sous une contrainte de 50 kPa, trois méthodes de mise en place de colonnes de sable ont été mises en œuvre, se différenciant par l'effort de compactage et par l'action sur le sol : substitution ou refoulement. La première et la deuxième méthode consiste à réaliser la colonne dans un forage préalable, la réalisation se fait par substitution simple (SR-SC) ou par l'application d'un effort de compactage (SR-AC). La troisième méthode consiste à réaliser la colonne avec refoulement du sol et avec compactage (AR-AC).

Le travail de cette thèse est divisé en deux parties. La première partie a pour objectif de caractériser l'effet de la contrainte de compactage sur le comportement du massif renforcé. Trois contraintes de compactage ont été adoptées par la mise en place des colonnes de sable. La deuxième partie avait pour objectif d'établir une comparaison entre la mise en place avec et sans refoulement du sol. Dans les deux parties l'étude a examiné les effets de la mise en place des colonnes de sable sur le sol entourant puis la réponse mécanique des massifs renforcés soumis au chargement.

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. Les résultats ont montré en outre que les déformations axiales et diamétrales des colonnes sont principalement fonction des contraintes de compactage appliquées à celles-ci. Ces déformations diamétrales ont pour effet de réduire l'indice des vides et la perméabilité du sol entourant et entraînent sa densification et donc l'augmentation de sa rigidité. Les résultats ont montré également que les valeurs de ces paramètres sont inversement proportionnelles à la contrainte de compactage.

Les effets de mise en place sur le sol entourant ont été analysés aussi numériquement avec le logiciel en élément finis PLAXIS 8.2. L'expansion radiale est simulée par un déplacement radial uniforme sur toute la frontière sol-colonne. L'analyse des résultats a montré que l'augmentation de la contrainte de compactage de la colonne a pour effet d'augmenter les contraintes effectives horizontales et les déformations dans le sol entourant. Leurs valeurs sont maximales au voisinage de la colonne et diminuent en s'éloignant de celle-ci. Au début, l'expansion radiale induit, dans le sol, une augmentation de la surpression interstitielle qui se dissipe au cours de la consolidation accompagnée de l'augmentation des contraintes effectives horizontales.

Par la suite, il a été procédé au chargement et déchargement, selon la méthode oedométrique, des massifs de kaolin renforcés par des colonnes de sable afin d'analyser la réponse mécanique de ceux-ci ainsi que les modifications internes du milieu après déchargement. Le résultat obtenu a mis en évidence l'efficacité du renforcement suivant la méthode de mise en place. Les tassements mesurés sont inversement proportionnel à la contrainte de compactage alors que la méthode par refoulement est plus efficace par rapport aux autres méthodes car elle densifie plus le sol entourant et par conséquent le milieu sol-colonne.

Finalement, par la méthode d'homogénéisation, des paramètres équivalents du milieu homogène équivalent (indice de compression C_{ceq} , indice de gonflement C_{seq} et les indice des vides équivalent e_{eq}) ont été déterminé. Les résultats ont montré que ces paramètres ont une relation inversement proportionnelle avec la contrainte de compactage. Les courbes de consolidations ont montré que la vitesse de consolidation est plus grande en cas de massifs renforcés par rapport au massif de référence (non renforcé), ceci est dû principalement à la présence de colonne de sable qui favorise le drainage radial des eaux. Cette vitesse est

inversement proportionnelle à la contrainte de compactage. Un découpage des massifs a permis de déterminer la forme des colonnes et de vérifier l'hypothèse de l'incompressibilité du sable utilisé.

2. Perspectives

Au terme de ce travail de recherche, plusieurs perspectives pour les recherches futures dans ce domaine sont ouvertes.

- Ce travail de recherche peut constituer une base de départ pour l'étude de l'effet de la mise en place des colonnes ballastées sur le milieu environnant.
- Les améliorations des caractéristiques du massif de sol renforcé peuvent être évaluées plus complètement via la réalisation d'essais triaxiaux sur le complexe sol / colonne.
- Le travail réalisé peut faire l'objet d'une modélisation numérique pour une étude plus détaillée afin de valider le principe d'homogénéisation proposé pour les caractéristiques de consolidation et de mieux cerner le problème.
- Les résultats trouvés au laboratoire peuvent être exploités dans le terrain. Et peuvent être la base pour le choix de la méthode d'exécution des colonnes sur le terrain.

Références bibliographiques

Aboshi H, Ichimoto E, Harada K, Emoki M (1979) The composer—a method to improve the characteristics of soft clays by inclusion of large diameter sand columns. Proc., Int. Conf. on Soil Reinforcement., E.N.P.C., 1, Paris 211–216

Ambily AP, Grandhi SR (2007) Behavior of stone columns based on experimental and FEM analysis. J Geotech Geoenviron Eng ASCE 133(4):405–415

Ammar A.M.S., Liu X., Lin H. et Ren J., « Enlarged base stone columns to improve soft clay soil », International Conference on Transportation Engineering 2009 (ICTE 2009), 2009, pp.4240-4245.

Balaam NP, Poulos HG, Brown PT (1978) Settlement analysis of soft clays reinforced with granular piles. Proc., 5th Asian Conf. On Soil Engineering, Bangkok, Thailand, 81–92

Balaam N.P., Poulos H.G., « The behaviour of foundations supported by clays stabilized by stone columns », Proc. of the 8th ECSMFE, vol.1, 1983, pp.199-204.

BALAAM NP, BOOKER JR. Effect of stone column yield on settlement of rigid foundations in stabilized clay. Int J Num Anal Meth Geomech 1985;9(4):331–51.

BLACK J., SIVAKUMAR V., MADHAV M., MCCABE B. « An Improved Experimental Test Set-up to Study the Performance of Granular Columns ». Geotechnical Testing Journal, vol.29, n° (3), 2006, p.193-199.

BLACK J., SIVAKUMAR V., MCKINLEY J.D., « Performance of clay samples reinforced with vertical granular columns ». Canadian Geotechnical Journal, vol. 44, n° (1), 2007, p.89-95.
Bouassida M, Guetif Z, de Buhan P, Dormieux L (2003). Estimation par une approche variationnelle du tassement d'un sol renforcé par colonnes. Revue Française de Géotechnique, vol. 102, pp. 21–9.

Bretelle S., Guilloux A., Della Longa Y., Zaghouni K.(2004) Amélioration de sols par colonnes ballastées sous deux grands réservoirs GNL. Proceedings of international Symposium on Ground Improvement. ASEP-GI 2004. Presses de l'ENPC, pp.77-85.

Clemente J.L.M., Senapathy H., Davie J.R. (2005). Performance prediction of stone-column-supported. Mechanics and Geotechnical Engineering 16ICSMGE, Osaka.

CORNEILLE S., Etude du comportement mécanique des colonnes ballastées chargées par des semelles rigides, Thèse de doctorat, Institut national polytechnique de Lorraine, 2007.

Casagrande A., « The determination of the preconsolidation load and its practical significance », Proc. 1st Intl Conf. Soil Mech. Found. Eng., 1936, p.60.

CASTRO J, SAGASETA C. Consolidation around stone columns. Influence of column deformation. Int J Numer Anal Meth Geomech 2009;33(7):851–77.

CASTRO, J. and KARSTUNEN, M., « Numerical simulations of stone column installation». Canadian Geotechnical Journal, vol.47, n° (10), 2010 , p.1127–1138.

Dano C., Hareb H., Hicher P-Y., « Characterization of Loire River sand in the small strain domain using new bender-extender elements », Proceedings 16th ASCE Engineering Mechanics Conference, Seattle, US, 2003.

Datye K.R., « Settlement and bearing capacity of foundation system with stone columns », Proc. Symposium on soil and rock improvement techniques including geotextiles reinforced earth and modern piling methods, A-1-1 A-1-27, 1982.

Debats J.M., Bouassida L & Guetif Z. F (2006). Etat de la recherche entreprise dans la modélisation sous Plaxis de la mise en oeuvre de colonnes ballastées dans une argile molle. Présentation de la journée des utilisateurs de Plaxis, 16 mai, Paris.

Dhouib A., Soyeyz B., Wehr J. & Priebe H.J. (2004). Méthode de Priebe : Origine, Développement et applications. ASEP-GI 2004. Presses de l'ENPC. Paris, vol.1, pp. 131-146.

DHOUIB A., BLONDEAU F., Colonnes Ballastées, Paris, Presses de l'École National des Ponts et Chaussées, 2005.

ELSHAZLY, H.A., HAFEZ, D. & MOSAAD, M., « Back calculating vibro-installation stresses in stone columns reinforced grounds ». Proceedings of ICE-Ground improvement, Vol.10, n° (2), 2006, p. 47–53.

ELSHAZLY, H., ELKASABGY, M. AND ELLEBOUDY, A. « Effect of intercolumn spacing on soil stresses due to vibro-installed stone columns: interesting findings ». Geotechnical and Geology Engineering, vol.26, n° (2), 2008, p. 225–236

Foray, P., & al. 2009. 3D numerical modeling of stone columns and application. Proc. 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 3: 2382-2385.

Gäb M (2005) Numerical modelling of stone columns. 2nd International Workshop of Young Doctors in Geomechanics, Paris, November 23 – 25.

Ghionna V., Jamiolkowski M. (1981). Colonne di ghiaia. X Ciclo di conferenze dedicate ai problemi di meccanica dei terreni e ingegneria delle fondazioni metodi di miglioramento dei terreni. Politecnico di Torino Ingegneria, atti dell'istituto di scienza delle costruzioni, n°507

Goughnour, R. R. et Bayuk, A. A. (1979). Analysis of stone column - soil matrix interaction under vertical load. Ocean Industry, volume 1, p. 271-277.

Guetif Z, Debats JM, Bouassida M & Ellouze S. (2004) Amélioration du module de déformation d'une argile molle due à la mise en place d'une colonne ballastée par vibrocompactage. Proceedings of International Geotechnical Conference, Beyrouth, pp. 343–349.

GUETIF Z., BOUASSIDA M., DEBATS J.M. « Improved Soft Clay Characteristics Due to Stone Column Installation ». Computers and Geotechnics, vol. 34, n° (2), 2007, p.104-111.

Han J, Ye SL (1992) Settlement analysis of buildings on the soft clays stabilized by stone columns, Proc., Int. Conf. on Soil Improvement and Pile Found., 118, 446–451

Han J, Ye SL (2001) Simplified method for consolidation rate of stone column reinforced foundation. J Geotech Geoenviron Eng 127 (7):597–603

Hughes, J. M. O. and Withers, N. J., « Reinforcing of Soft Cohesive Soils with Stone Columns », Ground engineering, Foundation Publications Limited, 1974, pp. 42–49.

Hughes, J. M. O., Withers, N. J., & Greenwood, D. A. (1975). A field trial of the reinforcing effect of a stone column in soil. *Geotechnique*, 25(1), 31-44.

Hurley, O. (2014). *Modélisation Physique Et Numérique de la Mise en Place Des Colonnes Ballastées Dans Un Sable Fin* (Doctoral dissertation, Université de Sherbrooke).

Hurley, O., Nuth, M., Karray, M., Massé, F., Mollereau, C., Bouassida, M., & Chekired, M. (2013). Physical modeling of stone column installation in fine sand and its effect on lateral to vertical stress ratio.

JORGE CASTRO, MINNA KARSTUNEN, NALLATHAMBY SIVASITHAMPARAM. Influence of stone column installation on settlement reduction. *Computers and Geotechnics* 59 (2014) 87–97

KIRSCH, F., «Vibro stone column installation and its effect on ground improvement». Proceedings of the International Conference on Numerical Modeling of Construction Processes in Geotechnical Engineering for Urban Environment. Bochum, 2006, Germany., Taylor and Francis, p. 115–124.

Mestat P., Riou Y. (2004a) Validation des modèles numériques de sol amélioré par colonnes. Symposium international sur l'Amélioration des sols en place, ASEP-GI 2004, Presses de l'ENPC, pp. 229-243

Mestat P., Dhouib A., Magnan J.P., Canepa Y (2004b) Résultats de l'exercice de prévision des tassements d'un remblai construit sur des colonnes ballastées. ASEP-GI, Presses de l'ENPC vol 2, pp 1-13.

McKelvey D, Sivakumar V, Bell A, Graham J (2004) Modeling vibrated stone columns in soft clay. In: Proceedings of the Institute of Civil Engineers, Geotechnical Engineering, vol 157, Issue GE3, pp 137–149

Nguyen NT, Poray. P , Flavigny. E 2007. Prise en compte de l'effet de la mise en place dans la modélisation numérique en 3D des colonnes ballastées dans l'argile molle. Congés français de mécanique CFM'07–Grenoble, 23-27 septembre 2007

Nguyen N.-T Modélisation du comportement des fondations profondes dans les argiles molles, Thèse de doctorat, institut polytechnique de Grenoble, 2008.

Nguyen N.-T., Foray P., Flavigny E., « Prise en compte de l'effet de la mise en place dans la modélisation numérique en 3d des colonnes ballastées dans l'argile molle », *Studia Geotechnica et Mechanica*, Vol. XXX, N°1–2, 2008.

Priebe HJ (1976) Abschätzung des setzungsverhältnisses durch stopfverdichtung verbesserten baugrundes. *Die Bautechnik* 54:160–162 (in german)

Priebe HJ (1995) The design of vibro replacement. *Ground engineering* 28:31–37

PHAN V.T.P., Renforcement des sols compressibles par colonnes ballastées, Thèse de doctorat, Université Européenne de Bretagne – INSA de Rennes, 2010.

Rangeard D., Guillard R., Sadek M., « Caractérisation mécanique d'une colonne ballastée à partir d'essais pressiométrique », Proc. Int. Symp. 50 Years Pressuremeter 1, 2005, pp.637-644.

Rollins K.M., Quimby M., Johnson S.R., Price B., « Effectiveness of Stone Columns for Liquefaction Mitigation of Silty Sands With and Without Wick Drains », US-China Workshop on Ground Improvement Technologies, 2009, pp.160-169.

Saha A., De P.K (1994) Field and analytical study of stone columns by non-linear strain. Proceedings of the 8th Inter. Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Istanbul, vol.3 pp. 1211-1214.

SIVAKUMAR V., MCKELVEY D., GRAHAM J., HUGHES D. «Triaxial tests on model sand columns in clay ». Can. Geotech. J., Vol. 41, 2004,p. 299-312.

Shukla S.K., Sivakugan N. and Das B.M., « Methods for determination of the coefficient of consolidation and field observations of time rate of settlement – an overview », International journal of Geotechnical Engineering (2009) 3, 2009, pp.89-108.

SIX V., Analyse du comportement des colonnes ballastées : influence des conditions initiales, Thèse de doctorat, Université des sciences et technologies de Lille, 2006.
Taylor D.W., Fundamentals of soil mechanics, Wiley, New York, 1948.

Wang G., « Consolidation of Soft Clay Foundations Reinforced by Stone Columns under Time-Dependent Loadings », Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2009, pp.1922-1931.