

Université Mohamed Khider – Biskra  
Faculté des Sciences et de la technologie  
Département : Génie Civil et Hydraulique  
Ref :.....



جامعة محمد خيضر بسكرة  
كلية العلوم و التكنولوجيا  
قسم: الهندسة المدنية والري  
المرجع:.....

Mémoire présenté en vue de l'obtention  
du diplôme de  
**Magister en : Génie Civil**  
Option : Interaction Sol-Structure

## **MODELISATION NUMERIQUE DE LA LIQUEFACTION DES SOLS SABLEUX**

Présenté par :

**YEDJOUR Khaled**

Soutenu publiquement le 17/12/2012

**Devant le jury composé de :**

Dr. BENMEBAREK Naïma	Professeur	Président	Université de Biskra
Dr. BENMEBAREK Sadok	Professeur	Rapporteur	Université de Biskra
Dr. BOURAZANE Messaoud	Maître de conférences 'A'	Examineur	Université de Biskra
Dr. BELOUNAR Lamine	Maître de conférences 'A'	Examineur	Université de Biskra

## *Dédicace*

*Je dédie ce travail à :*

*La mémoire de mon père*

*Ma mère*

*Ma fiancée*

*Mes frères et sœur*

*Toute ma famille*

*A tous ceux qui me sont chers*

## **Remerciement**

*Je remercie en premier lieu ALLAH qui m'a donné le courage et la volonté afin de poursuivre des études en post-graduation.*

*Ce travail a été effectué sous la direction de mon directeur de recherche, **M. le Professeur BENMEBAREK Sadok**, à qui je tiens à exprimer l'hommage de ma profonde gratitude pour toute la confiance qu'il m'a témoigné, les encouragements, les orientations dans la recherche bibliographique, les conseils et l'aide qu'il n'a cessé de me prodiguer tout au long de cette période.*

*Je voudrais également adresser mes vifs remerciements au Président du Jury.*

*Je tiens aussi à remercier les membres du Jury : Messieurs*

*Je n'oublie pas de remercier aussi l'ensemble du corps enseignement et administratif du département et du laboratoire de Modélisation Numérique et Instrumentation en Interaction Sol-Structure de l'université de Biskra. Je remercie également les collègues de ma promotion et particulièrement **Mr REDOUANE Mohammed Lakhdar**.*

## Résumé

La liquéfaction est l'un des phénomènes les plus importants et complexes de la dynamique des sols. C'est une perte de résistance des sols granulaires lâches à très lâches sous une secousse sismique accompagnée d'une augmentation rapide de la pression interstitielle causant momentanément la dislocation des particules de sol. Les conséquences de la liquéfaction par de fort séisme sont très sévères: perte totale de la portance du sol, tassement important, éboulement, mouvement latéral,...etc. L'évaluation du potentiel de liquéfaction est couramment estimée à partir des essais in situ (SPT, CPT, DMT et Vs) ainsi que les essais de chargement cyclique au laboratoire. Ce travail après discussion sur le phénomène de liquéfaction, les mécanismes et approches théoriques d'estimation du potentiel de liquéfaction s'intéresse à la modélisation numérique à l'aide du logiciel FLAC<sup>2D</sup> en différences finies explicites de l'effet d'une secousse sismique sur l'évolution des pressions interstitielles dans les couches de sol sableux saturé, avec une étude paramétrique de l'influence de certains facteurs sur la phénomène de la liquéfaction, et une analyse d'une zone de sol liquéfiable localisée dans un massif argileux, et aussi une analyse de l'influence d'une couche de sol liquéfiable localisée dans un massif argileux sur la stabilité des structures.

**Mots clés :** Liquéfaction, dynamique, modélisation numérique, pression interstitielle.

## Abstract

Liquefaction is one of the most important and complex soil dynamics phenomenons. It is a loss of strength of granular soils loose and very loose under seismic excitation accompanied by a rapid increase in pore pressure momentarily causing the disruption of soil particles. The consequences of liquefaction by strong earthquake are very severe: total loss of lift from the ground, significant settlement, landslides, lateral movement ... etc. The evaluation of liquefaction potential is commonly estimated from in situ tests (SPT, CPT, DMT and Vs) and cyclic loading tests in the laboratory. This work, after discussion on the phenomenon of liquefaction, the mechanisms and theoretical approaches for estimating the liquefaction potential, is concerned with numerical modeling using the software FLAC<sup>2D</sup> of the effect of an earthquake on the evolution of pore water pressures in saturated sandy soil layers, a parametric study of the influence of certain factors on the phenomenon of liquefaction, and analysis of a liquefiable soil zone located in a massive of clay, and also an analysis of the influence of a liquefiable soil layer located in a massive of clay on the stability of structures.

**Keywords:** Liquefaction, dynamics, numerical modeling, pore pressure.

## ملخص

تسييل التربة هو واحد من ديناميكية التربة الأكثر أهمية وتعقيدا. هو فقدان القوة للتربة الحبيبية الفضفاضة و الفضفاضة جدا في الزلزال يرافقه زيادة سريعة في الضغط المسامي مما تسبب مؤقتا اختلال جزيئات التربة. النتائج المترتبة على تسييل التربة بواسطة زلزال قوي شديد للغاية: فقدان تام في تحمل التربة، تسوية معتبرة، الانهيارات الأرضية، الحركة الجانبية، ... الخ. تقييم إمكانية تسييل التربة يقدر عادة عن طريق الاختبارات الميدانية وأيضا عن طريق اختبارات التحميل الدوري في المختبر. هذا العمل بعد مناقشة حول ظاهرة تسييل التربة، الآليات والمناهج النظرية لتقدير إمكانية تسييل التربة مع النمذجة العددية باستخدام برنامج FLAC<sup>2D</sup> لأثر زلزال على تطور الضغوط المسامية في طبقات التربة الرملية المشبعة، مع دراسة لتأثير بعض العوامل على ظاهرة تسييل التربة، وكذلك تحليل وجود منطقة من التربة المسيلة التي تقع داخل طبقة من التربة الطينية، وكذلك تحليل لتأثير وجود طبقة من التربة المسيلة التي تقع داخل طبقة من التربة الطينية على الاستقرار الهياكل.

كلمات البحث: التسييل، ديناميك، النمذجة العددية، ضغط المسام.

# SOMMAIRE

Liste des notations et indices

Liste des tableaux

Liste des figures

Introduction générale..... 1

## **PARTIE A : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE**

### **CHAPITRE 1**

#### **SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LE PHENOMENE DE LIQUEFACTION DES SOLS**

1.1 Introduction .....	4
1.2 Définition de la liquéfaction.....	5
1.3 Quelques exemples historiques de cas de liquéfaction .....	7
1.3.1 Barrage de Fort Peck (Liquéfaction statique des sables) .....	7
1.3.2 Niigata, Japon (1964) .....	8
1.3.3 Liquéfaction induite par des vibrations de machine.....	9
1.3.4 Wildlife Refuge, Californie (1987) .....	11
1.3.5 Moss Landing, Californie (1989) .....	11
1.3.6 Port d'Island, Kobe, Japon (1995) .....	12
1.3.7 Chi-Chi, Taiwan (1999) .....	13
1.3.8 Adapazari, Turquie (1999) .....	15
1.3.9 Boumerdes, Algérie (2003) .....	16
1.3.10 Christchurch, New Zealand (2011) .....	18
1.4 Les facteurs influençant la liquéfaction .....	20
1.4.1 L'intensité et la durée de tremblement de terre.....	20
1.4.2 La nappe phréatique .....	20
1.4.3 Type de sol .....	21
1.4.4 La densité relative de sol $D_r$ .....	22

1.4.5 La taille des particules .....	22
1.4.6 Les conditions de drainage .....	22
1.4.7 Pressions de confinement .....	22
1.4.8 La Forme des particules .....	23
1.4.9 L'âge géologique et la cimentation .....	23
1.4.10 historiques d'environnement .....	23
1.4.11 Charge de bâtiment.....	24
1.5 Comportement des sables.....	24
1.5.1 Comportement des sables en cisaillement monotone.....	25
1.5.2 Comportement des sables en cisaillement cyclique .....	28
1.6 Liquéfaction statique des sables lâches .....	30
1.7 Liquéfaction des sols sous vagues.....	31
1.7.1 Processus de liquéfaction sous vagues .....	31
1.8 Conclusion.....	34

## **CHAPITRE 2**

### **L'EVALUATION DU POTENTIEL DE LA LIQUEFACTION DES SOLS**

2.1 Introduction .....	35
2.2 Evaluation du potentiel de liquéfaction.....	35
2.2.1 Evaluation du rapport de contraintes cycliques (CSR) .....	36
2.2.2 Evaluation du rapport de résistance cycliques (CRR).....	41
2.2.2.1 Evaluation du CRR par l'essai SPT .....	43
2.2.2.1.1 Méthode de Toshio Iwasaki et al (1984).....	47
2.2.2.1.2 Méthode de Youd et al. (2001).....	47
2.2.2.1.3 Méthode d'Andrus et al (2004) .....	47
2.2.2.1.4 Méthode de Rolando P. Orense (2005) .....	48
2.2.2.1.5 Méthode Idriss et Boulanger (2006).....	49
2.2.2.2 Evaluation du CRR par l'essai CPT .....	50
2.2.2.2.1 Méthode d'Olsen et al. (1997).....	50
2.2.2.2.2 Méthode de Robertson et Wride (1998).....	51

2.2.2.2.3 Méthode de Juang et al (2003) .....	52
2.2.2.2.4 Méthode d'Andrus et al (2004) .....	52
2.2.2.2.5 Méthode Idriss et Boulanger (2006).....	53
2.2.2.3 Evaluation du CRR par les méthodes de mesure de vitesse de cisaillement.....	54
2.2.2.3.1 Méthode d'Andrus et Stokoe (1997).....	54
2.2.2.3.2 Méthode d'Andrus et al (2004) .....	54
2.2.2.4 Evaluation du CRR par l'essai de dilatomètre de Marchetti (DMT) .....	56
2.2.2.4.1 Méthode de Monaco et al (2005) .....	56
2.2.2.4.2 Méthode de Grasso et Maugeri (2006).....	56
2.2.2.4.3 Méthode de Pai-Hsiang Tsai et al (2009).....	57
2.2.2.5 Evaluation du CRR par l'essai triaxial cyclique .....	58
2.2.2.5.1 Méthode de seed et al (1971) .....	58
2.2.2.5.2 Méthode de seed et al (1979) .....	58
2.2.3 Evaluation du facteur de sécurité (FS) .....	58
2.3 Conclusion.....	60

## **PARTIE B : ETUDE NUMERIQUE**

### **CHAPITRE 3**

#### **PRESENTATION DU CODE DE CALCUL FLAC<sup>2D</sup> ET LES MODELES NUMERIQUES**

3.1 Introduction .....	61
3.2 Présentation du logiciel FLAC <sup>2D</sup> .....	62
3.3 Les considérations à prendre pour la modélisation dynamique .....	62
3.3.1 Le chargement dynamique et les conditions aux limites.....	63
3.3.2 L'amortissement mécanique .....	64
3.3.3 Transmission d'ondes à travers le modèle .....	65
3.4 Les modèles numériques pour simuler la liquéfaction.....	66
3.4.1 Modèle de Finn.....	66

3.4.1.1 Le module récupérable $E_r$ .....	66
3.4.1.2 La fonction de pression interstitielle MFS .....	68
3.4.2 Le modèle UBCSAND .....	70
3.4.3 Le modèle PGI pour les sols liquéfiables .....	71
3.4.4 Le modèle de Taylor de contrainte effective pour les sols saturés.....	72
3.4.5 Le modèle UDM de plasticité de sable .....	72
3.5 Conclusion.....	73

**CHAPITRE 4**  
**MODELISATION NUMERIQUE**  
**DE LA LIQUEFACTION DES SOLS**

4.1 Introduction .....	74
4.2 Validation de la procédure de simulation sur un cas de référence .....	74
4.2.1 Le modèle de centrifugeuse.....	74
4.2.2 Le modèle numérique.....	76
4.2.3 Comparaison des résultats .....	77
4.3 Etude paramétrique .....	79
4.3.1 Analyse de l'influence de l'amplitude du mouvement sismique .....	79
4.3.3 Analyse de l'influence du nombre des coups $(N_1)_{60}$ .....	81
4.4 Analyse d'une zone de sol liquéfiable localisée d'un massif argileux (Application au site présenté dans l'article de Hosseini et Eisazadeh, 2006).....	83
4.4.1 Analyse statique .....	84
4.4.2 Analyse dynamique .....	86
4.5 Analyse de l'influence d'une couche de sol liquéfiable localisée d'un massif argileux sur la stabilité des structures .....	88
4.5.1 Influence d'une couche de sol liquéfiable sur la stabilité d'une structure .....	89
4.5.2 Influence de la profondeur de la couche liquéfiable sur la stabilité d'une structure.....	95
4.5.3 Influence du déplacement horizontal de la couche liquéfiable sur la stabilité d'une structure.....	100
4.5 Conclusion.....	109
Conclusion générale .....	110
Références bibliographiques	

## Liste des notations et indices

LL	Limite de liquidité
Dr	La densité relative
$q(t)$	Déviateur de contrainte
$\frac{du}{p_0}(t)$	La surpression interstitielle
$\varepsilon_1(t)$	La déformation
$p_i$	La pression de pore
$\sigma'$	La contrainte granulaire ou effective
$h_e$	La hauteur d'eau
$\lambda$	La longueur d'onde
CSR	« Cyclic Stress Ratio » rapport de la contrainte cyclique
CRR	« Cyclic Resistance Ratio » rapport de résistance cyclique.
$CRR_{7,5}$	Rapport de résistance cyclique correspondant à une magnitude de 7,5 sur l'échelle de Richter
$CSR_{7,5}$	Rapport de contrainte cyclique correspondant à une magnitude de 7,5 sur l'échelle de Richter
SPT	« Standard Penetration Test » essai de pénétration standard.
CPT	« Cone Penetration Test » essai de pénétration de cône.
$F$	la force sismique horizontale exercée sur la colonne du sol
$m$	la masse totale de la colonne
$W$	le poids total de la colonne du sol
$\gamma_t$	le poids volumique total de la colonne du sol
$z$ :	la profondeur de la colonne du sol
$a_{\max}$	L'accélération maximale induite par le tremblement de terre
$\sigma_{V0}$	La contrainte verticale totale
$\sigma'_{V0}$	la contrainte verticale effective
$\tau_{cyc}$	est la contrainte cyclique due à la sollicitation sismique
$r_d$	facteur de réduction de profondeur
$MSF$	(Magnitude Scaling Factor) Un coefficient de correction de CSR
$\alpha$	est le rapport de contrainte de cisaillement statique horizontal
$\tau_s$	est la contrainte de cisaillement statique horizontal

$K_a$  coefficient de correction qui tient compte de la contrainte de cisaillement statique initiale (conditions au sol en pente)

$K_\sigma$  Facteur de correction de contrainte verticale effective

$P_a$  la pression atmosphérique

$f$  coefficient dépend de la densité relative ( $D_r$ ).

$C_\sigma$  Facteur de correction

$(N_1)_{60}$  la valeur corrigée de  $SPT-N$

$N$  le nombre des coups non corrigés adoptés dans le SPT

$C_N$  est la correction de la contrainte de sols sus-jacents

$C_E$  est la correction du taux d'énergie de la masse

$C_B$  est la correction du diamètre du forage

$C_R$  est la correction de la longueur du train de tiges

$C_S$  est la correction du carottier avec ou sans revêtement

$M_w$  Magnitude du séisme.

FC Le contenu des particules fines.

$(N_1)_{60}$  Le nombre de coups du SPT, normalisé à une pression du terrain de recouvrement de 100 KPa, approximativement, et pour 60% d'énergie de tige.

$(N)_{60}$  Le nombre de coups du SPT

$\Delta(N_1)_{60}$  Facteur de correction pour le passage de  $(N_1)_{60}$  à  $(N_1)_{60\text{cs}}$

$(N_1)_{60\text{cs}}$  Le nombre de coups corrigé du SPT.

Fs Le facteur de sécurité.

$q_{c1}$  Résistance de pointe du CPT.

$q_c$  Résistance quasi statique de pointe du CPT.

$D_{50}$  le diamètre moyen de particules

$R_f$  un rapport en pourcentage de frottement

$q_{c1N}$  La résistance de pointe corrigée

$(q_{c1N})_{cs}$  la résistance de pénétration du CPT normalisée équivalente d'un sable propre

$K_c$  un facteur de correction qui est fonction des caractéristiques des particules du sol

$V_s$  La vitesse de l'onde de cisaillement

$V_{s1}$  Correction de la valeur de vitesse d'onde de cisaillement  $V_s$

$V_{s1}^*$  Limite supérieure de  $V_{s1}$  pour que la liquéfaction se produise

$(V_{s1})_{csal}$  vitesse d'onde de cisaillement corrigé

$K_{cs}$  Un facteur de correction de content des fines

$K_{a1}$  Un facteur d'âge à corriger pour les valeurs  $V_{s1}$  élevées provoquées par le vieillissement

$K_D$	l'indice de contrainte horizontale
$\sigma_d$	Déviateur de contrainte
$\sigma'_c$	La pression de confinement effective
$\sigma'_h$	la contrainte horizontal effective
$K_0$	Le coefficient de poussée des terres au repos.
$f_{\min}$	la fréquence minimale
$\zeta_{\min}$	l'amortissement critique minimale
$E_r$	Le module de rebond
$\Delta\varepsilon_{vd}$	L'incrément de déformation volumétrique
m, n, et $k_2$	Constantes
$\gamma$	L'amplitude de la déformation cyclique
$\varepsilon_{vd}$	Le cumule total de déformations volumétriques dynamiques
$C_1, C_2, C_3$ et $C_4$	des constantes dépendant des propriétés du matériau
$\Delta U$	L'augmentation résiduelle de la pression d'eau interstitielle pour un cycle.
$G$	Le module de cisaillement
$G_{\max}$	Module de cisaillement de basse contrainte
$\rho_d$	La densité sèche
n	La porosité
$K$	Module volumétrique
$\nu$	Coefficient de Poisson,
$\varphi(^{\circ})$	Angle de frottement,
k	la perméabilité
C	la cohésion
$t_d$	la durée d'application de chargement dynamique
f	la fréquence
t	le temps
$a(t)$	La fonction d'accélération

# Liste des tableaux

## Chapitre 1

## Chapitre 2

**Tableau 2.1** : corrections au SPT modifié par Skempton, (1986), énumérées par Robertson et Wride (1998)

**Tableau 2.2** : Facteurs de correction pour le passage de  $(N_1)_{60}$  à  $(N_1)_{60cs}$  (Stark et Olsen, 1995)

**Tableau 2.3** : facteurs de correction pour le passage de  $(N_1)_{60}$  à  $(N_1)_{60cs}$  (Seed et Idriss, 1997)

## Chapitre 3

## Chapitre 4

**Tableau 4.1** : Propriétés du sable utilisé

**Tableau 4.2** : Paramètres du sol sableux liquéfiable utilisé pour l'analyse.

**Tableau 4.3** : Paramètres du sol sableux utilisé pour l'analyse

**Tableau 4.4** : Paramètres du sol argileux utilisé pour l'analyse

# Liste des figures

## Chapitre 1

**Figure 1.1** illustration des dépôts de sol a) avant la liquéfaction, b) quand la pression interstitielle augmente et c) pendant la liquéfaction (les barres et les flèches bleues représentent la pression interstitielle et entrent en contact avec des forces entre les grains, respectivement) (d'après Raejee Kaewsong ,2009)

**Figure 1.2** vue aérienne de la rupture de barrage de Fort Peck (corps de l'armée des États-Unis d'Ingénieurs, 1939, d'après Mike Jefferies et Ken Been, 2006)

**Figure 1.3** : Inclinaison des bâtiments d'appartements de Kawagishi-cho à Niigata au Japon dues à la chute de la capacité portante du sol par liquéfaction (d'après Peter M. Byrne et al, 2008).

**Figure 1.4** : Rupture du pont de Showa, à Niigata au Japon, dues à l'épandage latéral dans le sol (d'après Peter M. Byrne et al, 2008).

**Figure 1.5** : Ebullition de sable (d'après Boua Bilal et Bouderouaz Djamel Eddine 2007)

**Figure 1.6** Rupture de remblai sur le lac Ackermann déclenché par camions de vibroseis (de Hryciw et al, 1990. Photographies avec bonté fournies par prof. R. Hryciw, d'après Mike Jefferies et Ken Been, 2006,)

**Figure 1.7**: Ebullition de sable au site de Wildlife (d'après le Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley; Elgamal et al, 2001)

**Figure 1.8** : Epandage latéral le long de la route Sandholdt (à gauche) et destruction d'un centre de recherche (à droite) à Moss Landing. (D'après le Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley; Elgamal et al, 2001)

**Figure 1.9** : Ebullition de sable à l'aéroport d'Oakland, le long du fleuve de Salina et à la station marine de Moss Landing (D'après Robert E. Kayen et al, 1998).

**Figure 1.10** : Glissement de murs de quai : Lorsque le sol derrière et/ou sous un tel mur se liquéfie, la pression qu'il exerce sur le mur augmente considérablement et fait glisser ou/et incliner celui-ci, (d'après Alisha Kaplan, 2004).

**Figure 1.11** : Endommagement des ponts : Un tel dommage peut avoir des conséquences désastreuses, empêchant même les opérations de sauvetage. Les mouvements induits par la liquéfaction peuvent pousser les bases hors du point où le pont enjambe l'appui, dans ce cas le pont lâche (d'après Jorgen Johansson, 2000).

**Figure 1.12** : Endommagement des routes : Baisse du niveau de la route due à l'épandage latéral (d'après Alisha Kaplan, 2004).

**Figure 1.13 :** Ebullitions de sable au Comté de Nantou (à gauche) et de Zhanghua (à droite) en Taiwan (d'après Dr Hsein, 2002).

**Figure 1.14 :** Ebullition de sable dans un quartier résidentiel au Comté de Zhanghua (d'après Dr Hsein, 2002).

**Figure 1.15 :** Fissures considérables dans le sol à Nantou (d'après Dr Hsein, 2002).

**Figure 1.16 :** Endommagement de bâtisses dû à la liquéfaction en Taiwan (d'après Dr Hsein, 2002).

**Figure 1.17 :** Dommages dus à l'épandage latéral du sol en place (d'après Dr Hsein, 2002).

**Figure 1.18** Bâtiments renversés à TAIWAN en 1999 (d'après Boua Bilal et Boudrouaz Djamel Eddine 2007)

**Figure 1.19** Ebullition de sable en Turquie 1999 (d'après Peter M. Byrne et al, 2008).

**Figure 1.20** Poinçonnement de la fondation sous la liquéfaction séisme Turquie 1999 (d'après Peter M. Byrne et al, 2008).

**Figure 1.21** renversement d'une structure sous l'effet de la liquéfaction séisme Turquie 1999 (d'après Peter M. Byrne et al, 2008).

**Figure 1.22 :** Ebullitions de sable dues à la liquéfaction près de la rivière d'Isser (D'après le EERI, 2003, cité par HADDADENE Nacima 2008).

**Figure 1.23 :** Liquéfaction due à l'épandage latéral (D'après le EERI, 2003, cité par HADDADENE Nacima 2008)

A gauche : liquéfaction des bords de la rivière d'Isser ;

A droite : fissuration du sol aux bords de la rivière d'Isser.

**Figure 1.24 :** Liquéfaction près de la ville de Zemmouri (ébullitions de sable). (D'après le EERI, 2003, cité par HADDADENE Nacima 2008).

**Figure 1.25 :** Une camionnette qui malheureusement conduit dans un trou causé par la liquéfaction, du Nord de New Brighton, lors du séisme de Christchurch (2011)

**Figure 1.26 :** Un véhicule enlisé dans la liquéfaction, après le tremblement de terre à Christchurch, New Zealand (2011)

**Figure 1.27:** Ebullitions de sable dues à la liquéfaction, après le tremblement de terre à Christchurch, New Zealand (2011)

**Figure 1-28** État de sable e-p' (D'après Mahmood Seid-Karbasi, 2009)

**Figure 1-29** Résultats d'essai monotone drainé du sable de Toyoura en termes de rapport de contrainte déformation volumétrique. vs déformation axiale (Fukushima et Tatsuoka, 1984, cité par Mahmood Seid-Karbasi, 2009).

**Figure 1-30** Réponse du sable d'Ottawa dans l'essai monotone de cisaillement simple drainé, rapportée par Vaid, et al (1981) en termes de (a) contrainte-déformation ; et (b) déformation volumétrique vs déformation de cisaillement (adaptée de Parc, 2005, cité par Mahmood Seid-Karbasi, 2009)

**Figure 1-31** Régions typiques de dilatation et de contraction pour des sables : (a) dans l'espace de déformation  $\epsilon_v$  vs.  $\gamma$ ; (b) déformation de grains ; et (c) l'espace de contrainte  $q$  vs.  $p'$ . (par Mahmood Seid-Karbasi, 2009)

**Fig.1-32** Comportement des sables denses et lâches dans un essai triaxial monotone non drainé: (a) déviateur de contrainte vs déformation axiale ; (b) pression de pore excessive vs déformation axiale (par Mahmood Seid-Karbasi, 2009)

**Figure 1-33** : réponse de cisaillement simple cyclique drainé de sable lâche de Fraser River  $D_r = 40\%$  en termes de (a) contrainte-déformation, (b) et (c) déformation volumétrique vs la déformation de cisaillement et contrainte de cisaillement, respectivement (Sriskandakumar, 2004, cité par Mahmood Seid-Karbasi, 2009).

**Figure 1-34** Réponses du sable dense de Fraser River de l'essai de cisaillement simple cyclique non drainé en termes de (a) contrainte-déformation, (b)  $R_u$  vs le numéro des cycles. (Sriskandakumar, 2004, cité par Mahmood Seid-Karbasi, 2009).

**Figure 1.35** : Essai triaxial de compression non-drainé conventionnel (par Ali Daouadji et al, 2007).

**Figure 1.36** Schéma du comportement des grains au cours du processus de liquéfaction. (Pascale Aussillous et al 2007)

**Figure 1.37** : Schéma du canal à houle (les unités de longueur sont en cm). (Pascale Aussillous et al 2007)

**Figure 1.38** Evolution de la pression de pore mesurées à 0,8 cm (gris) et 4,8 cm (noir) du fond et amplitude de la vague en fonction du temps ( $h_e = 10$  cm,  $f = 2$  Hz,  $\lambda = 39$  cm,  $A = 1.5$  cm) (Pascale Aussillous et al 2007)

## Chapitre 2

**Figure 2.1** les conditions assumées pour le développement de la relation du CSR (Robert W. Day, 2009)

**Figure 2.2** : Facteur  $r_d$  de réduction contre la profondeur au-dessous du niveau ou des surfaces au sol doucement en pente. (Andrus et Stokoe 2000, reproduits avec la permission de la société américaine des ingénieurs civil, Robert W. Day, 2009)

**Figure 2.3** : Courbe simplifiée recommandée pour le calcul du CRR pour  $M_w=7.5$  (Après Seed et al. 1985, réimprimé avec la permission de la société américaine des ingénieurs civils, Robert W. Day, 2009)

**Figure 2.4** : Variation de  $\Delta (N_1)_{60}$  avec le contenu des fines (d'après Idriss et Boulanger, 2004)

**Figure 2.5** Courbe simplifiée pour le calcul du CRR pour  $M_w=7.5$  (d'après Andrus et al, 2004)

**Figure 2.6** : Courbe simplifiée pour le calcul du CRR basée sur  $\overline{V}_{1.60}$  pour  $M_w=7.5$  (d'après Idriss et Boulanger, 2006)

**Figure 2.7** Courbe simplifiée pour le calcul du CRR basée sur  $q_{c1N,cs}$  pour  $M_w=7.5$  (d'après Andrus et al, 2004)

**Figure 2.8** : Courbe simplifiée pour le calcul du CRR basée sur  $q_{c1N}$  pour  $M_w=7.5$  (d'après Idriss et Boulanger, 2006)

**Figure 2.9** Courbe simplifiée pour le calcul du CRR basée sur  $V_s$  pour  $M_w=7.5$  (Andrus et Stokoe, 2001)

**Figure 2-10** CSR en fonction de  $K_D$  (Pai-Hsiang Tsai et al, 2009)

**Figure 2-11** CSR en fonction de  $E_D$  (Pai-Hsiang Tsai et al, 2009)

## Chapitre 3

**Figure 3.1** : Les différentes étapes d'un calcul dynamique avec le logiciel FLAC<sup>2D</sup> (d'après Céline Bourdeau, 2005)

**Figure 3.2** : Domaine des fréquences prédominantes pour un signal dynamique (d'après Itasca Optional Features, 2005).

**Figure 3-3** Courbes de déformations récupérées- déchargement (d'après Martin et al. 1975)

**Figure 3-4** Fonction du module de rebond

**Figure 3-5** courbes de déformation volumétrique pour des amplitudes de déformation de cisaillement cycliques constante (après Martin et al, 1975)

## Chapitre 4

**Figure 4.1** La configuration du modèle de centrifugeuse et les zones instrumentées (Peter M. Byrne et al, 2004)

**Figure 4.2** Schéma de la boîte laminaire (d'après Hushmand et al 1988)

**Figure 4.3** Le maillage adopté pour la modélisation des profils de sol à analyser

**Figure 4.4** Boîte laminaire sous la secousse horizontale

**Figure 4.5** Comparaison entre la pression interstitielle mesurée et expérimentale (h=13.1m)

**Figure 4.6** Comparaison entre la pression interstitielle mesurée et expérimentale (h=24.8 m)

**Figure 4.7** Comparaison entre la pression interstitielle mesurée et expérimentale (h=30.8 m)

**Figure 4.8** Comparaison entre la pression interstitielle mesurée et expérimentale (h=37 m)

**Figure 4.9** : Influence de l'amplitude du mouvement sismique sur la pression interstitielle

**Figure 4.10** : Influence de l'amplitude du mouvement sismique sur la contrainte effective

**Figure 4.11** : Influence de l'amplitude du mouvement sismique sur le tassement

**Figure 4.12** : Influence du nombre de coups  $(N_1)_{60}$  sur la pression interstitielle

**Figure 4.13** : Influence du nombre de coups  $(N_1)_{60}$  sur la contrainte effective

**Figure 4.14** : Influence du nombre de coups  $(N_1)_{60}$  sur le tassement

**Figure 4.15** : Le maillage adopté pour la modélisation

**Figure 4.16** : Modèles de comportement adoptés pour les différents matériaux

**Figure 4.17** : Contour des contraintes totales initiales dans le modèle.

**Figure 4.18** : Contour des contraintes effectives initiales dans le modèle.

**Figure 4.19** : Contour de la pression interstitielle initiale dans le modèle

**Figure 4.20** : le contour de la pression interstitielle

**Figure 4.21** : la pression interstitielle et la contrainte effective en fonction du temps dans la zone sableuse.

**Figure 4.22** : renversement des structures sous l'effet de la liquéfaction à Niigata 1964 (d'après Peter M. Byrne et al, 2008).

**Figure 4.23** renversement d'une structure sous l'effet de la liquéfaction séisme Turquie 1999 (d'après Peter M. Byrne et al, 2008).

**Figure 4.24:**a)Modèle avec zone liquéfiable, b) Modèle sans zone liquéfiable

**Figure 4.25:** Le maillage adopté pour la modélisation

**Figure 4.26** Le chargement cyclique appliqué

**Figure 4.27** : Le choix des zones de calcul

**Figure 4.28** : Contour de la pression interstitielle : a) avec zone liquéfiable, b) sans zone liquéfiable

**Figure 4.29:** Comparaison de pression interstitielle avec zone liquéfiable et sans zone liquéfiable

**Figure 4.30:** Comparaison de contrainte effective avec zone liquéfiable et sans zone liquéfiable.

**Figure 4.31 :** Le déformé des sols : a) avec zone liquéfiable, b) sans zone liquéfiable

**Figure 4.32:** Comparaison de déplacement vertical avec zone liquéfiable et sans zone liquéfiable (en zone 1)

**Figure 4.33:** Comparaison de déplacement horizontal avec zone liquéfiable et sans zone liquéfiable (en zone 1)

**Figure 4.34:** Comparaison de déplacement vertical (du bâtiment) avec zone liquéfiable et sans zone liquéfiable(en zone 2).

**Figure 4.35:** Comparaison de déplacement horizontal (du bâtiment) avec zone liquéfiable et sans zone liquéfiable(en zone 2).

**Figure 4.36 :** profondeur de la zone liquéfiable :a) à 2m b) à 6m c) à 10m d) à 14m

**Figure 4.37 :** Contour de la pression interstitielle : a) zone liquéfiable à 2m, b) zone liquéfiable à 6m c) zone liquéfiable à 10m, d) zone liquéfiable à 14m

**Figure 4.38:** la pression interstitielle Max et la contrainte effective dans la couche liquéfiable (la couche liquéfiable à profondeur de 2m)

**Figure 4.39:** la pression interstitielle Max et la contrainte effective dans la couche liquéfiable (la couche liquéfiable à profondeur de 6m)

**Figure 4.40:** la pression interstitielle Max et la contrainte effective dans la couche liquéfiable (la couche liquéfiable à profondeur de 10m)

**Figure 4.41:** la pression interstitielle Max et la contrainte effective dans la couche liquéfiable (la couche liquéfiable à profondeur de 14m)

**Figure 4.42 :** La déformé des sols : a) zone liquéfiable à 2m, b) zone liquéfiable à 6m, zone liquéfiable à 10m, zone liquéfiable à 14m

**Figure 4.43:** Influence de la profondeur de la couche liquéfiable sur le déplacement vertical (en zone 1)

**Figure 4.44:** Influence de la profondeur de la couche liquéfiable sur le déplacement horizontal (en zone 1)

**Figure 4.45:** Influence de la profondeur de la couche liquéfiable sur le déplacement vertical du bâtiment (en zone 2)

**Figure 4.46:** Influence de la profondeur de la couche liquéfiable sur le déplacement horizontal du bâtiment (en zone 2)

**Figure 4.47 :** position de la zone liquéfiable

**Figure 4.48:** Contour de la pression interstitielle

**Figure 4.49:** la pression interstitielle Max et la contrainte effective dans la couche liquéfiable (pour  $d=0$ )

**Figure 4.50:** la pression interstitielle Max et la contrainte effective dans la couche liquéfiable (pour  $d=5$ )

**Figure 4.51:** la pression interstitielle Max et la contrainte effective dans la couche liquéfiable (pour  $d=10$ m)

**Figure 4.52:** la pression interstitielle Max et la contrainte effective dans la couche liquéfiable (pour  $d=15$ m)

**Figure 4.53:** la pression interstitielle Max et la contrainte effective dans la couche liquéfiable (pour  $d=20$ m)

**Figure 4.54 :** Le déformé des sols

**Figure 4.55:**Influence du déplacement horizontal de la couche liquéfiable sur le déplacement vertical (en zone 1)

**Figure 4.56:** Influence du déplacement horizontal de la couche liquéfiable sur le déplacement horizontal (en zone 1)

**Figure 4.57:** Influence du déplacement horizontal de la couche liquéfiable sur le déplacement vertical du bâtiment (en zone 2)

**Figure 4.58:** Influence du déplacement horizontal de la couche liquéfiable sur le déplacement horizontal du bâtiment (en zone 2)

**Figure 4.59:** Influence du déplacement horizontal de la couche liquéfiable sur le déplacement vertical du bâtiment (en zone 3)

**Figure 4.60:** Influence du déplacement horizontal de la couche liquéfiable sur le déplacement horizontal du bâtiment (en zone 3)

**Figure 4.61:**Influence du déplacement horizontal de la couche liquéfiable sur le déplacement vertical (en zone 4)

**Figure 4.62:** Influence du déplacement horizontal de la couche liquéfiable sur le déplacement horizontal (en zone 4)

## *Introduction générale*

La liquéfaction est l'un des phénomènes les plus importants et complexes de la dynamique des sols. L'occurrence de la liquéfaction, ainsi que le taux et l'étendue des déformations en cas de liquéfaction durant un chargement cyclique dépendent des caractéristiques compositionnelles du matériau, comme la granulométrie, la taille et la forme des particules. En effet, les sols dans lesquels la résistance à la déformation est mobilisée par le frottement entre les particules, présentent les types les plus susceptibles à la liquéfaction. Lorsque le sol est fin ou contient des particules fines, une cohésion ou adhésion tend à se développer entre ces particules, les empêchant ainsi de se séparer. En conséquence, les sables contenant une certaine fraction fine révèlent une meilleure résistance à la liquéfaction que les sables propres. Durant une longue période, les sols fins ont été considérés comme non-liquéfiés, ou à faible potentiel de liquéfaction. Cependant, en 1999, deux grands séismes ont dramatiquement contredit cette idée: Le séisme de Kocaeli dans la ville d'Adapazari en Turquie, et celui de Chi-Chi dans les villes de Wu Feng, Yuang Lin, et Nanton en Taiwan. Dans ces villes, des dégâts significatifs dus à la liquéfaction, tels le tassement excessif et/ou la perte partielle ou totale de la capacité portante des structures à fondations superficielles, se sont produits dans des sites où les sols révèlent une cohésion considérable. Quant aux sols graveleux, ceux-ci sont généralement beaucoup plus perméables que les sols sableux, et donc peuvent rapidement dissiper les pressions interstitielles excessives générées par un chargement cyclique.

Les conséquences de la liquéfaction peuvent être très sévères, on cite notamment: Des tassements excessifs, dont l'ordre de grandeur peut atteindre 5% de l'épaisseur de la couche liquéfiée. Les tassements sont parfois uniformes, mais dans la plupart des cas ils sont brusques et non-uniformes (les tassements différentiels). Il y a aussi la perte du support latéral, comme par exemple le cas de pieux qui s'étendent jusqu'à la couche de sol liquéfiée, la perte de la capacité portante, la flottaison des ouvrages souterrains, et enfin le mouvement latéral excessif.

Après le séisme de l'Alaska (1964) et celui de Niigata au Japon (1964), Seed et Idriss (1971) ont développé une procédure simplifiée basée sur les essais in-situ pour l'évaluation du potentiel de liquéfaction. Par la suite, cette procédure a subi plusieurs modifications ou améliorations, notamment par Seed (1979), Seed et Idriss (1982), et Seed et al. (1985). En janvier 1996, un atelier sur les problèmes de liquéfaction a été organisé par le NCEER

(National Center for Earthquake Engineering Research); les recommandations de cet atelier sont analysées par Youd et al. (2001). Actuellement, l'étude de la liquéfaction s'est développée pour devenir un domaine de recherche à part entière (Seed et al. 2001; Seed et al. 2003; Juang et al. 2003; Boulanger and Idriss. 2004 ; Andrus et al. 2004 ; Monaco et al. 2005; Grasso et Maugeri. 2006; Pai-Hsiang Tsai et al. 2009).

Ce travail après discussion sur le phénomène de liquéfaction, les mécanismes et approches théoriques d'estimation du potentiel de liquéfaction s'intéresse à la modélisation numérique à l'aide du logiciel FLAC<sup>2D</sup> en différences finies explicites de l'effet d'une secousse sismique sur l'évolution des pressions interstitielles dans les couches de sol sableux saturé.

Le présent mémoire est scindé en deux parties :

**La première partie** consacrée à la recherche bibliographique, comporte deux chapitres :

Le premier chapitre est une synthèse des connaissances relatives au phénomène de liquéfaction telles que les différents dégâts qui peuvent être causés lors d'un chargement monotone ou cyclique, ainsi que les paramètres affectant ce phénomène, et le comportement des sables sous les chargements monotones ou cycliques, et la présentation de la phénomène de la liquéfaction statique et la liquéfaction des sols sous vagues.

Le deuxième chapitre sera consacré aux procédures à suivre pour l'évaluation du potentiel de la liquéfaction des sols, qui englobent plusieurs méthodes de calcul approché développés par les auteurs en dernières années.

**La deuxième partie** du mémoire, consacrée à l'étude numérique, comporte deux chapitres :

Dans le troisième chapitre nous présenterons les procédures à suivre pour la modélisation dynamique par le code FLAC<sup>2D</sup>, ainsi que les modèles qui peuvent simuler le phénomène de la liquéfaction des sols.

Le quatrième chapitre représente notre contribution dans ce mémoire, à savoir la modélisation numérique de la liquéfaction des sols sableux.

En premier lieu la validation de la procédure de simulation sur un cas de référence (validation de test en centrifugeuse réalisé par Byrne et al, 2004). En second lieu une étude paramétrique de l'influence de certains facteurs sur l'apparition de la liquéfaction dans le sol concernant l'action

dynamique: l'amplitude du mouvement sismique et le nombre de coups  $(N_1)_{60}$  suivi d'une analyse d'une zone de sol liquéfiable localisée d'un massif argileux. En fin, l'influence d'une couche de sol liquéfiable localisée dans un massif argileux sur la stabilité d'une structure d'un bâtiment.

# PARTIE A : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

## CHAPITRE 1

### SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LE PHENOMENE DE LIQUEFACTION DES SOLS

#### 1.1 Introduction

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 (séisme, chocs, raz de marée, etc.). Le phénomène de liquéfaction est à l'origine d'une brusque instabilité des sols qui en s'écoulant sous l'effet de la pesanteur et les charges peuvent alors provoquer des dommages irréparables aux ouvrages et structures situés à proximité.

Il existe maintenant un accord acceptable sur l'identité du phénomène de liquéfaction, qui peut être résumée dans la définition proposée par Sladen et al. 1985, qui rejoint celle donnée par Seed, 1979, et par Castro et Poulos, 1977 : « *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* », (J. Canou et al.2002).

De nombreux cas d'écoulements, cités dans la littérature, dans les milieux des sols naturels et dans les structures artificielles, ont été attribués à la liquéfaction, par exemples : barrage de Fort Peck 1938, Niigata au Japon en 1964, Liquéfaction induite par des vibrations de machine 1987, Wildlife Refuge, Californie (1987), Moss Landing, Californie (1989), Port d'Island, Kobe, Japon (1995), Chi-Chi, Taiwan (1999), Adapazari, Turquie (1999), Boumerdes, Algérie (2003), Christchurch, New Zealand (2011),... Ce chapitre, après définition du phénomène de

liquéfaction des sols et présentation des cas historiques de liquéfaction passe en revue les facteurs influençant la liquéfaction des sables sous chargement de cisaillement monotone et cyclique.

## 1.2 Définition de la liquéfaction

Il semblerait que Hazen, 1920, ait été le premier à utiliser le terme de liquéfaction pour décrire et expliquer le mode de rupture du barrage Calaveras en 1918 en Californie, où 700 000 m<sup>3</sup> de sol constituant le pied amont du barrage ont été emportés sur une distance de 100 m sans aucune cause apparente.

Hazen a expliqué ce phénomène par une concentration de pressions induite par un mouvement ou une déformation dans le matériau. Lorsque ceci 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 (Figure 1.1), et le matériau perd toute sa résistance lorsque la pression interstitielle devient égale à la contrainte effective initiale.

Plusieurs cas de glissements de terrains, de ruptures de barrages, de digues, de structures en terre, parmi d'autres, ont été attribués à la liquéfaction. Tous ces phénomènes, concernant le comportement non drainé des sols, présentaient en commun un développement de la pression interstitielle sous l'action d'un chargement statique ou cyclique, dans des milieux non cohérents saturés.

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

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

La liquéfaction cyclique vraie caractérise les sables lâches et très lâches contractants. C'est un mécanisme similaire à celui observé sous chargement monotone, et se définit par une augmentation progressive de la pression interstitielle au cours des cycles de charge-décharge sans augmentation considérable des déformations. Lorsque la pression interstitielle devient égale

à la contrainte moyenne effective initiale, une chute brutale de la résistance au cisaillement se produit accompagnée par un développement rapide de grandes déformations.

La mobilité cyclique est un phénomène caractéristique de sables moyennement denses et très denses dilatants. Il se différencie de la liquéfaction par le fait que la rupture est produite par accumulation de déformations significatives, et non pas par une perte importante de la résistance au cisaillement.

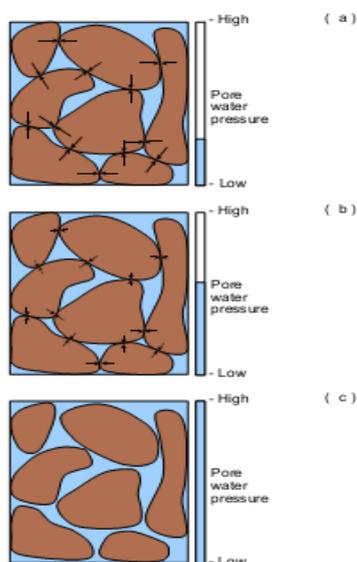
Le phénomène de liquéfaction est moins fréquent que la mobilité cyclique, mais les conséquences sont plus désastreuses, étant donné qu'un volume plus important de sol peut être disloqué. En plus, ce phénomène peut se produire sans aucune cause apparente. Terzaghi, 1956 a employé le terme "spontaneous liquefaction" ou liquéfaction spontanée pour décrire le changement soudain de dépôts de sables d'un état solide à un état liquide, sous l'effet d'une légère perturbation.

Casagrande, 1975, Castro et Poulos, 1977 ont défini la liquéfaction comme la perte d'une grande partie de la résistance au cisaillement, d'un sable saturé, sous chargement monotone ou cyclique. La liquéfaction n'est donc pas nécessairement associée à une annulation totale des contraintes effectives.

Selon Poulos et al. 1985, ce phénomène peut se produire aussi sous des sollicitations dynamiques, voire sismiques.

Il peut également se développer dans le cas de sables denses pour des niveaux très élevés de l'état de contraintes.

Les cas de liquéfaction recensés dans la littérature ont été caractérisés par l'instantanéité du déclenchement, la vitesse élevée de propagation, et le volume très important de sols emportés sur des distances significatives.



**Figure 1.1** illustration des dépôts de sol a) avant la liquéfaction, b) quand la pression interstitielle augmente et c) pendant la liquéfaction (les barres et les flèches bleues représentent la pression interstitielle et entrent en contact avec des forces entre les grains, respectivement)

(d'après Raejee Kaewsong, 2009)

## 1.3 Quelques exemples historiques de cas de liquéfaction

La liquéfaction des sols est un problème sérieux capable de causer des dégâts souvent irréparables, tant à des ouvrages existants qu'à de nouvelles constructions, ainsi la liquéfaction peut provoquer :

- Le basculement d'immeuble.
- la rupture des barrages (remblais hydraulique)
- la rupture des culées des ponts
- le tassement des dépôts de sable, le déplacement latéral du terrain
- etc.....

### 1.3.1 Barrage de Fort Peck (Liquéfaction statique des sables)

Le cas de barrage de Fort Peck est un exemple classique de la liquéfaction statique. La construction de barrage a été commencée en 1934 sur Missouri River au Montana, environ de 70 milles de sud de la frontière canadienne. Les sables de River et les sols alluviaux granuleux d'amende ont été pompés et déchargés des canalisations le long des bords extérieurs, de ce fait formant des plages inclinant vers la piscine de noyau central. La gradation en résultant du matériel déposé était du plus brut sur le bord externe au plus fin dans la piscine de noyau. La fondation s'est composé des sables alluviaux, graviers et argiles.

Un grand glissement s'est produit dans la coquille ascendante du barrage près de la fin de la construction en 1938. À l'heure de la rupture du barrage était d'environ 60 m de haut avec une pente moyenne de 4H : 1V. La rupture s'est produite au-dessus d'une section de 500 m et a été précédé en enfant plus d'au moins 12 heures avant la rupture. À un moment donné après que ces contraintes initiales qu'une glissière d'écoulement a développées, avec les déplacements très grands (jusqu'à 450 m) et très à plat (pentes finale de 20H : 1V). L'aspect de la rupture était celui des blocs intacts dans une masse de matériel complètement perturbé. Il y avait des zones entre les îles du matériel intact qui ont semblé être en état rapide avec des ébullitions de sable évidentes. La Figure 1.2 montre une vue aérienne de la rupture de barrage de Fort Peck illustrant la nature du glissement et de la grande distance s'est déplacé.



*Figure 1.2* vue aérienne de la rupture de barrage de Fort Peck (corps de l'armée des États-Unis d'Ingénieurs, 1939, d'après Mike Jefferies et Ken Been, 2006)

### 1.3.2 Niigata, Japon (1964)

La ville de Niigata est située à l'estuaire des fleuves d'Agano et Shinano. Cet environnement géologique a engendré des dépôts de sables lâches avec une nappe phréatique peu profonde. La surface du sol dans ces espaces est relativement plate.

Durant le séisme de Niigata le 16 Juin, 1964 de magnitude 7.5 sur l'échelle de Richter, la liquéfaction a été observée dans les espaces près des rivières. Cette liquéfaction 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...

Les séries de bâtiments d'appartements à Kawagishi-cho sont devenues très connues comme symbole des effets de la liquéfaction des sols. Lorsque la liquéfaction s'est produite, la résistance du sol sous fondations s'est réduite de sa valeur initiale, engendrant une capacité portante suffisante pour supporter les bâtiments, à la résistance résiduelle du sol liquéfié. Puisque la résistance résiduelle était inférieure à la contrainte de cisaillement imposée par le poids des bâtiments, la chute de la capacité portante du sol s'est produite engendrant de très grandes déformations (Figure 1.3).



*Figure 1.3 : Inclinaison des bâtiments d'appartements de Kawagishi-cho à Niigata au Japon dues à la chute de la capacité portante du sol par liquéfaction (d'après Peter M. Byrne et al, 2008).*

Le pont de Showa près de la rivière de Shinano s'est effondré, car lorsque la liquéfaction s'est produite, l'épandage latérale du sol a causé le déplacement du sol sous le lit de la rivière ce qui a imposé des pressions sur les pieux de fondation qui ont, par la suite, subit une déflexion et se sont déplacés (Figure 1.4).



*Figure 1.4 : Rupture du pont de Showa, à Niigata au Japon, dues à l'épandage latéral dans le sol (d'après Peter M. Byrne et al, 2008).*

### **1.3.3 Liquéfaction induite par des vibrations de machine**

Le remblai de la route (la route 94 au Michigan) a permis de traverser le lac d'Ackerman. Le remblai était un moyen propre à sable fin. La partie de l'eau ci-dessous a été placée à la fin du compactage après le retrait de la tourbe et des sédiments mous du fond du lac. Au-dessus du niveau du lac, le remplissage a été compacté. La surface de route varie d'environ 2 à 4 m au-

dessus du niveau d'eau, étant classés d'un côté du lac à l'autre. Les pentes latérales étaient 2H: 1V sur un côté et 4H: 1V sur l'autre.

Le 24 Juin 1987, le remblai a été traversé par un train de six camions vibrosismiques qui ont été effectuant des levés géophysiques pour l'exploration pétrolière. Un vibrosismique est une plaque vibrante qui est pressée contre le sol et excitée en utilisant un vibreur poids excentrique sous commande d'ordinateur. Typiquement fréquence est modifiée linéairement lors de l'excitation, dans ce cas de 8 à 58 Hz pendant un temps de 8 secondes. Cela a donné 264 cycles d'amplitude uniforme dans tous les coups notamment sismiques. Cette enquête particulière utilisée six camions dans un train avec les unités vibrosismiques reliés électroniquement pour les maintenir en phase, le train étant étalé sur 74 m de longueur de pare-chocs contre pare-chocs. Figure 1.6 montre un train similaire de camions vibrosismiques.

Figure 1.6 montre la panne provoquée par les camions lorsque les unités vibrosismiques ont été activées sur le dessus du remblai. Notez que deux camions sont presque submergés à la pointe de la pente a échoué. Le conducteur du camion dernière dans le train ont vu la rupture qui développer en face de lui et a pu faire marche arrière; les camions deuxième, troisième et cinquième glissé dans le lac que le remblai liquéfier. Les conducteurs heureusement échappé à travers les portes ou les fenêtres que les camions a coulé, le camion de suite sont restées debout sur une section de route qui a ruiné. Les conducteurs ont déclaré se sentir comme si la terre avait complètement disparu sous eux et en chute libre, plutôt que glissante dans le lac. La rupture était suffisamment rapide pour provoquer une vague de 4,5 m de haut qui a traversé le lac et détruit un quai.



**Figure 1.6** rupture de remblai sur le lac Ackermann déclenché par camions de vibroseis (de Hryciw et al, 1990.  
Photographies avec bonté fournies par prof. R. Hryciw, d'après Mike Jefferies et Ken Been, 2006,)

### 1.3.4 Wildlife Refuge, Californie (1987)

Le site Wildlife Refuge a été frappé par deux séismes de 12 heures d'intervalle (Holzer et al. 1989, Elgamal et al. 2001). Situé dans l'un des espaces sismiques les plus actifs de la Californie, il est constitué d'une couche superficielle de silt de 2.7 m d'épaisseur sous laquelle il y a une couche de sable silteux liquéfiable de 3.3 m d'épaisseur et la nappe phréatique sur les lieux est de 2 m environ de profondeur. Le premier examen du site après l'événement a révélé des ébullitions de sable et plusieurs ouvertures de fissures dans le sol (Figure 1.7).



*Figure 1.7: Ebullition de sable au site de Wildlife (d'après le Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley; Elgamal et al, 2001)*

### 1.3.5 Moss Landing, Californie (1989)

Le séisme de Loma Prieta, 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 (Figure 1.8).



*Figure 1.8 : Epandage latéral le long de la route Sandholdt (à gauche) et destruction d'un centre de recherche (à droite) à Moss Landing. (D'après le Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley; Elgamal et al, 2001)*

Ce séisme a aussi engendré des ébullitions de sable comme montrées sur la figure 1.9



*Figure 1.9 : Ebullition de sable à l'aéroport d'Oakland, le long du fleuve de Salina et à la station marine de Moss Landing (D'après Robert E. Kayen et al, 1998).*

### 1.3.6 Port d'Island, Kobe, Japon (1995)

Le séisme de Hyogoken\_Nambu en 1995 a causé des cas de liquéfaction, particulièrement dans les espaces récupérés tel que le port d'Island, à Kobe au Japon, Ce séisme était la cause de plusieurs dommages cités en ce qui suit avec des images :



*Figure 1.10 : Glissement de murs de quai : Lorsque le sol derrière et/ou sous un tel mur se liquéfie, la pression qu'il exerce sur le mur augmente considérablement et fait glisser ou/et incliner celui-ci, (d'après Alisha Kaplan, 2004).*



**Figure 1.11 :** Endommagement des ponts : Un tel dommage peut avoir des conséquences désastreuses, empêchant même les opérations de sauvetage. Les mouvements induits par la liquéfaction peuvent pousser les bases hors du point où le pont enjambe l'appui, dans ce cas le pont lâche (d'après Jorgen Johansson, 2000).



**Figure 1.12 :** Endommagement des routes : Baisse du niveau de la route due à l'épandage latéral (d'après Alisha Kaplan, 2004).

### 1.3.7 Chi-Chi, Taiwan (1999)

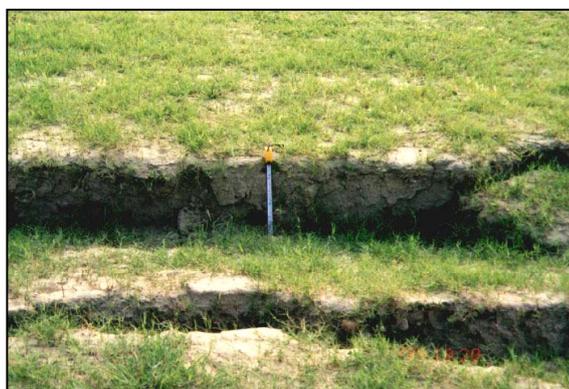
Les sols en place sont constitués de couches de sol sableux très lâche susceptible à la liquéfaction et le niveau de la nappe phréatique varie de  $0,5\text{ m}$  à  $5\text{ m}$  de profondeur, ce qui justifie la liquéfaction survenue sur les lieux, après le séisme de Chi-Chi de magnitude 7,6 sur l'échelle de Richter (d'après Dr Hsein Juang, 2002), et qui a causé différents dommages dont on peut citer ceux qui suivent en images :



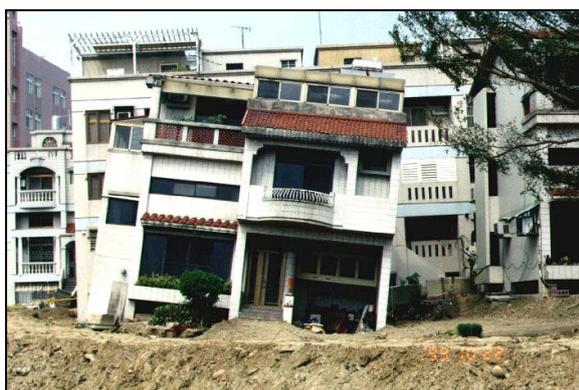
**Figure 1.13 :** Ebullitions de sable au Comté de Nantou (à gauche) et de Zhanghua (à droite) en Taiwan (d'après Dr Hsein, 2002).



*Figure 1.14 : Ebullition de sable dans un quartier résidentiel au Comté de Zhanghua (d'après Dr Hsein, 2002).*



*Figure 1.15 : Fissures considérables dans le sol à Nantou (d'après Dr Hsein, 2002).*



*Figure 1.16 : Endommagement de bâtisses dû à la liquéfaction en Taiwan (d'après Dr Hsein, 2002).*



*Figure 1.17 : Dommages dus à l'épandage latéral du sol en place (d'après Dr Hsein, 2002).*



*Figure 1.18 Bâtiments renversés à TAIWAN en 1999 (d'après Boua Bilal et Bouderouaz Djamel Eddine 2007)*

### **1.3.8 Adapazari, Turquie (1999)**

Le séisme d'Adapazari, Turquie (1999) de magnitude 7,5 sur l'échelle de Richter (d'après Peter M. Byrne et al, 2008), et qui a causé différents dommages dont on peut citer ceux qui suivent en images :



*Figure 1.19 Ebullition de sable en Turquie 1999 (d'après Peter M. Byrne et al, 2008).*



*Figure 1.20 Poinçonnement de la fondation sous la liquéfaction séisme Turquie 1999 (d'après Peter M. Byrne et al, 2008).*



*Figure 1.21 renversement d'une structure sous l'effet de la liquéfaction séisme Turquie 1999 (d'après Peter M. Byrne et al, 2008).*

### 1.3.9 Boumerdes, Algérie (2003)

Le nord de l'Algérie est situé le long de la frontière entre les plaques Eurasia et Africa qui est une région sismique très active. Le séisme du 21 Mai 2003 à Boumerdes a été localisé le long de la marge nordique de l'Atlas Tellien.

La faille de Zemmouri qui n'était pas connue auparavant était la source de ce séisme qui a causé des dommages significatifs dans la région entre Dellys et Alger. Le CRAAG (the Center of Research in Astrophysics, Astronomy and Geophysics) a localisé l'épicentre des secousses dans la mer Méditerranéenne. La magnitude locale était de 6.8 sur l'échelle de Richter, (D'après le *EERI* Earthquake Engineering Research Institute, Avril 2003)

Des fractures de la surface du sol ont été observées dans les régions épacentrales : la région de Corso, le port de Zemmouri et près de Dellys. Une grande partie du secteur côtier est constituée de larges plaines alluviales liées du côté sud à la ceinture de l'Atlas par des roches métamorphiques et le niveau de la nappe phréatique est généralement profond.

Bien qu'il soit probable que les insuffisances structurales aient été la cause principale des dommages, les sols sableux de Ben Mered se sont liquéfiés dans les espaces de la nappe phréatique peu profonde ce qui a également contribué aux dommages dans cette région.

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.

Des ébullitions de sable et des épandages latéraux dans le sol ont été observées près du pont traversant la rivière d'Isser (voir figure 1.22).



**Figure 1.22 :** *Ebullitions de sable dues à la liquéfaction près de la rivière d'Isser (D'après le EERI, 2003, cité par HADDADENE Nacima 2008).*

La liquéfaction due à l'épandage latéral près de la rivière d'Isser est illustrée par la figure (1.23).



**Figure 1.23 :** *Liquéfaction due à l'épandage latéral (D'après le EERI, 2003, cité par HADDADENE Nacima 2008)*

*A gauche : liquéfaction des bords de la rivière d'Isser ;*

*A droite : fissuration du sol aux bords de la rivière d'Isser.*

Près de la ville de Zemmouri, plusieurs sites se sont liquéfiés (voir figure 1.24).



*Figure 1.24 : Liquéfaction près de la ville de Zemmouri (ébullitions de sable). (D'après le EERI, 2003, cité par HADDADENE Nacima 2008).*

### **1.3.10 Christchurch, New Zealand (2011)**

Le séisme de Christchurch (22 Février 2011) était d'une magnitude 6.3, le tremblement de terre qui a frappé la région de Canterbury en New Zealand, le séisme a été centré sur deux kilomètres à l'ouest de la ville de Lyttelton, et 10 km au sud-est du centre de Christchurch. Il s'ensuit près de six mois après le tremblement de terre de Canterbury de magnitude 7.1 (4 Septembre 2010), qui a causé des dommages importants à Christchurch et la région centrale de Canterbury.

Le séisme a provoqué des dommages étendus dans Christchurch, en particulier dans le centre-ville et des faubourgs de l'Est, avec des dégâts aggravés par les bâtiments et les infrastructures déjà affaiblies par le tremblement de terre de 4 Septembre 2010. Une liquéfaction significative affectée la banlieue Est.



**Figure 1.25 :** Une camionnette qui malheureusement conduit dans un trou causé par la liquéfaction, du Nord de New Brighton, lors du séisme de Christchurch (2011)



**Figure 1.26 :** Un véhicule enlisé dans la liquéfaction, après le tremblement de terre à Christchurch, New Zealand (2011)



**Figure 1.27:** Ebullitions de sable dues à la liquéfaction, après le tremblement de terre à Christchurch, New Zealand (2011)

## 1.4 Les facteurs influençant la liquéfaction

Il y a beaucoup de facteurs qui influencent le procédé de liquéfaction pour le sol in situ. Basé sur les résultats des essais en laboratoire aussi bien que des observations de champ et des études, les facteurs les plus importants qui influençant la liquéfaction sont comme suit :

### 1.4.1 L'intensité et la durée de tremblement de terre

Afin d'avoir la liquéfaction du sol, il doit y avoir tremblement du sol. Le caractère du mouvement du sol, telles que l'accélération et la durée de la secousse, détermine la déformation de cisaillement qui cause la contraction des particules 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 à mesure de l'intensité du séisme et l'augmentation de la durée de secousse. Ces tremblements de terre qui ont la magnitude la plus élevée produira à la fois l'accélération la plus grande et la plus longue durée des secousses. Une analyse de la liquéfaction serait normalement pas nécessaire pour les sites ayant une accélération horizontale maximale à la surface du sol  $a_{\max}$  inférieure à  $0,10g$  ou une magnitude  $M_w$  inférieur à 5.

### 1.4.2 La nappe phréatique

La condition la plus favorable à la liquéfaction est une nappe phréatique près de la surface. Le sol non saturé situé au-dessus de la nappe phréatique ne sera pas liquéfier. S'il peut être démontré que les sols sont actuellement au-dessus de la nappe phréatique et sont très peu susceptibles de devenir saturé pour compte tenu des changements prévisibles dans le régime de cycle hydrologique, alors que ces sols ne sont pas besoin d'être évaluées pour le potentiel de liquéfaction.

Sur les sites où la nappe phréatique fluctue de manière significative, le potentiel de liquéfaction sera également fluctuer. En règle générale, le niveau des eaux souterraines plus haut historique doit être utilisé dans l'analyse de liquéfaction à moins d'autres informations indiquent un niveau supérieur ou inférieur est approprié (Division des Mines et de Géologie, 1997).

Poulos et al. (1985) affirment que la liquéfaction peut également se produire dans les très grandes masses des sables ou limons qui sont secs et lâche et chargé si rapidement que la fuite d'air dans les vides est limitée. Un tel mouvement des sables secs et lâche est souvent désigné

comme le sol en mouvement ou en cours de mouvement. Bien que le sol tels que mentionnée qui s'écoule liquéfié fait, dans ce texte, un tel sol déformation ne sera pas appelé liquéfaction. Il est préférable de considérer que la liquéfaction ne se produit que pour les sols qui sont situés en dessous de la nappe phréatique.

### 1.4.3 Type de sol

En ce qui concerne les types de sols les plus sensibles à la liquéfaction, Ishihara (1985) stipule que: "Le risque associé à la liquéfaction des sols lors de séismes a été connu pour être rencontrées dans les dépôts constitués de sable fin à moyen et les sables contenant de faible plasticité. Parfois, cependant, des cas sont signalés où la liquéfaction s'est apparemment produite dans les sols graveleux. "

Ainsi, les types des sols sensibles à la liquéfaction qui ne sont pas plastiques (sans cohésion). Une liste approximative des sols sans cohésion du moins au plus résistant à la liquéfaction est les sables propre, sables limoneux non plastiques, de limon non plastique et des graviers. Il pourrait y avoir de nombreuses exceptions à cette séquence. Par exemple, Ishihara (1985, 1993) décrit le cas des résidus issus de l'industrie minière qui ont été composées essentiellement de la terre superficielle des rochers et ont été classés comme de la farine de roche. Ishihara (1985, 1993) stipule que la farine de roche dans un état saturé d'eau ne possède pas de cohésion significative et s'est comporté comme s'il s'agissait d'un sable propre. Ces résidus ont été montré à exposer aussi bas une résistance à la liquéfaction du sable propre. Seed et al. (1983) a déclaré après baser sur des tests en laboratoire et performances sur le terrain, la grande majorité des sols cohésifs sera liquéfient pas en cours de tremblements de terre. En utilisant des critères initialement prévue par Seed et Idriss (1982) et par la suite confirmée par Youd et Gilstrap (1999), et Bray et al, (2004), pour un sol cohérent pour liquéfier, il doit satisfaire à toutes les trois critères suivants:

- Fraction des fines inférieurs à 0.005 mm < 15%
- Limite de liquidité LL < 35%
- Teneur en eau normale > 0.9 LL

Si le sol cohérent ne répond pas à toutes les trois critères, il est généralement considéré comme n'étant pas susceptible de se liquéfier. Bien que le sol cohérent ne peut pas se liquéfier, il pourrait y avoir encore être une perte significative de la résistance au cisaillement non drainée en raison de la secousse sismique.

#### **1.4.4 La densité relative de sol $D_r$**

Basé sur des études de terrain, des sols pulvérulents dans un état lâche sont sensibles à la liquéfaction. Les sols constitués des éléments non plastiques vont se contracter au cours de la secousse sismique qui va provoquer le développement d'un excès de pressions interstitielles.

Pour les sables denses, l'état de liquéfaction initiale ne produit pas de grandes déformations en raison de la tendance de la dilatation du sable lors de l'inversion de la contrainte de cisaillement cyclique. Poulos et al. (1985) affirment que si le sol in situ peut être démontré dilatée, alors il ne doit pas être évalué car il ne sera pas susceptible de se liquéfier. En substance, les sols dilatants ne sont pas sensibles à la liquéfaction, parce que leur résistance au cisaillement non drainés est supérieure à leur résistance au cisaillement drainés.

#### **1.4.5 La taille des particules**

Les sols non plastiques de granulométrie uniforme ont tendance à former plus instable arrangements de particules et sont plus sensibles à la liquéfaction.

Les sols bien classés auront également de petites particules qui remplissent les espaces vides entre les grosses particules. Cela tend à réduire la contraction de potentielle du sol, résultant en moins excessives pressions interstitielles générées durant le tremblement de terre. Kramer (1996) stipule que les données de terrain indiquent que la plupart des défaillances de liquéfaction ont impliqué de classement uniforme des sols granulaires.

#### **1.4.6 Les conditions de drainage**

Si l'excès de pression interstitielle peut rapidement se dissiper, le sol ne peut pas se liquéfier. Comme le gravier très perméable les égouts ou les couches de gravier peuvent réduire le potentiel de liquéfaction du sol adjacent.

#### **1.4.7 Pressions de confinement**

Plus la pression de confinement est grande, moins le sol est susceptible à la liquéfaction. 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. Des sols plus profonds généralement ne liquéfient pas en raison des pressions de confinement plus élevées.

Ceci ne signifie pas qu'une analyse de liquéfaction ne devrait pas être exécutée pour le sol qui est au-dessous d'une profondeur de 15 m. Dans beaucoup de cas, il peut être approprié d'exécuter une analyse de liquéfaction pour le sol qui est plus profond que 15 m. une analyse de liquéfaction devrait être exécutée pour n'importe quel dépôt de sol qui a été lâchement vidé dans l'eau (c.-à-d., l'analyse de liquéfaction devrait être exécutée pour l'épaisseur entière lâchement de vider complètement l'eau, même si elle dépasse 15 m d'épaisseur). De même, un site est rapidement déposé peut également avoir besoin d'une recherche de liquéfaction au-dessous d'une profondeur de 15 m. Une expérience et le jugement considérables sont requis dans la détermination de la profondeur appropriée pour terminer une analyse de liquéfaction.

#### **1.4.8 La Forme des particules**

La forme des particules de sol peuvent également influencer sur le potentiel de liquéfaction. Par exemple, les sols ayant des particules arrondies tendent à densifier plus facilement que les particules du sol angulaire de forme. Ainsi un sol contenant des particules de sol arrondies est plus susceptible de se liquéfier à un sol contenant des particules de sol angulaires.

#### **1.4.9 L'âge géologique et la cimentation**

Les sols nouvellement déposés ont tendance à être plus sensibles à la liquéfaction que les anciens dépôts de sol. Il a été démontré que plus un sol est soumis à une pression de confinement, plus qu'ils sont résistants à la liquéfaction (Ohsaki 1969, Seed 1979a, Yoshimi et al. 1989).

L'augmentation de la résistance à la liquéfaction avec le temps pourrait être due à la déformation ou compression des particules de sol dans des arrangements plus stables. Avec le temps, il peut être également le développement des liens en raison de la cimentation au niveau des contacts des particules.

#### **1.4.10 historiques d'environnement**

Il a été également déterminé que l'historique d'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 de la même terre ayant une densité identique (Finn et al. 1970, Seed et al. 1975).

La résistance à la liquéfaction augmente également avec une 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). Un exemple serait le retrait d'une couche supérieure du sol due à l'érosion. Parce que le sol sous-jacent a été préchargé, il aura un ratio plus élevé de surconsolidation et il aura un coefficient plus élevé de la pression latérale des terres au repos  $k_0$ . Un tel sol qui a été préchargé sera plus résistant à la liquéfaction de la même terre qui n'a pas été préchargé.

### 1.4.11 Charge de bâtiment

La construction d'un bâtiment lourd sur un gisement de sable peut diminuer la résistance de liquéfaction du sol. Par exemple, supposer qu'une galette de natte sur la surface au sol soutient un bâtiment lourd. Le sol étant à la base de la galette de natte sera soumis aux efforts de cisaillement provoqués par la charge de bâtiment. Ces efforts de cisaillement induits dans le sol par la charge de bâtiment peuvent rendre le sol plus susceptible de la liquéfaction. La raison est qu'un plus petit effort de cisaillement additionnel sera exigé du tremblement de terre afin de causer la contraction et par conséquent la liquéfaction du sol.

## 1.5 Comportement des sables

Les caractéristiques principales du comportement de sable sont la rigidité et la résistance, toutes les deux avant et après le début de liquéfaction. La liquéfaction en matériaux granulaires est associée à une grande diminution de la contrainte effective due à l'élévation de pression interstitielle pendant le chargement monotone ou cyclique. Ceci mène à de grandes réductions de la rigidité de cisaillement et de la résistance des sols. En outre, la rigidité en bloc du squelette de sol est considérablement réduite lors de la liquéfaction et provoque des règlements de post-liquéfaction, car les pressions interstitielle absorbent.

La plupart des études sur la liquéfaction ont mis l'accent sur son déclenchement à l'aide de chargement non drainé comme la condition pertinente. Cependant, la réponse de sable est contrôlée par le squelette et la contrainte volumétrique de l'eau comme l'a noté par Martin et al. (1975). Puisque l'eau est essentiellement incompressible, la contrainte est liée à pendant si l'eau dans les pores a le temps pour couler et pour causer le changement de volume significatif et après la période de la secousse forte. Ceci peut considérablement affecter la réponse de cisaillement de sol. Le comportement caractéristique des sables propres est présenté basé sur des

observations de l'essai d'élément de laboratoire en conditions de charge monotone et cyclique (drainé et non drainé).

### 1.5.1 Comportement des sables en cisaillement monotone

Le sable est un matériau granulaire et ses particules sont emballés dans des états allant de très lâche à très dense comme illustré sur la Fig.1-28 en termes de taux de vide par rapport à la contrainte moyenne effective. Les particules ne sont pas généralement liées et, sous l'action de chargement, ils ont tendance à se réorganiser pour faire face à la charge. Contrairement aux métaux, qui ne présentent des déformations volumétriques lorsque la contrainte moyenne est changée, les sables changer de volume si elles sont cisailées.

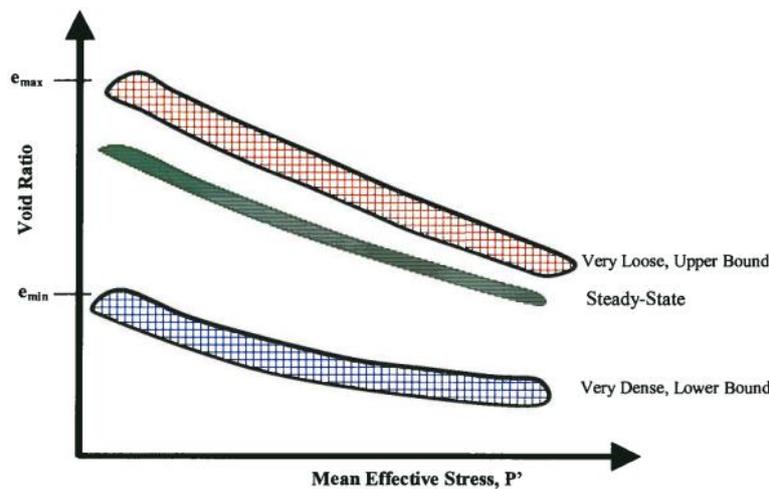


Figure.1-28 État de sable  $e-p'$  (D'après Mahmood Seid-Karbasi, 2009)

La réponse drainée typique d'un sable dense, à différents efforts d'emprisonnement, en termes de rapport d'effort et la contrainte volumétrique contre la contrainte axiale, comme observée dans les essais triaxial, est montrée dans figure 1-31 (Fukushima et Tatsuoka, 1984). Le sable relativement dense est vu pour montrer au commencement un comportement contractif, qui change en la dilatation avec davantage de tension (comme représenté dans figure 1.29)

Un sable très lâche se contracterait dans tout son chemin de chargement des étapes de chargement initiales. Lee et Seed (1967) ont rapporté le comportement semblable pour des sables des essais triaxial drainé. On observe le même modèle de la réponse de sable dans les essais simples de cisaillement (figure. 1-30) (Vaid et al, 1981). Comme peut être vu (de figure 1-29 et de figure 1-30) dans les essais triaxial le rapport de force chute après déformation (axiale) environ de 5% tandis que dans les essais de cisaillement simples, baisse dans le rapport de force

est noté seulement pour le sable très dense. Cette différence dans la réponse peut être due à la localisation qui peut se produire dans l'essai triaxial (Byrne, 2007).

En fait, pendant le chargement non drainé, la pression de pore excessive reflète la tendance de contraction des sols granulaires (lâches) une fois soumise au cisaillement. Ceci mène à la réduction de la contrainte effective, et car la rigidité de sol est une propriété dépendante de soumettre à une contrainte-niveau, aux résultats de cette réduction dans le ramollissement matériel. Le comportement de ramollissement de déformation suivant la résistance au cisaillement maximale initiale est considéré comme état de liquéfaction par NCR (1985). Figure 1-32 montre une réponse typique des sables denses et lâches au chargement monotone non drainé comme observé par Castro (1969). Il a effectué les essais triaxial soumettre à une contrainte-commandés sur deux sables à différents rapports vides (appelés le sable A et B) au même effort de emprisonnement. Sable A exhibé à pression de pore supérieure d'augmentation continue pendant le cisaillement (figure 1-32b) avec la perte soudaine de force après une crête. Sable B a montré une réponse déformation-durcissant (après contraction initiale), avec de la pression de pore excessive décroissante qui est devenue négative, et la force a grimpé jusqu'aux valeurs encore plus haut que ceux obtenus en état drainé.

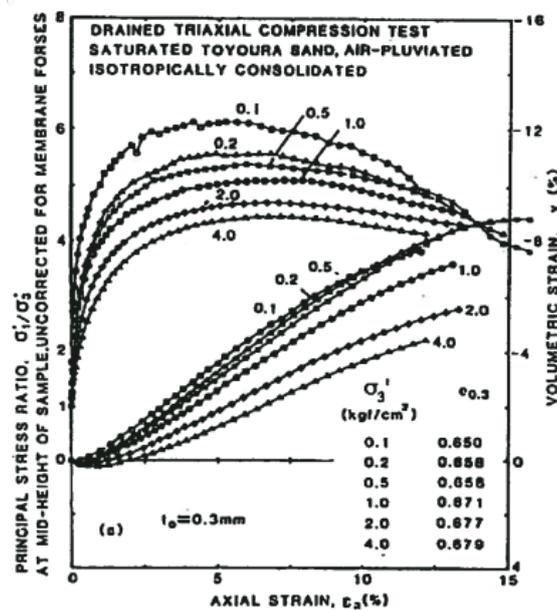


Figure 1-29 Résultats d'essai monotone drainé du sable de Toyoura en termes de rapport de contrainte déformation volumétrique. vs déformation axiale (Fukushima et Tatsuoka, 1984, cité par Mahmood Seid-Karbasi, 2009).

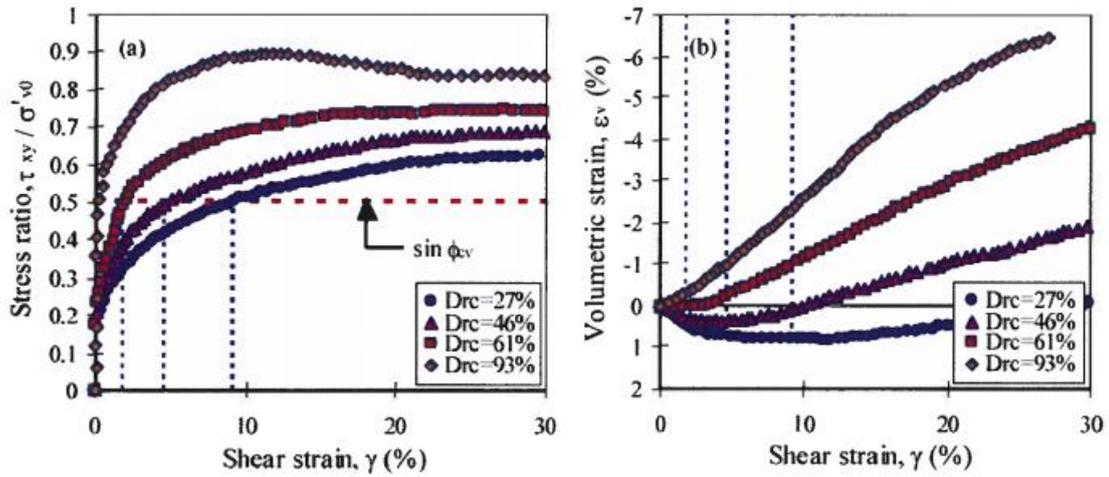


Figure 1-30 Réponse du sable d'Ottawa dans l'essai monotone de cisaillement simple drainé, rapportée par Vaid, et al (1981) en termes de (a) contrainte-déformation ; et (b) déformation volumétrique vs déformation de cisaillement (adaptée de Parc, 2005, cité par Mahmood Seid-Karbasi, 2009)

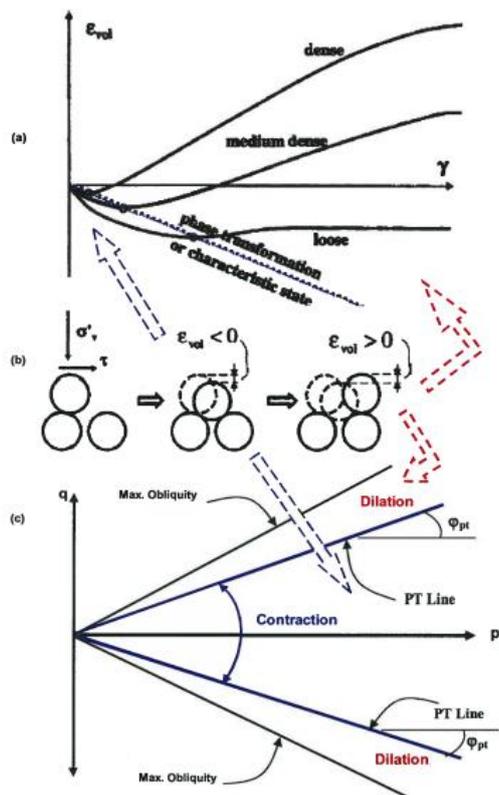
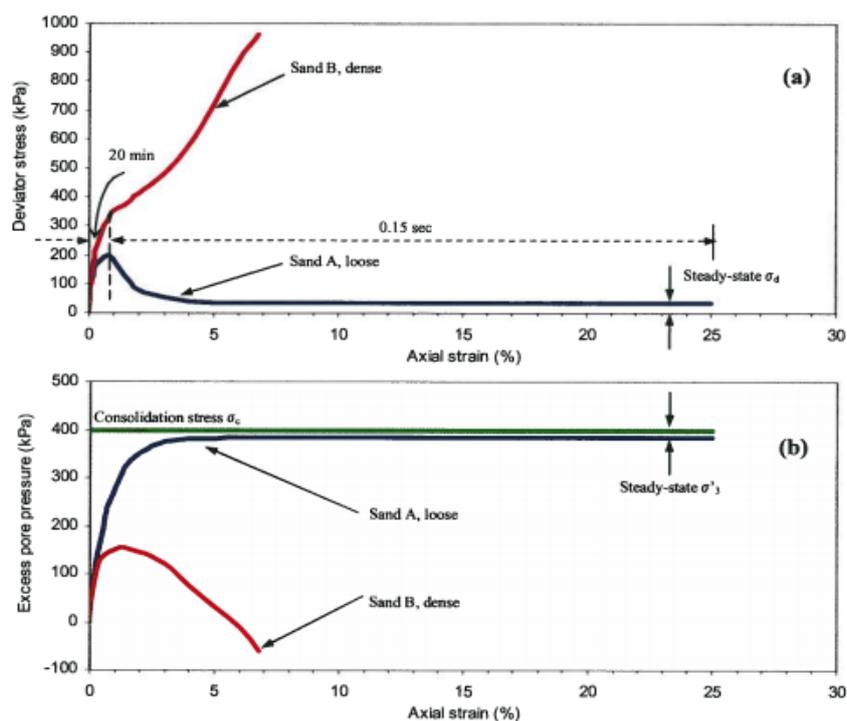


Figure 1-31 Régions typiques de dilatation et de contraction pour des sables : (a) dans l'espace de déformation  $\epsilon_v$  vs.  $\gamma$ ; (b) déformation de grains ; et (c) l'espace de contrainte  $q$  vs.  $p'$ . (par Mahmood Seid-Karbasi, 2009)



**Figure 1-32** Comportement des sables denses et lâches dans un essai triaxial monotone non drainé: (a) déviateur de contrainte vs déformation axiale ; (b) pression de pore excessive vs déformation axiale (par Mahmood Seid-Karbasi, 2009)

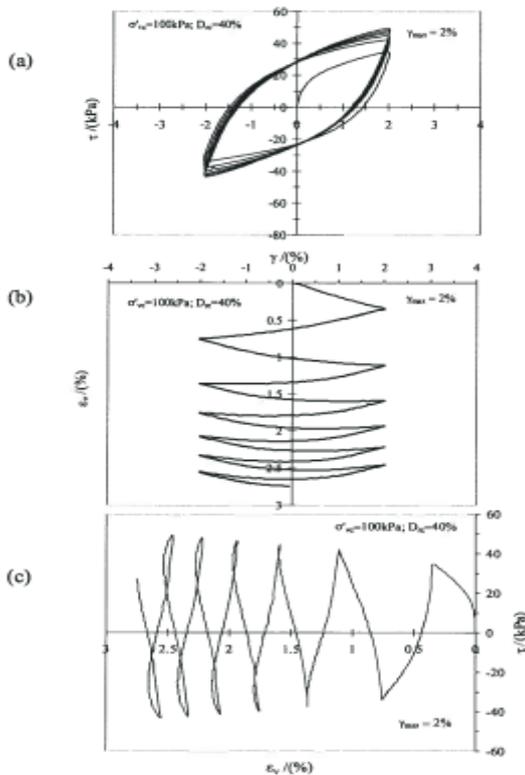
## 1.5.2 Comportement des sables en cisaillement cyclique

La liquéfaction peut également se produire pendant le chargement (cyclique) dynamique dû à la réponse contractive du matériau. Les essais de laboratoire au cisaillement simples cycliques drainé sur le sable par Silver et Seed (1971), Seed et Silver (1972), Youd (1972), Martin et al (1975), et Finn et al (1982) ont prouvé qu'une diminution progressive de volume se produit avec le nombre des cycles appliqué. Quand l'essai est effectué en condition non drainé, la tendance du sol vers la contraction a comme conséquence la génération de la pression interstitielle excessive. Semblable à l'état monotone, le squelette commande la réponse de sable et le fluide interstitiel contribue comme contrainte volumétrique. Silver et Seed (1971) et Youd (1972) ont réalisé les essais cycliques drainé et conclu que la contrainte de confinement n'a pas un effet significatif sur la compression volumétrique et que les déformations volumétriques augmentent également linéairement avec l'augmentation de l'amplitude de déformation cyclique. Youd (1972) a rapporté que la fréquence de l'application de déformation de cisaillement  $\sigma$  n'a aucun effet sur la compression volumétrique induite par cisaillement.

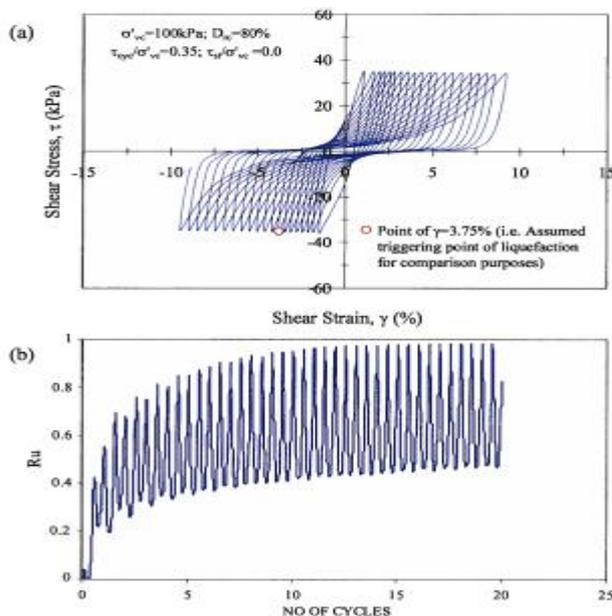
Figure 1-33 présente les résultats d'essais du cisaillement simple cyclique drainé, CSS, essais réalisés sur le sable de Fraser River d'une étude rapportée par Wijewickreme et al (2005). Le sable prélevé a eu le  $D_r = 40\%$  et a été soumis à une amplitude de déformation cyclique de cisaillement,  $\gamma$ , de 2%. Comme peut être vu de la courbe de contrainte-déformation (figure 1-

33a), la réponse plus douce d'expositions de matériel chargeant dedans la première fois ; cependant, au-dessus du recyclage, l'amplitude de déformation de cisaillement plus grande cause plus de dégradation. Figure 1-33b et figure 1-33c indiquent que la déformation volumétrique induite par cisaillement s'accumule (avec le taux décroissant) lors du chargement et décharge pendant le cisaillement de répétition et les portées plus d'à 2.5% après 6 cycles

Cette observation est également en accord avec la réponse cyclique non drainé de cisaillement des sables où la pression interstitielle excessive augmente graduellement avec le nombre de cycles, en dépit des transitoires plus grandes de dilatation dans le chargement fait un cycle pour les sables denses (voir la figure 1-34)



**Figure 1-33** : réponse de cisaillement simple cyclique drainé de sable lâche de Fraser River  $D_r = 40\%$  en termes de (a) contrainte-déformation, (b) et (c) déformation volumétrique vs la déformation de cisaillement et contrainte de cisaillement, respectivement (Sriskandakumar, 2004, cité par Mahmood Seid-Karbasi, 2009).



**Figure 1-34** Réponses du sable dense de Fraser River de l'essai de cisaillement simple cyclique non drainé en termes de (a) contrainte-déformation, (b)  $R_u$  vs le numéro des cycles. (Sriskandakumar, 2004, cité par Mahmood Seid-Karbasi, 2009).

## 1.6 Liquéfaction statique des sables lâches

En cas de fortes précipitations, des glissements de terrains naturels peuvent se produire alors qu'ils n'étaient pas envisagés. Des glissements similaires peuvent également se produire dans des digues ou des talus. La topologie et la géomorphologie du site ne peuvent parfois pas expliquer des glissements se produisant pour de faibles pentes (inférieures à  $15^\circ$ ). En Mécanique des Sols, certaines ruptures sont observées avant d'atteindre le critère plastique limite dans le cas de sables ou de matériaux fins, lâches, soumis à un cisaillement en conditions non-drainées. Ces effondrements sont appelés « liquéfaction statique » (perte de résistance au cisaillement) et sont expliqués par l'augmentation de la pression interstitielle (Castro 1969) avant effondrement ou sont dits métastables (de Groot 1985). Une ligne d'instabilité a été proposée comme étant la frontière entre le domaine inconditionnellement stable et le domaine potentiellement instable (Lade 1994, 2002). Il est également mentionné dans la littérature scientifique que toute perturbation conduirait à un effondrement. Or, Darve (1995) indiquait déjà que l'analyse de la liquéfaction statique en termes d'augmentation de la pression interstitielle n'était pas satisfaisante.

La figure (1.35) montre un résultat typique de ce phénomène obtenu dans un essai triaxial de compression non-drainé conventionnel réalisé sur le sable d'Hostun dans un état saturé très lâche, (Ali Daouadji et al, 2007) :

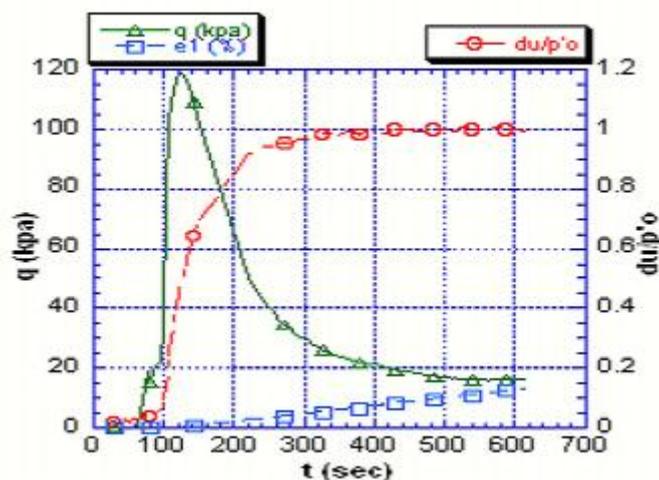


Figure 1.35 : Essai triaxial de compression non-drainé conventionnel (par Ali Daouadji et al, 2007).

La courbe  $q(t)$  de la figure (1.35) montre l'évolution du déviateur de contrainte en fonction de temps. Elle se caractérise par un pic de résistance très marqué (environ 120 KPa), suivi d'une chute très rapide de résistance avec stabilisation progressive autour d'une valeur

ultime ( $< 20 \text{ KPa}$ ). Le phénomène de liquéfaction concerne toute la partie radoucissante du comportement, depuis l'initiation (au pic), jusqu'à l'état ultime liquéfié correspondant à l'état du matériau atteint dans un écoulement.

La courbe  $\frac{du}{p_0}(t)$  de la même figure représente l'évolution de la surpression interstitielle développée lors du cisaillement avec un taux de croissance fort dès le début de l'essai et qui se stabilise, ce qui rend compte du caractère très contractant du sable, qui se densifie sous l'action de la sollicitation appliquée.

La courbe  $\varepsilon_1(t)$  de la même figure représente l'évolution de la déformation fonction de temps développée lors du cisaillement de sable jusqu'à une valeur ( $< 20 \%$ ).

## 1.7 Liquéfaction des sols sous vagues

Le gradient de pression généré par le passage d'une vague au-dessus d'un milieu granulaire lâche entraîne la compaction de ce milieu. Cependant, cette compaction se fait en passant par un état transitoire dans lequel l'eau s'échappant du sol met en suspension les grains. Dans cet état transitoire, le sol se comporte comme un liquide : on peut voir un objet s'enfoncer progressivement lors du passage des vagues. On parle alors de "liquéfaction des sols". Sous vagues, ce phénomène peut jouer un rôle important dans la stabilité des structures sous marines (Récifs artificiels, pipe-lines (Sumer et al (1999)), enrochements côtiers, mines...) ou celle de pentes qui en se déstabilisant peuvent générer des avalanches sous-marines.

### 1.7.1 Processus de liquéfaction sous vagues

Au niveau du sol, la houle se caractérise par deux effets physiques principaux. Le premier est la génération d'une contrainte de cisaillement cyclique à proximité de la surface, responsable du phénomène d'enfouissement. Le deuxième effet, qui va conditionner l'apparition éventuelle de phénomènes de liquéfaction est une variation cyclique de la pression. On peut séparer le processus global de liquéfaction en trois grandes phases (figure 1.36) :

- Arrangement initial peu compacté. La pression interstitielle ou pression de pore à l'intérieur

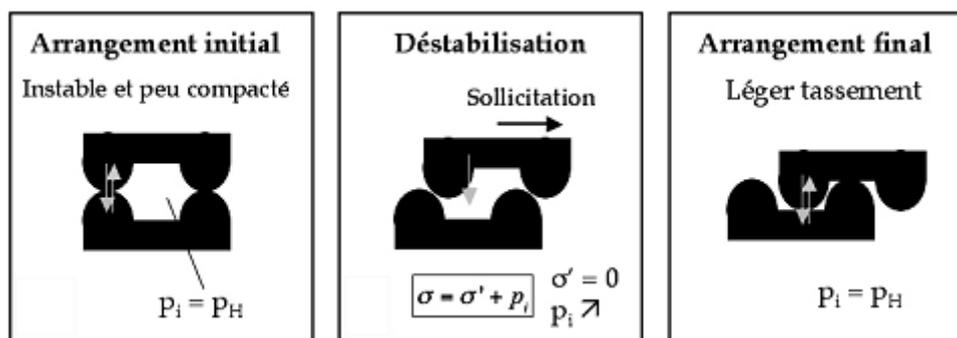
du sol est la pression hydrostatique. Le poids des grains est porté par le squelette granulaire.

- Liquéfaction-consolidation : sous l'effet des vagues, les grains bougent et sont déstabilisés.

Durant une période transitoire, les grains sont portés par le fluide ce qui provoque une augmentation de la pression de pore. Puis l'excès de pression interstitielle diminue progressivement.

- Arrangement final : les grains sont à nouveau en contact mais dans un réseau plus compact.

La pression de pore est hydrostatique et le poids des grains est repris par le squelette granulaire



**Figure 1.36** Schéma du comportement des grains au cours du processus de liquéfaction. (Pascale Aussillous et al 2007)

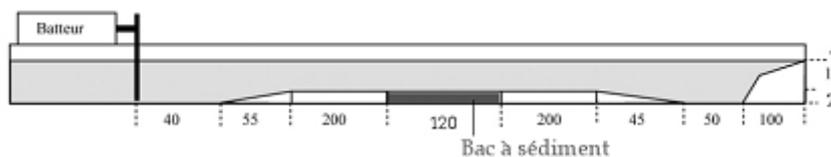
Pour décrire le couplage fluide-milieu granulaire, on décompose la contrainte totale en deux termes, la pression de pore  $p_i$  et la contrainte granulaire ou effective  $\sigma'$  (Terzaghi (1943)) :

$$\sigma = \sigma' + p_i \quad (1.1)$$

Pendant la liquéfaction, la contrainte granulaire chute et la pression de pore augmente : les contacts sont rompus. La mesure des variations de pression de pore dans le milieu granulaire permet donc l'étude du phénomène de liquéfaction

Pascale Aussillous et al en 2007 réalise un expériment sur un canal à houle (6,6 m x 0,59 m x 18 cm) La hauteur d'eau ( $h_e$ ) a été imposée à 7, 10 ou 14 cm. Les vagues produites ont des longueurs d'onde ( $\lambda$ ) comprises entre 0,3 et 2 m, une amplitude ( $A$ ) entre 0.4 à 1.8 cm pour des fréquences imposées entre 0.5 et 3 Hz. Un bac à sédiment (1 m x 58 cm x 7 cm) pouvant accueillir une épaisseur de 7 cm de sédiment à été monté sur le canal (figure 1.37). La hauteur de sable au centre ( $h_s$ ) à été fixée à 6.6 cm

Le milieu granulaire est constitué à partir de microbilles de verre, de densité  $\rho = 2650 \text{ kg.m}^{-3}$ , dont le diamètre est compris entre 45 et 90  $\mu\text{m}$ . Le milieu granulaire est d'abord mis en suspension puis laissé sédimenté par gravité pendant 3 minutes avant d'imposer les vagues

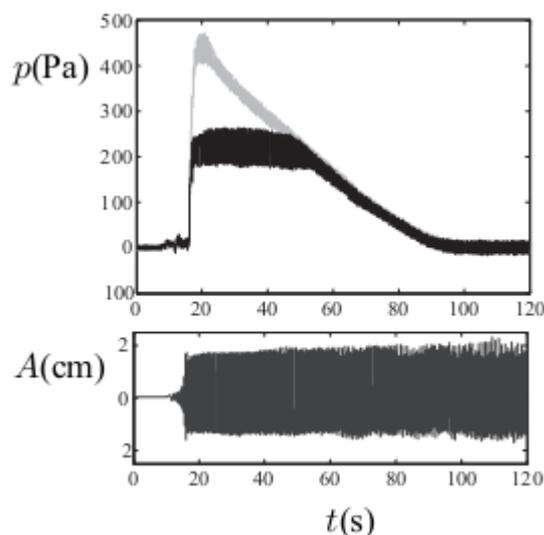


**Figure 1.37 :** Schéma du canal à houle (les unités de longueur sont en cm). (Pascale Aussillous et al 2007)

La figure 1.38 représente l'évolution de la surpression (par rapport à l'hydrostatique) mesurée dans le sédiment à deux profondeurs différentes dans des conditions typiques pour lesquelles un phénomène de liquéfaction est observé. A l'état initial la pression de pore dans le sol est hydrostatique et la surpression est nulle. Dès que les premières vagues arrivent au-dessus du milieu granulaire, on observe 3 grandes phases d'évolution du signal de pression de pore :

- Une élévation rapide de la pression moyenne.
- Une phase de pic ou de plateau. Durant cette phase, les fluctuations de pression sont plus importantes que dans les autres phases. La pression moyenne du plateau est d'autant plus faible que le capteur est proche de la surface du sédiment.
- Une diminution progressive de la pression moyenne qui rejoint finalement sa valeur initiale.

On note que les courbes de pression de pore sont superposées dans cette phase.



**Figure 1.38** Evolution de la pression de pore mesurées à 0,8 cm (gris) et 4,8 cm (noir) du fond et amplitude de la vague en fonction du temps ( $h_e = 10$  cm,  $f = 2$  Hz,  $\lambda = 39$  cm,  $A = 1.5$  cm) (Pascale Aussillous et al 2007)

## 1.8 Conclusion

Ce phénomène étant une perte brutale de la résistance, liée au développement de la pression interstitielle sous conditions non drainées de chargement statique ou cyclique (en général dans les sols saturés non cohérents).

Lorsque la liquéfaction se produit, la résistance du dépôt de sol diminue et sa capacité portante se réduit significativement, en provoquant le basculement des ouvrages qu'il supporte. Le sol liquéfié exerce également une pression plus élevée sur les ouvrages, se qui peut provoquer des glissements de terrain, des éboulements, l'affaissement ou l'effondrement de superstructures et la rupture des barrages..... etc.

La liquéfaction statique (perte de résistance au cisaillement) se caractérise par l'instantanéité du déclenchement avec une vitesse élevée de propagation d'un volume important de sols à des distances significatives, avec une augmentation de la pression interstitielle.

En situation réelle, le déclenchement et le développement d'écoulements dans un massif de sable lâche saturé est un problème très complexe à prévoir tandis que ça dépend fortement des conditions spécifiques existant sur le site, en terme d'état initial, d'hétérogénéité, de conditions aux limites, d'intensité de la sollicitation, d'autant de facteurs souvent difficiles à évaluer précisément.

Pour évaluer le risque de liquéfaction d'un sol, les ingénieurs ont recours de plus en plus aux méthodes classiques basées sur les essais in situ et les essais de laboratoire, c'est le but du chapitre suivant expliquant les méthodes d'évaluation du potentiel de liquéfaction.

## **CHAPITRE 2**

### **L'ÉVALUATION DU POTENTIEL DE LA LIQUEFACTION DES SOLS**

#### **2.1 Introduction**

L'occurrence de la liquéfaction dans les sols est souvent évaluée suivant le procédé simplifié à l'origine proposé par Seed et Idriss (1971) basés sur l'essai de pénétration standard (SPT), qu'il est possible de caractériser le potentiel de liquéfaction d'un sol en fonction de deux paramètres : un paramètre de résistance mécanique (donné par le SPT) et un paramètre granulométrique (classification des sols, pourcentage en fines).

Ce procédé a subi plusieurs révisions et mises à jour depuis qu'on lui a proposé la première fois en 1971, y compris élaboration des méthodes basées sur l'essai de pénétration de cône (CPT), l'essai au dilatomètre de Marchetti (DMT), l'essai de la mesure des vitesses d'ondes de cisaillement, et les essais de laboratoire (par exemple l'essai triaxial cyclique).

Ce chapitre présente la procédure de l'évaluation du potentiel de la liquéfaction des sols par des nouvelles méthodes simplifiées proposées par plusieurs chercheurs.

#### **2.2 Évaluation du potentiel de liquéfaction**

La première étape de l'analyse de liquéfaction consiste à déterminer si le sol a la capacité de liquéfaction pendant un tremblement de terre. Tel que discuté dans le chapitre 1 (1.4.3 Type de sol), la majorité des sols qui sont sensibles à la liquéfaction des sols sont les sols pulvérulents. Les sols cohérents ne devraient pas être considérés comme susceptibles à la liquéfaction sauf s'ils répondent aux deux critères énumérés dans le chapitre 1 (1.4.3 Type de sol).

Les types d'analyse pour déterminer le potentiel de liquéfaction consistent à utiliser les essais de : l'essai de pénétration standard (SPT), l'essai de pénétration de cône (CPT), l'essai au dilatomètre de Marchetti (DMT), l'essai de la mesure des vitesses d'ondes de cisaillement, et les essais de laboratoire (par exemple l'essai triaxial cyclique) etc..... L'analyse est basée sur des

méthodes simplifiées pour évaluer le potentiel de liquéfaction d'un site. Les étapes sont les suivantes:

1. Le type de sol approprié : Comme indiqué précédemment, la première étape consiste à déterminer si le sol a la capacité de se liquéfier en cours d'un tremblement de terre. Le sol doit satisfaire à deux exigences énumérées dans le chapitre 1 (1.4.3 Type de sol).
2. La nappe phréatique : Le sol doit être en dessous de la nappe phréatique. L'analyse de liquéfaction pourrait également être effectuée s'il est prévu que la nappe phréatique se lèvera à l'avenir et donc le sol sera finalement en dessous de la nappe phréatique.
3. Le rapport de contrainte cyclique (CSR) induite par le séisme : Si le sol répond aux deux exigences ci-dessus, puis la procédure simplifiée peut être effectuée. La première étape de la procédure simplifiée est de déterminer le rapport de contraintes cycliques (CSR) qui sera induite par le tremblement de terre.
4. Une inconnue majeure dans le calcul de la CSR induite par le tremblement de terre est l'accélération horizontale maximale à la surface du sol  $a_{\max}$  qui doit être utilisé dans l'analyse. Les valeurs des seuils nécessaires pour produire la liquéfaction ont été traitées dans le chapitre 1 (1.4.1 Intensité et la durée de tremblement de terre). Tel que mentionné précédemment, une analyse de la liquéfaction serait normalement pas nécessaire pour les sites ayant une accélération horizontale maximale à la surface du sol  $a_{\max}$  inférieure à 0,10g ou une magnitude  $M_w$  inférieure à 5.
5. Le rapport de résistance cyclique des sols (CRR): Si CSR induit par le tremblement de terre est supérieure à la CRR, alors il est probable que la liquéfaction se produit lors du séisme.
6. Facteur de sécurité (FS). La dernière étape consiste à déterminer le facteur de sécurité contre la liquéfaction, qui est défini comme  $FS = CRR / CSR$ .

### 2.2.1 Evaluation du rapport de contraintes cycliques (CSR)

S'il est déterminé que le sol à la capacité de liquéfaction pendant un tremblement de terre et le sol est inférieur ou sera inférieure à la nappe phréatique, puis l'analyse de la liquéfaction est effectuée. La première étape de la procédure simplifiée consiste à calculer CSR, aussi communément appelé le rapport de contraintes sismiques (SSR), qui est causée par le tremblement de terre.

Dans l'ordre de développer l'équation CSR de tremblement de terre, il est supposé qu'il ya une surface au niveau du sol, une colonne de sol à une largeur et une longueur unitaires, et

que la colonne de sol se déplace horizontalement comme un corps rigide en réponse à l'accélération horizontale maximale  $a_{\max}$  exercée par le tremblement de terre à la surface du sol. La figure 2.1 montre un schéma de ces conditions supposées. Compte tenu de ces hypothèses, le poids  $W$  de la colonne de sol est égale à  $\gamma_t$  fois  $z$ , avec  $\gamma_t$  = le poids volumique total de la colonne du sol et  $z$  = la profondeur sous la surface du sol. La force horizontale de tremblement de terre  $F$  agissant sur la colonne de sol (qui à une largeur et une longueur unitaire) serait égal à

$$F = ma = \left(\frac{W}{g}\right)a = \left(\frac{\gamma_t z}{g}\right)a_{\max} = \sigma_{v0} \left(\frac{a_{\max}}{g}\right) \quad (2.1)$$

$F$  : la force sismique horizontale exercée sur la colonne du sol en (kN).

$m$  : la masse totale de la colonne (Kg).

$W$  : le poids total de la colonne du sol en (kN).

$\gamma_t$  : le poids volumique total de la colonne du sol en (kN /m<sup>3</sup>).

$z$  : la profondeur de la colonne du sol.

$a_{\max}$  : L'accélération maximale induite par le tremblement de terre en (m/s<sup>2</sup>).

$\sigma_{v0}$  : La contrainte verticale totale égale à  $\gamma_t z$  exprimée en (kPa).

$a$  : L'accélération, qui dans ce cas est l'accélération horizontale maximale à la surface du sol causé par le tremblement de terre ( $a = a_{\max}$ ) en (m/s<sup>2</sup>).

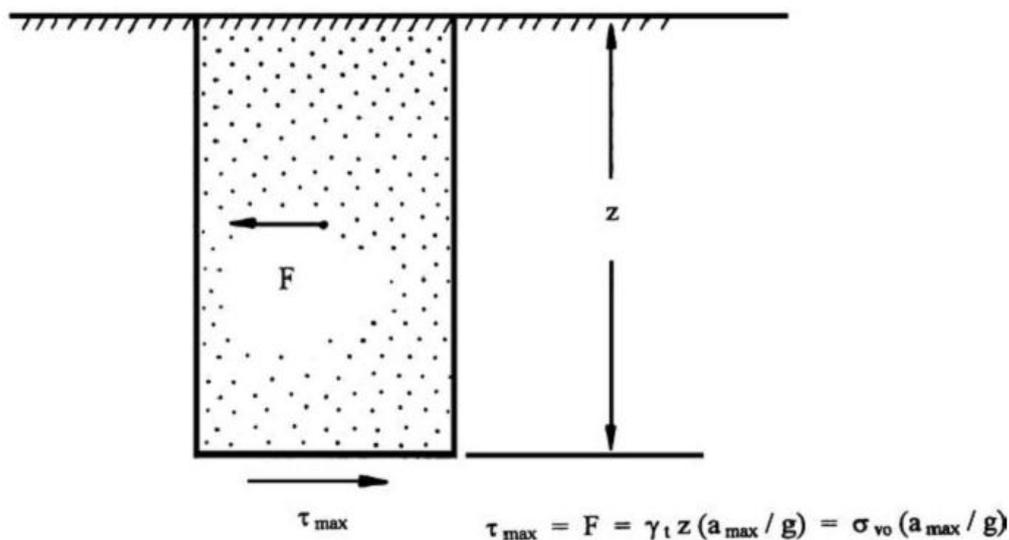


Figure 2.1 les conditions assumées pour le développement de la relation du CSR (Robert W. Day, 2009)

Suivant les indications de figure 2.1, en additionnant des forces dans la direction horizontale, la force  $F$  agissant sur l'élément rigide de sol est égale à la force de cisaillement maximum à la base de l'élément de sol. Puisqu'on assume que l'élément de sol à une largeur et une longueur

unitaire, la force de cisaillement maximum  $F$  est égale à la contrainte de cisaillement maximum  $\tau_{\max}$ , ou dans Eq. 2.2:

$$\tau_{\max} = F = \sigma_{V0} \left( \frac{a_{\max}}{g} \right) \quad (2.2)$$

La division des deux côtés de l'équation par la contrainte effective verticale  $\sigma'_{V0}$  :

$$\frac{\tau_{\max}}{\sigma'_{V0}} = \left( \frac{\sigma_{V0}}{\sigma'_{V0}} \right) \left( \frac{a_{\max}}{g} \right) \quad (2.3)$$

Puisque la colonne de sol n'agit pas en tant que corps rigide pendant le tremblement de terre, mais plutôt le sol est déformable, Seed et Idriss (1971) ont incorporé un facteur  $r_d$  de réduction de profondeur au côté droit de Eq. 2.3, ou :

$$\frac{\tau_{\max}}{\sigma'_{V0}} = r_d \left( \frac{\sigma_{V0}}{\sigma'_{V0}} \right) \left( \frac{a_{\max}}{g} \right) \quad (2.4)$$

Pour la simplification, Seed et al (1975) ont converti le diagramme qui représente la contrainte de cisaillement  $\tau(t)$  due aux sollicitations sismiques en un diagramme «équivalent» de  $N$  cycles, d'amplitude constante. La contrainte de cisaillement cyclique du séisme à une profondeur considérée est exprimée comme suit :

$$\tau_{cyc} = 0.65 \tau_{\max} \quad (2.5)$$

Où  $\tau_{cyc}$  est la contrainte cyclique due à la sollicitation sismique (kPa).

La substitution de Eq. 2.5 Dans Eq. 2.4, le CSR induit par tremblement de terre est obtenu comme suit :

$$CSR = \frac{\tau_{cyc}}{\sigma'_{V0}} = 0.65 \left( \frac{\sigma_{V0}}{\sigma'_{V0}} \right) \left( \frac{a_{\max}}{g} \right) r_d \quad (2.6)$$

Avec :

$CSR$  : le rapport de contrainte cyclique (sans dimensions). Le  $CSR$  désigné également généralement sous le nom du  $SSR$

$\sigma_{V0}$  : la contrainte verticale totale (kPa)

$\sigma'_{V0}$  : la contrainte verticale effective (kPa)

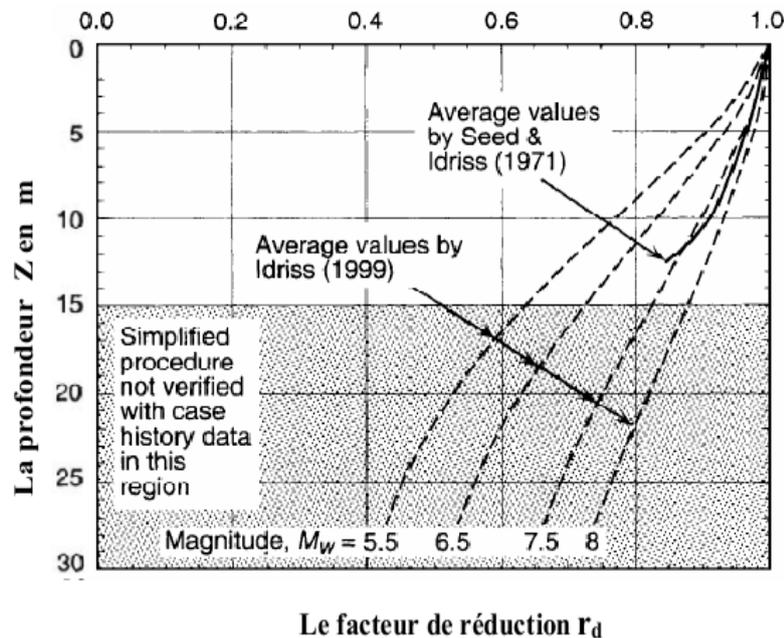
$a_{\max}$  : l'accélération maximale du sol en surface due à l'effet sismique ( $\text{m/s}^2$ )

$g$  : l'accélération de la pesanteur ( $\text{m/s}^2$ )

$r_d$  : facteur de réduction de profondeur, également connu sous le nom de coefficient de réduction de contrainte (sans dimensions)

Comme précédemment mentionné, le facteur de réduction de profondeur a été présenté pour expliquer le fait que la colonne de sol montrée dans figure. 2.1 Ne se comporte pas comme corps rigide pendant le tremblement de terre. La figure 2.2 présente la gamme en valeurs pour le facteur  $r_d$  de réduction de profondeur contre la profondeur au-dessous de surface de sol.

Noter qu'avec la profondeur, le facteur de réduction de profondeur diminue pour expliquer le fait que le sol n'est pas un corps rigide, mais est plutôt déformable. Comme indiqué dans figure 2.2, Idriss (1999) indique que les valeurs du  $r_d$  dépendent de l'importance du tremblement de terre. Comme question pratique, les valeurs de  $r_d$  sont habituellement obtenues à partir de la courbe à marqué les valeurs moyennes par Seed et Idriss (1971) dans figure 2.2.



**Figure 2.2 :** Facteur  $r_d$  de réduction contre la profondeur au-dessous du niveau ou des surfaces au sol doucement en pente. (Andrus et Stokoe 2000, reproduits avec la permission de la société américaine des ingénieurs civil, Robert W. Day, 2009)

Une autre option est d'assumer un rapport linéaire de  $r_d$  contre la profondeur et en utilisant l'équation suivante (Kayen et al, 1992) :

$$r_d = 1 - (0.012)(z) \quad (2.7)$$

Où

$z$  est la profondeur du sol en mètre au-dessous de la surface de sol où l'analyse de liquéfaction est exécutée (c.-à-d., la même profondeur utilisé pour calculer  $\sigma_{v0}$  et  $\sigma'_{v0}$ ).

Pour Eq. 2.6, la contrainte verticale totale  $\sigma_{v0}$  et la contrainte verticale effective  $\sigma'_{v0}$  peuvent être aisément calculés en utilisant des principes de base des géotechniques. L'équation 2.7 ou la figure. 2.2 à pu être utilisé pour déterminer le facteur  $r_d$  de réduction de profondeur. Ainsi tous les paramètres dans Eq. 2.6 peuvent être aisément calculés, excepté l'accélération maximale de sol  $a_{\max}$ .

Loao SCC et al (1988) propose une équation pour le calcul de  $r_d$ :

$$r_d = \begin{cases} 1.0 - 0.00765z, & z \leq 9.15m \\ 1.174 - 0.0267z, & 9.15 < z \leq 23m \end{cases} \quad (2.8)$$

Blake (1999) (cités par Youd TL et al) propose une équation pour le calcul de  $r_d$ :

$$r_d = \frac{(1 - 0.4113z^{0.5} + 0.04052z + 0.001753z^{1.5})}{(1 - 0.4177Z^{0.5} + 0.05729z - 0.006205z^{1.5} + 0.001210z^2)} \quad (2.9)$$

Le coefficient de réduction de contrainte ( $r_d$ ) est calculé en utilisant l'équation suivante de Golesorkhi (1989):

Pour  $z < 34$  m

$$r_d = \exp \left[ -1.012 - 1.126 \sin \left( \frac{z}{11.73} + 5.133 \right) + \left[ 0.106 + 0.118 \sin \left( \frac{z}{11.28} + 5.142 \right) \right] M_w \right] \quad (2.10)$$

Pour  $z > 34$  m

$$r_d = 0.12 \exp(0.22M_w) \quad (2.11)$$

$M_w$ : La magnitude du moment

L'approche simplifiée pour l'évaluation de CRR est basée sur une magnitude de référence  $M_w = 7,5$ . Un coefficient  $MSF$  (Magnitude Scaling Factor), est utilisé pour obtenir la valeur corrigée de CSR correspondant à un séisme de magnitude  $M_w$  différente de 7,5. Le coefficient  $MSF$  est calculé à partir de la corrélation entre le nombre de cycles de contraintes uniformes

équivalents et la magnitude du séisme d'une part, et des relations obtenues au laboratoire entre le CSR requis pour causer la liquéfaction et le nombre de cycles de contraintes uniformes. Le CSR induit par tremblement de terre de magnitude de 7.5 est obtenu comme suit :

$$CSR_{7.5} = \frac{CSR}{MSF} = 0.65 \left( \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right) \left( \frac{a_{\max}}{g} \right) \left( \frac{r_d}{MSF} \right) \quad (2.12)$$

La formule de MSF donnée par Youd et Idriss (2001) comme suit:

$$MSF = \left( \frac{M_w}{7.5} \right)^{-2.56} \quad (2.13)$$

$M_w$  : La magnitude du moment

Idriss et Boulanger (2004), après l'examen de toutes les relations, ont adopté celle explicitée par l'équation 2.14. Lorsqu'ils utilisent la combinaison avec les formules qui relient  $r_d$  à  $z$  et à la magnitude  $M_w$  et non uniquement à la profondeur, elle fournira des résultats plus conservateurs, surtout dans le cas des faibles profondeurs:

$$MSF = 6.9 \exp\left(\frac{-M_w}{4}\right) - 0.058 \leq 1.8 \quad (2.14)$$

## 2.2.2 Evaluation du rapport de résistance cycliques (CRR)

La deuxième étape des procédés simplifiés est de déterminer le rapport de résistance cyclique (CRR) du sol. Le CRR représente la résistance de liquéfaction du sol. Les méthodes utilisées pour déterminer la résistance de liquéfaction est utilisant les données obtenues à partir d'essais in-situ (SPT, CPT, DMT, et la mesure des vitesses d'ondes de cisaillement...), ou à partir d'essais de laboratoire (Triaxial cyclique, cisaillement simple...).

Les corrélations de CRR basées sur l'évaluation du comportement des dépôts suite aux séismes correspondent à une magnitude de référence de 7,5. Elles correspondent aussi à des terrains plats, et à des contraintes verticales effectives de l'ordre de 100 kPa. Comme expliqué par Kramer (1996), il a été proposé de tenir compte de l'effet de la contrainte de cisaillement initiale, dépendant de la pente du dépôt, et de la contrainte effective verticale supérieure à 100 kPa, en corrigeant la valeur de CRR comme suit:

$$CRR = CRR_{\alpha=0, \sigma=1} \times K_\alpha \times K_\sigma \quad (2.15)$$

Avec :

$$\alpha = \frac{\tau_s}{\sigma'_{v0}} \quad (2.16)$$

$\alpha$  : est le rapport de contrainte de cisaillement statique horizontal

$\tau_s$  : est la contrainte de cisaillement statique horizontal

$\sigma'_{v0}$  : la contrainte effective

$K_\alpha$  et  $K_\sigma$  étant respectivement des coefficients de correction qui tiennent compte de la contrainte de cisaillement statique initiale (conditions au sol en pente) et de la contrainte verticale effective. Ces coefficients varient selon le type du sol et doivent être déterminés pour chaque site lorsque c'est possible.

Youd et al (2001) donné  $K_\sigma$  comme suit :

$$K_\sigma = \left( \frac{\sigma'_v}{p_a} \right)^{f-1} \quad (2.17)$$

Où :

$K_\sigma$  : facteur de correction de contrainte verticale effective ( $K_\sigma = 1$  pour  $\sigma'_{v0} < 100$  kpa)

$p_a$  : est la pression atmosphérique ( $p_a = 100$  kpa)

$f$  = dépend de la densité relative ( $D_r$ ).

$f = 0.7 - 0.8$  pour une densité relative entre 40% et 60%.

$f = 0.6 - 0.7$  pour une densité relative entre 60% et 80%.

Boulanger et Idriss (2004) ont à leur tour révisé la valeur de  $K_\sigma$  :

$$K_\sigma = 1 - C_\sigma \ln \left( \frac{\sigma'_v}{p_a} \right) \leq 1 \quad (2.18)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} C_\sigma = \frac{1}{18.9 - 17.3D_r} \\ \text{ou} \\ C_\sigma = \frac{1}{18.9 - 2.55\sqrt{(N_1)_{60}}} \\ \text{ou} \\ C_\sigma = \frac{1}{37.3 - 8.27(q_{c1N})^{0.264}} \end{array} \right. \quad (2.19)$$

$C_\sigma$  : facteur de correction ( $C_\sigma < 0.3$ )

$D_r$  : la densité relative

$(N_1)_{60}$  : la valeur corrigée de  $SPT-N$

$q_{c1N}$  : La résistance de pointe corrigée

### 2.2.2.1 Evaluation du CRR par l'essai SPT

L'essai SPT a été fait par les américains et les japonais alors tout les paramètres de calcul sont en fonction des conditions des régions américaines et japonaises et du type du matériels utilisés à la cour de l'essai, c'est pour ce la qu'on doit faire des corrections sur la valeur de  $N$  pour que les résultats soient compatibles avec les résultats trouvés par les américains et les japonais (voir Tableau 2.1).

En effet, Black a proposé la formule suivante :

$$(N_1)_{60} = N \times C_N \times C_E \times C_B \times C_R \times C_S \quad (2.20)$$

Avec :

$N$  : le nombre des coups non corrigés adoptés dans le SPT

$C_N$  : est la correction de la contrainte de sols sus-jacents

$C_E$  : est la correction du taux d'énergie de la masse

$C_B$  : est la correction du diamètre du forage

$C_R$  : est la correction de la longueur du train de tiges

$C_S$  : est la correction du carottier avec ou sans revêtement

Le facteur  $C_N$  doit être calculé selon Liao et Whitman (1986) par la formule suivante :

$$C_N = \left( \frac{P_a}{\sigma'_{V0}} \right)^{0.5} \quad (2.21)$$

Avec :

$P_a$  : la pression atmosphérique ( $P_a = 1 \text{ atm} = 100 \text{ KPa}$ )

$\sigma'_{V0}$  : la contrainte effective

**NB** : la valeur de  $C_N$  ne devrait pas excéder 1,7. Une valeur maximale de 2 a été trouvée par NCEER (Youd et Idriss ,1997), puis elle est réduite à 1,7 par l'adhésion des participants d'atelier (Workshop).

Boulangier (2003) propose une relation de  $C_N$  basées sur des données théoriques et expérimentales :

$$C_N = \left( \frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^m \quad (2.22)$$

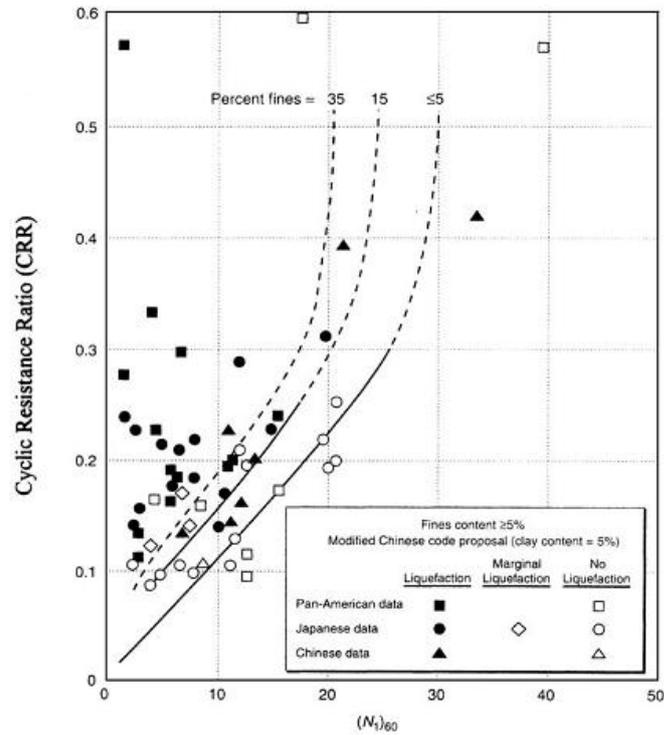
Où l'exposant  $m$  dépendait linéairement du  $D_r$  comme suit:

$$m = 0.784 - 0.521D_r \quad (2.23)$$

**Tableau 2.1** : corrections au SPT modifié par Skempton, (1986), énumérées par Robertson et Wride (1998)

FACTEUR	EQUIPEMENT VARIABLE	TERME	LA CORRECTION
Contenu de l'énergie	Mouton de battage torique	$C_E$	0,5 à 1,0
	Mouton de sûreté		0,7 à 1,2
	Mouton de battage type automatique		0,8 à 1,3
Diamètre de forage	65 à 115 mm	$C_B$	1,0
	150 mm		1,05
	200 mm		1,15
Longueur de la tige	< 3 m	$C_R$	0,75
	3 à 4 m		0,8
	4 à 6 m		0,85
	6 à 10		0,95
	10 à 30		1,0
Méthode de prélèvement	Echantillon standard	$C_S$	1,0
	Echantillon sans recouvrement		1,1 à 1,3

Les points ainsi collectés après l'essai dans plusieurs zones où la liquéfaction est apparue, sont placés sur un graphique (voir figure 2.3) où Seed fait apparaître trois courbes limites pour des matériaux sableux contenant 5, 15 et 35% de fines (on entend par fines, les matériaux qui ont un diamètre inférieur à 76  $\mu$  m). Les résistances SPT sont des résistances normalisées, c'est à dire corrigées en fonction du type d'appareil employé pour le battage. Notons que ces courbes sont valables uniquement pour une magnitude de référence fixée à 7,5



**Figure 2.3 :** Courbe simplifiée recommandée pour le calcul du CRR pour  $M_w=7.5$  (Après Seed et al. 1985, réimprimé avec la permission de la société américaine des ingénieurs civils, Robert W. Day, 2009)

La courbe de référence est choisie pour un pourcentage de fines (FC) inférieur ou égal à 5 %, correspondant à un sable propre. Il est donc nécessaire de proposer un ajustement des courbes établies pour des sols comportant plus de 5% de fines.

- La méthode de Stark et Olsen consiste à calculer un incrément de résistance à apporter à la mesure au SPT :

$$(N_1)_{60cs} = (N_1)_{60} + \Delta(N_1)_{60} \tag{2.24}$$

L'incrément de résistance dépend de la teneur en fines. On peut se reporter à un graphique pour obtenir la valeur de cet incrément ou, traduit de façon analytique (tableau 2.2), le calculer de la façon suivante :

**Tableau 2.2** Facteurs de correction pour le passage de  $(N_1)_{60}$  à  $(N_1)_{60cs}$  (Stark et Olsen, 1995)

<b>FC en %</b>	<b><math>\Delta(N_1)_{60}</math></b>
$FC \leq 5\%$	0
$5\% \leq FC \leq 35\%$	$0.24 (FC - 5)$
$35\% \leq FC$	7.2

- Plus récemment, Seed et Idriss (1997) ont proposé une correction qui a été validée par le groupe de travail du NCEER (National Centre for Earthquake Engineering Research) qui s'est tenu à Salt Lake City en Janvier 1996. Cette correction à apporter sur le  $(N_1)_{60}$  est la suivante :

$$(N_1)_{60CS} = a + b(N_1)_{60} \quad (2.25)$$

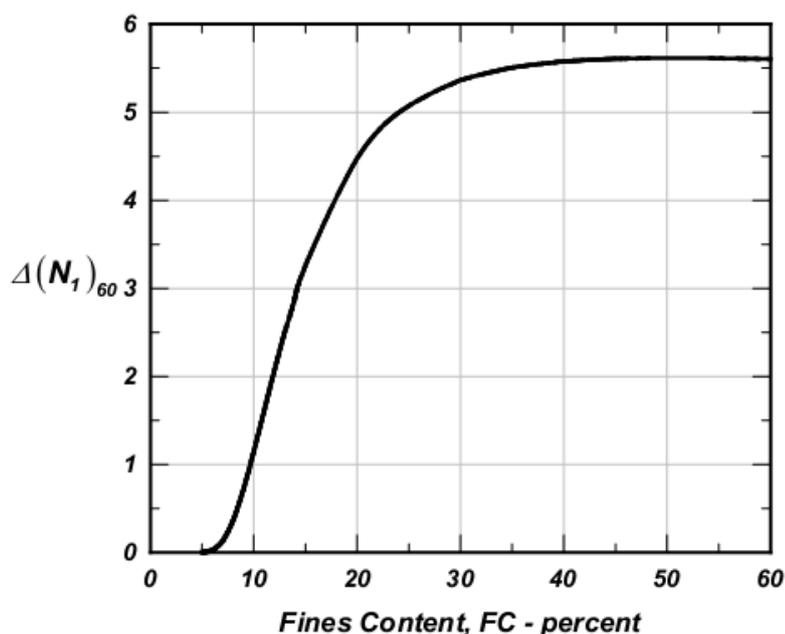
Les valeurs de  $a$  et  $b$  sont données dans le tableau suivant :

**Tableau 2.3** facteurs de correction pour le passage de  $(N_1)_{60}$  à  $(N_1)_{60CS}$  (Seed et Idriss, 1997)

<b>FC en %</b>	<b>a</b>	<b>b</b>
$FC \leq 5\%$	0	1.0
$5\% \leq FC \leq 35\%$	$\exp [1.76 - (190 / FC^2)]$	$[0.99 + (FC^{1.5} / 1000)]$
$35\% \leq FC$	5.0	1.2

Idriss et Boulanger (2004), en utilisant la figure 2.4 ont proposé une nouvelle relation de  $\Delta(N_1)_{60}$  donné comme suit :

$$\Delta(N_1)_{60} = \exp \left( 1.63 + \frac{9.7}{FC + 0.1} - \left( \frac{15.7}{FC + 0.1} \right)^2 \right) \quad (2.26)$$



**Figure 2.4** : Variation de  $\Delta(N_1)_{60}$  avec le contenu des fines (d'après Idriss et Boulanger, 2004)

Après faire tout les corrections précité, on entame le calcul se CRR par plusieurs formules établies par les chercheurs :

### 2.2.2.1.1 Méthode de Toshio Iwasaki et al (1984)

CRR peut être simplement évalué selon de nombreux résultats d'essai de cisaillement cycliques non drainé:

$$\begin{cases} CRR = 0.225 \log_{10} \frac{0.35}{D_{50}} + 0.0882 \sqrt{\frac{N}{\sigma'_v + 0.7}} & \text{pour } 0.04mm \leq D_{50} \leq 0.6mm \\ CRR = -0.05 + 0.0882 \sqrt{\frac{N}{\sigma'_v + 0.7}} & \text{pour } 0.6mm \leq D_{50} \leq 1.5mm \end{cases} \quad (2.27)$$

Où

$N$  : le nombre de coups de la pénétration standard

$\sigma'_v$  : la contrainte effective (en kgf/cm)

$D_{50}$  : le diamètre moyen de particules (en mm)

### 2.2.2.1.2 Méthode de Youd et al. (2001)

Youd et al (2001) ont proposé une mise à jour de la courbe de CRR de Seed et al (1985), qui est exprimée comme :

$$CRR_{7.5} = \frac{1}{34 - (N_1)_{60cs}} + \frac{(N_1)_{60cs}}{135} + \frac{50}{[10(N_1)_{60cs} + 45]^2} - \frac{1}{200} \quad (2.28)$$

Cette équation reste valable pour FC < 5% (sables propres), et  $(N_1)_{60} < 30$ . Pour  $(N_1)_{60} > 30$  on admit directement que le sol est non liquéfiable.

### 2.2.2.1.3 Méthode d'Andrus et al (2004)

Andrus et al. (2004) ont proposé l'équation suivant pour le CRR, par l'utilisation de nouvelle courbe de CRR en fonction de  $(N_1)_{60cs}$  (figure 2.5) :

$$CRR_{7.5} = 0.017[(N_1)_{60cs}]^{0.506} + 2.8 \left[ \frac{1}{215 - 87.8[(N_1)_{60cs}]^{0.253}} - \frac{1}{215} \right] \quad (2.29)$$

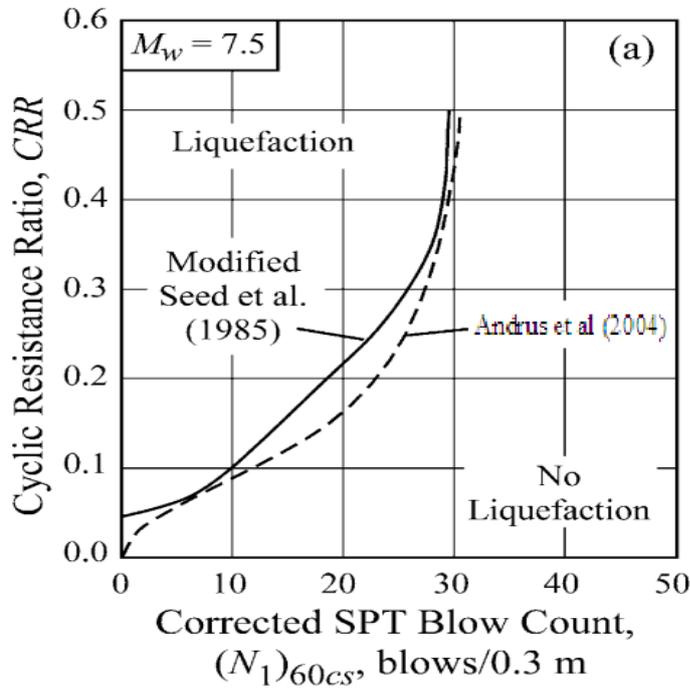


Figure 2.5 Courbe simplifiée pour le calcul du CRR pour  $M_w=7.5$  (d'après Andrus et al, 2004)

**2.2.2.1.4 Méthode de Rolando P. Orense (2005)**

CRR peut être simplement évalué selon de nombreux résultats d'essai triaxial cyclique non drainé :

$$CRR = c_w \cdot R_L \tag{2.30}$$

$$R_L = \begin{cases} 0.0882\sqrt{N_a/1.7} & \text{pour } N_a < 14 \\ 0.0882\sqrt{N_a/1.7} + 1.6 \times 10^{-6} \cdot (N_a - 14)^{4.5} & \text{pour } N_a \geq 14 \end{cases} \tag{2.31}$$

$$c_w = \begin{cases} 1.0 & \text{pour } R_L \leq 0.1 \\ 3.3R_L + 0.67 & \text{pour } 0.1 < R_L \leq 0.4 \\ 2.0 & \text{pour } R_L > 0.4 \end{cases} \tag{2.32}$$

- Pour les sols sableux :

$$N_a = c_1 \times N_1 + c_2 \tag{2.33}$$

$$N_1 = 1.7 \times N / (\sigma'_v + 0.7) \tag{2.34}$$

$$c_1 = \begin{cases} 1 & \text{pour } 0\% \leq Fc < 10\% \\ (Fc + 40)/50 & \text{pour } 10\% \leq Fc < 60\% \\ Fc/20 - 1 & \text{pour } Fc \geq 60\% \end{cases} \quad (2.35)$$

$$c_2 = \begin{cases} 0 & \text{pour } 0\% \leq Fc < 10\% \\ (Fc - 10)/18 & \text{pour } Fc \geq 10\% \end{cases} \quad (2.36)$$

- **Pour les graviers :**

$$N_a = [1 - 0.36 \log_{10}(D_{50}/2)] \times N_1 \quad (2.37)$$

$Fc$  : Pourcentage de fines (%)

$N$  : le nombre de coups de la pénétration standard

$\sigma'_v$  : la contrainte effective

$D_{50}$  : le diamètre moyen de particules (mm)

#### 2.2.2.1.5 Méthode d'Idriss et Boulanger (2006)

Idriss et Boulanger (2006) ont recommandé l'équation analytique suivante à employer pour déterminer le CRR basé sur des résultats de SPT (figure 2.6), pour un sol non cohésion avec n'importe quel contenu fin (FC) :

$$CRR_{7.5} = \exp \left[ \frac{(N_1)_{60cs}}{14.1} + \left( \frac{(N_1)_{60cs}}{126} \right)^2 - \left( \frac{(N_1)_{60cs}}{23.6} \right)^3 + \left( \frac{(N_1)_{60cs}}{25.4} \right)^4 - 2.8 \right] \quad (2.38)$$

Avec :

$$(N_1)_{60cs} = (N_1)_{60} + \exp \left( 1.63 + \frac{9.7}{FC + 0.1} - \left( \frac{15.7}{FC + 0.1} \right)^2 \right) \quad (2.39)$$

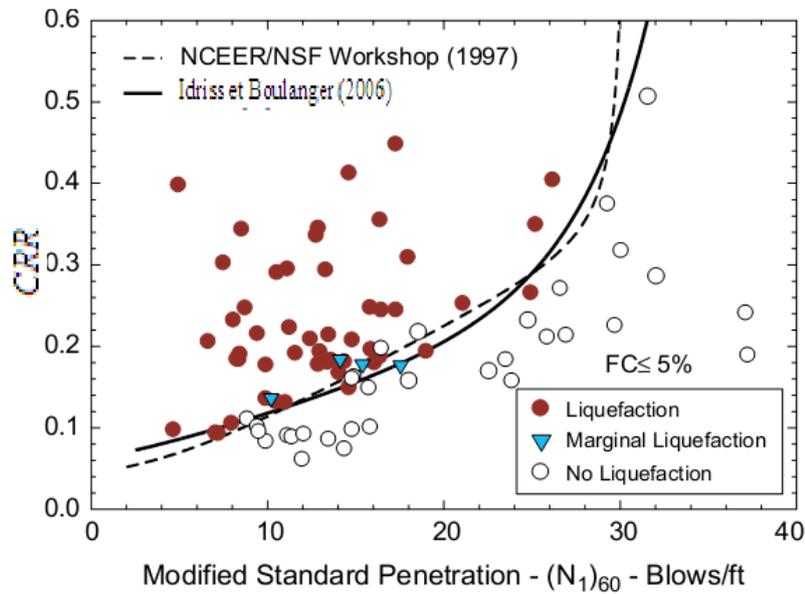


Figure 2.6 : Courbe simplifiée pour le calcul du CRR basée sur  $(N_1)_{60}$  pour  $M_w=7.5$  (d'après Idriss et Boulanger, 2006)

### 2.2.2.2 Evaluation du CRR par l'essai CPT

CPT est généralement considéré un plus conformé et essai in situ qu'on peut répéter que SPT (Lunne et al, 1997), et à la différence de SPT, il peut fournir un profil de sol presque continu. Plusieurs corrélations ont été proposées pour estimer CRR pour le sable propre et le sable limoneux à partir d'une résistance de pointe corrigée d'un essai CPT.

#### 2.2.2.2.1 Méthode d'Olsen et al. (1997)

Olsen (1997) propose une méthode simplifiée pour calcule CRR :

$$CRR = 0.00128 \left[ \frac{q_c}{(\sigma'_v)^{0.7}} \right] - 0.025 + 0.17R_f - 0.028R_f^2 + 0.0016R_f^3 \quad (2.40)$$

où

$q_c$  : la résistance de pointe exprimée en atm

$\sigma'_v$  : la contrainte effective exprimée en atm

$R_f$  : un rapport en pourcentage de frottement et est défini comme  $R_f = 100 \left( \frac{f_s}{q_c} \right)$

### 2.2.2.2 Méthode de Robertson et Wride (1998)

Dans la méthode de Robertson, CRR est calculé comme suit :

$$CRR = \begin{cases} 0.833 \left( \frac{q_{c1N,cs}}{100} \right) + 0.05 & \text{pour } q_{c1N,cs} < 50 \\ 93 \left( \frac{q_{c1N,cs}}{100} \right)^3 + 0.08 & \text{pour } 50 \leq q_{c1N,cs} < 160 \end{cases} \quad (2.41)$$

Le calcul de la résistance de pénétration du CPT normalisée équivalente d'un sable propre  $(q_{c1N})_{cs}$  à partir de l'équation suivante :

$$(q_{c1N})_{cs} = K_c \times q_{c1N} \quad (2.42)$$

Où

$K_c$  : un facteur de correction qui est fonction des caractéristiques des particules du sol.

$q_{c1N}$  : La résistance de pointe corrigée

$$\begin{cases} K_c = 1.0 & \text{pour } I_c \leq 1.64 \\ K_c = -0.403I_c^4 + 5.58I_c^3 - 21.63I_c^2 + 33.75I_c - 17.88 & \text{pour } I_c > 1.64 \end{cases} \quad (2.43)$$

Avec :

$$I_c = \left[ (3.47 - \log Q)^2 + (1.22 + \log F)^2 \right]^{0.5} \quad (2.44)$$

$$Q = \left[ \frac{(q_c - \sigma_{v0})}{P_a} \right] \left[ \frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right]^n \quad (2.45)$$

$$F = \left[ \frac{f_s}{(q_c - \sigma_{v0})} \right] \times 100\% \quad (2.46)$$

### 2.2.2.2.3 Méthode de Juang et al (2003)

Juang et al (2003) proposé l'équation empirique suivante :

$$CRR = C_{\sigma} \exp \left[ -2.957 + 1.264 \left( \frac{q_{c1N,cs}}{100} \right)^{1.25} \right] \quad (2.47)$$

Où :

$$C_{\sigma} = -0.016 \left( \frac{\sigma'_v}{100} \right)^3 + 0.178 \left( \frac{\sigma'_v}{100} \right)^2 - 0.063 \left( \frac{\sigma'_v}{100} \right) + 0.903 \quad (2.48)$$

$$q_{c1N,cs} = q_{c1N} (2.429I_c^4 - 16.943I_c^3 + 44.551I_c^2 - 51.497I_c + 22.802) \quad (2.49)$$

$$q_{c1N} = 10 \left[ \frac{q_c}{(\sigma'_v)^{0.5}} \right] \quad (2.50)$$

$$I_c = \left[ (3.47 - \log q_{c1N})^2 + (1.22 + \log F)^2 \right]^{0.5} \quad (2.51)$$

$$F = \left[ \frac{f_s}{(q_c - \sigma_{v0})} \right] \times 100\% \quad (2.52)$$

$(q_c)$  : la résistance de pointe (kPa)

$(f_s)$  : le frottement

$\sigma_v$  : la contrainte verticale totale (kPa)

$\sigma'_v$  : la contrainte verticale effective (kPa)

### 2.2.2.2.4 Méthode d'Andrus et al (2004)

La relation de CRR proposée par Andrus et al (2004) à utilisé la courbe de figure 2.7 :

$$CRR_{7.5} = 0.0086(q_{c1N,cs})^{0.462} + 2.8 \left[ \frac{1}{215 - 62.6(q_{c1N,cs})^{0.213}} - \frac{1}{215} \right] \quad (2.53)$$

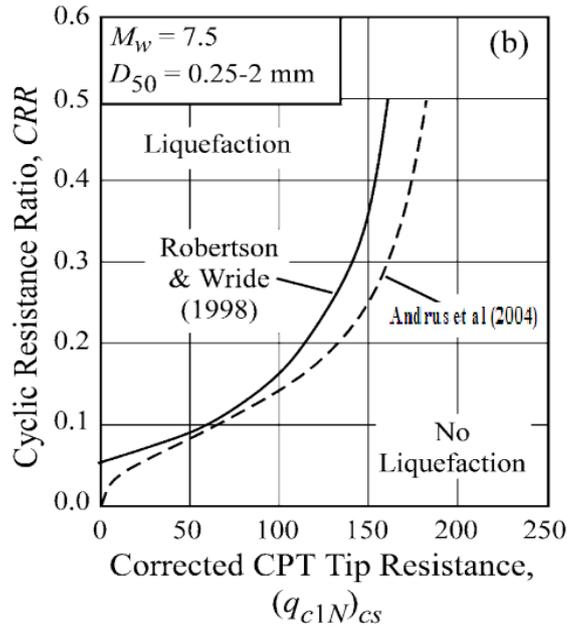


Figure 2.7 Courbe simplifiée pour le calcul du CRR basée sur  $q_{c1N,cs}$  pour  $M_w=7.5$  (d'après Andrus et al, 2004)

**2.2.2.2.5 Méthode Idriss et Boulanger (2006)**

Idriss et Boulanger (2006) ont recommandé l'équation analytique suivante à employer pour déterminer le CRR basé sur des résultats de CPT (figure 2.8) :

$$CRR_{7.5} = \exp \left[ \frac{q_{c1N}}{540} + \left( \frac{q_{c1N}}{67} \right)^2 - \left( \frac{q_{c1N}}{80} \right)^3 + \left( \frac{q_{c1N}}{114} \right)^4 - 3 \right] \quad (2.54)$$

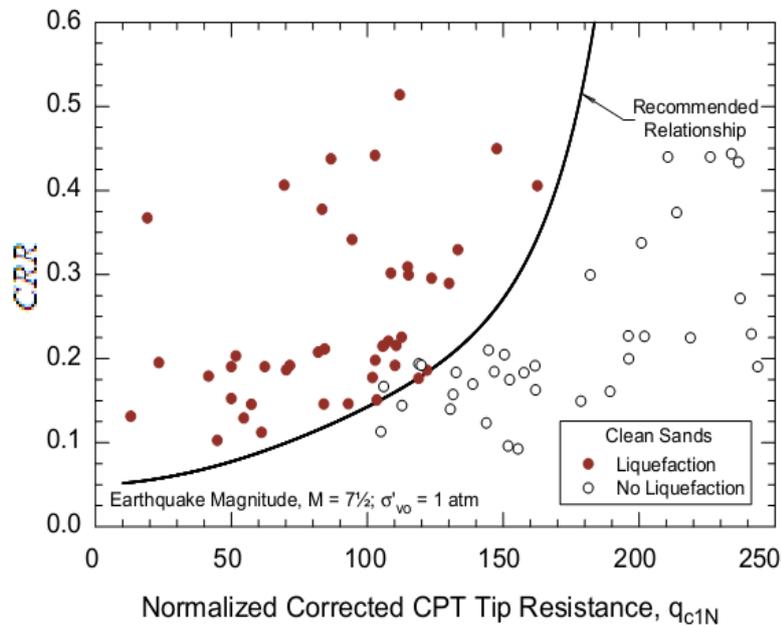


Figure 2.8 : Courbe simplifiée pour le calcul du CRR basée sur  $q_{c1N}$  pour  $M_w=7.5$  (d'après Idriss et Boulanger, 2006)

### 2.2.2.3 Evaluation du CRR par les méthodes de mesure de vitesse de cisaillement

Les mesures de  $V_s$  procurent une alternative prometteuse et/ou un supplément aux approches basées sur les essais de pénétration. L'utilisation de  $V_s$  comme un indice de résistance à la liquéfaction est basée sur le fait que la résistance d'un sol à la liquéfaction et  $V_s$  sont influencées par les mêmes facteurs : l'indice des vides, l'état de contraintes dans le sol, l'histoire des contraintes, la cimentation et l'âge géologique. Il existe plusieurs formules reliant le rapport de la résistance cyclique CRR avec la vitesse des ondes sismique  $V_s$  (Andrus et Stokoe (1997), Andrus et al (2004) ...etc).

#### 2.2.2.3.1 Méthode d'Andrus et Stokoe (1997)

La relation de CRR proposée par Andrus et Stokoe (1997) est :

$$CRR_{7.5} = \frac{\tau_{ave}}{\sigma'_0} = a \left( \frac{V_{s1}}{100} \right)^2 + b \left[ \frac{1}{V_{s1}^* - V_{s1}} - \frac{1}{V_{s1}^*} \right] \quad (2.55)$$

$V_{s1}$  : Correction de la valeur de vitesse d'onde de cisaillement  $V_s$ , Robertson et al ont proposé la formule suivante :

$$V_{s1} = V_s \left( \frac{P_a}{\sigma'_v} \right)^{0.25} \quad (2.56)$$

Avec :

$P_a$  : la pression atmosphérique ( $P_a = 1 \text{ atm} = 100 \text{ KPa}$ )

$\sigma'_v$  : La contrainte effective verticale

a,b = paramètres d'ajustement de courbes ( $a = 0,022$  ;  $b = 2,8$ )

$V_{s1}^*$  = limite supérieure de  $V_{s1}$  pour que la liquéfaction se produise

$$\begin{cases} V_{s1}^* = 215 \text{ m/s} & \text{pour } FC \leq 5\% \\ V_{s1}^* = 215 - 0.5(FC - 5) \text{ m/s} & \text{pour } 5\% < FC < 35\% \\ V_{s1}^* = 200 \text{ m/s} & \text{pour } FC \geq 35\% \end{cases} \quad (2.57)$$

#### 2.2.2.3.2 Méthode d'Andrus et al (2004)

La figure 2.9, présente la courbe de CRR en fonction de la vitesse d'onde de cisaillement corrigé  $(V_{s1})_{csal}$  montré par Andrus et Stokoe (2000). Cette courbe pour un pourcentage de

fines (FC) inférieur ou égal à 5 %, correspondant à un sable propre. Il est donc nécessaire de proposer un ajustement des courbes établies pour des sols comportant plus de 5% de fines.

$$CRR_{7.5} = 0.022 \left[ \frac{(V_{S1})_{csal}}{100} \right]^2 + 2.8 \left[ \frac{1}{215 - (V_{S1})_{csal}} - \frac{1}{215} \right] \quad (2.58)$$

$(V_{S1})_{csal}$  : vitesse d'onde de cisaillement corrigé donné comme suit:

$$(V_{S1})_{csal} = K_{a1} (V_{S1})_{cs} = K_{a1} K_{cs} V_{S1} \quad (2.59)$$

$K_{cs}$  : un facteur de correction de content des fines

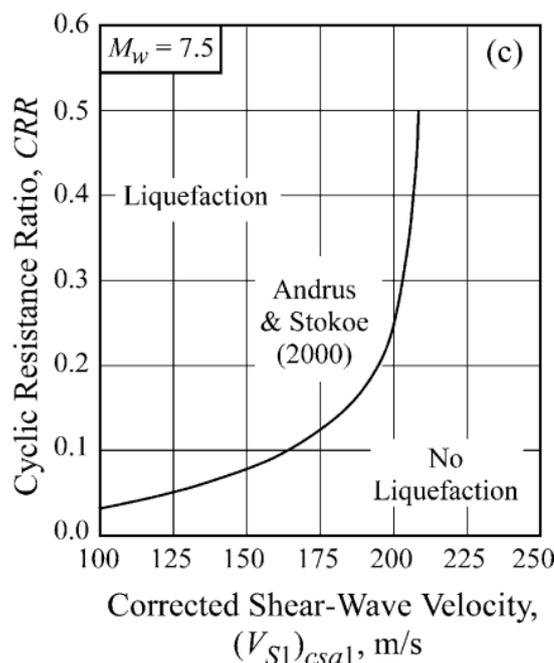
$K_{a1}$  : un facteur d'âge à corriger pour les valeurs  $V_{S1}$  élevées provoquées par le vieillissement

Andrus et Stokoe (2004) ont assumé  $K_{a1} = 1$  pour tous les sols d'Holocène-âge.

$$\begin{cases} K_{cs} = 1.0 & \text{pour } FC \leq 5\% \\ K_{cs} = 1 + (FC - 5)T & \text{pour } 5\% < FC < 35\% \\ K_{cs} = 1 + 30T & \text{pour } FC \geq 35\% \end{cases} \quad (2.60)$$

Avec:

$$T = 0.009 - 0.0109 \left( \frac{V_{S1}}{100} \right) + 0.0038 \left( \frac{V_{S1}}{100} \right)^2 \quad (2.61)$$



**Figure 2.9** Courbe simplifiée pour le calcul du CRR basée sur  $V_S$  pour  $M_w=7.5$  (Andrus et Stokoe, 2001)

### 2.2.2.4 Evaluation du CRR par l'essai de dilatomètre de Marchetti (DMT)

L'essai DMT offre une autre alternative aux méthodes précédentes et qui commence à être d'usage fréquent. Cet essai consiste à introduire une lame dans le sol et puis à dilater une membrane dans la couche considérée par l'intermédiaire d'un gaz. Trois paramètres sont déduits de cet essai :  $I_D$  qui représente l'indice de matériau et est nécessaire pour la classification du sol  $E_D$ , le module de dilatomètre et  $K_D$ , l'indice de contrainte horizontale.

Plusieurs chercheurs ont essayé d'établir une corrélation entre les résultats de l'essai au dilatomètre DMT et la résistance à la liquéfaction, mais ces corrélations restent valables seulement pour le sable.

#### 2.2.2.4.1 Méthode de Monaco et al (2005)

Monaco et al (2005) a proposé une nouvelle courbe de CRR basée sur une étude des corrélations entre la résistance de pointe ( $q_c$ ) et la densité relative ( $D_r$ ), entre le coup ( $N$ ) et  $D_r$ , et entre l'indice de contrainte horizontale ( $K_D$ ) et  $D_r$ . Leur modèle basé sur DMT est exprimé comme suit :

$$CRR_{7.5} = 0.0107K_D^3 - 0.0741K_D^2 + 0.2169K_D - 0.1306 \quad (2.62)$$

$K_D$  : l'indice de contrainte horizontale

#### 2.2.2.4.2 Méthode de Grasso et Maugeri (2006)

Grasso et Maugeri (2006) en outre mis à jour le modèle CRR par Monaco et al. (2005) en:

$$CRR_{7.5} = 0.0908K_D^3 - 1.0174K_D^2 + 3.8466K_D - 4.5369 \quad (2.63)$$

$$CRR_{7.5} = 0.0308e^{0.6054K_D} \quad (2.64)$$

$$CRR_{7.5} = 0.0111K_D^{2.5307} \quad (2.65)$$

$K_D$  : l'indice de contrainte horizontale

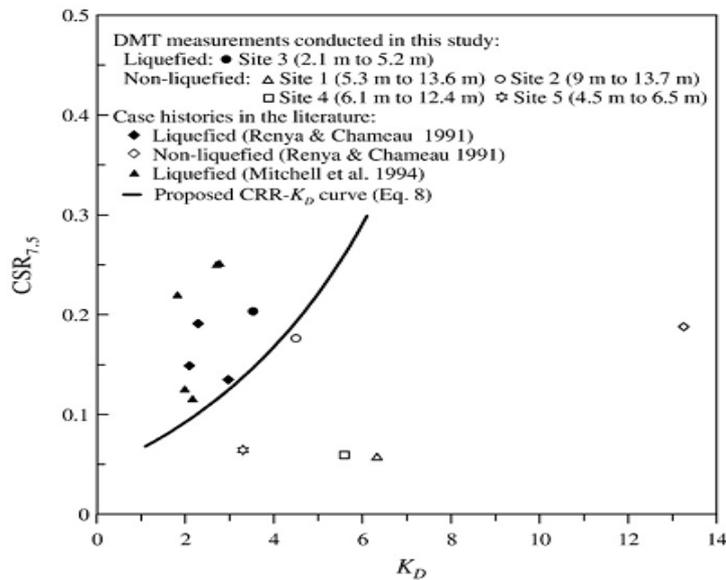
Équations. (2.63) - (2.65) ont été générées sur la base des corrélations,  $D_r$ - $q_c$  (Bladi et al, 1986), le  $D_r$ - $q_c$  (Jamiolkowski et al, 1985), et le  $D_r$  - $N$  (Gibbs et Holtz, 1957), respectivement. Notez que tous les existants DMT à base de méthodes d'évaluation de la CRR sont basées sur les corrélations entre  $q_c$ - $D_r$ - $K_D$  et la  $N$ - $D_r$ - $K_D$ .

**2.2.2.4.3 Méthode de Pai-Hsiang Tsai et al (2009)**

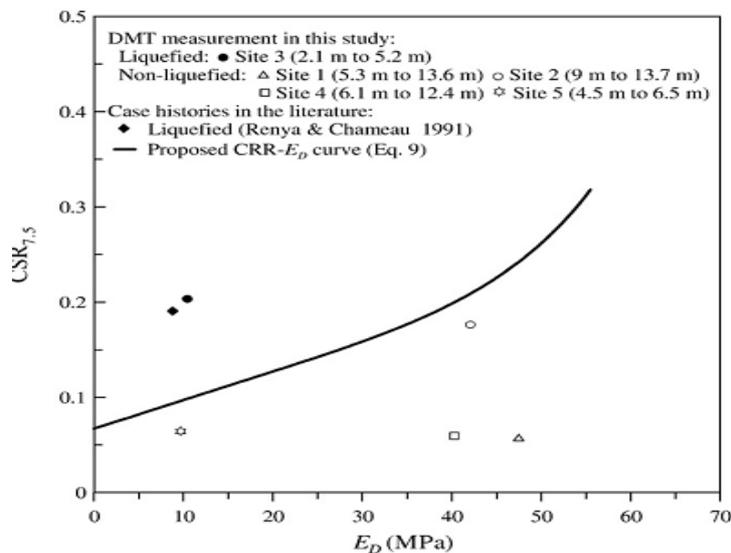
Une nouvelle courbe basée sur l'essai de DMT (CRR- $K_D$  (figure 2.10) et CRR- $E_D$  (figure 2.11)) ont été développées par Pai-Hsiang Tsai et al (2009) :

$$CRR_{7.5} = \exp \left[ \left( \frac{K_D}{8.8} \right)^3 - \left( \frac{K_D}{6.5} \right)^2 + \left( \frac{K_D}{2.5} \right) - 3.1 \right] \tag{2.66}$$

$$CRR_{7.5} = \exp \left[ \left( \frac{E_D}{49} \right)^3 - \left( \frac{E_D}{36.5} \right)^2 + \left( \frac{E_D}{23} \right) - 2.7 \right] \tag{2.67}$$



**Figure 2-10** CSR en fonction de  $K_D$  (Pai-Hsiang Tsai et al, 2009)



**Figure 2-11** CSR en fonction de  $E_D$  (Pai-Hsiang Tsai et al, 2009)

### 2.2.2.5 Evaluation du CRR par l'essai triaxial cyclique

Les essais de laboratoire donnent, pour un nombre de cycles  $N$  donné, la valeur de la résistance au cisaillement cyclique non drainée ( $CRR$ ). En utilisant l'appareil triaxial cyclique pour déterminé cette résistance.

#### 2.2.2.5.1 Méthode de seed et al (1971)

Pour calculer le CRR basé sur l'essai triaxial cyclique, CRR de l'essai triaxial cyclique est calculé par :

$$CRR = 0.572 \left( \frac{\sigma_d}{2\sigma'_c} \right)_{tri} \quad (2.68)$$

Où

$\sigma_d$  : Déviateur de contrainte

$\sigma'_c$  : La pression de confinement effective

#### 2.2.2.5.2 Méthode de seed et al (1979)

Pour le passage de  $CRR_{tx}$  en CRR de chantier, les deux auteurs ont adopté l'équation suivante proposée initialement par Seed (1979) :

$$CRR = \frac{(1+2k_0)}{3} r_c (CRR_{tx}) \quad (2.69)$$

$$CRR_{tx} = \frac{\sigma_d}{2\sigma'_c} \quad (2.70)$$

Avec  $k_0 = \sigma'_h / \sigma'_v$

avec  $r_c$  une constante qui prend en considération l'effet des secousses multidirectionnelles avec des valeurs variant entre 0,9 et 1,0.

### 2.2.3 Evaluation du facteur de sécurité (FS)

La dernière étape dans l'analyse de liquéfaction est de calculer le facteur de sécurité contre la liquéfaction. Si la CSR causés par le tremblement de terre prévue est supérieure à la CRR in situ des sols, puis la liquéfaction pourrait se produire pendant le tremblement de terre. Le facteur de sécurité contre la liquéfaction FS est défini comme suit:

$$FS = \frac{CRR}{CSR} = \frac{CRR_{7.5} \times K_\alpha \times K_\sigma \times MSF}{CSR} \quad (2.71)$$

La liquéfaction est prévue pour se produire si  $FS \leq 1$ , et aucune liquéfaction n'est prévu si  $FS > 1$ . Plus que le facteur de sécurité est grand, plus le sol est résistant à la liquéfaction. Cependant, le sol qui a un facteur de sécurité égal à 1.0 peut subir une liquéfaction pendant un tremblement de terre, par exemple, si une couche inférieure liquéfiée, alors l'écoulement ascendant de l'eau pourrait induire la liquéfaction de la couche qui a un facteur de sécurité égale à 1.0.

## 2.3 Conclusion

La liquéfaction étant l'une des séquelles d'un séisme, son étude s'avère d'une importance capitale. Dès lors, plusieurs méthodes ont été développées afin d'évaluer la résistance des sols à la liquéfaction.

Ces méthodes qui se reposent sur le calcul d'un facteur de sécurité (rapport de CRR sur CSR) supposent en général des conditions de saturation et de l'état lâche du sol, certaines limitations imposent des incertitudes sur leur utilisation. Par exemple le cas du non saturation n'est pas intégré dans le calcul.

Réellement il y'a plusieurs facteurs qu'on doit prendre en cause et qui imposent des corrections sur le facteur de sécurité (FS), pour cela on doit faire des corrections par l'introduction des facteurs correcteurs pour bien prendre en considération l'état initiale de massif de sol et s'en proche plus en plus sur la réalité.

Et récemment dans la dernière décennie, il y'avait plusieurs recherches qui ont mené à introduire des facteurs de correction qui prend en considération par exemple : l'effet d'âge (Andrus et al, 2004), l'effet de cisaillement statique (sols en pente).

## **PARTIE B : ETUDE NUMERIQUE**

### **CHAPITRE 3**

## **PRESENTATION DU CODE DE CALCUL $FLAC^{2D}$ ET LES MODELES NUMERIQUES**

### **3.1 Introduction**

La solution d'un problème de contrainte-déformation exige l'équilibre et la compatibilité soit satisfaisante pour la frontière et les conditions initiales en utilisant un rapport approprié de contrainte-déformation. Des techniques d'éléments finis ou de différences finies sont par habitude employées pour remplir raisonnablement ces conditions. La méthode de différences finies est peut être la technique numérique la plus ancienne utilisée pour la solution des ensembles des équations, les données des valeurs initiales et/ou des valeurs limites. Dans la méthode des différences finies, chaque dérivé dans l'ensemble d'équations de gouvernement est remplacé directement par une expression algébrique écrite en termes de variables de champ (par exemple, contrainte ou déplacement) aux points discrets (nœuds / points de grille) dans l'espace ; ces variables sont non définies dans des éléments (méthode explicite). Cependant, les programmes en élément finis combinent souvent les matrices d'élément dans une grande matrice globale de rigidité (méthode implicite), qui n'est pas normalement faite avec des programmes de différences finies puisqu'il est relativement efficace de régénérer les équations à différences finies à chaque étape.

Ce chapitre expose en premier lieu une présentation de l'option dynamique du code de calcul  $FLAC^{2D}$  qui a été retenu pour l'exécution du présent travail de recherche et en second lieu les modèles numériques pour la simulation de la liquéfaction des sols sous sollicitations dynamiques.

## 3.2 Présentation du logiciel $FLAC^{2D}$

Le code  $FLAC$  emploie la méthode de différence finie et satisfait l'équilibre dynamique suivant un procédé explicite pas à pas dans le domaine temporel. L'approche dynamique utilisée dans  $FLAC$  a les avantages de réaliser une solution numériquement stable même lorsque le problème n'est pas statiquement écurie, tenant compte de l'examen de grands déformations et déplacements avant la rupture. Ainsi, quoique pour un problème de statique,  $FLAC$  emploie les équations de mouvement dynamique dans la formulation. Puisqu'il n'a pas besoin de former une matrice de rigidité globale, c'est une question insignifiante pour mettre à jour des coordonnées à chaque pas de temps qui est le cas en mode de grande déformation du code. Les déplacements par accroissement sont ajoutés aux coordonnées de sorte que la grille se déplace et déforme avec le matériel qu'elle représente. Ceci se nomme une formulation « lagrangienne », contrairement à une formulation « eulérienne », où le matériel se déplace et déforme relativement à une grille fixe (Itasca, 2000). La formulation constitutive à chaque pas est une petite déformation, mais elle est équivalente à une formulation de grande déformation de beaucoup pas. Le domaine géométrique (modèle de continuum) est discrétisé par l'utilisateur dans une maille de différence finie (grille) composée d'éléments quadrilatéraux (zones). Un élément devrait être assez petit pour être représentant de matériel avec les mêmes propriétés et assez grand de sorte que le fluide et le système de médias poreux puissent être considérés comme milieu poreux homogène statistique. Intérieurement,  $FLAC$  subdivise chaque élément deux en jeux recouverts des éléments triangulaires de déformation constant (quatre sous-éléments triangulaires), et des calculs sont effectués pour que ces sous-éléments assurent des résultats numériques plus fiables.

## 3.3 Les considérations à prendre pour la modélisation dynamique

Il y'a trois aspects que l'utilisateur doit considérer en préparant un modèle pour une analyse dynamique avec  $FLAC^{2D}$  :

1. le chargement dynamique et les conditions aux limites ;
2. l'amortissement mécanique ; et
3. la transmission d'ondes à travers le modèle.

La figure (3.1) décrit les différentes étapes d'un calcul dynamique :

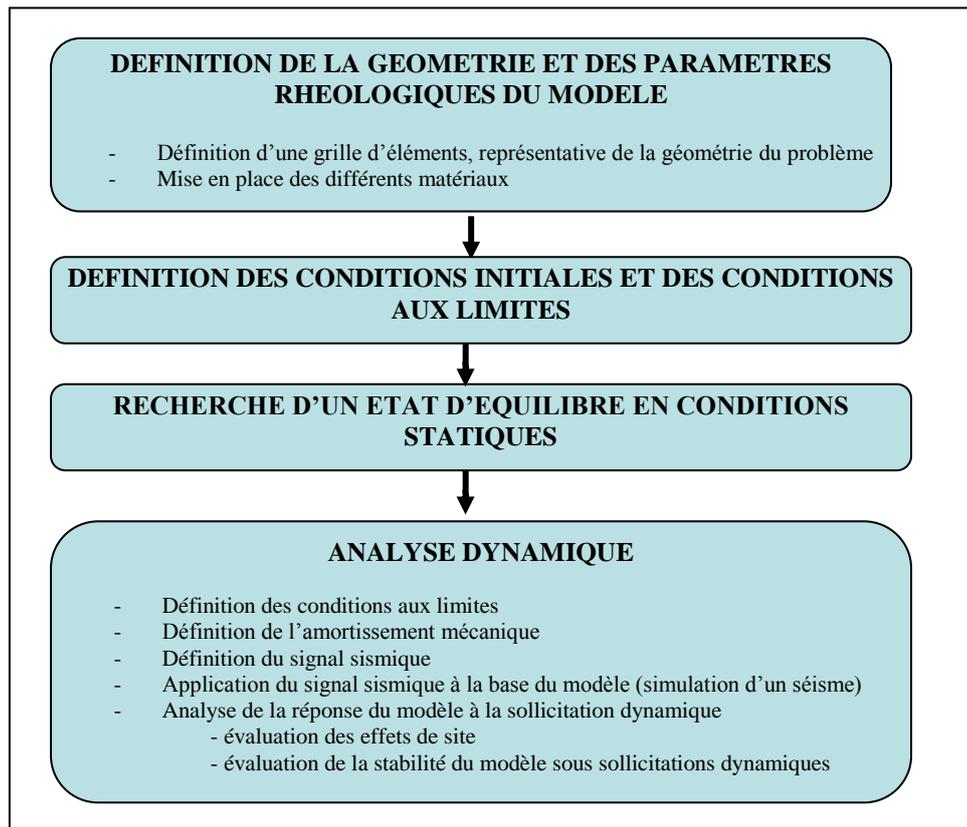


Figure 3.1 : Les différentes étapes d'un calcul dynamique avec le logiciel *FLAC*<sup>2D</sup> (d'après Céline Bourdeau, 2005)

### 3.3.1 Le chargement dynamique et les conditions aux limites

*FLAC* modélise les zones du matériau soumises à un chargement dynamique externe et/ou interne en appliquant à la frontière du modèle ou aux nœuds internes des conditions aux limites. Pour minimiser les réflexions d'ondes à l'intérieur du modèle, *FLAC* propose des conditions aux limites absorbantes qui atténuent les ondes aux frontières :

- Quiet boundaries (visqueuses) : Quiet boundaries peuvent être appliqués dans les directions *x* et *y*, ou le long des frontières inclinées, dans les directions de la normale et de cisaillement, utilisant la commande **APPLY** avec des mots-clés appropriés *xquiet*, *yquiet*, *nquiet* or *squiet*.
- Ffree field (de champ libre) : Les conditions statiques d'équilibre avant l'analyse dynamique sont transférées au champ libre automatiquement par la commande **APPLY ff**.
- Three-dimensional radiation-damping : Ce mécanisme appelé par la commande **SET 3d-damp**.

Dans le code *FLAC*, le signal dynamique reproduisant les sollicitations dynamiques peut être appliqué :

- sous forme d'un signal en accélération (appliquent pour les modèles à base rigide);
- sous forme d'un signal en vitesse (appliquent pour les modèles à base rigide);
- sous forme d'un signal en contrainte (ou en pression) ou bien (appliqué pour les modèles à base flexible);
- sous forme d'un signal exprimé en termes de force nodale (appliqué pour les modèles à base flexible).

Le chargement dynamique est habituellement appliqué aux frontières du modèle avec la commande **APPLY**. Les accélérations, les vitesses et les forces peuvent être également appliquées aux nœuds intérieurs du maillage en utilisant la commande **INTERIOR**. Noter que la frontière de champ libre (free field) n'est pas exigée si la seule source dynamique est à l'intérieur du modèle.

La fonction d'histoire pour l'entrée est traitée comme un multiplicateur sur la valeur spécifique avec la commande **APPLY** ou **INTERIOR**. Le multiplicateur d'histoire est assigné avec le mot-clé de **hist** et peut être un des trois formes suivantes :

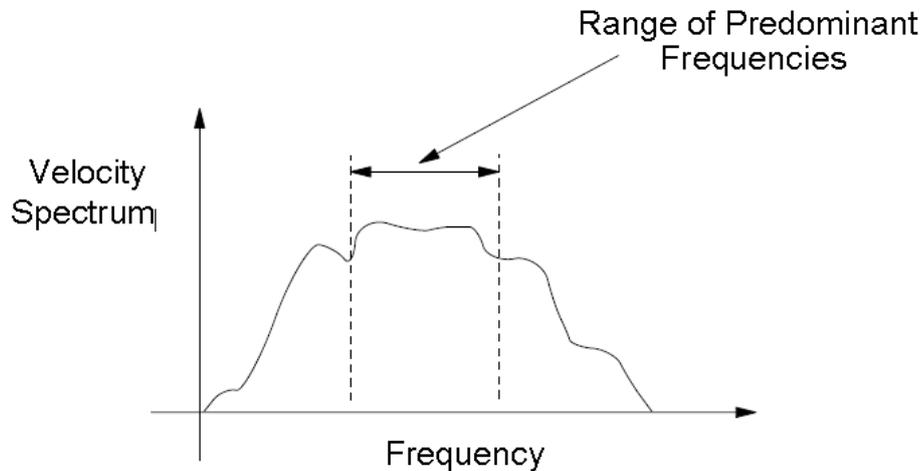
- (1) une table définie par la commande de **TABLE** ;
- (2) une histoire définie par la commande **HISTORY** ; ou
- (3) une fonction **FISH**.

### 3.3.2 L'amortissement mécanique

Trois types d'amortissement sont inclus dans *FLAC<sup>2D</sup>*, notamment : l'amortissement de Rayleigh, l'amortissement local et la viscosité artificielle. Dans notre travail, nous avons opté pour l'amortissement de Rayleigh, couramment utilisé pour procurer un amortissement approximativement indépendant de la fréquence dans un intervalle restreint de fréquences, comme cela est le cas dans les sols et les roches. L'amortissement de Rayleigh repose sur les deux paramètres suivants : la masse proportionnelle et la rigidité proportionnelle. *FLAC<sub>2D</sub>* permet aux utilisateurs de définir l'un ou l'autre de ces derniers ou l'ensemble des deux. En basses fréquences le premier paramètre est plus dominant, par contre, en hautes fréquences le second est plus dominant.

L'amortissement de Rayleigh dépend de la fréquence mais dispose d'un palier qui s'étend autour du tiers central du domaine des fréquences comme le montre la figure 3.2. Pour tout

problème particulier, une analyse spectrale d'un enregistrement typique de la vitesse pourrait produire une réponse telle que celle montrée à la figure 3.2.



**Figure 3.2 :** *Domaine des fréquences prédominantes pour un signal dynamique (d'après Itasca Optional Features, 2005).*

Pour la simulation de matériaux géologiques, le facteur d'amortissement doit varier de 2 à 5% de l'amortissement critique, c'est-à-dire la valeur d'amortissement pour laquelle le système « hésite » entre un comportement oscillatoire ou apériodique. En revanche, pour des systèmes comprenant des structures, une valeur comprise entre 2 et 10% est plus représentative (Biggs, 1964, cité par Itasca Optional Features, 2005). Toutefois, dans les configurations qui utilisent un comportement élastoplastique (par exemple Mohr Coulomb), une quantité considérable d'énergie peut être dissipée durant l'écoulement plastique. Donc, pour des analyses dynamiques qui impliquent de grandes déformations, un facteur d'amortissement plus faible (c'est-à-dire 0.5%) peut parfois être suffisant (Dan Touitou, 2002, Chebout .S, 2006 et Itasca Optional Features, 2005).

L'amortissement de Rayleigh est spécifié dans FLAC avec les paramètres  $f_{min}$  en Hertz (cycles par seconde) et le  $\xi_{min}$ , tous les deux spécifiques avec la commande : **SET dy-damp rayleigh**.

### 3.3.3 Transmission d'ondes à travers le modèle

$FLAC^{2D}$  suggère que le signal sismique d'entrée doit être filtré avant d'être appliqué à la base du modèle. L'entrée des données d'un signal peut avoir des pics maximaux dans un court temps (le temps dans le quel le pic de la vitesse se produit).

Pour répondre à l'exigence suggérée par Kuhlemeyer et Lysmer, 1973, FLAC<sup>2D</sup> aura besoin d'une génération très fine de la grille, donc plus de temps de calcul. Ce problème peut être surmonté en filtrant le signal et en retirant les composantes à hautes fréquences. Ceci permettra une génération de grille plus adéquate sans affecter les résultats de manière significative (par exemple "FILTER.FIS"). Le procédé de filtrage peut être accompli en utilisant une série de Fourier (Fast Fourier Transforme *FFT*).

## 3.4 Les modèles numériques pour simuler la liquéfaction

### 3.4.1 Modèle de Finn

Martin et al. (1975) ont développé une méthode de calcul de la pression interstitielle en conjonction avec la relation constitutive non-linéaire du comportement des matériaux. Le modèle est basé sur le concept que la pression interstitielle générée lors du chargement non drainé est liée à la déformation volumique qui aurait eu lieu pour le même incrément de contrainte dans des conditions de chargement drainé. Ce concept est appelé le modèle de MFS (Martin Finn Seed) de pression interstitielle.

#### 3.4.1.1 Le module récupérable $E_r$

Dans ce modèle le changement d'incrément de pression interstitielle est exprimé comme suit:

$$\Delta u = E_r \Delta \varepsilon_{vd} \quad (3.1)$$

Où  $E_r$  est connu comme un module de rebond et  $\Delta \varepsilon_{vd}$  est un incrément de déformation volumétrique qui se produit dans des conditions de chargement drainés.

Le module de rebond peut être déterminé à partir du déchargement d'un échantillon de sol dans un essai à l'odomètre. Le sol est chargé jusqu'à un état de contrainte verticale effective particulier et ensuite déchargé par étapes progressives.

Martin et al. (1975) ont présenté les données de la figure 3-3. La pente de la courbe de cette figure est considérée comme le rebond de module  $E_r$ . La forme incurvée de la courbe de déchargement signifie que  $E_r$  est en fonction de la contrainte verticale effective. En outre, les données à la figure 3-2 montrent que le module de rebond est dépendant du niveau de contrainte verticale effective à laquelle le déchargement commence. Pour les simulations cet

effet n'est pas probablement significatif, surtout à la lumière de la précision avec laquelle les propriétés du sol peuvent être définies. Dans l'analyse des sols stratifiés, le sol peut être divisé en différentes régions caractérisées par différents  $E_r$ , si cela est considéré comme important.

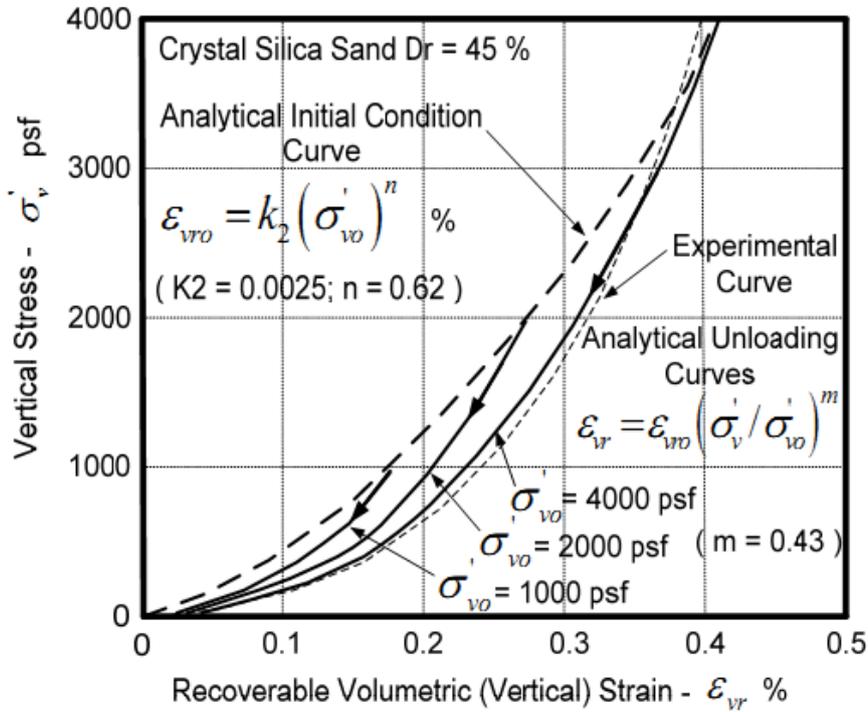


Figure 3-3 Courbes de déformations récupérées- déchargement (d'après Martin et al. 1975)

Le module de rebond  $E_r$  peut être spécifié comme une fonction telle figure 3-4 (Geo-slope 2007).

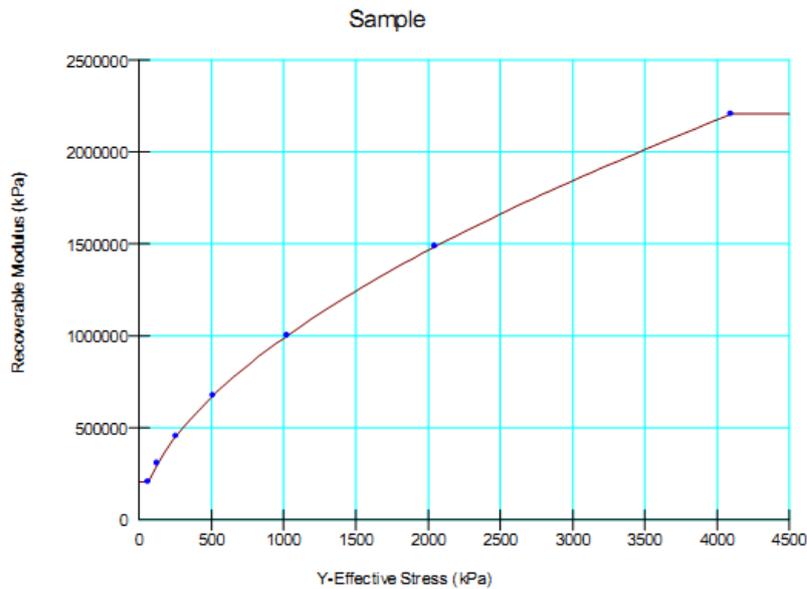


Figure 3-4 Fonction du module de rebond

Les données permutant la définition de cette fonction peuvent être obtenues à partir d'un test de déchargement dans un appareil odométrique. Les données peuvent être tracées comme une courbe contrainte-déformation et la pente de la courbe peut être déterminée pour différentes contraintes effectives pour calculer le module  $E_r$ . Les valeurs  $E_r$  avec les contraintes verticales effectives correspondantes peuvent être entrées comme points pour former une fonction de module récupérable.

Martin a proposé une équation pour les données de la figure 3-4 qui est:

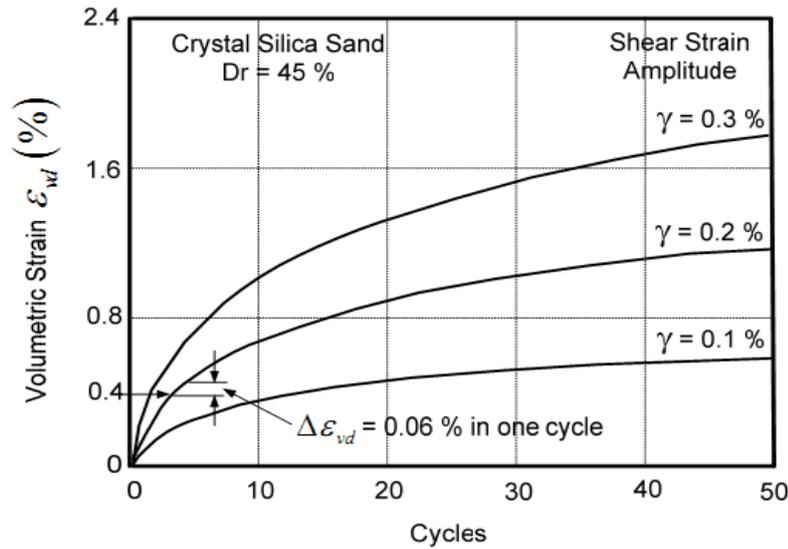
$$E_r = \frac{(\sigma'_v)^{1-m}}{mk_2(\sigma'_{v0})^{n-m}} \quad (3.2)$$

Où,  $\sigma'_v$  et  $\sigma'_{v0}$  sont les contraintes verticale actuelles et initiale et  $m$ ,  $n$ , et  $k_2$  des valeurs déterminées expérimentalement par des tests de laboratoire.

### 3.4.1.2 La fonction de pression interstitielle MFS

La déformation volumique cyclique est une propriété du matériau et peut être déterminée à partir des essais de cisaillement cyclique direct. Martin et al. (1975) ont effectué un essai de cisaillement cyclique direct sur sable de silice avec une amplitude de déformation de cisaillement de 0,3% à un taux d'un cycle par seconde. La déformation volumique a été mesurée par cycle et les déformations accumulés et les cycles ont été tracées comme dans la Figure 3-5. Comme souligné par Martin et al. (1975) les observations d'essais en laboratoire ont montré que la déformation volumique est directement proportionnelle à l'amplitude de déformation de cisaillement cyclique pour un nombre de cycles donné.

Les courbes de la figure 3-4 pour  $\gamma = 0,2\%$  et  $\gamma = 0,1\%$  ont été déduites de la courbe mesurée pour  $\gamma = 0,3\%$ .



**Figure 3-5** courbes de déformation volumétrique pour des amplitudes de déformation de cisaillement cycliques constante (après Martin et al, 1975)

En utilisant les données et les courbes de la figure 3-5, Martin et al. ont proposé l'expression empirique suivante reliant l'incrément de réduction de la déformation volumique  $\Delta\varepsilon_{vd}$  à l'amplitude de la déformation cyclique  $\gamma$  :

$$\Delta\varepsilon_{vd} = C_1(\gamma - C_2 \varepsilon_{vd}) + \frac{C_3 \varepsilon_{vd}^2}{\gamma + C_4 \varepsilon_{vd}} \quad (3.3)$$

Où  $\gamma$  est l'amplitude de déformation de cisaillement dynamique dans le cycle et  $\varepsilon_{vd}$  est le cumule total de déformation volumétriques dynamiques et  $C_1$ ,  $C_2$ ,  $C_3$  et  $C_4$  sont des constantes dépendant des propriétés du matériau.

Comme une alternative, Byrne (1991) a proposé l'utilisation de l'équation simplifiée suivante :

$$\frac{\Delta\varepsilon_{vd}}{\gamma} = C_1 \exp\left(-C_2 \left(\frac{\varepsilon_{vd}}{\gamma}\right)\right) \quad (3.4)$$

Les valeurs de  $C_1$  et  $C_2$  sont des constantes qui peuvent être estimées en utilisant les corrélations empiriques suivantes :

$$\begin{cases} C_1 = 8.7(N_1)_{60}^{-1.25} \text{ ou,} \\ C_1 = 7600(D_r)^{-2.5} \end{cases} \quad (3.5)$$

$$C_2 = \frac{0.4}{C_1} \quad (3.6)$$

Avec :

$(N_1)_{60}$  : le nombre de coups (*SPT*) corrigé ;

$D_r$  ; la densité relative du sol.

Il est donc préférable d'utiliser les équations proposées par Byrne, 1991, car les constantes  $C_1$  et  $C_2$  peuvent être estimées en utilisant l'essai de pénétration standard (*SPT*).

Les équations 3.3 et 3.4 sont incorporées dans le modèle de Finn dans le logiciel FLAC (2005). Ce modèle est aussi incorporé dans le code Geo-Slope (ver 2007).

### 3.4.2 Le modèle UBCSAND

Dans les mi années 1990, Peter Byrne et ses étudiants de troisième cycle à l'université de la British Columbia (UBC) ont développé un modèle constitutif connu sous le nom UBCSAND pour simuler la liquéfaction de sol. UBCSAND a été conçu à estimer les déplacements, les accélérations et la génération et la dissipation de la pression interstitielle provoquées par un mouvement spécifique interne. Byrne et al. (2004) ont incorporés UBCSAND dans le code FLAC<sup>2D</sup>.

UCBSAND est un modèle constitutif non linéaire, Byrne et al. (2004) ont incorporés deux-  
plan de cisaillement (rotation maximale de cisaillement et de cisaillement horizontal) dans la  
capacité à gérer UBCSAND "en plastique de déchargement" et "rotation de la contrainte  
principale associée à la consolidation anisotrope" (Park et Byrne, 2004). Le concept utilisé pour  
tenir compte de déchargement plastique est basé sur la mobilisation des déformations plastiques  
sur un plan horizontal en fonction de l'état de consolidation initiale de  $K_0$  pendant le chargement  
de cisaillement simple. La Rotation des contraintes principales dépend de la valeur de  $K_0$ . Lors  
d'une  $K_0$  de 1,0, le plan horizontal devient le plan de cisaillement maximal dès que la contrainte  
de cisaillement horizontale est appliquée. Lorsque la valeur de  $K_0$  est de 0,5, le plan de

cisaillement maximal tourne de 45° vers un plan horizontal que la contrainte de cisaillement horizontale est appliquée. Finalement, un plan non horizontal approximatif est produit. Des descriptions détaillées et les résultats des échantillons du modèle sont documentés dans le Park et Byrne (2004). Ce modèle de liquéfaction du sol améliorée connue sous le nom UBCSAND a également été incorporé dans FLAC.

Byrne et al. (2004) ont appliqués le modèle UBCSAND dans FLAC<sup>2D</sup> pour effectuer les prédictions numériques de liquéfactions du sable dans le cadre d'essais en centrifugeuses dynamiques (Byrne et al. 2004a et 2004b).

Au cours de l'expérience canadienne de liquéfaction le programme (CANLEX), à la fois l'Université de la British Columbia et l'Université de l'Alberta menée des analyses par FLAC et PISA, respectivement, à des tests de modèle centrifugeuses (Byrne et al, 2000). Les Détails et descriptions du programme et ses CANLEX résultats d'analyse sont documentées dans cinq rapports CANLEX (Robertson et al, 2000a et 2000b; Byrne et al, 2000; et Wride et al, 2000a et 2000b).

### 3.4.3 Le modèle PGI pour les sols liquéfiables

Blair Gohl de PGI (Pacifique Géodynamique Inc.) a appliqué le code commercial d'éléments finis LS-DYNA pour simuler un problème axisymétrique en 2-D, un événement unique de liquéfaction jet-induite dans des matériaux du sol (Gohl, 2005). Le modèle lagrangien appliquée par PGI a utilisé l'existants LS-DYNA du modèle 24 de la plasticité linéaire et le modèle 25 géologique de Cap. Comme dans la plupart des modèles de matériaux disponibles dans le commerce, la définition des paramètres d'entrée appropriés est la tâche la plus difficile impliqué dans une analyse. PGI a appliqué une procédure itérative pour un modèle à un seul élément, afin de calibrer les paramètres matériels nécessaires contre des données de l'essai cyclique de cisaillement simple. En raison de l'absence de capacités de calcul de la pression interstitielle à la fois le modèle 24 et le modèle 25, PGI appliquée des techniques de déformation-adoucissement pour rapprocher la liquéfaction après un niveau critique de contrainte. Selon Gohl dans une discussion pendant des essais de liquéfaction de Fraser River qui ont eu lieu en mai 2005, la pression de soufflage pour le modèle PGI a été générée par une approche TNT-équivalence de rapprochement à jet d'air disponible dans LS-DYNA. L'insuffisance des informations publiées

est disponible sur la performance et la précision de modèle PGI 2-D axisymétrique de LS-DYNA.

### 3.4.4 Le modèle de Taylor de contrainte effective pour les sols saturés

Paul Taylor, 2004, de Sandia National Laboratory a développé un modèle efficace du sol pour CTH, un code eulérien de choc-physique publié par Sandia (Taylor, 2004 - Bell et al, 2005). Le modèle tient compte le modèle de Taylor pour le développement de la pression interstitielle en fonction du niveau de saturation en eau définie par l'utilisateur. La contrainte effective est calculée à partir de la contrainte totale et la pression interstitielle. Le modèle de Taylor a été spécifiquement développé pour courte durée, des environnements à forte magnitude de chargement impulsif similaire à des environnements de souffle ou de tremblement de terre de liquéfaction induite. Effets de drainage et d'infiltration de l'eau dans les sols saturés soumis à des charges de courte durée impulsifs sont souvent négligeables. En tant que tel, le modèle de Taylor ne considère pas les infiltrations.

Spécifiques des fonctionnalités avancées dans le modèle de Taylor ne peuvent pas être décrit ici en raison de restrictions de sécurité énoncées dans l'accord logiciel Sandia. Basé sur une évaluation préliminaire de la théorie et les capacités derrière de modèle de Taylor, il montre un énorme potentiel et les possibilités pour simuler des événements de liquéfaction de haut-induites. Malheureusement, à la fois le modèle de Taylor et le code correspondant CTH où le modèle a été mis en œuvre sont "exportation contrôlée". Par conséquent, les potentiels et les possibilités pour les applications et les collaborations internationales en matière de recherche de tremblement de terre en utilisant le modèle de Taylor sont très limitées.

### 3.4.5 Le modèle UDM de plasticité de sable

Le modèle UDM (Andrianopoulos, 2006) est un modèle de surface de délimitation avec une région élastique disparue qui incorpore le cadre de la théorie d'état critique. Il est basé sur un modèle récemment proposé par (Papadimitriou et al, 2001 ; Papadimitriou et Bouckovalas, 2002), qui a été développé avec l'ambition pour simuler le comportement cyclique des sols pulvérulents (des sables et des vases), dans de diverses (petit-milieu-grandes) amplitudes de déformation cycliques et diverses conditions initiales de contrainte et des conditions de densité, utilisant un ensemble de paramètres simple de sable spécifique. Le modèle constitutif UDM a été incorporé dans le code FLAC (Andrianopoulos et al, 2006).

### 3.5 Conclusion

Plusieurs codes de calcul et plusieurs modèles numériques pour la modélisation de la masse de sol avec un potentiel de liquéfaction. La méthode des différences finies pour l'analyse de masse de sol est utilisée dans FLAC. Le modèle de Finn est considéré comme défaut en FLAC qui facilite la capacité de la modélisation des sols dans les états de liquéfaction. Avec FLAC, les effets de la pression interstitielle, avec ou sans perte de pression interstitielle peut être obtenu. En outre, la génération de la pression interstitielle peut être calculée en tenant compte de la déformation volumétrique irréversible sur le modèle de Finn avec option dynamique. Dans le modèle de Finn, on suppose que le rapport de vide est constant, il peut aussi être calculé en fonction de la déformation volumétrique et d'autres paramètres peuvent être définis par le rapport de vide.

# CHAPITRE 4

## MODELISATION NUMERIQUE

### DE LA LIQUEFACTION DES SOLS

#### 4.1 Introduction

Ce chapitre présente en premier lieu la validation de la procédure de simulation sur un cas de référence (validation de test en centrifugeuse réalisé par Byrne et al, 2004). En second lieu une étude paramétrique de l'influence de certains facteurs sur l'apparition de la liquéfaction dans le sol concernant l'action dynamique: l'amplitude du mouvement sismique et le nombre des coups  $(N_1)_{60}$ . En fin, une analyse d'une zone de sol liquéfiable localisée d'un massif argileux avec l'analyse de l'influence d'une couche de sol liquéfiable localisée d'un massif argileux sur la stabilité des structures et bien mise en évidence en utilisant le code de calcul FLAC<sup>2D</sup>, particulièrement le modèle de Finn et Byrne décrit dans le chapitre 3.

#### 4.2 Validation de la procédure de simulation sur un cas de référence

Le test en Centrifugeuse a été largement utilisé par les géotechnicien pour étudier les problèmes dans les sols. Les modèles centrifugeuse reproduisent les conditions réelles sur le terrain, ils sont utilisés par exemple pour la génération des pressions interstitielles pendant la liquéfaction, et ainsi la validation des codes numériques.

##### 4.2.1 Le modèle de centrifugeuse

Le cas expérimental choisi dans le présent travail est le test de liquéfaction réalisé à l'aide de la centrifugeuse publié par Byrne et al. 2004 à l'institut polytechnique de Rensselaer (RPI). La Fig. 4-1 schématise le prototype de test de couche de sable lâche à surface horizontale (sable de Nevada) avec une densité relative  $Dr = 55\%$  placé dans une boîte laminaire (Figure 4-2). La boîte laminaire a été construite avec des anneaux en aluminium rectangulaires assemblés sur l'un de l'autre avec des roulements à rouleaux dans l'intervalle. Le but d'utiliser la boîte laminaire était de

simuler la réponse d'une couche semi-infinie de sable pendant la secousse. Il a été soumis à un champ d'accélération de 120g, et la viscosité du fluide est 60 fois celle de l'eau. Le niveau de fluide est à la surface du modèle. La boîte laminaire est instrumentée par des capteurs de pression interstitielle (PPT). Cette combinaison simule une couche de 38 m du sol dans un prototype. Pour l'accélération de centrifugeuse est de 120g d'épreuve ce qui correspond à une fréquence de 1.5 Hz et une accélération maximale de 0,2g dans le prototype.

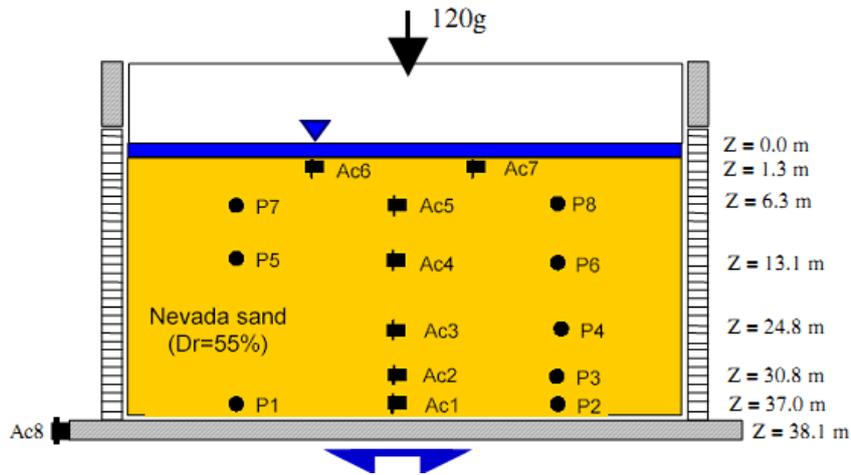


Figure 4.1 La configuration du modèle de centrifugeuse et les zones instrumentées (Peter M. Byrne et al, 2004)

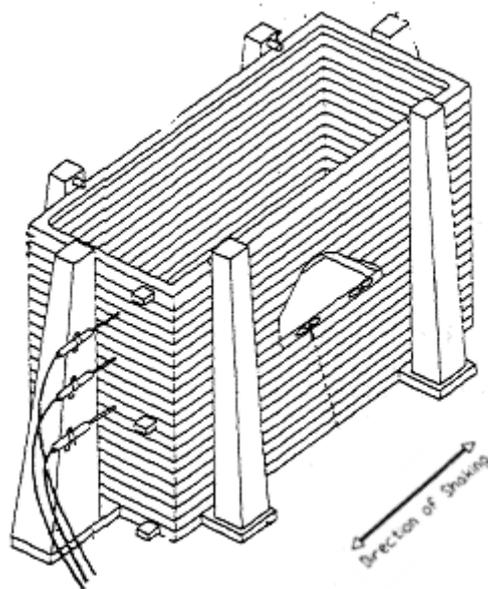


Figure 4.2 Schéma de la boîte laminaire (d'après Hushmand et al 1988)

Les propriétés du sable utilisé dans l'essai en centrifugeuse sont présentées dans le Tableau (4.1) (Popescu and Prevost 1993). Le module de cisaillement de dépôt du sol a été calculé en utilisant l'équation suivante donnée par Popescu et Prevost (1993) :

$$G = G_{\text{max}} \left( \frac{1+2K_0}{3} \sigma'_{v_0} / p_0 \right) \quad (4.1)$$

Où  $K_0$  est le coefficient de pression latérale des terres au repos,  $p_0$  est la contrainte de référence normale (100 kPa).

*Tableau (4.1) Propriétés du sable utilisé*

<i>La densité sèche, <math>\rho_d</math> (kg/m<sup>3</sup>)</i>	<i>1586</i>
<i>La porosité, <math>n</math></i>	<i>0.406</i>
<i>Module de cisaillement, <math>G</math> (MPa)</i>	<i>70.36</i>
<i>Module volumétrique <math>K</math> (MPa)</i>	<i>152.46</i>
<i>Coefficient de Poisson, <math>\nu</math></i>	<i>0.3</i>
<i><math>K_0</math></i>	<i>0.44</i>
<i>Angle de frottement, <math>\varphi</math>(°)</i>	<i>34.15</i>
<i><math>(N_1)_{60}</math></i>	<i>13.44</i>

## 4.2.2 Le modèle numérique

Les modèles en centrifugeuse ont été analysés avec une seule colonne d'éléments. Cette représentation unidimensionnelle est équivalente à assumer que les contraintes et les déformations dans le modèle en centrifugeuse sont uniformes dans tout plan horizontal. Les Contraintes en les états limites ont été répartie sur le modèle de sorte que l'haut de chaque élément du sol doit rester horizontale pendant le chargement et la largeur du modèle est resté pratiquement constant (Peter M. Byrne et al, 2004).

Les profils du sol ont été discrétisés en 38 éléments rectangulaires d'un mètre d'épaisseur et de 80 mètres de largeur comme c'est montré dans la figure (4.3), Les nœuds sur les deux cotés sont fixés dans la direction horizontale (x) et les nœuds à la base du modèle sont fixés dans les deux directions (x et y).

L'effet sismique appliqué c'est un mouvement périodique à la base du profil. Le mouvement des bords du profil suit le mouvement à la base, sauf que l'amplitude converge vers zéro au niveau

supérieur du profil (ce mouvement peut représenter un essai de cisaillement simple, Figure 4.4). Le chargement vertical considéré est le poids propre du profil de sol. Le mouvement d'entrée composé de 50 cycles avec une fréquence de 1.5 Hz et vitesse maximale de 0,212 m/s, et cela a été utilisé dans la simulation FLAC.

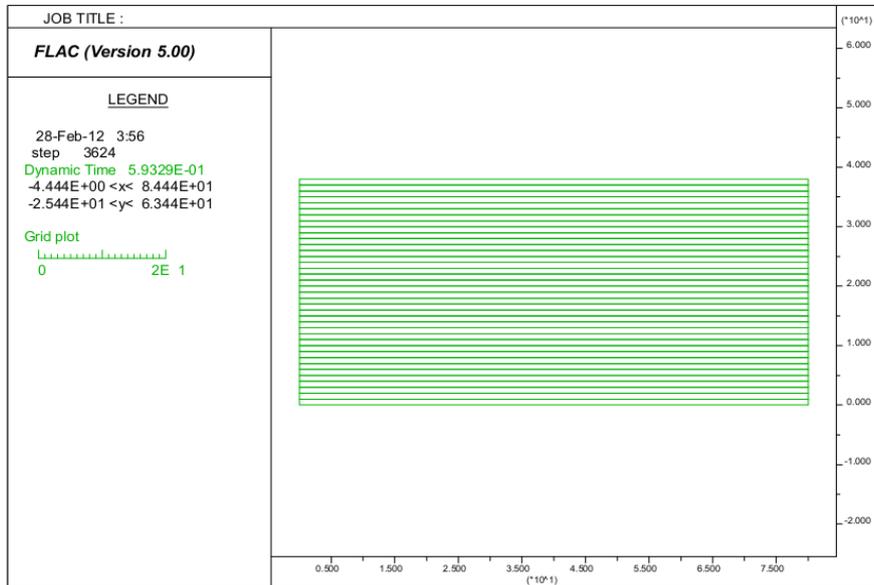


Figure 4.3 Le maillage adopté pour la modélisation des profils du sol à analyser

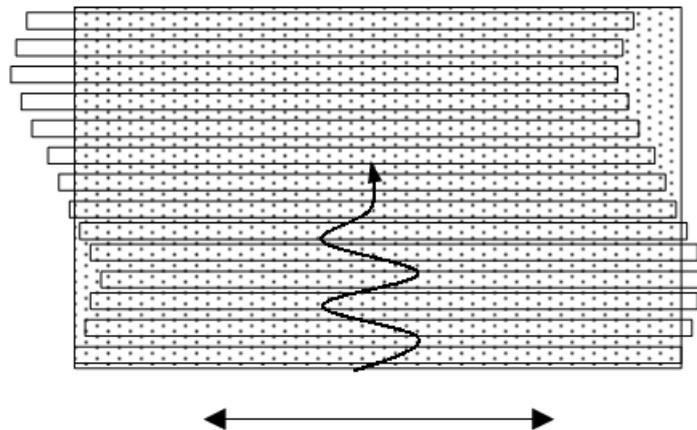
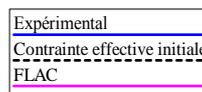


Figure 4.4 Boîte laminaire sous la secousse horizontale

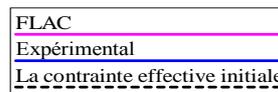
### 4.2.3 Comparaison des résultats

Les pressions interstitielles expérimentales et calculées (par FLAC<sup>2D</sup>) en fonction du temps, aux profondeurs de prototype de 13.1m, 24.8m, 30.8m et 37.0 m sont représentées respectivement dans les figures (4.5, 4.6, 4.7et 4.8). Et ils montrent que les pressions interstitielles sont en bon accord avec les valeurs calculées.

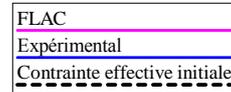
Les courbes des figures (4.5, 4.6, 4.7 et 4.8) mettent en évidence une augmentation progressive de la pression interstitielle et une diminution de la contrainte effective. Cet état est caractérisé par une contrainte effective nulle et une pression interstitielle égale à la contrainte effective initiale. Le temps pour atteindre 100% des pressions interstitielles augmente avec la profondeur ce qui indique que la liquéfaction se produit en premier près de la surface et fait son chemin vers le bas.



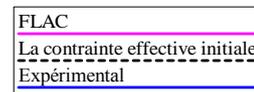
**Figure 4.5** Comparaison entre la pression interstitielle mesurée et expérimentale ( $h=13.1m$ )



**Figure 4.6** Comparaison entre la pression interstitielle mesurée et expérimentale ( $h=24.8 m$ )



*Figure 4.7 Comparaison entre la pression interstitielle mesurée et expérimentale ( $h=30.8$  m)*



*Figure 4.8 Comparaison entre la pression interstitielle mesurée et expérimentale ( $h=37$  m)*

## 4.3 Etude paramétrique

### 4.3.1 Analyse de l'influence de l'amplitude du mouvement sismique

Dans cette partie nous étudierons la réponse du sol sous différentes amplitudes de l'excitation sismique. Nous appliquons un chargement cyclique similaire à celui de test en centrifugeuse à la base du massif de sable. Pour cela, nous prenons comme amplitude maximale de vitesse : 0.02 0.04 0.06 0.08 m /s

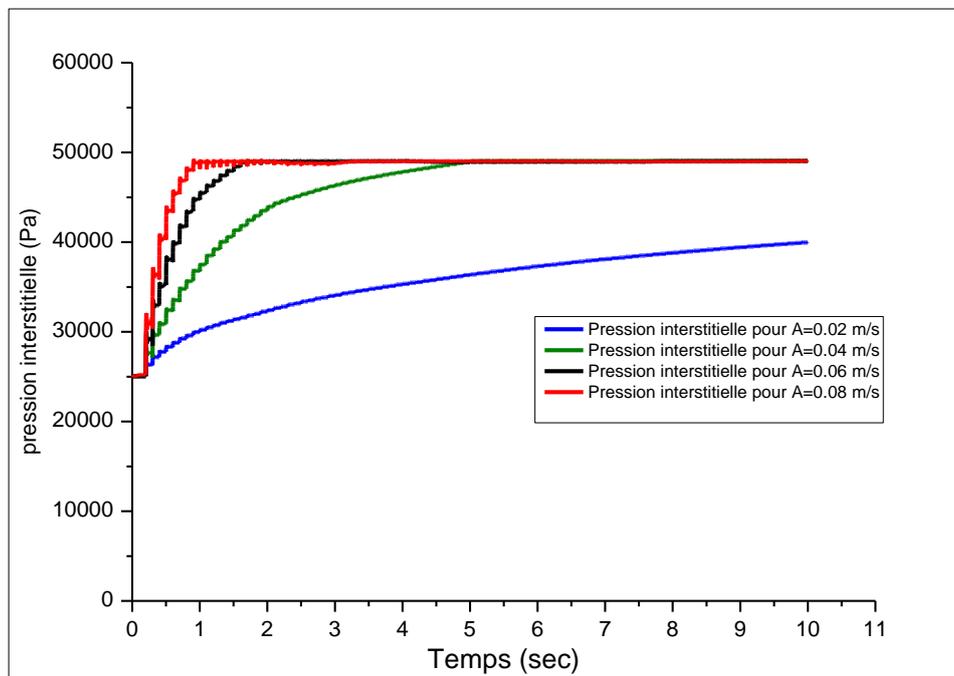
Pour l'analyse, nous avons adopté les paramètres d'un sol liquéfiable (sable de Nevada,  $D_r=40\%$ ) qui sont donnés dans le tableau (4.2)

**Tableau 4.2 :** Paramètres du sol sableux liquéfiable utilisé pour l'analyse.

$\rho_d$ ( $\text{kg/m}^3$ )	$n$	$\varphi$ ( $^\circ$ )	$(N_1)_{60}$	$G$ (MPa)	$K$ (MPa)
1538	0.424	33	7.11	15.23	25.38

### Pour une profondeur de 2,5 m :

Les figures (4.9, 4.10) mettent en évidence l'influence de l'amplitude de l'excitation sismique sur la résistance du sable à la liquéfaction. Ces figures montrent clairement que l'amplitude de l'excitation sismique influe sur la résistance à la liquéfaction du massif de sable, la pression interstitielle augmente avec l'augmentation de l'amplitude de l'excitation sismique, et la contrainte effective diminue avec l'augmentation de l'amplitude de l'excitation sismique, et l'évolution du tassement en fonction du temps augmente avec l'augmentation de l'amplitude de l'excitation sismique (figures 4.11). On conclut que l'augmentation de l'amplitude de l'excitation sismique active l'apparition de la liquéfaction durant le chargement cyclique.



**Figure 4.9 :** Influence de l'amplitude du mouvement sismique sur la pression interstitielle

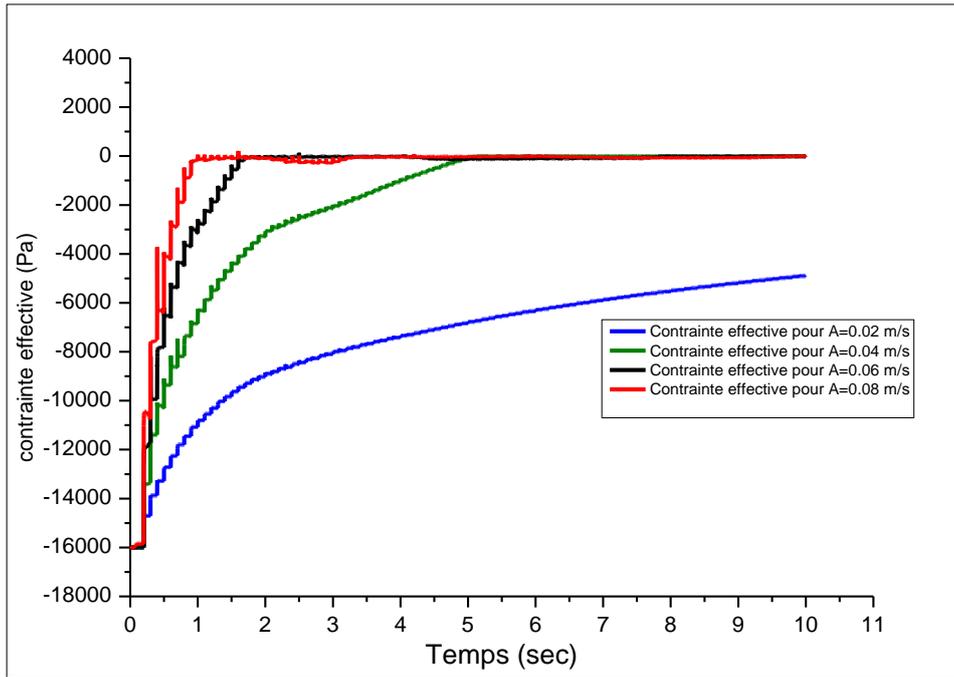


Figure 4.10 : Influence de l'amplitude du mouvement sismique sur la contrainte effective

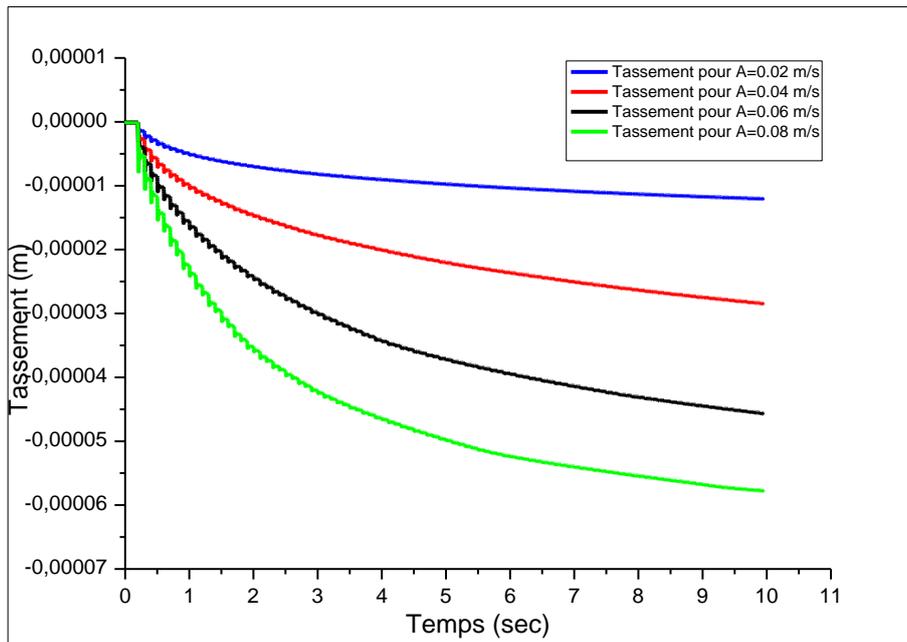


Figure 4.11 : Influence de l'amplitude du mouvement sismique sur le tassement

### 4.3.3 Analyse de l'influence du nombre des coups $(N_1)_{60}$

Pour cette analyse, nous avons adopté les mêmes paramètres du sol liquéfiable utilisé précédemment (tableau (4.2)). Dans cette partie nous examinerons l'influence du nombre des coups  $(N_1)_{60}$  sur la réponse du sol pour :  $(N_1)_{60} = 7, 10$  et  $13$

### Pour une profondeur de 2,5 m :

Les figures (4.12, 4.13) mettent en évidence l'influence du nombre des coups  $(N_1)_{60}$  sur la résistance du sable à la liquéfaction. Ces figures montrent clairement que le nombre des coups  $(N_1)_{60}$  influe sur la résistance à la liquéfaction du massif de sable, la pression interstitielle augmente avec la diminution du nombre des coups  $(N_1)_{60}$ , et la contrainte effective diminue avec la diminution du nombre des coups  $(N_1)_{60}$ , et l'évolution du tassement en fonction du temps augmente avec la diminution du nombre des coups  $(N_1)_{60}$  (figures 4.14). On conclut que la diminution du nombre des coups  $(N_1)_{60}$  active l'apparition de la liquéfaction durant le chargement cyclique.

$(N_1)_{60} = 7$
$(N_1)_{60} = 10$
$(N_1)_{60} = 13$

**Figure 4.12 :** Influence du nombre de coups  $(N_1)_{60}$  sur la pression interstitielle

$(N_1)_{60} = 7$
$(N_1)_{60} = 10$
$(N_1)_{60} = 13$

**Figure 4.13 :** Influence du nombre de coups  $(N_1)_{60}$  sur la contrainte effective

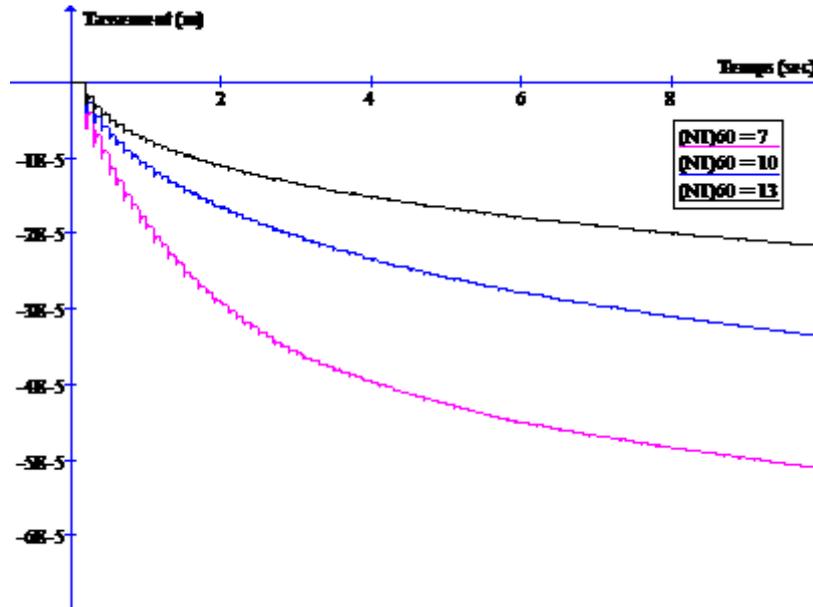


Figure 4.14 : Influence du nombre de coups  $(N_1)_{60}$  sur le tassement

#### 4.4 Analyse d'une zone de sol liquéfiable localisée d'un massif argileux (Application au site présenté dans l'article de Hosseini et Eisazadeh, 2006)

Il s'agit d'un massif argileux de 100 m de longueur et 20 m de hauteur comportant une zone de sable liquéfiable de forme circulaire de 4 m de diamètre. Le niveau de la nappe d'eau est situé à la surface du sol. Le maillage adopté est constitué d'éléments rectangulaires à 4 nœuds (voir figure 4.15).

Le comportement du sol argileux est modélisé en utilisant le modèle de Mohr-Coulomb et les caractéristiques mécaniques de ce sol sont données dans le tableau (4.3), et le comportement du sol sableux est modélisé en utilisant le modèle de Finn et les paramètres de ce sable sont donnés dans le tableau (4.4), voir la figure 4.16.

Tableau 4.3 : Paramètres du sol argileux utilisé pour l'analyse

$\rho_d$ ( $\text{kg}/\text{m}^3$ )	$k_0$	$n$	$k$ m/sec	$\varphi$ ( $^\circ$ )	$C$ (KPa)	$G$ (MPa)	$K$ (MPa)
1700	0.8	0.3	$10^{-8}$	22.5	20	23	50

Tableau 4.4 : Paramètres du sol sableux utilisé pour l'analyse

$\rho_d$ ( $\text{kg}/\text{m}^3$ )	$n$	$\varphi$ ( $^\circ$ )	$(N_1)_{60}$	$G$ (MPa)	$K$ (MPa)
1500	0.5	28	7	7.5	16.25

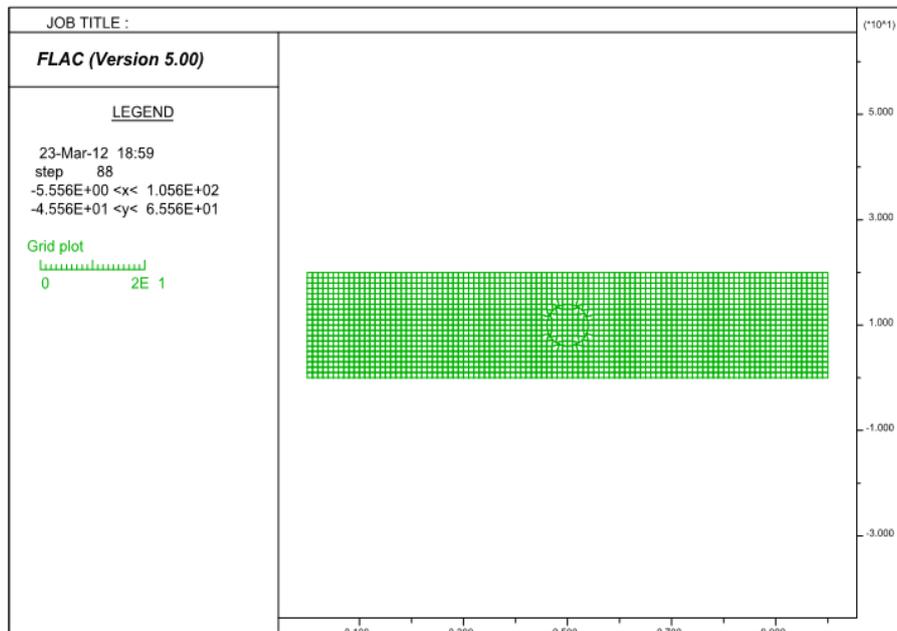


Figure 4.15 : Le maillage adopté pour la modélisation.

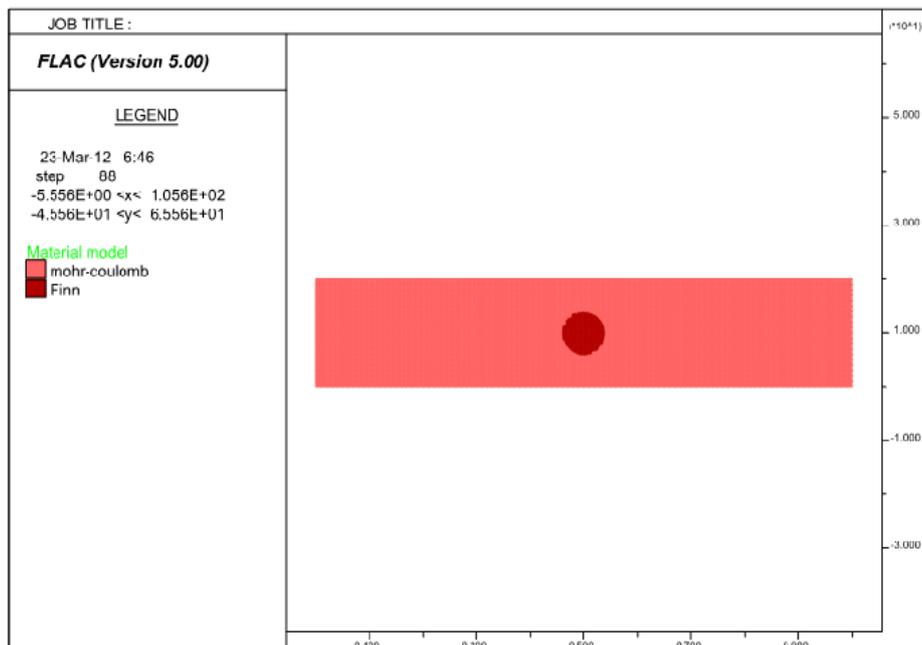


Figure 4.16 : Modèles de comportement adoptés pour les différents matériaux.

#### 4.4.1 Analyse statique

Dans cette étape, on calcule la contrainte initiale et la pression d'eau interstitielle. Ensuite le comportement du massif est étudié sous l'effet de son poids propre et les résultats obtenus sont montrés sur les figures (4.17), (4.18) et (4.19).

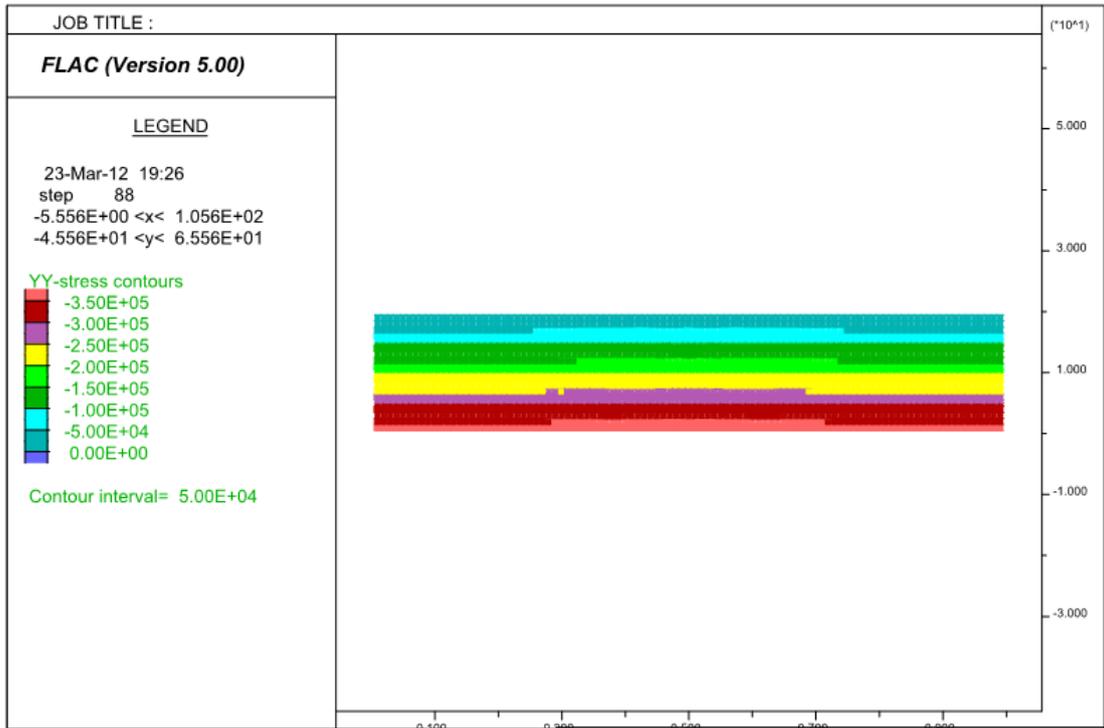


Figure 4.17 : Contour des contraintes totales initiales dans le modèle.

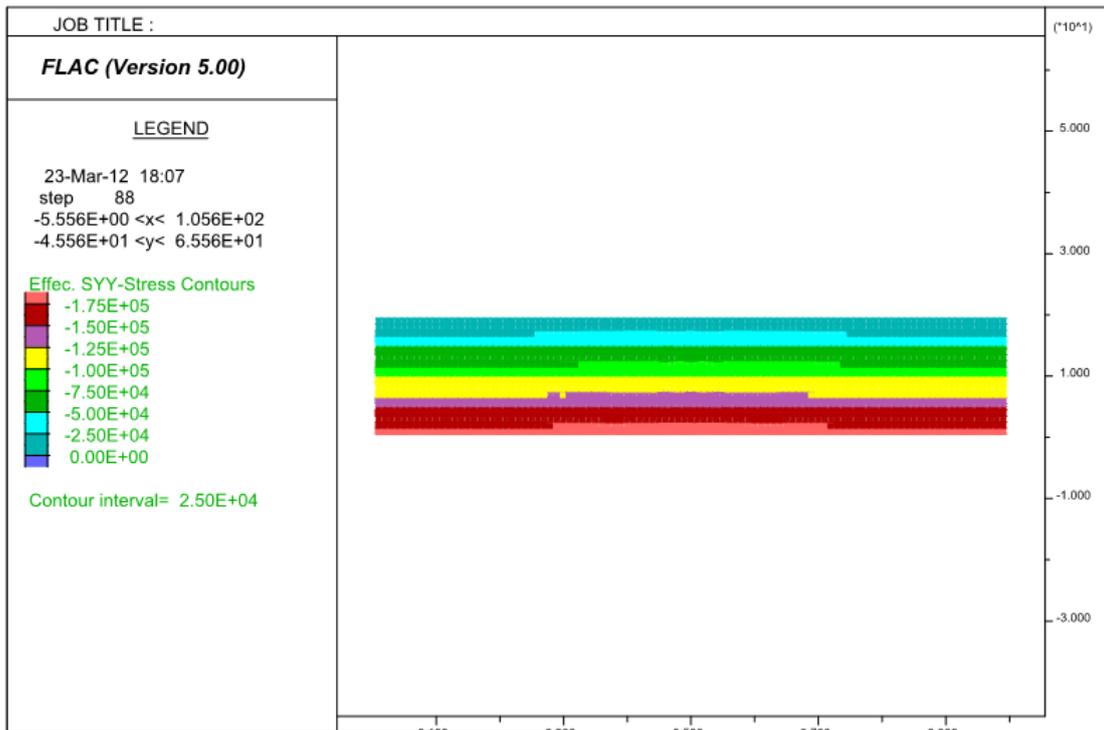


Figure 4.18 : Contour des contraintes effectives initiales dans le modèle.

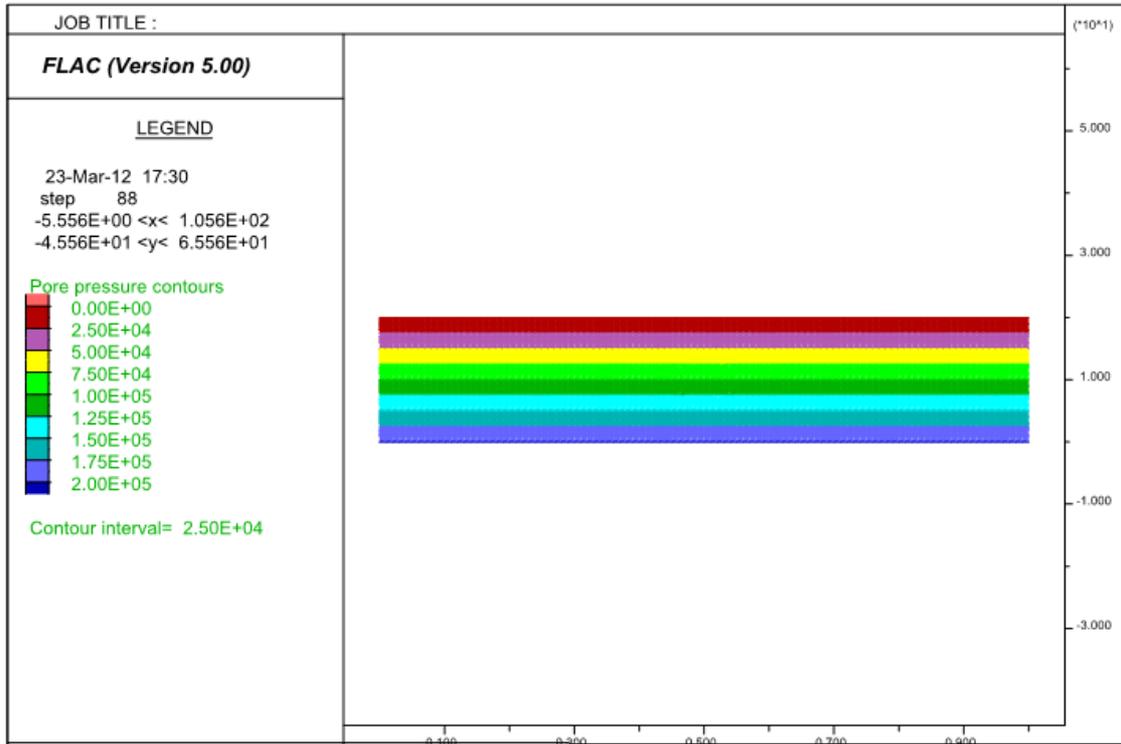


Figure 4.19 : Contour de la pression interstitielle initiale dans le modèle.

#### 4.4.2 Analyse dynamique

Les nœuds sur les deux frontières latérales sont fixés dans la direction horizontale (x) et les nœuds à la base du modèle sont fixés dans la direction (y). Le chargement dynamique a été appliquée à la base du modèle comme onde d'accélération de forme sinusoïdale dans la direction des X correspondant aux axes (x-y) du modèle, avec une amplitude de l'onde  $a_{max} = 0.5g$ , la fréquence  $f = 5.0Hz$  et la durée d'application  $t_d = 10 \text{ sec}$ .

La figure (4.20) le contour de la pression interstitielle, on note sur cette figure une augmentation importante de la pression interstitielle dans le sol sableux. La figure (4.21) présente l'évolution de la contrainte effective et la pression interstitielle dans la zone sableuse, durant le chargement cyclique on remarque que la pression interstitielle augmente, la contrainte effective tend vers zéro après un temps  $t = 2.00 \text{ secondes}$ , donc la liquéfaction s'est produite à 2 sec du chargement.

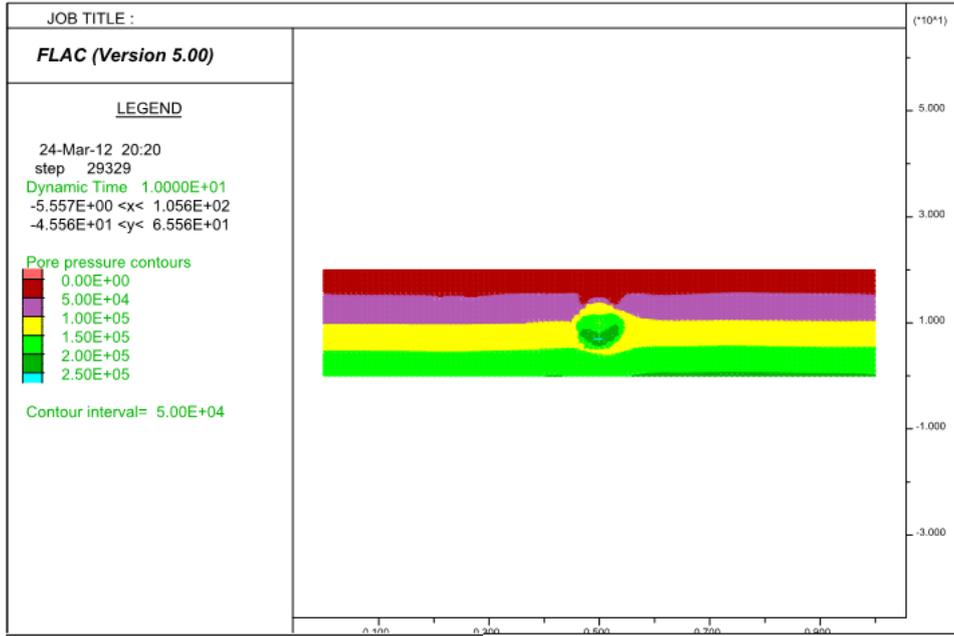


Figure 4.20 : le contour de la pression interstitielle

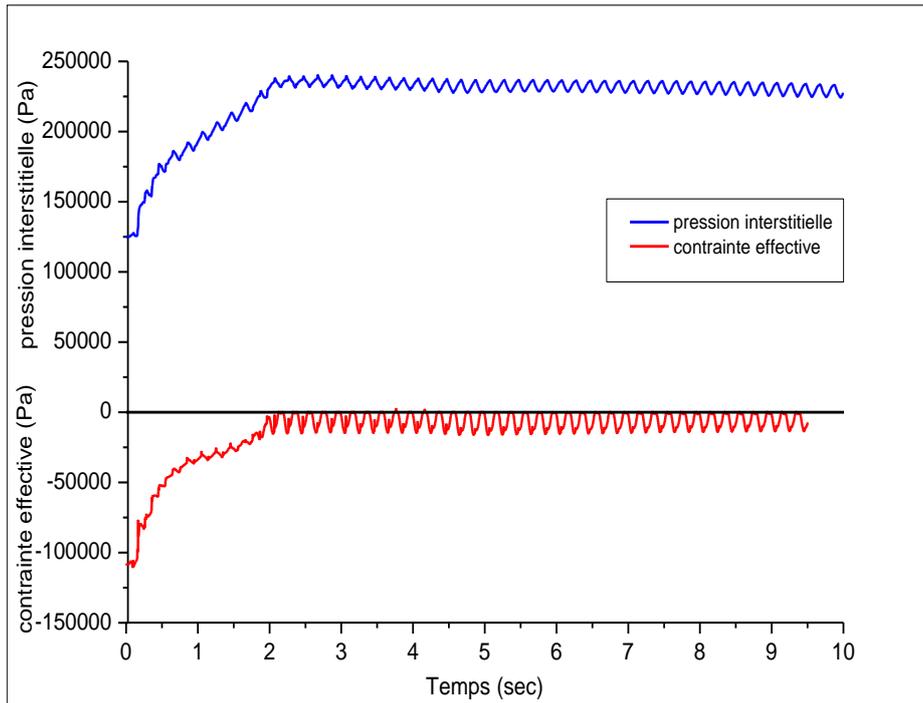


Figure 4.21 : la pression interstitielle et la contrainte effective en fonction du temps dans la zone sableuse.

## 4.5 Analyse de l'influence d'une couche de sol liquéfiable localisée d'un massif argileux sur la stabilité des structures

Les tremblements de terre causent plusieurs problèmes sur les bâtiments, par exemple le renversement ou le poinçonnement. Parfois, un groupe de bâtiments dans la même zone (le même sol de fondation), avec la même architecture et réalisé par la même société, dans le cas d'un tremblement de terre certains d'entre eux renversent et certains ne renversent pas (voir les figures 4.22 et 4.23). Ce problème a plusieurs de raisons, par exemple la présence d'une couche du sol liquéfiable au-dessous de la fondation de l'un des bâtiments.



**Figure 4.22** renversement des structures sous l'effet de la liquéfaction à Niigata 1964 (d'après Peter M. Byrne et al, 2008).



**Figure 4.23** renversement d'une structure sous l'effet de la liquéfaction séisme Turquie 1999 (d'après Peter M. Byrne et al, 2008).

Dans cette partie, nous étudions ce problème, nous allons en premier lieu, à l'influence d'une couche de sol liquéfiable sur la stabilité d'une structure, en second lieu, nous faisons jouer la couche de sable en position horizontale et verticale.

### 4.5.1 Influence d'une couche de sol liquéfiable sur la stabilité d'une structure

Il s'agit d'un massif argileux de 100 m de longueur et 20 m de hauteur comportant une zone de sable liquéfiable de forme rectangulaire de 20 m de longueur et 5 m de profondeur, une structure R+5 est assise au dessus de la zone de sable, l'encrage de structure est 2 m. Le niveau de la nappe d'eau est situé à la surface du sol. On fait la comparaison entre ce modèle et un modèle similaire à ce dernier mais sans présence d'une zone sableuse (voir la figure 4.24 et 4.25).

a)

b)

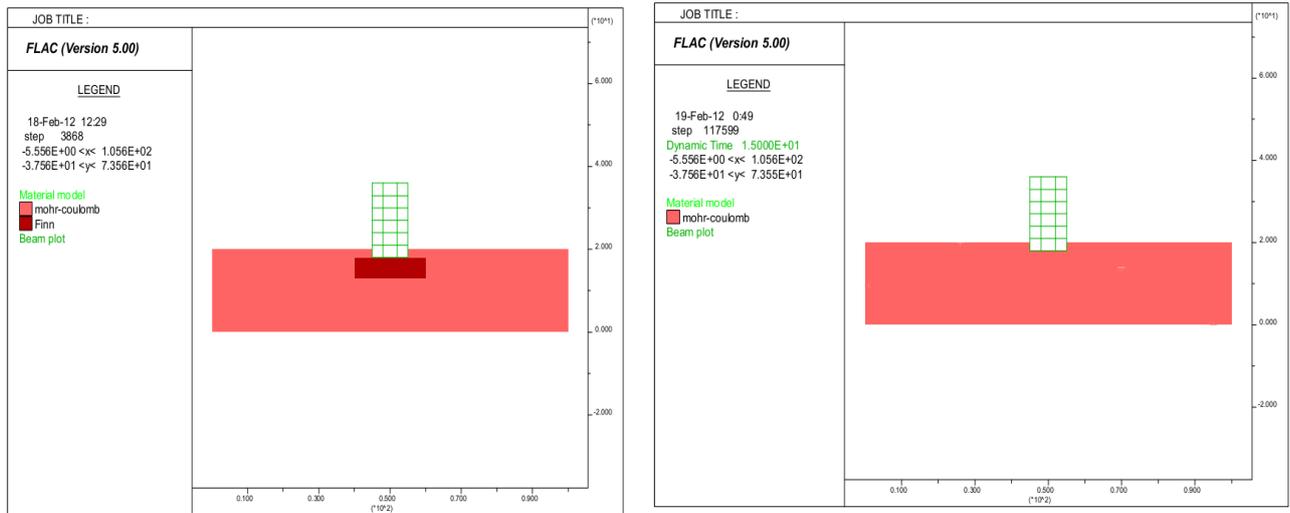


Figure 4.24: a) Modèle avec zone liquéfiable, b) Modèle sans zone liquéfiable

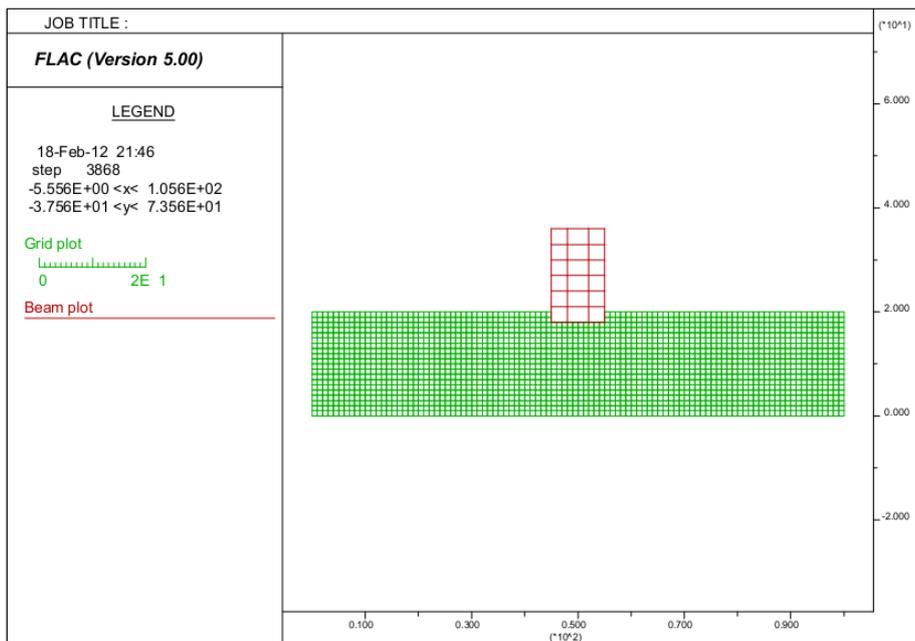


Figure 4.25: Le maillage adopté pour la modélisation.

Le comportement du sol argileux est modélisé en utilisant le modèle de Mohr-Coulomb et les caractéristiques mécaniques de ce sol sont données dans le tableau (4.3), et le comportement du sol sableux est modélisé en utilisant le modèle de Finn et les paramètres de ce sable sont donnés dans le tableau (4.4).

Les nœuds sur les deux frontières latérales sont fixés dans la direction horizontale (x) et les nœuds à la base du modèle sont fixés dans la direction (y). Le chargement dynamique a été appliqué à la base du modèle comme onde d'accélération de forme sinusoïdale dans la direction des X correspondant aux axes (x-y) du modèle, nous proposons la fonction d'accélération suivant :

$$a(t) = A \sin(\pi f t) - \exp(-t/t_d) \quad (4.2)$$

$t_d$  : la durée d'application

$f$  : la fréquence

$$A = \frac{a_{\max}}{0.582} = 0.582 a_{\max} \quad (4.3)$$

Pour cette analyse, une amplitude maximale de l'onde  $a_{\max} = 0.5g$ , et la fréquence  $f = 5.0\text{Hz}$  et la durée d'application  $t_d = 15 \text{ sec}$  (figure 4.26) :

$$a(t) = 2.91 \sin(0\pi t) - \exp(-t/15) \quad (4.4)$$

↑

**Figure 4.26** Le chargement cyclique appliqué

La figure 4.27 représente le choix des zones de calcul

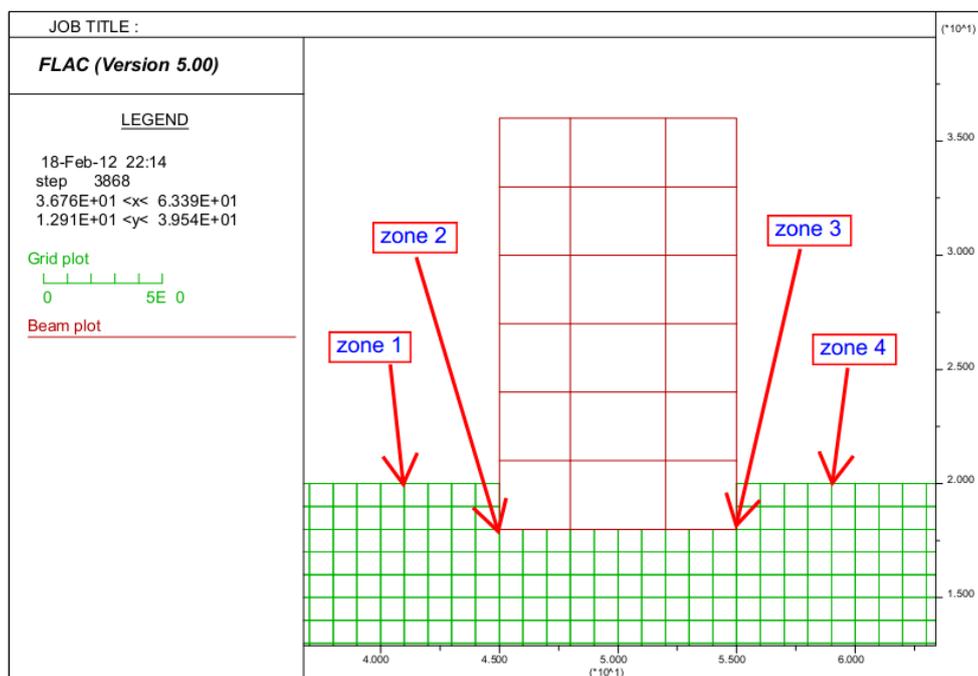


Figure 4.27 : Le choix des zones de calcul

La figure (4.28) présente le contour de la pression interstitielle de deux modèles, on note sur cette figure une augmentation importante de la pression interstitielle dans le sol sableux. La figure (4.29) présente l'évolution de la pression interstitielle au-dessous de la fondation du bâtiment de deux modèles, on note une augmentation importante de la pression interstitielle de premier modèle et dans le deuxième modèle une augmentation négligeable.

La figure (4.30) présente l'évolution de la contrainte effective au-dessous de la fondation du bâtiment de deux modèles, durant le chargement cyclique et pour le premier modèle on remarque que la contrainte effective tend vers zéro après un temps  $t = 6.00$  secondes, donc la liquéfaction s'est produite à 6 sec du chargement, et pour le deuxième modèle aucune diminution de la contrainte effective.

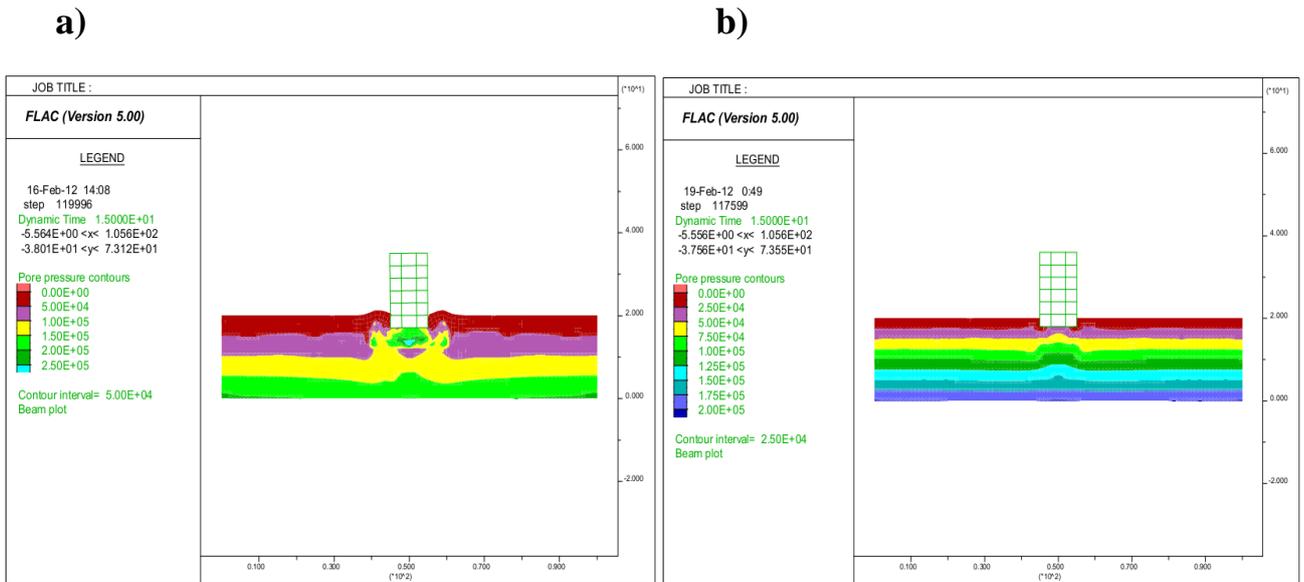


Figure 4.28 : Contour de la pression interstitielle : a) avec zone liquéfiante, b) sans zone liquéfiante

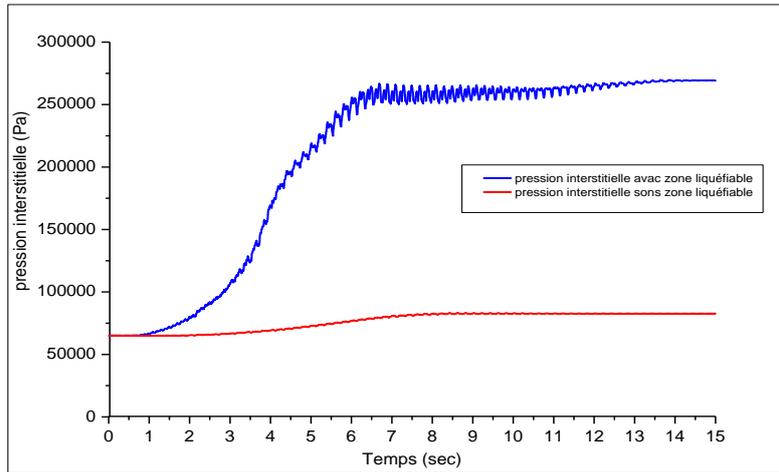


Figure 4.29: Comparaison de pression interstitielle avec zone liquéfiante et sans zone liquéfiante.

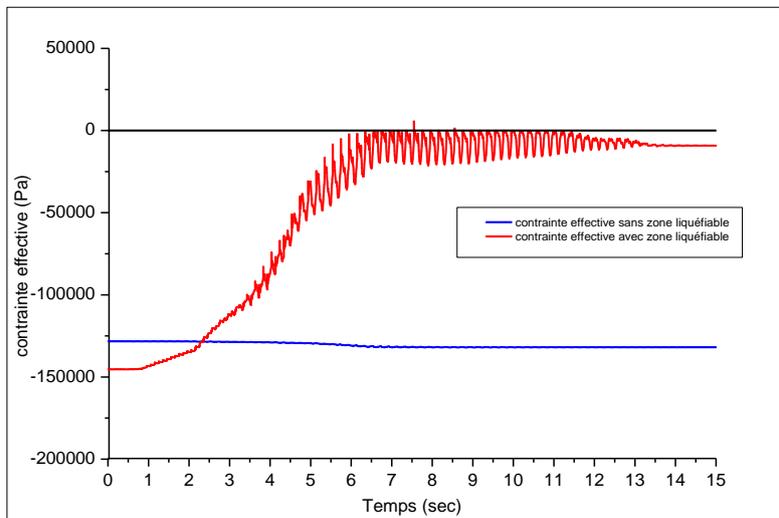


Figure 4.30: Comparaison de contrainte effective avec zone liquéfiante et sans zone liquéfiante.

Pour la stabilité des structures, la structure de la premier modèle est instable (poinçonnement), et la structure de deuxième modèle est stable (voir la figure 4.31).

Les figures ((4.32, 4.33), (4.34, 4.35)) présente l'évolution des déplacements verticaux et horizontaux de deux modèles respectivement en zone 1 et 2, on note qu'il ya une grande différence des déplacements verticaux et horizontaux de deux modèles.

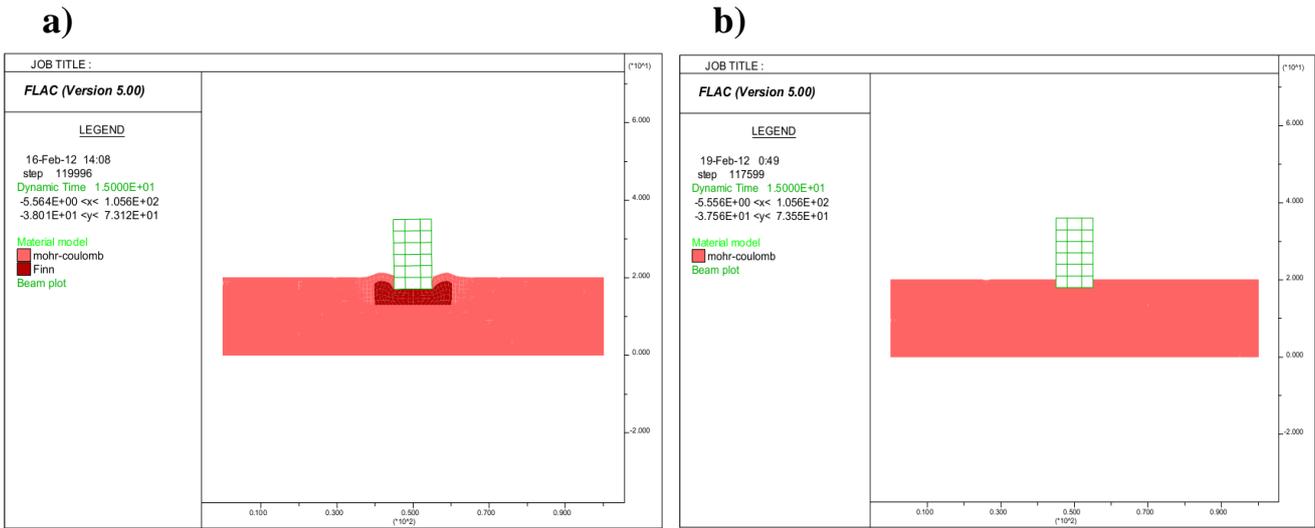


Figure 4.31 : Le déformé des sols : a) avec zone liquéfiable, b) sans zone liquéfiable

### Comportement en zone 1

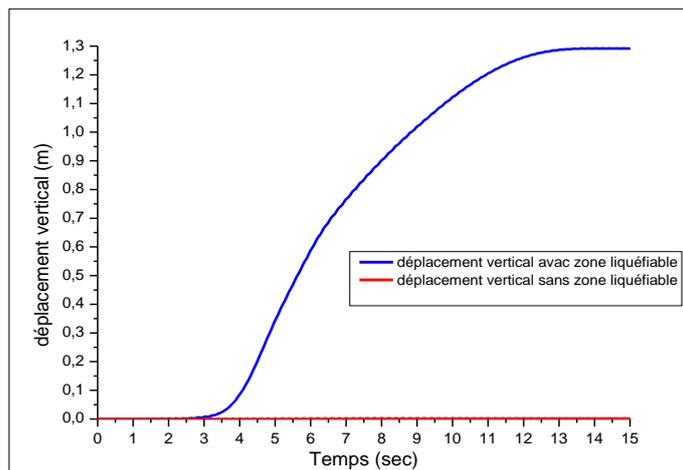


Figure 4.32: Comparaison de déplacement vertical avec zone liquéfiable et sans zone liquéfiable (en zone 1).

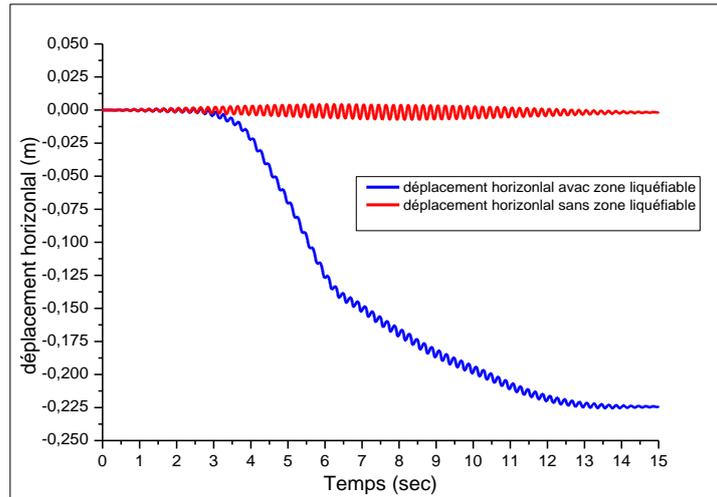


Figure 4.33: Comparaison de déplacement horizontal avec zone liquéfiable et sans zone liquéfiable (en zone 1).

**Comportement en zone 2**

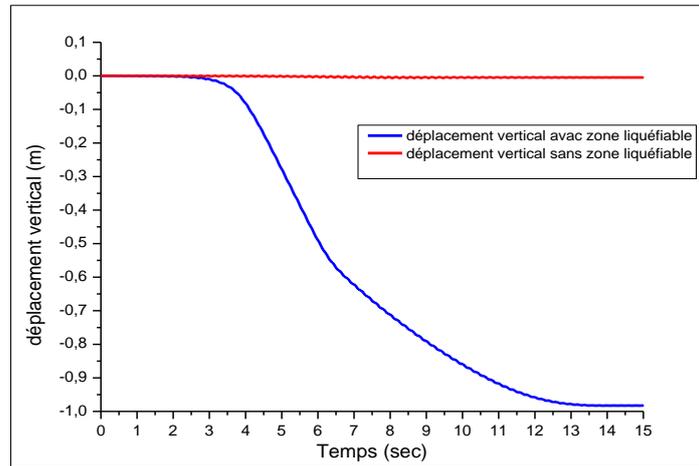


Figure 4.34: Comparaison de déplacement vertical (du bâtiment) avec zone liquéfiable et sans zone liquéfiable(en zone 2).

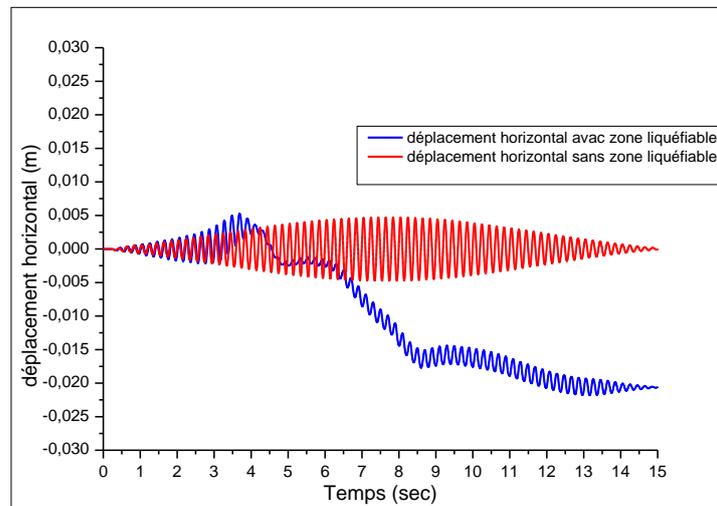


Figure 4.35: Comparaison de déplacement horizontal (du bâtiment) avec zone liquéfiable et sans zone liquéfiable(en zone 2).

### 4.5.2 Influence de la profondeur de la couche liquéfiable sur la stabilité d'une structure

Pour cette analyse, nous avons adopté le même modèle utilisé précédemment (le premier modèle), mais avec une variation verticale de la zone liquéfiable d'un pas de 4 m (c'est à dire la profondeur de la zone liquéfiable à 2 m, 6 m, 10 m et 14 m), voir la figure 4.36.

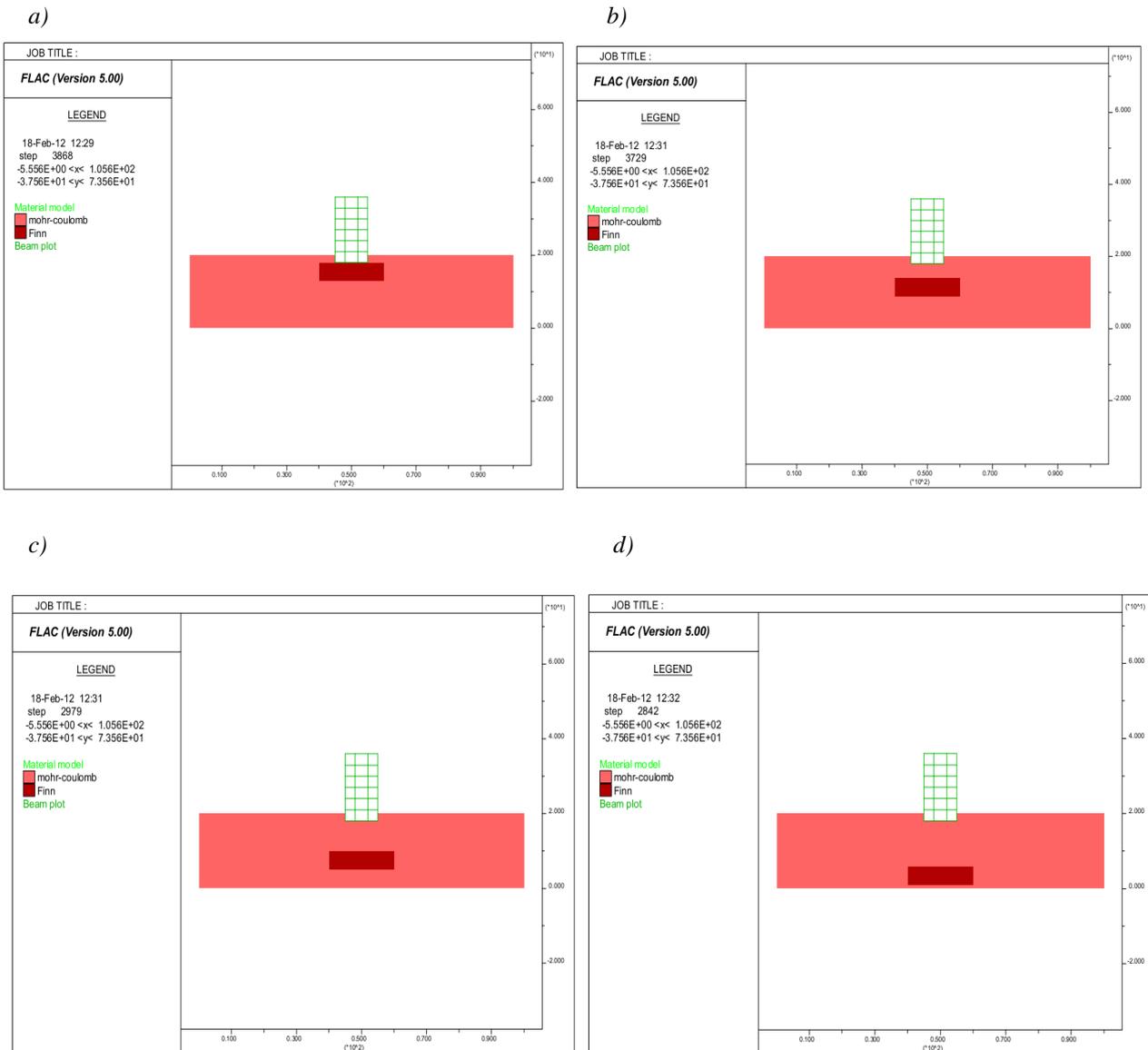


Figure 4.36 : profondeur de la zone liquéfiable : a) à 2m b) à 6m c) à 10m d) à 14m

Sous l'effet du chargement cyclique, il y'aurait une variation de la pression interstitielle, de la contrainte effective, et du tassement, la figure (4.37) présente le contour de la pression interstitielle de différents modèles, on note sur cette figure une augmentation importante de la pression interstitielle dans le sol sableux. Les figures (4.38 à 4.41) présentent l'évolution de la pression interstitielle et de la contrainte effective au mi de la zone sableux, on note une

augmentation importante de la pression interstitielle, et la contrainte effective tend vers zéro dans tous les modèles, donc la liquéfaction s'est produite dans tous les modèles.

Les figures (4.43 à 4.46) présentent l'évolution des déplacements verticaux et horizontaux de différents modèles (zone 1 et 2), ces figures indiquent clairement que la profondeur de la couche liquéfiable à une grande influence sur la stabilité de la structure, on note que l'augmentation de la profondeur de la couche liquéfiable à l'intérieur du massif d'argile fait diminuer les déplacements verticaux et horizontaux, donc l'augmentation de la profondeur de la couche liquéfiable à l'intérieur du massif d'argile fait l'augmentation de la stabilité de la structure (figure 4.42) durant le chargement cyclique malgré la liquéfaction produite dans tous les profondeurs.

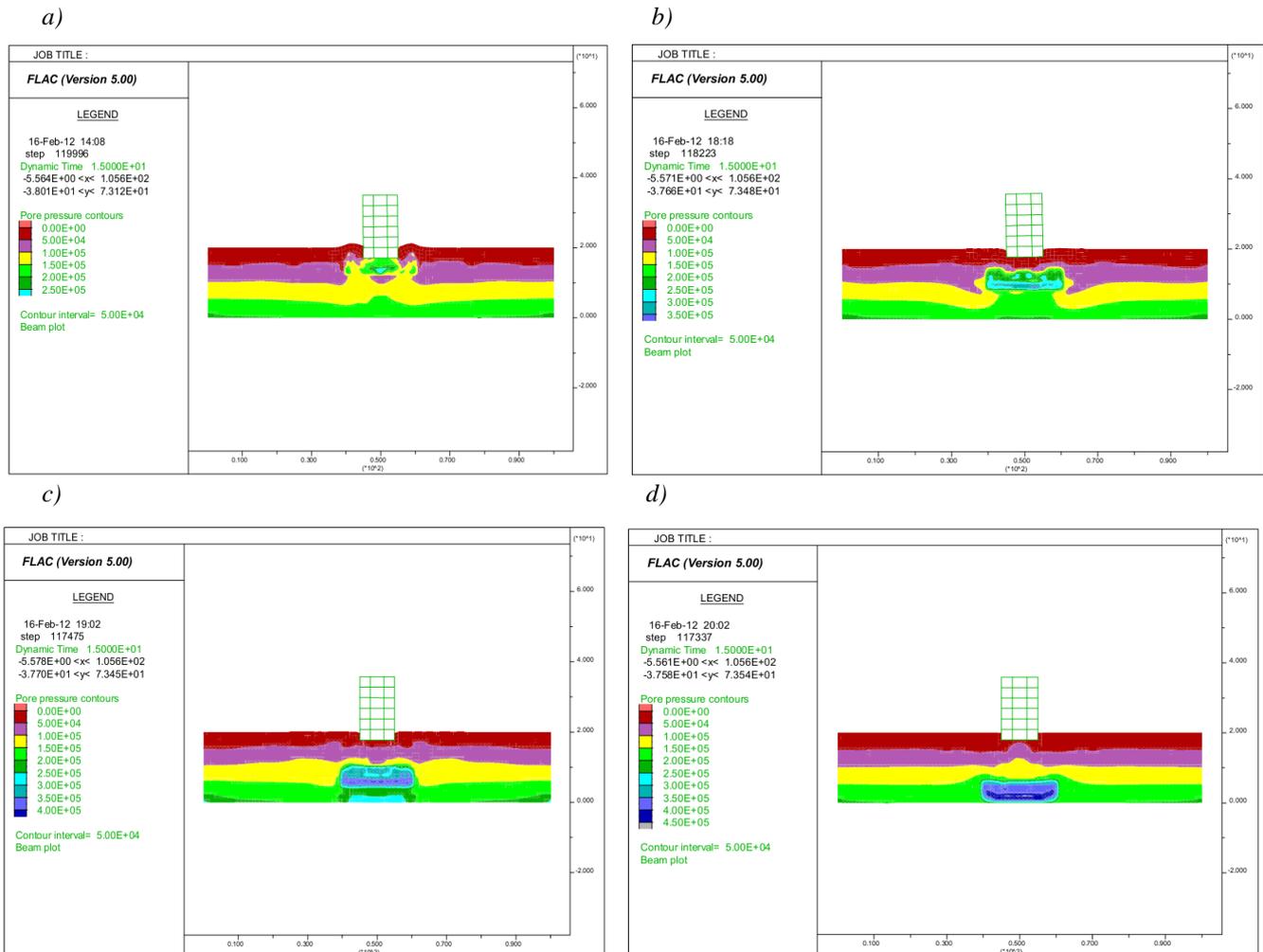


Figure 4.37 : Contour de la pression interstitielle : a) zone liquéfiable à 2m, b) zone liquéfiable à 6m, c) zone liquéfiable à 10m, d) zone liquéfiable à 14m

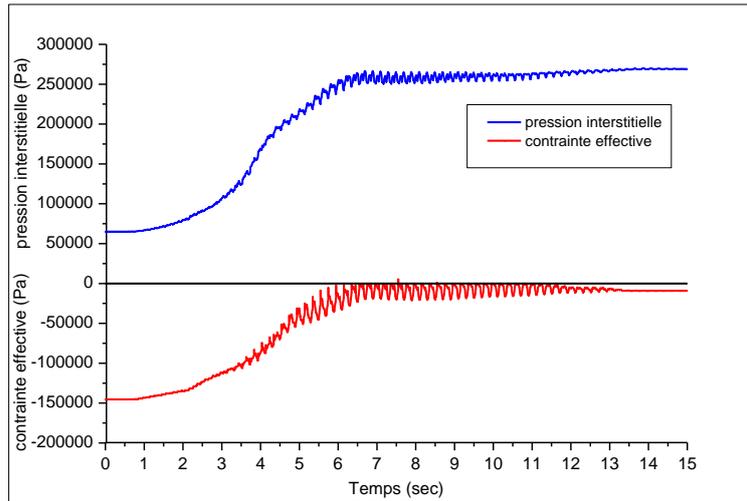


Figure 4.38: la pression interstitielle Max et la contrainte effective dans la couche liquéfiable (la couche liquéfiable à profondeur de 2m)

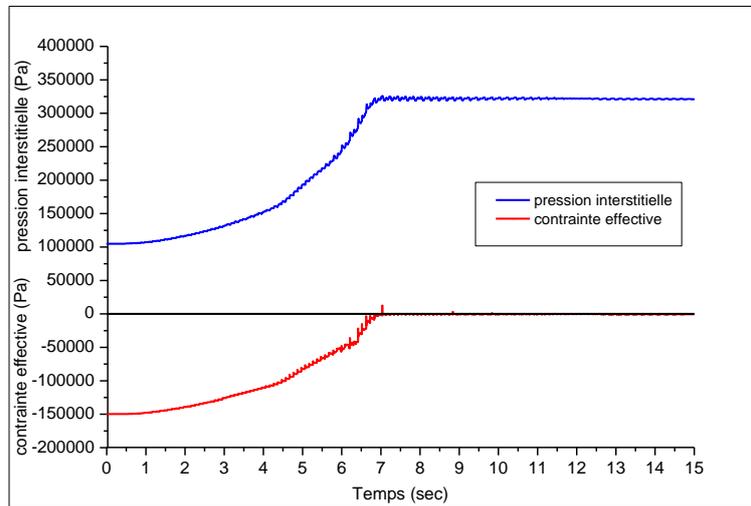


Figure 4.39: la pression interstitielle Max et la contrainte effective dans la couche liquéfiable (la couche liquéfiable à profondeur de 6m)

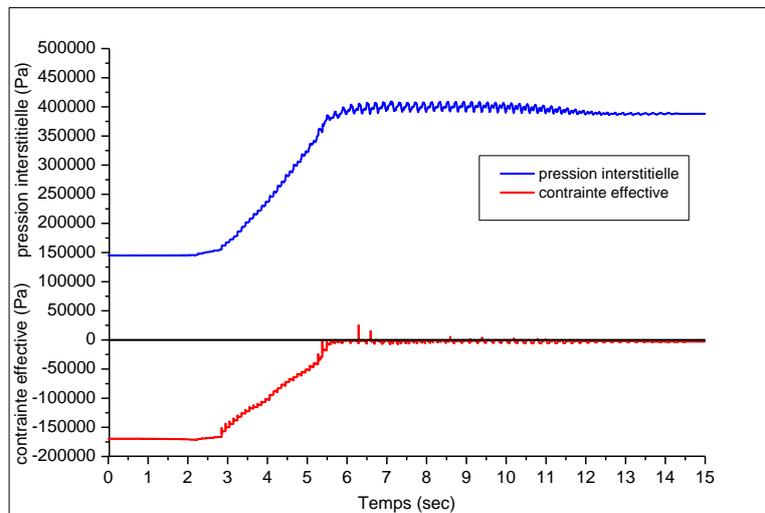


Figure 4.40: la pression interstitielle Max et la contrainte effective dans la couche liquéfiable (la couche liquéfiable à profondeur de 10m)

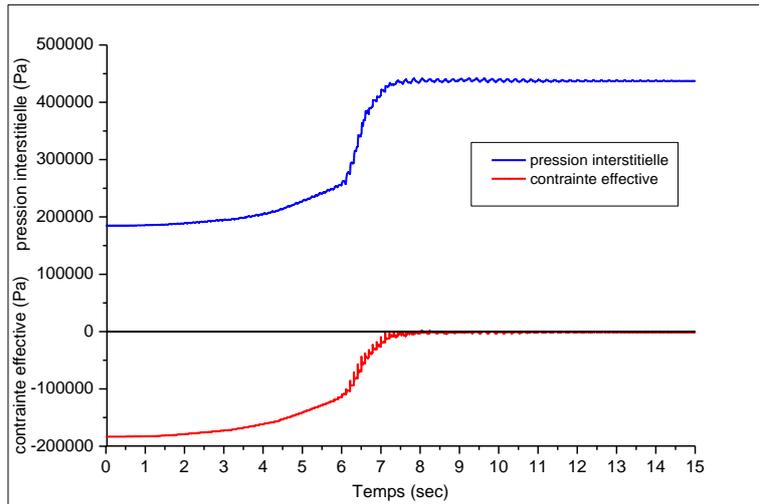
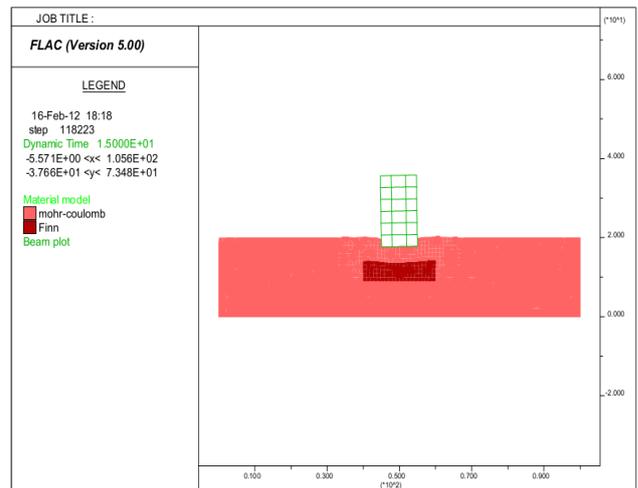
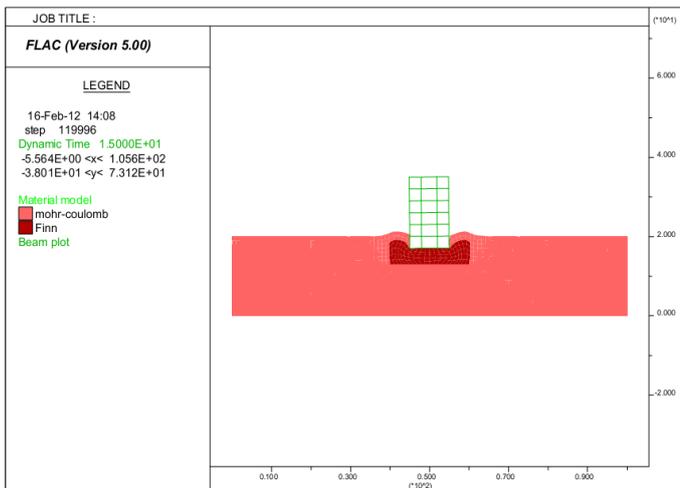


Figure 4.41: la pression interstitielle Max et la contrainte effective dans la couche liquéfiable (la couche liquéfiable à profondeur de 14m)

a)

b)



c)

d)

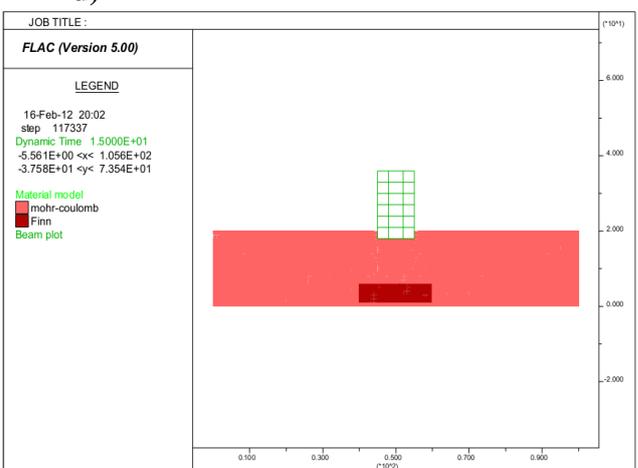
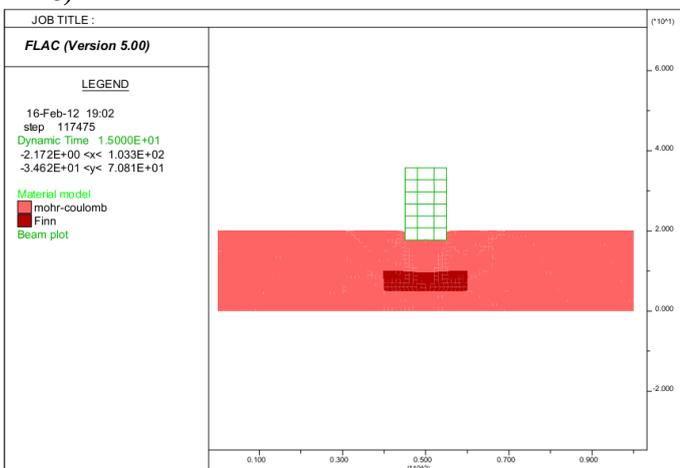


Figure 4.42 : Le déformé des sols : a) zone liquéfiable à 2m, b) zone liquéfiable à 6m, zone liquéfiable à 10m, zone liquéfiable à 14m

**Comportement en zone 1**

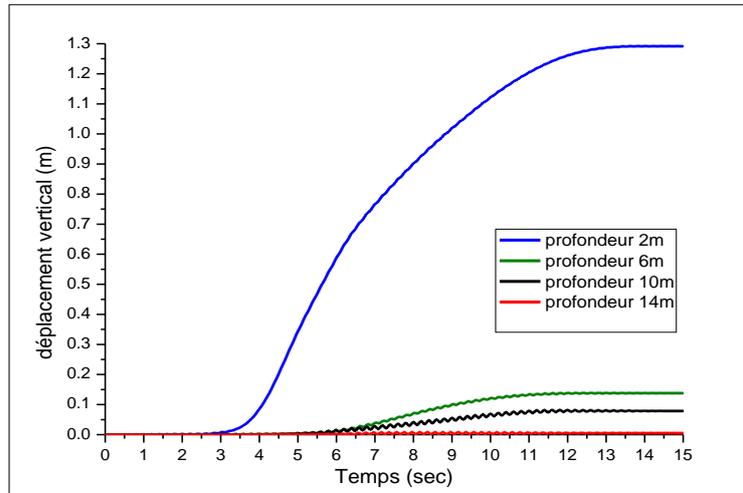


Figure 4.43: Influence de la profondeur de la couche liquéfiabale sur le déplacement vertical (en zone 1).

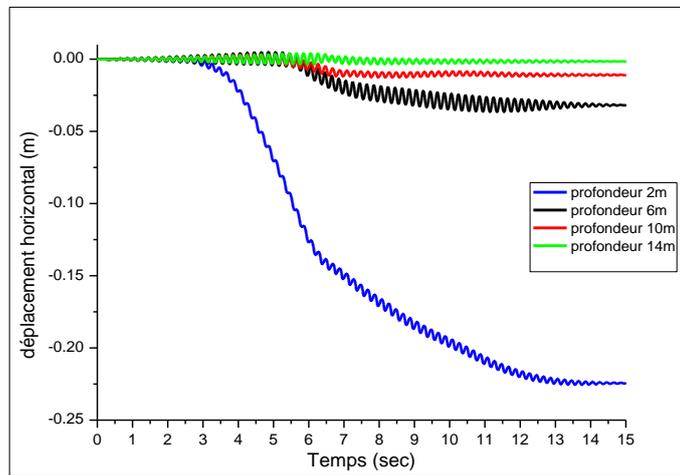


Figure 4.44: Influence de la profondeur de la couche liquéfiabale sur le déplacement horizontal (en zone 1).

**Comportement en zone 2**

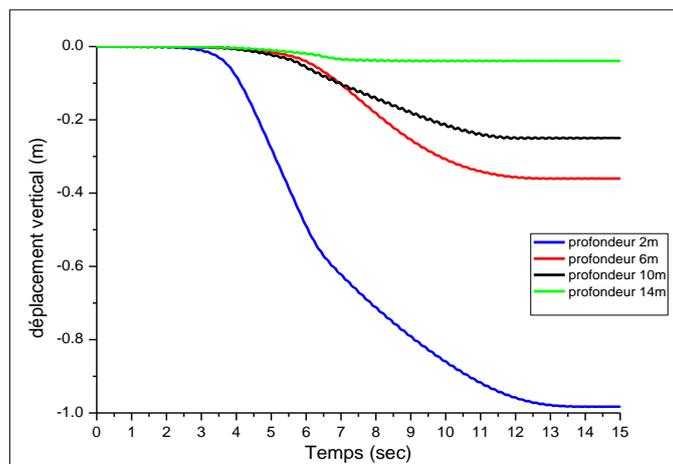


Figure 4.45: Influence de la profondeur de la couche liquéfiabale sur le déplacement vertical du bâtiment (en zone 2).

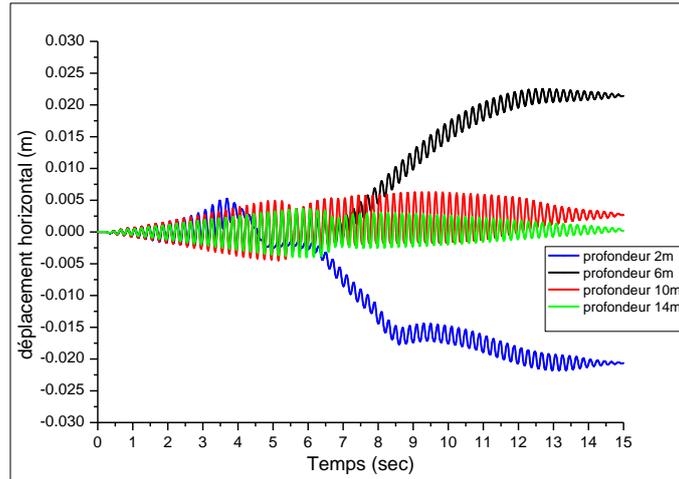


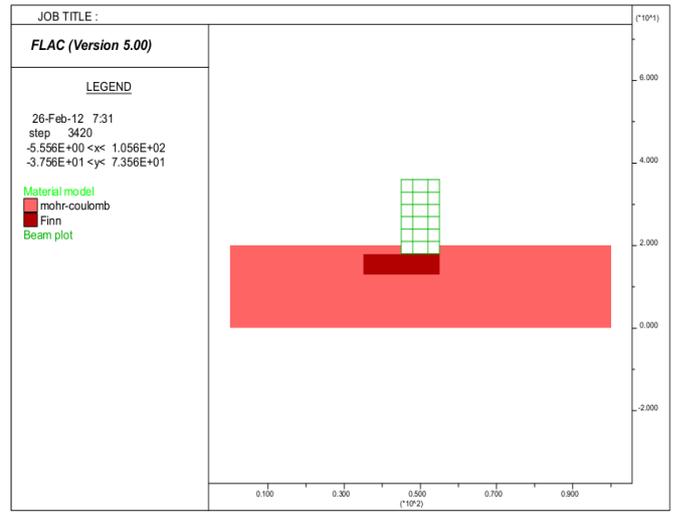
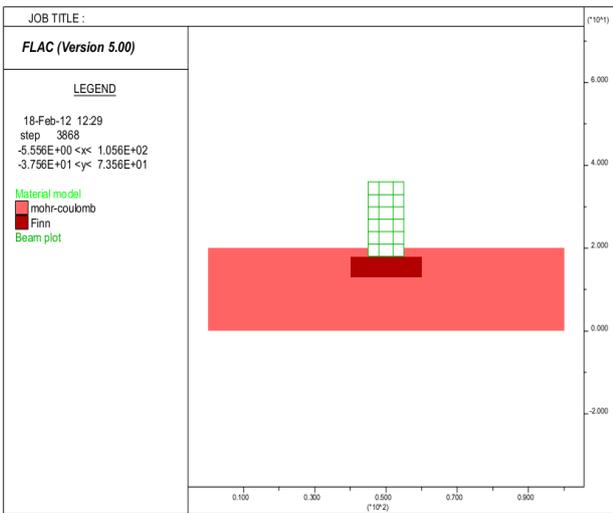
Figure 4.46: Influence de la profondeur de la couche liquéfiable sur le déplacement horizontal du bâtiment (en zone 2).

### 4.5.3 Influence du déplacement horizontal de la couche liquéfiable sur la stabilité d'une structure

Pour cette analyse, nous avons adopté le même modèle utilisé précédemment, mais avec un déplacement horizontal de la zone liquéfiable d'un pas de 5 m, voir la figure 4.47

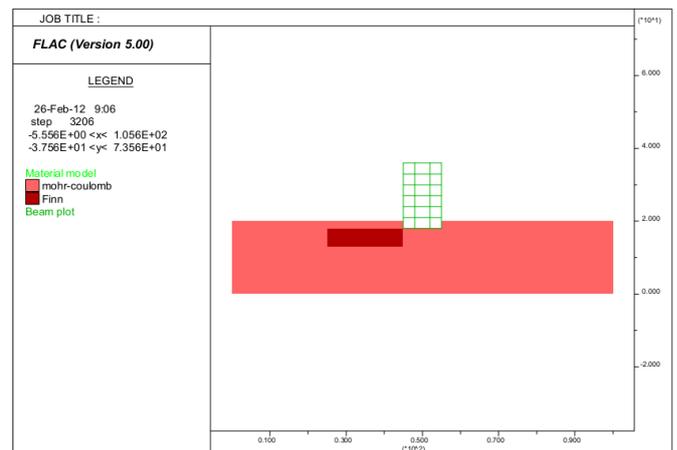
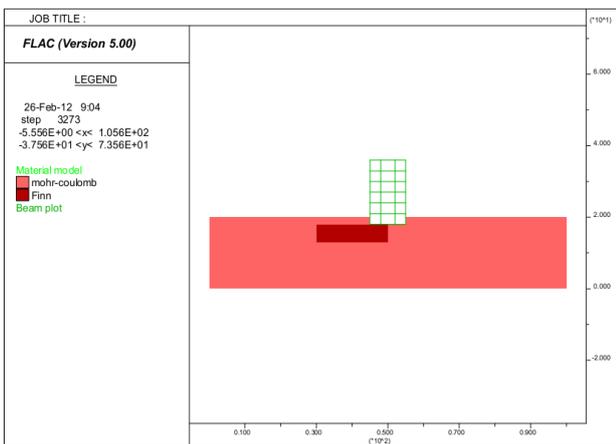
a)

b)



c)

d)



e)

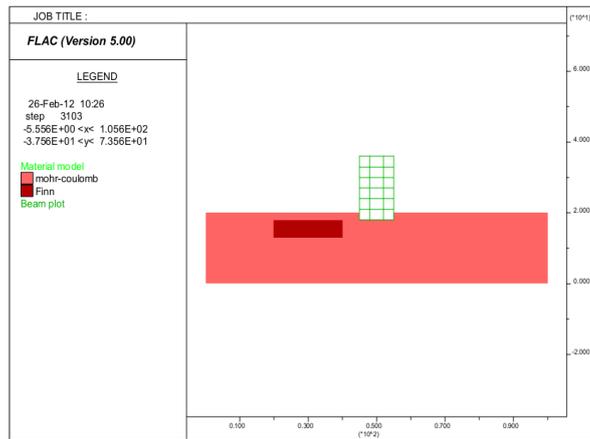
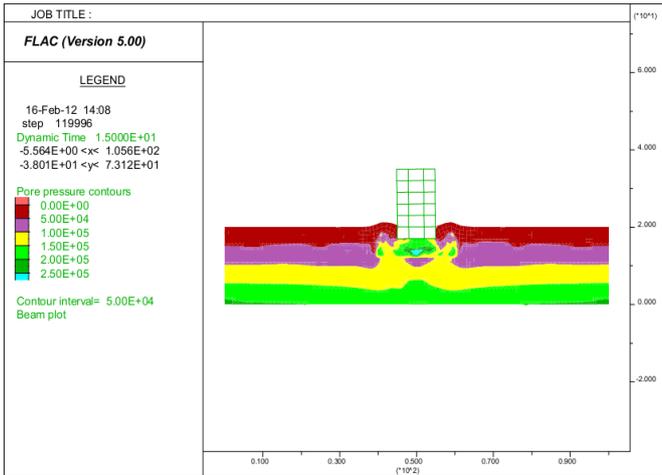


Figure 4.47 : position de la zone liquéfiable

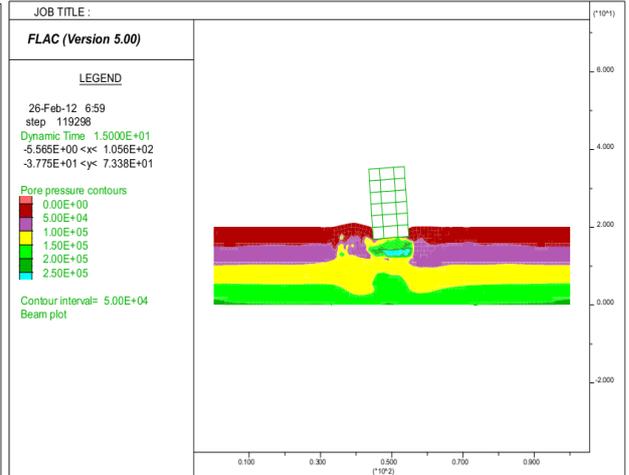
Sous l’effet du chargement cyclique, il y’aurait une variation de la pression interstitielle, de la contrainte effective, et du tassement, la figure (4.48) présente le contour de la pression interstitielle de différents modèles, on note sur cette figure une augmentation importante de la pression interstitielle dans le sol sableux. Les figures (4.49 à 4.53) présentent l’évolution de la pression interstitielle maximale et de la contrainte effective de la zone sableuse, on note une augmentation importante de la pression interstitielle, et la contrainte effective tend vers zéro dans tous les modèles, donc la liquéfaction s’est produite dans tous les modèles.

Les figures ((4.55, 4.56), (4.57, 4.58), (4.59, 4.60), (4.61, 4.62)) présentent l’évolution des déplacements verticaux et horizontaux de différents modèles en zone 1,2,3 et 4, ces figures indiquent clairement que la variation de la position horizontale de la couche liquéfiable à une grande influence sur la stabilité de la structure, et on note que l’augmentation de la position horizontale de la couche liquéfiable à l’intérieur du massif d’argile fait diminuer les déplacements verticaux et horizontaux, donc l’augmentation de la position horizontal de la couche liquéfiable à l’intérieur du massif d’argile fait l’augmentation de la stabilité de la structure (figure 4.54) durant le chargement cyclique malgré la liquéfaction produite dans tous les cas .

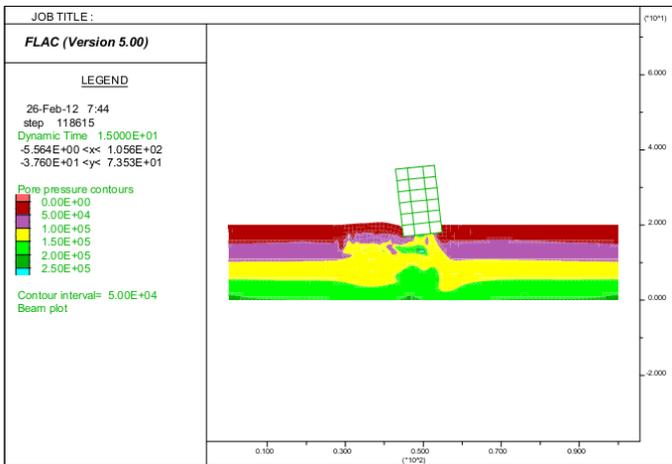
a)



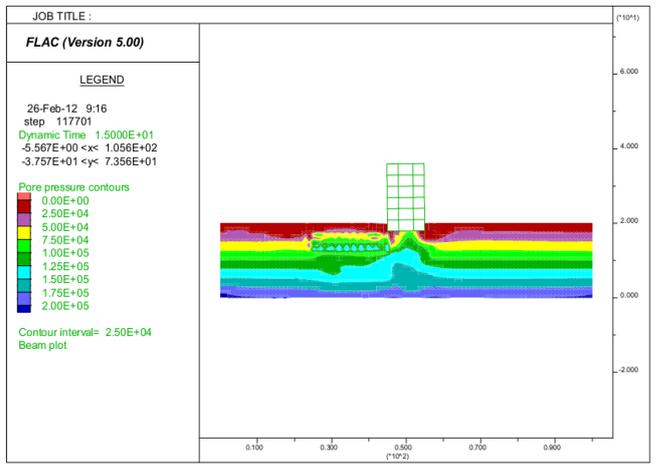
b)



c)



d)



e)

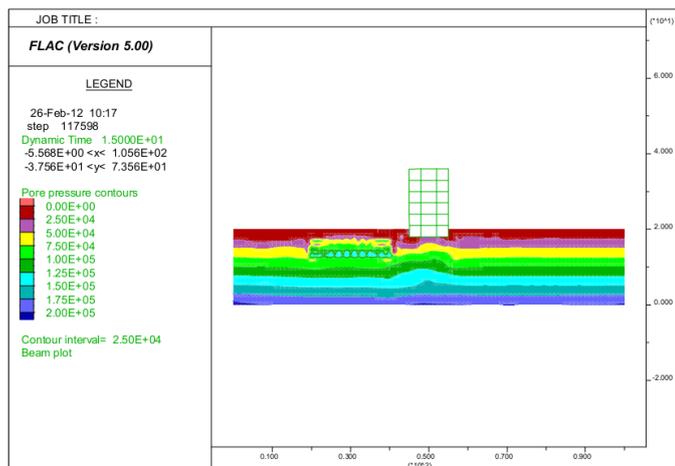


Figure 4.48: Contour de la pression interstitielle

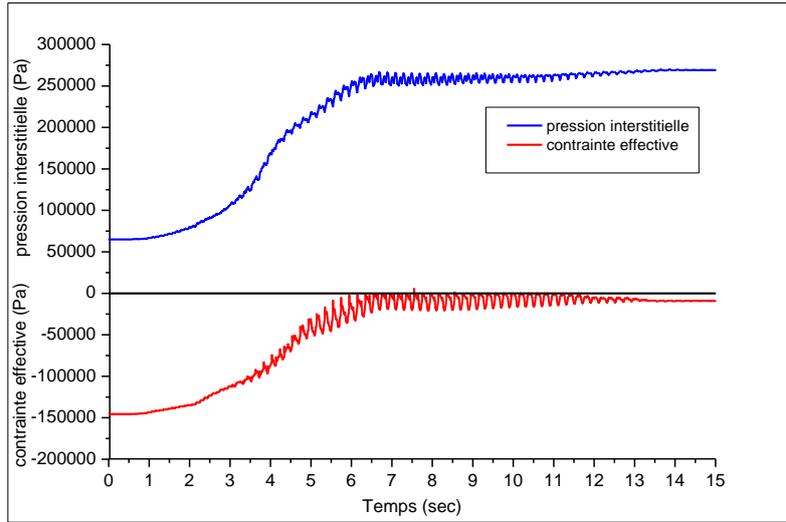


Figure 4.49: la pression interstitielle Max et la contrainte effective dans la couche liquéfiable (pour  $d=0$ )

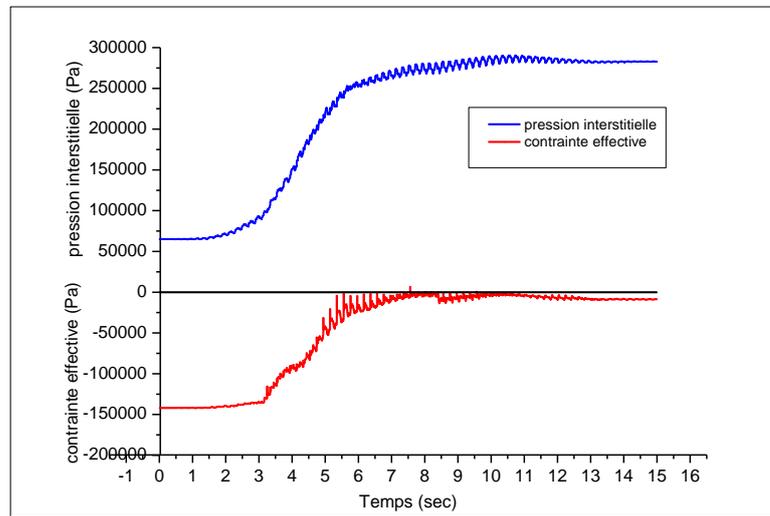


Figure 4.50: la pression interstitielle Max et la contrainte effective dans la couche liquéfiable (pour  $d=5$ )

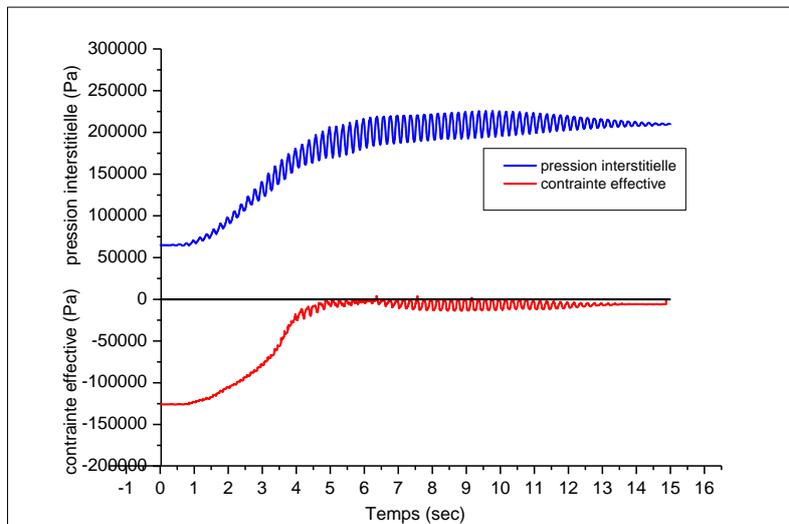


Figure 4.51: la pression interstitielle Max et la contrainte effective dans la couche liquéfiable (pour  $d=10m$ )

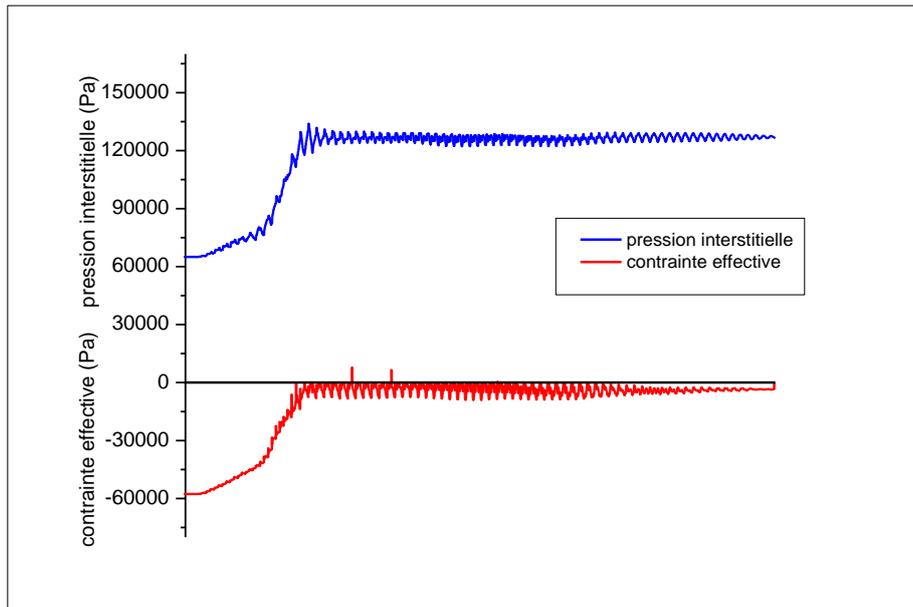


Figure 4.52: la pression interstitielle Max et la contrainte effective dans la couche liquéfiable (pour  $d=15m$ )

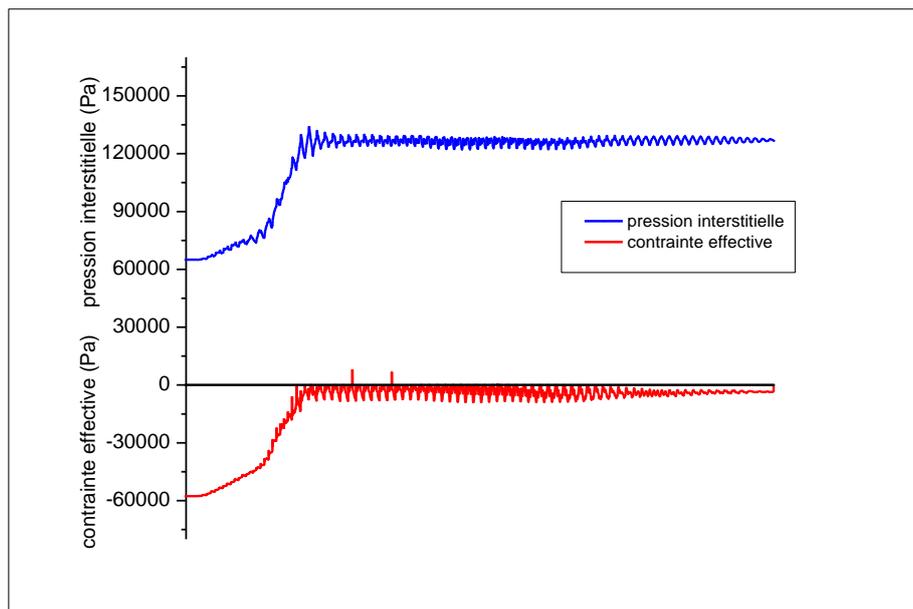
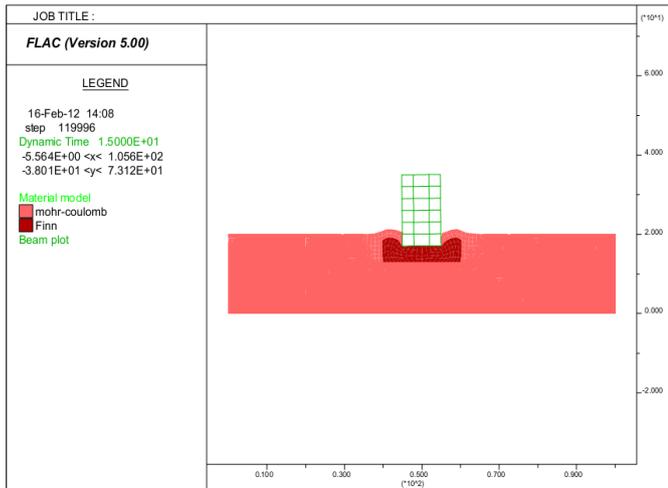
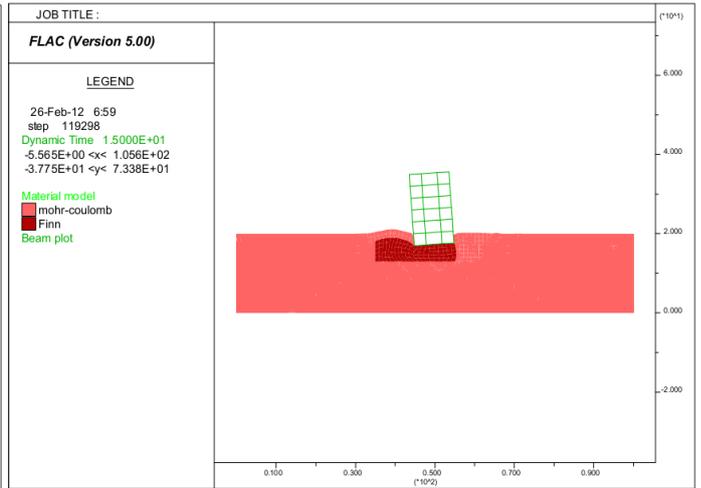


Figure 4.53: la pression interstitielle Max et la contrainte effective dans la couche liquéfiable (pour  $d=20m$ )

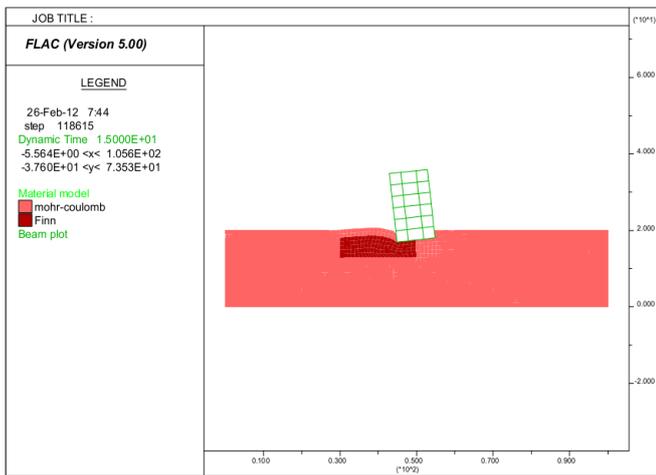
a)



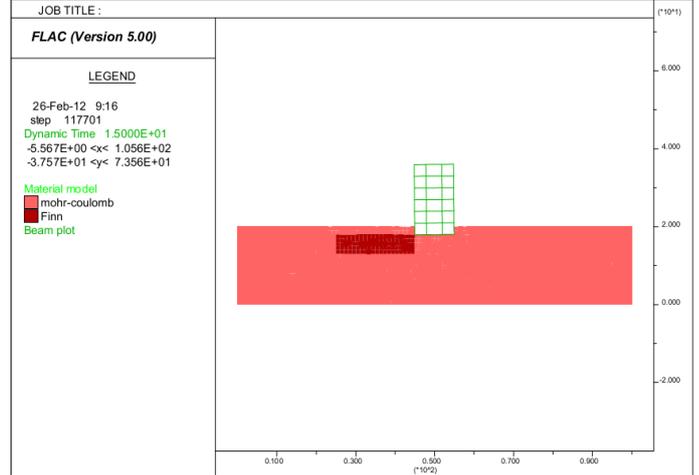
b)



c)



d)



e)

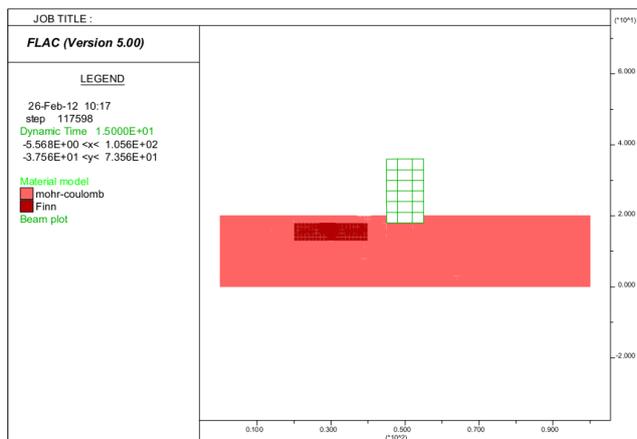


Figure 4.54 : La déformé des sols

### Comportement en zone 1

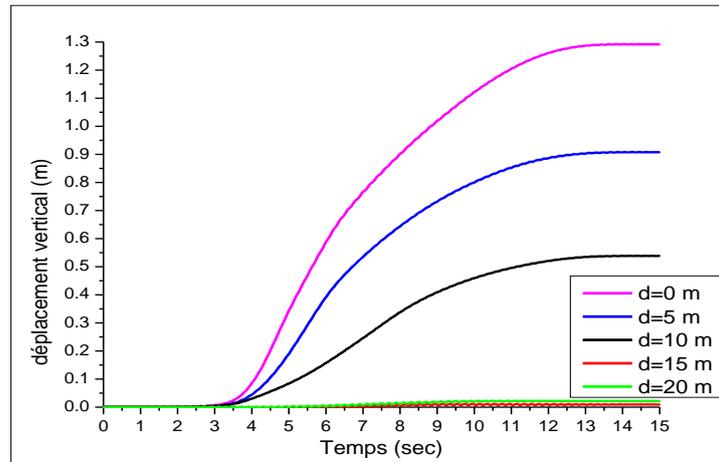


Figure 4.55: Influence du déplacement horizontal de la couche liquéfiabie sur le déplacement vertical (en zone 1).

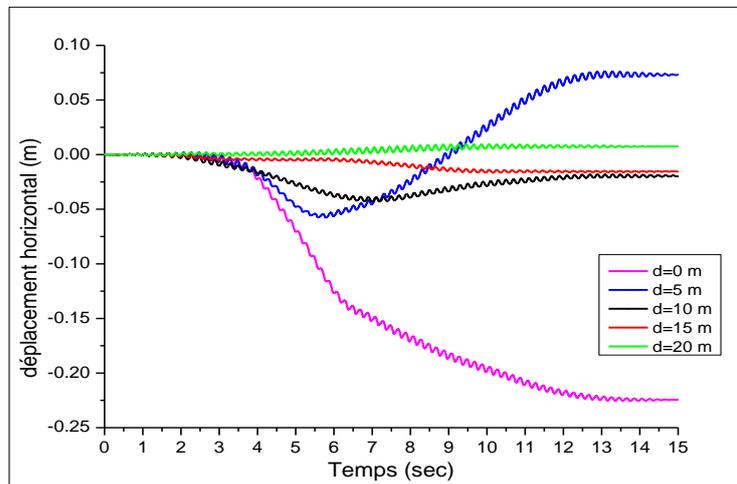


Figure 4.56: Influence du déplacement horizontal de la couche liquéfiabie sur le déplacement horizontal (en zone 1).

### Comportement en zone 2

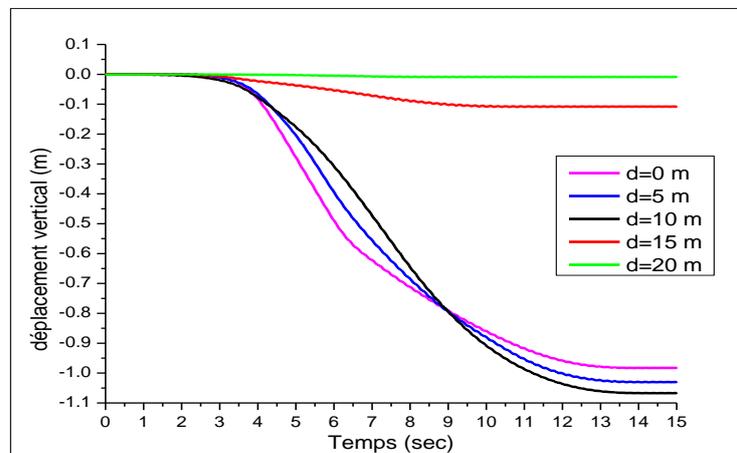


Figure 4.57: Influence du déplacement horizontal de la couche liquéfiabie sur le déplacement vertical du bâtiment (en zone 2).

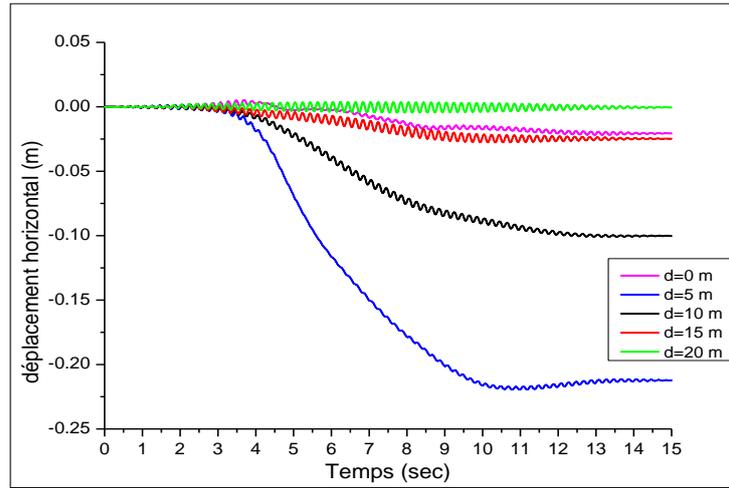


Figure 4.58: Influence du déplacement horizontal de la couche liquéfiabale sur le déplacement horizontal du bâtiment (en zone 2).

**Comportement en zone 3**

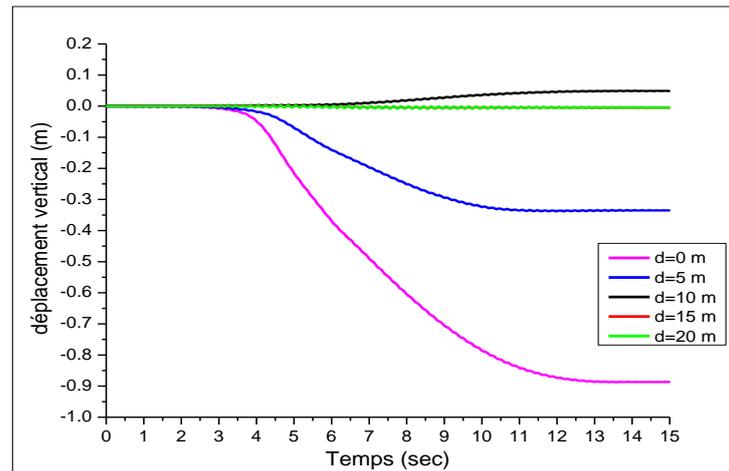


Figure 4.59: Influence du déplacement horizontal de la couche liquéfiabale sur le déplacement vertical du bâtiment (en zone 3).

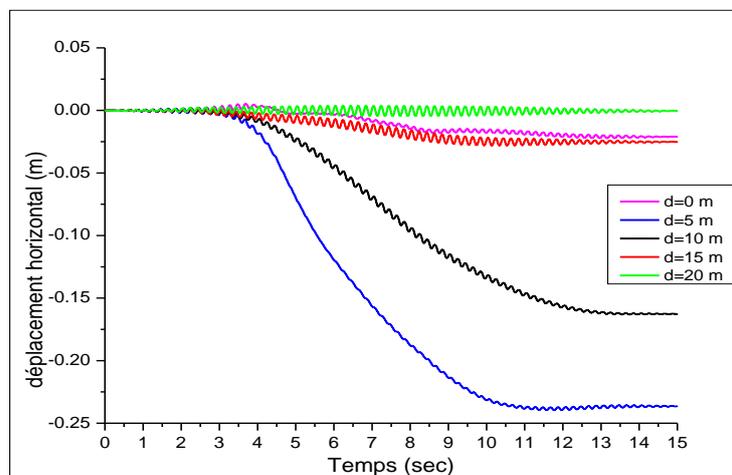


Figure 4.60: Influence du déplacement horizontal de la couche liquéfiabale sur le déplacement horizontal du bâtiment (en zone 3).

### Comportement en zone 4

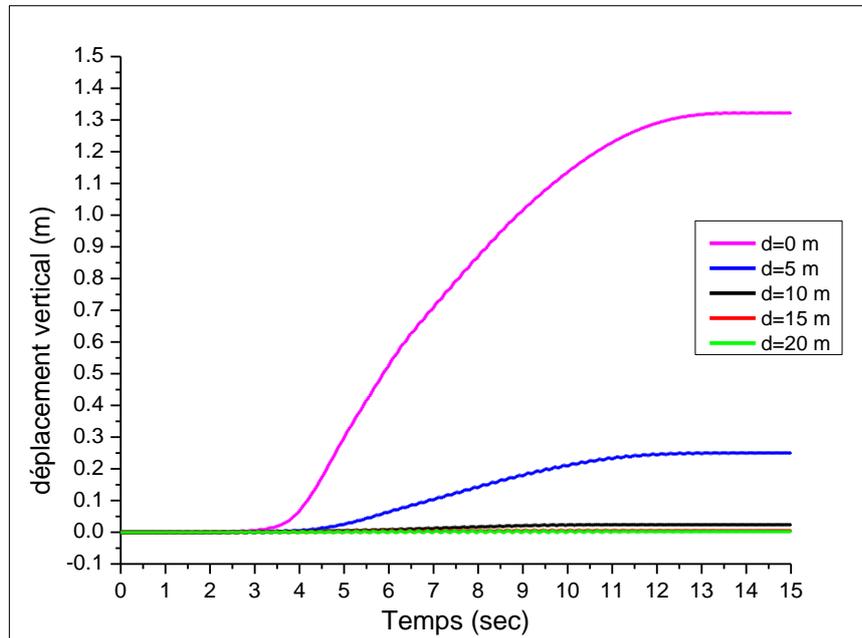


Figure 4.61: Influence du déplacement horizontal de la couche liquéfiable sur le déplacement vertical (en zone 4).

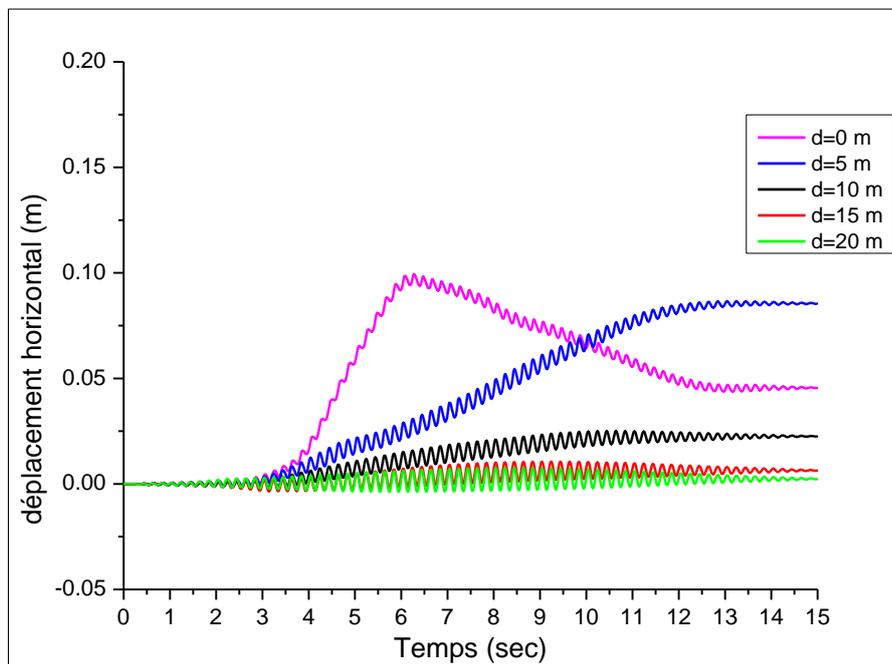


Figure 4.62: Influence du déplacement horizontal de la couche liquéfiable sur le déplacement horizontal (en zone 4).

## 4.5 Conclusion

Le test en centrifugeuse publié par Byrne et al, (2004) a été retenu pour la validation de la procédure de simulation à l'aide du code numérique FLAC<sup>2D</sup>, les résultats numériques obtenus (les pressions interstitielles) sont en bon accord avec les résultats expérimentaux.

Pour l'étude paramétrique, l'augmentation de l'amplitude de l'excitation sismique active l'apparition de la liquéfaction, et la diminution du nombre des coups ( $N_1$ )<sub>60</sub> fait activer l'apparition de la liquéfaction durant le chargement cyclique.

Les sols liquéfiables font une grande influence sur les stabilités des structures. L'expérience pendant des tremblements de terre passés indique que la liquéfaction s'est principalement produite aux profondeurs moins qu'environ de 15 m (la profondeur de la couche liquéfiable supérieure à 15m donc généralement les structures sont hors danger) (Byrne et al, 2004). dans ce chapitre nous avons obtenu des tassements de 98cm pour une couche liquéfiable de profondeur de 2m, et 36cm pour une couche liquéfiable de profondeur de 6m, et 25cm pour une couche liquéfiable de profondeur de 10m, et de 4cm pour une couche liquéfiable de profondeur de 14m, donc dans tous les cas la structure est instable sauf le cas au la profondeur de la couche liquéfiable à 14m (le tassement admissible à des structures de système radier est de 10cm). Dans cet exemple (analyse de l'influence de profondeur de la couche de sol liquéfiable sur la stabilité d'une structure) une confirmation de l'expérience de Byrne et al, 2004.

Pour l'analyse de l'influence de déplacement de la position horizontale de la couche de sol liquéfiable sur la stabilité d'une structure, on note que l'augmentation du déplacement de la position horizontale de la couche liquéfiable à l'intérieur du massif d'argile fait l'augmentation de la stabilité de la structure.

# CONCLUSION GENERALE

La liquéfaction est l'un des phénomènes les plus importants et complexes de la dynamique des sols. La modélisation numérique de ce phénomène nécessite des outils professionnels (tels que LS-DYNA, PISA, FLAC...).

Les objectifs principaux assignés à ce travail sont :

- recherche bibliographique sur le phénomène de liquéfaction des sols et les méthodes d'estimation du potentiel de liquéfaction
- Etude numérique du phénomène de liquéfaction des sols sableux à l'aide du logiciel FLAC<sup>2D</sup>.

A la lumière de la recherche bibliographique entreprise, on peut conclure les points suivants :

- La liquéfaction est un phénomène qui engendre beaucoup de dégâts qui mettent la sécurité des ouvrages en cause (le renversement, le poinçonnement.....etc.)
- Le phénomène de la liquéfaction se produit sous l'effet des chargements cycliques (les séismes, les vibrations des machines, les vagues.....etc.) ou par des chargements monotones.
- Le phénomène de liquéfaction est influé par plusieurs paramètres, ces derniers se catégorisent comme suit :
  - les paramètres intrinsèques des sols
  - les paramètres de chargement extérieur
- Plusieurs méthodes ont été développées afin d'évaluer la résistance des sols à la liquéfaction. Ces méthodes nous mènent au calcul de coefficient de sécurité (FS) qui lui aussi dépend des quantités CSR et CRR, et récemment il y a plusieurs rectifications apportées sur les formules approchées menant à la formule de CRR en utilisant plusieurs essais (SPT, CPT, DMT, Vs.....).

L'analyse des résultats qualitatifs de simulation numérique des cas étudiés permet de dégager les conclusions suivantes:

- Le test en centrifugeuse publié par Byrne et al, (2004) a été retenu pour la validation de la procédure de simulation numérique en utilisant le model de Finn, ce dernier est capable

de modéliser le phénomène de liquéfaction, il génère la pression interstitielle pendant un chargement cyclique.

- L'étude paramétrique sur l'influence de l'amplitude du mouvement sismique et le nombre de coups  $(N_1)_{60}$  sur le phénomène de la liquéfaction des sols a montré que :
  - l'augmentation de l'amplitude de l'excitation sismique active l'apparition de la liquéfaction.
  - la diminution du nombre de coups  $(N_1)_{60}$  active l'apparition de la liquéfaction.
- Dans le cas étudié de l'influence d'une zone liquéfiable localisée dans milieu argileux On a fait une analyse d'une couche de sol liquéfiable localisée d'un massif argileux le comportement du sol argileux est modélisé en utilisant le modèle de Mohr-Coulomb et le comportement du sol sableux est modélisé en utilisant le modèle de Finn. Les résultats de simulation ont montré clairement après le chargement cyclique que la liquéfaction ne se produit que dans la zone sableuse localisée.
- Le dernier cas traité est l'analyse de l'influence d'une couche de sol liquéfiable de forme rectangulaire localisée dans un massif argileux sur la stabilité d'une structure en portique de plusieurs étages. Le comportement du sol argileux est modélisé par le modèle de Mohr-Coulomb et le comportement du sol sableux est modélisé par le modèle de Finn. En premier lieu, on a fait la comparaison entre ce modèle et un modèle témoin similaire à ce dernier mais sans présence d'une zone liquéfiable. En second lieu, on a joué sur la position de la couche liquéfiable horizontalement et verticalement. Les résultats de simulation ont montré les points suivants :
  - La comparaison des résultats des deux modèles (modèle avec zone liquéfiable, et modèle sans zone liquéfiable), a mis en évidence une grande influence de la présence d'une couche liquéfiable sous le bâtiment sur sa stabilité.
  - L'effet de la liquéfaction d'une couche liquéfiable localisée sur la stabilité d'un bâtiment en surface du sol diminue avec la profondeur
  - L'étude paramétrique sur l'influence de la position latérale par rapport à l'axe vertical du bâtiment a montré que l'effet de la liquéfaction d'une zone localisée sur le bâtiment est fortement remarquable lorsque cette zone est située sous et à l'aplomb du bâtiment ce qui est en bonne concordance avec les observations des dégâts engendrés par les séismes récents.

# *Références bibliographiques*

**Ali DAOUADJI, Félix DARVE, Abderrahim ZEGHLOUL, Hussein ALGALI**, “Sur la liquéfaction statique des sables lâches”, *18<sup>ème</sup> Congrès Français de Mécanique, Grenoble, 27-31 août 2007*.

**Boua Bilal et Boudrouaz Djamel Eddine**, “Evaluation du potentiel de la liquéfaction du sol cas de l’oued Sébaou”, *PFE, Ecole Nationale des Travaux Publics, 2007*.

**Bray, J. D. et al. (2004)**. “Subsurface Characterization at Ground Failure Sites in Adapazari, Turkey.” *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 130, No. 7, pp. 673–685*.

**C. Hsien Juang, Haiming Yuan, Der-Her Lee, Chih-Sheng Ku**, “Assessing CPT-based methods of liquefaction evaluation with emphasis on the cases from the Chi-Chi, Taiwan, earthquake”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering N° 22 (2002) p 24–258*.

**Chen Yunmin, Ke Han, Chen Ren-peng**, “Correlation of shear wave velocity with liquefaction resistance based on laboratory tests”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering N° 25 (2005) 461–469*.

**D.S. Liyanathirana, H.G. Poulos**, “Numerical simulation of soil liquefaction due to earthquake loading”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering N° 22 (2002) 511–523*.

**Der-Her Lee, Chih-Sheng Ku, Haiming Yuan**, “A study of the liquefaction risk potential at Yuanlin, Taiwan” *Engineering Geology N° 71 (2003) 97 – 117*.

**GEO-SLOPE International Ltd**, Dynamic Modeling with QUAKE/W, 2007.

**Gohl, W. B.** Forwarded E-mail communications from Professor Kyle M. Rollins. Pacific Geodynamics Inc., Vancouver, B.C, 2005.

**Haddadene Nacima**, “Analyse numérique de la liquéfaction des sols”, *Mémoire de magister, Université de Tizi-Ouzou, 2008*.

**HOE I. LING, LIXUN SUN, HUABEI LIU, YOSHIYUKI MOHRI, TOSHINORI KAWABATA**, “FINITE ELEMENT ANALYSIS OF PIPE BURIED IN SATURATED SOIL DEPOSIT SUBJECT TO EARTHQUAKE LOADING”, *Journal of Earthquake and Tsunami*, Vol. 2, No. 1 (2008) 1–17

**I. M. Idriss and R. W. Boulanger**, “Semi-empirical Procedures for Evaluating Liquefaction Potential During Earthquakes”, *Presented at The Joint 11<sup>th</sup> International Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering (ICSDEE) and The 3<sup>rd</sup> International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering (ICEGE), Berkeley, California, USA, pp 32 – 56, 2004.*

**I.M. Idriss and R.W. Boulanger**, “Semi-empirical procedures for evaluating liquefaction potential during earthquakes”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering N°26 (2006) 115–130*

**Ishihara, K, (1985)**. “Stability of Natural Deposits During Earthquakes.” *Proceedings of the Eleventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1, San Francisco, pp. 321–376.*

**Ishihara, K, (1993)**. “Liquefaction and Flow Failure During Earthquakes.” *Geotechnique, Vol. 43, No. 3, London, England, pp. 351–415.*

**Konstantinos ANDRIANOPOULOS, Achilleas PAPADIMITRIOU and George BOUCKOVALAS**, “Numerical analysis of geo-structures in a liquefaction regime”, *First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology (a joint event of the 13<sup>th</sup> ECEE and 30<sup>th</sup> General Assembly of the ESC) Geneva, Switzerland, Paper Number 1245, 2006.*

**Kramer, S. L.** “Geotechnical Earthquake Engineering.” *Prentice Hall, Inc., Upper Saddle River, NJ, 1996.*

**Itasca Consulting Group, Inc.** “Fast Lagrangian Analysis of Continua (FLAC), Command Reference”. *Minneapolis: Itasca Consulting Group, Inc, 2005.*

**Itasca Consulting Group, Inc.** “Fast Lagrangian Analysis of Continua (FLAC), Dynamic Analysis”. *Minneapolis: Itasca Consulting Group, Inc, 2005.*

**Itasca Consulting Group, Inc.** “Fast Lagrangian Analysis of Continua (FLAC), Grid Generation”. *Minneapolis: Itasca Consulting Group, Inc, 2005.*

**Itasca Consulting Group, Inc.** “Fast Lagrangian Analysis of Continua (FLAC), Structural Elements”. *Minneapolis: Itasca Consulting Group, Inc, 2005.*

**Jennifer A. Lenz, Laurie G. Baise,** “Spatial variability of liquefaction potential in regional mapping using CPT and SPT data”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering N° 27 (2007) 690 – 702*

**J.H. Hwang, C.W. Yang, D.S. Juang,** “A practical reliability-based method for assessing soil liquefaction potential”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering N° 24 (2004) 761–770*

**Mahdi Taiebat<sup>1</sup>, Ali Pak,** “A FULLY COUPLED DYNAMIC ANALYSIS OF VELACS EXPERIMENT NO. 1, USING A CRITICAL STATE TWO-SURFACE PLASTICITY MODEL FOR SANDS”, 13<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering Vancouver, B.C., Canada August 1-6, 2004 Paper No. 2239.

**Mahmood Seid-Karbasi,** “Effects of void redistribution on liquefaction-induced ground deformations in earthquakes: A numerical investigation”, *D. Phil. Thesis, University of British Columbia (Vancouver), 2009.*

**Mike Jefferies and Ken Been,** “soil liquefaction: A critical state approach”, 2006.

**Muhsin Elie Rahhal et Dona Zakhem,** “Etude comparative des méthodes d'évaluation de la liquéfaction à partir des essais SPT et CPT”, *GeoEdmonton'08/GéoEdmonton2008*

**Pai-Hsiang Tsai, Der-Her Lee, Gordon Tung-Chin Kung, and C. Hsein Juang,** “Simplified DMT-based methods for evaluating liquefaction resistance of soils”, *Engineering Geology N° 103 (2009) 13 –22.*

**Pascale Aussillous, Didier Collart et Olivier Pouliquen,** “Liquéfaction des sols sous vagues”, *18<sup>ème</sup> Congrès Français de Mécanique Grenoble, 27-31 août 2007.*

**Peter M. BYRNE, Sung-Sik PARK, Michael BEATY, Michael SHARP, Lenart GONZALEZ and Tarek ABDOUN,** “Numerical modeling of dynamic centrifuge tests”, *13<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering Vancouver, B.C., Canada August 1-6, 2004 Paper No. 3387.*

**Peter M. Byrne, Ernest Naesgaard, and Michael H. Beaty**, “State of Art Dynamic Liquefaction Analysis Procedures”, *Itasca FLAC Conference Minnesota August 25, 2008*.

**Ping-Sien Lin, Chi-Wen Chang, Wen-Jong Chang**, “Characterization of liquefaction resistance in gravelly soil large hammer penetration test and shear wave velocity approach”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 24 (2004) 675–687.

**Poulos, H. G. and Davis, E. H.**, “Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics”. *Wiley, New York, NY, 411 pp. 1974*.

**Poulos, S. J., Castro, G., and France, J. W. (1985)**. “Liquefaction Evaluation Procedure.” *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 111, No. 6, pp. 772–792*.

**Radu Popescu and Jean H. Prevost**, “Centrifuge Validation of numerical model for dynamique soil liquefaction”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* N° 12 (1993) p 73–90.

**Robertson, P. K., Wride, C. E., List, B. R., Atukorala, U., Biggar, K. W., Byrne, P. M., Campanella, R. G., Cathro, D. C., Chan, D. H., Czajewski, K., Finn, W. D. L., Gu, W. H., Hammamji, Y., Hofmann, B. A., Howie, J. A., Hughes, J., Imrie, A. S., Konrad, J. M., Khpper, A., Law, T., Lord, E. R. F., Monahan, P. A., Morgenstern, N. R., Phillips R., Pich, R., Plewes, H. D., Scott, D., Segó, D. C., Sobkowicz, J., Stewart, R. A., Watts, B. D., Woeller, D. J., Youd, T. L., and Zavodni, Z. (2000a)**. “The Canadian Liquefaction Experiment: An Overview.” *Canadian Geotechnical Journal. National Research Council of Canada. Vol. 37, pp. 499-504*.

**Robertson, P. K., Wride, C. E., List, B. R., Atukorala, U., Biggar, K. W., Byrne, P. M., Campanella, R. G., Cathro, D. C., Chan, D. H., Czajewski, K., Finn, W. D. L., Gu, W. H., Hammamji, Y., Hofmann, B. A., Howie, J. A., Hughes, J., Imrie, A. S., Konrad, J. M., Khpper, A., Law, T., Lord, E. R. F., Monahan, P. A., Morgenstern, N. R., Phillips R., Pich, R., Plewes, H. D., Scott, D., Segó, D. C., Sobkowicz, J., Stewart, R. A., Watts, B. D., Woeller, D. J., Youd, T. L., and Zavodni, Z. (2000b)**. “The CANLEX Project: Summary and Conclusions.” *Canadian Geotechnical Journal. National Research Council of Canada. Vol. 37, pp. 563-591*.

**R. W. Boulanger and I. M. Idriss**, “State Normalization of Penetration Resistance and the Effect of Overburden”, *Proceedings 11th SDEE and 3rd ICEGE, Berkeley, CA, 2004*.

**Robert W. Day**, “FOUNDATION ENGINEERING HANDBOOK”, *Design and Construction with the 2009 International Building Code*.

**Rolando P. Orense** “Assessment of liquefaction potential based on peak ground motion parameters”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 25 (2005) 225–240.

**Ronald D. Andrusa, Paramanathan Piratheepan, Brian S. Ellis, Jianfeng Zhang, C. Hsein Juang**, “Comparing liquefaction evaluation methods using penetration- $V_s$  relationships”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 24 (2004) 713–721.

**Seed, H. B. and Idriss, I. M.** *Ground Motions and Soil Liquefaction during Earthquakes*, Earthquake Engineering Research Institute, University of California, Berkeley, 134 pp. 1982.

**S.M. Mir Mohammad Hosseini and Amin Eisazadeh**, “The Liquefied Behavior of a Sand Lense Group Embedded in a Clay Deposit”, *Electronic Journal of Geotechnical Engineering* 2006.

**S.T.G. Raghu Kanth, S. Sreelatha , Sujit Kumar Dash**, “Ground motion estimation at Guwahati city for an M w 8.1 earthquake in the Shillong plateau”, *Tectonophysics* 448 (2008) 98 – 114.

**Sami MONRASSAR**, “Contribution à la simulation numérique de l’écoulement de sols liquéfiés et de leur action sur les ouvrages”, *thèse de doctotat, l’école nationale des ponts et chaussées*, 2005.

**Sanjay K. Jha and Kiichi Suzuki**, “Liquefaction potential index considering parameter uncertainties”, *Engineering Geology* 107 (2009) 55– 60.

**Sanjay K. Jha and Kiichi Suzuki**, “Reliability analysis of soil liquefaction based on standard penetration test”, *Computers and Geotechnics* 36 (2009) 589–596.

**Sumanta Haldar, and G.L. Sivakumar Babu**, “Response characteristics and failure mechanisms of pile foundations in liquefiable soil”, Joint conference proceedings 7<sup>th</sup> International Conference on Urban Earthquake Engineering (7CUEE) and 5<sup>th</sup> International Conference on Earthquake Engineering (5ICEE) March 3-5, 2010, Tokyo Institute of Technology, Tokyo, Japan.

**Sung-Sik Park, Michael K. Sharp, Peter M. Byrne**, “THE INFLUENCE OF STRESS DENSIFICATION AND CENTRIFUGE MODEL PREPARATION METHOD FOR SOIL LIQUEFACTION”, *57ième CONGRÈS CANADIEN DE GÉOTECHNIQUE ET 5ième CONGRÈS CONJOINT SCG/AIH-CNN, 2004.*

**Taylor, P. A.**, “Modeling the Response of Variably Saturated Geomaterials to Large Strain Rate Loading.” *Department of Computational Physics & Simulation Frameworks Presentation. Sandia National Laboratories. Albuquerque, NM, 2004.*

**TOSHIO IWASAKI, TADASHI ARAKAWA and KEN-ICHI TOKIDA**, “Simplified procedures for assessing soil liquefaction during earthquakes”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 1984, Vol. 3, No.1*

**Wayne Y. Lee**, “Numerical modeling of blast-induced liquefaction”, *D. Phil. Thesis, University of Brigham Young, 2006.*

**Wride, C. E., Hofmann, B. A., D. C. Sege, Plewes, H. D., Konrad, J.-M., Biggar, K. W., Robertson, P. K., and Monahan, P. A. (2000a)**. “Ground Sampling Program at the CANLEX Test Sites.” *Canadian Geotechnical Journal. National Research Council of Canada. Vol. 37, No. 3, pp. 530-542.*

**Wride, C. E., Robertson, P. K., Biggar, K. W., Campanella, R. G., Hofmann, B. A., Hughes, J. M. O., Khpper, A., Woeller, D. J. (2000b)**. “Interpretation of In Situ Test Results from the CANLEX Sites.” *Canadian Geotechnical Journal. National Research Council of Canada. Vol. 37, No. 3, pp. 505-529.*

**Youd, T. L. and Gilstrap, S. D. (1999)**. “Liquefaction and Deformation of Silty and Fine-grained Soils.” *Earthquake Geotechnical Engineering, 2nd ed., Balkema, Rotterdam, pp. 1013–1020.*

**Zeina FINGE BOUSAÏD**, “Contribution à l’étude du comportement non drainé des sables lâches surconsolidés et anisotropes”, *Thèse de doctorat, l’institut national des sciences appliquées de Lyon, 2004.*