

THESE

Présentée en vue de l'obtention du diplôme de

Doctorat En-Sciences

Spécialité : Génie Civil

Par :

BENSOULA Mohamed

MODELISATION NUMERIQUE DU COMPORTEMENT A LA LIQUEFACTION DES SOLS HETEROGENES

Soutenue le 26 / 05 / 2015, devant le jury composé de :

HIMOURI Slimane	Président	Professeur	Univ - AB - Mostaganem
KHELAFI Hamid	Examineur	Professeur	UST - MB - Oran
MOKHTARI Abderrahmane Medjdoub	Examineur	Professeur	UST - MB - Oran
HARICHANE Khelifa	Examineur	Maitre de conférences "A"	Univ - HBB - Chlef
MISSOUM Hanifi	Rapporteur	Professeur	Univ - AB - Mostaganem
BENDANI Karim	Co-rapporteur	Professeur	Univ - AB - Mostaganem

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

➤ *La mémoire de mon père*

➤ *Ma mère*

➤ *Ma femme*

➤ *Mes enfants: Sara, Rayane et Mustapha*

➤ *A tous ceux qui me sont chers*

Remerciements

Je remercie en premier lieu le plus puissant ALLAH qui m'a donné le courage, la volonté et la force afin que je puisse mener à terme ce modeste travail. Je tiens à exprimer l'hommage de ma profonde et sincère gratitude à mon directeur de thèse Monsieur Missoum Hanifi, sans qui ce travail n'aurait pas pu voir le jour, pour m'avoir aidé, soutenu et bien orienté durant cette recherche, pour la qualité de son encadrement, sa disponibilité sans faille tout le long de ce travail. Ainsi, je remercie Monsieur Bendani Karim pour le soutien qu'il a su m'apporter dans ce travail.

Je voudrais également adresser mes vifs remerciements au Président et aux membres du Jury qui m'ont honoré en acceptant d'examiner ce modeste travail. Je n'oublierais pas de remercier l'ensemble des enseignants et le personnel du département de génie civil et d'architecture de la faculté des sciences et de la technologie de l'université de Mostaganem.

Je tiens à exprimer mes remerciements à tous les membres du laboratoire construction, transports et protection de l'environnement (LCTPE) de l'université de Mostaganem qui m'ont offert un environnement opportun pour développer cette recherche au sein du laboratoire.

Enfin, ma dernière pensée ira aux membres de ma petite famille, que je ne saurais jamais les remercier assez pour leur amour, leur présence et leur soutien inconditionnel. Merci du plus profond de mon cœur.

Résumé

Ce travail étudie un des phénomènes les plus importants et complexes de la dynamique des sols qui est la liquéfaction. Une étude bibliographique du phénomène, les mécanismes et les approches théoriques de l'estimation du potentiel de liquéfaction sont détaillés afin de réaliser une étude paramétrique des facteurs qui l'influencent et particulièrement la teneur en fines et la densité.

D'après les recherches antérieures, la présence des fines peut soit augmenter ou diminuer la susceptibilité à la liquéfaction. Afin d'aider à répondre à cette divergence, une étude au laboratoire a été prévue pour clarifier l'effet des fines sur la susceptibilité des sols hétérogènes à la liquéfaction et une modélisation numérique a été réalisée en utilisant le logiciel Plaxis afin de valider les résultats issus de l'expérimentation. Le programme d'expérimentation se compose d'un grand nombre d'essais triaxiaux automatiques réalisés sur le sable limoneux de Kharouba à Mostaganem qui a été séparé afin de former les échantillons d'étude. Un intervalle de 0% à 40% en teneur de fines constitue les mélanges sable-limon formant les échantillons du sol étudié et deux valeurs de densité relative sont utilisées, à savoir 15% et 55%. La simulation réalisée sous Plaxis utilise les mêmes caractéristiques du sol que celles de l'étude expérimentale afin de confronter les résultats de l'expérimentation avec ceux de la simulation.

L'objectif de ce travail est de développer un modèle numérique capable de simuler le comportement des sols hétérogènes saturé en conditions non drainée vis-à-vis de la susceptibilité de ces sols à la liquéfaction en introduisant de nouveaux paramètres qui sont l'indice de vides intergranulaire équivalent et la densité relative équivalente. Les résultats de cette recherche montrent d'une part une insuffisance et une déviation des critères chinois qui sont une référence dans le domaine de la liquéfaction et d'autre part que les sols hétérogènes sont susceptibles à se liquéfier à une teneur en fines allant jusqu'à 30%.

Mots clés: liquéfaction, fine, indice de vides, densité, modélisation, triaxial.

Abstract

This work studies one of the most important and complex phenomena of soil dynamics that is the liquefaction. A bibliographical study of the phenomenon, mechanisms and theoretical approaches used in the estimation of liquefaction potential are detailed. Our objective is to carry out a parametric study of the factors that influence it, especially the fines content and density state.

According to previous research, the presence of fines can either increase or decrease susceptibility to liquefaction and numerical modeling was performed using the Plaxis software to validate the results of the experimentation. The program of experimentation is composed of a large number of automatic triaxial compression tests carried out on silty sand of Kharouba (Mostaganem), which is separated in order to reconstitute studied sample. An interval of 0% to 40% in fine content constitutes the sand-silt mixtures forming the samples of the studied ground and two values of relative density are used, namely 15% and 55%.

The simulation performed under a code named Plaxis using the same characteristics as those of the experimental study in order to confront the results of the experimentation with those of simulation.

The objective of this work is to develop a numerical model able to simulate the behavior of heterogeneous soils saturated undrained condition relative to the susceptibility of these soils to liquefaction by introducing new parameters which are the equivalent intergranular void ratio and the equivalent relative density.

The results of this research show firstly an insufficiency and deviation from Chinese criteria that are a reference in the field of liquefaction and secondly that heterogeneous soils are likely to liquefy in a fines content of up to 30%.

Keywords: liquefaction, fine, void ratio, density, modeling, triaxial.

هذا العمل يدرس واحدة من أهم وأعقد ظواهر ديناميك التربة ألا وهي التسييل. دراسة مرجعية للظاهرة، الآليات و المقاربات النظرية لتقدير إمكانية التسييل قدمت بالتفصيل و ذلك لإنجاز دراسة وسيطية للعوامل المؤثرة فيه و بالخصوص الحبيبات الترابية الدقيقة و الكثافة. حسب الدراسات السابقة، وجود الحبيبات الدقيقة يمكنه من زيادة أو إنقاص قابلية السيلان. و للإجابة حول هذا التباعد ، تم القيام بدراسة مخبرية لإيضاح تأثير الحبيبات الدقيقة في قابلية التربة الغير متجانسة للسيلان و القيام بنمذجة عددية بإستعمال البرنامج "Plaxis" و ذلك لتأكيد النتائج المحصل عليها عن طريق الدراسة المخبرية المنجزة.

البرنامج التجريبي يتكون من مجموعة معتبرة من التجارب بجهاز أوتوماتيكي لاختبار الضغط ثلاثي المحاور على تربة رملية طميية مأخوذة من منطقة خروبة بمستغانم و التي تم فصلها لتكوين عينات الدراسة. المجال من 0% إلى 40% من الحبيبات الدقيقة يشكل العينات المكونة للدراسة و كثافتين نسبيتين أستخدمتا في هذه التجارب و هما 15% و 55%. النمذجة العددية المنجزة بإستعمال "Plaxis" تستعمل نفس خصائص التربة المستعملة في الدراسة المخبرية و ذلك لمقارنة النتائج التجريبية مع تلك المحصل عليها عن طريق النمذجة العددية.

الهدف من هذا العمل هو تطوير نموذج عددي يقدر على محاكاة تصرف التربة الغير متجانسة المشبعة مع عدم تصريف المياه من حيث قابلية السيلان و ذلك بإدخال وسيطين جديدين و هما معامل الفراغات المكافئ و الكثافة النسبية المكافئة.

نتائج هذه الدراسة تبين من جهة أن هناك عدم كفاية و إنحراف للمعايير الصينية التي تعتبر مرجعا في مجال السيلان و من جهة أخرى أن التربة الغير متجانسة يمكنها السيلان حتى نسبة 30% من كمية الحبيبات الدقيقة.

كلمات البحث: سيلان، الحبيبات الدقيقة، معامل الفراغات، الكثافة، نمذجة، ثلاثي المحاور.

Table des matières

DEDICACES.....	I
REMERCIEMENTS.....	II
RESUME.....	III
ABSTRACT.....	IV
ملخص.....	V
LISTE DES FIGURES.....	X
LISTE DES TABLEAUX.....	XV
LISTE DES SYMBOLES.....	XVI
INTRODUCTION GENERALE.....	1
CHAPITRE 1 : PHENOMENE DE LIQUEFACTION.....	4
1.1 Introduction.....	4
1.2 Définition du phénomène de liquéfaction.....	4
1.3 Exemples de liquéfaction.....	6
1.4 Rupture par écoulement due à la liquéfaction et la mobilité cyclique.....	10
1.5 Phénomène de la liquéfaction des sables.....	12
1.5.1 Sols pulvérulents lâches.....	13
1.5.2 Sols pulvérulents denses.....	15
1.6 Introduction de la notion de plasticité à la liquéfaction.....	16
1.7 Notion de dilatance granulaire à la liquéfaction.....	19
1.8 Point de vue de Schofield sur la liquéfaction.....	21
1.9 Problèmes des essais de la liquéfaction au laboratoire.....	23
1.10 Conclusion.....	26
CHAPITRE 2 : PROBLEMATIQUE ET REVUE DE LITTERATURE.....	27
2.1 Introduction.....	27
2.2 Initiation à la liquéfaction.....	27
2.2.1 Chargement statique.....	27
2.2.2 Chargement cyclique.....	30
2.3 Mobilité aux charges cycliques.....	31
2.4 Caractéristiques influençant la résistance à la liquéfaction.....	33
2.4.1 Nature du sol.....	33
2.4.1.1 Forme des grains.....	33
2.4.1.2 Granulométrie.....	33
2.4.1.3 Age géologique et cimentation.....	35

2.4.1.4	Teneur en fines	35
2.4.1.5	Mode de déposition des sédiments.....	44
2.4.2	État du sol et des contraintes.....	44
2.4.2.1	Densité relative du sol	44
2.4.2.2	Pression de confinement	46
2.4.3	Nature de la sollicitation appliquée (effet de site).....	47
2.4.3.1	Intensité et la durée d'un séisme.....	47
2.4.3.2	Charge de l'ouvrage	47
2.4.4	Conditions de l'environnement local	48
2.4.4.1	Saturation	48
2.4.4.2	Nappe phréatique.....	50
2.4.4.3	Historique d'environnement.....	50
2.4.4.4	Conditions de drainage	51
2.5	<i>Méthodes d'évaluation du potentiel de liquéfaction</i>	51
2.5.1	Approche par contraintes cycliques.....	51
2.5.2	Évaluation basée sur des essais in situ.....	54
2.5.2.1	Essai de pénétration standard (SPT)	54
2.5.2.2	Essai de pénétration au cône (CPT)	55
2.5.2.3	Mesure de la vitesse des ondes de cisaillement (Vs).....	55
2.5.2.4	Essai de pénétration de Becker (BPT)	56
2.5.3	Approche basée sur des essais en laboratoire	57
2.5.3.1	Essais cycliques en cellule triaxiale	57
2.5.3.2	Essais cycliques de cisaillement simple.....	58
2.5.3.3	Essai cyclique à la centrifugeuse	58
2.5.3.4	Essai sur table sismique	59
2.5.4	Autres types d'approches	62
2.6	<i>Lois de comportement des sols</i>	62
2.6.1	Essais de laboratoire	62
2.6.1.1	Essais triaxiaux.....	62
2.6.1.2	Essais oedométriques	65
2.6.2	Lois de comportement des argiles	65
2.6.3	Lois de comportement des sables.....	67
2.6.3.1	Concept d'état critique	67
2.6.3.2	Concept d'état caractéristique et de dilatance.....	68
2.6.3.3	Relation contrainte-dilatance de Rowe (1971)	69
2.7	<i>Modélisation usuelles du comportement des sols</i>	69
2.7.1	Loi de comportement de Mohr-Coulomb	70
2.7.2	Modèles de Cambridge (Cam-Clay).....	72
2.7.3	Modèle de comportement MÉLANIE	74
2.7.4	Modèle de comportement de Nova.....	77
2.7.5	Modèles par la méthode des éléments finis	79
2.8	<i>Conclusion</i>	80

CHAPITRE 3 : ETUDE EXPERIMENTALE.....	81
3.1 Introduction.....	81
3.2 Matériaux utilisés.....	81
3.3 Dispositif expérimental.....	84
3.3.1 L'appareillage.....	84
3.3.1.1 Presse triaxiale.....	84
3.3.1.2 RTC (Real Time Control box).....	85
3.3.1.3 ATD (Automatic Triaxial Datalog).....	86
3.3.1.4 Générateur hydraulique de pression (HYDROMATIC).....	87
3.3.1.5 Appareil automatique de mesure de changement de volume.....	87
3.3.2 Préparation de l'échantillon.....	87
3.3.3 Saturation de l'échantillon.....	89
3.3.4 Consolidation.....	90
3.3.5 Système de mesure.....	90
3.4 Conclusion.....	91
CHAPITRE 4 : ETUDE PARAMETRIQUE	93
4.1 Introduction.....	93
4.2 Estimation de la résistance au cisaillement critique non drainée.....	93
4.3 Corrélations entre la résistance critique au cisaillement non drainée (S_{ucr}) et les indices de vides intergranulaires.....	98
4.3.1 Indice de vides intergranulaire (e_s).....	98
4.3.2 Indice de vides intergranulaire équivalent (e^*).....	99
4.4 Corrélations entre la résistance critique de cisaillement non drainée (S_{ucr}) et la densité relative équivalente (D_r^*).....	102
4.5 Conclusion.....	104
CHAPITRE 5 : MODELISATION NUMERIQUE	106
5.1 Introduction.....	106
5.2 Aperçu du programme Plaxis.....	106
5.3 Modélisation numérique sous Plaxis.....	108
5.3.1 Introduction.....	108
5.3.2 Géométrie.....	108
5.3.3 Chargements et conditions aux limites.....	109
5.3.4 Propriétés des matériaux.....	109
5.3.4.1 Base de données du sol utilisée sous Plaxis.....	110
5.3.4.2 Base de données des plaques utilisée sous Plaxis.....	114
5.3.5 Génération du maillage.....	117
5.3.6 Conditions initiales.....	117
5.3.6.1 Conditions hydrauliques.....	118
5.3.6.2 Contraintes initiales.....	119

Table des matières

5.3.7 Méthode de résolution	119
5.3.7.1 Analyse bidimensionnelle en déformations planes	119
5.3.7.2 Intégration de Newmark (1959)	120
5.3.7.3 Méthode d'intégration implicite	121
5.3.7.4 Choix du type d'élément	121
5.3.7.5 Convergence du maillage	122
5.3.8 Procédure de calcul	123
5.4 Présentation et discussion des résultats	124
5.4.1 Les déformations	124
5.4.1.1 Maillage déformé	124
5.4.1.2 Déformations volumétriques	127
5.4.1.3 Déplacements	129
5.4.1.4 Déformations verticales	130
5.4.2 Contraintes	131
5.4.2.1 Contraintes effectives	131
5.4.2.2 Déviateur des contraintes	133
5.4.2.3 Contraintes tangentielles	135
5.5 Conclusion	137
CONCLUSIONS GENERALES	139
BIBLIOGRAPHIE	142

Liste des figures

Chapitre 1 : Phénomène de liquéfaction

Figure 1.1 Illustration des dépôts de sol a) Avant la liquéfaction, b) Quand la pression interstitielle augmente c) Pendant la liquéfaction	6
Figure 1.2 Volcans de boue ou volcans de sable dus à la liquéfaction	6
Figure 1.3 Bâtiments inclinés du fait de la liquéfaction des sols à Niigata au Japon	7
Figure 1.4 Bâtiments penchés et effondrés du fait de la liquéfaction des sols à Mexico.	7
Figure 1.5 Grands déplacements latéraux induits par la liquéfaction des sols à Mexico	8
Figure 1.6 Ebullition de sable pendant le séisme de Loma Prieta aux Etats-Unis en 1989....	8
Figure 1.7 Endommagement de routes causé par la liquéfaction des sols à Kobe au Japon ..	8
Figure 1.8 Bâtiment incliné du fait de la liquéfaction des sols au séisme d'Izmit.....	9
Figure 1.9 Véhicule enfoncé dans le sol suite à la liquéfaction à Christchurch	9
Figure 1.10 Ebullitions de sable dues à la liquéfaction près de la rivière d'Isser.....	10
Figure 1.11 Schéma de la rupture par écoulement due à la liquéfaction	11
Figure 1.12 Schéma de la mobilité cyclique	11
Figure 1.13 Comportement d'un sol à l'état lâche et dense soumis à un chargement triaxial conventionnel de compression.....	12
Figure 1.14 Schématisation du comportement des différents types des sols saturés soumis à des chargements statiques ou dynamiques	13
Figure 1.15 Essai triaxial cyclique d'un sable lâche	14
Figure 1.16 Essai triaxial cyclique d'un sable dense.....	16
Figure 1.17 Surface des états limites et courbe des états critiques dans l'espace (p', q, v)....	18
Figure 1.18 Analogie de la boîte du cisaillement de Taylor	19
Figure 1.19 Schéma des états limites stables des sols a) Plan ($q/p'_{crit} - p/p'_{crit}$) normalisé b) Plan ($v - \ln p$)	22
Figure 1.20 Courbes contrainte-déformation des échantillons réalisés par pluviation sous eau.....	24
Figure 1.21 Influence de la méthode de préparation des échantillons sur le comportement du sol.....	24
Figure 1.22 Différentes structures selon le mode de la reconstitution du sable Hostun-RF.	25

Chapitre 2 : Problématique et revue de littérature

Figure 2.1 Résultats typiques d'un essai triaxial à déformation contrôlée sur un sable lâche saturé, en condition non drainée	28
--	----

Figure 2.2 Cheminements des contraintes pour cinq échantillons isotropiquement consolidés soumis à des pressions de confinements différentes.....	29
Figure 2.3 Lignes correspondantes à la surface d'initiation de liquéfaction FLS et à l'état critique CSL.....	30
Figure 2.4 Initiation à la liquéfaction sous chargement statique et cyclique a) Courbes contrainte-déformation b) Cheminement des contraintes	30
Figure 2.5 Différents de mobilité aux charges cycliques	32
Figure 2.6 éventail des granulométries pour les sols susceptibles à la liquéfaction	34
Figure 2.7 Diagramme schématique des valeurs limites de la teneur en fines	37
Figure 2.8 Comportement de transition type des sols granuleux de similaire au sable au similaire à l'argile	38
Figure 2.9 Vue d'ensemble du rôle des fines à la susceptibilité de liquéfaction des sols	39
Figure 2.10 Classification de tissu de grain dans les sols de la matrice de sable	40
Figure 2.11 Susceptibilité à la liquéfaction en fonction de la plasticité des fines	42
Figure 2.12 Effet de la densité relative sur la résistance à la liquéfaction.....	44
Figure 2.13 Influence de la contrainte horizontale effective sur le nombre de cycles.....	45
Figure 2.14 Déformation volumétrique en fonction de la déformation axiale pour des essais triaxiaux drainés d'un sable lâche (I_D initial = 38 %) de la rivière Sacramento..	46
Figure 2.15 Influence de la saturation en eau sur la résistance à la liquéfaction cyclique ...	48
Figure 2.16 Influence de la saturation en eau sur la résistance à la liquéfaction	49
Figure 2.17 Influence de la saturation en eau sur la résistance à la liquéfaction	49
Figure 2.18 Facteur de réduction des contraintes (r_d) en fonction de la profondeur.....	52
Figure 2.19 Développement des pressions interstitielles en fonction du nombre de cycles lors d'un essai sur table sismique pour un sable ayant un $I_D = 82$ %	61
Figure 2.20 États et chemins de contraintes dans l'appareil triaxial classique.....	63
Figure 2.21 Courbes typiques d'essai de cisaillement consolidé isotropiquement et non drainé (CIU) à l'appareil triaxial	63
Figure 2.22 Courbe typique d'essai de cisaillement consolidé isotropiquement et drainé (CID) à l'appareil triaxial	64
Figure 2.23 Courbe typique d'un essai de consolidation anisotrope à l'appareil triaxial	64
Figure 2.24 Limite du domaine des faibles déformations pour l'argile de Cubzac-les-Ponts à 4,5 m de profondeur.....	65
Figure 2.25 Concept d'état caractéristique	68
Figure 2.26 Modélisation de la loi Mohr-Coulomb (essai triaxial de compression)	71

Figure 2.27 Courbes représentatives d'essai de compression isotrope.....	72
Figure 2.28 Surfaces de charge des modèles Cam-Clay.....	73
Figure 2.29 Représentation d'écrouissage pour le modèle Cam-Clay	73
Figure 2.30 Direction des déformations plastiques et surface de charge du modèle MÉLANIE	75
Figure 2.31 Définition du paramètre d'écrouissage s'_p	76
<u>Chapitre 3 : Etude expérimentale</u>	
Figure 3.1 Site du prélèvement des échantillons étudié.....	81
Figure 3.3 Courbes granulométriques des matériaux utilisés	82
Figure 3.2 Diagramme schématique représentant les mélanges sable-limon	82
Figure 3.4 Variation des indices de vides maximal (e_{max}) et minimal (e_{min}) en fonction de la teneur en fines	83
Figure 3.5 Appareil triaxial automatique 29-WF4632 utilisé.....	84
Figure 3.6 Organigramme de fonctionnement de l'appareil triaxial automatique.....	84
Figure 3.7 a) Presse triaxiale avec une cellule triaxiale nervurée b) Détail schématique d'une cellule triaxiale	85
Figure 3.8 Unité de contrôle en temps réel RTC	86
Figure 3.9 Unité d'acquisition de données ATD	86
Figure 3.10 Générateur hydraulique de pression (HYDROMATIC)	87
Figure 3.11 Appareil automatique de mesure de changement de volume	87
Figure 3.12 Préparation d'un échantillon par déversement à sec	88
Figure 3.13 Schéma fonctionnel du déroulement d'un essai triaxial automatique.....	91
<u>Chapitre 4 : Etude paramétrique</u>	
Figure 4.1 Graphes explicatifs du flux de liquéfaction (Vaid and Chern, 1983).....	94
Figure 4.2 Influence de la teneur en fines sur le comportement non drainé des mélanges sable-limon à $(F_c) = 0\%$	95
Figure 4.3 Influence de la teneur en fines sur le comportement non drainé des mélanges sable-limon à $(F_c) = 10\%$	95
Figure 4.4 Influence de la teneur en fines sur le comportement non drainé des mélanges sable-limon à $(F_c) = 20\%$	96
Figure 4.5 Influence de la teneur en fines sur le comportement non drainé des mélanges sable-limon à $(F_c) = 30\%$	96

Figure 4.6 Influence de la teneur en fines sur le comportement non drainé des mélanges sable-limon à $(F_c) = 40\%$	96
Figure 4.7 Variation de l'indice de vides (e_s) en fonction de la teneur en fines (F_c).....	99
Figure 4.8 Variation de la résistance de cisaillement critique en fonction de (e_s).....	99
Figure 4.9 Variation de l'indice de vides (e^*) en fonction de la teneur en fines (F_c).....	101
Figure 4.10 Variation de la résistance de cisaillement critique en fonction de (e^*).....	101
Figure 4.11 Corrélation de la résistance de cisaillement non drainée en fonction de l'indice de vides équivalent (e^*).....	102
Figure 4.12 Variation de la densité relative équivalente (D_r^*) en fonction de l'indice de vides équivalent (e^*).....	103
Figure 4.13 Variation de la résistance de cisaillement critique non drainée en fonction de la densité relative équivalente (D_r^*).....	103
Figure 4.14 Corrélation de la résistance de cisaillement non drainée en fonction en fonction de la densité relative équivalente (D_r^*).....	104
<u>Chapitre 5 : Modélisation numérique</u>	
Figure 5.1 Organigramme de la structure Plaxis code.....	107
Figure 5.2 Modèle géométrique de la simulation sous Plaxis.....	108
Figure 5.3 Charges d'exploitation appliquées à la structure.....	109
Figure 5.4 Relation contrainte-déformation utilisée dans Plaxis.....	111
Figure 5.5 Limitation de la zone élastique du matériau par le critère de Mohr-Coulomb et par une enveloppe de rupture.....	113
Figure 5.6 Limitation de la dilatance dans Plaxis.....	113
Figure 5.7 Combinaison des moments fléchissants et forces axiales maximums.....	116
Figure 5.8 Maillage de la géométrie.....	117
Figure 5.9 Conditions hydrauliques initiales.....	118
Figure 5.10 Génération des pressions interstitielles initiales. ($U_{max} = -198.84 \text{ kN/m}^2$).....	118
Figure 5.11 Génération des contraintes effectives.....	119
Figure 5.12 Influence des coefficients de Newmark sur l'amortissement numérique.....	120
Figure 5.13 Éléments finis utilisés dans l'analyse numérique sous Plaxis.....	121
Figure 5.14 Les différentes étapes de calcul sous Plaxis.....	123
Figure 5.15 Maillage déformé du sable propre ($F_c = 0\%$).....	125
Figure 5.16 Maillage déformé du sable limoneux ($F_c = 10\%$).....	125
Figure 5.17 Maillage déformé du sable limoneux ($F_c = 20\%$).....	126

Figure 5.18 Maillage déformé du sable limoneux ($F_c = 30\%$).....	126
Figure 5.19 Maillage déformé du sable limoneux ($F_c = 40\%$).....	127
Figure 5.20 Déformations volumétriques du sable propre ($F_c = 0\%$)	128
Figure 5.21 Déformations volumétriques du sable limoneux ($F_c = 10\%$)	128
Figure 5.22 Déformations volumétriques du sable limoneux ($F_c = 20\%$)	128
Figure 5.23 Déformations volumétriques du sable limoneux ($F_c = 30\%$)	129
Figure 5.24 Déformations volumétriques du sable limoneux ($F_c = 40\%$)	129
Figure 5.25 Déplacements totaux	130
Figure 5.26 Déformations verticales (ϵ_{yy})	131
Figure 5.27 Contraintes effectives du sable propre ($F_c = 0\%$).....	132
Figure 5.28 Contraintes effectives du sable limoneux ($F_c = 10\%$)	132
Figure 5.29 Contraintes effectives du sable limoneux ($F_c = 20\%$)	132
Figure 5.30 Contraintes effectives du sable limoneux ($F_c = 30\%$)	133
Figure 5.31 Contraintes effectives du sable limoneux ($F_c = 40\%$)	133
Figure 5.32 Déviateur des contraintes du sable propre ($F_c = 0\%$)	134
Figure 5.33 Déviateur des contraintes du sable limoneux ($F_c = 10\%$).....	134
Figure 5.34 Déviateur des contraintes du sable limoneux ($F_c = 20\%$).....	134
Figure 5.35 Déviateur des contraintes du sable limoneux ($F_c = 30\%$).....	135
Figure 5.36 Déviateur des contraintes du sable limoneux ($F_c = 40\%$).....	135
Figure 5.37 Contraintes tangentielles relatives τ_{rel}	136

Liste des tableaux

Tableau 2.1 Observations et résultats des sols susceptibles à la liquéfaction.....	35
Tableau 2.2 L'évolution des critères de susceptibilité à la liquéfaction.....	36
Tableau 2.3 Résumé des résultats sur les relations entre les fines et la susceptibilité à la liquéfaction	37
Tableau 2.4 Différentes définitions des indices de vides.....	41
Tableau 2.5 Valeurs de MSF proposées par différents chercheurs.....	53
Tableau 2.6 Critères de plasticité usuels pour les sols	70
Tableau 2.7 Expressions de la relation contrainte-dilatance, de la surface de charge et du potentiel plastique du modèle de Cam-Clay	73
Tableau 2.8 Détermination des paramètres des modèles Cam-Clay modifiés.....	74
Tableau 2.9 Détermination des paramètres du modèle MÉLANIE	77
Tableau 2.10 Expressions de la relation contrainte-dilatance, de la surface de charge et du potentiel plastique du modèle de Nova (1982).....	78
Tableau 3.1 Propriétés géotechniques des mélanges sable-limon expérimentés	83
Tableau 4.1 Résultats des essais non drainés sous charges monotones pour différentes densités relatives initiales des mélanges sable-limon	97
Tableau 5.1 Les paramètres demandés par Plaxis pour le modèle HSM des différents types de sol.....	114
Tableau 5.2 Les paramètres demandés par Plaxis pour les plaques.....	116

Liste des symboles

a_{\max} [m/s²] : Accélération horizontale maximale à la surface du sol

B : Coefficient de Skempton

c' : Cohésion du sol

C_u : Coefficient d'uniformité du matériau

C_c : Coefficient de courbure du matériau

$CRR_{7.5}$ [kPa] : Résistance à la liquéfaction pour un séisme de magnitude 7,5

CSL : Ligne d'état critique

CSR [kPa] : Contrainte cyclique appliquée au sol

d : Dilatance

d [m] : Epaisseur équivalente

D [cm] : Diamètre de l'échantillon

D_r [%] : Densité relative initiale

d_r^* : Densité relative équivalente exprimée en décimal

D_r^* [%] : Densité relative équivalente

D_i : Diamètre correspondant à $i\%$ de passant au tamis

E_h [kPa] : Module d'élasticité horizontal

E_v [kPa] : Module d'élasticité vertical

e : Indice de vides global

e_0 : Indice de vides global initial

e^* : Indice de vides équivalent

E_{50}^{ref} [kN/m²] : Module sécant à 50% de déformation de référence du sol

e_{\max} : Indice de vides maximum

e_{\max}^* : Indice de vides équivalent maximal

$e_{\max,cs}$: Indice de vides maximum du sable propre

e_{\min} : Indice de vides minimum

e_{\min}^* : Indice de vides équivalent minimal

$e_{\min,cs}$: Indice de vides minimum du sable propre

$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ [kN/m²] : Module œdométrique à la pression de référence du sol

e_s : Indice de vides intergranulaire

$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ [kN/m²] : Module de chargement-déchargement de référence du sol

F_c [%] : Teneur en fines

FLS : Ligne d'initiation à la liquéfaction

Liste des symboles

FS : Facteur de sécurité

F_{thre} [%] : Seuil de teneur en fines

g [m/s²] : Constante gravitationnelle

G [kPa] : Module de cisaillement

G_0^{ref} [kN/m²] : Module de cisaillement de référence.

G_s [g/cm³] : Poids spécifique du sol

H [cm] : Hauteur de l'échantillon

I_D [%] : Indice de densité du sol

I_p : Indice de plasticité

I_L : Indice de liquidité

k : Paramètre du sol

K_0 : Coefficient des terres au repos

K_0^{nc} : Coefficient des terres normalement consolidé

k_x [m/s] : Perméabilité horizontale du sol

k_y [m/s] : Perméabilité verticale du sol

L_L : Limite de liquidité

L_p : Limite de plasticité

m [m] : Puissance pour le niveau de contrainte en fonction de la rigidité du sol

M : Pente de la ligne d'état critique

M_p [kN.m] : Moment fléchissant plastique maximum

MSF : Facteur de correction pour la magnitude du séisme

N_p [kN] : Effort normal plastique maximum

OCR : Rapport de surconsolidation

p' [kPa] : Contrainte effective moyenne

p'_{cr} [kPa] : Contrainte effective moyenne à l'état critique

p'_s [kPa] : Contrainte effective moyenne à l'état stable

q [kPa] : Déviateur des contraintes

q_{cr} [kPa] : Déviateur des contraintes à l'état critique

q_s [kPa] : Déviateur des contraintes à l'état stable

r : Rapport de dimension des grains

r_d : Coefficient de réduction des contraintes

SSL : Ligne d'état stable

S_{su} [kPa] : Résistance de cisaillement non drainée à l'état stationnaire

S_{ucr} [kPa] : Résistance de cisaillement critique non drainée

Liste des symboles

S_w [%] : Degré de saturation en eau

u [kPa] : Pression interstitielle

V_s [m/s] : Vitesse de propagation des ondes de cisaillement

w [kN/m²] : Poids volumique par unité de surface du matériau

w_N [%] : Teneur en eau naturelle

\dot{W}^p : Taux de travail plastique dissipé

α : Paramètre de la fraction des limons

ε_a [%] : Déformation axiale

ε_{vol} [%] : Déformation volumique

$\dot{\varepsilon}_v^p$ [%] : Composante volumétriques du tenseur plastique de la vitesse de déformation

$\dot{\varepsilon}_q^p$ [%] : Composante de cisaillement du tenseur plastique de la vitesse de déformation

$\hat{\Phi}$: Fonction de dissipation de Thurairajah

ϕ_s [°] : Angle de frottement intergranulaire à l'état stable

γ_{sat} [kN/m³] : Poids volumique saturé du sol

γ_{unsat} [kN/m³] : Poids volumique non saturé du sol

ϕ [°] : Angle de frottement du sol

ϕ' [°] : Angle de frottement effectif du sol

ν : Coefficient de poisson

ν_{ur} : Coefficient de Poisson en chargement-déchargement

σ_c [kPa] : Pression de confinement

σ'_i [kPa] : Contraintes effectives principales

σ'_p [kPa] : Pression de préconsolidation du sol

σ'_{v0} [kPa] : Contrainte verticale effective en place

τ_{cyc} [kPa] : Déviateur de contrainte cyclique

τ_{static} [kPa] : Déviateur de contrainte statique

ψ [°] : Angle de dilatance

Introduction générale

Le sol étudié de la zone côtière de Mostaganem est constitué principalement de sable et vu l'activité sismique importante de la région, il serait très susceptible à la liquéfaction, d'où l'importance et l'intérêt de cette étude.

La liquéfaction est l'un des phénomènes les plus importants et complexes de la dynamique des sols. En effet, les sols dans lesquels la résistance à la déformation est mobilisée par le frottement entre les grains, présentent les types les plus susceptibles à cette instabilité. Actuellement, l'étude de ce phénomène s'est développée pour devenir un domaine de recherche à part entière. Les éléments principaux qui interviennent dans le développement de ce phénomène, à savoir :

- ✓ La présence d'un sol non cohérent.
- ✓ Un sol saturé.
- ✓ L'action de sollicitations monotones ou dynamiques.

En effet, une prédominance de sables lâches dans la composition du sol dans un milieu saturé d'eau et sous l'action de sollicitations statiques ou dynamiques peut conduire à sa déstabilisation. Dans ce cas, on observe une perte de la résistance locale ou généralisée dont l'origine est le déclenchement du phénomène de la liquéfaction. Cela peut conduire à des ruptures de pente, à des glissements de terrain, ou encore à une perte de portance du sol de fondation sous un ouvrage.

La majorité des recherches considèrent comme hypothèses du sol que le sable propre a l'effet dominant dans le comportement à la liquéfaction tandis que l'effet des fines est négligeable. Ceci s'avère incorrect car les caractéristiques compositionnelles de base des fines et leurs comportements plastiques influent considérablement sur ce phénomène d'instabilité.

Les conséquences de la liquéfaction sont diverses et désastreuses comme les tassements excessifs qui sont parfois uniformes, mais dans la plupart des cas ils sont brusques et non-uniformes (les tassements différentiels), les glissements de terrains, des instabilités locales ou encore la perte de portance ou le glissement des sols de fondation des ouvrages.

Dans ce travail, une première partie sera consacrée au phénomène de la liquéfaction où une définition du phénomène de la liquéfaction sera donnée avec quelques exemples à travers le monde où s'est produit ce phénomène sous charges statiques et dynamiques. Une explication de la notion de la rupture par écoulement, de la mobilité cyclique

et les différents types de comportement à la liquéfaction des sols pulvérulents lâches et denses seront détaillés. La notion de dilatance sera introduite afin d'expliquer le phénomène de la liquéfaction et les relations mathématiques reliant les contraintes à la dilatance et l'explication du phénomène sera renforcée par le point de vue de Schofield qui a éclairci énormément de points sur les mécanismes de rupture dus à la liquéfaction en se basant sur le gradient hydraulique et les contraintes effectives. Un aperçu sur quelques problèmes qui peuvent influencer ce genre d'étude sera exposé et notamment le mode préparatoire des échantillons.

La deuxième partie de ce travail sera consacrée à une synthèse bibliographique sur les connaissances relatives au phénomène de la liquéfaction qui fait ressortir les principaux résultats des recherches antérieures à nos travaux. Dans ce chapitre, un aperçu théorique sur la liquéfaction des sols sera détaillé et les facteurs influençant la liquéfaction seront présentés et regroupés dans quatre catégories à savoir, la nature du sol, l'état du sol, l'environnement et la nature de la sollicitation. L'initiation du phénomène ainsi que la mobilité cyclique seront abordées dans ce chapitre ainsi que les différentes approches d'évaluation du potentiel de liquéfaction basées sur les essais in situ et les essais en laboratoire avec leurs avantages et leurs inconvénients. Les différentes lois de comportement déduites des résultats d'essais et les concepts développés ainsi que les modèles de comportements utilisés dans la littérature pour la représentation de la liquéfaction des sols et en particulier les sols hétérogènes seront détaillés avec toutes les caractéristiques qui interviennent dans ces lois et ces modèles.

La troisième partie est consacrée à l'étude expérimentale où les matériaux, le matériel et le mode opératoire utilisés seront détaillés. Les mélanges sable-limon prélevés à différentes profondeurs de la région côtière de Kharouba dans la wilaya de Mostaganem ont une teneur en fines limoneuses qui ne dépasse pas 30%, alors et pour cette raison, ils seront séparés afin de former les échantillons d'étude dont la teneur en fines varie de 0% à 40% avec deux densités relatives $D_r = 15\%$ et $D_r = 55\%$. La composition et le mode de fonctionnement de l'appareil triaxial automatique (AUTOTRIAX 29-WF4632) qui est le dispositif utilisé pour la réalisation des essais sont détaillés dans ce chapitre. Toutes les étapes de la préparation des échantillons destinés à l'expérimentation sont expliquées en détail.

Dans le quatrième chapitre, les résultats des essais triaxiaux non drainés sous chargements monotones réalisés au laboratoire sur des échantillons saturés reconstitués seront présentés puis analysés et comparés vis-à-vis des différentes modélisations proposées. Des nouveaux paramètres pour évaluer l'influence des fines sur le comportement des sols hétérogènes (sable-

limon) à la liquéfaction seront introduits et des corrélations reliant la résistance de cisaillement critique non drainée à ces nouveaux paramètres seront déduites pour rechercher la meilleure modélisation du comportement des sols hétérogènes à la liquéfaction.

Le cinquième chapitre sera consacré à la modélisation numérique en utilisant le logiciel Plaxis 2D V8.2 sous l'hypothèse des déformations planes en prenant un exemple d'une structure implantée sur un sol ayant les mêmes caractéristiques que celles prises dans l'étude expérimentale précédente afin de pouvoir confronter les résultats de l'expérimentation avec ceux de la simulation numérique. Après avoir défini la géométrie, les chargements, les conditions aux limites et les propriétés des matériaux, un maillage sera généré en utilisant des éléments à 15 nœuds et en utilisant le modèle de durcissement par écrouissage isotropique ou "hardening soil model, HSM" du matériau. Après la génération des pressions interstitielles initiales et les contraintes initiales, le programme de calcul sous Plaxis sera lancé en utilisant deux phases, à savoir, une phase de consolidation et une phase de calcul plastique.

La simulation numérique sous Plaxis utilisé dans cette étude a permis de mettre en évidence les différentes zones de déformations et des contraintes. Les résultats sous Plaxis concernant la déformée du maillage, les déformations, les déplacements, les contraintes effectives, le déviateur de contraintes et les contraintes tangentielles seront présentés et discutés.

Enfin une conclusion et quelques recommandations futures pour terminer ce travail.

Chapitre 1 : Phénomène de liquéfaction

1.1 Introduction

La liquéfaction est parmi les domaines d'études les plus actifs de la géotechnique depuis plusieurs décennies. Ce phénomène, connu comme une perte de la résistance des sols, peut avoir des conséquences désastreuses suite aux ruptures spectaculaires et coûteuses en termes de vies humaines et de dégâts matériels. Malgré le nombre croissant d'études expérimentales et théoriques dans ce domaine, les connaissances restent souvent parcellaires.

Dans ce chapitre, on définit le phénomène de la liquéfaction avec des exemples où il s'est produit sous charges statiques et dynamiques. Une explication de la notion de la rupture par écoulement et de la mobilité cyclique sera détaillée ainsi que la notion de dilatance. L'explication du phénomène sera renforcée par le point de vue de Schofield.

1.2 Définition du phénomène de liquéfaction

La liquéfaction a été employée pour la première fois par Hazen (1920) pour expliquer le mécanisme de la rupture du barrage de Calaveras Dam en Californie mais les recherches sur ce phénomène se sont vraiment déclenchées suite aux séismes de Niigata au Japon et d'Alaska en 1964.

En Avril 1907 et lors de son premier remplissage, le barrage de Wachusett situé à 48 km à l'ouest de Boston a subi une rupture due à une liquéfaction statique. Cette instabilité due aux charges statiques peut avoir des conséquences désastreuses comme celle du barrage de Merriespruit en Afrique du sud (février 1994) où elle a été initié par la diminution des contraintes effectives suite à une forte pluie, ce qui a causé l'effondrement du barrage et le décès de 17 personnes. Cette catastrophe a ajouté un nouvel élan à la recherche sur la liquéfaction dû aux sollicitations statiques. Un autre exemple est celui du remblai artificiel de Nerlerk qui peu de temps après sa construction (1983) pour soutenir les caissons en acier des structures d'exploration d'hydrocarbures dans la mer de Beaufort au Canada (100 km au large de Tuktoyaktuk), il a subi de grandes effondrements.

La rupture du barrage de San Fernando en Californie suite à un séisme de magnitude 6.6 en février 1971 a donné une nouvelle percée à la recherche sur la liquéfaction (Tassement de crête de 8,5 m et un déplacement vers l'aval de 1.5 m). Les grands dommages de la liquéfaction sur les infrastructures telles que les routes, les bâtiments, les ponts, les barrages, les aéroports et installations portuaires dans les tremblements de terre de Loma Prieta en

Californie (1989), Kobe au Japon (1995), et plus récemment à Sumatra en Indonésie (2004) ont soutenu les efforts de recherche dans ce domaine.

L'étude de la liquéfaction s'étend principalement sur trois domaines différents: les observations in-situ, les expériences en laboratoire et les études théoriques qui expliquent quantitativement le phénomène.

L'approche "indice des vides critique" proposée par Casagrande (1936) est la première hypothèse scientifique pour définir les conditions dans lesquelles la liquéfaction peut se produire. Il s'est basé sur des tests de cisaillement drainés dans lesquels le sable dense a augmenté de volume alors que le sable très lâche s'est réduit de volume, il a défini l'indice de vide critique quand le cisaillement drainé aura lieu à volume constant.

Les essais au laboratoire de Seed et Lee (1966) ont montré que même le sable dense peut développer une pression interstitielle positive ce qui mène à l'instabilité du sol. La rupture par écoulement due à la liquéfaction et la mobilité cyclique sont les termes couramment utilisés pour décrire la déformation excessive qui s'ensuit en raison du développement excessif de la pression interstitielle.

La liquéfaction d'après Hazen (1920) est lorsqu'une concentration de la pression induite par une déformation dans le matériau se produit rapidement, l'eau contenue entre les pores est mise sous pression. L'augmentation continue de cette pression interstitielle conduit à une diminution des forces intergranulaires dans le sol et le matériau perd toute sa résistance lorsque la pression interstitielle devient égale à la contrainte effective initiale (Figure 1.1).

Une définition du phénomène est proposée par Sladen et al. (1985) qui est presque semblable à celle donnée par Castro et Poulos (1977) et par Seed (1979), "La liquéfaction est un phénomène dans lequel une masse de sol perd un pourcentage important de sa résistance au cisaillement, sous l'action d'un chargement monotone ou cyclique, quasi statique ou dynamique, et s'écoule de manière semblable à un liquide jusqu'à ce que les contraintes de cisaillement auxquelles est soumis le matériau puissent être équilibrées par sa résistance au cisaillement réduite".

De nombreux cas de rupture par écoulements, cités dans la littérature, dans les milieux des sols naturels et dans les structures artificielles, ont été attribués à ce phénomène. La liquéfaction des sols meubles lors d'un séisme peut provoquer des dégâts considérables pouvant être dans certains cas dévastateur.

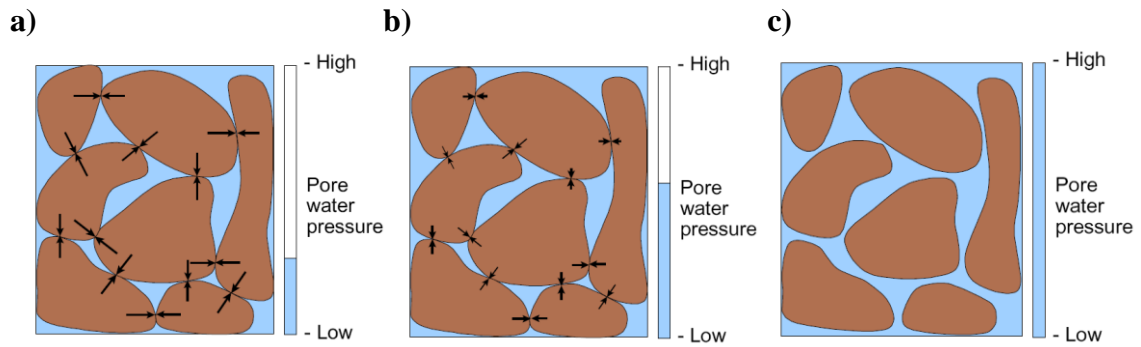


Figure 1.1 Illustration des dépôts de sol a) Avant la liquéfaction, b) Quand la pression interstitielle augmente c) Pendant la liquéfaction (Source: Kaewsong, 2009)

Le drame du village japonais Niigata entièrement enseveli dans la boue sableuse lors d'un séisme en 1964 (Figure 1.3) reste certainement gravé dans la mémoire collective de l'humanité. Les cas 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.

La liquéfaction est un phénomène associé principalement, mais pas exclusivement aux sols saturés sans cohésion et le phénomène est observé dans la plupart des séismes importants. On peut parfois observer des remontées jusqu'à la surface des sols déstabilisés, formant de petits cônes caractéristiques appelés volcans de boue ou volcans de sable (Figure 1.2).



Figure 1.2 Volcans de boue ou volcans de sable dus à la liquéfaction (source: USGS, 1989)

1.3 Exemples de liquéfaction

Sous l'effet d'un séisme ou de charges monotones, les couches superficielles du sol manifestent en général un comportement non-linéaire, qui se traduit par des tassements importants ou des grands déplacements latéraux pouvant être préjudiciables aux structures en contact avec le sol.

L'exemple le plus choquant de la liquéfaction des sols est le cas du Niigata au Japon, en 1964 (Figure 1.3). Durant le séisme de Niigata, le 16 Juin 1964, d'une magnitude de 7.5 sur

l'échelle de Richter, d'une durée de 40 secondes et d'une accélération sismique maximale de 0,18 fois celle de la gravité terrestre, tout un village est noyé dans le sol constitué principalement par du sable lâche.



Figure 1.3 Bâtiments inclinés du fait de la liquéfaction des sols à Niigata au Japon en 1964
(Source : Steinbrugge Collection NISEE, 1964)

On peut aussi citer le séisme de San Fernando (Californie, 1971) au cours duquel le barrage en terre Lower San Fernando s'est rompu. Durant le séisme de Mexico le 19 septembre 1985 de magnitude 8.1 sur l'échelle de Richter, la liquéfaction a été observée près des rivières. Elle a été accompagnée par des ruptures de fondation, des effondrements des ouvrages de retenue et des épandages latéraux dans le sol ce qui a causé de sévères dommages dans plusieurs structures tels que les ponts, les bâtiments, les réseaux enterrés comme le montre les Figures 1.4 et 1.5.



Figure 1.4 Bâtiments penchés et effondrés du fait de la liquéfaction des sols à Mexico en 1985.
(Source: Global Institute for Energy and Environmental Systems, GIEES, 1985)

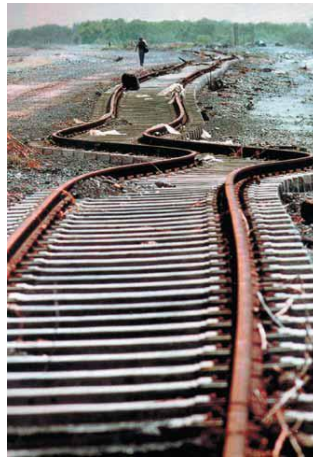


Figure 1.5 Grands déplacements latéraux induits par la liquéfaction des sols à Mexico en 1985
(Source : Global Institute for Energy and Environmental Systems, GIEES, 1985)

Le séisme de Loma Prieta à San Francisco en 1989 a engendré de grands épandages latéraux relatifs à la liquéfaction le long de la station marine de Moss Landing causant ainsi des dommages significatifs dans les routes et les structures. Ce séisme a aussi engendré des ébullitions de sable comme le montre la Figure 1.6.



Figure 1.6 Ebullition de sable pendant le séisme de Loma Prieta aux Etats-Unis en 1989 près de l'extrémité nord de la piste principale de l'aéroport international d'Oakland (Source : USGS, 1989)

Le séisme de Kobe au Japon en 1995 a provoqué des cas de liquéfaction, particulièrement dans les espaces récupérés tel que le port d'Island à Kobe et aussi des endommagements au niveau des ponts et des routes (Figure 1.7).



Figure 1.7 Endommagement de routes causé par la liquéfaction des sols à Kobe au Japon en 1995
(Source : USGS, 1995)

Plus récemment, le séisme d'Izmit en Turquie en 1999 a été, lui aussi, le siège de nombreux dégâts attribués à la liquéfaction des sols (Figure 1.8).



Figure 1.8 Bâtiment incliné du fait de la liquéfaction des sols au séisme d'Izmit en Turquie en 1999 (Source : BRGM, 1999)

Le séisme de Christchurch en Nouvelle Zélande survenu le 22 février 2011 dont la magnitude était de 6.3 a provoqué des dommages étendus dans la ville, en particulier dans le centre ville et la banlieue est (Figure 1.9), avec des dégâts aggravés par les bâtiments et les infrastructures déjà affaiblies par le précédent tremblement de terre qui a touché la même région en septembre 2010.



Figure 1.9 Véhicule enfoncé dans le sol suite à la liquéfaction à Christchurch, en Nouvelle Zélande en 2011 (Source : AAP, 2011)

Depuis 1900 à ce jour, l'Algérie a connu 17 séismes dont la magnitude dépasse 5 selon l'échelle de Richter car l'Algérie se situe sur une frontière active de plaques au niveau de la convergence de l'Afrique et de l'Eurasie.

Ces plaques se rapprochent à une vitesse de l'ordre de 6 millimètres par an, ce qui génère une accumulation importante de contraintes et lorsque ces contraintes deviennent trop fortes, certaines failles peuvent être mises en mouvement.

Les trois séismes les plus intenses ce dernier siècle en Algérie par ordre d'intensité selon l'échelle de Richter sont ceux de Chlef survenu le 10.10.1980 (M : 7,3), de Zemmouri le

21.05.2003 (M : 6,8) et celui de Chlef le 09.09.1954 (M : 6,7). Le séisme de Chlef en 1980 a eu de nombreux effets induits comme le phénomène de la liquéfaction qui a été observé à différents endroits de la région épacentrale. Un méga phénomène d'inondation dans la plaine de Chettia a eu lieu où le soulèvement de la faille a formé une muraille empêchant l'écoulement de oued Chlef.

Lors du dernier séisme de Zemmouri (2003), la liquéfaction et les épandages latéraux étaient présents dans les secteurs près de la rivière d'Isser et dans les gisements étendus de sable de plage et ainsi des ébullitions de sable et des épandages latéraux dans le sol ont été observées près du pont traversant la rivière d'Isser (Figure 1.10).



Figure 1.10 Ebullitions de sable dues à la liquéfaction près de la rivière d'Isser à Boumerdès en 2003 (Source : EERI, 2003)

1.4 Rupture par écoulement due à la liquéfaction et la mobilité cyclique

A partir de deux essais de cisaillement non drainés sous charge monotone et charge cyclique dans le laboratoire, le comportement typique des sols lâches saturés a été représenté (Figure 1.11). Le sol lâche a tendance à se compacter quand il est cisailé sans drainage, d'où l'augmentation de la pression interstitielle de l'eau. La contrainte de cisaillement croît d'une manière monotone jusqu'à une contrainte de "pointe" avant qu'elle s'adoucisse et atteigne l'état stable.

Les points où l'adoucissement se produit chute sur une ligne droite appelée "ligne d'instabilité" (Lade et Pradel, 1990; Ishihara, 1993; Chu et Leong, 2002) ou parfois "ligne d'effondrement" (Sladen et al., 1985).

Ainsi, lorsque le chemin de contrainte atteint la ligne d'instabilité, la structure du sol s'effondre conduisant à un développement de pressions interstitielles élevées, alors ce phénomène d'effondrement a été présumé comme la raison principale de la rupture par écoulement due à la liquéfaction (Casagrande, 1936, 1975 et Castro, 1975).

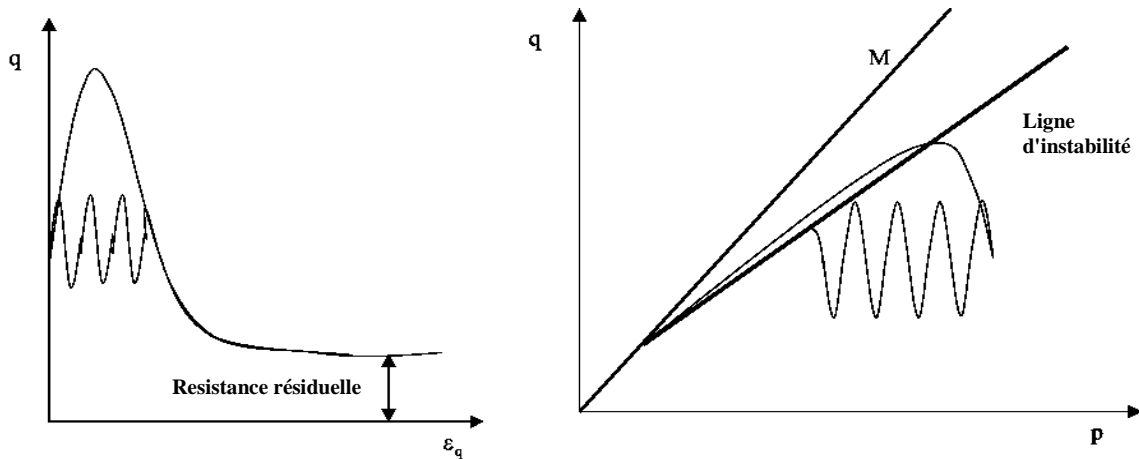


Figure 1.11 Schéma de la rupture par écoulement due à la liquéfaction

La Figure 1.12 montre le comportement typique du sable dense non drainé sous chargement monotone et cyclique. Ces sables se contractent au début suivi d'une dilatation "prepeak" avant qu'ils atteignent la ligne d'état critique contrairement au comportement observé dans les sables lâches sous chargement monotone. Ils développent également une résistance beaucoup plus grande. Le point où se produit la transition d'un comportement contractant à un comportement dilatant se nomme la phase de transition (Ishihara, 1978).

Pour le chargement cyclique du sable, un développement de grandes déformations permanentes au delà de la ligne de la phase de transition est constaté mais le sable ne s'effondre pas. Ce type de comportement est groupé dans la mobilité cyclique.

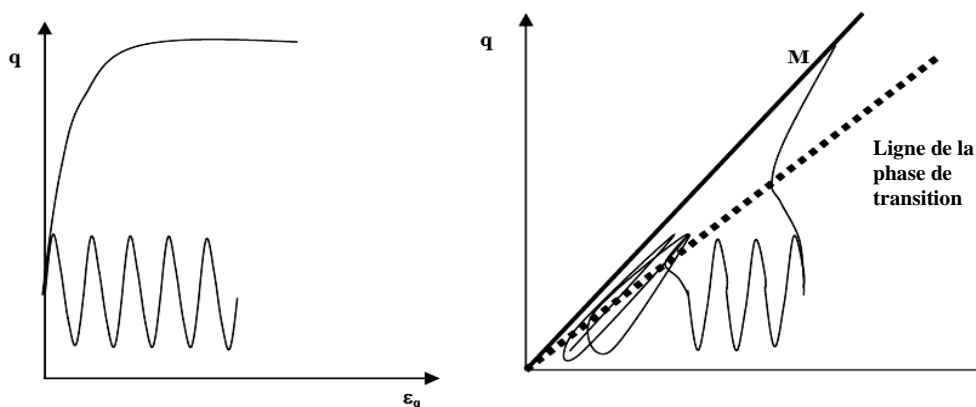


Figure 1.12 Schéma de la mobilité cyclique

L'épandage latéral (une sous-classe de la mobilité cyclique) est la déformation permanente latérale sur une faible pente. Les dommages causés par l'épandage latéral sont très déstabilisants et souvent dominants. Par exemple, pendant le séisme d'Alaska en 1964, plus de 250 ponts ont été endommagés ou détruits par l'épandage latéral des gisements de la zone

inondable vers les lits de la rivière. Au total, plus de dégâts ont été signalés par l'épandage latéral que par toute autre forme de défaillance du sol induit par la liquéfaction.

1.5 Phénomène de la liquéfaction des sables

La liquéfaction peut se produire lorsque les contraintes de cisaillement (statiques ou cycliques) appliquées à un sol pulvérulent sont supérieures à la résistance du sol. L'ajout d'une charge au sommet d'une butte ou tout simplement l'érosion lente d'une pente en bordure d'une rivière sont deux exemples qui illustrent une augmentation de la charge quasi statique pouvant mener à la liquéfaction du sol. D'autre part, l'application de charges cycliques (par exemple, lors d'un dynamitage ou au passage de camions lourds) peut engendrer des contraintes de cisaillements supérieures à la résistance du sol. Ces vibrations peuvent aussi causer la liquéfaction.

Les sols lâches et denses ne se comportent pas de la même façon lorsqu'ils sont soumis à un chargement extérieur. La Figure 1.13 montre le comportement d'un sol dense et celui d'un sol lâche lors d'un essai triaxial conventionnel de compression (Bowles, 1984).

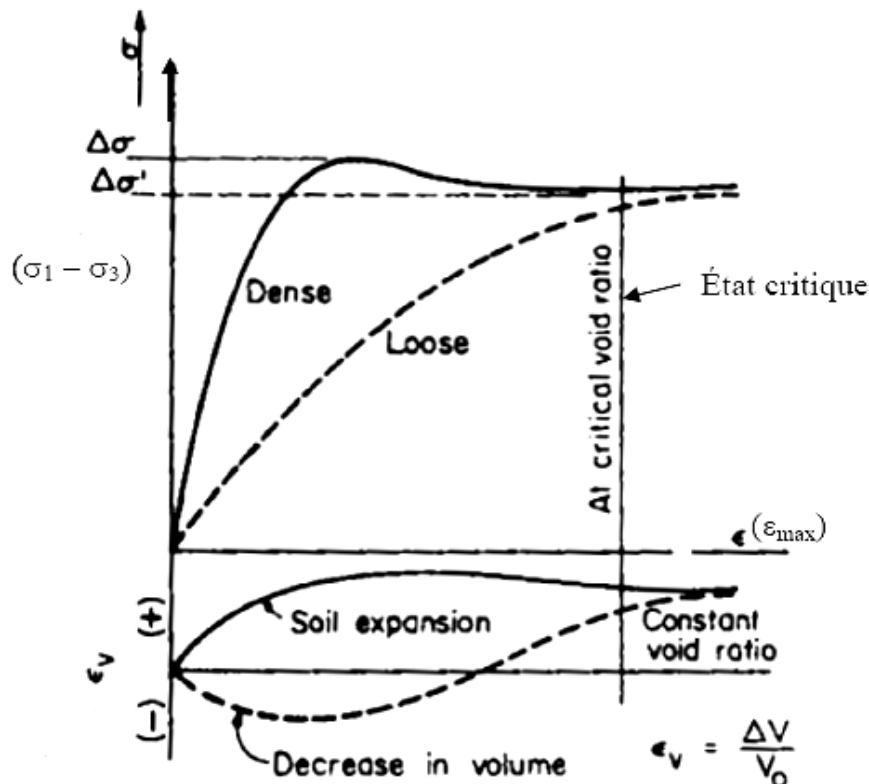


Figure 1.13 Comportement d'un sol à l'état lâche et dense soumis à un chargement triaxial conventionnel de compression (Source : Bowles, 1984)

Il est clair qu'en augmentant le déviateur des contraintes ($\sigma_1 - \sigma_3$), le sol lâche se déforme (ϵ) plus rapidement que le sol dense. Autrement dit, le sol dense nécessite un chargement plus élevé pour obtenir la même déformation qu'un sol lâche. Cette figure montre aussi que le sol dense se dilate lorsqu'on augmente le chargement (ϵ_v positif, ϵ_v représente la variation du volume par rapport au volume initial). Contrairement au sol dense, le sol lâche va d'abord se contracter (ϵ_v négatif) et ensuite se dilater (ϵ_v positif). Dans ces cas, il a été observé que la résistance ultime et l'indice des vides convergent vers une valeur unique lorsqu'on atteint une condition appelée "l'état critique". L'indice des vides devient alors indépendant de la déformation axiale et des conditions initiales. Les sections suivantes décrivent ces différents types de comportement.

1.5.1 Sols pulvérulents lâches

Dans les sols pulvérulents lâches où l'indice des vides est élevé, les grains qui subissent les sollicitations externes tendent alors à se structurer vers un état plus dense, engendrant une contraction du milieu poreux. Si le sol est saturé et la conductivité hydraulique (k_{sat}) est relativement faible ou ce sol est en conditions non drainées, alors cette contraction peut générer une augmentation de la pression interstitielle (u). Cette dernière engendre une diminution des contraintes effectives ($\sigma' = \sigma - u$), passant par exemple, du point 1 au point 2 à la Figure 1.14 (pour une charge statique à volume constant) et pouvant aller jusqu'au point 3 (lors de l'application d'un chargement cyclique).

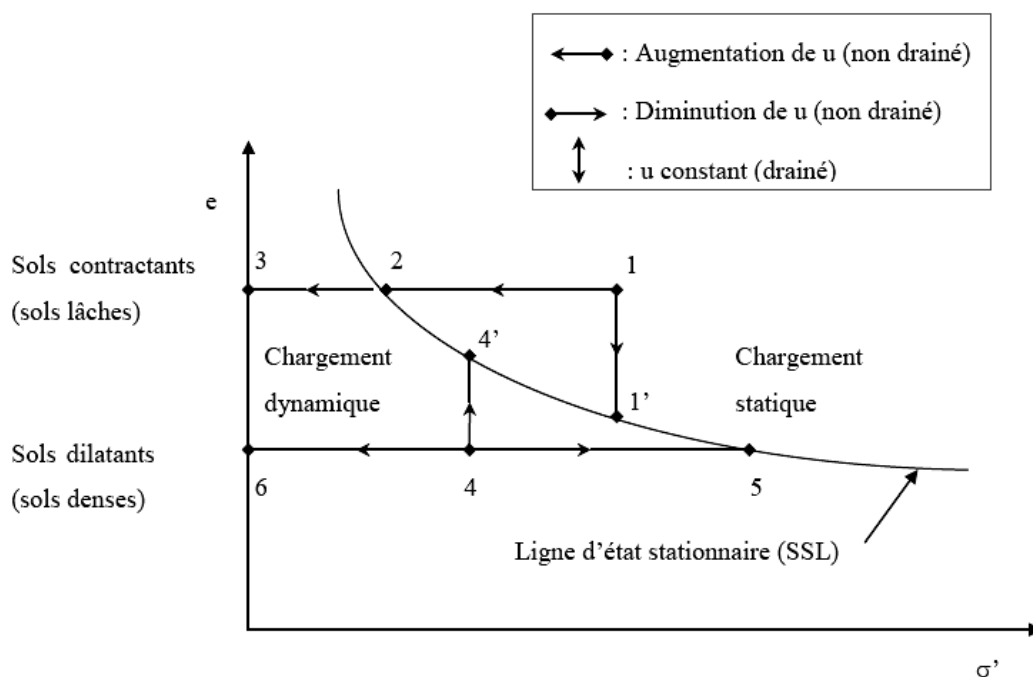


Figure 1.14 Schématisation du comportement des différents types des sols saturés soumis à des chargements statiques ou dynamiques (Source : Kramer, 1996)

Lorsque l'état du sol atteint la ligne d'état stationnaire (ou état critique), l'indice des vides atteint son état critique pour les contraintes effectives en place (Critical Void Ratio sur la Figure 1.13). Dans ces conditions, le sol peut se déformer sous des contraintes de cisaillement effectives à un volume constant.

Lorsqu'il y a possibilité de drainage, les sols lâches ont tendance à se contracter. À la Figure 1.14, ce comportement correspond au déplacement du point 1 au point 1'. En diminuant l'indice de vides, le sol peut atteindre un nouvel état critique pour des contraintes effectives constantes (point 1').

Plusieurs tests en laboratoire ont été menés afin de mieux comprendre la réponse du sol vis-à-vis à un chargement cyclique. On peut noter les travaux précurseurs du Professeur Seed et de ses étudiants, qui ont effectué des essais triaxiaux cycliques non drainés, consolidés sous contraintes isotropes et anisotropes (Seed et Lee, 1966; Seed et Idriss, 1982). La Figure 1.15 montre le comportement d'un sable lâche (indice de densité $I_D = 38\%$) lors de l'application des charges triaxiales cycliques en conditions non drainées.

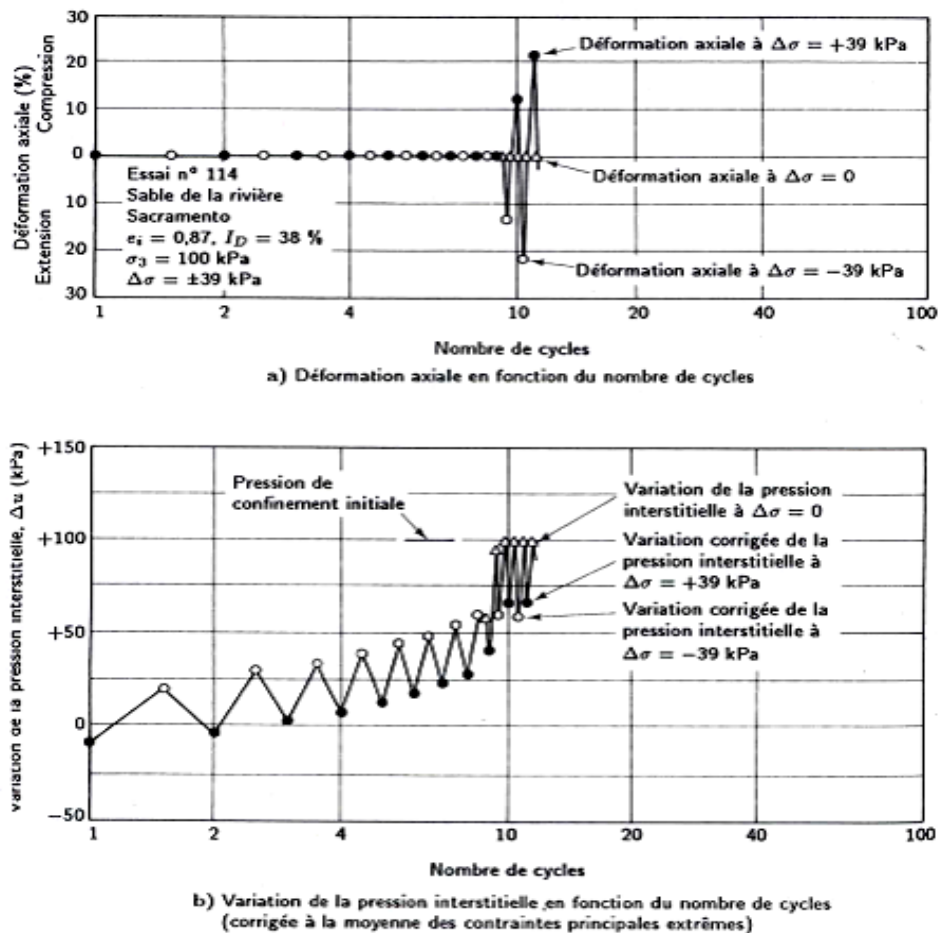


Figure 1.15 Essai triaxial cyclique d'un sable lâche a) Déformation axiale en fonction du nombre de cycles b) Pression interstitielle en fonction du nombre de cycles (Source : Seed et Lee, 1966)

Le graphique du haut montre que la déformation axiale n'apparaît qu'à partir du 9^{ème} cycle, malgré l'augmentation graduelle des pressions interstitielles lors des cycles précédents (graphique du bas). Les déformations ne débutent (9^{ème} cycle) que lorsque les surpressions interstitielles (Δu) ont atteint environ 100 % de la contrainte de confinement effective initiale (σ'_{3c}). Après 9-10 cycles, le rapport de la pression interstitielle ($r_u = \Delta u / \sigma'_{3c}$) est donc près de 1 (Kramer, 1996). Cet état est représenté par le point 3 de la Figure 1.14.

Selon certains auteurs, c'est à ce moment que la liquéfaction débute (Seed et Lee, 1966). Par contre, d'autres essais ont montré que le sol peut devenir instable à des valeurs de (r_u) bien inférieures à l'unité. Ce phénomène d'initiation à la liquéfaction sera traité plus en profondeur dans le chapitre 2.

1.5.2 Sols pulvérulents denses

La Figure 1.14, montre que la ligne de l'état stationnaire peut aussi être atteinte par les sols denses. Dans les conditions drainées, le sol va se dilater (par exemple, du point 4 vers le point 4') et les contraintes effectives peuvent rester constantes jusqu'à atteindre la ligne d'état stationnaire (au point 4').

En conditions non drainées, le sol ne peut pas se dilater (volume constant), alors il subit une diminution des pressions d'eau et par conséquent une augmentation des contraintes effectives (passant du point 4 vers le point 5, sur la Figure 1.14).

L'application de charges cycliques sur les sols relativement denses peut produire dans certains cas un comportement inverse, proche de celui des sols lâches, c'est-à-dire qu'ils tendent à se contracter (mais à $\Delta V = 0$). Dans ce cas, les contraintes effectives sont réduites (passant du point 4 au point 6, à la Figure 1.14).

La Figure 1.16 montre les résultats d'un essai triaxial à chargement cyclique sur un sol relativement dense ($I_D = 78\%$) dans des conditions non-drainées. Lors des dix premiers cycles, les pressions interstitielles se développent, sans toutefois engendrer de déformation axiale notable dans l'échantillon.

Le même comportement a été observé pour les sols lâches (Figure 1.15). La différence majeure entre les deux types de sols est observée lorsque les surpressions (Δu) sont maximales et que les contraintes effectives (σ') sont momentanément nulles.

Dans le cas d'un sol lâche, l'échantillon peut acquérir des déformations axiales importantes en peu de temps (douzième cycle). La Figure 1.16 montre que le sol dense résiste mieux aux

contraintes durant quelques cycles (cycles de 12 à 20), malgré que les contraintes effectives soient presque nulles.

Les mécanismes engendrant une augmentation des pressions interstitielles dans les sols denses (dilatants) sont toujours incompréhensibles. Mitchell et Soga (2005) ont conclu que l'hypothèse de l'augmentation des pressions interstitielles est due à une déstructuration du sol causée par les contraintes cycliques appliquées et une fois qu'il est déstructuré, il réagirait comme un sol contractant et ainsi il peut développer les pressions interstitielles.

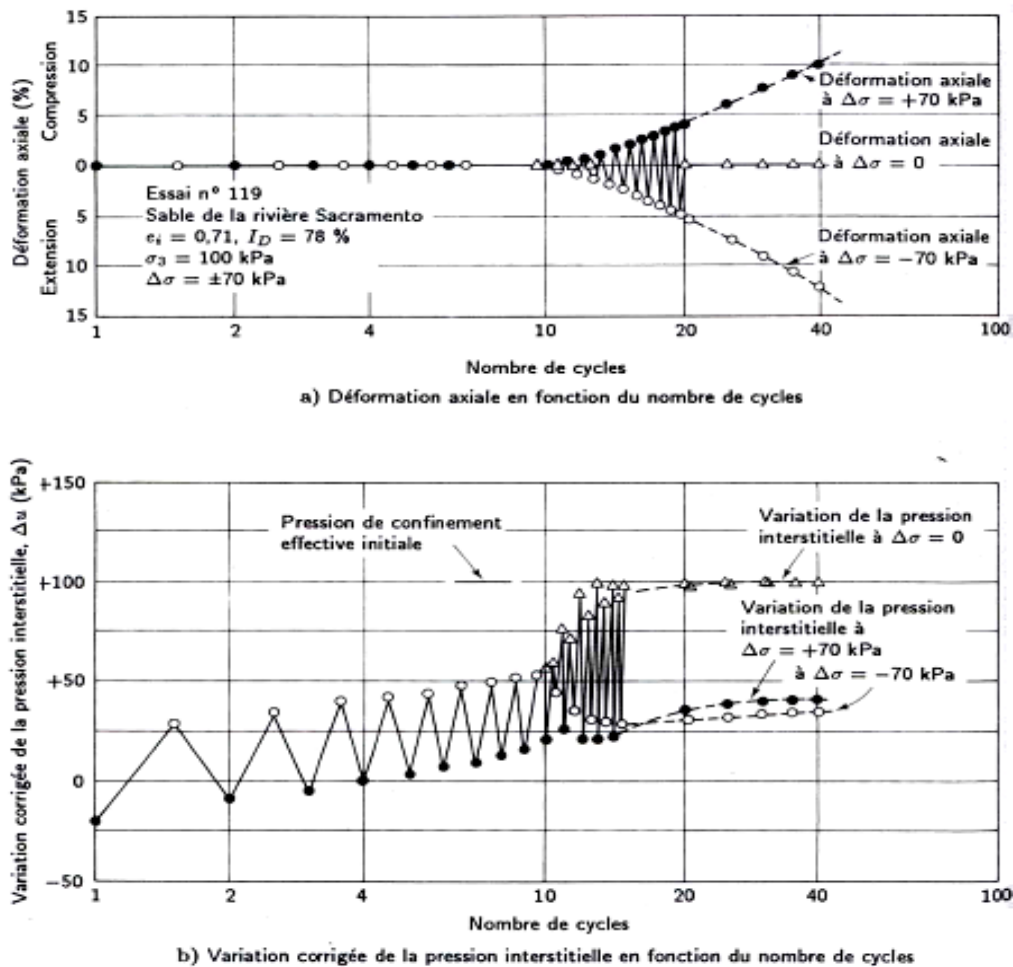


Figure 1.16 Essai triaxial cyclique d'un sable dense a) Déformation axiale en fonction du nombre de cycles b) Pression interstitielle en fonction du nombre de cycles (Source : Seed et Lee, 1966)

1.6 Introduction de la notion de plasticité à la liquéfaction

La théorie de la plasticité classique a commencé en 1868 quand Tresca a présenté son critère de rendement sur la base de ses résultats expérimentaux. Toutefois, Saint-Venant (1797-1886) fut le premier à mettre en place les équations fondamentales de la plasticité et de les utiliser dans des problèmes pratiques. Dans les années cinquante, des progrès importants

ont été faits dans la théorie de la plasticité et la structure mathématique de la plasticité est enfin accomplie. Le théorème de limite (Drucker et al. 1951, 1952), les concepts de normalité et la stabilité d'un système (Drucker, 1959) sont quelques-unes des avancées réalisées.

L'application de la plasticité à la mécanique des sols a commencé vers 1945 et à ses débuts, la plasticité du sol a été strictement dérivée de la plasticité du métal. Mais le sol, par rapport au métal, a un comportement rhéologique différent, qui dépend principalement de la pression moyenne et de la densité.

Le critère de Mohr-Coulomb est l'un des critères de rupture les plus connus de la mécanique des sols qui prend l'effet de la pression hydrostatique sur la résistance des matériaux granulaires en considération.

Et parce que le critère de Mohr-Coulomb n'est pas mathématiquement pratique dans des situations tridimensionnelles en raison de l'existence de singularités, le modèle de plasticité parfaite de Drucker-Prager (1952) est le modèle le plus simple qui se rapproche du critère de Mohr-Coulomb.

L'une des avancées majeures dans l'application de la théorie de la plasticité a été faite par Drucker et al. (1957). Il portait sur les limites de la plasticité parfaite lorsqu'elle est appliquée à un matériau de friction avec le critère de rupture de Mohr-Coulomb.

La limitation vient du fait que l'enveloppe de rupture a été traitée comme une enveloppe de rendement, et la condition de normalité implique un taux inacceptable de dilatation à la rupture. En outre, l'implication était que ce taux a toujours été appliqué, ce qui était en contradiction avec la preuve expérimentale de certains cas, les sols se réduisent en volume au cours du rendement. Pour remédier à ces insuffisances, il propose l'idée d'utiliser une fonction de rendement de type "pic" pour définir le rendement continu des sols.

L'introduction de cette plasticité d'écrouissage en mécanique des sols a contribué dans une large mesure au développement de la mécanique des sols à l'état critique à Cambridge.

Des recherches approfondies à l'Université de Cambridge ont montré que les sols et les matériaux granulaires, s'ils sont constamment déformés jusqu'à ce qu'ils coulent comme un fluide de friction, alors l'état critique est bien défini (Roscoe et Schofield, 1963; Schofield et Wroth, 1968).

Le lieu des points de l'état critique issus des essais drainés et non drainés se trouvent sur une ligne unique sur un espace à trois dimensions (q - p - v), appelé la ligne d'état critique (CSL) comme l'illustre la Figure 1.17.

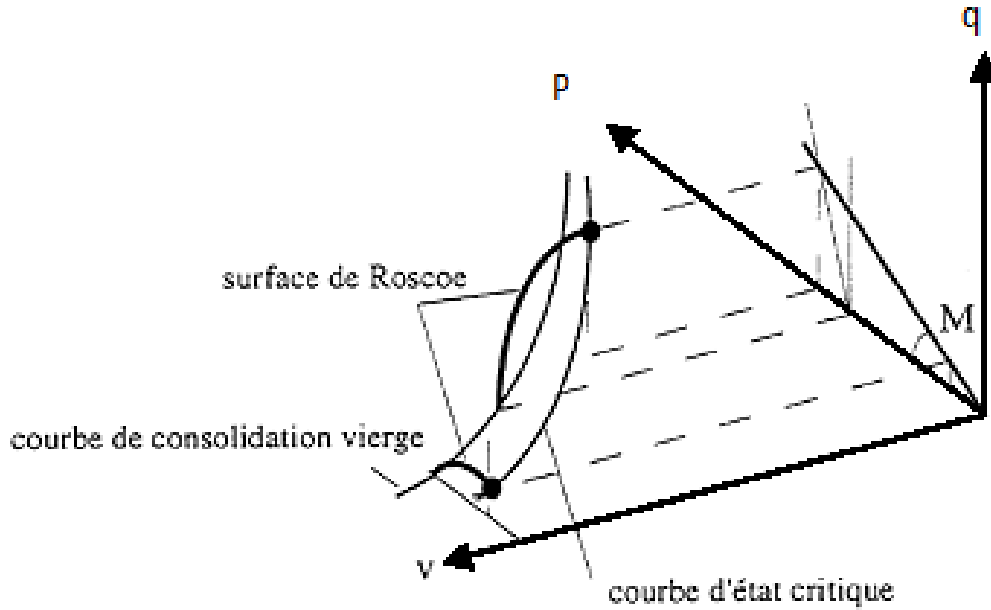


Figure 1.17 Surface des états limites et courbe des états critiques dans l'espace (p ,q, v)
(Source : Roscoe et Schofield, 1963)

La projection de la ligne d'état critique sur l'espace (q- p) et l'espace (v-lnp) sont donnés comme suit:

$$q = Mp \quad (1.1)$$

et

$$\Gamma = v + \lambda \ln p \quad (1.2)$$

Où $p = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3}$ et $q = |\sigma_1 - \sigma_3|$ et les déformations volumétriques sont décrits par $\dot{\epsilon}_v = \dot{\epsilon}_1 + \dot{\epsilon}_2 + \dot{\epsilon}_3$ et celles de cisaillement par $\dot{\epsilon}_q = \frac{2}{3} |\dot{\epsilon}_1 - \dot{\epsilon}_3|$.

Où M est la pente de la droite d'état critique dans l'espace p-q, Γ et λ sont des constantes à 1 kPa. Une fois que le CSL est atteint, les sols subissent une déformation illimitée sans aucun changement de paramètres d'état. Ce processus est énoncé mathématiquement comme suit :

$$\frac{\dot{p}}{\dot{\epsilon}_q} = \frac{\dot{q}}{\dot{\epsilon}_q} = \frac{\dot{\epsilon}_v}{\dot{\epsilon}_q} = 0 \quad (1.3)$$

Le premier terme, $\frac{\dot{p}}{\dot{\epsilon}_q}$, implique qu'à l'état critique, aucun changement ne se produit au niveau des contraintes effectives, le deuxième terme, $\frac{\dot{q}}{\dot{\epsilon}_q}$ montre qu'aucun autre changement de

résistance ne peut se produire une fois que le sol a atteint l'état critique et enfin le terme $\frac{\dot{\epsilon}_v}{\dot{\epsilon}_q}$ représente la condition de dilatance nulle une fois l'état critique atteint. La dilatance nulle en conditions drainées $\frac{\dot{\epsilon}_v}{\dot{\epsilon}_q} = 0$ et en conditions non drainées $\frac{\dot{u}}{\dot{\epsilon}_q} = 0$ (u est la pression d'eau interstitielle).

1.7 Notion de dilatance granulaire à la liquéfaction

La description correcte du changement de volume du aux contraintes imposées est fondamentale à la modélisation du comportement contrainte-déformation des sols. Le phénomène du couplage entre le volume et les changements de formes observés qualitativement est appelés dilatance granulaire (Reynolds, 1885). Cette notion a influencé un nombre considérable de concepts dans le milieu granulaire et dans la mécanique des sols.

L'une des premières tentatives de la prise en compte de la résistance au cisaillement due à la dilatance dans les sables denses a été décrite par Taylor (1948). Il a employé le terme enclenchement pour décrire les effets de la dilatance. Il a calculé la résistance maximale issue des résultats directs de la boîte de cisaillement et il a constaté que l'absorption de l'énergie est en partie absorbée par un élément de friction à l'état critique et aussi par le travail nécessaire pour l'augmentation du volume.

La Figure 1.18 montre le diagramme schématique de la boîte de cisaillement directe où σ est la contrainte normale appliquée, τ la contrainte de cisaillement appliquée, dx le déplacement horizontal et dy le déplacement vertical.

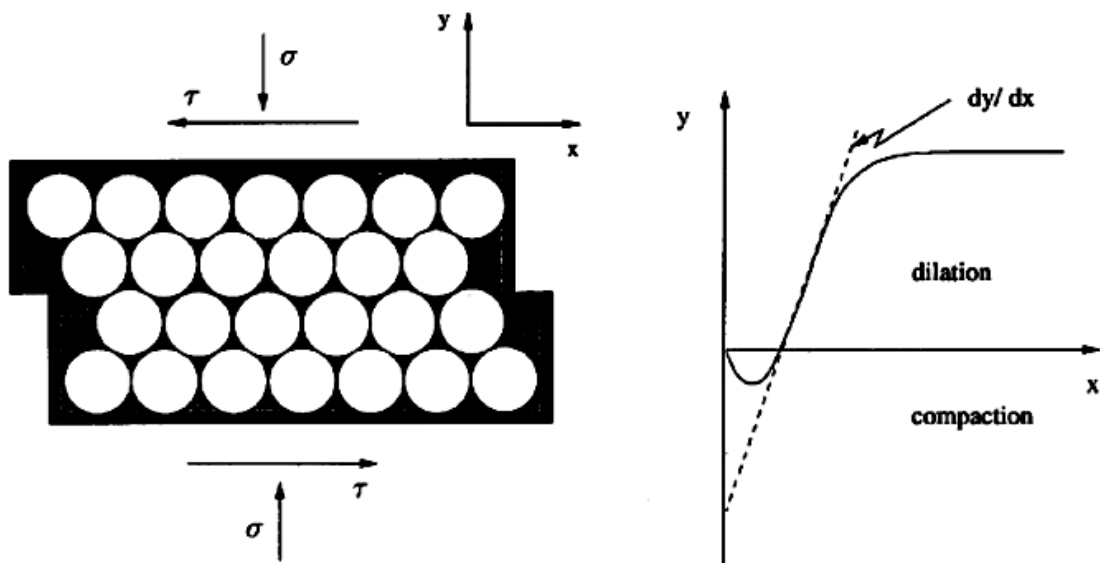


Figure 1.18 Analogie de la boîte de cisaillement de Taylor (Source : Deshpande et Cebon, 1999)

L'énergie absorbée par le système est τdx , le travail nécessaire pour déplacer σ d'une distance dy est σdy et l'énergie dissipée par la friction est $\mu \sigma dx$.

En considérant le bilan énergétique, on obtiendra:

$$\tau dx = \mu \sigma dx + \sigma dy; \tau dx - \sigma dy = \mu \sigma dx \quad (1.4)$$

L'équation 1.4 peut s'écrire :

$$\frac{\tau}{\sigma} = \mu + \frac{dy}{dx} \quad (1.5)$$

Ceci prouve que la résistance maximale d'un matériau granulaire dense sous une contrainte normale dépend du frottement entre les grains et de la dilatance. Taylor (1948) a également constaté que l'augmentation des contraintes effectives réduit la dilatance, alors au-dessus de la pression effective critique, le volume n'augmente pas mais il diminue.

Thurairajah (1961) a réalisé des essais triaxiaux de cisaillement drainés et non drainés sur l'argile et le sable et il a pu calculer la proportion de travail qui est incluse dans la dilatation proposée par Taylor et la proportion qui est incluse dans le changement de l'énergie élastique d'un sol soumis à une contrainte effective.

Il a constaté que le taux de travail dissipé dans la déformation plastique est égal au produit de la contrainte normale moyenne effective (représenté par M) par le taux de la déformation plastique de cisaillement (équation 1.6). Ces résultats importants ont été récemment réexaminés par Schofield (2000) et Muhunthan et Olcott (2002). Ce phénomène a été nommé par Schofield (2005) comme étant la fonction de dissipation de Thurairajah (1961). En adoptant la notation standard des essais triaxiaux, la fonction de dissipation de Thurairajah peut être donnée sous la forme :

$$\hat{\Phi} = Mp |\dot{\epsilon}_q^p| \quad (1.6)$$

En égalisant le travail plastique effectué avec la fonction de dissipation de Thurairajah, on aura l'équation suivante :

$$\dot{W}^p = p \dot{\epsilon}_v^p + q \dot{\epsilon}_q^p = Mp |\dot{\epsilon}_q^p| \quad (1.7)$$

Où $\dot{\epsilon}_v^p$ et $\dot{\epsilon}_q^p$ sont, respectivement, les composantes volumétriques et de cisaillement du tenseur plastique de la vitesse de déformation.

En se basant sur les hypothèses du taux minimum de travail interne, Rowe (1962) a relié la dilatance au rapport des contraintes principales comme suit :

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = K_\mu \left(1 - \frac{\dot{\epsilon}_v}{\dot{\epsilon}_1} \right) \quad (1.8)$$

Où K_μ est un paramètre qui dépend de l'angle de frottement.

Le rapport ci-dessus est appelé la relation contrainte-dilatance et il a été employé comme une loi de la rupture par écoulement dans un certain nombre de modèles de plasticité de sol.

En utilisant les invariants de la mécanique du sol à l'état critique, la relation (1.8) peut être réécrite ainsi :

$$d = \frac{\dot{\epsilon}_v^p}{\dot{\epsilon}_q^p} = \frac{9(M - \eta)}{9 + 3M - 2M\eta} \quad (1.9)$$

Où $\eta = \frac{q}{p}$ est le rapport des contraintes.

Influencé par l'étude de Rowe (1962), plusieurs modèles de comportement à l'état critique du sol ont décrits la relation contrainte-dilatance avec la relation suivante:

$$d = M - \eta \quad (1.10)$$

Burland (1965), Burland et Roscoe (1968) ont proposé une modification de la fonction de dissipation de Thurairajah donnée en (1.7) par l'équation ci-dessous :

$$p\dot{\epsilon}_v^p + q\dot{\epsilon}_q^p = \hat{\Phi} = p\sqrt{\dot{\epsilon}_v^{p2} + M^2\dot{\epsilon}_q^{p2}} \quad (1.11)$$

L'équation (1.11) peut être réécrite sous forme d'une relation contrainte-dilatance suivante :

$$d = \frac{M^2 - \eta^2}{2\eta} \quad (1.12)$$

1.8 Point de vue de Schofield sur la liquéfaction

Schofield (1980, 2005) a donné de nouvelles perspectives au phénomène de la liquéfaction dans le cadre de la théorie d'état critique.

Il a soutenu l'hypothèse de la formation d'une rupture par écoulement de la structure comme le suggère Casagrande (1936) et le phénomène d'effondrement est impossible dans une situation réelle sur la base des résultats d'essai au centrifuge (Schofield, 1980). Il a aussi émis l'hypothèse que la liquéfaction est le résultat de la transmission rapide de la pression interstitielle dans le sol à l'état de pression effective proche de zéro. Quand les pressions effectives sont presque nulles, des micros fissures se forment et si le gradient hydraulique

présent est élevé, alors une défaillance catastrophique se produira qui est la liquéfaction (Schofield, 1982 et 2005).

Sur le coté "humide" ou "stable-lâche" des états critiques (Figure 1.19), le rendement du sol est plus faible que le déviateur de contrainte critique du sol et il peut y avoir de grandes déformations plastiques avec une augmentation des pressions interstitielles mais cela ne décrit pas le phénomène de la liquéfaction.

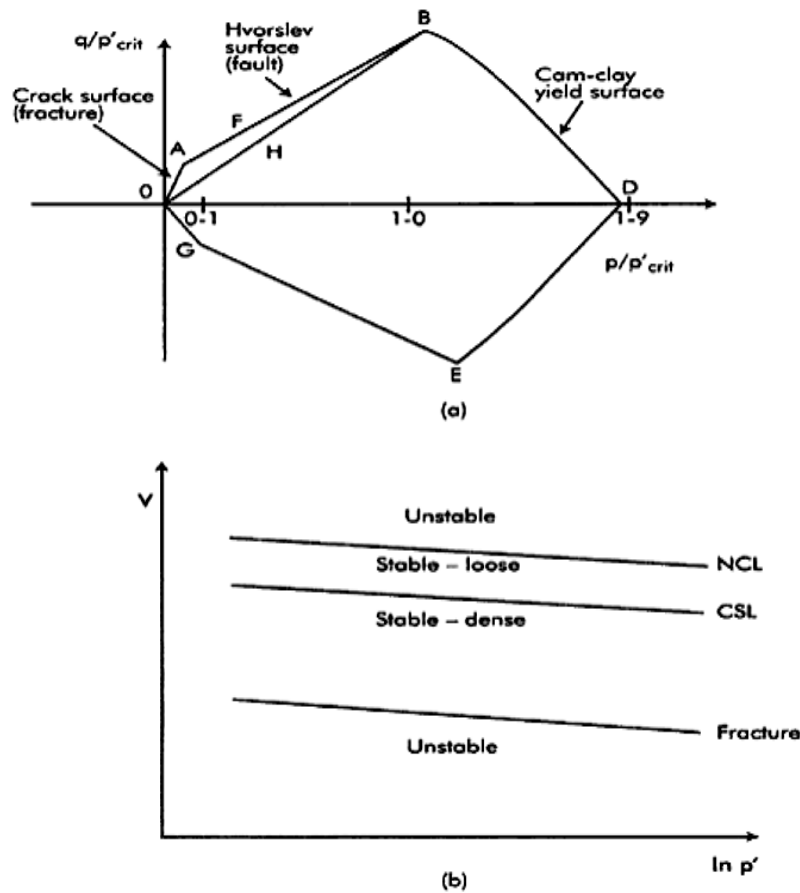


Figure 1.19 Schéma des états limites stables des sols a) Plan $(q/p'_{crit} - p/p'_{crit})$ normalisé b) Plan $(v - \ln p')$ (Source : Pillai et Muhunthan, 2002)

Les chemins des essais qui conduisent à la liquéfaction sont ceux qui présentent une diminution des contraintes effectives s'approchant du zéro et en s'éloignant des états critiques sur le coté "sec" ou "stable-dense". Quand la contrainte effective est presque nulle, c.à.d. quand le chemin de contrainte atteint la surface de fissuration, il n'y a pratiquement aucune contrainte de contact entre les grains, alors les micros fissures peuvent s'ouvrir.

Cependant, cette relaxation complète de la structure soumise à une contrainte effective ne signifie pas que les grains sont moins enclenchés géométriquement car s'ils subissent une déformation de cisaillement à n'importe quelle étape du chemin d'essai, ils auront tendance à

se dilater et à développer des contraintes effectives complètes qui sont requis pour atteindre un état critique. Ces micros fissures seuls ne sont pas très importants, mais la présence d'un gradient de pression interstitielle élevé tend les contraintes effectives vers zéro, ce qui mène à la liquéfaction. Par conséquent, soit pour la rupture par écoulement due à la liquéfaction ou à la mobilité cyclique, la pression interstitielle doit nécessairement augmenter pour abaisser la pression moyenne effective à presque zéro.

Muhunthan et Schofield (2000) ont réévalué les causes de certaines défaillances des barrages en terre et ils ont affirmé que les mécanismes de défaillance basés sur la rupture par écoulement (flow failure) proposé par Casagrande (1936) n'étaient pas possibles et qu'en réalité il devrait y avoir un gradient de pression interstitielle élevé avec fissures et des contraintes effectives presque nulles pour ces défaillances catastrophiques.

Bien que la plupart des constructions géotechniques sont aux conditions de sol moyennement dense à dense, il est fort possible que les sols suivent le comportement décrit dans la Figure 1.12. En outre, selon Schofield (1980, 1982), le phénomène de liquéfaction se produit seulement si la pression interstitielle augmente jusqu'à ce que la contrainte moyenne effective soit nulle ou presque nulle. Il est donc très important que les modèles constitutifs encadrent correctement ce comportement.

Actuellement, Il existe plusieurs modèles développés sur le comportement basé sur la plasticité pour prédire la réponse des sables saturés à la liquéfaction sous charges cycliques (Anandarajah, 1994 ; Yang et al., 2003).

1.9 Problèmes des essais de la liquéfaction au laboratoire

Les phénomènes de la rupture par écoulement due à la liquéfaction et à la mobilité cyclique sont définis principalement sur la base des résultats expérimentaux en laboratoire. Par conséquent, l'échantillon doit être préparé de façon à reproduire les conditions du sol sur le terrain.

Il existe plusieurs méthodes utilisées pour préparer l'échantillon du sol au laboratoire tel que le damage humide, le dépôt à sec et la sédimentation sous eau.

La Figure 1.20 montre la réponse contrainte-déformation des essais de cisaillement simple non drainés sur des échantillons de sables de Massey et KIDD relativement "intacts" obtenus à partir d'un sol gelé et par sédimentation sous eau. On peut voir que les échantillons formés par sédimentation sous eau tendent à montrer un comportement dilatant même lorsqu'ils sont préparés dans leur état le plus lâche (Vaid et al., 1999).

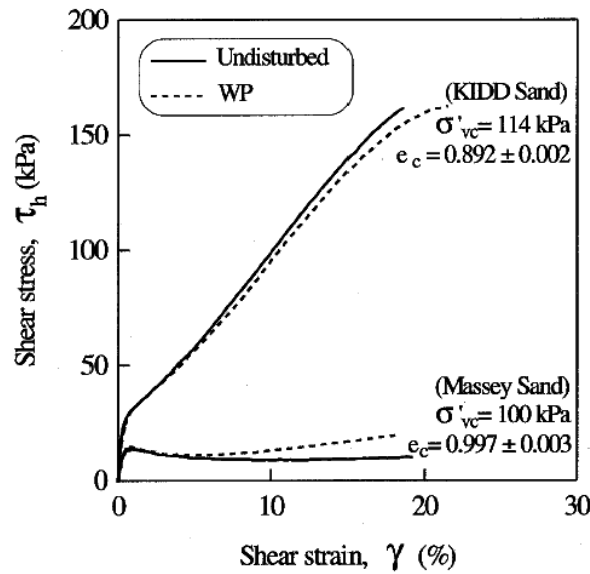


Figure 1.20 Courbes contrainte-déformation des échantillons réalisés par pluviation sous eau (Source : Vaid et al., 1999)

La Figure 1.21 montre les courbes contraintes-déformations obtenues à partir d'essais triaxiaux de compression sur des échantillons humides compactés et par pluviation sous eau du sable de la rivière de Fraser préparés avec le même indice de vide. On peut voir que l'échantillon par pluviation sous eau présente un comportement dilatant tandis que l'échantillon humide compacté présente un comportement contractif.

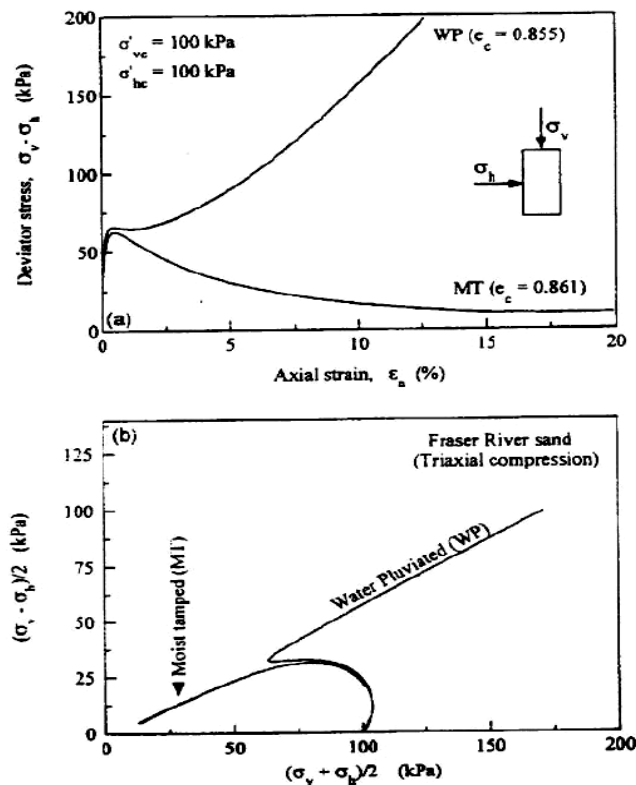
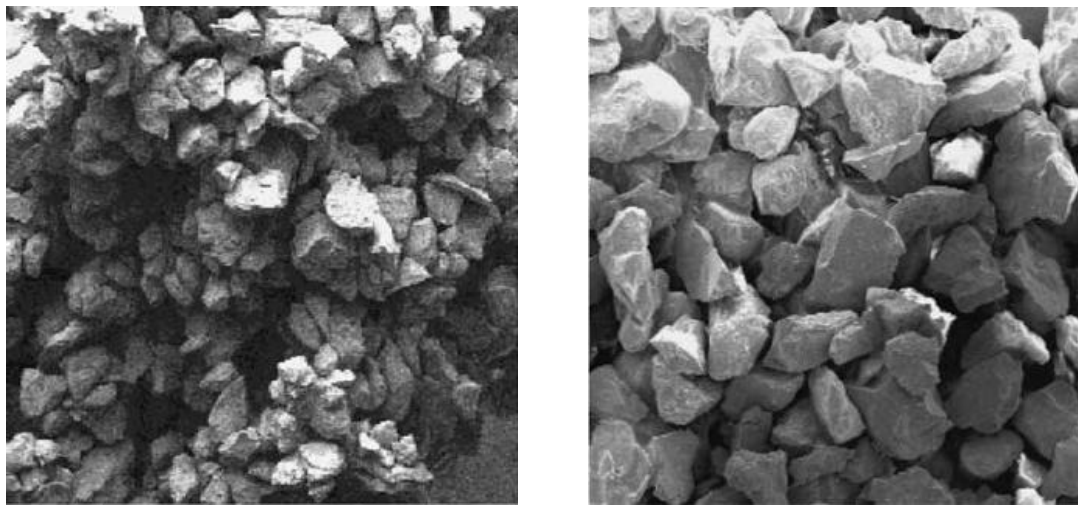


Figure 1.21 Influence de la méthode de préparation des échantillons sur le comportement du sol (Source : Vaid et al., 1999)

Benahmed (2002) a observé la formation de différentes structures quand un échantillon de sable de Hostun-RF est préparé par un damage humide et par pluviation à sec (Figure 1.22).



(a) agrégats et macropores (damage humide)

(b) empilement régulier (pluviation à sec)

Figure 1.22 Différentes structures selon le mode de la reconstitution du sable Hostun-RF (Source : Benahmed et al., 2002)

Casagrande (1976) décrit les sables humides compactés comme métastable en raison de leur structure alvéolaire. Cette structure se reflète dans la courbe contrainte-déformation des échantillons préparés à indices de vide plus élevés, où un effondrement complet de l'échantillon et une réduction significative de la résistance peut souvent survenir.

La structure métastable est probablement due à la faible quantité d'eau ajoutée au sol lors du compactage dans le moule. Cette petite quantité d'eau crée des ménisques dans le tissu du sol, donnant des indices des vides plus élevés que le maximum de la norme ASTM, qui se détruit lors de la saturation finale (Terzaghi et al., 1996). Le résultat est une structure qui ne peut pas être la plus favorable, et sujet à s'effondrer.

Néanmoins, il est très intéressant de simuler la liquéfaction statique des sables lâches saturés non drainé sous chargement des échantillons de laboratoire en utilisant la préparation de damage humide (par exemple Castro, 1969; Verdugo, 1992, Cubrinovski et Ishihara 1998; Yoshimine et al. 1998).

De tels essais effectués sur le comportement des échantillons consolidés par voie humide ont mené à beaucoup de propositions sur la nature et l'existence des lignes d'état critique du sable.

Récemment et par le biais de l'expérimentation (Vaid et al. 1999) et par les modèles théoriques (Wood, 2001), la validité de l'utilisation d'une telle expérimentation à la pratique géotechnique a été mis en doute.

1.10 Conclusion

Une définition du phénomène de la liquéfaction a été donnée avec quelques exemples à travers le monde où s'est produit ce phénomène. Des exemples sont cités où la liquéfaction est déclenchée par les charges statiques comme le barrage de Wachusett à Boston, le barrage de Merriespruit en Afrique du sud et le remblai artificiel de Nerlerk au Canada. D'autres exemples sont donnés où elle s'est produit par les charges dynamiques comme le village noyé dans le sol à Niigata au Japon, le barrage de Lower San Fernando en Californie, l'effondrement des bâtiments et les épandages latéraux dans le sol à Mexico, à Kobe et à Izmit et l'ébullition de sable à Oakland et à la rivière d'Isser en Algérie.

Dans ce chapitre, une explication de la notion de la rupture par écoulement due à la liquéfaction et la mobilité cyclique et les différents types de comportement à la liquéfaction des sols pulvérulents lâches et denses sont détaillés.

La notion de dilatance est introduite afin d'expliquer le phénomène de la liquéfaction et les relations mathématiques reliant les contraintes à la dilatance ont été exposés.

L'explication du phénomène a été renforcée par le point de vue de Schofield qui a éclairci énormément de points sur les mécanismes de ruptures dus à la liquéfaction en se basant sur le gradient hydraulique et les contraintes effectives.

Enfin un aperçu sur quelques problèmes qui peuvent influencer ce genre d'étude et notamment le mode préparatoire des échantillons qui reste comme même controversé sur la méthode appropriée.

Chapitre 2 : Problématique et revue de littérature

2.1 Introduction

Ce chapitre introductif présente un aperçu théorique sur la liquéfaction des sols et tous les facteurs qui l'influencent sous chargement monotone et cyclique et ainsi que les lois et les modèles de comportements utilisés dans la littérature pour la représentation de la liquéfaction des sols et en particulier les sols hétérogènes. Cette étude bibliographique fait ressortir les principaux résultats des recherches antérieures à nos travaux et ayant trait à ce type de comportement. Grâce à ces éléments, il est possible de définir les orientations de nos travaux de recherche et mettre en évidence notre contribution à l'amélioration des connaissances sur le comportement mécanique des sols hétérogènes à la liquéfaction.

2.2 Initiation à la liquéfaction

La liquéfaction des sols est un phénomène d'instabilité ou de perte de résistance qui peut avoir lieu sur un milieu généralement granulaire saturé ou partiellement saturé. Elle se manifeste par une augmentation de la pression interstitielle liée au comportement contractant du sol lors de l'application d'un chargement rapide. Son origine est une brusque instabilité du sol qui en s'écoulant sous l'effet de la pesanteur et les charges appliquées peut alors provoquer des dommages irréparables aux ouvrages et aux structures situés à proximité.

Afin d'initier ce phénomène, une contrainte critique doit être appliquée sur le sol. Cette contrainte critique ne sera pas atteinte de la même façon selon que le chargement soit statique ou dynamique.

2.2.1 Chargement statique

La Figure 2.1 explique le phénomène de la liquéfaction sous chargement statique proposée par Kramer (1996). Elle représente le comportement d'un sol lors d'un essai à chargement triaxial déviatorique sur un sable lâche saturé, dans les conditions non drainées.

La variable q représente le déviateur de contrainte avec $q = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} = \frac{\sigma_d}{2}$ et la variable p' représente la contraintes effective moyenne $p' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2}$. Lors du chargement axial, les pressions interstitielles augmentent en raison du comportement contractant des sols lâches (Figure 2.1).

Le déviateur de contrainte augmente jusqu'à atteindre une valeur maximale (point B de la Figure 2.1).

À ce moment, les surpressions interstitielles (Δu ou U_{excess} de la Figure 2.1 c) sont relativement faibles, tout comme la déformation axiale (ϵ_a). Par contre, le sol devient alors instable et la déformation axiale peut augmenter rapidement suite à un certain ramollissement (ou écrouissage négatif). La résistance diminue en passant du point B au point C. Une fois le point C est atteint, le sol est dans un état de déformation stationnaire (il a rejoint la courbe SSL comme l'indique la Figure 2.1 d). Les surpressions interstitielles ont atteint leur maximum et elles vont conserver cette valeur pour le reste de l'essai (Figure 2.1 c). Dans ce cas, on pourrait considérer que l'initiation de la liquéfaction s'est produite au point B. Alors et à ce moment, le sol est devenu instable et le déclenchement de la liquéfaction devient inévitable si le chargement sera maintenu.

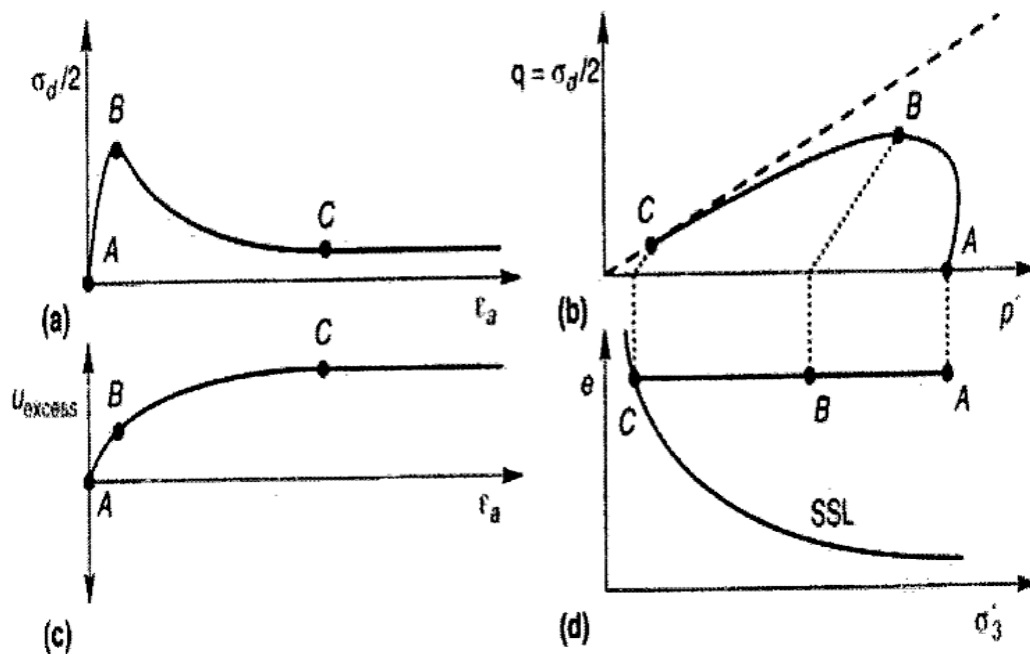


Figure 2.1 Résultats typiques d'un essai triaxial à déformation contrôlée sur un sable lâche saturé, en condition non drainée : a) Déviateur de contrainte en fonction de la déformation axiale; b) cheminement des contraintes effectives dans le plan $q-p'$; c) Surpression interstitielle ($\Delta u = U_{\text{excess}}$) en fonction de la déformation axiale; d) Indice des vides en fonction de la contrainte effective de confinement (Source : Kramer, 1996)

En conservant le même indice de densité I_D (ou indice des vides e) et en faisant varier la pression de confinement sur des sols identiques, il est possible d'observer des différents cheminements de contraintes en conditions non drainées pour les essais sous chargement quasi statique. Comme l'indice des vides est le même pour tous les essais, tous les cheminements se rejoignent lorsqu'ils atteignent le même point sur la ligne d'état stationnaire.

La Figure 2.2 montre les divers cheminements de contraintes, pour les sols contractants et dilatants. Dans cet exemple, les échantillons d'un sol dense A et B (comportement dilatant) ne peuvent pas subir la liquéfaction sous les charges statiques, parce qu'ils se trouvent sous la ligne d'état stationnaire (SSL).

Dans le cas des sols lâches (comportement contractant), ce type d'essai permet de définir la zone où l'initiation de la liquéfaction est atteinte. Cette zone est identifiée par la ligne en pointillée de la Figure 2.2.

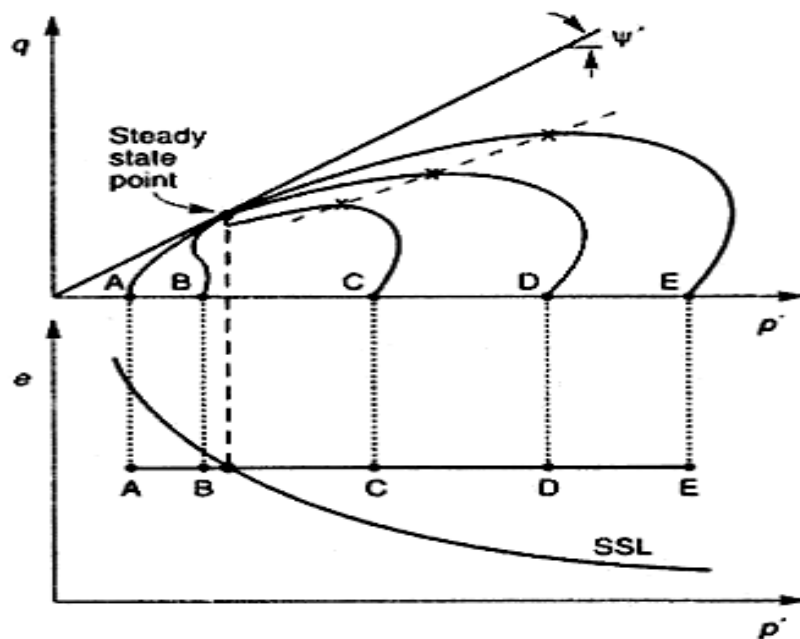


Figure 2.2 Cheminements des contraintes pour cinq échantillons isotropiquement consolidés soumis à des pressions de confinements différentes, mais ayant le même indice de densité initial en conditions non drainées (à volume constant) et sous chargement quasi statique (source : Kramer, 1996)

Quand les sols lâches sont soumis à des chargements statiques, l'initiation de la liquéfaction suit une droite tronquée à la base et ayant une pente ψ_L (Figure 2.3). Pour qu'un sable lâche soumis à une contrainte statique atteigne un état de liquéfaction, le cheminement des contraintes doit croiser la ligne d'initiation de la liquéfaction appelée FLS (Flow Liquefaction Surface) dont l'illustration est sur la Figure 2.3. En d'autres termes, tant que le cheminement des contraintes demeure sous la ligne d'initiation de la liquéfaction (de pente ψ_L), le sol est stable. Lorsqu'il franchit cette ligne, il devient instable et la liquéfaction est imminente. Dans tous les cas, les contraintes ne peuvent excéder la ligne d'état critique (CSL), tracée entre l'origine et le point d'état stationnaire (Steady State Point). Cette droite de pente ψ' représente l'état limite des contraintes qui conduit à la rupture du sol.

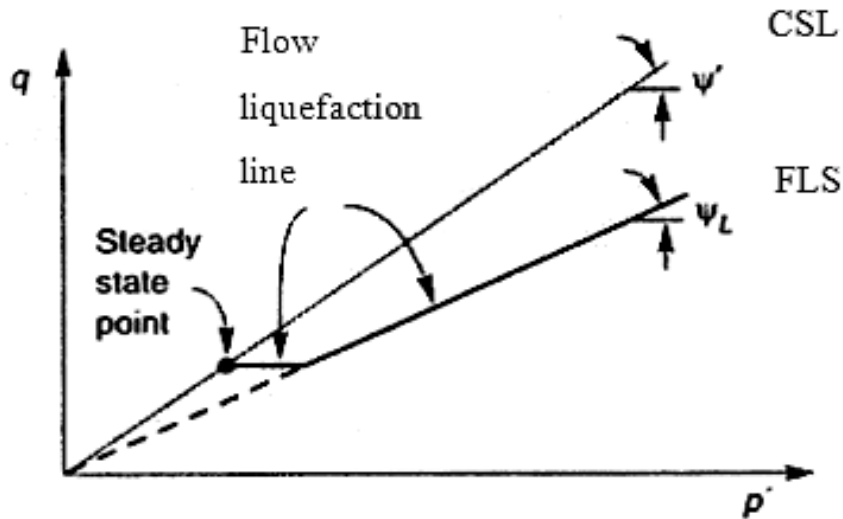


Figure 2.3 Lignes correspondantes à la surface d'initiation de liquéfaction FLS et à l'état critique CSL (Source : Kramer, 1996).

2.2.2 Chargement cyclique

La Figure 2.4 montre le comportement schématisé de deux échantillons identiques formés d'un sable lâche saturé, consolidé anisotropiquement (point A) et chargé dans des conditions non drainées (essais triaxiaux CAU). Un des échantillons est soumis à un chargement statique (points A-B-C) et l'autre à un chargement cyclique (points A-D-C). La Figure 2.4a montre l'évolution du déviateur de contrainte en fonction de la déformation et la Figure 2.4b montre les cheminements des contraintes effectives pour les deux types de chargement. La Figure 2.4b montre aussi la ligne d'initiation de la liquéfaction (FLS) qui représente la limite entre un sol stable et instable lorsque celui-ci est soumis à un chargement statique. Il n'a toutefois pas été démontré que la liquéfaction survient exactement sur la ligne FLS lorsque le sol est soumis à un chargement cyclique (Kramer, 1996).

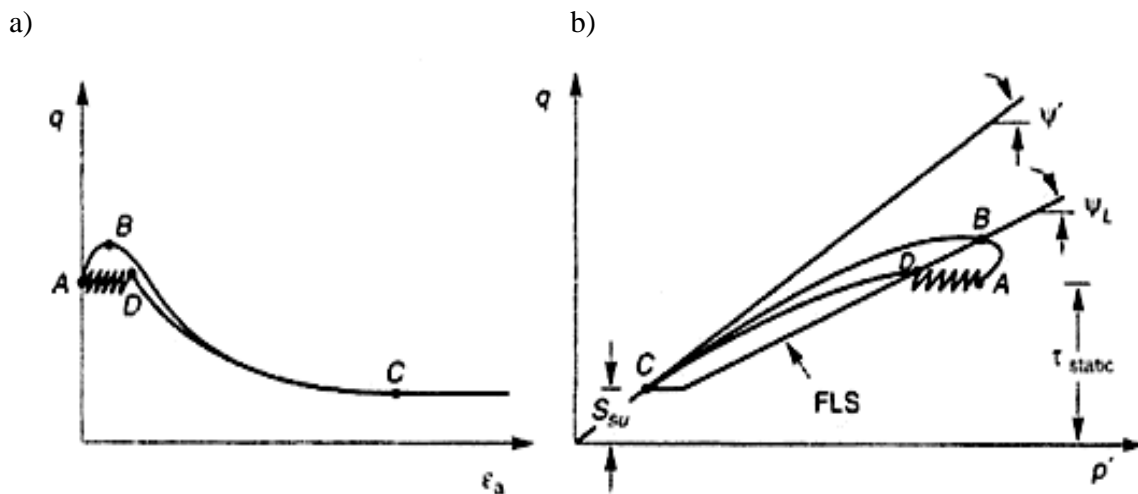


Figure 2.4 Initiation à la liquéfaction sous chargement statique et cyclique a) Courbes contrainte-déformation b) Cheminement des contraintes (Source : Kramer, 1996).

À la Figure 2.4, le sol est soumis à un déviateur de contrainte statique ($\tau_{\text{static}} = q$ au point A) avant le début du chargement sous une déformation contrôlée. La valeur de S_{su} représente la résistance du sol à l'état stationnaire.

Le chargement statique est associé à l'addition du déviateur de contrainte à la contrainte statique initiale (passant du point A au point B). Le chargement dynamique présente ici une alternance de chargements-déchargements (passant du point A au point D). Dans ce dernier cas, les pressions interstitielles se développent sous l'effet des oscillations jusqu'à ce que les contraintes atteignent la ligne FLS (point D). Une fois cette ligne est atteinte, la liquéfaction est initiée et des déformations majeures peuvent se produire sans l'ajout supplémentaire d'un chargement.

Si le chargement cyclique continu après que le sol ait atteint FLS, des surpressions interstitielles additionnelles peuvent se développer jusqu'à ce que les contraintes effectives deviennent pratiquement nulles. Lors d'un chargement cyclique (Figure 2.4.a), les contraintes oscillent jusqu'à atteindre un point critique (D) à une valeur de (q) inférieure à celle atteinte par le chargement statique ($q_D < q_B$).

2.3 Mobilité aux charges cycliques

Selon la définition présentée par Kramer (1996), le phénomène de mobilité aux charges cycliques se produit lorsque le déviateur de contrainte de cisaillement appliqué atteint une condition critique inférieure à la résistance à la liquéfaction (FLS) du sol. Ceci pourrait se produire pour les sols lâches et pour les sols denses. Étant donné que les conditions de chargement se situent sous la FLS, le sol devrait demeurer stable selon les termes qui ont été mentionnés ci-haut. Néanmoins, les déformations engendrées par la mobilité cyclique peuvent atteindre momentanément un état stationnaire et atteindre l'état où les contraintes effectives sont quasi-nulles. Cette résistance frictionnelle très faible engendre un état similaire à la liquéfaction du sol (ou rupture).

La majorité des déformations découlant de la mobilité aux charges cycliques se produisent durant le chargement, mais de petites déformations additionnelles peuvent se produire après l'arrêt du chargement cyclique. La Figure 2.5 montre que le chargement avec une mobilité cyclique peut atteindre la ligne d'état critique (CSL) sous la ligne FLS.

La Figure 2.5 illustre trois différents types de comportement dans le domaine de la mobilité aux charges cycliques. Dans le premier cas (Figure 2.5.a), la somme de la contrainte cyclique (τ_{cyc}) et de la contrainte statique préalable (τ_{static}) est toujours positive et elle n'atteint

jamais le plateau inférieur de la ligne FLS. Le cheminement de contraintes progresse alors jusqu'à la ligne CSL. Comme il est impossible de traverser cette ligne, les cycles supplémentaires vont engendrer un mouvement oscillatoire en longeant la ligne CSL. À ce moment, les contraintes effectives diminuent considérablement et des déformations significatives peuvent être observées.

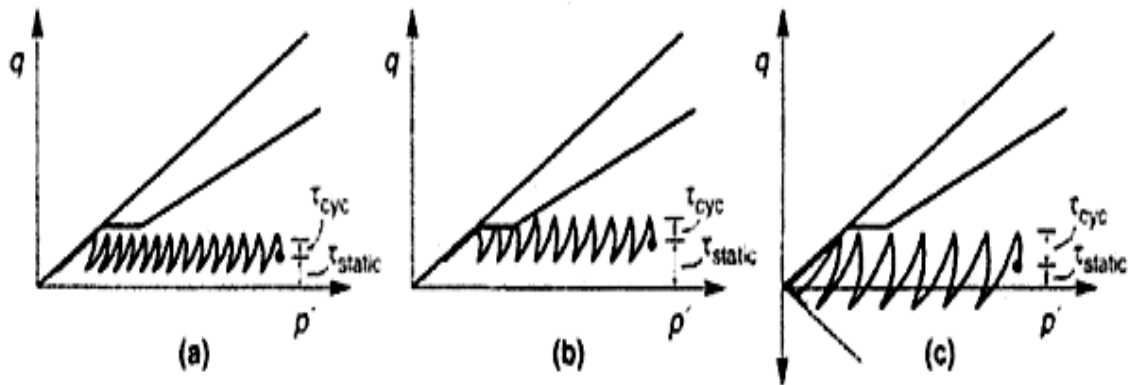


Figure 2.5 Différents de mobilité aux charges cycliques a) $\tau_{cyc} + \tau_{static} > 0$ et $\tau_{cyc} + \tau_{static} < FLS$; b) $\tau_{cyc} + \tau_{static} > 0$ et $\tau_{cyc} + \tau_{static} > FLS$ ou $< FLS$; c) $\tau_{cyc} + \tau_{static} > 0$ ou < 0 et $\tau_{cyc} + \tau_{static} < FLS$ (Source : Kramer, 1996).

Dans le second cas (Figure 2.5.b), la somme des deux contraintes (τ_{cyc} et τ_{static}) est également positive, mais elle peut atteindre la ligne FLS momentanément. Lorsque les contraintes atteignent la ligne FLS, des périodes d'instabilités peuvent engendrer des déformations importantes. Dans le dernier cas (Figure 2.5.c), la somme des deux contraintes (τ_{cyc} et τ_{static}) peut être négative. Dans ce cas, il y a une alternance de compression et d'extension (triaxiale) du sol et les surpressions se développent rapidement.

À chaque fois que les contraintes croisent l'origine, le sol est dans un état de déviateur de contrainte nul ($\tau = q = 0$). À l'atteinte de la ligne CSL, les contraintes suivent la ligne de pente ψ' et les contraintes effectives deviennent nulles à chaque fois que les contraintes de cisaillement (τ ou q) croisent l'origine. Des déformations significatives peuvent alors survenir.

Il n'y aurait pas une manière unique et précise pour évaluer l'initiation de la mobilité aux charges cycliques. On sait toutefois qu'elle dépend de la nature du sol, de la nature du chargement, des conditions de l'environnement local du sol, etc.

La distinction théorique entre la liquéfaction et la mobilité aux charges cycliques a été faite mais le terme de liquéfaction sera usuellement employé pour représenter les deux cas.

2.4 Caractéristiques influençant la résistance à la liquéfaction

Une synthèse des facteurs qui influent la liquéfaction sera présentée à la section qui suit et ils ont été regroupés selon quatre catégories, soit : la nature du sol, l'état du sol, l'environnement et la nature de la sollicitation.

2.4.1 Nature du sol

La nature du sol joue donc un rôle primordial lors de l'évaluation du potentiel de liquéfaction. Les caractéristiques comme la forme des grains, la granulométrie, la teneur en fines, l'historique du sol, la cimentation et le mode de déposition des sédiments et leurs âges auront pour effet d'influencer la valeur de l'indice des vides critique selon la ligne d'état stationnaire (SSL) et la valeur des paramètres ψ' et ψ_L illustrés sur la Figure 2.3.

2.4.1.1 Forme des grains

D'après (Sukumaran, 1996), la taille des grains, la distribution de taille, la forme et la rugosité de leurs surfaces sont des facteurs influant sur le comportement des sables à la liquéfaction. Ils ont des conséquences importantes sur les facteurs extrinsèques comme l'indice des vides, les contraintes effectives initiales et le chemin de contraintes.

Beaucoup de chercheurs (Garga et McKay, 1984; Vaid et al., 1985) ont déduit que la susceptibilité à la liquéfaction des sables dépend de la forme des grains et de leurs angularités.

Hird et Hassona (1990) confirment que les sols ayant des grains arrondis tendent à se densifier plus facilement que les grains des sols de forme angulaire et par conséquent les grains arrondis sont plus sensibles à la liquéfaction que ceux qui sont angulaires. D'autre part ils concluent que la pente de la surface de rupture augmente avec la diminution de la sphéricité des grains. Selon Ashour et Norris (1999), La forme, la grosseur et la distribution de la taille des grains sont des caractéristiques qui peuvent influencer le potentiel à la liquéfaction.

2.4.1.2 Granulométrie

La composition du sol influence les changements de volume lors d'une variation des contraintes. Une granulométrie peu étalée augmente généralement l'indice des vides et par conséquent, augmente le potentiel de liquéfaction. Les sols ayant des caractéristiques permettant la liquéfaction sont assez bien connus. Wang (1979) propose quatre critères permettant d'identifier relativement et rapidement les sols pouvant subir une perte de résistance significative suite à un chargement statique ou dynamique. Ces critères, basés sur la nature du sol, ont été nommés "les critères chinois" et qui sont énumérés comme suit :

- ✓ Contenu en grains argileuses ($\leq 5 \mu\text{m}$) $\leq 15 \%$.

- ✓ Limite de liquidité ($L_L = w_L$) ≤ 35 %.
- ✓ Teneur en eau naturelle (w_N) $\geq 0.9 L_L$ (condition saturée).
- ✓ Indice de liquidité (I_L) ≤ 0.75 .

Ces critères s'appliqueraient aux sables même s'ils n'ont pas de limite de liquidité (L_L) ni d'indice de liquidité (I_L). Hunt (1986) propose un fuseau de granulométrie pour les sols susceptibles à la liquéfaction. Ce fuseau est présenté sur la Figure 2.6.

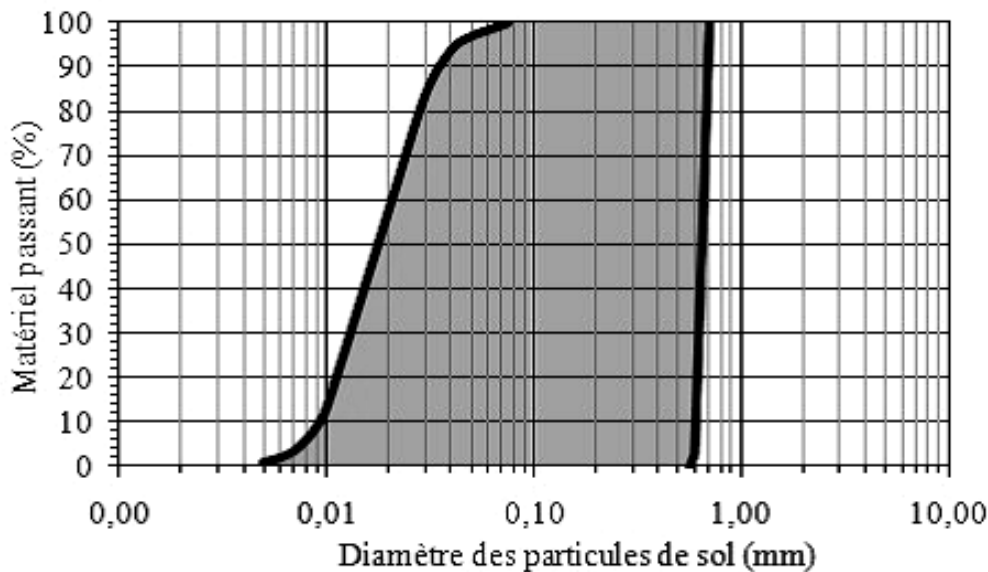


Figure 2.6 Éventail des granulométries pour les sols susceptibles à la liquéfaction (Source : Hunt, 1986)

Les sols avec un pourcentage plus élevé en graviers ont tendance à mobiliser une plus grande résistance durant le cisaillement et à dissiper les pressions interstitielles plus rapidement que les sables. Cependant, il existe des antécédents de cas indiquant que la liquéfaction s'est produite dans les sols graveleux lâches (Seed, 1968; Ishihara, 1985; Andrus et al., 1991), quand le sol est secoué ou lorsque la couche de gravier est limitée par une couche imperméable.

Ishihara (1985) a montré que les argiles ou les limons ayant une valeur d'indice de plasticité faible présentent des caractéristiques physiques similaires à celles des sols sans cohésion, et donc ils ont un potentiel élevé à la liquéfaction. Walker et Steward (1989) ont réalisé des essais dynamiques sur des sols limoneux. Ils ont également conclu que les limons non plastiques ou de faible plasticité ont un potentiel de liquéfaction similaire à celui des sables et que l'augmentation de la plasticité permet la réduction de la pression interstitielle dans les limons. Cette réduction ne sera pas suffisante pour résister à la liquéfaction des sols si l'indice de plasticité est inférieur ou égal à 5.

2.4.1.3 Age géologique et cimentation

Les sols nouvellement déposés ont tendance à être plus sensibles à la liquéfaction que les anciens dépôts de sol. Youd et Hoose (1977) ont conclu que les dépôts alluviaux les plus anciens de la fin Pléistocène (10000 - 130000 ans) sont peu susceptibles à se liquéfier sauf dans le cas d'un chargement excessif du à séisme majeur, tandis que les dépôts Holocène (1000 ans ou moins) sont plus susceptibles à se liquéfier et les dépôts intermédiaires entre les deux périodes (1000 -10000 ans) sont modérément liquéfiables.

L'augmentation de la résistance à la liquéfaction avec le temps pourrait être due à la déformation ou à la compression des grains du sol qui crée des arrangements stables en développant des liens entre les grains par le biais d'une cimentation au niveau des contacts. La cimentation entre les grains réduit considérablement le potentiel de liquéfaction et elle est observée surtout dans les sols les plus âgés.

2.4.1.4 Teneur en fines

Initialement, la recherche sur la liquéfaction a été axée sur les sables propres uniformes, ne contenant pas de fines (Seed et Idriss, 1971). Cependant, plusieurs évidences empiriques ressortant des observations suite à des liquéfactions qui se sont produites et dont les résumées de leurs résultats sont donnés dans le Tableau 2.1. Les caractéristiques des sols liquéfiés montrent clairement l'influence des fines sur leurs comportements vis-à-vis de ce phénomène.

Tableau 2.1 Observations et résultats des sols susceptibles à la liquéfaction

Année	Lieu	Sources	Caractéristiques des sols liquéfiés
1907	Wachusett (Etat unis)	Olsen et al. (2000)	Environ 5-10% de limon
1964	Niigata (japon)	Kishida (1969)	70% de fines et 10% de fraction d'argile
1968	Tokachi (Japon)	Tohno et Yasuda (1981)	90% de fines et 18% de fraction d'argile
1971	San Fernando (E.U)	Seed et al. (1989)	Sables limoneux
1974	Alberta (canada)	Plewes et al. (1989)	Liquéfaction statique avec 10-15% de teneur en fines
1976	Tangshan (Chine)	Wang (1979)	20% de fraction d'argile
1978	Mochikoshi (Japon)	Ishihara et al. (1990)	Sable limoneux ($F_C \approx 50\%$ fines)
1983	Idaho (E.U)	Youd et al. (1985)	70% de fines et 20% de fraction d'argile
1983	Nerlerk (canada)	Sladen et al. (1985)	Liquéfaction statique du sable limoneux du remblai de Nerlerk (12% de fines)
1991	Sullivan (Canada)	Davies et al. (1998)	Liquéfaction statique d'un sable limoneux ($F_C > 50\%$)
1993	Hokkaido (Japon)	Miura et al. (1995)	48% de fines et 18% de fraction d'argile
1994	Merriespruit (A. de sud)	Fourie et al. (2001)	Liquéfaction statique d'un sable limoneux ($F_C > 50\%$)
1999	Chichi (Taiwan)	Ku et al. (2004)	Teneur en fines de 36% à 53%
1999	Adapazari (Turquie)	Bray et Sancio (2006)	70% fines avec une plasticité de 0 à 25
2009	Olancha (E.U)	Holzer et al. (2010)	Teneur en fines de $15 \pm 8\%$
2010	Christchurch (N. Zélande)	Ward et al. (2010)	Fines grises d'un sable limoneux

Le rôle des fines par rapport au potentiel des sols à la liquéfaction est un sujet très étudié, mais les résultats des recherches sont controversés. D'après ces recherches, la présence des fines peut soit augmenter ou diminuer la susceptibilité à la liquéfaction. Les chercheurs ont lancé leurs recherches pour caractériser les effets des fines sur le comportement des sols vis à vis de ce phénomène. Suite aux séismes de Haichang en 1975 et celui de Tangshan en 1976, Wang (1979) a pu établir des critères pour identifier la susceptibilité des sols à la liquéfaction. Les critères chinois ont connus des révisions et des modifications dont le processus d'évolution a été résumé par Marto et Tan (2012).

Néanmoins, des nouvelles preuves montrent une certaine insuffisance et une déviation de ces critères chinois vis-à-vis de la présence des fines. Beaucoup d'interrogations sont émises concernant ces critères et de nombreux chercheurs ont signalé la nécessité de les réexaminer dans un contexte plus large (Prakash et Puri, 2010).

La plupart des chercheurs ont préféré s'en tenir à l'hypothèse de départ qui est la limite d'Atterberg et qui est considérée comme le meilleur indicateur pour identifier la susceptibilité des sols à la liquéfaction. Le Tableau 2.2 récapitule le développement des critères de la susceptibilité à la liquéfaction depuis l'introduction des critères chinois en 1979.

Tableau 2.2 L'évolution des critères de susceptibilité à la liquéfaction

Chercheurs	Critères			
	Fraction d'argile (%)	Limite de liquidité (%)	Indice de plasticité (%)	Teneur en eau
Wang (1979)	15 - 20	21-35	4-14	> 0.90
Seed et Idriss (1982)	< 15	< 35	-	> 0.90
El Hosri et al. (1984)	< 20	-	< 10	-
Finn (1991)	< 20	< 33.5	< 13	> 0.87
Youd (1998)	-	< 35	< 7	-
Andrew et Martin (2000)	< 10	< 32	-	-
Polito (2001)	-	< 25	< 7	-
Seed et al. (2003)	-	< 37	< 12	> 0.80
Bray et Sancio (2006)	-	-	< 12	> 0.85
Muhunthan et Worthen (2011)	Caractérisation à travers le diagramme de stabilité (η , LI ₅)			
Lee et al. (2013)	Notion de phase introduite, basée sur le changement de la teneur en eau			

F_{thre} est le seuil des fines dans le mélange ou le contenu transitoire des fines qui caractérise la prédominance du comportement des fines. Ainsi, la valeur de F_{thre} est définie par le point où la tendance du comportement s'inverse avec une augmentation de la teneur en fines.

La Figure 2.7 proposée par Lade (2012) montre le comportement de transition des structures hétérogènes (sable-fines) entre une dominance des sables ou de fines. Il est

Les informations obtenues actuellement regroupent les fines plastiques et non plastiques dans la même catégorie des sols granuleux fins sans prendre en considération l'effet de la cohésion dans leurs comportements. Cela peut fausser l'interprétation des résultats car le comportement des contraintes et de la résistance des limons varie de ceux des argiles.

La Figure 2.8 illustre le comportement de transition des sols granuleux fins. Le comportement type des sols granuleux peut être classé comme similaire au sable ou similaire à l'argile à partir de la valeur limite de l'indice de plasticité qui est égale à 7 (Boulanger et Idriss, 2006). Par conséquent, deux points doivent être bien distingués afin d'expliquer ces tendances apparemment contradictoires, l'effet des fines non-plastiques qui influencent la composition de la structure et l'effet des fines plastiques qui maintiennent la pression interstitielle.

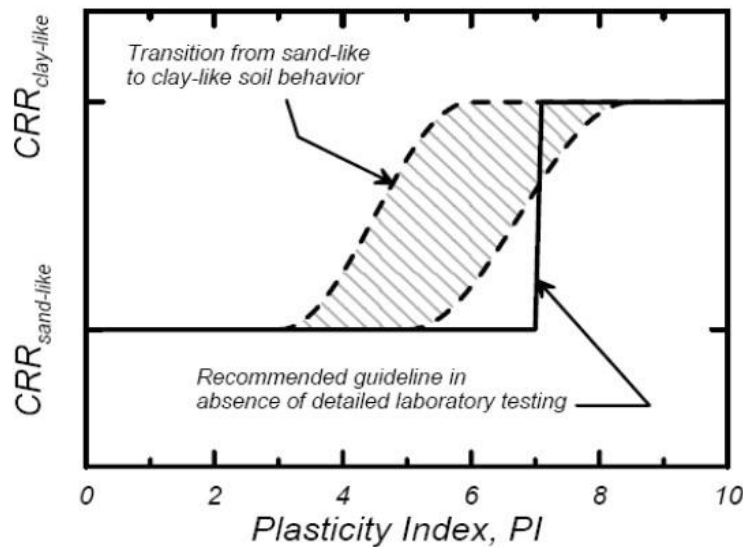


Figure 2.8 Comportement de transition type des sols granuleux de similaire au sable au similaire à l'argile (Source : Boulanger et Idriss, 2006)

De nombreux chercheurs ont étudié l'effet des fines non plastiques tandis que d'autres ont examinés la manière dont les fines plastiques influencent la susceptibilité à la liquéfaction mais ces recherches s'avèrent légèrement conflictuelles. Une discussion sur les divergences constatées dans la littérature sera donnée sans viser d'établir une harmonisation entre les différentes études. Les résultats des recherches similaires sont regroupés en conséquence sur l'organigramme de la Figure 2.9.

Des recherches en laboratoire ont étudié l'influence de la teneur en fines à travers les caractéristiques du sol telles que l'indice des vides, densité relative, etc. Certaines études ont conclu que la présence de fines diminue le potentiel à la liquéfaction tandis que d'autres ont

conclu le contraire. Ces conclusions controversées (Yamamuro et Lade, 2012) sont dues essentiellement à la grande variation de la base des données et particulièrement les caractéristiques du sol étudiées.

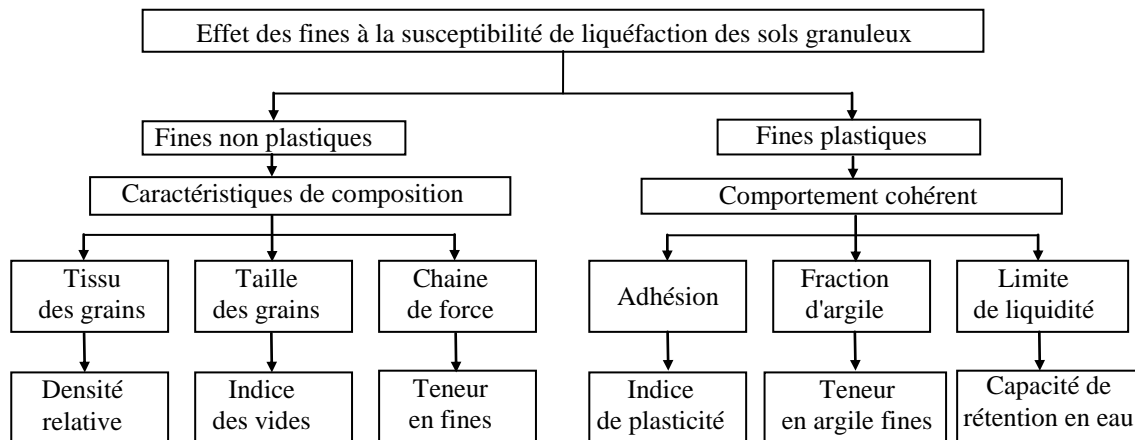


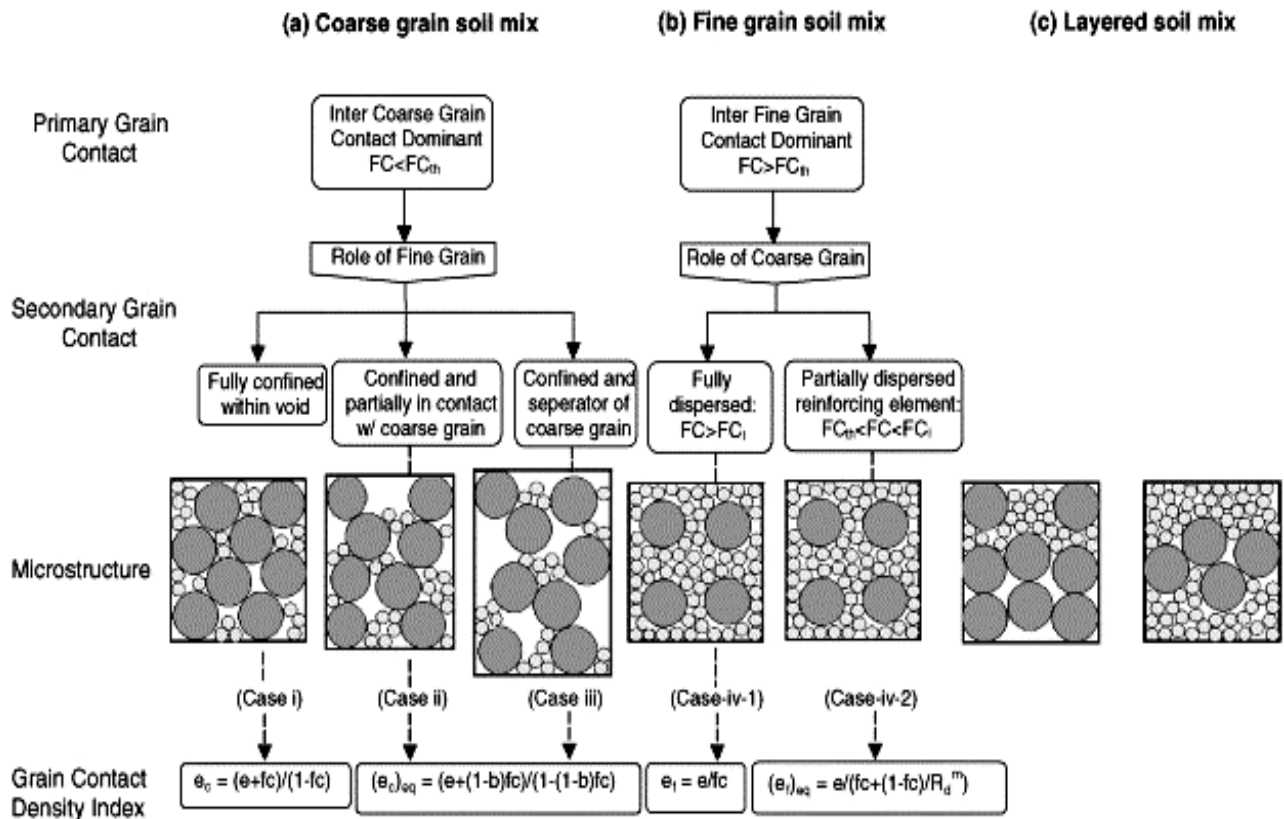
Figure 2.9 Vue d'ensemble du rôle des fines à la susceptibilité de liquéfaction des sols

Un des exemples classiques est le limon. Il se situe entre les sols à haute susceptibilité à la liquéfaction (sable) et les sols non susceptibles à la liquéfaction (argile). Les observations au laboratoire et celles sur le terrain sont complètement opposées.

Au laboratoire, la présence de limon crée une structure exceptionnellement élevée en grains compressibles sous faibles pressions de confinement (Lade et Yamamuro, 1997). Le comportement contractif est plus apparent avec une augmentation de la teneur en limon ce qui signifie qu'il est plus liquéfiable que le sable propre lui-même. D'autre part, la courbe empirique établie suite aux essais standards de pénétration in situ (Seed et Idriss, 1971) a montré que le mélange sable-limon a une plus haute résistance à la liquéfaction que le sable propre. Bien que la courbe a été reproduite et révisée avec des données supplémentaires, il n'existe pas d'explication claire pour décrire cette divergence.

Le tissu des grains est un indicateur de la présence des fines dans les sols. Les chercheurs ont conclu qu'il existe une teneur en fines critique (F_{cr}) où les grains fins se comportent comme le sable (Baziar et al., 2011). D'autre part, Thevanayagam et Martin (2002) ont mis au point un système de classification des sols afin de définir la microstructure des sols à matrice de sable (Figure 2.10).

Il existe quatre cas pour décrire la microstructure du mélange sable-fines à travers ces diagrammes de phases. L'ajout des particules fines contribue au remplissage des vides intergranulaires entre les grains du sable et aussi à la formation des contacts métastables entre les grains, ce qu'il va desserrer le squelette du sable.



b =portion of the fine grains that contribute to the active intergrain contacts; e =global void ratio; FC =fine grains content; FC_{th} =threshold line grains content, $FC_{th} < (100e/e_{max,HF})\%$; FC_l =limit fines content, $FC_l > 100(1-\pi(1+e)/(6s^3))\% > FC_{th}$; m : reinforcement factor; $R_d = D/d$ =particle size disparity ratio; $s = 1 + a/R_d$, $a = 10$; $e_{max,HF}$ the maximum void ratio of host fine

Figure 2.10 Classification de tissu de grain dans les sols de la matrice de sable (Source : Thevanayagam et Martin, 2002)

L'emplacement initial des particules fines dans les grains de sable joue un rôle important dans le comportement contrainte-déformation (Lade, 2012). Théoriquement, les différentes méthodes de dépôt produisent des spécimens qui maintiennent la compressibilité des contacts de grain de la structure variable jusqu'au temps où le cisaillement commence, avec la même teneur en fines et la même densité.

Les mélanges sable-fines peuvent être déposés dans la configuration dense qui est plus dilatante, ou moins liquéfiable ou vice versa. Il existe plusieurs méthodes de dépôt comme celle du dépôt sec à l'entonnoir, de la sédimentation sous l'eau, du dépôt par damage humide, etc.

Compte tenu de la variation de la taille des grains qui crée des vides entre eux, l'addition des fines modifie la chaîne interne des forces intergranulaire. Les caractéristiques techniques du sol, tels que le comportement contraintes-déformations et la résistance à la liquéfaction dépendent des forces de la chaîne qui sont créés par les contacts intergranulaires (sable-fines).

Si les fines remplissent les vides entre les grains du sable, la configuration dense sera formée. Les particules fines ont tendance à se coller les unes aux autres de telle façon que le grain grossier produit leurs forces de frottement (Yamamuro et Lade, 2012) et donc augmenter la résistance à la liquéfaction. À l'opposé, les grandes particules fines non plastiques ne s'insèrent pas facilement dans les petits vides intergranulaires. Ces fines situés entre les grains du sable non seulement augmentent la compressibilité du sol, mais aussi délocalisent les grains du sable et par conséquent, les fines se détachent d'une manière significative du squelette du sable et ces sols auront plus tendance à se liquéfier. Le Tableau 2.4 collecte les différentes définitions des indices de vides utilisés dans la littérature.

Tableau 2.4 Différentes définitions des indices de vides

Indice de vides	Définition	Remarques
Global	$e = \frac{V_s}{V_v}$	Le rapport du volume des vides au volume total
Squelette	$e_{\text{skeleton}} = \frac{V_T G_s \rho_w - (M - M_F)}{M - M_F}$	Vides créés par le squelette du sable, le comportement est contrôlé par le squelette du sable seulement
Intergranulaire	$e_s = \frac{e + (F_c/100)}{e - (F_c/100)}$	Les fines remplissent les vides mais elles ne sont pas prises en compte
Equivalent	$e^* = \frac{e + \alpha F_c}{1 - \alpha F_c}$	une fraction de fines participe dans la chaîne de force

La teneur en fines plastiques est l'indicateur principal de la susceptibilité à la liquéfaction des sols de la matrice du sable. En général, l'addition des matériaux plastiques dans les sols de la matrice du sable peut produire deux comportements opposés : (1) réduction de la perméabilité et par conséquent une augmentation du taux d'accumulation de la pression interstitielle ou (2) le développement d'un caractère plus cohésif, d'où l'augmentation de la résistance à la liquéfaction.

Jusqu'à ce jour, les recherches sur la liquéfaction des sols argileux font encore défaut alors que la majorité de ces recherches se concentrent uniquement sur les sols kaoliniques. Il est évident et d'après les recherches précédentes que la force de liaison des montmorillonites est plus forte que la liaison de la kaolinite. Et c'est pour cette raison que la kaolinite est moins résistante à la liquéfaction comparée à l'illite et la montmorillonite (Beroya et al., 2009). Moss et Chen (2008) ont utilisés de différentes approches pour conclure que l'indice de plasticité (W_p) peut être un bon indicateur de la susceptibilité à la liquéfaction. Gratchev et al. (2006) ont donné trois avantages pour l'utilisation de cet indice de plasticité qui sont la simplicité, la mesurabilité et la validité.

Beaucoup de recherches ont été effectuées sur l'influence de la plasticité sur la résistance à la liquéfaction et diverses valeurs seuils d'indice de plasticité ont été proposées. Perlea (2000) a examiné les sols argileux plastiques de plusieurs sites suite à des séismes en Chine et il a constaté que les sols susceptibles à la liquéfaction ont un indice de plasticité compris entre 4 à 14. Seed et al. (2003) ont conclu que pour $I_p \leq 10$, le sol est susceptible à se liquéfier tandis que pour $10 < I_p < 12$ le sol rentre dans une gamme incertaine. Cependant, les valeurs seuils de ces indices de plasticité restent variables jusqu'à présent.

La conclusion la plus commune sur la relation entre la résistance à la liquéfaction et la plasticité est une courbe hyperbolique positive (Figure 2.11). Cette relation est validée par un ensemble d'essais au laboratoire sur des échantillons reconstitués et non remaniés, l'intervalle de la plasticité critique où la résistance à la liquéfaction est la plus basse se situe entre 4 à 5 (Guo et Prakash, 2000). En outre, Gratchev et al. (2006) ont introduit le concept de "pont d'argile" pour expliquer cette relation hyperbolique en utilisant une analyse micro-tissu de la structure.

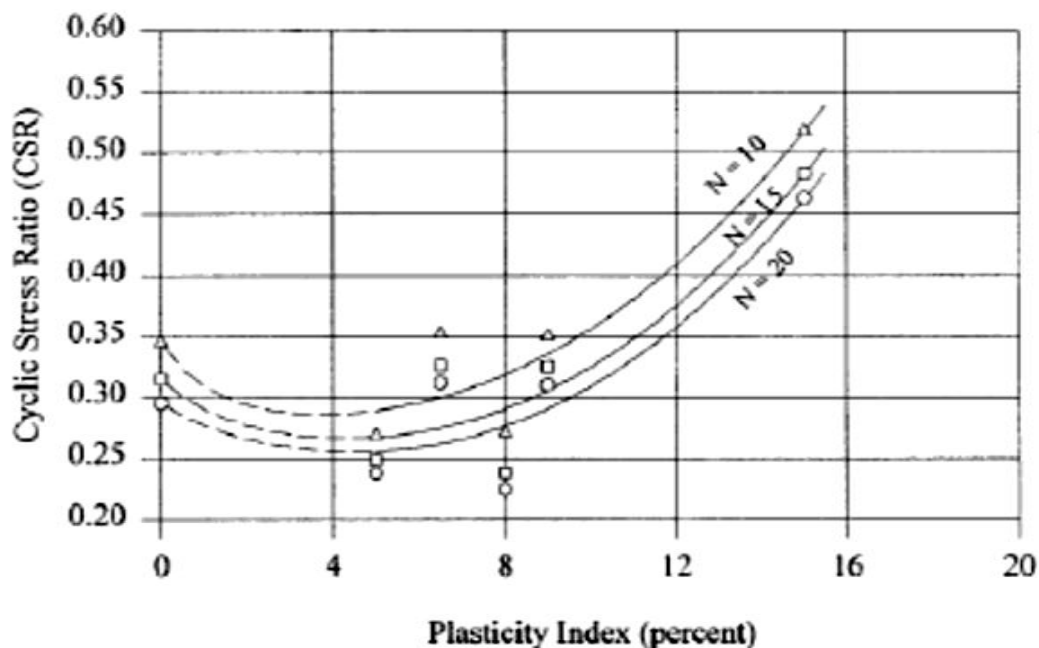


Figure 2.11 Susceptibilité à la liquéfaction en fonction de la plasticité des fines (Source : Guo et Prakash, 2000)

Des études récentes montrent une certaine divergence dans les résultats observés. Sous un pourcentage de fines constant de 10%, les résultats montrent que les sols de la matrice du sable sont plus liquéfiables quand l'indice de plasticité augmente (Park et Kim, 2012). En outre, les observations après le séisme de Wenchuan en 2008 montrent une relation proportionnelle entre l'indice de plasticité et la résistance cyclique au cisaillement des sols

argileux (Chen et Xiao, 2013). La dépendance sur l'indice de plasticité seul est insuffisante si les autres facteurs influents ne sont pas pris en compte (la minéralogie de l'argile, le comportement de la microstructure, la chimie de l'eau interstitielle, etc.).

La résistance à la liquéfaction diminue en premier lieu avec l'addition des fines plastiques, puis elle augmente en cas de dépassement en poids d'un certain pourcentage de fines. Les zones de transition pour les sables limoneux ont été rapportées différemment, mais la plupart des résultats montrent qu'elles se produisent entre 15% et 35% de teneur en fines plastiques (Ghahremani et Ghalandarzadeh, 2006). Ces zones de transition critique varient selon le type du sol étudié (granulométrie, caractéristiques intrinsèques, etc.).

Derakhshandi et al. (2008) ont effectué des déformations sous des essais triaxiaux cycliques contrôlés pour étudier l'effet des fines plastiques sur la génération de la pression interstitielle des sols à matrice de sable. Les résultats montrent que les échantillons ayant de 0% à 20% de fines plastiques ont plus de capacité de rétention d'eau comparés aux sables propres. Cependant, la génération de la pression interstitielle diminue lorsque les échantillons ont plus de 30% en teneur de fines plastiques. La génération de la pression interstitielle pour une teneur en argile inférieure à 20% est plus élevée car la teneur en argile diminue la conductivité de la perméabilité dans les sols à matrice de sable. Et contrairement, la présence des teneurs élevées en argile contribue seulement aux instabilités locales au sein de la structure granulaire.

La capacité d'orienter l'eau de rétention sur les surfaces des grains a marqué la différence du comportement cyclique des différents minéraux utilisés dans les essais. Les deux plans basiques de montmorillonite contribuent à de bonnes orientations d'eau en comparaison avec la kaolinite qui possède un seul plan de base. En raison de sa dimension assez grande, l'illite a une capacité d'absorption inférieure à la montmorillonite malgré leurs structures identiques.

En général, il existe encore une incohérence entre les critères des différents chercheurs concernant l'influence des fines sur la susceptibilité des sols à se liquéfier. De même pour les critères chinois qui s'appuient uniquement sur des interprétations simples issues des observations de quelques séismes survenus. Dernièrement, les chercheurs ont commencé à introduire les différents états de sols basés sur leurs propres définitions pour décrire le comportement à la liquéfaction des sols en incluant l'état critique, l'état d'équilibre de déformation, l'état quasi-stable, l'état d'instabilité, etc.

Malheureusement, ces recherches sont devenu une source conflictuelle, vu la divergence de leurs résultats, Il devient alors primordial que la base de comparaison utilisée entre ces différents sols soit correctement formulée, pour que l'interprétation des résultats apporte des conclusions raisonnables.

2.4.1.5 Mode de déposition des sédiments

Le mode de déposition des sédiments et l'âge de ceux-ci sont deux autres facteurs influents sur le potentiel de liquéfaction. La façon dont les couches se superposent a un impact sur la résistance offerte par le sol. Quant à l'âge du dépôt, un sol plus vieux aura tendance à offrir une résistance supérieure à un sol jeune, étant donné qu'il a bénéficié de plus de temps pour se consolider, se densifier et se structurer "ageing". L'historique d'un sol peut aussi influencer sa susceptibilité à la liquéfaction car un sol ayant des antécédents de liquéfaction serait moins susceptible étant donné qu'il s'est possiblement densifié au cours des événements précédents.

2.4.2 État du sol et des contraintes

Beaucoup de recherches ont démontrées l'influence de l'état du sol (lâche ou dense) ainsi que l'influence de l'état des contraintes de confinement sur le comportement d'un sol soumis à des chargements statiques ou cycliques.

2.4.2.1 Densité relative du sol

La densité relative affecte sensiblement le potentiel de liquéfaction des sols. La Figure 2.12 donne les résultats obtenus par Tatsuoka et al. (1986) sur le sable de Toyoura.

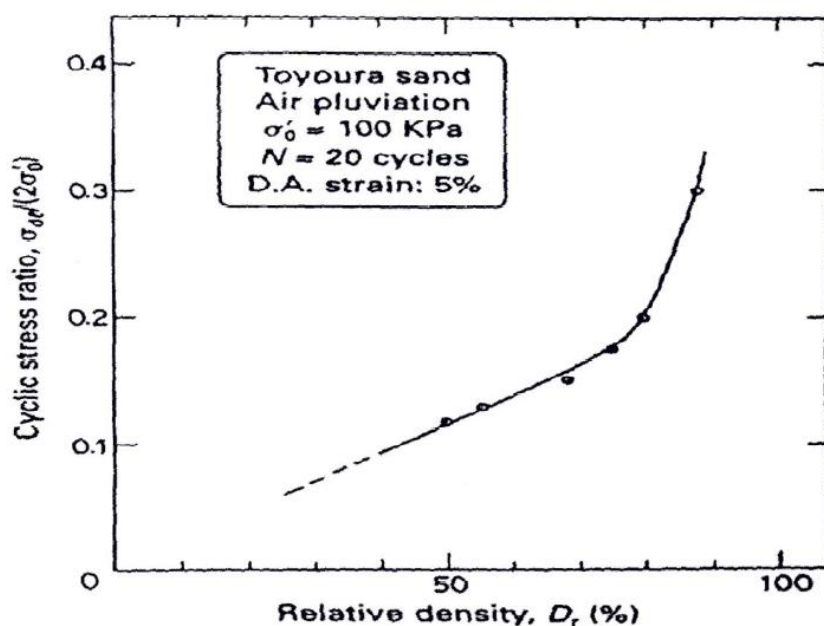


Figure 2.12 Effet de la densité relative sur la résistance à la liquéfaction (Source : Tatsuoka et al., 1986)

Il est clair que la résistance à la liquéfaction augmente de façon linéaire avec la densité relative jusqu'à une valeur de densité relative $D_r = 70\%$ et au-delà de cette valeur, l'augmentation de la résistance devient plus importante avec l'augmentation de la densité relative.

Les essais triaxiaux réalisés par Polito et Martin (2001) sur des échantillons de sable (Monterrey et Yatesville) mélangé avec de fines non plastiques montrent une proportionnalité linéaire entre l'augmentation de la densité relative et la résistance à la liquéfaction.

Les sols pulvérulents dans un état lâche sont sensibles à la liquéfaction tandis que les sables denses ont tendance à se dilater. Poulos et al. (1985) affirment que les sols qu'on peut affirmer leurs dilatance, ne doivent pas être évalués car ils ne seront pas susceptibles à se liquéfier. Apriori, les sols dilatants ne sont pas sensibles à la liquéfaction, parce que leur résistance au cisaillement non drainée est supérieure à leur résistance au cisaillement drainée.

En général, plus le sol est dans un état compact, moins il est susceptible à la liquéfaction. La valeur des coefficients de pression des terres au repos ($K_o = \sigma'_h/\sigma'_v$) et le rapport de surconsolidation ($OCR = \sigma'_{vmax}/\sigma'_{vo}$) vont aussi avoir un impact. Si la valeur de ces deux paramètres augmente, un plus grand nombre de cycles de cisaillement sera nécessaire pour atteindre la rupture du sol (Holtz et Kovacs, 1991).

La Figure 2.13 permet de visualiser l'influence l'indice de densité (I_D) et de la contrainte de confinement (σ'_{3c}) sur la rupture d'un sable saturé soumis à un chargement cyclique non drainé.

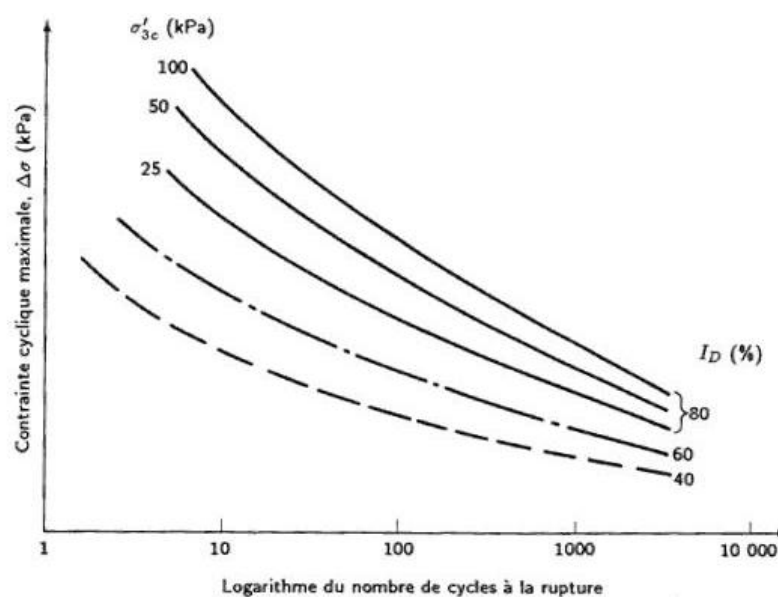


Figure 2.13 Influence de la contrainte horizontale effective sur le nombre de cycles (Source : Holtz et Kovacs, 1991).

Cette figure montre le nombre de cycles nécessaire afin d'amener le sol à la rupture (par mobilité cyclique) en fonction du déviateur de contrainte maximale appliqué. La figure montre que l'augmentation de l'indice de densité (I_D) fait augmenter la résistance du sable au chargement cyclique.

2.4.2.2 Pression de confinement

Lee (1965) a étudié expérimentalement l'influence de la contrainte de confinement (σ'_{3c}) sur le comportement drainé d'un sable lâche ($I_D = 38\%$). Il a remarqué que lorsque les contraintes de confinement étaient faibles, le sable lâche pouvait se comporter comme un sable dense, c'est-à-dire qu'il se dilatait. La Figure 2.14 montre la transition contraction-dilatation pour le sable lâche sous différentes contraintes de confinement. Le même sable dans un état plus dense ($I_D \approx 100\%$) peut se comporter comme un sable lâche (avec contraction) lorsque les contraintes de confinement sont très élevées.

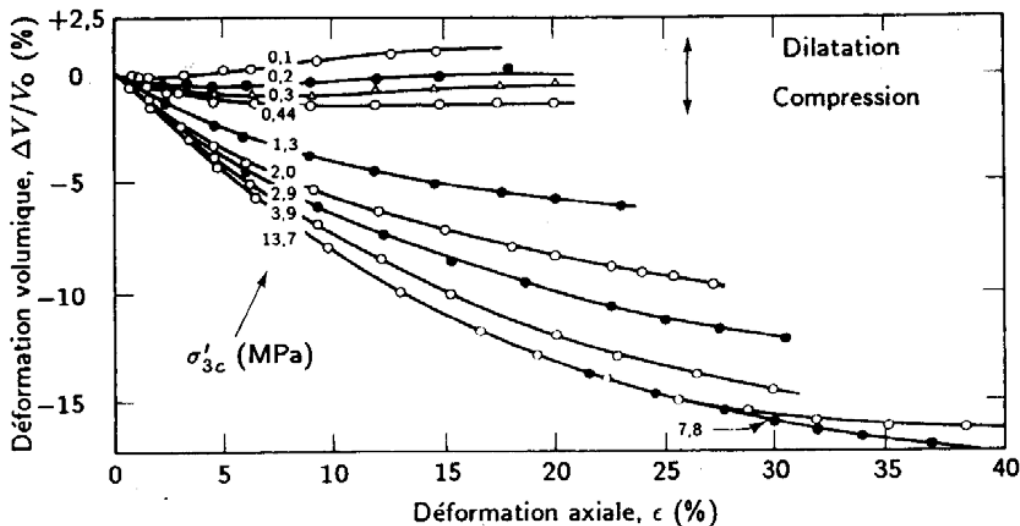


Figure 2.14 Déformation volumétrique en fonction de la déformation axiale pour des essais triaxiaux drainés d'un sable lâche (I_D initial = 38 %) de la rivière Sacramento (Source : Lee, 1965).

Il a été démontré que plus le sol est soumis à une pression de confinement, plus qu'il est résistant à la liquéfaction (Seed, 1979; Yoshimi et al., 1989).

Les conditions qui peuvent créer une pression de confinement plus élevée sont une nappe phréatique plus profonde, un sol qui est situé sur une surface souterraine de fond, et un excès de pression appliquée sur la surface de sol. Les études de cas ont prouvé que la zone possible de la liquéfaction s'étend habituellement de la surface au sol à une profondeur maximum d'environ 15 m. Les sols plus profonds généralement ne se liquéfient pas en raison des pressions de confinement plus élevées. Une analyse de la liquéfaction devrait être exécutée pour n'importe quel dépôt de sol saturé même s'il dépasse 15 m d'épaisseur. L'expérience et

une bonne appréciation sont requises dans la détermination de la profondeur appropriée pour terminer une analyse de ce phénomène.

D'après Holtz et Kovacs (1991), le nombre de cycles nécessaire pour atteindre la rupture est influencé par la contrainte de confinement (σ'_{3c}) comme le montre bien la Figure 2.13.

2.4.3 Nature de la sollicitation appliquée (effet de site)

La vulnérabilité d'un sol pulvérulent à la liquéfaction lors d'un séisme dépend de l'ampleur et le nombre de cycles induits par la secousse sismique. Ceux-ci à leur tour sont liés à l'intensité, la fréquence prédominante, et la durée des secousses.

2.4.3.1 Intensité et la durée d'un séisme

Le caractère du mouvement du sol, telles que la magnitude, l'accélération sismique, la durée, le nombre de cycles et la fréquence d'oscillation du tremblement de terre, détermine la déformation de cisaillement qui cause la contraction des grains de sol et le développement d'un excès de pressions interstitielles conduisant à la liquéfaction. La cause la plus commune de la liquéfaction est due à l'énergie sismique libérée lors d'un séisme.

Le potentiel de liquéfaction augmente avec l'intensité du séisme et la durée de secousse. Les séismes qui ont la magnitude la plus élevée produiront à la fois l'accélération la plus grande et la plus longue durée de secousses. De plus, le type de sol se trouvant sur la roche-mère peut affecter le signal sismique qui peut s'amplifier ou s'atténuer. L'interaction entre le signal sismique et le sol en place est appelée l'effet de site.

Pendant un séisme, les mouvements de terrain sont entraînés par les forces d'inertie et statiques et après l'arrêt des mouvements sismiques, la déformation peut se poursuivre sous l'action des contraintes de cisaillement statiques.

Les contraintes de cisaillement statiques élevées peuvent provoquer d'énormes déplacements avant que l'équilibre soit rétabli avec la résistance au cisaillement réduite d'un dépôt liquéfié (Casto, 1987). La propagation latérale de l'oscillation due au séisme peut entraîner la liquéfaction du sol (Youd et Garris, 1995).

2.4.3.2 Charge de l'ouvrage

La construction d'un ouvrage lourd sur un gisement de sable peut diminuer la résistance de liquéfaction du sol. Les efforts de cisaillement induits dans le sol par une importante charge provenant de l'ouvrage peuvent rendre le sol plus susceptible à se liquéfier. La raison est qu'il suffit d'un petit effort de cisaillement additionnel généré par le tremblement de terre afin de causer la contraction et par conséquent la liquéfaction du sol.

2.4.4 Conditions de l'environnement local

2.4.4.1 Saturation

Zienkiewicz et al. (1999) et Sheng (1999) ont travaillé sur l'état de saturation partielle des sols sableux et Jafari-Mehrabadi et al. (2007) sur des sables quasi saturés. Les résultats de ces différents travaux ont montré que la diminution du degré de saturation en eau provoque une croissance significative de la résistance au cisaillement à la liquéfaction.

Martin et al. (1978) ont trouvé qu'une réduction de 1% du taux de saturation en eau d'un échantillon de sable saturé à porosité $n = 0,4$ peut conduire à une réduction de 28% de la pression interstitielle par cycle.

La Figure 2.15 illustre l'influence de la saturation sur la résistance à la liquéfaction cyclique. Il est clair qu'avec le même rapport de contrainte, la diminution de la saturation en eau entraîne une augmentation de nombre de cycles à la liquéfaction (augmentation de la résistance de liquéfaction).

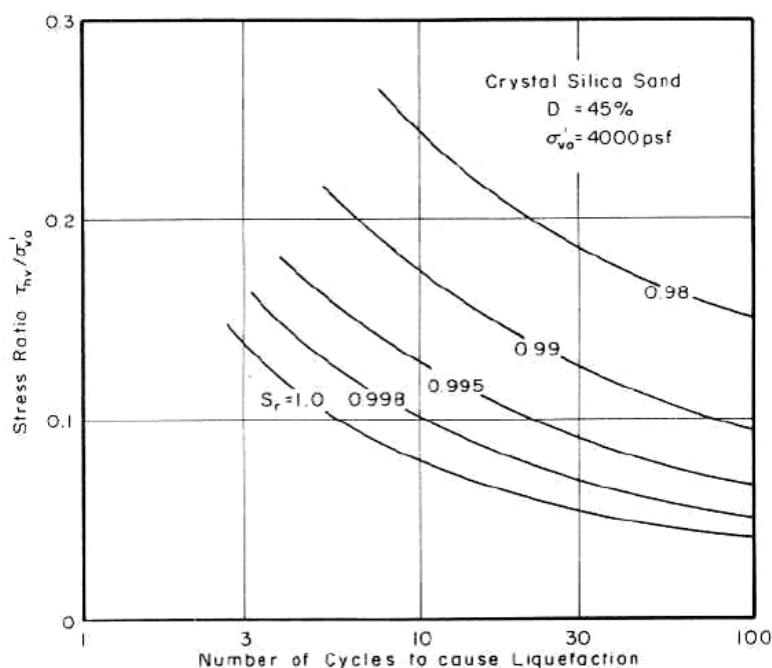


Figure 2.15 Influence de la saturation en eau sur la résistance à la liquéfaction cyclique (Source : Martin et al., 1978)

Selon Yang et al. (2003), une réduction de 1% de la saturation d'eau a conduit à une réduction du rapport pression-pore de 0,6 à 0,15 sous l'effet d'une excitation horizontale pure.

Chaney (1978) et Yoshimi et al. (1989) ont montré que la résistance à la liquéfaction était environ deux fois plus que celle des échantillons complètement saturés lorsque le degré de saturation en eau est réduit à 90%. Xia et Hu (1991) ont démontré que de petites quantités

d'air emprisonné peut augmenter considérablement la résistance à la liquéfaction d'un échantillon de sable. Les essais au laboratoire ont montré que la réduction du degré de saturation en eau de 100% à 97,8% conduit à une augmentation de plus de 30% de la résistance (Figure 2.16).

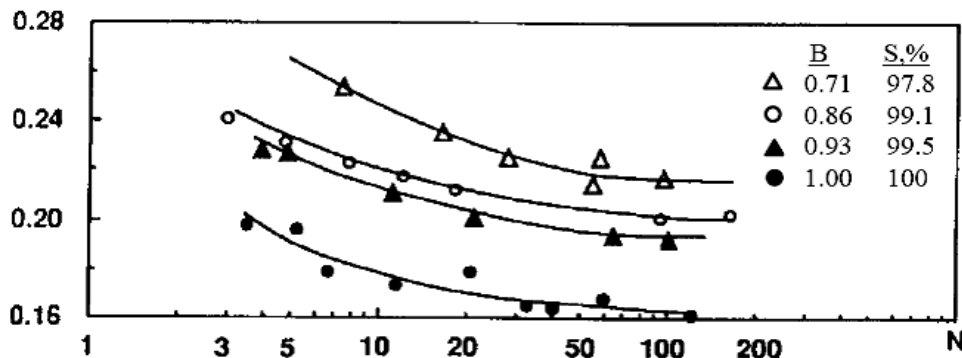


Figure 2.16 Influence de la saturation en eau sur la résistance à la liquéfaction (Source : Xia et al., 1991)

Tsukamoto et al. (2002) ont étudié la résistance à la liquéfaction des sables partiellement saturés. Ils ont conclu que la résistance augmente avec la diminution du paramètre B (pores-pression). Quand la valeur de B chute à zéro avec un degré de saturation en eau $S_w = 90\%$, la résistance cyclique devient deux fois plus élevée que celle de l'état entièrement saturé. Ishihara et al. (2004) ont mené une étude en laboratoire sur le comportement non drainé du sable quasi-saturé par un chargement cyclique et monotone. Ils ont montré que la diminution de la saturation en eau (coefficient Skempton B) conduit à une augmentation de la résistance à la liquéfaction (Figure 2.17).

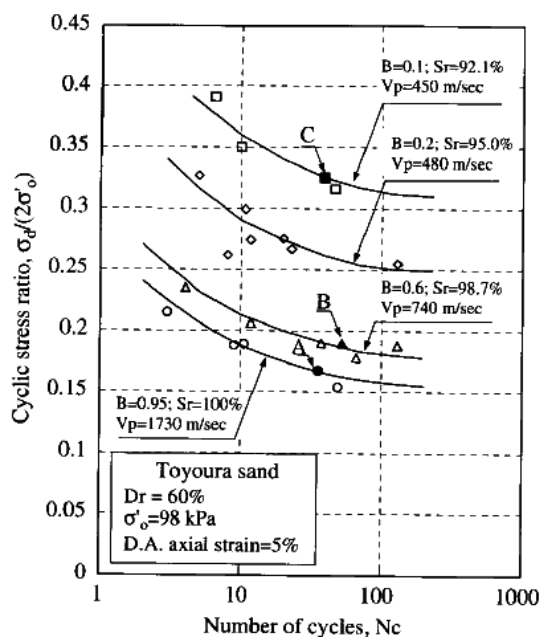


Figure 2.17 Influence de la saturation en eau sur la résistance à la liquéfaction (Source : Ishihara et al., 2004)

Okamura et al. (2006) ont effectué des recherches sur l'influence de la saturation de l'eau sur la résistance à la liquéfaction. Les résultats expérimentaux ont confirmé que le degré de saturation de l'eau avait un effet significatif sur cette résistance.

Singh et al. (2005) ont examiné les dommages de 6 barrages en terre lors du tremblement de terre de Bhuj en 2001 (Inde). Les 6 barrages étaient presque vides avant le tremblement de terre, et les couches de sol liquéfiables étaient dans un état partiellement saturé. Les observations in situ indiquent que, la région en aval du barrage a moins de dégâts que l'amont. L'observation montre que la saturation partielle réduit le risque de liquéfaction et elle montre également que la liquéfaction peut se produire dans un état partiellement saturé.

Nagao et al. (2007) ont constaté sur 312 exemples de structures ayant des fondations en caisson qui n'ont pas liquéfiés lors du séisme de Kobe en 1995 (Japon), parce que le sol entourant les fondations a été insaturé par l'air emprisonné lors de leurs constructions.

2.4.4.2 Nappe phréatique

La profondeur de la nappe phréatique est un élément important à considérer lors de l'analyse du potentiel de liquéfaction. Un sol ne doit pas nécessairement être complètement saturé pour qu'il y ait risque de liquéfaction, mais il doit contenir suffisamment d'eau pour qu'il y ait compression de celle-ci lors de la densification du sol soumis aux chargements. La condition la plus favorable à ce phénomène est une nappe phréatique près de la surface. Le sol non saturé situé au-dessus de la nappe phréatique ne sera pas liquéfié.

Sur les sites où la nappe phréatique fluctue de manière significative, le potentiel de liquéfaction sera également fluctué. En règle générale, le niveau historique le plus haut des eaux souterraines doit être utilisé dans l'analyse de la liquéfaction à moins que d'autres informations indiquent un niveau supérieur ou inférieur. Poulos et al. (1985) affirment qu'elle peut également se produire dans les très grandes masses de sables ou limons qui sont secs et lâches avec un chargement rapide et une fuite d'air dans les vides limitée. Un tel mouvement de sables secs et lâches est souvent désigné comme un sol en mouvement ou en cours de mouvement mais il ne sera pas appelé liquéfaction. Il est conseillé de considérer que la liquéfaction ne se produit que pour les sols qui sont situés en dessous de la nappe phréatique.

2.4.4.3 Historique d'environnement

Il a été également déterminé que l'historique de l'environnement du sol peut affecter son potentiel de liquéfaction. Par exemple, les dépôts de sols plus anciens qui ont déjà été soumis à des secousses sismiques ont une résistance à la liquéfaction accrue par rapport à un modèle nouvellement formé d'un même sol ayant une densité identique (Finn et al. 1970, Seed et

al.1975). La résistance à la liquéfaction augmente également avec l'augmentation du rapport de surconsolidation (OCR) et le coefficient de pression latérale des terres au repos k_0 (Seed et Peacock, 1971; Ishihara et al., 1978).

2.4.4.4 Conditions de drainage

Souvent dans la nature, un certain degré de drainage de l'eau interstitielle se produit, alors en supposant les conditions non drainées pour l'évaluation du déclenchement de la liquéfaction devient une approche d'analyse purement conservatrice (Seed 1979). Cependant, la migration de l'eau interstitielle dans des conditions partiellement drainée peut avoir un impact significatif sur l'amplitude du déplacement dans une diffusion latérale. Stark et Mesri (1992) notent que le drainage partiel des surpressions interstitielles peut produire une augmentation de la résistance au cisaillement. Le drainage rapide des surpressions interstitielles de la zone du sol liquéfié peut être suffisant pour stabiliser le sol avant que les grandes déformations se produisent.

D'autre part, les surpressions interstitielles générées dans un dépôt de sol liquéfié peuvent augmenter la pression interstitielle dans les sols adjacents. Cela permet de réduire la résistance au cisaillement des sols environnants et contribue à augmenter les mouvements de terrain. Seed (1979) souligne que la migration des surpressions interstitielles pourrait provoquer la liquéfaction des sols adjacents, même lorsque le sol adjacent ne serait pas autrement assujettis à la liquéfaction en cas de séisme donné. Si la surpression interstitielle peut rapidement se dissiper, le sol ne peut pas se liquéfier.

2.5 Méthodes d'évaluation du potentiel de liquéfaction

Différentes approches d'évaluation du potentiel de liquéfaction ont été proposées. Ces différentes approches intègrent un nombre plus ou moins grand de caractéristiques et chacune d'elles a ses avantages et ses limites. Cette section a pour but d'introduire sommairement les différents moyens d'évaluer ce potentiel.

2.5.1 Approche par contraintes cycliques

Cette approche repose sur une comparaison entre la contrainte de cisaillement induite par un tremblement de terre et la résistance que le sol peut offrir. La contrainte de cisaillement cyclique appliquée au sol "Cyclic Stress Ratio (CSR)", a été définie par Seed et Idriss (1971) par la relation suivante :

$$CSR = \frac{\tau_{cyc}}{\sigma_{v0}} \approx 0.65 \cdot \left(\frac{a_{max}}{g}\right) \cdot \left(\frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}}\right) \cdot \gamma_d \quad (2.1)$$

Avec,

τ_{cyc} : contrainte de cisaillement cyclique (kPa)

a_{max} : accélération horizontale maximale à la surface du sol (m/s^2)

g : constante gravitationnelle (m/s^2)

σ_{vo} : contrainte verticale totale initiale (kPa)

σ'_{vo} : contrainte verticale effective initiale (kPa)

r_d : coefficient de réduction des contraintes ($r_d \leq 1$)

Le facteur de 0,65 est un facteur empirique, basé sur des observations, et visant à représenter la valeur moyenne de la contrainte de cisaillement générée lors d'un tremblement de terre. Il a été estimé que cette valeur valait 65 % de la contrainte maximale (qui correspond au maximum de l'accélération horizontale "PGA").

Seed et Idriss (1971) ont proposé la Figure 2.18, qui met en relation le coefficient de réduction des contraintes (r_d) avec la profondeur de l'échantillon. L'écart entre les valeurs possibles de r_d peut être très significatif, surtout en profondeur. Cet écart est attribuable aux caractéristiques de base du sol.

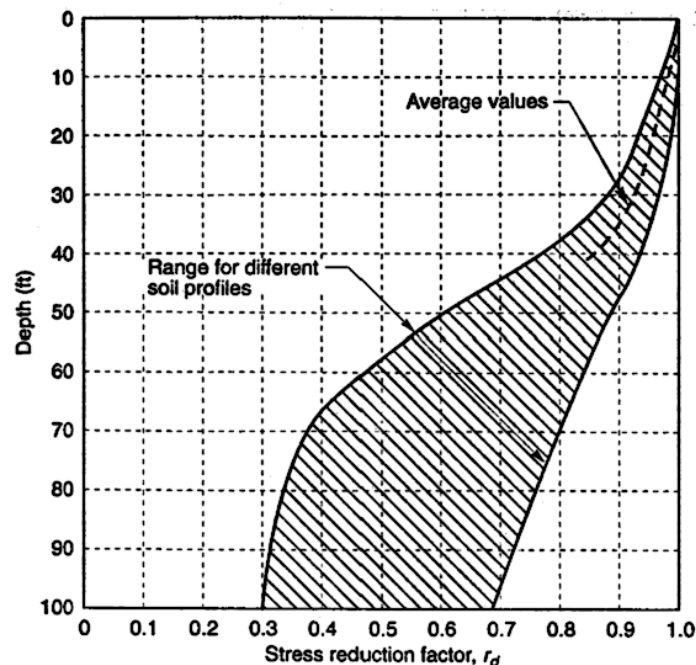


Figure 2.18 Facteur de réduction des contraintes (r_d) en fonction de la profondeur (Source : Seed et Idriss, 1971).

Il est aussi possible d'utiliser l'équation proposée par Youd et al. (2001), qui est basée sur la profondeur z (m):

$$r_d = \frac{(1 - 0.4113 \cdot \sqrt{z} + 0.04052 \cdot z + 0.001753 \cdot z^{1.5})}{(1 - 0.4177 \cdot \sqrt{z} + 0.05729 \cdot z - 0.006205 \cdot z^{1.5} + 0.001210 \cdot z^2)} \quad (2.2)$$

La résistance d'un sol à la liquéfaction correspondrait alors à la contrainte cyclique maximale pouvant être appliquée au sol. Elle se définit par le rapport de résistance cyclique "Cyclic Resistance Ratio (CRR)". Il s'agit du rapport entre la résistance au cisaillement moyenne que possède un sol et la contrainte effective verticale initiale (σ'_{vo}). Le rapport CRR peut se calculer de différentes façons, selon le type d'essai fait sur le terrain ou en laboratoire.

Les expressions qui permettent d'évaluer la résistance du sol à la liquéfaction (CRR) sont généralement formulées pour une secousse sismique de magnitude 7,5 (CRR_{7.5}). Pour calculer le CRR pour une magnitude autre que 7,5, un facteur de correction doit être appliqué. À cette fin, Seed et Idriss (1982) ont introduit le facteur de correction pour la magnitude du séisme MSF " Magnitude Scaling Factor", mais ce facteur est sujet à beaucoup d'incertitude. Le Tableau 2.6, provenant de Youd et al. (2001), montre que plusieurs valeurs de MSF ont été proposées par différents auteurs.

Tableau 2.5 Valeurs de MSF proposées par différents chercheurs (Source : Youd et al., 2001).

Magnitude	Seed et Idriss (1982)	Ambraseys (1988)	Arango (1996)		Andrus et Stokoe (1997)	Youd et Noble (1997)		
			Basé sur la distance	Basé sur l'énergie		P _L < 20%	P _L < 32%	P _L < 50%
5.5	1.43	2.86	3.00	2.20	2.80	2.86	3.42	4.44
6.0	1.32	2.20	2.00	1.65	2.10	1.93	2.35	2.92
6.5	1.19	1.69	1.60	1.40	1.60	1.34	1.66	1.99
7.0	1.08	1.30	1.25	1.10	1.25	1.00	1.20	1.39
7.5	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	-	-	1.00
8.0	0.94	0.67	0.75	0.85	0.80	-	-	0.73
8.5	0.89	0.44	-	-	0.65	-	-	0.56

L'équation suivante, de Seed et Idriss (1982), exprime le potentiel de liquéfaction en termes du facteur de sécurité (FS) :

$$FS = \frac{CRR_{7.5}}{CSR} \cdot MSF \quad (2.3)$$

Avec,

CRR_{7.5} : résistance à la liquéfaction pour un séisme de magnitude 7,5

CSR : contrainte cyclique appliquée sur le sol (équation 2.1)

MSF : facteur de correction pour la magnitude M "Magnitude Scaling Factor"

Lorsque le facteur de sécurité est supérieur à l'unité, le sol serait théoriquement stable sous une secousse de magnitude M. En pratique, un facteur de sécurité supérieur à l'unité est préconisé.

2.5.2 Évaluation basée sur des essais in situ

Selon Youd et al. (2001), quatre types d'essais in situ peuvent être recommandés pour l'évaluation du potentiel de liquéfaction des sols. Les essais retenus sont les suivants : l'essai de pénétration standard (SPT), l'essai de pénétration au cône (CPT), l'évaluation de la vitesse de propagation des ondes de cisaillement (V_s) et, pour les sols graveleux, l'essai de pénétration Becker (BPT). Chacun de ces types d'essai permet d'estimer une valeur du CRR selon les caractéristiques du sol in situ.

Ces essais sont souvent préférés aux essais en laboratoire puisque ces derniers nécessitent la prise d'échantillons intacts ou la reconstruction précise des sols, ce qui est difficile et coûteux à réaliser.

Chacun des tests décrits ci-dessous permet d'évaluer la résistance à la liquéfaction, en considérant un séisme de magnitude 7,5. Afin d'effectuer la conversion et obtenir le potentiel de liquéfaction de la zone étudiée selon la magnitude M voulue, les valeurs du Tableau 2.5 et l'équation 2.3 sont usuellement utilisés.

2.5.2.1 Essai de pénétration standard (SPT)

L'essai SPT a été le plus utilisé au fil des années, ce qui a permis de construire une base de données relativement étoffée. Par contre, quelques réserves doivent être mises sur les résultats de ce type d'essai, étant donné qu'il peut remanier différemment certains sols. Ce test repose sur le nombre de coups nécessaire afin d'enfoncer un carottier dans le sol d'une profondeur de trente centimètres (N_{1-60cs}). L'indice "1" définit que le nombre de coups est normalisé pour une surcharge de 100 kPa. L'indice "60" implique que la valeur a été normalisée pour une efficacité de 60 % de l'énergie totale fournie par le marteau lors de l'enfoncement de la tige. L'indice "cs", quant à lui, implique que la valeur est normalisée pour un sable propre "clean sand", c'est-à-dire sans particule fine (Youd et al. 2001).

Dans les régions les plus actives des États-Unis, la valeur de N_{1-60cs} pour les sols sableux devrait être supérieure à 30 afin que le potentiel de liquéfaction ne soit pas critique. Pour les sols ayant des valeurs inférieures à 30, l'équation 2.4 permet d'estimer la capacité du sol à résister à la liquéfaction pour un séisme de magnitude 7,5 (Youd et al., 2001) :

$$CRR_{7.5} = \left(\frac{1}{34 - N_{1-60cs}} \right) + \left(\frac{N_{1-60cs}}{135} \right) + \left(\frac{50}{[10 \cdot N_{1-60cs} + 45]^2} \right) - \left(\frac{1}{200} \right) \quad (2.4)$$

L'équation 2.3 peut être appliquée pour obtenir la valeur du facteur de sécurité FS lorsque le séisme a une magnitude égale ou différente à 7,5.

2.5.2.2 Essai de pénétration au cône (CPT)

Doté d'une bonne précision et d'une excellente reproductibilité, l'essai de pénétration au cône est de plus en plus utilisé par les géotechniciens. Étant donné qu'il donne des mesures en continu de la résistance du sol, au lieu de les donner par incréments (comme le SPT), le CPT est très avantageux lors de l'évaluation d'un profil très variable selon la profondeur (McCarty, 2007; James, 2009). Par contre, ce test est limité au sol non graveleux. De plus, il doit souvent être accompagné de sondages, puisqu'il ne permet pas le prélèvement d'échantillon. Les coûts pour l'utilisation sont relativement élevés ce qui, dans certains cas, peut en diminuer l'application.

Cette technique consiste à déterminer la résistance qu'oppose le sol à l'enfoncement d'un cône. Cette résistance peut être divisée en deux, soit la résistance en pointe (q_c) et le frottement latéral (q_s). La résistance en pointe est calculée par la pression soumise sur la base de la tige et le frottement latéral est la friction présente entre le sol et la tige (mesurée le long d'un manchon mobile). Seulement la résistance en pointe est considérée afin de déterminer le CRR. La valeur de la résistance en pointe obtenue doit être normalisée pour une surcharge de 100 kPa et pour un sable propre, selon des relations présentées dans Youd et al. (2001), afin d'obtenir la résistance en pointe normalisée (q_{c1N})_{cs}.

Deux équations peuvent être utilisées afin de calculer la résistance que peut offrir le sol lors de secousses sismiques (CRR), selon Robertson et Wride (1998) :

$$\text{Pour } (q_{c1N})_{cs} < 50 : CRR_{7.5} = 0.833 \cdot \left(\frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000} \right) + 0.05 \quad (2.5)$$

$$\text{Pour } 50 \leq (q_{c1N})_{cs} < 160 : CRR_{7.5} = 93 \cdot \left(\frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000} \right)^3 + 0.08 \quad (2.6)$$

L'équation 2.3 peut être appliquée pour obtenir la valeur du facteur de sécurité FS lorsque le séisme a une magnitude égale ou différente de 7,5.

2.5.2.3 Mesure de la vitesse des ondes de cisaillement (V_s)

Il est possible d'utiliser la vitesse de propagation des ondes de cisaillements (ondes S) comme indicateur du potentiel de liquéfaction des sols. Il en est ainsi puisque la vitesse des ondes S dans les sols et la capacité du sol à résister à la liquéfaction seraient influencées similairement par l'indice des vides, les contraintes effectives de confinement, les contraintes appliquées antérieurement ainsi que de l'âge du dépôt (Youd et al., 2001).

Cette technique de mesure possède un avantage majeur qui est le fait d'être utilisable pour tous les types de sol, incluant les remblais rocheux et les sédiments graveleux. Cet essai peut aussi donner des informations très intéressantes sur la stratigraphie du dépôt et sur le comportement des sols soumis à de faibles contraintes. Par contre, l'essai ne donne aucun échantillon de sol et il doit souvent être accompagné de forages afin d'établir les propriétés géophysiques du dépôt. Un autre désavantage de cette technique est que certaines des couches les plus minces peuvent ne pas être identifiées à cause de leur épaisseur insuffisante. Selon Kramer (1996), cette technique ne serait pas suffisante pour établir si un sol est potentiellement liquéfiable ou non. De plus, malgré leur lien, la résistance au cisaillement ne serait pas directement proportionnelle à la vitesse des ondes de cisaillement dans le sol.

Andrus et Stokoe (1997, 2000) ont développé une équation permettant de faire le lien entre les vitesses des ondes de cisaillement dans le sol (V_{s1}) et la capacité du sol à supporter les charges cycliques (CRR). Cette équation s'écrit (Youd et al., 2001) :

$$CRR_{7.5} = a. \left(\frac{V_{s1}}{100} \right)^2 + b. \left(\frac{1}{V_{s1}^* - V_{s1}} - \frac{1}{V_{s1}^*} \right) \quad (2.7)$$

Avec :

V_{s1} : vitesse de cisaillement corrigée à une pression de 100 kPa (m/s)

V_{s1}^* : valeur limite de V_{s1} pour atteindre la liquéfaction (m/s)

a et b : paramètres d'ajustement du modèle du sol (adimensionnel)

La valeur de V_{s1}^* a été définie comme variant linéairement de 200 m/s pour les sols ayant un pourcentage de particules fines (< 80 μm) de 35 % à 215 m/s pour les sols ayant un pourcentage de particules fines (< 80 μm) de 5 % ou moins. Les paramètres a et b sont ajustés à partir de résultats de sols ayant subi ou non une liquéfaction dont la vitesse de cisaillement était connue.

2.5.2.4 Essai de pénétration de Becker (BPT)

Les essais SPT et CPT sont mal adaptés aux sols graveleux. En 1958, Becker a proposé un test permettant d'évaluer la résistance du sol à l'enfoncement d'un pieu (N_{BC}) pour les sols ayant une fraction grossière importante. Il s'agit d'une adaptation du SPT, mais avec un carottier de 168 mm de diamètre et une longueur de 3 mètres. Un marteau mécanique enfonce le pieu dans le sol et le nombre de coups est calculé afin d'enfoncer le carottier de 30 cm.

Ce test n'a pas été standardisé et peu d'information est disponible sur les résultats de ce test sur des sols susceptibles à la liquéfaction. Afin d'interpréter les résultats de ce test, une

conversion des valeurs obtenues en une valeur équivalente du test SPT (N_{60}) doit être faite. Une fois la valeur de N_{60} obtenue, on applique la méthode d'évaluation de la capacité de résistance à la liquéfaction (CRR) vue précédemment. Cette conversion augmente le degré d'incertitude associé à cette méthode (Youd et al., 2001).

2.5.3 Approche basée sur des essais en laboratoire

La première préoccupation lors de la préparation d'essais en laboratoire est de recréer les conditions in situ pour le sol étudié. Les conditions initiales et les chargements appliqués ont une grande influence sur les résultats obtenus par la suite. Afin d'évaluer la susceptibilité à la liquéfaction d'un sol, plusieurs types d'essais de laboratoire ont été proposés et utilisés. La plupart de ces essais sont élaborés sur une cellule triaxiale ou en cellule de cisaillement direct. Plusieurs chercheurs (De Alba et al., 1975; Ishihara et al., 1980; Walker et Stewart, 1989; Wijewickreme et al., 2005; Boulanger et Idriss, 2006; James, 2009) ont étudié divers types de sols avec des conditions initiales et de sollicitations différentes, afin de mieux comprendre l'influence de ces différents facteurs sur la liquéfaction. D'autres chercheurs ont mis l'accent sur la construction de modèles physiques à échelle intermédiaire afin d'obtenir des résultats plus représentatifs (De Alba et al., 1975; Sasaki et Taniguchi, 1982; Tao et al., 1998; Prasad et al., 2004; Dou et al., 2004; Okamura et Teraoka, 2005; Yegian et al., 2007; Özener et al., 2008). La discussion portera sur les caractéristiques, les avantages et les inconvénients de quatre types d'essais au laboratoire : les essais cycliques en cellule triaxiale, les essais cycliques en cisaillement direct, les essais à la centrifugeuse et les essais sur table sismique.

2.5.3.1 Essais cycliques en cellule triaxiale

Les essais cycliques en cellules triaxiales conventionnelles (CTC) sont utiles afin d'étudier la résistance du sol face à la liquéfaction. Par contre, ce type d'essai comporte ses limites et il engendre des imprécisions considérables. Par exemple, les dimensions restreintes des échantillons ont pour effet d'augmenter l'influence des parois sur le modèle. Une autre imprécision vient du mode de propagation des ondes mécaniques dans le sol qui n'est pas représentatif des conditions in situ. Sur le terrain, les ondes (P et S) se propagent conjointement dans les sols tandis que l'essai triaxial provoque une alternance de chargement et de relâchement au sommet de l'échantillon. L'essai CTC permet toutefois de faire varier les contraintes latérales appliquées sur les échantillons, ce qui constitue un avantage par rapport à d'autres essais.

Plusieurs études ont été menées en utilisant ce type d'essai. Par exemple, Mulilis et al. (1977), Polito (1999), Polito et Martin (2001), Kokusho et al. (2004) et Riemer et al. (2008)

ont faits des essais triaxiaux cycliques afin d'évaluer certaines caractéristiques liées au potentiel de liquéfaction des sols.

2.5.3.2 Essais cycliques de cisaillement simple

Les essais cycliques de cisaillement simple sont souvent utilisés lors de l'évaluation de la résistance à la liquéfaction d'un sol. Kramer (1996) mentionne que cet essai reproduit les charges sismiques de façon plus représentative que les essais triaxiaux conventionnels. Par contre, ce type d'essai comporte aussi ses limites. Entre autres, il est impossible d'imposer un rapport des contraintes initiales (σ'_h/σ'_v) autre que celui correspondant aux conditions naturelles K_o (Kramer, 1996).

Plusieurs chercheurs ont utilisé ce type d'essai en laboratoire. Par exemple, Wijewickreme et al. (2005) ont utilisé cette méthode afin d'étudier le comportement de résidus miniers selon la granulométrie et la consolidation initiale des échantillons. Leurs résultats montrent que les contraintes effectives diminuent à chaque cycle appliqué en raison de la dégradation de la résistance au cisaillement et à l'augmentation des pressions interstitielles. Il est aussi montré que la résistance au cisaillement augmente avec l'augmentation de la densité pour tous les types de résidus étudiés.

Ils ont remarqué que sur un certain type de résidus miniers (latéritiques), la résistance à la liquéfaction (CRR) augmentait lorsque la contrainte de confinement augmentait. Par contre, pour d'autres types de résidus miniers (mines en roches dures), la résistance à la liquéfaction semblait insensible à la contrainte de confinement et à l'indice des vides. Leur étude indique que le nombre de cycles nécessaires pour mener les résidus miniers à la liquéfaction varie selon le type de résidus miniers et selon le rapport des contraintes cycliques appliquées (CSR).

James (2009) a aussi mené des essais cycliques de cisaillement simple avec des résultats assez similaires.

2.5.3.3 Essai cyclique à la centrifugeuse

Les essais cycliques en centrifugeuse utilisent des petits modèles où l'on tente de respecter les rapports d'échelle (force, temps, dimension) et où l'effet de la gravité est augmenté par un certain facteur. Ces modèles peuvent être soumis à des sollicitations cycliques. Les résultats obtenus sont, par la suite, extrapolés à l'échelle de grandeur désirée. Comme tous les essais sur modèles à petite échelle, il est toutefois difficile de construire les échantillons conformément à la réalité. Un autre désavantage de cette méthode est que l'augmentation de

la gravité n'est pas uniforme dans tout l'échantillon. Étant donné que l'augmentation de la gravité se fait par la force centrifuge sur l'échantillon qui tourne autour d'un axe central, l'accélération provoquée sur l'échantillon n'est pas la même en tout point. La partie de l'échantillon la plus près du centre subit une accélération inférieure à la partie la plus éloignée du centre.

Plusieurs chercheurs dont, Adalier et Elgamal (2002), Adalier et al. (2003) et Brennan et Madabhushi (2005) ont fait des essais cycliques à la centrifugeuse afin d'évaluer certaines caractéristiques liées au potentiel de liquéfaction des sols. Par exemple, Adalier et Sharp (2004) ont étudié l'effet de la densification sur la résistance à la liquéfaction d'un sable situé sous une digue à partir de quatre essais à la centrifugeuse.

Tous les essais correspondent au même signal, c'est-à-dire un signal sinusoïdal de 30 cycles ayant une fréquence de 1,5 Hz et une accélération maximale de 0,2 g. Les quatre essais ont été faits en faisant varier l'indice de densité ($I_D = 35\%$ pour le sable lâche et $I_D = 70\%$ pour le sable dense) de trois couches de sable (d'une épaisseur équivalente à 3 mètres chacune) sous la digue. Le premier essai a été fait en plaçant trois couches de sable lâche. Le second essai a été fait avec une couche dense au sommet sur deux couches plus lâches. Le troisième essai comporte deux couches de sable dense sous la digue et une couche lâche. Le dernier essai ne comporte que des couches denses. Les résultats obtenus montrent qu'il y a une diminution significative de la déformation du sol et de la digue lorsque l'on compare les deux premiers essais.

En comparant avec les deux autres essais, ils ont remarqué que les déformations enregistrées diminuaient, mais de façon moins significative. Les auteurs suggèrent donc qu'il y aurait une profondeur optimale au-delà de laquelle la densification des sols n'a plus une influence majeure sur les déformations.

2.5.3.4 Essai sur table sismique

Les essais sur des petits échantillons de matériau peuvent se révéler imprécis, notamment parce qu'il est alors difficile de produire un échantillon non remanié. C'est pourquoi la plupart des tests à petite échelle se font sur des sols reconstitués en laboratoire. Par contre, cette reconstitution ne peut être parfaite et elle va entraîner des différences dans la structure du sol qui engendrent des incertitudes supplémentaires. Les modèles physiques, reconstitués pour les essais sur table sismique, permettent de mieux représenter la structure interne du sol (Finn et al., 1972; De Alba et al., 1975; Sasaki et Taniguchi, 1982; Ishihara, 1996; Tao et al., 1998; Prasad et al., 2004; Okamura et Teraoka, 2005; Yegian et al., 2007).

Ce type d'essai consiste en la reconstruction d'échantillons de taille intermédiaire dans un contenant pouvant atteindre plusieurs mètres cubes. Dans ce cas, les dimensions et la configuration du contenant peuvent influencer les réactions du sol. Par exemple, pour qu'un échantillon soit peu affecté par l'effet des parois du contenant, De Alba (1975) suggère de respecter un rapport de 10 :1, entre la longueur dans l'axe du mouvement et la hauteur de l'échantillon. La largeur du modèle n'influence pas autant la réponse des matériaux. Le contenant est habituellement instrumenté (par exemple : capteurs de pression et de déplacement) afin de suivre le comportement du sol durant les essais. Lors des essais sur table sismique, le sol est soumis à des sollicitations horizontales d'amplitude et de fréquence connues.

Ces essais permettent de reproduire presque tous les types de sols (hétérogènes, stratifiés, etc.). Évidemment, le coût de ces essais est élevé puisque l'équipement est spécifique et que les tests demandent beaucoup de temps. Les tables sismiques permettent généralement un déplacement horizontal selon un seul axe. Certaines tables ont aussi été créées pour reproduire un mouvement selon deux (et même trois) axes. Le déplacement de la table est habituellement produit par une ou plusieurs pompes hydrauliques. La plage de fréquence et d'amplitude pouvant être produites par la table est régie par les caractéristiques des pompes et vérins.

De Alba et al. (1975) ont fait une étude approfondie du phénomène de liquéfaction des sables saturés en condition non drainée sur table sismique. Pour leurs essais, ils ont utilisé une caisse fermée au sommet afin de contrôler les pressions de confinement (σ_c constante à 8 psi \approx 55 kPa). L'échantillon reconstruit à l'intérieur de la caisse avait une forme trapézoïdale afin de réduire les effets de parois : la dimension à la base (rectangle) est de 90" (229 cm) par 42" (107 cm), et de 74" (188 cm) par 30" (76 cm) au sommet. La hauteur de l'échantillon était de 4" (10 cm). Le signal utilisé était le même pour tous les essais, c'est-à-dire un signal sinusoïdal de 4 Hz avec une accélération horizontale maximale de 3 g.

Ces essais ont été faits avec des échantillons ayant des indices de densité différents ($I_D = 54, 68, 82$ et 90%). Leurs résultats semblent montrer que : a) la liquéfaction peut se produire malgré un indice de densité élevé, b) la résistance à la liquéfaction augmente avec l'indice de densité et c) les pressions interstitielles maximales ne peuvent excéder la pression de confinement initiale (σ'_o sur la Figure 2.19).

La Figure 2.19 montre l'évolution des pressions interstitielles durant un essai dynamique sur un sable ayant un indice de densité (I_D) de 82 % (De Alba et al., 1975). Sur cette figure, le rapport (τ / σ'_o) représente le niveau de contrainte normalisé, qui tient compte du signal

sismique utilisé, des caractéristiques du sol et des contraintes de confinements. On remarque que les pressions interstitielles présentent une valeur initiale non nulle, représentant les pressions en conditions hydrostatiques. Une fois que les sollicitations débutent, les pressions augmentent jusqu'à atteindre une valeur maximale de 55 kPa. À ce moment, le sol est dans un état de liquéfaction et les contraintes effectives sont nulles. Ensuite, on remarque que la courbe se sépare en deux parties. Une des parties (courbe tiretée) montre les valeurs minimales des pressions enregistrées durant les sollicitations. Ces valeurs correspondent à une diminution progressive des pressions interstitielles attribuée au comportement dilatant du sol. L'autre segment de la courbe correspond aux pressions interstitielles maximales enregistrées durant les sollicitations. En d'autres mots, une fois que les pressions interstitielles ont atteint la valeur maximale (de 55 kPa), les pressions enregistrées oscillent entre les valeurs minimales (courbe tiretée) et maximales. Ces auteurs ont toutefois estimé que les pressions enregistrées après que la liquéfaction ait été atteinte (10-15 cycles après la liquéfaction) ne seraient pas représentatives en raison des déformations trop grandes.

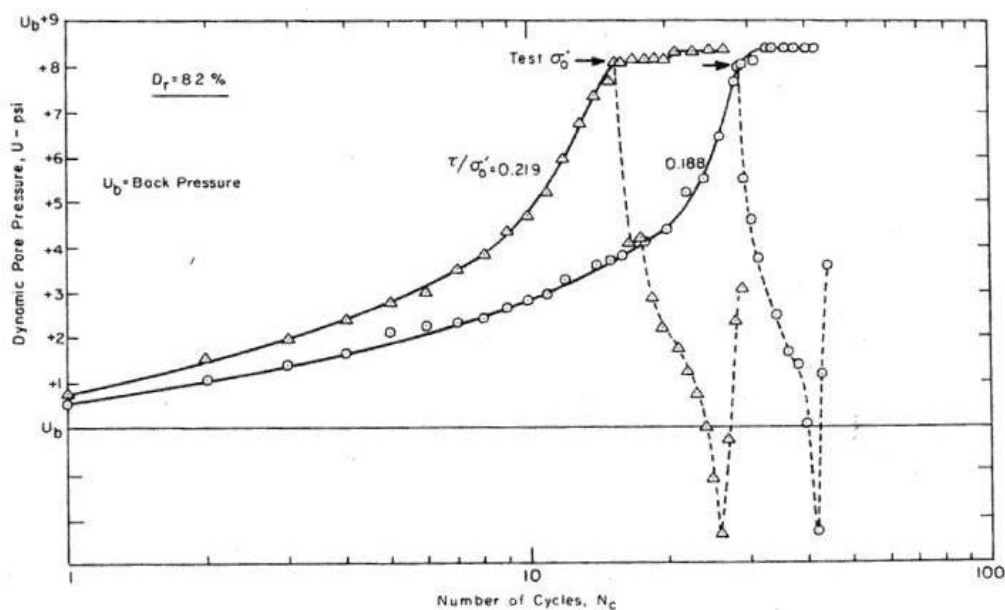


Figure 2.19 Développement des pressions interstitielles en fonction du nombre de cycles lors d'un essai sur table sismique pour un sable ayant un $I_D = 82\%$ (Source : De Alba et al., 1975).

Sasaki et Taniguchi (1982) ont utilisé une boîte d'acier de 12 mètres de long par 3,5 mètres de haut et 2 mètres de large afin d'étudier le comportement de sols sableux soumis aux sollicitations cycliques. Ils ont aussi étudié l'effet d'inclusions sous forme de mur de gravier sur ces mêmes sables. La table sismique produisait un signal ayant une accélération horizontale maximale de 0,2 g, une fréquence de 5 Hz et une durée de 60 secondes. Le signal était identique d'un essai à l'autre.

Ces essais, couplés avec des essais triaxiaux cycliques conventionnels et avec des analyses par éléments finis, ont permis d'obtenir plusieurs résultats intéressants. Un des modèles étudiés comportait un drain de 40 cm de largeur centré dans le modèle sur toute sa hauteur. Un second modèle comportait deux drains identiques au premier modèle, séparés de 2 mètres. En observant ces deux essais, ils ont remarqué, entre autres, que l'augmentation des pressions interstitielles était réduite près des murs de gravier. Dans les conditions testées, l'influence des murs de gravier était limitée à une distance de 50 cm par rapport au centre du drain. Une fois les sollicitations externes terminées, les pressions interstitielles se sont dissipées plus rapidement avec les drains que sans les drains.

2.5.4 Autres types d'approches

Plusieurs autres approches ont été développées au fil des années afin d'évaluer le potentiel de liquéfaction des sols. Kramer (1996) propose trois types d'approche complémentaires, soient : l'approche par dissipation d'énergie, l'approche basée sur la réponse des contraintes effectives et l'approche probabiliste. Elles ne sont pas couramment utilisées, notamment à cause d'un degré d'imprécision souvent élevé.

Certains modèles mathématiques et logiciels peuvent s'avérer très utiles pour effectuer des simulations et comparer les résultats avec ceux obtenus sur le terrain ou en laboratoire. Les méthodes de traitement par éléments finis ou par différences finies sont souvent employées.

2.6 Lois de comportement des sols

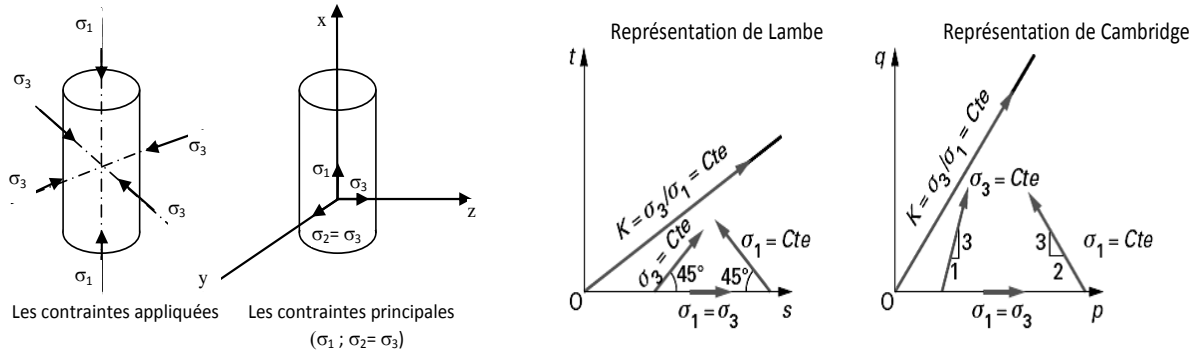
2.6.1 Essais de laboratoire

Les résultats d'essai sur des échantillons de sol donnent des comportements très divers selon le type d'essais et pourtant ils ne sont que des facettes d'un même comportement global, ce qui traduit l'interaction des propriétés de déformabilité et de résistance du sol. Les lois de comportement sont issues des essais triaxiaux classiques ou spéciaux et des essais oedométriques.

2.6.1.1 Essais triaxiaux

La majorité des connaissances sur le comportement en mécanique des sols se base sur les études expérimentales réalisées avec les appareils triaxiaux (Figure 2.20). La résistance au cisaillement d'un échantillon réalisée dans une cellule triaxiale peut se faire par le biais de plusieurs types d'essais comme les essais de cisaillement drainé ou non drainé, précédé ou non d'une consolidation de l'éprouvette sous un champ de contraintes isotrope ou anisotrope, les essais de consolidation anisotrope, les essais de fluage, les essais de type K_0 à déformation latérale nulle et les essais drainés suivant des chemins de contraintes imposés. Les essais

triaxiaux peuvent être réalisés en imposant à l'éprouvette soit une vitesse de déformation constante, soit un chargement contrôlé (en pressions totales ou en contraintes effectives). Actuellement, des appareillages spéciaux ont été inventés pour étudier l'effet d'une sollicitation tridimensionnelle et l'influence d'une rotation des contraintes.

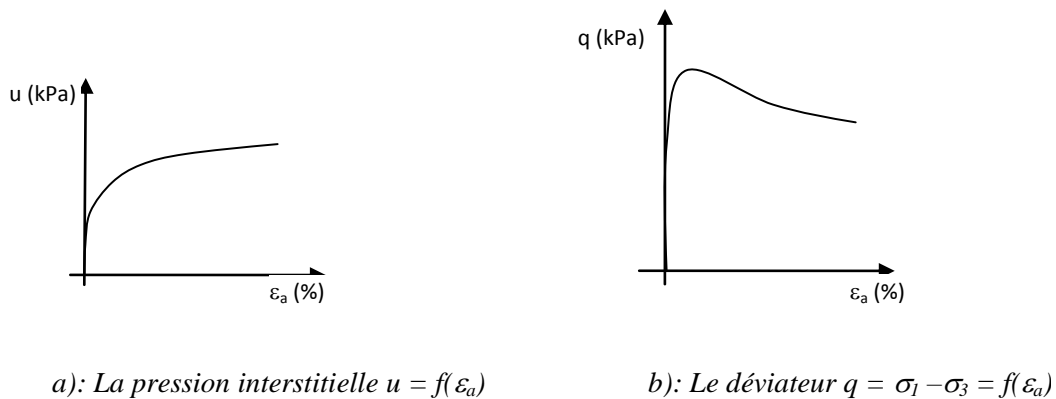


a): Etat des contraintes de l'éprouvette

b): Chemin des contraintes

Figure 2.20 États et chemins de contraintes dans l'appareil triaxial classique

Les graphes typiques d'essais triaxiaux consolidés isotropiquement puis cisailés en conditions non drainées (essais CIU) illustrés sur la Figure 2.21 La courbe donnant les variations du déviateur (q) en fonction de la déformation axiale imposée (ϵ_a) qui atteint un pic, tandis que la pression interstitielle (u) mesurée à la base de l'éprouvette croit.



a): La pression interstitielle $u = f(\epsilon_a)$

b): Le déviateur $q = \sigma_1 - \sigma_3 = f(\epsilon_a)$

Figure 2.21 Courbes typiques d'essai de cisaillement consolidé isotropiquement et non drainé (CIU) à l'appareil triaxial

La Figure 2.22 présente la courbe typique d'essais de cisaillement consolidés isotropiquement drainés (essais CID), effectués en imposant à l'éprouvette une vitesse de déformation suffisamment faible pour que la pression interstitielle reste négligeable pendant la durée de l'essai. La courbe de cisaillement atteint un pic décroît vers une asymptote.

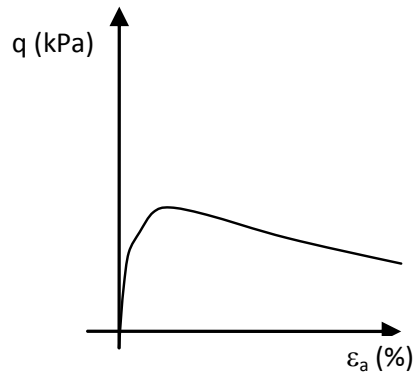


Figure 2.22 Courbe typique d'essai de cisaillement consolidé isotropiquement et drainé (CID) à l'appareil triaxial

Les essais de consolidation anisotrope permettent de tracer la courbe de compressibilité (déformation volumique ε_{vol} en fonction de la contrainte effective moyenne p') où le rapport K des contraintes effectives horizontale et verticale est maintenu constant (Figure 2.23).

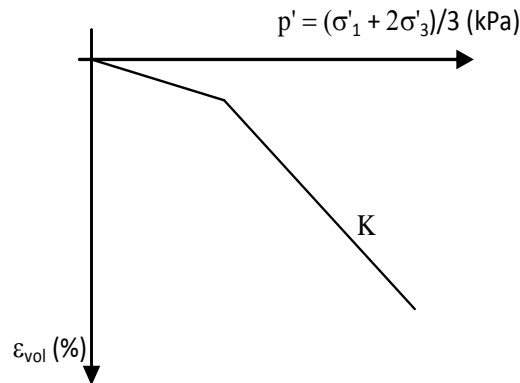


Figure 2.23 Courbe typique d'un essai de consolidation anisotrope à l'appareil triaxial

La compressibilité du sol augmente à partir d'un seuil qui correspond à une modification de la structure du sol en passant d'un état structuré plus résistant à un état moins résistant appelé normalement consolidé. La déformation volumique ε_{vol} est donnée par :

$$\varepsilon_{vol} = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 \quad (2.8)$$

Où (ε_i) sont les déformations effectives principales.

La contrainte effective moyenne est définie par la relation suivante :

$$p' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3}{3} \quad (2.9)$$

Où, (σ_i) sont les contraintes effectives principales.

Le déviateur des contraintes q est défini par :

$$q = \sqrt{\frac{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2}{2}} \quad (2.10)$$

2.6.1.2 Essais oedométriques

Les essais oedométriques restent les plus simples et les résultats relatifs aux sols fins issus de ces essais confirment essentiellement les principes de comportement formulés en utilisant l'appareil triaxial, à savoir, l'existence d'un seuil (pression de préconsolidation) au delà duquel la compressibilité augmente et l'effet du temps sous la double forme du fluage et de l'augmentation de la pression de préconsolidation quand la vitesse de déformation de l'éprouvette augmente. La vitesse de déformation est proportionnelle à la pente initiale de la courbe (raideur du sol) et au déviateur maximal (résistance du sol).

2.6.2 Lois de comportement des argiles

Les enchainements d'argile naturelle sur lesquels on a été réalisés des essais triaxiaux permettent de déduire que la déformabilité du sol augmente au-delà d'un certain niveau de sollicitation, qui correspond à une déformation de l'ordre du pour-cent qui a la forme d'un pic de résistance au cisaillement lors des essais à la rupture. Le seuil d'augmentation de la déformabilité délimite une zone du plan des contraintes effectives dépendant du temps et le comportement du sol est pratiquement réversible pour les contraintes les plus faibles sinon le sol subit des déformations irréversibles et ce seuil sera modifié. L'expérimentation montre que la courbe limitant le domaine des faibles déformations est liée à l'état initial du sol et que les courbes correspondant à différents états initiaux appelée "surface d'état limite" sont homothétiques (Figure 2.24).

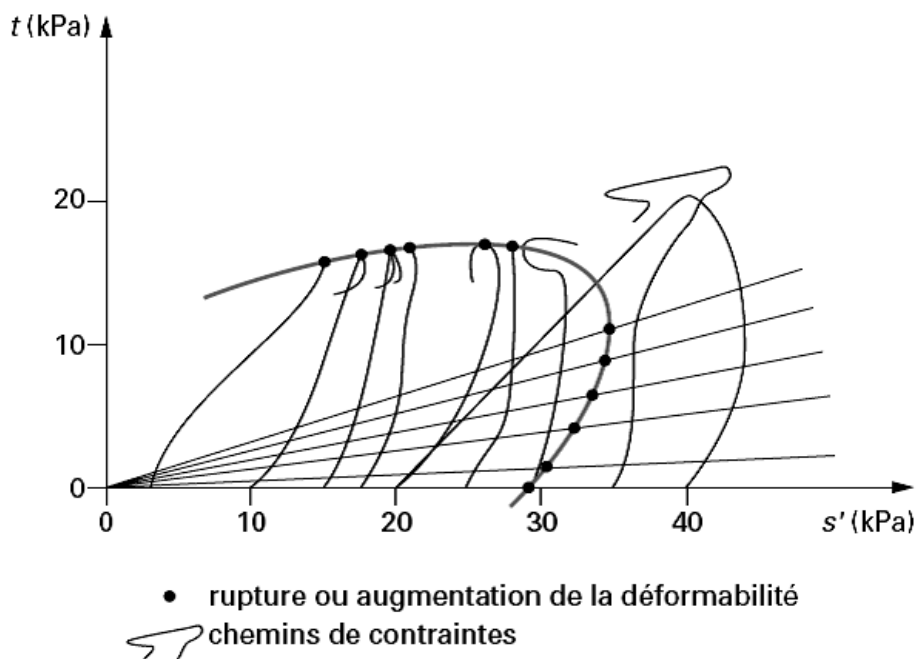


Figure 2.24 Limite du domaine des faibles déformations pour l'argile de Cubzac-les-Ponts à 4,5 m de profondeur, représentée dans l'espace des contraintes effectives [$s' = (\sigma_1 + \sigma_3)/2$; $t = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$] (Source : Magnan et al., 1982)

Le comportement du sol dans le domaine des faibles déformations est représenté par une loi de comportement élastique linéaire qui dépendent des variations des contraintes effectives en prenant en compte de l'anisotropie observée dans les essais et en ajoutant les déformations irréversibles dues à la viscosité du sol qui sont liées à la position du point d'état à l'intérieur du domaine. Les déformations plastiques de l'argile se déduisent des mesures par soustraction de la déformation élastique extrapolée aux déformations totales et la loi de la rupture par écoulement expérimentale n'est pas strictement normale à la surface d'état limite. Le temps influe sur les déformations de l'argile par la vitesse de consolidation qui est liée à la vitesse d'évacuation de l'eau interstitielle dépendant de la compressibilité du squelette, de la perméabilité et des conditions aux limites, par la vitesse de chargement sur la réponse du sol et par le fluage. Ces deux dernières représentent la viscosité du comportement du squelette de l'argile.

Si on choisi un modèle élastique linéaire anisotrope dans le domaine des faibles déformations (limité par la surface d'état limite) pour représenter cette partie du comportement des argiles, il est nécessaire de déterminer cinq paramètres qui sont les modules de déformation linéaire effectifs vertical et horizontal (E'_v, E'_h), les coefficients de Poisson dans un plan vertical et horizontal (γ'_v, γ'_h), et le module de cisaillement effectif dans un plan vertical (G'_v) qui sont difficiles à calculer, alors ces paramètres auront des valeurs fixées en admettant que l'anisotropie du sol est comparable à celle des sites pour lesquels des mesures ont été effectuées sauf pour le modules de déformation linéaire effectifs vertical qui sera déduit d'une courbe de compressibilité oedométrique (domaine surconsolidé).

Le modèle de calcul comporte aussi la définition de l'état initial du sol, c'est-à-dire de son indice des vides initial (e_0) et de son état de contraintes effectives initial. Ce dernier paramètre dépend de l'état de surconsolidation du sol et dépend du coefficient de pression des terres au repos donné par la formule suivante :

$$K_0^{oc} = K_0^{nc} \cdot \sqrt{\frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}}} = (1 - \sin \phi') \cdot \sqrt{\frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}}} \quad (2.11)$$

Avec :

K_0 : Coefficient de pression des terres au repos (nc: normalement consolidé, oc: surconsolidé)

σ'_p : La pression de préconsolidation du sol déterminée à l'essai oedométrique

σ'_{v0} : La contrainte verticale effective en place

ϕ' : L'angle de frottement effectif du sol

2.6.3 Lois de comportement des sables

Le comportement d'un matériau granulaire sans cohésion se manifeste par des modifications de l'assemblage des grains, soit au niveau de la structure formée par l'ensemble des grains, soit au niveau du grain élémentaire. Cette modification de la structure granulaire est liée soit au serrage des grains (changements de forme du squelette solide), soit au déplacement relatif des grains par glissements et rotations individuels. Cette réorientation des grains induit à une anisotropie du matériau et entraîne des déformations volumiques importantes en contractance puis en dilatance lorsque les forces agissant sur les grains deviennent suffisamment grandes. Les lois de comportement proposées se basent sur des hypothèses relativement justifiées dans le cas des sables comme la viscosité et l'effet du vieillissement qui sont supposés négligeables. La relation fonctionnelle entre le tenseur des contraintes et le tenseur des déformations est indépendante de l'incrément de temps pendant l'application de la sollicitation car la vitesse de sollicitation n'a pas d'influence sur le comportement du matériau. 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 grains, ne sont pas réversibles.

Pour les sables, on ne peut pas les inclure dans le domaine de déformation élastique (réversible) sauf pour les très faibles déformations (inférieures à 10^{-4}), toutefois, l'hypothèse du matériau élastoplastique a permis l'interprétation des courbes de comportement déduites des résultats d'essais triaxiaux et le développement des concepts comme celui de l'état critique, l'état caractéristique et de mettre en équations le phénomène de la dilatance.

2.6.3.1 Concept d'état critique

On appelle "état critique" l'état final vers lequel tend le sable et on peut aussi le définir comme étant 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 seulement de la pression effective moyenne p' .

La détermination expérimentale de l'état critique est délicate car elle s'effectue par extrapolation et quantitativement, l'état limite est défini par:

- ✓ Une rupture par écoulement plastique avec un taux de déformation volumique nul,

$$d\varepsilon_{\text{vol}}^p = 0 \quad (2.12)$$

- ✓ Un volume spécifique du matériau $v = 1 + e$ qui dépend de la contrainte moyenne p' et dont la relation est sous la forme suivante :

$$V = \Gamma - \lambda \ln p' \quad (2.13)$$

Où Γ et λ sont des paramètres du modèle

- ✓ le rapport des contraintes appliquées M est une constante du sable.

$$q = M p' \quad (2.14)$$

2.6.3.2 Concept d'état caractéristique et de dilatance

Dans un essai triaxial de compression drainée, le sable présente initialement une diminution de volume (contractance) et quand le déviateur des contraintes q croît, le taux de déformation volumique $d\varepsilon_{vol}$ tend à s'annuler dans le cas d'un sable très lâche. Dans le cas d'un sable plus dense, le taux de déformation volumique s'inverse et le matériau devient dilatant avant d'atteindre les grandes déformations (Figure 2.25). La dilatance ainsi produite est d'autant plus importante que le matériau est initialement dense et que la pression de confinement est faible.

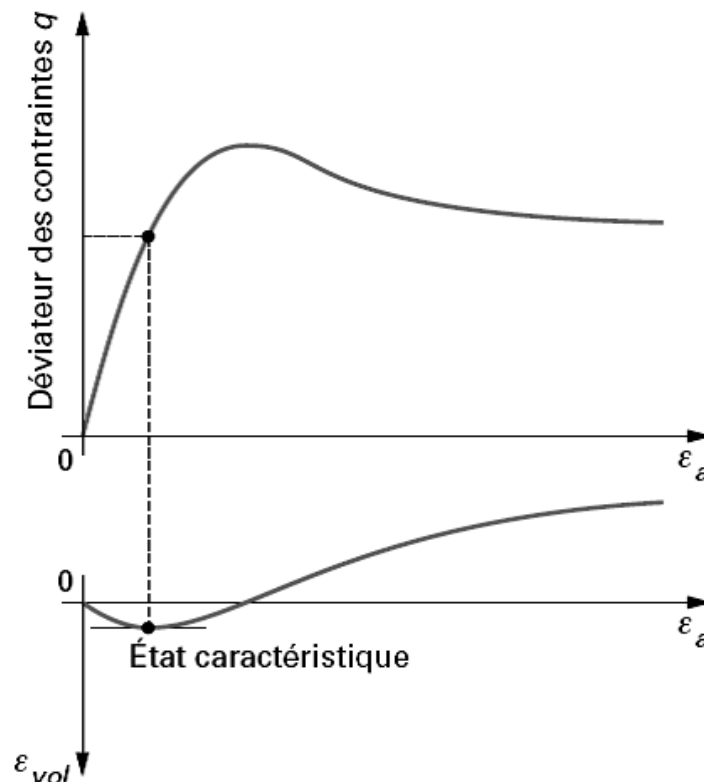


Figure 2.25 Concept d'état caractéristique

On appelle "état caractéristique" quand l'état de contraintes correspond à l'annulation du taux de déformation volumique et le sens de variation s'inverse. Le concept d'état

caractéristique présente beaucoup d'avantages et sa détermination expérimentale est directe et facile. Il est défini comme suit :

- ✓ un taux de déformation volumique nul,

$$d\epsilon_{vol} = 0 \quad (2.15)$$

- ✓ 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 caractéristique" où l'angle φ_c est un paramètre intrinsèque du matériau indépendant de la densité, de la granulométrie et de la contrainte moyenne et qui détermine la capacité d'enchevêtrement des grains de sable.

La contractance et la dilatance sont mises en évidence dans les essais non drainés et le seuil caractéristique correspond à l'état des contraintes pour lequel se produit l'inversion du sens de variation de la pression interstitielle. Le comportement dilatant des sables denses disparaissait à partir d'une certaine valeur de la pression moyenne et le comportement devient identique à celui des sables lâches qui sont toujours contractants.

2.6.3.3 Relation contrainte-dilatance de Rowe (1971)

La déformation volumique $d\epsilon_{vol}$ en fonction des contraintes est donnée par la relation de Rowe (1971) :

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = K \left(1 - \frac{d\epsilon_{vol}}{d\epsilon_a} \right) \quad (2.16)$$

Où K représente la résistance au glissement des grains.

Si le rapport des contraintes supportées par le matériau croît, l'expression (2.16) donne une bonne modélisation pour les chemins de chargement mais on ne peut pas généraliser cette relation quand ils sont quelconques.

2.7 Modélisation usuelles du comportement des sols

Une loi de comportement de sol doit représenter le mieux possible tous les aspects essentiels du comportement qui sont mis en évidence lors des essais au laboratoire.

La méthode de construction des lois de comportement est basée sur les chemins triaxiaux classiques où les directions principales des contraintes et les déformations restent fixes et la pression de confinement constante. L'écriture des lois de comportement d'origine triaxiale en fonction des invariants p' et q permet d'introduire une certaine influence de la contrainte principale intermédiaire. Ces lois de comportement sont théoriquement valables que sur les

chemins de sollicitations ayant servi à leur conception et la généralisation au cas tridimensionnel impose d'introduire dans les équations de comportement l'influence de la contrainte intermédiaire σ_2 qui est cachée par les conditions de réalisation des essais sur les éprouvettes cylindriques ($\sigma_2 = \sigma_3$). Généralement les modèles des lois de comportement sont construits à partir des résultats d'essais axisymétriques puis ils seront validés sur les résultats tridimensionnels et parfois une légère correction de l'équation s'impose afin de prendre en compte l'effet de la contrainte intermédiaire.

Les lois de comportement les plus utilisés 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 2.6.

Tableau 2.6 Critères de plasticité usuels pour les sols

Type de critère	Formule mathématique	Paramètres	Type de sol
Tresca	$ \sigma_1 - \sigma_3 - 2c_u$	c_u	Argiles et limons à court terme
Mohr-Coulomb	$ \sigma'_1 - \sigma'_3 - \sin\phi'(\sigma'_1 + \sigma'_3) - 2c' \cos\phi'$	c' et ϕ'	La majorité des sols à long terme
Drucker-Prager	$q - \alpha p' - k$	K et α	Sables et argiles à long terme
Matsuoka-Nakai (1974)	$\frac{I_1 I_2}{I_3} - k$	k	Sables
Lade (1987)	$\left(\frac{p'}{p_{atm}}\right)^m \cdot \left(27 - \frac{I_1^3}{I_3}\right) - k$	k et m	Sables

Nota : $I_1 = \sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3$, $I_2 = \sigma'_1\sigma'_2 + \sigma'_1\sigma'_3 + \sigma'_2\sigma'_3$ et $I_3 = \sigma'_1\sigma'_2\sigma'_3$

Les invariants de contraintes sont définis par les relations suivantes :

$$p' = \frac{\sigma'_{xx} + \sigma'_{yy} + \sigma'_{zz}}{3} \quad (2.17)$$

$$q = \sqrt{\frac{(\sigma'_{xx} - \sigma'_{yy})^2 + (\sigma'_{xx} - \sigma'_{zz})^2 + (\sigma'_{yy} - \sigma'_{zz})^2}{2} + 3(\sigma'_{xy})^2 + 3(\sigma'_{xz})^2 + 3(\sigma'_{yz})^2} \quad (2.18)$$

2.7.1 Loi de comportement de Mohr-Coulomb

C'est une loi élastique parfaitement plastique qui est utilisée dans la description du comportement des sols pulvérulents (sables) et des sols cohérents à long terme (argiles et limons). La loi de Tresca est un cas particulier de cette loi qui étudie les sols à court terme.

Dans l'espace des contraintes principales effectives ($\sigma'_1, \sigma'_2, \sigma'_3$) la surface définie par la fonction de charge F est une pyramide de section hexagonale d'équation (2.20) possédant comme axe la droite d'équation (2.19).

$$\sigma'_1 = \sigma'_2 = \sigma'_3 \quad (2.19)$$

$$F(\sigma'_{ij}) = |\sigma'_1 - \sigma'_3| - (\sigma'_1 + \sigma'_3)\sin\varphi' - 2c' \cos\varphi' = 0 \quad (2.20)$$

Avec σ'_1 et σ'_3 les contraintes principales extrêmes ($\sigma'_1 \geq \sigma'_2 \geq \sigma'_3$ et les compressions sont comptées positivement). Le potentiel plastique en fonction des contraintes principales extrêmes est donné par l'équation (2.21).

$$G(\sigma'_{ij}) = |\sigma'_1 - \sigma'_3| - (\sigma'_1 + \sigma'_3)\sin\psi \quad (2.21)$$

La partie élastique du comportement est définie par la loi de Hooke de l'élasticité linéaire isotrope. Les paramètres mécaniques de la loi de Mohr-Coulomb déterminés à partir des résultats d'essais au laboratoire sont le module de Young (E'), le coefficient de Poisson (ν'), la cohésion (c'), l'angle de frottement (φ') et l'angle de dilatance (ψ). On parle d'une rupture par écoulement associé si $\psi = \varphi'$ et de la loi de Tresca si $\psi = 0^\circ$ et $\varphi' = 0^\circ$.

Sous l'essai triaxial en compression ($\sigma'_1 = \sigma'_3$), les déformations plastiques vérifient la relation (2.22), sachant que le deuxième terme de cette équation représente la variation de volume au cours de la phase plastique.

$$\frac{d\varepsilon_{vol}^p}{d\varepsilon_a^p} = \frac{-2 \sin \psi}{1 - \sin \psi} \quad (2.22)$$

La Figure 2.26 représente la modélisation d'un essai triaxial de compression par la loi de Mohr-Coulomb. Généralement, on réalise au moins trois essais à différentes pressions de confinement afin de déterminer tous les paramètres malgré que la cohésion c' et l'angle de frottement φ' sont plutôt calculés dans le plan de Mohr (σ', τ) à partir des états de contraintes à la rupture.

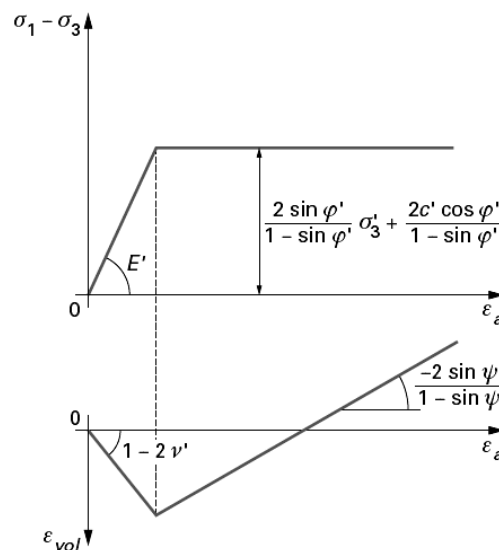


Figure 2.26 Modélisation de la loi Mohr-Coulomb (essai triaxial de compression)

2.7.2 Modèles de Cambridge (Cam-Clay)

Ces modèles se basent sur la théorie de l'élastoplasticité avec écoulement et sur l'analyse des résultats de différentes études expérimentales (essais oedométriques et triaxiaux). Ils sont plus connus sous le nom de "modèles Cam-Clay" et dont Roscoe et al. (1958) de l'Université de Cambridge étaient les premiers initiateurs. Ces modèles sont basés sur l'étude de l'essai de compression isotrope, le concept d'état critique, la relation contrainte-dilatance et la règle de normalité pour la déformation plastique. L'étude de l'essai de compression isotrope permet de tracer des courbes assimilées à des droites (Figure 2.27) qui sont la courbe de consolidation vierge (courbe λ) et la courbe de déchargement-rechargement (courbe κ).

Les courbes λ et κ sont définies par les équations suivantes :

$$\text{La courbe } \lambda : e = e_1 - \lambda \ln \frac{p}{p_1} \quad (2.23)$$

$$\text{La courbe } \kappa : e = e^p - \kappa \ln \frac{p}{p_1} \quad (2.24)$$

Avec, e l'indice des vides et p la pression moyenne.

e_1 et e^p correspondent aux valeurs obtenues pour une pression de référence p_1 (en général égale à 1 kPa).

e^p est liée à la limite du domaine d'élasticité actuel, elle est utilisée comme paramètre d'écrouissage.

Le matériau se trouve dans un état dit critique au moment de la rupture et il se caractérise par un rapport de contraintes constant $M = q/p$, l'absence de variations volumétrique $d\varepsilon_{vol} = 0$ et une courbe d'état critique dans le plan $(e, \ln p)$ de pente λ parallèle à la courbe de consolidation isotrope.

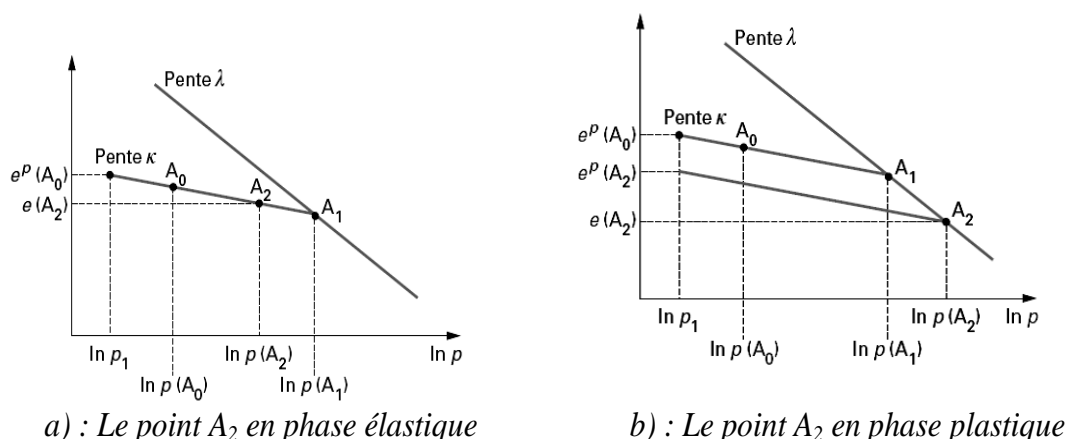


Figure 2.27 Courbes représentatives d'essai de compression isotrope

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 (Tableau 2.7).

Tableau 2.7 Expressions de la relation contrainte-dilatance, de la surface de charge et du potentiel plastique du modèle de Cam-Clay

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

Nota : $\varepsilon_{vol}^p = \varepsilon_{ij}^p \delta_{ij}$, $\varepsilon_d^p = \sqrt{\frac{2}{3} e_{ij}^p e_{ij}^p}$ et $e_{ij}^p = \varepsilon_{ij}^p - \frac{1}{3} \varepsilon_{ij}^p \delta_{ij}$

Le modèle Cam-Clay original a permis de décrire de manière qualitative les phénomènes observés expérimentalement pour des chemins proches de l'axe de compression isotrope et des rapports de contraintes faibles alors, la loi de la rupture par écoulement a été modifiée par Burland et Roscoe (1968). p_c est la contrainte isotrope qui correspond au point d'intersection de la surface de charge avec l'axe de compression isotrope, limitant le domaine d'élasticité actuel (Figure 2.28).

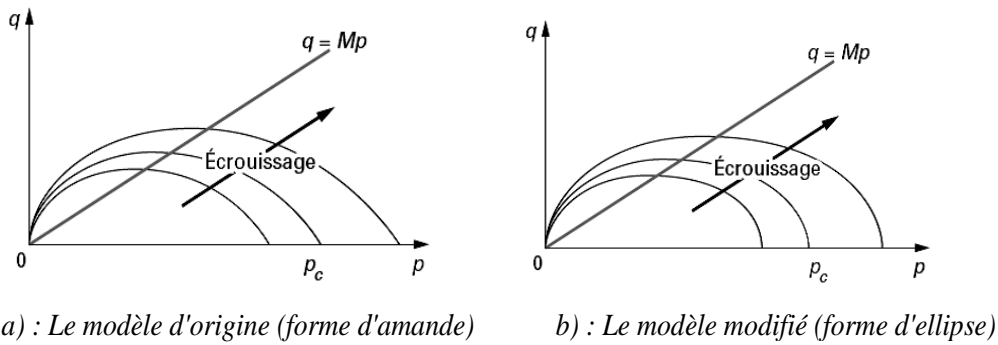


Figure 2.28 Surfaces de charge des modèles Cam-Clay

La relation d'écroutissage liant l'indice e^p et la contrainte p_c s'obtient en considérant les courbes λ et κ au point p_c (Figure 2.29).

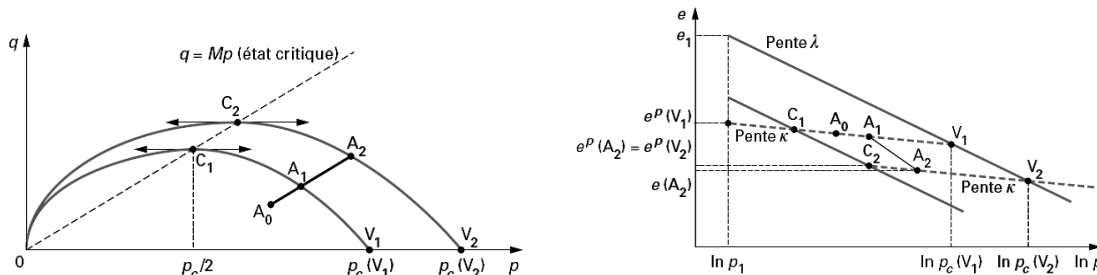


Figure 2.29 Représentation d'écroutissage pour le modèle Cam-Clay

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.

La relation d'écroûissage généralisée est :

$$e_1 - e^p = (\lambda - \kappa) \ln \frac{p_c}{p_1} \quad (2.25)$$

En décomposant l'indice des vides e en une partie élastique e^e et une partie plastique e^p , puis en différenciant, les formules (2.26) et (2.27) deviennent :

$$de^e = -(1 + e_0)d\varepsilon_{vol}^e \quad (2.26)$$

$$de^p = -(1 + e_0)d\varepsilon_{vol}^p = -(\lambda - \kappa) \frac{dp_c}{p_c} \quad (2.27)$$

L'évolution de l'écroûissage est donnée par la relation (2.28) et la forme tensorielle de l'élasticité associée aux modèles Cam-Clay par la relation (2.29) :

$$\frac{dp_c}{p_c} = \frac{(1 + e_0)}{(\lambda - \kappa)} d\varepsilon_{vol}^p \quad (2.28)$$

$$d\varepsilon_{ij}^\theta = -\left(\frac{\kappa}{1 + e_0} + \frac{3}{2}G\right) d\sigma_{ij} - \frac{\kappa}{1 + e_0} \frac{dp}{p} \delta_{ij} \quad (2.29)$$

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

Les paramètres du modèle Cam-Clay modifié sont déduits de résultats des essais triaxiaux (drainés et non drainés avec mesure de pression interstitielle) et oedométriques (Tableau 2.8).

Tableau 2.8 Détermination des paramètres des modèles Cam-Clay modifiés

Paramètres	Principe de la détermination
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 (E et ν)	Détermination d'après les résultats d'essais triaxiaux comportant des déchargements
$\lambda, \kappa, e_1, p_1$	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 généralement choisie égale à 1 kPa.
M	Détermination à partir des contraintes correspondants 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 : $M = (6 \sin \varphi') / (3 - \sin \varphi')$

2.7.3 Modèle de comportement MÉLANIE

Les travaux de Tavenas et Leroueil (1979) sur l'argile de Saint-Alban (Québec) ont donné naissance au modèle de comportement Ylight et les travaux de Magnan et al. (1982) sur l'argile de Cubzac-les-Ponts (France) ont aboutit au modèle MÉLANIE créé au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées en utilisant une simulation par éléments finis en prenant en

compte des effets d'anisotropie et de viscosité du squelette du sol. Les résultats des essais ont été interprétés à l'aide des contraintes réduites s' et t définies par les relations suivantes :

$$t = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \text{ et } s' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} \quad (2.30)$$

Où, σ'_1 et σ'_3 sont les contraintes principales effectives.

L'équation de la surface de charge (Figure 2.30) est une ellipse dont le grand axe est incliné d'un angle θ par rapport à l'axe des abscisses.

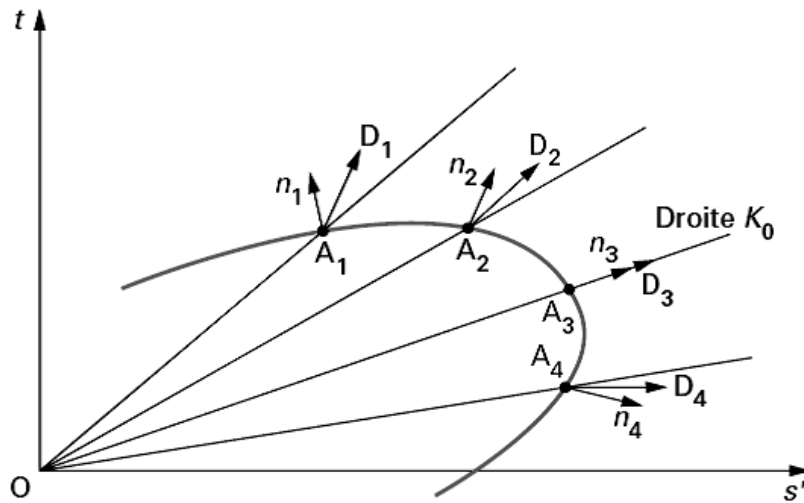


Figure 2.30 Direction des déformations plastiques et surface de charge du modèle MÉLANIE
(Source : Mouratidis et Magnan, 1983)

La règle de la rupture par écoulement plastique en un point A du plan (s', t) s'écrit comme une combinaison linéaire entre la normale à la surface de charge et le rayon vecteur OA :

$$d\varepsilon_{ij}^p = d\lambda \frac{\partial G}{\partial \sigma_{ij}} \quad (2.31)$$

Avec

$$\frac{\partial G}{\partial \sigma_{ij}} = \frac{\frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}}}{\left\| \frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}} \right\|} + \eta \frac{OA}{\|OA\|} \quad (2.32)$$

Où, $\|OA\|$ représente la norme euclidienne du vecteur OA et la valeur η (égale à 0 ou 1) permet de réaliser des calculs avec une loi associée ou non.

Dans l'hypothèse des déformations planes, les contraintes effectives et les déformations élastiques sont reliées par les équations:

$$\begin{bmatrix} \sigma'_h \\ \sigma'_v \\ \tau \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{E'_h(1-nv'^2_{vh})}{(1+v'_{hh})(1-v'_{hh}-2nv'^2_{vh})} & \frac{E'_h v'_{vh}}{1-v'_{hh}-2nv'^2_{vh}} & 0 \\ \frac{E'_h v'_{vh}}{1-v'_{hh}-2nv'^2_{vh}} & \frac{E'_h(1-v'_{vh})}{1-v'_{hh}-2nv'^2_{vh}} & 0 \\ 0 & 0 & G'_{vh} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_h \\ \varepsilon_v \\ \gamma \end{bmatrix} \quad (2.33)$$

Où,

$n = \frac{E'_h}{E'_v}$; E'_v et E'_h désignent les modules d'élasticité verticale et horizontale.

v'_{vh} , le coefficient de Poisson dans la direction verticale sous une contrainte verticale.

v'_{hh} , le coefficient de Poisson dans la direction horizontale sous une contrainte horizontale.

G'_{vh} , le module de cisaillement dans le plan vertical.

Le paramètre d'écroûissage est déterminé par l'intersection de la droite de consolidation avec la courbe vierge isotrope dans le plan (s' , e) [au lieu du plan ($\ln p'$, e) dans le cas des modèles Cam-Clay (Figure 2.31) :

$$e^p = e_1 - \lambda \ln \left(\frac{s'_p}{s'_1} \right) + \alpha (s'_p - s'_1) \quad (2.34)$$

Où,

e_1 désigne l'indice des vides correspondant à la contrainte de référence $s'_1 = 1\text{kPa}$

α est le coefficient de compressibilité volumique du sol anisotrope soumis à un chargement Isotrope.

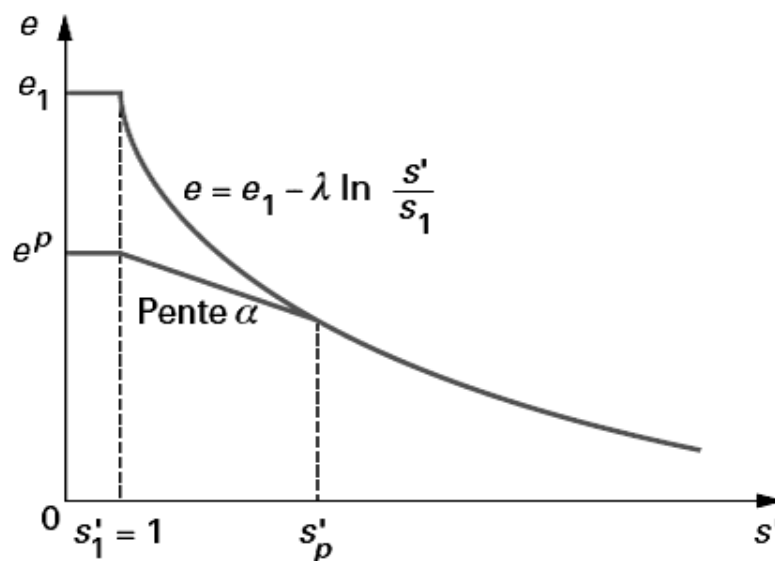


Figure 2.31 Définition du paramètre d'écroûissage s'_p

Les paramètres du modèle MÉLANIE peuvent être déterminés à partir d'essais triaxiaux drainés et non drainés avec mesure de la pression interstitielle, et d'essais oedométriques classiques (Tableau 2.9).

Le modèle MÉLANIE a été extrapolé au comportement tridimensionnel afin de pouvoir réaliser des modélisations numériques et le modèle tridimensionnel repose sur les mêmes principes que le modèle bidimensionnel.

Tableau 2.9 Détermination des paramètres du modèle MÉLANIE

Paramètres	Principe de la détermination
$e_0, K_0^{nc}, K_0^{oc}, \sigma'_{vo}$	Ils sont déterminés à partir de l'état de contrainte initiale verticale et des résultats d'essais en place ou en laboratoire. Les coefficients de pression des terres au repos (pour les sols normalement consolidés) et (pour les sols surconsolidés) sont donnés par les relations : $K_0^{nc} = 1 - \sin\phi'$ et $K_0^{oc} = K_0^{nc} \sqrt{\frac{\sigma'_p}{\sigma'_{vo}}}$ où ϕ' est l'angle de frottement interne du sol et la pression de préconsolidation σ'_p est déduite de l'essai œdométrique.
$E'_h, E'_v, \nu'_{hh}, \nu'_{vh}, G'_{vh}$	Ils sont déterminés à partir des résultats d'essais triaxiaux avec consolidation anisotrope sur des éprouvettes d'orientations différentes. Pratiquement, il est admis que les quantités $\frac{E'_h}{E'_v}, \frac{G'_{vh}}{E'_v}, \nu'_{hh}, \nu'_{vh}$ ont des valeurs fixes. Le module vertical est déterminé à partir de la courbe œdométrique au moyen de la relation : $E'_v = \frac{(1+e_0)(\sigma'_p - \sigma'_{vo})E'_h}{C_s \ln \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{vo}}} \left(1 - 2 \frac{E'_h \nu'^2_{vh}}{E'_v (1 - \nu'_{hh})} \right)$ où C_s est l'indice de gonflement déduit de l'essai œdométrique.
e_1, s'_1, λ	L'indice des vides e_1 déterminé expérimentalement dans un essai œdométrique ou calculé au moyen de la relation : $e_1 = e_0 - \alpha(s'_1 - s'_p) + \lambda \ln \frac{s'_p}{s'_1}$ où s'_p définit la position initiale de la surface de charge ou courbe d'état limite. La pression de référence est souvent choisie égale à 1 kPa. Le paramètre λ dépend de l'indice de compression C_c , il est déterminé à l'essai œdométrique, par la relation : $\lambda = \frac{C_c}{\ln 10}$

2.7.4 Modèle de comportement de Nova

Le modèle de 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 (Tableau 2.10). Les différentes fonctions mathématiques sont exprimées à l'aide des invariants p' (pression moyenne) et q (déviateur des contraintes) :

Les invariants de contraintes sont définis par les relations suivantes :

$$p' = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \quad (2.35)$$

$$q = \sqrt{\frac{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2}{2}} \quad (2.36)$$

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 :

$$\varepsilon_{vol}^p = \varepsilon_1^p + \varepsilon_2^p + \varepsilon_3^p \quad (2.37)$$

$$\varepsilon_d^p = \frac{3}{2} \sqrt{\frac{(\varepsilon_1^p - \varepsilon_2^p)^2 + (\varepsilon_1^p - \varepsilon_3^p)^2 + (\varepsilon_2^p - \varepsilon_3^p)^2}{2}} \quad (2.38)$$

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

$$p_c = p_{c0} \exp\left(\frac{\varepsilon_{vol}^p + D\varepsilon_d^p}{1 - B_0}\right) \quad (2.39)$$

Tableau 2.10 Expressions de la relation contrainte-dilatance, de la surface de charge et du potentiel plastique du modèle de Nova (1982)

État de contraintes	Relation contrainte-dilatance	Surface de charge $F(p, q, p_c)$ Potentiel plastique $G(p, q, p_c)$
$\frac{q}{p'} \leq \frac{M}{2}$	$\frac{d\varepsilon_{vol}^p}{\varepsilon_d^p} = \frac{M^2}{4\mu} \frac{p'}{q}$	$F(p, q, p_c) = G(p, q, p_c)$ $G(p, q, p_c) = \frac{4\mu q^2}{M^2 \cdot p'^2} + 1 - \frac{p_c^2}{p'^2} = 0$ μ : paramètre lié à la rupture
$\frac{q}{p'} \geq \frac{M}{2}$	$\frac{d\varepsilon_{vol}^p}{\varepsilon_d^p} = \frac{M}{\mu} - \frac{q}{\mu p'}$	$F(p, q, p_c) = \frac{q}{p'} - \frac{M}{2} + m \cdot \ln\left(\sqrt{1 + \mu} \frac{p'}{p_c}\right) = 0$ $G(p, q, p_c) = \frac{q}{p'} - \frac{M}{1 - \mu} \left[1 - \mu \left(\frac{p'}{p_{cg}}\right)^{\frac{1-\mu}{\mu}}\right] = 0$ p_{cg} : Le paramètre qui correspond au point d'intersection du potentiel plastique avec l'axe de compression isotope.

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

Le paramètre p_{c0} est une pression isotope de référence. L'élasticité non linéaire isotope est exprimée sous la forme incrémentale suivante :

$$d\varepsilon_{ij}^e = L_0 d\eta_{ij} + B_0 \frac{dp}{3p} \delta_{ij} \quad (2.40)$$

Où B_0 et L_0 sont deux paramètres de la loi et $\eta_{ij} = \frac{1}{p} (\sigma_{ij} - p\delta_{ij})$.

2.7.5 Modèles par la méthode des éléments finis

La modélisation par éléments finis d'un ouvrage est donc constituée par un ensemble d'hypothèses simplificatrices en combinant un ensemble de modèles (géométrique, de charge, hydraulique, de matériaux, d'évolution, de structures et d'interaction sol-structures).

La détermination des paramètres des modèles est effectuée à partir des résultats des études géologiques et géotechniques du site considéré et des caractéristiques du projet.

Le comportement des matériaux est l'un des aspects fondamentaux pour la modélisation numérique. L'approche du comportement des sols peut être par une analyse sommaire (comportement élastique isotrope linéaire), par une analyse de stabilité pour une prévision de déplacements (critère de Mohr-Coulomb ou critère de Tresca), par une analyse fine en déformations (élastoplasticité avec écrouissage ou viscoplasticité) ou par une analyse menée en tenant compte de la consolidation du sol lorsqu'une évaluation des surpressions interstitielles est nécessaire.

Les données initiales caractérisant l'environnement de l'ouvrage et l'état initial des contraintes et de la pression interstitielle dans un massif naturel constituent des données importantes pour le calcul et pour le choix des lois de comportement. La connaissance de l'état initial hydraulique est liée à la prise en compte de l'effet de l'eau dans les massifs de sol.

Généralement, Les modèles proposés sont validés par le biais d'une étude paramétrique. Le problème de la validité des études paramétriques se pose car ce n'est pas n'importe quel modèle qui peut être considéré comme une approximation acceptable de n'importe quel comportement réel.

Les modèles d'éléments finis élaborés sont très complexes à cause des géométries tridimensionnelles considérées et qui ont connus une avancée très importante mais les analyses très simplifiées en élasticité linéaire ou en élastoplasticité parfaite restent les plus utilisées car il existe un manque de validations pour les lois de comportement évoluées et les études paramétriques permettant la validation de ces modèles sont délicates à mener, longues et coûteuses, en plus de l'absence de ces lois dans les codes de calcul généraux et le manque de données pour estimer les paramètres mécaniques des modèles.

La méthode des éléments finis est devenue un outil numérique très puissant, qui permet de résoudre des systèmes d'équations différentielles représentant le comportement d'un milieu physique continu avec éventuellement la présence de singularités mais elle n'est pas encore

considérée comme une méthode de dimensionnement courante. Les limitations d'emploi de la méthode des éléments finis ne sont pas liées directement à cette méthode de calcul mais, d'une part, à la complexité de la traduction du problème physique étudié en un système d'équations et, d'autre part, à la représentativité des lois de comportement des matériaux en place et de la modélisation des interfaces.

La progression dans les connaissances du comportement des sols doit être accompagnée par une validation des modèles par confrontations entre les résultats numériques et les mesures expérimentales fiables.

2.8 Conclusion

Cette étude bibliographique fait ressortir les principaux résultats des recherches antérieures à nos travaux. Dans ce chapitre, un aperçu théorique sur la liquéfaction des sols a été détaillé. Les facteurs influençant la liquéfaction ont été présentés dans ce chapitre et ils ont été regroupés selon quatre catégories à savoir, la nature du sol, l'état du sol, l'environnement et la nature de la sollicitation.

L'initiation du phénomène ainsi que la mobilité cyclique ont été abordées car la contrainte critique appliquée sur le sol pour initier le phénomène ne sera pas atteinte de la même façon selon que le chargement est statique ou dynamique.

Les différentes approches d'évaluation du potentiel de liquéfaction basées sur les essais in situ et les essais en laboratoire ont été citées avec leurs avantages et leurs inconvénients.

Une loi de comportement du sol doit représenter le mieux possible tous les aspects essentiels du comportement qui sont mis en évidence lors des essais au laboratoire, d'où il était nécessaire de citer les différentes lois de comportement déduites de ces résultats et les concepts développés comme celui de l'état critique, l'état caractéristique et de les mettre en équations.

Les modèles de comportements utilisés dans la littérature pour la représentation de la liquéfaction des sols et en particulier les sols hétérogènes ont été détaillés avec toutes les caractéristiques qui interviennent dans ces modèles.

Chapitre 3 : Etude expérimentale

3.1 Introduction

Des dispositifs bien instrumentés et un mode opératoire normalisé sont nécessaires pour la réalisation des essais au laboratoire afin d'étudier les différents comportements des sols. Dans ce chapitre une présentation détaillée sera donnée du dispositif utilisé pour la réalisation des essais sur les divers types de chemins de chargement. L'appareil triaxial automatique utilisé est un AUTOTRIAX 29-WF4632 "Automatic Triaxial System" de marque "Controls" de la division de mécanique des sols italienne " Wykeham Farrance". Le chapitre décrit également le mode opératoire suivi et donne les caractéristiques des matériaux étudiés.

3.2 Matériaux utilisés

Dans cette étude, les matériaux utilisés sont prélevés à différentes profondeurs de la région côtière de Kharouba dans la wilaya de Mostaganem (Figure 3.1). Ces échantillons ont montré que la teneur en fines limoneuses ne dépasse pas 30%.



Figure 3.1 Site du prélèvement des échantillons étudiés (Source : Google Maps)

Dans cette expérimentation, les mélanges sable-limon ont été séparés afin de former les échantillons d'étude. Thevanayagam et Mohan (2000) considère que la matrice du sable avec les fines est une combinaison de deux sous-matrices qui sont une matrice à gros grains et une autre matrice de fines (Figure 3.2), d'où le choix d'introduire une portion de fines dans le sable propre pour constituer les échantillons des tests.

La teneur en fines de ces derniers varie de 0% à 40% avec deux densités relatives utilisées lors de ces essais qui sont $D_r = 15$ et $D_r = 55$ %.

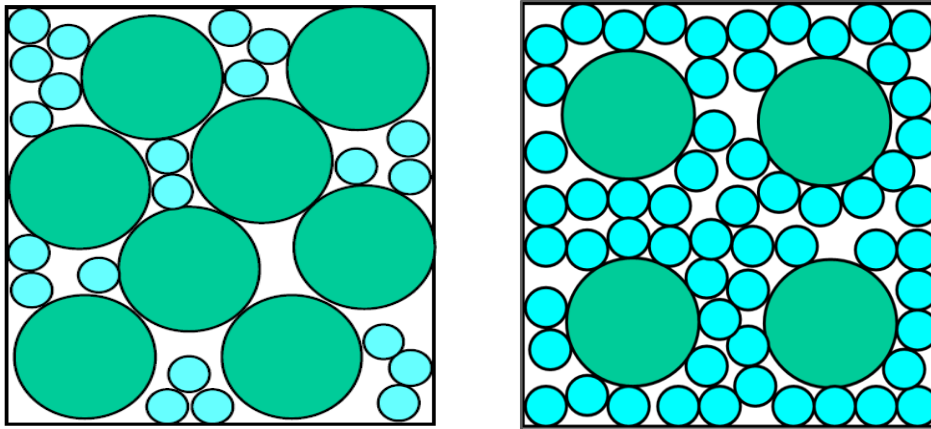


Figure 3.2 Diagramme schématique représentant les mélanges sable-limon (Source : Thevanayagam et Mohan, 2000)

Les densités du sable et du limon en question sont égales à 2,67 et 2,69 respectivement et la limite de liquidité et la limite de plasticité ont les valeurs de 25% et 20% respectivement. Le sable utilisé dans cette investigation a un diamètre moyen $D_{50} = 0,77$ mm et un coefficient d'uniformité $C_u = 2.34$ tandis que le diamètre moyen du limon est $D_{50} = 0,035$ mm et son coefficient d'uniformité est $C_u = 36,67$. La Figure 3.3 montre les courbes granulométriques des matériaux utilisés. Ces courbes ont été obtenues par tamisage à sec pour le sable et par sédimentométrie pour le limon. Selon la classification ASTM D2487-11 (2011), le sable de cette étude est classé comme un sable mal gradué (SP), et le limon comme inorganique (ML).

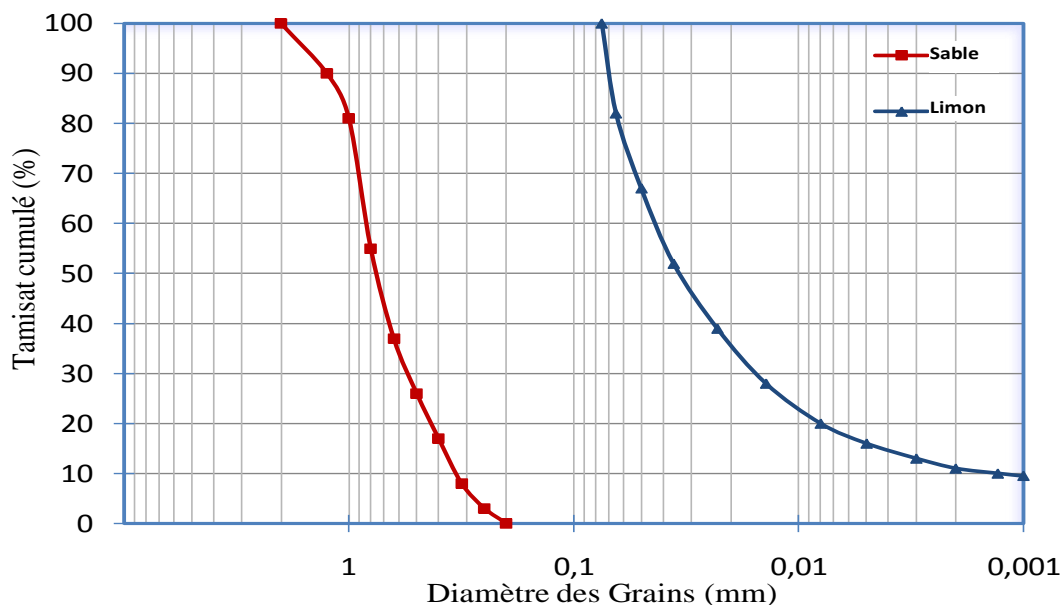


Figure 3.3 Courbes granulométriques des matériaux utilisés

e_{max} représente l'indice de vides maximum (l'état le plus lâche de la densité) et e_{min} est l'indice de vides minimum (l'état le plus dense de la densité). e_{min} et e_{max} sont obtenus en fixant la hauteur de chute de l'entonnoir dont le détail est expliqué dans le paragraphe 3.3.2 (Figure 3.12). La variation de e_{max} et e_{min} en fonction de la teneur en fines (F_c) est représentée sur la Figure 3.4. Il est clair que la variation des deux indices de vides suit la même tendance. Les indices de vides diminuent avec l'augmentation de la teneur en fines jusqu'à 30% puis ils augmentent après cette valeur. Toutes les propriétés géotechniques des matériaux utilisés dans ce travail sont représentées dans le Tableau 3.1.

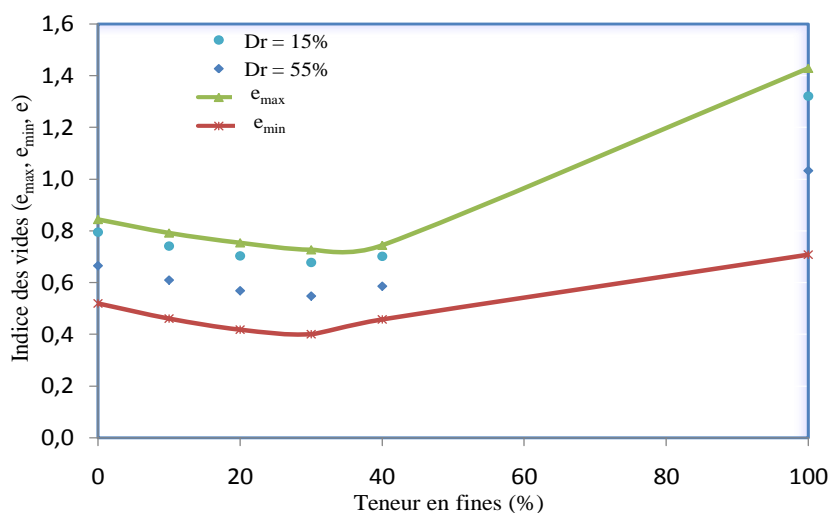


Figure 3.4 Variation des indices de vides maximal (e_{max}) et minimal (e_{min}) en fonction de la teneur en fines

Tableau 3.1 Propriétés géotechniques des mélanges sable-limon expérimentés

propriétés	Sable propre ($F_c = 0\%$)	Sable-Limon ($F_c = 10\%$)	Sable-Limon ($F_c = 20\%$)	Sable-Limon ($F_c = 30\%$)	Sable-Limon ($F_c = 40\%$)	Limon ($F_c = 100\%$)
F_c (%)	0	10	20	30	40	100
G_s (g/cm ³)	2.670	2.672	2.674	2.676	2.679	2.690
e_{min}	0.519	0.461	0.418	0.401	0.457	0.707
e_{max}	0.844	0.791	0.753	0.727	0.744	1.429
D_{10} (mm)	0.350	0.130	0.050	0.020	0.010	0.0012
D_{30} (mm)	0.550	0.290	0.210	0.140	0.090	0.017
D_{50} (mm)	0.770	0.480	0.400	0.300	0.230	0.035
D_{60} (mm)	0.820	0.600	0.520	0.450	0.330	0.044
C_u	2.34	4.62	10.40	22.50	33.00	36.67
C_c	1.05	1.08	1.70	2.18	2.45	5.47

3.3 Dispositif expérimental

3.3.1 L'appareillage

L'appareil triaxial automatique utilisé est un AUTOTRIAX 29-WF4632 "Automatic Triaxial System" illustré sur la Figure 3.5 et qui fonctionne selon l'organigramme schématisé sur la Figure 3.6.



Figure 3.5 Appareil triaxial automatique 29-WF4632 utilisé

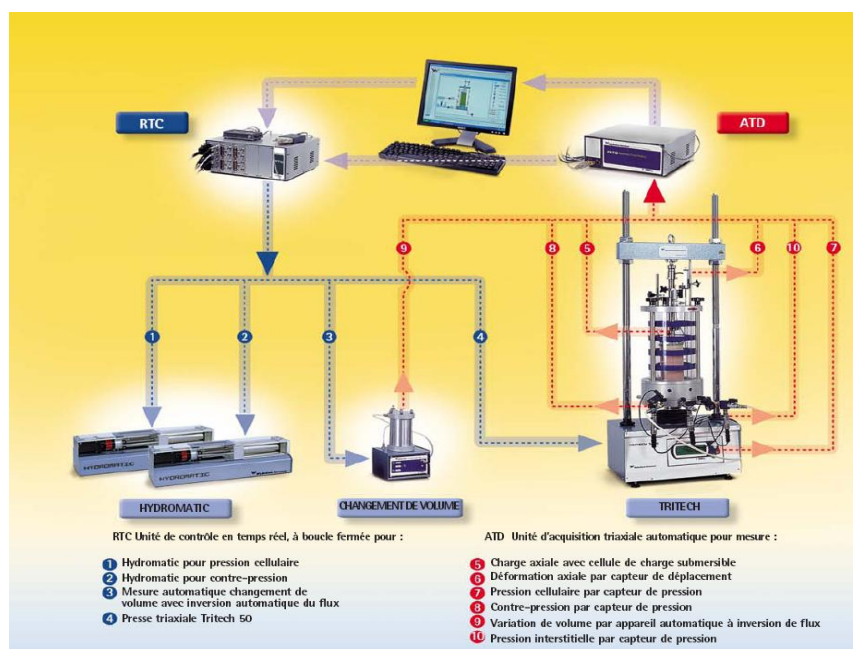


Figure 3.6 Organigramme de fonctionnement de l'appareil triaxial automatique

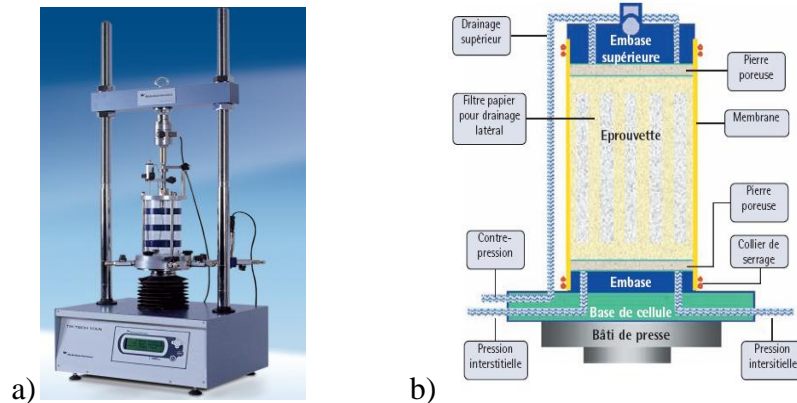
L'appareil triaxial automatique est composé des éléments suivants :

3.3.1.1 Presse triaxiale

La presse triaxiale (Figure 3.7 a) est constituée principalement d'un plateau inférieur qui est fabriqué en acier inoxydable, d'une cellule triaxiale nervurée à pression de service de 2000 à

3500 kPa (Figure 3.7 b), d'un anneau dynamométrique, d'une cellule de charge et d'une cellule de charge submersible logées dans la cellule triaxiale.

Les touches de contrôle du panneau frontal permettent de commander le déplacement du plateau. Un système de mesure de force et des capteurs de déplacement sont prévus pour compléter l'équipement.



3.3.1.2 RTC (Real Time Control box)

L'unité de contrôle en temps réel RTC (Figure 3.8) constitue le cerveau du système d'essai triaxial automatique (AUTOTRIAX).

Elle comporte un module de contrôle logé dans un boîtier, qui permet de contrôler de manière entièrement automatique un ensemble d'essai triaxial.

L'insertion de deux modules complémentaires autorisera le contrôle de trois ensembles. Un modèle unique RTC peut gérer :

- ✓ Deux lignes de pression jusqu'à 3500 kPa.
- ✓ Deux électrovannes ON/OFF pour les lignes de drainage.
- ✓ La vitesse de la presse triaxiale.
- ✓ La mesure de la variation de volume avec inversion automatique du flux.

L'unité de base RTC est menu d'un logiciel d'étalonnage des capteurs et de paramétrage des systèmes triaxiaux. Les données d'étalonnage pourront être transférées pour archivage ou impression.

L'unité de contrôle RTC, l'unité d'acquisition ATD et le PC avec logiciel spécifique sont connectés en réseau à haut débit pour permettre une communication simultanée et continue.



Figure 3.8 Unité de contrôle en temps réel RTC

Lorsque l'unité RTC reçoit une commande du logiciel d'essai (par ex. augmentation de pression, fermeture de la ligne de pression vers la cellule, changement de vitesse de la presse, inversion du flux de l'appareil de mesure du changement de volume), la commande est envoyée à l'ensemble triaxial à travers un système de contrôle à boucle fermée utilisant les mesures acquises par l'unité d'acquisition ATD.

Le module RTC travaille indépendamment du logiciel d'essai en maintenant tous les paramètres courants jusqu'à ce que de nouveaux ordres lui soient envoyés.

3.3.1.3 ATD (Automatic Triaxial Datalog)

L'unité d'acquisition de données ATD (Figure 3.9) possède 16 canaux qui assurent l'acquisition automatique et la transmission haut débit des mesures relevées par les divers capteurs à l'unité de contrôle RTC et à l'ordinateur exécutant le logiciel de gestion des différents essais triaxiaux.

L'ATD est compatible avec toute la gamme de capteurs utilisés lors de l'essai triaxial automatique pour les mesures de pressions, déplacement, charge et variation de volume.



Figure 3.9 Unité d'acquisition de données ATD

3.3.1.4 Générateur hydraulique de pression (HYDROMATIC)

Le générateur de pression (HYDROMATIC) comporte un vérin hydraulique asservi par un moteur pas à pas et commandé par l'unité RTC par un système de commande en boucle fermée qui reçoit une rétroaction à partir d'un capteur de pression qui permet le contrôle précis de la ligne de pression (Figure 3.10). L'appareil comporte un couvercle plexi transparent permettant de suivre son fonctionnement. Il est capable de générer jusqu'à 3500 kPa de pression.



Figure 3.10 Générateur hydraulique de pression (HYDROMATIC)

3.3.1.5 Appareil automatique de mesure de changement de volume

Il s'agit d'un appareil automatique de mesure de variation de volume équipé d'électrovannes pour permettre une mesure automatique du flux dans les deux directions et d'effectuer l'inversion (Figure 3.11). Cet instrument est alimenté et contrôlé par le module RTC pour la mesure continue de la variation de volume durant l'essai. Il peut être utilisé pour une ligne de pression pneumatique ou hydraulique.



Figure 3.11 Appareil automatique de mesure de changement de volume

3.3.2 Préparation de l'échantillon

Les méthodes de préparation des échantillons affectent considérablement le comportement à liquéfaction des sols (Ladd, 1974; Mulilis et al., 1977). Le choix de la technique appropriée pour la préparation des échantillons est très important pour étudier la susceptibilité des sols à

la liquéfaction, par conséquent les échantillons des essais doivent être préparé de telle manière qu'ils permettent de se rapprocher le plus de la réalité du terrain.

De nombreuses méthodes de reconstitution d'échantillon qui sont destinées à l'usage au laboratoire ont été élaborées, tel que le déversement à sec (DS), la sédimentation (WS), le placement humide (MP) et par sous compaction (UC).

Benahmed et al. (2004) ainsi que Vaid et al. (1999) ont présenté des résultats montrant que les essais préparés par pluviation à sec sont plus fiables que ceux préparés par placement humide. Dans cette présente étude, la méthode du déversement à sec (air pluviation) est utilisée et le sol sec est déposé dans le moule à l'aide d'un entonnoir dont la hauteur de chute est contrôlée (Figure 3.12).

Pour obtenir des échantillons lâches, il faut que la hauteur de chute soit quasi-nulle et pour les échantillons moyennement denses et denses on procède par couches successives, la densité est obtenue par compactage à l'aide d'une dame en bois de 60 mm de diamètre.

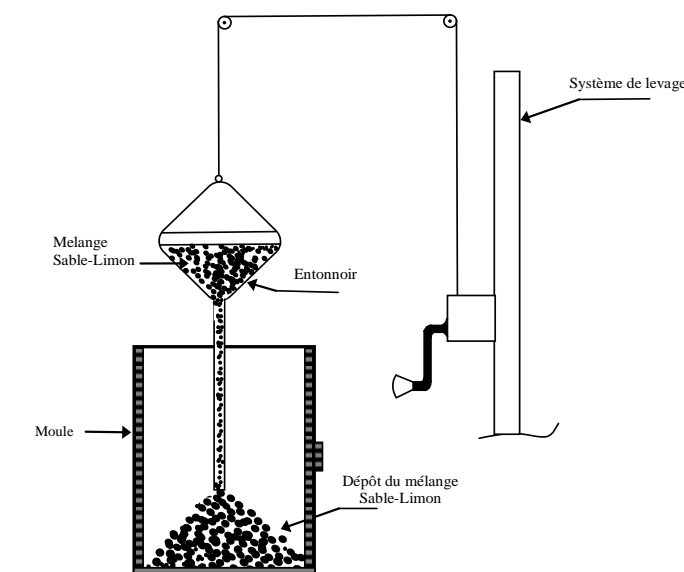


Figure 3.12 Préparation d'un échantillon par déversement à sec

Le sable et le limon ont été mélangés selon les différentes teneurs considérées. 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 (KS63G) sur les deux embases.

Un disque en latex est posé au-dessus de chaque embase, puis on procède à la préparation de l'échantillon en déversant le mélange sable-limon constitué dans un moule composé par deux coquilles semi-cylindriques qui sont facilement jointes par un collier.

La forme finale des échantillons est cylindrique avec une hauteur $H = 140$ mm et un diamètre $D = 70$ mm ($H/D=2.0$).

On met en place la manchette de 0,2 mm d'épaisseur, bien centrée par rapport à l'embase inférieure pour assurer une répartition homogène des contraintes lors de l'application du chargement axial. Ensuite, on place le moule sur l'embase inférieure et on le serre avec un collier.

La membrane est plaquée sur la surface intérieure du moule par l'application d'une dépression d'air créée par une pompe à vide afin de maintenir la membrane lors du remplissage du moule.

3.3.3 Saturation de l'échantillon

La saturation est une étape importante dans la procédure expérimentale car de sa qualité dépend la réponse de l'échantillon sous chargement monotone ou cyclique non drainé. Pour obtenir une bonne saturation, on utilise la technique du gaz carbonique élaborée par Lade et Duncan (1975).

Cette technique consiste à faire circuler le gaz carbonique à travers les circuits de drainage de l'échantillon à faible débit pendant un certain temps, afin d'occuper tous les vides et chasser l'air contenu dans l'échantillon. Ensuite, on fait circuler l'eau désaérée et déminéralisée pour chasser le gaz interstitiel et occuper sa place.

Malgré le passage de l'eau, certains vides restent occupés par le gaz carbonique. Comme la solubilité du gaz est élevée, l'eau peut dissoudre ce qui reste de gaz carbonique après son passage, ceci permet généralement d'assurer une bonne saturation de l'échantillon. On fait passer du gaz carbonique à très faible débit (fournie par une bouteille de CO_2 muni d'un manomètre pouvant régler le débit).

Le débit est contrôlé en sortie de l'échantillon par les bulles créées lors de son passage dans un verre d'eau. On répète ces étapes en remplaçant le gaz par de l'eau désaérée et déminéralisée du réservoir.

Après avoir recueilli un volume d'eau supérieur à une fois et demie le volume de l'échantillon, l'échantillon est considéré pratiquement saturé.

Le remplissage de la cellule et la saturation de l'échantillon sont réalisés à l'aide d'un réservoir en plexiglas contenant de l'eau déminéralisée et désaérée grâce à une pompe à vide.

3.3.4 Consolidation

La phase de consolidation consiste à appliquer simultanément une montée de pression dans la cellule par l'intermédiaire d'un générateur hydraulique de pression (Hydomatic 1) et à l'intérieur de l'échantillon par un autre générateur hydraulique de pression (Hydomatic 2).

L'application d'une contre pression à l'échantillon par le biais de l'hydromatic 2 améliore la qualité de la saturation en comprimant les micros bulles du gaz interstitiel qui restent emprisonnés entre les grains du sol. On maintient les pressions dans la cellule et l'échantillon jusqu'à la stabilisation des volumes (cellule et échantillon).

La qualité de la saturation est évaluée en mesurant le coefficient de Skempton (B). Ce coefficient est égal à $(B = \Delta u / \Delta \sigma)$. On donne un incrément $\Delta \sigma$ de 100 kPa au générateur hydraulique de pression (Hydomatic 1) relié à la cellule et on mesure la variation de la pression interstitielle Δu dans le générateur hydraulique de pression (Hydomatic 2) relié à l'échantillon.

On considère que les échantillons sont complètement saturés si le coefficient B est supérieur à 90%.

3.3.5 Système de mesure

Le logiciel "Lantronix" est utilisé en conjonction avec l'unité RTC, son extension et l'ATD reliés en réseau de communication haut débit à un ordinateur. Ils permettent d'effectuer des essais triaxiaux "contrainte effective" et "chemins de contrainte" en mode complètement automatique selon les différentes procédures d'essais prévues par les Normes (telles que BS1377, ASTM et EN).

Tout au long de l'essai triaxial automatique, le logiciel assure le contrôle total de la presse triaxiale, la régulation automatique des pressions, l'ouverture et la fermeture des lignes de pression et la mesure continue de la variation de volume pour réaliser automatiquement les différentes étapes de l'essai.

Les modules du logiciel comportent une fonction transfert automatique des données vers une feuille de calcul "Excel".

Le schéma fonctionnel du déroulement d'un essai triaxial automatique pour la détermination des contraintes effectives et du chemin des contraintes avec une pression cellulaire allant jusqu'à 3500kPa et une contre- pression allant jusqu'à 1000kPa est donné sur la Figure 3.13 ci-dessous.

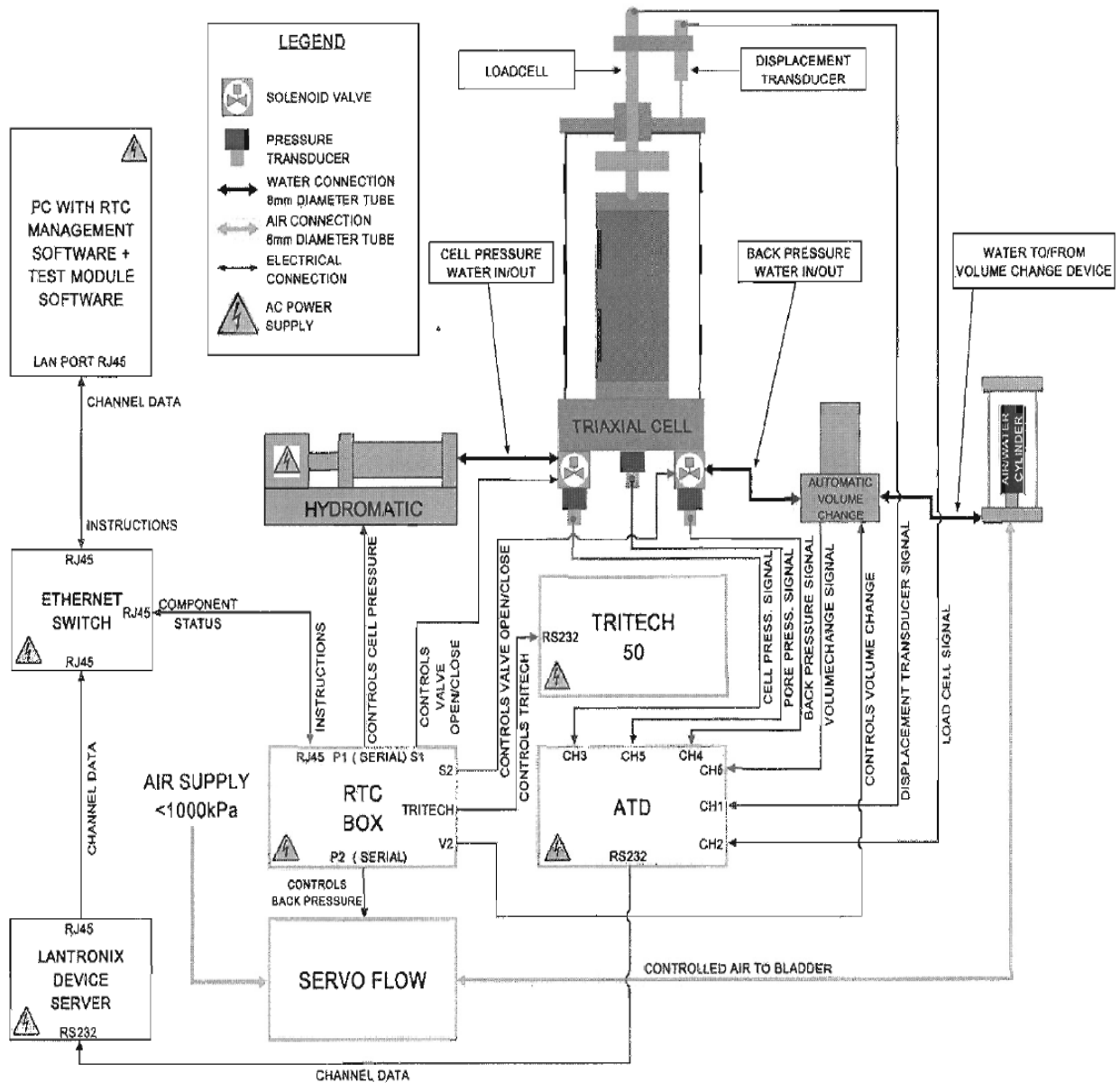


Figure 3.13 Schéma fonctionnel du déroulement d'un essai triaxial automatique

3.4 Conclusion

Dans ce chapitre, les matériaux et le matériel utilisés ont été détaillés, ainsi que le mode opératoire. Les matériaux utilisés sont prélevés à différentes profondeurs de la région côtière de Kharouba dans la wilaya de Mostaganem et les caractéristiques des matériaux utilisés ainsi que celles des mélanges sable-limon ont été exposées. Les mélanges sable-limon ont été séparés afin de former les échantillons d'étude et la teneur en fines de ces derniers varie de 0% à 40% avec deux densités relatives utilisées lors de ces essais qui sont $D_r = 15\%$ et $D_r = 55\%$.

Le dispositif utilisé lors des essais est un appareil triaxial automatique (AUTOTRIAX 29-WF4632) composé d'une presse triaxiale, d'un RTC (Real Time Control box), d'un ATD

(Automatic Triaxial Datalog), de générateurs hydrauliques de pression (HYDROMATIC), d'un appareil automatique de mesure de changement de volume et de logiciels de gestion des données sur microordinateur.

La méthode du déversement à sec est utilisée pour la préparation des échantillons puis ils ont été saturés en utilisant la technique du gaz carbonique puis consolidés en appliquant simultanément une montée de pression dans la cellule et une contre pression à l'intérieur de ces échantillons.

Le mode opératoire suivi a été exécuté selon les normes tout en respectant les recommandations des différents chercheurs, ce qui a permis de préparer des échantillons homogènes et de réaliser des essais de qualité.

Chapitre 4 : Etude paramétrique

4.1 Introduction

Initialement, la recherche sur la liquéfaction a été axée sur les sables propres uniformes, ne contenant pas de fines et par la suite les scientifiques se sont intéressés aux sols hétérogènes afin d'étudier l'influence de la teneur en fines sur le phénomène en question. D'après les recherches antérieures qui sont présentées en chapitre 2, la présence des fines peut soit augmenter ou diminuer la susceptibilité à la liquéfaction. L'évolution des caractéristiques du sol et les critères de la susceptibilité à la liquéfaction ont été abordée au deuxième chapitre et dont les résumés sont illustrés aux Tableaux 2.1 et 2.2.

Afin de mettre le point sur l'impact des fines sur le comportement des sols hétérogènes à la liquéfaction, une série de tests triaxiaux non drainés sous chargements monotones ont été réalisés au laboratoire sur des échantillons saturés reconstitués en utilisant un appareil triaxial automatique. Un intervalle de 0% à 40% en teneur de fines constitue les mélanges sable-limon formant les échantillons du sol étudié. Deux valeurs de densité relative sont utilisées lors de ces tests à savoir 15% et 55% et la pression de confinement initiale est de 100 kPa.

Dans ce chapitre, une présentation des résultats avec une analyse et une introduction de nouveaux paramètres affectant le comportement des sols hétérogènes seront exposées afin d'étudier l'influence de la teneur des fines sur la susceptibilité des sols à se liquéfier.

4.2 Estimation de la résistance au cisaillement critique non drainée

Le comportement des échantillons de sable saturé sous un essai triaxial non drainé est présenté sur la Figure 4.1 (Vaid et Chern, 1983).

Les points A, B, et C représentent des échantillons compressés isotropiquement. Sous le régime non drainée (volume constant), la contrainte effective moyenne diminue au fur et à mesure que la pression interstitielle se développe. Au cours de ce processus, l'échantillon du sol atteint un pic de résistance au cisaillement (S_u) aux points A_1 , B_1 , C_1 . Suite à un chargement statique ou dynamique, la liquéfaction sera déclenchée lorsque la contrainte de cisaillement appliquée à l'échantillon du sol dépasse le pic de résistance au cisaillement (S_u).

Au-delà de cette valeur, un adoucissement sous déformations se développe dans l'échantillon jusqu'à ce que l'état critique soit atteint au point D sur la ligne d'état critique (CSL). Cette position est appelée l'état stable "steady state".

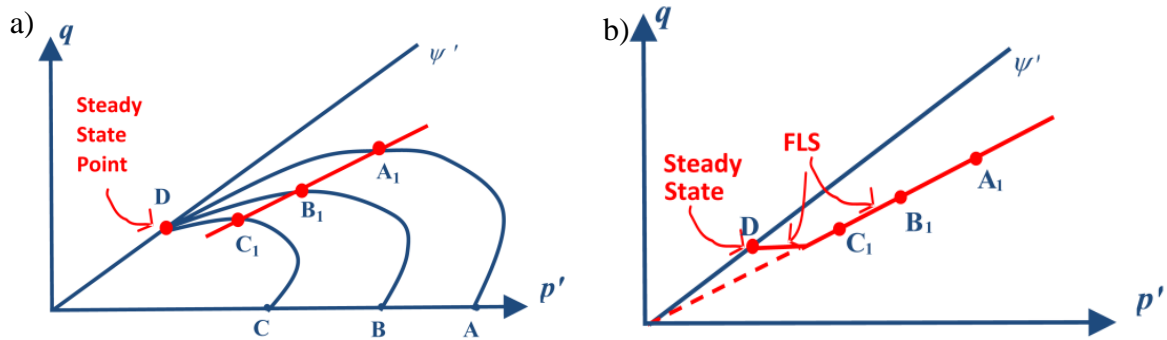


Figure 4.1 Graphes explicatifs du flux de liquéfaction (Vaid and Chern, 1983)
 a) Chemin des contraintes (q - p') du test non drainé b) Flux de susceptibilité à la liquéfaction

Si le chemin de contrainte effective atteint la surface du flux de la liquéfaction (FLS), le sol devient instable et son état en contraintes effectives se déplace rapidement à l'état d'équilibre, où il subit une défaillance soudaine avec des grandes déformations. Dans le cas d'un régime non drainé, conventionnellement, la résistance au cisaillement à l'état stable est la résistance de cisaillement critique. Dans le cadre de la théorie de la mécanique des sols à l'état critique, la relation suivante peut être écrite:

$$q_s = M \cdot p'_s \quad (4.1)$$

Où M représente la pente de la ligne d'état critique

Dans les essais triaxiaux et selon Schofield et Wroth (1968), l'angle de frottement intergranulaire mobilisé (ϕ_s) à l'état stable peut être défini comme suit:

$$\sin \phi_s = (3 \cdot M) / (6 + M) \quad (4.2)$$

Où q_s est le déviateur des contraintes ($\sigma'_1 - \sigma'_3$) et p'_s est la contrainte effective moyenne ($(\sigma'_1 + 2\sigma'_3)/3$). La résistance de cisaillement critique (S_{ucr}) s'écrit avec l'expression suivante:

$$S_{ucr} = (q_s/2) \cdot \cos \phi_s \quad (4.3)$$

Les résultats des essais non drainés réalisés pour les différentes valeurs de la teneur en fines ($F_c = 0\%$ à $F_c = 40\%$) à une pression de confinement initiale de 100 kPa pour les deux densités relatives étudiées ($D_r = 15\%$ et $D_r = 55\%$) sont représentés sur les Figures 4.2 à 4.6.

Pendant les essais le chemin des contraintes dans le plan (p' , q) est enregistré et représenté graphiquement, ainsi que la déformation axiale par rapport au déviateur des contraintes. Quand (F_c) varie de 0% à 30%, le déviateur de contrainte critique (q_{cr}) est obtenu pour une déformation axiale allant de 0,8% à 1,6%. Pour une teneur de fines de (F_c) = 0% (Figure 4.2) et pour les deux types de densités relatives initiales $D_r = 15\%$ et $D_r = 55\%$, les déviateurs de contraintes critiques (q_{cr}) obtenus sont 34,12 kPa et 38,69 kPa correspondants respectivement

aux contraintes moyennes critiques (p'_{cr}) égales à 57.86 kPa et 63,11 kPa. La pente de la ligne d'état critique $M = 0.84$ et l'angle de frottement intergranulaire $\phi_s = 21.62^\circ$. Lorsque la fraction des fines est de 10% (Figure 4.3), les déviateurs de contraintes critiques (q_{cr}) obtenus sont de 32.08 kPa et 35.84 kPa ($M = 0.83$, $\phi_s = 21.38^\circ$). Pour (F_c) = 20% (Figure 4.4), les déviateurs de contraintes critiques sont de l'ordre de 28.54 kPa et 31.08 kPa ($M = 0.82$, $\phi_s = 21.14^\circ$). Les déviateurs de contraintes critiques sont égales à 24.09 kPa et 27.32 kPa ($M = 0.80$, $\phi_s = 20.67^\circ$), dans le cas où (F_c) = 30% (Figure 4.5).

Dans le cas où (F_c) = 40% (Figure 4.6), le mélange présente un comportement dilatant et ne développe pas une phase de contractance et les déviateurs de contraintes critiques (q_{cr}) augmentent d'une façon continue aux valeurs respectives 27.52 kPa et 30.85 kPa pour $D_r = 15\%$ et $D_r = 55\%$ ($M = 0.78$, $\phi_s = 20.19^\circ$).

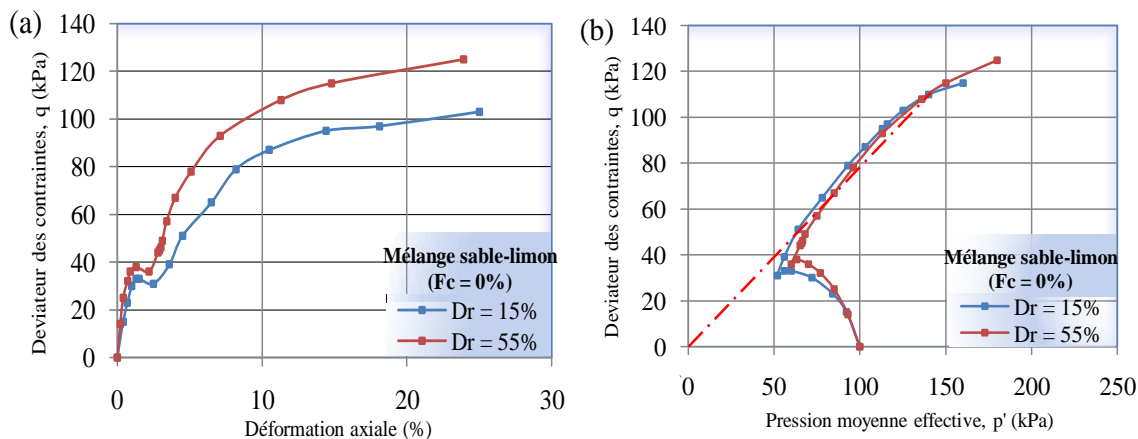


Figure 4.2 Influence de la teneur en fines sur le comportement non drainé des mélanges sable-limon à (F_c)= 0%. a) Résultats du déviateur des contraintes en fonction de la déformation axiale (q , ϵ_a)
 b) Chemin des contraintes dans le plan (q , p')

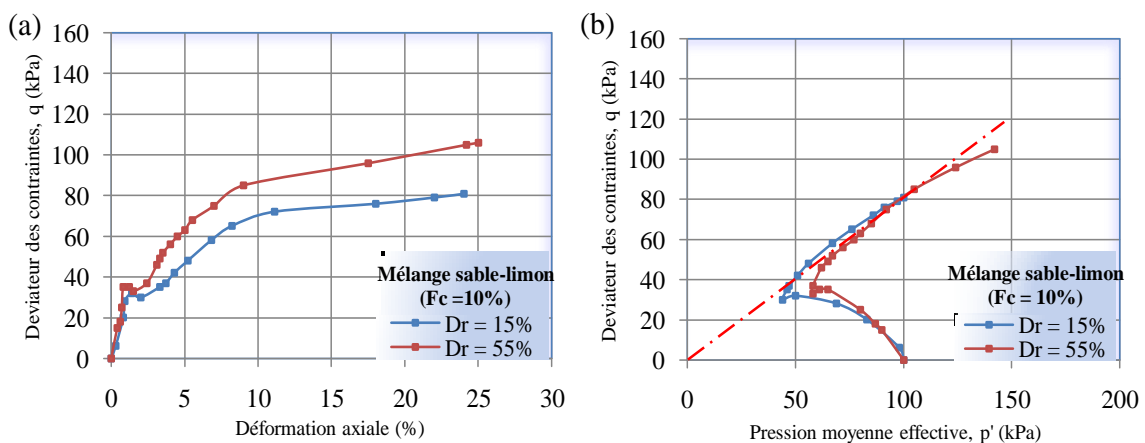


Figure 4.3 Influence de la teneur en fines sur le comportement non drainé des mélanges sable-limon à (F_c)= 10%. a) Résultats du déviateur des contraintes en fonction de la déformation axiale (q , ϵ_a)
 b) Chemin des contraintes dans le plan (q , p')

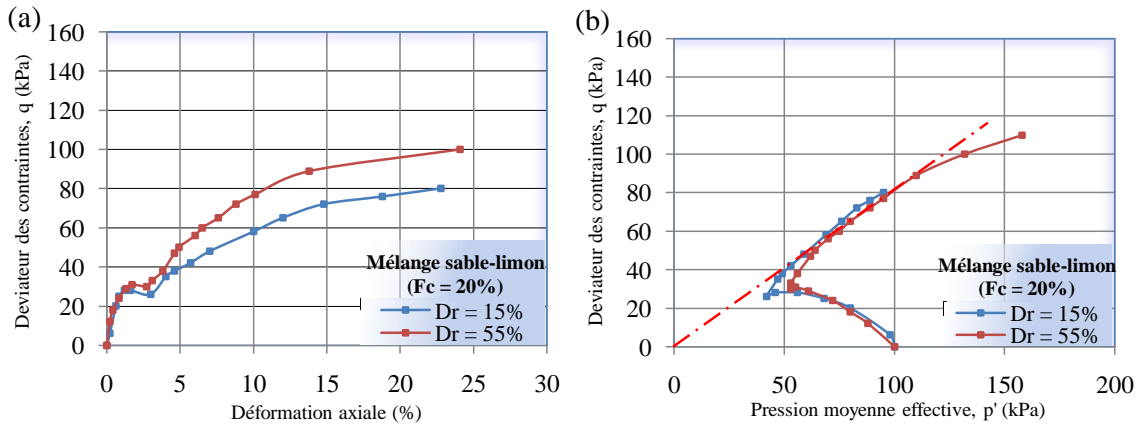


Figure 4.4 Influence de la teneur en fines sur le comportement non drainé des mélanges sable-limon à $(F_c) = 20\%$. a) Résultats du déviateur des contraintes en fonction de la déformation axiale (q, ε_a)
 b) Chemin des contraintes dans le plan (q, p')

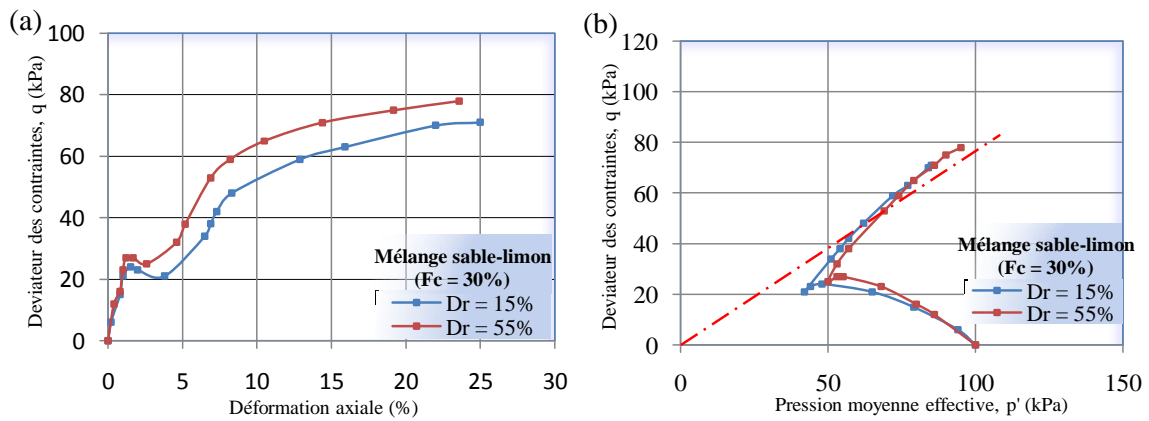


Figure 4.5 Influence de la teneur en fines sur le comportement non drainé des mélanges sable-limon à $(F_c) = 30\%$. a) Résultats du déviateur des contraintes en fonction de la déformation axiale (q, ε_a)
 b) Chemin des contraintes dans le plan (q, p')

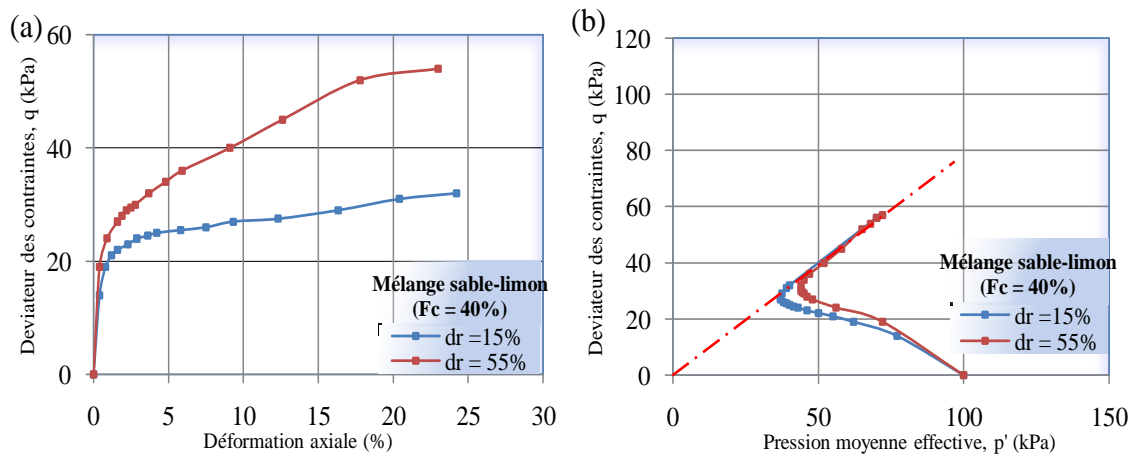


Figure 4.6 Influence de la teneur en fines sur le comportement non drainé des mélanges sable-limon à $(F_c) = 40\%$. a) Résultats du déviateur des contraintes en fonction de la déformation axiale (q, ε_a)
 b) Chemin des contraintes dans le plan (q, p')

Il est clair que l'augmentation de la teneur en fines de 0% à 30% conduit à une diminution du déviateur des contraintes. Cette diminution provient du rôle des fines dans la réduction de la dilatance dans le sol et l'amplification de la phase de contractance des mélanges sable-limon, ce qui conduit à la réduction de la pression effective de confinement et par conséquent à une diminution de la résistance de pic de ces mélanges.

L'influence des fines sur le comportement non drainé des mélanges a été observée pour la teneur en fines inférieure à 30%, et dans ce cas le chemin des contraintes dans le plan (p' , q) montre clairement le rôle des fines dans la diminution de la pression moyenne effective et le déviateur de contrainte maximal (Figures 4.2.b à 4.5.b). Ces résultats concordent avec les observations de Shen et al. (1977), Troncoso et Verdugo (1985), Koester (1994) et Kokusho et al. (2014).

Lorsque la teneur en fine est de 40% (Figure 4.6.b), il ya une augmentation du déviateur de contrainte qui est due au rôle des fines à l'augmentation de la dilatance du sol et à l'absence de la phase de contractance. Cela montre qu'au-delà de $(F_c) = 30\%$, les fines participent à la résistance du mélange et le comportement a une tendance à s'inverser. Le Tableau 4.1 présente les résultats des essais triaxiaux non drainés de compression sous charges monotones

Tableau 4.1 Résultats des essais non drainés sous charges monotones pour différentes densités relatives initiales des mélanges sable-limon

	F_c (%)	e	e^*	e^*_{min}	e^*_{max}	D_r (%)	D_r^* (%)	M	S_{ucr}/σ_c
Sable propre ($F_c = 0\%$)	0%	0.795	0.795	0.519	0.844	15 %	15 %	0.84	0.1615
		0.665	0.665			55 %	55 %		0.1811
Sable-limon ($F_c = 10\%$)	10%	0.742	0.897	0.591	0.951	15 %	-16.26 %	0.83	0.1506
		0.610	0.753			55 %	27.98 %		0.1682
Sable-limon ($F_c = 20\%$)	20%	0.703	0.978	0.648	1.037	15 %	-41.34 %	0.82	0.1347
		0.569	0.823			55 %	06.56 %		0.1466
Sable-limon ($F_c = 30\%$)	30%	0.678	1.051	0.712	1.111	15 %	-63.66 %	0.80	0.1149
		0.548	0.892			55 %	-14.62 %		0.1303
Sable-limon ($F_c = 40\%$)	40%	0.701	1.167	0.856	1.222	15 %	-99.38 %	0.78	0.1288
		0.586	1.021			55 %	-54.37 %		0.1444

Ces résultats montrent que malgré le sol étudié dépasse le seuil fixé par les critères chinois (Wang, 1979), il est susceptible de se liquéfier à une teneur de fines allant jusqu'à 30%. Cela signifie que le sol d'étude ne répond pas aux trois critères chinois, et pourtant il se liquéfie. Ceci coïncide avec les observations réelles dans les trois séismes récents, Northridge au Etats

unis (1994), Kocaeli en Turquie (1999), et Chi-Chi en Taiwan (1999) qui ont subi une liquéfaction du sol avec une teneur en fines dépassant le seuil de 15%. Les mêmes observations ont été constatées dans le cas des ruptures des sols dues à des liquéfactions statiques signalées par Kramer et Seed (1988), Fourie et Tshabalala (2005), dans lesquelles les sols ayant des fractions en fines limoneuse supérieures à 20% se sont liquéfiés.

Dans ce contexte, Holzer et al (1999) ont noté que les sols classés comme étant non susceptibles à la liquéfaction par les critères chinois se sont liquéfiés en les conduisant à des déformations permanentes. Récemment beaucoup de chercheurs comme Bray et Sancio (2006), Boulanger et Idriss (2006) ont recommandé de ne pas trop compter sur les critères chinois.

4.3 Corrélations entre la résistance critique au cisaillement non drainée (S_{ucr}) et les indices de vides intergranulaires

4.3.1 Indice de vides intergranulaire (e_s)

Il est clair que le comportement du sable propre est différent des mélanges sable-limon. Comme les conclusions des recherches sont controversées sur l'influence des fines sur la susceptibilité à la liquéfaction, car il y a ceux qui ont conclu que l'introduction des fines dans la matrice du sable réduit la résistance au cisaillement non drainée (Chang et al, 1982), tandis que d'autres affirment le contraire (Troncoso et Verdugo, 1985; Vaid, 1994).

Par conséquent, et sur la base de ces résultats divergents présentés dans la littérature, la teneur en fines ne peut pas fournir à elle seule une tendance unifiée du comportement des sols.

La stabilité des structures fondées sur un sol susceptible à la liquéfaction dépend de la résistance de cisaillement de ce sol en post-liquéfaction. La résistance des sols durant la phase de transition a une influence majeure dans la conception des structures d'ingénierie (Ishihara, 1993).

Par conséquent, il est important alors de clarifier les paramètres principaux qui influent considérablement la résistance au cisaillement et d'en tirer quelques principes dans le processus de la conception.

Lade et Yamamuro (1997) montrent que probablement l'indice de vides intergranulaire (e_s) contrôle la résistance au cisaillement non drainée des mélanges sable-limon. D'après Thevanayagam et Mohan (2000), l'indice de vides intergranulaire (e_s) représente les vides entre les grains du sable et il est calculé comme suit:

$$e_s = (e + F_c)/(1 - F_c) \quad (4.4)$$

Où (e) est l'indice de vides global et (F_c) est la teneur en fines (le rapport entre le poids des limons sur le poids total de l'échantillon).

La Figure 4.7 montre l'évolution de l'indice de vides intergranulaire (e_s) en fonction de la teneur des fines (F_c) et la Figure 4.8 montre l'influence de la résistance de cisaillement critique en fonction de l'indice de vides intergranulaire (e_s).

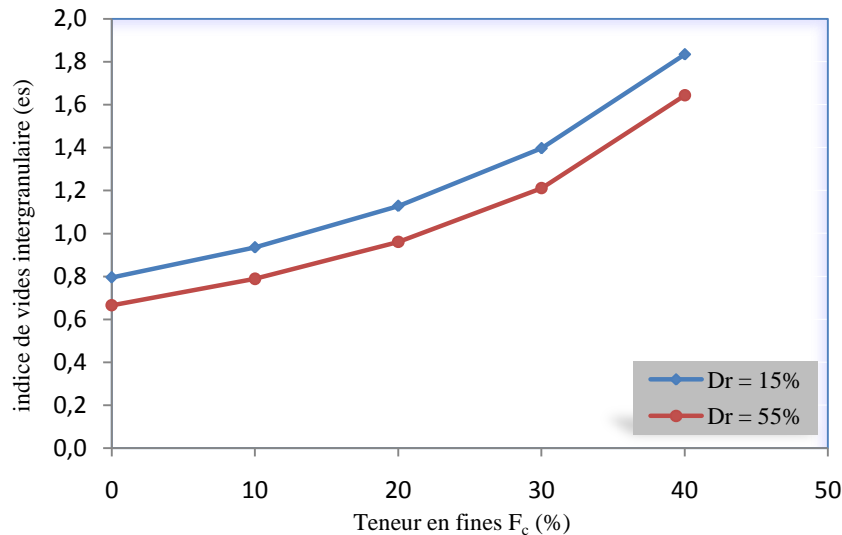


Figure 4.7 Variation de l'indice de vides intergranulaire (e_s) en fonction de la teneur en fines (F_c)

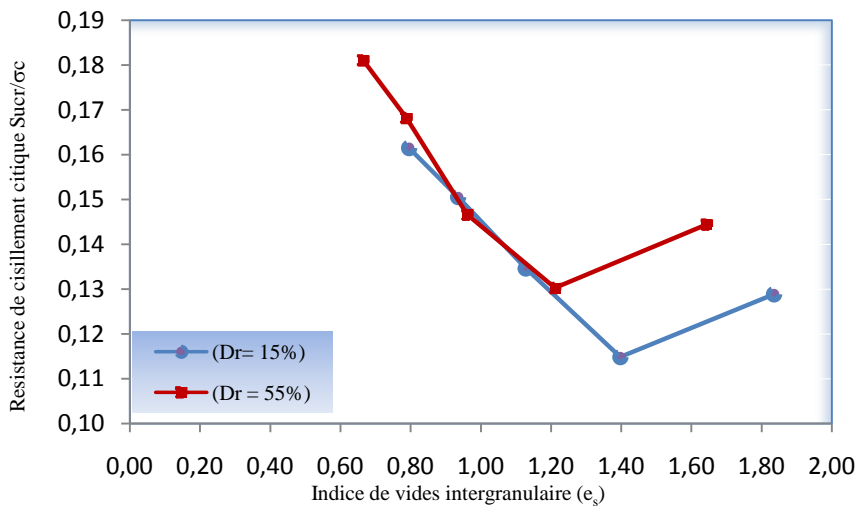


Figure 4.8 Variation de la résistance de cisaillement critique en fonction de (e_s)

4.3.2 Indice de vides intergranulaire équivalent (e^*)

Dans l'équation (4.4), les particules de fines sont censées simplement occuper les vides dans le squelette du sable.

Le concept de l'indice de vides intergranulaire suggère que les fines remplissent les vides formés entre les grains du sable et le comportement du mélange sable-limon devrait être régi

par l'indice de vides intergranulaire au lieu de l'indice de vides global. Cependant, quand l'indice de vides intergranulaire dépasse l'indice de vides maximum du sable propre, alors dans ce cas les éléments fins sont suffisants pour empêcher le contact grain-grain du sable. Par conséquent, les fines constituent la structure dominante et c'est elles qui contrôlent la résistance de cisaillement tandis que les grains du sable deviennent secondaires et ils peuvent agir en tant que renforcement des éléments (Thevanayagam et Mohan 2000).

Zlatovic et Ishihara (1995) et Pitman et al. (1994) ont constaté que les particules fines commencent leurs contact avec les grains du sable à partir d'une teneur en fines de 5 % et les contacts entre les grains de sable disparaissent complètement à environ une teneur en fines de 25 %.

Thevanayagam et al (2002) ont défini un nouveau paramètre et ils ont confirmé qu'au delà d'une certaine valeur seuil de (F_c), une fraction de fines participe à la force de la chaîne squelettique du sol, d'où l'introduction d'un indice de vides intergranulaire équivalent noté (e^*). Afin de satisfaire à ces observations expérimentales, l'expression (4.4) a été modifiée sous la forme de l'équation (4.5).

$$e^* = (e + \alpha \cdot F_c) / (1 - \alpha \cdot F_c) \quad (4.5)$$

Où e est l'indice de vides global et α est un paramètre qui détermine la fraction des fines qui participe à la résistance dans le squelette du sol.

Généralement, (e^*) est obtenu à partir de la corrélation entre les propriétés d'évaluation du sol et leurs valeurs après analyses (Ni et al., 2004; Yang et al., 2006). Sur la base d'une analyse de données expérimentales Rahman et al. (2008) ont conclu que l'indice de vides intergranulaire dépend du rapport (r) des dimensions des grains (sable et limon) et de la teneur en fines (F_c). Le rapport (r) de dimension des grains est défini par la relation 4.6 suivante:

$$r = D_{50(\text{fine})} / D_{10(\text{sand})} \quad (4.6)$$

où $D_{50(\text{fine})}$ est le diamètre correspondant à 50% de passant au tamis des fines et $D_{10(\text{sand})}$ est le diamètre correspondant à 10% de passant au tamis du sable propre.

La corrélation proposée est donnée comme suit :

$$\alpha = 1 - \{ [1 - \exp(-0,3(F_c/F_{\text{thre}})/k)] \} (rF_{\text{thre}}/F_c)^r \quad (4.7)$$

avec $k = 1 - r^{0,25}$ et F_{thre} est le seuil des fines dans le mélange ou le contenu transitoire des fines qui caractérise la prédominance du comportement des fines.

Ainsi, la valeur de F_{thre} est définie par le point où la tendance du comportement s'inverse avec une augmentation de la teneur en fines. De nos essais, ce point de transition est situé quand la teneur en fine est égale à 30 % pour chacune des deux densités relatives initiales appliquées et les Figures 4.2.b à 4.6.b le montrent clairement.

Pour le mélange étudié sable-limon, r et k ont été calculés dont les valeurs sont $r = 0.100$ et $k = 0.438$. Quand $\alpha = 1$, l'indice de vides équivalent (e^*) est réduit à l'indice de vides intergranulaire (e_s). La Figure 4.9 illustre la variation de l'indice de vides équivalent (e^*) en fonction de la teneur en fines (F_c).

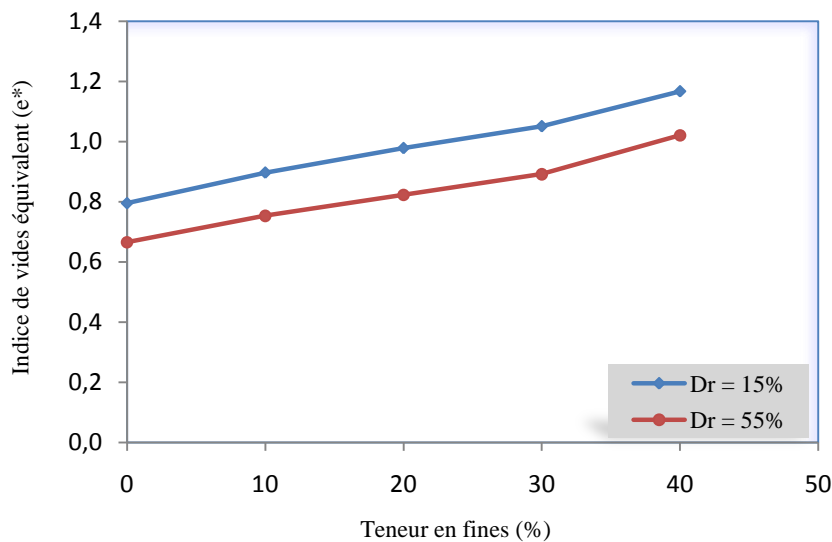


Figure 4.9 Variation de l'indice de vides équivalent (e^*) en fonction de la teneur en fines (F_c)

La Figure 4.10 montre la variation de la résistance de cisaillement critique non drainée par rapport à l'indice de vides équivalent pour les densités relatives initiales ($D_r = 15\%$ et 55%).

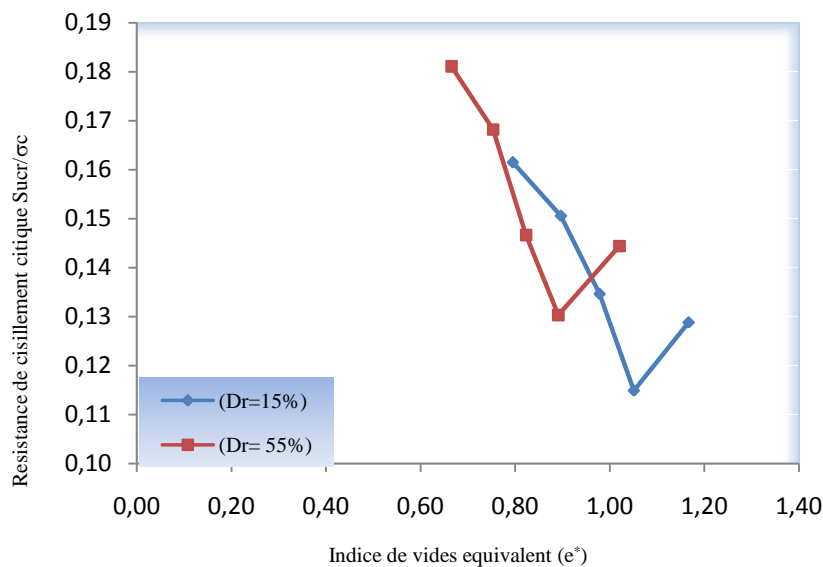


Figure 4.10 Variation de la résistance de cisaillement critique en fonction de (e^*)

Pour les deux densités relatives initiales étudiées, il est clair que la diminution de l'indice de vides global produit une augmentation de l'indice de vides intergranulaire équivalent. L'augmentation de l'indice de vides intergranulaire équivalent tend à diminuer la résistance critique au cisaillement non drainée jusqu'à une teneur de fine de 30% et à partir de ce seuil la résistance augmente.

Cela signifie qu'en diminuant l'indice de vides global et en augmentant la teneur en fines, la résistance au cisaillement critique diminue également. Alors il est évident de conclure que l'indice de vides global ne représente pas le vrai comportement des sols sableux-limoneux dont la teneur en fines varie de 0 à 30 %. Par conséquent, l'indice de vides équivalent sera le paramètre principal pour caractériser les sables et les mélanges sable-limon dans la théorie de la mécanique des sols à l'état critique.

Une corrélation linéaire (Figure 4.11) est obtenue de la résistance de cisaillement critique non drainée en fonction de l'indice de vides intergranulaire équivalent dont l'équation (4.8) ci-dessous:

$$\frac{S_{ucr}}{\sigma_c} = -0.165e^* + 0.290 \quad (4.8)$$

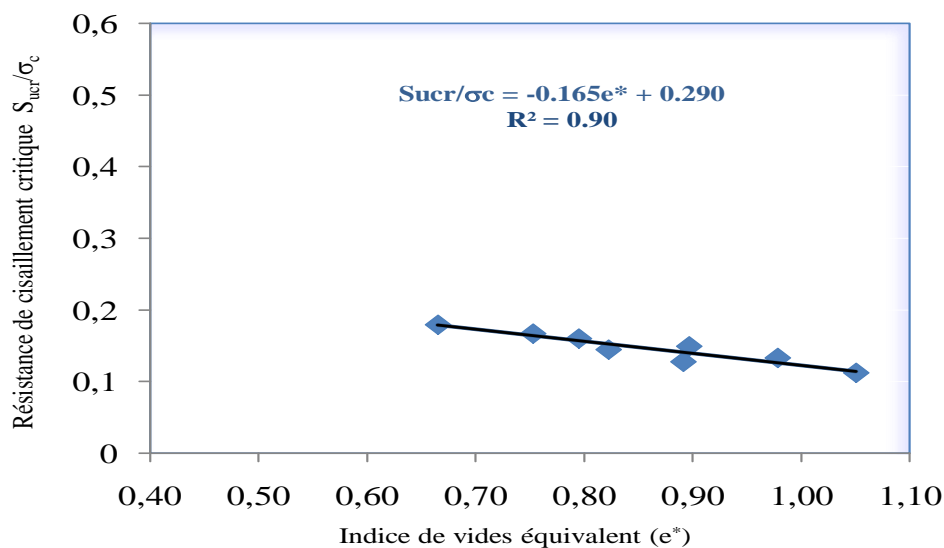


Figure 4.11 Corrélation de la résistance de cisaillement non drainée en fonction de l'indice de vides équivalent (e^*)

4.4 Corrélations entre la résistance critique de cisaillement non drainée (S_{ucr}) et la densité relative équivalente (D_r^*)

La densité relative équivalente (D_r^*) est une conséquence directe de l'introduction de l'indice de vides équivalent (e^*) car les densités relatives initiales diminuent obligatoirement.

D'après *Thevanayagam et al.* (2002, 2003) et *Shenthan* (2005), la densité relative équivalente est définie comme suit :

$$D_r^* = [(e_{\max,cs} - e^*) / (e_{\max,cs} - e_{\min,cs})] \times 100 \quad (4.9)$$

Où $e_{\max,cs}$ est l'indice de vides maximum du sable propre et $e_{\min,cs}$ est l'indice de vides minimum du sable propre. Cette relation compare l'état granulaire équivalent des mélanges sable-limon en utilisant les indices de vides extrêmes du sable propre.

La Figure 4.12 illustre les résultats des mélanges utilisés à différentes densités relatives initiales en appliquant la formule (4.9). Une diminution de la densité relative équivalente est constatée quand la teneur en fines augmente et elle atteint des valeurs négatives pour les sols lâches car l'indice de vides équivalent est supérieur à l'indice de vides maximal du sable propre.

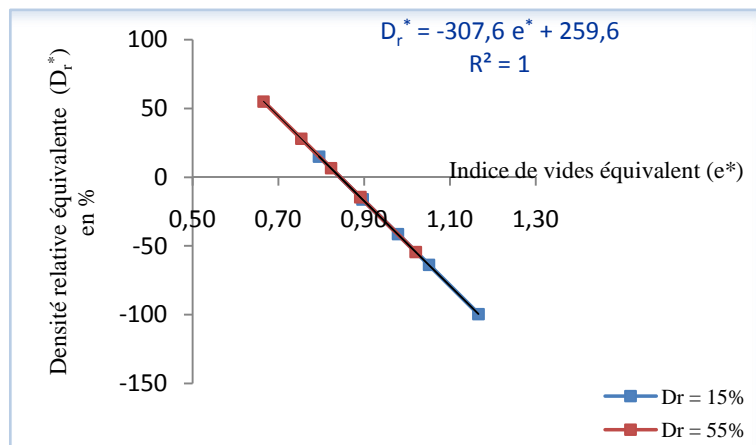


Figure 4.12 Variation de la densité relative équivalente (D_r^*) en fonction de l'indice de vides équivalent (e^*)

La Figure 4.13 montre la variation de la résistance de cisaillement critique non drainée par rapport à la densité relative équivalente pour différentes densités relatives initiales ($D_r = 15\%$ et 55%).

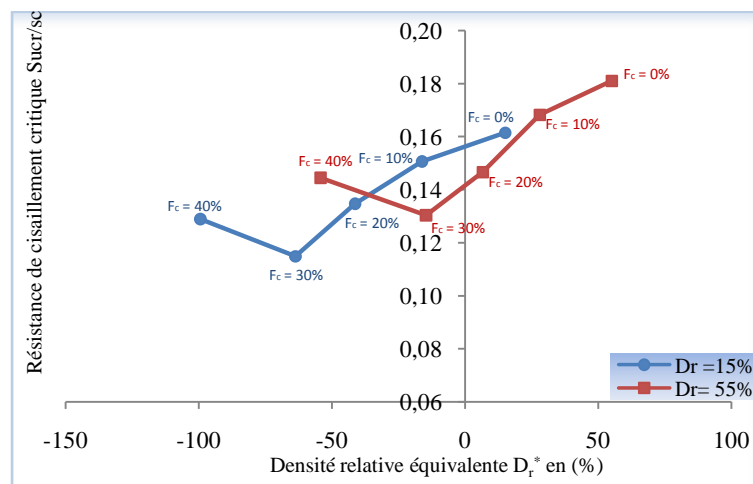


Figure 4.13 Variation de la résistance de cisaillement critique non drainée en fonction de la densité relative équivalente (D_r^*)

L'augmentation de la résistance au cisaillement critique non drainée est proportionnelle à l'augmentation de la densité relative équivalente quand la teneur en fines (F_c) ≤ 30 %. Dans l'intervalle 0%-30 % en teneur de fines, l'indice de vides intergranulaire équivalent et la densité relative équivalente deviennent des paramètres principaux pour caractériser la susceptibilité à la liquéfaction de ces sols.

Comme le montre la Figure 4.14, une corrélation linéaire qui relie la résistance de cisaillement critique non drainée à la densité relative équivalente est exprimée dans la relation (4.10) suivante:

$$S_{ucr}/\sigma_c = 0.0537d_r^* + 0.1506 \quad (4.10)$$

Où d_r^* est la densité relative équivalente exprimée en décimal ($d_r^* = D_r^*/100$).

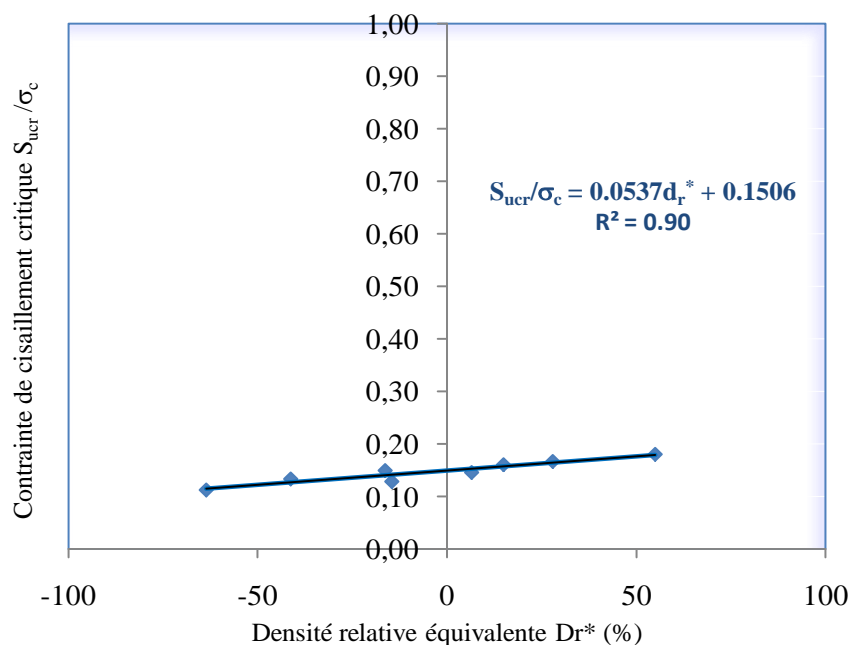


Figure 4.14 Corrélation de la résistance de cisaillement non drainée en fonction de la densité relative équivalente (D_r^*)

4.5 Conclusion

Dans ce chapitre les résultats d'une série de tests triaxiaux non drainés sous chargements monotones réalisés au laboratoire sur des échantillons saturés reconstitués en utilisant un appareil triaxial automatique ont été présentés. Un intervalle de 0% à 40% en teneur de fines constitue les mélanges sable-limon formant les échantillons du sol étudié et deux valeurs de densité relative sont utilisées $D_r = 15\%$ et $D_r = 55\%$.

L'influence des fines sur le comportement non drainé des mélanges a été observée pour la teneur en fines inférieure à 30%, d'où l'importance du rôle des fines dans la diminution de la

pression moyenne effective et le déviateur de contrainte maximal. Le sol étudié est liquéfiable à une teneur de fines allant jusqu'à 30% et pourtant il dépasse le seuil fixé par les critères chinois, d'où la conclusion de ne pas trop compter sur ces critères pour l'évaluation de la susceptibilité des sols hétérogènes (sable-limon) à la liquéfaction.

Dans ce travail, il a été montré que l'indice de vides global (e) et l'indice de vides intergranulaire (e_s) ne représentent pas le vrai comportement des sols sableux-limoneux dont la teneur en fines varie de 0% à 30 %. L'indice de vides intergranulaire équivalent et la densité relative équivalente ont été introduits comme nouveaux paramètres pour évaluer l'influence des fines sur le comportement des sols hétérogènes (sable-limon) à la liquéfaction.

L'augmentation de l'indice de vides intergranulaire équivalent tend à diminuer la résistance critique au cisaillement non drainée jusqu'à une teneur de fine de 30% et à partir de ce seuil la résistance augmente tandis que l'augmentation de la résistance au cisaillement critique non drainée est proportionnelle à l'augmentation de la densité relative équivalente.

Des corrélations linéaires reliant la résistance de cisaillement critique non drainée à l'indice de vides intergranulaire équivalent et à la densité relative équivalente sont exprimées dans ce chapitre.

Chapitre 5 : Modélisation numérique

5.1 Introduction

Le développement de Plaxis code a commencé en 1987 à l'Université Technique de Delft, en Holland, comme initiative du Dutch Department of Public Works and Water Management. L'idée initiale était de développer un simple code en éléments finis pour l'analyse des problèmes géotechniques des sols argileux. Plus tard, Plaxis a été développé pour permettre l'analyse de presque tous les problèmes géotechniques.

Ces analyses peuvent permettre d'introduire des modèles sophistiqués pour la modélisation du comportement du sol, utilisant les vrais paramètres du sol, dans l'objectif de déterminer les forces, les déplacements et les contraintes.

Pour réaliser des analyses numériques en utilisant Plaxis, l'utilisateur doit créer un modèle par des éléments finis et de spécifier les propriétés des matériaux ainsi que les conditions aux limites. Le calcul est automatique et il est basé sur une robuste procédure numérique.

5.2 Aperçu du programme Plaxis

Le logiciel fut développé en premier lieu afin de pouvoir analyser le cas du barrage d'Oosterschelde en Allemagne. Il utilisait originellement un modèle linéaire élastique, mais au fil de temps de nombreux autres modèles ont été ajoutés. Actuellement, il permet de résoudre deux types de problèmes : axisymétriques et en déformations planes.

Plaxis offre une large gamme de modèles décrivant le comportement des matériaux et permet également à l'utilisateur de créer et de définir son propre modèle. Parmi ceux-ci, le modèle élastique linéaire, le modèle de Mohr-Coulomb, le modèle pour les roches fracturées (jointed rock model), le modèle de sol avec écrouissage (hardening soil model), le modèle pour les sols mous (soft soil model) et le modèle pour les sols mous avec fluage (soft soil creep model).

Les modèles prennent également en compte l'écoulement de l'eau à travers les sols modélisés ainsi que la génération de pressions inertielles offrant la possibilité d'effectuer des calculs en contraintes totales ou effectives, mais aussi de donner au sol des caractéristiques telles que drainé, non-drainé et non poreux et il est possible de procéder à une analyse statique ou dynamique.

Pour réaliser des analyses numériques en utilisant Plaxis, l'utilisateur est amené à créer un modèle en éléments finis et de lui affecté les propriétés du matériau utilisé, les charges et les conditions aux limites. Le plan général du programme Plaxis est présenté dans l'organigramme de la Figure 5.1.

L'interface du programme Plaxis utilise principalement quatre sous-routines ou Sous-programmes (Plaxis-Input, Plaxis-Calculations, Plaxis-Output et Plaxis-Curves).

- ✓ Plaxis-Input : le sous programme Input appelé aussi le pré-processing programme contient toutes les facilités nécessaires à la création et la modification des modèles géométriques, à l'engendrement des maillages des éléments finis et aux définitions des conditions initiales.
- ✓ Plaxis-Calculations : le processing programme ou le sous programme de calculs contient les facilités utiles à la définition des phases et au commencement de la procédure de calcul des éléments finis.
- ✓ Plaxis-Output : ou le programme post-processing contient les facilités pour la visualisation des résultats de la phase de calculs, comme les déplacements au niveau des nœuds, les contraintes et les forces au niveau des éléments structuraux etc.
- ✓ Plaxis-Curves : le sous programme curve sert à la construction des courbes de chargement-déplacement, des chemins de contraintes, en plus de divers autres diagrammes.

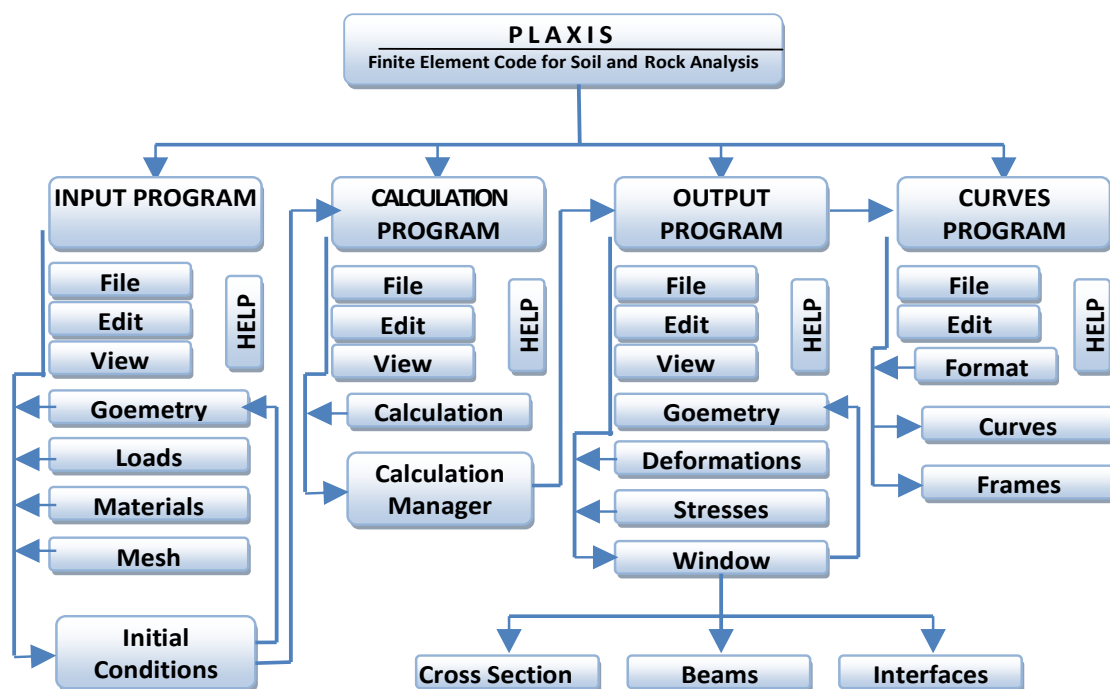


Figure 5.1 Organigramme de la structure Plaxis code

5.3 Modélisation numérique sous Plaxis

5.3.1 Introduction

Les modélisations ont été effectuées à l'aide du logiciel Plaxis 2D V8.2 sous l'hypothèse des déformations planes. Cette hypothèse suppose que la géométrie est constante selon une direction donnée et que les charges appliquées agissent selon un plan perpendiculaire à cette direction. Concrètement, cela permet au logiciel de déterminer les matrices de rigidité des éléments du maillage.

La section choisie pour modéliser le comportement est une section critique, c'est-à-dire là où l'ouvrage a la plus grande susceptibilité de connaître une défaillance et la nappe phréatique est prise à la surface du sol malgré qu'en réalité ce n'est pas le cas mais juste pour simuler l'état le plus défavorable en comparaison avec les essais triaxiaux où le sol est considéré totalement saturé. Dans cette analyse bidimensionnelle les bords sont suffisamment éloignés pour ne pas influencer de manière significative les résultats. La structure prise comme exemple dans cette simulation est un bâtiment R+9 d'une hauteur d'étage de 3 m avec un vide sanitaire de 2 m de hauteur et dont la structure est en voile de 20 cm d'épaisseur en béton armé.

5.3.2 Géométrie

La première étape sous Plaxis est la définition de la géométrie. Cette simulation a été modélisée au moyen d'une géométrie en déformations planes (plane strain) car la section utilisée est plus ou moins uniforme. La section du sol d'implantation du projet a pour dimension 100 m de longueur sur 20 m de hauteur, tandis que la structure en béton armé a une coupe de 6m de largeur sur 32 m de hauteur (Figure 5.2).

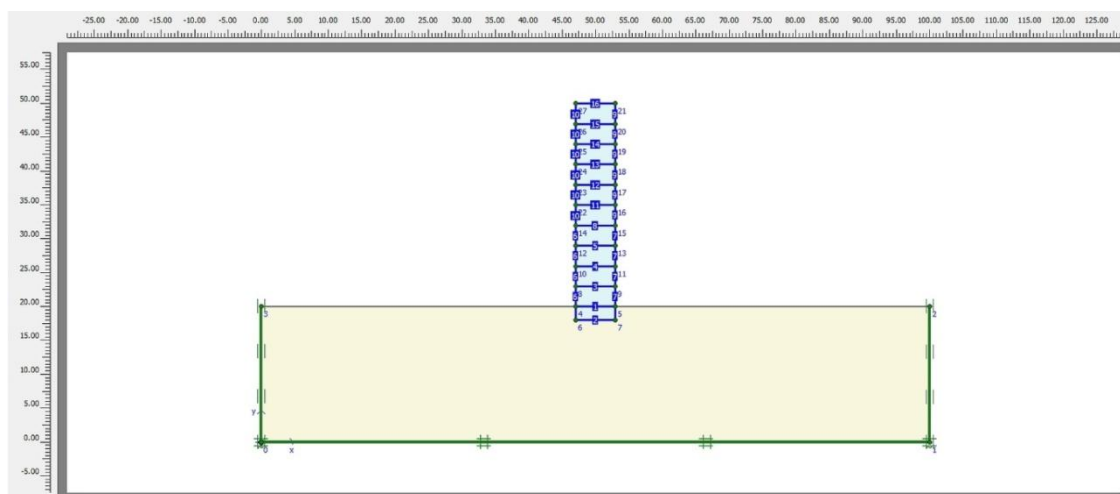


Figure 5.2 Modèle géométrique de la simulation sous Plaxis

5.3.3 Chargements et conditions aux limites

Lors de cette analyse sous charges monotoniques, le sol d'assise du bâtiment est modélisé sur une couche en roc dur, non fracturé et imperméable ce qui donne une ligne inférieure dont les déplacements sont nulles. Latéralement les lignes verticales sont très éloignées du projet afin d'éviter la réflexion au niveau des extrémités latérales car dans la réalité le sol est "infini" et par conséquent les déplacements normaux aux extrémités latérales ne sont pas tolérés, alors que les déplacements tangentiels sont libres.

Le sol est soumis aux chargements dus au poids propre de la structure et aux charges d'exploitation appliquées selon les règles du DTR BC 2.2 (réglementation Algérienne) à savoir, $2,5 \text{ kN/m}^2$ pour les étages courants et $1,5 \text{ kN/m}^2$ pour le plancher terrasse (Figure 5.3).

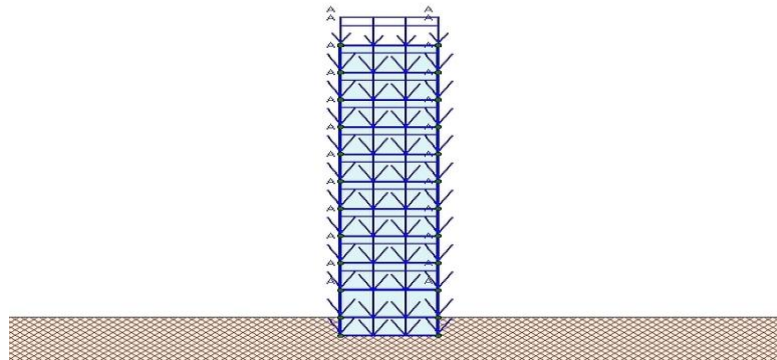


Figure 5.3 Charges d'exploitation appliquées à la structure

5.3.4 Propriétés des matériaux

Le modèle de durcissement par écrouissage isotropique ou "hardening soil model, HSM" est un modèle beaucoup plus développé que le modèle de Mohr-Coulomb. Le modèle "Hardening Soil" a été créé afin de modéliser le comportement hyperbolique d'un matériau. Il est basé sur le modèle de Duncan et Chang (1970) auquel des modifications ont été apportées. Tout d'abord, le modèle est basé sur la théorie de plasticité et non sur celle d'élasticité (il utilise donc la relation de Coulomb et non celle de Hooke). Il introduit une enveloppe de rupture permettant de prendre en compte la plasticité volumique et il tient également compte de la dilatance du matériau.

De plus, ce modèle prend en compte l'écrouissage en compression pour simuler le compactage irréversible d'un sol sous son premier chargement en compression. Ce modèle du deuxième ordre permet de simuler le comportement des sables, des graves, mais aussi de sols plus mous comme les argiles et les limons.

Les états limites de contraintes sont présentés par l'angle de frottement φ , la cohésion c et l'angle de dilatance ψ . La rigidité du sol est quantifiée plus précisément par l'utilisation de trois différents paramètres de rigidité : la rigidité de chargement triaxiale, E_{50} , la rigidité de déchargement triaxiale, E_{ur} et la rigidité de chargement oedométrique, E_{oed} . Le HS modèle prend en considération la dépendance aux contraintes, du module de rigidité, ce qui signifie que les rigidités augmentent avec la pression.

Deux types différents de matériaux sont utilisés dans cette simulation sous Plaxis, à savoir les propriétés du sol et des interfaces (Soil & Interfaces) et celui des plaques (Plates) et partir de cette base de données, les paramètres peuvent être assignés à des couches de sol, ou aux éléments de structure dans le modèle géométrique.

5.3.4.1 Base de données du sol utilisée sous Plaxis

Les différents paramètres d'entrée du sol utilisés par le logiciel sont :

γ_{sat} [kN/m³]: Le poids volumique saturé.

γ_{unsat} [kN/m³]: Le poids volumique non saturé.

k_x [m/s]: La perméabilité horizontale.

k_y [m/s]: La perméabilité verticale.

c [kN/m²]: La cohésion.

φ [°]: L'angle de frottement interne.

ψ [°]: L'angle de dilatation.

E_{50}^{ref} [kN/m²]: Le module sécant à 50% de déformation de référence.

E_{oed}^{ref} [kN/m²]: Le module œdométrique à la pression de référence.

E_{ur}^{ref} [kN/m²]: Le module de chargement-déchargement de référence.

m [m]: La puissance pour le niveau de contrainte en fonction de la rigidité.

ν_{ur} : Le coefficient de Poisson en chargement-déchargement.

G_0^{ref} [kN/m²]: Le module de cisaillement de référence.

p^{ref} [kN/m²]: La pression de référence.

K_0^{nc} : La valeur de K_0 normalement consolidé.

R_f : Le ratio de rupture.

e_{init} : L'indice des vides initial.

e_{max} : L'indice des vides maximal.

e_{min} : L'indice des vides minimal.

Le modèle suppose que $\sigma'_2 = \sigma'_3$ et considère que σ'_1 est la contrainte principale effective de compression (Schanz et al., 1999). Il utilise la relation contrainte-déformation suivante :

$$- \varepsilon_1 = \frac{1}{E_i} \cdot \frac{q}{1 - \frac{q}{q_a}} \quad (5.1)$$

avec q le déviateur des contraintes, q_a la valeur du déviateur des contraintes asymptotique à la rupture et q_f la valeur du déviateur des contraintes à la rupture (Figure 5.4).

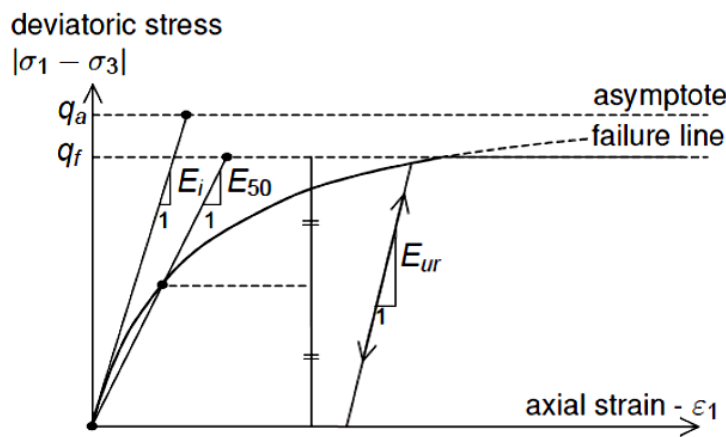


Figure 5.4 Relation contrainte-déformation utilisée dans Plaxis

Le module sécant à 50% de déformation qui sera déduit des courbes (q - ε) du quatrième chapitre (Figures 4.2 a - 4.6 a) pour chaque type de sol étudié et le rapport R_f permettent de trouver la valeur du module initial grâce à l'équation (5.2):

$$E_i = \frac{2 \cdot E_{50}}{2 - R_f} \quad (5.2)$$

La valeur du déviateur à la rupture peut être déterminée par le critère de Coulomb :

$$q_f = (c \cdot \cotan \varphi - \sigma'_3) \cdot \frac{2 \cdot \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (5.3)$$

Les valeurs des modules rentrées dans Plaxis sont des valeurs de référence pour une pression donnée. Plaxis détermine la valeur des modules en fonction de la pression de confinement appliquée au matériau durant l'étude en utilisant les équations (5.4), (5.5) et (5.6) (Schanz et al., 1999). Ces modules permettent au logiciel de pouvoir établir la courbe

hyperbolique contrainte- déformation d'un test triaxial standard drainé comme présenté à la Figure 5.4.

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \cdot \left(\frac{c \cdot \cos \varphi - \sigma_3' \cdot \sin \varphi}{c \cdot \cos \varphi + p^{ref} \cdot \sin \varphi} \right)^m \quad (5.4)$$

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \cdot \left(\frac{c \cdot \cos \varphi - \frac{\sigma_3'}{K_0} \cdot \sin \varphi}{c \cdot \cotan \varphi + p^{ref} \cdot \sin \varphi} \right)^m \quad (5.5)$$

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \cdot \left(\frac{c \cdot \cos \varphi - \sigma_3' \cdot \sin \varphi}{c \cdot \cos \varphi + p^{ref} \cdot \sin \varphi} \right)^m \quad (5.4)$$

La valeur du coefficient des terres au repos K_0 est déterminée en fonction de l'angle de frottement interne du matériau d'après l'équation (5.5) de Jaky (1948) :

$$K_0 = 1 - \sin \phi \quad (5.5)$$

Pour déterminer la valeur E_{ur}^{ref} et E_{oed}^{ref} à partir de E_{50}^{ref} Plaxis suggère d'utiliser l'équation (5.6) et l'équation (5.7).

$$E_{ur}^{ref} = 3 \cdot E_{50}^{ref} \quad (5.6)$$

$$E_{50}^{ref} = 1,25 \cdot E_{oed}^{ref} \quad (5.7)$$

Comme pour les autres modules, le module en cisaillement initial, G_0 , est déterminé en fonction de la pression appliquée à partir de la valeur du module de cisaillement à la pression de référence comme l'indique l'équation (5.8).

$$G_0 = G_0^{ref} \cdot \left(\frac{c \cdot \cos \varphi - \sigma_3' \cdot \sin \varphi}{c \cdot \cos \varphi + p^{ref} \cdot \sin \varphi} \right)^m \quad (5.8)$$

De plus, le modèle prend en compte deux types de déformations plastiques : les déformations plastiques en cisaillement et les déformations plastiques volumiques. Ces deux types de déformations sont reliés par l'équation (5.9).

$$\varepsilon_v^p = \sin \psi \cdot \gamma^p \quad (5.9)$$

avec ψ l'angle de dilatation mobilisé qui dépend de l'angle de friction mobilisé.

Ces équations sont basées sur la théorie de contrainte-dilatance de Rowe (1962). Enfin, en plus des critères de rupture de Mohr-Coulomb (présentés à la section 2.7.1), une enveloppe ellipsoïdale permettant de limiter les déformations volumiques est utilisée (Figure 5.5). Ainsi, lorsque le matériau connaît une déformation volumique importante celui-ci, grâce à cette

enveloppe, a alors un comportement plastique. En effet, le seul critère de Mohr-Coulomb permet de délimiter la région élastique et plastique pour une déformation en cisaillement, mais pas pour une déformation volumique.

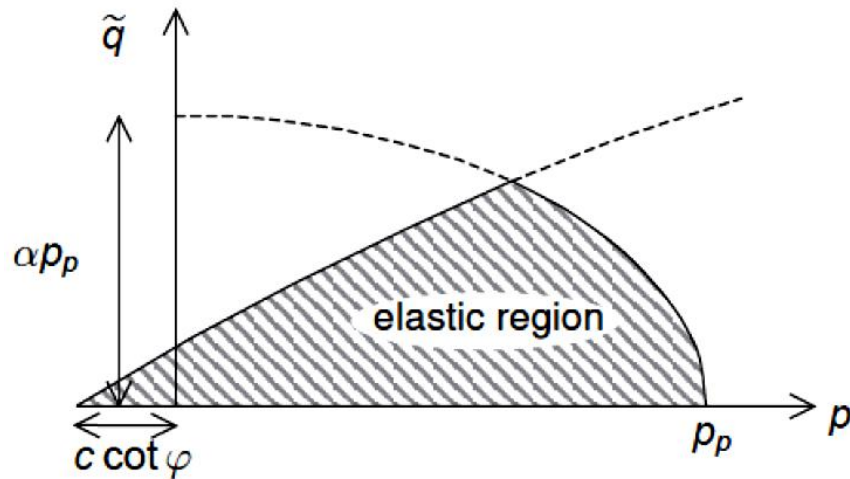


Figure 5.5 Limitation de la zone élastique du matériau par le critère de Mohr-Coulomb et par une enveloppe de rupture

Cette limitation revient à imposer une déformation volumique maximale. Ceci permet de ne pas avoir une augmentation volumique infinie du matériau qui serait due à ses propriétés de dilatance. Le comportement du matériau de contractance, puis de dilatance et enfin la limitation de cette dilatance sont représentés à la Figure 5.6. Autrement dit, en fixant des indices des vides maximaux il est possible d'imposer une valeur maximale des déformations volumiques.

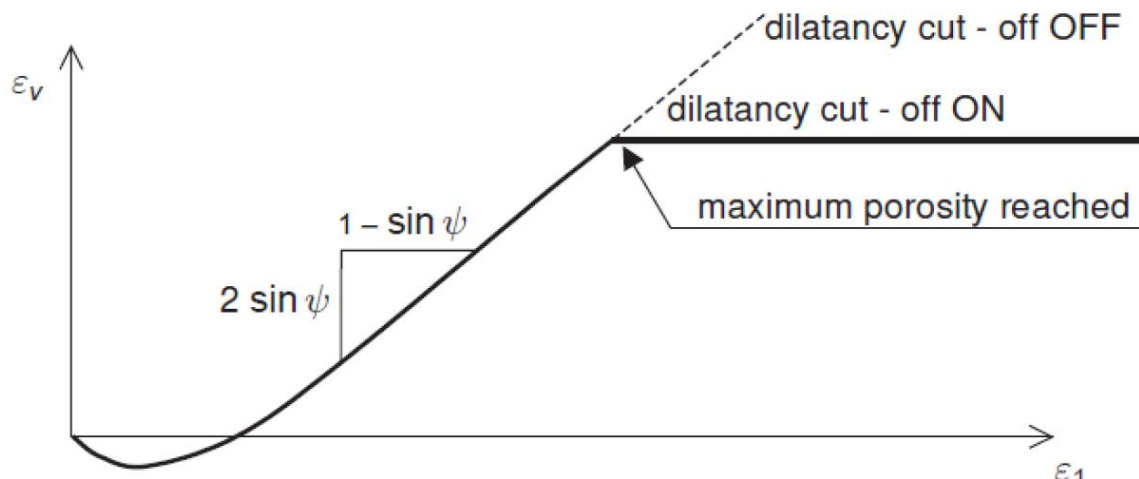


Figure 5.6 Limitation de la dilatance dans Plaxis

Dans cette simulation, 5 types de sols sont utilisés comparativement à l'étude expérimentale réalisée dans le chapitre 3 qui sont en fonction du pourcentage des fines présentes dans le sable.

La base de données utilisée dans cette simulation pour les 5 types de sol est résumée dans le Tableau 5.1.

Tableau 5.1 Les paramètres demandés par Plaxis pour le modèle HSM des différents types de sol

propriétés	Sable propre	Sable-Limon	Sable-Limon	Sable-Limon	Sable-Limon
	(F _c = 0%)	(F _c = 10%)	(F _c = 20%)	(F _c = 30%)	(F _c = 40%)
γ_{sat} (kN/m ³)	20,030	20,385	20,669	20,827	20,586
γ_{unsat} (kN/m ³)	16,036	16,596	17,043	17,287	16,892
e_{init}	0.665	0.610	0.569	0.548	0.586
e_{min}	0.519	0.461	0.418	0.401	0.457
e_{max}	0.844	0.791	0.753	0.727	0.744
k_x, k_y (m/s)	1,157 10 ⁻⁵	1,157 10 ⁻⁵	1,157 10 ⁻⁵	1,157 10 ⁻⁵	1,157 10 ⁻⁵
m (m)	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50
c_{ref} (kN/m ²)	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
v_{ur}	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
p^{ref} (kN/m ²)	100	100	100	100	100
φ (°)	21.62	21.38	21.14	20.67	20.19
K_0^{nc}	0,632	0,635	0,639	0,647	0,655
E_{50}^{ref} (kN/m ²)	6531	5469	4895	2455	4750
E_i (kN/m ²)	11875	9943	8900	4463	8636
$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ (kN/m ²)	5225	4375	3916	1964	3800
$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ (kN/m ²)	19594	16406	14684	7364	14250

5.3.4.2 Base de données des plaques utilisée sous Plaxis

Les différents paramètres d'entrée des plaques utilisées par le logiciel sont :

EA [kN]: La rigidité normale.

EI [kN.m²]: La rigidité flexionnelle.

d [m]: L'épaisseur équivalente.

w [kN/m²]: Le poids volumique par unité de surface de la plaque.

ν : Le coefficient de Poisson.

M_p [kN.m]: Le moment fléchissant plastique maximum.

N_p [kN]: L'effort normal plastique maximum.

Le comportement élastique des plaques nécessite deux propriétés: une rigidité normale EA, et une rigidité de flexion EI. Les valeurs de EA et de EI sont des rigidités définies par unité de longueur dans la direction perpendiculaire à la figure. Ainsi, la rigidité normale EA est donnée en unité de force par unité de largeur et la rigidité de flexion EI est exprimée en force fois longueur au carré par unité de largeur. A partir du rapport entre EI et EA, Plaxis calcule automatiquement l'épaisseur équivalente (d_{eq}) grâce à l'équation:

$$d_{eq} = \sqrt{12 \frac{EI}{EA}} \quad (5.10)$$

En plus des paramètres de rigidité, un coefficient de Poisson ν est nécessaire.

Pour des structures plus massives, comme des murs en béton, il est plus réaliste d'entrer une vraie valeur pour le coefficient de Poisson (dans ce cas pour le béton armé, $\nu = 0.15$).

Puisque Plaxis considère les plaques (bidimensionnelles) comme des poutres (unidimensionnelles), la valeur du coefficient de Poisson va influencer la rigidité de flexion des poutres comme suit:

Valeur entrée pour la rigidité de flexion : EI

Valeur observée de la rigidité de flexion : $\frac{EI}{1-\nu^2}$

Cet effet de raidissement dû au coefficient de Poisson est causé par les contraintes dans la direction perpendiculaire à la figure (σ_{zz}) et par le fait que les déplacements sont empêchés dans cette direction.

Dans les propriétés des matériaux des plaques, un poids volumique est spécifié et qui est exprimé en force par unité de surface. Pour des structures relativement massives, ce poids est obtenu, en principe, en multipliant le poids volumique de la plaque par son épaisseur. Le poids des plaques est activé en même temps que le poids du sol grâce au paramètre ΣM_{weight} .

Il est possible de tenir compte de la plasticité en spécifiant un moment fléchissant maximum M_p . L'unité du moment maximum est une force fois longueur par mètre linéaire (perpendiculairement au plan de la coupe). En plus de la limite constituée par le moment fléchissant maximum, l'effort axial est limité par N_p . Cette valeur est donnée en force par mètre linéaire. Lorsqu'il y a une combinaison de moment fléchissant et d'effort normal dans une plaque, les valeurs pour lesquelles la plasticité apparaît sont plus faibles que M_p et N_p respectivement. La relation entre M_p et N_p est illustrée sur la Figure 5.7.

La forme de losange représente la combinaison de forces ultime pour laquelle la plasticité intervient. Des combinaisons de forces situées à l'intérieur du losange correspondent à des déformations uniquement élastiques. Par défaut, le moment maximal est fixé à 10^{15} unités si le type de matériau est fixé à "elastic", ce qui est le paramètre par défaut.

Les moments de flexion et les forces axiales sont calculés aux points de contrainte de l'élément de la poutre. Si M_p ou N_p est atteint, les contraintes sont redistribuées selon la théorie de la plasticité, pour être conformes aux valeurs maximales.

Cela se traduira par des déformations irréversibles. Les valeurs des moments de flexion et des forces axiales sont données aux nœuds, ce qui demande une extrapolation à partir des valeurs aux points de contrainte.

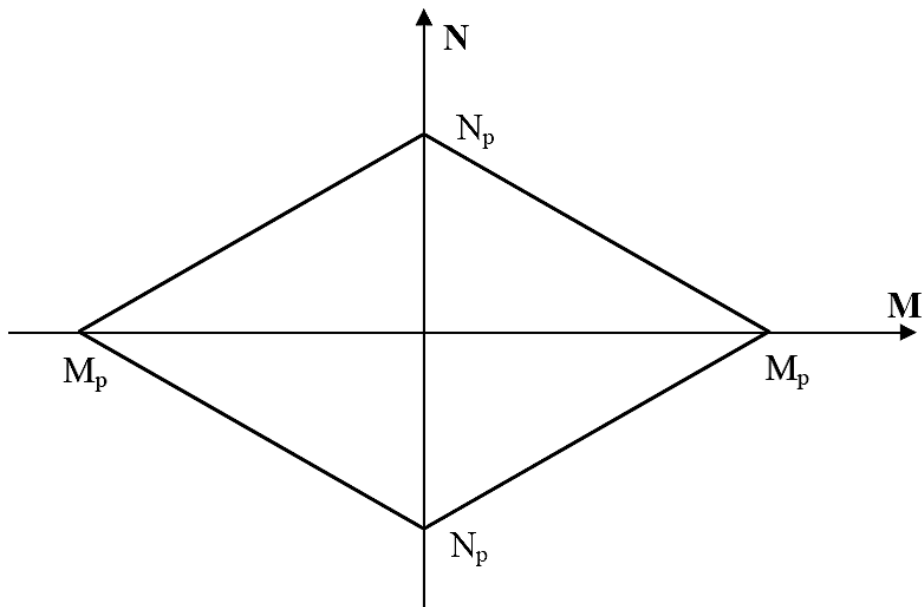


Figure 5.7 Combinaison des moments fléchissants et forces axiales maximums

Dans cette simulation, les plaques sont en béton armé d'une épaisseur de 20 cm avec un poids volumique de 25 kN/m^3 et un module d'élasticité $E = 25 \text{ GPa}$. La base de données pour les plaques utilisées est résumée dans le Tableau 5.2.

Tableau 5.2 Les paramètres demandés par Plaxis pour les plaques

EA	EI	d	w	v	M_p	N_p
(kN)	(kN.m ²)	(m)	(kN/m ²)		(kN.m)	(kN)
$5 \cdot 10^6$	16667	0,2	5	0,15	10^{15}	10^{15}

5.3.5 Génération du maillage

Le modèle de référence se fait par des éléments à 15 nœuds. Dans cette simulation, Le nombre d'éléments est de 530 et celui des nœuds est de 4453 et le nombre de points de contraintes est de 6384 (Figure 5.8).

Le maillage est généré automatiquement, ce qui est un point fort de Plaxis. L'opérateur peut paramétrer la finesse du maillage entre différents options (très grossier, grossier, moyen, fin, très fin), l'opérateur peut également décider de mailler plus finement une certaine région du sol ou/et le voisinage d'un élément grâce aux options "refine" dans le "mesh menu".

Une fois le maillage effectué, il convient de paramétrer les conditions initiales du sol, cette procédures passe généralement par la définition d'un coefficient des terres au repos.

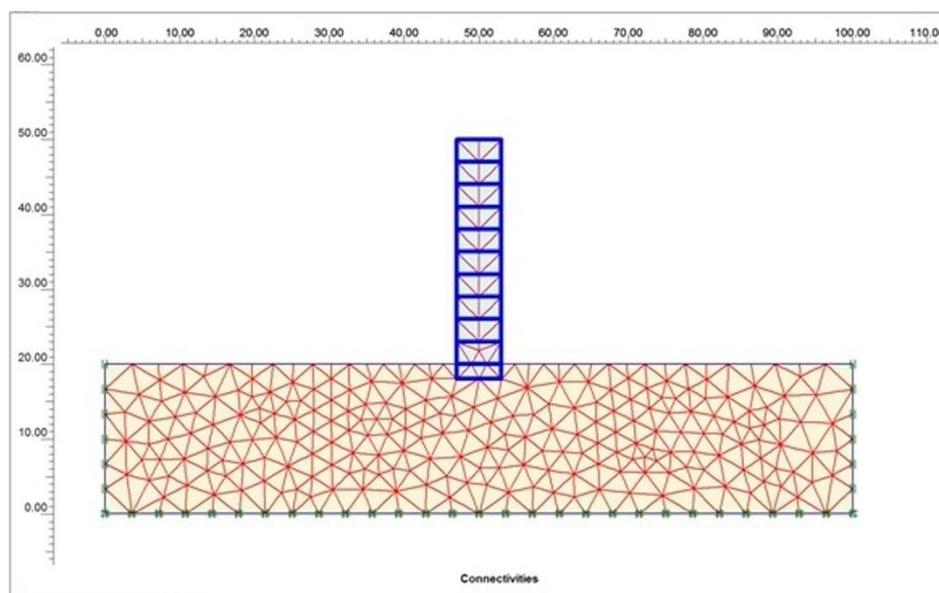


Figure 5.8 Maillage de la géométrie

5.3.6 Conditions initiales

Les conditions initiales nécessitent la génération des pressions interstitielles initiales, ainsi que des contraintes initiales. La définition des conditions initiales se fait en deux étapes distinctes:

Tout d'abord, lorsque la fenêtre des conditions initiales s'ouvre, seul le sol est activé. L'opérateur active les éléments constructifs (déplacements et/ou contraintes imposé(e)s, ancrage, plaque) qui correspondent à l'instant initial. Il désactive les éléments de sol qui ne correspondent pas à cet instant initial.

Un "switch bouton" permet d'accéder à deux fenêtres différentes chacune représentant la géométrie de la modélisation:

La première qui s'appelle "initiale pore pressure" permet de définir un niveau de nappe phréatique initial (si besoin), et de générer les pressions interstitielles correspondantes.

La deuxième fenêtre permet de générer les contraintes initiales à l'intérieur du massif (poids propre et sous pression).

5.3.6.1 Conditions hydrauliques

La nappe phréatique est placée à la surface du sol comme le montre la Figure 5.9. Cette position n'est pas réaliste mais cela permet d'étudier le cas le plus défavorable en mettant le sol complètement saturé afin de reproduire les mêmes conditions de l'expérimentation réalisée en laboratoire au chapitre 3. Les pressions interstitielles initiales générées sont illustrées sur la Figure 5.10.

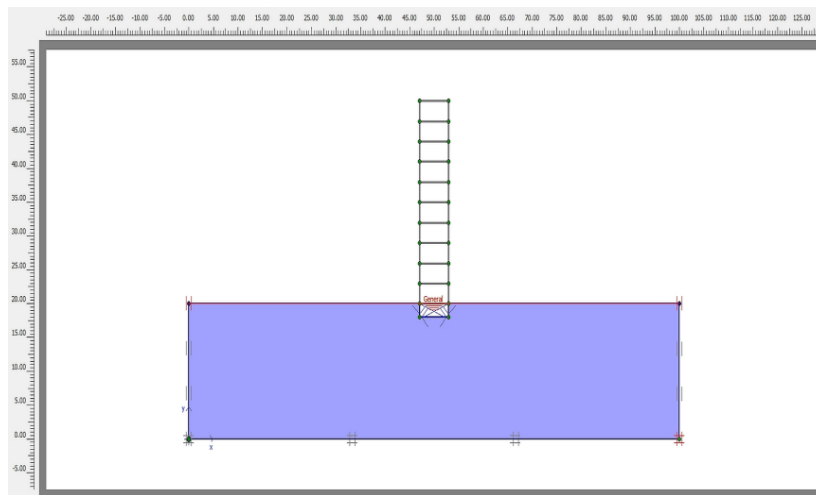


Figure 5.9 Conditions hydrauliques initiales

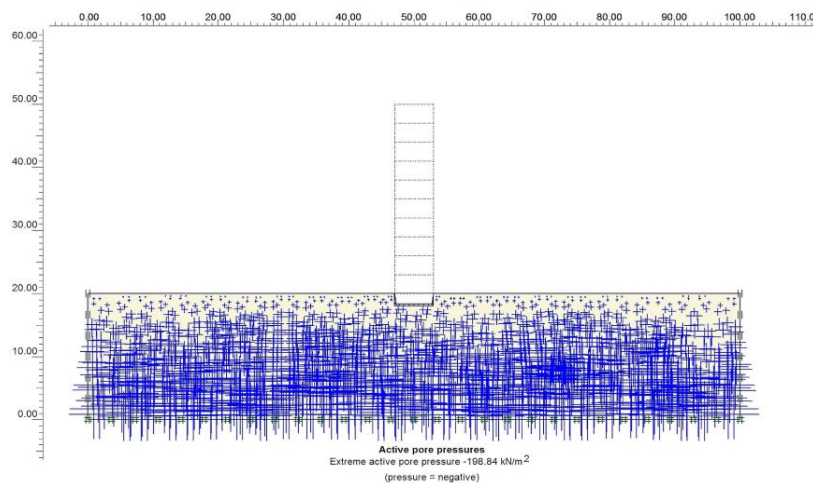


Figure 5.10 Génération des pressions interstitielles initiales. ($U_{max} = -198.84 \text{ kN/m}^2$)

5.3.6.2 Contraintes initiales

Les contraintes ont été initialisées sous le poids propre du matériau (Figure 5.11) en utilisant le coefficient des terres au repos K_0 calculé par la formule de Jaky (1944) et dont l'équation (5.11) ci-dessous.

$$K_0 = 1 - \sin \varphi \quad (5.11)$$

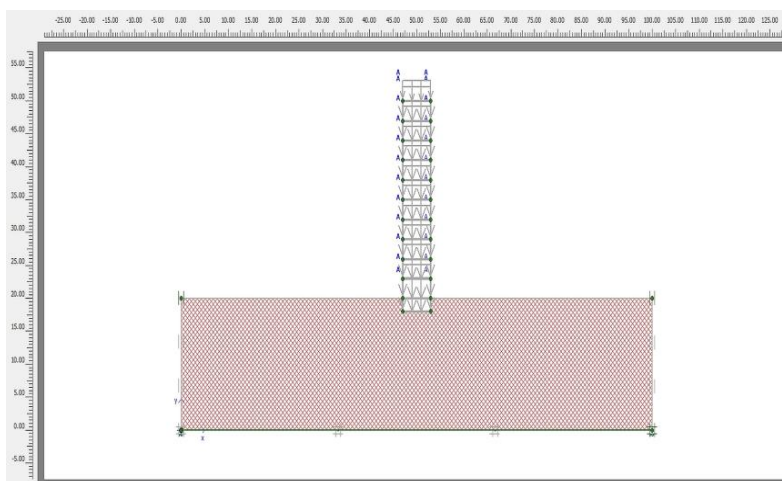


Figure 5.11 Génération des contraintes effectives

5.3.7 Méthode de résolution

5.3.7.1 Analyse bidimensionnelle en déformations planes

Les modélisations ont été effectuées à l'aide du logiciel Plaxis 2D V8.2 sous l'hypothèse des déformations planes. Cette hypothèse suppose que la géométrie est constante selon une direction donnée et que les charges appliquées agissent selon un plan perpendiculaire à cette direction. Concrètement, cela permet au logiciel de déterminer les matrices de rigidité des éléments du maillage.

La section choisie pour modéliser le comportement doit donc être une section critique, c'est-à-dire là où l'ouvrage a la plus grande susceptibilité de connaître une défaillance.

Avant de réaliser une analyse bidimensionnelle il faut s'assurer que les bords, c'est-à-dire les parois auxquelles l'ouvrage est rattaché sont suffisamment éloignées. Il est donc recommandé de toujours porter un jugement critique entre les résultats numériques trouvés et ceux des phénomènes réels qui pourraient se produire dans la réalité.

Dans les analyses réalisées les parois du sol, dans lequel la structure se trouve, seront considérées suffisamment éloignées pour ne pas influencer de manière significative les résultats.

5.3.7.2 Intégration de Newmark (1959)

L'équation de mouvement modélisant le déplacement d'un point en fonction du temps est régie par l'équation différentielle matricielle (5.12).

$$[M].\ddot{u} + [\xi].\dot{u} + [K].u = [F] \quad (5.12)$$

Il faudra donc, afin de la résoudre, réaliser des produits de matrice et des intégrations. Pour cela, Plaxis utilise la méthode d'intégration de Newmark (1959). Cette méthode se base sur deux équations (5.13) et (5.14) qui sont présentées ci-dessous.

$$u^{t+\Delta t} = u^t + \dot{u}^t \cdot \Delta t + \left(\left(\frac{1}{2} - \alpha_N \right) \cdot \ddot{u}^t + \alpha_N \cdot \ddot{u}^{t+\Delta t} \right) \cdot \Delta t^2 \quad (5.13)$$

$$\dot{u}^{t+\Delta t} = \dot{u}^t + \left((1 - \beta_N) \cdot \ddot{u}^t + \beta_N \cdot \ddot{u}^{t+\Delta t} \right) \cdot \Delta t \quad (5.14)$$

Avec u le déplacement du point considéré, \dot{u} sa vitesse et \ddot{u} son accélération, t le temps de l'étape considéré, Δt le pas de temps et α_N et β_N les constantes d'intégration de Newmark.

α_N et β_N sont des constantes d'intégration utilisées dans la méthode, elles n'ont rien à voir avec les coefficients α et β de l'amortissement de Rayleigh. Elles sont calculées de la façon suivante :

$$\alpha_N = \frac{(1 + \gamma_N)^2}{4} \text{ et } \beta_N = \frac{1}{2} + \gamma_N \quad (5.15)$$

avec γ_N une constante comprise entre $[0; 1/3]$.

Leur valeur influe sur les résultats trouvés de deux façons principales : l'amortissement numérique et la stabilité des résultats. Comme le montre la Figure 5.12, selon la valeur des coefficients choisie un amortissement du signal plus ou moins important apparaît.

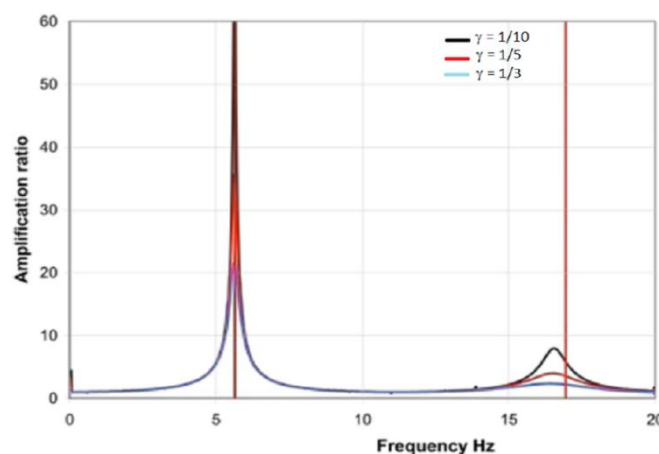


Figure 5.12 Influence des coefficients de Newmark sur l'amortissement numérique (Source : Visone et al., 2008)

La notion de stabilité réfère à l'aptitude des résultats à converger vers la solution, c'est-à-dire que l'accumulation des erreurs soit inférieure à une valeur prescrite. Dans cette méthode selon les coefficients choisis la stabilité peut être conditionnelle ou inconditionnelle.

Par défaut, la valeur des coefficients correspondant à $\gamma_N = 1/10$, a été retenue dans l'ensemble des modélisations réalisées. Elle permet d'assurer un amortissement numérique très faible et une stabilité des résultats selon Wilson (1998).

Dans cette simulation, le nombre d'étapes est fixé à 250 avec un maximum de 60 itérations par étape et dont l'erreur tolérée est inférieure à 0.01.

5.3.7.3 Méthode d'intégration implicite

Afin de résoudre les équations de Newmark, Plaxis 2D V8.2 utilise une méthode de résolution implicite. Un des avantages de cette méthode est qu'elle est inconditionnellement stable. De plus dans cette méthode le pas de temps n'est pas limité par les ondes se propageant dans le matériau. Cependant, plus le pas de temps est grand plus la précision de la méthode diminue. Enfin, l'inconvénient majeur de cette méthode est qu'elle calcule intégralement les matrices de rigidité, d'amortissement et de masse ce qui peut induire à des temps de calcul significatifs et requiert une large capacité de stockage de l'information (Owen et Hiton, 1980; Reddy, 2004).

5.3.7.4 Choix du type d'élément

Plaxis 2D V8.2 propose deux types d'éléments : triangulaire à 6 ou à 15 nœuds. Les éléments à 15 nœuds, présentés à la Figure 5.13. a, ont été utilisés tout le long de cette étude. Ils permettent d'obtenir des résultats plus précis par rapport aux éléments à 6 nœuds, mais ils engendrent bien évidemment des calculs plus importants c'est-à-dire qu'ils utilisent une part plus importante de la mémoire. De plus, le temps de calcul associé à ces éléments sera plus grand. Le logiciel utilise la quadrature Gaussienne pour résoudre l'intégrale, puis il se sert des fonctions de formes isoparamétriques afin de calculer les déplacements aux nœuds. Pour les éléments à 15 nœuds, 12 points d'intégration sont utilisés, comme le présente la Figure 5.13. b.

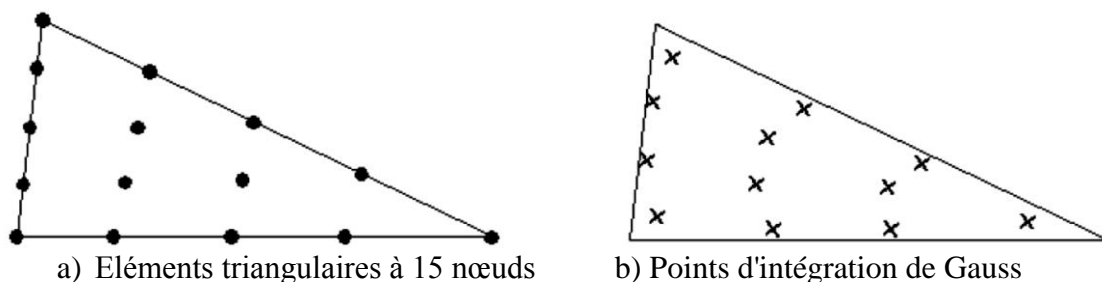


Figure 5.13 Éléments finis utilisés dans l'analyse numérique sous Plaxis

5.3.7.5 Convergence du maillage

Lors de la réalisation d'une modélisation par éléments finis, il est important de s'assurer de la convergence du maillage. C'est-à-dire que la taille des éléments utilisés est suffisamment petite pour obtenir une réponse contenant le moins d'erreurs et d'incertitudes possibles.

En effet, un maillage trop grossier risquerait de donner des réponses moins précises. Ceci est d'autant plus important lors d'une analyse numérique dynamique. Pour ce faire l'équation (5.16) (Kuhlemeyer et Lysmer, 1973) présente un critère qui est très largement utilisé lorsqu'une analyse numérique est réalisée :

$$\Delta l \leq \frac{\lambda}{10} \quad (5.16)$$

Avec Δl la longueur d'un élément fini et λ la longueur d'onde correspondante à la fréquence la plus élevée associée à une quantité d'énergie importante.

Il convient néanmoins de souligner que ce critère a été conçu pour des éléments à quatre nœuds et pour un modèle élastique-plastique. Or, les éléments utilisés dans cette étude sont des éléments triangulaires à 15 nœuds et le modèle hyperbolique est utilisé pour les modélisations réalisées avec le modèle HS Small.

La longueur sera ici considérée comme la distance maximale entre deux points. La longueur de l'onde sera calculée à partir des paramètres dynamiques du matériau, à savoir son module en cisaillement. Comme le montrent les équations (5.17) et (5.18), ce critère dépend de la valeur de la vitesse des ondes de cisaillement.

$$\lambda = \frac{V_s}{f} \quad (5.17)$$

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (5.18)$$

avec f la fréquence la plus élevée associée à une quantité d'énergie importante, V_s la vitesse des ondes de cisaillement, G le module de cisaillement, ρ la masse volumique. Il est nécessaire de trouver un juste équilibre entre le pas de temps choisi et la taille du maillage afin d'assurer que le modèle converge.

Une analyse de convergence peut également être effectuée afin de s'assurer que la bonne solution a bien été trouvée.

5.3.8 Procédure de calcul

Dans le programme de calcul, le calcul de toutes les phases peut être fait au moyen du procédé "staged construction" (Figure 5.14).

La première phase de consolidation permet de visualiser le sol après l'avoir laissé se consolider pendant un intervalle de temps et dans la deuxième phase qui consiste à un calcul plastique du sol soumis aux charges monotones dues au poids propre de la structure en béton armé et aux charges d'exploitation. Dans cette phase, les déplacements sont remis à zéro.

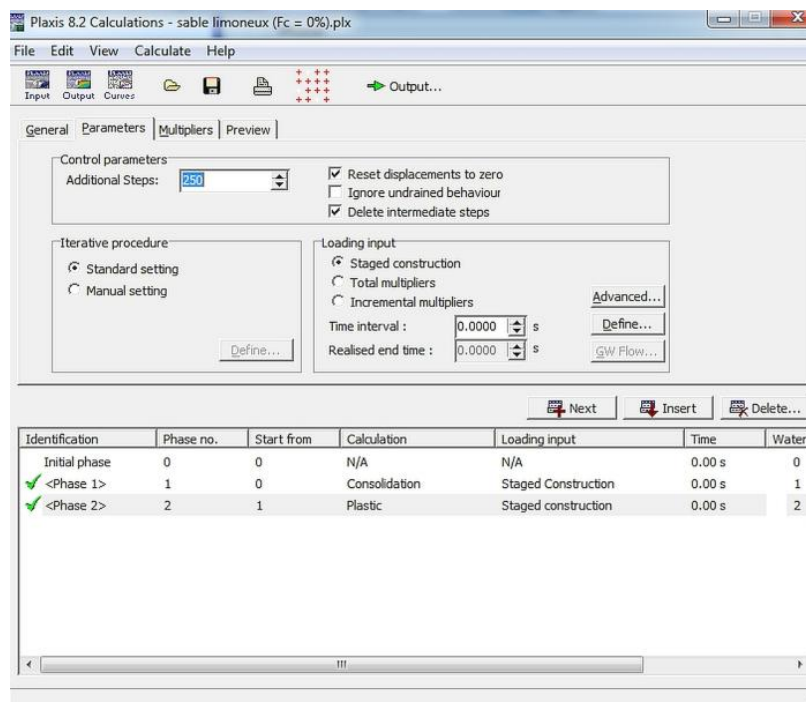


Figure 5.14 Les différentes étapes de calcul sous Plaxis

Après avoir effectué l'ensemble de ces paramétrages, on peut accéder aux calculs par le bouton poussoir "calculations". L'interface "input" de Plaxis se ferme et laisse la place à une nouvelle interface "calculations".

Une phase 0 est déjà calculée, cette phase correspond à l'état initial de la structure. Cette interface permet de définir le phasage de la modélisation de la construction.

Une fois le phasage de l'étude terminée, des points caractéristiques peuvent être placés. Les courbes de résultats de Plaxis seront calculées en ces points.

Après avoir appuyé sur "calculate", les calculs se lancent. Une fois terminée, les résultats sont visionnables grâce à la touche "output".

5.4 Présentation et discussion des résultats

Plaxis permet la sortie des résultats suivants:

- ✓ La déformée du maillage.
- ✓ Les déplacements (verticaux, horizontaux, totaux).
- ✓ Les déformations.
- ✓ Les vitesses et les accélérations (dans le cas d'une étude dynamique).
- ✓ Les contraintes totales.
- ✓ Les contraintes effectives.
- ✓ Le coefficient de surconsolidation.
- ✓ Les points de déformation plastique.
- ✓ Le degré de saturation.
- ✓ Le champ d'écoulement.
- ✓ Le niveau de l'eau.
- ✓ L'incrément des déformations et des contraintes dues aux différentes phases par rapport à la situation d'origine.

Ces résultats sont visibles sous trois formes :

- ✓ De vecteurs "principal directions".
- ✓ D'iso-valeurs par zone "Shadings"
- ✓ De courbe contour des différentes zones "contour lines".

Le logiciel Plaxis utilisé dans cette étude, permet de mettre en évidence les différentes zones de déformations et des contraintes.

5.4.1 Les déformations

5.4.1.1 Maillage déformé

Les Figures 5.15 à 5.19 montrent les résultats du maillage déformé de chaque type de sol utilisé dans cette simulation.

Les résultats de cette simulation montrent clairement que la structure devient instable et elle se renverse quand la proportion des fines est inférieure ou égale à 30% tandis que quand la proportion des fines atteint 40% (Figure 5.19) la structure se tasse mais sans qu'elle se renverse.

Ce constat confirme les travaux expérimentaux réalisés au chapitre 3 qui confirment une liquéfaction des sols sous charges monotoniques avec une fraction de fines inférieure ou égale à 30%.

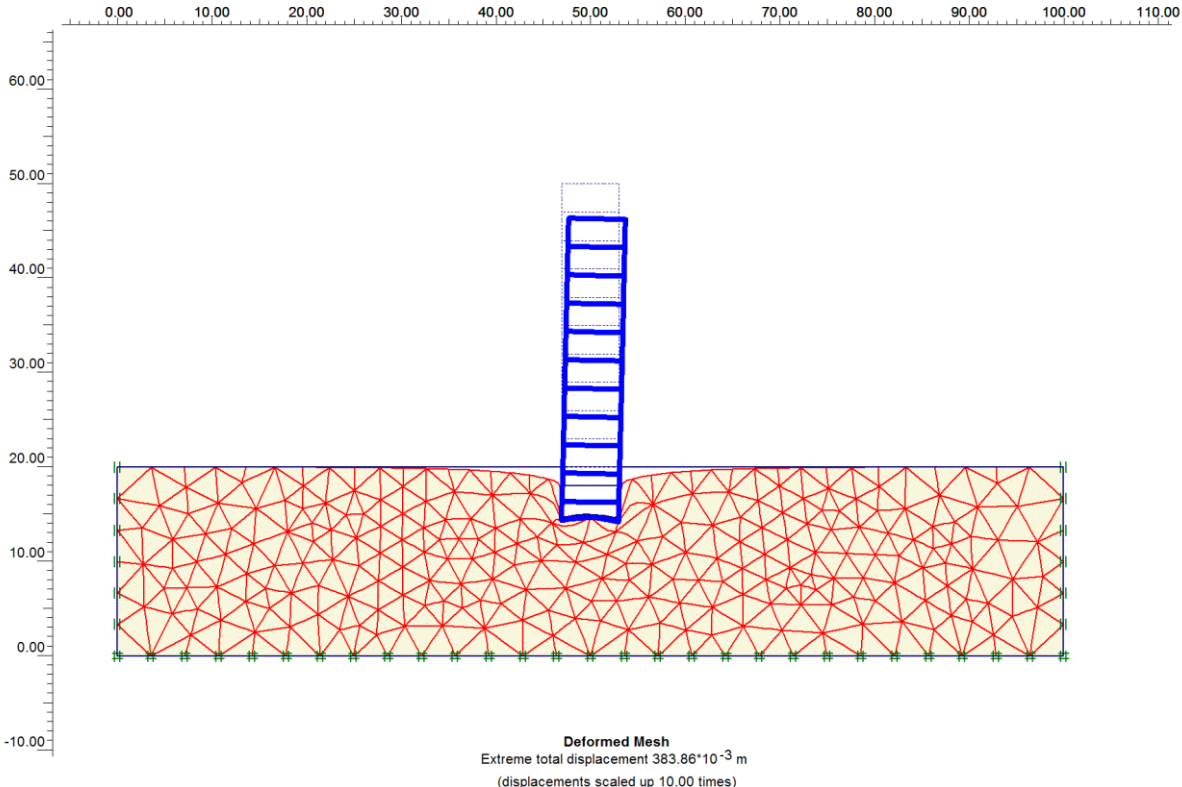


Figure 5.15 Maillage déformé du sable propre ($F_c = 0\%$)

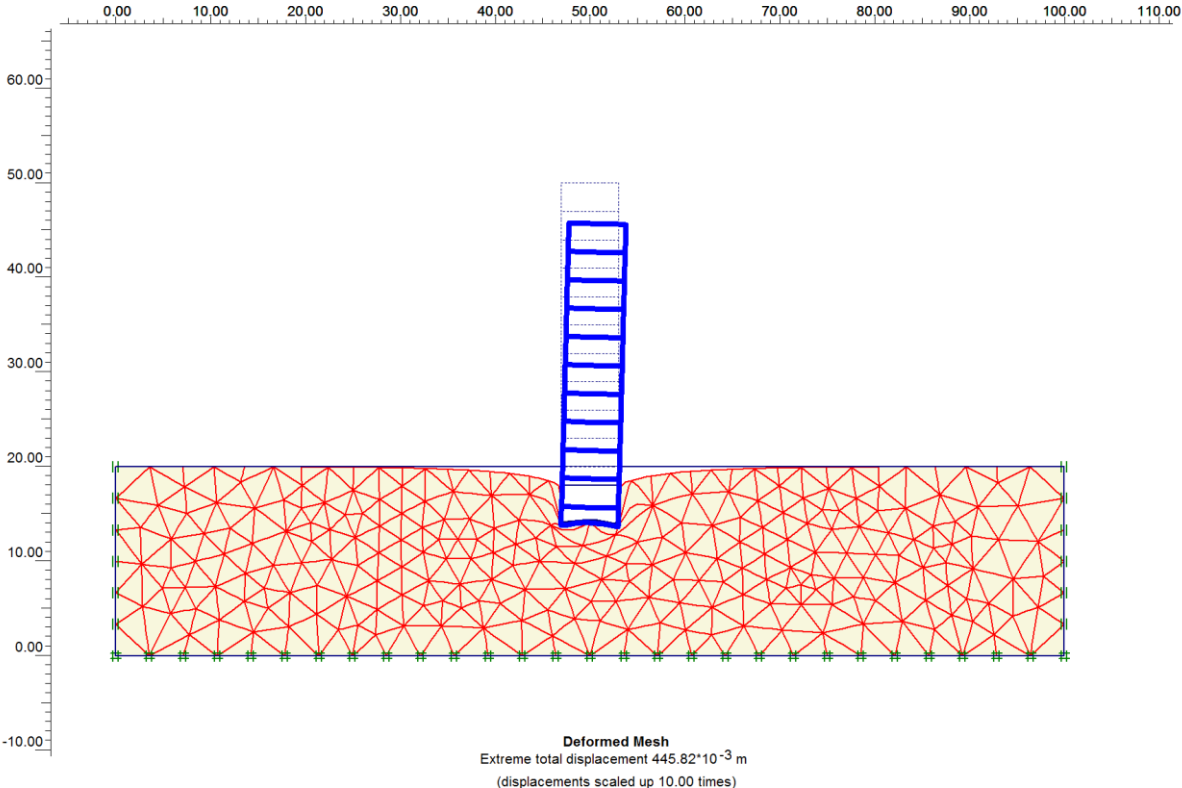


Figure 5.16 Maillage déformé du sable limoneux ($F_c = 10\%$)

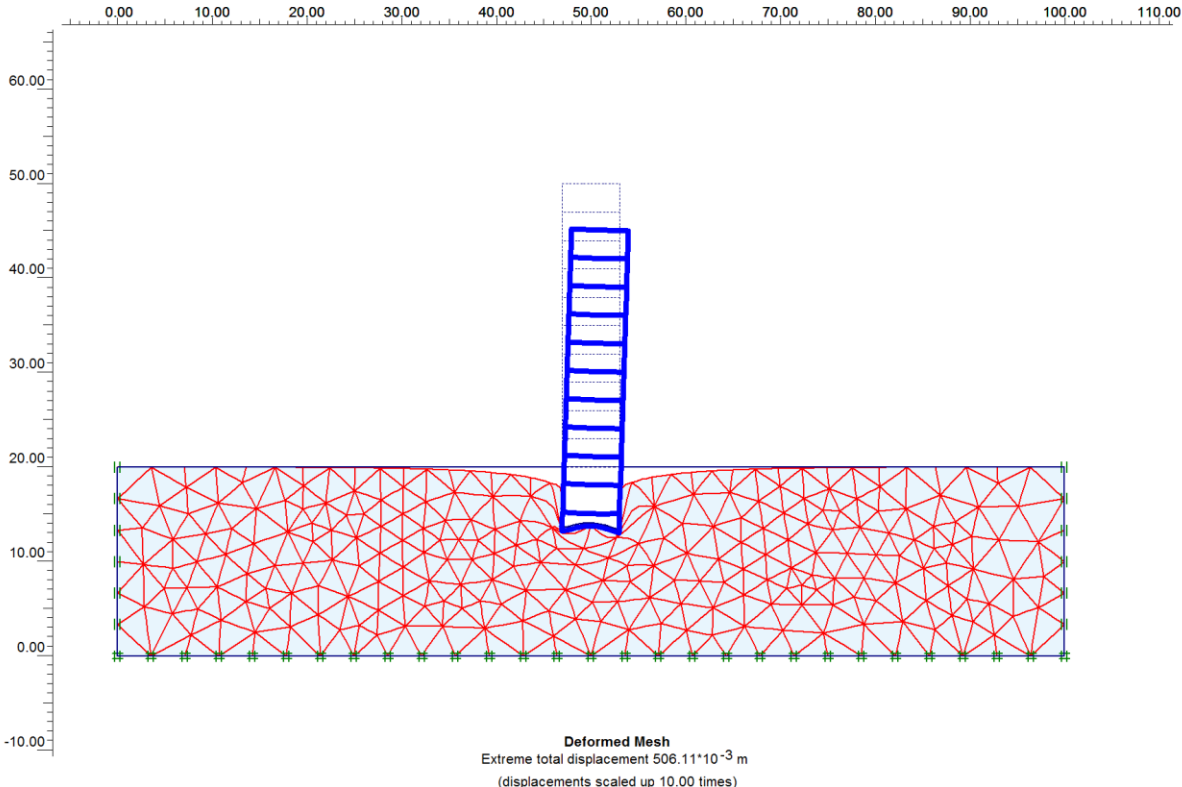


Figure 5.17 Maillage déformé du sable limoneux ($F_c = 20\%$)

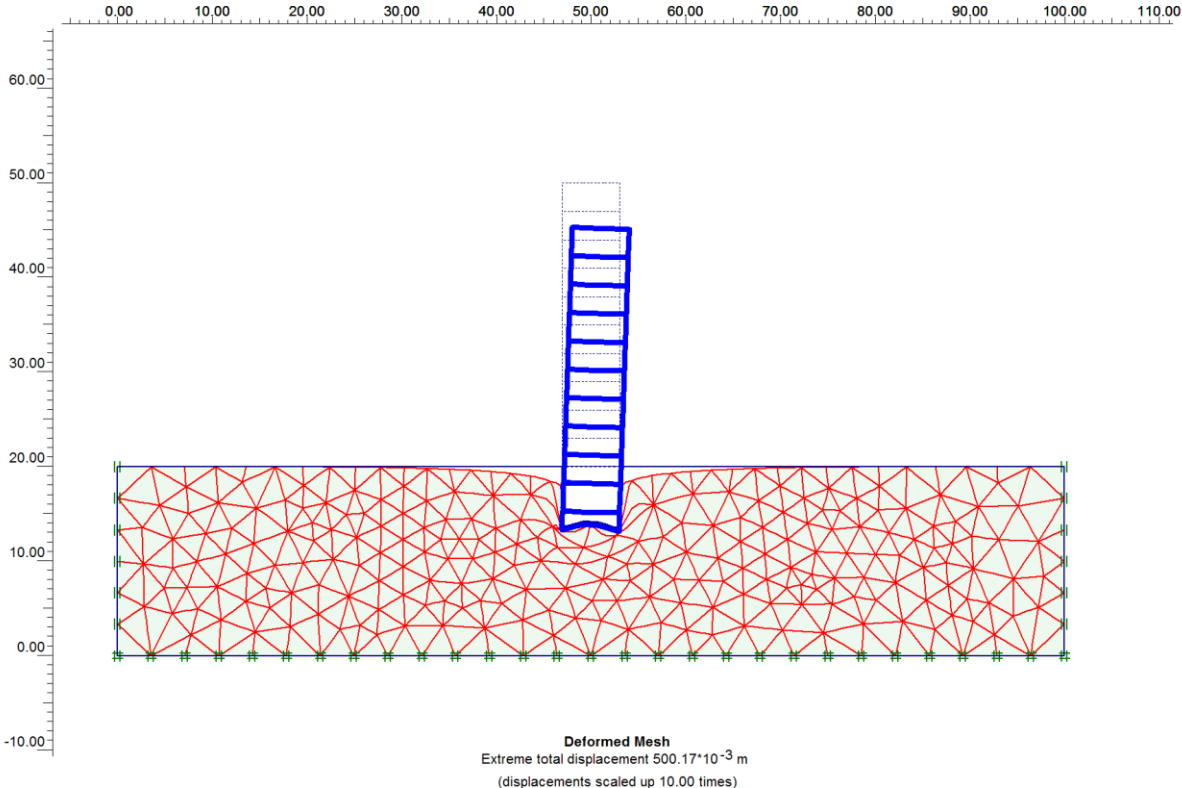


Figure 5.18 Maillage déformé du sable limoneux ($F_c = 30\%$)

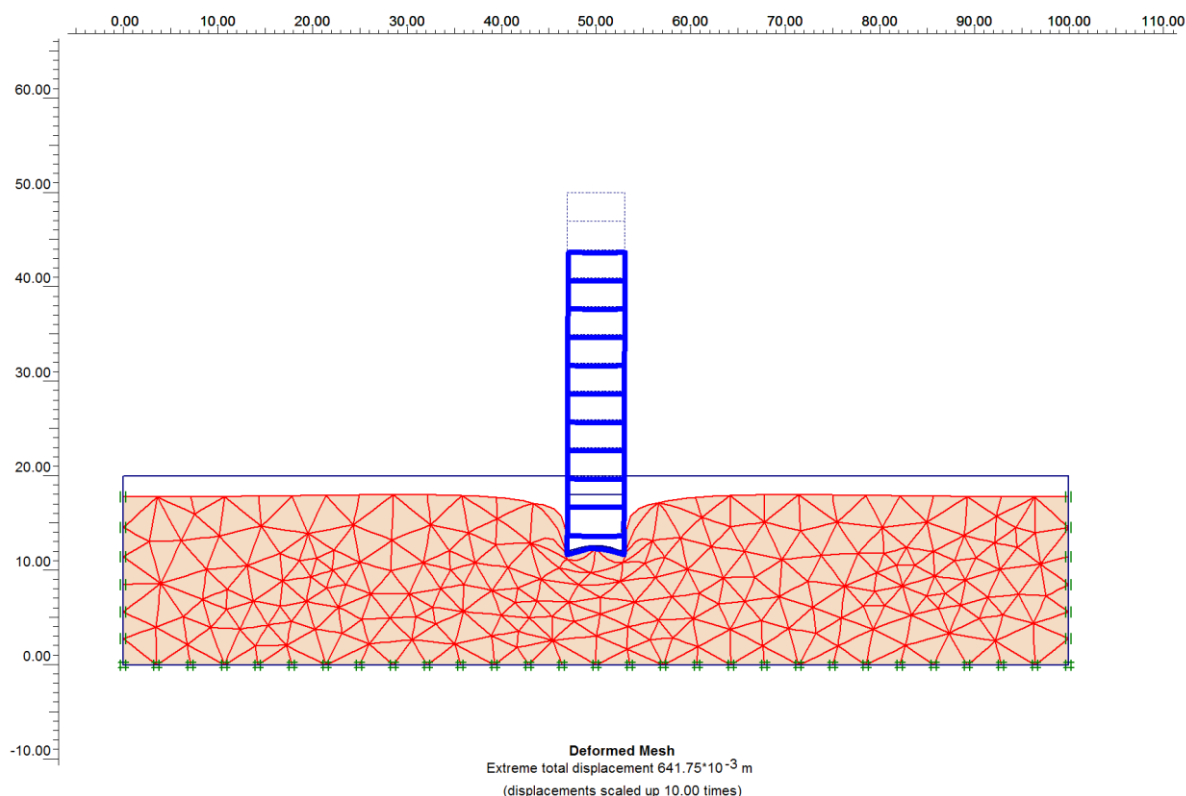


Figure 5.19 Maillage déformé du sable limoneux ($F_c = 40\%$)

5.4.1.2 Déformations volumétriques

Les résultats des déformations volumétriques des 5 sols étudiés dans cette simulation sont exposés sur les Figures 5.20 à 5.24. Les déformations volumétriques pour le sable propre ($F_c=0\%$) atteignent 5,1% en compression (Figure 5.20 a) et 0,8% en extension (Figure 5.20 b) et les zones touchées par cette extension sont situées de part et d'autre de la structure comme le montre cette figure. Pour les sables limoneux dont les fractions de fines sont de 10%, 20% et 30%, les déformations volumétriques atteignent respectivement 5,94%, 6,80% et 12,95% en compression (Figures 5.21a - 5.23 a) et 0,8%, 1,143% et 2% en traction (Figures 5.21 b - 5.23 b). Pour le dernier cas où la fraction des fines est de 40%, les résultats de la simulation illustrés dans la Figure 5.24 donnent une déformation volumétrique maximale en compression de seulement 6,02% avec une absence totale de toute déformation en extension.

Ces résultats montrent la présence d'une déformation en extension du sol qui est due au déclenchement d'une liquéfaction du sol quand la fraction des fines est inférieure ou égale à 30%. L'absence de la déformation en extension pour le sol dont la fraction des fines est égale à 40% signifie que le sol ne se liquéfie pas, ce qui confirme la similitude entre les résultats de ces simulations et les travaux expérimentaux réalisés au laboratoire.

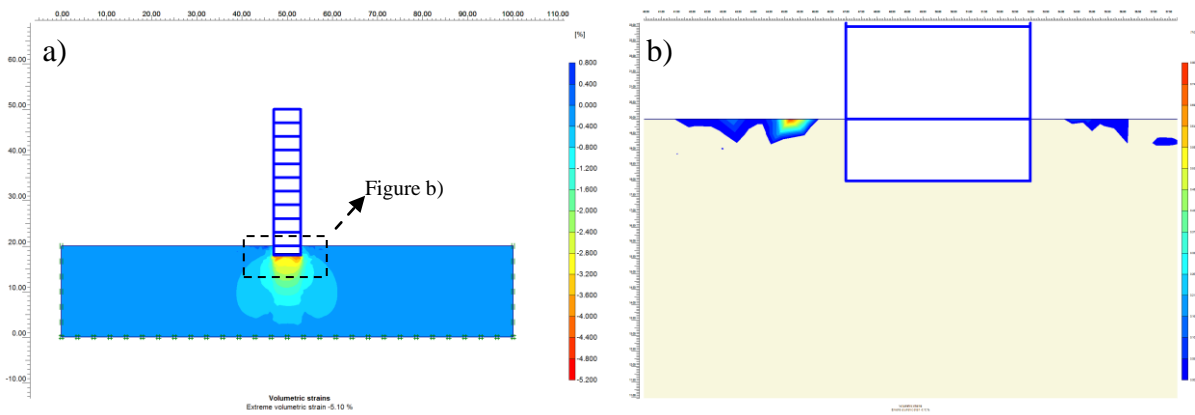


Figure 5.20 Déformations volumétriques du sable propre ($F_c = 0\%$) a) Déformations volumétriques globales b) Agrandissement des déformations volumétriques en extension

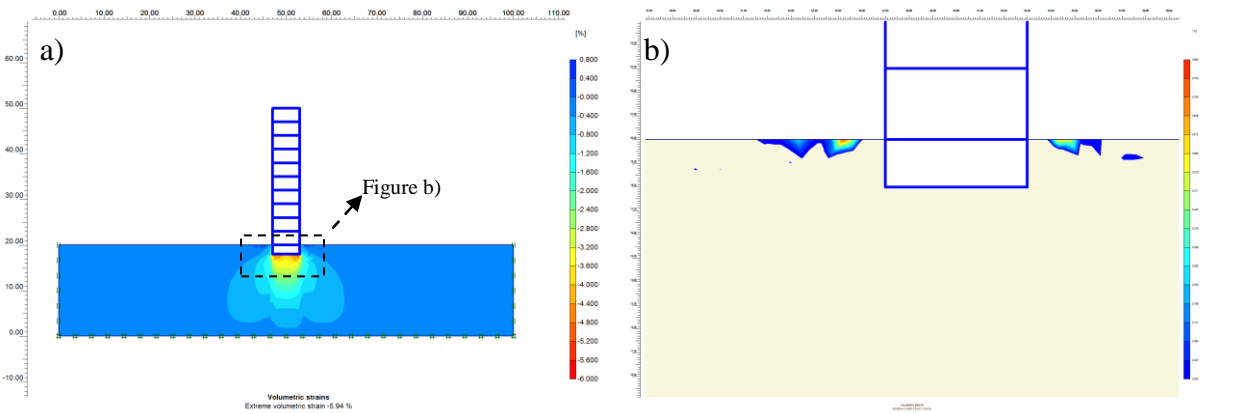


Figure 5.21 Déformations volumétriques du sable limoneux ($F_c = 10\%$) a) Déformations volumétriques globales b) Agrandissement des déformations volumétriques en extension

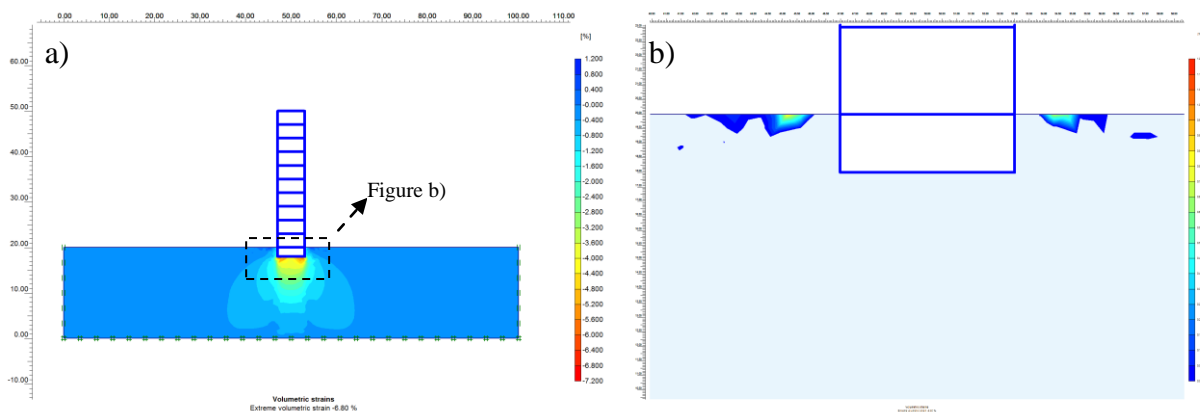


Figure 5.22 Déformations volumétriques du sable limoneux ($F_c = 20\%$) a) Déformations volumétriques globales b) Agrandissement des déformations volumétriques en extension

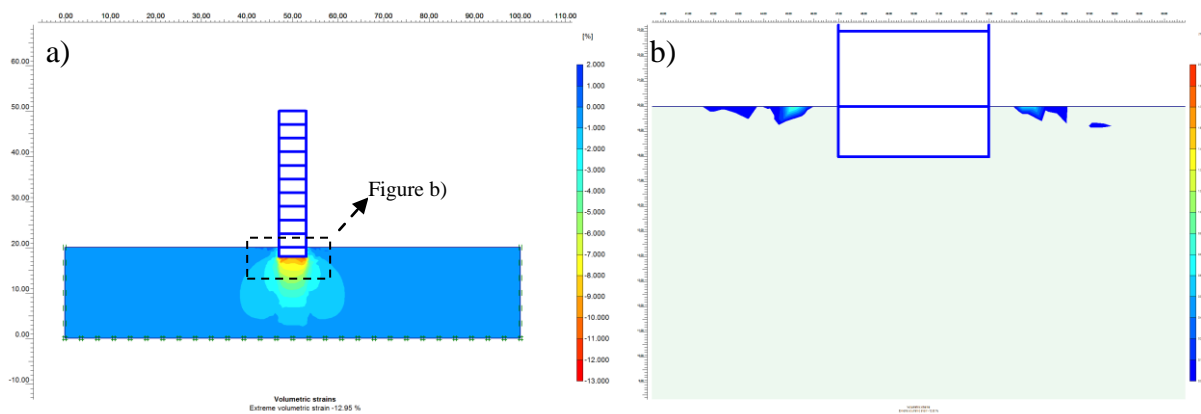


Figure 5.23 Déformations volumétriques du sable limoneux ($F_c = 30\%$) a) Déformations volumétriques globales b) Agrandissement des déformations volumétriques en extension

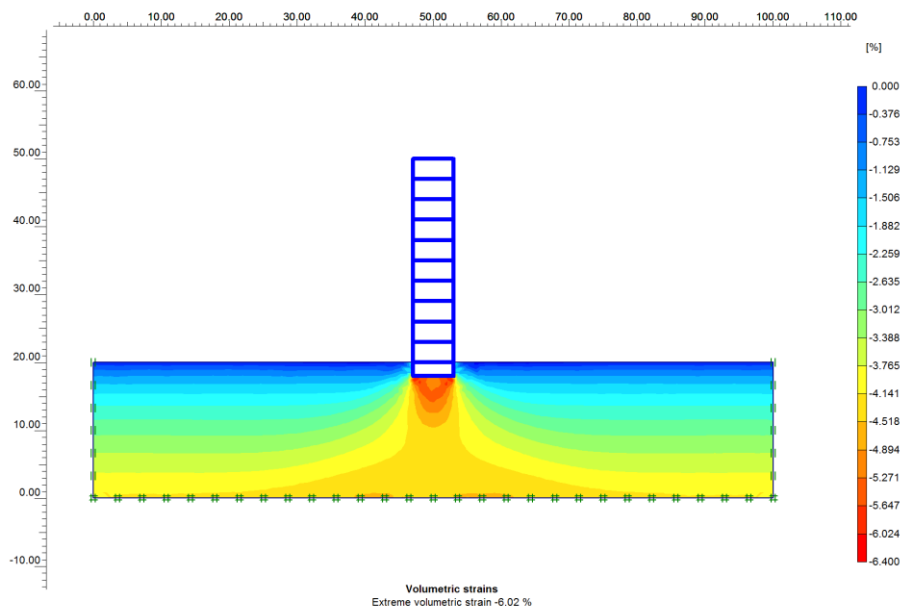


Figure 5.24 Déformations volumétriques du sable limoneux ($F_c = 40\%$)

5.4.1.3 Déplacements

La répartition des déplacements totaux sous Plaxis des différents sols considérés est présentée à la Figure 5.25. Les plus grands tassements se produisent sous la structure et les déplacements atteignent des valeurs maximales de 37,605 cm pour le sable propre, 43,722 cm pour le sable limoneux ($F_c = 10\%$), 49,533 cm pour le sable limoneux ($F_c = 20\%$), 48,766 cm pour le sable limoneux ($F_c = 30\%$) et 63,153 cm pour le sable limoneux ($F_c = 40\%$).

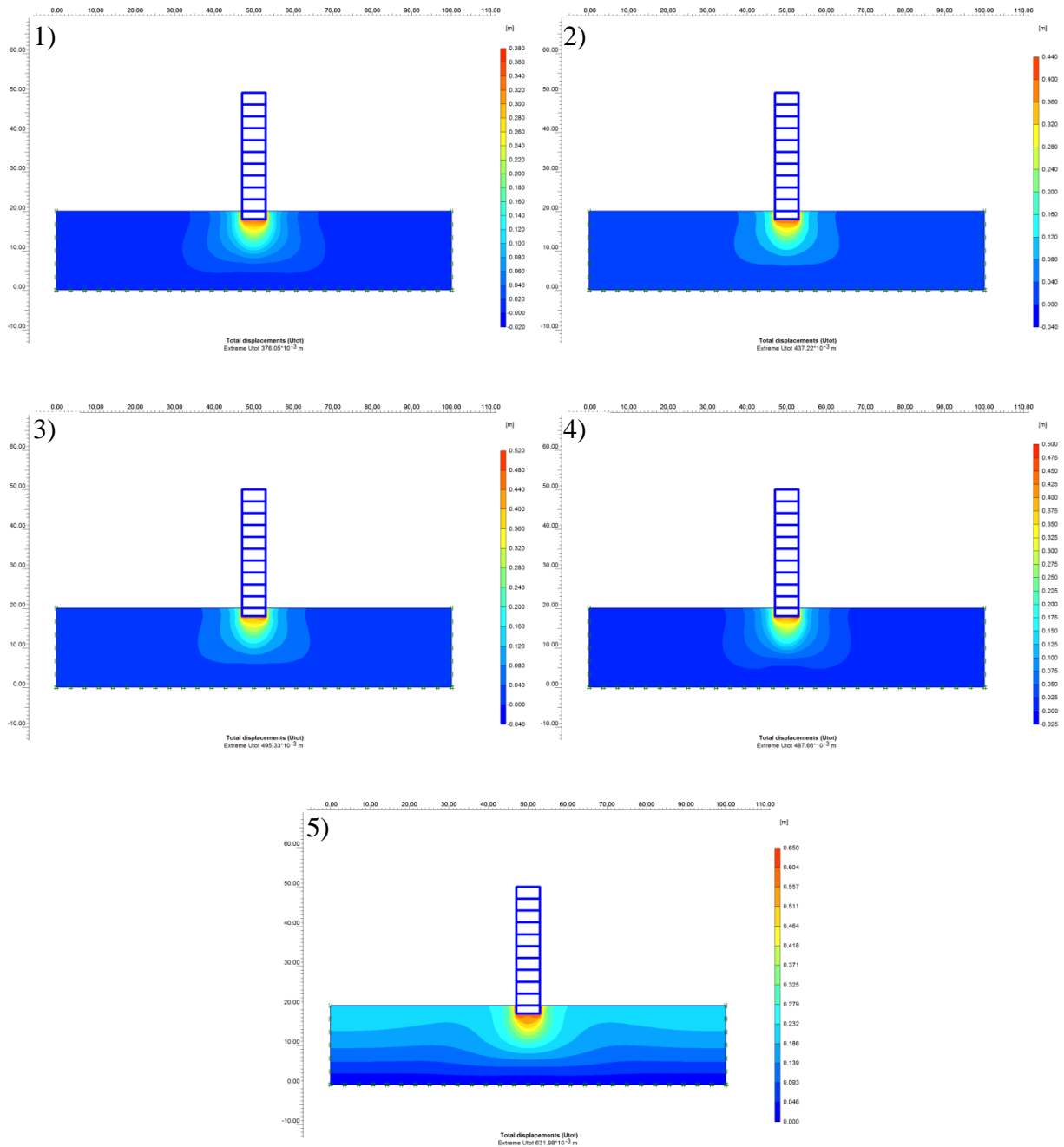


Figure 5.25 Déplacements totaux 1) Sable propre ($F_c = 0\%$) 2) Sable limoneux ($F_c = 10\%$) 3) Sable limoneux ($F_c = 20\%$) 4) Sable limoneux ($F_c = 30\%$) 5) Sable limoneux ($F_c = 40\%$)

5.4.1.4 Déformations verticales

La Figure 5.26 illustre les déformations verticales (ϵ_{yy}) et elle montre la répartition des déformations verticales en compression et en traction dans le sol pour les 5 sols considérés. Quand le sol est constitué de sable propre ($F_c = 0\%$), les déformations verticales sont en extension allant jusqu'à 5,6% de part et d'autre de la structure dans la partie supérieure et en compression allant jusqu'à 8,43% sous la structure. De même pour les sables limoneux avec une fraction de fines de 10%, 20% et 30% où les déformations verticales en compression ont des valeurs maximales respectives de 9,68%, 11,41% et 11,57% et les déformations

maximales en extensions atteignent respectivement les valeurs de 6,588%, 6,632% et 7,60%. Tandis que pour le sol dont la fraction en fines est de 40%, les déformations verticales en compression atteignent une valeur maximale de 10,58% et celles en extension sont quasiment nulles. Ces résultats appuient les précédentes conclusions, à savoir que le phénomène de la liquéfaction se déclenche pour les sols dont la teneur en fines est inférieure ou égale à 30%.

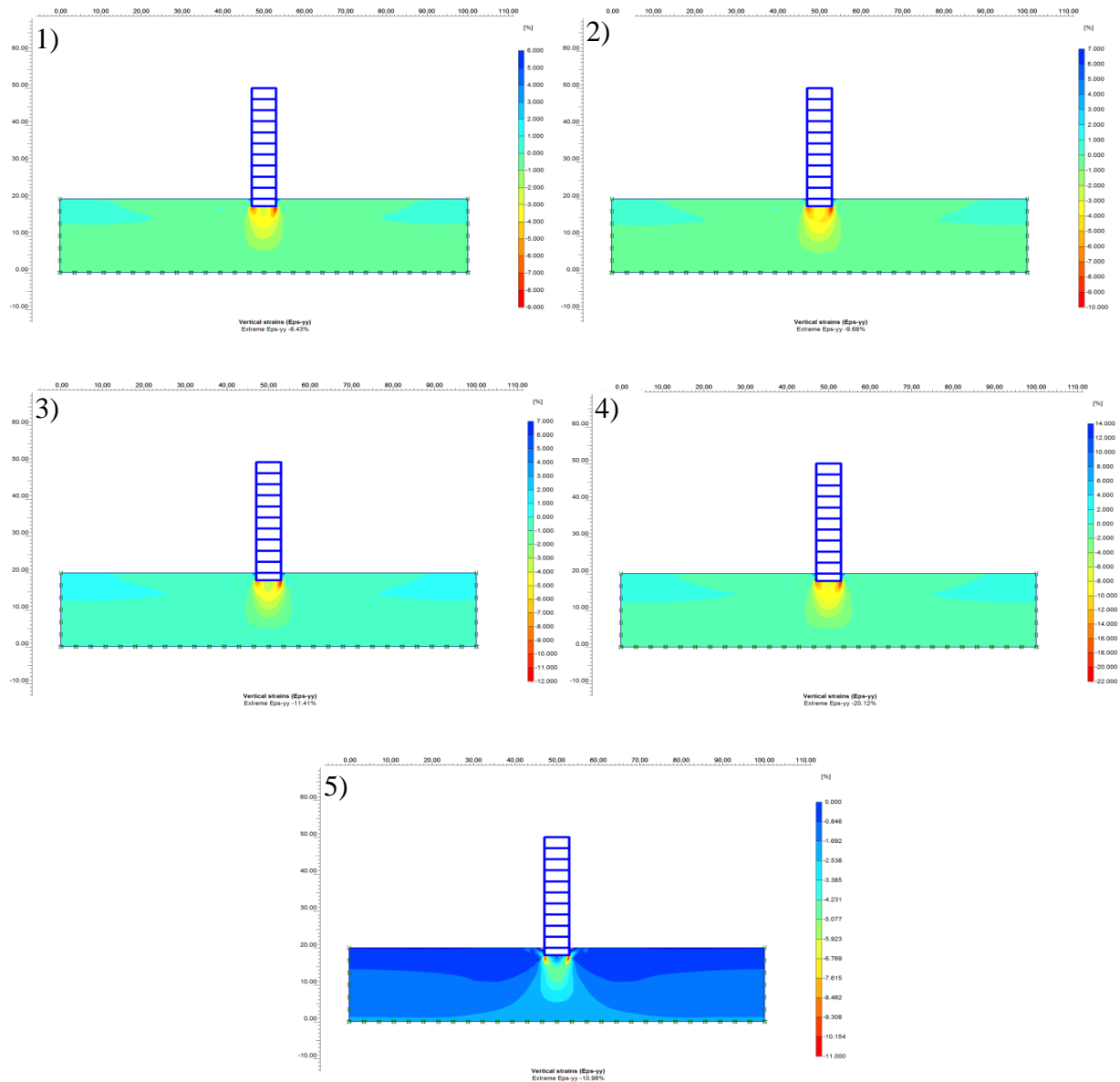


Figure 5.26 Déformations verticales (ε_{yy}) 1) Sable propre ($F_c = 0\%$) 2) Sable limoneux ($F_c = 10\%$) 3) Sable limoneux ($F_c = 20\%$) 4) Sable limoneux ($F_c = 30\%$) 5) Sable limoneux ($F_c = 40\%$)

5.4.2 Contraintes

5.4.2.1 Contraintes effectives

Les Figures 5.27 à 5.31 illustrent les résultats des contraintes effectives pour les différents sols et on remarque qu'elles sont relativement importantes sous la structure. Les valeurs maximales varient entre $149,05 \text{ kN/m}^2$ et 170 kN/m^2 .

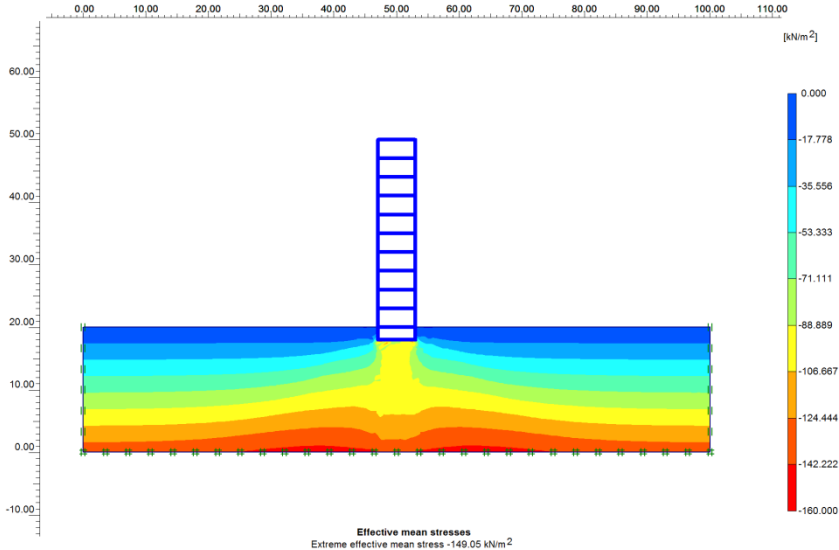


Figure 5.27 Contraintes effectives du sable propre ($F_c = 0\%$)

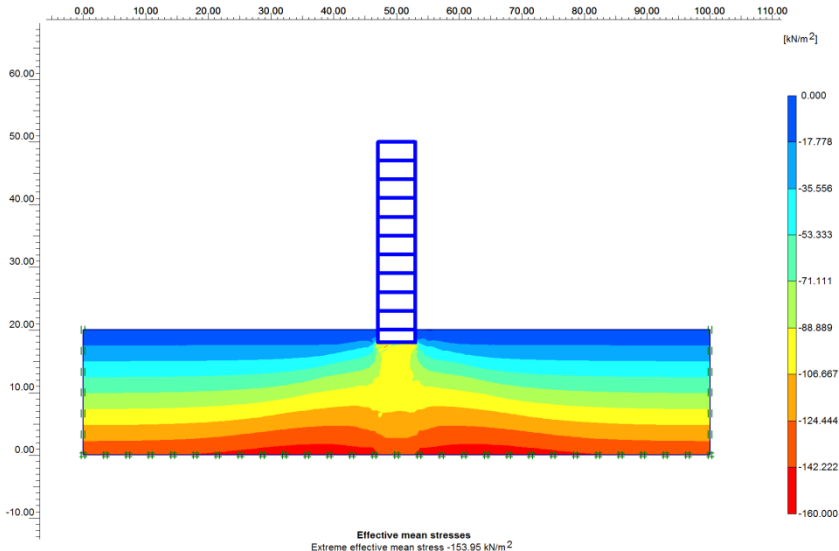


Figure 5.28 Contraintes effectives du sable limoneux ($F_c = 10\%$)

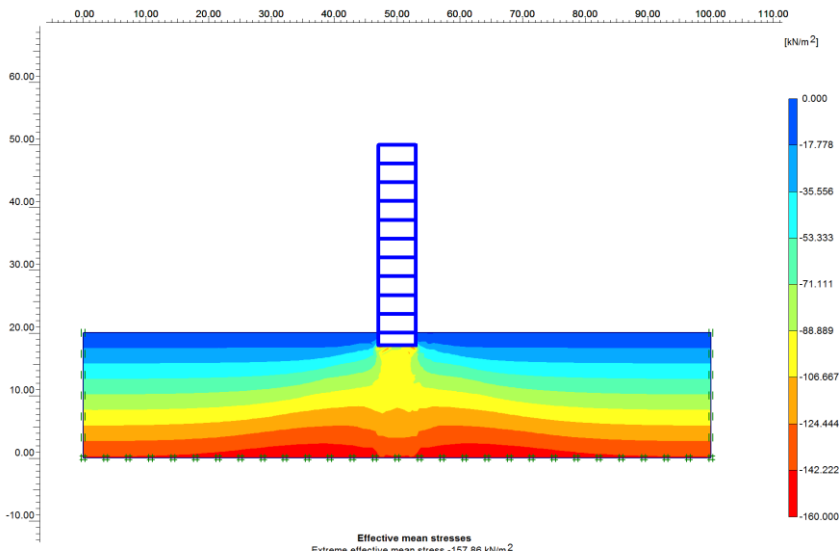


Figure 5.29 Contraintes effectives du sable limoneux ($F_c = 20\%$)

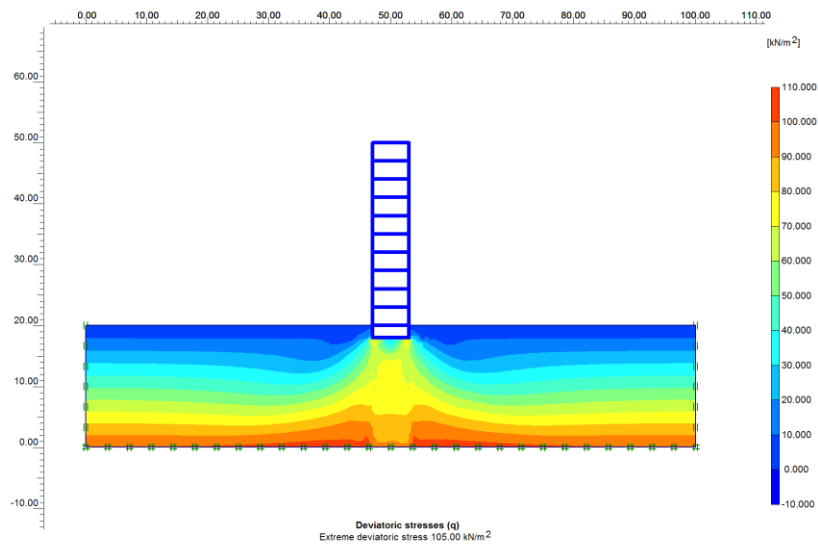


Figure 5.32 Déviateur des contraintes du sable propre ($F_c = 0\%$)

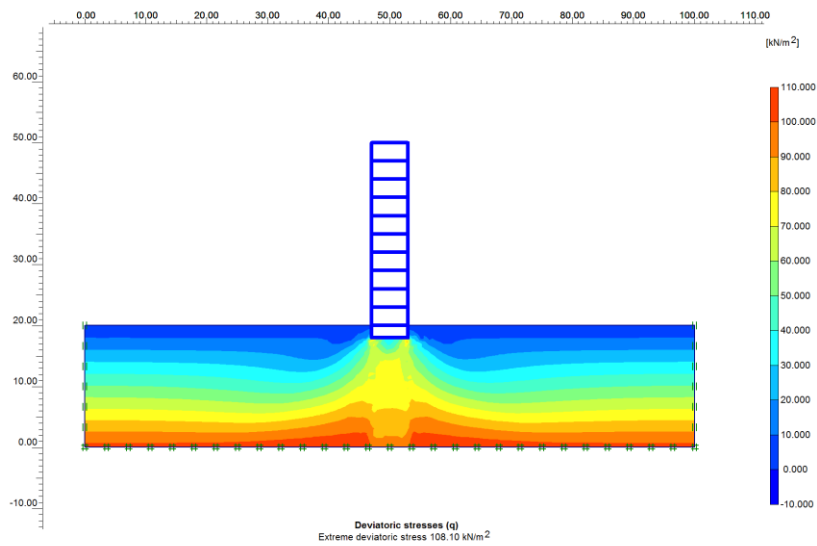


Figure 5.33 Déviateur des contraintes du sable limoneux ($F_c = 10\%$)

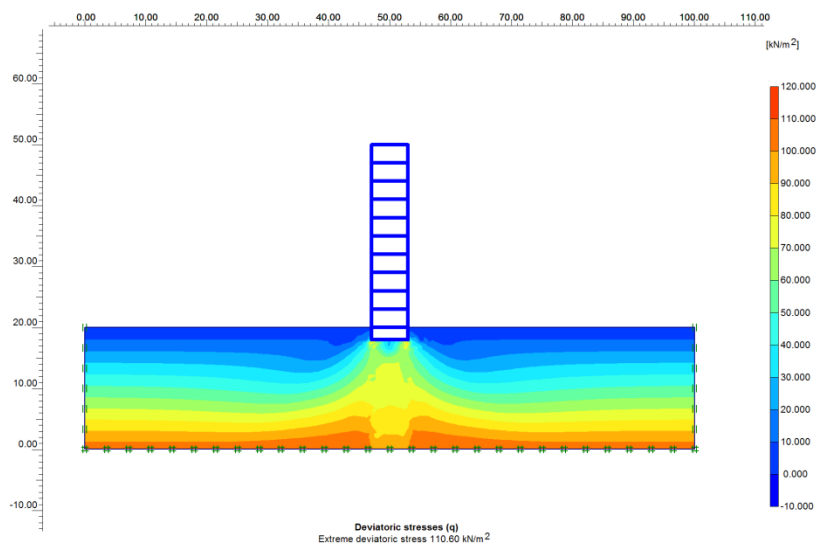


Figure 5.34 Déviateur des contraintes du sable limoneux ($F_c = 20\%$)

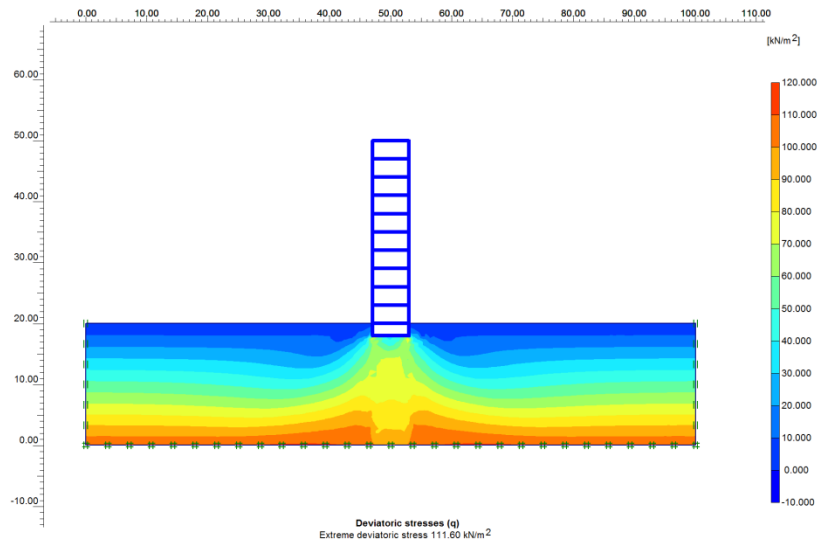


Figure 5.35 Déviateur des contraintes du sable limoneux ($F_c = 30\%$)

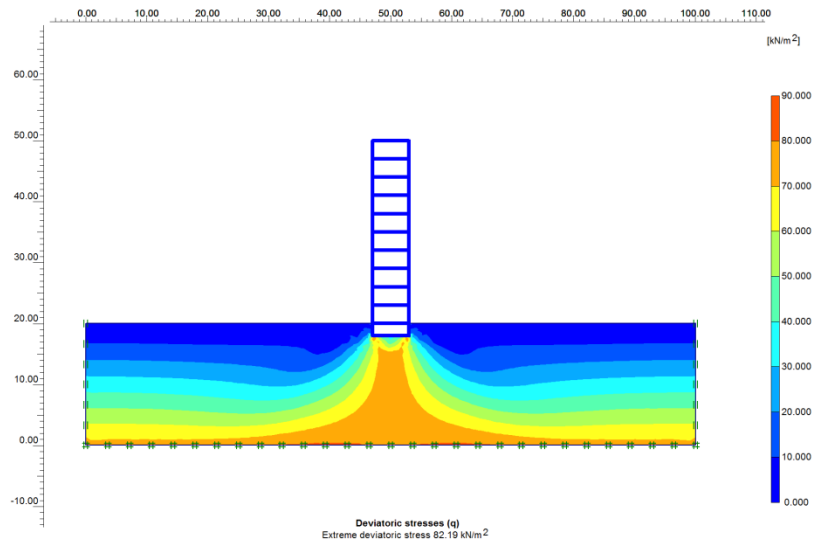


Figure 5.36 Déviateur des contraintes du sable limoneux ($F_c = 40\%$)

5.4.2.3 Contraintes tangentielles

L'option de contrainte tangentielle relative (Relative shear stresses) donne une indication pour savoir si un point de contrainte est proche de l'enveloppe de rupture. La contrainte tangentielle relative τ_{rel} , est définie comme:

$$\tau_{rel} = \frac{\tau^*}{\tau_{max}} \quad (5.19)$$

où τ^* est la valeur maximale de la contrainte tangentielle et τ_{max} est la valeur maximale de la contrainte tangentielle dans le cas où le cercle de Mohr deviendrait tangent à l'enveloppe de rupture de Coulomb, en gardant la contrainte principale intermédiaire constante.

Alors, la Figure 5.37 donne une représentation des zones où les contraintes tangentielles relatives sont maximales pour les différents sols étudiés. On remarque que pour les sols dont la teneur en fines est inférieure ou égale à 30% une analogie dans la répartition des contraintes tangentielles relatives et que de grandes surfaces sont soumises à un cisaillement important. Pour le sol dont la teneur en fines est égale à 40%, la répartition des contraintes tangentielles relatives est différente et elle est plus faible aux autres sols. Ces remarques permettent de mettre en évidence le rôle des fines ($F_c \leq 30\%$) dans l'augmentation des contraintes tangentielles relatives et par conséquent l'apparition du phénomène de la liquéfaction.

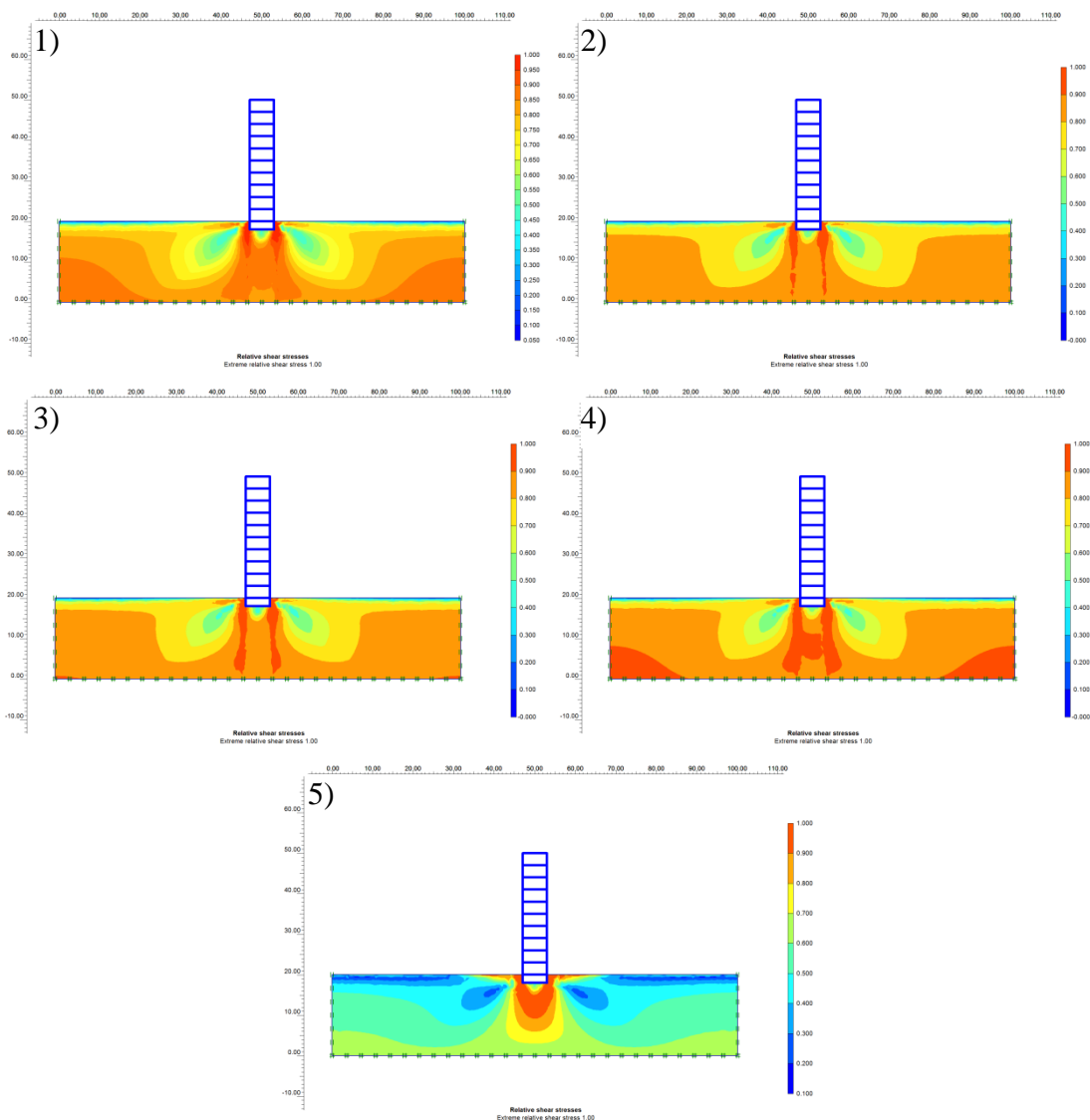


Figure 5.37 Contraintes tangentielles relatives τ_{rel} 1) Sable propre ($F_c = 0\%$) 2) Sable limoneux ($F_c = 10\%$) 3) Sable limoneux ($F_c = 20\%$) 4) Sable limoneux ($F_c = 30\%$) 5) Sable limoneux ($F_c = 40\%$)

5.5 Conclusion

Une modélisation numérique a été menée à l'aide du logiciel Plaxis sous charges monotones d'une structure en béton armé représentative implantée sur un sol sableux dont les caractéristiques varient en fonction de la fraction des fines introduite allant de 0% à 40%.

Un aperçu du programme Plaxis est exposé afin d'expliquer les quatre sous-routines ou Sous-programmes de ce logiciel et les étapes de la création d'un modèle en éléments finis en lui affectant les propriétés du matériau utilisé, les charges et les conditions aux limites.

Cette simulation a été modélisée au moyen d'une géométrie en déformations planes en utilisant un modèle de durcissement par écrouissage isotropique ou "hardening soil model, HSM". La section du sol d'implantation du projet étudié a une dimension 100 m de longueur sur 20 m de hauteur, tandis que la structure en béton armé a une coupe de 6m de largeur sur 32 m de hauteur et le sol a été soumis aux chargements dus au poids propre de la structure et aux charges d'exploitation.

Les états limites de contraintes sont présentés par l'angle de frottement φ , la cohésion c et l'angle de dilatance ψ et la rigidité du sol est quantifiée par l'utilisation de trois différents paramètres de rigidité: la rigidité de chargement triaxiale, E_{50} , la rigidité de déchargement triaxiale, E_{ur} et la rigidité de chargement oedométrique, E_{oed} .

Deux types différents de matériaux sont utilisés dans cette simulation sous Plaxis, à savoir les propriétés du sol et des interfaces (sable avec une fraction de fines allant de 0% à 40%) et celui des plaques (béton armé) et la méthode de résolution utilisée par Plaxis est implicite qui est inconditionnellement stable pour résoudre les équations de Newmark en choisissant des éléments à 15 nœuds.

Un maillage est réalisé, puis un paramétrage des conditions initiales du sol est effectué en générant les pressions interstitielles initiales, ainsi que les contraintes initiales. Ainsi, le calcul a été effectué en deux étapes, à savoir, une phase de consolidation et une phase plastique. Cette simulation numérique sous Plaxis a permis de mettre en évidence les points suivants :

- ✓ Les résultats du maillage déformé de cette simulation montrent que la structure devient instable et elle se renverse quand la proportion des fines est inférieure ou égale à 30% tandis que quand la proportion des fines est de 40% la structure se tasse mais sans qu'elle se renverse.
- ✓ Les déformations volumétriques maximales varient de 5,1% à 12,95% en compression et de 0,8% à 2% en traction quand la fraction des fines est inférieure ou égale à 30% mais

pour le cas où la fraction des fines est égale 40%, on constate seulement des déformations volumétriques en compression d'une valeur maximale de 6,02% et une absence totale de toute déformation en extension.

- ✓ Pour la répartition des déplacements totaux sous Plaxis, les plus grands tassements se produisent sous la structure et les déplacements maximaux varient de 37,605 cm à 63,153 cm.
- ✓ Les déformations verticales (ε_{yy}) sont en extension avec un maximum allant de 5,6% à 7,60% de part et d'autre de la structure et en compression de 8,43% à 11,57% sous la structure quand la fraction des fines est inférieure ou égale à 30%. Tandis que pour le sol dont la fraction en fines est de 40%, les déformations verticales en compression atteignent une valeur maximale de 10,58% et celles en extension sont approximativement nulles.
- ✓ Les contraintes effectives pour les différents sols sont relativement importantes sous la structure. Les valeurs maximales varient entre 149,05 kN/m² et 170 kN/m².
- ✓ Le déviateur des contraintes maximal varie entre 105 kN/m² et 111,60 kN/m² pour les sols dont la fraction des fines est inférieure ou égale à 30%, tandis que pour le sable limoneux dont la fraction en fines est de 40%, il chute à 82,19 kN/m².
- ✓ Les sols dont la teneur en fines est inférieure ou égale à 30% présente une analogie dans la répartition des contraintes tangentielles relatives et un cisaillement important tandis que le sol dont la teneur en fines est égale à 40%, la répartition des contraintes tangentielles relatives est différente et elle est plus faible par rapport aux autres sols.

Ces résultats montrent la présence d'une déformation en extension du sol qui est due au déclenchement d'une liquéfaction du sol quand la fraction des fines est inférieure ou égale à 30%. L'absence de la déformation en extension pour le sol dont la fraction des fines est égale à 40% signifie que le sol ne se liquéfie pas, ce qui confirme la similitude entre les résultats de ces simulations et les travaux expérimentaux réalisés au laboratoire (chapitre 3).

Ces résultats permettent de mettre en évidence le rôle des fines ($F_c \leq 30\%$) dans l'augmentation des contraintes tangentielles relatives et par conséquent l'apparition du phénomène de la liquéfaction, ce qui appuie les précédentes conclusions. L'ensemble des résultats sont jugés cohérents et vraisemblables et les conclusions sont tout à fait analogues à celles trouvées au Chapitre 4, à savoir que le phénomène de la liquéfaction se déclenche pour les sols dont la teneur en fines est inférieure ou égale à 30%.

Conclusions générales

Arrivé au terme de ce travail, il est nécessaire de dresser les conclusions de cette étude et de proposer les perspectives d'amélioration et de développement ultérieurs.

Les concepts d'état critique sont largement utilisés dans la modélisation du comportement des sols, ils sont élaborés généralement sur la base du comportement des matériaux reconstitués isotopes.

Des améliorations importantes sont nécessaires afin d'obtenir un degré acceptable de réalisme de ces modèles pour les sables et les mélanges sable-limon. Cette étude présente une extension du modèle critique en intégrant de nouvelles caractéristiques essentielles comme l'indice des vides intergranulaire équivalent et la densité relative équivalente.

La compréhension de la liquéfaction des sols hétérogènes (sable-limon) est moins complète que la compréhension de la liquéfaction dans les sables propres. Une revue de la littérature en chapitre 1 a montré qu'il n'y a pas un consensus clair quant à l'effet de l'augmentation de la teneur des fines sur la résistance à la liquéfaction des sols hétérogènes. En fait, les résultats des recherches de l'influence des fines sur les comportements des sables limoneux sont apparemment controversés.

Plusieurs conclusions concernant l'effet des fines sur la susceptibilité à la liquéfaction des sols hétérogènes ont été tirées de cette étude. Il a été observé dans la bibliographie une légère divergence entre l'évaluation de la susceptibilité à la liquéfaction en laboratoire et celle donnée par les essais in situ, alors il serait préférable de construire une base de données pour une série de sols vierges de toute histoire.

L'analyse théorique des déformations à l'aide des méthodes numériques et, notamment, des éléments finis, a permis de réaliser des progrès importants dans la compréhension du fonctionnement des ouvrages de géotechnique, d'où en premier chapitre une bibliographie assez détaillée a été abordé concernant les différentes lois de comportement des sols et les modèles utilisés dans le domaine de la géotechnique. Les paramètres influant sur les différentes modélisations du comportement des sols ainsi que les formules mathématiques et les principes de détermination sont détaillés.

Une série de tests triaxiaux automatiques non drainés sous charges monotones ont été réalisés sur des mélanges sable-limon reconstitués et saturés provenant de la région de Kharouba (Mostaganem). L'expérimentation s'effectue après la préparation des échantillons dont la teneur en fines varie de 0% à 40% par pluviation à sec. Lors de ces essais, deux

densités initiales relatives (15% et 55%) et une contrainte initiale effective de confinement de 100 kPa sont utilisées.

Le résultat obtenu montre que la résistance au cisaillement critique non drainée est considérablement affectée par la teneur en fines contenue dans la matrice du sable. La participation des fines limoneuses dans le comportement du sol dépend de la fraction en fines présente dans ce sol. Par conséquent, l'indice de vides intergranulaire équivalent et la densité relative équivalente ont été introduits comme nouveaux paramètres pour évaluer l'influence des fines sur le comportement des sols hétérogènes à la liquéfaction.

Quand la densité relative initiale est maintenue constante, la résistance à la liquéfaction diminue lorsque la teneur en fines augmente jusqu'à un seuil qui est dans cette étude égal à 30%. La résistance au cisaillement critique non drainée diminue de manière linéaire avec l'augmentation de l'indice de vides intergranulaire équivalent, tandis qu'elle augmente avec l'augmentation de la densité relative équivalente, ce comportement est valable pour une teneur en fines $F_c \leq 30\%$ seulement. Cependant, le facteur (α) doit être lié aux paramètres intrinsèques du mélange sable-limon par la mécanique à l'état critique du sol. Dans l'intervalle allant de 0-30% en fraction de fines et par le biais des deux corrélations obtenues, l'indice de vides intergranulaire équivalent et la densité relative équivalente seront des paramètres clés pour caractériser la susceptibilité d'une instabilité du sol. Lors des essais réalisés, le sol d'étude a dépassé le seuil fixé par les critères chinois et les résultats des tests montrent clairement que ce sol est susceptible de se liquéfier à une teneur en fines allant jusqu'à 30% et cela coïncide avec les observations récentes constatées dans des cas réelles de liquéfaction statiques rapportées par de nombreux chercheurs.

Une simulation numérique a été modélisée en utilisant le logiciel Plaxis 2D V8.2 sous l'hypothèse des déformations planes avec un modèle de durcissement par écrouissage isotropique ou "hardening soil model, HSM" en prenant comme étude de cas une structure implantée sur un sol ayant les mêmes caractéristiques que celles prises dans l'étude expérimentale afin de pouvoir confronter les résultats de l'expérimentation avec ceux de la simulation numérique.

La simulation numérique sous Plaxis utilisée dans cette étude a permis de mettre en évidence les différentes zones de déformations et des contraintes au niveau du sol et les résultats ont montré la présence d'une déformation en extension du sol quand la fraction des fines est inférieure ou égale à 30% et une absence de celle-ci quand la fraction des fines est égale à 40%.

Ces résultats permettent de mettre en évidence le rôle des fines ($F_c \leq 30\%$) dans l'apparition du phénomène de la liquéfaction, ce qui appuie les précédentes conclusions tirées de l'étude expérimentale.

Les résultats de l'expérimentation et de la simulation numérique sont jugés cohérents et vraisemblables et leurs conclusions sont tout à fait identiques, ce qui permet de conclure que le phénomène de la liquéfaction apparaît dans les sols sableux dont la teneur en fines est inférieure ou égale à 30%.

Enfin et en perspectives, il est nécessaire de donner quelques recommandations issues de cette étude pour des recherches ultérieures.

Toutefois, il reste encore des efforts à faire pour parvenir à des prévisions réalistes. Ces efforts ne seront véritablement efficaces et la modélisation par éléments finis ne fournira une aide fiable à l'ingénieur que si de réels progrès sont réalisés conjointement :

- Dans la caractérisation du comportement des sols saturés et non saturés (rhéologie, essais de laboratoire).
- Dans la détermination des paramètres des lois de comportement.
- Dans l'instrumentation et dans la réalisation des essais in situ.

La Présentation des résultats obtenus d'une manière biaisée qui regroupe les fines plastique et non plastiques aura probablement un impact sur le comportement réel des sols hétérogènes indépendamment de ses comportements cohésifs d'où, l'étude de l'influence de la cohésion sur le comportement des grains sable-sable et sable-limon serait intéressante.

La progression dans la connaissance du comportement des ouvrages en introduisant d'autres paramètres qui interviennent dans les différentes modélisations tout en les validant par des confrontations entre les résultats numériques et les mesures expérimentales fiables.

Pour la caractérisation du potentiel de liquéfaction, il serait intéressant de faire recours à d'autres outils de reconnaissances qui peuvent être utilisés conjointement avec les essais réalisés au laboratoire pour avoir une certaine similitude entre les deux approches (les essais de vibration pour le pénétromètre léger, reconnaissance géo-endoscopique ou autres...).

BIBLIOGRAPHIE

- Abedi, M., Yasrobi, S. S. (2010). "Effects of plastic fines on the instability of sand", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 30(3), 61-67.
- Adalier, K., Elgamal, A.W. (2002). "Seismic response of adjacent dense and loose saturated sand columns", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 22(2), 115-127.
- Adalier, K., Elgamal, A.W., Meneses, J., Baez, J.I. (2003). "Stone columns as liquefaction countermeasure in non-plastic silty soils", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 23(7), 571-584.
- Adalier, K., Sharp, M.K. (2004). "Embankment dam on liquefiable foundation – dynamic behavior and densification remediation", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 130(11), 1214-1224.
- Ambraseys, N.N. (1988). "Engineering seismology", *Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 17, 1, 1-105, 1988.
- Anandarajah, A. (1994). "Procedures for elastoplastic liquefaction modeling of sands", *ASCE, Journal of Engineering Mechanics*, 120(7):1563-1587.
- Andrews, D. C., Martin, G. R. (2000). "Criteria for liquefaction of silty soils", In Proc., 12th World Conf. on Earthquake Engineering. Upper Hutt, New Zealand: NZ Soc. for EQ Engrg.
- Andrus, R.D., Stokoe II, K.H. (1997). "Liquefaction resistance based on shear wave velocity", *Proceeding of NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils*, (pp. 89-128). Buffalo, NY: T.Y. Youd and I.M. Idriss, Eds.
- Andrus, R.D., Stokoe II, K.H. (2000). "Liquefaction resistance of soils from shear-wave velocity", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering (ASCE)*, 126(11), 1015-1025.
- Andrus, R. D., Stokoe, K. H., Roesset, J. M. (1991). "Liquefaction of Gravelly Soil at Pence Ranch During the 1983 Borah Peak, Idaho Earthquake", *First International Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering V*, Karlsruhe, Germany, September 1991.
- Arango, I. (1996). "Magnitude scaling factors for soil liquefaction evaluations", *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 122, 11, 929-936, 1996.
- Ashour, M., Norris, G. (1999). "Liquefaction and undrained response evaluation of sands from drained formulation", *J Geotech and Geoenv Eng, ASCE*, Vol 125, No 81, pp 649-658.

- ASTM D2487-11 (2011). "Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)", ASTM International, West Conshohocken, PA. DOI: 10.1520/D2487-11.
- Baziar, M. H., Jafarian, Y., Shahnazari, H., Movahed, V., Amin Tutunchian, M. (2011). "Prediction of strain energy-based liquefaction resistance of sand–silt mixtures: An evolutionary approach", *Computers and Geosciences*, 37(11), 1883-1893.
- Been, K., Jefferies, M. G. (2004). "Stress-dilatancy in very loose sand", *Ca. Geotech. J.* 41: 972-989.
- Benahmed, N. (2002). "Influence of the structure on the mechanical behaviour of sand", *Discussion, Constitutive and Centrifuge Modelling: Two extremes*. Ed. Sarah Springman, A.A. Balkema, 227-229.
- Benahmed, N., Canou, J., Dupla, J. C. (2002). "Influence of the structure on the mechanical behaviour of sand", In *Constitutive and Centrifuge Modelling: Two Extremes: Proceedings of the Workshop on Constitutive and Centrifuge Modelling*, Monte Verità, Switzerland, 8-13 July 2001 (Vol. 1, p. 209). CRC Press.
- Benahmed, N., Canou, J., Dupla, J. C. (2004). "Structure initiale et propriétés de liquéfaction statique d'un sable". *Comptes Rendus Mécanique* 332, p. 887-894.
- Beroya, M. A. A., Aydin, A., Katzenbach, R. (2009). "Insight into the effects of clay mineralogy on the cyclic behavior of silt–clay mixtures", *Engineering Geology*, 106(3), 154-162.
- Boulanger, R.W., Idriss, I.M. (2006). "Liquefaction susceptibility criteria for silts and clays", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 132(11), 1413-1426.
- Bowles, J.E. (1984). "Physical and geotechnical properties of soils", (2e édition). New York, NY: McGraw-Hill.
- Bray, J. D., Sancio, R. B. (2006). "Assessment of the liquefaction susceptibility of fine-grained soils", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 132(9), 1165-1177.
- Brennan, A. J., Madabhushi, S.P.G. (2005). "Liquefaction and drainage in stratified soil", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 131(7), 876-885.
- Burland, J. B. (1965). "Discussion", *Geotechnique* 15: 211-214.
- Burland, J. B., Roscoe, K.H. (1968). "On the generalized stress-strain behaviour of wet clay", In *Engineering Plasticity*. Heyman-Leckie, Cambridge, 1968.
- Cambou, B., Jafari, K. (1988). "Modèle de comportement des sols non cohérents", *Revue Française de Géotechnique*, vol. 44, pp. 43-55, 1988.

- Casagrande, A. (1936). "Characteristics of cohesion less soils affecting the stability of earth fills", *Journal of Boston Society of Civil Engineers*, 23(1), 13-32.
- Casagrande, A. (1975). "Liquefaction and cyclic deformation of sands: A critical review", *Proceedings of the 5th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Buenos Aires, Argentina, 5, 80-133.
- Casagrande, A. (1976). "Liquefaction and cyclic deformations of sands – a critical review", *Harvard Soil Mech. Ser. No. 88*, Harvard Univ., Cambridge, Mass.
- Castro, G. (1969). "Liquefaction of sands", Ph.D thesis, *Harvard Soil Mechanics Series*, No. 81, Harvard University, Cambridge, Mass.
- Castro, G. (1975), "Liquefaction and cyclic mobility of saturated sands", *Journal of the Geotech. Eng. Div., ASCE*, 101(GT6), 551-569.
- Castro, G. (1987). "On the behavior of soils during earthquakes - Liquefaction", *Proceedings of the 3rd International Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Princeton, New Jersey, June, 1987.
- Castro, G., Poulos, S. J. (1977). "Factors affecting liquefaction and cyclic mobility", *J. Geotech. Engrg. Div., ASCE*, Vol. 103, No. GT6, June, pp. 501-516.
- Chang, N.Y., Yeh, S.T., Kaufman, L.P. (1982). "Liquefaction potential of clean and silty sands", In *Proceedings of the Third International Earthquake Microzonation Conference*, Vol. 2, pp. 1017-1032.
- Chaney R. C. (1978). "Saturation effects on the cyclic strength of sands", *Earthquake engineering and soil dynamics*, ASCE, Vol. 1, pp. 342-358.
- Chen, C. S., Xiao, H. B. (2013). "Liquefaction Potential of Clayey Soils from Wenchuan Earthquake-Induced Landslides", *Advanced Materials Research*, 639, 850-853.
- Chu, J., Leong, W.K. (2002). "Effect of fines on instability behavior of loose sand", *Geotechnique*, 52(10), 751-755.
- Cubrinovski, M., Ishihara, K. (1998). "Modelling of sand behaviour based on state concept", *Soils and Foundations*, 38, No 2, 115-127.
- Davies, M.P., Chin, B.G., Dawson, B.G. (1998). "Static liquefaction slump of mine tailings—a case history", In *Proceedings, 51st Canadian Geotechnical Conference*.
- De Alba, P., Chan, C.K., Seed H.B. (1975). "Determination of soil liquefaction characteristics by large-scale laboratory tests", (EERC 75-14). Berkeley, CA: Berkeley University - Earthquake Engineering Research Center.
- Derakhshandi, M., Rathje, E. M., Hazirbaba, K., Mirhosseini, S. M. (2008). "The effect of plastic fines on the pore pressure generation characteristics of saturated sands", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 28(5), 376-386.

- Deshpande, V.S., Cebon, D. (1999). "Steady state constitutive relationship for idealized asphalt mixes", *Mechanics of Materials*, 31, 271-287.
- Dou, Y., Liu, X., Li, Y. (2004). "Shaking table testing of vibration reduction of sand cushion", *Proceedings of the 2004 International Symposium on Safety and Technology*, Vol. 4, pp. 703-708.
- Drucker, D.C. (1959). "A definition of stable inelastic material", *ASME Transactions, Journal of Applied Mechanics*, Vol.26(1):101-106.
- Drucker, D.C., Prager, W. (1952). "Soil mechanics and plastic analysis or limit design", *Quarterly Journal of Applied Mathematics*, Vol. 10 (2):157-165.
- Drucker, D.C., Greenberg, H.J., Prager, W. (1951). "The safety factor of an elastic-plastic body in plane strain", *Journal of Applied Mechanics*, Vol. 18: p.371.
- Drucker, D.C., Gibson, R.E., Henckel, D.J. (1957), "Soil mechanics and work-hardening theories of plasticity", *ASCE Transactions*, 122, 338-346.
- Duncan, J.M., Chang, C.Y. (1970). "Non linear analysis of stress and strain in soil", *ASCE, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, n° SM5, pp. 1629-1653, 1970.
- El Hosri, M. S., Biarez, H., Hicher, P. Y. (1984). "Liquefaction characteristics of silty clay", *In Proc. Eight World Conf. On Earthquake Eng. Prentice Hall, NJ* (pp.277-284).
- Finn, W. D. L. (1991). "Assessment of liquefaction potential and post liquefaction behavior of earth structures: developments 1981–1991", *In Proceedings of second international conference on recent advances in geotechnical earthquake engineering and soil dynamics, St. Louis* (Vol. 2, pp. 11-15).
- Finn, W. D. L., Brandy, P. L., Pickering, D. L. (1970). "Effect of Strain History on Liquefaction of Sand", *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 96, No. GT6, November, 1970.
- Finn W.D.L., Pickering, D.J., Bransby, P.L. (1972). "Sand liquefaction in triaxial and simple shear tests", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division (ASCE)*, 97(4), 639- 659.
- Fourie, A.B., Tshabalala, L. (2005). "Initiation of static liquefaction and the role of K0 consolidation", *Canadian geotechnical journal*, 42(3), 892-906.
- Fourie, A.B., Blight, G.E., Papageorgiou, G. (2001). "Static liquefaction as a possible explanation for the Merriespruit tailings dam failure", *Canadian Geotechnical Journal*, 38(4), 707-719.
- Garga, V.K., McKay, L D. (1984). "Cyclic triaxial strength of mine tailings", *J Geotech Eng*, Vol 110, No 8, pp 1091-1105.

Bibliographie

- Ghahremani, M., Ghalandarzadeh, A. (2006). "Effect of plastic fines on cyclic resistance of sands", Geotechnical Special Publication, 150, 406.
- Gratchev, I. B., Sassa, K., Fukuoka, H. (2006). "How reliable is the plasticity index for estimating the liquefaction potential of clayey sands? ", Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, 132(1), 124-127.
- Guo, T., Prakash, S. (2000). "Liquefaction of silt-clay mixtures", In Proc., 12th World Conf. on Earthquake Engineering. NZ Soc. for EQ Engrg.
- Hazen, A. (1920). "Hydraulic fill dams" Transactions of the American Society of Civil Engineers, Vol. 83, 1713–1745.
- Hird, C.C., Hassona, F.A.K. (1990). "Some factors affecting the liquefaction and flow of saturated sands in laboratory tests", Eng Geol, Vol 28, No 1-2, pp 149-170.
- Holtz, R.D., Kovacs, W.D. (1991). "Introduction à la géotechnique", édition en français traduite par Jean Lafleur, Montréal, Qc : Éditions de l'École Polytechnique de Montréal.
- Holzer, T.L., Bennett, M.J., Ponti, D.J., Tinsley III, J.C. (1999). "Liquefaction and soil failure during 1994 Northridge earthquake", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 125(6), 438-452.
- Holzer, T. L., Jayko, A. S., Hauksson, E., Fletcher, J. P., Noce, T. E., Bennett, M. J., Hudnut, K. W. (2010). "Liquefaction caused by the 2009 Olanca, California (USA), $M < i > 5.2$ earthquake", Engineering Geology, 116(1), 184-188.
- Hujeux, J.C. (1979). "Calcul numérique de problèmes de consolidation élastoplastique", Thèse de docteur-ingénieur, École Centrale de Paris, 1979.
- Hunt, R.E. (1986). "Geotechnical Engineering Analysis and Evaluation", New York, NY: McGraw-Hill.
- Ishihara, K. (1978). "Stability of natural deposits during earthquakes", Proc. XI Int. Conf. Soil Mech. Found. Engrg, San Francisco, CA, Vol. 1, 321-376.
- Ishihara, K. (1985). "Stability of Natural Deposits During Earthquakes", Proceedings of the Eleventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, 1985.
- Ishihara, K. (1993). "Liquefaction and flow failure during earthquakes", Geotechnique, 43(3), 351-415.
- Ishihara, K. (1996). "Soil behavior in earthquake geotechnics", Oxford, Angleterre: Oxford University Press.
- Ishihara, K., Sodekawa, M., Tanaka, Y. (1978). "Effects of overconsolidation on liquefaction characteristics of sands containing fines", Dynamic Geotechnical Testing, ASTM STP 654, American Society for Testing and Materials, pp 246-264.

- Ishihara, K., Tsukamoto, Y., Kamada, K. (2004). "Undrained behaviour of near-saturated sand in cyclic and monotonic loading", *Cyclic behaviour of soils and liquefaction phenomena*, Triantafyllidis, pp.27-39.
- Ishihara, K., Yasuda, S., Yoshida, Y. (1990). "Liquefaction-induced flow failure of embankments and residual strength of silty sands", *Soils and Foundations*, 30(3), 69-80.
- Ishihara, K., Troncoso, J., Kawase, Y., Takahashi, Y. (1980). "Cyclic strength characteristics of tailings materials", *Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 20(4), 127-142.
- Jafari-Mehrabadi, A., Abedinzadegan Abdi, M., Popescu, R. (2007). "Analysis of liquefaction susceptibility of nearly saturated sands", *International journal for numerical and analytical methods in geomechanics*, 31(5), 691-714.
- Jaky, J. (1944). "The coefficient of earth pressure at rest", *Journal of the Society of Hungarian Engineers and Architects*, Budapest, 78(22), 355-358.
- Jaky, J. (1948). "State of stress at great depth", *Proceedings, 2nd international conference on soil mechanics and foundation engineering*, Rotterdam, Holland, Vol 1, pp 103-107.
- James, M. (2009). "The use of waste rock inclusions to control the effects of liquefaction in tailings impoundments", *Thèse de Ph.D, Génie Minéral, École Polytechnique de Montréal, Québec, Canada*.
- Kaewsong, R. (2009). "Dynamic pile-soil interaction in laterally spreading slopes", *M.Sc. thesis, Queen's University, Kingston, Canada*.
- Kishida, H. (1969) "Characteristics of liquefied sands during Mino-Owari, Tohankai and Fukui earthquakes", *Soil and foundation*, 9(1), 75-92.
- Koester, J.P. (1994). "The influence of fines type and content on cyclic strength", In *Ground failures under seismic conditions*, pp. 17-33, ASCE.
- Kokusho, T., Nagao, Y., Ito, F., Fukuyama, T. (2014). "Sand Liquefaction Observed During Recent Earthquake and Basic Laboratory Studies on Aging Effect", In *Earthquake Geotechnical Engineering Design*, pp. 75-92, Springer International Publishing.
- Kokusho, T., Hara, T., Murahata, K. (2004). "Liquefaction strength of sands containing fines compared with cone resistance in triaxial specimens", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering (ASCE)*, 130(6), 621-629.
- Kramer, S.L. (1996). "Geotechnical Earthquake Engineering", Upper Saddle River, NJ: Prentice Hall Inc.
- Kramer, S.L., Seed, H.B. (1988). "Initiation of soil liquefaction under static loading conditions", *Journal of Geotechnical Engineering*, 114(4), 412-430.

- Ku, C.S., Lee, D.H., Wu, J.H. (2004). "Evaluation of soil liquefaction in the Chi-Chi, Taiwan earthquake using CPT", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 24, 659–673.
- Kuhlemeyer, R.L., Lysmer, J. (1973). "Finite element method accuracy for wave propagation problems", *Journal of soil mechanics and foundation, Div ASCE*, pp 421-427.
- Ladd, R. S. (1974). "Specimen preparation and liquefaction of sands", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 100(Proc. Paper 10857 Proceeding).
- Lade, P.L. (1987). "Double hardening constitutive model for soils, parameter determination and predictions for tow sands", *Proceedings, International Workshop on Constitutive Equations for Granular Non-cohesive Soils, Clevelang, Ohio, July 1987*.
- Lade, P.V. (2012). "Reply to the discussion by Jefferies, Been, and Olivera on Evaluation of static liquefaction potential of silty sand slopes", *Canadian Geotechnical Journal*, 49(6), 751-752.
- Lade, P.V., Duncan, J.M. (1975). "Cubical triaxial tests on cohesionless soil", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 101(ASCE# 11269 Proceeding).
- Lade, P.V., Pradel, D. (1990). "Instability and plastic flow of soils, 1: Experimental observations", *J. Engineering mechanics, ASCE*, 116(11), 2532-2550.
- Lade, P.V., Yamamuro, J.A. (1997). "Effects of nonplastic fines on static liquefaction of sands", *Canadian Geotechnical Journal*, 34(6), 918-928.
- Lee, K.L. (1965). "Triaxial compressive strength of saturated sand under seismic loading conditions", *Thèse de Ph.D., University of California, Berkeley, USA*.
- Lee, S. H. H., Huang, J. H., Widjaja, B., Chang, D. W. (2013). "The Phase Concept for Liquefaction in Both Sandy and Clayey Soils", *Journal of Applied Science and Engineering*, 16(1), 15r22.
- Magnan, J.P. (1986). "Modélisation numérique du comportement des argiles molles naturelles", *Laboratoire central des ponts et chaussées, Rapport de recherche LPC, n° 141, 255 p., 1986*.
- Magnan, J.P., Shahanguian, S., Josseume, H. (1982). "Étude en laboratoire des états limites d'une argile molle organique", *Revue française de Géotechnique*, n° 20, pp. 13-19, 1982.
- Maheshwari, B. K., Patel, A. K. (2010). "Effects of non-plastic silts on liquefaction potential of Solani sand", *Geotechnical and Geological Engineering*, 28(5), 559-566.
- Martin G.R., Finn W.D.L., Seed H.B. (1978). "Effects of system compliance on liquefaction testes", *Journal of the geotechnical engineering division*, Vol. 104, No. GT4.
- Marto, A., Tan, C.S. (2012). "Short Review on Liquefaction Susceptibility", *International Journal of Engineering Research and Applications*. 2(3): 2115-2119.

- Matsuoka, H., Nakai, T. (1974). "Stress-strain and strength characteristics of soil under three different principal stresses", Proc. Japanese Society of Civil Engineers, n° 232, pp. 59-70, 1974.
- McCarthy, D.F. (2007). "Essentials of soil mechanics and foundations: basic geotechnics (7e édition) ", Upper Saddle River, NJ: Prentice Hall Inc.
- Miura, S., Kawamura, S., Yagi, K. (1995). "Liquefaction damage of sandy and volcanic grounds in the 1993 Hokkaido Nansei-Oki earthquake", In Proc. 3rd Int. Conf. on Recent Advances in Geotechnical Earthq. Engg. and Soil Dynamics, St. Louis, MO (Vol. 1, pp. 193-196).
- Moss, R. E. S., Chen, G. (2008). "Comparing liquefaction procedures in the US and China", In Proc., 14th World Conf. on Earthquake Engineering. Beijing: International Association for Earthquake Engineering (IAEE).
- Mouratidis, A., Magnan, J.P. (1983). "Modèle élastoplastique anisotrope avec écrouissage pour le calcul des ouvrages sur sols compressibles", Laboratoire central des ponts et chaussées, Paris, Rapport de recherche LPC n° 121, 128 p., 1983.
- Muhunthan, B., Schofield, A.N. (2000). "Liquefaction and Dam Failures", In: Slope Stability 2000, ASCE Geotechnical special publication No.101, Proc. of sessions of Geo-Denver 2000, 266-280.
- Muhunthan, B., Olcott, D. (2002). "Elastic energy and shear work", Geotechnique, 52(7), 541-544.
- Muhunthan, B., Worthen, D. L. (2011). "Critical state framework for liquefaction of fine grained soils", Engineering Geology, 117(1), 2-11.
- Mulilis, J.P., Seed, H.B., Chan, C.K., Mitchell, J.K., Arulanandan, K. (1977). "Effect of sample preparation on sand liquefaction", Journal of the Geotechnical Engineering Division, 103(GT2), 91-108.
- Nagao, K., Azegami, Y., Yamada, S., Suemasa, N., Katada, T. (2007). "A Micro-bubble injection method for a countermeasure against liquefaction", 4th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, June 25-28.
- Newmark, N. (1959), "A method of computation for structural dynamics", ASCE, Proceedings, Journal of the Engineering Mechanics Division, 85 (EM3, Part 1), 67-94.
- Ni, Q., Tan, T.S., Dasari, G.R., Hight, D.W. (2004). "Contribution of fines to the compressive strength of mixed soils", Geotechnique, 54(9): 561-569.
- Nova, R. (1982). "A model of soil behaviour in plastic and hysteretic ranges", International Workshop on Constitutive Behaviour of Soils, Grenoble, pp. 289-309, 1982.

Bibliographie

- Oka, F., Adachi, T., Okano, Y. (1986). "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.
- Okamura, M., Teraoka, T. (2005). "Shaking table tests to investigate soil desaturation as liquefaction countermeasure", *ASCE Geotechnical Special Publication No.145*, 282-293.
- Okamura, M., Ishihara, M., Tamura, K. (2006). "Degree of saturation and liquefaction resistances of sand improved with sand compaction pile", *Journal of geotechnical and Geoenvironmental engineering*, ASCE, Vol. 132, No. 2, pp. 258-264.
- Olson, S.M., Stark, T.D., Walton, W.H., Castro, G. (2000). "1907 static liquefaction flow failure of the north dike of Wachusett dam", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 126(12), 1184-1193.
- Owen, D.R.J., Hiton, E. (1980). "Finite element in plasticity : theory and practice", Pineridge, Press Pacifique Earthquake Engineering Research Center, *Swansea*.
- Özener, P.T., Özyaydin, K., Berilgen, M.M. (2008). "Investigation of liquefaction and porewater pressure development in layered sands", *Bulletin Earthquake Engineering*, 7(1), 199-219.
- Park, S. S., Kim, Y. S. (2012). "Liquefaction Resistance of Sands Containing Plastic Fines with Different Plasticity", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*.
- Perlea, V. G. (2000). "Liquefaction of Cohesive Soils", In *Soil Dynamics and Liquefaction 2000* (pp. 58-76).
- Pillai, V. S., Muhunthan, B. (2002). "Discussion of An investigation of the effect of soil state on the capacity of driven piles in sands, by Klotz, E.U", and Coop, M.R., *Geotechnique* Vol. 52(8), 620-621.
- Pitman, T.D., Robertson, P.K., Sego, D.C. (1994). "Influence of fines on the collapse of loose sands", *Canadian Geotechnical Journal*, 31(5), 728-739.
- Plewes, H.D., O'Neil, G.D., McRoberts, E.C., Chan, W.K. (1989). "Liquefaction considerations for Suncor tailings pond", In *Proceedings of the Dam Safety Seminar*, Edmonton, Alberta, Sept (Vol. 1, pp. 61-89).
- Polito, C.P. (1999). "The effects of nonplastic and plastic fines on the liquefaction of sandy soils", Thèse de Ph.D., Virginia Polytechnic institute and state university, Blacksburg, Virginia, USA.
- Polito, C.P. (2001). "Plasticity based liquefaction criteria", In *Proc., 4th Int. Conf. Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*.

- Polito, C.P., Martin J.R. (2001). "Effects of nonplastic fines on the liquefaction resistance of sands", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol., 127, N°5, pp. 408-415.
- Poulos, S. J., Castro, G., France, J. W. (1985). "Liquefaction Evaluation Procedure", *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 111, No. 6, pp. 772–792.
- Prakash, S., Puri, V.K. (2010). "Recent advances in liquefaction of fine grained soils", *Proceedings of fifth international conference on recent advances in geotechnical earthquake engineering and soil dynamics San Diego, USA*.
- Prasad, S.K., Towhata, I., Chandradhara, G.P., Nanjundaswamy, P. (2004). "Shaking table tests in earthquake geotechnical engineering", *Current Science*, 87(10), 1398-1404.
- Rahman, M.M., Le, S.R., Gnanendran, C.T. (2008). "On equivalent granular void ratio and steady state behaviour of loose sand with fines", *Can Geotech J*, 45(10):1439-1455.
- Reddy, J.N. (2004). "Nonlinear finite element analysis", Oxford University press, New York..
- Reynolds, O. (1885). "On the dilatancy of media composed of rigid particles in contact. with experimental illustrations", *Phil. Mag.* 20, 469-482.
- Riemer, M., Moriwaki, Y., Obermeyer, J. (2008). "Effect of high confining stresses on static and cyclic strengths of mine tailing materials", *Proceedings of the Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics IV Congress, Sacramento, USA* (pp. 1-10).
- Robertson, P.K., Wride, C.E. (1998). "Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test", *Canadian Geotechnical Journal*, 35(3), 442-459.
- Roscoe, K.H., Schofield, A.N., Wroth, C.P. (1958). "On the yielding of soils", *Géotechnique*, vol. 8, n° 1, pp. 22-53, 1958.
- Roscoe, K.H., Schofield, A.N. (1963). "Mechanical behavior of an idealized wet clay", *Proceedings of European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol.1, 47-54.
- Rowe, P.W. (1962). "The stress-dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact", *Proc. Roy. Soc. A*.269:500-527.
- Rowe, P.W. (1971). "Theoretical meaning and observed values of deformation parameters for soil", *Proc. Roscoe Memorial Symposium, Stress-strain behaviour of soils*, pp. 143-194, 1971.
- Sasaki, Y., Taniguchi, E. (1982). "Shaking table tests on gravel drains to prevent liquefaction of sand deposits", *Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 22(3), 1- 14.

- Schanz, T., Vermeer, P.A., Bonnier, P.G. (1999). "The hardening soil model: Formulation and verification", *Beyond 2000 in computational geotechnics*, *Beyond 2000 in computational geotechnics*, 281-296.
- Schofield, A.N. (1980). "Cambridge Geotechnical Centrifuge Operations", *Geotechnique*, 30(3), 227-268.
- Schofield, A.N. (1982). "Dynamic and earthquake geotechnical centrifuge modeling", *Proc. Int. Conf. on Recent Advances in Geotech. Earthquake Eng. and Soil Dynamics*, Vol.3, St.Louis, 1081-1100.
- Schofield, A.N. (2000). "Behavior of soil paste continuum", In: *Developments in Theoretical Geo-mechanics*, The John Booker memorial symposium, Balkema, Rotterdam, 253-266.
- Schofield, A.N. (2005). "Disturbed soil properties and geotechnical design", Thomas Telford. ISBN 0727729829, 9780727729828, London, 2005.
- Schofield, A.N., Wroth, P. (1968). "Critical State Soil Mechanics", McGraw-Hill.
- Stark, T.D., Mesri, G. (1992). "Undrained shear strength of liquefied sands for stability analysis", *Journal of Geotechnical Engineering*, 118(11), 1727-1747.
- Seed, H.B. (1968). "Landslides During Earthquakes", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol. 94, No. SM5, September, 1968.
- Seed, H.B. (1979). "Soil liquefaction and cyclic mobility evaluation for level ground during earthquakes", *J. Geotech. Engrg. Div., ASCE*, Vol. 105, No. GT2, February, pp. 201-255.
- Seed, H.B., Lee, K.L. (1966). "Liquefaction of saturated sands during cyclic loading", *J. Soil mechanics and Foundation division, ASCE*, 92, SM9, 1249-1273.
- Seed, H.B., Idriss, I. M. (1971). "Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 97(9), 1249-1273.
- Seed, H.B., Peacock, W.H. (1971). "Test procedures for measuring soil liquefaction characteristics", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 97(8), 1099-1119.
- Seed, H.B., and Idriss, I.M. (1982). "Ground motions and soil liquefaction during earthquakes", *Berkeley Earthquake Engineering Research Institute*.
- Seed, H.B., Seed, R.B., Harder, L. F., Jong, H.L. (1989). "Re-Evaluation of the Lower San Fernando Dam", *Report 2. Examination of the Post-Earthquake Slide of February 9, 1971*.
- Seed, H.B., Lee, K.L., Idriss, I.M., Makdisi, F.I. (1975). "The Slides in the San Fernando Dams During the Earthquake of February 9, 1971", *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 101, No.GT7, July, 1975.

- Seed, R.B., Cetin, K.O., Moss, R.E., Kammerer, A.M., Wu, J., Pestana, J.M., and Faris, A. (2003). "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.
- Sekigushi, H., Ohta, H. (1977). "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.
- Shen, C.K., Vrymoed, J.L., Uyeno, C.K. (1977). "The effects of fines on liquefaction of sands", Proc., 9th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, 381–385.
- Sheng, Z. J. (1999). "Theoretical soil mechanics", China Waterpower Press.
- Shenthan, T. (2005). "Liquefaction mitigation in silty soils using composite stone column", Ph. D. Dissertation, university at Buffalo, Buffalo, NY.
- Singh, R., Roy, D., Jain, S.K. (2005). "Analysis of earth dams affected by the 2001 Bhuj Earthquake", Engineering Geology, Vol. 80, pp. 282-291.
- Sladen, J. A., D'Hollander, R.D., Krahn, J. (1985). "The liquefaction of sands, a collapse surface approach", Canadian Geotech. J., Vol. 22, pp. 564-578.
- Sladen, J.A., D'Hollander, R.D., Krahn, J., Mitchell, D.E. (1985). "Back analysis of the Nerlerk berm liquefaction slides", Canadian Geotechnical Journal, 22(4), 579-588.
- Sukumaran, B. (1996). "Study of the effect of particle characteristics on the flow behavior and strength properties of particulate materials", Ph.D. thesis, Purdue University, 197 p.
- Tao, X., Kagawa, M., Minowa, C., Abe, A. (1998). "Verification of dynamic soil-pile interaction", Geotechnical Special Publication, 75(2), 1199-1210.
- Tatsuoka, F., Miura, S., Yoshimi, Y., Yasuda, S., Makihara Y. (1986). "Cyclic undrained triaxial strength of sand by a cooperative test program, Soils and foundations", 26, 117-128.
- Tavenas, F., Leroueil, S. (1979). "Les concepts d'état limite et d'état critique et leurs applications à l'étude des argiles", Revue Française de Géotechnique, n° 6, pp. 27-49, 1979.
- Taylor, D.W. (1948). "Fundamentals of soil mechanics", John Wiley, New York.
- Terzaghi, K., Peck, R. B., Mesri, G. (1996). "Soil mechanics in engineering practice", 3rd Ed. John Wiley and Sons, Inc.
- Thevanayagam, S., Mohan, S. (2000). "Intergranular state variables and stress–strain behaviour of silty sands", Geotechnique, 50(1), 1-23.

- Thevanayagam, S., Martin, G. R. (2002). "Liquefaction in silty soils—screening and remediation issues", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 22(9), 1035- 1042.
- Thevanayagam, S., Shenthan, T., Kanagalingam, T. (2003). "Role of Intergranular Contacts on Mechanisms Causing Liquefaction and Slope Failures in Silty Sands", In Final report, USGS Award No. 01HQGR0032 and 99HQGR0021, U.S. Geological Survey, Department of the Interior, Reston, Va.
- Thevanayagam, S., Shenthan, T., Mohan, S., Liang, J. (2002). "Undrained fragility of clean sands, silty sands, and sandy silts", *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 128(10), 849-859.
- Thurairajah, A. (1961). "Some properties of kaolin and of sand", PhD thesis, University of Cambridge.
- Tohno, I., Yasuda, S. (1981). "Liquefaction of the ground during the 1978 Miyagiken-Oki earthquake", *Soils and Foundations* 21(3): 18-34
- Troncoso, J. H., Verdugo, R. (1985). "Silt content and dynamic behavior of tailing sands", In Proc., XI Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, pp. 1311-1314.
- Tsukamoto, Y., Ishihara, K., Nakazawa, H., Kamada, K., Huang Y. (2002). "Resistance of partly saturated sand to liquefaction with reference to longitudinal and shear wave velocities", *Soils and Founds*, Vol. 42, No. 6, pp 93-104.
- Vaid, Y.P. (1994). "Liquefaction of silty soils", In *Ground Failures under Seismic Conditions*, Geotechnical Special Publication No. 44, American Society of Civil Engineers. pp. 1–16.
- Vaid, Y.P., Chern, J.C. (1983). "Mechanism of deformation during cyclic undrained loading of saturated sands", *International Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2(3), 171-177.
- Vaid, Y.P., Chern, J.C., Tumi, H. (1985). "Confining pressure, grain angularity, and liquefaction", *J Geotech Eng*, Vol 111, No 10, pp 1229-1235.
- Vaid, Y.P., Sivathayalan, S., Stedman, D. (1999). "Influence of specimen-reconstituting method on the undrained response of sand", *Geotechnical Testing Journal*, 22(3), 187-195.
- Verdugo, R. (1992). "Discussion of the critical state of sand", *Geotechnique* 42, 655-658.
- Visone, C., Bilotta, E., de Magistris, F.S. (2008). "Remarks on site response analysis by using Plaxis dynamic module", *Plaxis Practice Bulletin*, 14-18.
- Walker, A.J., Stewart, H.E. (1989). "Cyclic undrained behaviour of nonplastic and low plasticity silts", (NCEER-89-0035). Buffalo, NY: National Center for Earthquake Engineering Research.

- Wang, W. (1979). "Some findings in soil liquefaction", Report Water Conservancy and Hydro- Electric Power Scientific Research Institute, Pékin, Chine (pp. 1-17).
- Wang, Y. L., Li, Z. Y., Sun, R., Yuan, X. M. (2012). "Experimental Study of Liquefaction Resistant Characteristics of Remodeled Clayey Sands", *Advanced Materials Research*, 368, 2887-2890.
- Ward, S.D., Brown, M.K.H., Brown, I.R., Larkin, T.J. (2010). "Geological engineering study of liquefaction after the 2010 Darfield earthquake in an area of complex fluvial geology", *Proceedings of the Ninth Pacific Conference on Earthquake Engineering Building an Earthquake- Resilient Society*, 14-16 April, 2011, Auckland, New Zealand.
- Wijewickreme, D., Sanin, M.V., Greenaway, G. (2005). "Cyclic shear response of fine-grained mine tailings", *Canadian Geotechnical Journal*, 42(5), 1408-1421.
- Wilson, E. (1998). "Dynamic Analysis By Numerical Integration: Normally, For Earthquake Loading Direct Numerical Integration Is Very Slow" Tech. report, CSI: Computer and Structures, Inc.
- Wood, D.M. (2001). "Discussion of "Influence of the structure on the mechanical behaviour of sand", In *Constitutive and Centrifuge Modelling: Two extremes*. Ed. Sarah Springman, A.A. Balkema, 227-229.
- Xia, H., Hu, T. (1991). "Effects of saturation and back pressure on sand liquefaction", *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 117, No. 9, pp. 1347–1362.
- Yamamuro, J.A., Lade, P.V. (1998). "Steady-state concepts and static liquefaction of silty sands", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 124(9), 868-877.
- Yamamuro, J. A., Lade, P.V. (2012). "Static Liquefaction and" Reverse", *Behavior of Silty Sand,*" In *GeoCongress 2012. State of the Art and Practice in Geotechnical Engineering* (pp. 829-838).
- Yang, Z., Elgamal, A., Parra, E. (2003). "Computational model for cyclic mobility and associated shear deformation", *ASCE. J. Geotech. and Geoenviron. Eng*, 129(12): 1119-1127.
- Yang, S.L., Lacasse, S., Sandven, R.F. (2006). "Determination of the transitional fines content of mixtures of sand and non plastic fines", *Geotech Test J* 29(2):102-107.
- Yegian, M.K., Eseller-Bayat, E., Alshawabkeh, A., Ali, S. (2007). "Induced-partial saturation for liquefaction mitigation: experimental investigation", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering (ASCE)*, 133(4), 372-380.
- Yoshimi, Y., Tanaka, K., Tokimatsu, K. (1989). "Liquefaction resistance of a partially saturated sand", *J. Soil and Foundation* 29(3), 157-162.

Bibliographie

- Yoshimine, M., Ishihara, K., Vargas, W. (1998). "Effects of principal stress direction and intermediate principal stress on undrained shear behavior of sand", *Soils and Foundations*, 38(3): 177-186.
- Youd, T.L. (1998). "Screening guide for rapid assessment of liquefaction hazard at highway bridge sites", Buffalo, New York: Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research.
- Youd, T.L., Hoose, S.N. (1977). "Liquefaction Susceptibility and Geologic Setting", *Proceedings of the Sixth World Conference on Earthquake Engineering*, Volume 3, Prentice - Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey, 1977.
- Youd, T.L., Garris, C.T. (1995). "Liquefaction-induced ground-surface disruption", *Journal of Geotechnical Engineering*, 121(11), 805-809.
- Youd, T.L., Noble, S.K. (1997). "Liquefaction criteria based on statistical and probabilistic analyses", In : *Technical Report NCEER. US National Center for Earthquake Engineering Research (NCEER)*, 1997. p. 201-15.
- Youd, T.L., Harp, E.L., Keefer, D.K., Wilson, R.C. (1985). "The Borah peak, Idaho earthquake of October 28, 1983-liquefaction", *Earthquake spectra*, 2(1), 71-89.
- Youd, T.L., Idriss, I.M., Andrus, R.D., Arango, I., Castro, G., Christian, J.T., et al. (2001). "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 Geoenvironmental Engineering*, 127(10), 817-833.
- Zienkiewicz, O.C., Chan, A.H.C., Pastor, M., Schrefler, B.A., Shiomi, T. (1999). "Computational Geomechanics with special reference to earthquake engineering", John-Wiley.
- Zlatovic, S., Ishihara, K. (1995). "On the Influence of Non-Plastic Fines on Residual Strength", *Proceedings of the first International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, Tokyo, pp. 14-16.