



N° D'ORDRE : .../2017

THESE

Pour obtenir le diplôme
DE DOCTORAT EN SCIENCES

Spécialité : Génie Civil
Option : Géotechnique

Présenté par
BOUSMAHA Mohammed

**Le renforcement des sols
compressibles par des inclusions
rigides verticales**

Soutenu le : **Lundi 05 Juin 2017**

Devant le jury composé de :

BENDANI Karim	Professeur	Université de Mostaganem	<i>Président</i>
MISSOUM Hanifi	Professeur	Université de Mostaganem	<i>Rapporteur</i>
MEKERTA Belkacem	Professeur	Université d'Adrar	<i>Examineur</i>
DELLA Noureddine	Maître de conférences	Université de Chelf	<i>Examineur</i>

Année universitaire 2016/2017

REMERCIEMENTS

En ce jour et durant toute la période de mes années de doctorat, j'ai eu le plaisir et le privilège de travailler avec une équipe de chercheurs, car ce projet a été effectué avec toute leur aide considérable. Le travail a abouti dans le laboratoire de recherche LCTPE «Construction, Transport et Protection de l'Environnement» du département de Génie Civil et Architecture de l'Université de Mostaganem ainsi que le laboratoire LMST «Laboratoire de Matériaux sols et Thermique » université Mohammed Boudiaf Oran et à l'Institut de Physique du Globe de Strasbourg (IPGS) sous la direction de l'enseignant chercheur Toussaint Renaud.

En cette occasion, merci à Dieu et à tous ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail, ma famille mes amis mes collègues enseignants et mon encadreur qui a fait le maximum pour parachever avec moi cette thèse.

Je tiens à remercier tout d'abord mon directeur de thèse Pr MISSOUM Hanifi de m'avoir donné l'aide et l'orientation requise, d'avoir mis tous les moyens nécessaires pour l'aboutissement de ce projet.

Je tiens à exprimer mes sincères remerciements pour les membres de jury, le président Pr Bendani Karim à l'université de Mostaganem et aux examinateurs, Pr Mekerta Belkacem à l'université d'Adrar et Dr Della Noureddine à l'université de Chelef qui ont bien voulu examiner mon travail.

Sans oublier toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin et qui ont fait de ce projet une réalité.

Un grand Merci.

Bousmaha Mohammed

RESUME

Le renforcement des sols compressibles par inclusions rigides verticales est une technique qui associe un réseau d'inclusions et un matelas constitué de sol granulaire, intercalé entre le sol renforcé et l'ouvrage. Dans ce matelas se développent des voûtes qui transfèrent partiellement les charges vers les inclusions, permettant ainsi la réduction et l'homogénéisation des tassements en surface du massif renforcé. Le renforcement peut être complété par une nappe géosynthétique en base du matelas, fonctionnant en membrane. Les domaines d'application privilégiés sont les fondations de remblais routiers ou ferroviaires et les fondations de zones industrielles. Les différents éléments de ce système sont en interactions complexes.

Ce travail de thèse constitue une contribution à la compréhension du comportement de ce type d'ouvrage et s'intéresse plus particulièrement à la modélisation de ces mécanismes.

Des modèles de comportement spécifiques aux divers matériaux sont mis en œuvre. L'analyse paramétrique peut alors être étendue numériquement.

Mots-clés : Renforcement, Sols compressibles, Inclusions rigides, Modélisation physique, Modélisation numérique.

ملخص

تقوية التربة المنضغطة بإستعمال الأعمدة الصلبة كقاعدة أساسية للبنىات التحتية هي تقنية تقوم بربط شبكة من فراش إسطناعي والطبقة المتتألفة من الأرض الحبيبية، يتوسطون بين الأساسات والهيكل. في هذا الأخير ينجم تطور الأقواس التي تنقل جزئياً الأحمال إلى الأعمدة الصلبة. المجالات الرئيسية للتطبيق هي أساس السدود الطريق أو السكك الحديدية والمناطق الصناعية المؤسسات. مختلف مكونات هذا النظام هي في التفاعلات المعقدة.

هذا العمل هو المساهمة في فهم سلوك هذا النوع من البنىات التحتية، ويهتم بشكل خاص في إنشاء نماذج معبرة عن هذه الدراسات.

تستخدم هذه النماذج سلوكية محددة وذلك لمختلف المواد. ويمكن بعد ذلك تمديد التحليل رقمياً.

كلمات البحث : تقوية التربة، الأعمدة الصلبة، البنىات التحتية، النمذجة العددية.

ABSTRACT

Strengthening compressible soils by vertical rigid inclusions is a technique that associates a network of inclusions and a mattress consisting of granular ground, interposed between the stabilized foundation and the structure. In this mattress, arches are developed which partially transfer loads to the inclusions, allowing the reduction and homogenization of surface settlements of massive reinforced. The reinforcement can be complemented by geosynthetic sheet base of the mattress, running membrane. The main areas of application are the foundation of road or railway embankments and industrial zones foundations. The various components of this system are complex interactions.

This work is a contribution to understanding the behavior of this type of work, and is particularly interested in modeling these mechanisms.

Specific behavioral models for various materials are used. The parametric analysis can be extended digitally.

Keywords: Compressible soils, Rigid Inclusions, physical modeling, numerical modeling.

Sommaire

INTRODUCTION GENERALE	1
CHAPITRE I	
I.1 Introduction au renforcement des sols compressibles par inclusions rigides	
INTRODUCTION	5
1. EXEMPLES D'OUVRAGES RENFORCES PAR INCLUSIONS RIGIDES	5
2. DIFFERENTS TYPES DES TECHNIQUES D'INCLUSIONS RIGIDES	7
2.1. Inclusions préfabriquées	7
2.1.1. Pieux bois	7
2.1.2. Pieux métalliques	8
2.1.3. Pieux en béton	9
2.2. Inclusions construites <i>IN SITU</i>	10
2.2.1. Inclusions de type pieux battus ou forés	10
• Pieux battus tubés	10
• Pieux forés simples ou forés tubés	11
• Pieux forés à la tarière creuse	12
• Pieux forés type STARSOL	12
2.2.2. Pieux de type VIBRO CONCRETE COLUMN	13
2.2.3. Colonne à module contrôlé	14
2.2.4. Inclusion par mélange d'un liant avec le sol	15
2.3 Matelas de transfert de charges	17
3. PROBLEMATIQUE	18
4. PRINCIPE DU RENFORCEMENT	18
CONCLUSION	19
I.2 Principe de base du renforcement des sols compressibles par inclusions rigides	
PRINCIPE DE BASE	22
a- Les inclusions rigides	24
b- Le matelas de transfert de charge	26
c- Les nappes de renforcement	26
CONCLUSION	27
I.3 Mécanismes et dimensionnements des inclusions rigides	
INTRODUCTION	29
1. PRINCIPE DE LA MODELISATION PHYSIQUE	29
2. MECANISMES ET DIMENSIONNEMENT DU TRANSFERT DE CHARGE	29
3. HISTORIQUE DES MODELISATION PHYSIQUE	30
4. LES DIFFERENTS MODELES REDUITS	31
4.1. Modèle bidimensionnel de Hewlett et Randolph	31
4.2. Modèle bidimensionnel de Low	31
4.3. Modèle bidimensionnel de Horgan et Sarsby	33
4.4. Modèle bidimensionnel Van Eekelen	33
4.5. Modèle tridimensionnel de Bergdahl	34
4.6. Modèle tridimensionnel de Demerdash	35

4.7. Modèle tridimensionnel de Kempfert	37
CONCLUSION	38

CHAPITRE II

Lois de comportement des sols

INTRODUCTION	41
1. LOIS DE COMPORTEMENT MECANIQUE DES MILIEUX CONTINUS	42
1.1. Loi de comportement d'un matériau	42
1.2. Hypothèses des lois de comportement	43
1.3. Lois de comportement cas général	43
2. PRINCIPES DE MODELISATION DES LOIS DE COMPORTEMENT	43
2.1. Principes de bases	44
2.2. Lois de comportement des sables	45
2.2.1. Généralités	45
2.2.2. Notion d'état critique	46
2.2.3 Notions d'état caractéristique et de dilataance	46
2.2.4 Relation contrainte-dilataance selon Rowe	47
2.3. Développement de la loi de comportement	48
2.4. Lois de comportement usuelles	49
2.4.1. Loi de comportement de Mohr-Coulomb	49
2.4.2. Loi de comportement de Cambridge	51
2.4.2.1. Étude de l'essai de compression isotrope	51
2.4.2.2. Notion d'état critique	53
2.4.2.3. Équations des modèles Cam-Clay	53
2.4.2.4. Détermination des paramètres du modèle Cam-Clay modifié	56
2.4.3. Modèle de Nova	56
2.4.3.1. Équations de la loi de comportement	56
2.4.3.2. Détermination des paramètres du modèle de Nova	58
2.4.4. Comportement des sols pulvérulents	59
CONCLUSION	59

CHAPITRE III

C'est quoi la liquéfaction

1. DEFINITION DE LA LIQUEFACTION	62
2. INTERPRETATION EXPERIMENTALE	64
3. DEFINITION DE L'ETAT DE RUPTURE DES SOLS	67
CONCLUSION	68

CHAPITRE IV

IV.1 Techniques expérimentales

APPAREIL TRIAXIAL	72
1. PREPARATION DE L'ECHANTILLON	73
1.1. Préparation de l'échantillon dans le cadre d'un essai CU	74
a- Sable à l'état lâche	74
b- Sable à l'état dense	74

1.2. La saturation	74
1.3. La consolidation	75
1.4. Ecrasement	75
2. ESSAIS TRIAXIAUX NON DRAINES EN COMPRESSION	75
3. CARACTERISTIQUES NON DRAINEES	77
4. CARACTERISTIQUES DRAINEES	77
5. CONCEPTS D'ETAT LIMITE ET D'ETAT CRITIQUE	78
CONCLUSION	79

IV.2 Résultats à partir d'essais triaxiaux

1. INTRODUCTION	81
1.1. Description du site de prélèvements	82
1.2. Etude expérimentale	82
2. ESSAIS EXPERIMENTAUX	84
2.1. Méthode de préparation	84
2.2. Préparation et cisaillement de l'échantillon	84
2.3. Résistance au cisaillement critique	85
3. RESULTATS	86
3.1 Corrélation entre la résistance au cisaillement critique et l'indice des vides équivalent	88
3.2 Corrélation entre la résistance au cisaillement critique et la densité relative équivalente	91
3.3 Corrélation entre le pic de la pression interstitielle et l'indice des vides équivalent	91
3.4 Corrélation entre le pic de la pression interstitielle et la densité relative équivalente	92
CONCLUSION	93

CHAPITRE V

V.1 Travaux similaires

INTRODUCTION	96
1. TRAVAUX SIMILAIRES	96
2. TRAVAUX DE G. SANCHEZ COLINA	97
2.1. Protocole expérimental	99
2.2. Résultats et discussions	100
3. TRAVAUX DE CECILE CLEMENT :	104
3.1. Détail de mise en place du modèle analytique de milieu granulaire	105
3.2. Réaction du milieu étudié à une secousse	107
CONCLUSION	109

V.2 Résultats à partir d'essais vibratoires

INTRODUCTION	111
1. DESCRIPTION DU SITE DE PRELEVEMENTS	111
2. ETUDE EXPERIMENTALE	113
3. TESTS EFFECTUES DANS LE CADRE DE VIBRATIONS CONSTANTES	115
3.1. Essais expérimentaux vibratoire d'un sable à un état lâche	115
3.1.1. Méthode de préparation	115
3.1.2. Préparation de l'essai	115
3.1.3. Matériels utilisés	116

3.2. Etude de la résistance à la liquéfaction sous effets vibratoires	118
3.2.1. Sable sec à l'état lâche	118
3.2.2. Sable saturé à l'état lâche	123
3.3. Corrélation entre les résultats des déplacements max en fonction des vibrations constantes	125
4. TESTS EFFECTUES DANS LE CADRE SISMIQUE	127
4.1. Essais dans un état lâche	128
4.2. Essais dans un état moyennement dense	129
4.3. Corrélation des résultats	130
CONCLUSION	131
CONCLUSION ET PERSPECTIVES	
CONCLUSION	135
PERSPECTIVES	136
REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE	
Références Bibliographique	138

ANNEXE

CHAPITRE I

I.1 Introduction au renforcement des sols compressibles par inclusions rigides

Figure I.1.1. Exemple de réalisation d'inclusion rigide in situ.	5
Figure I.1.2. Renforcement des bâtiments.	6
Figure I.1.3. Renforcement des ponts.	6
Figure I.1.4. Renforcement des réservoirs.	6
Figure I.1.5. Pieux en bois.	8
Figure I.1.6. Pieux métalliques.	9
Figure I.1.7. Pieux battus en béton préfabriqués.	9
Figure I.1.8. Schéma du procédé de réalisation et mise en œuvre des pieux battus tubés.	10
Figure I.1.9. Schéma du procédé de réalisation des pieux forés simples.	11
Figure I.1.10. Schéma du procédé de réalisation des pieux forés tubés.	11
Figure I.1.11. Schéma de principe du procédé des pieux forés à la tarière creuse.	12
Figure I.1.12. Schéma de principe du procédé des pieux forés STARSOL.	13
Figure I.1.13. Schéma de principe du procédé des pieux de type VCC.	14
Figure I.1.14. Schéma de principe du procédé des Colonnes à Module Contrôlé.	15
Figure I.1.15. Etapes de la réalisation d'une colonne de Jet Grouting.	16
Figure I.1.16. Représentation schématique du transfert de charge du remblai vers les inclusions.	19

I.2 Principe de base du renforcement des sols compressibles par inclusions rigides

Figure I.2.1. Transfert de charges vers le substratum.	22
Figure I.2.2-a. Schématisation des frottements le long des inclusions avant et après chargement.	23
Figure I.2.2-b. Diagrammes des résultats dus aux frottements le long des inclusions après chargement.	23
Figure I.2.3. Exemple de têtes d'inclusion carrée.	25
Figure I.2.4. Réseau d'inclusions à maillage rectangulaire et triangulaire.	25
Figure I.2.5. Dispositions du renforcement horizontal dans le matelas de transfert de charge	26
Figure I.2.6. Nappes de renforcement géotextiles et géogrilles.	27

I.3 Mécanismes et dimensionnements des inclusions rigides

Figure I.3.1. Dimensions des ouvrages renforcés par inclusions rigides.	30
Figure I.3.2. Appareillage de Hewlett et Randolph	31
Figure I.3.3. Système utilisé par Bergdahl <i>et al.</i>	34
Figure I.3.a. Appareillage d'essai de Demerdash	35
Figure I.3.b. Localisation des points de mesure du tassement	36
Figure I.3.c1. Mise en œuvre	36
Figure I.3.c2. Déplacement de la base	36
Figures I.3.4. Mode opératoire de l'appareillage selon Demerdash.	36
Figure I.3.5. Appareillage d'essai de Kempfert <i>et al.</i>	37

CHAPITRE II

Lois de comportement des sols

Figure II.1. Schéma des lois de comportement	44
Figure II.2. Représentation et localisation de l'état critique.	48
Figure II.3. Modélisations par la loi Mohr-Coulomb	51
Figure II.4. Représentation d'un essai de compression isotrope, modèles Cam-Clay.	52
Figure II.5. Surfaces de charge des modèles Cam-Clay dans le plan (p, q)	54
Figure II.6. Représentation de l'écroutissement pour le modèle Cam-Clay	55

CHAPITRE III

C'est quoi la liquéfaction

Figure III.1. Comportement du sol à la liquéfaction.	62
Figure III.2. Cas de liquéfaction dans le monde.	63
Figure III.3. Schéma et exemples de liquéfaction.	65
Figure III.4. Définition de l'état de rupture dans une éprouvette de sol.	68

CHAPITRE IV

IV.1 Techniques expérimentales

Figure IV.1.1. Appareil triaxial.	70
Figure IV.1.2. Schémas de résultats d'essais non drainé typique sur sable lâche.	73
Figure IV.1.3. Schémas de résultats d'essais non drainé typique sur sable dense.	73
Figure IV.1.4. Chemins de contraintes non drainés dans les plans (p, q) et (e, p) .	74
Figure IV.1.5. Chemins de contraintes drainés dans les plans (p, q) et $(e, lg p)$.	75

IV.2 Résultats à partir d'essais triaxiaux

Figure IV.2.1. Localisation et vue générale de la zone d'étude.	82
Figure IV.2.2. Courbes granulométriques.	83
Figure IV.2.3. Courbes relatives aux indices des vides en fonction des pourcentages des fines.	84
(a) Chemins de contraintes (q, p') , (b) variation de q vs ε_l	
Figure IV.2.4. Résultats de test triaxial en compression non drainé d'un sable à l'état lâche.	85
a) Contrainte déviatorique vs déformation axiale	
b) Pression interstitielle vs déformation axiale $(\Delta u, \varepsilon_a)$	
c) Contrainte déviatorique vs contrainte effective moyenne (q, p')	87
Figure IV.2.5. Comportement non drainé sur chemin triaxial pour les deux densités relatives.	
Figure IV.2.6. Variation de l'indice des vides équivalent en fonction de pourcentages des fines (Avec $D_r=15\%$ et 45% et $\sigma_c=100$ kPa).	90
Figure IV.2.7. Variation de S_{ucr}/σ_c vs e^* (Avec $D_r=15\%$ et 45% et $\sigma_c=100$ kPa).	90
Figure IV.2.8. Variation de S_{ucr}/σ_c en fonction de D_r^* (Avec $D_r=15\%$ et 45% et $\sigma_c=100$ kPa).	91
Figure IV.2.9. Variation du pic de la pression interstitielle en fonction de e^* (Avec $D_r=15\%$ et 45% et $\sigma_c=100$ kPa).	92

Figure IV.2.10. Variation du pic de la pression interstitielle vs D_r^* (Avec $D_r=15\%$ et 45% et $\sigma_c=100$ kPa).	92
---	----

CHAPITRE V

V.1 Travaux similaires

Figure V.1.1. Configuration expérimentale avec détails de dimensions du cylindre avec anneau.	98
Figure V.1.2. Processus d'enfoncement et d'inclinaison	99
Figure V.1.3. Position initiale (a) et finale (b) de l'intrus sans anneau en utilisant une fréquence de 5Hz.	100
Figure V.1.4. Position initiale (a) et finale (b) de l'intrus avec une fondation avec anneau en utilisant une fréquence de 5Hz.	100
Figure V.1.5. Courbes de variations de l'enfoncement et des angles d'inclinaison.	101
Figure V.1.6. Hauteurs d'enfoncements final et initial pour cylindre sans anneau (a) et pour cylindre avec anneau (b). Angle d'inclinaison pour cylindre avec anneau (c).	103
Figure V.1.7. Cube d'essai remplis de billes de polystyrène avec l'intrus.	105
Figure V.1.8. Schéma du milieu granulaire étudié.	106
Figure V.1.9. Schématisation d'un milieu granulaire soumis à une excitation externe.	107
Figure V.1.10. Capture d'images en temps réel d'un essai vibratoire.	109

V.2 Résultats à partir d'essais vibratoires

Figure V.2.1. Localisation et vue générale de la zone d'étude	112
Figure V.2.2. Détails du projet bac d'eau anti incendie port d'Oran	113
Figure V.2.3. Courbes granulométriques	114
Figure V.2.4. Appareil et résultats d'analyse microscopique.	115
Figure V.2.5. Echantillon témoin.	116
Figure V.2.6. Matériels utilisés.	117
Figure V.2.7. Caméra d'acquisition.	117
Figure V.2.8. Schéma de calibrage de l'appareil TIRAvib-TYP S51120	117
Figure V.2.9. Snapshots du test réalisé pour un sable sec à l'état lâche sous 10Hz et $10,75\text{m/s}^2$	118
Figure V.2.10. Déplacement vertical pour un sable sec à l'état lâche sous 10Hz et $10,75\text{m/s}^2$	119
Figure V.2.11. Variation du déplacement vertical par sous effet de différentes fréquences.	121
Figure V.2.12. Variation du déplacement vertical en fonction des différentes hauteurs.	122
Figure V.2.13. Snapshots du test réalisé pour un sable saturé à l'état lâche sous 10Hz et $1,56\text{m/s}^2$.	123
Figure V.2.14. Résultats de tests sous effet de vibrations constantes de 10Hz.	124
Figure V.2.15. Résultats de tests sous effet de vibrations constantes de 14Hz.	124
Figure V.2.16. Résultats de tests sous effet de vibrations constantes de 10Hz $1,56\text{m/s}^2$.	125
Figure V.2.17. Résultats de tests sous effet de vibrations constantes de 10Hz et 14Hz.	126
Figure V.2.18. Corrélation des résultats de tests sous effet de deux vibrations constantes.	127
Figure V.2.19. Schéma du sismographe du séisme de Boumerdes 2003.	128
Figure V.2.20. Essais sur sable lâche saturé sous effet de seisme de Boumerdes 2003.	128

Figure V.2.21. Essais sur sable avec D_r à 45% saturé sous effet de seisme de Boumerdes 2003	129
Figure V.2.22. Représentation des valeurs du déplacement vertical max dans le cas d'un sable lâche.	130
Figure V.2.23. Représentation valeurs du déplacement vertical max dans le cas d'un sable moyennement dense.	130
Figure V.2.24. Représentation des valeurs du déplacement vertical max pour les deux densités relatives.	131

CONCLUSION ET PERSPECTIVES

Figure 1. Éléments de montage pour un cube de test d'inclusions verticales.	135
--	-----

CHAPITRE I

I.1 Introduction au renforcement des sols compressibles par inclusions rigides

Tableau 1 : Exemple de réalisation de ce type de procédé.	17
--	----

I.2 Principe de base du renforcement des sols compressibles par inclusions rigides

I.3 Mécanismes et dimensionnements des inclusions rigides

CHAPITRE II

Lois de comportement des sols

Tableau 1. critères de plasticité usuels des sols	50
Tableau 2. Expressions de la relation contrainte-dilatance, de la surface de charge et du potentiel plastique en fonction de l'état de contraintes et de l'état d'écrouissage p_c .	55
Tableau 3. Détermination des paramètres des modèles Cam-Clay.	56
Tableau 4. Expressions de la surface de charge et du potentiel plastique en fonction de l'état de contraintes (modèle de Nova) [Nova 1982].	57

CHAPITRE III

C'est quoi la liquéfaction

CHAPITRE IV

IV.1 Techniques expérimentales

Tableau 1. Comportement des sols à travers les essais triaxiaux.	69
---	----

IV.2 Résultats à partir d'essais triaxiaux

Tableau 1. Propriétés géotechniques des échantillons de sol	94
Tableau 2. Résultats expérimentaux des essais non drainés.	100

CHAPITRE V

V.1 Travaux similaires

Tableau 1. Récapitulatif des paramètres.	106
---	-----

V.2 Résultats à partir d'essais vibratoires

Tableau 1. Propriétés géotechniques des échantillons de sol.	110
Tableau 2. Résultats d'essai sur un sable sec avec une densité relative à 0%.	116
Tableau 3. Récapitulatifs des résultats.	121
Tableau 4. Récapitulatif des résultats des déplacements verticaux max dans le cas des deux densités relatives.	125

CONCLUSION ET PERSPECTIVES

SYMBOLES

$A(2\pi f)^2$	L'accélération maximale horizontale du bac à sable,
a	Dimension de la tête d'inclusion,
B	Coefficient de Skempton,
B_0	Paramètre lié à la déformation volumique élastique (en déchargement),
c' et Φ'	Les paramètres de cisaillement drainé se rapportant aux contraintes effectives,
CD	Essai consolidé drainé,
CSL	Ligne d'état critique,
CU	Essai consolidé non drainé,
C_u	Coefficient d'uniformité,
c_u et Φ_u	Les paramètres de cisaillement non consolidé non drainé se rapportant aux contraintes totales,
D	Paramètre lié au phénomène de dilatance (pente de la relation de dilatance à la rupture),
D_{10}	Dimension des grains de sable à 10% de tamisat,
D_{60}	Dimension des grains de sable à 60% de tamisat,
D_r ou I_d	Densité relative initiale,
e	Indice des vides global,
ES	Equivalent sable,
e_{max}	Indice des vides maximum,
e_{min}	Indice des vides minimum,
Φ	Angle de frottement interne,
Φ_{crit}	Angle de frottement critique en fin d'essai,
f_i	Représentent les composantes des forces de masse
Φ_{pic}	Angle de frottement au maximum de la résistance au cisaillement (pic de contrainte),
Γ	L'accélération adimensionnelle
$g=9,81m/s^2$	L'accélération gravitationnelle,
γ_d	Masse volumique sec,
G_s ou γ_s	Masse volumique des grains solides,
η	Rapport de contraintes,
H_R	Hauteur de recouvrement,
K	Caractérise la résistance au glissement des grains,
l	Paramètre lié à la déformation volumique totale,
λ	La tangente de la droite CSL,
L_0	Paramètre lié à la déformation déviatorique élastique (en déchargement),
M	Pente de la droite d'état critique dans le plan (q, p') (rapport du déviateur de contrainte par rapport à la contrainte moyenne),
μ	Paramètre lié à la rupture,
m	Paramètre lié à l'état caractéristique et à la courbure générale de la courbe déviateur-déformation axiale d'un essai de compression triaxiale,
M_f	Module de finesse,
ν	Coefficient de Poisson,
p'	Contrainte effective moyenne,
q	Déviateur de contrainte,
ρ	La masse volumique du matériau,
R_p	Le rapport de profondeur,

s	Distance entre deux inclusions,
$\sigma_3 = \sigma_c$	Contrainte de confinement,
σ_I	Contrainte axiale,
T_{CR}	Le taux de couverture relatif,
u	Pression interstitielle,
\ddot{u}_i	La dérivation seconde de la composante u_i du déplacement par rapport au temps,
$u_{i,j}$	Représente la dérivation de la composante u_i du déplacement par rapport à la composante j des coordonnées (x_i),
UU	Essai non consolidé non drainé,
$V_{B.em}$	Volume émergé de l'intrus,
$V_{B.im}$	Volume immergé de l'intrus,
VBS	Indice bleu de méthylène,
ψ'	Angle de dilatance,
Y_G	Tassement,
α	Rapport des longueurs,
$\frac{Y_G}{s - a}$	Le taux de tassement.



Introduction générale

La mécanique des sols est un des domaines les plus importants pour le monde du génie civil, l'ingénieur est obligé de connaître les caractéristiques du sol afin de maîtriser l'interaction sol-structure, le sol peut présenter plusieurs types de réactions telles que la liquéfaction, tassement, glissement ou gonflement.

Pour l'ingénieur, étudier la rhéologie des matériaux est toujours instructif car connaître le comportement mécanique basé sur les relations contraintes-déformations et qui implique une utilisation du sol considérée à son optimum, peut permettre aussi d'accepter ou de rejeter la réalisation de structures. Afin d'atteindre un niveau acceptable de connaissance, la théorie ne peut pas être le seul facteur de la connaissance. Pour ce faire, l'ingénierie a développé plusieurs compléments d'étude in situ et au laboratoire le principe est d'avoir un recalage entre les trois aspects d'une bonne élaboration d'une équation mathématique pouvant améliorer les logiciels de calculs géotechnique qui ont permis de simuler le comportement mécanique des sols sous des contraintes statiques ou dynamiques (GEO5, Matlab, Plaxis, Foxta, etc ...).

L'histoire a montré que de nombreux cas de glissements spectaculaires de terrains, ayant des conséquences catastrophiques et provoquant de dégâts considérables. Ces derniers sont liés directement ou indirectement à des cas de liquéfaction statique ou cyclique.

La liquéfaction se produit en général dans les sols saturés non cohérents sous conditions non drainées sous un chargement statique ou cyclique. Elle se développe dans les milieux des sols naturels comme les talus sous-marins ou les berges de rivière et également dans des structures artificielles comme les barrages en terre ou les îles artificielles, pouvant conduire à des destructions massives comme la rupture de barrage, l'affaissement ou l'effondrement de superstructures.

Dans le cas où ce phénomène est lié à une perte brutale de la résistance sans aucune cause apparente, liée au développement de la pression interstitielle, il est alors appelé "liquéfaction spontanée". Ce dernier a été amplement exploré dans la littérature [Ibraim 1998] qui a pris en considération que la liquéfaction statique pour les sols normalement consolidés, se caractérise par l'instantanéité du déclenchement avec une vitesse élevée de propagation d'un volume important de sols à des distances significatives.

Sachant que l'objectif est d'identifier, caractériser et extraire les paramètres à partir des essais au laboratoire, le triaxial nous permettra de réaliser les essais drainés et non drainés d'un sable prélevé dans la région d'Oran (précisément dans le port commercial d'Oran), pour la réalisation d'un Bac d'eau anti-incendie d'une capacité de 600 m³. Les essais ont été faits dans trois différents laboratoires : celui de l'université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem (Laboratoire de Construction, Transport et Protection de l'Environnement (LCTPE), l'université Mohammed Boudiaf d'Oran (Laboratoire de Matériaux sols et thermique LMST) et le laboratoire de l'institut de Physique du Globe de Strasbourg (IPGS), France.

En premier lieu, La première partie dresse une étude bibliographique qui se compose en deux parties, le renforcement des sols compressibles, en second, les lois de comportement des sols granulaire. L'état de l'art des travaux traitant l'influence de différents paramètres sur le comportement des sables comme la densité, la pression de confinement et la présence des

finies. Néanmoins, la plupart des études étaient menées sur des échantillons de sable dense ou moyennement dense. Dans le cas de sables lâches, la consolidation a été réalisée sur du sable légèrement surconsolidé. Les chemins de chargement étudiés sont parfois très complexes.

En second lieu, l'étude expérimentale va nous permettre de regrouper tous les résultats et mettre en évidence l'influence de la contrainte isotrope, l'indice des vides et la densité relative. Une synthèse de l'ensemble des résultats à l'établissement de l'état critique des sables. Ce chapitre décrit l'appareil triaxial utilisé pour la réalisation de cette étude, les divers capteurs de mesure de force et de déplacement, ainsi que la procédure expérimentale de réalisation des divers essais. Les caractéristiques du matériau testé sont également explicitées. Notons qu'une attention particulière a été attribuée à la fabrication des échantillons pour obtenir des indices des vides presque identiques au début du cisaillement non drainé. Dans le cas d'étude vibratoire, une présentation des travaux similaires est détaillée afin de donner un aperçu sur l'objectif de cet essai, les mêmes considérations sont prises pour reconstituer l'échantillon de sable en laboratoire.

La troisième partie présente les principaux résultats obtenus concernant le comportement non drainé. Les résultats distinguant les essais ayant un état de contraintes isotropes. Les différentes observations expérimentales sont explicitées pour chacune des séries d'essais réalisées. Ce chapitre constitue une analyse du comportement des essais à l'état permanent (steady state) de déformation, dans le plan de contraintes (p'_{ss} , q_{ss}) et dans le diagramme d'état ($e, \log p'$). Le modèle conceptuel proposé par [Konrad 1993], concernant l'influence de l'état de contraintes au pic sur l'état permanent de déformation. Une seconde partie vise à introduire l'effet vibratoire qui affecte sol sableux saturé dans un état lâche afin d'introduire les notions de la vulnérabilité vis-à-vis la liquéfaction.

En perspective, établir une modélisation numérique avec et sans renforcement par des inclusions rigides pour démontrer la défaillance des sables à l'état lâche soumis à un chargement monotone ou vibratoire avec le cas d'un risque potentiel due à la liquéfaction. Plusieurs aspects du comportement non drainé sont analysés dans le domaine des moyennes aux grandes déformations. D'abord l'évolution du comportement non drainé de l'instabilité vers la stabilité par la présence d'inclusions rigides verticales. L'existence de ce type de solution est toujours explorée.

Chapitre I

I.1

Introduction au renforcement des sols compressibles par inclusions rigides

INTRODUCTION

Durant ces dernières années, l'utilisation des inclusions verticales est devenue fréquente pour la réalisation des ouvrages d'ART. Ce type de procédé est utilisable afin de réaliser des ouvrages ponctuels, linéaires ou de grande surface sur des sols compressibles de toute nature. Le but est de permettre d'améliorer la capacité portante initiale du sol. La technique consiste à réaliser sous une fondation le nombre nécessaire d'inclusions pour atteindre la sécurité et le tassement recherché.

Dans ce chapitre, il est possible de citer les différents modes de mise en place tels que le forage avec ou sans refoulement, battage, vibration et les différents types de matériaux comme le béton ou mortier, gravier, mélange sol/ciment, qui vont être utilisables pour réaliser au meilleur coût (avantages: qualités/prix) un système de fondations superficielles à rigidité adaptée au sol environnant

1. EXEMPLES D'OUVRAGES RENFORCES PAR INCLUSIONS RIGIDES

Les réalisations de structures sur des sols compressibles de faible résistance ont existé depuis les années 70, dans le cadre de réseau routier ferroviaire ainsi que dans le cadre industriel qui nécessite de mettre en œuvre des techniques de renforcements de sols compressibles [Jenck 2005].

Cette méthode repose sur l'utilisation des ancrages rigides ou des inclusions rigides verticales et cela afin de réduire les tassements avec l'avantage de conserver le sol compressible en place. ;



Figure I.1.1. Exemple de réalisation d'inclusion rigide in situ. Réalisation de 2 lignes ferroviaires, Bruxelles 2010 [1].

Ce type de solution est plus intéressant et plus rapide que les solutions traditionnelles de remplacer le sol à faible résistance par un sol de bonne résistance à la compression. A cet effet le temps de réalisation sera amoindri (régler les problèmes de transports de déblais et d'apports de remblais).

Il est de plus en plus utilisé pour le renforcement d'ouvrages de géotechniques tels que :

- les dallages et les fondations des bâtiments industriels et commerciaux (Figure I.1.2),
- les ponts, viaduc etc. (Figure I.1.3),
- les réservoirs de stockage ou bassins et ouvrages des stations d'épuration (Figure I.1.4).

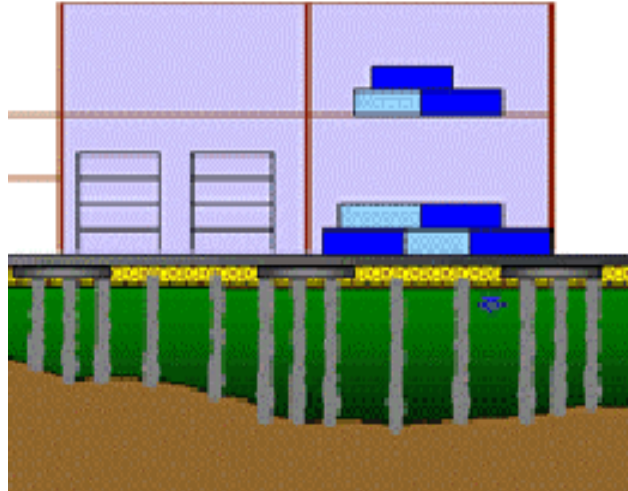


Figure I.1.2. Renforcement des bâtiments.

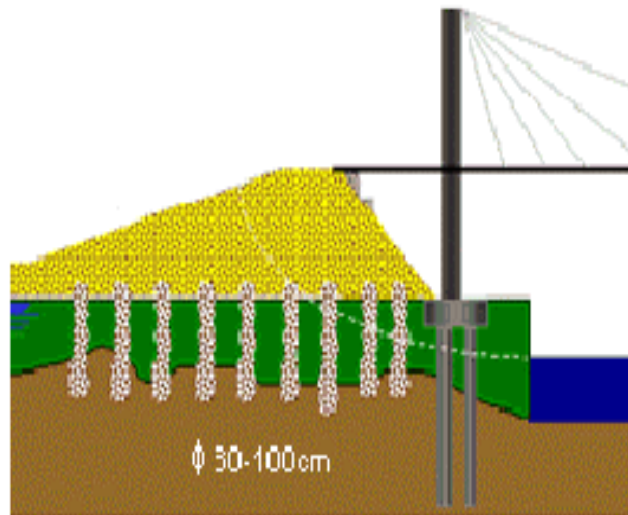


Figure I.1.3. Renforcement des ponts.

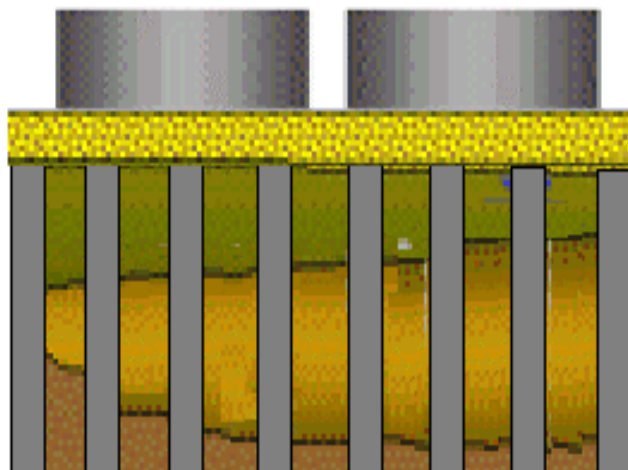


Figure I.1.4. Renforcement des réservoirs.

2. DIFFERENTS TYPES DES TECHNIQUES D'INCLUSIONS RIGIDES

Durant ces dernières années, la géotechnique s'est développée de manière considérable. Parmi les différents types de solutions de renforcement des sols, les inclusions sont les plus souvent utilisées. On peut noter deux types préfabriquées et celles coulées in situ [Combarieu 1996]. Pour ce faire, les inclusions préfabriquées se différencient par leur matériau de construction (pieux bois, pieux métalliques ou encore pieux béton). Parmi les inclusions fabriquées in situ, on peut encore distinguer deux familles : les inclusions de type pieu et les inclusions fabriquées par mélange d'un liant avec le sol en place (type injection).

2.1. Inclusions préfabriquées

La préfabrication est un processus qui nécessite la présence d'une entreprise spécialisée dans le domaine de la préfabrication (machines et main d'œuvres qualifiées). Les principaux avantages et les désavantages des pieux préfabriqués peuvent être présentés de la manière suivante :

Avantages :

- le matériau des pieux peut être contrôlé avant l'insertion dans le sol,
- stabilité dans les sols compressibles,
- pas de dégâts engendrés sur le pieu par soulèvement du sol lors de l'insertion des pieux adjacents,
- de très grandes longueurs de pieux.

Inconvénients :

- risque de casse lors de la mise en place.
- risque de prolongation des délais de réalisation en cas de casse,
- cause de nuisance et risque de dégâts par le bruit et les vibrations,
- impossibilité d'insérer de gros diamètres,
- risques de dégâts sur les structures adjacentes dus au déplacement du sol lors de la mise en oeuvre.

Il est possible de noter les différents types de pieux préfabriqués selon le matériau utilisé :

- Pieux en bois
- Pieux métalliques
- Pieux en béton.

2.1.1. Pieux bois

Le pieu bois est probablement la plus vieille méthode de renforcement des fondations. Cette méthode est encore appliquée dans certains pays. Il est possible de noter que les plus grands désavantages de cette méthode sont la variation de la qualité des pieux en

termes de géométrie et de résistance et le risque de détérioration sous la nappe. Cette méthode est utilisable sous certaines précautions, pour de faibles charges (inférieures à 50 tonnes) et des longueurs d'ancrage ne dépassant pas 12m. Les pieux bois sont souvent utilisés dans le Nord de l'Amérique, en Chine et dans les pays scandinaves. Ils sont souvent utilisés pour des travaux de renforcement temporaires.

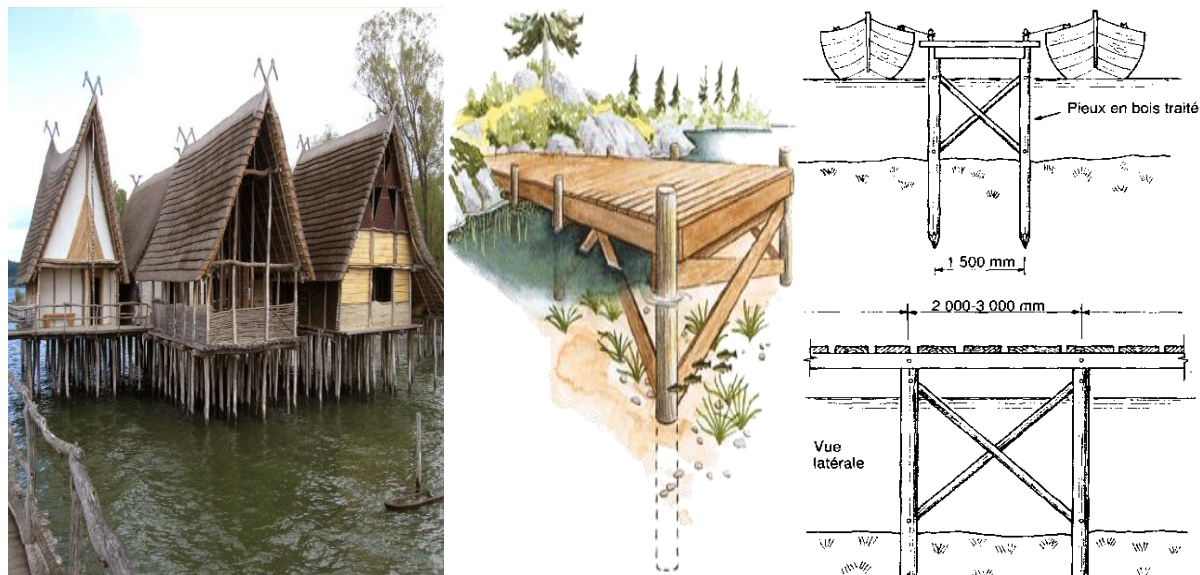


Figure I.1.5. Pieux en bois.

La mise en oeuvre des pieux se fait par battage. Pour ce faire, afin de faciliter la pénétration et de ne pas endommager les pieux, des précautions particulières doivent être prises en comptes:

- Prévoir une pointe en acier à la base du pieu,
- Une bande d'acier autour de la tête du pieu,
- Un pré-forage...

2.1.2. Pieux métalliques

Les pieux métalliques préfabriqués sont généralement des profilés en H (une meilleure résistance à la compression que ceux en I) ou des tubes cylindriques afin de résister au mieux à la compression (sans présence de béton). Les longueurs usinées vont de 12 à 21mètres. Leur utilisation est plus courante dans des conditions où les sols sont non agressifs (où le taux de corrosion reste faible). Chaque pieu peut reprendre une charge comprise entre 350 et 1800 KN. Cependant, les pieux métalliques peuvent être mis en place avec des engins de haute capacité d'enfoncement. Dans le cas contraire, à cause des risques de corrosion, une certaine majorité d'ingénieurs refuse d'utiliser ce type d'inclusions

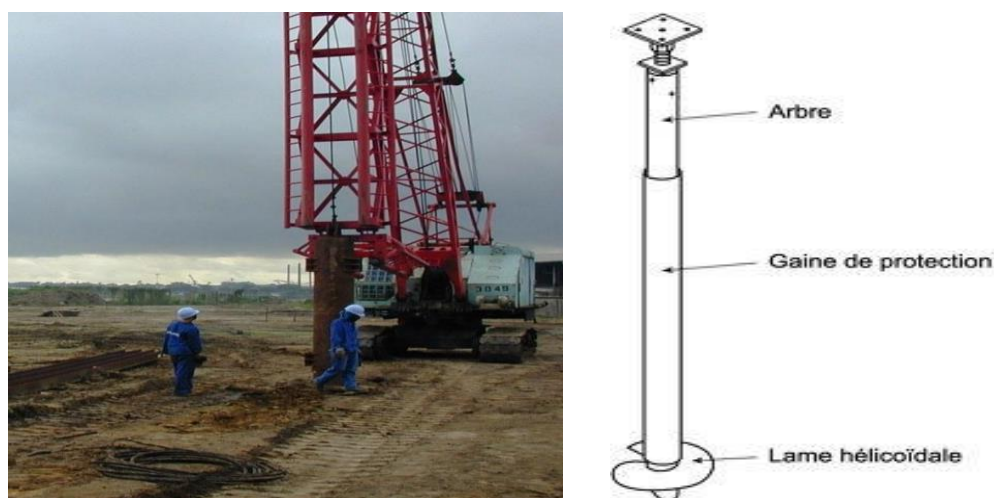


Figure I.1.6. Pieux métalliques. Nouvelle minoterie Kadji, Cameroun 2002 [2].

Pour une même longueur de pieu, les pieux métalliques sont plus coûteux que les pieux en béton, mais ils ont une plus grande capacité de reprise de charge pour un poids donné, ce qui peut réduire les coûts de mise en oeuvre. Les profilés en H génèrent un faible déplacement de sol.

2.1.3. Pieux en béton

Les pieux en béton préfabriqués sont utilisables pour une grande gamme de charge qui dépend de la géométrie du pieu, de la résistance en compression du béton. Contrairement aux pieux métalliques, le béton a l'avantage d'être utilisable dans les sols corrosifs. Les pieux en béton peuvent être ou non armés et peuvent se présenter soit d'une seule longueur soit en plusieurs tronçons jointifs, cette seconde forme facilite de transport et allège les moyens de mise en oeuvre. On les utilise sans raccord jusqu'à 15mètres dans le cas de pieux en béton armé, jusqu'à 40m dans le cas d'utilisation de la précontraintes et à des profondeurs supérieures pour des pieux avec des raccords.



Figure I.1.7. Pieux battus en béton préfabriqués. Hangars pour stockage, Belgique 2006 [3].

2.2. Inclusions construites *IN SITU*

Comme pour les pieux préfabriqués, il est possible de réaliser des pieux in situ en utilisant une technologie de pointe et un matériel adéquat, cependant il est important de noter :

Avantage :

- variation de la longueur pour mieux s'adapter aux conditions du sol,
- insertion de gros diamètres,
- installation sans bruit ni vibrations notables,
- pas de risque de soulèvement de sol,
- possibilité d'obtenir dans l'argile des têtes d'inclusions deux à trois fois plus larges que le diamètre de la colonne.

Inconvénients :

- risque de striction dans les sols compressibles,
- installation du béton sous des conditions non idéales,

2.2.1. Inclusions de type pieux battus ou forés

- **Pieux battus tubés**

Afin de donner une bonne illustration, le schéma suivant nous permettra de mieux comprendre ce procédé.

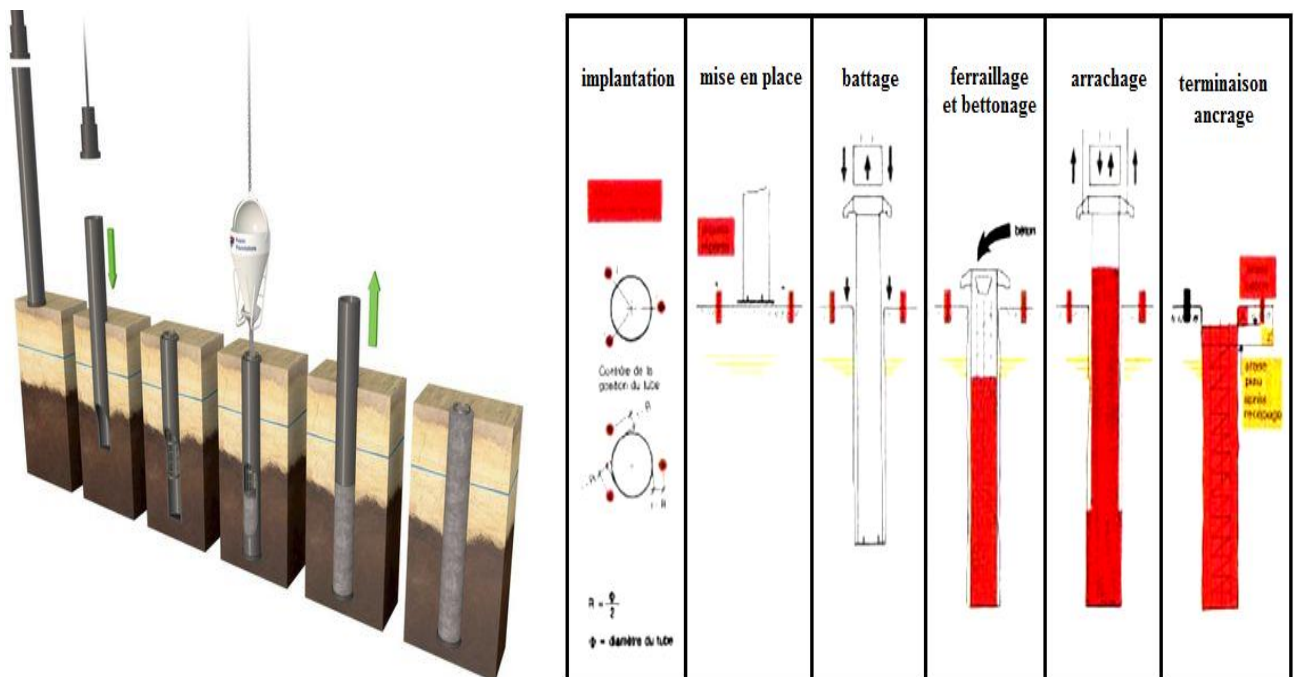


Figure I.1.8. Schéma du procédé de réalisation et mise en œuvre des pieux battus tubés [4].

Ce procédé consiste au battage par mouton sec d'un élément préfabriqué (béton ou acier). Le ferrailage et le bétonnage gravitaire se fait à l'abri du tube afin que le tube soit ensuite extrait du sol. Ce procédé se fait par refoulement du sol sans déblais.

- **Pieux forés simples ou forés tubés**

Le choix entre l'utilisation de pieux forés simples et de pieux forés tubés dépend de la cohésion du sol et de la position de la nappe :

- le procédé du pieu foré simple est utilisé dans un sol cohérent et hors nappe, il consiste à forer le sol, puis à mettre en place dans le forage le ferrailage et le béton,
- le procédé du pieu foré tubé est utilisé dans un sol ne permettant pas de réaliser un forage sans "coffrage temporaire", cela consiste à réaliser un pieu foré à l'intérieur d'un tube préalablement inséré dans le sol.

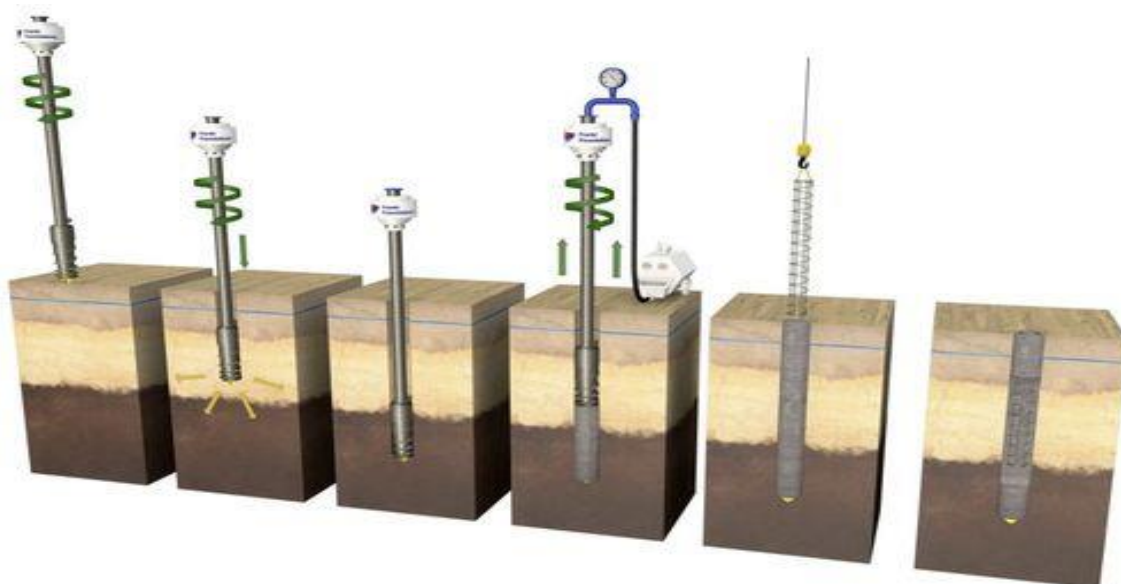


Figure I.1.9. Schéma du procédé de réalisation des pieux forés simples [4].

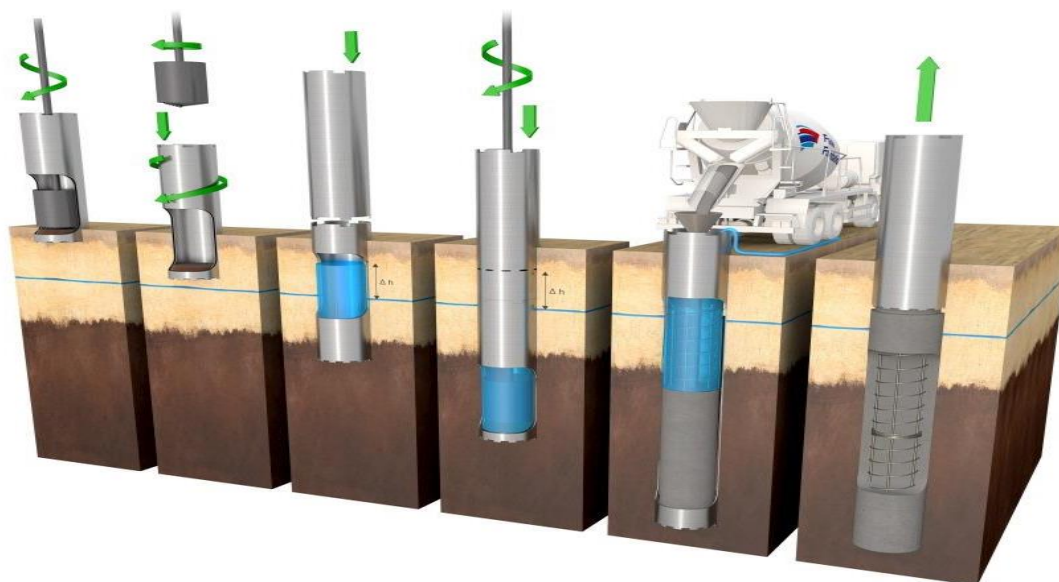


Figure I.1.10. Schéma du procédé de réalisation des pieux forés tubés [4].

Ce type de procédé nécessite des moyens puissants, générant des déblais avec un rendement faible par rapport aux modes précédents.

- **Pieux forés à la tarière creuse**

Ce type de procédé se caractérise en premier lieu par le forage du sol à l'aide d'une tarière jusqu'à la profondeur souhaitée, suivie par l'injection du béton sous pression par l'axe de l'outil tout en remontant ce dernier. En dernier lieu, la cage d'armature est mise en place par vibreur.

Généralement ce type de foreuses est doté d'un système d'enregistrement numérique des paramètres de forage (vitesse d'avancement, vitesse de rotation, couple de rotation) ainsi que le bétonnage (pression d'injection, débit, vitesse de remontée).

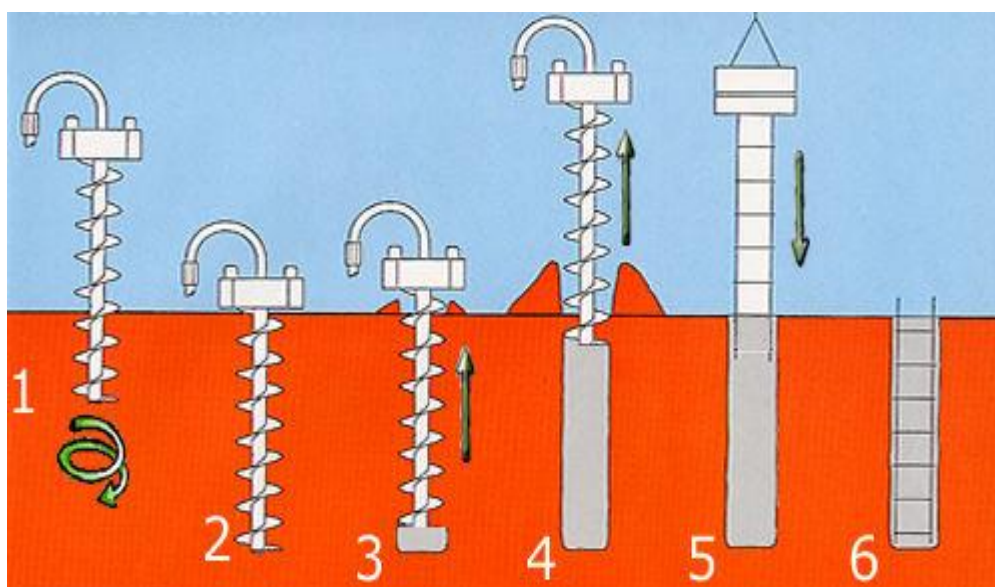


Figure I.1.11. Schéma de principe du procédé des pieux forés à la tarière creuse [5].

- **Pieux forés type STARSOL**

L'outillage de STARSOL, avec la Super Tarière de l'entreprise de forage Soletanche Bachy, est une technique similaire d'exécution des pieux forés (voir la Figure I.1.12), ayant comme moyen d'exécution une tête de rotation puissante, par un moteur hydraulique compact afin d'entraîner simultanément une tarière creuse et un tube plongeur. La tarière et le tube sont munis d'outils de forage du terrain à leur base. L'ensemble est vissé dans le sol à forte cadence, avec la possibilité d'ancrage dans des couches dures ou mi-dures. Concernant le système de bétonnage, il est doté de deux lumières latérales situées à la base du tube plongeur permettant une bonne injection du béton sous pression. En permanence, le volume et la pression du béton sont contrôlés. Sachant qu'un dispositif dégage automatiquement les déblais au fur et à mesure de la remontée de la tarière. Finalement, des cages d'armatures complètes peuvent être mises en place après la fin du bétonnage.

Il est possible de noter les différents avantages suivants pour ce type de procédé :

- pas de tubage,

- pas de boue de forage,
- aucun risque d'éboulement,
- début du bétonnage sans relevage de la tarière,
- béton coulé sous pression,

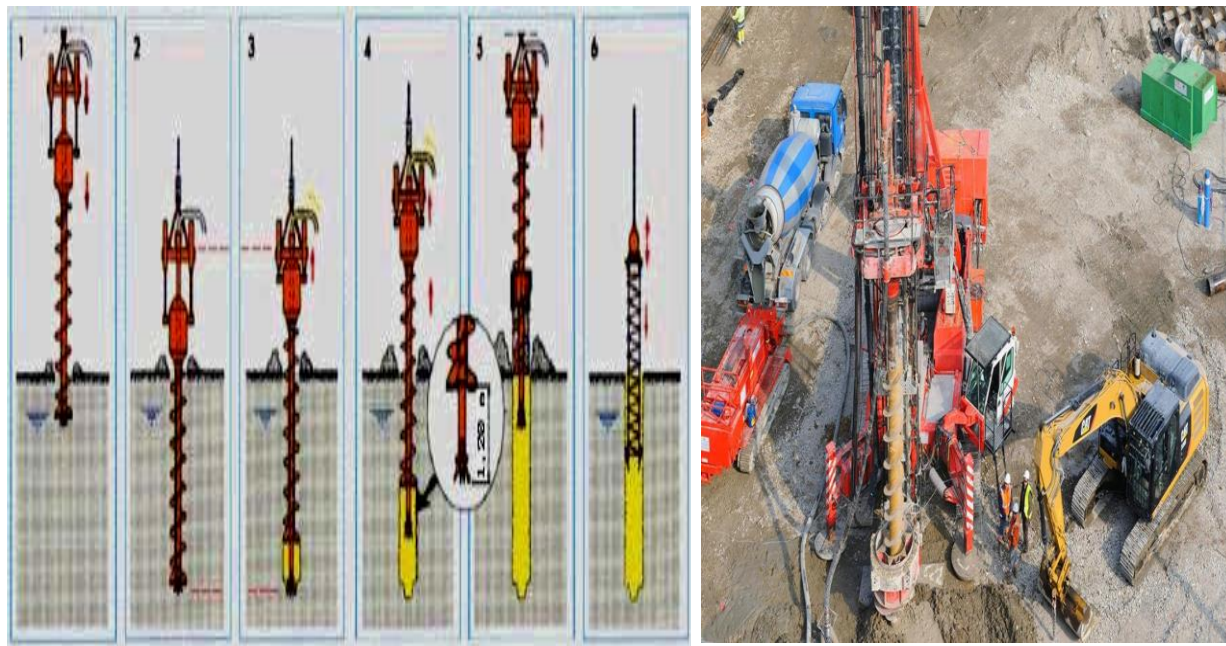


Figure I.1.12. Schéma de principe du procédé des pieux forés STARSOL [6].

2.2.2. Pieux de type VIBRO CONCRETE COLUMN

Les colonnes de type Vibro concrete Column (VCC) constituent un procédé de remplacement des pieux bétons traditionnels [Keller 2004]. Sachant que dans un sol cohérent, les caractéristiques des VCC ne diffèrent pas de celles des pieux bétons, par contre dans des sols granulaires, la capacité portante de la colonne peut être améliorée par le compactage du sol grâce au vibreur installé. La procédure de mise en oeuvre est décrite dans la Figure I.1.13, consistant à introduire dans le sol un vibreur électrique jusqu'à la couche dure qui sera ensuite compacté par ce dernier. L'instrument est alors légèrement remonté et le béton est injecté. A fur et à mesure que l'instrument remonte lentement la colonne est construite. Cette technique est faite par refoulement du sol et ne génère pas de déblai, permettant dans certaines conditions d'améliorer les propriétés du sol traité. Comme exemple ce procédé présenté dans la Figure I.1.13 est celui de l'entreprise Keller.

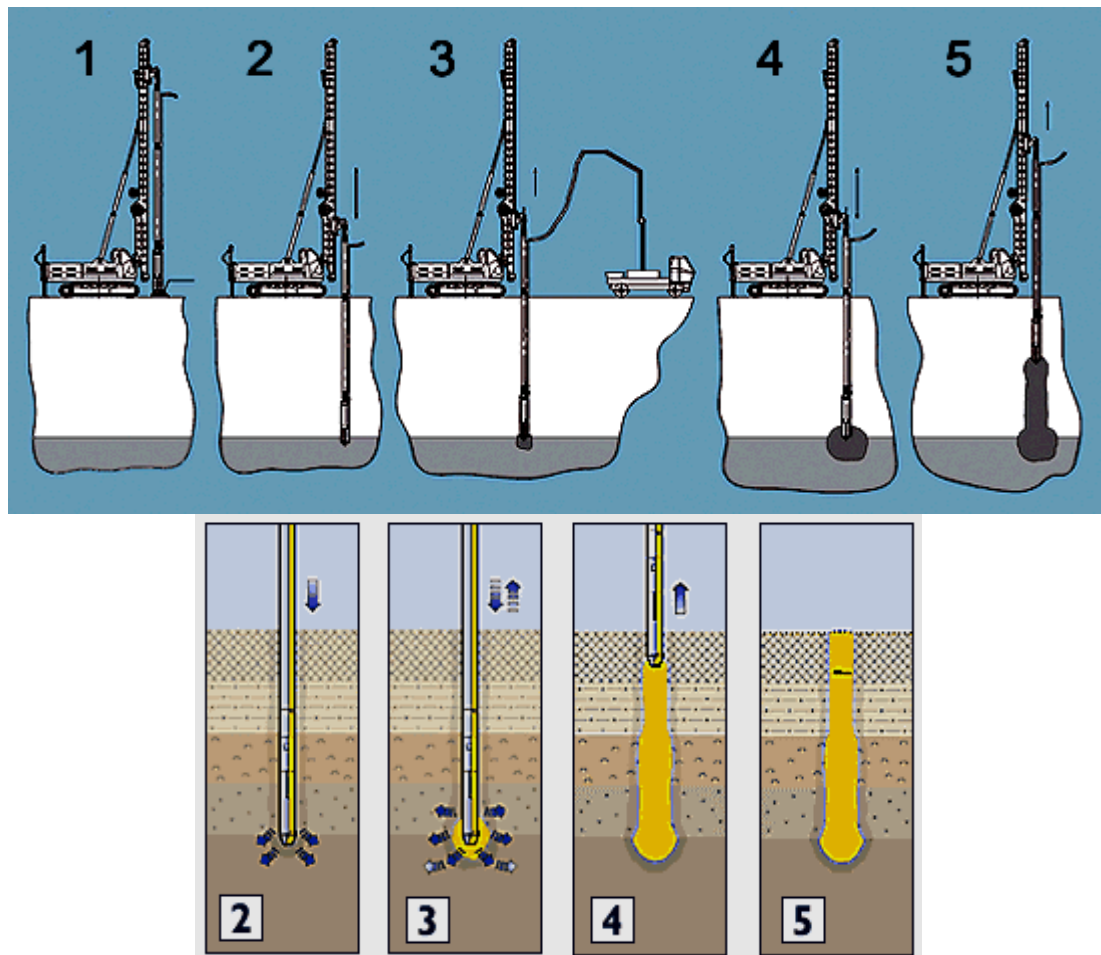


Figure I.1.13. Schéma de principe du procédé des pieux de type VCC [Keller 2004].

2.2.3. Colonne à module contrôlé

Les premières réalisations de ce procédé introduites en 1965 par L. Ménard, consistent à pilonner le sol en surface avec une masse. L'énergie transmise par chaque impact pénètre dans le sol et produit une déstructuration. Au bout de quelques jours (ou semaines), une restructuration s'opère et aboutit à des caractéristiques de portance améliorée. Le matériel est constitué d'un pilon de 8 à 50 tonnes (coque d'acier cubique ou cylindrique pleine de béton armé) manipulé par un engin de levage (jusqu'à 40 mètres de hauteur de chute). Le procédé s'applique aux sols sablo-graveleux, et aux matériaux argilo-limoneux saturés à condition qu'il y ait présence d'air occlus (1 à 4%) (Cas des tourbes ou des remblais récents avec matières organiques). Cette méthode permet de traiter en profondeur par des actions de surface des terrains industriels et commerciaux à viabiliser. La consolidation dynamique permet de compacter les sols granulaires de 5 à 10 mètres de profondeur tandis que la réalisation de plots ballastés permet d'étendre cette technique à des terrains plus cohérents.

Les Colonnes à Module Contrôlé (CMC) sont des inclusions semi-rigides et cimentées dont le module de déformation à long terme se situe entre le module du béton de pieux et le module des colonnes ballastées (entre 500 à 10000 MPa) [Menard 1994].

La solution des CMC ne vise pas à réaliser des pieux pour supporter chacun directement la charge de l'ouvrage, mais à réduire la déformabilité globale du sol à l'aide d'éléments semi-rigides régulièrement répartis et en densité suffisante dans le but de réduire les tassements.

Les CMC sont réalisées par refoulement du sol et sans déblais à l'aide d'un outil creux permettant l'alimentation des colonnes par la pointe (voir la Figure I.1.14). Les engins employés sont spécialement conçus pour développer conjointement une poussée sur l'outil particulièrement élevée, ainsi qu'un fort couple, de façon à refouler les sols latéralement au cours de la pénétration de la tête en vis. Un mortier fluide est libéré au cours de la remontée dans la cavité de sol par l'âme de la vis spéciale, de façon à constituer une colonne de 40 à 50 cm de diamètre.

Les caractéristiques des CMC d'après MENARD sont les suivantes :

- le procédé de réalisation est un matériau cimenté mis en place à la tarière creuse,
- le module de déformation de 100 à 200 fois meilleur que celui du sol,
- la méthode de traversée du sol est faite à la vis refoulante, sans déblais,
- le terrain entre les colonnes est amélioré si les colonnes sont assez rapprochées,
- le diamètre des colonnes est égal au diamètre de l'outil de forage,
- la fabrication du matériau est faite en centrale à béton.

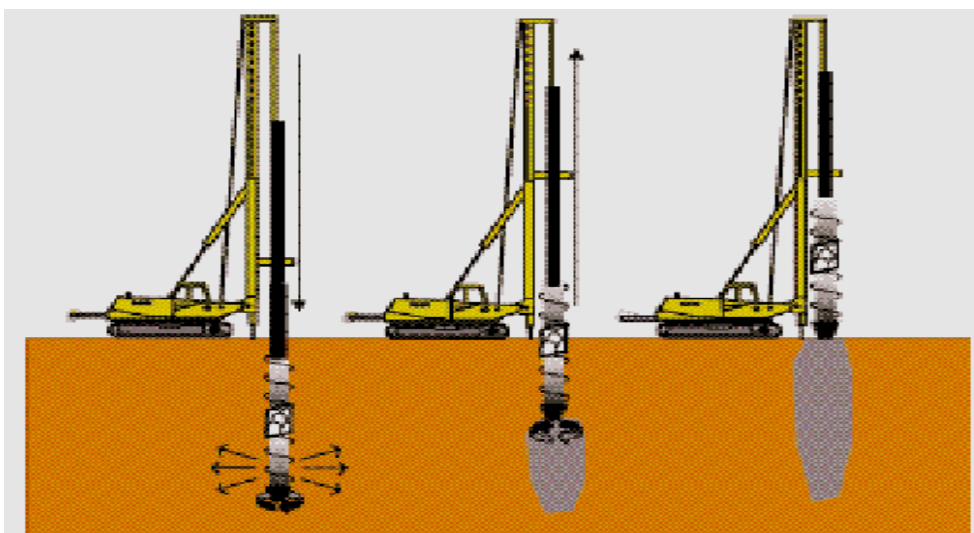


Figure I.1.14. Schéma de principe du procédé des Colonnes à Module Contrôlé [Menard1994].

2.2.4. Inclusion par mélange d'un liant avec le sol

Les inclusions par mélange d'un liant avec le sol dites "inclusions par mixing" permettent de réaliser des colonnes de sols stabilisés afin d'augmenter les performances mécaniques. Elles peuvent s'apparenter aux inclusions rigides. Ces techniques ont été développées d'une part pour le renforcement des sols compressibles et d'autre part pour leur stabilisation.

Parmi les différentes méthodes de "mixing", qui peuvent être obtenues par différentes techniques (mécaniques, hydrauliques, etc...) il est possible de trouver les dénominations suivantes :

- Jet Grouting,
- Soil Mixing,
- Deep Cement Mixing (DCM),
- Deep Soil Mixing (DSM),
- Lime Columns (LC) et Lime Cement Columns (LCC).

L'objectif des méthodes de traitement des sols par "mixing" est de modifier le sol afin d'améliorer ses caractéristiques mécaniques en réalisant des colonnes rigides ou semi-rigides.

Le module d'élasticité et la résistance à la compression simple sont typiquement 5 à 10 fois inférieurs à ceux du béton.

Comme exemple réalisation de colonnes utilisant la méthode dite "Jet Grouting" voir le tableau suivant, ce type de procédé offre :

- un diamètre de la colonne obtenue dépendant de la nature du terrain,
- de la puissance du jet et des vitesses de remontée et de rotation avec une pression du jet entre 300 à 400 bars,
- un diamètre variant généralement entre 0,6 à 1,0 mètre.

Ainsi, la résistance à la compression simple dépend de la qualité du ciment utilisé, du rapport C/E du coulis et de la nature du sol (voir la Figure I.1.15).

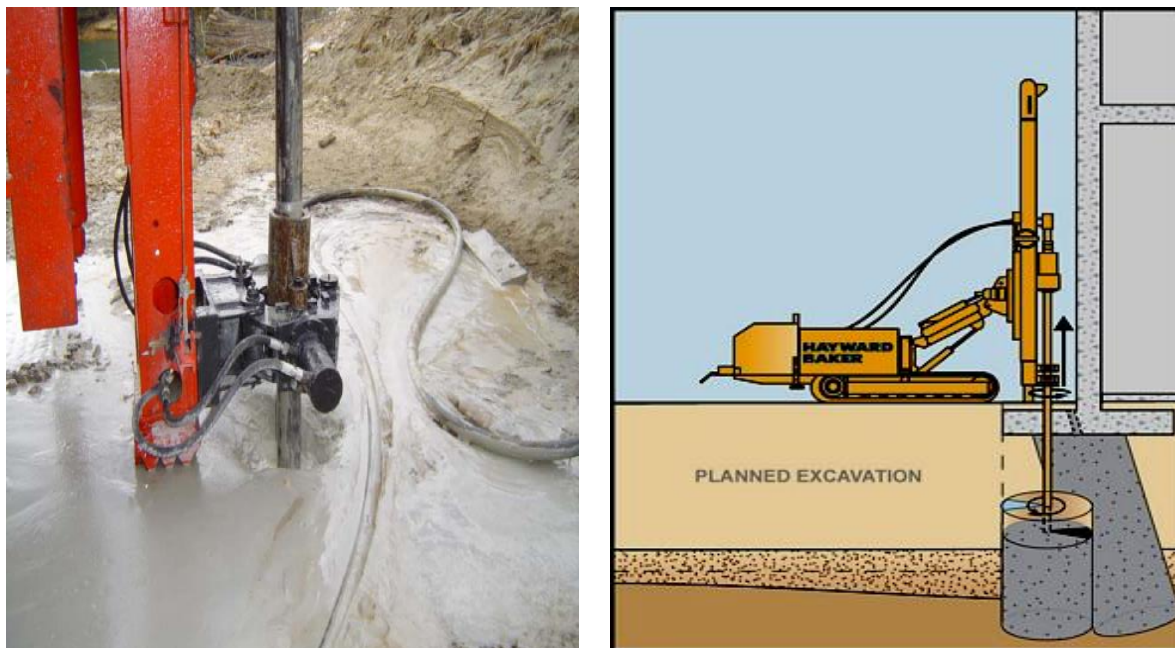


Figure I.1.15. Etapes de la réalisation d'une colonne de Jet Grouting [7].

Tableau 1 : Exemple de réalisation de ce type de procédé.

Année	Ouvrage	Liste des ouvrages correspondants	Pays
2010	Tramway	Chantier de colonnes ballastées - Rabat	Maroc
2009	Station pétrolière	Chantier de Jet grouting. Site GNL3Z - Arzew	Algérie
2008	Quai maritime	Chantier d'injection (Jet Grouting). Base de SOYO	Angola
2004	Pont	Pont à haubans, Rion-Antirion	Grèce
2000	Barrages	Barrage de Xiao Lang Di : paroi moulée, injections de consolidation, voile d'étanchéité par jet grouting	Chine
2000	Métros	Métro du Caire, lignes 1 et 2	Egypte
2000	Tunnels	Tunnel routier d'El Azhar, Le Caire	Egypte
2000	Métros	Métro de Bangkok - MRTA Blue Line	Thaïlande
2000	Barrages	Barrage de Xiao Lang Di : paroi moulée, injections de consolidation, voile d'étanchéité par jet grouting	Chine
1998	Ouvrages portuaires	Quai Carnot - Port de Concarneau	France
1997	Métros	Métro de Taïpei	Taiwan
1993	Barrages	Barrage de Thika	Kenya

2.3. Matelas de transfert de charges

C'est la couche de répartition qui doit être mise en oeuvre en fonction des critères routiers qu'elle soit constituée de matériaux frottants (sables ou graves) et/ou renforcée de liants (ciments, chaux...) ou de nappes géosynthétiques (*voir sous chapitre suivant*).

Cette couche est caractérisée par des essais in situ de types routiers ou des essais géotechniques plus classiques, et des essais de laboratoire (ex : essais pressiométriques ou pénétrométriques, mesure de la cohésion, de l'angle de frottement et de la teneur en eau). Ces essais ont pour but de pouvoir calculer le tassement et la résistance ultime à la compression du matériau de cette couche au droit de l'inclusion, sa résistance au frottement sol-sol, sa résistance au poinçonnement, ses différents modules de déformations usuels (module pressiométrique E_m , module oedométrique E_o ou module de Young E_y), et la pression limite équivalente sous la semelle.

Le matelas de transfert de charge est généralement constitué par un matériau noble (grave, ballast). Ce dernier est un matériau rapporté des carrières, ce qui entraîne un surcoût élevé par rapport à la mise en oeuvre d'un sol grossier pris sur place. Il sera intéressant de vérifier l'influence de la qualité du matériau constituant le matelas sur la répartition de la charge. Toutefois, concernant les sols grossiers, certaines études ont permis de déterminer quels étaient les principaux paramètres qui intervenaient dans le comportement des sols grossiers : la distribution granulométrique, la masse volumique, la forme des particules, la masse volumique étant le facteur le plus important. Cependant, chaque étude est spécifique à un sol. A ce jour, il n'existe pas de lois générales pour traduire le comportement de ces sols.

3. PROBLEMATIQUE

Le monde du génie civil est en continuel développement par de nouvelles techniques de réalisation des infrastructures dans les zones de sol à portance très médiocre (dépôts récents, zones marines).

Compte tenu des tassements différentiels qui peuvent survenir pendant, et après construction des ouvrages, une idée nouvelle a fait son apparition dans les années 70 et elle a été développée dans de nombreux pays, s'agissant du renforcement des sols par inclusions rigides (pieux verticaux associés à un matelas de transfert de charge) ou colonnes ballastées qui sont des procédés actuellement utilisés pour améliorer la portance des sols très compressibles. Cette idée est d'intégrer à la base du remblai et au-dessus du réseau de pieux une nappe géosynthétique de renforcement. L'objectif du renfort géosynthétique est d'accroître l'efficacité du transfert de charge sur les pieux et de minimiser les charges agissant sur le sol compressible. Dans certains cas et afin de limiter les coûts de construction, le corps de remblai peut être réalisé avec des matériaux locaux et mis en place sans matelas de transfert de charge.

Dans le cadre du travail de thèse, il s'agit d'obtenir toutes les données expérimentales nécessaires pour le programme de recherche. L'objectif de ce travail est, d'une part, de comprendre les mécanismes qui donnent une défaillance au sol étudié (cas de liquéfaction et autres) et d'autre part, d'introduire ces résultats comme une base de données pour une bonne modélisation.

4. PRINCIPE DU RENFORCEMENT

Le renforcement par inclusions rigides (pieux verticaux) est souvent utilisé pour améliorer les caractéristiques mécaniques des sols. Une nouvelle approche de ce concept, mise en application notamment dans des sociétés de réalisation de génie civil (par exemple : la société Keller), est d'ajouter une nappe géosynthétique directement à la base du remblai pour faciliter le transfert de charge vers les pieux et limiter les tassements de surface à des valeurs admissibles compatibles avec les infrastructures concernées. Les charges d'exploitation et celles dues au poids du remblai sont en partie transférées aux pieux (voir la Figure I.1.16), le transfert de fait directement par des mécanismes d'effet voûte, ou indirectement par effet membrane par l'intermédiaire du géosynthétique. Les charges transmises au sol peuvent être redirigées vers les pieux par frottement négatif. Les efforts

appliqués aux pieux sont selon les cas repris par frottement ou transférés à un substratum rigide [Collin *et al.* 2005].

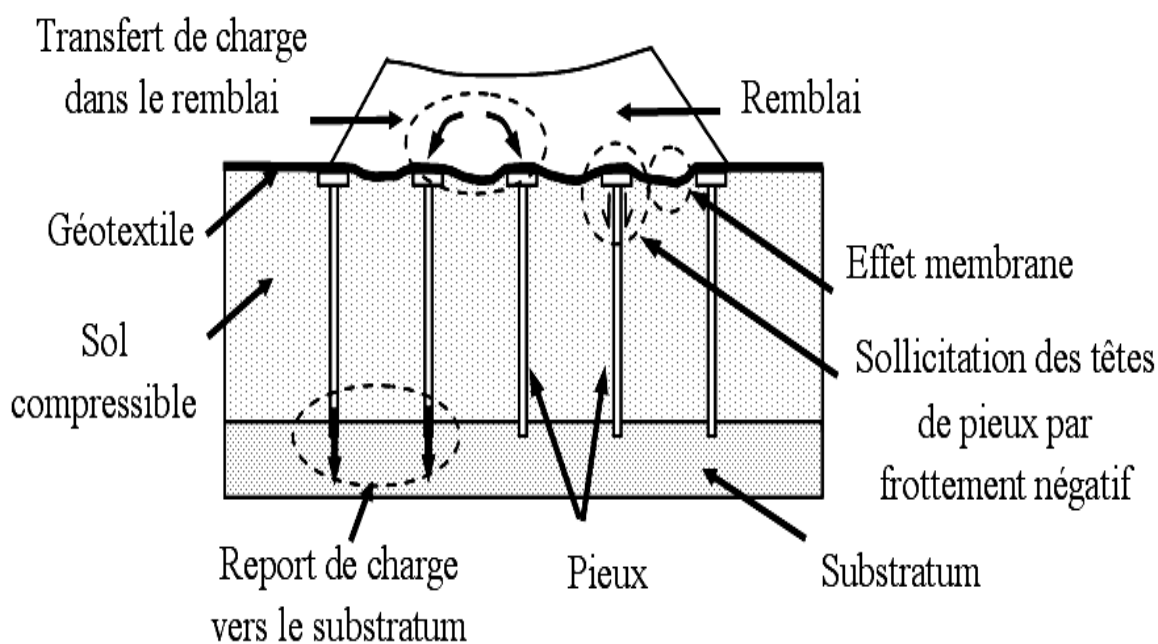


Figure I.1.16. Représentation schématique du transfert de charge du remblai vers les inclusions.

Ces mécanismes agissant en interaction sont complexes et fonctions de nombreux paramètres (géométrie du problème, caractéristiques physiques et mécaniques des constituants, interfaces et interactions). C'est pourquoi, le but est d'améliorer la connaissance du comportement de ces ouvrages [Briançon *et al.* 2004].

On appelle *effet membrane* la capacité d'une nappe géosynthétique à se déformer pour supporter les forces verticales qui lui sont appliquées. Cela nécessite une déformation conséquente de la nappe géosynthétique ainsi qu'un fort tassement du sol compressible sous-jacent [Guido *et al.* 1987, Bell *et al.* 1994, Collin 2004].

Les mécanismes de transfert de charge dans le remblai permettent un transfert direct d'une partie des charges d'exploitation et des charges permanentes dues au poids du remblai vers les têtes de pieux. Si le report de charge est important (création d'une voûte) les tassements de surface peuvent être faibles (en considérant des pieux rigides fixes). Le report de charge est principalement fonction de la géométrie du réseau de pieux (forme, largeur, distance entre pieux, densité et répartition des pieux) et des caractéristiques physiques et mécaniques du sol de remblai. Il peut être dans certains cas influencé par les caractéristiques mécaniques du renfort géosynthétique (principalement le module de rigidité en traction) ou du sol support compressible [Low *et al.* 1994].

CONCLUSION

Le renforcement des sols compressibles par inclusions rigides verticales met en œuvre des mécanismes identifiés mais complexes et en forte interaction avec sol. Pour ce faire, plusieurs méthodes de dimensionnement existent sur la base de recherches in situ et au laboratoire, reposant sur divers concepts, mais elles peuvent aboutir à des résultats

contradictoires. Cela confirme la nécessité de progresser dans la modélisation du comportement de ces ouvrages complexes sur la base des lois de comportement (voir les chapitres suivant). L'objectif de ce travail de recherche est de comprendre les mécanismes qui se développent dans le sol compressible. Le principal avantage de cette méthode est sa mise en place rapide, avec une importante réduction des tassements. Cette technique permet de conserver le sol compressible en place, ce qui constitue un avantage économique et environnemental non négligeable.

1.2

Principes de base

PRINCIPE DE BASE

Afin de comprendre ce type de mécanisme, il est important de connaître les notions de base sur la transmission de charges en mécanique des sols. Il est considéré que dans ce cadre d'étude les charges appliquées sont transmises à un substratum rigide par l'intermédiaire d'un matelas de transfert de charges entre la structure, le renforcement horizontal et les inclusions rigides en sol compressible entre le matelas et le substratum et [Jenck 2005].

- Afin d'augmenter la surface de reprise de charge il est intéressant de placer des dalles (rectangulaire, circulaire ou carrée).
- Le matelas de transfert de charge est disposé entre le sol compressible et l'ouvrage en surface, son utilisation est nécessaire afin de réduire tout en homogénéisant les tassements.
- Les inclusions rigides sont mises en place verticalement considérées comme rigide (indéformable) allant jusqu'au niveau du bon sol résistant à un effort de pointe et de frottement le long d'inclusion.

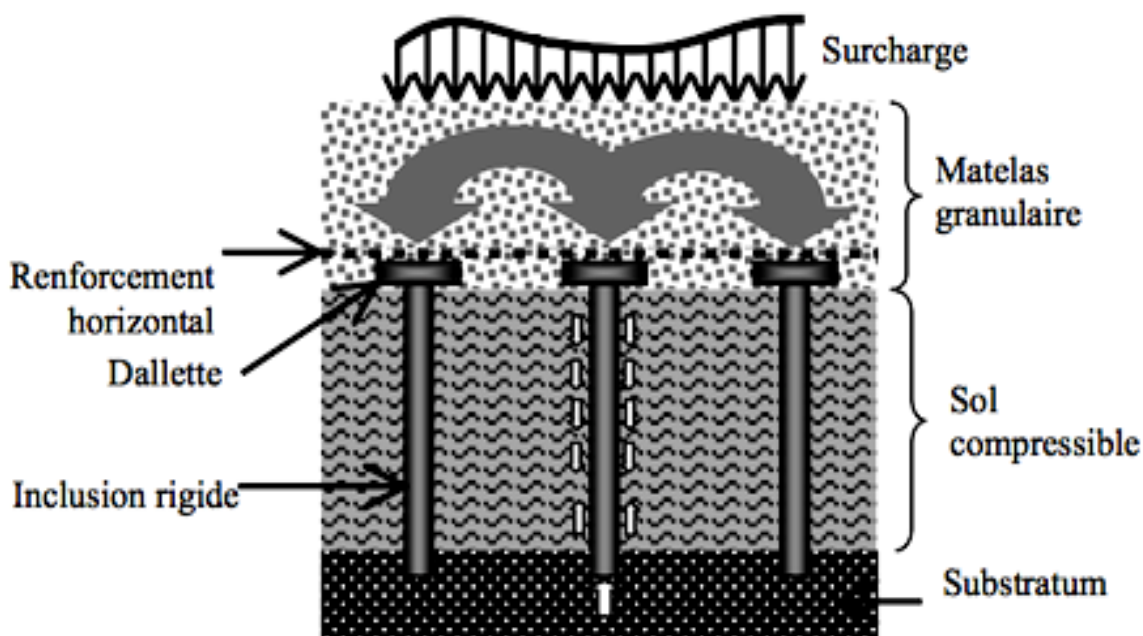


Figure I.2.1. Transfert de charges vers le substratum [Combarieu 1988].

Le frottement, le long des inclusions participe également aux mécanismes de transfert de charge. La Figure I.2.2-a schématise le comportement d'un réseau d'inclusions soumis à un chargement. Au niveau de la partie supérieure des inclusions, le sol compressible subit un tassement plus important que les inclusions et entraîne du frottement négatif le long de l'inclusion, ce qui contribue au report de la charge sur les inclusions. Ainsi le sol de fondation participe aux mécanismes. Au niveau de la partie inférieure, les inclusions poinçonnent le

substratum qui n'est jamais parfaitement rigide, ce qui entraîne du frottement positif. Au niveau de la base de l'inclusion se développe un effort de pointe (effet de poinçonnement).

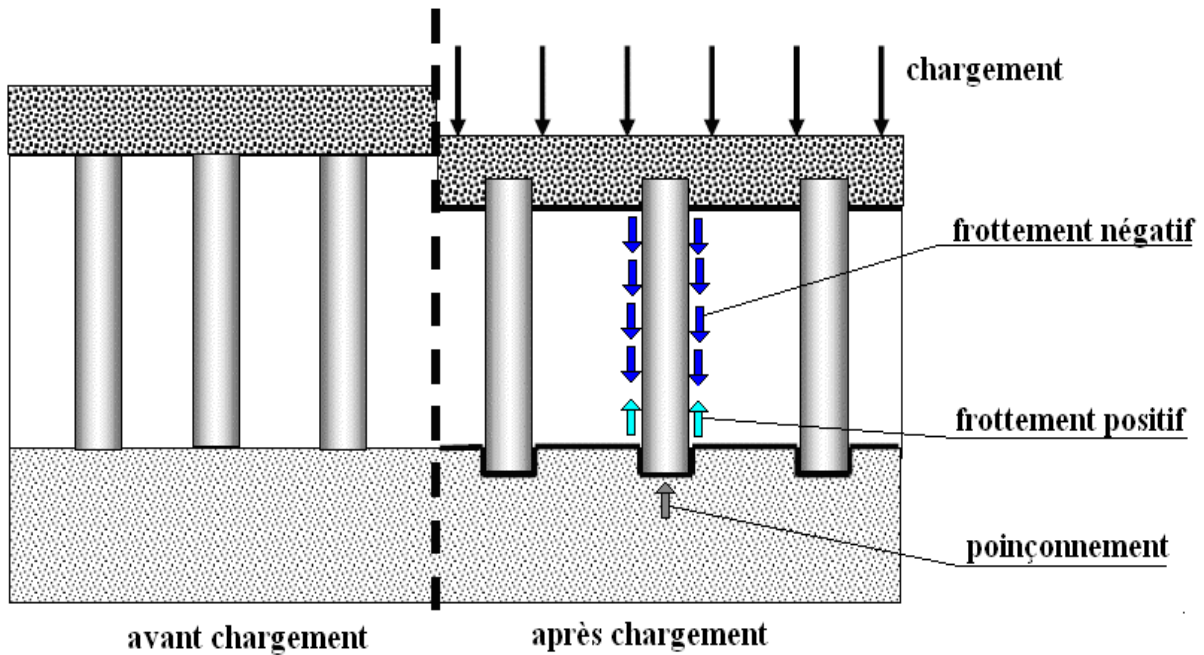


Figure I.2.2-a. Schématisation des frottements le long des inclusions avant et après chargement [Combarieu 1988].

La Figure I.2.2-b illustre l'effort de frottement d'une inclusion négatif et positif, plusieurs méthodes convergent vers le même principe proposé par la méthode de dimensionnement de Combarieu [Combarieu 1988], complétée et développée par Bruno Simon [Simon 2001] et Berthelot [Berthelot *et al.* 2003].

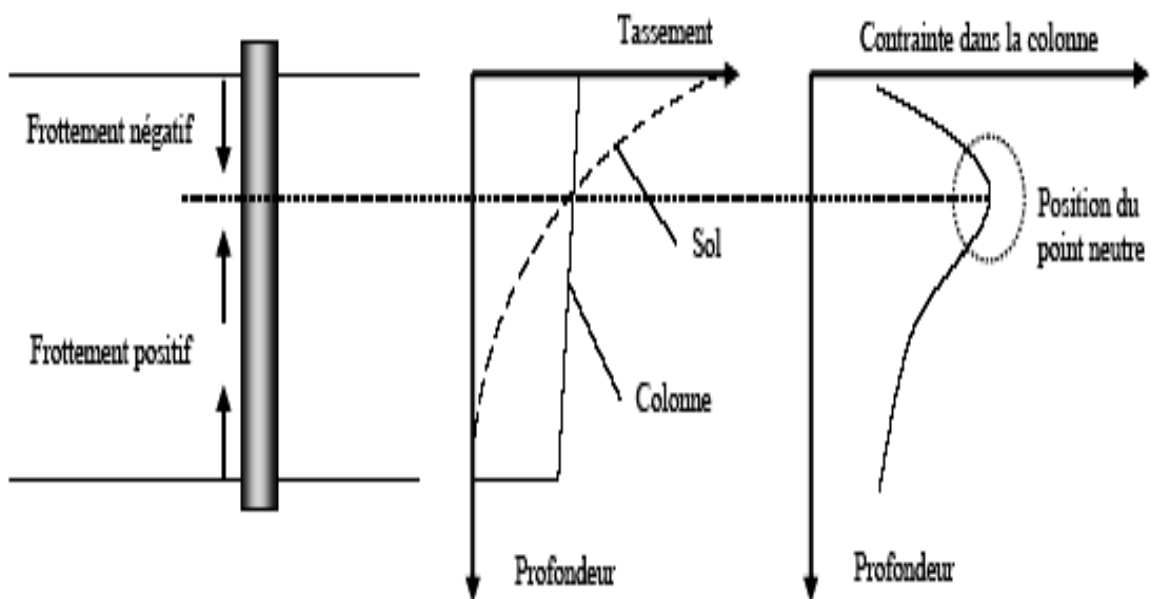


Figure I.2.2-b. Diagrammes des résultats dus aux frottements le long des inclusions après chargement [Combarieu 1988].

Les mécanismes qui se développent dans le matelas de transfert de charge et le long des inclusions sont en forte interaction. Les tassements au niveau de l'interface entre le sol compressible et le matelas conditionnent simultanément :

- la formation des voûtes dans le sol granulaire,
- la mise en tension du géosynthétique éventuel
- et le frottement le long des inclusions.

a- Les inclusions rigides

De nombreux types d'inclusions rigides peuvent être envisagés suivant les propriétés mécaniques et la géométrie de la couche compressible. Les inclusions peuvent être préfabriquées ou construites in situ (voir le sous chapitre précédent). Leur module de déformation varie entre un minimum de 20 MPa dans le cas d'utilisation de colonne de soil mixing et un maximum de 200 GPa en utilisant des pieux métalliques.

- les différentes inclusions préfabriquées se retrouvent dans tous les types de pieux mis en place par battage ou par enfoncement (pieux bois, pieux métalliques, pieux en béton armé ou précontraint). L'avantage de ces derniers est qu'ils sont constitués d'un matériau manufacturé. Par contre leur mise en place peut être source de nuisances sonores ou vibratoires et dans certains cas le refoulement latéral du sol peut affecter les structures voisines.
- Parmi les inclusions construites in situ, on distingue essentiellement les pieux forés, les pieux battus tubés, les pieux de type VCC (Vibro Concrete Column), les colonnes à module contrôlé (CMC), les colonnes par mélange d'un liant avec le sol (jet grouting, Lime Cement Columns, etc.). La mise en oeuvre des inclusions in situ est plus souple que les inclusions préfabriquées, avec peu de refoulement du sol adjacent et une longueur qui peut s'adapter aux horizons géologiques du site.

Les inclusions sont généralement réalisées jusqu'à un substratum rigide sur lequel elles reposent ou sont ancrées. Le réseau d'inclusions et le diamètre des inclusions sont dimensionnés en tenant compte d'un coefficient de sécurité.

Deux approches de dimensionnement des inclusions sont mises en évidence :

1. Les inclusions sont supposées reprendre la totalité des charges appliquées par le matelas, le remblai et l'ouvrage en surface, plus particulièrement dans le cas de la mise en place d'une nappe de renforcement géosynthétique en base du remblai qui transfère aux inclusions toutes les charges qui n'ont pas été transférées par effet de voûte. Dans ce cas la contribution du sol de fondation est négligée (voir la Figure I.2.1).
2. Le système peut être optimisé en tenant compte du support partiel apporté par le sol de fondation, même en présence d'un géosynthétique. Cependant les tassements de consolidation du sol compressible doivent être pris en compte.

Le dallage sur les têtes d'inclusions peut être de section carrée ou circulaire. La Figure I.2.3 présente le cas d'un chantier où les inclusions ont des têtes en béton de section carrée, la Figure I.2.4 schématise les différents cas de mise en place des dallages de têtes d'inclusions (illustration de mise en place en maillage carré ou triangulaire).



Figure I.2.3. Exemple de têtes d'inclusion carrée. Réservoirs pétroliers pour l'usine pétrochimique Oil Tanking, Belgique 2008 [1].

Les inclusions sont mises en place suivant un maillage rectangulaire ou triangulaire. En appelant A_P la section d'une tête d'inclusion et A_S la surface d'une maille élémentaire, le taux de recouvrement α est la proportion de la surface totale couverte par les inclusions et est défini par :

$$\alpha = \frac{A_P}{A_S}$$

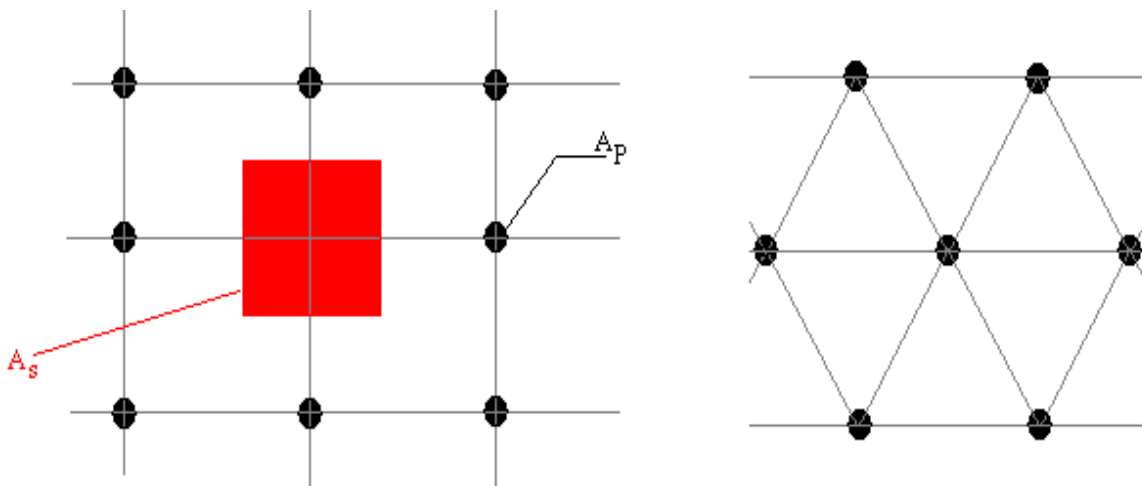


Figure I.2.4. Réseau d'inclusions à maillage rectangulaire et triangulaire.

b- Le matelas de transfert de charge

Le matelas de transfert de charge assure la transition entre les charges appliquées en surface dues aux structures conçues et les inclusions rigides. Il permet de concentrer les charges sur les inclusions, de réduire et homogénéiser les tassements en surface grâce à la formation de voûtes (voir la Figure I.2.1). Ainsi sa présence permet de diminuer les sollicitations sur l'ouvrage afin d'en assurer le bon fonctionnement et sa pérennité.

Le développement des voûtes suppose que le matelas ait une résistance au cisaillement. Le matelas de transfert de charge est généralement constitué par un matériau noble comme des graves ou du ballast, par des matériaux traités à la chaux ou au ciment, afin d'augmenter la capacité et d'améliorer les propriétés mécaniques ou encore par un matériau grossier, cette dernière option est certainement la moins onéreuse alors que l'utilisation d'un matériau noble peut s'avérer coûteuse.

c- Les nappes de renforcement

Le renforcement en base du matelas de transfert de charge par des nappes horizontales est peu courant en Afrique mais assez répandu dans de nombreux autres pays tels que le Canada, les Etats-unis (USA) et les Pays bas. Lorsque qu'une seule nappe géosynthétique est disposée sur les têtes d'inclusion, elle contribue au renforcement par effet membrane. Lorsque plusieurs nappes sont mises en oeuvre au sein du matelas granulaire, à l'effet membrane se rajoute un effet de rigidification du matelas. La Figure I.2.5 présente les différentes dispositions de la nappe dans le matelas.

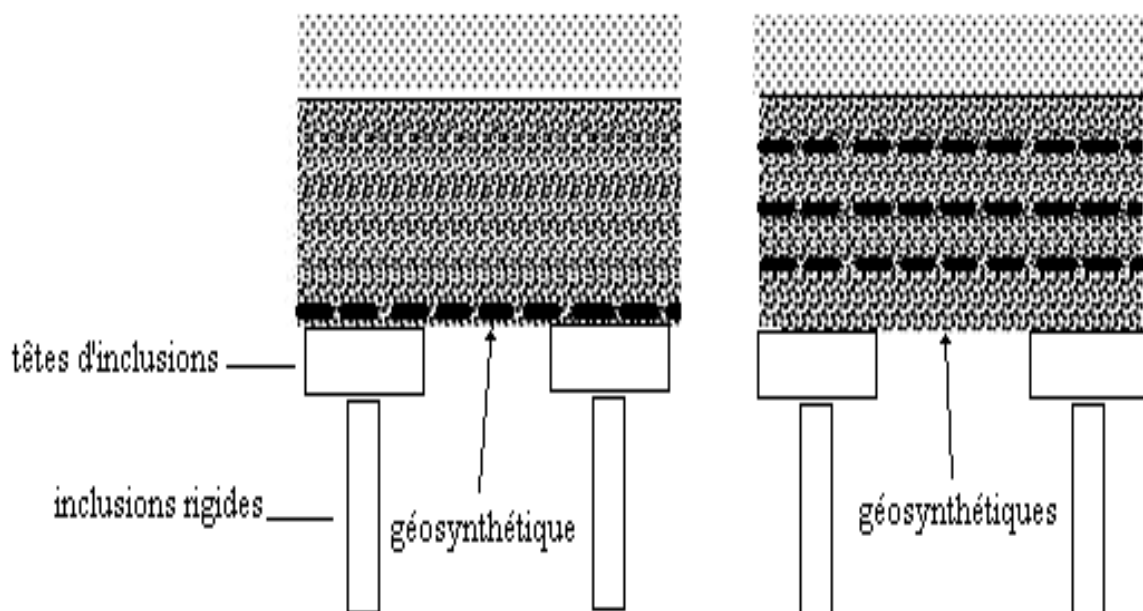


Figure I.2.5. Dispositions du renforcement horizontal dans le matelas de transfert de charge [Combarieu 1996].

Les nappes de renforcement sont généralement constituées soit de géotextiles, soit de géogrilles (voir la Figure I.2.6) qui permettent l'enchevêtrement du sol dans la nappe. Dans certains cas, le matelas est également renforcé par un treillis soudé [Combarieu 1996].

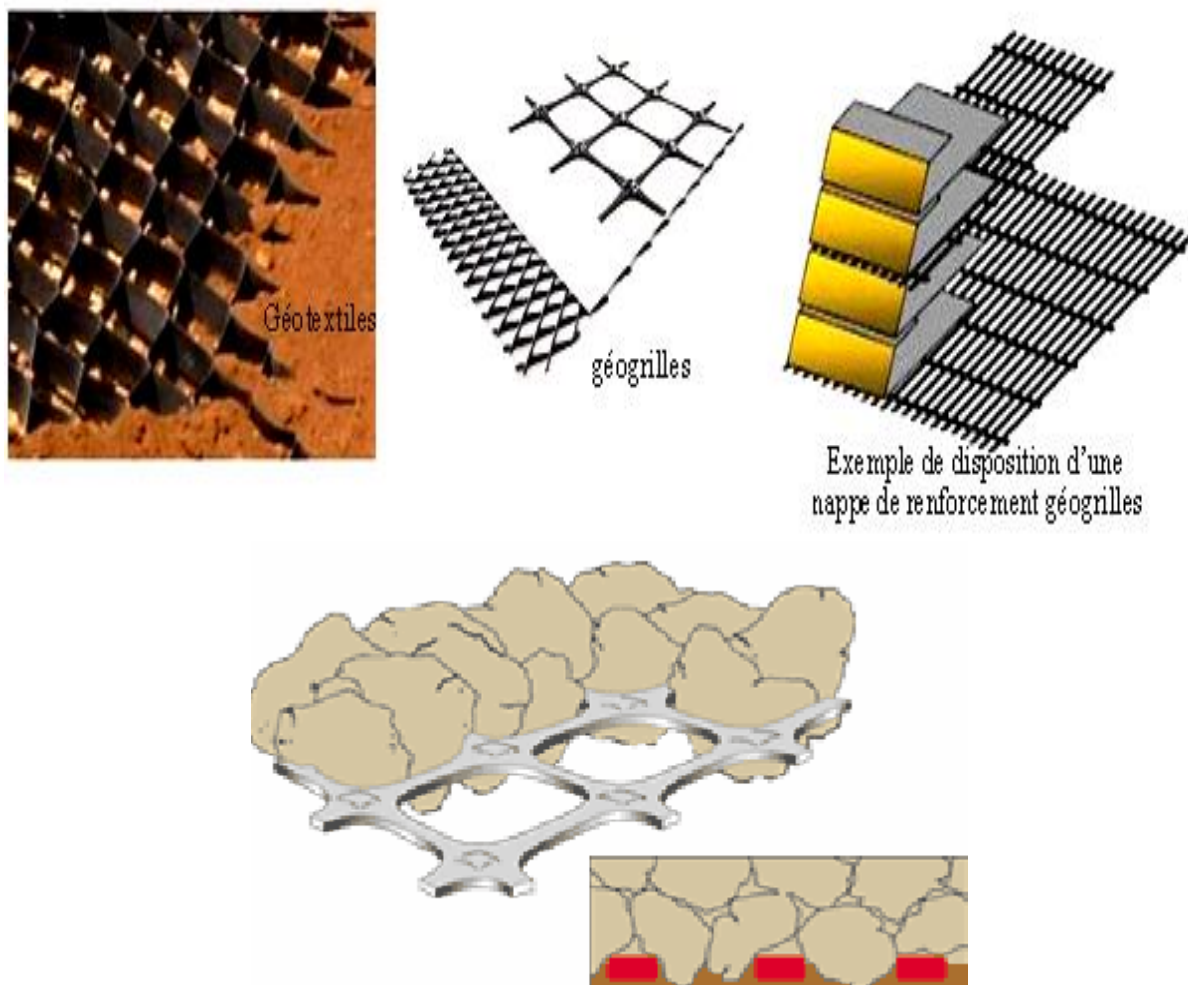


Figure I.2.6. Nappes de renforcement géotextiles et géogrilles [Combarieu 1996].

CONCLUSION

Le renforcement des sols compressibles par inclusions rigides verticales met en œuvre une interaction plusieurs mécanismes complexes. Pour ce faire, des méthodes de dimensionnement existent, reposant sur divers concepts. D'où la nécessité de progresser dans la modélisation du comportement de ces ouvrages complexes afin de mieux connaître le comportement des sols compressible vis-à-vis les charges statiques et dynamiques.

I.3

Mécanismes et dimensionnements

INTRODUCTION

Toute étude scientifique doit passer par une analyse in situ et ou au laboratoire. Avec l'évolution de l'outil informatique, la modélisation physique et numérique est devenue nécessaire pour mieux connaître le comportement des sols sous effets de chargement statique ou dynamique. Pour ce faire, il est primordial de concevoir un modèle 2D ou 3D représentatif du cas d'étude.

1. PRINCIPE DE LA MODELISATION PHYSIQUE

L'étude du renforcement par inclusions rigides d'ouvrages sur sols compressibles peut être divisée en deux parties distinctes :

- au-dessus des têtes d'inclusions : déterminer la répartition des contraintes entre le sol compressible et les têtes d'inclusions,
- dans le sol compressible : dimensionner les inclusions à mettre en place.

Notre thèse présente les mécanismes qui se développent dans le matelas granulaire permettant le transfert des charges vers les têtes d'inclusions afin d'assurer la réduction et l'homogénéisation des tassements en surface. Le principe de ces mécanismes est identifié par la formation de voûtes dans le sol granulaire.

Dans le but de comprendre ce phénomène, il est indispensable de concevoir un modèle réduit bidimensionnel simulant un matelas de transfert de charge édifié sur un horizon compressible renforcé par inclusions rigides verticales.

Les objectifs de la modélisation physique sont multiples :

- Déterminer les propriétés du mécanisme qui se développe dans le matelas de transfert de charge,
- Développer un modèle de recalage entre les résultats expérimentaux aux approches de dimensionnement réel,
- établir une base de données expérimentale dans le but de servir de référence à diverses approches de modélisation numérique.

2. MECANISMES ET DIMENSIONNEMENT DU TRANSFERT DE CHARGE

Dans le cadre d'étude, il est possible de départager entre les ouvrages renforcés par inclusions rigides. Pour ce faire, il faut distinguer deux types :

- les ouvrages de génie civil de type radiers, dallages ou semelles qui nécessitent la mise en place d'un matelas granulaire sur les têtes d'inclusions,
- les remblais qui ne nécessitent pas l'ajout d'un matelas granulaire à leur base.

Dans le premier cas, les mécanismes de transfert de charge ne peuvent se développer que sur une épaisseur limitée. Par contre dans le second cas, ces mécanismes peuvent se développer sur une grande épaisseur (voir figure suivante) :

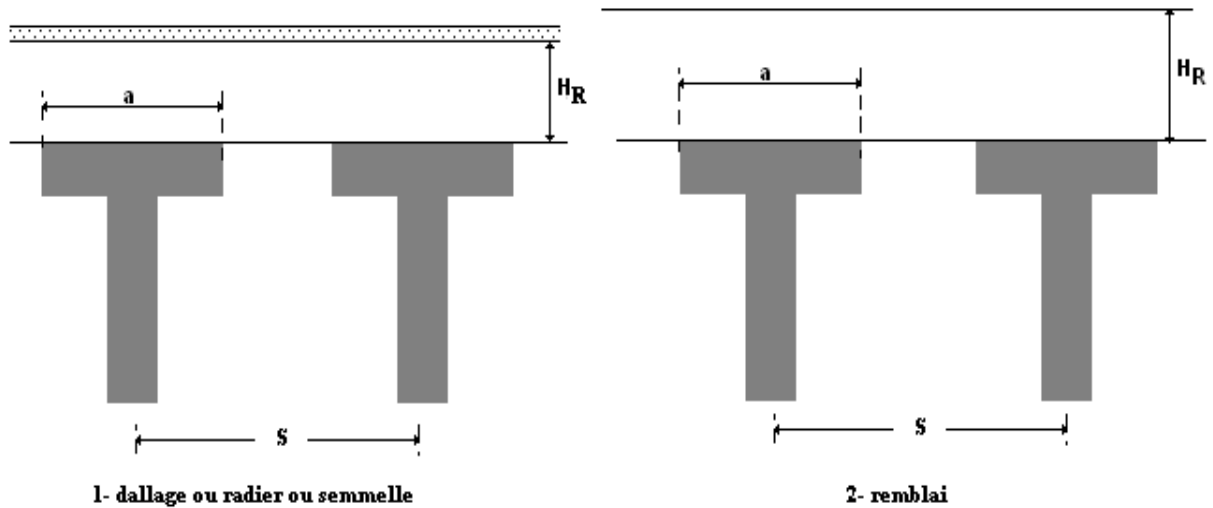


Figure I.3.1. Dimensions des ouvrages renforcés par inclusions rigides.

Sachant que :

- le rapport de profondeur = $\frac{H_R}{s-a} = R_p$
- le taux de couverture relatif = $\frac{a}{s-a} = T_{CR}$
- le taux de tassement = $\frac{Y_G}{s-a}$

Avec :

- a = dimension de la tête d'inclusion,
- H_R = hauteur de recouvrement,
- s = distance entre deux inclusions
- Y_G = tassement.

3. HISTORIQUE DE MODELISATION PHYSIQUE

La modélisation physique en géotechnique des systèmes de renforcements des sols granulaires par inclusions rigides, ont permis une avancée majeure dans le cadre d'études expérimentales vu le coût important des essais in situ. Pour ce faire, plusieurs chercheurs ont élaboré des modèles réduits bidimensionnels et tridimensionnels afin d'avoir un comportement du développement dans le matelas granulaire.

L'instrumentation d'un massif de sol renforcé par inclusions rigides verticales, comme beaucoup d'ouvrages géotechniques, présente certains inconvénients :

- le coût de l'étude (et des moyens d'instrumentations) est très important,
- les mesures sont réalisées ponctuellement dans l'étude d'un terrain hétérogène restant difficiles et insuffisantes.

Ainsi, le recours à des modèles physiques réduits devient nécessaire, permettant de prédire le comportement de l'ouvrage réel.

Il est possible d'énumérer les avantages et les inconvénients de la modélisation physique. Mais le plus important est de noter que les modèles réduits sont faciles à réaliser (gain de temps), peuvent être conduits jusqu'à la rupture. Une des difficultés majeure est de satisfaire aux conditions de similitude. Pour ce faire, pour être transposable à un problème en vraie grandeur, un modèle réduit doit obéir aux mêmes lois de similitude qui garantissent l'analogie du comportement mécanique entre le modèle réduit et son prototype associé. Ces lois permettent d'appliquer la solution obtenue sur modèle au problème en grandeur réelle. L'établissement des lois de similitude se base sur une analyse dimensionnelle en considérant l'invariance des équations générales de la mécanique au changement d'unités (Ces équations sont les équations générales de la dynamique, l'équation de conservation de la masse et les lois de comportement des différents matériaux) [Mandel 1962].

4. LES DIFFERENTS MODELES REDUITS

Des expérimentations en laboratoire sur modèle réduit ont été menées afin de comprendre les mécanismes de transfert de charge dans le matelas. Plusieurs chercheurs ont effectué des modélisations bidimensionnelles tels que Hewlett et Randolph en 1988, Low *et al.* en 1994, Horgan et Sarsby en 2002 et Van Eekelen *et al.* en 2003, et d'autres ont mené des expérimentations tridimensionnelles comme Bergdahl *et al.* en 1979, Demerdash en 1996 et Kempfert *et al.* en 1999.

4.1. Modèle bidimensionnel de Hewlett et Randolph

Le but des expérimentations sur modèle réduit est de développer un modèle de voûte pour le calcul analytique du transfert de charge dans le matelas [Hewlett 1988]. Les inclusions sont représentées par des blocs de bois et le sol compressible par de la mousse en caoutchouc et en dernier lieu le sable est disposé de couleurs différentes comme charge permanente afin d'observer les déformations de la mousse le temps d'essai sera de 24h et la boîte est vibrée afin d'éviter le frottement sur les parois. La figure suivante présente l'appareillage d'essai comportant 3 inclusions (Figure I.3.2.a) ou 5 inclusions (Figure I.3.2.b).

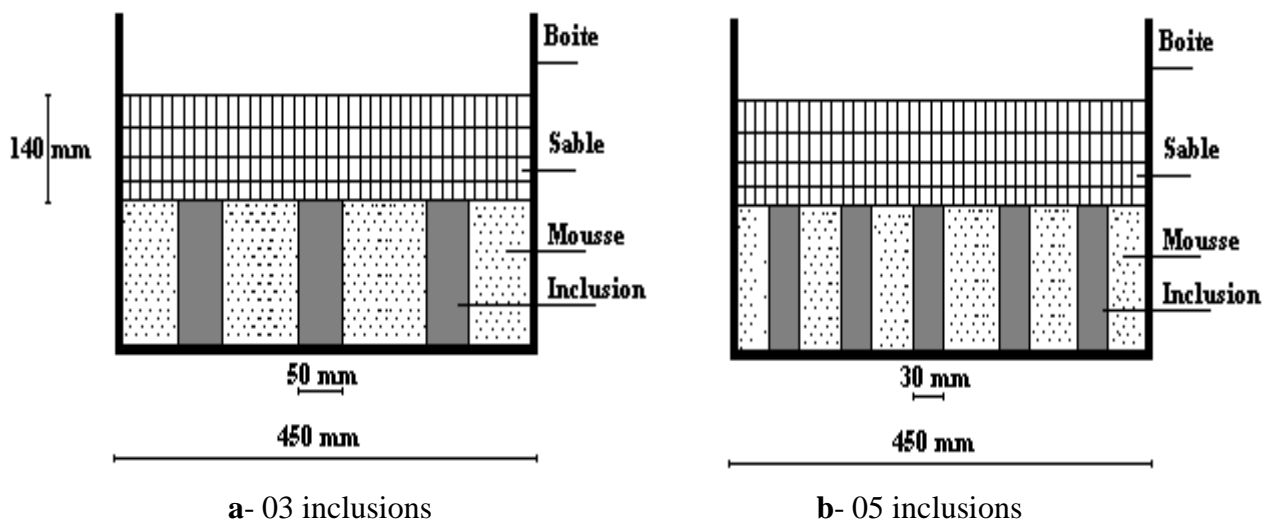


Figure I.3.2. Appareillage de Hewlett et Randolph 1988.

Le but de ce type d'essai est de montrer l'intérêt d'utiliser de manière correcte et l'apport fourni par les inclusions rigides. Les principaux résultats obtenus sont les suivants :

- afin de montrer les avantages de l'utilisation des inclusions, un test témoin (sans inclusions) donne un tassement de 30mm.
- Avec trois inclusions, 45% du poids total du matelas est repris par les inclusions, et le tassement n'est plus que de 3mm.
- Avec cinq inclusions, cette proportion, définie par le terme «efficacité», est de 66 %, et il n'y a pas de tassement mesurable.

Les déformations observées dans le sable montrent que des voûtes se forment dans le massif entre les inclusions, le matelas subit des tassements importants et la distorsion la plus importante est concentrée sur les bords de l'inclusion (au dessus des têtes d'inclusion).

4.2. Modèle bidimensionnel de Low

Les expérimentations en laboratoire ont été assurées à l'aide d'une boîte de longueur 1,5m, de largeur 0,6m et de hauteur 1m. Les inclusions sont simulées par des poutres en bois et le sol compressible par de la mousse caoutchouc. (Les frottements entre la mousse et les inclusions sont éliminés) [Low et al. 1994].

Les capteurs situés sous les blocs de mousse mesurent la totalité du poids s'y exerçant. Les poutres sont également instrumentées en capteurs d'effort. Deux des façades sont constituées de Perspex (Plexiglas) afin d'observer les déplacements dans le massif, et les deux autres façades sont constituées par des panneaux de bois recouverts de Téflon. La surface est nivelée à chaque mise en place de couche de 100mm, la hauteur est mesurée et les charges s'exerçant sur les poutres et la mousse sont enregistrées.

Les résultats obtenus sont les suivantes :

- l'efficacité augmente avec le taux de recouvrement α qui est égale au rapport des longueurs $\frac{a}{s}$ sachant que a est la longueur de la tête d'inclusion et s est la longueur entre deux inclusions (voir la Figure I.3.1),
- la capacité augmente avec l'espacement entre les inclusions, mais atteint une limite pour de grands espacements,
- le taux de réduction de contrainte augmente avec la hauteur de matelas H_R et atteint une limite à partir d'une certaine hauteur, les indicateurs de report de charge atteignent des valeurs limites pour $\frac{H_R}{s}$ entre 3 et 6
- la contrainte sur le sol compressible est plus faible lorsque les inclusions sont proches,
- dans certains tests, un géotextile de raideur 400 kN/m interposé entre la mousse et le matelas, il augmente l'efficacité entre 1,15 et 1,3 fois par rapport au cas sans.

4.3. Modèle bidimensionnel de Horgan et Sarsby

Cet essai a été élaboré en 2002 proposant un modèle réduit pour l'étude de l'effet voûte au dessus d'un vide. Le modèle est constitué d'une boîte en acier (1,1*0,72*0,56m) avec une face transparente (en Perspex), dont la base contient un élément amovible (un géotextile peut être fixé au dessus du vide). La plaque amovible est abaissée par incréments, résultant en une déflexion de la membrane [Horgan 2002].

Pendant l'expérimentation, la pression sur la porte, la tension dans le géosynthétique et les tassements en surface à mi-portée est mesurée. Afin d'avoir une idée globale, deux types de sol constituant le matelas : un sable grossier et des cailloux de 10mm. L'influence de la teneur en eau est étudiée comme référence de comparaison. Les résultats montrent qu'une voûte se forme pour une teneur en eau de 4,7% et alors que pour une teneur en eau de 1,3%, des tassements différentiels sont observés en surface.

4.4. Modèle bidimensionnel Van Eekelen

En 2003 une expérimentation bidimensionnelle par l'équipe de chercheurs dont Van Eekelen proposant un essai dans une boîte rigide à bords lisses (profondeur 1m, largeur 2m, hauteur 1m) dont deux faces vitrées [Van Eekelen et al. 2003].

Les données de cet essai sont :

- Les inclusions sont simulées par des poutres en PVC de largeur 0,15m.
- Le sol compressible est simulé par des coussins de mousse remplis d'eau et emballés hermétiquement.

Dès que le matelas de sable mis en place, laisser s'échapper l'eau des coussins de mousse assure la consolidation du sol compressible. Ainsi, la construction du matelas s'effectue sans déformation de ce dernier (aucun renforcement géosynthétique n'a été considéré en base du matelas). Le taux de recouvrement des inclusions est de 13%. L'instrumentation par 10 capteurs de contrainte permet d'évaluer la pression sur les inclusions et les coussins de mousse. Le matelas est mis en place en 04 étapes, jusqu'à une hauteur de 0,7m. Des lignes de sable de couleur sont disposées le long d'une vitre, afin d'observer les déformations dans le matelas.

Les résultats obtenus sont les suivants :

- les tassements dans le massif après la consolidation et après la mise en place d'une surcharge en surface donnent qu'une hauteur de matelas de 0,7m (pour $\frac{a}{s} = 13\%$) n'est pas suffisante pour le développement complet de la voûte.
- Durant la consolidation, la pression sur les inclusions augmente alors que celle sur les coussins diminue. Mais au bout de 80 minutes, du cisaillement apparaît produisant une augmentation de la charge sur les coussins. il en résulte que pour des déformations limitées les voûtes se forment.

4.5. Modèle tridimensionnel de Bergdahl

En 1979 une série d'expérimentations tridimensionnelles a été menée afin d'analyser l'influence de la taille des têtes d'inclusion et de leur espacement pour plusieurs hauteurs de matelas [Bergdahl *et al.* 1979].

Le modèle consiste est doté d'une boîte de section carrée remplie de sable. La simulation du tassement du sol compressible est assurée par les vérins qui permettent son déplacement vertical de la boîte, des ouvertures à la base permettent la mise en place de têtes d'inclusion de section carrée, reposant sur des éléments fixés au sol. La figure suivante présente un schéma explicite.

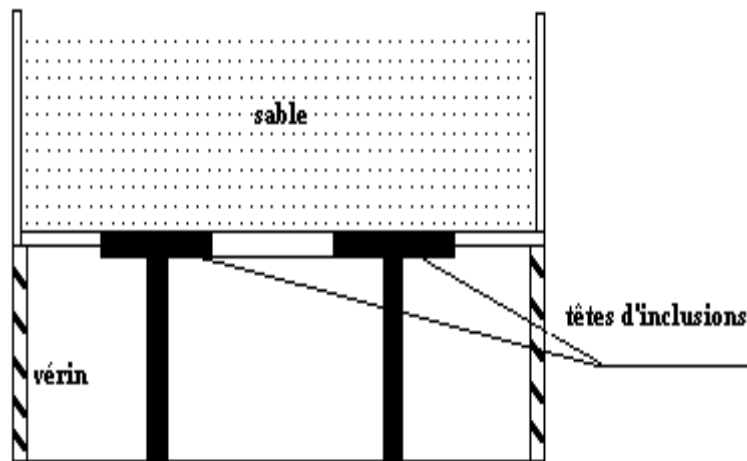


Figure I.3.3. Système utilisé par Bergdahl *et al.* 1979.

Les résultats obtenus sont :

- Pour de faibles hauteurs relatives de matelas, c'est-à-dire pour $\frac{H_R}{s-a} < 1$, où H est la hauteur de matelas, a est la taille de la tête et s représente l'espacement entre les inclusions, les tassements en surface ne sont pas homogènes. Le tassement minimum est localisé à l'aplomb des inclusions et le tassement maximum à mi-portée entre deux inclusions diagonalement opposées.
- En augmentant la hauteur de sable pour un même rapport a/s , un tassement homogène en surface est observé pour $\frac{H_R}{s-a} > 1$.
- Un faible déplacement vertical de la base induit l'atteinte d'une valeur maximale pour la contrainte exercée sur les têtes d'inclusion. En augmentant encore le déplacement, la contrainte est réduite, mais sa valeur reste encore supérieure à la contrainte géostatique.
- La contrainte moyenne exercée sur la base amovible varie entre 10 et 90 % de la contrainte géostatique γH . La limite inférieure correspond à des hauteurs de matelas satisfaisant la condition $\frac{H_R}{s-a} > 1$.

4.6. Modèle tridimensionnel de Demerdash

C'est le cas d'une modélisation expérimentale du renforcement par inclusions rigides de remblais sur sol compressible, à l'aide d'une boîte rectangulaire rigide de dimensions $(1,2)^2$ m² de surface et dont la hauteur peut varier entre trois grandeurs : 0,4m, 0,8m et 1,2m (voir Figure I.3.4.a). Afin de simuler la déformation du sol compressible, la base de cette boîte doit être amovible. Ce dispositif permet de mettre en place quatre inclusions rigides fixes (la base étant percée pour coulisser le long des inclusions dont différentes tailles de têtes d'inclusions ont été testées). Ces dernières sont instrumentées afin de mesurer la contrainte moyenne reprise par inclusion et la contrainte moyenne appliquée à chaque aire d'influence d'une tête d'inclusion. Cette instrumentation complémentaire permet de mesurer le tassement à la surface et au niveau des têtes d'inclusions en trois points (Figure I.3.4.b, points A, B, C). Demerdash utilise les mêmes paramètres adimensionnels pour caractériser son étude [Demerdash 1996]:

- le rapport de profondeur = $\frac{H_R}{s-a} = R_p$
- le taux de couverture relatif = $\frac{a}{s-a} = T_{CR}$
- le taux de tassement = $\frac{Y_G}{s-a}$

Pour modéliser le renforcement horizontal, des bandelettes de géosynthétiques (de quatre types différents) sont mises en place sur les têtes d'inclusions. Deux modes de chargement sont réalisés (Figure I.3.4.c) :

- déplacement de la base pendant le chargement,
- déplacement de la base à la fin du chargement.

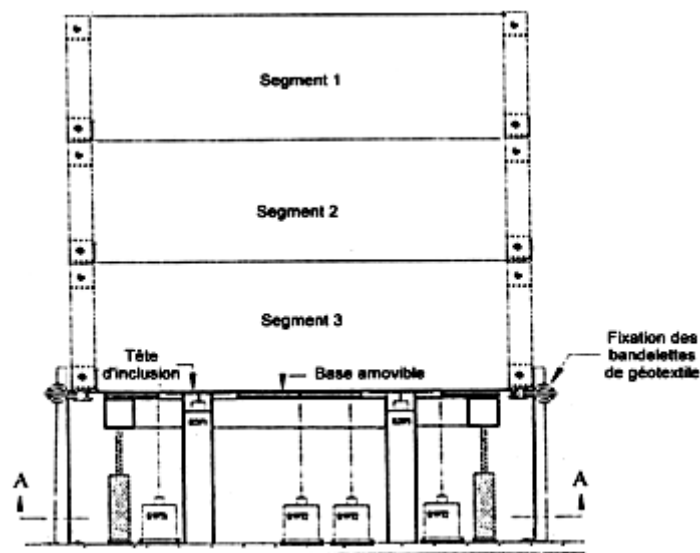


Figure I.3.a. Appareillage d'essai de Demerdash 1996.

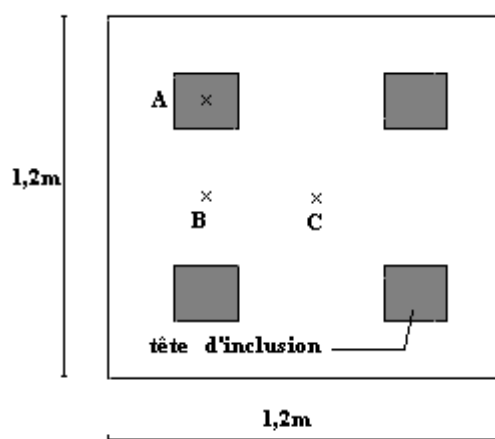


Figure I.3.b. Localisation des points de mesure du tassement.

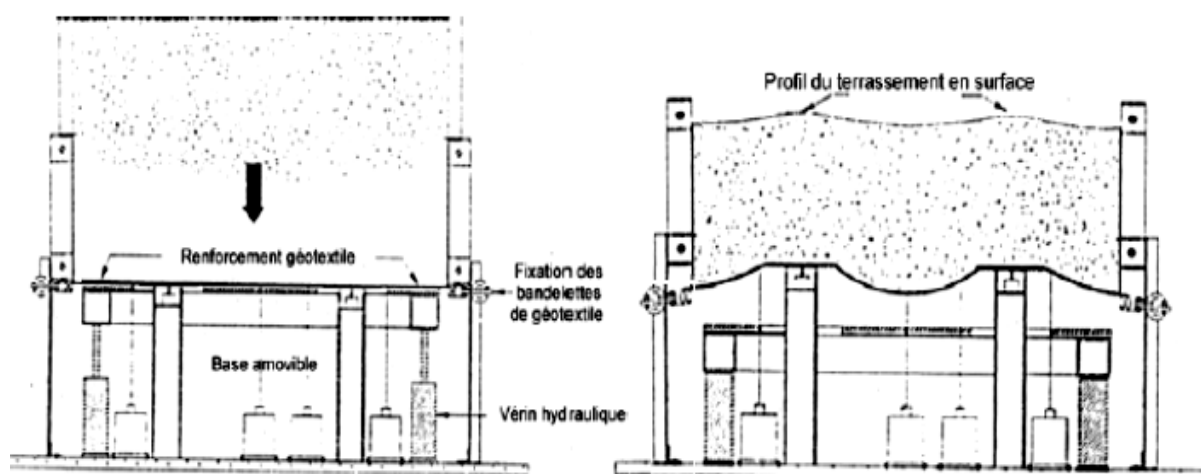


Figure I.3.c1. Mise en œuvre.

Figure I.3.c2. Déplacement de la base.

Figures I.3.4. Mode opératoire de l'appareillage selon Demerdash 1996.

Plus de 30 essais ont été réalisés pour trois valeurs de T_{CR} (1/2 ; 1/1,25 ; 1/1), pour des valeurs de R_p comprises entre 0,5 et 3,33 et pour quatre géosynthétiques.

A partir de ces essais, plusieurs observations ont été faites :

- l'efficacité augmente avec la taille des têtes d'inclusions,
- la variation de l'efficacité avec le rapport de profondeur R_p , indique l'existence de deux mécanismes de transferts de charges, dont la transition se situe pour $R_p = 2$,
- l'effet de voûte dans le matelas se produit pour une très petite déformation du géosynthétique. La déformée de la nappe peut être décrite par un arc parabolique,
- le rapport de profondeur est le paramètre ayant le plus d'influence sur les tassements différentiels en surface. Le plan d'égal tassement apparaît pour $R_p = 1,7 \div 2,0$ (valeur qui correspond au changement de comportement du matelas indiquée par la variation de l'efficacité).
- le tassement différentiel est relativement peu sensible à la variation de rigidité axiale du géosynthétique (qui varie entre 165 et 500kN/m),

4.7. Modèle tridimensionnel de Kempfert

L'appareillage d'essai développé par Kempfert est schématisé sur la Figure suivante [Kempfert *et al.* 1999]. Il s'agit d'une modélisation tridimensionnelle à échelle réduite de ($L_{\text{ong}}=1,1\text{m}$; $l_{\text{arg}}=1,1\text{m}$; $h_{\text{aut}}=1,4\text{m}$). Le sol compressible est constitué de tourbe et le matelas par du sable. L'objectif est d'observer le comportement du sol reposant sur les têtes d'inclusion, la répartition des efforts à la base du matelas entre les têtes et le sol compressible ainsi que la distribution des pressions dans le sol de matelas. Une géogrille peut être disposée à la base du matelas.

Un modèle de voûte est constaté à partir des essais effectués, ces derniers ont permis aussi d'établir les développements analytiques qui aboutissent à une expression de la contrainte au droit du sol compressible et donnent des résultats cohérents avec l'expérimentation.

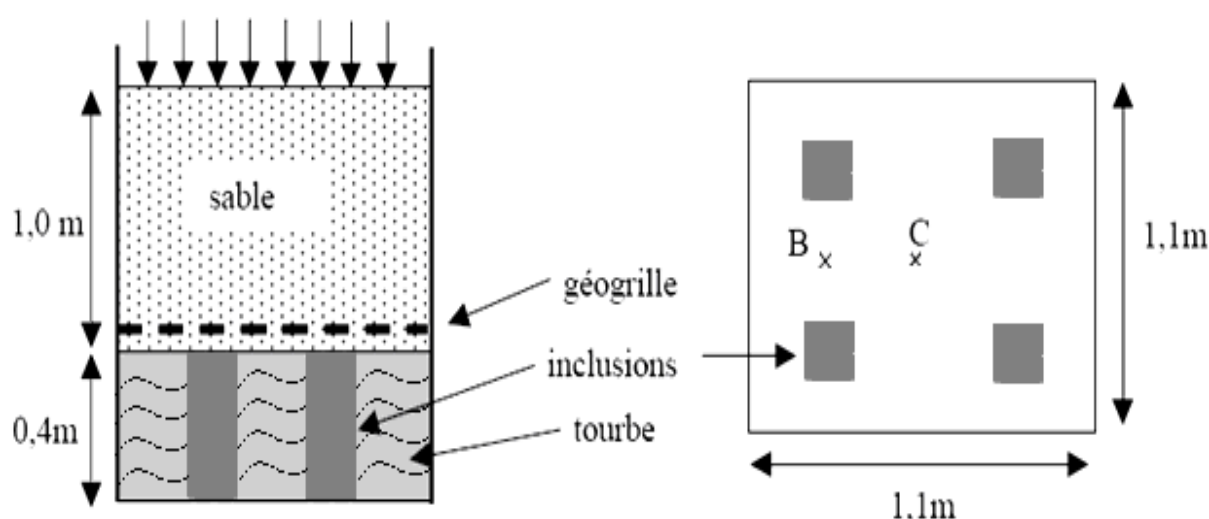


Figure I.3.5. Appareillage d'essai de Kempfert *et al.* 1999.

A partir de ces essais, Kempfert a montré que :

- la présence de la géogrille permet de réduire les tassements,
- plus la raideur de la géogrille est importante, plus l'efficacité augmente et les tassements du sol compressible diminuent,
- pour un maillage donné, l'efficacité dépend essentiellement de la hauteur de matelas et garde la même valeur quelle que soit la surcharge,
- la déformation de la géogrille au point C (voir Figure I.3.5), soit au centre des quatre inclusions, est supérieure à celle au point B (voir Figure I.3.5), situé entre deux inclusions.
- les expérimentations menées sans géogrille permettent de montrer que l'effet voûte se développe indépendamment de l'effet membrane, et qu'il est alors possible d'analyser ces deux mécanismes séparément.

CONCLUSION

Il est nécessaire de développer un modèle réduit bidimensionnel ou tridimensionnel afin de permettre l'étude de l'influence de divers paramètres sur les mécanismes de transfert de charge et de réduction de tassement se développant dans le matelas granulaire disposé sur un sol compressible renforcé par des inclusions rigides.

Le comportement mécanique de ce sol pourra être déterminé par des essais de chargement simple, qui montrent que le comportement de ce matériau est analogue à celui d'un sol granulaire dense. Le modèle physique est instrumenté en capteurs, afin d'analyser la distribution des efforts. Il est intéressant d'utiliser la technique de corrélation d'image en temps réelle afin de permettre d'avoir les résultats de déplacement dans le massif, de mettre en évidence les mécanismes de transfert de charge et de réduction de tassement dans le matelas granulaire.

Cette modélisation permet ensuite de constituer une base de données précise en termes d'efforts et de déplacements, qui pourront servir de référence à diverses approches numériques et qui sera confrontée à des méthodes analytiques.

Chapitre II



*Lois de comportement
des sols*

INTRODUCTION

La réalisation de grands ouvrages dans le domaine du génie civil nécessite des améliorations dans le domaine des techniques de reconnaissance et d'utilisation des propriétés mécaniques des sols, ceci en vue d'augmenter la fiabilité et le dimensionnement de ces ouvrages. Il est nécessaire de travailler et de mieux interpréter les essais de géotechnique. Pour ce faire, il faut une amélioration des modèles de comportement utilisés pour simuler les changements et le comportement des ouvrages sous divers types de sollicitations mécaniques. (Séismes, tassements, etc.), il existe encore un besoin important de recherche, autant au niveau des lois de comportement que de la détermination expérimentale de caractéristiques et paramètres appropriées.

Afin d'identifier la loi de comportement d'un sol, des échantillons sont prélevés sur site et on étudie leur comportement à partir d'essais de laboratoire et dans lesquels on impose un état de contraintes et de déformations homogènes au matériau durant toute la durée de l'essai. C'est le cas pour l'essai triaxial classique, l'essai triaxial vrai ou dans une certaine mesure le cylindre creux en torsion (dans le repère local) qui sont les plus couramment utilisés. Une fois que le comportement est identifié sur un essai homogène, un modèle peut être développé. Celui-ci peut être généralisé à n'importe quel type de problème grâce aux équations de la mécanique des milieux continus et des outils de résolution numériques tels que les différences finies ou les éléments finis (lorsque le problème n'a pas de solution analytique simple).

Il est indispensable pour établir une bonne étude géotechnique de passer par la modélisation qui conditionne la qualité des analyses de diagnostic ou de prévision du comportement des sols et des ouvrages ou interactions sols-structures. Dans le cadre d'étude du sol, un modèle n'est pas seulement une série d'équations représentant le comportement physique ou mécanique de ce dernier et qui délimite les couches ou volumes occupés par chaque matériau (sol, roche, eau, béton, métal, géosynthétiques, etc).

Les méthodes de calcul classiques admettent en général des géométries simplifiées (couche de sol homogène) et réduisent souvent le comportement du sol à des relations unidimensionnelles (théorie de la consolidation) ou bidimensionnelles (calculs de stabilité de pente, soutènements) ou axisymétriques (réseaux de drains ou de colonnes, pieux, galeries de tunnels). Les calculs tridimensionnels sont limités aux équations de l'élasticité linéaire pour les fondations superficielles et à certaines études d'écoulements.

Ces dernières années les méthodes d'analyse numérique permettent de dépasser les limitations géométriques et rhéologiques des méthodes de calcul traditionnelles et d'aborder l'étude de problèmes aux géométries et lois de comportement complexes, combinant les concepts classiques de compressibilité, de consolidation primaire et de compression secondaire, de résistance au cisaillement, d'états limites de poussée-butée ou de portance.

1. LOIS DE COMPORTEMENT MECANIQUE DES MILIEUX CONTINUS

Toute approche globale doit passer par la définition d'une loi de comportement spécifique à chaque type de sol afin d'une meilleure utilisation de techniques numériques appropriées. Une loi de comportement exprime les relations existant entre les contraintes (les contraintes effectives, dans le cas d'un sol saturé) et les déformations d'un petit élément de volume macroscopique de matériau [Aubry *et al.* 1982]. La connaissance de cette loi est indispensable pour rendre complet le système des équations de la mécanique des milieux continus ou du calcul des structures. En effet, tout problème de mécanique comporte quinze inconnues, à savoir les six composantes indépendantes du tenseur des contraintes (σ_{ij}), les six composantes indépendantes du tenseur des déformations (ε_{ij}) et les trois composantes du champ de déplacements (u_i). Pour résoudre le problème, on dispose de trois équations scalaires traduisant l'équilibre local du système mécanique et de six équations cinématiques exprimant les déformations à partir des dérivées partielles du champ de déplacements :

$$\sigma_{ij,j} + f_i - \rho \ddot{u}_i = 0 \quad (1)$$

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1}{2}(u_{i,j} + u_{j,i}) \quad (2)$$

Où :

- f_i représentent les composantes des forces de masse.
- ρ la masse volumique du matériau.
- $u_{i,j}$ représente la dérivation de la composante u_i du déplacement par rapport à la composante j des coordonnées (x_j).
- La notation \ddot{u}_i symbolise la dérivation seconde de la composante u_i du déplacement par rapport au temps.

Afin de résoudre le problème, il nécessite six équations complémentaires, ces équations sont fournies par la loi de comportement, qui relie le tenseur des contraintes au tenseur des déformations.

1.1. Loi de comportement d'un matériau

Il est impossible d'élaborer une loi de comportement pour un matériau sans échafauder une relation fonctionnelle permettant d'exprimer les efforts intérieurs (contraintes) en fonction des grandeurs cinématiques décrivant la déformation du sol ou milieu étudié [Stutz 1987]. L'écriture du modèle mathématique est effectuée dans le cadre de la mécanique des milieux continus [Noll 1958], dont certaines sont liées à des principes physiques universels (principe de causalité, principe d'action locale, principes de la thermodynamique) et les autres à des conditions d'invariance dans un changement de repère ou dans son mouvement (invariance tensorielle, indifférence matérielle). Les lois de comportement doivent aussi respecter les symétries du comportement des matériaux.

1.2. Hypothèses des lois de comportement

Les grandeurs physiques reliées par une loi de comportement doivent être intrinsèques, indépendantes du repère d'expression choisi et être donc soit des scalaires, soit des tenseurs. La loi de comportement est donc une relation exprimant une grandeur tensorielle en fonction de variables elles-mêmes tensorielles.

Les principes physiques correspondent aux conditions suivantes :

1. le principe de **causalité**, ou du **déterminisme**, suppose que la connaissance des mouvements passé et présent suffit à déterminer les contraintes actuelles dans un matériau.
2. le principe d'**action locale** suppose que les mouvements des points situés à une distance finie d'un point matériel P n'influent pas sur l'état des contraintes défini en P.
3. le principe du **milieu continu matériellement simple** suppose que l'histoire du mouvement du voisinage immédiat du point P considéré est donnée par l'histoire du premier gradient de déformation en P.
4. le principe d'**indifférence matérielle**, ou principe d'**objectivité**, suppose que les équations de comportement doivent être indépendantes du mouvement de l'observateur. En d'autres termes, la loi de comportement doit rester invariante dans tout changement continu de référentiel.

1.3. Lois de comportement cas général

Les matériaux naturels peuvent être regroupés en trois catégories :

- les roches,
- les sols pulvérulents (sols granulaires à forte perméabilité, par exemple la plupart des sables et les graves),
- les sols cohérents (sols cohérents à faible perméabilité, par exemple la plupart des argiles et des limons).

Ces matériaux ont des comportements relativement distincts. Les techniques expérimentales utilisées pour déterminer le comportement mécanique des sols et des roches (procédures de prélèvement, dimensions et préparation des éprouvettes, appareils d'essai, procédures opératoires) sont adaptées à ces classes de matériaux. Il faut noter particulièrement que le prélèvement des sables et graviers à l'état naturel est pratiquement impossible et que les lois de comportement déterminées en laboratoire correspondent à des matériaux reconstitués.

2. PRINCIPES DE MODELISATION DES LOIS DE COMPORTEMENT

La méthode suivie pour déterminer les lois de comportement des sols est d'élaborer un bloc de données expérimentales traduisant les caractéristiques essentielles de leur comportement. Pour ce faire, l'objectif sera de construire un modèle s'appuyant sur les théories de base de la mécanique des milieux continus (élastoplasticité et fluage).

2.1. Principes de bases

Les ingénieurs géotechniciens utilisent les schémas de comportement du type élastique linéaire (isotrope ou anisotrope) ou élastoplastique parfait (élasticité linéaire associée à un critère de plasticité et à un potentiel plastique), ces schémas restent les plus simples et les plus couramment utilisés.

D'autres schémas sont de type incrémental et non linéaire, Les lois de comportement qui en sont déduites, souvent appelées lois de comportement évoluées, peuvent être classées en quatre grandes familles (voir la Figure II.1) :

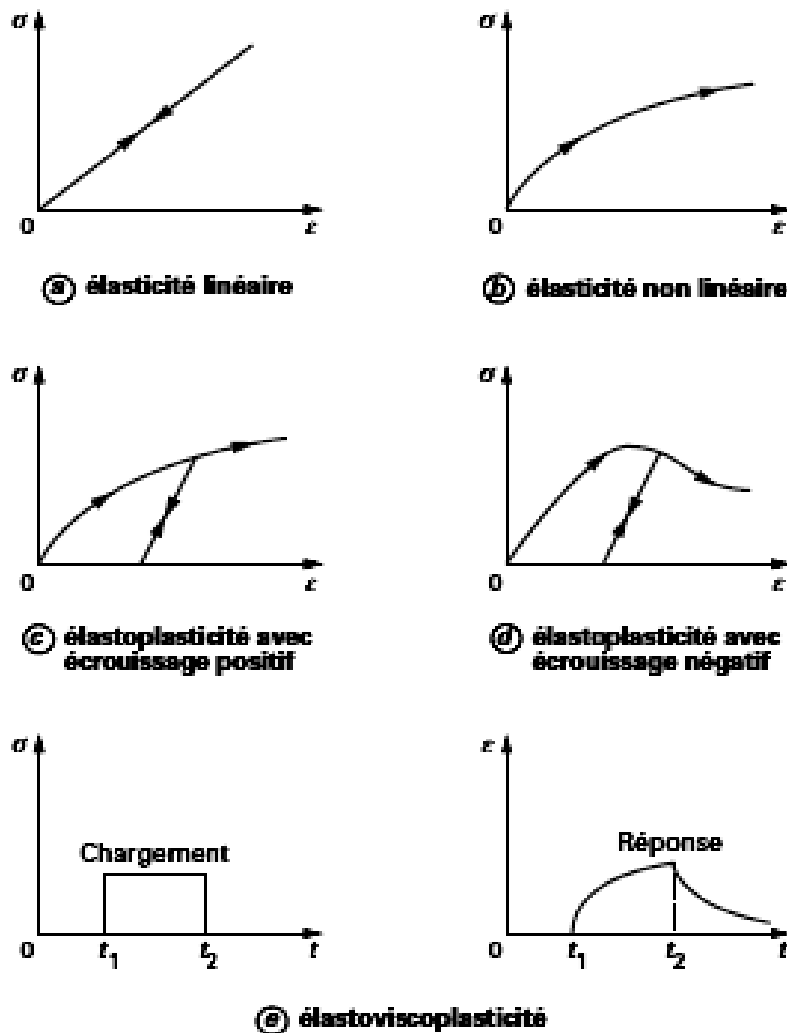


Figure II.1. Schéma des lois de comportement

- les modèles (a et b) élastiques non linéaires et isotropes comme le modèle hyperbolique de Duncan [Duncan *et al.* 1970] ;
- les modèles (c et d) d'élastoplasticité avec écoulement, avec une élasticité isotrope (linéaire ou non linéaire), comme les modèles Cam-Clay et leurs dérivés, ou avec une élasticité linéaire orthotrope comme le modèle Mélanie [Magnan 1986]. On distingue également les lois avec écoulement positif et celles avec écoulement négatif (prise en compte d'une résistance de pic et d'une résistance résiduelle),

- les modèles d'élastoplasticité à plusieurs mécanismes avec une élasticité isotrope non linéaire comme les modèles de Hujieux [Hujieux 1979] et ses dérivés [Aubry *et al.* 1982] et [Hicher 1985], de Lade [Lade 1989] et de Cambou [Cambou *et al.* 1988],
- les modèles d'élastoplasticité intégrant la viscosité, comme le modèle de Sekigushi [Sekigushi *et al.* 1977], qui a été utilisé dans la modélisation des remblais lorsque le fluage joue un rôle important, et le modèle d'Oka [Oka *et al.* 1986].

2.2. Lois de comportement des sables

2.2.1. Généralités

L'étude de la rhéologie des sols s'est considérablement développée avec le perfectionnement des moyens d'essai en laboratoire tout en assurant une bonne homogénéité des contraintes et des déformations dans les éprouvettes. Il est alors possible, à partir de ce type d'essai, de déterminer le comportement d'un élément de volume du sol étudié.

Le comportement mécanique d'un sable sous chargement monotone ou cyclique présente des phénomènes et propriétés très variées. Cela est principalement dû aux nombreux facteurs qui interviennent lorsqu'un sol se déforme sous l'action d'efforts extérieurs. Du point de vue microscopique, la forme et la taille des grains de sable ont une influence non négligeable sur le comportement, et la courbe granulométrique du sable donne par ailleurs des informations importantes. Cependant, les grandeurs mesurées expérimentalement étant d'ordre macroscopique, donc, il est nécessaire de caractériser le matériau à l'aide de variables macroscopiques. Pour ce faire, on définit ainsi l'indice des vides e comme étant le rapport entre le volume des vides et le volume des grains.

Un matériau granulaire sans cohésion peut être considéré comme un assemblage de grains, sans liaisons effectives les uns avec les autres. Le comportement du matériau ne peut s'expliquer que par des modifications de cet assemblage, soit au niveau de la structure formée par l'ensemble des grains, soit au niveau du grain élémentaire. Ce dernier mécanisme correspond à l'attrition des grains et peut expliquer certains phénomènes de fatigue.

Les mécanismes principaux des déformations irréversibles sont donc essentiellement des modifications de la structure granulaire liées à deux phénomènes : le serrage des grains (changements de forme du squelette solide) et le déplacement relatif des grains par glissements et rotations individuels. Ces mouvements sont associés à la réorientation des grains et induisent une anisotropie du matériau.

Le réarrangement des grains entraîne des déformations volumiques importantes, d'abord de contractance, puis de dilatance lorsque les forces agissant sur les grains deviennent suffisamment grandes pour provoquer le désenchevêtrement rapide de la structure granulaire [Luong 80]. Les lois de comportement proposées pour la description du comportement des massifs de sable supposent, d'une manière très générale, que les sables développent une viscosité négligeable et que l'effet du vieillissement est également négligeable. Ceci signifie que la vitesse de sollicitation n'a pas d'influence sur le comportement du matériau. En conséquence, la relation fonctionnelle entre le tenseur des contraintes et le tenseur des

déformations est indépendante de l'incrément de temps pendant lequel la sollicitation a été appliquée. Ces hypothèses sont relativement bien justifiées dans le cas des sables.

L'irréversibilité des déformations d'un massif de sable est un fait bien établi par les essais menés en laboratoire. Dès l'apparition de faibles déformations, le chemin «contrainte-déformation» suivi en déchargement est différent du chemin de chargement vierge. En effet, les déformations macroscopiques, produites principalement par les déplacements relatifs des particules, ne sont pas réversibles.

Les sables n'ont donc pas à proprement parler de domaine de déformation élastique (réversible), sauf peut-être pour les très faibles déformations (inférieures à 10^{-4}). Toutefois, comme les argiles naturelles, les sables « naturels » (en place) ont des déformations d'ampleur limitée dans un certain domaine de chargement entourant leur état initial. Ce domaine de faibles déformations traduit leur histoire géologique et l'influence des charges qu'ils ont subies dans le passé.

En dehors de la notion de rupture, l'analyse des résultats d'essais permet de mettre en évidence certaines caractéristiques du comportement des sables. L'hypothèse du matériau élastoplastique a permis d'interpréter les courbes de comportement déduites des résultats d'essais triaxiaux et de développer certains concepts comme le concept d'état critique, le concept d'état caractéristique, et de mettre en équations le phénomène de dilatance.

2.2.2. Notion d'état critique

Lorsque l'on soumet une éprouvette de sable à un chargement triaxial, elle se déforme d'abord avec des variations de volume (positives ou négatives), puis le volume tend à se stabiliser alors que la déformation déviatorique se poursuit. On appelle « état critique » l'état final vers lequel tend le sable. On peut le définir comme « l'état ultime atteint aux grandes déformations lors d'une rupture à volume constant sous chargement monotone ». Le volume du sable à l'état critique dépend uniquement de la pression effective moyenne p' . Quantitativement, l'état limite est défini par les conditions suivantes :

- l'écoulement plastique s'effectue à taux de déformation volumique nul,
- le volume spécifique $V=1+e$ du matériau dépend seulement de la contrainte moyenne p' , selon une relation de la forme « $V=\Gamma-\lambda.ln p'$ », où Γ et λ sont deux paramètres du modèle,
- le rapport des contraintes appliquées $M (q= Mp')$ est une constante du sable considéré.

La détermination expérimentale de l'état critique est délicate car elle s'effectue par extrapolation. Par ailleurs, des résultats expérimentaux récents montrent que, pour le sable dense, l'éprouvette ne peut pas approcher l'état critique en suivant une déformation globalement homogène [Hettler *et al.* 1984].

2.2.3 Notions d'état caractéristique et de dilatance

Lors d'un essai triaxial de compression drainée, le sable présente initialement une diminution de volume ou contractance. Puis, lorsque le déviateur des contraintes q appliqué

croît, le taux de déformation volumique $d\varepsilon_{vol}$ tend à s'annuler dans le cas d'un sable très lâche. Pour un sable plus dense, le taux de déformation volumique s'inverse et le matériau devient dilatant avant d'atteindre les grandes déformations (voir la Figure II.2). La dilatance ainsi produite est d'autant plus importante que le matériau est initialement dense et que la pression de confinement est faible [Luong 1980].

L'état de contraintes correspondant à l'annulation du taux de déformation volumique et à l'inversion du sens de variation est appelé « état caractéristique ». Cet état est défini par les conditions suivantes :

- le taux de déformation volumique est nul ($d\varepsilon_{vol} = 0$) ;
- les cercles de Mohr correspondant aux états caractéristiques atteints à partir de différentes contraintes initiales isotropes admettent une tangente commune, de pente $\tan\varphi_c$, appelée « ligne ou droite caractéristique ». L'angle φ_c détermine la capacité d'enchevêtrement des particules de sable.

Au-delà de la droite caractéristique, les particules de sable se désenchevêtrent et se réarrangent. Le sable se dilate jusqu'à la rupture instable de l'échantillon. Des essais axisymétriques réalisés sur différents sables montrent que φ_c est un paramètre intrinsèque du matériau, indépendant de la densité, de la granulométrie et de la contrainte moyenne [Luong 1980].

La contractance et la dilatance sont aussi mises en évidence dans les essais non drainés : le seuil caractéristique correspond alors à l'état des contraintes pour lequel se produit l'inversion du sens de variation de la pression interstitielle. Il a également été observé que

Le comportement dilatant des sables denses disparaissait à partir d'une certaine valeur de la pression moyenne : leur comportement devient alors identique à celui des sables lâches, qui sont toujours contractants.

Le concept d'état caractéristique présente un grand avantage : sa détermination expérimentale est directe et facile. Mais bien qu'il ait été vérifié sur d'autres chemins de contraintes dans le plan triaxial, il n'est pas certain qu'un même seuil entre contractance et dilatance existe encore lorsque l'éprouvette de sable est soumise à des chemins tridimensionnels. En effet, si des essais de torsion [Shahrour 1988] et des essais sur presse tridimensionnelle [Zitouni 1988] ont montré la validité du concept d'état caractéristique défini par un état de dilatance nulle, il semble que l'angle caractéristique ne soit pas un paramètre intrinsèque du matériau mais augmente avec la contrainte principale intermédiaire [Zitouni 1988].

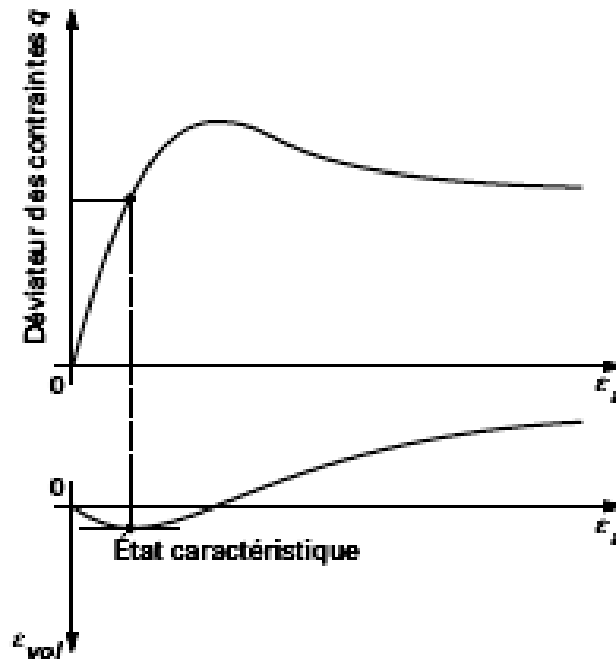


Figure II.2. Représentation et localisation de l'état critique.

2.2.4 Relation contrainte-dilatance selon Rowe

Rowe [Rowe 1971] a défini le sens de la déformation volumique $d\varepsilon_{vol}$ par la relation suivante :

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = K \left(1 - \frac{d\varepsilon_{vol}}{d\varepsilon_a} \right) = 0 \quad (3)$$

Où K caractérise la résistance au glissement des grains.

Cette expression fournit une bonne modélisation pour les chemins de chargement où le rapport des contraintes supportées par le matériau croît [Stroud 1971]. Mais il est très difficile de généraliser cette relation aux chemins de contraintes quelconques.

2.3. Développement de la loi de comportement

Une loi de comportement de sol a pour principe de représenter le mieux possible tous les aspects essentiels du comportement mis en évidence au cours des essais de laboratoire. Pour ce faire, il est nécessaire de construire une représentation mathématique du comportement d'un sol en passant en relation avec tous les paramètres :

- pour les **sables**, il est généralement admis que les déformations évoluent simultanément avec les états de contraintes et que les effets de la viscosité et du vieillissement sont négligeables. La vitesse de sollicitation n'a donc pas d'influence sur le comportement du matériau ;
- pour les **argiles**, en revanche, toutes les données expérimentales montrent que les déformations ne sont pas instantanées, ce qui conduit logiquement à privilégier l'approche viscoélastique ou viscoplastique. Les données expérimentales montrent que

la loi de comportement des argiles dépend des contraintes effectives, de la déformation et de la vitesse de déformation. La situation serait très simple et il est probable que toutes les méthodes de calcul seraient de type viscoélastique ou viscoplastique, si l'approche adoptée en pratique pour l'étude des tassements des massifs de sols argileux (courbe de compressibilité oedométrique et théorie de la consolidation unidimensionnelle, dans laquelle on ne tient pas compte de la viscosité des déformations du squelette du sol) ne donnait pas des résultats satisfaisants dans la plupart des projets [Magnan 1989]. L'approche élastoplastique (ou même élastique non linéaire) a, pour cette raison, fait l'objet de nombreux développements.

2.4. Lois de comportement usuelles

Les lois de comportement utilisées couramment par les ingénieurs sont des lois élastoplastiques parfaites composées d'une élasticité linéaire isotrope ou anisotrope, d'un critère de plasticité et d'un potentiel plastique. Les principaux critères de plasticité employés pour décrire la rupture des sols sont présentés dans le Tableau 1, où les invariants de contraintes sont définis par les relations suivantes :

$$p' = \frac{\sigma'_{xx} + \sigma'_{yy} + \sigma'_{zz}}{3} \quad (4)$$

Et

$$q = \sqrt{\frac{(\sigma'_{xx} - \sigma'_{yy})^2 + (\sigma'_{xx} - \sigma'_{zz})^2 + (\sigma'_{yy} - \sigma'_{zz})^2}{2} + 3((\sigma'_{xy})^2 + 3(\sigma'_{xz})^2 + 3(\sigma'_{yz})^2)} \quad (5)$$

2.4.1. Loi de comportement de Mohr-Coulomb

La loi de comportement selon Mohr-Coulomb est une équation parfaitement plastique pour décrire de manière approchée le comportement des sols pulvérulents (Sables), des sols cohérents à long terme (argiles et limons) et de certaines roches. La loi de Tresca, qui est un cas particulier de la loi de Mohr-Coulomb, est utilisée pour l'étude des sols à court terme.

La fonction de charge F est comme suit :

$$F(\sigma'_{ij}) = |\sigma'_1 - \sigma'_3| - (\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \varphi' - 2c' \cos \varphi' = 0 \quad (6)$$

Où σ'_1 et σ'_3 représentent les contraintes principales extrêmes ($\sigma'_1 \geq \sigma'_2 \geq \sigma'_3$), Le potentiel plastique s'écrit, en fonction des contraintes principales extrêmes :

$$G(\sigma'_{ij}) = |\sigma'_1 - \sigma'_3| - (\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \psi \quad (7)$$

Lorsque les angles φ' et ψ sont égaux, la règle d'écoulement est dite associée.

La partie élastique du comportement est définie par l'élasticité linéaire isotrope de Hooke. Au total, la loi de Mohr-Coulomb comprend cinq paramètres mécaniques : E' (module d'Young), ν' (coefficient de Poisson), c' (cohésion), φ' (angle de frottement) et ψ (angle de dilataance). Lorsque $\varphi' = 0^\circ$ et $\psi = 0^\circ$, la loi est appelée loi de Tresca.

Les paramètres de la loi de Mohr-Coulomb sont déterminés couramment à partir des résultats d'essais de laboratoire (par exemple, oedomètre et appareil triaxial pour un sol). A cause de la particularité de l'essai triaxial en compression ($\sigma'_2 = \sigma'_3$), deux surfaces de charge se trouvent simultanément activées : cet état est appelé régime d'arête. Un calcul simple montre que les déformations plastiques vérifient la relation suivante :

$$\frac{d\varepsilon_{vol}^p}{d\varepsilon_a^p} = \frac{-2\sin\psi}{1 - \sin\psi} \quad (8)$$

La quantité $\frac{2\sin\psi}{1 - \sin\psi}$ caractérise la variation de volume au cours de la phase plastique. Pour ce faire, l'angle ψ est appelé angle de dilatance.

La Figure II.3 représente la modélisation d'un essai triaxial de compression par la loi de Mohr-Coulomb et indique les relations qui existent entre les paramètres E' , ν' , c' , φ' et ψ , et les différentes pentes de la représentation théorique. La valeur des paramètres se déduit d'une identification entre cette représentation et les résultats des essais reportés sur les mêmes diagrammes. Cette figure montre également qu'il y a cinq inconnues pour quatre équations. Il faut donc au moins deux essais triaxiaux pour déterminer tous les paramètres.

En général, trois essais sont réalisés à différentes pressions de confinement.

En mécanique des sols, la cohésion c' et l'angle de frottement φ' sont traditionnellement calculés dans le plan de Mohr (σ' , τ) à partir des états de contraintes à la rupture, estimés pour chaque essai triaxial.

Tableau 1. Critères de plasticité usuels des sols.

Critère	Formulation mathématique	paramètres	Sols considérés
Tresca	$ \sigma_1 - \sigma_3 - 2c_u$	c_u	Argiles et limons à court terme
Mohr-Coulomb	$ \sigma'_1 - \sigma'_3 - (\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin\varphi' - 2c' \cos\varphi'$	c' et φ'	Les sols à long terme
Drucker-Prager	$q - \alpha p' - k$	k et α	Sables et argiles à long terme
Matsuoka-Nakai	$\frac{I_1 I_2}{I_3} - k$	k	Sables
Lade	$\left(\frac{p'}{p_{atm}}\right)^m \left(27 - \frac{I_1^3}{I_3}\right) - k$	k et m	Sables
$I_1 = \sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3$ $I_2 = \sigma'_1 \sigma'_2 + \sigma'_1 \sigma'_3 + \sigma'_2 \sigma'_3$ $I_3 = \sigma'_1 \sigma'_2 \sigma'_3$			

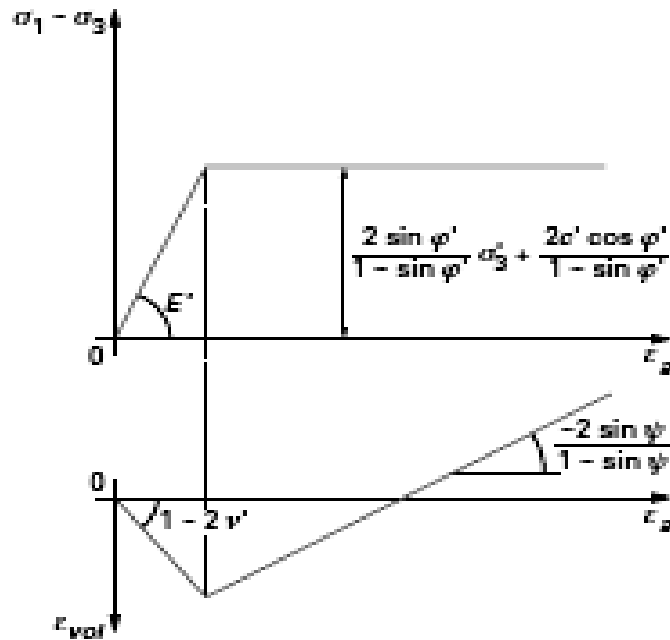


Figure II.3. Modélisations par la loi Mohr-Coulomb

2.4.2. Loi de comportement de Cambridge

Le modèle développé, est connu aussi sous le nom de « modèles Cam-Clay » fut élaboré par Roscoe [Roscoe *et al.* 1958], avec son équipe qui furent les premiers à établir, à l'Université de Cambridge (Royaume-Uni), des relations générales de comportement des sols fondées sur la théorie de l'élastoplasticité avec écoulement et sur l'analyse des résultats de différentes études expérimentales et ils sont destinés essentiellement à décrire le comportement des argiles reconstituées en laboratoire (essais œdométriques et triaxiaux).

Ces modèles sont basés sur quatre éléments principaux :

- l'étude de l'essai de compression isotrope,
- le concept d'état critique,
- une relation contrainte-dilatance,
- la règle de normalité pour la déformation plastique.

2.4.2.1. Étude de l'essai de compression isotrope

Dans le plan $(e, \ln p)$ [où e est l'indice des vides et p la pression moyenne $p = \frac{1}{3} \sigma_{ij} \delta_{ij}$], la représentation des résultats d'un essai de compression isotrope met en évidence des courbes qui peuvent être assimilées à des droites (voir la Figure II.4) :

- Une **courbe de consolidation vierge**, dite **courbe λ** , qui décrit le chargement au cours de l'essai ;

- une **courbe de déchargement-rechargement**, dite **courbe k** , qui schématise un cycle de déchargement-rechargement. Par construction, cette courbe représente le comportement élastique non linéaire au cours de l'essai.

Les courbes λ et k sont définis par les équations suivantes :

Courbe λ :

$$e = e^l - \lambda \cdot \ln\left(\frac{p}{p_1}\right) \quad (9)$$

Et

Courbe k :

$$e = e^p - k \cdot \ln\left(\frac{p}{p_1}\right) \quad (10)$$

Où e^l et e^p correspondent aux valeurs obtenues pour une pression de référence p_1 (en général égale à 1 kPa) ; λ et k sont deux paramètres du modèle.

La Figure II.4 montre que la quantité e^p évolue au cours du chargement et qu'elle est liée à la limite du domaine d'élasticité actuel.

Cette quantité peut donc être utilisée comme paramètre d'écrouissage dans la description de l'essai de compression isotrope.

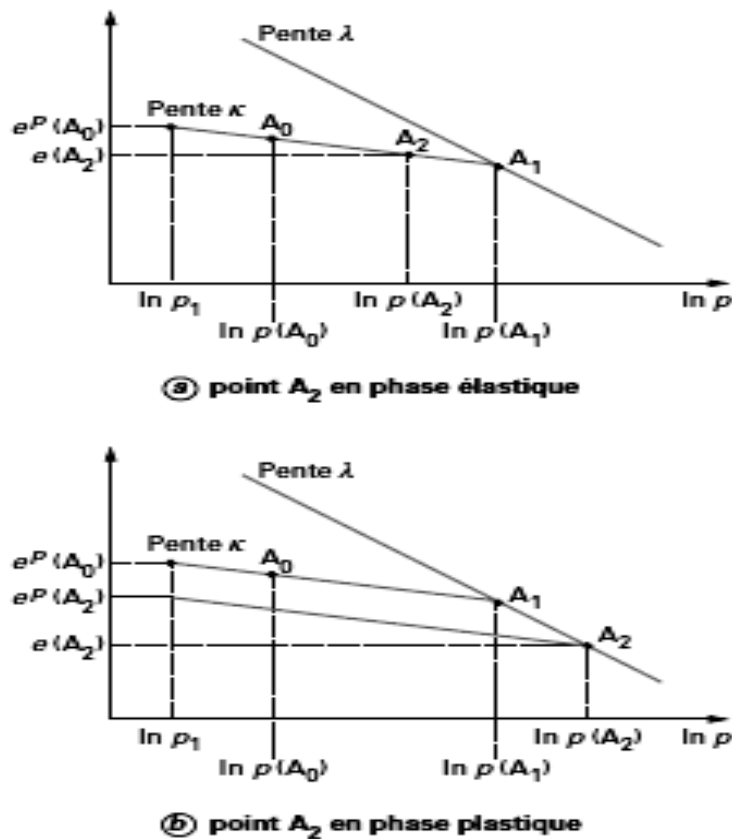


Figure II.4. Représentation d'un essai de compression isotrope, modèles Cam-Clay.

2.4.2.2. Notion d'état critique

Par ailleurs, l'analyse des résultats d'essais triaxiaux de cisaillement sur des argiles reconstituées a montré qu'au moment de la rupture (lorsque le palier d'écoulement est atteint), le matériau se trouve dans un état dit critique et caractérisé par :

- un rapport de contraintes constant : $M = q/p$;
- l'absence de variations de volume : $d\varepsilon_{\text{vol}} = 0$;
- une courbe d'état critique dans le plan $(e, \ln p)$ de pente λ ,

Où M est un paramètre du modèle, p la contrainte moyenne et q le déviateur des contraintes. L'étude expérimentale montre également que, dans le plan $(e, \ln p)$, la courbe d'état critique est une droite approximativement parallèle à la courbe de consolidation isotrope.

2.4.2.3. Équations des modèles Cam-Clay

Dans ce cas de figure, la plasticité est décrite à partir d'une relation contrainte-dilatance déduite de l'analyse des résultats d'essais triaxiaux de compression à pression moyenne constante et à rapport de contraintes fixé (voir le Tableau 2). L'intégration de cette relation différentielle fournit l'expression du potentiel plastique $G(p, q, p_c)$ et l'application du principe de normalité donne celle de la surface de charge

$$F(p, q, p_c) = G(p, q, p_c) \quad (11)$$

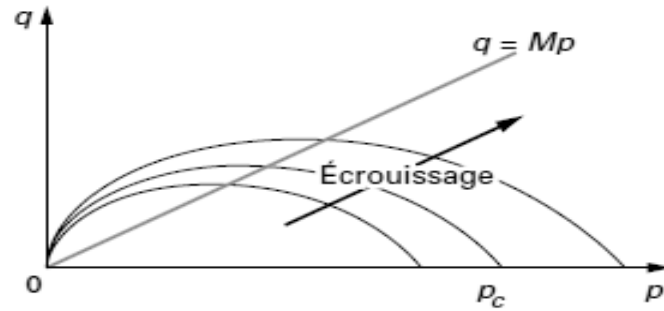
Deux versions successives du modèle Cam-Clay ont été proposées. Le modèle original a permis de décrire de manière qualitative les phénomènes observés expérimentalement. Mais, pour des chemins proches de l'axe de compression isotrope et des rapports de contraintes faibles, ce modèle prédit des déformations déviatoriques ε_d^p trop fortes. Pour cette raison, la loi d'écoulement (ou relation contrainte-dilatance) a été modifiée par Burland [Burland *et al.* 1968].

La contrainte p_c est en fait la « constante » qui provient de l'intégration de la relation différentielle contrainte-dilatance. p_c est aussi la contrainte isotrope qui correspond au point d'intersection de la surface de charge avec l'axe de compression isotrope, limitant ainsi le domaine d'élasticité actuel (voir la Figure II.5), cette pression peut être considérée comme le paramètre qui commande l'évolution de la surface de charge, donc l'écrouissage.

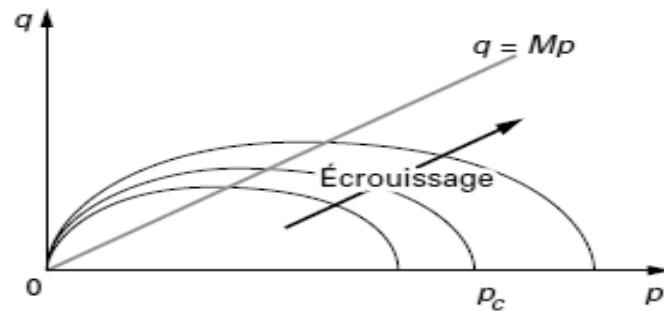
La relation d'écrouissage liant l'indice e^p et la contrainte p_c s'obtient en considérant les courbes λ et k au point p_c (voir la Figure II.6).

Par construction, les points C_1 et C_2 appartiennent à la droite d'état critique et les points V_1 et V_2 à la droite de consolidation isotrope.

Considérons un chemin de contraintes quelconque $A_0 A_1 A_2$, où A_0 est un point initialement dans le domaine élastique, A_1 est sur la surface de charge initiale et A_2 sur la surface de charge qui évolue.



(a) forme d'amande pour le modèle original



(b) forme d'ellipse pour le modèle modifié

Figure II.5. Surfaces de charge des modèles Cam-Clay dans le plan (p, q).

Ces points occupent dans le plan (p, q) les positions décrites sur la Figure II.6 :

$$e(V_2) = e_1 - \lambda \cdot \ln\left(\frac{p_c(V_2)}{p_1}\right) \quad (12)$$

Et

$$e(V_2) = e^p(V_2) - k \cdot \ln\left(\frac{p_c(V_2)}{p_1}\right) \quad (13)$$

Il est possible d'avoir :

$$e_1 - e^p(V_2) = (\lambda - k) \cdot \ln\left(\frac{p_c(V_2)}{p_1}\right) \quad (14)$$

Et d'une manière générale :

$$e_1 - e^p = (\lambda - k) \cdot \ln \frac{p_c}{p_1} \quad (15)$$

Cette dernière relation constitue la relation d'écrouissage. Par ailleurs, l'indice des vides incrémental de p peut être relié à la déformation volumique plastique $d\varepsilon_{vol}^p$ [Zienkiewick *et al.* 1972] ; en effet, par définition, $e = e_0 - (1 + e_0)\varepsilon_{vol}$, où e_0 est l'indice des vides initial, lié à l'état de contraintes initiales dans le massif. Cette relation n'est valable qu'en petites déformations. En décomposant l'indice des vides e en une partie élastique e^e et une partie plastique e^p , puis en différenciant, il vient :

$$de^e = -(1 + e_0)d\varepsilon_{vol}^p \tag{16}$$

Et

$$de^p = -(1 + e_0)d\varepsilon_{vol}^p = -(\lambda - k) \frac{dp_c}{p_c} \tag{17}$$

Tableau 2. Expressions de la relation contrainte-dilatance, de la surface de charge et du potentiel plastique en fonction de l'état de contraintes et de l'état d'écroutissage p_c

Modele Cam-Clay	Relation contrainte-dilatance	Potentiel plastique G (p, q, pc) Surface de charge F (p, q, pc)
Version originale	$\frac{d\varepsilon_{vol}^p}{d\varepsilon_d^p} = M - \frac{q}{p}$	$G(p, q, p_c) = \frac{q}{Mp} - \ln\left(\frac{p_c}{p}\right) = 0$ $F(p, q, p_c) = G(p, q, p_c)$
Version modifiée	$\frac{d\varepsilon_{vol}^p}{d\varepsilon_d^p} = \frac{M^2 - (\frac{q}{p})^2}{2\frac{q}{p}}$	$G(p, q, p_c) = \frac{q^2}{M^2 p^2} + 1 - \frac{p_c}{p} = 0$ $F(p, q, p_c) = G(p, q, p_c)$

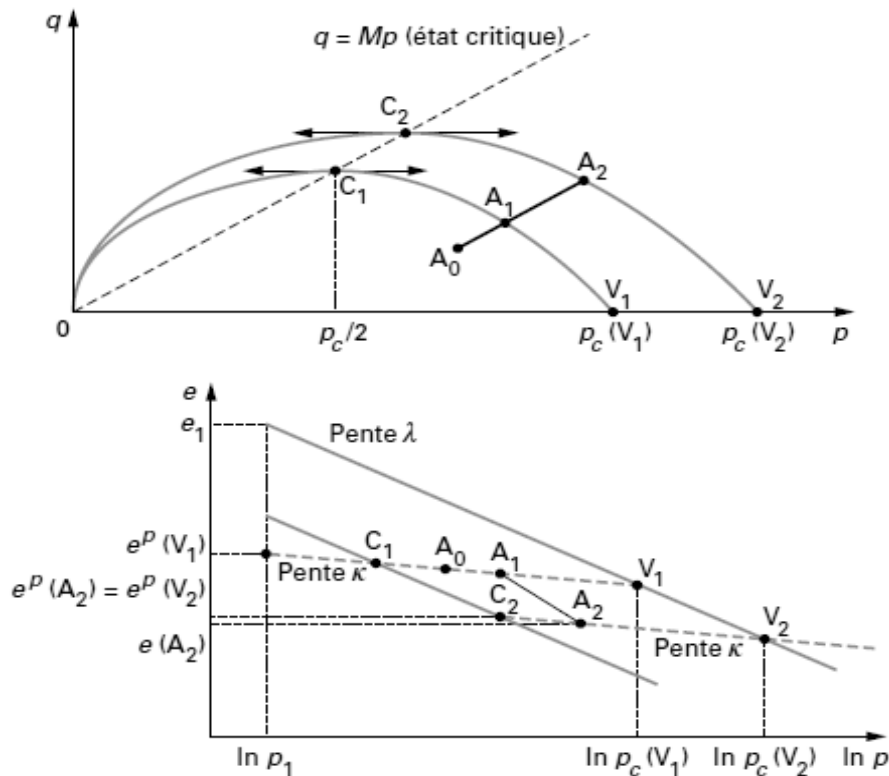
$$\varepsilon_v^p = \varepsilon_{ij}^p \delta_{ij}; \varepsilon_d^p = \sqrt{\frac{2}{3}} e_{ij}^p; e_{ij}^p = \varepsilon_{ij}^p - \frac{1}{3} \varepsilon_{ij}^p \delta_{ij}$$


Figure II.6. Représentation de l'écroutissage pour le modèle Cam-Clay

L'évolution de l'écroutissage est alors gouvernée par la relation :

$$\frac{dp_c}{p_c} = \frac{1+e_0}{\lambda-k} d\varepsilon_{vol}^p \quad (18)$$

L'élasticité associée aux modèles Cam-Clay est une élasticité non linéaire isotrope, qui se généralise sous la forme tensorielle suivante :

$$d\varepsilon_{ij}^e = -\left(\frac{k}{1+e_0} + \frac{3}{2}G\right)d\sigma_{ij} - \frac{k}{1+e_0} \frac{dp}{p} \delta_{ij} \quad (19)$$

Où G désigne le module de cisaillement et δ_{ij} le tenseur de Kronecker.

2.4.2.4. Détermination des paramètres du modèle Cam-Clay modifié :

Le modèle Cam-Clay modifié comporte six paramètres : M, λ, k, e_1, p_1 et G (E et ν), et trois paramètres caractérisant l'état initial du matériau (e_0, p_0, q_0). Les paramètres du modèle Cam-Clay modifié peuvent être déduits de résultats d'essais triaxiaux (drainés et non drainés avec mesure de la pression interstitielle) et œdométriques classiques (voir le Tableau 3).

Tableau 3. Détermination des paramètres des modèles Cam-Clay.

INDICES	DETERMINATION DE L'INDICE
e_0, p_0, q_0	Détermination à partir de l'état de contraintes initiales et des résultats d'essais de compression isotrope ou triaxiaux.
G ou (E et ν)	Détermination d'après les résultats d'essais triaxiaux comportant des déchargements
λ, k, e_1, p_1	Détermination à partir d'essais de compression isotrope en représentant les résultats dans le plan ($e, \ln p$) ou à partir de résultats œdométriques classiques. La pression de référence p_1 est souvent choisie égale à 1kPa.
M	Détermination à partir des contraintes correspondant à la rupture dans les essais triaxiaux de cisaillement et reportées dans le plan (p, q). Pour un essai de compression, le paramètre M est relié à l'angle de frottement interne du sol par la relation : $M = \frac{6 \sin \varphi'}{3 - \sin \varphi'}$

L'analyse des travaux cités par Duncan [Duncan 1994], pour la modélisation de la consolidation autour des ouvrages de géotechnique construits dans des sols compressibles, montre que les modèles de type Cam-Clay sont toujours de nos jours les plus utilisés. Cela provient sans doute de la facilité de leur implantation dans un code de calcul par éléments finis, du nombre réduit de paramètres et de leur détermination simple à partir des résultats de quelques essais classiques de mécanique des sols (essais œdométriques et triaxiaux).

2.4.3. Modèle de Nova

2.4.3.1. Équations de la loi de comportement

Le modèle de Nova [Nova 1982] est une adaptation du modèle Cam-Clay modifié à la description du comportement des sables. Il est composé d'une partie élastique non linéaire et d'une partie plastique avec écrouissage définie par une surface de charge composée de deux parties (voir le Tableau 4). Les différentes fonctions mathématiques sont exprimées à l'aide des invariants p (pression moyenne) et q (déviateur des contraintes) :

$$p = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \quad (20)$$

$$q = \sqrt{\frac{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2}{2}} \quad (21)$$

La convention de signe adoptée est la convention de la mécanique des sols : les contraintes de compression sont positives.

De même, pour les invariants de déformation plastique, on pose :

$$\varepsilon_{vol}^p = \varepsilon_1^p + \varepsilon_2^p + \varepsilon_3^p \quad (22)$$

$$\varepsilon_d^p = \frac{3}{2} \sqrt{\frac{(\varepsilon_1^p - \varepsilon_2^p)^2 + (\varepsilon_1^p - \varepsilon_3^p)^2 + (\varepsilon_2^p - \varepsilon_3^p)^2}{2}} \quad (23)$$

L'évolution de l'écrouissage est gouvernée par une combinaison linéaire des deux invariants de déformations plastiques ε_{vol}^p et ε_d^p :

$$p_c = p_{c0} \exp\left(\frac{\varepsilon_{vol}^p + D\varepsilon_d^p}{l - B_0}\right) \quad (24)$$

Le paramètre d'écrouissage p_c suit une loi d'évolution proche de celle de l'écrouissage dans les modèles Cam-Clay ; la différence provient de la prise en compte du terme déviatorique ε_d^p dans la loi de Nova.

Tableau 4. Expressions de la surface de charge et du potentiel plastique en fonction de l'état de contraintes (modèle de Nova) [Nova 1982].

Etat de contraintes	Relation contrainte-dilatance	Surface de charge $F(p,q,p_c)$ et potentiel plastique $G(p,q,p_c)$
$\frac{M}{2} \geq \frac{q}{p}$	$\frac{d\varepsilon_{vol}^p}{d\varepsilon_d^p} = \frac{M^2}{4\mu} - \frac{q}{p}$	$G(p, q, p_c) = \frac{4\mu q^2}{M^2 p^2} + 1 - \frac{p_c^2}{p^2} = 0$ $F(p, q, p_c) = G(p, q, p_c)$
$\frac{M}{2} \leq \frac{q}{p}$	$\frac{d\varepsilon_{vol}^p}{d\varepsilon_d^p} = \frac{M}{\mu} - \frac{q}{\mu p}$	$G(p, q, p_c) = \frac{q}{p} - \frac{M}{1-\mu} \left[1 - \mu \left(\frac{p}{p_{cg}} \right)^{\frac{1-\mu}{\mu}} \right] = 0$ $F(p, q, p_c) = \frac{q}{p} - \frac{M}{2} + m \ln \left(\sqrt{1+\mu} \frac{p}{p_c} \right) = 0$
<p>Les paramètres m, M et μ sont définis au paragraphe 2.4.3.2. Le paramètre p_{cg} provient de l'intégration de la relation différentielle «contrainte-dilatance» et il correspond au point d'intersection du potentiel plastique avec l'axe de compression isotrope.</p>		

Le paramètre p_{c0} est une pression isotrope de référence.

L'élasticité non linéaire isotrope est exprimée sous la forme incrémentale suivante :

$$d\varepsilon_{ij}^e = L_0 d\eta_{ij} + B_0 \frac{dp}{3p} \delta_{ij} \quad (25)$$

Où B_0 et L_0 sont deux paramètres de la loi,

Et

$$\eta_{ij} = \frac{1}{p} [\sigma_{ij} - p\delta_{ij}] \quad (26)$$

2.4.3.2. Détermination des paramètres du modèle de Nova

Ce modèle comporte huit paramètres, dont seulement sept sont adimensionnels et déterminés habituellement par calages successifs sur les résultats d'essais triaxiaux drainés [Nova 1982] [Mestat *et al.* 1990] :

- B_0 , paramètre lié à la déformation volumique élastique (en déchargement),
- L_0 , paramètre lié à la déformation déviatorique élastique (en déchargement),
- M , paramètre lié à l'état caractéristique du sable et à la rupture,
- μ , paramètre lié à la rupture,
- D , paramètre lié au phénomène de dilatance (pente de la relation de dilatance à la rupture),
- l , paramètre lié à la déformation volumique totale,
- m , paramètre lié à l'état caractéristique et à la courbure générale de la courbe déviateur-déformation axiale d'un essai de compression triaxiale.

Le dernier paramètre p_{c0} est une pression de référence, qui peut être calculée de plusieurs manières :

- une valeur moyenne de p_{c0} est affectée à une certaine hauteur de couche. Cette manière de procéder a pour origine le fait que, pour un essai triaxial de compression classique, le paramètre p_{c0} est égal à σ_3 si l'état isotrope des contraintes initiales est sur la surface de charge,
- une valeur de p_{c0} est affectée à chaque point du massif en supposant que l'état des contraintes initiales se situe sur la surface de charge. Par exemple, dans chaque plan horizontal d'un massif à surface horizontale, p_{c0} a une valeur différente définie par l'équation $F(p_0, q_0, p_{c0}) = 0$. Cette détermination semble conforme aux observations expérimentales, qui montrent que les sables ne présentent pas de domaine d'élasticité initial,
- une valeur de p_{c0} est obtenue par calage sur les résultats d'essais. Cette méthode est toutefois à déconseiller, car elle risque de faire jouer un rôle mécanique trop important à ce paramètre, qui n'est plus alors directement rattaché à l'état initial du matériau.

2.4.4. Comportement des sols pulvérulents

Dans le cas des sols pulvérulents, l'écoulement de l'eau est en général très rapide à cause de la valeur élevée de la perméabilité. Le mouvement de l'eau s'effectue donc presque instantanément depuis les zones chargées vers les zones moins chargées. Avec une approximation raisonnable, le comportement du massif de sol n'est régi que par le comportement du squelette solide (empilement des particules du sol). Le massif de sol est donc drainé presque instantanément.

L'analyse d'un ouvrage dans un massif sableux est donc réalisée souvent en conditions totalement drainées (comportement à long terme). Les caractéristiques de déformabilité et de résistance doivent donc être également déterminées à partir d'essais de laboratoire drainés à l'exception faite d'un effet sismique.

CONCLUSION

Depuis l'utilisation de l'outil informatique durant ces trente dernières années, l'application des principes des éléments finis pour l'analyse théorique des déformations à l'aide des méthodes numériques, a permis de réaliser des progrès importants dans la compréhension et la modélisation du fonctionnement des ouvrages de géotechnique. Ce travail permet de donner des prédictions du comportement du sol sous différents cas de figures, fiable à l'ingénieur que si de réels progrès sont réalisés conjointement entre la théorie et la pratique. Pour ce faire, il est nécessaire de progresser dans la connaissance du comportement sol-structure, mais aussi par le souci de valider les modèles réels ou réduits par des confrontations entre les résultats numériques et des mesures expérimentales fiables.

Chapitre III

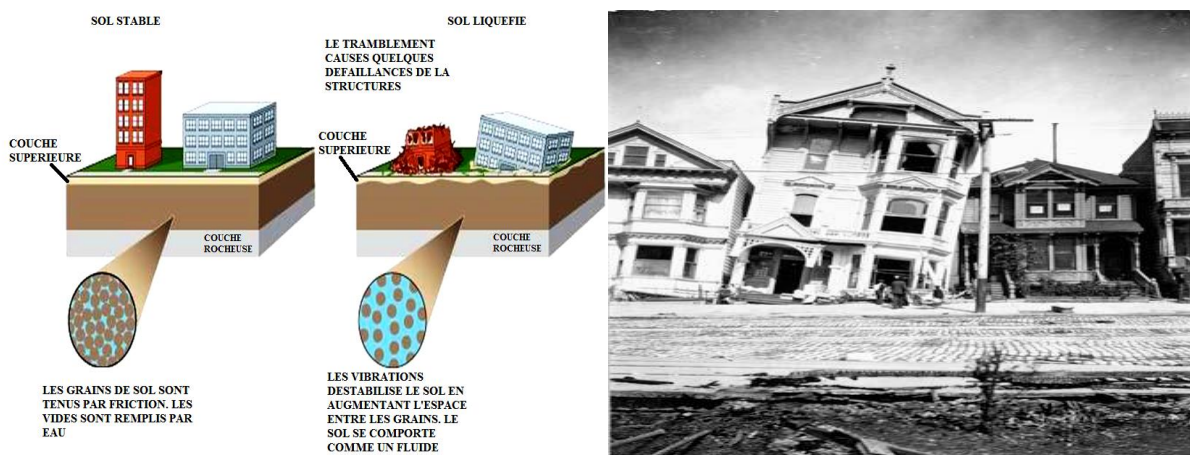
*C'est quoi la
liquéfaction*

1. DEFINITION DE LA LIQUEFACTION

Ce sous chapitre présente une synthèse des principaux travaux réalisés sur la liquéfaction, définitions et ainsi que quelques cas historiques de rupture et de glissement de terrains provoqués par la liquéfaction. Après un bref aperçu de l'influence de quelques paramètres comme la densité relative, la pression de confinement ou la présence des fines, sur la susceptibilité d'un massif de sol à la liquéfaction, une étude plus détaillée concernant l'influence de l'histoire de chargement monotone sur le comportement des sables sont passées en revue.

Hazen est l'un des premiers chercheurs ayant utilisé le terme de liquéfaction pour décrire et expliquer le mode de rupture du barrage Calaveras en 1918 en Californie [Hazen 1920], où 700 000 m³ de sol constituant le pied amont du barrage ont été emportés sur une distance de 100 m sans aucune cause apparente. Il a expliqué que le sol a été touché par un phénomène résultant d'une concentration de pressions induite par un mouvement ou une déformation interne. Lorsque ceci se produit rapidement, la pression interstitielle apparaît dans les pores. L'augmentation continue de cette pression interstitielle conduisant à une diminution des forces inter-granulaires dans le sol, et le matériau perd toute sa résistance lorsque la pression interstitielle devient égale à la contrainte effective totale. Plusieurs cas de glissements de terrains, de ruptures de barrages, de digues et de structures en terre ont été attribués à la liquéfaction. Tous ces cas, concerne le comportement non drainé des sols, présentaient en commun un développement de la pression interstitielle sous l'action d'un chargement statique ou cyclique et dans des milieux non cohérents saturés. La liquéfaction des sols non cohérents dans le cas saturés représente le phénomène le plus dévastateur des constructions en génie civil.

La liquéfaction a été rapportée en détail par Castro [Castro 1969]. Ce dernier a montré que ce type de cas se présente le plus souvent pour des sables lâches. Avec une augmentation rapide de pression interstitielle, suivie d'une perte soudaine de résistance au cisaillement.



Comparaison des différent types de sable avec un risqué de liquéfaction, **encyclopédie britannique INC 2002.**

Séisme de San Francisco en 1906
Effondrement des structures à San Francisco, California, causé par la liquéfaction du sol.

Figure III.1. Comportement du sol à la liquéfaction.

L'état de liquéfaction se présente avec une perte de la résistance au cisaillement du sol en diminuant et allant jusqu'à l'annulation, ce qui se traduit par une absence de sa capacité portante vis-à-vis les tassements ou des renversements.

À travers le monde, ce phénomène a fait de nombreux dégâts (voir les figures ci-dessous) où on observe des basculements et enfoncements des bâtiments dévastateurs [Bilham *et al.* 2003].



Séisme de Christchurch, Nouvelle Zélande 2011, liquéfaction du sol



Séisme de Loma Prieta en 1989 : sable de volcan

Séisme de Loma Prieta en 1989: liquéfaction
Une voiture écrasée sous les ruines d'un immeuble dans le quartier de la Marina, San Francisco, Californie. Les premier et deuxième étages ne sont plus visibles à cause d'une défaillance structurale et le naufrage dû à la liquéfaction lors de ce séisme.

Figure III.2. Cas de liquéfaction dans le monde.

L'objectif de cette étude est d'analyser les diverses méthodes afin améliorer la résistance de ces sols à la liquéfaction. Parmi ces méthodes : les inclusions rigides, les drains verticaux, le compactage dynamique, les injections solides, mélange de sols, les colonnes ballastées (voir le chapitre I.1).

2. INTERPRETATION EXPERIMENTALE

Les études réalisées aux laboratoires et in situ ont permis de distinguer entre les principaux phénomènes suivants : liquéfaction, et la mobilité cyclique. Le phénomène de liquéfaction est connu sous le nom de liquéfaction statique ou cyclique respectivement lorsque le chargement provoquant le phénomène est monotone ou cyclique.

La liquéfaction statique est caractérisée par une perte importante et brutale de la résistance au cisaillement du massif de sol. C'est un phénomène d'instabilité caractéristique de matériaux granulaires. Tels que, les sables lâches et saturés, ayant tendance à la contractance sous cisaillement drainé. En conditions non drainées, cette tendance se traduit par une augmentation de la pression interstitielle qui conduit à la réduction des contraintes effectives.

La liquéfaction cyclique caractérise les sables lâches et très lâches contractants. C'est un mécanisme similaire à celui observé sous chargement monotone, et se définit par une augmentation progressive de la pression interstitielle au cours des cycles de charge-décharge sans augmentation considérable des déformations. Lorsque la pression interstitielle devient égale à la contrainte moyenne effective initiale, une chute brutale de la résistance au cisaillement se produit accompagnée par un développement rapide de grandes déformations. D'autre part, la mobilité cyclique caractérise le phénomène spécifique aux sables moyennement denses et très denses dilatants. Il se différencie de la liquéfaction par le fait que la rupture est produite par accumulation de déformations significatives, et non pas par une perte importante de la résistance au cisaillement. Les conséquences sont désastreuses, étant donné qu'un volume plus important de sol peut être disloqué. Ce phénomène peut se produire sans aucune cause apparente. Terzaghi a employé le terme dans ces recherches « spontaneous liquefaction » ou liquéfaction spontanée pour décrire le changement soudain de dépôts de sables d'un état solide à un état liquide [Terzaghi 1957], sous l'effet d'une légère perturbation. Casagrande, Castro et Poulos ont défini la liquéfaction comme la perte d'une grande partie de la résistance au cisaillement, d'un sable saturé sous chargement monotone ou cyclique [Casagrande 1975; Castro *et al.* 1977]. La liquéfaction n'est donc pas nécessairement associée à une annulation totale des contraintes effectives. Selon Poulos le phénomène peut se produire aussi sous des sollicitations dynamiques, ou sismiques [Poulos *et al.* 1985]. Il peut également se développer dans le cas de sables denses sollicités par un chargement très élevé de l'état de contraintes.

Les études expérimentales sur les sols fins naturels ou reconstitués (sable, argiles, limons, silts, etc.) ont permis de grands progrès dans la compréhension du comportement de ces sols. Ces études, portant essentiellement sur les essais effectués en laboratoire (essais oedométriques et essais triaxiaux), permettent de fournir des données nécessaires au développement des modèles numériques pour le calcul des fondations et des ouvrages en terre.

L'objectif souhaité, que les méthodes expérimentales et les procédures d'essais utilisées sont nécessaires pour déterminer les caractéristiques de compressibilité et consolidation ainsi que les caractéristiques de cisaillement et de rupture des sols fins. A partir de l'interprétation des résultats d'essais triaxiaux classiques, les aspects fondamentaux du comportement des sols

fins, comme les caractéristiques de cisaillement et de rupture, la description des concepts d'état limite et d'état critique des sols fins et la détermination de leur courbes d'état limite, ainsi que la présentation des courbes d'état limite. Sachant que, la liquéfaction est phénomène de transformation d'un corps solide, en un corps liquide. Pour une couche de sol sableux saturée et de drainage faible, cette transformation se traduit par une disparition totale des forces de contacts inter-granulaires, c'est à dire par une perte totale de contact entre les grains de sable, due à l'augmentation de la surpression interstitielle du fluide.

Les cas de liquéfaction recensés dans la littérature ont été caractérisés par l'instantanéité du déclenchement, la vitesse élevée de propagation, et le volume très important de sols emportés sur des distances significatives. Les figures suivantes illustrent mieux le phénomène, quelques exemples spectaculaires de liquéfaction seront cités, montrant les conséquences catastrophiques de ce phénomène.

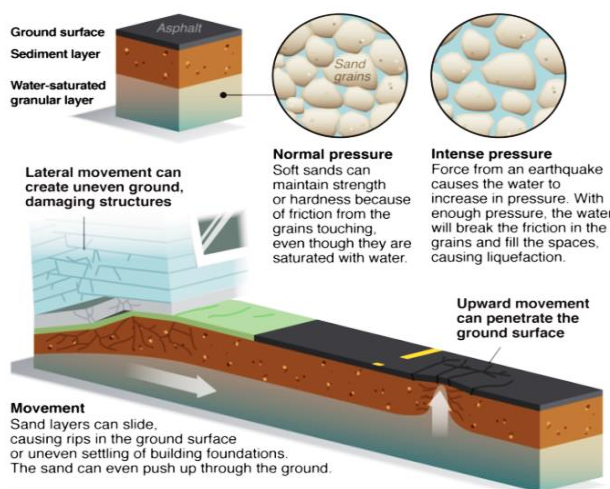


Schéma représentatif de la liquéfaction



Séisme du Japon 2011



Philippines 2012



Effet du volcan de Yellowstone U.S.A

Figure III.3. Schéma et exemples de liquéfaction.

Lorsque le sol est soumis à une augmentation des contraintes, sous un chargement statique ou dynamique, il peut y avoir augmentation des pressions interstitielles et par conséquent, diminution des contraintes effectives. Lorsque les contraintes effectives sont trop faibles pour maintenir la résistance du sol face aux sollicitations appliquées, le sol peut se liquéfier.

La disparition des forces de contacts inter-granulaires est engendrée par l'annulation de la contrainte moyenne effective, qui est la différence entre la contrainte moyenne totale et la pression interstitielle. Cette condition est atteinte par l'augmentation de la pression interstitielle.

Plusieurs définitions existent pour expliquer le phénomène de liquéfaction. La plupart des auteurs s'entendent pour dire qu'elle est associée aux sols saturés et relativement lâches sollicités dans un contexte non drainé. Terzaghi a illustré dans son équation fondamentale la relation entre la contrainte effective d'un sol et la pression interstitielle, par la relation suivante :

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

Avec :

σ' : Contrainte effective,

σ : Contrainte totale,

u : la pression interstitielle.

La résistance au cisaillement τ est en fonction de la contrainte effective appliquée σ' , de l'angle de frottement interne ϕ du matériau et de sa cohésion c et est exprimée par la relation suivante :

$$\tau = c + \sigma' \tan \phi \quad (2)$$

Où :

τ : la contrainte tangentielle ou résistance au cisaillement du sol,

c : est la cohésion,

ϕ : l'angle de frottement interne.

La relation ci-dessus montre que dans le cas de la diminution de la contrainte effective la résistance au cisaillement tend vers zéro ce qui donnera un comportement du sol sur la base liquide.

Plusieurs paramètres favorisent particulièrement la liquéfaction des sols tels que :

- La granulométrie avec un degré de saturation élevé en relation avec un faible indice de densité relative.
- Les matériaux les plus susceptibles de se liquéfier durant un séisme ne possèdent pas de cohésion ($c = 0$) et se retrouve usuellement dans un état lâche et saturé.
- L'historique d'un sol peut aussi affecter sa résistance à la liquéfaction. Des antécédents de liquéfaction d'un sol donneraient moins risque en relation avec une série de densification, car le sol est moins susceptible à la liquéfaction dans un état compact.

Dans la littérature, Kramer et Stewart montrent que tous les sols ne sont pas susceptibles à la liquéfaction [Kramer *et al.* 2004]. Pour ce faire, une interprétation de la capacité du sol est

nécessaire, la connaissance des paramètres suivants peut aider considérablement à l'identification du site:

- Historique et la géologie du site : Les dépôts fluviaux, saturés sont susceptibles à la liquéfaction. qui ont déjà été soumis à des secousses sismiques ont une résistance à la liquéfaction, Les dépôts récents sont plus susceptibles que les sols anciens [Ohsaki 1969 ; Seed 1979 ; Yoshimi *et al.* 1989].
- la granulométrie des sols : d'après les recherches de Lee et Fitton en 1968, la composition granulométrique des sols affecte grandement leur potentiel de liquéfaction et cela en affectant directement les paramètres d'état de sol (indice des vides, indice des vides critique, etc..). Par exemple, les sables à granulométrie uniforme, propres, composés de particules rondes, sont les plus susceptibles à la liquéfaction. Tandis que les sols à granulométrie étalée sont moins susceptibles. La présence de fine (particules inférieures à 0,08mm), particulièrement fin plastique avec ($I_p > 10\%$), diminue le potentiel de liquéfaction des sols. Selon Kramer les données de terrain indiquent que la plupart des défaillances de liquéfaction ont impliqué de classement uniforme des sols granulaires [Kramer 1996].

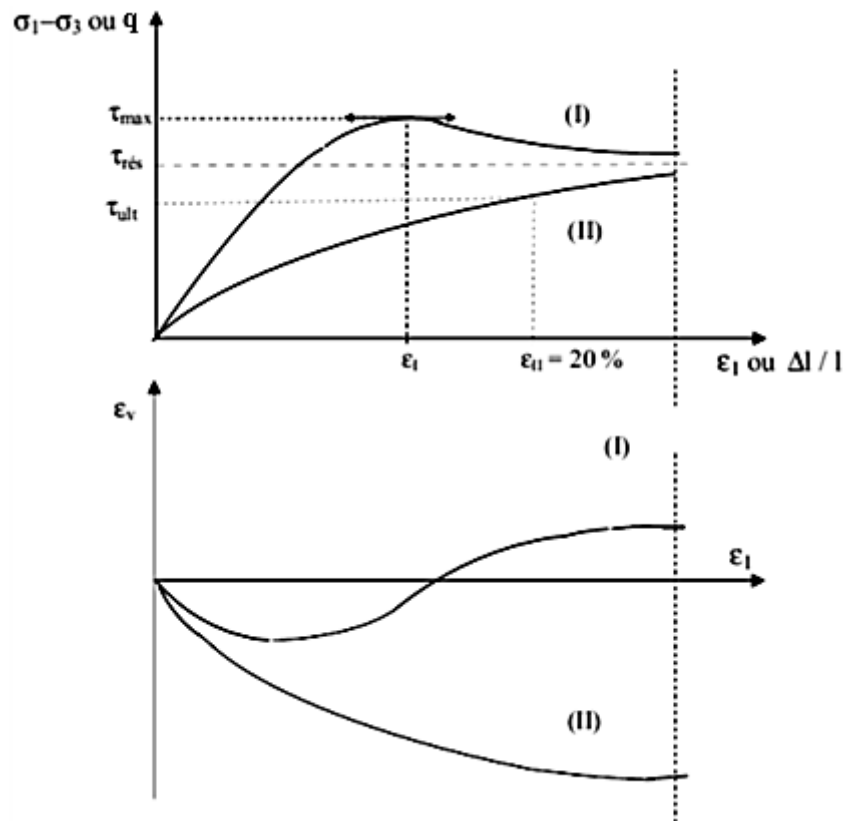
3. DEFINITION DE L'ETAT DE RUPTURE DES SOLS

Le calcul des fondations et des ouvrages d'arts a longtemps abordé la stabilité des sols non cohérent. Il est souvent difficile de décrire le comportement des sols depuis son état initial jusqu'à sa rupture. Pour ce faire, dans les calculs de stabilité, il n'est possible que de faire intervenir que le mode de rupture du sol, il est possible de distinguer deux modes de rupture :

- la rupture par glissement sur une surface,
- la rupture par plastification et écoulement d'une masse de sol.

Dans l'état actuel des connaissances et de la pratique de la mécanique des sols, ces deux modes de rupture sont analysés séparément.

La rupture d'un massif de sol est définie à l'instant où celle-ci se produit et par la résistance aux sollicitations imposées. Cette résistance est habituellement appelée : "résistance au cisaillement". En pratique, en laboratoire la rupture d'une éprouvette de sol est appréciée sur la courbe, dite "courbe de cisaillement", représentant l'évolution de la sollicitation appliquée (déviateur des contraintes dans le cas des essais triaxiaux, contrainte de cisaillement dans le cas des essais à la boîte de Casagrande) en fonction de la déformation correspondante (déformation axiale de l'éprouvette triaxiale, déplacement de la boîte de cisaillement). La courbe de cisaillement (voir la Figure III.1) est en fonction de la nature du sol étudié et l'état de densification (pour les sables) ou de structuration (pour les argiles) dans lequel il se trouve, l'une des deux allures schématisées suivants.



I- Sable dense ou argile surconsolidée (intacte),
 II- Sable lâche ou argile normalement consolidée (remaniée).
Figure III.4. Définition de l'état de rupture dans une éprouvette de sol.

Ainsi :

- la courbe (I) présente un pic de résistance τ_{max} correspondant à l'état de rupture, la déformation continuant de croître au-delà de ε_t alors que la sollicitation appliquée diminue ou au mieux reste constante ;
- la courbe (II) présente une allure asymptotique, la rupture étant définie arbitrairement à une valeur maximale de la déformation (τ_{ult} correspondant à ε_{II}) au-delà de laquelle le comportement de l'ouvrage devient incompatible avec sa destination (on considère en général $\varepsilon_{II} = 20\%$).

L'expérience montre que les deux courbes tendent vers une constante : la contrainte résiduelle est caractéristique de l'état résiduel du sol.

Les sables denses, comme les argiles à structure intactes, présentent un pic de résistance. Tandis que les sables lâches et les argiles remaniées ont habituellement un comportement asymptotique (voir chapitre II.1).

CONCLUSION

Les études correspondante à la liquéfaction du sol ne peuvent pas prédire où est quand ce phénomène peut se produire avec certitude. Pour ce faire, il est important de mieux connaître le comportement géotechnique du sol, ce phénomène se produit généralement de manière brutal et temporaire par lequel un sol saturé en eau perd une partie ou la totalité de

sa portance, permettant ainsi l'enfoncement des objets lourds situés en surface. Ce phénomène se produit aussi en présence d'eau souterraine remontant en surface au point de faire perdre la cohésion des particules fines du sol. Certains séismes, par des vibrations qu'ils provoquent, entraînent de tels phénomènes. Les sables mouvants sont un type particulier de liquéfaction du sol.

Chapitre IV



IV .1

*Techniques
expérimentales*

La mécanique des sols est en continuelle évolution, sachant que la base de toute étude est la validation des essais in situ par ceux au laboratoire.

APPAREIL TRIAXIAL

L'idée d'utiliser un appareil triaxial pour mesurer la résistance au cisaillement est attribuée à Casagrande en 1930, il a construit cet appareil à l'institut de technologie Massachusetts (états unis d'Amérique). Depuis ce jour, il est impossible de caractériser un sol sans utiliser ce type de procédé.

Il est possible de distinguer deux types d'appareils :

- Les appareils permettant de réaliser des essais sans rotation des directions principales des contraintes,
- Et des appareils permettant de réaliser des essais avec rotation des directions principales des contraintes.

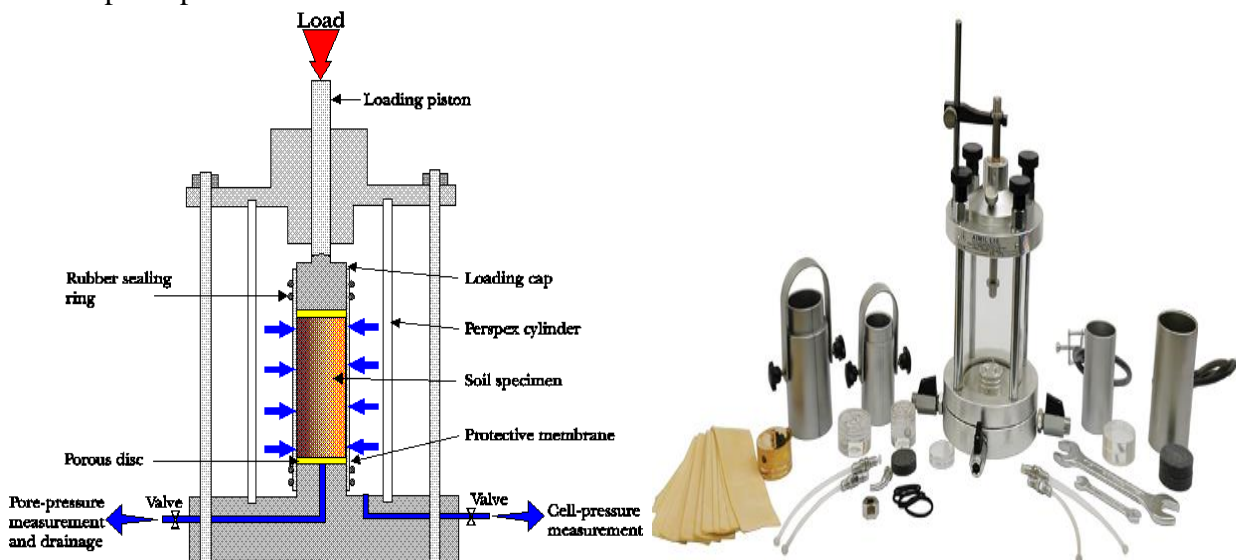


Figure IV.1.1. Appareil triaxial.

Le matériel utilisé est en évolution depuis le premier jour de la création de ce procédé, et cela pour objectif de réaliser différents essais (essais classiques sous charges monotone UU, CU et CD).

UU non consolidé non drainé
 CU consolidé non drainé
 CD consolidé drainé

Tableau 1 : Comportement des sols à travers les essais triaxiaux.

Consolidé non drainé	Consolidé drainé
- pas d'évacuation d'eau - l'eau reprend une partie des contraintes - contraintes totales - comportement peu de temps après l'application des charges	- l'eau interstitielle est évacuée de l'échantillon - le squelette granulaire reprend la totalité des charges - contraintes effectives - comportement longtems après l'application des charges
Comportement à court terme	Comportement à long terme

Le matériel utilisé est en évolution à travers l'utilisation de machines d'acquisition en temps réel au lieu du suivie humain difficile à contrôler. Pour ce faire, plusieurs types d'appareil complète le triaxial par leur acquisition directe tels que les capteurs de forces, de déplacements axial, capteur de pression et de variation de volume).

Afin de réaliser ce type d'essai, il est indispensable de préparer l'échantillon étudié. Pour ce faire, plusieurs méthode de préparation ont été élaboré pour avoir un échantillon remanié ayant des caractéristiques proche du sol étudié sont à tenir en compte.

1. PREPARATION DE L'ECHANTILLON

Les échantillons utilisés sont placés sous forme cylindriques selon l'une d'une des dimensions suivantes :

1. Ou bien de 70mm de diamètre et de hauteur. (utilisée au LCTPE)
2. Ou bien de 35mm de diamètre et de hauteur 70mm. (utilisée au LMST)

Tout d'abord, on pose un papier filtre sur les pastilles (orifice de drainage) afin de les protéger ensuite on met une couche de Silicone sur les deux embases. Un disque en latex est posé au-dessus de chaque embase puis on procède à la préparation de l'échantillon d'après le mode opératoire suivant :

- mise en place de la manchette en latex,
- mise en place du moule,
- remplissage du moule par le matériau,
- mise en place de la cellule.

La masse de sable à mettre en place est évaluée en fonction de la densité souhaitée (le volume initial de l'échantillon est connu), l'état de densité de l'échantillon étant défini par la densité relative noté par I_d ou D_r :

$$I_d = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} \quad (1)$$

Ou encore la densité relative $D_r = I_d \cdot 100$ (%).

L'état initial est donc caractérisé de la manière suivante:

- Si $I_d = 0.9$, le sable est très dense
- Si $I_d = 0.7$, le sable est dense
- Si $I_d = 0.5$ à 0.6 , le sable est moyennement dense
- Si $I_d = 0.4$, le sable est lâche
- Si $I_d < 0.1$, le sable est très lâche

Dans le cas de L'essai triaxial, l'essai de laboratoire le plus utilisé en mécanique des sols, il permet la détermination de la résistance au cisaillement du sol sous différentes conditions de drainage.

L'essai consiste à soumettre une éprouvette cylindrique de sol à un champ de contraintes uniforme défini par une pression hydrostatique dans le plan horizontal et une contrainte verticale. Comme deux contraintes principales sont identiques et que les axes principaux ne subissent pas de rotation, cet essai ne permet d'étudier qu'un plan de l'espace des contraintes appelé plan du triaxial. Les variables utilisées dans cet essai sont :

$$\bullet q = (\sigma_1 - \sigma_3) \quad \text{déviateur de contraintes,} \quad (2)$$

$$\bullet p = \frac{\sigma_1 + 2\sigma_3}{3} \quad \text{contrainte moyenne totale,} \quad (3)$$

1.1. Préparation de l'échantillon dans le cadre d'un essai CU

Nous présentons dans cette partie, la préparation choisie pour tous les essais triaxiaux de compression obtenus pour différents chemins de chargement imposés, tous les échantillons ayant passé une phase de saturation et de consolidation isotrope. Il s'agit d'essais non-drainés conventionnels.

a- Sable à l'état lâche

Pour le mode de préparation de l'échantillon, la technique du faible damage humide à 2% de teneur en eau est choisie afin obtenir un état lâche. Dans notre cas, le plus important est d'arriver à comparer différents chemins de chargement sur un même échantillon malgré le fait que ce dernier a été remanié.

b- Sable à l'état dense

Dans ce cas, l'échantillon est préparé en versant le sable sec à l'intérieur du moule en chute libre sous forme de spirales de l'extérieur vers l'intérieur, le but est d'avoir un échantillon homogène et assurer à optimiser la densité relative.

1.2. La saturation

C'est une phase primordiale pour la réussite de l'essai, pour l'avoir, il est souvent recommandé d'utiliser un courant ascendant de gaz carbonique afin d'évacuer l'air contenu dans l'échantillon, cette méthode a été élaboré par Lade et Duncan [Lade 1973] (le principe est que le CO₂ est plus facile à dissiper en présence de l'eau distillée que l'air). La procédure est réalisée avec une contre pression, une bonne saturation ne pourra être obtenu que si le coefficient de Skempton « *B* » avoisinera 1 (théoriquement $B=1$ dans le cas des sables).

$$\Delta u = B(\Delta\sigma_3 + \Delta(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)) \quad (4)$$

Pour un chargement isotrope $\Delta\sigma_1 = \Delta\sigma_3$

$$\text{Pour ce faire,} \quad B = \frac{\Delta u}{\Delta\sigma_3} \quad (5)$$

1.3. La consolidation

Cette phase consiste à appliquer une contrainte isotrope à l'échantillon, seule la variation du volume est mesurée. La consolidation se fait par palier et se termine par la pression souhaitée, la fin de la consolidation est obtenu dès que la stabilisation des déformations volumiques est obtenu.

1.4. Ecrasement

C'est la dernière étape pour effectuer un essai de compression monotone. L'effort axial est appliqué par l'effet d'un axe vertical à travers une bille en acier, la vitesse de déplacement du plateau de la presse étant fixée par la norme **NF P94-074**.

2. ESSAIS TRIAXIAUX NON DRAINÉS EN COMPRESSION

Les essais triaxiaux non drainés sont importants dans l'étude de la liquéfaction statique des sables lâches. L'essai demande une saturation optimale de l'échantillon pour permettre l'homogénéité des pressions interstitielles. La préparation des essais est prévu pour des densités d'un état lâche et dense afin de constater l'évolution des chemins de contraintes d'une densité à l'autre et de mettre en évidence l'influence de la contrainte confinement.

Le comportement des sables lâches en cisaillement non drainé est basé sur la conservation d'un volume constant d'eau interstitielle dans l'échantillon avant écrasement, le cisaillement est induit par la contrainte axiale avec des contraintes radiales identiques. Pour ce faire, la contrainte totale p croît linéairement avec $\Delta q/\Delta p = 3$ comme le montre la recherche de Ishihara [Ishihara 1996], suivant l'analyse du comportement les diagrammes (q, ε_1) , (q, p') , (u, ε_1) , $(q/p', \varepsilon_1)$, (q, p) sont représenté si dessous. Il est noté que pour un sable à un état lâche q/p' croît et atteint des valeurs maximales correspondant à la rupture ($q/p' = M'$), cette variation est due à l'augmentation de la pression interstitielle qui traduit la contactence du sable.

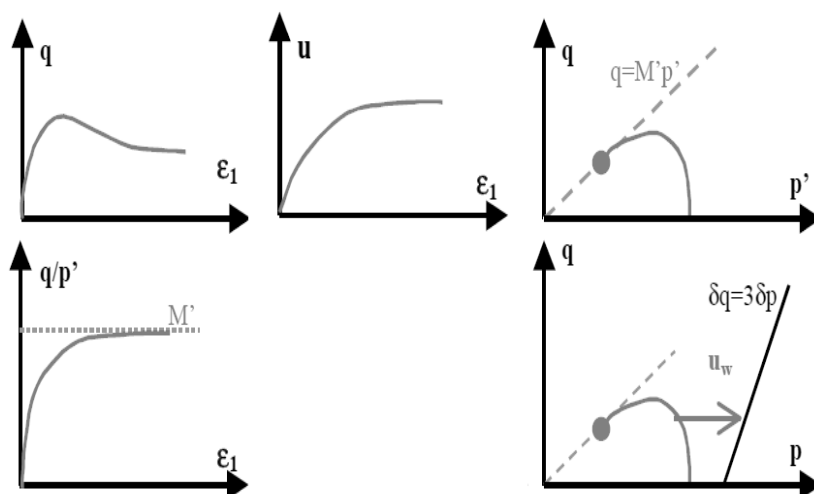


Figure IV.1.2. Schémas de résultats d'essais non drainé typique sur sable lâche.

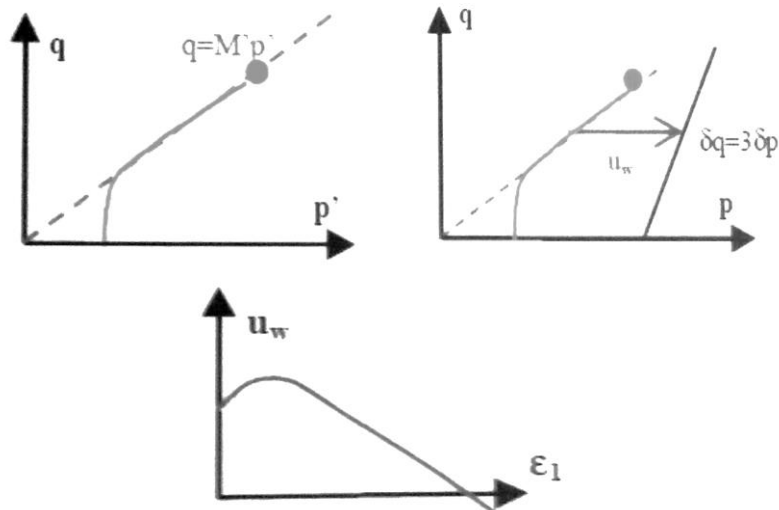


Figure IV.1.3. Schémas de résultats d'essais non drainés typiques sur sable dense.

Dans le plan (p', q) , il est à noter que pour les sables, l'évolution est différente entre un sable dense et un sable lâche car pour le premier, la pression moyenne diminue au début de l'essai avant d'augmenter en atteignant la surface limite, par contre pour le second, la phase de l'augmentation des pressions interstitielles se traduit par une diminution de la pression moyenne effective qui tend vers l'origine (cas de la liquéfaction). Un essai de cisaillement non drainé se distingue essentiellement d'un essai drainé par l'absence de variation de volume pendant le chargement axial.

On note aussi que :

Φ : Angle de frottement

M : rapport du déviateur de contrainte par rapport à la contrainte moyenne.

Avec :

$$\sin \Phi = \frac{3M}{6+M} \quad (6)$$

$$M = \frac{q}{p} \quad (7)$$

La contrainte de cisaillement critique S_{ucr} peut être écrite en fonction de la contrainte déviatorique et l'angle de frottement correspondant à la ligne CSL, comme suit :

$$S_{ucr} = \frac{q}{2} \cdot \cos \Phi \quad (8)$$

3. CARACTERISTIQUES NON DRAINEES

Dans les essais non drainés, le chargement est assez rapide. En l'absence de drainage et de variation de volume, les composantes normales des contraintes induites dans le sol par application de l'effort sont transmises presque intégralement à la phase liquide. La Figure IV.14 présente les chemins de contraintes non drainés dont l'état ultime se trouve sur

une droite d'état critique (courbe intrinsèque du sol à l'état normalement consolidé) similaire à la courbe de consolidation isotrope.

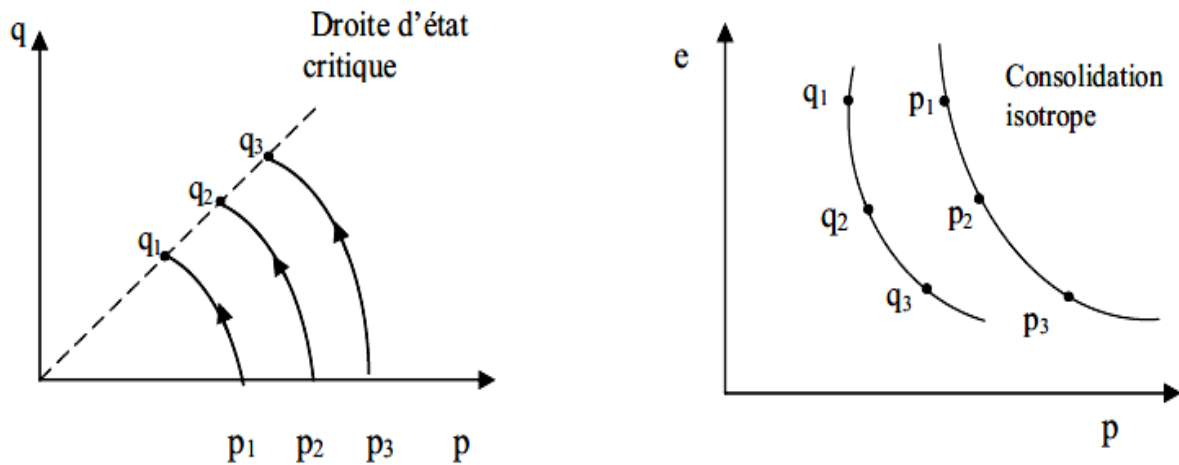


Figure IV.1.4. Chemins de contraintes non drainés dans les plans (p, q) et (e, p) .

Dans ces conditions, le cisaillement est accompagné de l'apparition de fortes surpressions interstitielles, d'une réduction importante de la contrainte effective et de la résistance au frottement des particules. La résistance au cisaillement critique représente la contrainte maximale pouvant être mobilisée au cours du cisaillement. Les caractéristiques de cisaillement correspondantes sont dites caractéristiques non drainées traduisant le comportement global des deux phases solide et liquide et se déterminent expérimentalement à partir des résultats d'essais triaxiaux de cisaillement non drainés, soit donc c_u la cohésion non drainée et $\varphi_u \approx 0$.

4. CARACTERISTIQUES DRAINEES

Dans les essais drainés, l'application du chargement est suffisamment lente pour n'induire à aucun moment de surpression interstitielle dans le sol (nulle ou négligeable), compte tenu de la perméabilité du sol et de la longueur du chemin de drainage. Les efforts appliqués sont transmis intégralement au sol et les contraintes induites sont des contraintes effectives. La Figure IV.15 présente les chemins de contraintes drainés dont les états ultimes se trouvent sur la même droite d'état critique que celle obtenue pour les chemins de contraintes non drainés.

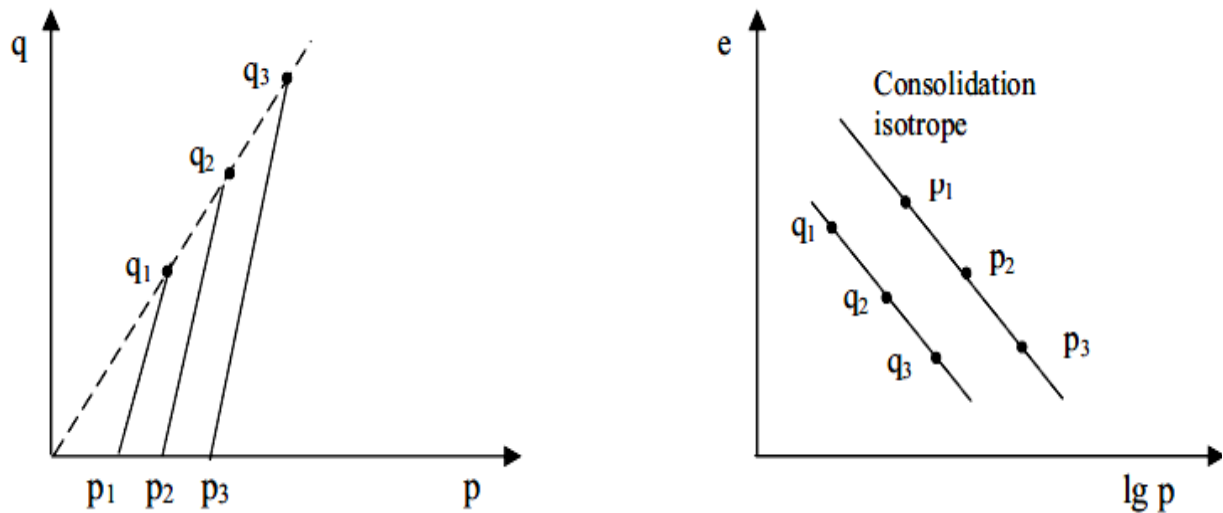


Figure IV.1.5. Chemins de contraintes drainés dans les plans (p, q) et $(e, \lg p)$.

Dans ces conditions, l'application de l'effort s'accompagne d'une variation de volume plus ou moins importante selon les contraintes appliquées. Cette diminution de volume se traduit par un resserrement des grains qui engendre un accroissement de sa cohésion. La contrainte normale effective et la résistance au frottement interne sont accrues. Par conséquent, la résistance au cisaillement peut croître au-delà de la résistance critique. Les caractéristiques de cisaillement correspondantes sont dites caractéristiques drainés et se déterminent à partir des résultats d'essais triaxiaux de cisaillement drainés, c' la cohésion effective et φ' l'angle de frottement interne effectif.

5. CONCEPTS D'ETAT LIMITE ET D'ETAT CRITIQUE

Le comportement des sols naturels est défini par une pression limite, la pression de pré-consolidation, qui constitue un seuil critique des contraintes de consolidation au-delà duquel la compressibilité de ces sols augmente et leur structure interne est modifiée pour passer d'un état structuré résistant où les déformations volumiques et de cisaillement sont petites et réversibles à un état déstructuré moins résistant caractérisé par l'apparition des déformations volumiques et de cisaillements importants et en grande partie irréversibles.

Le chercheur Roscoe et son équipe de chercheurs en 1958, ont travaillé sur la base d'études théoriques et expérimentales sur des échantillons d'argiles reconstituées en laboratoire [Roscoe *et al.* 1958], ont proposé les concepts d'état limite et d'état critique comme règles de base pour l'étude de comportement des argiles :

- L'état limite est défini par une surface de charge, appelée surface d'état limite, qui sépare dans l'espace des contraintes principales le domaine de faibles déformations (déformations réversibles) de celui correspondant aux grandes déformations (déformations irréversibles). Cette limite est constituée par l'ensemble des points d'état limite (points correspondant aux valeurs ultimes des résistances au cisaillement) des chemins de contraintes simulés en laboratoire dans les essais de cisaillement à l'appareil triaxial

- L'état critique est défini comme l'état où ne se produisent dans le sol que des déformations déviatoriques plastiques. Dans cet état, le sol se comportant comme un fluide frottant, distord et s'écoule à volume constant (cisaillement purement déviatorique). Cet état est associé à l'existence d'un (indice des vides critique) atteint au moment où se développent des déformations plastiques de cisaillement sans variation de volume et de contraintes.

CONCLUSION

Les études expérimentales sur le comportement des sols granulaires visent principalement à fournir des données sur les propriétés mécaniques de résistance et de déformabilité de ces sols et de simuler leur comportement sous l'action de charges qui leur sont appliquées durant les essais comme elles doivent l'être réellement sous l'action des ouvrages.

Vu les problèmes complexes posés dans la réalisation et dans l'interprétation des essais in-situ, les données expérimentales caractérisant le comportement des sols granulaires proviennent pour l'essentiel des essais réalisés en laboratoire. Les essais de laboratoire comportent essentiellement des essais de compressibilité et de consolidation oedométriques et des essais de cisaillement à l'appareil triaxial.

IV.2

Résultats à partir d'essais triaxiaux

L'étude présentée dans ce chapitre est une suite du développement et un approfondissement des résultats aux essais triaxiaux du sable avec particules fines en limon. Ce travail n'a pu aboutir qu'avec la collaboration du groupe de thésards Derkaoui Mohammed et Belhouari Fethi sous la direction de Pr Missoum Hanifi et du Pr Bendani Karim au LCTPE Laboratoire de Construction, Transports et Protection de l'Environnement de l'université Ibn Badis Mostaganem département de Génie civil.

1. INTRODUCTION

Les sols sableux peuvent être susceptibles à une instabilité mécanique due aux charges statiques ou dynamiques dans des conditions non drainées. Face à ces phénomènes d'instabilité, il est important de caractériser le comportement mécanique granulaire dans le cadre de l'ingénierie.

Si la résistance au cisaillement d'un sol vulnérable à la liquéfaction descend au-dessous de la charge statique initiale, le phénomène de liquéfaction peut se produire et par conséquent entraîner une défaillance catastrophique soudaine. Plusieurs cas de liquéfaction sont déclenchés soit par des charges statiques ou dynamiques cycliques [Olson 2003, Olson 2002]. Pour ce faire, une détermination précise de la résistance au cisaillement liquéfiée est d'une importance primordiale pour la conception des structures tels que les barrages en terre, les fondations peu profondes et les ponts. L'obtention de ce paramètre est essentielle pour le processus de densification du sol afin d'éviter le risque d'instabilité qui peut se manifester par un grand déplacement de masse tel que le glissement de terre.

La compréhension approfondie de la liquéfaction du sol est continuellement en cours de révision pour inclure de nouveaux paramètres en se basant sur les résultats obtenus par de nouvelles observations sur le terrain et en laboratoire. Les événements récents en post-liquéfaction avaient nettement orienté la tendance de la recherche dans les enquêtes sur l'instabilité des dépôts sableux naturels du sol. L'effet des limons en faible plasticité sur le comportement mécanique de la matrice des sols sableux n'a pas encore été entièrement contrôlé. Dans cette perspective, le présent défi est d'améliorer la recherche fondamentale sur le comportement mécanique des sols propices à l'instabilité afin d'obtenir ou de prédire le comportement de ces sols.

Les résultats controversés de la recherche en laboratoire sur le rôle des fines dans l'état de l'échantillon de sable peuvent soit augmenter [Zlatovic 1997, Georginnou *et al.* 2003] ou diminuer [Yamamuro 1998, Amini 2000] la vulnérabilité à la liquéfaction. D'autres chercheurs ont révélé que la baisse de la résistance à la liquéfaction est atteinte à une certaine valeur limite des fines [Koester *et al.* 2003, Lo *et al.* 2010]. Ces contributions ont essayé de donner une interprétation physique à l'influence des fines sur le comportement à la liquéfaction des sols sableux. Les critères chinois [Wang 1979] sont largement appliqués dans de nombreux codes de pratiques à travers le monde, ces règles sont principalement basées sur des observations sur le terrain. Néanmoins, de nouvelles preuves récentes ont révélé l'écart et l'insuffisance de données en raison de la présence de fines dans un échantillon de sable. En raison des écarts dans les résultats de recherche en laboratoire et sur le terrain des cas de post-

liquéfaction, de nombreux chercheurs ont convenu que ces codes devraient être revus et devraient être dans un contexte général [Prakash 2010].

Dans ce travail, une approche empirique pour évaluer la résistance au cisaillement non drainée critique des sables limoneux en utilisant la valeur d'indice des vides équivalent est prise en compte. Notre objectif principal dans cette étude se concentre sur l'analyse de la relation entre la contribution de la teneur des fines et l'échantillon de sable. Pour atteindre cet objectif, une série de tests triaxiaux non drainés monotones élaborée sur des échantillons de sable limoneux avec un mélange des fractions de fines particules allant de 0% à 50% avec deux combinaisons d'états de densité relative initiale (15% et 45%) à une contrainte de confinement de 100 kPa.

1.1. Description du site de prélèvements

Le sol est localisé dans la région côtière de la Wilaya de Mostaganem en Algérie. Cette région est située au nord-ouest de l'Algérie en bordure de la mer Méditerranée avec une activité sismique intense (plaque afro-européenne, voir la vue générale de la zone étudiée est représentée sur la Figure IV.2.1). Le prélèvement de l'échantillon est situé au :

- Coordonnées GPS (Global Positioning System): 35°57'51.55"N, 0° 5'40.16"E.



Figure IV.2.1. Localisation et vue générale de la zone d'étude

Les sols étudiés sont sableux à faible teneur en limon. Cette fraction de limon existe dans des proportions variables avec un faible indice de plasticité.

1.2. Etude expérimentale

Une série de tests triaxiaux non drainés ont été effectués sur des échantillons reconstitués de sable limoneux. Dans notre programme expérimental, le sable et les particules

fines ont été séparés puis mélangés dans une fraction déterminée pour former l'échantillon à tester, des teneurs en limon allant de 0% à 50% ont été mélangées au sable, puis utilisées dans les tests [Yamamuro 2001, Maheshwari 2010]. Dans ce travail, les états lâches et de moyenne densité ont été analysés en tenant compte des propriétés géotechniques suivantes, comme indiqué dans le tableau 1.

Tableau 1. Propriétés géotechniques des échantillons de sol

	$F_c(\%)$	G_s	e_{min}	e_{max}	D_{10}	D_{50}	D_{30}	D_{60}	C_u	C_c
Sable	0	2.66	0.69	1.02	0.21	0.33	0.29	0.36	1.70	1.07
Sable limoneux	5	2.66	0.65	0.99	0.18	-	0.28	0.36	1.98	1.19
Sable limoneux	10	2.66	0.61	0.96	0.09	-	0.26	0.35	4.15	2.32
Sable limoneux	15	2.66	0.52	0.93	0.01	-	0.25	0.35	31.36	16.08
Sable limoneux	20	2.66	0.48	0.91	0.01	-	0.23	0.34	37.56	16.64
Sable limoneux	30	2.65	0.36	0.88	0.01	-	0.09	0.32	40.13	3.30
Sable limoneux	40	2.65	0.36	0.96	0.01	-	0.01	0.30	42.43	0.06
Sable limoneux	50	2.65	0.40	1.15	0.01	-	0.01	0.26	42.67	0.07
Limon	100	2.64	0.77	1.76	0.00	0.01	0.01	0.01	2.25	1.36

Les courbes granulométriques pour le sable collecté et le limon sont présentés séparément dans la Figure IV.2.2. L'indice de plasticité du limon, I_p est de 6%. Selon la norme ASTM D2487-11 (2011) de classification, le sable est classé (SP), tandis que le limon est classé (ML) avec une faible plasticité.

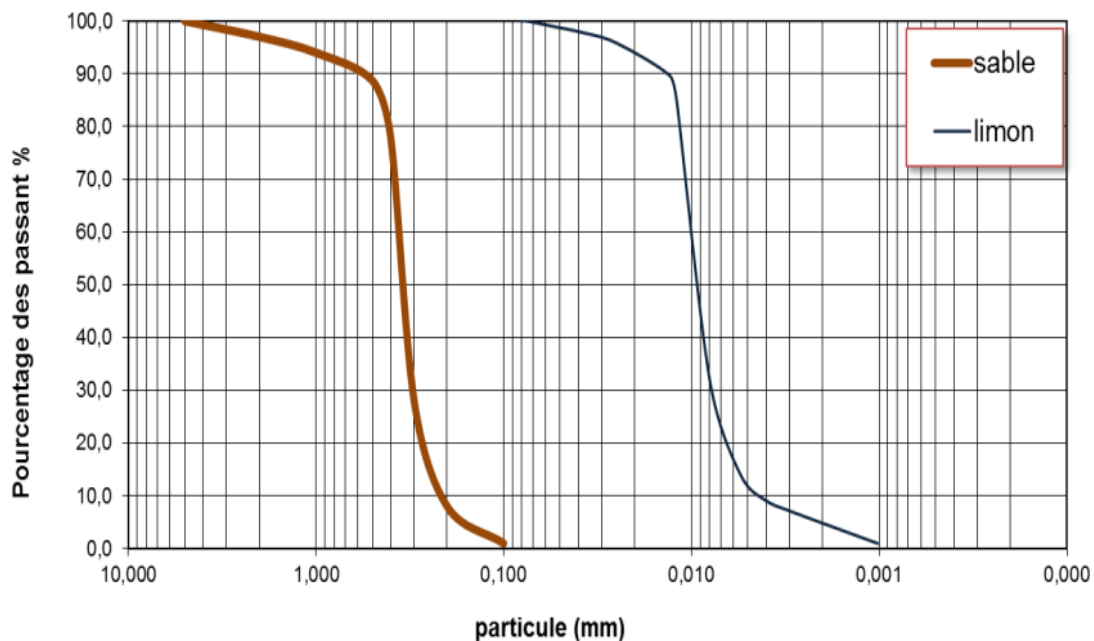


Figure IV.2.2. Courbes granulométriques

Avec e_{min} est l'indice de l'indice des vides minimum (correspondant à un d'état dense) et e_{max} est l'indice de l'indice des vides maximal (état de densité lâche). À partir du tableau 1, on peut dire que la variation de ces deux indices suit la même tendance. Les deux indices diminuent avec l'augmentation de la teneur en fines jusqu'à environ (25% à 35%). En

revanche, ils augmentent au-delà de cette fourchette, voir la Figure IV.2.3. La même observation est notée dans [Missoum *et al.* 2013].

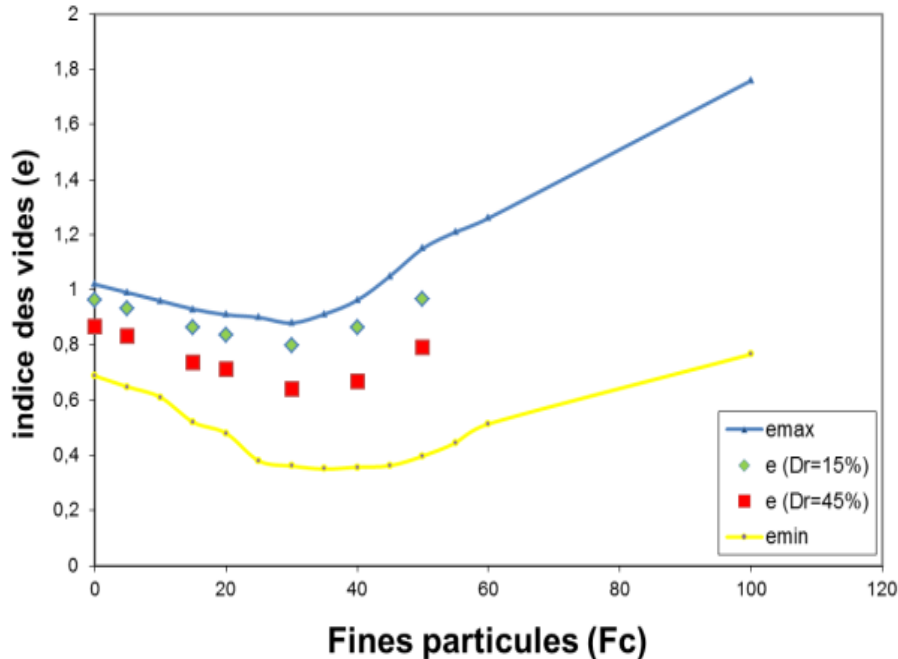


Figure IV.2.3. Courbes relatives aux indices des vides en fonction des pourcentages des fines.

2. ESSAIS EXPERIMENTAUX

2.1. Méthode de préparation

L'instabilité mécanique des sols peut être fortement dépendante des méthodes de préparation des échantillons [Ladd 1974, Mulilis *et al.* 1977]. Plusieurs méthodes de préparation des échantillons ont été élaborées pour une utilisation en laboratoire telles que la pluviation sec à travers un entonnoir, damage humide et la sédimentation. Les échantillons dans le cadre des tests doivent reproduire les conditions in situ du sol. Pour ce faire, le choix d'une méthode de préparation d'échantillon adéquat est fondamental pour déterminer le potentiel d'instabilité des sols sableux. Le procédé de dépôt par sédimentation au laboratoire aide à reproduire les performances obtenues sur le terrain [Vaid *et al.* 1999].

2.2. Préparation et cisaillement de l'échantillon

Les échantillons étudiés sont de forme cylindrique de 70 mm de diamètre D et de 140 mm de hauteur H . Selon la densité relative nécessaire, la masse du mélange sable-limoneux à mettre à l'intérieur du moule est déterminée. La densité relative de l'échantillon reconstitué est définie comme suit:

$$D_r = \frac{(e_{\max} - e)}{(e_{\max} - e_{\min})} \quad (1)$$

Où, e est l'indice des vides global.

Les échantillons ont été purgés par le gaz de dioxyde de carbone pendant plus de 30 minutes et saturé par l'eau désaérée. L'état de la saturation est contrôlé par de la valeur du coefficient de Skempton B et de la pression d'eau interstitielle. Selon la norme ASTM D 4767-02 (2004), les échantillons peuvent être considérés comme totalement saturés si B est supérieur ou égale à 0,95, pour tous les essais, cette condition a été remplie. Pour ce faire, pendant les tests, une contre-pression de 100kPa a été appliquée à l'intérieure de l'échantillon

Tous les échantillons ont été consolidés avec une contrainte effective moyenne isotrope de 100kPa, puis soumis à état de chargement triaxial monotone non drainés. Le but est de stabiliser l'évolution de la pression d'eau interstitielle dans tous les échantillons, une vitesse de déformation constante de 2.5% par heure a été appliquée pendant tous les essais à 20% de déformation axiale.

2.3. Résistance au cisaillement critique

A différents niveaux de contraintes moyennes les échantillons de sable à l'état lâche sont sensibles à se liquéfier après saturation. La Figure IV.2.4 montre les résultats du comportement mécanique de l'essai triaxial non drainée des différents échantillons. Ces échantillons sont comprimés à trois niveaux de contraintes moyennes et représentés aux points A, B et C. Au cours de ce processus, les positions A_1 , B_1 et C_1 dénotent les pics de résistance au cisaillement S_u [Vaid 1983], puis la résistance au cisaillement est réduite provoquant une liquéfaction limitée ou une instabilité mécanique qui se manifeste par la désintégration de solidité de l'échantillon, ou des phénomènes de liquéfaction si la résistance au cisaillement s'annule. La ligne d'initiation de la liquéfaction FLS (The flow liquéfaction surface) est représentée par une ligne en pointillés sur la Figure IV.2.4(a).

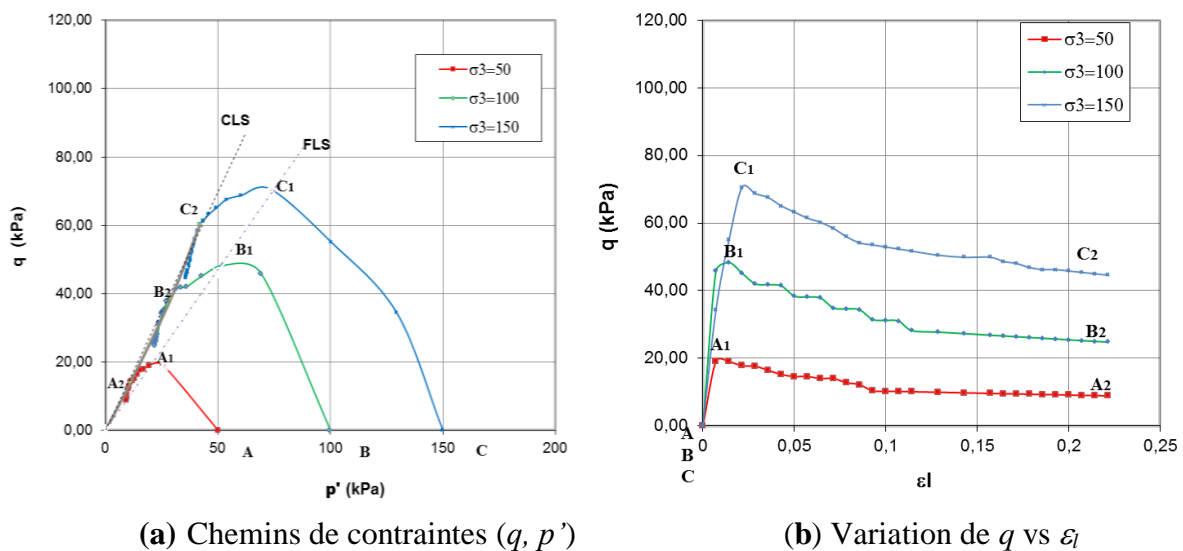


Figure IV.2.4. Résultats de test triaxial en compression non drainé d'un sable à l'état lâche.

Les points A_2 , B_2 et C_2 définissent la résistance au cisaillement à l'état critique S_{uc} (la ligne reliant les points A_2 , B_2 et C_2 est appelée CSL : the critical state line). Dans le cadre de la théorie de la mécanique des sols à l'état critique, la relation suivante peut être écrite:

$$q_{CSL} = M \cdot p'_{CSL} \quad (2)$$

Avec : M est le rapport du déviateur à l'état critique, q_{CSL} représente la contrainte déviatorique ($\sigma'_1 - \sigma'_3$) et p'_{CSL} représente la contrainte effective principale.

Dans le cas des essais triaxiaux et selon [Schofield 1968], l'expression suivante peut être écrite comme suit :

$$\sin \phi_s = \frac{3.M}{6 + M} \quad (3)$$

Où : ϕ_s est l'angle de frottement interne entre particules et fines à l'état critique. La résistance au cisaillement critique peut être évaluée par l'équation 4:

$$S_{ucr} = \left(\frac{q_{CSL}}{2} \right) \cdot \cos \phi_s \quad (4)$$

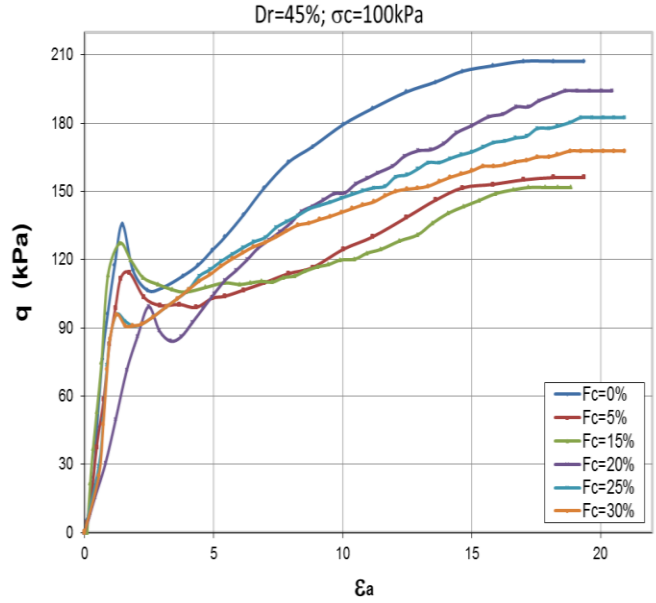
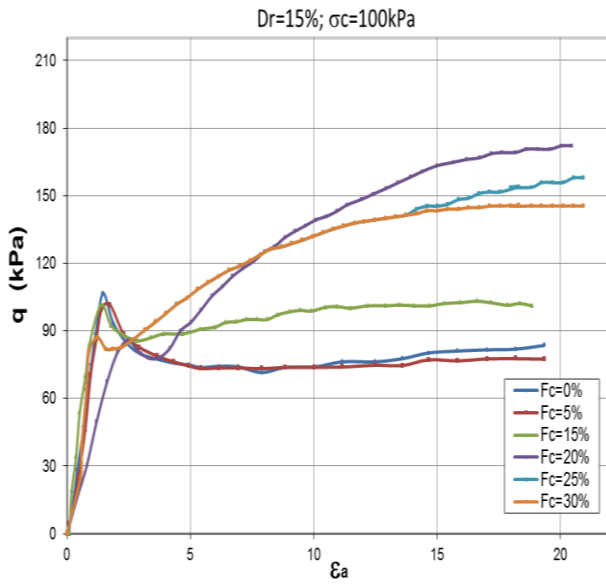
3. RESULTATS

Les résultats des essais de compression monotones non drainés réalisés pour différents pourcentages des fines allant de 0 à 50% avec une pression effective moyenne de 100kPa dans les deux cas de densités ($D_r=15\%$ et 45%) sont indiqués sur les Figure IV.2.5a, b et c.

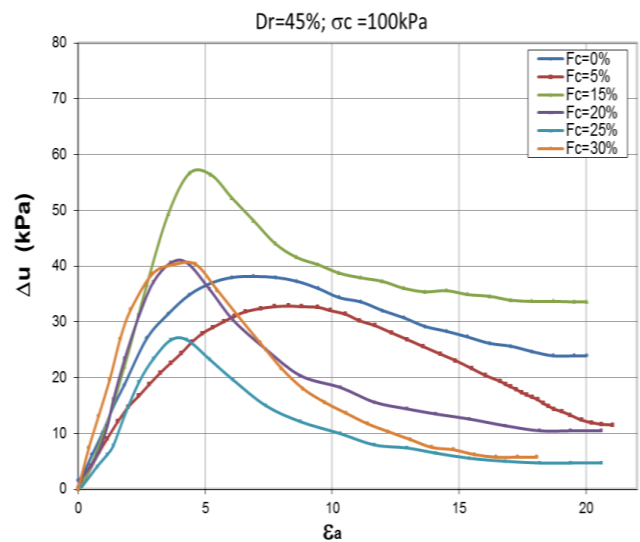
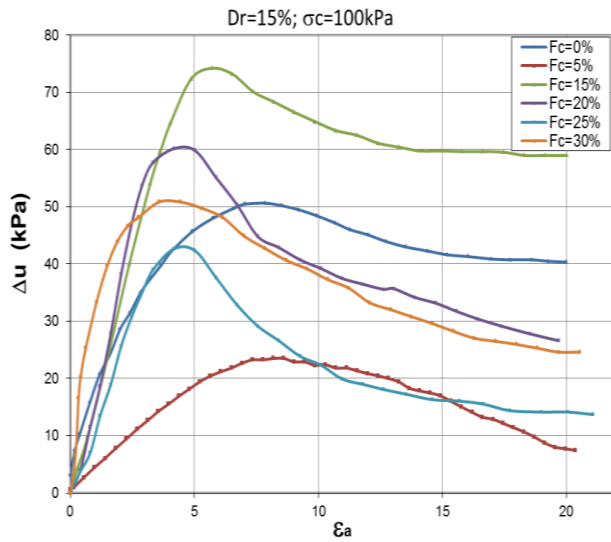
Pendant les essais, les chemins de contraintes dans le plan (q, p') sont enregistrés et représentés graphiquement, ainsi que la déformation axiale par rapport à la contrainte déviatorique q (Figure IV.2.5a). On constate clairement qu'une augmentation des fines ajoutée de 0% à 30% entraîne une diminution de la contrainte du déviateur q . Cette diminution vient du rôle des fines pour réduire la dilatance du sol et d'amplifier la phase contractante des mélanges sable-limon conduisant à une réduction de la pression moyenne effective et une diminution au pic de la contrainte déviatorique q des échantillons [Koester *et al.* 2003, Kokusho *et al.* 2014].

Le chemin de contrainte dans le plan (q, p') montre clairement le rôle des fines dans la diminution à la fois de la pression effective moyenne et de la contrainte déviatorique maximum (Figure IV.2.5c) et dans ce cas, on peut considérer que les particules fines ne participent pas à la transmission des efforts entre particules et que seules les grosses particules (sable) forment la matrice du sol et supporte la chaîne de force [Missoum *et al.* 2013, Naeini 2004]

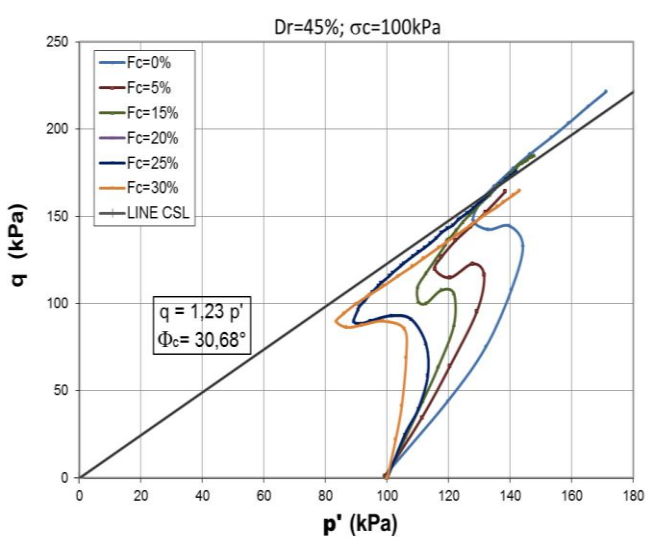
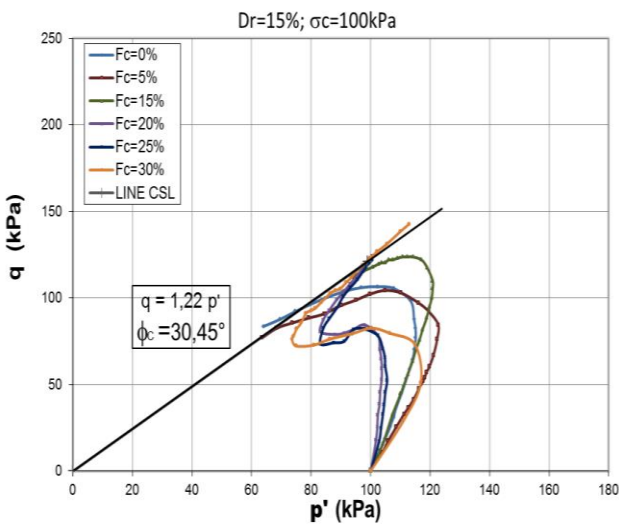
Plusieurs études au laboratoire ont rapporté les mêmes observations et que la résistance au cisaillement peut être réduite avec l'augmentation des matières fines jusqu'à une valeur seuil [Shen *et al.* 2005, Sladen *et al.* 1985 et Troncoso 1985], dans notre cas le seuil a été identifié à 30-35%.



a) Contrainte déviatorique vs déformation axiale



b) Pression interstitielle vs déformation axiale ($\Delta u, \epsilon_a$)



c) Contrainte déviatorique vs contrainte effective moyenne (q, p')

Figure IV.2.5. Comportement non drainé sur chemin triaxial pour les deux densités relatives.

Par ailleurs, et à partir de la Figure IV.2.5, on peut remarquer que les échantillons montrent le même comportement pour la même densité relative initiale et la même contrainte de confinement moyenne effective.

La première phase des chemins de contrainte représente la réalisation d'une contrainte déviatorique atteignant un pic qui correspond à une petite déformation axiale qui est suivie par une perte de résistance au cisaillement jusqu'à ce que la résistance au cisaillement résiduelle ou critique soit atteinte sans autre diminution de la force de cisaillement.

Ce type de comportement peut être interprété par un assouplissement de l'éprouvette de sable. Le déclin rapide de la résistance au cisaillement et la production conséquente de la pression d'eau interstitielle peut être associé à la désintégration du tissu du sol. Ce processus peut se manifester par une liquéfaction limitée.

Dans la gamme des densités relatives initiales dans cette étude, le pic de contrainte déviatorique augmente avec l'augmentation de confinement pour tous les spécimens reconstitués. Les échantillons présentent une dilatance lorsque la fraction en fines est supérieure ou égale à 30% [Wang 1979], il y a une augmentation continue de la contrainte déviatorique sans perte de résistance au cisaillement et cette augmentation est due au rôle des limons pour augmenter la dilatance dans les mélanges de sols.

Cela montre que plus de 30% des particules fines contribuent à la consolidation de l'échantillon et d'inverser son comportement, il ne donne pas l'instabilité ou de l'état de liquéfaction. Des conclusions similaires sont rapportées en [Bobei 2009, Rahman 2012 et Thevanayagam 2000]. Par ailleurs, Des résultats similaires ont été observés avec l'analyse de plusieurs tremblements de terre récents, Northridge (1994), Kocaeli (1999) et Chi-Chi (1999), la liquéfaction du sol existait avec plus de 15% de limons. Les mêmes observations ont été notées dans le rapport [Fourie 2005, Kramer 1988].

3.1. Corrélation entre la résistance au cisaillement critique et l'indice des vides équivalent

L'indice des vides équivalent e^* peut être défini par l'équation (5). Cela est défini au-delà d'une certaine valeur de la fraction F_c (valeur du seuil), les fines de limon sont directement impliquées dans la résistance du sol [Thevanayagam *et al.* 2002]. Ce paramètre affecte sensiblement la résistance au cisaillement, il peut être déterminé par:

$$e^* = \frac{(e + \alpha F_c)}{(1 - \alpha F_c)} \quad (5)$$

Où : e^* représente l'indice des vides équivalent et α est un paramètre évalué par l'équation (7) comme étant la fraction de limon qui participe effectivement dans la résistance du sol. Lorsque $\alpha=1$, l'indice des vides granulaires équivalent est réduit au taux de vide intergranulaire.

Ce dernier est calculé à partir de la corrélation entre les propriétés du sol [Ni *et al.* 2004, Yang *et al.* 2006]. En 2008, Rahman analyse les essais expérimentaux de McGeary [Rahman *et al.* 2008, McGeary 1961], en concluant que le paramètre e^* dépend à la fois de F_c et de r .

r : est définie par le diamètre des grains équivalent au passage de 50% de la masse totale D_{50} (des fines particules de limon) et D_{10} (particule à 10% du sable propre):

$$r = \frac{D_{50(\text{fines})}}{D_{10(\text{Sable-propre})}} \quad (6)$$

Le paramètre α est défini comme suit:

$$\alpha = 1 - \left[1 - \exp\left(-\frac{0,3}{k} \cdot \frac{F_c}{F_{thre}}\right) \right] \left(r \cdot \frac{F_{thre}}{F_c} \right)^r \quad (7)$$

Où: $k = 1 - r^{0,25}$ et F_{thre} est le seuil de fines contenues dans le sable, qui se caractérise par la prédominance du comportement des limons contrôlés.

Et, la valeur de F_{thre} est obtenue par la localisation de l'état dans lequel le comportement est inversé avec de nouvelles augmentations de teneur en fines. Dans ce test, ce point de transition se situe à 30% de teneur en fines (Figure IV.2.6). r et k ont été calculées avec les valeurs de 0.0422 et 0.546, respectivement, k est fonction de la composition et la granulométrie du sol. Les résultats obtenus à partir des tests, montrent deux tendances distincts de chemins de contraintes. Pour les échantillons lâches, on montre une phase de contractance, tandis que échantillons moyennement denses, on présente une phase de contractance suivie d'une phase de dilantance dans les conditions non drainées. Les résultats des essais sont résumés dans le tableau 2.

Tableau 2. Résultats expérimentaux des essais non drainés.

	F_c (%)	densité relative initiale Dr (%)	Densité relative après consolidation Dr (%)	Indice des vides initial e	Indice des vides équivalent e^*	densité relative équivalente Dr^* (%)	S_{ucr}/σ_c
Sable propre	0%	15	16,71	0,97	0,97	15,00	0,39
		45	45,91	0,87	0,87	45,00	0,51
Sable limoneux	5%	15	17,05	0,94	1,03	-3,01	0,37
		45	46,30	0,84	0,92	30,10	0,48
Sable limoneux	15%	15	15,76	0,91	1,08	-18,06	0,37
		45	46,98	0,80	0,97	15,05	0,43
Sable limoneux	20%	15	17,36	0,85	1,16	-42,14	0,37
		45	45,96	0,72	1,01	3,01	0,35
Sable limoneux	25%	15	16,72	0,82	1,19	-51,17	0,35
		45	46,05	0,68	1,02	0,00	0,35
Sable limoneux	30%	15	16,08	0,80	1,22	-60,20	0,34
		45	46,14	0,65	1,03	-3,01	0,34
Sable limoneux	40%	15	16,14	0,87	1,40	-114,37	-
		45	48,52	0,69	1,17	-45,15	-
Sable limoneux	50%	15	24,40	1,04	1,69	-201,66	-
		45	47,64	0,81	1,39	-111,36	-

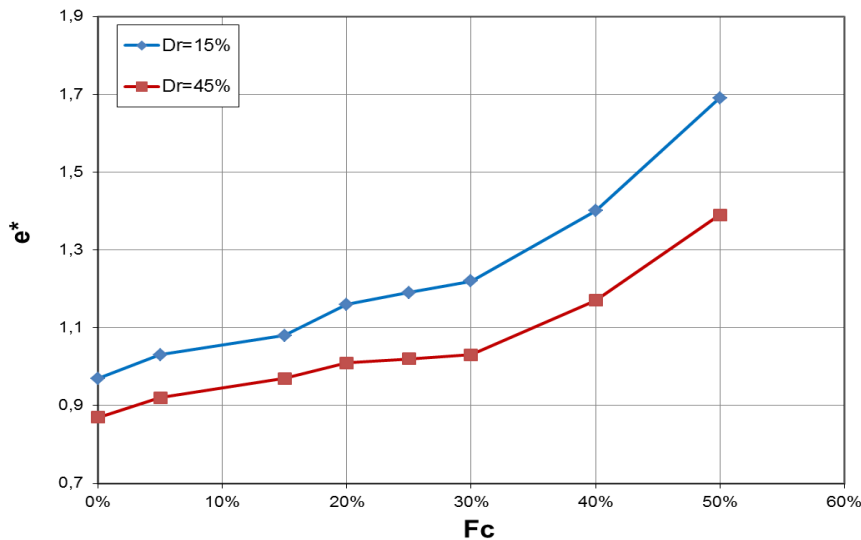


Figure IV.2.6. Variation de l'indice des vides équivalent en fonction de pourcentages des fines

(Avec $D_r=15\%$ et 45% et $\sigma_c=100$ kPa).

Le résultat de $S_{ucr}/\sigma_c = F(e^*)$ (voir la Figure IV.2.7) montre la variation de la résistance au cisaillement critique en fonction des indices des vides équivalents non drainée pour les densités relatives initialement conjointement ($D_r=15\%$ et 45%).

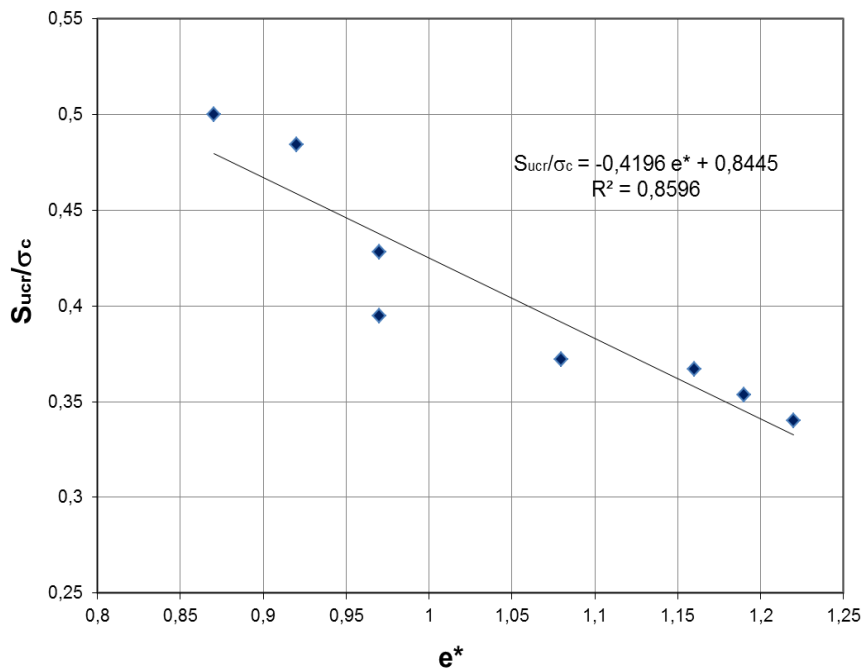


Figure IV.2.7. Variation de S_{ucr}/σ_c vs e^*

(Avec $D_r=15\%$ et 45% et $\sigma_c=100$ kPa).

Il est évident de constater que la résistance non drainée de cisaillement critique diminue de manière linéaire avec l'augmentation du rapport des vides équivalent. L'indice des vides global ne donne pas une idée directe sur le comportement réel du sol sableux avec un taux de fines de 0 à 30%. Toutefois, le rapport d'indice des vides équivalent donne une meilleure caractérisation de l'état mécanique du sol limoneux, d'où la relation suivante est obtenue :

$$S_{ucr}/\sigma_c = -0,42 e^* + 0,84 \quad (8)$$

3.2. Corrélation entre la résistance au cisaillement critique et la densité relative équivalente

L'indice de vides inter-granulaire équivalent e^* peut être représenté comme un paramètre représentatif essentiel, par conséquent, la densité relative équivalente peut être définie comme suit [Shenthan 2005, Thevanayagam *et al.* 2003 et Thevanayagam *et al.* 2002]:

$$D_r^* = \frac{(e_{max,cs} - e^*)}{(e_{max,cs} - e_{min,cs})} \cdot 100 \quad (9)$$

Où: $e_{max,cs}$ est l'indice de vides maximum de sable propre et $e_{min,cs}$ est l'indice de vide minimum de sable propre. Cet indice relatif peut être défini par l'état granulaire équivalent des sols sableux à deux états de densité extrême de sable propre.

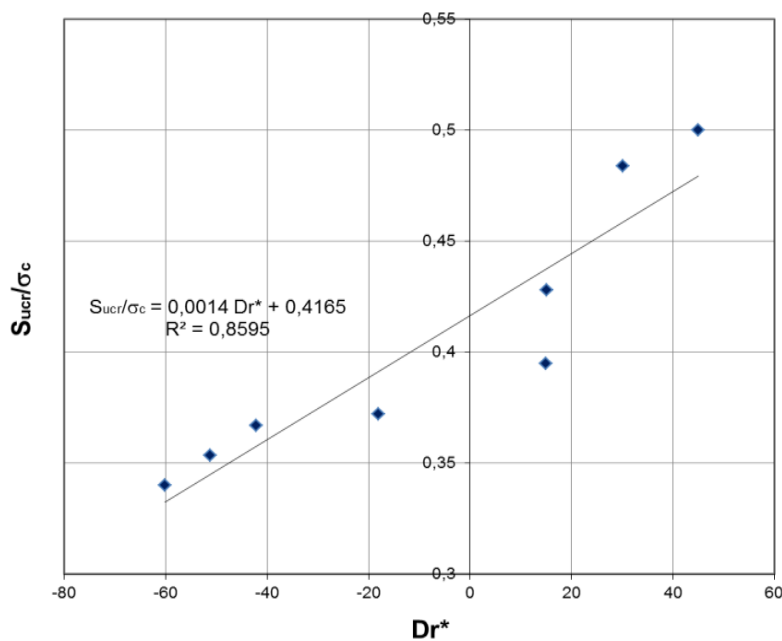


Figure IV.2.8. Variation de S_{ucr}/σ_c en fonction de D_r^*
(Avec $D_r=15\%$ et 45% et $\sigma_c=100$ kPa).

Le résultat de $S_{ucr}/\sigma_c = F(D_r^*)$ montre la variation de la contrainte de cisaillement critique non drainé pour les deux densités relatives équivalentes D_r de 15% et de 45% respectivement. On note que la contrainte de cisaillement critique augmente linéairement avec la densité relative équivalente (voir la Figure IV.2.IV.2.8).

La corrélation suivante entre la force de cisaillement non drainés et la densité relative équivalente est obtenue:

$$S_{ucr}/\sigma_c = 0.0014 D_r^* + 0.4165 \quad (10)$$

3.3. Corrélation entre le pic de la pression interstitielle et l'indice des vides équivalent

Dans le même contexte, la relation entre la pression interstitielle et l'indice des vides équivalent montre que le pic de la pression interstitielle augmente directement avec l'indice des vides équivalent (voir la Figure IV.2.9). Inversement, dans le cas de la variation

de la force de cisaillement critique non drainée en fonction du rapport des vides équivalent qui montre une diminution, des recherches similaires ont été accomplies [Maheshwari 2010].

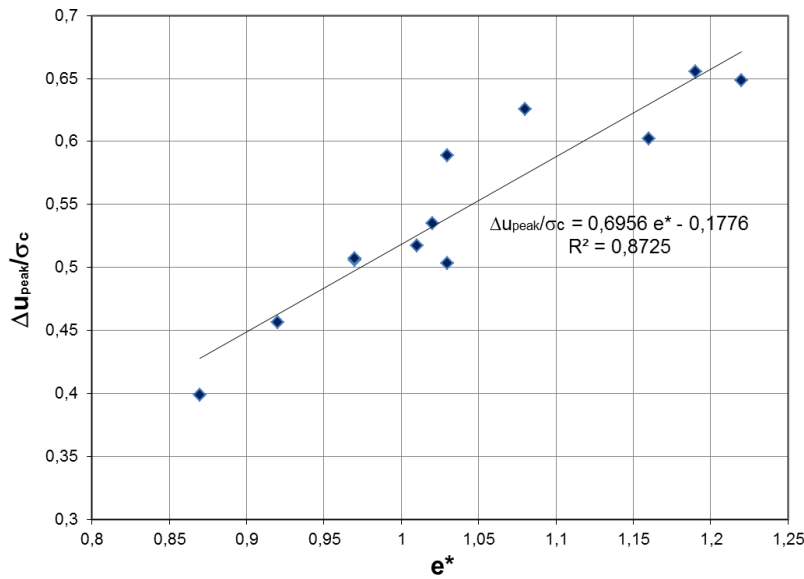


Figure IV.2.9. Variation du pic de la pression interstitielle en fonction de e^*
(Avec $D_r=15\%$ et 45% et $\sigma_c=100$ kPa).

La corrélation suivante entre la pression interstitielle et l'indice des vides équivalent est obtenue comme suit:

$$\Delta u_{pic}/\sigma_c = 0.6956 e^* - 0.1776 \quad (11)$$

3.4. Corrélation entre le pic de la pression interstitielle et la densité relative équivalente

La pression interstitielle générée diminue avec l'augmentation de la densité relative équivalente, cela est constaté sur la Figure IV.2.10. Plus l'échantillon est dense, plus l'effort externe est repris par les grains du sol, ne permettant pas à la pression interstitielle de se développer et par conséquent la résistance au cisaillement augmente.

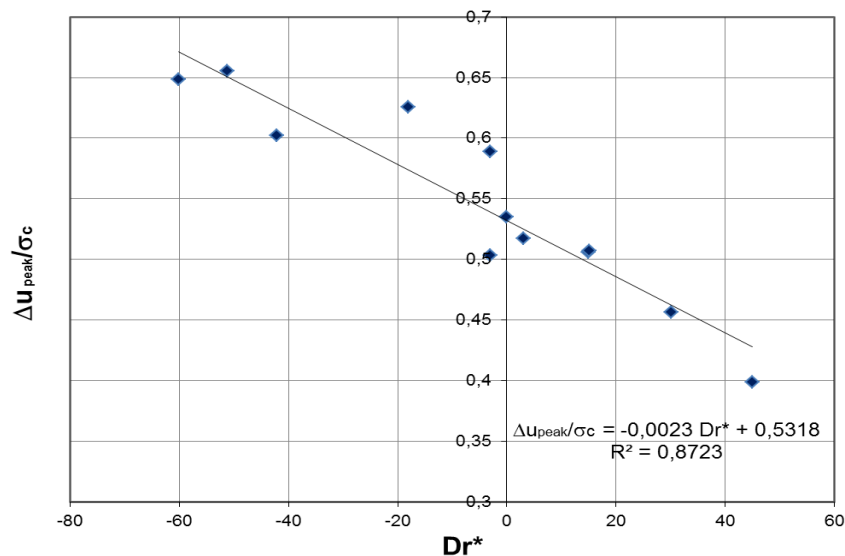


Figure IV.2.10. Variation du pic de la pression interstitielle vs Dr^*
(Avec $D_r=15\%$ et 45% et $\sigma_c=100$ kPa).

La relation de la corrélation peut s'écrire de la manière suivante:

$$\Delta u_{pic}/\sigma_c = -0.0023 D_r^* + 0.5318 \quad (12)$$

CONCLUSION

Une série de tests triaxiaux non drainés monotones ont été effectuées sur des mélanges de sable-limon avec deux densités relatives différentes en état lâche et moyennement dense respectivement (15% et 45%) pour une contrainte de confinement de 100kPa.

A partir des résultats obtenus, on montre que le comportement des échantillons dépend principalement de la teneur en particules fines variant de 0% à 50%. Dans le cas où le taux de fines est inférieur ou égal à 30% l'effet montre un comportement de phase de contractance suivie d'une phase de dilatance. Au-delà de 30% de teneur en fines, seul un comportement dilatant peut être observé. Le rôle de contenu des fines peut être interprété de manière adéquate par l'indice des vides équivalent ou la densité relative équivalente.

Pour le sol étudié, les approches empiriques sont obtenues montrant le lien entre la résistance au cisaillement critique et l'indice des vides équivalent. On peut constater que la résistance au cisaillement normalisé critique décroît avec l'augmentation du rapport des vides équivalent de manière linéaire. Une tendance inverse peut être constatée pour la variation des pics de la pression interstitielle normalisée sur l'indice des vides équivalent.

Enfin, l'indice des vides équivalent peut être utilisé comme un paramètre essentiel pour les sols limoneux sableux à faible plasticité avec une sensibilité en ce qui concerne la liquéfaction.

Chapitre V

V.1

Travaux similaires

INTRODUCTION

Plusieurs modèles de liquéfaction des sols sont largement répandus dans la communauté scientifique. ce modèle réduit est l'un des modèles qui sont basées sur les directives que suivent les ingénieurs et les géotechniciens pour détecter et empêcher la détérioration des infrastructures liée à la liquéfaction des sols. La liquéfaction peut avoir lieu dans tous les types de sols granulaires saturés en eau, peu consolidés et non drainés [Youd *et al.* 2001, Seed *et al.* 2003]. Elle est couramment expliquée par le transfert des contraintes depuis les contacts entre grains vers le fluide. Dans le cas de la liquéfaction déclenchée par un séisme, les secousses sismiques induisent une contrainte sur le milieu de manière cyclique. La vibration d'un milieu granulaire va se compacter donnant naissance à un changement de la disposition des grains voir même un état liquide [Wortel *et al.* 2014]. Dans le cas d'un sol non drainé, le fluide contenu dans les pores ne peut pas s'échapper à mesure que le sol se compacte. La pression du fluide interstitielle augmente donc rapidement. D'après la loi de Terzaghi [Terzaghi 1943] la contrainte effective supportée par la partie solide du milieu granulaire est la différence entre la contrainte totale et la pression du fluide dans les pores. La contrainte effective diminue alors parallèlement à l'augmentation de la pression de pores. Au fur et à mesure que la pression dans les pores augmente, le poids à la surface du milieu granulaire est de plus en plus porté par l'eau. De ce fait, l'eau n'ayant aucune résistance aux contraintes de cisaillement, le résultat sera que le sol deviendra liquéfié en perdant sa résistance aux contraintes cisaillement. Le sol réagit comme un fluide tant que la pression dans ses pores ne s'est pas relâchée/dissipée. Cette pression se dissipe à la présence d'une secousse ou lorsque le fluide casse une barrière de perméabilité ou de drainage qui le retenait et réussit à s'échapper. A ce moment-là, il y a une création de volcans de boues dans les cas où le fluide s'échappe vers la surface.

1. TRAVAUX SIMILAIRES

Durant les dernières années l'intérêt d'étudier les modèles réduits en laboratoire, le but est d'avoir une représentation proche de la réalité. Pour ce faire, une bonne analyse du sol étudié et du matériel représentatif de l'effet vibratoire.

La remontée des eaux provoque souvent avec une combinaison d'un effet de séisme une liquéfaction et un enfoncement ou une inclinaison des bâtiments dans la terre. La liquéfaction résulte de l'augmentation de la pression interstitielle due à une compaction du sol provoquée par les ondes sismiques. Le modèle expérimental explique une partie des déclenchements de liquéfaction due à des séismes. Dans ce chapitre, un nouveau modèle de liquéfaction qui vient compléter mon étude statique, donnant une explication à de nombreux cas de liquéfaction incompris jusque-là.

2. TRAVAUX DE G. SANCHEZ COLINA

Il a été mis au point un modèle analytique de milieu granulaire saturé, surmonté d'un cylindre modélisant une structure. C'est l'enfoncement du cylindre dans le milieu qui caractérise pour nous l'état liquéfié du milieu. L'accélération seuil est calculé à partir de

laquelle les grains du milieu peuvent glisser les uns sur les autres. Cette accélération ne permet pas à l'intrus de glisser sur les grains alentours. En effet, contrairement au cylindre les grains du milieu sont immergés et ressentent donc une force d'Archimède. L'hypothèse est que l'enfoncement du cylindre est provoqué par le réarrangement progressif des particules plus éloignées. Pour valider notre modèle, des expériences et des simulations numériques sont nécessaires pour une bonne analyse des données du sol en question.

Le travail de ce dernier est basé sur le comportement des objets cylindriques lorsqu'ils sont enfoncés dans un lit granulaire sec fluidisé sous effets d'oscillations latérales, le but de son essai est de mettre en évidence les effets de la fluidisation sismique des sols sur les constructions afin de limiter les cas de liquéfaction. Il a été constaté que, dans un large éventail de puissances de secousses latérales, les cylindres avec les fonds circulaire s'enfoncent verticalement, comparé à ceux qui ont un fond constitué d'un anneau peu profond attaché à leur fond.

La matière granulaire elle-même montre une variété de phénomènes difficile à cerner, mais au cours de la dernière décennie ou plus, la compréhension de la dynamique des objets pénétrant dans les milieux granulaires ont avancé rapidement. Alors que les lits granulaires secoués latéralement ont reçu un certain degré d'attention, la performance des objets initialement posés à la surface d'un lit granulaire soumis à des secousses latérales a été rarement étudiée [Sanchez *et al.* 2016].

Le travail consiste à effectuer des expériences systématiques associées à des vibrations latérales, ce qui peut aider à comprendre la performance des constructions humaines et des roches sur les lits granulaires lors des tremblements de terre. En particulier, en utilisant un cylindre comme modèle simplifié pour les bâtiments ou les roches, étudier sa dynamique sur un lit granulaire soumis à des vibrations latérales. De façon assez inattendue, il a été constaté que, dans un large champ de puissances de secouage latérales, les cylindres avec les fonds circulaires s'enfoncent verticalement, alors que ceux avec une "fondation avec anneau" consistant en une rainure attachée à leur fond, s'inclinent au point de se renverser. Ce dernier scénario semble dominer indépendamment de la nature de la fondation lorsque des vibrations latérales suffisamment fortes sont appliquées.

Ces expériences ont été effectuées sur un lit granulaire contenu dans une cellule d'essai cubique de $25*25*25\text{cm}^3$ rempli de billes sphériques de polystyrène non expansé d'une densité de $1,05\text{g/cm}^3$ et d'un diamètre de $140\mu\text{m}$ (mono-dispersé à 1%), type Dynoseeds, produit par Microbeads, Norvège.

La boîte a été secouée horizontalement à différentes amplitudes (A), et une fréquence (f) de 05Hz , en utilisant un vibreur TIRA TV51120, type S51120, voir la Figure V.1.1. L'amplitude maximale de Les oscillations permises par le shaker correspondent à une accélération de $12,2\text{ m/s}^2$.

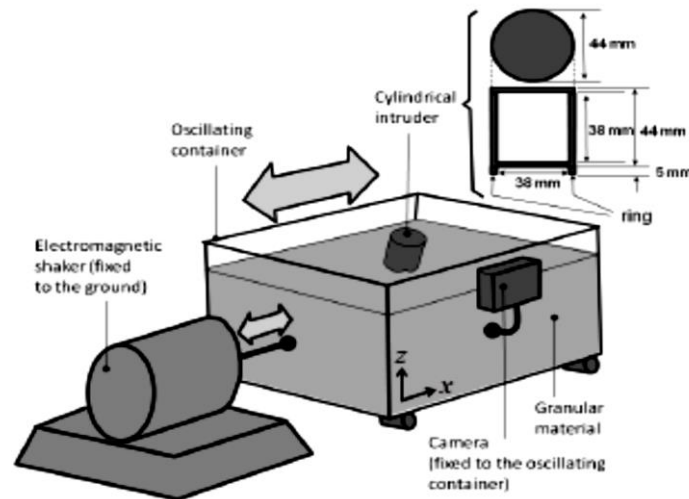


Figure V.1.1. Configuration expérimentale avec détails de dimensions du cylindre avec anneau.

Deux types d'intrus ont été utilisés dans les expériences:

- (a) un cylindre imprimé en 3D creux de 44 mm de diamètre, de 44 mm de hauteur (dimensions extérieures) et de 5 mm d'épaisseur,
- (b) du même cylindre avec une bague de 5 mm Hauteur et épaisseur de 3 mm collée à son fond.

Leurs masses ont été ajustées avec du ballast d'une manière telle que leurs densités correspondaient à la densité effective moyenne du milieu granulaire, qui a été mesurée à 0,43g/cm³. Dans la mesure où le ballast utilisé a une densité proche de la densité effective du matériau granulaire, il est réparti presque uniformément à l'intérieur du cylindre. En utilisant un anneau au bas et un cylindre inférieur, la fondation de l'intrus sera modifiée.

Une caméra numérique a été fixée au cube afin de filmer en temps réel et de manière à pouvoir prendre une vidéo du processus d'affaissement à partir d'un repère oscillant verrouillé à la cellule de test, comme proposé dans [Sanchez *et al.* 2014]. Cette méthode permet une meilleure qualité des images, et une facilité leur traitement numérique. Les vidéos ont été prises à un taux maximum de 120 images par seconde, avec une résolution de 1920*1080 pixels.

Les images ont été traitées en utilisant l'outil Matlab, afin d'identifier et attribuer des coordonnées à plusieurs marques lumineuses que nous avons collées à certains points de l'intrus cylindrique. Les coordonnées des marques sont utilisées pour calculer la position du centre géométrique et de l'inclinaison de l'intrus par rapport à la verticale dans chaque image. Dans certaines expériences où le renversement était particulièrement important, une partie descendait au-dessous du niveau de la surface du sable et elles étaient impossibles à suivre. Dans ce cas, il est difficile d'obtenir un résultat de l'angle d'inclinaison. Pour ce faire, le chercheur a pris en considération le bord supérieur du cylindre qui a été identifié à l'aide des outils du logiciel de calcul Matlab.

Comme le cylindre vibre en raison de la vibration de la boîte, il est difficile de déterminer la position finale, en particulier quand il y a un grand basculement. Ensuite, pour déterminer la profondeur d'enfoncement et l'inclinaison, on observe dans les vidéos l'apparition d'un mouvement cyclique d'un point de référence dans le cylindre. Pour ce faire, Une fois cette situation atteinte, la position finale peut être mesurée dans les cadres filmés après que le moteur vibrant a été arrêté.

2.1 Protocole expérimental

Le chercheur a instauré un protocole expérimental, qui peut être décrit comme suit:

- (I) préparer le milieu granulaire en agitant uniformément avec une longue tige,
- (II) déposer doucement le cylindre en position verticale sur la surface libre du lit granulaire,
- (III) mettre en marche la caméra,
- (IV) mettre le vibreur en marche après avoir réglé la fréquence et l'amplitude souhaitées,
- (V) en désactivant le vibreur et l'appareil après que le processus d'enfoncement ait été visiblement terminé.

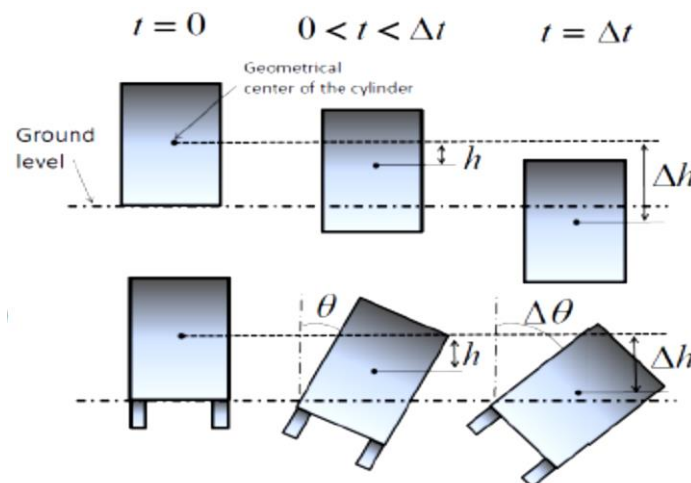


Figure V.1.2. Processus d'enfoncement et d'inclinaison

Sur la Figure V.1.2, il est possible de définir les principaux paramètres décrivant le processus d'affaissement d'un cylindre sans anneau et l'inclinaison et l'enfoncement d'un cylindre avec anneau, au cours du laps de temps expérimental est défini comme Δt , Comme le montre la figure, h est l'enfoncement du centre géométrique à un instant t et Δh la hauteur d'enfoncement totale. Il est important de noter que les deux grandeurs sont définies comme le déplacement vertical du centre géométrique du cylindre (sans tenir compte de l'anneau).

Une fois que le milieu granulaire est créé, l'intrus est placé à 1mm au-dessus du milieu. Ensuite, nous la laissons tomber et nous déposons jusqu'à ce que tout le milieu atteigne l'équilibre. Ensuite, une oscillation horizontale est appliquée de différentes amplitudes et une fréquence de 05Hz aux parois du milieu et on calcule l'évolution temporelle de la position et

de l'angle de basculement de l'intrus. Les Figure V.1.3 et 4 montrent les positions initiale et finale des deux types d'intrus dans deux cas d'essais similaires. La Figure V.1.3 indique que les cylindres sans anneau ne s'inclinent presque pas, contrairement à la Figure V.1.4 qui montre une large inclinaison du cylindre avec anneau.

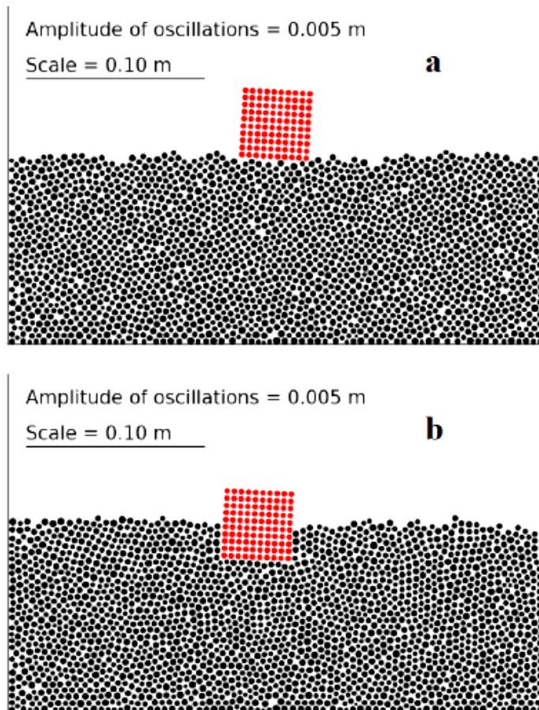


Figure V.1.3. Position initiale (a) et finale (b) de l'intrus sans anneau en utilisant une fréquence de 5Hz.

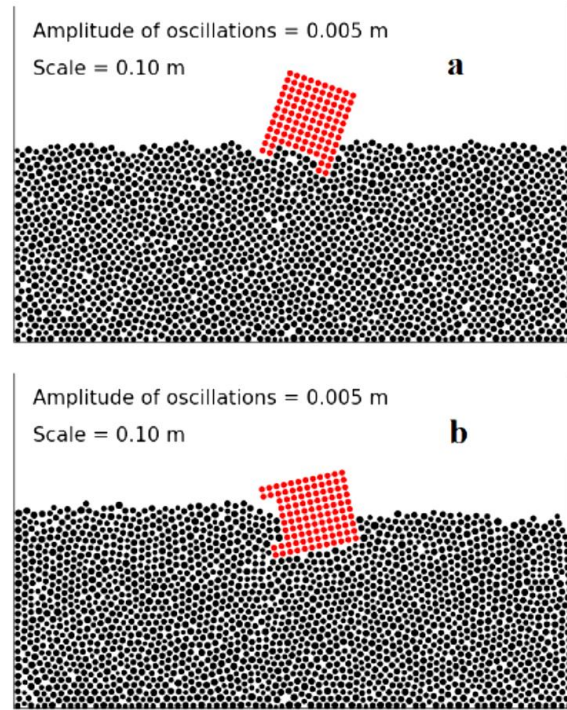
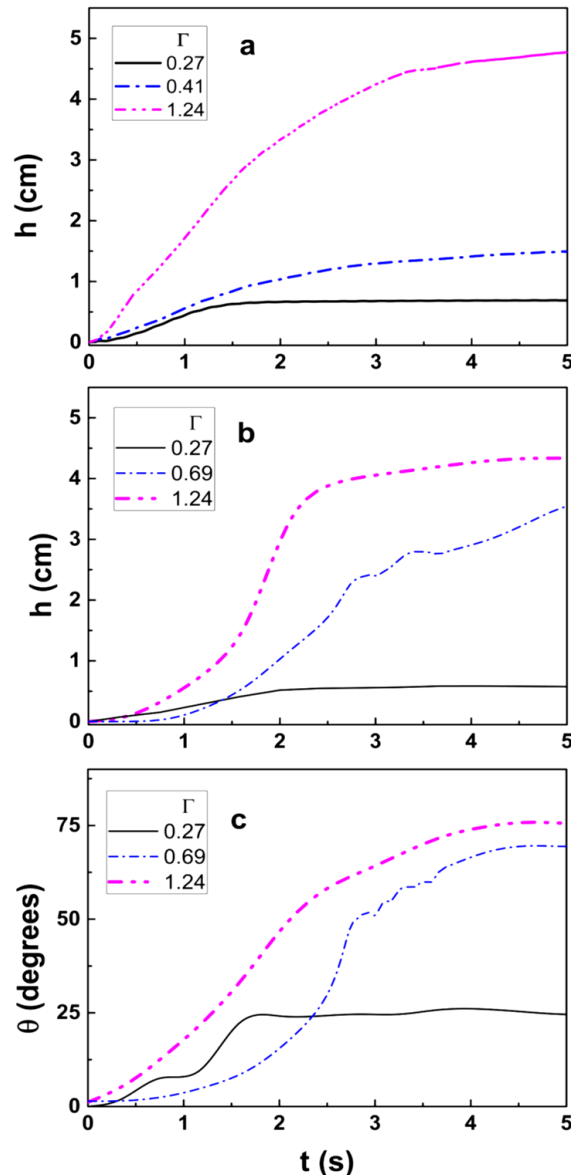


Figure V.1.4. Position initiale (a) et finale (b) de l'intrus avec une fondation avec anneau en utilisant une fréquence de 5Hz.

2.2. Résultats et discussions

A partir des résultats obtenus, il est possible de noter que La Figure V.1.5(a) montre la variation temporelle de la profondeur d'enfoncement pour les valeurs sélectionnées de l'accélération adimensionnelle $\Gamma = \frac{A(2\pi f)^2}{g}$ (où $g=9,81\text{m/s}^2$ est l'accélération gravitationnelle et $A(2\pi f)^2$ est L'accélération maximale horizontale du bac à sable) pour les cylindres sans anneau. Il est facile de voir que l'enfoncement des cylindres sans anneau suit un modèle commun pour toutes les accélérations. Un premier processus de coulée rapide est suivi d'un ralentissement lent. Seule la profondeur de pénétration augmente avec Γ . Dans ce cas, le processus de fluage total n'est pas traité, en raison de sa longue durée. Comme la hauteur du cylindre est de 44 mm, il est possible de vérifier à partir de la Figure V.1.5(a) que, pour des accélérations de 1,24, le cylindre s'enfonce complètement.

La Figure V.1.5(b) est semblable à la précédente, seules les mesures ont été effectuées avec des cylindres avec anneau.



(a) Enfoncement d'un cylindre sans anneau, (b) Enfoncement d'un cylindre avec anneau
(c) Angle d'inclinaison d'un cylindre avec anneau.

Figure V.1.5. Courbes de variations de l'enfoncement et des angles d'inclinaison.

Les caractéristiques générales des deux graphes sont très semblables, mais il y a une différence qui sera mieux observée dans les figures suivantes:

- L'accélération adimensionnelle à laquelle le cylindre s'écoule complètement dans le milieu est plus grande pour les cylindres avec anneau que pour celui sans.
- Il est possible d'avoir un aperçu des raisons pour lesquelles cela se produit avec l'analyse de la Figure V.1.5(c), qui présente l'évolution temporelle de l'angle d'inclinaison pour un cylindre avec anneau. La courbe de l'accélération adimensionnelle la plus élevée est notée, voir la même figure avec ($\Gamma = 1,24$).
- Dans la première seconde, l'angle d'inclinaison atteint une valeur d'environ 25° , augmentation de la taille effective de l'intrus, avec l'augmentation correspondante des forces qui entravent le processus d'enfoncement. Dans l'ensemble, il explique pourquoi le cylindre de l'anneau coule moins que celui sans.

Une autre différence importante est que la dynamique d'affaissement et d'inclinaison des cylindres avec anneau est plus irrégulière que pour celle sans anneau. Premièrement, l'intrus obtient une inclinaison initiale le long d'une des deux directions possibles, en raison de l'accélération horizontale provoquée par le moteur vibrant. Lorsque l'inclinaison apparaît, la pesanteur produit un couple supplémentaire qui l'augmente, mais à mesure que le milieu granulaire oscille, le couple appliqué sur le cylindre par le milieu granulaire change son orientation, provoquant une oscillation dans la partie émergée de l'intrus, le résultat sera que l'angle d'inclinaison et la hauteur du centre de masse par rapport à la surface milieu granulaire oscille également. Ceci est illustré dans la Figure V.1.5(b) et (c).

En général, les cylindres sans anneau tendent à couler verticalement à mesure que le sol granulaire est liquéfié, tandis que les cylindres à anneaux tendent à s'incliner. La Figure V.1.6 quantifie les différences entre les étapes initiale et finale du processus, pour trois gammes d'accélération de la configuration expérimentale.

La Figure V.1.6(a) montre les données d'évier pour les cylindres sans anneau. Il est possible de constater, il n'y a pas de d'enfoncement importante de l'intrus dans le lit granulaire pour des accélérations qui peuvent atteindre jusqu'à $\Gamma \approx 0,27$. L'enfoncement vertical commence à augmenter significativement au-dessus de $\Gamma \approx 0,3$, atteignant un seuil autour de $\Gamma \approx 0,75$. Au niveau du seuil, le cylindre a coulé complètement, mais reste "flottant" dans le milieu granulaire liquéfié.

Dans la Figure V.1.6(b) le processus d'enfoncement des cylindres avec anneau est détaillé. Contrairement au cas précédent, il est possible de noter que la profondeur atteinte à $\Gamma \approx 1,2$ est d'environ 4,4 cm (identique à la hauteur du cylindre), pour de plus grandes accélérations ce serait aussi l'enfoncement finale, donc pour ce type de cylindres, l'enfoncement total apparaît à des accélérations plus élevées. Mais même aux accélérations les plus élevées, il y a toujours une petite partie du cylindre au-dessus du niveau du sol.

La Figure V.1.6(c) montre les données d'inclinaison pour les cylindres avec anneau. Cette inclinaison n'est pas significative pour Γ à une valeur proche ou inférieure à 0,25. Avec l'augmentation des accélérations, le cylindre bascule significativement, augmentant brusquement l'angle de basculement en relation directe avec l'augmentation de Γ , jusqu'à ce que la saturation commence à $\Gamma \approx 0,75$. Contrairement aux cylindres sans anneau l'angle d'inclinaison est toujours inférieur à 5° .

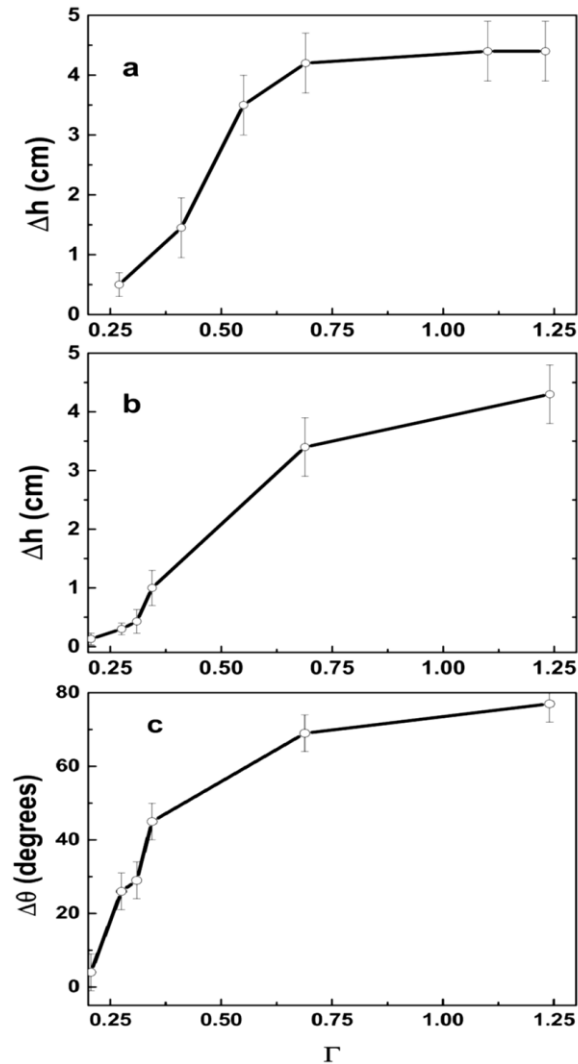


Figure V.1.6. Hauteurs d'enfoncements final et initial pour cylindre sans anneau (a) et pour cylindre avec anneau (b). Angle d'inclinaison pour cylindre avec anneau (c).

Il est à noter que les Figure V.1.6(b) et (c) sont étroitement liées, car elles sont deux descriptions du même processus: le mouvement des cylindres avec anneau dans le milieu granulaire, qui inclut à la fois l'enfoncement et l'inclinaison. Le fait que, aux accélérations présentées dans cette figure, le plateau dans la profondeur d'enfoncement est à peine atteint tandis que pour l'angle de basculement il peut être expliqué par l'augmentation du frottement de l'intrus avec le milieu granulaire lorsque l'angle d'inclinaison augmente. Alors, à $\Gamma \approx 0.75$, l'intrus a approximativement atteint son inclinaison maximale, mais n'est pas complètement immergé dans le milieu. Une augmentation de l'accélération n'augmente pas de façon significative l'angle, car le couple résultant a diminué en raison de l'induction de l'affaissement et de l'inclinaison, mais l'augmentation de la fluidisation contribue à un affaissement supplémentaire, jusqu'à ce que la majeure partie du cylindre soit submergée. Le comportement global de la Figure V.1.6(a) peut être compris en tenant compte des résultats expérimentaux [Tennakoon *et al.* 1999].

Lorsque le système est soumis à une secousse latérale, une couche solide est formée, à partir d'une profondeur h_f qui dépend de l'accélération Γ . Pour les accélérations dans la plage que

nous avons utilisée, h_f varie presque linéairement avec Γ [Tennakoon *et al.* 1999], l'équation s'écrit de la manière suivante:

$$h_f(\Gamma) = \alpha (\Gamma - \Gamma^*); \quad \Gamma > \Gamma^* \quad (1)$$

Où Γ^* est le début de la fluidisation et α est la pente de la dépendance linéaire. Si $\Gamma \leq \Gamma^*$ la profondeur de la couche fluidisée est nulle.

En se basant sur les travaux expérimentaux [Toussaint *et al.* 2014], Γ^* peut être pris comme proportionnel au coefficient de frottement μ entre le cylindre et le milieu granulaire. Donc, dans cette expérience, nous pouvons approximer $\mu \approx 0,3$, c'est-à-dire la valeur que nous utilisons pour les simulations. Ils concluent également que la profondeur finale de l'intrusion dépend de l'isostasie et de la sévérité de la secousse. Il peut être entièrement déterminé par l'isostasie, lorsque le secouage complètement anéantit le milieu et supprime le frottement moyen autour de l'intrus.

Ensuite, à des valeurs faibles de Γ , le milieu granulaire n'est pas fluidisé, et le cylindre ne descend presque pas (seulement 5mm à $\Gamma = 0,27$, voir la Figure V.1.6(a)). A des accélérations supérieures au seuil de fluidisation, le cylindre s'enfonce jusqu'à ce qu'il entre en contact avec la couche solide. Plus l'accélération est importante, plus cette couche est profonde, plus la hauteur Δh est grande. Mais dès que la couche solide apparaît à une profondeur plus grande que la hauteur du cylindre, elle ne s'affaisse pas. Au lieu de cela, elle "flotte" en raison de l'iso-densité avec le sable, donc un plateau est atteint.

3. TRAVAUX DE CECILE CLEMENT

Dans des travaux similaires au nôtre, Cécile Clément doctorante au laboratoire de Institut de Physique du Globe de Strasbourg a utilisé un matériau expérimental, elle a élaboré un modèle expérimental qui modélise un milieu granulaire soumis à une excitation horizontale contrôlée. Comme grains, elle a utilisé des billes de polystyrène non expansé et une sphère comme modèle de bâtiment, posé à la surface.

Le programme expérimental élaboré modélise un milieu granulaire soumis à une excitation horizontale contrôlée. Pour représenter un bâtiment un cylindre de masse volumique proche du béton. Trois comportements sont observés selon les paramètres de secousses [Clément *et al.* 2016]:

- un comportement rigide où le milieu se comporte comme un milieu indéformable. Si l'accélération du milieu est faible à quelques centièmes de l'accélération gravitationnelle, l'intrus reste à la surface ou un léger enfoncement de quelques millimètres sera constaté.
- un comportement liquéfié où la sphère s'enfonce dans le milieu. Lorsque l'accélération augmente, l'intrus commence à couler dans le milieu saturé, avec l'affaissement dans le milieu, tandis que le milieu lui-même sur la surface montre peu de réarrangements. Dans les cas secs, l'intrus reste à la surface.

- un comportement globalement excité pour les fortes secousses, où tous les grains glissent les uns au-dessus des autres et où des cellules de convection apparaissent. Si le milieu est secoué encore plus vite, L'intrus reste à la surface du milieu, ou s'enfonce dans des conditions saturées. Tout le médium se réorganise et la déformation ne s'arrête jamais.

Au premier ordre, le comportement rigide, liquéfié, ou globalement excité ne dépendent que de l'accélération des secousses. L'accélération à partir de laquelle la liquéfaction est observée correspond à la limite théorique du modèle analytique.

En second ordre, il est possible de conclure que l'enfoncement du cylindre provoque un risque de liquéfaction lorsque ce dernier dépasse les 10% de sa hauteur.

Enfin, avec les résultats du modèle analytique, des expériences et des observations sur le terrain. Ces travaux ont permis d'obtenir des résultats sur les sols non cohérents tels que les sables et sur l'impact des fondations des bâtiments dans les cas d'un sol liquéfié.

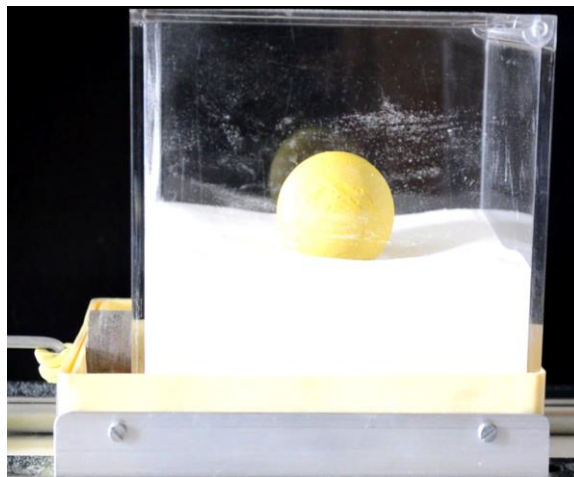


Figure V.1.7. Cube d'essai rempli de billes de polystyrène avec l'intrus.

3.1. Détail de mise en place du modèle analytique de milieu granulaire

Le modèle se base sur la considération d'un milieu granulaire fait de grains sphériques de différentes tailles et de densité ρ_s , voir la figure suivante. Ce milieu est saturé en eau ayant une porosité Φ , les pores sont donc entièrement remplis de fluide (le fluide est noté en couleur bleue dans la Figure V.1.8).

Plusieurs hypothèses sont prises en compte :

- l'interface eau-air est un plan,
- Négligé la tension de surface dans ce modèle.
- Prendre en considération l'hypothèse que les fluides restent en bloc. Il n'y a ni bulle d'air ni goutte d'eau dans notre modèle.

Les grains qui composent le milieu sont dans un état d'équilibre mécanique, on suppose que les grains ont sédimenté dans le fluide. On pose à la surface de ce milieu une sphère de rayon r_b et de densité ρ_b "B" pour "Bâtiment représenté en sphère" de façon à ce qu'elle soit elle

aussi à l'équilibre mécanique avec le milieu. Cette sphère peut par exemple modéliser un bâtiment construit sur un sol granulaire. Il va de soi que la majorité des bâtiments sont des parallélépipèdes, le choix repose sur la volonté de considérer des formes d'intrus les plus simples possibles pour éliminer les paramètres libres.

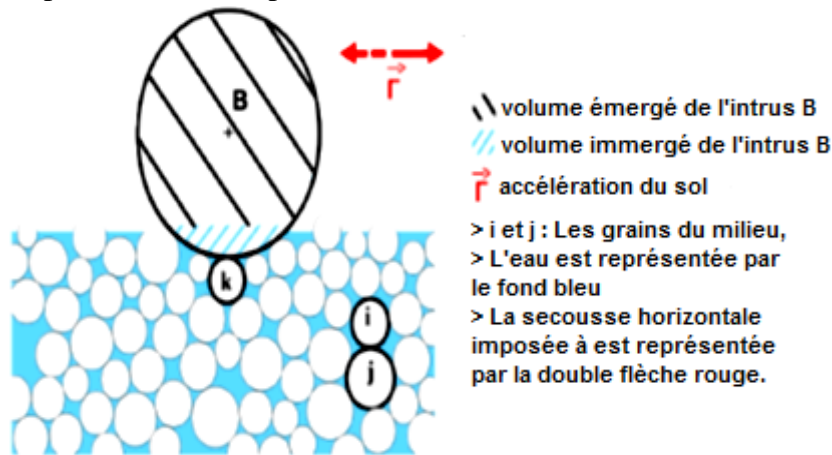


Figure V.1.8. Schéma du milieu granulaire étudié.

L'application de la vibration peut être constante ou séismiques, dans le cas constant une oscillation horizontale de la forme $A \sin(\omega t)$ d'amplitude A et de pulsation ω . Une liste de paramètres sont utilisés voir le Tableau 1. Tout d'abord Γ qui représente l'accélération maximale du sol normalisée par l'accélération gravitationnelle g et qui s'exprime par $\Gamma = \frac{A\omega^2}{g}$, il est possible de noter $V_{B.im}$ le volume immergé de l'intrus et $V_{B.em}$ émergé, représentés respectivement en hachures denses en bleu et blanc et en hachures légères en noir et blanc sur la Figure V.1.8. Le volume total de l'intrus $V_B = V_{B.im} + V_{B.em}$. On définit ensuite M_B la masse de l'intrus, et $V_{B.imISO}$ le volume immergé de l'intrus lorsqu'il atteint sa position isostatique dans le milieu granulaire, c'est à dire lorsque la force d'Archimède et la force de gravité qui s'applique sur l'intrus s'annulent. Si le milieu a une densité élective ρ_{eff} qui s'exprime comme $\rho_{eff} = \rho_s (1 - \Phi) + \rho_w \Phi$ avec ρ_w la densité de l'eau et ρ_s la densité des grains, le volume immergé de l'intrus à l'équilibre isostatique est de $V_{B.imISO} = V_B \frac{\rho_B}{\rho_{eff}}$. Dans le cas où $V_{B.im} = V_{B.imISO}$, la somme des forces extérieures exercées sur l'intrus est nulle.

Tableau 1. Récapitulatif des paramètres.

densité des grains	ρ_s
densité de l'eau	ρ_w
porosité du milieu	Φ
densité élective du milieu	ρ_{eff}
volume de l'intrus	V_B
densité de l'intrus	ρ_B
masse de l'intrus	$M_B = V_B \rho_B$
volume immergé de l'intrus	$V_{B.im}$
volume immergé isostatique de l'intrus	$V_{B.imISO}$
volume émergé de l'intrus	$V_{B.em}$
accélération normalisée des secousses	Γ

La hauteur de la sphère est suivie grâce une caméra explorant le domaine de fréquences entre 0.1 et 50Hz et le domaine d'accélération entre 0.001 et 4m/s².

3.2. Réaction du milieu étudié à une secousse

Sur la Figure V.1.9, il est possible de voir la représentation schématique des contacts glissants entre les particules. En plus, l'intrus va glisser sur le matériau entraînant une friction entre les grains.

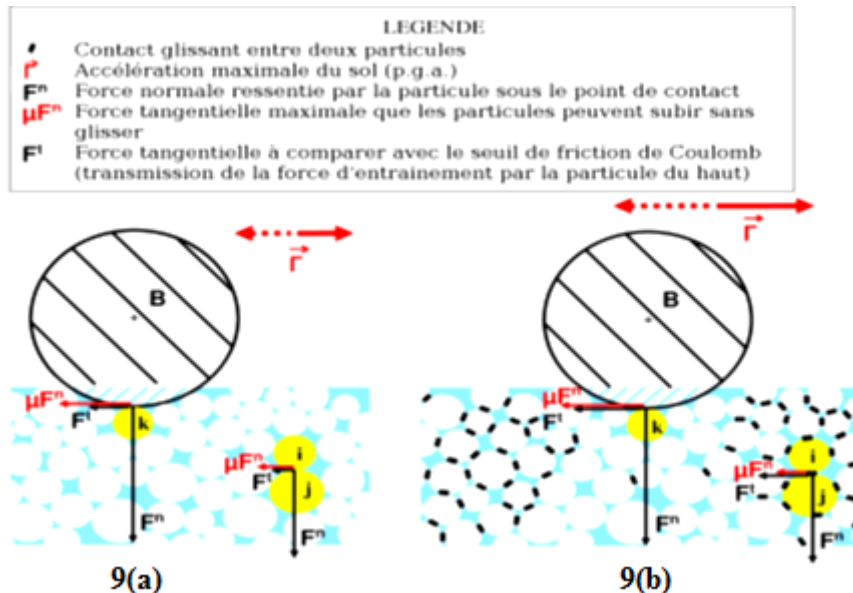


Figure V.1.9. Schématisation d'un milieu granulaire soumis à une excitation externe.

Sur la Figure V.1.9(a) : le milieu est secoué par une faible secousse, il n'y a pas de glissement entre les particules du milieu. Les grains i et j , qui sont en contact initialement, conservent leur point de contact.

Sur la Figure V.1.9(b) : la secousse est plus importante et permet à certaines particules autour de l'intrus de glisser les unes contre les autres. Les contacts glissants sont indiqués par un trait noir en gras. Les grains i et j glissent l'un sur l'autre par effet de friction. Cela est en fonction de $F_{ij}^t > \mu F_{ij}^n$, par contre la sphère la friction entre les particules au-dessous reste conservés $F_{kB}^t < \mu F_{kB}^n$.

Le but est de caractériser sous quelles conditions le milieu va être liquéfié ou pas où les particules seront remobilisées. En tenant compte de la friction entre les particules i et j de la Figure V.1.9 ainsi qu'au cas particulier des particules directement sous l'intrus (la particule k de la Figure V.1.9). Le bilan des forces sur la particule j et sur la particule k , sachant que :

- La particule j supporte l'ensemble du poids de la colonne au-dessus d'elle (le poids est composé uniquement de particules immergées saturé en eau).
- La particule k porte le poids de l'intrus qui n'est pas, ou peu, porté par l'eau.

Il est possible d'écrire la force normale qui s'applique sur la particule j est de la forme [Clément *et al.* 2016] :

$$F_{ij}^n = M_{cum} \left(1 - \frac{\rho_w}{\rho_s}\right) g \quad (2)$$

Avec M_{cum} est la masse totale cumulée au-dessus du grain j .

Pour la particule k , la force normale est de $F_{kB}^n = (V_B \rho_B - V_{B.im}(0) \rho_w) g$. Cette force est maximale si l'intrus est complètement émergé, dans ce cas $F_{kB}^n = (V_B \rho_B) g$.

L'accélération Γ provoque une force d'entraînement horizontale F^t d'amplitude $F_{ij}^t = Aw^2 M_{cum}$ et $F_{kB}^t = Aw^2 M_B$ sur les particules j et k respectivement.

Il est à noter que c'est cette force qui, selon son amplitude, va déstabiliser le milieu ou non. Le matériau constituant les particules a un certain coefficient de friction statique μ qui a un rôle déterminant ici. En effet, selon la loi de Coulomb, la particule i va glisser sur j si et seulement si :

$$F_{ij}^t > \mu F_{ij}^n \quad (3)$$

$$Aw^2 M_{cum} > \mu M_{cum} \left(1 - \frac{\rho_w}{\rho_s}\right) g \quad (4)$$

$$\frac{Aw^2}{g} > \mu \left(1 - \frac{\rho_w}{\rho_s}\right) \quad (5)$$

$$\Gamma > \mu \left(1 - \frac{\rho_w}{\rho_s}\right) \quad (6)$$

Dans le cas où :

$$F_{kB}^t > \mu F_{kB}^n \quad (7)$$

Et sachant que si l'intrus est sous la surface de l'eau, cela inclut que la force F_{kB}^n est minimale avec $V_B = V_{B.im}(0)$, la force sera $F_{kB}^n = (V_B \rho_B - V_B \rho_w) g = M_B \left(1 - \frac{\rho_w}{\rho_s}\right)$,

Donc :

$$Aw^2 M_B > \mu M_B \left(1 - \frac{\rho_w}{\rho_s}\right) g \quad (8)$$

$$\Gamma > \mu \left(1 - \frac{\rho_w}{\rho_s}\right) \quad (9)$$

En tenant compte des équations précédentes, il est possible de cibler l'analyse en tenant compte de l'accélération, telle que :

$$\mu > \Gamma > \mu \left(1 - \frac{\rho_w}{\rho_s}\right) \quad (10)$$

- Dans le cas d'un comportement rigide : $\Gamma < \Gamma_R = \mu \left(1 - \frac{\rho_w}{\rho_s}\right)$
- un comportement liquéfié $\Gamma_F > \Gamma > \Gamma_R$ avec $\Gamma_F = \mu$
- un comportement globalement excité : $\Gamma > \Gamma_F$

La figure suivante présente un exemple de capture d'images d'un essai en laboratoire :

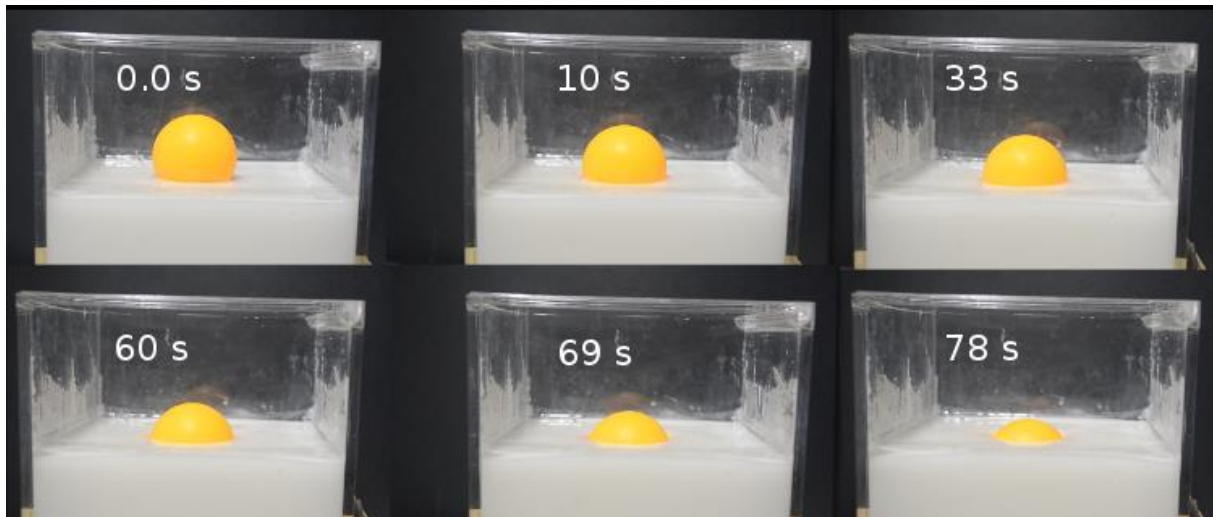


Figure V.1.10. Capture d'images en temps réel d'un essai vibratoire.

CONCLUSION

Les techniques expérimentales visent principalement à donner un modèle de comportement le plus proche du réel en se basant sur les propriétés mécaniques de résistance et de déformabilité. Il est intéressant d'utiliser les modèles réduits sous effets de sollicitations vibratoires. L'exploitation des résultats de ces essais doit être accompagnée d'une étude théorique, Cette étude est fondée sur la formulation des lois de comportement permettant de rendre compte des principaux aspects du comportement mécanique des sols sous les sollicitations qu'on leur impose afin de fournir des règles et normes communes pour le calcul des ouvrages et d'avoir une idée sur les risques potentiels qui peuvent se produire durant la vie de la structure.

V.2

***Résultats à partir
d'essais vibratoires***

INTRODUCTION

La liquéfaction est un phénomène important dans le cadre d'étude de l'instabilité mécanique d'un sol sableux qui peut conduire à une rupture catastrophique. Ce mécanisme a été constamment modifié afin d'inclure de nouveaux paramètres qui peuvent contrôler l'instabilité mécanique sous sollicitations statiques ou dynamiques. Une telle instabilité peut se manifester par des dommages graves avec de grands déplacements. Pour une meilleure conception des structures fondées sur sol vulnérable à l'instabilité mécanique, la détermination précise des conditions critiques a été un défi majeur pour l'ingénierie en géotechnique. Dans cette partie d'étude, l'objectif principal est d'analyser expérimentalement le comportement mécanique dans des conditions vibratoires d'un échantillon reconstitué lâche et moyennement dense prélevé du port d'Oran. Le présent document décrit expérimentalement le comportement mécanique des sols et représente la variation de la profondeur d'enfoncement critique en fonction de différents paramètres tels que l'état de densité, ainsi que l'indice de vide et l'intensité de vibration.

Dans le cadre dynamique, notre recherche vise à solliciter l'échantillon de sable sous sollicitations vibratoires constante ou correspondant à des mouvements sismiques enregistrés. Dans ce travail, l'objectif principal est d'analyser expérimentalement le comportement mécanique dans des conditions saturées ou non d'un échantillon reconstitué de sable à l'état lâche, et décrit expérimentalement le comportement mécanique des sols en représentant la variation du déplacement vertical critique en fonction de différents paramètres de la fréquence constante ou sismique.

1. DESCRIPTION DU SITE DE PRELEVEMENTS

Le sol est localisé dans la région côtière d'Oran en Algérie. Cette région est située au nord-ouest de l'Algérie en bordure de la mer Méditerranée avec une activité sismique intense. En outre, le risque d'effondrement est plus grand pour la ville d'Oran en particulier pour son front de mer où il peut être causé par le ruissellement de la nappe phréatique de Ain el Ruina. Le prélèvement de l'échantillon est situé au port d'Oran sur la même extension de ce ruissellement d'eau et qui est principalement composé sol sableux.

Dans le cadre du développement et de l'expansion du quai d'Oran, un réservoir d'eau anti-incendie d'une capacité de 600m^3 a été conçu avec les caractéristiques suivantes:

- Hauteur de 14 mètres, diamètre de 7 mètres.
- Coordonnées GPS (Global Positioning System): $35^\circ 42'25.16'' \text{N}$ $0^\circ 38'28.82'' \text{W}$

Vue générale de la zone étudiée est représentée sur la Figure V.2.1.



Figure V.2.1. Localisation et vue générale de la zone d'étude.

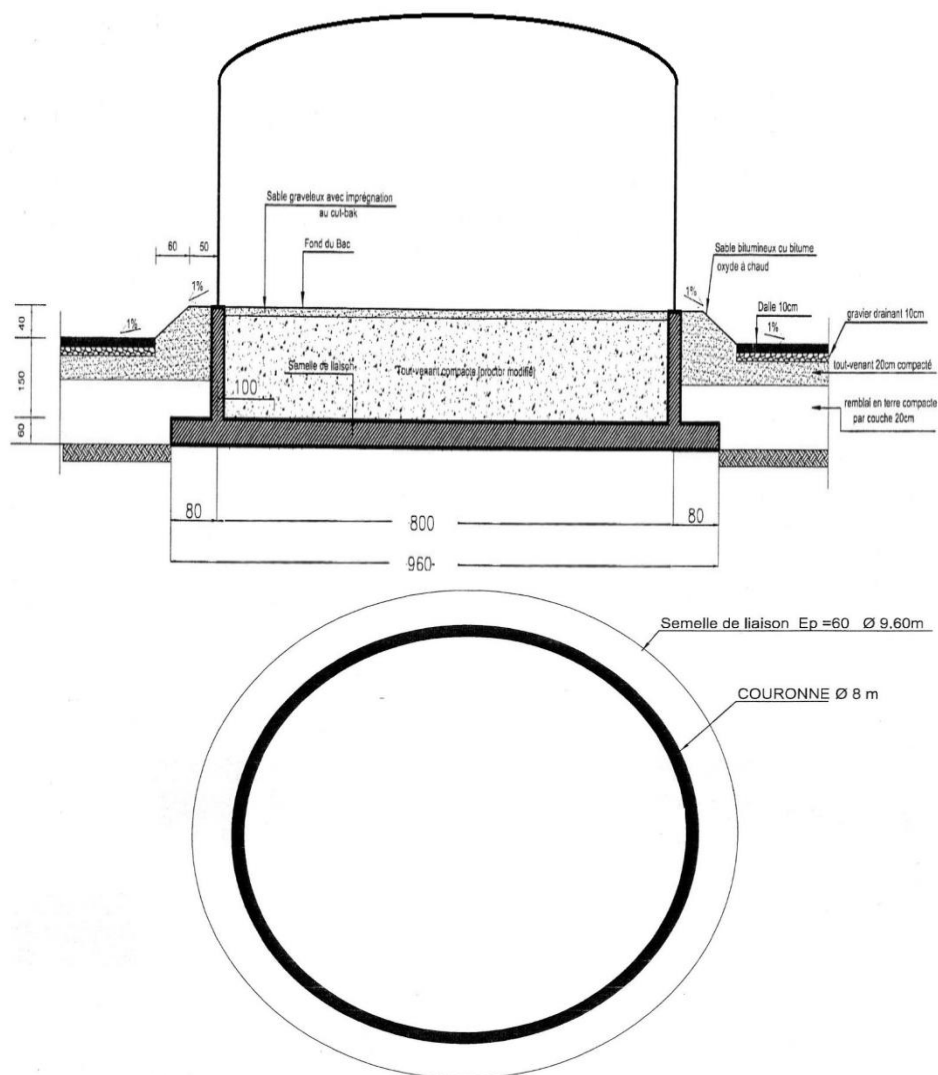


Figure V.2.2. détails du projet bac d'eau anti incendie port d'Oran.

Les sols étudiés sont sableux avec un faible indice de plasticité.

2. ETUDE EXPERIMENTALE

Une série de tests au laboratoire a été effectuée pour avoir les caractéristiques géotechniques du sable recueilli dans la région portuaire d'Oran (nord-ouest de l'Algérie).

Dans cette partie d'étude, l'objectif est de solliciter le sable dans un état lâche à une série de test vibratoire, constante et sismique, afin de traiter les cas possibles de liquéfaction.

La courbe granulométrique pour le sable est présentée dans la Figure V.2.3. Selon la norme ASTM D2487-11 (2011) de classification, le sable est classé (SP).

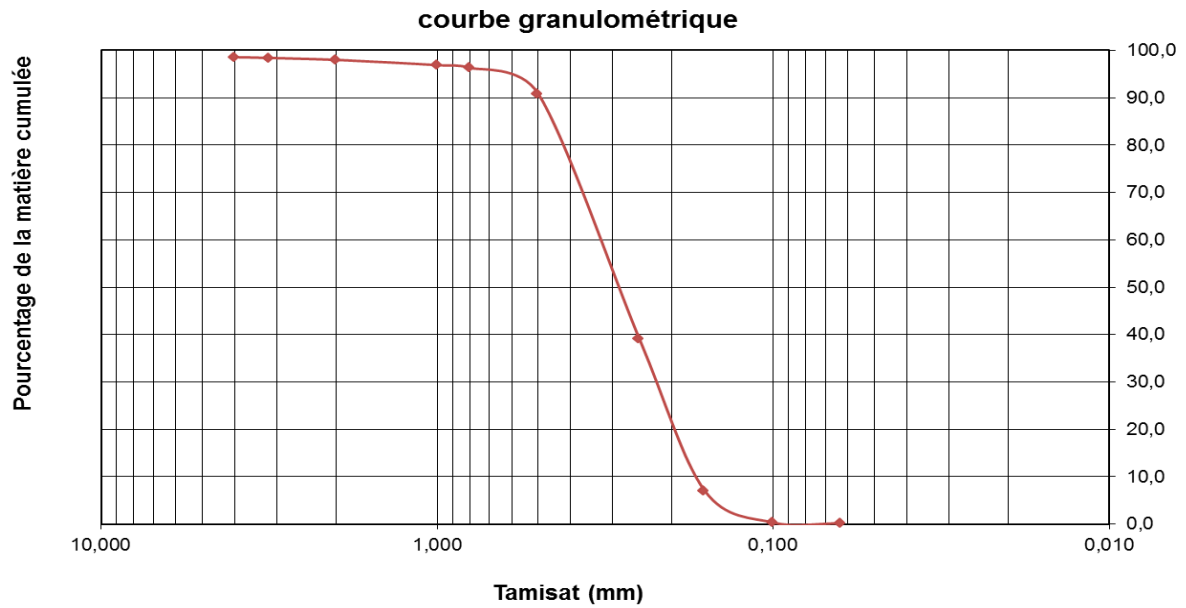


Figure V.2.3. Courbes granulométriques

A partir des résultats obtenus des essais de caractérisation, nous avons regroupé tous les résultats sous forme de tableau.

Tableau 1. Propriétés géotechniques des échantillons de sol.

	G_s	e_{min}	e_{max}	D_{10}	D_{30}	D_{60}	C_u	C_c
Sable	2,663	0,672	0,967	0,172	0,245	0,343	1,994	1,017

Avec :

G_s ou γ_s : masse volumique des grains solide.

e_{min} est l'indice de l'indice des vides minimum (correspondant à un d'état dense),

e_{max} est l'indice de l'indice des vides maximal (état de densité lâche),

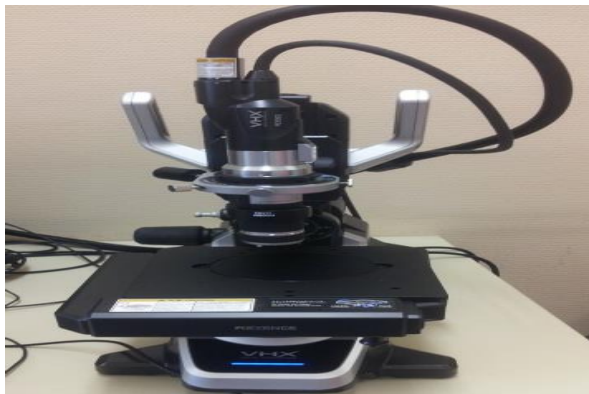
D_i : dimension des grains de sable à $i\%$ de tamisat,

C_u : Coefficient d'uniformité,

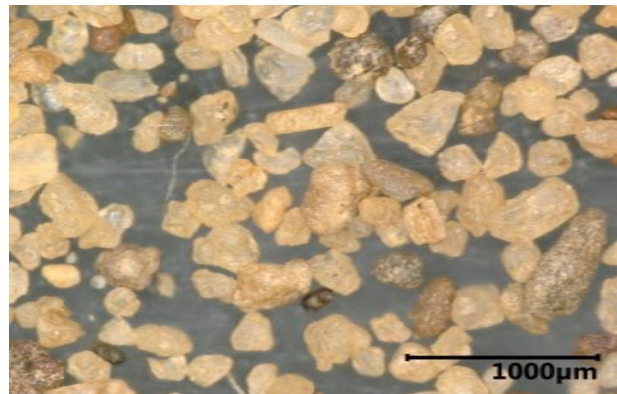
C_c : Coefficient de courbure.

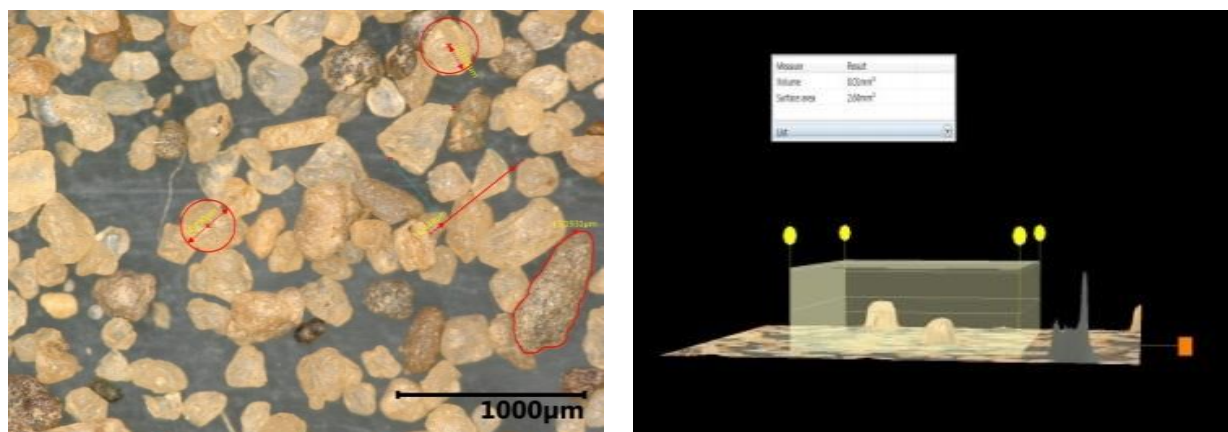
Il est à noter qu'à partir de l'analyse microscopique du sable étudié, les grains sont de forme angulaire de diamètre variant entre 100 et 500 μm , un périmètre allant jusqu'à 2000 μm , voir la Figure V.2.4 (c, d et e). Le matériel utilisé est un microscope de marque KEYENCE VHX-S550E (voir la Figure V.2.4a).

a- Microscope



b- Forme des grains de sable





c- Dimensions des grains

d- Analyse en 3D

Figure V.2.4. Appareil et résultats d'analyse microscopique.

3. TESTS EFFECTUES DANS LE CADRE DE VIBRATIONS CONSTANTES

3.1. Essais expérimentaux vibratoires d'un sable à un état lâche

3.1.1. Méthode de préparation

La méthode de préparation de l'état lâche reconstitué reste un sujet important dans le domaine expérimental en géotechnique [Ladd 1974, Mulilis *et al.* 1977]. Il existe deux méthodes de préparation des échantillons pour les deux états sec et saturé pour une utilisation en laboratoire telle que la sédimentation avec ou sans damage ou pluviation sec ou humide à travers un entonnoir. Pour ce faire, le bon choix de la méthode doit reproduire les conditions in situ du sol.

3.1.2. Préparation de l'essai

Le but est de suivre l'évolution du déplacement d'un échantillon dans un bac de sable. Ces expériences consistent à appliquer une vibration contrôlée à un milieu granulaire (dans notre cas le sable du quai d'Oran). Nous avons utilisé deux fréquences différentes afin de pouvoir recouvrir une plus large bande de données (fréquence constante et sismique).

L'extrémité libre de la tige est fixée sur un côté de cette boîte et l'autre est fixée au moteur. Lorsque le moteur est en marche, la boîte est contrainte à un mouvement sinusoïdal contrôlé par une interface Matlab.

Les échantillons étudiés sont mis dans un cube transparent en plexiglas de dimensions $(11.9)^3 \text{mm}^3$. La variation de la hauteur de l'échantillon de sable est fixée selon la densité relative nécessaire dont la masse de sable à utiliser est déterminée.

Le coefficient de friction de l'échantillon est de 0,6

Un cylindre rocheux de masse volumique proche du béton est utilisé comme échantillon témoin afin d'avoir une idée globale de son enfoncement dans le sable, le but est d'étudier le déplacement du cylindre en fonction de la nature du sol étudié.

Les dimensions du cylindre sont les suivantes :

Hauteur 23.4 mm
 Diamètre 24.7 mm
 Poids 27 grammes.

Remarque : afin d'avoir une précision exacte de l'enfoncement de l'échantillon, une tige a été fixée au centre de la surface supérieur (voir figure suivante).

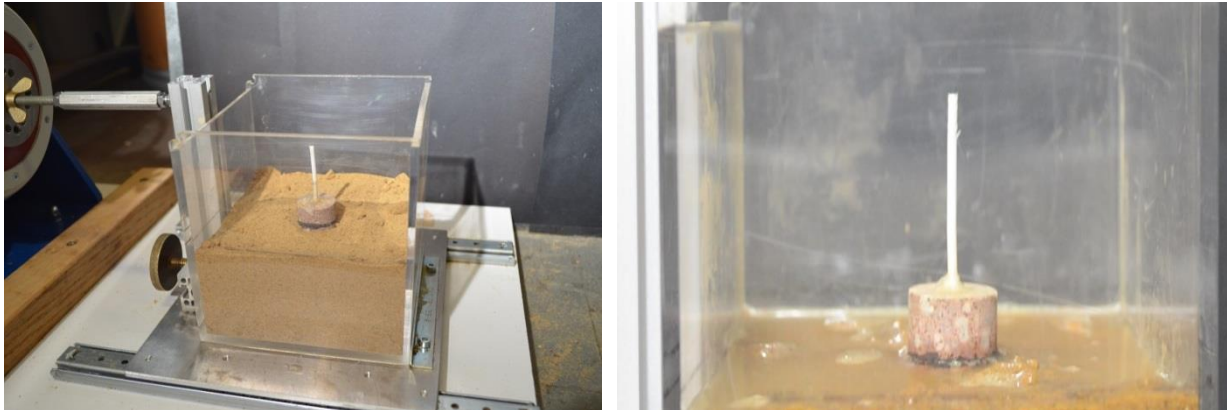
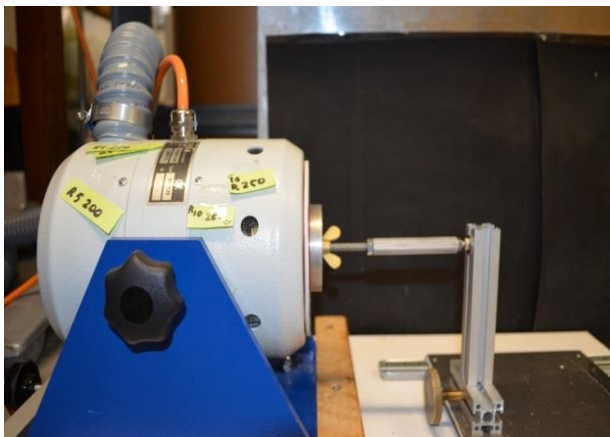


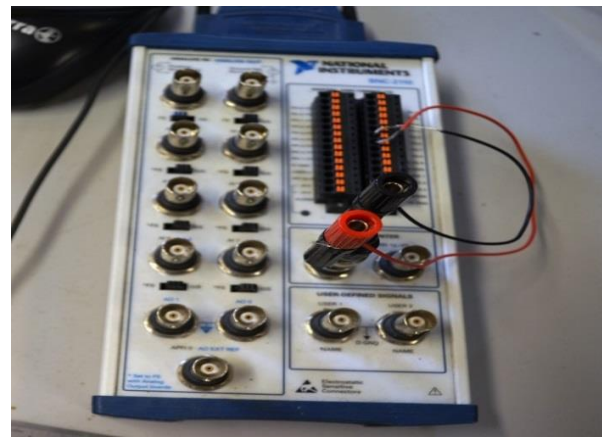
Figure V.2.5. Echantillon témoin.

3.1.3. Matériels utilisés

La préparation et l'élaboration d'un seul essai passe par un moteur vibreur de type TIRAvib-TYP S51120 accouplé à un amplificateur model BAA 500 voir la Figure V.2.6(a,b), une carte d'acquisition de marque NI, type BNC-2110 (voir la Figure V.2.6c), un générateur de signaux de marque Agilent 33220A, voir la Figure V.2.6d. L'ensemble est relié à un ordinateur afin d'afficher les résultats obtenus en temps réel.



a- TIRAvib-TYP S51120



c- Bornier de la carte d'acquisition



b- Amplificateur model BAA 500



d- Générateur de signaux

Figure V.2.6. Matériels utilisés.

Afin de capturer en temps réel les déplacements verticaux, un appareil photo a été utilisé pour une capture vidéo de marque NIKON, caméra digitale D5100, voir la Figure V.2.7.



Figure V.2.7. Caméra d'acquisition.

La figure suivante schématise le calibrage de l'appareil vibrant TIRAvib-TYP S51120 dans la gamme des trois fréquences 10, 14 et 18Hz.

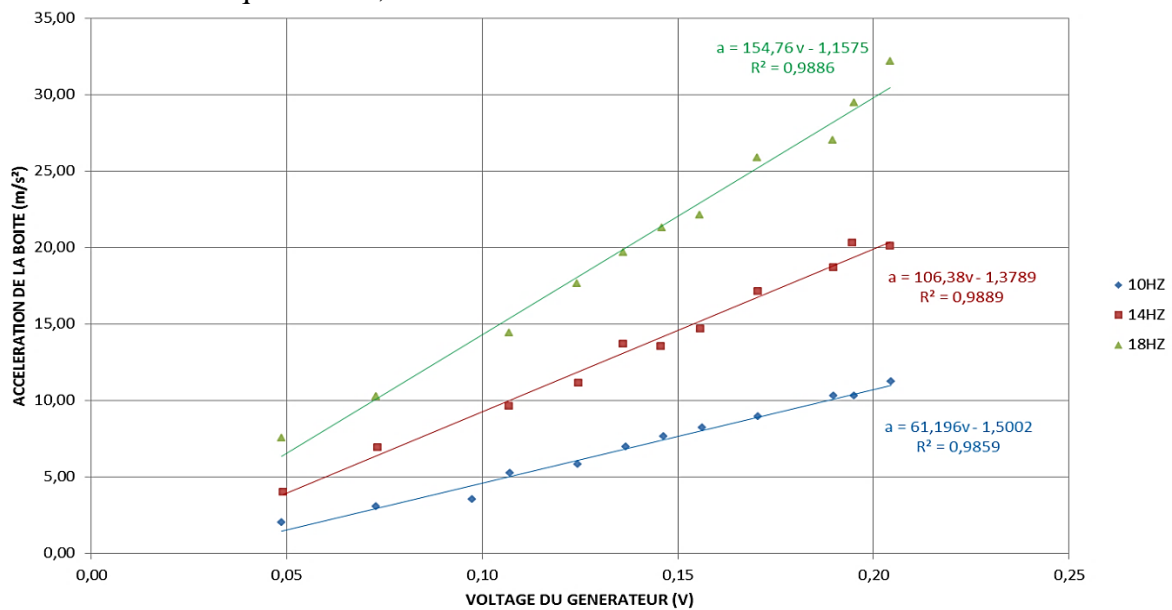


Figure V.2.8. Schéma de calibrage de l'appareil TIRAvib-TYP S51120.

3.2. Etude de la résistance à la liquéfaction sous effets vibratoires

A différents niveaux de vibrations constantes, les échantillons de sable à l'état lâche saturés sont sensibles à se liquéfier. Par ailleurs, et à partir des figures suivantes, on peut remarquer que les échantillons montrent le même comportement pour la même densité relative initiale et les différents stades vibratoires [Metcalf *et al.* 2002]. La première phase des essais de contrainte vibratoire sont de sorte à avoir la réalisation d'un déplacement atteignant un pic qui correspond au maximum d'enfoncement de l'échantillon étudié qui est suivi par une ligne horizontale signifiant la fin d'essai par une perte de résistance [Toussaint *et al.* 2014, Clément *et al.* 2016]. Ce type de comportement peut être interprété par le réarrangement des granulats ou une réduction de l'indice des vides. Le déclin rapide de la résistance au cisaillement et la production conséquente de la pression d'eau interstitielle peut être associé à la désintégration du tissu du sol. Ce processus peut se manifester par une liquéfaction.

3.2.1. Sable sec à l'état lâche

L'étude vise à avoir une idée sur le comportement du sable à différents modes de sollicitation vibratoire pour un échantillon de sable sec avec une densité relative nulle, les résultats obtenus pour l'un des exemples traité sont présentés sur les figures ci-dessus :

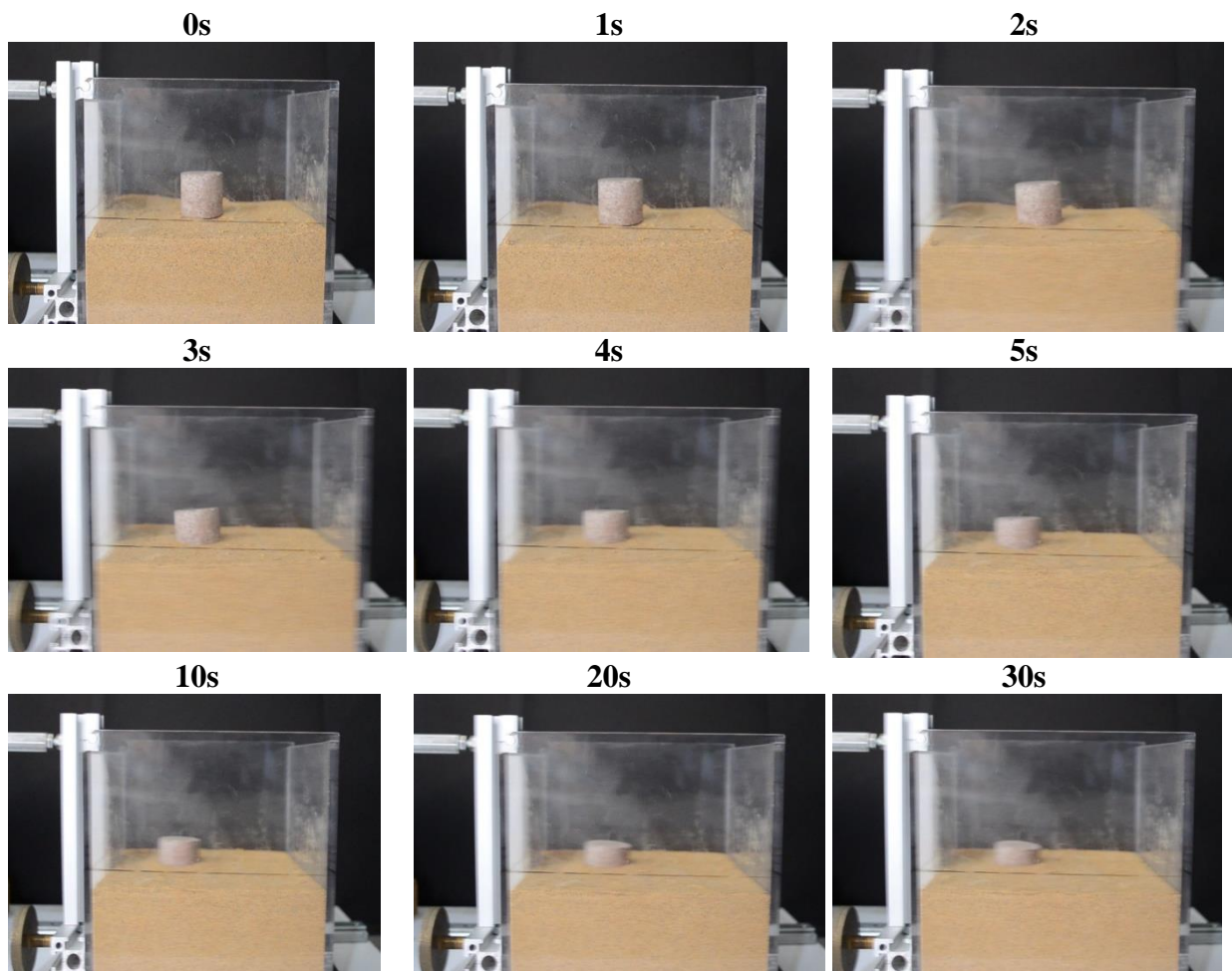


Figure V.2.9. Snapshots du test réalisé pour un sable sec à l'état lâche sous 10Hz et 10,75m/s²

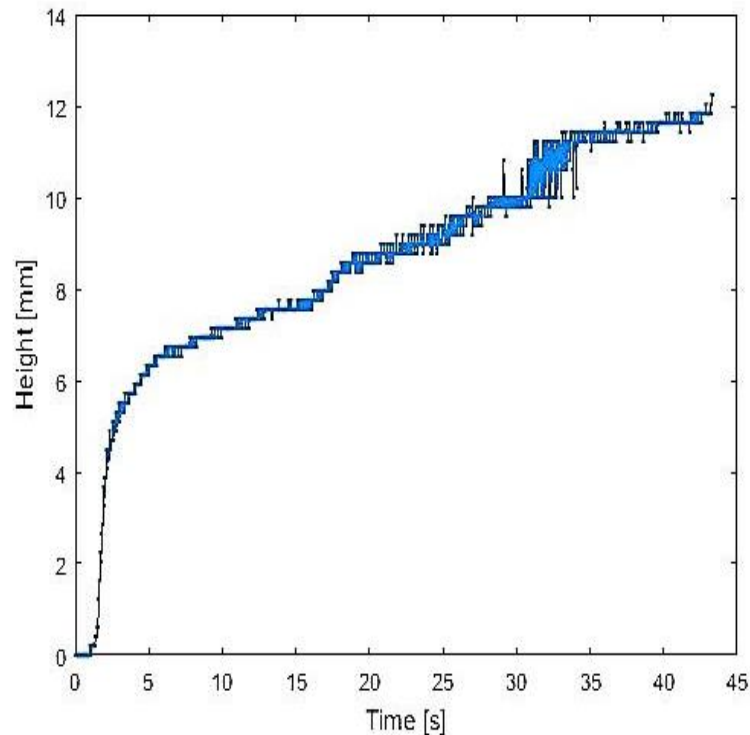


Figure V.2.10. Déplacement vertical pour un sable sec à l'état lâche sous 10Hz et $10,75\text{m/s}^2$.

En fonction des résultats obtenus en laboratoire, les figures suivantes représentent la variation des valeurs maximales de déplacement vertical dans trois cas de hauteur d'échantillonnage 4, 6 et 8 cm sous différentes tensions 10, 14 et 18 Hz.

Pour étudier le phénomène dans le cas du sable sec, nous avons effectué des expériences systématiques en variant la fréquence et l'amplitude des secousses. Un diagramme de phases est présenté sur la Figure V.2.11 et 12. Nous avons rencontré trois comportements, le cas rigide, le cas de liquéfaction hétérogène et le cas de liquéfaction globalement excitée.

- Dans les cas rigides, on observe ni déformation du sable ni enfoncement de l'intrus, par contre on note systématiquement un tassement du sable.
- Dans les cas de liquéfaction, l'intrus s'enfonce progressivement dans le milieu (cas rare dans le cas d'utilisation du sable sec).
- Dans les cas de liquéfaction globalement excitée, l'intrus à la surface du milieu bouge sans arrêt en restant globalement à la surface et subit un renversement dans des cas de vibration intense, il ne trouve pas de position d'équilibre.

Dans les trois cas de figures, le sable sec subit une variation de sa hauteur initiale due au réarrangement des grains.

Le tableau suivant regroupe tous les résultats expérimentaux effectués.

Tableau 2. Résultats d'essai sur un sable sec avec une densité relative à 0%.

TEST	H de sable	Vidéo	$A_{cc}(m/s^2)$	$D_{ep}(mm)$	Remarque	
10Hz	200mVpp	6CM	DSC260	10,7	12,83	enfoncement + léger déplacement horizontal
	150mVpp	6CM	DSC266	7,7	5,46	léger soulèvement après enfoncement
	140mVpp	6CM	DSC260BIS	7,1	5,44	enfoncement + léger déplacement horizontal
	130mVpp	6CM	DSC266BIS	6,5	3,52	léger enfoncement + léger déplacement horizontal
	120mVpp	6CM	DSC268	5,8	2,24	aucun changement
	100mVpp	6CM	DSC271	4,6	2,18	déplacement horizontale
	200mVpp	4CM	DSC324	10,7	6,77	léger enfoncement
	150mVpp	4CM	DSC328	7,7	3,85	léger déplacement horizontal
	100mVpp	4CM	DSC329	4,6	2,27	aucun changement
	200mVpp	8CM	DSC352	10,7	8,05	enfoncement + déplacement horizontal
	150mVpp	8CM	DSC358	7,7	5,65	léger enfoncement + léger déplacement horizontal
	140mVpp	8CM	DSC286	7,1	3,96	léger enfoncement
	130mVpp	8CM	DSC291	6,5	1,22	léger enfoncement + léger déplacement horizontal
	120mVpp	8CM	DSC294	5,8	1,07	léger déplacement horizontal
	100mVpp	8CM	DSC362	4,6	1,21	aucun changement
14Hz	140mVpp	6CM	DSC317	13,5	10,74	enfoncement + renversement
	120mVpp	6CM	DSC282	11,4	11,11	enfoncement
	115mVpp	6CM	DSC271	10,9	7,69	enfoncement + déplacement horizontal
	110mVpp	6CM	DSC275	10,3	6,60	enfoncement + déplacement horizontal
	105mVpp	6CM	DSC281	9,8	3,46	enfoncement + déplacement horizontal
	100mVpp	6CM	DSC278	9,3	2,90	enfoncement nul
	80mVpp	6CM	DSC290	7,1	2,80	déplacement horizontal
	140mVpp	4CM	DSC320	13,5	6,73	enfoncement + déplacement horizontal
	120mVpp	4CM	DSC321	11,4	4,93	enfoncement + déplacement horizontal
	100mVpp	4CM	DSC322	9,3	6,08	léger enfoncement + léger déplacement horizontal
	80mVpp	4CM	DSC323	7,1	3,60	léger enfoncement + déplacement horizontal
	140mVpp	8CM	DSC363	13,5	16,67	enfoncement + déplacement horizontal
	120mVpp	8CM	DSC372	11,4	10,92	enfoncement
	115mVpp	8CM	DSC296	10,9	6,09	enfoncement + déplacement horizontal
	110mVpp	8CM	DSC298	10,3	5,12	enfoncement + déplacement horizontal
	105mVpp	8CM	DSC301	9,8	4,81	léger enfoncement + léger déplacement horizontal
	100mVpp	8CM	DSC377	9,3	4,23	léger enfoncement + déplacement horizontal
80mVpp	8CM	DSC380	7,1	3,79	léger enfoncement	
18Hz	110mVpp	6CM	DSC296	15,9	2,68	léger enfoncement + déplacement horizontal
	90mVpp	6CM	DSC302	12,8	3,40	léger enfoncement + déplacement horizontal
	70mVpp	6CM	DSC308	9,7	2,54	léger enfoncement + déplacement horizontal
	110mVpp	4CM	DSC343	15,9	6,74	léger enfoncement + déplacement horizontal
	90mVpp	4CM	DSC344	12,8	3,02	léger enfoncement + déplacement horizontal
	70mVpp	4CM	DSC345	9,7	1,06	léger enfoncement + déplacement horizontal
	110mVpp	8CM	DSC382	15,9	5,31	léger enfoncement
	90mVpp	8CM	DSC387	12,8	3,91	léger enfoncement
	70mVpp	8CM	DSC389	9,7	3,57	léger enfoncement

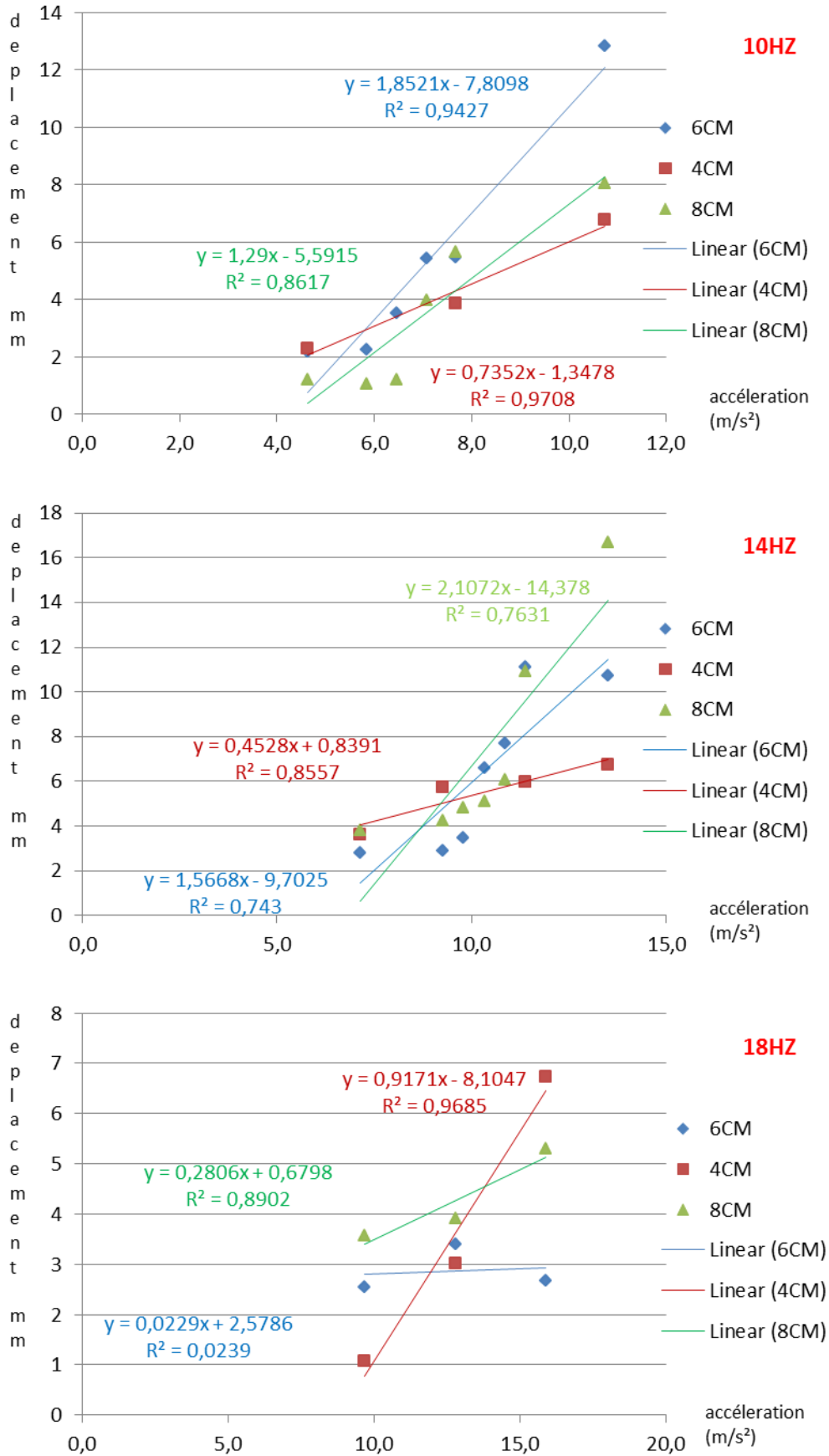


Figure V.2.11. Variation du déplacement vertical par sous effet de différentes fréquences.

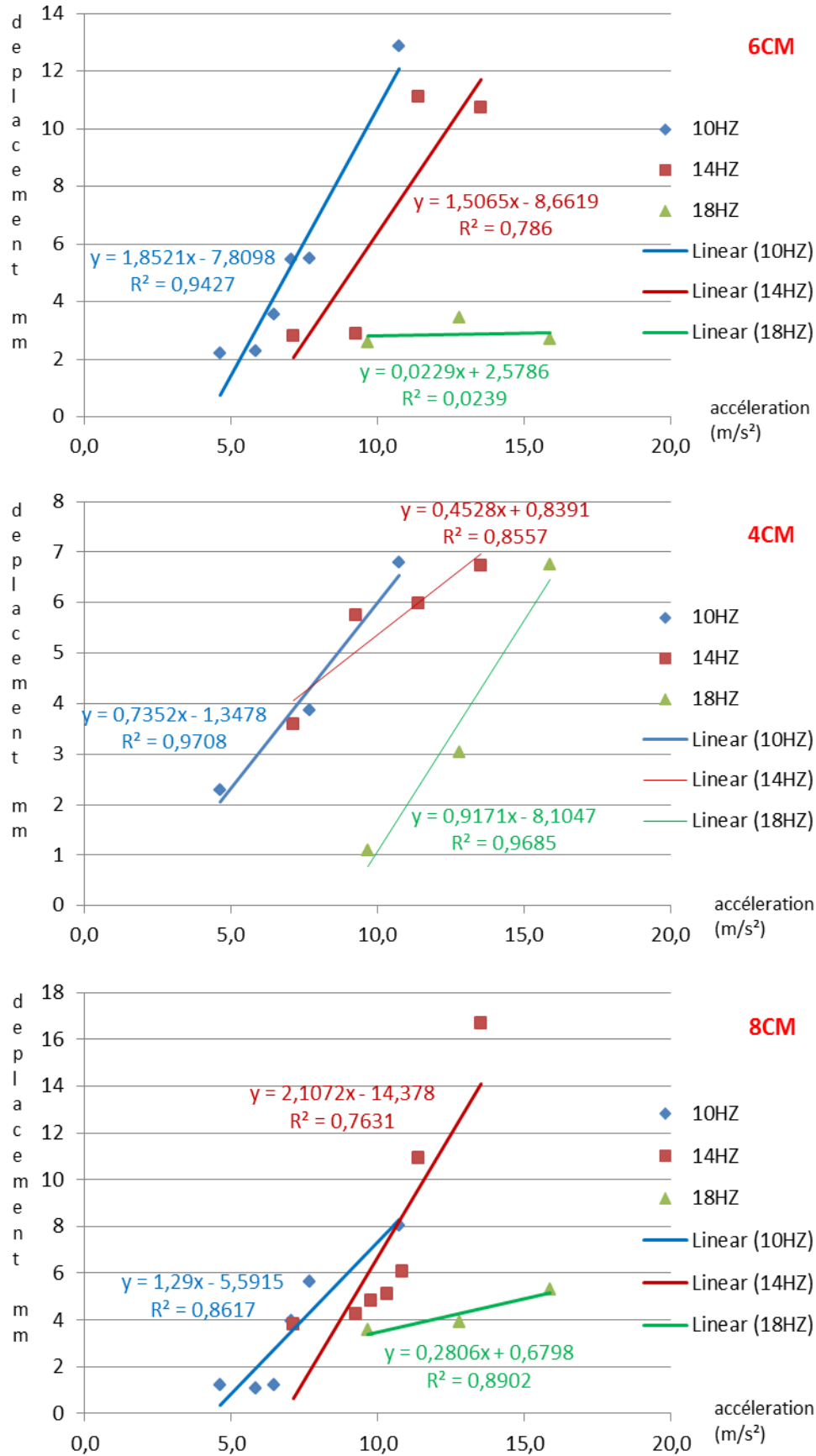


Figure V.2.12. Variation du déplacement vertical en fonction des différentes hauteurs.

3.2.2. Sable saturé à l'état lâche

L'étude vise à avoir une idée sur le comportement du sable à des différents modes de sollicitation vibratoire pour un échantillon de sable saturé avec une densité relative nulle, si dessous un des exemples d'essai de la variation du déplacement de l'échantillon, test 10Hz avec $1,56 \text{ m/s}^2$, avec la hauteur de l'échantillon de 6 cm.

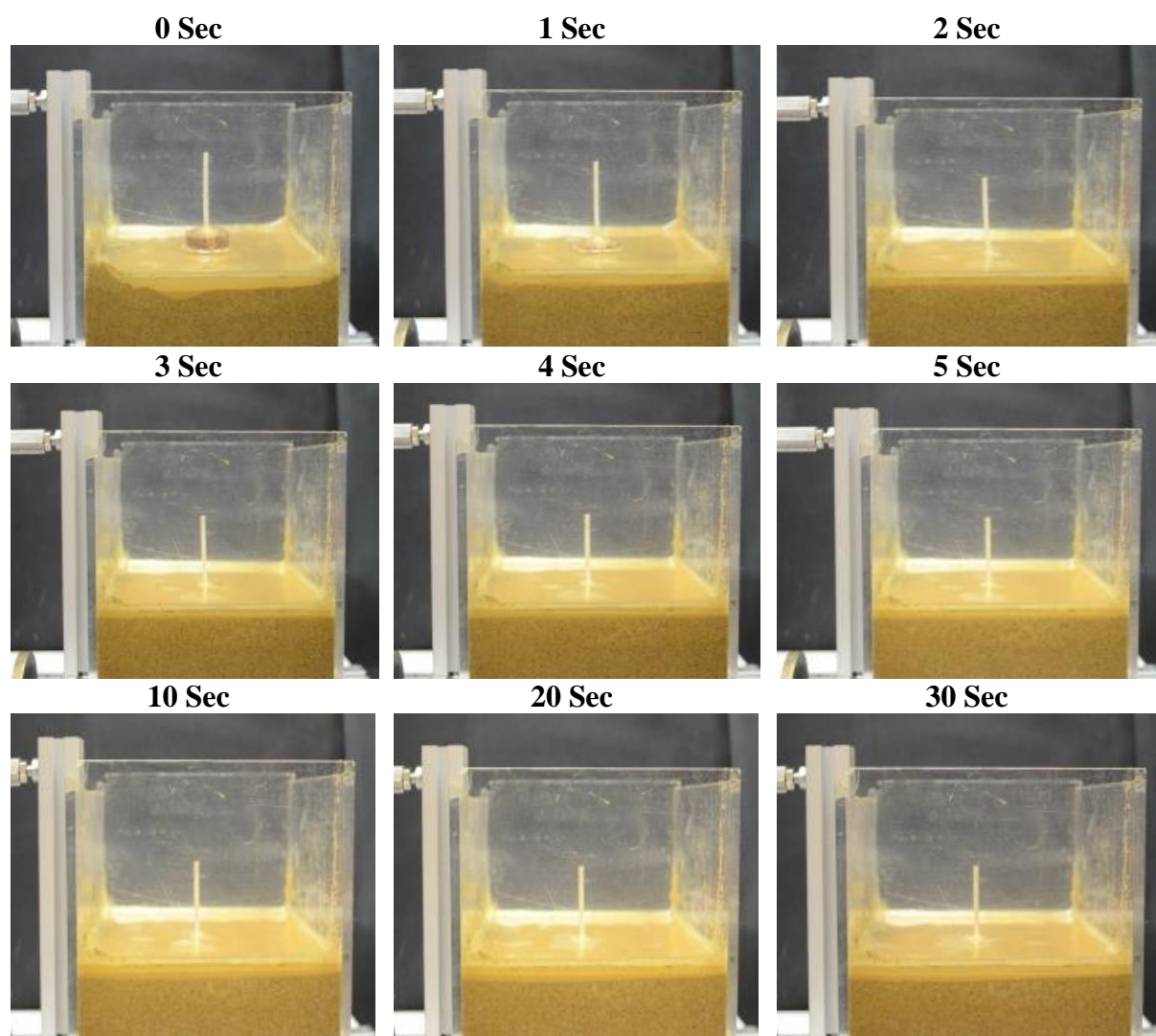


Figure V.2. 13. Snapshots du test réalisé pour un sable saturé à l'état lâche sous 10Hz et $1,56 \text{ m/s}^2$

L'intrus s'enfonce jusque sous la surface du milieu granulaire dans un sable saturé en eau, Figure V.2.13. Au contraire, il ne s'enfonce quasiment pas dans un sable sec, voir Figure V.2.9. Ainsi la seule présence de l'eau a permis de liquéfier le milieu et l'enfoncement de l'intrus. La force qui diffère entre les cas secs et saturés est la force d'Archimède, s'appliquant seulement dans les cas saturés, c'est la présence de cette force qui est la souvent responsable de l'enfoncement de l'intrus [Sanchez *et al.* 2014].

Pour étudier le phénomène dans du sable saturé, nous avons effectué des expériences systématiques en variant la fréquence et l'amplitude des secousses avec deux fréquences. Un diagramme de phases est présenté sur la Figure V.2.14 et 15. Nous avons rencontré trois

comportements, le cas rigide, le cas de liquéfaction hétérogène et le cas de liquéfaction globalement excitée (définition de comportement identique aux remarques d'étude du cas de d'utilisation de sable sec)

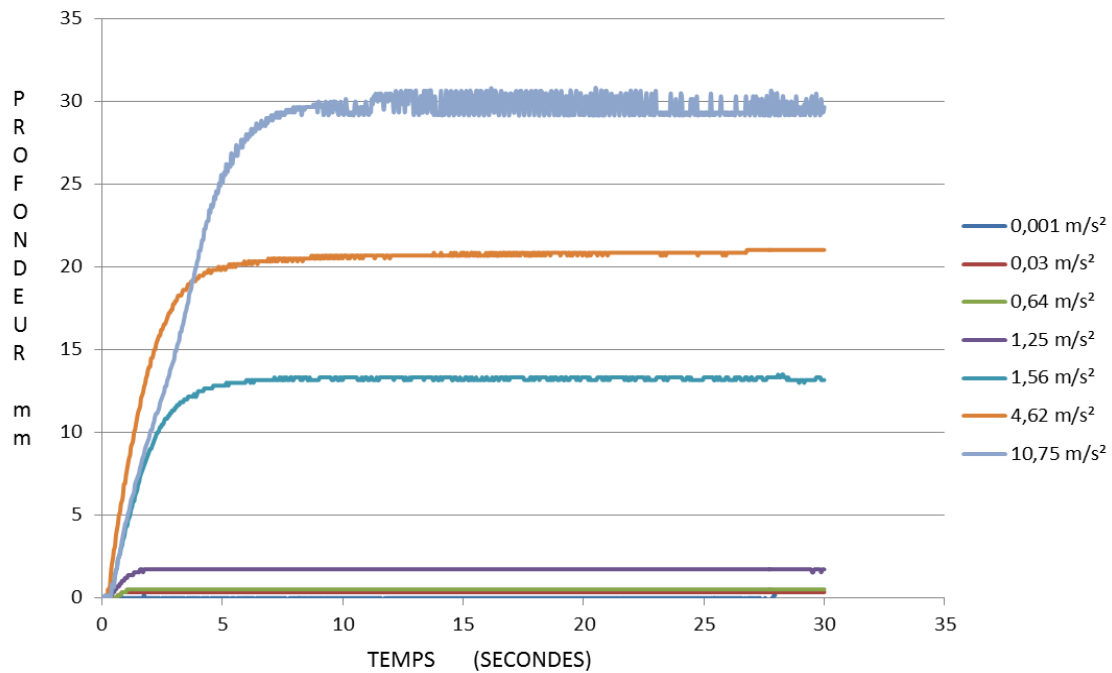


Figure V.2.14. Résultats de tests sous effet de vibrations constantes de 10Hz.

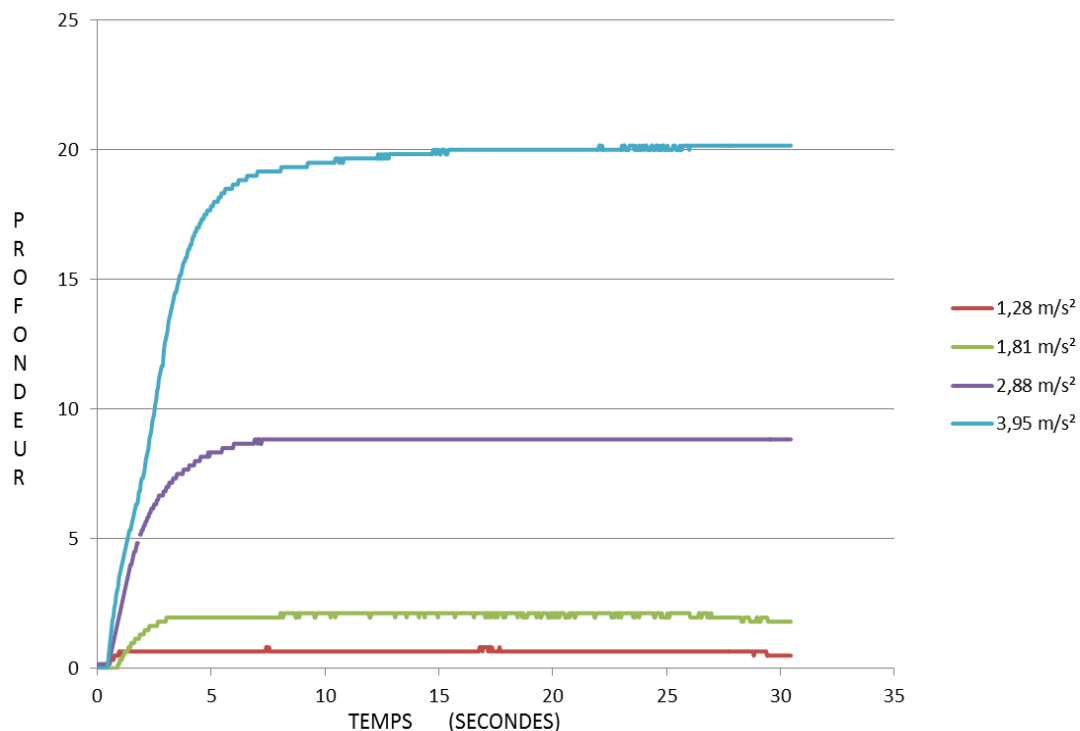


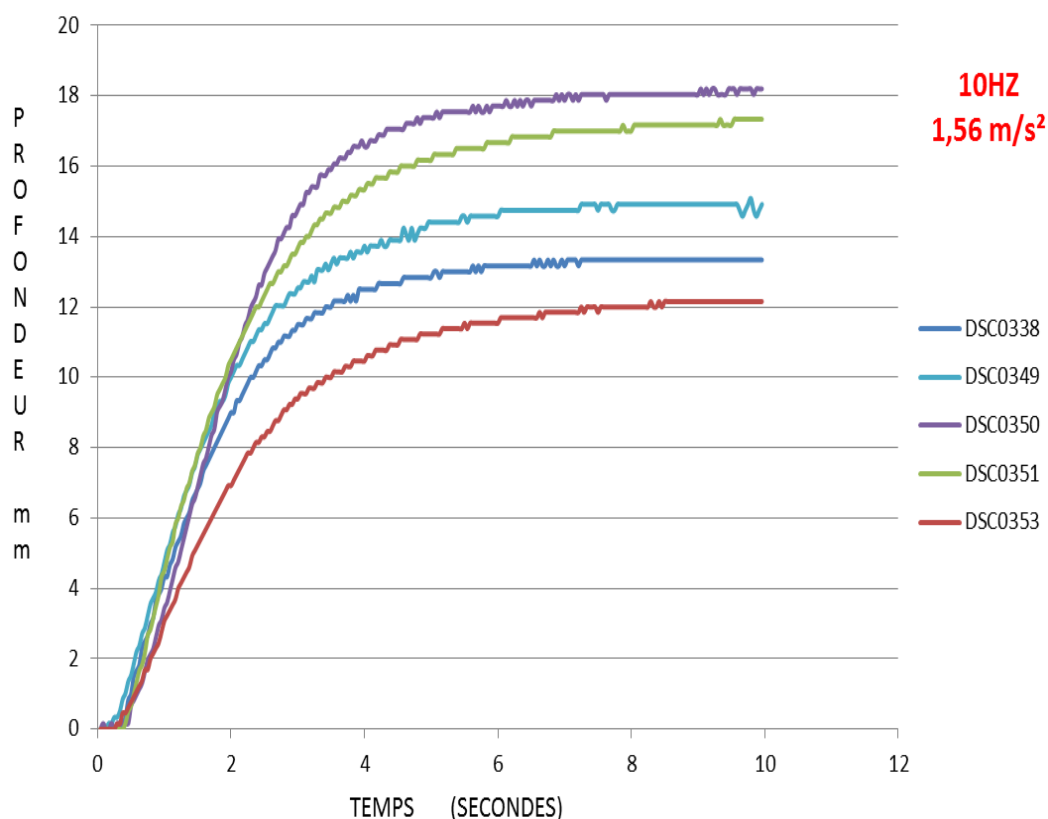
Figure V.2.15. Résultats de tests sous effet de vibrations constantes de 14Hz.

Le tableau suivant est le récapitulatif des résultats obtenus, il est à noter que les remarques prises en compte sont compte tenu l'enfoncement de l'échantillon témoin dans le bac de sable lâche saturé.

Tableau 3. Récapitulatifs des résultats.

Essais	Vidéo	accélération (m/s ²)	Enfoncement max (mm)	Remarque	Conclusion	
10Hz	10mVpp	DSC 339	0,001	0,17	0,72%	Aucun risque
	25mVpp	DSC 340	0,03	0,34	1,45%	Aucun risque
	35mVpp	DSC 341	0,64	0,51	2.22%	Aucun risque
	45mVpp	DSC 342	1,25	1,47	7.44%	Risque minimum
	50mVpp	DSC 338	1,56	13,33	56.33%	Risque de liquéfaction
	100mVpp	DSC 337	4,62	20,13	89.95%	liquéfaction
	200mVpp	DSC 335	10,75	31,36	126.9%	liquéfaction
14Hz	25mVpp	DSC 343	1,28	0.49	2.09%	Aucun risque
	30mVpp	DSC 345	1,81	1.80	7.7%	Risque minimum
	40mVpp	DSC 346	2,88	8.83	37.77%	Risque de liquéfaction
	50mVpp	DSC 344	3,94	20.16	86.22%	liquéfaction

Notes: Les remarques ont été prises en tenant compte du pourcentage d'enfoncement maximal (déplacement vertical) de l'intrus par rapport à la hauteur du cylindre (H_{cylindre} représente la hauteur totale du cylindre test qui est de 23.4 mm).

**Figure V.2.16.** Résultats de tests sous effet de vibrations constantes de 10Hz 1,56m/s².

On remarque pour la même contrainte vibratoire de 10Hz 1,56m/s², le résultat nous montre un fuseau de déplacement de 12 à 18 mm et entre 3 à 6 secondes de temps de vibration pour atteindre un palier de déplacement maximal. Cette valeur de déplacement correspond à plus de 20% de la hauteur de l'échantillon témoin.

3.3. Corrélation entre les résultats des déplacements max en fonction des vibrations constantes

Dans ce cadre de travail, les résultats obtenus précédemment vont nous servir à obtenir une fonction directe de la relation entre les déplacements maximums du cylindre dans le bac de sable et les fréquences utilisées.

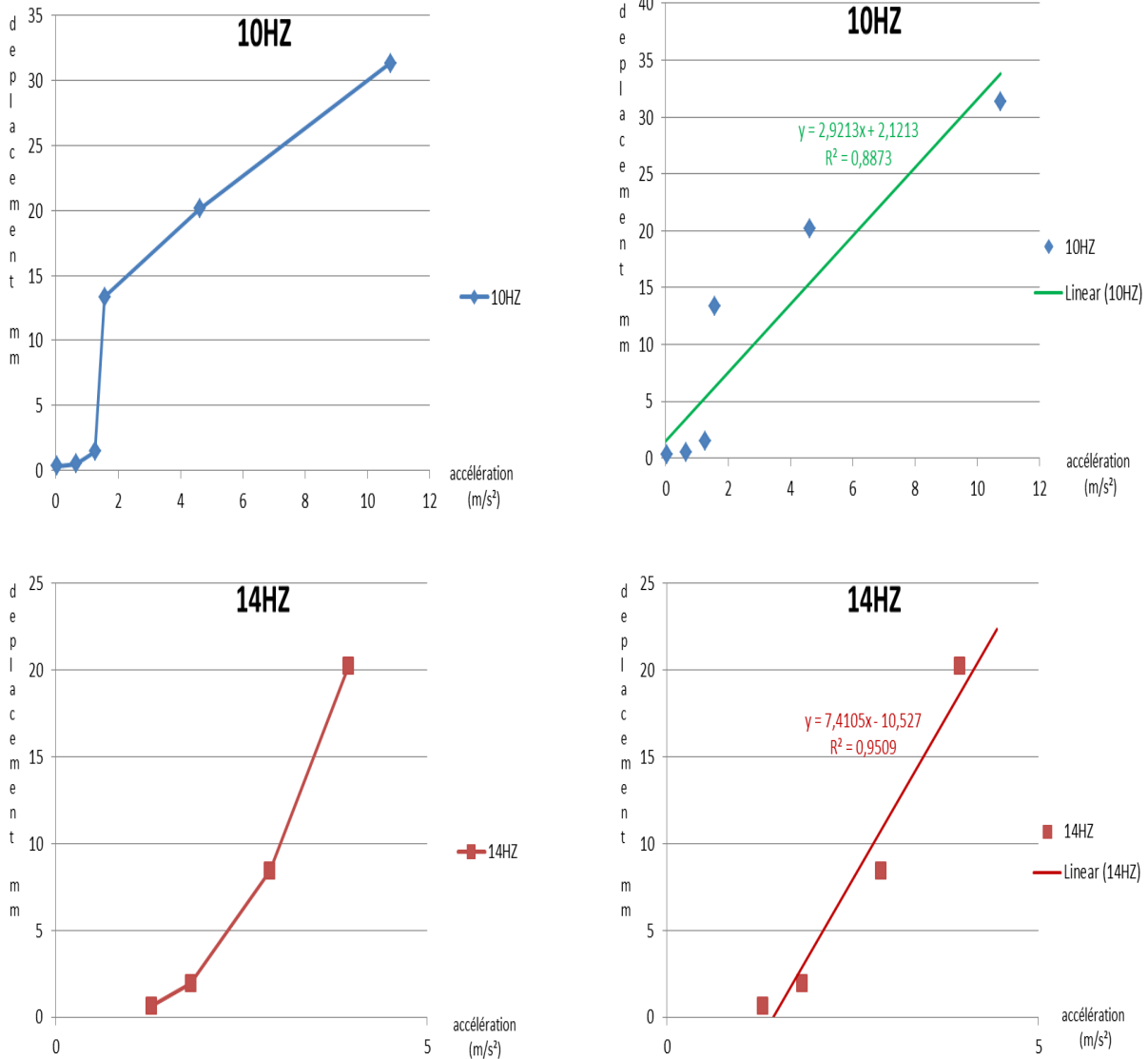


Figure V.2.17. Résultats de tests sous effet de vibrations constantes de 10Hz et 14Hz.

Les résultats nous permettent d'écrire une équation de corrélation entre le déplacement et la fréquence utilisée :

$$\text{Pour 10Hz : } D_{ep(mm)} = 2.92 A_{cc(m/s^2)} + 2.12 \quad (1)$$

$$\text{Pour 14Hz : } D_{ep(mm)} = 7.41 A_{cc(m/s^2)} - 10.53 \quad (2)$$

Avec :

D_{ep} : correspond au déplacement maximal du cylindre test en mm,

A_{cc} : correspond à l'accélération de la boîte de vibration en m/s^2 .

La figure suivante représente la corrélation globale en tenant compte des deux fréquences simultanément,

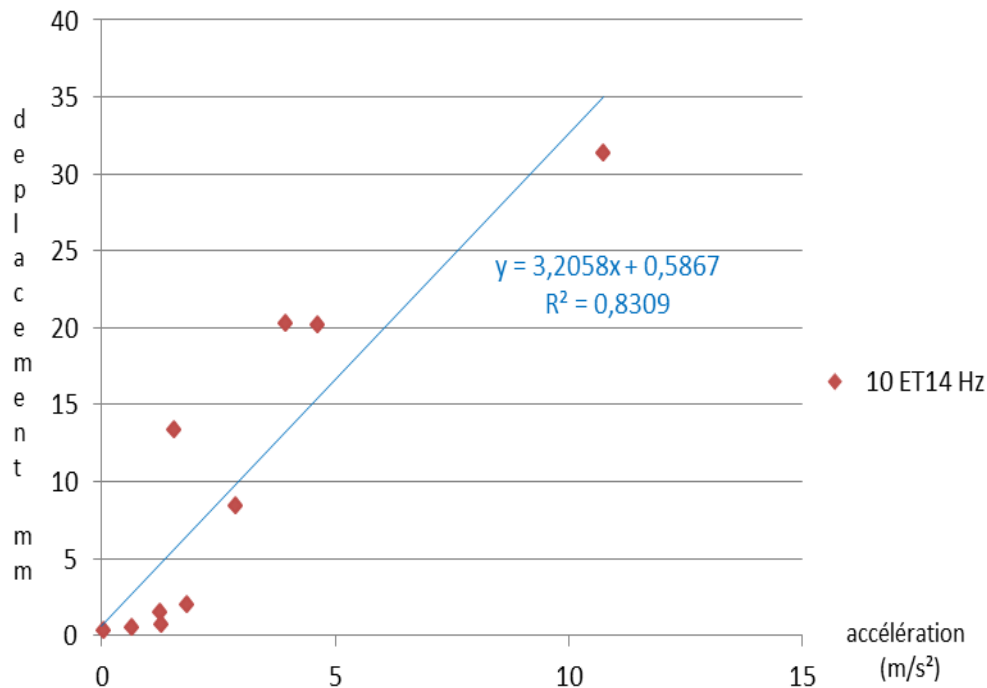


Figure V.2.18. Corrélation des résultats de tests sous effet de deux vibrations constantes.

Le résultat a permis de nous donner une relation entre les déplacements et l'accélération de la machine en fonction de l'équation suivante :

$$D_{ep} = 3,2 A_{cc} + 0,6 \quad (3)$$

A partir des expériences en laboratoire, il nous a été possible de traiter trois cas de figures :

Comportement rigide : correspondant à une hauteur d'enfoncement de l'intrus inférieur à 10% de sa hauteur (ou 5 mm de déplacement vertical)

Comportement liquéfié : entre 5 et 15mm de d'enfoncement, l'échantillon de sable saturé subit une liquéfaction causée par le remaniement des grains.

Comportement fluide : au-delà de 15mm, l'eau contenue dans les pores s'écoule vers le haut rendant le sol excité par l'effet vibratoire, le sol perd toute sa résistance.

4. TESTS EFFECTUES DANS LE CADRE SISMIQUE

Dans le cadre d'essai vibratoire en utilisant une fréquence sismique du séisme de Boumerdes en 2003. L'utilisation de la même fréquence nous permet d'avoir une idée du comportement du sol dans un laps de temps court. Pour ce faire, le même test est validé pour un sable lâche saturé et moyennement dense, ces essais ont été répété plusieurs fois afin d'avoir une approche plus exacte du comportement du sol.

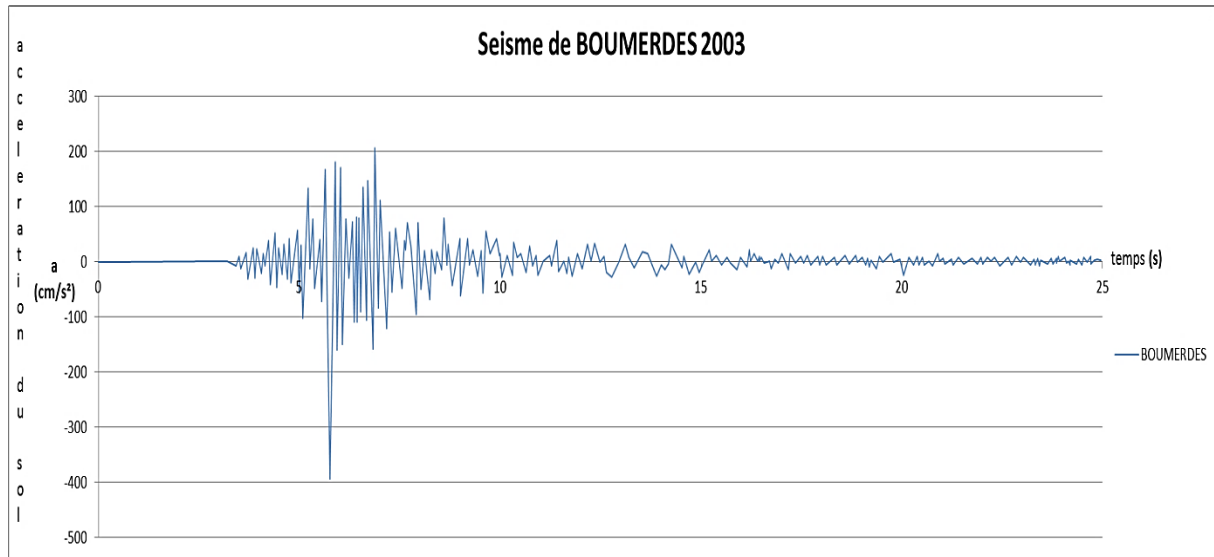


Figure V.2.19. Schéma du sismographe du séisme de Boumerdes 2003.

4.1. Essais dans un état lâche

La figure suivante représente l'ensemble des résultats d'essais d'un sable saturé dans un état lâche de densité relative, comme exemple START312 représente le numéro d'essais correspondant à la vidéo prise en temps réelle d'essais.

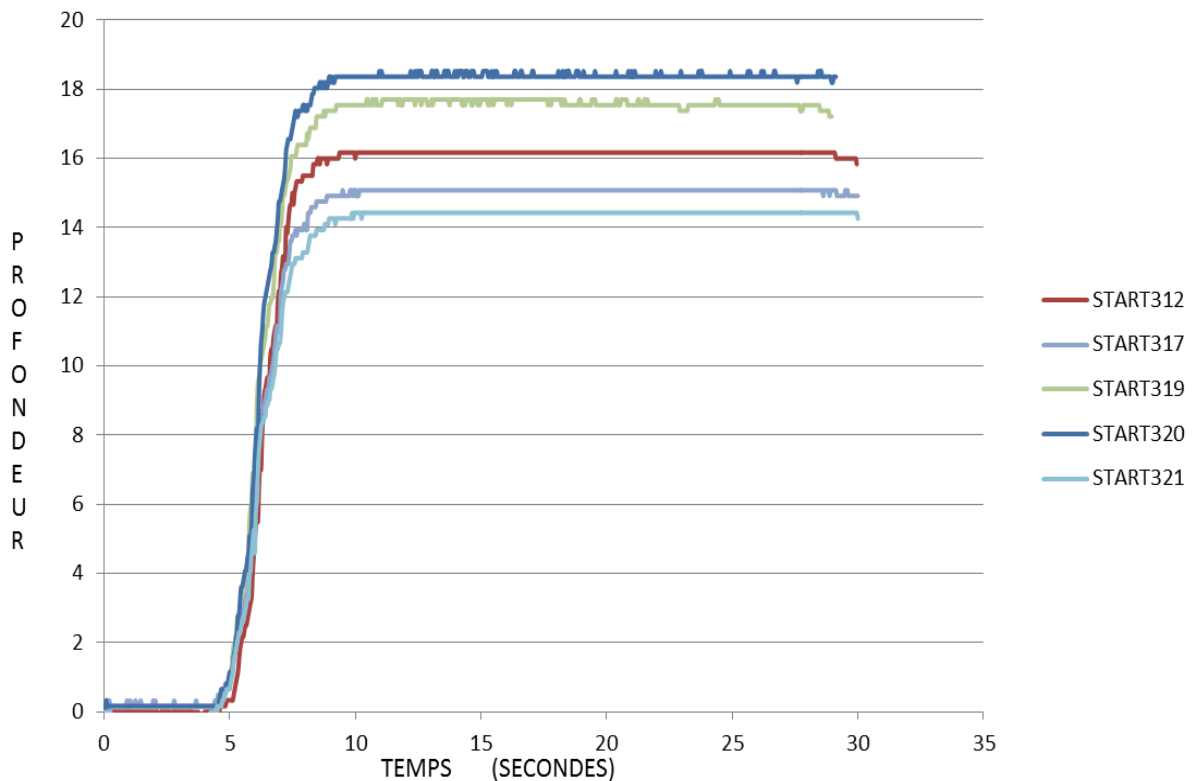


Figure V.2.20. Essais sur sable lâche saturé sous effet de séisme de Boumerdes 2003.

Il est à noter que le résultat nous montre un fuseau de déplacement de 12 à 18 mm et 5 à 10 secondes de temps de vibration qui correspond au pic du séisme. Cette valeur correspond à plus de 20% de la hauteur de l'échantillon témoin, voir la Figure V.2.20.

4.2. Essais dans un état moyennement dense

Un second test vise à voir le comportement du même sol à une densité relative de 45%, les mêmes conditions ont été prises pour réaliser ce test, on a constaté que le comportement est identique à celui du sable à l'état lâche mais que l'enfoncement du témoin est réduit de presque la moitié, voir la Figure V.2.21.

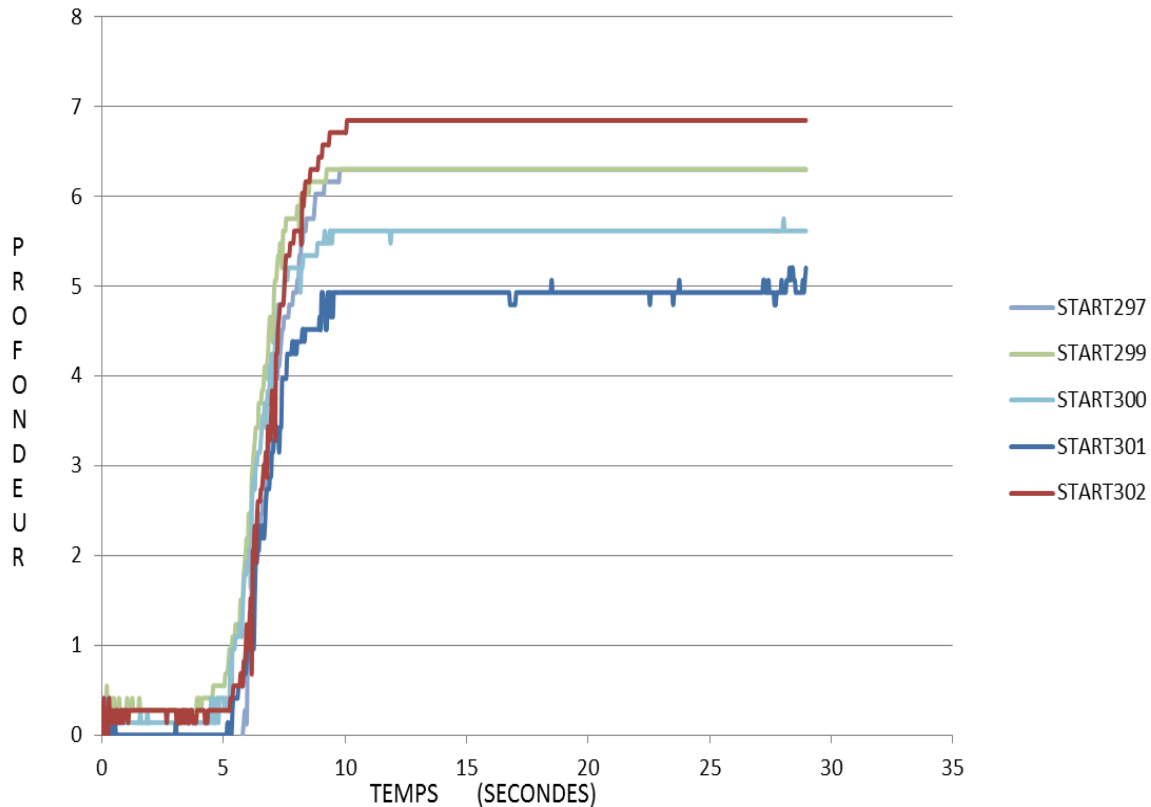


Figure V.2.21. Essais sur sable avec D_r à 45% saturé sous effet de séisme de Boumerdes 2003.

4.3. Corrélation des résultats

A partir des deux plans d'essais étudiés précédemment, il est possible de récapituler les résultats en se basant sur le tableau suivant.

Tableau 4. Récapitulatif des résultats des déplacements verticaux max dans le cas des deux densités relatives.

$D_r = 0\%$	START312	START317	START319	START320	START321
Temps (s)	9,375	9,125	10,79167	10,95833	8,958333
Déplacement max (mm)	16,16667	14,91803	17,70492	18,52459	14,2623
$D_r = 45\%$	START297	START299	START300	START301	START302
Temps (s)	9,166667	9,25	9,166667	9,041667	9,375
Déplacement max (mm)	6,164384	6,30137	5,616438	4,931507	6,712329

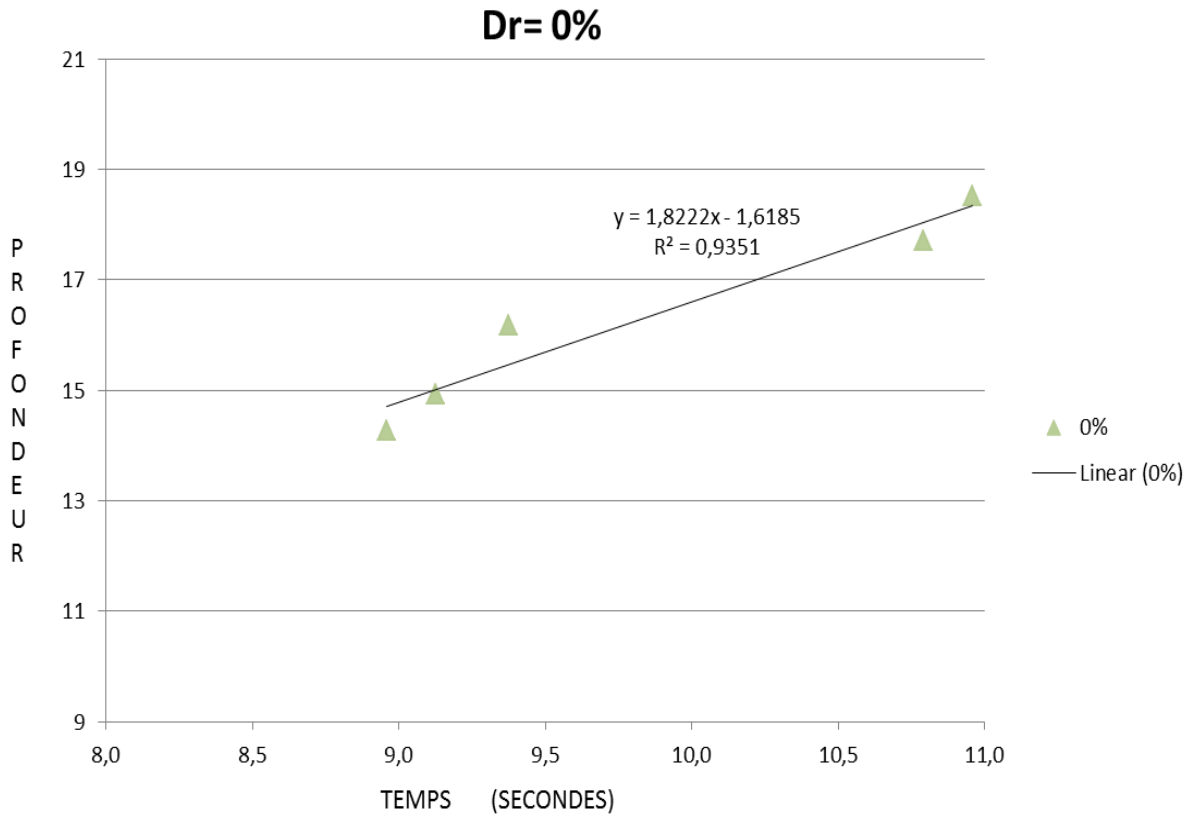


Figure V.2.22. Représentation des valeurs du déplacement vertical max dans le cas d'un sable lâche.

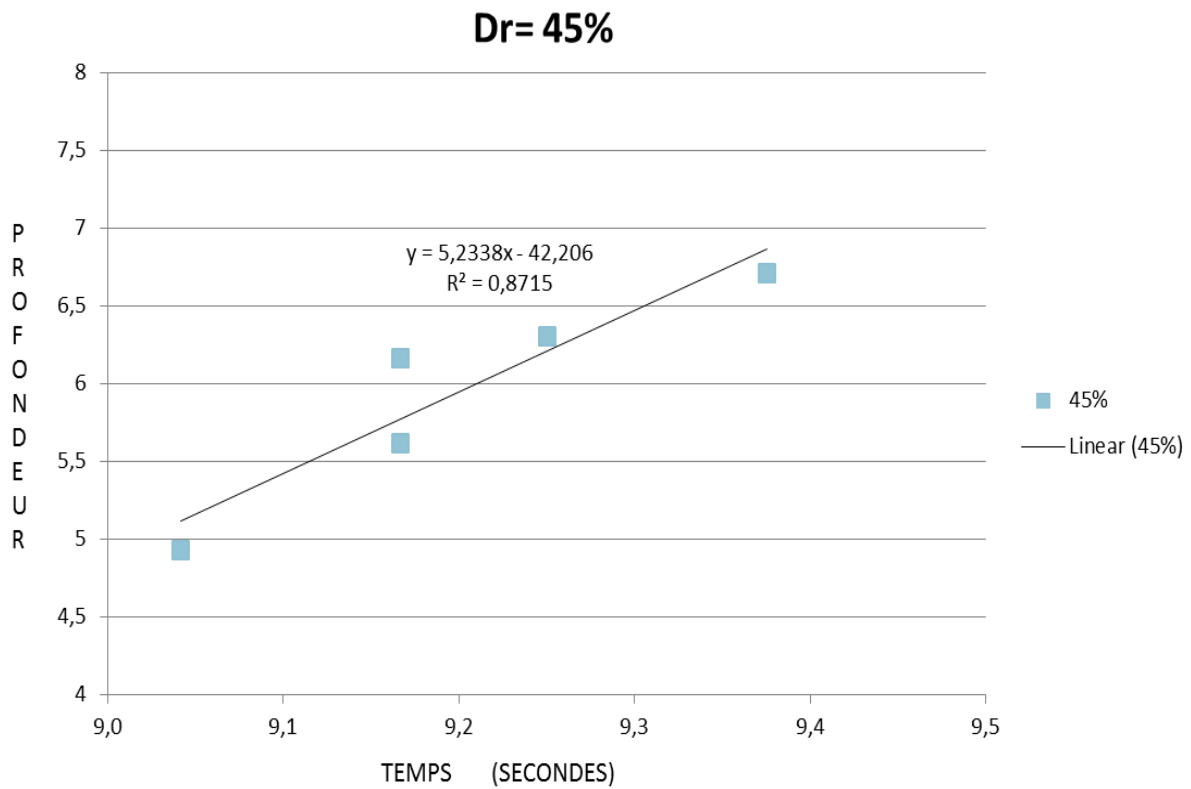


Figure V.2.23. Représentation des valeurs du déplacement vertical max dans le cas d'un sable moyennement dense.

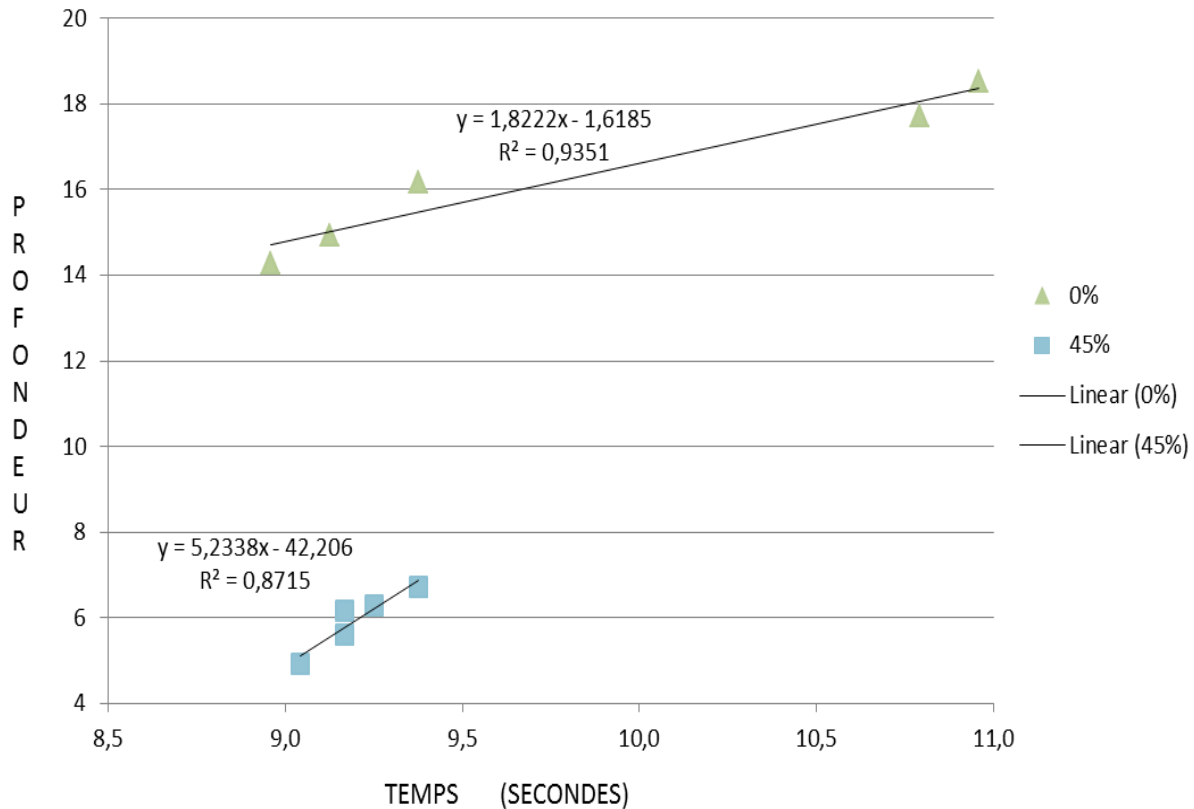


Figure V.2.24. Représentation des valeurs du déplacement vertical max pour les deux densités relatives.

CONCLUSION

Dans cette partie de la thèse, nous avons étudié le phénomène de liquéfaction, provoqué par des secousses horizontales, dans des milieux saturés du sable prélevé du port d'Oran. Il existe plusieurs modèles qui expliquent les cas de liquéfaction. Ces modèles présentent le même principe que lorsque la densité résultante de l'accélération vibratoire (sismique) dépasse un certain seuil du milieu granulaire saturé, le risque de liquéfaction devient présent.

Une série de tests vibratoires a été effectuée sur du sable lâche avec une densité relative nulle (0%) sec et saturé pour une contrainte vibratoire constante et en deux densités (lâche et moyennement dense) pour un sable saturé dans le cas de tests avec une vibration sismique.

Après avoir mené des expériences sur un sable sec et saturé, à partir des résultats obtenus, on montre que le comportement des échantillons dépend directement du taux de fréquence utilisé. Dans le cas où la hauteur d'enfoncement de l'intrus dépasse les 10%, le sable peut subir un risque potentiel à la liquéfaction. Au-delà de 30% de cette hauteur, la liquéfaction est plus présente et cela peut être interprété de manière adéquate par la variation de l'indice des vides.

Pour le sol étudié, les approches empiriques sont obtenues montrant le lien entre le déplacement et la fréquence vibratoire. On peut constater que la résistance du sable décroît avec l'augmentation du rapport de la fréquence de vibration de manière linéaire.

Enfin, l'indice des vides et le taux de fréquences vibratoires peuvent être utilisés comme des paramètres essentiels pour les sols sableux avec une sensibilité en ce qui concerne la liquéfaction.

Conclusions
ET
Perspectives

CONCLUSION

Dans le cadre de travail de recherche, nous avons élaboré un plan de travail qui consiste à étudier la résistance au cisaillement d'un sol sableux vis à vis la liquéfaction sous effet de charge monotones et en second cadre sous effets vibratoires. La partie expérimentale a pour but de caractériser le comportement du sable prélevé du quai d'Oran (port de la ville d'Oran) en déterminant ses caractéristiques de résistance et de la variation de l'enfoncement. Le choix de ce site est fait en raison de proximité de la mer et de la présence de la nappe phréatique du front de mer où le sol est le plus souvent saturé, d'où le risque de liquéfaction sera important. En outre, un projet d'un bac d'eau anti incendie a été réalisé sur le site en question avec une infrastructure en remaniant le sol existant avec des pieux, le but de notre étude est de concevoir des solutions moins coûteuses et tout en gardant le même sol afin de contrer la vulnérabilité à l'instabilité mécanique, statique et sismique. Le programme d'essais en laboratoire qui a permis d'obtenir le potentiel de liquéfaction pourra être évalué. Il s'agit dans un premier temps d'identifier expérimentalement les principaux traits de comportement du sable pour différents types de chargement. En particulier, nous nous sommes intéressés à l'évaluation d'un critère de stabilité dans les sables lâches ainsi qu'à la caractérisation de l'état de rupture en moyennes et grandes déformations et enfin à l'identification du type d'élasticité dans les sables. Il consistait, d'autre part, à formuler de nouvelles formules se basant sur la loi de comportement adapté aux sables dans n'importe quelles conditions initiales sous chargement monotone.

Concernant la notion de paramètre d'état, ces paramètres permettent de quantifier plusieurs aspects du comportement du sable aussi bien pour l'établissement de corrélations empiriques à des fins de modèles numériques. Pour le rendre plus profitable, l'utilisation d'un tel outil, qui jusque-là n'était valable que pour certains types de conditions initiales de mise en place et de chargement, il nous a été permis de définir de nouveaux paramètres servant à la connaissance de la portance et la fiabilité du sable étudié. Outre le fait qu'il préserve le principe de similarité du comportement et la prise en compte de l'influence combinée de la consolidation et de la densité relative, le paramètre d'état peut s'avérer particulièrement intéressant pour réaliser des corrélations avec les résultats d'un essai in situ.

Dans le cadre d'étude vibratoire, les essais effectués ont permis une large compréhension du comportement du sable d'Oran vis-à-vis un effet vibratoire contrôlé. Ce dernier nous a permis une bonne analyse de la vulnérabilité du sable lâche à la liquéfaction. On a pu voir que l'étude à l'intérieur des milieux granulaires numériques confirme la dynamique exposée dans le modèle analytique. Le comportement de liquéfaction est bien marqué par un réarrangement lointain des particules et un non-glissement entre l'intrus et les particules du milieu. Le comportement globalement excité est quant à lui caractérisé par un glissement entre toutes les particules du milieu ainsi qu'un glissement de l'intrus avec les particules. Il est important de noter que le principe d'interaction sol-structure des bâtiments ne peut être assuré en attachant le bâtiment au sol, car dans le cas de sols sableux on ne prévient pas son enfoncement en cas de liquéfaction. Cette conclusion est également démontrée par notre étude portant sur l'enfoncement de l'intrus sous différentes sollicitations.

PERSPECTIVES

A travers la lecture de plusieurs études, le phénomène de la liquéfaction reste jusqu'à ce jour un vaste domaine dans le cadre de la géotechnique, notre contribution même si elle est infime nous a permis de mieux connaître ce domaine et tout ce qui est en relation avec les méthodes la caractérisation des sols et spécialement le sable dans notre cas de figure. Plusieurs recherches ont permis d'établir des méthodes pour prévenir la liquéfaction ou en limiter leurs effets. Ces travaux ont surtout porté sur les sols sableux.

Des nombreux laboratoires ont fait des études et rapporté dans la littérature dans le cadre de la liquéfaction des solutions apportées pour le renforcement des sols, pour le laboratoire 3SR qui vise à élaborer des tests sur des modèles en 3D dans des cubes de dimensions variable allant jusqu'à $(70*70*120)\text{cm}^3$, avec des fenêtres pour visionner le changement de déplacement de sol et la création de voute de contrainte sur les têtes d'inclusions (Voir les figures suivantes).

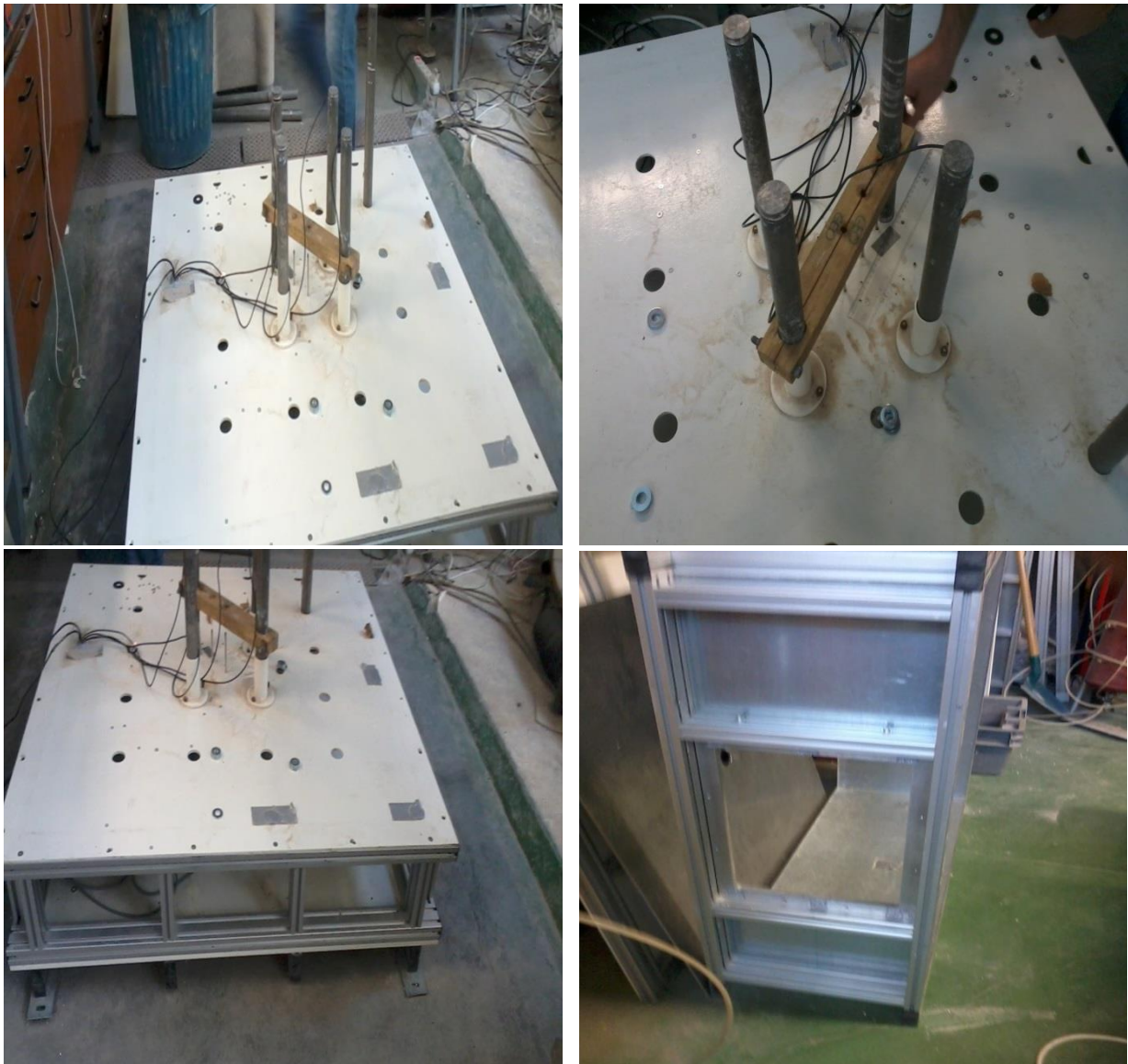


Figure 1. Éléments de montage pour un cube de test d'inclusions verticales.

Dans un modèle plus réduit, mon expérience avec le laboratoire à l'institut de Physique du Globe de Strasbourg m'a permis de concevoir sur la base d'un modèle réduit une analyse profonde sur le comportement du sable. Pour ce faire, une analyse complémentaire est nécessaire pour avoir le maximum d'information.

En premier lieu, une série de tests non drainés a été effectuée sur des échantillons saturés et en variant les densités relatives initiales. L'analyse des résultats a été utilisée dans le contexte de concept d'état critique et la susceptibilité à la liquéfaction des sables sur la base de la variation du déplacement verticale. L'analyse du comportement de l'échantillon témoin peut nous permettre d'approfondir notre recherche sur une analyse en 3D en utilisant deux ou cameras comme capteur d'images instantané, de connaître la propagation de la vibration à l'intérieur du cube avant durant et après l'application de la vibration, ces résultats peuvent nous permettre de mieux connaître le comportement sol-structure de l'échantillon étudié.

En second lieu, il est très recommandé de compléter ce programme expérimental par des essais en laboratoire pour introduire la présence des inclusions pour l'évaluation du potentiel de liquéfaction. Cette évaluation nous permettra de faire un meilleur choix de la méthode de traitement à adopter et du choix de la solution correspondante pour chaque situation de chargement.

Finalement, il nous a été permis au cours du travail de cette thèse de réaliser de nombreuses expériences et interprétations théoriques qui n'ont pas été mentionnées dans cet écrit pour deux raisons. La première est que les résultats ne convergent pas avec l'objectif du test, la seconde est que les résultats servent à ouvrir d'autres sujets de discussions. Néanmoins il nous paraît intéressant de présenter ici une partie de ces recherches inachevées qui pourraient servir de base pour continuer ce travail. On présente tout d'abord l'application de notre modèle aux sables, l'application a un séisme réel de durée finie et la liquéfaction des sols qui peut ouvrir plusieurs sujets à débattre. On discute ensuite de plusieurs volets de notre sujet que nous n'avons pas ou très peu étudié, il s'agit de simulations numériques de milieux granulaires en 3 dimensions, de l'utilisation des inclusions verticales comme solution a des cas de liquéfactions des sables.



Références
Bibliographique

Références Bibliographique

- [Ali 1990] Ali F. H., "A model study on embankment piles". In: Proc. of Piletalk International, Jakarta, Indonésie. pp 35-40. 1990.
- [Amini 2000] Amini F., Qi G.Z., "Liquefaction testing of stratified silty sands" J. Geotech. Geoenviron. Eng. ASCE 126(3) 208-217. 2000.
- [Aubry *et al.* 1982] Aubry D., Hujeux J.C., Lassoudière F., Meimon Y., "A double memory model with multiple mechanisms for cyclic soil behavior". Proc. International Symposium on Numerical Models in Geomechanics, Zürich, pp. 3-13, 1982.
- [Bell *et al.* 1994] Bell A. L., Jenner C. G., Maddison J. D., "Embankment support using geogrids with vibro concrete columns". Conf. on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, 5-9 septembre, Singapour. Vol. 1, pp 335-338.1994.
- [Bergdahl *et al.* 1979] Bergdhal U., Lingfors R., Nordstand P., "The mechanics of piled embankments". No. SG3-79, Swedish Geotechnical Institute, pp 310-320. 1979.
- [Berthelot *et al.* 2003] Berthelot P., Pezot B., Liausau P., "Amélioration des sols naturels ou anthropiques par colonnes semi-rigides : Le procédé CMC, Improvement of soils by semi-rigid columns". The CMC technique, Publication CMC Prague 2003.
- [Bilham *et al.* 2003] Bilham R., Doyle P., Evans R., Greening P., May R., Stewart A., Teymur B, Vince D., "The KOCAELI, TURKEY Earthquake of 17 August 1999", Earthquake Engineering Field Investigation Team Institution of Structural Engineers, London SW1X 8BH, ISBN 0 901279 283. February 2003.
- [Bobei 2009] Bobei D.C., Wanatowski D., "Modified state parameter for characterizing static liquefaction of sand with fines". J. Can. Geotech. 46(3) 281-295. 2009.
- [Briançon *et al.* 2004] Briançon L., Kastner R., Simon B., Dias D., "Etat des connaissances. Amélioration des sols par inclusions rigides". ASEP-GI, 9-10 septembre, Paris. Paris : Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, pp 15-44. 2004.
- [Burland *et al.* 1968] Burland J.B., Roscoe K.H., "On the generalized stress-strain behaviour of wet clay". In Engineering Plasticity. Heyman-Leckie, Cambridge, 1968.
- [Cambou *et al.* 1988] Cambou B., Jafari K., "Modèle de comportement des sols non cohérents". Revue Française de Géotechnique, vol. 44, pp. 43-55, 1988.
- [Casagrande 1975] Casagrande A., "Liquefaction and cyclic deformation of sand: a critical review". In Fifth Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Bueno Aires, Argentina, Havard Soil Mechanics, number Series N°88, pages 1-39, 1975.

- [Castro 1969] Castro G., "Liquefaction of Sand". Ph.D. Thesis, Division of Engineering and Applied Physics, Harvard University, Cambridge. 1969.
- [Castro 1977] Castro G., Poulos S.J., "Factors affecting liquefaction and cyclic mobility". *Journal of Geotechnical Engineering*, 103(GT6): 501–516, 1977.
- [Clément *et al.* 2016] Clément C., Aharanov E., and Toussaint R., "Shake and sink: liquefaction without pressurization". *Physical Review E*, 2016.
- [Collin 2004] Collin J. G., "Column supported embankment design considerations", the 52nd Annual Geotechnical Engineering Conf., University of Minnesota, Minneapolis. pp 51-78. 2004.
- [Combarieu 1988] Combarieu O., "Amélioration des sols par inclusions rigides verticales". Application à l'édification de remblais sur sols médiocre. 1988.
- [Combarieu 1996] Combarieu O., "Fondations superficielles pour sols médiocres par inclusions rigides". 1996.
- [Demerdash 1996] Demerdash M.A., "An experimental study of piled embankments incorporating geosynthetic basal reinforcement". Thèse de doctorat. University of Newcastle-upon-Tyne, 1996.
- [Duncan 1994] Duncan J.M., "The role of advanced constitutive relations in practical applications". *Proc. 13th International Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, New-Delhi, vol. 5, pp. 31-48, 1994.
- [Duncan *et al.* 1970] Duncan J.M., Chang C.Y., "Nonlinear analysis of stress and strain in soils". *ASCE, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, n°SM5, pp. 1629- 1653, 1970.
- [Fourie 2005] Fourie A.B., Tshabalala L., "Initiation of static liquefaction and the role of K_0 consolidation". *Can. Geotech. J.* 42(3) (2005) 892-906.
- [Georginnou *et al.* 2003] Georginnou V.N., Burland J.B., Hight D.W., "The undrained behaviour of clayey sands in triaxial compression and extension" *J. Geotech. Geoenviron. Eng.* Vol 129, No. 8 727-737. 2003.
- [Guido *et al.* 1987] Guido V.A., Knuettel J.D., Sweeney M.A., "Plate loading test on geogrid reinforced earth slabs". In: *Proc. of Geosynthetics'87*, New Orleans, USA, St Paul, MN, USA: Industrial Fabrics Association International, pp 216-225. Février 1987
- [Hazen 1920] Hazen A., "Hydraulic fill dams". *American Society of Civil Engineers Transactions*, 83:1713–1745, 1920.
- [Hettler *et al.* 1984] Hettler A., Vardoulakis I., "Behaviour of dry sand tested in a large triaxial apparatus". *Géotechnique*, vol. 34, n°2, pp. 183-198, 1984.
- [Hewlett 1988] Hewlett W.J., Randolph M.F., "Analysis of piled embankment". *Ground Engineering*, vol. 21, n° 3, pp 12-18. 1988.

- [Hicher 1985] Hicher P.Y., “Comportement mécanique des argiles saturées sur divers chemins de sollicitations monotones et cycliques. Application à une modélisation élastoplastique et viscoplastique”. Thèse de Doctorat d’État, Université Pierre-et-Marie-Curie, 1985.
- [Horgan 2002] Horgan G.J., Sarsbay R.W., “The arching effect of soils over voids incorporating geosynthetic reinforcement”. Proc. 7th Int. Conf. on Geosynthetics, Nice, pp.373-378. 2002.
- [Hujeux 1979] Hujeux J.C., “Calcul numérique de problèmes de consolidation élastoplastique”. Thèse de docteur-ingénieur, École Centrale de Paris, 1979.
- [Ibraim 1998] Ibraim E., “Différents aspects du comportement des sables à partir des essais triaxiaux : des petites déformations à la liquéfaction statique”. Thèse de doctorat, Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, 1998.
- [Jenck 2005] Jenck O., “Le renforcement des sols compressibles par inclusions rigides verticales. Modélisation physique et numérique”, thèse de doctorat à l’INSA de Lyon. 2005.
- [Keller 2004] Keller fondation Spéciales., “The Keller Vibro Concrete Column”. Keller foundations. 1994.
- [Kempfert *et al.* 1999] Kempfert H.G., Zaeske D., Alexiew D., “Interactions in reinforced bearing layers over partially supported underground”. In: Proc. of the 12th European Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (12th ECSMGE), 7-10 juin 1999, Amsterdam, Pays-Bas. Rotterdam: Balkema, vol. 3, pp 1527-1532. 1999.
- [Koester *et al.* 2003] Koester J.P., Prakash S., Dakoulas P., “The influence of fines type and content on cyclic strength”. GEOTECH SP. ASCE N°44 17–33. 1994.
- [Kokusho *et al.* 2014] Kokusho T., Nagao Y., Ito F., Fukuyama T., “Sand Liquefaction Observed During Recent Earthquake and Basic Laboratory Studies on Aging Effect”. Earthquake Geotechnical Engineering Design. 75-92. 2014.
- [Konrad 1993] Konrad, J.M., “Undrained response of loosely compacted sands during monotonic and cyclic compression tests”. Geotechnique, 43(1):69–89, 1993.
- [Kramer 1988] Kramer S.L., Seed H.B., “Initiation of soil liquefaction under static loading conditions” J GEOTECH ENG. 114(4) 412-430.1988.
- [Kramer 1996] Kramer S.L. “Geotechnical Earthquake Engineering”, Prentice Hall, Inc., Upper Saddle River, New Jersey, 653 pp. 1996.
- [Kramer 2004] Kramer S.L., Stewart J.P. “Chapter 4: Geotechnical Aspects of Seismic Hazards. In Earthquake Engineering: From Engineering Seismology to Performance-Based Engineering”, Y. Bozorgnia., V.V. Bertero (editors), CRC Press, 85 pages. 2004.

- [Ladd 1974] Ladd R.S., "Specimen preparation and liquefaction of sands". J. Geotech. Engrg. ASCE. 100 (GT10) 1180-1184. 1974.
- [Lade 1989] Lade. P.L., "Double hardening constitutive model for soils, parameter determination and predictions for tow sands". Proceedings, International Workshop on Constitutive Equations for Granular Non-cohesive Soils, Cleveland, Ohio, pp. 367-382, 1989.
- [Lee 1968] Lee K.L., Fitton J.A., "Factors effecting the dynamic strength of soil". Vibration affects on Géotechnique, 10, pp. 39-53. 1968.
- [Lo et al. 2010] Lo S.R., Rahman M.M., Bobei D.C., "Limited flow behaviour of sand with fines under monotonic and cyclic loading" Geomechanics and Geoengineering. 5(1) 15-25. 2010.
- [Low et al. 1994] Low B.K., Tang S.K., Choa A.V., "Arching in piled embankments". Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, vol. 120, n°11, pp 1917-1938. 1994.
- [Luong 1980] Luong M.T., "Phénomènes cycliques dans les sols pulvérulents". Revue Française de Géotechnique, n°10, pp. 39-53, 1980.
- [Magnan 1986] Magnan J.P., "Modélisation numérique du comportement des argiles molles naturelles". Laboratoire central des ponts et chaussées, Rapport de recherche LPC, n°141, 255 p., 1986.
- [Magnan 1989] Magnan J.P., "Validation des méthodes de calcul des déformations des sols mous par comparaison avec le comportement des ouvrages". Symposium franco-soviétique VNIOSP-LCPC, Moscou, avril 1989. Laboratoire central des ponts et chaussées, Rapports des laboratoires, GT 39, pp. 47-84, 1989.
- [Maheshwari 2010] Maheshwari B.K., Patel A.K., "Effects of non-plastic silts on liquefaction potential of Solani sand". Geotech. Geol. Eng. 28(5) 559-566. 2010.
- [Mandel 1962] Mandel J. "Essais sur modèle réduits en mécanique des terrains. Etude des conditions de similitude". Revue de l'Industrie Minérale, vol. 44, pp 611-620. 1962.
- [McGeary 1961] McGeary R.K., "Mechanical packing of spherical particles". J. Am. Ceram. Soc. 44(10) 513-522. 1961.
- [Menard 1994] Procédés généraux de construction Menard, "Mise au point de colonnes à module contrôlé (CMC™)", 1994.
- [Mestat et al. 1990] Mestat. Ph., Degny E., Chambon P., Sekkate-Rhanou Z., "Détermination des paramètres du modèle de Nova à partir d'un essai triaxial". Rhéologie des Matériaux du Génie Civil, 25e colloque du Groupe Français de Rhéologie, Grenoble, pp. 173-184, 1990.
- [Metcalf et al. 2002] Metcalfe G., Tennakoon S.G.K., Kondic L., Shaeffer D.G., Behringer R.P., "Granular Friction, Coulomb Failure, and the Fluid-Solid Transition for Horizontally Shaken Granular Materials", Phys. Rev. E 65, 031302. 2002.

- [Missoum *et al.* 2013] Missoum H., Belkhatir M., Bendani K., “Undrained shear strength response under monotonic loading of Chlef (Algeria) sandy soil” ARAB J GEOSCI. No. 6, 615-623. 2013.
- [Mulilis *et al.* 1977] Mulilis J.P., Seed H.B., Chan C.K., Mitchell J.K., Arulanandan K., “Effects of sample preparation on sand liquefaction”. J. Geotech. Engrg. ASCE 103 (GT2) 91-108. 1977.
- [Naeini 2004] Naeini S.A., Baziar M.H., “Effect of Fines Content on Steady-State Strength of Mixed and Layered Samples of a Sand”. SOIL DYN EARTHQ ENG. Vol. 24, 181-187. 2004.
- [Ni *et al.* 2004] Ni Q., Tan T.S., Dasari G.R., Hight D.W., “Contribution of fines to the compressive strength of mixed soils”. Geotechnique. 54(9) 561-569. 2004.
- [Noll 1958] Noll W., “A mathematical theory of the mechanical behaviour of continuous media”. Arch. Rational Mech. Anal., pp. 197-226, 1958.
- [Nova 1982] Nova. R., “A model of soil behaviour in plastic and hysteretic ranges”. International Workshop on Constitutive Behaviour of Soils, Grenoble, pp. 289-309, 1982.
- [Ohsaki 1969] Ohsaki Y., “The effects of local soil Conditions upon Earthquake Damage”. Proceedings Specialty Session No, 2, 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico City, Mexico, pp, 3-32. 1969.
- [Oka *et al.* 1986] Oka F., Adachi T., Okano Y., “Twodimensional consolidation analysis using an elasto-viscoplastic constitutive equation”. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, vol. 10, n°1, pp. 1-10, 1986.
- [Olson 2002] Olson S.M., Stark T.D., “Liquefied strength ratio from liquefaction case histories”. Can Geotech. J. No. 3 (39) (2002) 629–647.
- [Olson 2003] Olson S., Stark T., “Yield Strength Ratio and Liquefaction Analysis of Slopes and Embankments”. J. Geotech. Geoenviron. Eng. Vol. 129, No. 8 727-737. 2003.
- [Poulos *et al.* 1985] Poulos S. J., Robinsky E. I., Keller T.O., “Liquefaction resistance of thickened tailings”. Journal of Geotechnical Engineering, 111(12):1380–1394, 1985.
- [Prakash 2010] Prakash S., Puri V.K., “Recent advances in liquefaction analysis of fine grained soils”. 5th International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics Symposium. 24-29. 2010.
- [Rahman 2012] Rahman M.M., Lo S.R., “Predicting the onset of static liquefaction of loose sand with fines”. J. Geotech. Geoenviron. Eng. ASCE 138(8) 1037-1041.2012.

- [Rahman *et al.* 2008] Rahman M.M., Le S.R., Gnanendran C.T., “On equivalent granular void ratio and steady state behaviour of loose sand with fines”. *Can Geotech J.* 45(10) 1439-1455. 2008.
- [Roscoe *et al.* 1958] Roscoe K.H., Schofield A.N., Wroth C.P., “On the yielding of soils”. *Géotechnique*, vol. 8, n°1, pp. 22-53, 1958.
- [Rowe 1971] Rowe P.W., “Theoretical meaning and observed values of deformation parameters for soil”. *Proc. Roscoe Memorial Symposium «Stress-strain behaviour of soils»*, pp. 143- 194, 1971.
- [Sanchez *et al.* 2014] Sanchez-Colina G., Alonso-Llanes L., Martinez E., Batista-Leyva A.J., Clément C., Fliedner C., Toussaint R., and Altshuler E., “Note: «lock-in accelerometry» to follow sink dynamics in shaken granular matter”. *Review of scientific instruments*, 85(12):126101, 2014.
- [Sanchez *et al.* 2016] Sanchez-Colina G., Batista-Leyva A.J., Clément C., Altshuler E., Toussaint R., “Sink vs. tilt penetration into shaken dry granular matter: the role of foundation”. *arXiv preprint :1605.08024*, 2016.
- [Schofield 1968] Schofield A., Wroth P., “Critical state soil mechanics”. London, McGraw-Hill. 1968.
- [Seed 1979] Seed H.B. “Soil liquefaction and cyclic mobility evaluation for level ground during earthquakes”. *J. Geotech. Engrg. Div., ASCE*, 105 (GT2), 201–255. 1979.
- [Seed *et al.* 2003] Seed R.B., Cetin K.O., Moss R.E.S., Kammerer A.M., Wu J., Pestana J.M., Riemer M.F., Sancio R.B., Bray J.D., Kayen R.E., Faris A., “Recent advances in soil liquefaction engineering : a unified and consistent framework”. In *Proceedings of the 26th Annual ASCE Los Angeles Geotechnical Spring Seminar*. Long Beach, CA, 2003.
- [Sekigushi *et al.* 1977] Sekigushi H., Ohta H., “Induced anisotropy and time dependency in clays”. In *Constitutive equations of soils, Proceedings of the Specialty Session n°9, 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Tokyo, pp. 229-238, 1977.
- [Shahrour 1988] Shahrour I., “Modélisation et validation en génie civil”. Mémoire présenté en vue d’obtenir l’habilitation à diriger des recherches, Université des Sciences et techniques de Lille-Flandres-Artois, 1988.
- [Shen *et al.* 2005] Shen C.K., Vrymoed J.L., Uyeno C.K., “The Effect of Fines on Liquefaction of Sands”. *9th International Conference on Soil Mech Found Eng.* 281-285. 1977.
- [Shenthan 2005] Shenthan T., “Liquefaction mitigation in silty soils using composite stone column”. *Dissertation, university at Buffalo, NY.* 2005.
- [Simon 2001] SIMON B., “Renforcement par inclusions rigides verticales”. *Etat de l’art.* 2001.
- [Sladen *et al.* 1985] Sladen J.A., D’Hollander R.D., Krahn J., Mitchell D.E., “Back analysis of the Nerlerk berm liquefaction slides”. *Can. Geotech. J.* 22, 579-588. 1985.

- [Stroud 1971] Stroud M.A., "The behaviour of sand at low stress levels in the simple shear apparatus", PhD Thesis at Cambridge University, U.K., 1971.
- [Stutz 1987] Stutz P., "Lois de comportement : principes généraux". In: Manuel de Rhéologie des Géomatériaux, Presses de l'ENPC, Paris, 402 p., pp. 103-127, 1987.
- [Tennakoon *et al.* 1999] Tennakoon S.G.K., Kondic L., Behrenger R.P., "Onset of flow in a horizontally vibrated granular bed: Convection by horizontal shearing". *Europhys Letters*. Volume 45(4), 470. 1999.
- [Terzaghi 1943] Terzaghi K., "Theoretical soil mechanics". John Wiley & Sons, New York, 1943.
- [Terzaghi 1956] Terzaghi K., "Varieties of submarine slope failures". *Havard Soil Mechanics Series*, 52(16p), 1956.
- [Thevanayagam 2000] Thevanayagam S., Mohan S., "Intergranular state variables and stress-strain behaviour of silty sands". *Geotechnique*. 50(1), 1-23. 2000.
- [Thevanayagam *et al.* 2002] Thevanayagam S., Shenthana T., Mohan S., Liang J., "Undrained fragility of clean sands, silty sands, and sandy silts" *J. Geotech. Geoenviron. Eng.* 128(10) 849-859. 2002.
- [Thevanayagam *et al.* 2003] Thevanayagam S., Shenthana T., Kanagalingam T., "Role of Intergranular Contacts on Mechanisms Causing Liquefaction and Slope Failures in Silty Sands" Department of the Interior, Reston, Va. 2003.
- [Ting *et al.* 1983] Ting W.H., Toh C.T., Chan S.F. "Pile supported fill". In: Proc. of. Recent developpements in laboratory and field tests and analysis of geotechnical problems, Bangkok. pp 95-100. 1983.
- [Toussaint *et al.* 2014] Toussaint R., Clément C., Fliedner C., Stojanova M., Aharonov E., Sanchez-Colina G., Altshuler E., Batista-Leyva A.J., Flekkøy E.G., "Sink vs. tilt penetration into shaken dry granular matter: the role foundation". *Geophysical Research Abstracts* 16 EGU2014, 12539, 2014.
- [Troncoso 1985] Troncoso J.H., Verdugo R., "Silt content and dynamic behavior of tailing sands" Conference on Soil Mech Found Eng. 1311-1314. 1985.
- [Vaid 1983] Vaid Y.P., Chern J.C., "Mechanism of deformation during cyclic undrained loading of saturated sands". *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 2(3) 171-177.1983.
- [Vaid *et al.* 1999] Vaid Y.P., Sivathayalan D.S., Stedman D., "Influence of specimen reconstituting method on the undrained response of sand" *Geotech Testing J.* 22(3) 187-195. 1999.

- [Van Eekelen *et al.* 2003] Van Eekelen D.J.M., Bezuijen A., Oung O., “Arching in piled embankments; experiment and design calculation”. In: NEWSON T. A. Eds. Proc. of BGA Int. Conf. on Foundations: Innovations, observations, design and practice, Dundee, Ecosse. London: Thomas Telford, pp 889-894. 2-5, septembre 2003.
- [Wang 1979] Wang W.S., “Some Findings in Soil Liquefaction”. Water Conservancy and Hydroelectric Power Scientific Research Institute. Beijing, China. 1979.
- [Wortel *et al.* 2014] Wortel G.H., Dijksman J.A., Van Hecke M., “Rheology of weakly vibrated granular media”. *Physical Review E*, 89(1):012202, 2014.
- [Yamamuro 1998] Yamamuro J.A., Lade P.V., “Steady State Concepts and Static Liquefaction of Silty Sands”. *J. Geotech. Geoenviron. Eng. ASCE* 124(9) 868-877. 1998.
- [Yamamuro 2001] Yamamuro J.A., Kelly M.C., “Monotonic and cyclic liquefaction of very loose sands with high silt content”. *J. Geotech. Geoenviron.* 127(4) 314-324. 2001.
- [Yang *et al.* 2006] Yang S.L., Lacasse S., Sandven R.F., “Determination of the transitional fines content of mixtures of sand and non-plastic fines”. *Geotech Test J.* 29(2) 102-107. 2006.
- [Yoshimi *et al.* 1989] Yoshimi Y., Tanaka K., Tokimatsu K.b., “Liquefaction resistance of partially saturated sand, *Soils and foundations*”, vol.29-3,157-162.1989.
- [Youd *et al.* 2001] T.L., Idriss I.M., Andrus R.D., Arango I., Castro, G., Christian J.T., Dobry R., Finn W.D.L., Harder Jr., L. F., Hynes M. E., Ishihara, K., Koester J.P., Liao, S. S. C., Marcuson, III, W.F., Martin, G.R., Mitchell, J.K., Moriwaki, Y., Power, M.S., Robertson, P.K., Seed, R.B., Stokoe, II, K. H., “Liquefaction resistance of soils”, summary report from the 1996 nceer and 1998 nceer/nsf workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils. *Journal of geotechnical and geo-environmental engineering, Eng., ASCE*, 127 (10), 817–833. 2001.
- [Zienkiewick *et al.* 1972] Zienkiewick O.C., Naylor D.J., “The adaptation of critical state soil mechanics theory for use in finite elements”. In «Stressstrain behaviour of soils», RHG Parry ed., G.T. Foulis and Co, Henley-on-Thames, England, pp. 537-547, 1972.
- [Zitouni 1988] Zitouni Z., “Comportement tridimensionnel des sables”. Thèse de doctorat, Université Joseph Fourier, Grenoble, 286 p., 1988.
- [Zlatovic 1997] Zlatovic S., Ishihara K., “Normalized behavior of very loose non-plastic soils: effects of fabric”. *Soils and foundations.* 37(4) 47-56. 1997.

SITES WEB DE REFERENCES

- [1] http://www.ffgb.be/Referenties/Piles/Referenties-verstevigende-insluiting.aspx?lang=fr-BE#ref_verst_insl_1
- [2] <http://www.ffgb.be/Referenties/Piles/Referenties-stalen-profiel.aspx?lang=fr-BE>
- [3] <http://www.atlas-fondations.fr/Referenties/Piles/Referencies-geprefabriceerde-betonnen-heipaal.aspx>
- [4] <http://www.atlas-fondations.fr/Business-Units/Piles/Geheide-kokerpaal.aspx>
- [5] http://www.gramme.be/unite9/pmwikiOLD/pmwiki.php?n=BE_TON0607.LesProcedesDeConstructionsDesPieux
- [6] <http://www.constructioncayola.com/batiment/article/2013/10/02/88437/procede-starsol-soletanche-premiere-lyon.php>
- [7] <http://reports.mckinneydrilling.com/WhatWeDo/Techniques/Grouting/JetGrouting/default.aspx>

Annexe

Sommaire :

1. Caractéristiques géotechnique	i
2. Analyse granulométrique	i
3. Equivalent sable	iii
4. Teneur en eau de l'échantillon à l'état naturel de prélèvement	iii
5. Bleu de méthylène	iii
6. Limite d'Atterberg selon la norme NF P 94-051	iv
7. Détermination de la limite de liquidité	v
8. Détermination de la limite de plasticité	vi
9. Essais triaxiaux	viii
9.1. Essais non drainé : le cas d'un sable propre à l'état lâche	viii
9.2. Essais non drainé : le cas d'un sable propre à l'état dense	ix
9.3. Essai drainé à l'état lâche	x
9.4. Essai drainé à l'état dense	xii
9.5. Corrélation des résultats à l'état lâche	xiv
9.6. Corrélation des résultats à l'état dense	xv
10. Résultats d'essais vibratoires d'un sable saturé avec une densité relative 0%	xv
10.1. Diagrammes du déplacement vertical pour un essai avec une fréquence 10Hz	xv
10.2. Diagrammes de déplacement vertical pour un essai avec une fréquence 14Hz	xix

Figures :

Figure 1. Courbe granulométrique du sable quai d'Oran à l'état de prélèvement.	i
Figure 2. Normalisation de la classification des sols.	ii
Figure 3. Résultat d'essai bleu de méthylène sur le papier absorbant.	iv
Figure 4. Schéma de la limite d'Atterberg.	v
Figure 5. Appareil de Casagrande, test de la limite de liquidité.	v
Figure 6. Test limite de plasticité.	vi
Figure 7. Nombres de coups en fonction de la teneur en eau.	vii
Figure 8. Abaque de Casagrande.	vii
9.1. Essais non drainé : le cas d'un sable propre à l'état lâche	viii
a-Déviateur de contraintes en fonction de la déformation axiale	
b-Déviateur de contraintes en fonction de la déformation axiale	
c- Evolution de la pression interstitielle par rapport à la contrainte de confinement en fonction de la déformation axiale	
d-Déviateur de contraintes en fonction de la contrainte moyenne effective (représentation de la surface d'état limite)	
9.2. Essais non drainé : le cas d'un sable propre à l'état dense	ix
a-Déviateur de contraintes en fonction de la déformation axial	
b-Evolution de la pression interstitielle en fonction de la déformation axiale	
a-Déviateur de contraintes en fonction de la déformation axial	
d-Déviateur de contraintes en fonction de la contrainte moyenne effective	
9.3. Essai drainé à l'état lâche	x
a-Déviateur de contraintes en fonction de la déformation axiale	
b-Rapport des contraintes principales en fonction de la déformation axiale	
c- Déformation volumique en fonction de la déformation axiale	
d-Indice des vides en fonction de la déformation axiale	

- e- Déviateur de contraintes en fonction de la contrainte moyenne effective
- f-Indices des vides en fonction de la contrainte moyenne effective
- g-Déviateur de contraintes en fonction de la contrainte moyenne effective
(représentation de la surface d'état limite)

9.4. Essai drainé à l'état dense

xii

- a-Déviateur de contraintes en fonction de la déformation axiale
- b-Rapport des contraintes principales en fonction de la déformation axiale
- c- Déformation volumique en fonction de la déformation axiale
- d-Indice des vides en fonction de la déformation axiale
- e- Déviateur de contraintes en fonction de la contrainte moyenne effective
- f-Indices des vides en fonction de la contrainte moyenne effective
- g-Déviateur de contraintes en fonction de la contrainte moyenne effective
(représentation de la surface d'état limite)

Tableaux :

Tableau 1. Récapitulatif des caractéristiques géotechniques.

i

Tableau 2. Résultats d'essais de la teneur en eau.

iii

Tableau 3. Récapitulatif des résultats de la limite de liquidité.

vi

Tableau 4. Résultats de la limite de plasticité.

vii

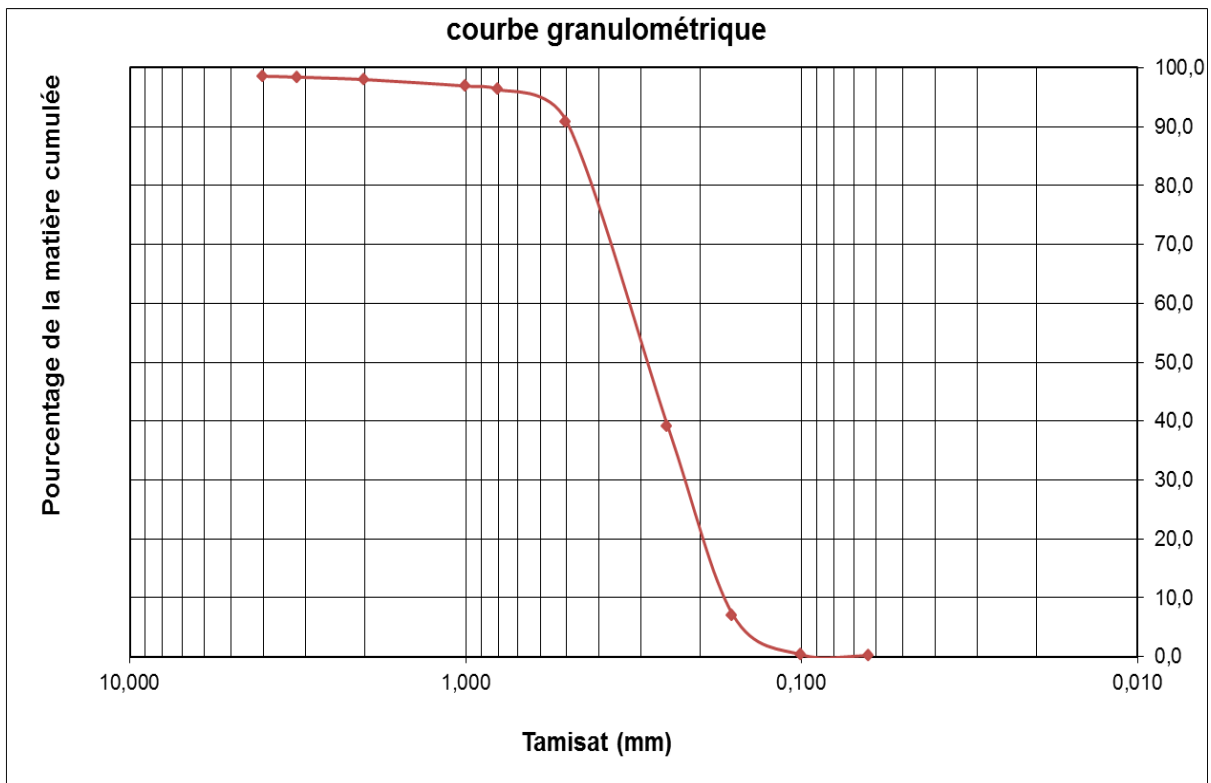
1. Caractéristiques géotechnique

Afin que les essais triaxiaux ou autres soient fiable, il est important de préparer une série d'essais sur la portance du sol ses caractéristiques. Sachant que la liquéfaction est un des domaines d'étude les plus actifs en géotechnique depuis plusieurs décennies, ce phénomène est connu comme une perte de la résistance des sols. Dans notre cas, le sol étudié est du sable prélevé au quai d'Oran, un lieu stratégique pour la ville d'où l'importance d'éviter toute conséquence désastreuse suite aux ruptures spectaculaires.

L'annexe offre les différents chemins de contrainte drainé et non drainé sur le comportement du sable lâche et dense en tenant compte des chemins simples et linéaires traduisant les sollicitations sous chargement monotone ou vibratoires.

2. Analyse granulométrique

L'analyse du sol prélevé au port d'Oran nous a donné les résultats suivants :



Sachant que :

D_{60} , D_{30} et D_{10} qui représentent les diamètres correspondant respectivement à 60%, 30% et 10% de passant.

C_u est le coefficient d'uniformité : $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$

C_c est le coefficient de courbure : $C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{10} \cdot D_{60}}$

Criteria for allocation of symbols and names to individual soil groups based on laboratory testing ^a				Soil classification	
				Symbol	Group name ^a
GRAINED SOILS (more than 50% remains on sieve No. 200 - 0.075 mm)	Gravel More than 50% retained on the sieve No. 4 - 4.75 mm)	Pure gravel (less than 5 % of fine grains ^e)	$C_u \geq 4$ and $1 \leq C_c \leq 3^c$	GW	Well graded gravel ^d
			$C_u < 4$ and/or $1 > C_c > 3^c$	GP	Poorly graded gravel ^d
		Gravel with fine grains (more than 12 % of fine grains ^f)	Fine grains are classified as ML or MH	GM	Silty gravel ^{d,f,g}
		Fine grains are classified as CL or CH	GC	Clayey gravel ^{d,f,g}	
	Sand (50% or more grains passing through sieve No. 4 - 4.75 mm)	Pure sand (less than 5 % of fine particles)	$C_u \geq 6$ and $1 \leq C_c \leq 3^c$	SW	Well graded sand ^h
			$C_u < 6$ and 7 or $1 > C_c > 3^c$	SP	Poorly graded sand ^h
Sand with fine grains (more than 12 % of fine grains ^f)		Fine grains are classified as ML or MH	SM	Silty sand ^{f,g,h}	
	Fine grains are classified as CL or CH	SC	Clayey sand ^{f,g,h}		
FINE-GRAINED SOILS (50% or more passing through sieve No. 200 - 0.075 mm)	Silt and clay (liquid limit less than 50%)	Inorganic	$I_p > 7$ and at or above A-line ^j	CL	Posna glina ^{k,l,m}
			$I_p < 4$ or below A-line ^j	ML	Silt ^{k,l,m}
		Organic	(Liquid limit - drying in oven) / (Liquid limit - without drying in oven) < 0.75	OL	Organic clay ^{k,l,m,n} Organic silt ^{k,l,m,o}
	Silt and clay (liquid limit in excess of 50%)	Inorganic	I_p na ili iznad A-linije	CH	Fat clay ^{k,l,m}
			I_p ispod A-linije	MH	Elastic silt ^{k,l,m}
		Organic	(Liquid limit - drying in oven) / (Liquid limit - without drying in oven) < 0.75	OH	Organic clay ^{k,l,m,p} Organic silt ^{k,l,m,q}
Highly organic soil	Primary organic matter, dark in colour, with organic odour		PT	Peat	

^aBased on materials passing through the sieve of 3-in, 75 mm.
^bIf soil samples in situ contain pieces or blocks or both, the name of the soil group must be extended with "with pieces" or "with blocks" or "with pieces and blocks".
^c $C_u = D_{60}/D_{10}$; $cc = (D_{30})^2/(D_{10} \cdot D_{60})$
^dIf soil contains $\geq 15\%$ of sand, the name of the soil group must be extended with "with sand".
^eGravels with 5 to 12 % fine grains get double symbols:
 GW-GM well graded gravel with silt,
 GW-GC well graded gravel with clay,
 GP-GM poorly graded gravel with silt,
 GP-GC poorly graded gravel with clay.
^fIf fine grains are classified as CL-ML then double symbols GC-GM or SC-SM should be used.
^gIf fine grains are organic the name of the soil group should be extended by adding "with organic fine grains".
^hIf soil contains $\geq 15\%$ of gravel the name of the soil group should be extended by adding "with gravel".
ⁱSand with 5 to 12 % of fine grains get double symbols:
 SW-SM well graded sand with silt,
 SW-SC well graded sand with clay,
 SP-SM poorly graded sand with silt,
 SP-SC poorly graded sand with clay.
^jIf a pair of values (wL, IP) in the plasticity diagram is situated within the hatched area ($4 < IP < 7$), the soil is designated as CL-ML, as silty clay.
^kIf the soil contains 15 to 30 % of material above the sieve No. 200 - 0.075 mm, the name of the soil group should be extended by adding "with sand" or "with gravel", depending on which of these two materials is dominant.
^lIf the soil contains $\geq 30\%$ of material above the sieve No. 200 - 0.075 mm, and if the sand is dominant, the name of the soil group should be extended by adding "sandy".
^mIf the soil contains $\geq 30\%$ of material above the sieve No. 200 - 0.075 mm, and if the gravel is dominant, the name of the soil group should be extended by adding "gravelly".
ⁿ $IP \geq 4$ and at or above the A-line.
^o $IP < 4$ or below the A-line.
^p IP at or above the A-line.
^q IP below the A-line.

Figure 2. Normalisation de la classification des sols.

Et avec la norme de pulvérisation **NFP 94-059**, les paramètres de l'indice des vides sont obtenus comme suit :

$$e_{max} = 0,97, \quad e_{min} = 0,67$$

3. Equivalent sable

L'essai d'équivalent sable (désigné par le symbole E.S) a pour but d'évaluer la proportion relative d'éléments fins contenus dans le sol et dont la présence en quantité notable peut modifier le comportement mécanique norme NF-p 18-598.

L'étude faite au laboratoire a donné un résultat de l'équivalent sable $E.S=80,7\%$.

4. Teneur en eau de l'échantillon à l'état naturel de prélèvement

C'est un essai qui permet de déterminer le poids en eau du granulat ou du sol, ce principe est basé sur la norme : NF P 94-050

La méthode de travail est basée sur le prélève une certaine quantité de matériau et placer dans un récipient (poids de la tare), Pesée de la prise (poids total humide),

Ensuite la prise est séchée dans une étuve 105°c .

Après 24h, nouvelle pesée (poids du sol sec)

Tableau 2. Résultats d'essais de la teneur en eau.

poids total humide	$P_{th} (grs)$	148,16
poids total sec	$P_{ts} (grs)$	138,91
poids de la tare	$P_t (grs)$	44,9
poids d'eau	$P_w = P_{th} - P_{ts}$	9,25
poids du sol sec	$P_s = P_{ts} - P_t$	94,01
teneur en eau	$w = P_w / P_s$	0,098394
teneur en eau	$w (\%)$	9,839379

5. Bleu de méthylène

Étant donné que dans un sol, la surface spécifique est déterminée par toute la surface des particules contenues dans sa fraction argileuse ($\leq 2 \mu\text{m}$), la valeur de bleu de méthylène VBS (Valeur de bleu du sol) exprime globalement la qualité de la fraction argileuse contenue dans ce sol.

L'essai a donc pour objet de mesurer la capacité d'adsorption du bleu de méthylène, c'est-à-dire la quantité de ce colorant nécessaire pour recouvrir d'une couche mono-élémentaire les surfaces externes et internes de toutes les particules argileuses présentes dans 100g de sol.

Obtenu à partir de la norme **NFP 94-068**, par une mesure de la capacité d'absorption du bleu de méthylène de l'échantillon testé, dont :

$$\text{VBS} = ((B * 0,01) / m) * 100$$

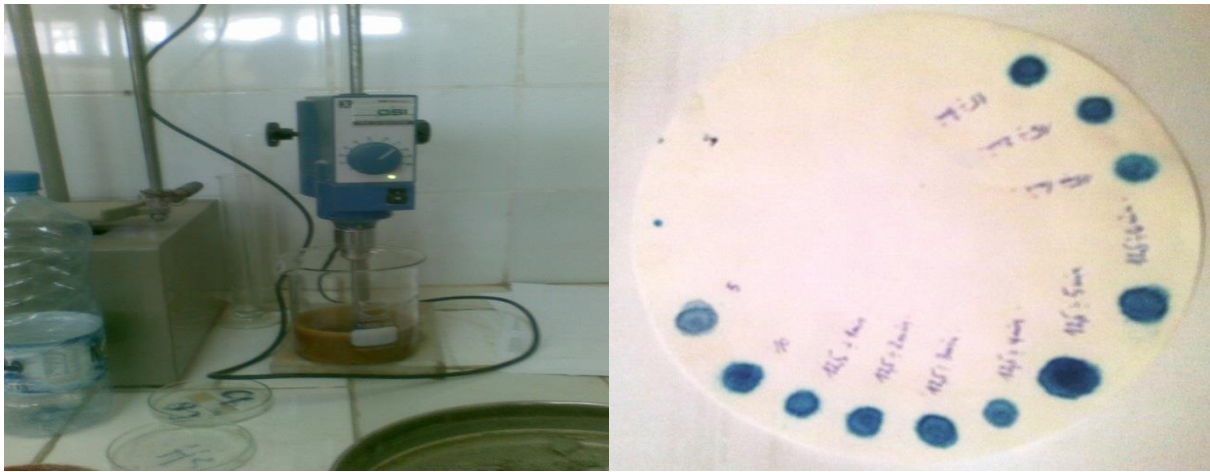
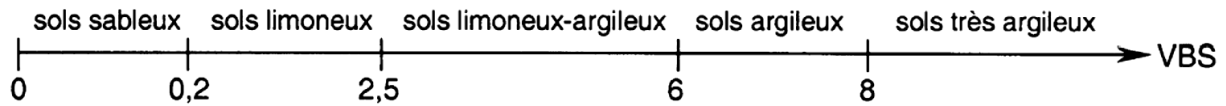


Figure 3. Résultat d'essai bleu de méthylène sur le papier absorbant.

Sachant que B représente la masse de bleu introduite, m est la masse sèche de la prise d'essai.

$$VBS = ((12,5 * 0,01) / 80) * 100 = 1,56 \in [0, 0,2]$$

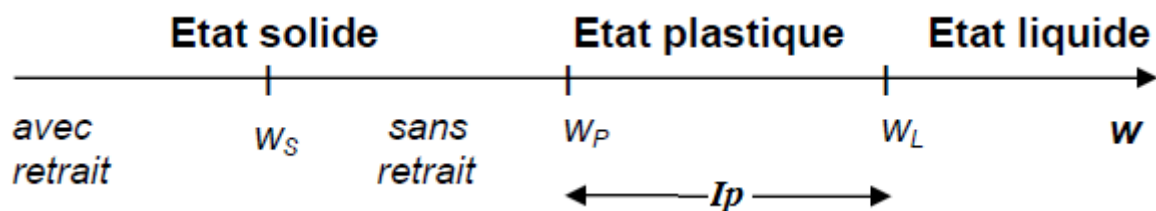
Le résultat confirme que sols est sableux.

6. Limite d'Atterberg selon la norme NF P 94-051

Les limites d'Atterberg sont des essais qui permettent de définir des indicateurs qualifiant la plasticité d'un sol, et plus précisément de prévoir le comportement des sols pendant les opérations de terrassement, en particulier sous l'action des variations de teneur en eau. Notons que cet essai se fait uniquement sur les éléments fins du sol, il consiste à faire varier la teneur en eau de l'élément en observant sa consistance ce qui permet de donner une classification du sol.

Il est noté aussi que les limites de consistance ou limites d'Atterberg constituent un indice important en géotechnique. Ces limites sont mesurées avec un appareillage normalisé, sur le mortier, c'est-à-dire la fraction de sol qui passe au tamis de 400 μ m. Il est défini trois limites :

- la **limite de liquidité** w_l qui sépare l'état liquide de l'état plastique,
- la **limite de plasticité** w_p qui sépare l'état plastique de l'état solide,
- la **limite de retrait** w_s qui sépare l'état solide avec retrait de l'état solide sans retrait.



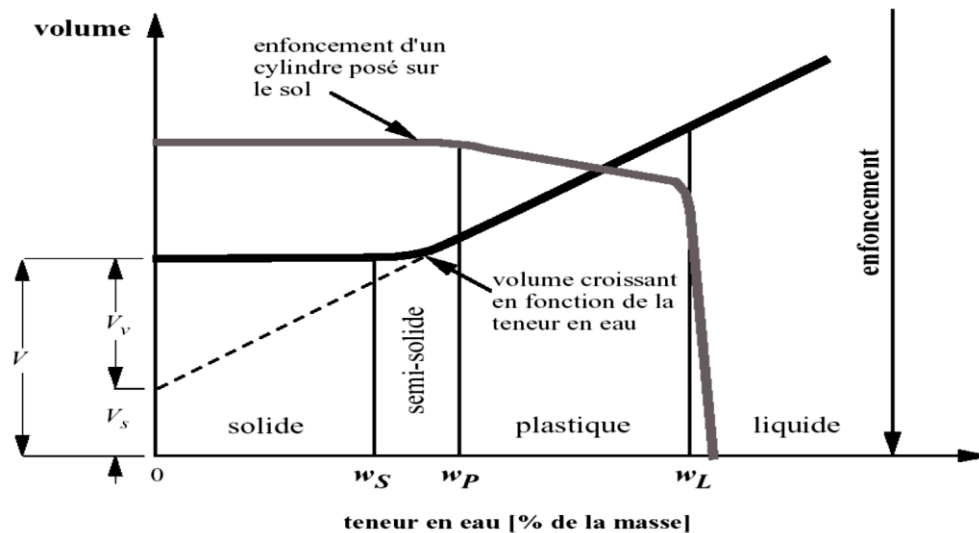


Figure 4. Schéma de la limite d'Atterberg.

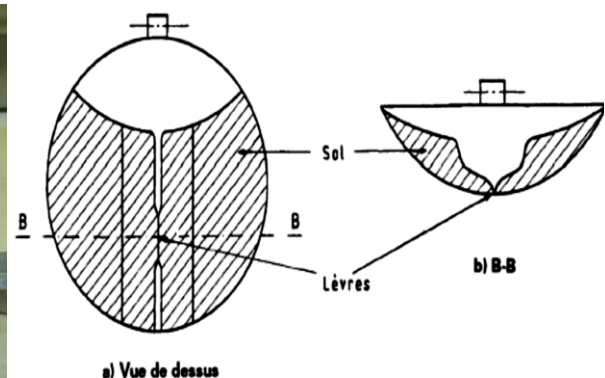
7. Détermination de la limite de liquidité

La coupole de Casagrande consiste en un appareillage composé d'un bol et d'un arbre à came permettant de transformer le mouvement de rotation en translation, cela permet à élever le bol d'une certaine hauteur et de le laisser retomber sur un plan rigide. Pour réaliser ce test, il faut :

- Humidifier l'échantillon de sol fin
- L'homogénéiser
- Etaler l'échantillon dans le bol, de manière à avoir une épaisseur à peu près constante, de 1cm, avec une surface horizontale
- Appliquer une rainure au milieu, séparant l'échantillon en deux parties distinctes et égales, de manière à voir le fond du bol
- Tourner la manivelle en comptant la norme de fois que le bol s'est élevé puis rabattu jusqu'à ce que la fente se referme.
- Récupérer l'échantillon, le peser, et calculer sa teneur en eau.



a- Appareil de mesure



b- Mise en place de l'échantillon

Figure 5. Appareil de Casagrande, test de la limite de liquidité.

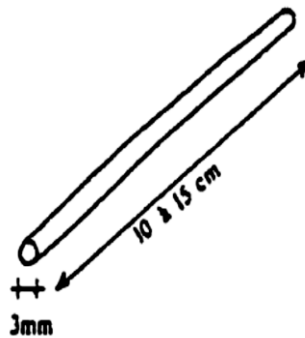
8. Détermination de la limite de plasticité

Pour déterminer cette limite (voir figure suivante), le procédé est le suivant :

- Prendre un échantillon séché du sol fin.
- Y ajouter un peu d'eau et homogénéiser le mélange.
- Former trois fils de 3mm de diamètre et de 10cm de longueur sur le modèle d'une petite barre de fer.
- Rouler les fils sur une planche de bois, servant à l'assécher au fur et à mesure, jusqu'à l'apparition des premières fissures. Les rétrécir si nécessaire pour maintenir la même longueur 10 cm.
- Récupérer l'échantillon, le peser, et calculer sa teneur en eau.



a- Bol de préparation



b- Dimension de l'échantillon de test

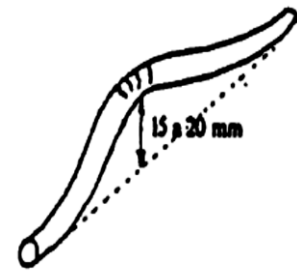


Figure 6. Test limite de plasticité.

Les résultats d'essais des fines sont les suivant :

Tableau 3. Récapitulatif des résultats de la limite de liquidité.

Nombre de coups	15	21	27	35
Masse brute humide [g]	22,140	28,410	33,450	29,340
Masse brute sèche [g]	21,020	26,730	31,010	27,390
Masse d'eau [g]	1,120	1,680	2,440	1,950
Tare [g]	11,510	13,860	15,850	18,340
Masse nette sèche [g]	9,510	12,870	15,160	9,050
Teneur en eau [%]	11,777	13,054	16,095	21,547

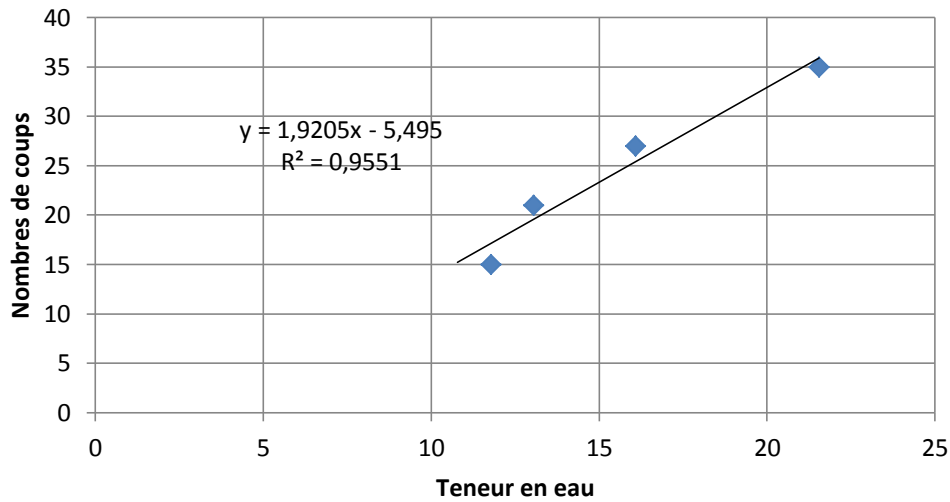


Figure 7. Nombres de coups en fonction de la teneur en eau.

Ainsi pour 25 coups, on aura $w_l = 15,87\%$.

Tableau 4. Résultats de la limite de plasticité.

Masse brute humide [g]	12,810	13,410
Masse brute sèche [g]	12,490	13,090
Masse d'eau [g]	0,320	0,320
Tare [g]	9,230	9,870
Masse nette sèche [g]	3,260	3,220
Teneur en eau [%]	9,816	9,938
moyenne de la teneur en eau		9,877

On peut noter que $w_p = 9,88\%$

Finalement, il est possible de calculer l'indice de plasticité comme suit :

$$I_p = w_l - w_p = 15,87\% - 9,88\% = 5,99\%$$

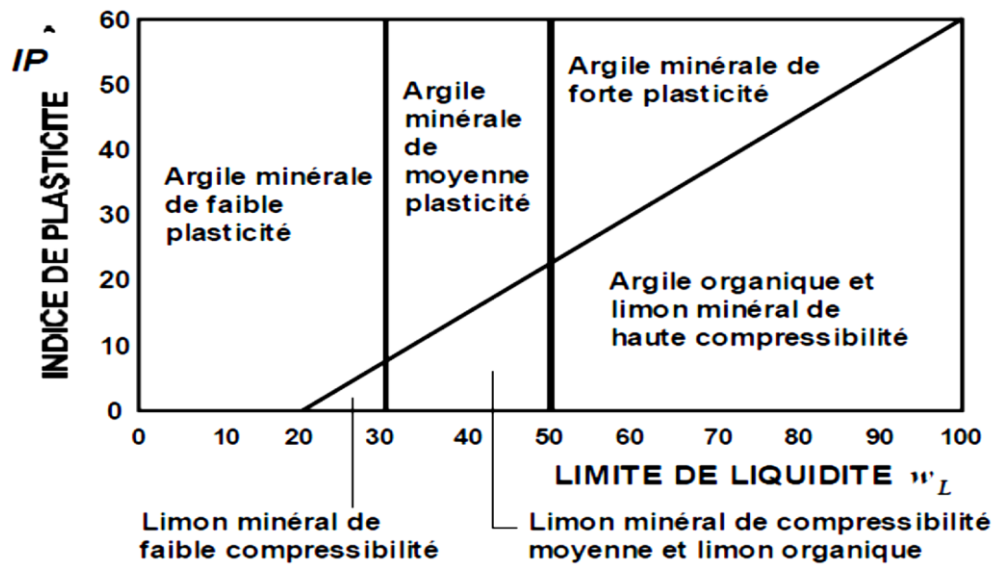


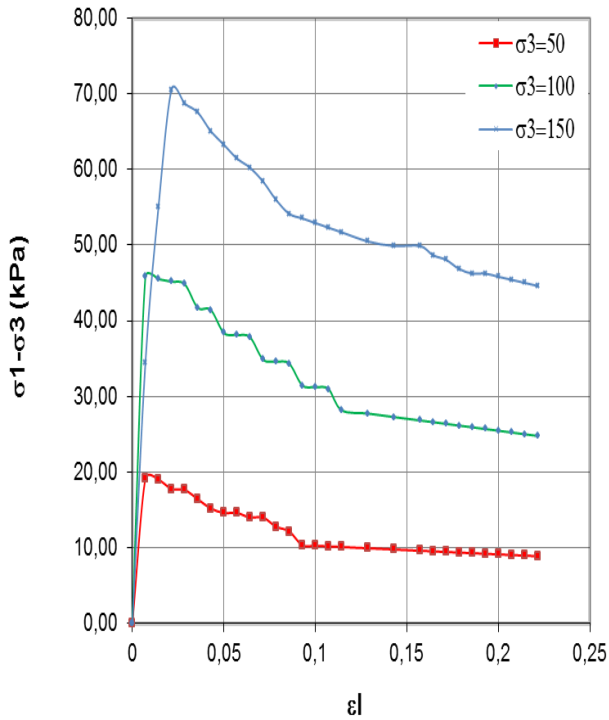
Figure 8. Abaque de Casagrande.

Selon l'abaque de Casagrande, l'échantillon est considéré de faible plasticité.

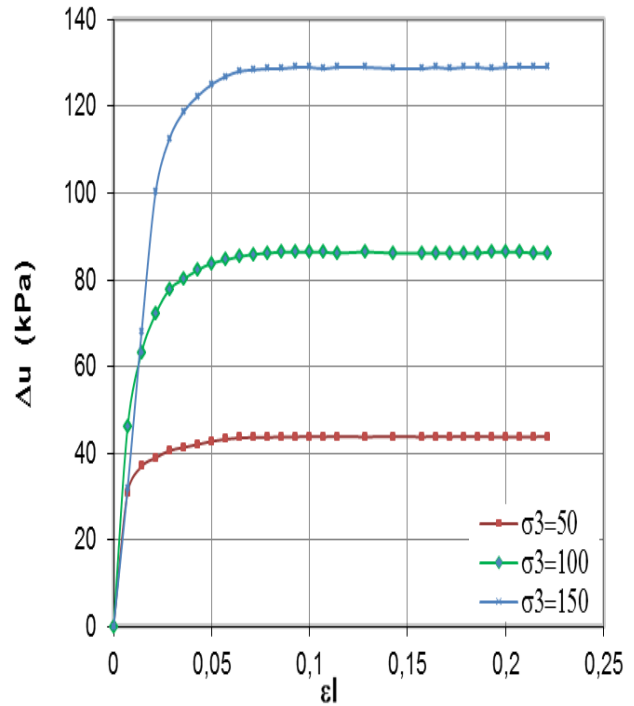
9. Essais triaxiaux

9.1. Essais non drainé : le cas d'un sable propre à l'état lâche

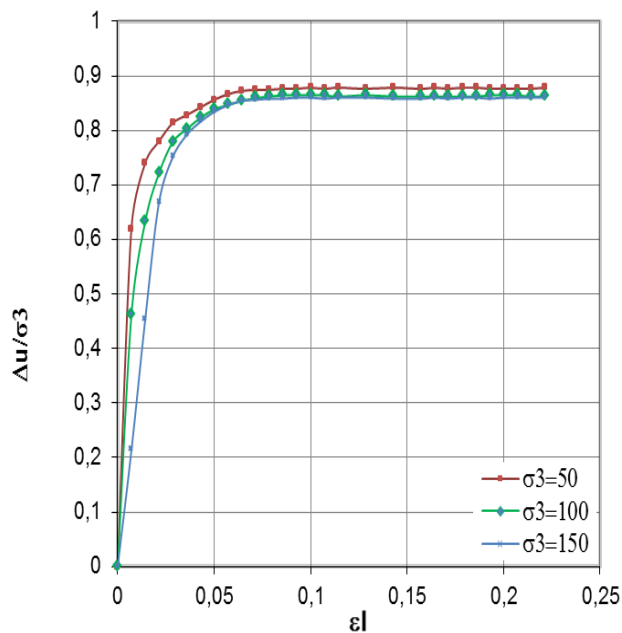
a-Déviateur de contraintes en fonction de la déformation axiale



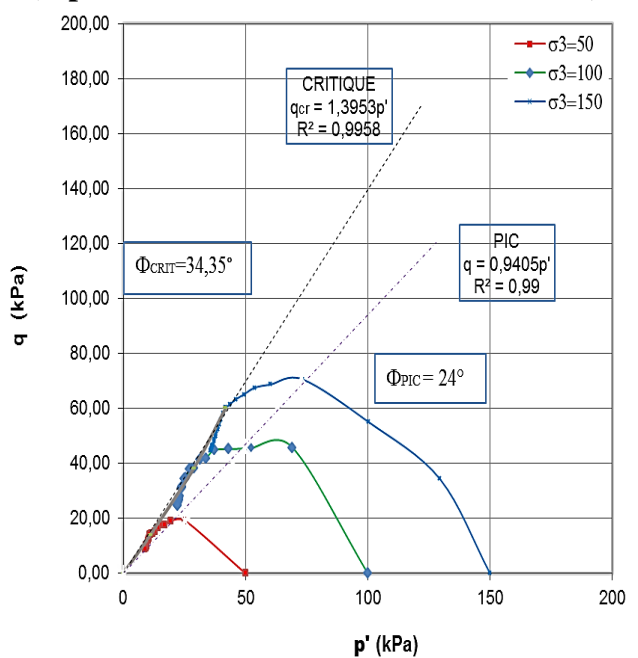
b-Déviateur de contraintes en fonction de la déformation axiale



c- Evolution de la pression interstitielle par rapport à la contrainte de confinement en fonction de la déformation axiale

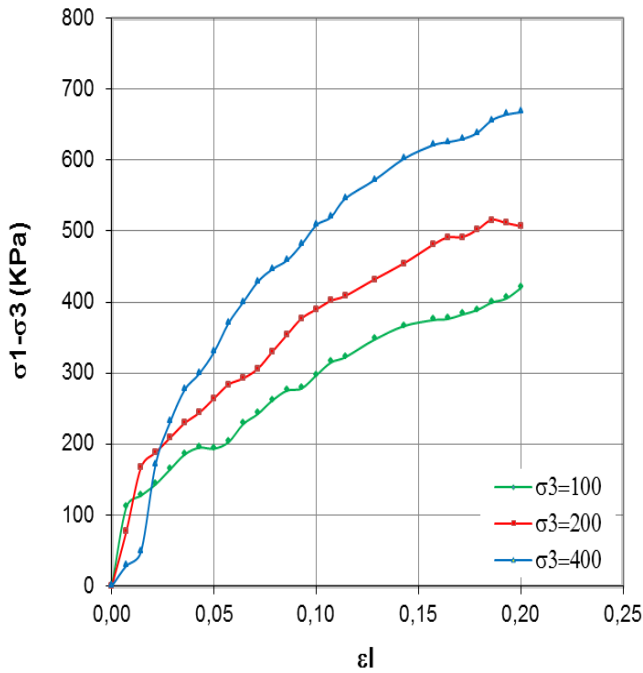


d-Déviateur de contraintes en fonction de la contrainte moyenne effective (représentation de la surface d'état limite)

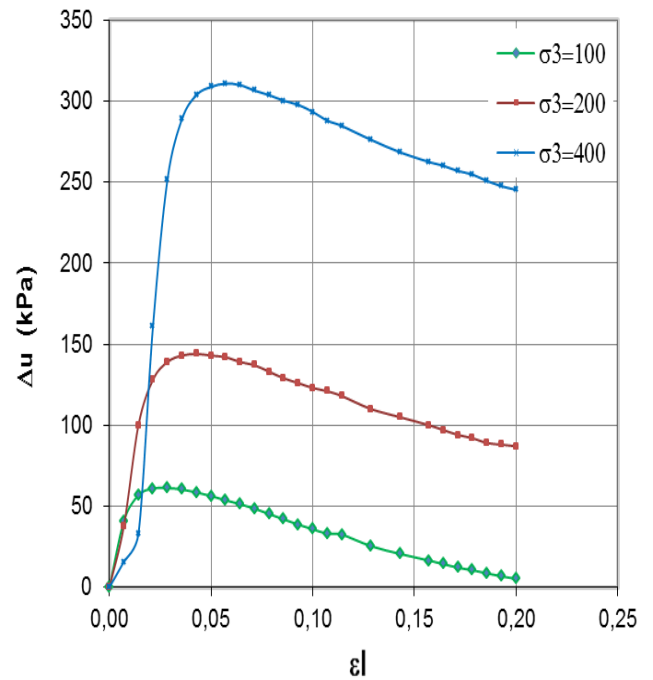


9.2. Essais non drainé : le cas d'un sable propre à l'état dense

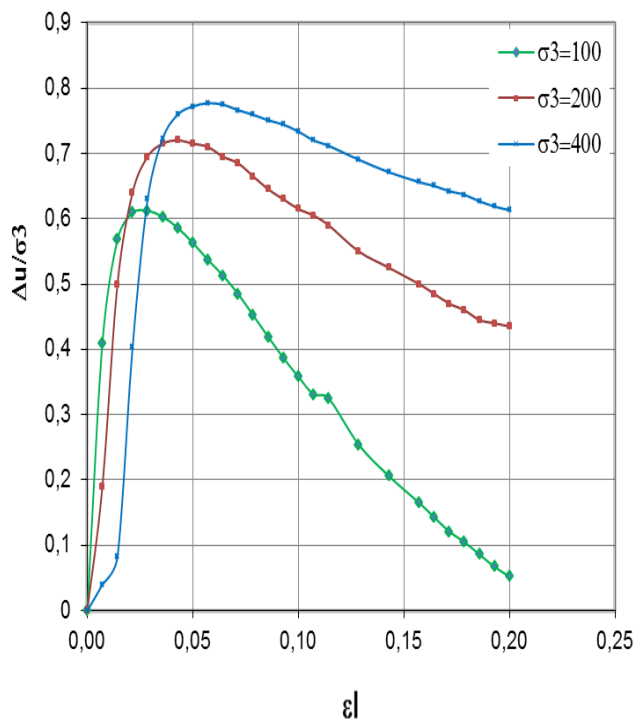
a-Déviateur de contraintes en fonction de la déformation axiale



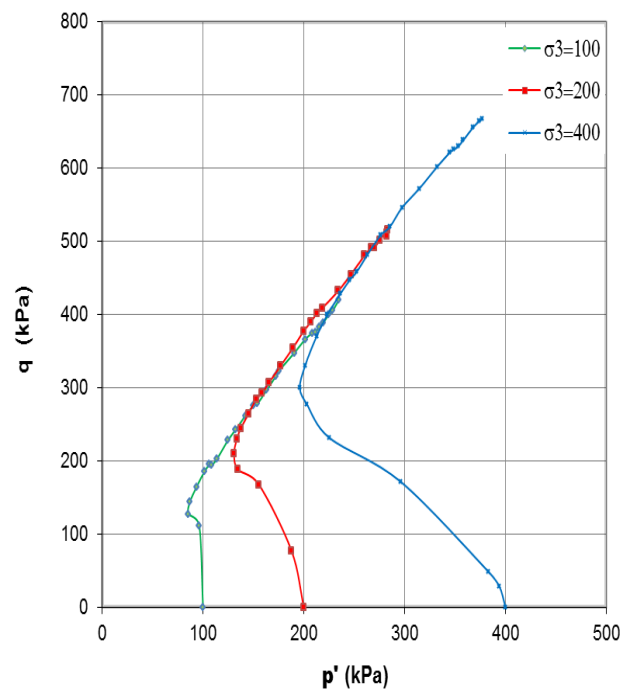
b-Evolution de la pression interstitielle en fonction de la déformation axiale



c-Evolution de la pression interstitielle par rapport à la contrainte de confinement en fonction de la déformation axiale

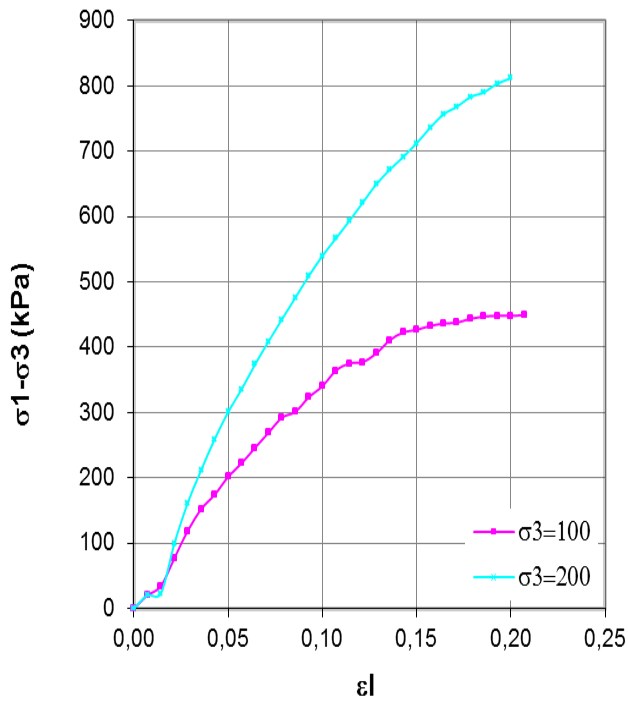


d-Déviateur de contraintes en fonction de la contrainte moyenne effective

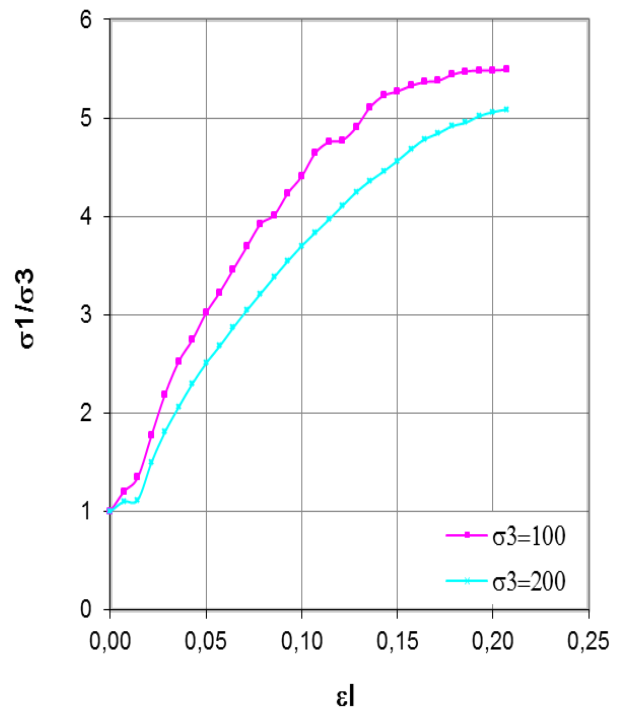


9.3. Essai drainé à l'état lâche

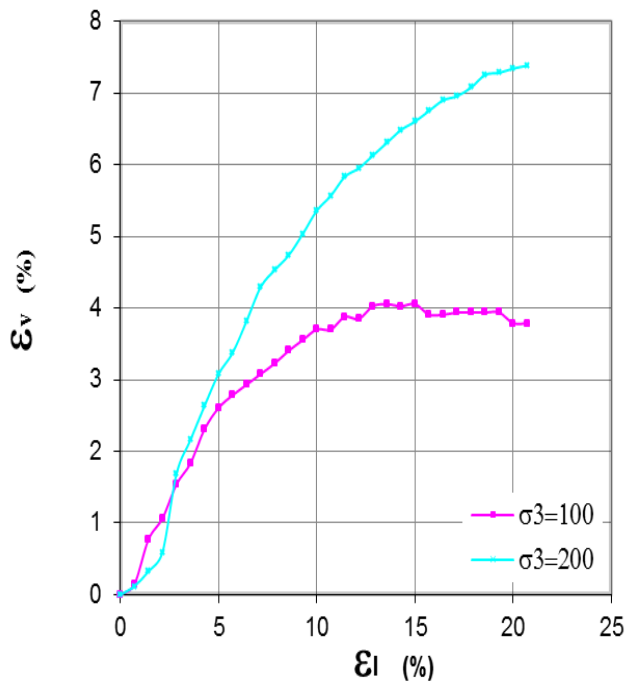
a-Déviateur de contraintes en fonction de la déformation axiale



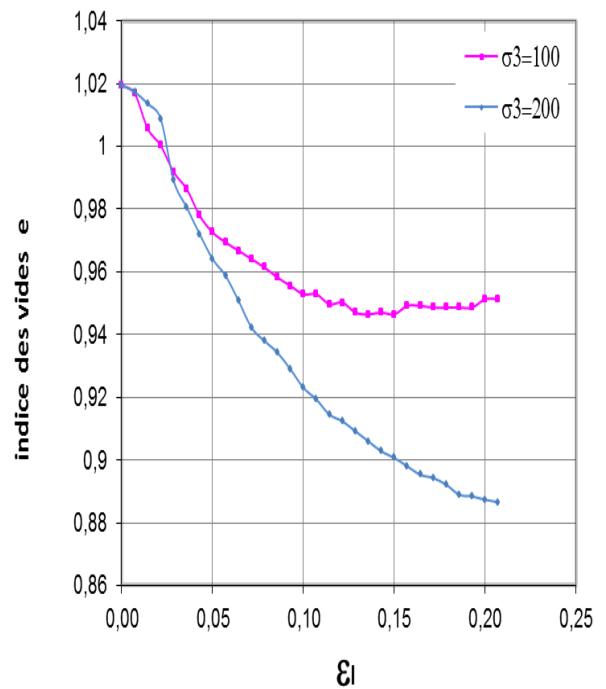
b-Rapport des contraintes principales en fonction de la déformation axiale



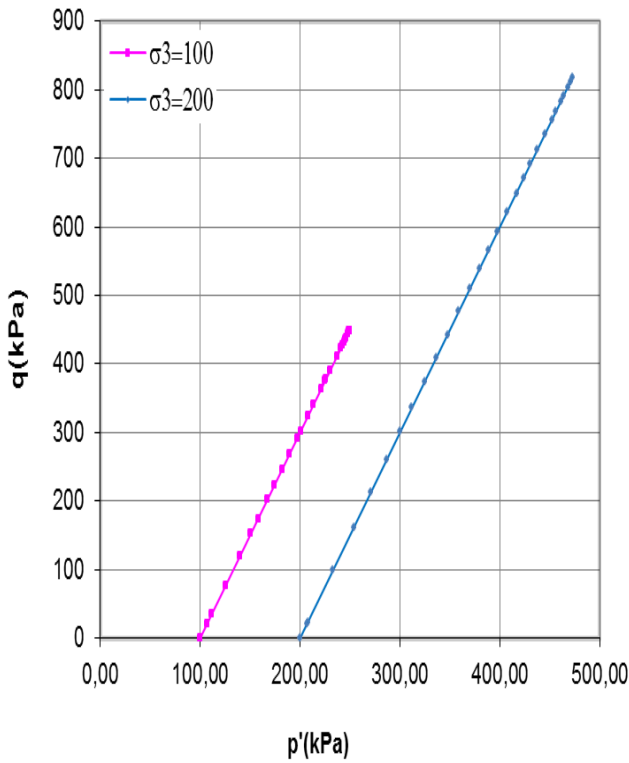
c- Déformation volumique en fonction de la déformation axiale



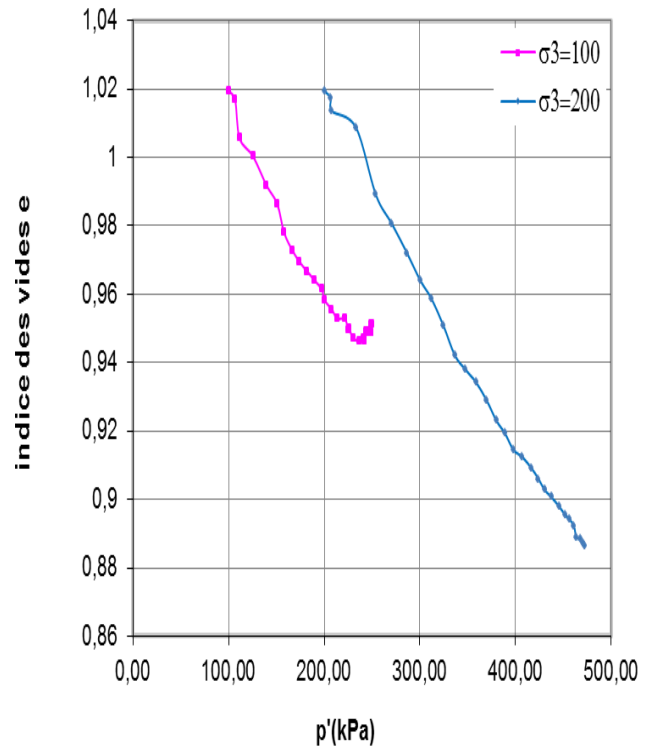
d-Indice des vides en fonction de la déformation axiale



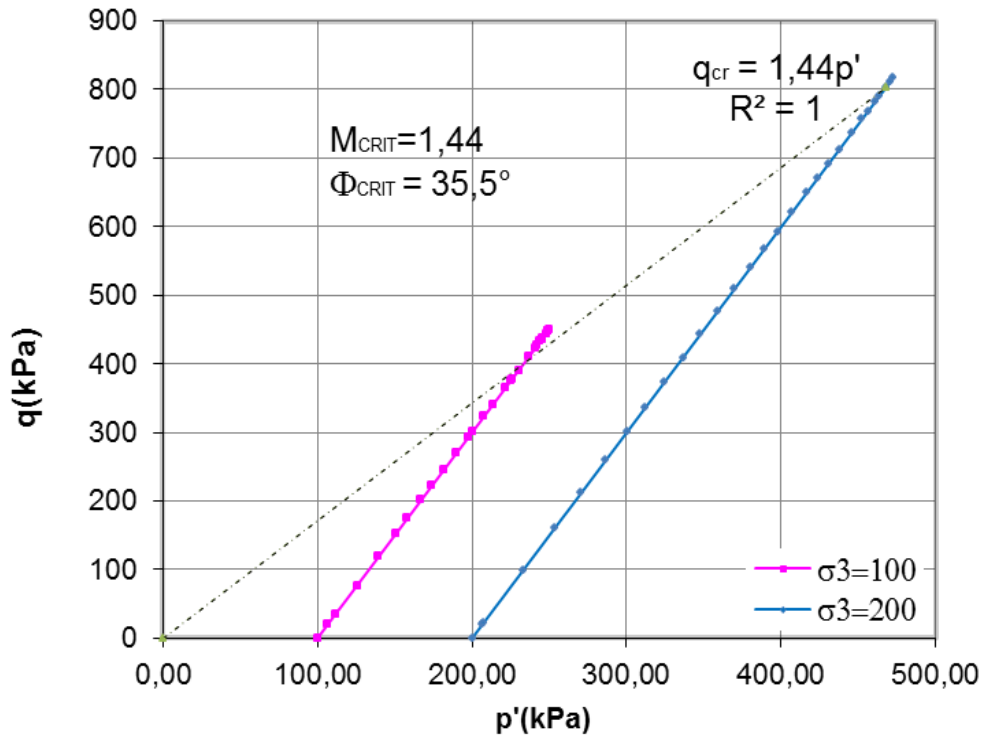
e- Déviateur de contraintes en fonction de la contrainte moyenne effective



f-Indices des vides en fonction de la contrainte moyenne effective

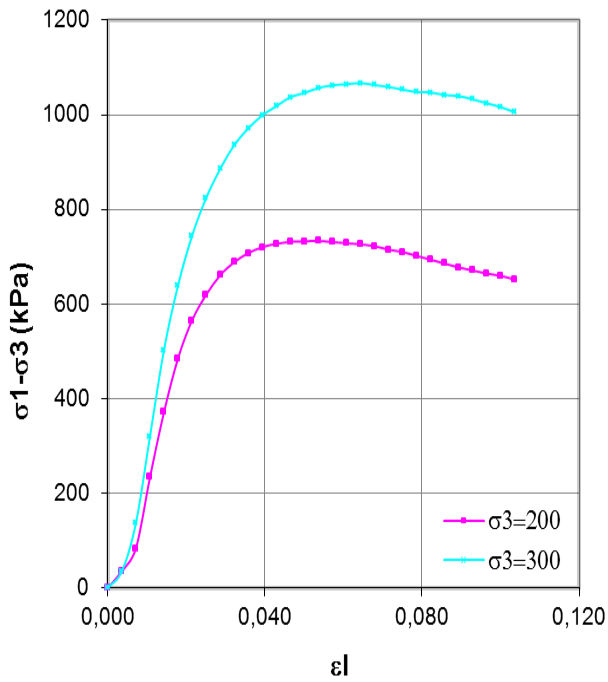


g- Déviateur de contraintes en fonction de la contrainte moyenne effective (représentation de la surface d'état limite)

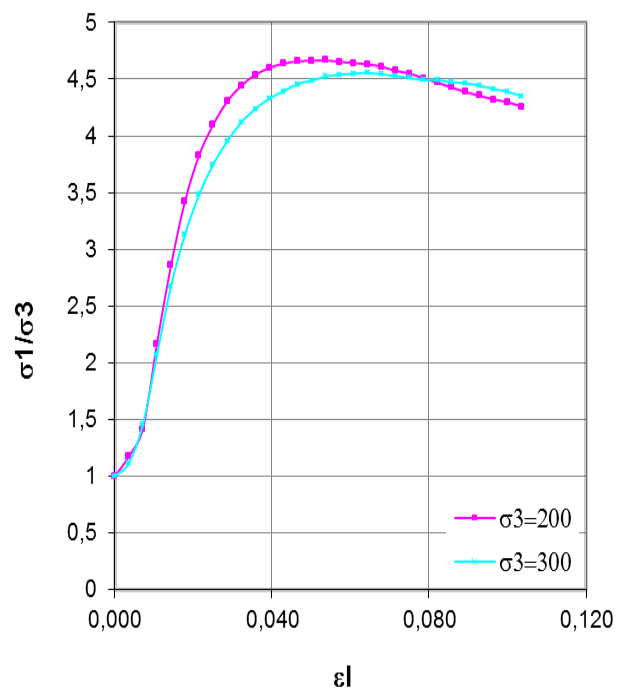


9.4. Essai drainé à l'état dense

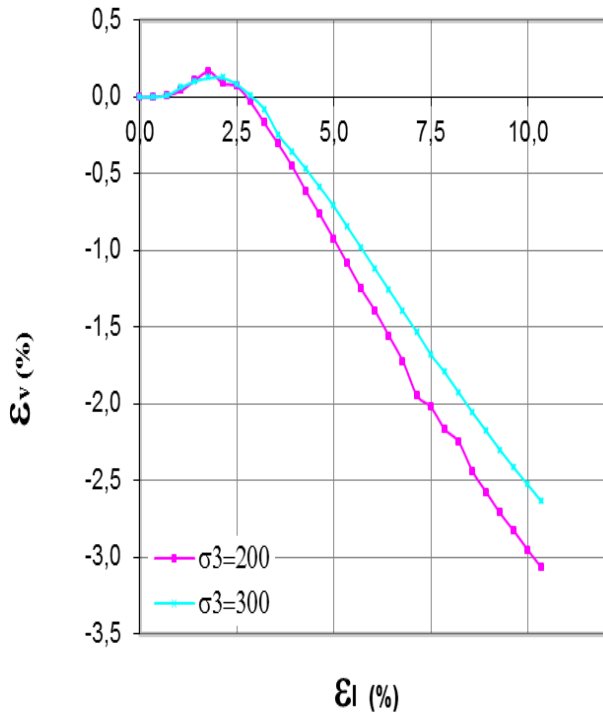
a-Déviateur de contraintes en fonction de la déformation axiale



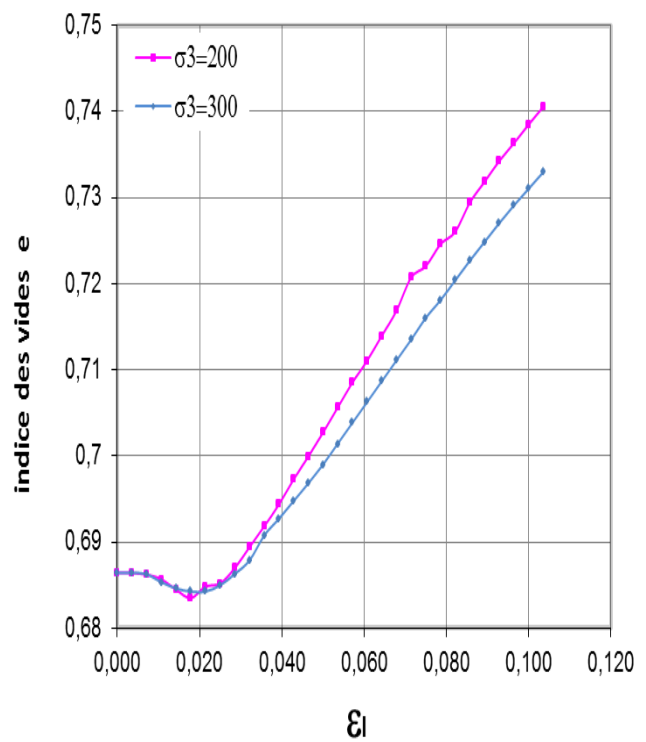
b-Rapport des contraintes principales en fonction de la déformation axiale



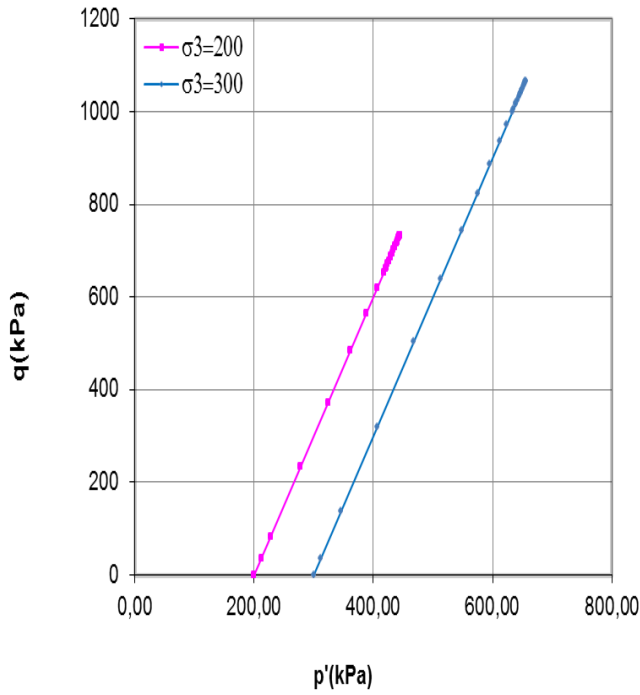
c- Déformation volumique en fonction de la déformation axiale



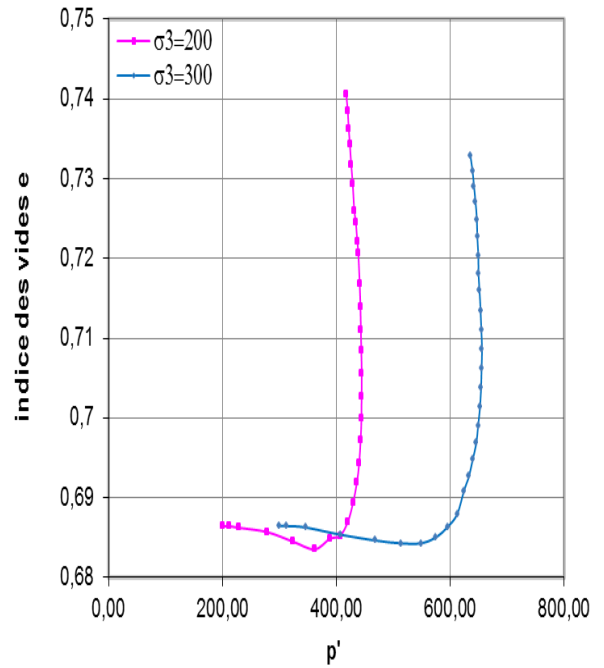
d-Indice des vides en fonction de la déformation axiale



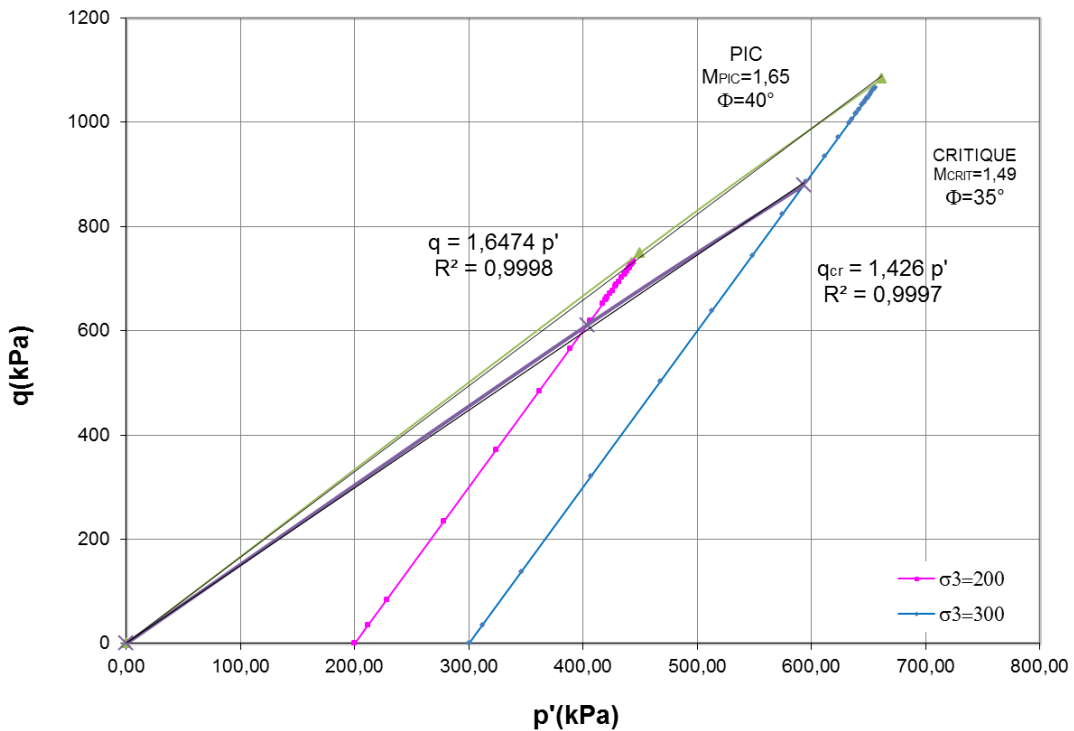
e- Déviateur de contraintes en fonction de la contrainte moyenne effective



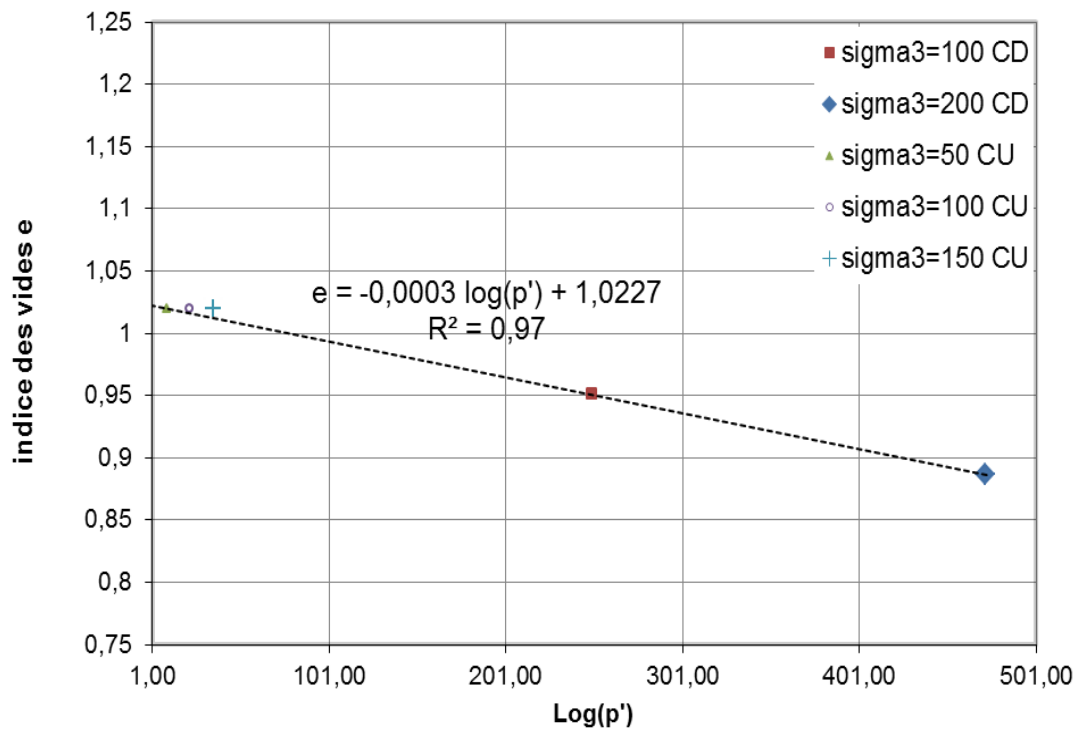
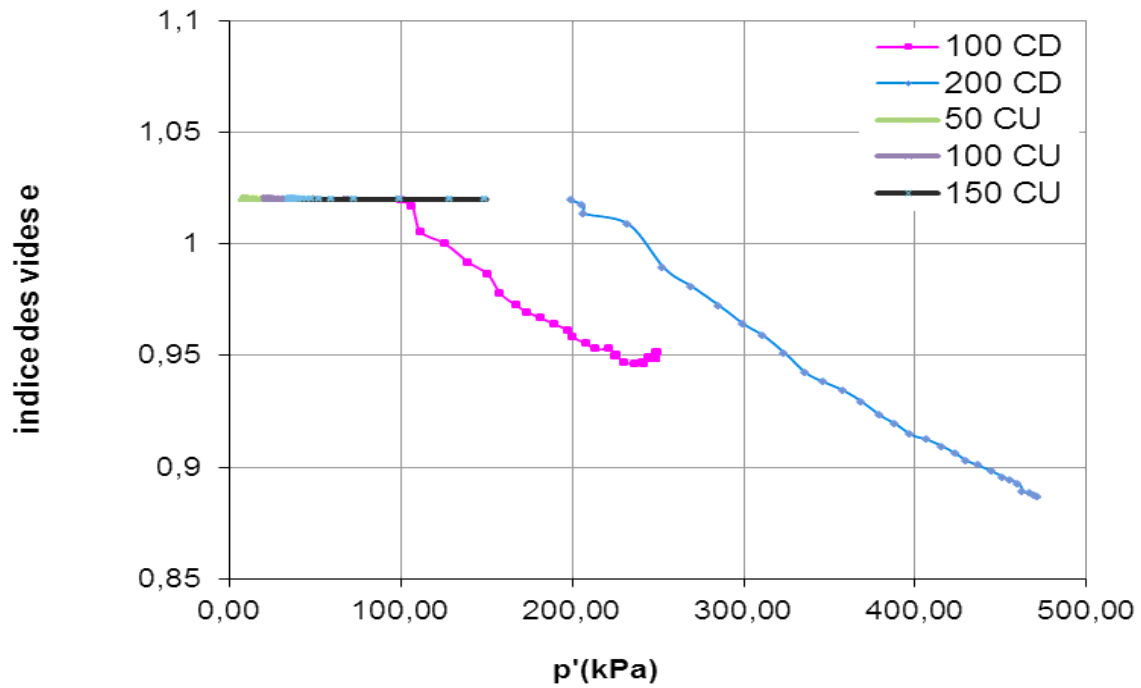
f-Indices des vides en fonction de la contrainte moyenne effective



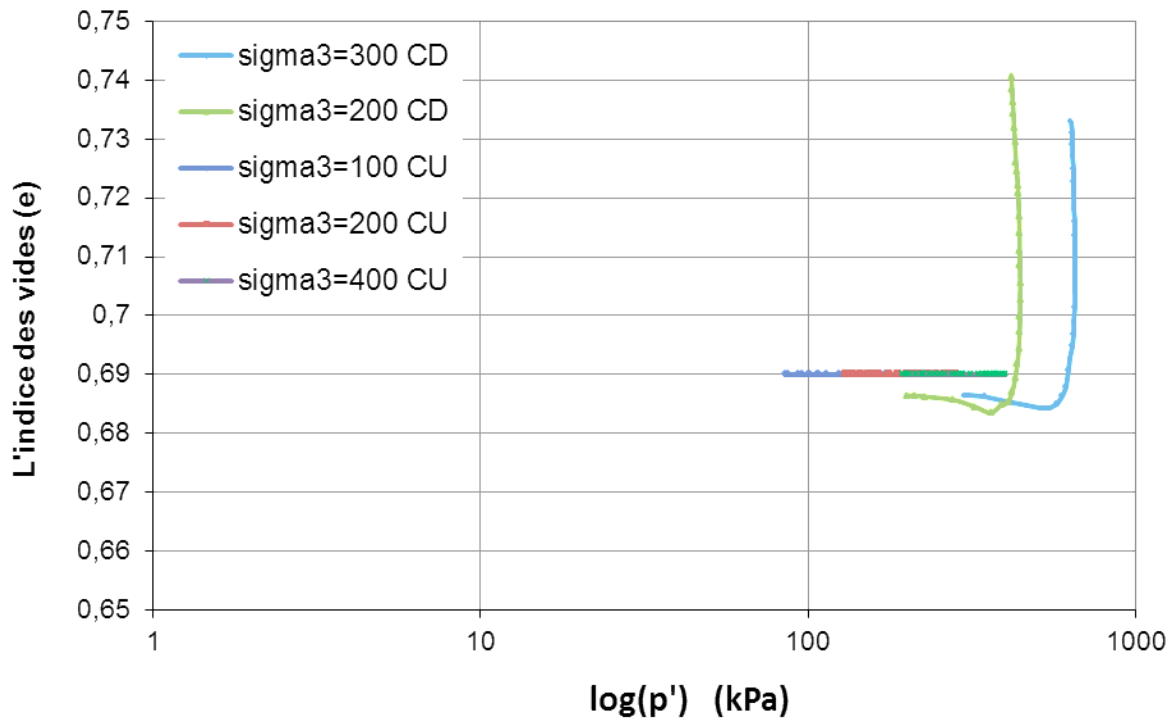
g- Déviateur de contraintes en fonction de la contrainte moyenne effective (représentation de la surface d'état limite)



9.5. Corrélation des résultats à l'état lâche

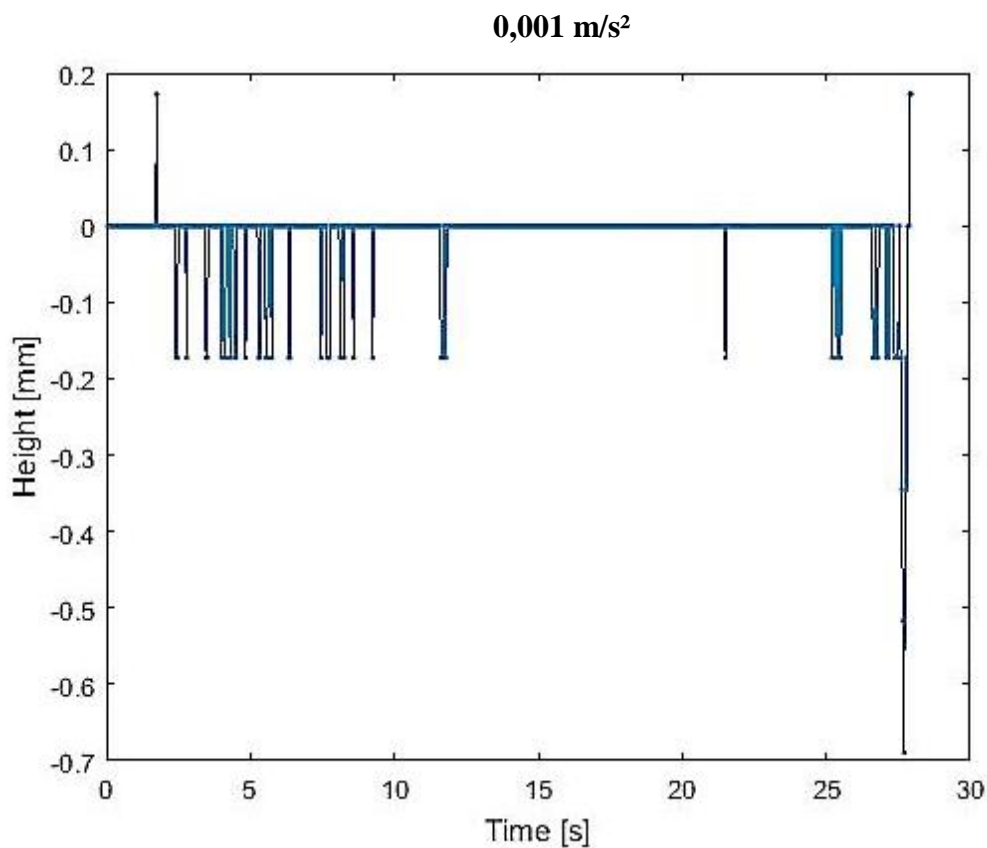


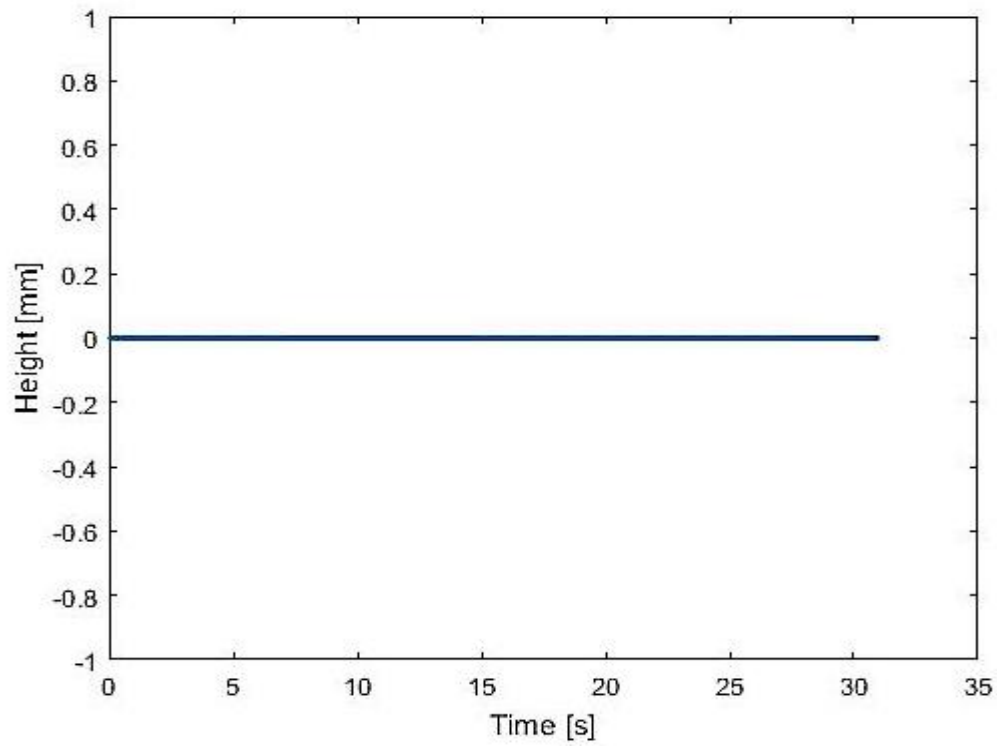
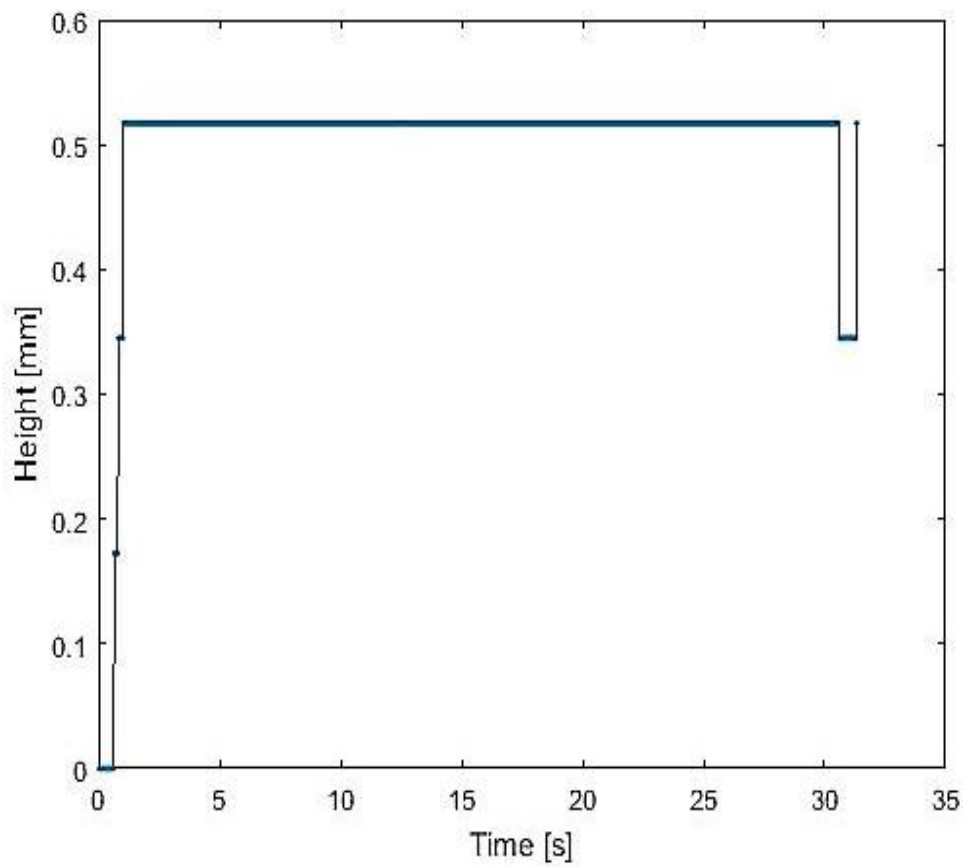
9.6. Corrélation des résultats à l'état dense

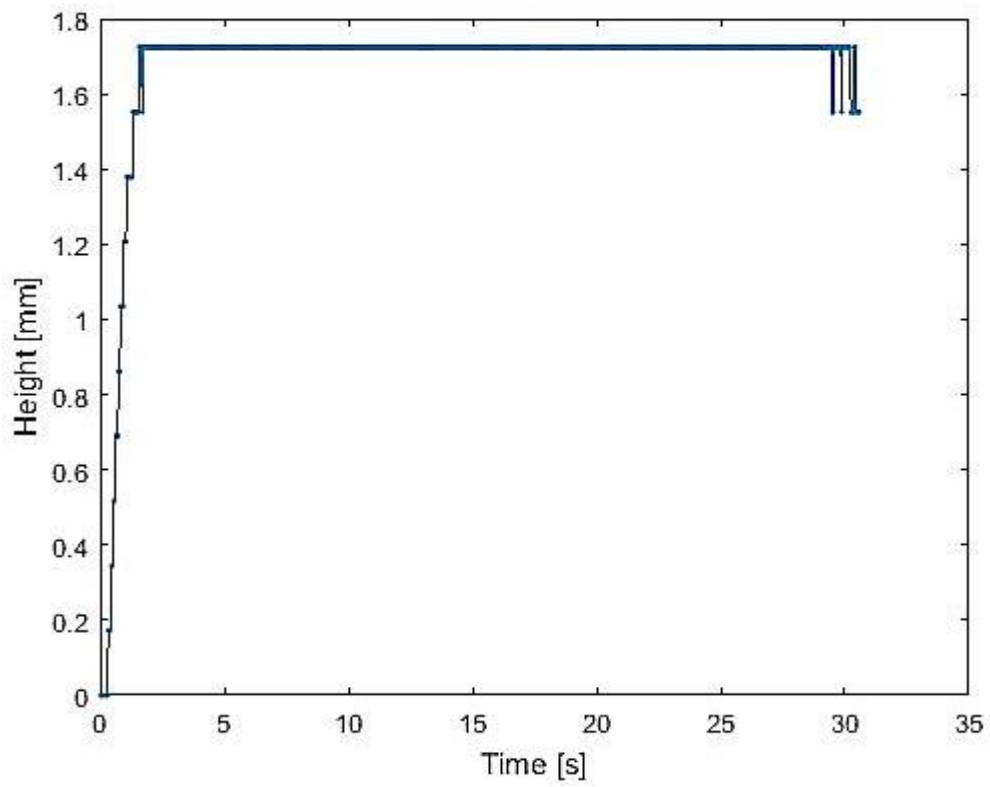
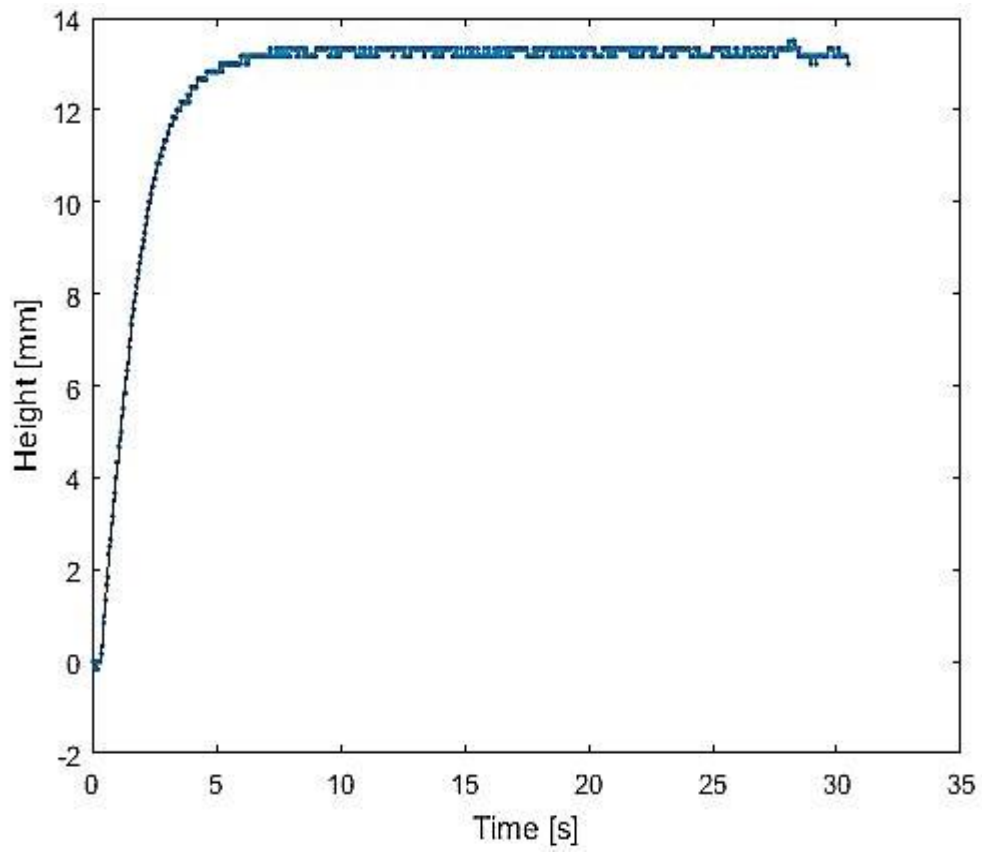


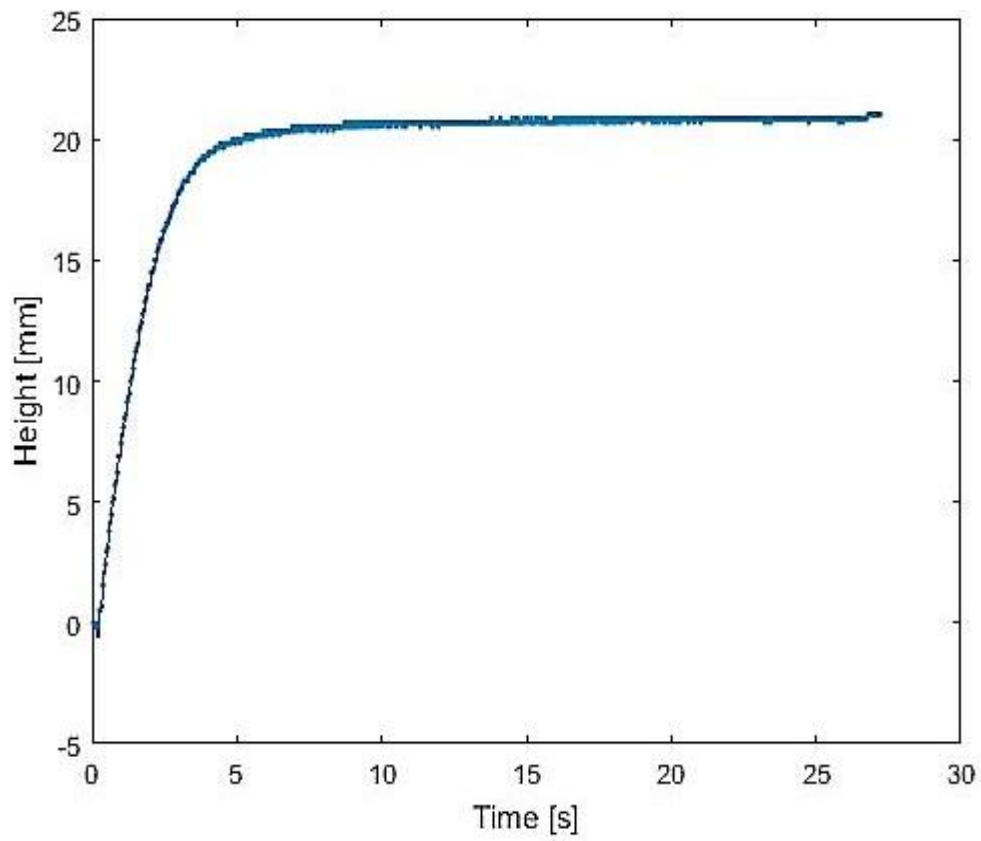
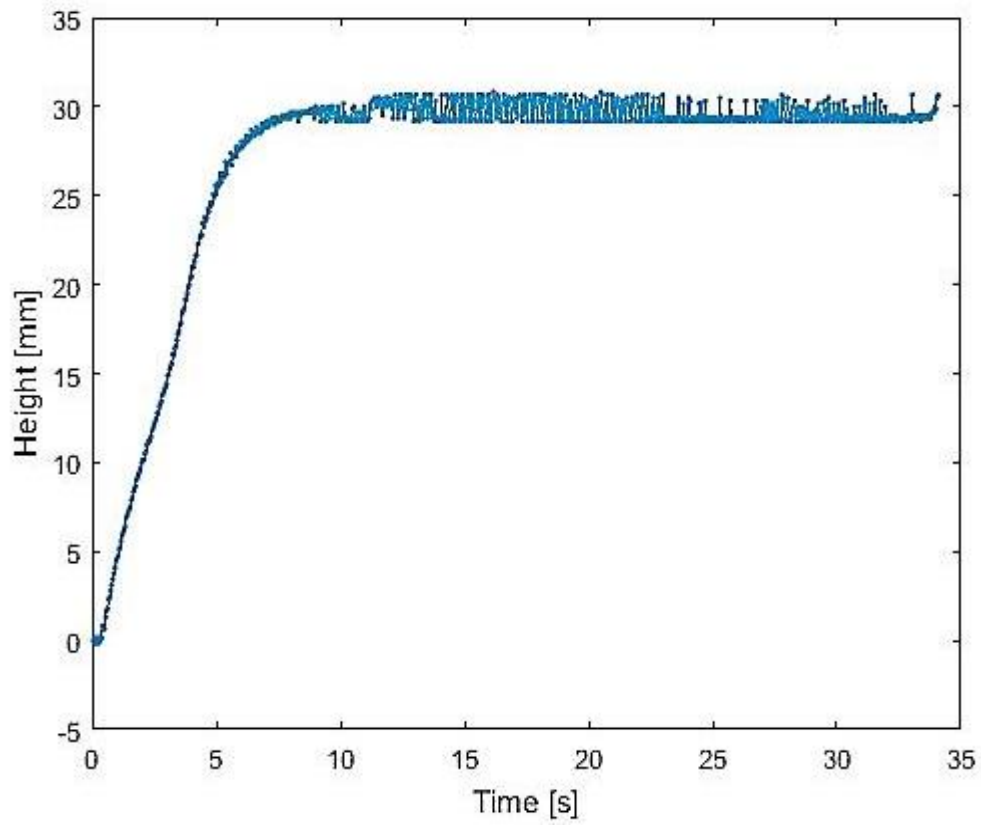
10. Résultats d'essais vibratoires d'un sable saturé avec une densité relative 0%

10.1. Diagrammes du déplacement vertical pour un essai avec une fréquence 10Hz



0,03 m/s²**0,64 m/s²**

1,25 m/s²**1,56 m/s²**

4,62 m/s²**10,75 m/s²**

10.2. Diagrammes de déplacement vertical pour un essai avec une fréquence 14Hz

