

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique  
Ecole Nationale Polytechnique



Département Génie Civil  
Laboratoire Construction et Environnement  
Mémoire de projet de fin d'études  
pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en Génie Civil

# Traitement anti-liquéfaction des sols par colonnes ballastées

Réalisé par :  
Djamel Eddine SAADOUNI  
Mohamed Aymen DALI

Sous la direction de Prof. Smain BELKACEMI  
Présentée et soutenue publiquement le (20/06/2018)

## Composition du Jury :

Président	M. Abderrahim BALI	Pr.	ENP
Rapporteur/ Promoteur	M. Smain BELKACEMI	Pr.	ENP
Examineur	Mme.Djamila CHERID	MCB	ENP

ENP 2018

Ecole Nationale Polytechnique : 10, Avenue Hassen Badi BP182 El-Harrach 16200 Alger  
(Algérie) Tel : +213 21 52 53 01/03 - Fax : +213 21 59 29 73



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique  
Ecole Nationale Polytechnique



LABORATOIRE MATERIAUX DE GENIE CIVIL  
ET ENVIRONNEMENTAL

Département Génie Civil  
Laboratoire Construction et Environnement  
Mémoire de projet de fin d'études  
pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en Génie Civil

# Traitement anti-liquéfaction des sols par colonnes ballastées

Réalisé par :

Dali Mohamed Aymen  
Saadouni Djamel Eddine

Sous la direction de Prof. Smain BELKACEMI  
Présentée et soutenue publiquement le (20/06/2018)

## Composition du Jury :

Président	M. Abderrahim BALI	Pr.	ENP
Rapporteur/ Promoteur	M. Smain BELKACEMI	Pr.	ENP
Examineur	Mme.Djamila CHERID	MCB	ENP

ENP 2018

Ecole Nationale Polytechnique : 10, Avenue Hassen Badi BP182 El-Harrach 16200 Alger  
(Algérie) Tel : +213 21 52 53 01/03 - Fax : +213 21 59 29 73

# ***DÉDICACE***

***Je dédie ce travail à :***

***Ma mère***

***Mon père***

***Mes sœurs et frère***

***Ma petite Ranime***

***Ma famille***

***A tous ceux qui me sont chers***

***Djamel Eddine Saadouni***

## *Dédicace*

*À ma mère,*

*À ma grand-mère*

*À mon père,*

*À mes frères : Ali et Abdelhamid,*

*À toute la Famille Dali,*

*À tous mes enseignants,*

*À mes amis*

*Aymen*

## **REMERCIEMENTS**

*Nous tenons tout d'abord à exprimer notre reconnaissance envers les membres du jury, dont la renommée et la qualité scientifique honore grandement ce travail :*

*Nous tenons à exprimer toute notre gratitude au rapporteur professeur Monsieur **S. Belkacemi** d'avoir proposé le sujet sur lequel nous avons travaillé, et qui a assuré la direction et l'encadrement du travail présenté dans ce mémoire.*

*Monsieur le Professeur **A. Bali**, Professeur à l'ENP (Ecole Nationale Polytechnique) pour nous avoir fait l'honneur de présider le jury de notre thèse.*

*Madame **D. Cherid**, Docteur à l'ENP (Ecole Nationale Polytechnique) pour nous avoir fait l'honneur d'être examinatrice de ce travail.*

*Nos remerciements s'adressent aussi à tous les enseignants et à tous l'encadrement de notre département, et le personnel auxiliaire notamment la secrétaire du département*

*Comme nous tenons également à remercier nos camarades de notre promotion 2015/2018 pour tout leur encouragement et leur soutien moral qu'ils nous ont apporté tout le long de notre cursus universitaire.*

## ملخص

التسييل هو أحد أهم الظواهر الجيوتكنيكية والأكثر تعقيدا عند حدوث عملية تحميل ذاتية او الدورية (الزلزالية) فيؤدي إلى فقدان قوة تحمل التربة الحبيبية المشبعة وذلك بارتفاع ضغط المياه ومنه إلغاء القدرة الفعالة مما يتسبب في أضرار هائلة. هذا العمل بعد محصلة عامة للمعارف المتعلقة بظاهرة التسييل، نهتم بإمكانية تسييل التربة عن طريق إختبار الاختراق المخروطي باستعمال برنامج "Cliq v2.0" للقيام أخيرا بمعالجة التربة مستعينين ببرنامج "FEQdrain".

**الكلمات المفتاحية:** التسييل، الزلزال، فقدان القدرة، معامل الأمان، معامل ضغط المياه.

## Abstract

Soil liquefaction is one of the most important, and complex phenomena of the geotechnical engineering that is produced under monotonic loadings as well as cyclic loadings (seismic). Liquefaction is the loss of strength of saturated grained soils, accompanied by a rapid increase in pore pressure, which is caused by a loss in the effective strengths in soil. However, liquefaction may lead to several damages. This present work, after giving some liquefaction basics, is focused on the liquefaction potential evaluation in-situ methods, precisely the CPT's method by using "Cliq v2.0" CPT liquefaction analyses program. Finally, perform analyses based on CPT measurements to improve the soil using "FEQdrain".

**Key Words:** Liquefaction, Earthquake, Strength loss, Factor of safety, Pore pressure ratio.

## Résumé

La liquéfaction est l'un des phénomènes géotechniques les plus importants et les plus complexes qui se produit sous sollicitations monotones ou cycliques (sismiques), elle se traduit par une perte de résistance d'un matériau pulvérulent saturé ; elle s'accompagne d'une augmentation de la pression interstitielle qui provoque l'annulation des contraintes effectives régnant dans le sol, causant ainsi d'énormes dégâts catastrophiques. Ce travail, après une synthèse des connaissances relatives au phénomène de liquéfaction, s'intéresse à la détermination du potentiel de liquéfaction des sols par les méthodes in situ, et particulièrement l'essai de pénétration au cône "CPT", en utilisant logiciel "CLiq v2.0", pour faire, enfin, le traitement anti-liquéfaction du sol par installation de colonnes ballastées. Le programme en fortran "FEQDrain" a été utilisé pour évaluer le rapport des pressions interstitielles.

**Mots clés :** Liquéfaction, Séisme, CPT, Perte de la résistance, Facteur de sécurité, Rapport de pression interstitielle.

# Table des matières

Liste des tableaux	
Liste des figures	
Liste des symboles	
Liste des abréviations	
Introduction générale .....	15
Partie 1. : Bibliographie .....	19
Chapitre 1.1. Phénomène de liquéfaction des sols.....	19
1.1.1. Introduction.....	19
1.1.2. Définition du phénomène : .....	19
1.1.3. Quelques exemples historiques de cas de liquéfaction .....	20
1.1.4. Quelques facteurs influençant la liquéfaction.....	22
1.1.5. Conclusion .....	23
Chapitre 1.2. Susceptibilité ; initiation et effets de la liquéfaction.....	25
1.2.1. Introduction.....	25
1.2.2. Evaluation de la susceptibilité à la liquéfaction des sols .....	25
1.2.3. Initiation de la liquéfaction .....	26
1.2.4. Les effets de liquéfaction .....	27
1.2.5. Conclusion .....	29
Chapitre 1.3. Evaluation du potentiel de la liquéfaction.....	31
1.3.1. Introduction.....	31
1.3.2. Les essais in-situ comme indices des caractéristiques de la liquéfaction .....	31
1.3.3. Interprétation du CPT .....	33
1.3.4. Evaluation du potentiel de liquéfaction .....	44
1.3.5. Evaluation du rapport de contraintes cycliques (CSR).....	45
1.3.6. L'évaluation du déclenchement de la liquéfaction .....	49
1.3.7. Conclusion .....	52
Chapitre 1.4. Traitement de sol par colonnes ballastées.....	54
1.4.1. Introduction.....	54
1.4.1. Présentation des méthodes d'amélioration des sols .....	54
1.4.2. Historique, Définition des colonnes ballastées .....	55
1.4.3. Objectif de traitement par colonnes ballastées .....	56
1.4.4. Domaine d'application des colonnes ballastées.....	56
1.4.5. Procédés d'exécution des colonnes ballastées .....	57
1.4.6. Choix des matériaux .....	58
1.4.7. Contrôle et réception.....	59
1.4.8. Disposition des colonnes et mécanismes de ruptures .....	60
1.4.9. Evaluation du potentiel de liquéfaction en présence des colonnes ballastées ..	65



1.4.10. Dimensionnement des colonnes ballastées par la méthode de Priebe .....	66
1.4.11. Conclusion .....	71
Partie 2. Application .....	75
Chapitre 2.1. Interprétation des résultats par CPT .....	75
2.1.1. Introduction.....	75
2.1.2. Le logiciel “CLiq” .....	75
2.1.3. Interprétation des résultats .....	76
2.1.4. Conclusion .....	92
Chapitre 2.2. Traitement du sol .....	94
2.2.1. Introduction :.....	94
2.2.2. Le programme en fortran : FEQDRAIN.....	94
2.2.3. Résultats.....	99
2.2.4. Conclusion : .....	113
Conclusion générale.....	115
<i>Références bibliographiques</i> .....	116
Annexe A .....	117

## Liste des tableaux

<b>Tableau 1.3-1</b> : L'application du CPT pour déterminer les paramètres du sol.....	33
<b>Tableau 1.3-2</b> : Traduction de la légende des zones .....	34
<b>Tableau 1.3-3</b> : Les perméabilités estimées (k) basées sur le diagramme SBT du CPT selon Robertson(2010).....	43
<b>Tableau 1.4-1</b> : Fréquence des essais .....	59
<b>Tableau 1.4-2</b> : Notion et définition des aires .....	63
<b>Tableau 2.1-1</b> : Légende pour SBT et SBT <sub>n</sub> .....	76
<b>Tableau 2.2-1</b> : Les données SC01.....	99
<b>Tableau 2.2-2</b> : Les données SC02.....	99
<b>Tableau A-0-1</b> : Définition des inputs.....	118

## Liste des figures

<b>Figure 1.1-1</b> : La liquéfaction à l'échelle microscopique (Johannson, 2000) ; a et b « à l'état initia », c : « état de la liquéfaction » .....	20
<b>Figure 1.1-2</b> : Vue aérienne de la rupture de barrage de Fort Peck (corps des Ingénieurs de l'armée des États-Unis, 1939, d'après Mike Jefferies et Ken Been, 2006) .....	21
<b>Figure 1.1-3</b> : Inclinaison des bâtiments d'appartements de Kawagishi-cho à Niigata au Japon dues à la chute de la capacité portante du sol par liquéfaction ( Peter M. Byrne et al, 2008)..	21
<b>Figure 1.1-4</b> : 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,) .....	22
<b>Figure 1.2-1</b> : Résultats typiques d'un essai triaxial sur un sable lâche saturé, en conditions non drainées: a) courbe contrainte déformation ; b) cheminement des contraintes effectives ; c) surpression interstitielle en fonction de la déformation axiale ; d) diagramme d'état critique	26
<b>Figure 1.2-2</b> : Initiation de la liquéfaction lors d'un chargement statique et cyclique : a) courbes contrainte-déformation ; b) cheminement des contraintes. ....	27
<b>Figure 1.2-3</b> : Les effets probables d'une liquéfaction sous la surface sur un pieu de fondation. Des grandes déformations peuvent être développées dans la couche liquéfié peuvent induire des moments de flexion du pieu .....	28
<b>Figure 1.2-4</b> : L'état du sol : a) avant le séisme b) après le séisme.....	28
<b>Figure 1.2-5</b> : Formation des eaux intercalées dans l'essai de la table secouant de Liu and Qiao[4] .....	29
<b>Figure 1.3-1</b> : Terminologie pour le cône de pénétration.....	31
<b>Figure 1.3-2</b> : Schéma d'un simple échantillonneur de sol à poussée directe (CPT) .....	32
<b>Figure 1.3-3</b> : Diagramme de type de comportement du sol non-normalisé (SBT) pour le CPT (Robertson, 1990, mis à jour par Robertson, 2010) .....	34
<b>Figure 1.3-4</b> : Diagramme de type de comportement du sol normalisé (SBTn) pour CPT ; $Q_{tn} - Fr$ (Robertson, 1990, mis à jour par Robertson, 2010) .....	35
<b>Figure 1.3-5</b> : Diagramme de type de comportement du sol normalisé (SBTn) pour le CPT ; $Q_{tn} - Fr$ et $B_q-F$ (Robertson, 1990, mis à jour par Robertson, 2010).....	36
<b>Figure 1.3-6</b> : Diagramme normalisé de type de comportement du sol (SBTn) $Q_{tn} - Fr$ en utilisant des descriptions générales de comportement du sol pour des grandes déformations (Modifié de Robertson, 2012) .....	37
<b>Figure 1.3-7</b> : Les contours du paramètre d'état estimé $\psi$ (lignes épaisses), sur le diagramme $Q_{tn} - Fr$ SBTn, pour des sols holocène- âgé non-cimentés .....	41
<b>Figure 1.3-8</b> : Evaluation du module de Young drainé ( $\approx 0, 1\%$ de déformation) à partir du CPT pour des sables de silice non-cimentés, $E = \alpha E_q t + \sigma_{vo}$ où $\alpha E = 0,015100,55I_c + 1,68$ . ....	42
<b>Figure 1.3-9</b> : Les contraintes cycliques sur un élément de sol soumis à un mouvement horizontal.....	44
<b>Figure 1.3-10</b> : La zone susceptible de se liquéfier est déterminée en comparant les contraintes cycliques induites par le séisme avec les résistances cycliques du sol .....	45
<b>Figure 1.3-12</b> : Résultats pour l'essai triaxiale pour le sable de "Fraser Delta", montrant que la contrainte cyclique et le CRR causent 3% de la déformation en 10 cycles uniformes pour $DR$ variant de 31 à 72 %, et la contrainte effective de consolidation est de 50-400 .....	46
<b>Figure 1.3-13</b> : Schéma pour déterminer la contrainte maximale de cisaillement, $\tau_{max}$ , et le coefficient de réduction de contrainte, $rd$ . ....	46
<b>Figure 1.3-14</b> : La variation du coefficient de réduction de contrainte avec la profondeur et la magnitude du séisme (Idriss 1999).....	47

<b>Figure 1.3-17</b> : Rapport de résistance cyclique $CRR_{7,5}$ obtenu à partir de la résistance au cône équivalente au sable propre normalisée CPT ( $Q_{tn}, cs$ ).....	49
<b>Figure 1.4-1</b> : Schéma général de l'application des techniques d'amélioration des sols- Limites et domaine de validité .....	54
<b>Figure 1.4-2</b> : Différentes techniques d'amélioration de sol en place (document de Keller)..	55
<b>Figure 1.4-3</b> : Mode opératoire de la technique de colonnes ballastées par voie sèche.....	57
<b>Figure 1.4-4</b> : Mode opératoire de la technique de colonnes ballastées par voie sèche.....	58
<b>Figure 1.4-5</b> : Modes de rupture des colonnes ballastées isolées dans un sol homogène (Datye, 1982).....	62
<b>Figure 1.4-6</b> : Réseau des colonnes ballastées ; b) vue en plan du réseau ; c) principe de la cellule unitaire .....	62
<b>Figure 1.4-7</b> : Domaine d'influence pour l'étude des réseaux de colonnes ballastées (Ballam et Poulos, 1983).....	63
<b>Figure 1.4-8</b> : Tassement des sols traités et non traités .....	64
<b>Figure 1.4-9</b> : Abaque d'amélioration des sols vis-à-vis de la liquéfaction (Priebe, 1998).....	65
<b>Figure 1.4-10</b> : Contrainte résiduelle du sol entre les colonnes ballastées (Priebe, 1998).....	66
<b>Figure 1.4-11</b> : Principe de la cellule unitaire et application aux colonnes ballastées de la théorie .....	68
<b>Figure 1.4-12</b> :Abaque de dimensionnement de Priebe pour coefficient de poisson $\nu_s = 1371$	
<b>Figure 2.1-1</b> : Graphes de base _test CPT 01 .....	78
<b>Figure 2.1-2</b> : Graphes de base _test CPT 2 .....	78
<b>Figure 2.1-3</b> : Graphes de base _test CPT 03 .....	79
<b>Figure 2.1-4</b> : Graphes de base _test CPT 4 .....	79
<b>Figure 2.1-5</b> : Graphes de base _test CPT 5 .....	80
<b>Figure 2.1-6</b> : Graphes de base _test CPT 6 .....	80
<b>Figure 2.1-7</b> : Graphes de base normalisés _test CPT 01 .....	81
<b>Figure 2.1-8</b> : Graphes de base normalisés _test CPT 02.....	81
<b>Figure 2.1-9</b> : Graphes de base normalisés _test CPT 03.....	82
<b>Figure 2.1-10</b> : Graphes de base normalisés _test CPT 04.....	82
<b>Figure 2.1-11</b> : Graphes de base normalisés _test CPT 05.....	83
<b>Figure 2.1-12</b> : Graphes de base normalisés _test CPT 06.....	83
<b>Figure 2.1-13</b> : Graphes des résultats intermédiaires _test CPT 01 .....	84
<b>Figure 2.1-14</b> : Graphes des résultats intermédiaires _test CPT 02 .....	84
<b>Figure 2.1-15</b> : Graphes des résultats intermédiaires _test CPT 03 .....	85
<b>Figure 2.1-16</b> : Graphes des résultats intermédiaires _test CPT 04 .....	85
<b>Figure 2.1-17</b> : Graphes des résultats intermédiaires _test CPT 05 .....	86
<b>Figure 2.1-18</b> : Graphes des résultats intermédiaires _test CPT 06 .....	86
<b>Figure 2.1-19</b> : Analyses de la liquéfaction cyclique _test CPT 01 .....	87
<b>Figure 2.1-20</b> : Analyses de la liquéfaction cyclique _test CPT 02 .....	87
<b>Figure 2.1-21</b> : Analyse de la liquéfaction cyclique _test CPT 03.....	88
<b>Figure 2.1-22</b> : Analyse de la liquéfaction cyclique _test CPT 04.....	88
<b>Figure 2.1-23</b> : Analyse de la liquéfaction cyclique _test CPT 05.....	88
<b>Figure 2.1-24</b> : Analyse de la liquéfaction cyclique _test CPT 06.....	89
<b>Figure 2.1-25</b> : Résumé de l'analyse de la liquéfaction _test CPT 01 .....	90
<b>Figure 2.1-26</b> : Résumé de l'analyse de la liquéfaction _test CPT 02.....	90
<b>Figure 2.1-27</b> : Résumé de l'analyse de la liquéfaction _test CPT 03.....	90
<b>Figure 2.1-28</b> : Résumé de l'analyse de la liquéfaction _test CPT 04.....	91
<b>Figure 2.1-29</b> : Résumé de l'analyse de la liquéfaction _test CPT 05.....	91
<b>Figure 2.1-30</b> : Résumé de l'analyse de la liquéfaction _test CPT 06.....	91
<b>Figure 2.1-31</b> : L'analyse des indices de potentiel de liquéfaction pour les six essais CPT et par différentes approches.....	92
<b>Figure 2.2-1</b> : Condition aux limites pour l'analyse de ses systèmes de drain vertical .....	95
<b>Figure 2.2-2</b> : Le taux des pressions interstitielles pour des essais cycliques .....	97



## Liste des symboles

$\tau$	: Résistance au cisaillement.
$\sigma'$	: Contrainte effective
$u$	: Pression interstitielle.
$e$	: Indice des vides.
$S_{su}$	: Résistance en état stationnaire
$\psi$	: Paramètre d'état
$M$	: Magnitude du séisme
$\varepsilon_a$	: Déformation axiale
$q$ et $p'$	: Coordonnées du chemin des contraintes
$z$	: Profondeur
$a$	: Accélération
$a_{max}$	: L'accélération maximale induite par le tremblement de terre
$\tau_{max}$	: La contrainte de cisaillement maximale
$g$	: L'accélération de la pesanteur
$r_d$	: Facteur de réduction de profondeur
$\tau_{cyc}$	: La contrainte de cisaillement cyclique
$\sigma$	: La contrainte verticale
$FC$	: Pourcentage des fines (Fine Content)
$\sigma_t$	: La Contrainte totale
$LL$	: La Limite de liquidité
$D_R$	: La densité relative de sol
$P_a$	: La pression atmosphérique
$\sigma_d$	: La contrainte déviatorique
$\sigma'_{vc}$	: La contrainte effective verticale de consolidation
$K_\alpha$	: La pente du terrain
$\gamma$	: Le poids volumique total de la colonne de sol
$\sigma_v$	: Contrainte verticale totale à la profondeur « z »
$r_d$	: Le Coefficient de réduction de la contrainte de cisaillement
$N$	: Le nombre des cycles de contrainte uniforme équivalent
$K_\sigma$	: Le facteur de majoration
$K_\alpha$	: Facteur de correction de la contrainte de cisaillement statique
$c_u$	: Résistance au cisaillement non drainé du sol
$k$	: Le Coefficient multiplicateur
$I_r$	: L'indice de rigidité
$E_s$	: Le Module d'élasticité du sol
$\nu_s$	: Le coefficient de Poisson
$c_u$	: La cohésion non drainée
$q_c$	: La résistance de cône
$q_t$	: La résistance de cône corrigée
$f_s$	: Le frottement mesuré
$u_2$	: La Pression d'eau à la base du manchon
$u_3$	: La Pression d'eau en haut du manchon
$f_t$	: Le frottement corrigé
$R_f$	: Le rapport de frottement
$B_q$	: Le paramètre de pression interstitielle
$Q_t$	: La résistance normalisée de pénétration du cône
$Q_{tn}$	: La résistance à la pénétration CPT normalisée
$Q_{tn,cs}$	: La résistance équivalente pour un sable propre
$F_r$	: Le rapport de frottement normalisé

$\gamma_w$	: Le poids volumique d'eau
$S_u$	: La contrainte de cisaillement non-drainé
$S_t$	: La sensibilité du sol
<b>OCR</b>	: Le rapport de surconsolidation
$K_o$	: Le Rapport de contrainte in-situ
$K$	: Le coefficient de perméabilité
$m_v$	: Le coefficient œdométrique de compressibilité équivalent
$P_L$	: La probabilité de liquéfaction

## Liste des abréviations

<b>CSL</b>	: La ligne de l'état critique
<b>ICD</b>	: Consolidation isotope drainée
<b>SSL</b>	: La ligne de l'état stationnaire (Steady State Line)
<b>FLS</b>	: La ligne d'initiation de la liquéfaction (Flow Liquefaction Surface)
<b>CVR</b>	: La ligne d'indice des vides critique (Critical Void Ratio line)
<b>SPT</b>	: Essai de pénétration standard (Standard Penetration Test)
<b>CPT</b>	: L'essai de pénétration au cône (Cone Penetration Test)
<b>CPT<sub>u</sub></b>	: L'essai de pénétration au piezocone
<b>CSR</b>	: Le rapport de la contrainte cyclique (Cyclic Stress Ratio)
<b>CRR</b>	: Le rapport de la résistance cyclique (Cyclic Resistance Ratio)
<b>CRR<sub>7.5</sub></b>	: Le rapport des résistances cycliques correspondant à une magnitude de 7,5 sur l'échelle de Richter
<b>MSF</b>	: Le facteur de correction de la magnitude (Magnitude Scaling Factor)
<b>FS</b>	: Facteur de résistance vis-à-vis de la liquéfaction (Factor of safety)
<b>LPI</b>	: L'indice du potentiel de la liquéfaction (liquefaction potential index)
<b>SBT</b>	: Le type de comportement de sol (Soil Behavior type)
<b>SBT<sub>n</sub></b>	: Le type de comportement de sol normalisé (Soil Behavior type normalized)



# Introduction générale

La liquéfaction est l'un des phénomènes géotechniques les plus importants et les plus complexes. De façon générale la liquéfaction est un phénomène qui se produit sous sollicitations statiques ou cycliques (sismiques) se traduisant par une perte de résistance d'un matériau pulvérulent saturé qui subit une transition vers un comportement fluide, due à l'augmentation de la pression interstitielle engendrée par l'annulation des contraintes effectives régnant dans le sol.

La littérature géotechnique traite plusieurs exemples de dégâts majeurs clairement attribuables à la liquéfaction de massifs de sable et à sa propagation. En se limitant par exemple au cas des ruptures par liquéfaction d'origine sismique, dont les effets sont les plus spectaculaires, on peut notamment citer le séisme de Niigata au Japon (Seed et Idriss, 1967), ou celui d'Alaska (1968). Ces séismes ont motivé de nombreuses recherches à cette époque tant aux Etats-Unis qu'au Japon, dans le domaine de la liquéfaction des sables, ainsi les séismes de Nihonkai-Chubu (1983) et Kobe (1995) au Japon, Loma Prieta en Californie (1989), Luzon aux Philippines (1990), ou encore Izmit en Turquie (1999), et Boumerdes (2003).

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).

Actuellement, les méthodes les plus utilisées pour l'amélioration de la résistance à la liquéfaction est le traitement ou bien renforcement par colonnes ballastées. Cette technique de renforcement a connu un essor primordial en raison des avantages qu'elle garantit. D'une part, la rapidité de réalisation, et d'autre part leurs prix compétitifs par rapport aux autres techniques existantes. Cette méthode consiste à incorporer un matériau granulaire (ballast) dans le sol. Pour réaliser des colonnes, on peut recourir à plusieurs techniques et procédés d'exécutions sur le terrain. Les avantages de l'amélioration de sol par colonnes ballastées permettent : d'augmenter les caractéristiques mécaniques du sol et sa capacité portante, de diminuer les tassements sous les charges appliquées, d'accélérer et diminuer le temps de consolidation, contribuer à la stabilité des ouvrages et réduire les risques de liquéfaction du sol dans les zones sismiques.

Le travail est présenté en deux parties :

La première partie : Consacrée à la recherche bibliographique, comporte quatre chapitres :

Le premier chapitre est une synthèse des connaissances relatives au phénomène de liquéfaction telles que la définition et quelques cas historiques de la liquéfaction du XXe siècle, ainsi que les paramètres affectant ce phénomène.

Le deuxième chapitre présente les critères de susceptibilité des sols à la liquéfaction, l'initiation du phénomène de liquéfaction, sous chargement monotone ou cyclique, ainsi que les effets de ce phénomène.

Un troisième chapitre sera consacré aux procédures à suivre pour l'évaluation du potentiel de la liquéfaction des sols, qui englobent plusieurs méthodes de calcul approché développées au cours de ces dernières années.

Un quatrième chapitre présente l'état actuel des connaissances concernant la technique des colonnes ballastées. Après la présentation des techniques d'amélioration des sols et la définition des différents modes de mise en œuvre des colonnes ballastées et des conditions des sols permettant l'utilisation de ces inclusions, une synthèse de mécanismes de comportement et de dimensionnement des colonnes est présentée.

La deuxième partie est une application, comporte deux chapitres :

Le premier chapitre utilisant un logiciel **CLiQ** pour l'interprétation de six essais de CPT et déterminant le type de comportement de sol, ainsi que l'évaluation du potentiel de la liquéfaction.

Le deuxième chapitre présente un traitement de sol liquéfiable par colonnes ballastées en utilisant le logiciel **FEQDrain** basant sur deux essais de CPT.

---

# **Partie 1 :** **Bibliographie**

---

---

---

# **Chapitre 1.1 : Phénomène de liquéfaction des sols**

---

---

# **Partie 1. : Bibliographie**

## **Chapitre 1.1. Phénomène de liquéfaction des sols**

### **1.1.1. 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.

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

### **1.1.2. Définition du phénomène :**

La 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, a été riche en enseignement. 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, et le matériau perd toute sa résistance lorsque la pression interstitielle devient égale à la contrainte totale. 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, relatives au 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 cimentés saturés.

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. 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.

La liquéfaction statique est phénomène d'instabilité caractéristique de matériaux granulaires, tels que les sables, lâches et saturés, qui se contractent sous cisaillement drainé. En conditions non drainées, cette tendance à se contracter se traduit par une augmentation de la pression interstitielle qui conduit à la réduction des contraintes effectives.

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.

A l'échelle microscopique, le phénomène peut être représenté comme sur la Figure 1.1-1- a l'état initial, les grains sont au repos dans un état relativement lâche. Lors d'un chargement dynamique, une réorganisation des grains se produit. En conditions non drainées, cette réorganisation se traduit par une montée en pression de l'eau interstitielle.

Ce qui a pour conséquence la diminution des contraintes effectives jusqu'à zéro : il y a liquéfaction du matériau (Figure 1.1-1-b).

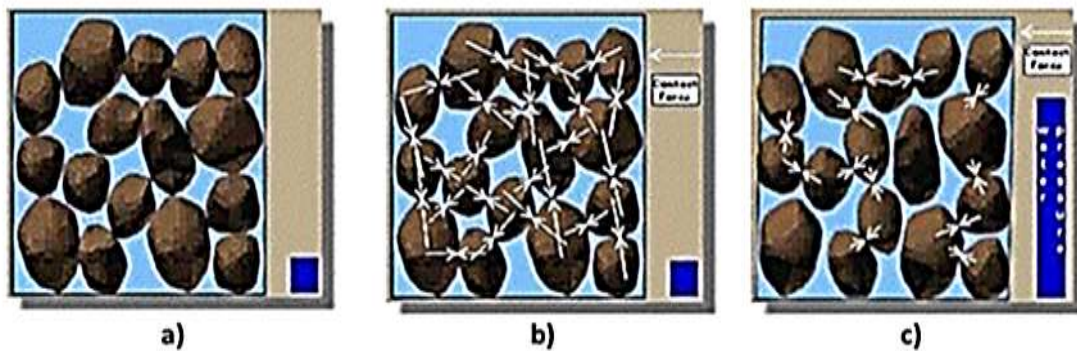


Figure 1.1-1: La liquéfaction à l'échelle microscopique (Johansson, 2000) ; a et b « à l'état initial », c : « état de la liquéfaction »

La contrainte effective d'un sol est reliée à la pression interstitielle par la relation suivante :

$$\sigma_{eff} = \sigma_t - u \quad (1)$$

Avec :

$\sigma_{eff}$  : Pression effective,

$u$  : Pression interstitielle de l'eau contenue dans le sol.

$\sigma_t$  : Contrainte totale

Comme la mise en mouvement du sol entraîne une montée de la pression interstitielle  $u$ , il y a réduction de la résistance du sol, jusqu'à annulation des contraintes effectives :

$$\sigma_t - u = 0 \quad (2)$$

### 1.1.3. Quelques exemples historiques de cas de liquéfaction

L'histoire nous donne une dizaine d'exemples de catastrophes où la liquéfaction est considérée comme étant la cause principale ou partielle comme :

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

#### 1.1.3.1. 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 du barrage a débuté en 1934 sur le Missouri River au Montana, à environ 70 miles au sud de la frontière canadienne.

Un grand glissement s'est produit dans la coquille ascendante du barrage vers la fin de la construction en 1938. Au moment de la rupture le 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. À un moment donné sous l'effet de toutes ces contraintes initiales, une glissière d'écoulement s'est développée, avec des grands déplacements (jusqu'à 450 m), résultant ainsi en une pente finale de 20H : 1V. La masse du matériau était complètement remaniée. Il y avait des zones entre les îlots du matériau intact qui se sont liquéfiées.

La Figure 1.1-2 montre une vue aérienne de la rupture du barrage de Fort Peck illustrant la nature du glissement et de la grande distance sur laquelle il s'est déplacé.



Figure 1.1-2: Vue aérienne de la rupture de barrage de Fort Peck (corps des Ingénieurs de l'armée des États-Unis, 1939, d'après Mike Jefferies et Ken Been, 2006)[1]

### 1.1.3.2. 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 plane.

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 épanchages 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. (Figure 1.1-3)



Figure 1.1-3: Inclinaison des bâtiments d'appartements de Kawagishi-cho à Niigata au Japon dues à la chute de la capacité portante du sol par liquéfaction (Peter M. Byrne et al, 2008).

### 1.1.3.3. Liquéfaction induite par des vibrations de machine

Le remblai de sable fin de la route 94, à Michigan, permettait de traverser le lac d'Ackerman. La partie immergée du remblai a été réalisée après le retrait de la tourbe et des sédiments mous et du compactage du fond du lac. Au-dessus du niveau du lac, le remblai a été compacté.



Le 24 Juin 1987, le remblai a été traversé par un train de six camions vibrosismiques qui vont effectuer des levés géophysiques pour l'exploration pétrolière. Typiquement la fréquence était 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 par 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 1.1-4 montre un train similaire de camions vibrosismiques.

La Figure 1.1-4 montre la panne provoquée par les camions lorsque les unités vibrosismiques ont été activées sur le dessus du remblai.



Figure 1.1-4: 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]

#### 1.1.4. Quelques facteurs influençant la liquéfaction

Beaucoup de facteurs influencent la liquéfaction des sols in situ. Basé sur les résultats des essais en laboratoire ainsi que des observations sur site et des études, les facteurs les plus importants qui influencent la liquéfaction sont :

##### 1.1.4.1. L'intensité et la durée du tremblement de terre

Le caractère du mouvement du sol telles que l'accélération et la durée de la secousse, détermine la déformation de cisaillement conduisant à la liquéfaction. La cause la plus commune de la liquéfaction est due à l'énergie sismique libérée lors d'un séisme. Le potentiel de liquéfaction augmente avec l'augmentation de l'intensité du séisme et l'augmentation de la durée de secousse.

##### 1.1.4.2. La nappe phréatique

La condition la plus favorable à la liquéfaction est la nappe phréatique près de la surface. Le sol non saturé situé au-dessus de la nappe phréatique n'est pas liquéfiable.

En règle générale, le niveau des eaux souterraines doit être utilisé dans l'analyse de liquéfaction.

##### 1.1.4.3. Type de sol

Ishihara (1985) stipule que : "Le risque associé à la liquéfaction des sols lors de séismes a été observé dans les dépôts constitués de sable fin à moyen peu plastique. Cependant, des cas où la liquéfaction s'est produite dans les sols graveleux ont été rapportés "

Pour identifier les sols liquéfiables, Seed et Idriss (1982), Youd et Gilstrap (1999), et Bray et al, (2004), ont énoncé les trois critères suivants :

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



Si le sol ne satisfait pas les trois critères, il est considéré comme n'étant pas susceptible de se liquéfier.

#### **1.1.4.4. La densité relative de sol $D_R$**

Les sols pulvérulents lâches sont plus susceptibles de se liquéfier que les sables denses. Poulos et al. (1985) affirment que si le sol in situ est dilatant, alors il ne sera pas susceptible de se liquéfier.

#### **1.1.4.5. Les conditions de drainage**

Si l'excès de pression interstitielle peut rapidement se dissiper, le sol ne peut pas se liquéfier. Les couches de gravier peuvent réduire le potentiel de liquéfaction du sol adjacent.

### **1.1.5. Conclusion**

La liquéfaction des sols est, par excellence, le phénomène à ne pas négliger lors de l'entame de n'importe quels travaux de construction.

En lui faisant perdre sa résistance et sa capacité portante, la liquéfaction peut induire d'importants endommagements à un site particulier. Le potentiel de liquéfaction et le risque associé doivent être évalués. L'évaluation nécessite de répondre aux questions suivantes :

1. Est-ce que le sol est susceptible de se liquéfier ?
2. Si oui, est-ce que le chargement peut induire une liquéfaction ?
3. Si oui, quelle sont les préventions à prendre ?

Si la réponse à la première question est non, l'évaluation des risques de liquéfaction peut se terminer sur la conclusion que les risques de liquéfaction n'existent pas. Si la réponse est oui, la deuxième question doit être posée. Dans quelques cas, c'est plus efficace d'inverser l'ordre de la deuxième et la troisième question, particulièrement si l'endommagement ait lieu de manière improbable. Si la réponse aux trois questions est oui, un problème existe ; si le niveau d'endommagement anticipé est inacceptable, le site doit être abandonné ou traité (amélioré), ou bien les structures sur ce site doivent être renforcées.

Ces trois questions se rapportent à deux aspects critiques de l'évaluation des risques de liquéfaction : La "susceptibilité" et "l'initiation" de la liquéfaction. Qui feront l'objet des chapitres suivants.

---

## **Chapitre 1.2 : Susceptibilité, initiation et effets de la liquéfaction**

---

## **Chapitre 1.2. Susceptibilité ; initiation et effets de la liquéfaction**

### **1.2.1. Introduction**

La première étape dans l'évaluation des risques de liquéfaction d'un sol est l'évaluation de sa susceptibilité à se liquéfier. Il existe plusieurs critères avec lesquels la susceptibilité à la liquéfaction peut être déterminée. On compte les critères historiques, géologiques, compositionnels et d'état.

Le fait qu'un dépôt de sol est susceptible à la liquéfaction ne veut pas dire que la liquéfaction va nécessairement avoir lieu lors d'un séisme donné.

### **1.2.2. Evaluation de la susceptibilité à la liquéfaction des sols**

Il existe divers critères pour déterminer la susceptibilité à la liquéfaction d'un sol. Dans ce qui suit, on va citer les critères adoptés par Kramer (1996) :

#### **1.2.2.1. Critères historiques**

Les observations des tremblements de terre ont fourni beaucoup d'information sur le sujet de la susceptibilité à la liquéfaction de certains types de sols. Les sols qui se sont liquéfiés dans le passé peuvent encore le faire suite à de futurs tremblements de terre. L'étude de la susceptibilité est reliée à l'étude des tremblements de terre antérieurs. Il est attendu que l'information soit disponible sous forme de cartes sur lesquelles sont mentionnées les zones où la liquéfaction s'est produite dans le passé et/ou elle pourrait avoir lieu.

#### **1.2.2.2. Critères géologiques**

Le type de processus géologique qui a créé un dépôt de sol a une forte influence sur sa susceptibilité à la liquéfaction. Les dépôts de sols saturés qui ont été créés par sédimentation en fleuve et lacs (dépôts fluviaux et alluviaux), les dépôts de débris ou de matériel érodé (dépôts colluviaux), ou les dépôts constitués sous l'action du vent (dépôts éoliens) peuvent être très susceptibles de se liquéfier. Ces processus trient les particules sous forme de grains de tailles uniformes et les déposent dans un état lâche qui tend à se densifier une fois secoués par les tremblements de terre. La tendance pour la densification mène à la croissance de la pression interstitielle et à la décroissance de la capacité portante.

#### **1.2.2.3. Critères compositionnels**

La susceptibilité à la liquéfaction dépend également de la forme des particules du sol. Un sol argileux, en particulier les sols sensibles, peut montrer le comportement de ramollissement de contrainte semblable à celui du sol liquéfié, mais il ne se liquéfie pas de la même manière que les sols sableux. Les sols composés de particules qui sont toutes de tailles à peu près identiques sont plus susceptibles à la liquéfaction que les sols avec un éventail de dimensions particulières. Dans le cas des sols formés de particules de différentes tailles, les petites particules ont tendance à s'infiltrer dans les vides entre les particules les plus grandes réduisant de ce fait la tendance à la densification et le développement de la pression interstitielle une fois soumis à une secousse.

Historiquement, les sables ont été considérés comme le seul type de sol susceptible de se liquéfier, cependant, la liquéfaction a été également observée en gravier et limon.

#### 1.2.2.4. Critères d'état de sol

L'état initial d'un sol est défini par sa densité et sa contrainte effective lorsqu'il est soumis à un chargement rapide. À un niveau donné de cette contrainte, les sols lâches sont plus susceptibles à la liquéfaction que les sols denses. Pour une densité donnée, les sols à des contraintes effectives élevées sont généralement moins susceptibles à la liquéfaction que les sols à de faibles contraintes effectives.

### 1.2.3. Initiation de la liquéfaction

Comme défini précédemment, la liquéfaction est un phénomène qui peut être la conséquence du chargement monotone ou cyclique d'un sol lâche dans des conditions non drainées. L'initiation de la liquéfaction se développe distinctement pour les chargements monotones et cycliques ; cette démarche étant justifiée par le fait que la contrainte critique nécessaire pour initier le phénomène ne sera pas atteinte de la même manière selon qu'il s'agisse de l'un ou l'autre type de sollicitation.

#### 1.2.3.1. Chargements monotones

Il est possible d'introduire la définition de l'initiation de la liquéfaction à partir de la Figure 1.2-1. Elle présente le comportement d'un sable lâche saturé lors d'un essai triaxial conventionnel en conditions non drainées.

Tel que :

$$q = \frac{\sigma_d}{2} = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_2}{2} \quad (1)$$

$$p' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_2}{2} \quad (2)$$

$e$  : Indice des vides

$u$  : Pression interstitielle

$\varepsilon_a$  : Déformation axiale

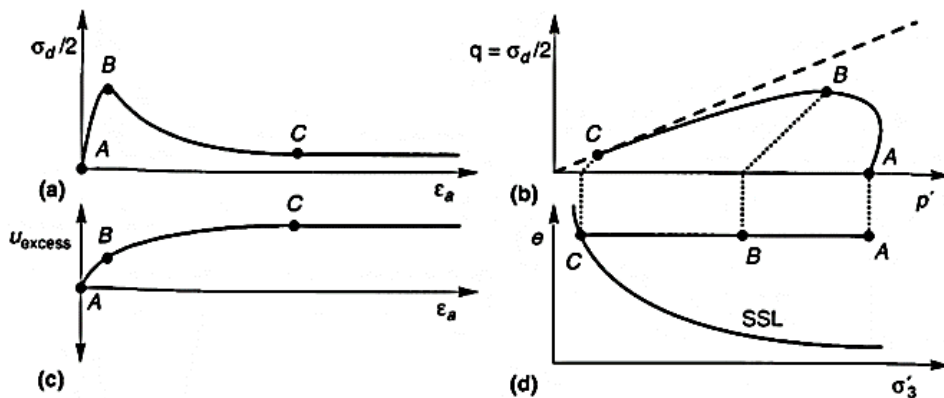


Figure 1.2-1: Résultats typiques d'un essai triaxial sur un sable lâche saturé, en conditions non drainées: a) courbe contrainte déformation ; b) cheminement des contraintes effectives ; c) surpression interstitielle en fonction de la déformation axiale ; d) diagramme d'état critique[2]

Lors du chargement axial, le comportement contractant du sol lâche a pour effet d'engendrer la génération de surpressions interstitielles en excès tel que représentée à la Figure 1.2-1 (c).

Pour sa part, la contrainte déviatorique augmente jusqu'à atteindre un maximum au point B, stade auquel les pressions interstitielles en excès et les déformations sont encore à des niveaux assez faibles. A cet instant, le sol devient instable et une augmentation rapide de la déformation axiale a lieu due à une diminution de résistance, conduisant le sol de l'état B vers l'état C sur la Figure 1.2-1.

L'initiation de la liquéfaction pour le cas d'un chargement monotone peut donc être considérée comme étant le moment où le volume de sol atteint le point B sur la Figure 1.2-1. Devenant instable, le sol est conduit vers des déformations excessives dues à une chute de résistance causée par l'augmentation des pressions interstitielles.[2]

### 1.2.3.2. Chargement cyclique

La Figure 1.2-2 montre le comportement schématisé de deux échantillons identiques formés d'un sable saturé et lâche, consolidé de façon anisotrope (point A) et chargé dans des conditions non drainées. Un des échantillons est soumis à un chargement statique (points A-B-C) et l'autre à un chargement cyclique (points A-D-C). La Figure 1.2-2-a montre l'évolution des contraintes déviatoriques en fonction de la déformation et la Figure 1.2-2-b montre les cheminements des contraintes effectives pour les deux types de chargement.

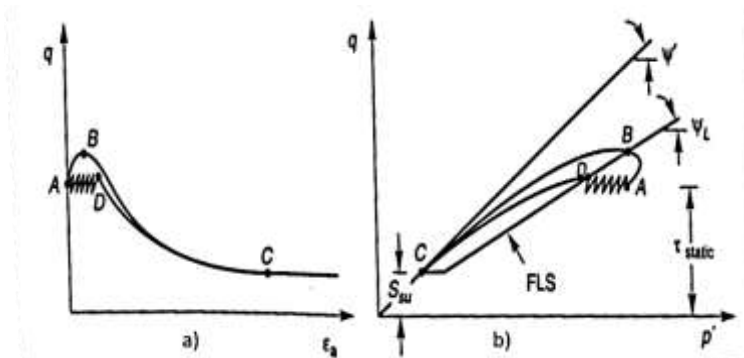


Figure 1.2-2: Initiation de la liquéfaction lors d'un chargement statique et cyclique : a) courbes contrainte-déformation ; b) cheminement des contraintes. [2]

Le chargement dynamique présente ici une alternance de chargements déchargements centré sur cette contrainte statique initiale (passant du point A au point D). Dans ce cas, les pressions interstitielles se développent sous l'effet des oscillations jusqu'à ce que les contraintes atteignent la FLS (point D). Une fois cette ligne atteinte, la liquéfaction est initiée et des déformations majeures peuvent se produire. Si le chargement cyclique continu après que le sol ait atteint la FLS des surpressions interstitielles additionnelles peuvent se développer jusqu'à ce que les contraintes effectives deviennent pratiquement nulles.

### 1.2.4. Les effets de liquéfaction

Le phénomène de liquéfaction peut affecter les bâtiments, les ponts, et d'autres structures en plusieurs façons, elle peut aussi influencer la nature des mouvements des sols.

La liquéfaction peut produire un glissement majeur et contribue dans l'affaissement ou le renversement des structures lourdes, et la rupture des structures de soutènement. La mobilité cyclique peut causer des glissements, un tassement des bâtiments et des déplacements latéraux. Une large oscillation de sol, un tassement superficiel, et des bouillants de sable, peuvent être développés à la surface de sol.

### 1.2.4.1. L'altération du glissement des sables

Le développement d'un excès positif de la pression interstitielle diminue la rigidité du sol pendant le séisme. La Figure 1.2-3 montre un exemple de cet effet, dont on peut facilement identifier le point où la rigidité a été diminuée à cause de la liquéfaction. Les déplacements développés vont influencer largement les structures enfouies.

La liquéfaction à une certaine profondeur au-dessous d'une surface plane de sols, peut séparer le sol liquéfié du sol de surface, et produire un grand mouvement transitoire de sol. Les sols de surface sont souvent fracturés en blocks séparés par des fissures qui peuvent s'ouvrir et s'enfermer lors d'un séisme.

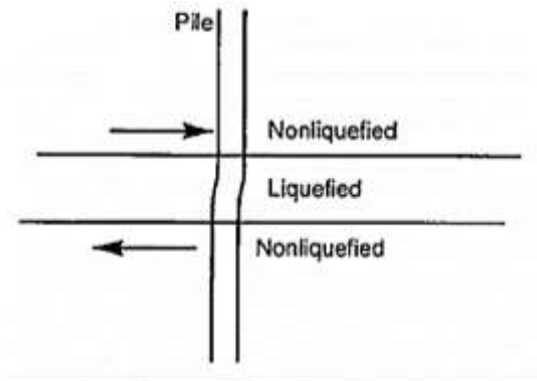


Figure 1.2-3: Les effets probables d'une liquéfaction sous la surface sur un pieu de fondation. Des grandes déformations peuvent être développées dans la couche liquéfié peuvent induire des moments de flexion du pieu[2]

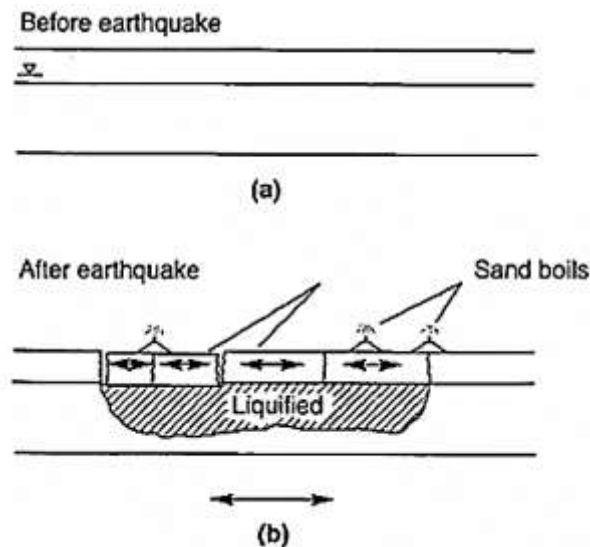


Figure 1.2-4: L'état du sol : a) avant le séisme b) après le séisme[2]

### 1.2.4.2. Développement de sable bouillant

La liquéfaction est souvent accompagnée par le bouillant de sable. Pendant et après le tremblement de terre. Les pressions interstitielles induites par le séisme sont dissipées principalement par l'écoulement d'eau dans les pores, cet écoulement produit des forces appliquées sur les particules de sable.

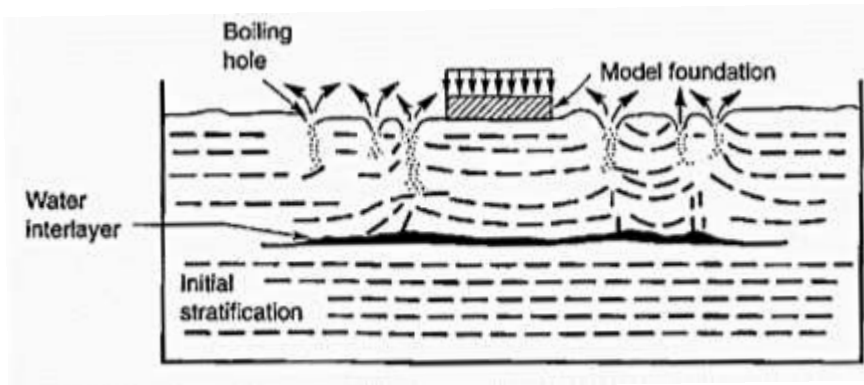


Figure 1.2-5: Formation des eaux intercalées dans l'essai de la table secouant de Liu and Qiao[2]

Si le gradient hydraulique atteint une valeur critique, la contrainte effective diminuera jusqu'à zéro. Dans ce cas, la vitesse d'eau sera suffisante pour transporter les particules de sable à la surface. Sur site, les conditions du sol sont rarement uniformes, donc l'eau contenue dans les pores tend à s'écouler avec une grande vitesse à travers les fissures. Les particules de sable peuvent être transportées à travers ces fissures et puis éjectées à la surface de sol en formant un sable bouillant.

#### 1.2.4.3. Tassement

Le sable lâche tend à se densifier lors d'un séisme. La densification de la sous-surface se manifeste à la surface sous forme de tassement qui peut induire des dommages aux structures.

- Le sable sec tend à se densifier.
- Le tassement d'un dépôt de sable saturé nécessite beaucoup de temps

Le tassement est possible quant seulement une dissipation de la pression interstitielle est induite par le séisme. Le temps nécessaire pour ce tassement dépend de la perméabilité et la compressibilité du sol, et la durée de drainage.

#### 1.2.5. Conclusion

La liquéfaction nécessite le développement d'un excès de pression des pores, la susceptibilité à la liquéfaction est influencée par les caractéristiques compositionnelles qui ont une influence sur le changement de volume. Les caractéristiques compositionnelles à grand potentiel de changement de volume, tendent à être associées à une grande susceptibilité à la liquéfaction.

La liquéfaction est un phénomène qui peut être la conséquence du chargement monotone ou cyclique d'un sol lâche dans des conditions non drainées. Son initiation est développée distinctement pour les chargements monotone et cyclique, cette démarche étant justifiée par le fait que la contrainte critique nécessaire pour initier le phénomène ne sera pas atteinte de la même manière selon qu'il s'agisse de l'un ou l'autre type de sollicitation.

---

## **Chapitre 1.3 : Evaluation du potentiel de la liquéfaction**

---



## Chapitre 1.3. Evaluation du potentiel de la liquéfaction

### 1.3.1. Introduction

Historiquement, les répercussions majeures, occasionnées par les tremblements de terre de Niigata (1964), Kobe (1995) et Christchurch (2010/11) ont illustré l'importance et l'ampleur des dommages causés par la liquéfaction du sol. Plusieurs recherches ont permis d'appréhender le risque de liquéfaction et d'évaluer ses conséquences en fonction de l'intensité sismique donnée.

Seed - fut le premier, en 1979, a développé une méthode d'évaluation in situ du risque de liquéfaction. Son approche repose sur une estimation du risque de liquéfaction à partir des essais (SPT) et (CPT) réalisés sur site. Basée sur les différentes observations et recherches réalisées par les professeurs Seed et Idriss de l'Université de Berkeley en Californie (Seed et Idriss, 1970 ; Seed, 1979), suite aux tremblements de terre de 1964 au Japon et en Alaska, la méthode a été mise à jour en 1998 par le "National Center for Earthquake Engineering Research" (NCEER) (Youd et al. 2001).

Pour évaluer le potentiel de liquéfaction du sol, il est important de déterminer la stratigraphie du sol. Le CPT est un test in situ idéal pour évaluer le potentiel de la liquéfaction du sol en raison de sa répétabilité, de sa fiabilité, de ses données continues et de sa rentabilité.

### 1.3.2. Les essais in-situ comme indices des caractéristiques de la liquéfaction

#### 1.3.2.1. L'essai de pénétration par cône (CPT)

L'essai de pénétration au cône est un outil précieux pour la caractérisation des conditions de sous-surface, pour l'évaluation de diverses propriétés de sol, ainsi que pour l'estimation du potentiel de liquéfaction. Un essai CPT consiste à enfoncer un pénétromètre conique de diamètre de 35.7 mm à une vitesse constante de 2cm/sec. Des capteurs électroniques enregistrent la force sur le bout conique, l'effort de frottement sur le manchon derrière le bout, et la pression interstitielle.

La force totale agissante sur le cône, divisée par la surface projetée du cône donne la résistance de pointe. La force totale agissante sur le manchon de frottement, divisée par l'aire du manchon de frottement, donne la résistance du manchon. Dans un piezocone la pression interstitielle est mesurée dans la position  $u_2$  derrière le cône (Figure 1.1-3).

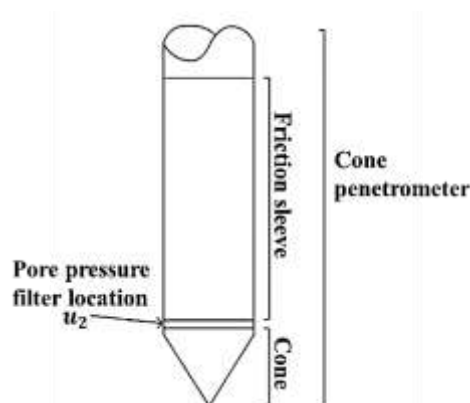


Figure 1.3-1: Terminologie pour le cône de pénétration[3]

### Les avantages de CPT

- Obtention rapide de profilés continus
- Des données fiables et répétitives
- Economique et productif
- Les bases de l'interprétation sont fortes

### Les inconvénients de CPT

- Un capital relativement élevé
- Nécessite une main d'œuvre qualifiée
- Durant l'essai CPT, l'échantillonnage n'est pas possible
- La pénétration peut être restreinte pour les couches cimentées ou de gravier

Malgré qu'on ne puisse pas obtenir des échantillons durant l'essai CPT, cela est possible en utilisant les équipements de poussage du CPT.

L'approche recommandée est de commencer par plusieurs sondages CPT pour définir le profilé stratigraphique, et fournir les estimations initiales des paramètres géotechniques, puis de poursuivre par un échantillonnage sélectif.

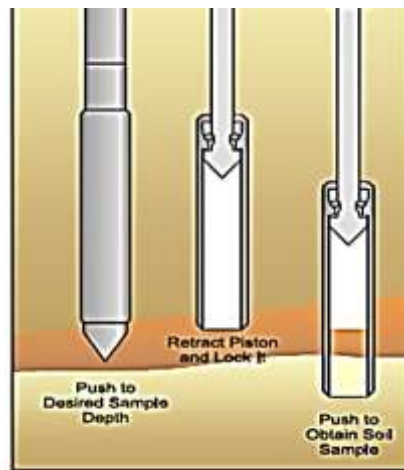


Figure 1.3-2: Schéma d'un simple échantillonneur de sol à pousser directe (CPT)[3]

#### 1.3.2.1.1. La procédure de l'essai

1. **Préforage** : Pour pénétrer dans les sols durs il est nécessaire de faire un pré-forage pour éviter l'endommagement du cône.
2. **La verticalité** : La machine de poussage doit être installée d'une façon à obtenir une direction verticale le plus que possible.
3. **Les mesures de référence** : Les essais ont montré que les résultats des détecteurs lors d'un chargement nul, sont sensibles au changement de la température, c'est pour ça que la majorité des cônes contiennent des senseurs thermiques. Fréquemment on prend ces mesures pour repérer ces changements.
4. **Le taux de pénétration** : Le taux de pénétration standard est de 2 cm/s.
5. **Les intervalles de mesure** : La plupart des systèmes prennent des intervalles de mesures entre 10 – 50 mm.
6. **Essais de dissipation** : Lorsqu'on fait une pause lors d'une pénétration la pression interstitielle à la frontière du cône commence à se dissiper. L'essai de dissipation doit être poursuivi jusqu'aucune dissipation n'est observée.
7. **Le calibrage et la maintenance** : Les calibrages devraient être effectués par intervalles basés sur la stabilité des mesures en chargement nul.

Si les mesures en chargement nul sont stables, le calibrage des cellules de chargement n'a pas besoin d'être vérifié.

### 1.3.3. Interprétation du CPT

Plusieurs corrélations semi-empiriques ont été développées pour estimer les paramètres géotechniques à partir de l'essai CPT pour différents types de sol. Ces corrélations varient selon leurs fiabilités et applicabilités, car le CPT a des détecteurs additionnels. Puisque le CPT avec les mesures de la pression interstitielle est souvent précieux, le tableau suivant représente une estimation de l'applicabilité de CPTu pour estimer les paramètres du sol.

Tableau 1.3-1: L'application du CPT pour déterminer les paramètres du sol

Soil type	$D_r$	$\psi$	$K_o$	OCR	$S_t$	$s_u$	$\phi'$	$E, G^*$	$M$	$G_o^*$	$k$	$c_h$
Coarse-grained (sand)	2-3	2-3	5	5			2-3	2-3	2-3	2-3	3-4	3-4
Fine-grained (clay)			2	1	2	1-2	4	2-4	2-3	2-4	2-3	2-3

1=high, 2=high to moderate, 3=moderate, 4=moderate to low, 5=low reliability, Blank=no applicability, \* improved with SCPT

#### 1.3.3.1. Type et profilé de sol

L'une des applications du CPT est l'identification du sol et la détermination de la stratigraphie. Généralement, la résistance de cône  $q_t$  a une grande valeur pour les sables et elle est petite pour les argiles, contrairement au rapport de frottement ( $R_f = f_s/q_t$ ) qui est faible pour les sables et élevé pour les argiles. Le CPT ne peut pas identifier d'une manière exacte le type de sol en se basant sur les caractéristiques physiques du sol, comme la distribution des grains, mais peut donner des informations sur les caractéristiques mécaniques du sol, ou le type de comportement de sol. Les résultats du CPT fournissent un indice de comportement in-situ des grains de sol autour de l'outil de mesure. Alors, la prédiction du type de sol en se basant sur les résultats du CPT peut être référée au type de comportement de sol « Soil Behavior type SBT ».

#### 1.3.3.2. Diagramme de SBT non-normalisé

Le diagramme le plus utilisé de comportement de sol par CPT est proposé par Robertson et al. (1986), la Figure 1.3-3 représente la version mise à jour (Robertson 2010). Ce diagramme utilise les paramètres CPT de base, la résistance de cône  $q_t$  et le rapport de frottement  $R_f$ . Le diagramme en globalité peut fournir des prédictions raisonnables de type de comportement de sol allant jusqu'à 20 m de profondeur. Pour quelques zones, des chevauchements peuvent être repérés.

Tableau 1.3-2: Traduction de la légende des zones

Zone	Type de comportement du sol
1	Grains fins, Sensible
2	Sol organique -Argile
3	Argile- argile limoneuse
4	Mélange de limons-Limon argileux Argile limoneuse
5	Mélange de sable-Sable limoneux à Limon sableux
6	Sables- Sable propre à sable limoneux
7	Sable graveleux à Sable dense
8	Sable très rigide à Sable argileux*
9	Grain fin très rigide*

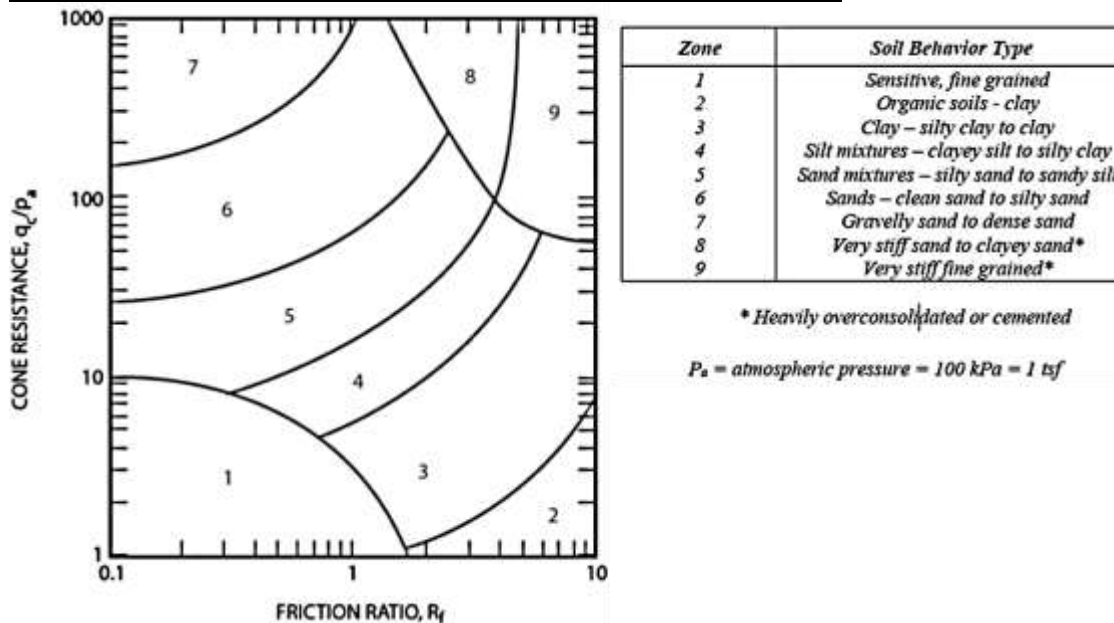


Figure 1.3-3: Diagramme de type de comportement du sol non-normalisé (SBT) pour le CPT (Robertson, 1990, mis à jour par Robertson, 2010)[3]

### 1.3.3.3. Diagramme de SBT<sub>n</sub> normalisé

Puisque la résistance de pénétration et la résistance du manchon augmentent avec la profondeur suite à l'augmentation de la contrainte effective, les données de CPT nécessitent une normalisation de la contrainte effective pour des investigations peu profondes et/ou très profondes.

Le diagramme de comportement de sol le plus utilisé est basé sur les données normalisées de CPT, proposé par Robertson (1990), le diagramme est illustré par la Figure 1.3-4. Une zone est identifiée par implantation des résultats de CPT, pour les sols non âgés, non-cimentés, insensibles et normalement consolidés. Le diagramme identifie les tendances générales de la réponse du sol tel que : l'augmentation de la densité du sol, l'âge et la cimentation pour les sols sableux, le degré de surconsolidation (OCR) et la sensibilité du sol ( $S_t$ ) pour les sols cohésifs.

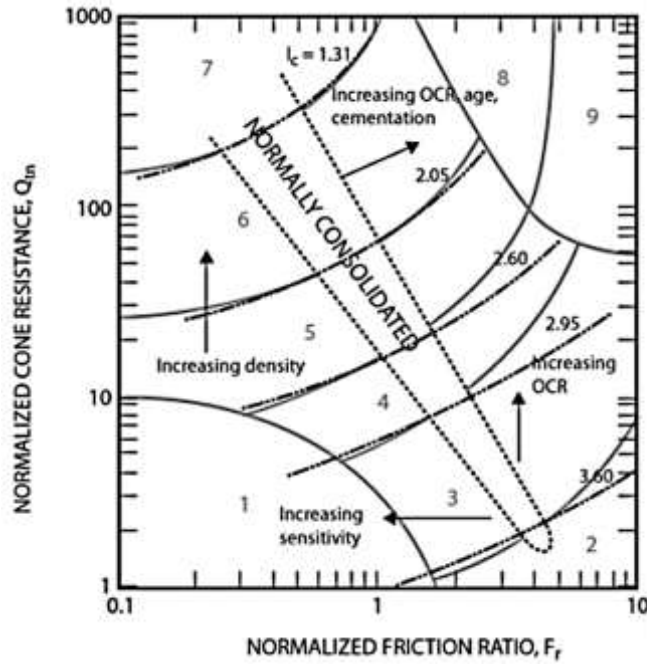


Figure 1.3-4: Diagramme de type de comportement du sol normalisé (SBTn) pour CPT ;  $Q_{tn} - F_r$  (Robertson, 1990, mis à jour par Robertson, 2010)[3]

Zone	Soil Behavior Type	$I_c$
1	Sensitive, fine grained	N/A
2	Organic soils -clay	> 3,6
3	Clays-silty clay to clay	2,95 – 3,6
4	Sand mixtures-clayey silt to silty clay	2,6 – 2,95
5	Sand mixtures-silty sand to sandy silt	2,05 – 2,6
6	Sands-clean sand to silty sand	1,31 – 2,05
7	Gravelly sand to dense sand	< 1.31
8	Very stiff sand to clayey sand*	N/A
9	Very stiff, fine grained*	N/A

\*Heavily overconsolidated or cemented

Les diagrammes de SBT<sub>n</sub> proposés par Robertson (1990) contiennent aussi un diagramme additionnel basé sur le paramètre de pression interstitielle  $B_q$ , (Figure 1.3-5) :

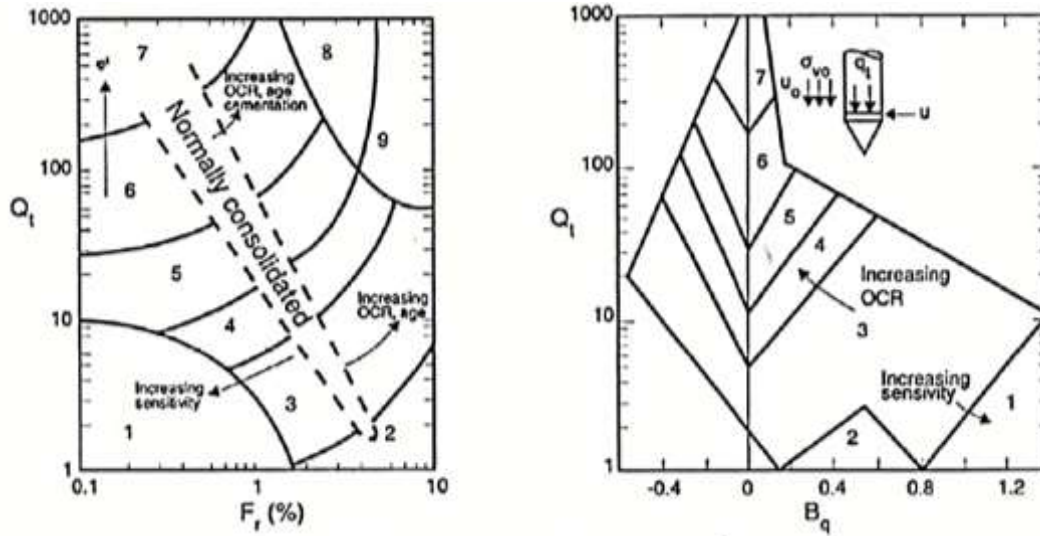
$$B_q = \frac{\Delta u}{q_n} \quad (1)$$

Où :

L'excès de pression interstitielle  $\Delta u = u_2 - u_0$

La résistance nette de cône  $q_n = q_t - \sigma_{vo}$

Le diagramme  $Q_t - B_q$  est utile lorsqu'on est face à des sols, où on peut avoir un grand excès de la pression interstitielle. Généralement, ce diagramme est peu utilisé pour les essais CPT in-situ à cause de la faible répétabilité des résultats d'excès de la pression interstitielle.



$$Q_t = \frac{q_t - \sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \quad B_q = \frac{u_2 - u_0}{q_t - \sigma_{vo}} \quad F_r = \frac{f_s}{q_t - \sigma_{vo}} \times 100\%$$

Figure 1.3-5: Diagramme de type de comportement du sol normalisé (SBTn) pour le CPT ;  $Q_{tn} - F_r$  et  $B_q - F$  (Robertson, 1990, mis à jour par Robertson, 2010)

Le type de comportement de sol peut être mieux apprécié si les mesures des pressions interstitielles sont aussi prises, comme illustré dans la Figure 1.3-5. Pour les argiles molles et les limons la pression interstitielle peut être très grande, tandis que pour les argiles raides surconsolidées, ou les limons denses, les pressions interstitielles lors de l'essai CPT ( $u_2$ ) peuvent être petites et souvent négatives relativement aux pressions interstitielles à l'équilibre [3]. Le taux de dissipation des pressions interstitielles, peut aussi être utilisé pour identifier le type de sol. Par exemple, pour un sol sableux la dissipation se fera rapidement, contrairement aux argiles où le taux de dissipation est très lent.

Pour simplifier l'application du diagramme SBTn (Figure 1.3-4) pour le CPT, les paramètres de cône normalisés  $Q_t$  et  $F_r$  peuvent être combinés en donnant un indice de type de comportement de sol  $I_c$ , ou  $I_c$  représente le rayon des cercles concentriques qui eux à leurs tours représentent les frontières de chaque zone de SBTn.  $I_c$  peut être définie comme suit :

$$I_c = ((3,47 - \log Q_t)^2 + (\log F_r + 1,22)^2)^{0,5} \quad (2)$$

$Q_t$  : La résistance normalisée de pénétration du cône  $Q_t = \frac{q_t - \sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}}$

$F_r$  : Le rapport de frottement normalisé  $F_r = \frac{f_s}{q_t - \sigma_{vo}} * 100\%$

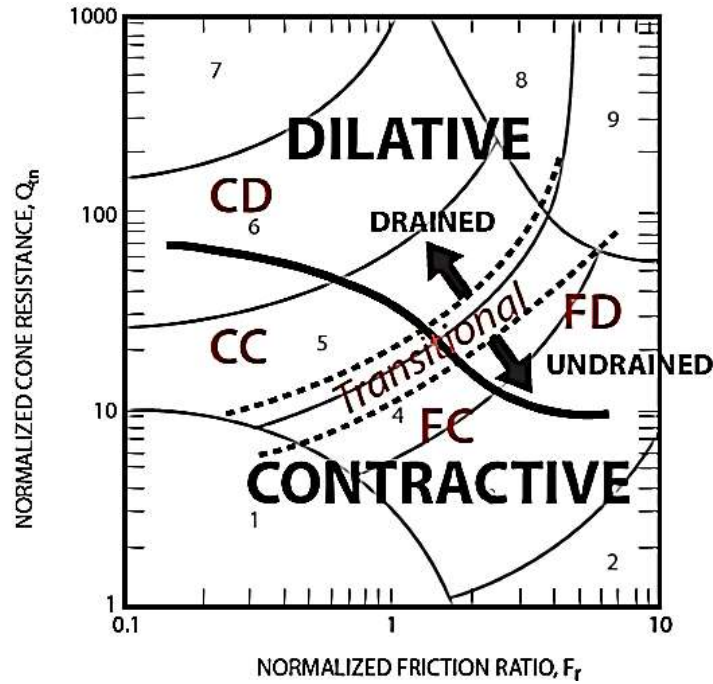
$Q_t$  représente une normalisation simple avec un exposant de contrainte (n) égale à 1,0, ce qui est applicable aux sols argileux. Robertson (2009) a proposé d'utiliser les diagrammes illustrés dans la Figure 1.3-4 et Figure 1.3-5, avec la résistance du cône normalisée ( $Q_{tn}$ ) qui est calculé en utilisant un exposant de contrainte qui varie avec le type de sol via  $I_c$ .

Les frontières approximatives des types de comportement de sol sont fonction de  $I_c$ . L'indice du type de comportement de sol n'est pas applicable pour les zones 1, 8, et 9.

La

Figure 1.3-6 montre un diagramme SBT CPT plus généralisé, basé sur la description des grandes déformations.





<b>Sols à grains grossiers (CD &amp; CC ~ <math>I_c &lt; 2,5</math>)</b>	
CD	La liquéfaction cyclique est possible en fonction de la durée et le niveau d'application du chargement cyclique
CC	La liquéfaction cyclique et les pertes de force sont possibles en fonction du chargement et la géométrie du site.
<b>Sol à grains fins (FD &amp; FC ~ <math>I_c &gt; 2,7</math>)</b>	
FD	Ramollissement cyclique et possible en fonction de la durée et le niveau d'application du chargement cyclique.
FC	Ramollissement cyclique et les pertes de force sont possibles en fonction de la sensibilité du sol, du chargement et la géométrie du site.

Figure 1.3-6: Diagramme normalisé de type de comportement du sol (SBTn)  $Q_{tn} - F_r$  en utilisant des descriptions générales de comportement du sol pour des grandes déformations (Modifié de Robertson, 2012)[3]

#### 1.3.3.4. Le poids volumique du sol ( $\gamma$ )

La détermination des poids volumiques totales ( $\gamma$ ) est meilleure lorsque les échantillons sont relativement en bon état et lorsque le volume a pesé est connue. Lorsque ceci n'est pas possible le poids volumique peut être estimé des résultats de CPT :

$$\gamma/\gamma_w = 0,27[\log R_f] + 0,36[\log(q_t/p_a)] + 1,236 \quad (3)$$

$R_f$  : Rapport de frottement =  $(f_s/q_t)100\%$

$\gamma_w$  : Poids volumique d'eau

$p_a$  : Pression atmosphérique

### 1.3.3.5. La Contrainte de cisaillement non-drainé $s_u$

Puisque l'anisotropie et le taux de déformation vont inévitablement influencer les résultats de tous les essais in-situ, leurs interprétations auront nécessairement besoin des quelques contenues empiriques pour tenir compte de ces facteurs. Les solutions théoriques ont fourni un aperçu précieux sur la forme de la relation entre la résistance du cône et  $s_u$ . Toutes les théories résultent d'une relation entre  $q_t$  et  $S_u$  de la forme :

$$s_u = \frac{q_t - \sigma_v}{N_{kt}} \quad (4)$$

$N_{kt}$  varie de 10 à 18, et la valeur moyenne de  $s_{u(ave)} = 14$ .

$N_{kt}$  augmente avec l'augmentation de la plasticité et diminue lorsque la sensibilité du sol augmente

Pour les argiles très molles, où on peut avoir des incertitudes concernant la précision de  $q_t$ , les estimations de  $s_u$  peuvent être faites à partir de l'excès de la pression interstitielle ( $\Delta u$ ) mesuré dans  $u_2$  par la relation :

$$s_u = \frac{\Delta u}{N_{\Delta u}} \quad (5)$$

Où  $N_{\Delta u}$  varie de 4 à 10. Pour une estimation conservatrice on choisit une valeur proche de la limite supérieure. Notant que  $N_{\Delta u}$  est lié à  $N_{kt}$  via  $B_t$ , par la relation :

$$N_{\Delta u} = B_q N_{kt} \quad (6)$$

### 1.3.3.6. La sensibilité du sol

La sensibilité ( $S_t$ ) de l'argile est définie comme le rapport de la résistance au cisaillement non-drainée de l'échantillon intact, à la résistance au cisaillement non-drainée de l'échantillon remanié.

La contrainte au cisaillement,  $s_{u(Rem)}$ , de l'échantillon remanié peut être considérée égale à la résistance du manchon (frottement) ( $f_s$ ). Donc, la sensibilité de l'argile peut être estimée en calculant  $s_u$  à partir des caractéristiques du site ou les corrélations de  $f_s$  avec  $q_t$  ou  $\Delta u$  et  $s_{u(Rem)}$ , la relation suivante donne une approximation de  $s_u$  :

$$s_t = \frac{s_u}{s_{u(Rem)}} = \frac{q_t - \sigma_v}{N_{kt}} \left( \frac{1}{f_s} \right) = \frac{7}{F_r} \quad (7)$$

### 1.3.3.7. Le rapport de la contrainte non drainée de cisaillement ( $s_u/\sigma'_{vo}$ )

Il est souvent important d'estimer le rapport de la contrainte de cisaillement non-drainé à partir de l'essai CPT, puisqu'il est lié directement à le rapport de surconsolidation (OCR). L'état critique de la mécanique des sols présente une relation entre le rapport de la contrainte non-drainée de cisaillement pour les argiles normalement consolidées sous différentes directions de chargement et l'angle de frottement de la contrainte effective  $\phi'$ . Donc une meilleure estimation de ce rapport peut être obtenue à partir de l'angle de frottement. Pour les argiles normalement consolidées :

$$(s_u/\sigma'_{vo})_{NC} \sim 0,22 \rightarrow \text{pour un cisaillement direct } (\phi' = 26^\circ)$$



A partir du CPT :

$$(s_u/\sigma'_{vo}) = \left(\frac{q_t - \sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}}\right) * \frac{1}{N_{kt}} = \frac{Q_t}{N_{kt}} \quad (8)$$

Puisque  $N_{kt} \sim 14$

$$(s_u/\sigma'_{vo}) \sim 0,071 Q_t$$

Pour une argile normalement consolidée où  $(S_u/\sigma'_{vo})_{NC} \sim 0,22$  ;

$$Q_t = 3 \text{ à } 4 \text{ pour Argile NC insensible}$$

En se basant sur la supposition que  $f_s$  est directement mesuré à partir de la contrainte remoulée de cisaillement,  $s_{u(Rem)} = f_s$ . Alors :

$$s_{u(Rem)}/\sigma'_{vo} = f_s/\sigma'_{vo} = \frac{F \cdot Q_t}{100} \quad (9)$$

Donc, il est possible de représenter le contour de  $s_{u(Rem)}/\sigma'_{vo}$  sur le diagramme SBT<sub>n</sub> (Robertson 2009).

### 1.3.3.8. Le rapport de surconsolidation OCR

Le rapport de surconsolidation est défini par le rapport de la contrainte effective de préconsolidation à la contrainte effective de consolidation in-situ :

$$OCR = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{vo}} \quad (10)$$

Pour un sol surconsolidé mécaniquement où le changement est l'enlèvement de la contrainte corrigée, la définition précédente est convenable. Mais pour les sols cimentés et/ou âgés, L'OCR représente le rapport de la contrainte de rendement et la contrainte effective in-situ. Pour les argiles surconsolidées :

$$(s_u/\sigma'_{vo})_{OC} = (s_u/\sigma'_{vo})_{NC} (OCR)^{0,8} \quad (11)$$

Robertson (2009) a proposé :

$$OCR = 0,25(Q_t)^{1,25} \quad (12)$$

Kulhawy and Mayne (1990) ont proposé une méthode plus simple :

$$OCR = k \left(\frac{q_t - \sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}}\right) = k Q_t \quad \text{ou} \quad \sigma'_p = k(q_t - \sigma_{vo}) \quad (13)$$

Une valeur moyenne  $k = 0,33$  peut être supposé, avec un intervalle de 0,2 à 0,5. L'approche de Kulhawy and Mayne est valable lorsque  $Q_t < 20$ .

Mayne (2012) a proposé une amélioration pour l'approche de Kulhawy and Mayne pour qu'il soit applicable pour tous les types de sol :

$$\sigma'_p = 0,33(q_t - \sigma_{vo})^m \left(\frac{p_a}{100}\right)^{1-m} \quad (14)$$

Où  $m$  est en fonction de  $I_c$  ( $m \sim 0,72$  pour un sable de silice non cimenté et  $m \sim 1,0$  pour argile intacte).

### 1.3.3.9. Rapport de contrainte in-situ ( $K_o$ )

Il n'existe pas de méthode fiable pour déterminer  $K_o$  à partir du CPT. Mais, on peut l'estimer pour les sols à grains fins en se basant sur l'estimation de OCR (figure A.1 annexe A).

Kulhawy and Mayne (1990) ont proposé une méthode, en utilisant :

$$K_o = (1 - \sin \phi') (OCR)^{\sin \phi'} \quad (15)$$

Pour les sols à grains fins peu plastiques  $K_o \sim 0,5(OCR)^{0,5}$

Ces approches sont généralement limitées par la surconsolidation mécanique des sols de grains fins.

### 1.3.3.10. La densité relative $D_R$

Pour les sols à grains grossiers, la densité relative ou l'indice de densité, est souvent utilisé comme un paramètre intermédiaire de sol. Elle définit par :

$$I_D = D_R = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \quad (16)$$

Où  $e_{max}$  et  $e_{min}$  sont les indices des vides maximal et minimal, et  $e$  est l'indice de vide in-situ.

Baldi et al. (1986) ont recommandé une formule pour estimer la densité relative à partir de  $q_c$ . l'expression suivante est une version modifiée de cette formule pour obtenir  $D_R$  à partir de  $Q_{cn}$  :

$$D_R = \left(\frac{1}{C_2}\right) \ln \left(\frac{Q_{cn}}{C_0}\right) \quad (17)$$

$\sigma'_{vo}$  : Contrainte effective verticale

$Q_{cn} = (q_c/p_a)/(\sigma'_{vo}/p_a)^{0,5}$  : La résistance normalisée de CPT corrigé

$p_a$  : Pression de référence (100 kPa)

$q_c$  : La résistance de pénétration

Pour les sables de quartz compressibles, normalement consolidés, non-cimentés, et non âgés,  $C_0 = 15,7$  et  $C_2 = 2,41$

Kulhawy and Mayne (1990) ont proposé une relation plus simple pour l'estimation de la densité relative :

$$D_R^2 = \frac{Q_{cn}}{305 \cdot Q_c \cdot Q_{OCR} \cdot Q_A} \quad (18)$$

Où :

$Q_c$  : Facteur de compressibilité

$Q_{OCR}$  : Facteur de surconsolidation,  $Q_{OCR} = OCR^{0,18}$

$Q_A$  : Facteur d'âge,  $Q_A = 1,2 + 0,05 \log \left(\frac{t}{100}\right)$

Un constant de 350 est plus raisonnable pour un sable de quartz moyen, propre, non-cimenté, non vieilli de presque 1000 ans. Donc la relation peut être simplifiée pour un sable de silice jeune, et non-cimenté comme suit :

$$D_R^2 = \frac{Q_{tn}}{350} \quad (19)$$

### 1.3.3.11. Paramètre d'état $\psi$

Le paramètre d'état est défini comme la différence entre l'indice des vides in situ  $e$ , est l'indice des vides à l'état critique  $e_{cs}$ , sous la même contrainte effective, pour un sol sableux. L'évaluation de l'état est complexe, et dépend de plusieurs paramètres de sol. Parmi les paramètres principaux le module de cisaillement, la compressibilité, et le durcissement plastique.

En se basant sur les données de Jefferies and Been (2006), et Shuttle and Cunnig (2007), ainsi que les mesures du projet de CANLEX (Wide et al, 2000), pour un sol jeune à gros grains non-cimenté, et en se basant aussi sur la relation entre OCR et le paramètre d'état pour un sol à grains fins, Robertson (2009) a développé des contours de paramètre d'état  $\psi$  sur  $SBT_n$ . Les contours de  $\psi$  sont représentés dans la Figure 1.3-7

Robertson (2010) a proposé une approximation simplifiée de la relation entre  $\psi$  et la résistance de cône normalisé  $Q_{tn,cs}$  équivalente pour un sable propre, comme suit :

$$\psi = 0,56 - 0,33 \log(Q_{tn,cs}) \quad (20)$$

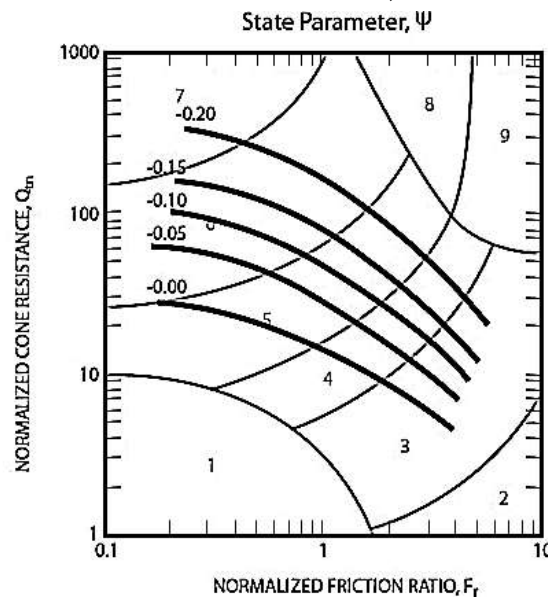


Figure 1.3-7: Les contours du paramètre d'état estimé  $\psi$  (lignes épaisses), sur le diagramme  $Q_{tn} - F_r$   $SBT_n$ , pour des sols holocène- âgé non-cimentés [4]

### 1.3.3.12. L'angle de frottement $\phi'$

La contrainte de cisaillement pour les sols à gros grains non-cimenté est souvent exprimé par un angle de frottement maximale sécant  $\phi'$ .

Robertson et Campanella (1983) ont proposé une corrélation pour estimer l'angle de frottement max  $\phi'$ . Pour un sable de compressibilité élevée, la méthode tend à estimer des petits angles de frottement :

$$\tan \phi' = \frac{1}{2,68} \left[ \log \left( \frac{q_c}{\sigma'_{vo}} \right) + 0,29 \right] \quad (21)$$

Jefferies and Been (2006) ont montré l'existence d'un lien entre le paramètre d'état de sol, et l'angle de frottement  $\phi'$ . Donc, il est possible d'écrire une relation entre  $Q_{tn,cs}$  et  $\phi'$ , en utilisant l'expression suivante :

$$\phi' = \phi'_{cv} - 48 \psi \quad (22)$$

Où  $\phi'_{cv}$  : l'angle de frottement à l'état critique (volume constant) dépend de la minéralogie,  $33^\circ$  pour le sable de quartz.

Donc, la relation entre  $Q_{tn,cs}$  et  $\phi'$  peut-être écrite sous la forme suivante :

$$\phi' = \phi'_{cv} + 15,84 [\log Q_{tn,cs}] - 26,88 \quad (23)$$

La relation ci-dessus a l'avantage d'inclure les caractéristiques des grains et minéralogie qui apparaissent dans  $\phi'_{cv}$  et  $Q_{tn,cs}$ . Ainsi, cette expression tend à prévoir les valeurs  $\phi'$  proches des valeurs mesurées pour des sables de calcaire où la résistance de pointe du CPT sera petite pour des valeurs élevées de  $\phi'$ .

### 1.3.3.13. Module de rigidité

Les données de CPT peuvent être utilisées pour la détermination du module de rigidité dans le sol. La corrélation entre  $q_c$  et le module de Young « E » est influencé par l'historique des déformations et des contraintes, l'âge et la minéralogie de sol.

La Figure 1.3-8 montre un guide pour l'estimation du module de Young pour les sables de silice non âgés, et non-cimentés.

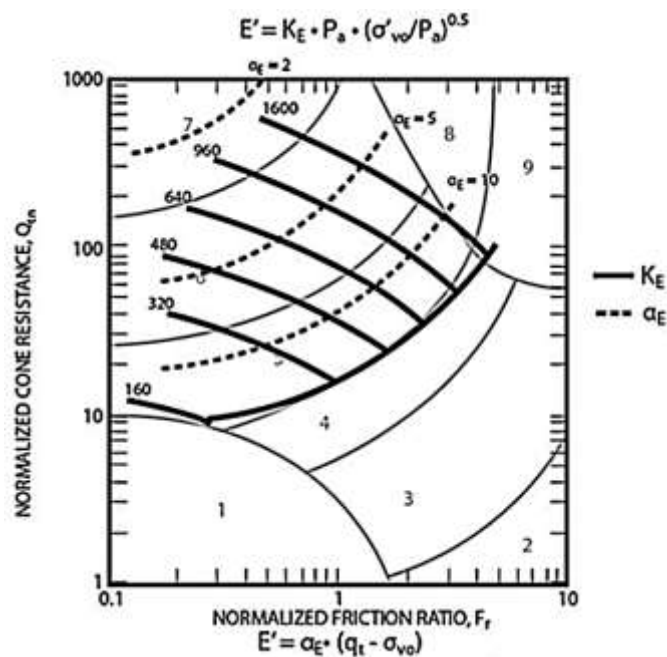


Figure 1.3-8: Evaluation du module de Young drainé ( $\dot{\lambda} \sim 0, 1\%$  de déformation) à partir du CPT pour des sables de silice non-cimentés,  $E = \alpha_E (q_t + \sigma_{vo})$  où  $\alpha_E = 0,015 [10^{0,551c+1,68}]$ . [4]

### 1.3.3.14. Coefficient de perméabilité (k)

Une estimation approximative du coefficient de perméabilité d'un sol peut être faite à partir de l'estimation du type de comportement de sol en utilisant les diagrammes SBT du CPT. Le Tableau 1.3-3 contient des estimations basées sur les diagrammes SBT du CPT. Ces estimations sont approximatives, mais contiennent des informations sur la variation des perméabilités éventuelles.

La relation entre la perméabilité et  $I_c$  indiquée dans le tableau ci-dessus, peut être représentée par :

$$k = 10^{0,952-3,04I_c} (m/s) \rightarrow \text{pour } 1,0 < I_c < 3,27$$

$$k = 10^{-4,52-1,37I_c} (m/s) \rightarrow \text{pour } 3,27 < I_c < 4$$

Les relations ci-dessus sont utilisées pour constater la variation de la perméabilité en fonction de la profondeur

Tableau 1.3-3: Les perméabilités estimées ( $k$ ) basées sur le diagramme SBT du CPT selon Robertson(2010)

Zone SBT	SBT	Intervalle de $k(m/s)$	$I_c$ SBTn
1	Grains fins, Sensibles	$3.10^{-10} \rightarrow 3.10^{-8}$	N/A
2	Sol organique -Argile	$1.10^{-10} \rightarrow 1.10^{-8}$	$I_c > 3,6$
3	Argile	$1.10^{-10} \rightarrow 1.10^{-9}$	$2,95 < I_c < 3,6$
4	Mélange des limons	$3.10^{-9} \rightarrow 1.10^{-7}$	$2,6 < I_c < 2,95$
5	Mélange des sables	$1.10^{-7} \rightarrow 1.10^{-5}$	$2,05 < I_c < 2,6$
6	Sable	$1.10^{-5} \rightarrow 1.10^{-3}$	$1,31 < I_c < 2,05$
7	Sable dense à Sable graveleux	$1.10^{-3} \rightarrow 1$	$I_c < 1,31$
8	Sable très rigide*	$1.10^{-8} \rightarrow 1.10^{-3}$	N/A
9	Grains fins très rigides*	$1.10^{-9} \rightarrow 1.10^{-7}$	N/A

\*surconsolidé et/ou cimenté

### 1.3.3.15. Les caractéristiques de consolidation

L'écoulement et les caractéristiques de consolidation sont normalement exprimés en fonction du coefficient de perméabilité «  $k$  », et du coefficient de consolidation «  $c$  », qui est donné par la relation :

$$c = \frac{kM}{\gamma_w} \quad (24)$$

$M$  : Un module contraint unidimensionnel lié au problème.

Les paramètres  $c$  et  $k$  varient sur plusieurs ordres de grandeurs et il est très difficiles de les mesurer. En raison l'anisotropie du sol,  $c$  et  $k$  ont des valeurs différentes selon la direction horizontale ( $c_h, k_h$ ), et la direction verticale ( $c_v, k_v$ ).

Le coefficient de consolidation peut être estimé en mesurant la dissipation, ou bien le taux de diminution de la pression interstitielle, lorsqu'on arrête l'essai CPT. Le coefficient de consolidation doit être déduit à 50% de la dissipation, en utilisant la formule suivante :

$$c = \left( \frac{T_{50}}{t_{50}} \right) \cdot r_o^2 \quad (25)$$

$T_{50}$  : Facteur théorique adimensionnel du temps

$t_{50}$  : Temps nécessaire pour atteindre 50% de la dissipation

$r_o$  : Rayon de pénétration

L'estimation de  $c_h$  à partir des résultats du CPT est contrôlée par l'historique du site, la sensibilité, l'anisotropie et la rigidité relative.

Une estimation approximative du coefficient de consolidation dans la direction verticale peut être obtenue en utilisant le coefficient de perméabilité dans les deux directions ; horizontale et verticale.

$$c_v = c_h \left( \frac{k_v}{k_h} \right) \quad (26)$$

### 1.3.3.16. Module contraint

Le tassement peut être exprimé en utilisant le module contraint unidimensionnel  $M_c$ , où :

$$M_c = \frac{1}{m_v} = \frac{\delta \sigma_v}{\delta \varepsilon} = 2,3(1 + e_0) \left( \frac{\sigma'_{vo}}{C_c} \right) \quad (27)$$

$m_v$  : Coefficient œdométrique de compressibilité équivalent.

Le module contraint peut être estimé à partir des résultats CPT en utilisant la relation empirique suivante :

$$M_c = \alpha_{M_c} (q_t - \sigma_{vo})$$

Robertson (2009) a proposé que  $\alpha_{M_c}$  varie avec  $Q_t$ , comme suit :

Pour  $I_c > 2,2$ , on utilise :

$$\alpha_{M_c} = Q_t \quad \rightarrow \text{pour } Q_t < 14$$

$$\alpha_{M_c} = 14 \quad \rightarrow \text{pour } Q_t > 14$$

Pour  $I_c < 2,2$ , on utilise :

$$\alpha_{M_c} = 0,0188 [10^{0,55 I_c + 1,68}]$$

Les estimations du module contraint unidimensionnelle à partir de l'essai CPT sont approximatives.

### 1.3.4. Evaluation du potentiel de liquéfaction

Plusieurs approches ont été développées pour évaluer le potentiel de liquéfaction. L'approche la plus utilisée est basée sur la comparaison des sollicitations cycliques induites par le séisme et la résistance cyclique du sol.

Les sollicitations cycliques induites par le séisme au-dessous du niveau de sol sont attribuées à l'effet des contraintes séismiques horizontales. La Figure 1.3-9 illustre les contraintes appliquées sur un échantillon de sol au-dessous du niveau de sol avant et après l'application des contraintes séismiques horizontales, qui vont produire des changements temporaires des contraintes totales verticale et horizontale.

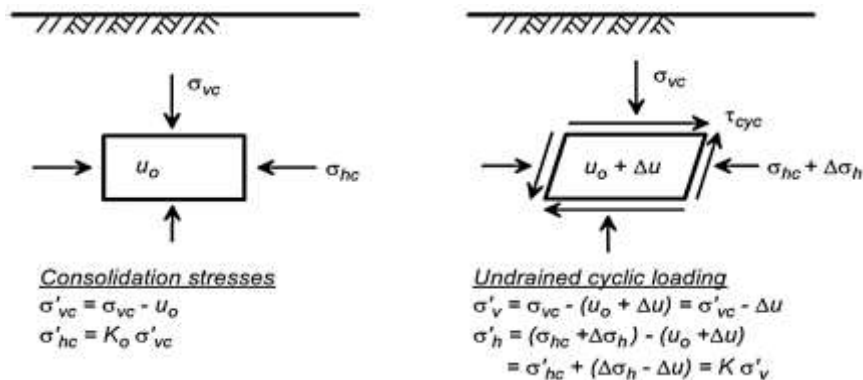


Figure 1.3-9: Les contraintes cycliques sur un élément de sol soumis à un mouvement horizontal[5]

L'effet des forces verticales du séisme n'est pas considéré dans l'analyse des profils de sol. Les contraintes cycliques horizontales induites sont normalisées relativement à la contrainte effective verticale de consolidation ( $\sigma'_{vc}$ ) pour obtenir le CSR, qui est comparé au CRR du sol (Figure 1.3-10). La liquéfaction est susceptible de se produire à une profondeur où les contraintes appliquées dépassent les résistances cycliques.

Le CSR séismique est souvent estimé par la procédure simplifiée de Seed-Idriss. Le rapport de résistance cyclique (CRR) in-situ des sables peut être évalué selon les principes des essais au laboratoire.

Seed (1979) a expliqué que la résistance de pénétration d'un essai CPT et le CRR du sable ont des réponses similaires (i.e., augmentent ou diminuent) au changement des facteurs comme  $D_R$ ,  $K_o$ , âge, cimentation ou l'historique de sismicité

Le CRR in-situ du sable dépend aussi de la durée du séisme, de la contrainte effective ( $\sigma'_{vc}$ ,  $k_\sigma$ ), et la pente du terrain ( $K_\alpha$ ).

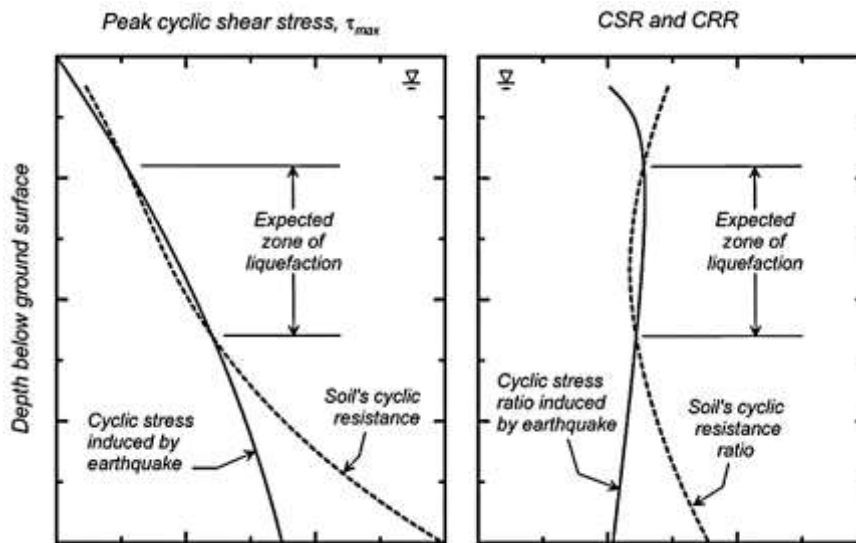


Figure 1.3-10: La zone susceptible de se liquéfier est déterminée en comparant les contraintes cycliques induites par le séisme avec les résistances cycliques du sol[5]

### 1.3.5. Evaluation du rapport de contraintes cycliques (CSR)

La liquéfaction d'un sable saturé peut être déclenchée par des combinaisons différentes du rapport des contraintes uniformes cycliques de cisaillement (CSR). Une grande valeur de CSR peut causer la liquéfaction suite à un petit nombre de cycle de chargement, tandis qu'une faible valeur du CSR requiert plus de cycle de chargement pour induire une liquéfaction[5]. Notons que le CSR est définie par le rapport de la contrainte de cisaillement cyclique ( $\tau_{cyc}$ ) dans le plan horizontal, à la contrainte effective verticale de consolidation ( $\sigma'_{vc}$ ),

$$CSR = \frac{\tau_{cyc}}{\sigma'_{vc}} \quad (28)$$

Où le CSR est défini par le rapport de la contrainte maximale de cisaillement ( $q_{cyc}/2$ ) à la contrainte de consolidation ( $\sigma'_{3c}$ )

$$CSR = q_{cyc}/2\sigma'_{3c} \quad (29)$$

Le rapport des contraintes cycliques CSR nécessaire pour atteindre la liquéfaction en un certain nombre de cycle peut être noté comme le rapport de résistance cyclique (CRR). La relation entre CRR et N, peut être estimée par la relation :

$$CRR = a.N^{-b} \quad (30)$$

Où a et b sont déterminés expérimentalement.

Le CRR d'un sable augmente avec l'augmentation de sa densité relative.

Le CRR du sable dépend aussi de la contrainte effective de confinement, et de la tendance du sable à se dilater ou se contracter. Cet aspect est illustré par Vaid and Sivathayalan (1996), indiqué dans Figure 1.3-11 où le graphe du gauche représente la charge cyclique ( $q_{cyc}/2$ ) nécessaire pour atteindre 3% de la déformation tangentiel en 10 cycles pour différente valeur de  $D_R$ .

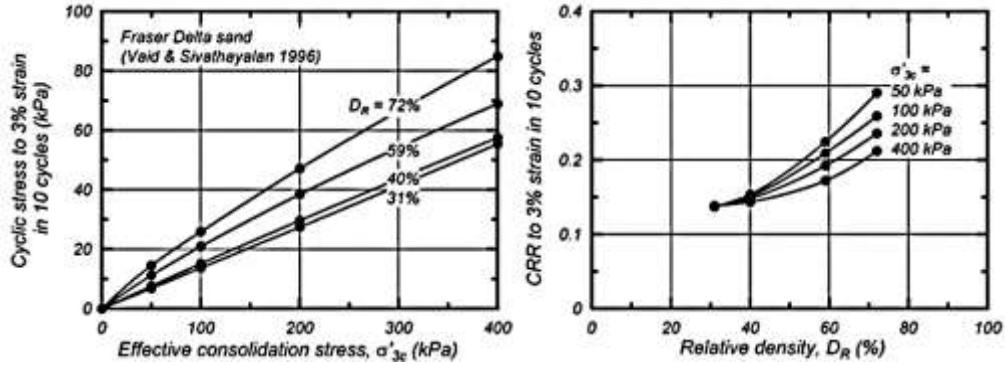


Figure 1.3-11: Résultats pour l'essai triaxiale pour le sable de "Fraser Delta", montrant que la contrainte cyclique et le CRR causent 3% de la déformation en 10 cycles uniformes pour  $D_R$  variant de 31 à 72 %, et la contrainte effective de consolidation est de 50-400[6]

### 1.3.5.1. Estimation de la contrainte induite par le séisme

Les contraintes de cisaillement à n'importe quelle profondeur dans le sol durant un séisme sont causées par la propagation verticale des ondes de cisaillement.

Si la colonne de sol au-dessus d'une profondeur « z » se comporte comme un corps rigide, la contrainte de cisaillement maximale à la base de cette colonne peut être calculée par le produit de la masse et l'accélération horizontale maximale de surface :

$$(\tau_{max})_r = \frac{\gamma \cdot z}{g} a_{max} = \sigma_v \frac{a_{max}}{g} \quad (31)$$

$a_{max}$  : L'accélération surfacique maximale du sol.

$\gamma$  : Le poids volumique total de la colonne de sol

$\sigma_v$  : Contrainte verticale totale à la profondeur « z »

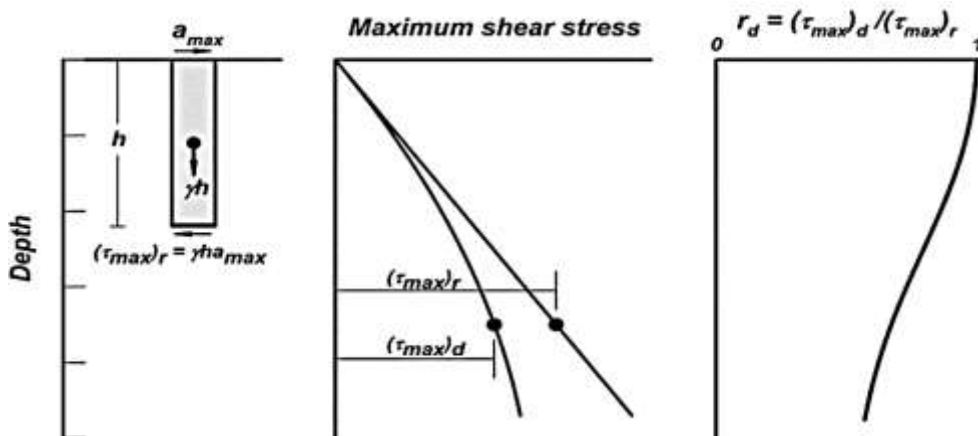


Figure 1.3-12: Schéma pour déterminer la contrainte maximale de cisaillement,  $\tau_{max}$ , et le coefficient de réduction de contrainte,  $r_d$ . [5]



La contrainte de cisaillement maximale pour un corps déformable peut être déterminée à partir de la réponse dynamique du site, et les résultats sont comparés au cas du corps rigide comme suit :

$$(\tau_{max})_d = r_d(\tau_{max})_r$$

$r_d$  : Coefficient de réduction de la contrainte de cisaillement

Les variations de  $(\tau_{max})_d$  et  $(\tau_{max})_r$  sont indiquées dans la Figure 1.3-12, la valeur de  $r_d$  est égale à 1 à la surface de sol et diminue lorsque la profondeur augmente.

Le paramètre  $r_d$  est exprimé comme une fonction dépendante de la profondeur et de la magnitude ( $M$ ) du séisme.

$$r_d = \exp(\alpha(z) + \beta(z)M) \quad (32)$$

$$\alpha(z) = 1,012 - 1,126 \sin\left(\frac{z}{11,73} + 5,133\right) \quad (33)$$

$$\beta(z) = 0,106 + 0,118 \sin\left(\frac{z}{11,28} + 5,142\right) \quad (34)$$

$z$  : La profondeur en  $m$

$M$  : Le moment de magnitude

Les arguments sont en radian.

Ces équations doivent être appliquées seulement pour des profondeurs inférieures à 20m.

La Figure 1.3-13 représente les variations de  $r_d$  calculé par les expressions précédentes pour les valeurs de magnitude  $M$  5.5, 6.5, 7.5 et 8.

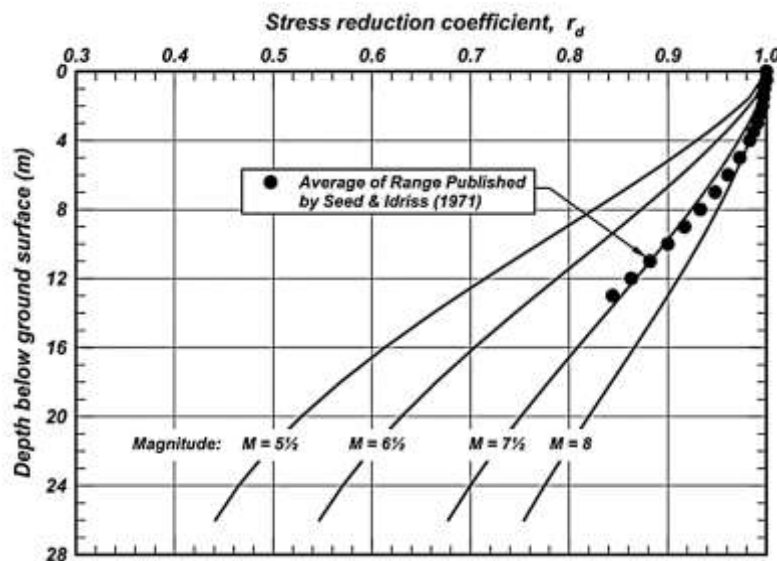


Figure 1.3-13: La variation du coefficient de réduction de contrainte avec la profondeur et la magnitude du séisme (Idriss 1999)[5]

Seed et Idriss (1971) ont représenté les charges cycliques induites par le séisme en utilisant une valeur uniforme équivalente égale à 65% de la valeur maximale de la charge cyclique. Le rapport des contraintes cycliques est calculé par la relation suivante :

$$CSR = 0,65 \frac{\tau_{max}}{\sigma'_{vc}} = 0,65 \frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \frac{a_{max}}{g} r_d \quad (35)$$

Où :  $\tau_{av}$  : La contrainte de cisaillement cyclique moyenne ;

$a_{max}$  : L'accélération horizontale maximale à la surface du sol ;

$g$  : L'accélération due à la gravité ;

$\sigma_{vo}$  et  $\sigma'_{vo}$  : Les contraintes verticales respectivement totales et effectives in-situ ;

$r_d$  : Le facteur de réduction des contraintes ;

Le facteur  $r_d$  peut être estimé en utilisant la fonction tri-linéaire suivante :

$$r_d = 1,0 - 0,00765 z \quad \rightarrow \text{si } z < 9,15 \text{ m}$$

$$r_d = 1,174 - 0,0267 z \quad \rightarrow \text{si } 9,15 \leq z < 23 \text{ m}$$

$$r_d = 0,744 - 0,008 z \quad \rightarrow \text{si } 23 \leq z < 30 \text{ m}$$

$$r_d = 0,5 \quad \rightarrow \text{si } z \geq 30 \text{ m}$$

Où  $z$  est la profondeur en mètre. Ces formules représentent seulement des valeurs moyennes puisque  $r_d$  varie considérablement avec la profondeur

Les combinaisons CSR et résistance CPT des cas connus ont été normalisées pour une magnitude séismique de 7.5 et une contrainte  $\sigma'_{vo} = 1 \text{ atm}$ . CSR pour une magnitude séismique de 7.5 est estimé par :

$$CSR_{M=7.5, \sigma'_{vc}=1} = CSR_{M, \sigma} \frac{1}{MSF} \frac{1}{K_\sigma} \quad (36)$$

$$CSR_{M=7.5, \sigma'_{vc}=1} = 0,65 \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \frac{1}{MSF} \frac{1}{K_\sigma} \quad (37)$$

Où :  $MSF$  et  $K_\sigma$  sont des facteurs de correction

### 1.3.5.2. MSF (Magnitude Scaling Factor)

Le MSF est utilisé pour corriger le CSR et/ou le CRR par rapport à une valeur de référence de la magnitude séismique  $M$  (conventionnellement prise égale à 7.5), car le CRR dépend de nombre de cycles de chargement qui est corrélé avec  $M$  (Seed et al. 1975b) :

$$MSF = \frac{CRR_M}{CRR_{M=7.5}} \quad (38)$$

Les relations de MSF peuvent être déduites en combinant

- 1) Les relations entre CRR et le nombre de cycles des contraintes uniformes et
- 2) Les corrélations du nombre de cycles des contraintes uniformes et la magnitude de séisme.

Ces deux relations sont interdépendantes. Elles ont été développées en parallèle pour assurer la compatibilité et la cohérence.

L'expression de MSF peut être exprimée à partir de la relation entre  $N$  et  $M$  par l'expression suivante :

$$MSF = \frac{CRR_M}{CRR_{M=7.5}} = \left( \frac{N_{M=7.5}}{N_M} \right)^b \quad (39)$$

$N_{M=7.5}$  : le nombre de cycle uniforme pour une magnitude séismique  $M = 7.5$ .

$b$  : est déterminé expérimentalement

### 1.3.5.3. Facteur de majoration $K_\sigma$

Puisque le CRR d'un sable dépend de la contrainte, Seed (1983) a introduit le facteur de majoration  $K_\sigma$  pour ajuster la valeur de CSR à une valeur commune de la contrainte majorée. Le facteur de majoration est défini comme suit :

$$K_{\sigma} = \frac{CRR_{\sigma'_{vc}}}{CRR_{\sigma'_{vc}=1}} \quad (40)$$

Où  $CRR_{\sigma'_{vc}}$  est le CRR d'un sol sous une certaine valeur de  $\sigma'_{vc}$ ,  $CRR_{\sigma'_{vc}=1}$  est le CRR du même sol dans le cas où  $\sigma'_{vc} = 1 atm$ .

La relation recommandée  $K_{\sigma}$  est :

$$K_{\sigma} = 1 - C_{\sigma} \ln \left( \frac{\sigma'_{vo}}{P_a} \right) \leq 1,1 \quad (41)$$

Où  $C_{\sigma}$  peut-être exprimé en fonction de la densité relative du sable  $D_R$  ou les résistances CPT corrigées (Boulangier and Idriss 2004a)

$$C_{\sigma} = \frac{1}{18,9 - 17,3 D_R} \leq 0,3 \quad 3)$$

### 1.3.6. L'évaluation du déclenchement de la liquéfaction

#### 1.3.6.1. Matériaux de type sableux

On applique l'approche simplifiée (NCEER) décrite par Youd et al. (2001), généralement en utilisant des propositions conservatives. La corrélation du CPT recommandée pour les sables est indiquée dans la Figure 1.3-14 (où  $6 < M < 8$ ), et elle peut être estimée en utilisant les équations simplifiées proposées par Robertson and Wride (1998) :

$$\begin{aligned} CRR_{7,5} &= 93 \left[ \frac{Q_{tn,cs}}{1000} \right]^3 + 0,08 \quad \text{si } 50 \leq Q_{tn} \leq 160 \\ CRR_{7,5} &= 0,833 \left[ \frac{Q_{tn,cs}}{1000} \right] + 0,05 \quad \text{si } Q_{tn,cs} < 50 \end{aligned} \quad (43)$$

Une remarque importante peut être tirée, c'est que la corrélation est basée principalement sur les valeurs moyennes pour la couche liquéfiée. Mais, la corrélation est souvent appliquée pour toutes les valeurs mesurées du CPT.

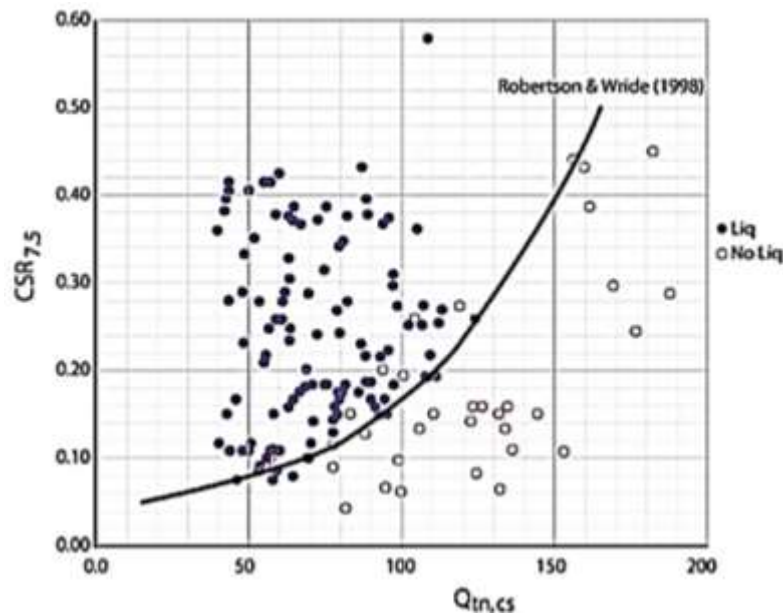


Figure 1.3-14: Rapport de résistance cyclique ( $CRR_{7,5}$ ) obtenu à partir de la résistance au cône équivalente au sable propre normalisée CPT ( $Q_{tn,cs}$ ).

La corrélation pour estimer  $CRR_{7,5}$  pour les sables silteux est différente de celle pour les sables propres. Typiquement une correction est faite à base des caractéristiques des grains, dans le but de déterminer une résistance équivalente pour un sable propre.

Robertson et Wride (R&W, 1998) proposent d'estimer la résistance équivalente pour un sable propre en utilisant la relation suivante :

$$(Q_{tn})_{cs} = K_c Q_{tn} \quad (44)$$

Où :  $K_c$  est le facteur de correction qui est en fonction des caractéristiques du comportement du sol.

Robertson and Wride (R&W, 1998) proposent d'estimer les caractéristiques du comportement de sol en utilisant SBTn (par Robertson) et l'indice de type de comportement de sol  $I_c$ :

$$I_c = [(3,47 - \log Q_{tn}) + (\log F + 1,22)^2]^{0,5} \quad (45)$$

Et :

$$Q_{tn} = \left( \frac{q_t - \sigma_{v0}}{P_{a2}} \right) \left( \frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^n \quad (46)$$

$Q_{tn}$  est la résistance à la pénétration CPT normalisée (sans dimension) ;

$n$  : Exposant de contrainte ;

$F = f_s / [(q_c - \sigma_{v0})] \times 100\%$  est le coefficient de frottement normalisé (en pourcentage);

$f_s$  est la contrainte de friction du manchon du CPT ;

$\sigma_{v0}$  et  $\sigma'_{v0}$  : sont les contraintes verticales totales et effectives in-situ corrigées in situ, respectivement ;

$P_a$  : est une pression de référence (mêmes unités que  $\sigma'_{v0}$ ) ;

$P_{a2}$  : est une pression de référence dans (même unité que  $q_c$  et  $\sigma_{v0}$ ).

Le diagramme du type de comportement de sol de Robertson (1990) utilise une résistance normalisée  $Q_t$  en prenant  $n=1.0$  dans l'expression de  $Q_{tn}$ , tandis que la cartographie recommandée pour estimer  $CRR_{7,5}$  repose sur une résistance normalisée ( $Q_{tn}$ ), qui elle-même dépend de l'exposant  $n$  ( $n$  varie en fonction du type de sol). Pour permettre à l'exposant  $n$  de varier en fonction  $I_c$  de SBTn, et la contrainte effective corrigée, Robertson (2009) propose la relation suivante :

$$n = 0,381(I_c) + 0,05 \left( \frac{\sigma'_{v0}}{P_a} \right) - 0,15 \quad (47)$$

$$n \leq 1.0$$

La relation suivante représente la relation recommandée entre  $I_c$  et  $K_c$  :

$$K_c = 1,0 \rightarrow \text{si } I_c \leq 1,64$$

$$K_c = 5,581 I_c^3 - 0,403 I_c^4 - 21,63 I_c^2 + 33,75 I_c - 17,88 \quad (48)$$

Lorsque le sol situe dans la zone de SBTn définie par  $1,64 < I_c < 2,36$  et  $F < 0,5\%$  afin de ne pas confondre les sables propres très lâches avec les sables contenant des fines. Dans ce cas, il est préférable de prendre  $K_c = 1,0$ .

Les sols qui se trouvent dans la zone dilatante FD (

Figure 1.3-6) dans le diagramme de comportement des sols, en général, ils ne sont pas susceptibles à avoir une liquéfaction cyclique. Les sols qui se trouvent dans la zone au bas du diagramme définie par la région FC, peuvent subir une liquéfaction cyclique[3].

Le facteur de sécurité est donné par :

$$FS = \frac{CRR_{7,5}}{CSR} MSF \quad (49)$$

$MSF$  : Le facteur de magnitude afin de convertir  $CRR_{7,5}$  pour  $M = 7,5$  à un CRR équivalent pour le séisme donné.

$MSF$  Recommandé par NCEER est donné comme suit :

$$MSF = \frac{174}{M^{2,56}} \quad (50)$$

Juang et al. (2006) et Ku et al (2012) ont associé le facteur de sécurité (FS) à la probabilité de liquéfaction (PL) pour la méthode R & W CPT en utilisant :

$$P_L = \frac{1}{1 + 1 \left( \frac{FS}{0,9} \right)^{6,3}} \quad (50)$$

**Remarque 1 (zones de transition) :**

*La zone d'influence en avant et derrière du cône pendant la pénétration va influencer la résistance du cône en passant d'une couche de sol à une autre, les deux couches ayant des rigidités et des forces largement différentes. Alors, il est souvent important d'identifier les zones de transition entre les différents types de sol pour éviter des mauvaises interprétations. Il est possible d'identifier la zone de transition entre deux types de sol à partir d'un seul type seulement en utilisant le taux de changement de  $I_c$ . [4]*

**1.3.6.2. Matériaux de types argileux**

Boulanger and Idriss (2007) ont recommandé l'expression suivante pour calculer le  $CRR_{7,5}$  pour les sols de type argileux :

$$\begin{aligned} CRR_{7,5} &= 0,8 \left( \frac{s_u}{\sigma'_{vc}} \right) K_\alpha \\ CRR_{7,5} &= 0,18(OCR)^{0,8} K_\alpha \end{aligned} \quad (51)$$

Où  $s_u/\sigma'_{vc}$  est le rapport de la contrainte de cisaillement non drainée pour la direction appropriée du chargement.

$K_\alpha$ : est le facteur de correction pour prendre en considération de la contrainte de cisaillement statique. Lorsque le facteur de sécurité est grand,  $K_\alpha$  est généralement proche de 0,9.

Robertson (2009) recommande l'approche du CPT suivante qui est applicable pour tous les types de sol :

Pour  $I_c \leq 2,50$ . Assumons que les sols sont de types sableux :

$$Q_{tn,cs} = K_c Q_{tn} \quad (52)$$

$K_c$  est en fonction de  $I_c$ (figure A.2 Annexe A)

Pour  $I_c > 2,7$ . Assumons que les sols sont de type argileux :

$$CRR_{7,5} = 0,053 Q_{tn} K_\alpha \quad (53)$$

Lorsque  $2,50 < I_c < 2,70$ , région de transition :

$$\begin{aligned} Q_{tn,cs} &= K_c Q_{tn} \\ K_c &= 6.10^{-7} (I_c)^{16,76} \end{aligned} \quad (54)$$

La recommandation où  $2,50 < I_c < 2,70$  représente une zone de transition entre les sols type sableux et sols de type argileux.

**Remarque :** Vous trouvez dans l'Annexe A une figure qui représente un Organigramme pour d'évaluation du rapport des résistances cycliques ( $CRR_{7,5}$ ) de CPT (figure A.2).

### **1.3.7. Conclusion**

Dans ce chapitre, un aperçu sur les procédures d'évaluation du potentiel de liquéfaction a été présenté et discuté. Les principales conclusions tirées de ce chapitre sont les suivantes :

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 tels que les essais SPT et CPT.

Ces méthodes permettent de déterminer un facteur de sécurité défini par le rapport de CRR au CSR, et supposent en général des conditions de saturation de sol.

---

## **Chapitre 1.4 : Traitement de sol par colonnes ballastées**

---

# Chapitre 1.4. Traitement de sol par colonnes ballastées

## 1.4.1. Introduction

Un des défis majeurs de la géotechnique parasismique est l'évaluation du potentiel de liquéfaction des sols et le traitement des sols reconnus liquéfiables : différents moyens sont couramment employés pour permettre la construction sur des sols de mauvaise qualité (vibroflottation, colonnes ballastées, jet grouting,). Compte tenu de la nature du sol en place, ainsi que des résultats des essais de laboratoire réalisés, et aussi de la remontée de la nappe phréatique à 1,5 m de profondeur, un renforcement par la technique de colonnes ballastées a été retenu pour éliminer ou réduire le risque de liquéfaction.

La première application historique de colonnes ballastées pour un projet important en zone fortement sismique, et l'une des premières utilisations de colonnes ballastées aux États-Unis, est la réalisation de la station d'épuration de Santa Barbara en Californie en 1976 (Mitchell et Huber, 1982 et 1985).

Notre but dans ce chapitre est de définir les colonnes ballastées et leurs comportements sous différents types de chargements, ainsi que des méthodes de dimensionnement des colonnes ballastées.

## 1.4.1. Présentation des méthodes d'amélioration des sols

Les méthodes d'amélioration des sols sont l'un des outils dont dispose l'ingénieur pour résoudre les problèmes de stabilité ou de déformations qu'il rencontre lors de l'élaboration d'un projet. De nombreuses techniques ont été développées par les ingénieurs géotechniciens au cours du 20ème siècle. Elles permettent l'amélioration des caractéristiques géotechniques et les propriétés mécaniques des terrains, et sont jugées efficaces. Certaines de ces méthodes sont très anciennes, comme le battage de pieux de bois dans les sols de faible portance, d'autres sont plus récentes, comme les méthodes d'injection, de pilonnage ou de congélation.

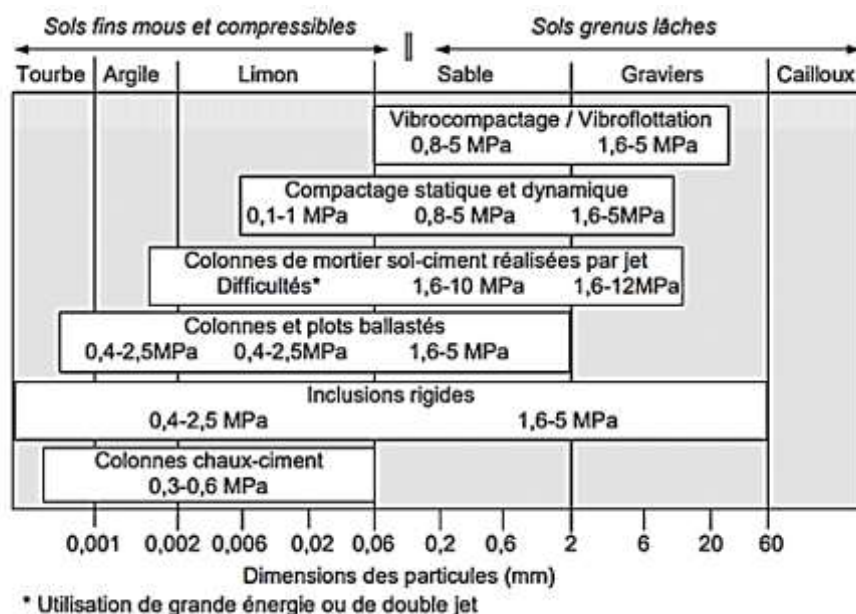
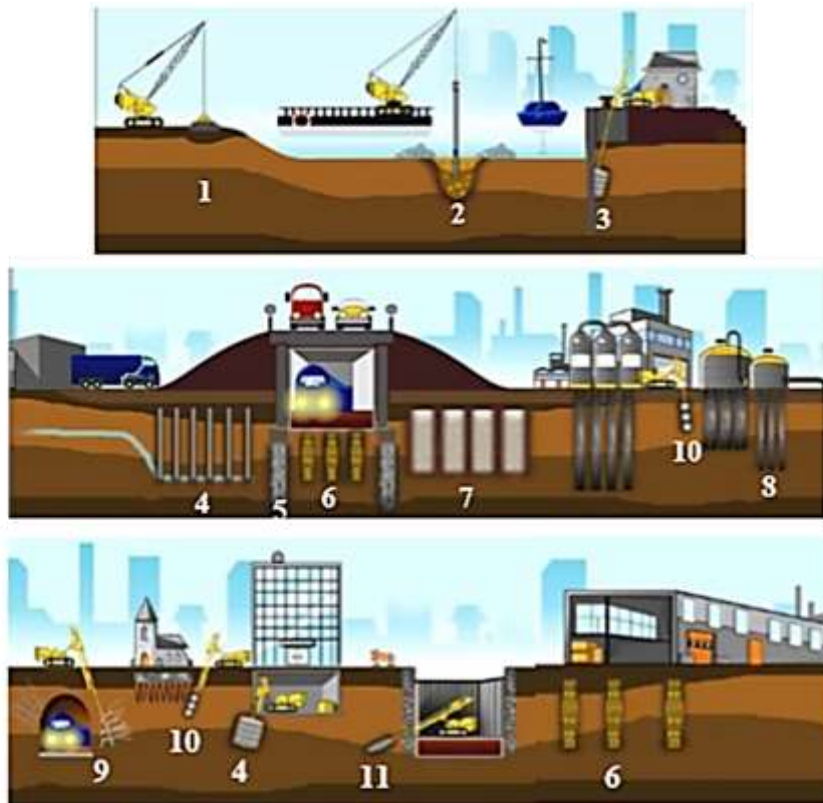


Figure 1.4-1: Schéma général de l'application des techniques d'amélioration des sols- Limites et domaine de validité





Légende		
	1.Compactage dynamique	2.Vibrocompactage
3.Jet grouting	4.Drains verticaux	5.Pieux à la tarière creuse
6.Colonnes ballastées	7.Colonnes chaut ciment	8.Inclusion rigide
9.Soilfrac	10.Compactage horizontal statique	11.Micro pieux

Figure 1.4-2: Différentes techniques d'amélioration de sol en place (document de Keller)

### 1.4.2. Historique, Définition des colonnes ballastées

Parmi les nombreuses méthodes pour améliorer les sols, la mise au point, la construction et le développement de la technique des colonnes ballastées sont intimement liés à la vibroflottation. Cette dernière permet, sous l'action d'une aiguille vibrante pénétrant par refoulement latéral un sol pulvérulent lâche à l'aide d'un fluide de lançage (air ou eau), un réarrangement des grains dans un état plus compact. L'effet de la vibration entraîne une liquéfaction du sol et la dissipation des surpressions interstitielles permet par la suite la densification. C'est au début des années 1930 en Allemagne, que STEUERMANN et DEGEN, alors employés de Johann KELLER GmbH, ont développé la vibroflottation afin de compacter les sables et les graviers. Cependant, la variété des sols à traiter, pulvérulents à cohérents, a nécessité, depuis la fin des années 1950 en Europe, une modification du matériel et de la technique originale. C'est ainsi qu'une technique permettant l'introduction d'un matériau pulvérulent grossier, le ballast, et sa compaction dans le sol cohérent à traiter, a été inventée et nommée colonne ballastée.

Les colonnes ballastées constituent une méthode d'amélioration de sol parmi les plus compétitives de par leur rapidité d'exécution et leur prix compétitif par rapport aux autres méthodes existantes. Cependant, cette méthode est entourée d'inconnue, en effet l'impact de l'implantation d'une colonne ballastée sur le sol environnant est méconnu. Par conséquent, on ignore encore l'augmentation de la capacité portante entraînée par l'ajout de colonnes ballastées, l'interaction sol/colonne, et l'influence de son implantation par refoulement.

### **1.4.3. Objectif de traitement par colonnes ballastées**

Le renforcement par colonnes permet d'atteindre généralement les buts suivants :

- L'augmentation de la capacité portante du sol ;
- La réduction des tassements (tassements totaux et différentiels) ;
- La réduction du temps de consolidation par la création d'éléments drainants ;
- L'amélioration des caractéristiques du sol traité (la résistance au cisaillement horizontale et l'angle de frottement interne).
- La réduction des risques de liquéfaction dans les zones sismiques.

C'est grâce à ces avantages pratiques que le renforcement par colonnes est devenu d'usage intense à l'échelle internationale, outre l'aspect économique (coût, délais d'exécution) par rapport à d'autres solutions telles que les fondations profondes ou autres.

### **1.4.4. Domaine d'application des colonnes ballastées**

#### **1.4.4.1. Types d'ouvrages**

Les utilisations les plus fréquentes des traitements par colonnes ballastées concernent des ouvrages où existent des dallages et radiers recevant des charges surfaciques et susceptibles d'accepter des tassements :

- Halls de stockage ;
- Bâtiments industriels et commerciaux ;
- Silos et réservoirs de toute nature ;
- Ouvrages hydrauliques étanches (réservoirs, station d'épuration).

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

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

Elles peuvent également être utilisées dans des remblais hétérogènes non évolutifs, où un traitement systématique avec un maillage régulier et adapté permet d'en améliorer et/ou homogénéiser les caractéristiques, afin de les rendre aptes à fonder superficiellement les ouvrages projetés.

#### **1.4.4.2. Utilisation en zone sismique**

Il est également possible d'utiliser les colonnes en zone sismique où elles peuvent contribuer à la diminution du potentiel de liquéfaction des sols, et à l'augmentation de résistance au cisaillement.

On se reporte au Guide « Procédés d'amélioration et de renforcement de sols sous sollicitations sismiques » publiée sous l'égide de l'Association Française de Génie Parasismique (AFPS).

#### **1.4.4.3. Limites d'utilisation**

L'étreinte latérale fournie par le sol encaissant est un facteur déterminant dans l'exécution et le comportement de la colonne vis-à-vis de la rupture.

En conséquence :

- Les colonnes ballastées ne doivent pas être utilisées dans des terrains présentant des risques de perte dans le temps des caractéristiques volumétriques et/ou mécaniques, notamment les décharges d'ordures ménagères, les tourbes et, de manière générale, les sols présentant une perte au feu supérieure à 5%, au sens de la norme XP 94-047 ;
- À moins de dispositions spécifiques particulières, telles que préchargement, consolidation, étude spécifique de compatibilité, le traitement par colonnes ballastées dans des sols fortement compressibles (vases et argiles molles) d'épaisseur supérieure à 0,50 m et présentant des caractéristiques faibles ( $C_u < 20$  kPa ou  $q_c < 300$  kPa) n'est pas envisageable ;
- Dans tous les cas, il sera nécessaire d'effectuer les vérifications de dimensionnement indispensables en termes de rupture de la colonne et de déformation, telles qu'elles sont présentées au chapitre 5 de ce document, et de prendre en compte les contraintes particulières du site.

### 1.4.5. Procédés d'exécution des colonnes ballastées

La technique de traitement des sols par colonnes verticales consiste à incorporer dans le sol un matériau granulaire sans cohésion constitué de ballast (colonnes et plots ballastés) ou de sable (picots et drains de sable) afin d'obtenir un milieu « composite » ayant des caractéristiques globales meilleures que le sol non traité.

Les colonnes ballastées sont mises en œuvre :

- Par voie humide ;
- Par voie sèche ;

#### 1.4.5.1.1. Colonnes exécutées par voie humide

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

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

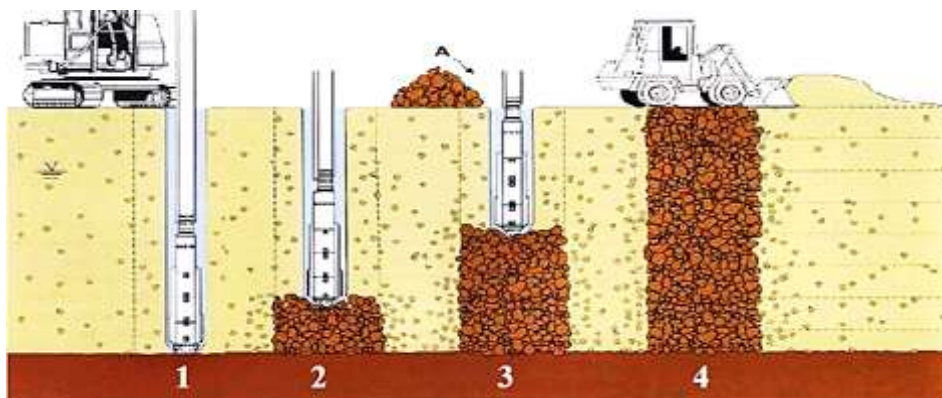


Figure 1.4-3: Mode opératoire de la technique de colonnes ballastées par voie sèche [documents Keller]

### 1.4.5.1.2. Colonnes exécutées par voie sèche

La réalisation des colonnes ballastées par voie sèche, dite encore par vibro-refoulement (vibro-displacement) consiste à :

- Auto-foncer le vibreur directement dans le sol par refoulement à l'aide de l'air jusque à la profondeur désignée ;
- Remonter progressivement le vibreur tout en laissant descendre par gravité et par pression d'air, le ballast approvisionné par chargeur dans une benne coulissant le long du mât ;
- Compacter le ballast par passes successives de l'ordre de 0.5 m jusqu'à la finition de la colonne.

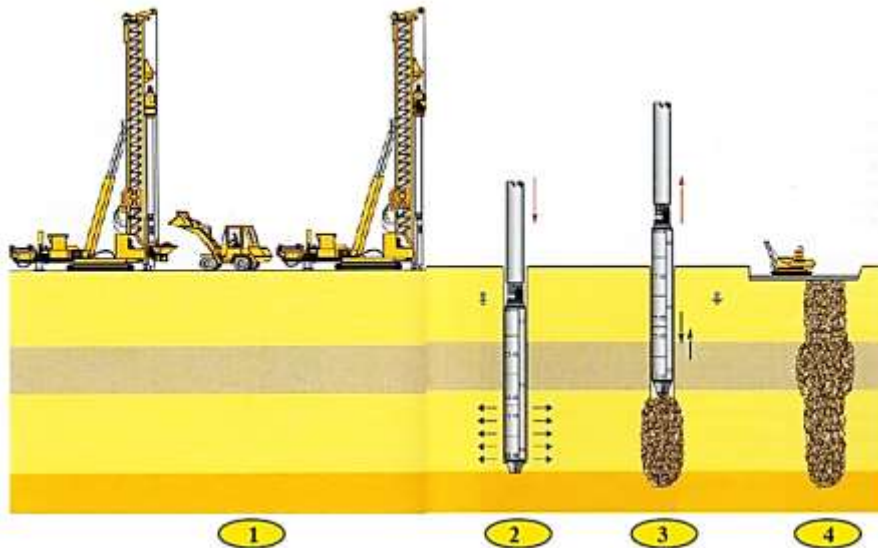


Figure 1.4-4: Mode opératoire de la technique de colonnes ballastées par voie sèche [document Keller]

## 1.4.6. Choix des matériaux

### 1.4.6.1. Matériaux constitutifs des colonnes

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

Les caractéristiques minimales des matériaux d'apport sont les suivantes :

- ✓ LA (Essai Los Angeles, norme NF P 18573) < 35 ;
- ✓ MDE (Essai Micro Deval, norme NF P 18572) < 30 ;
- ✓ LA+ MDE < 60.

### 1.4.6.2. Vibreurs

La qualité des colonnes ballastées dépend de la puissance du vibreur. Sur le marché international existent plusieurs types de vibreurs, qui se différencient par leur fréquence et par leur mode de fonctionnement : électrique ou hydraulique.

## 1.4.7. Contrôle et réception

### 1.4.7.1. Contrôles en cours d'exécution

#### 1.4.7.1.1. Essais d'étalonnage

Au démarrage de tout chantier de colonnes ballastées, l'entreprise doit effectuer des essais d'étalonnage destinés à valider le choix du matériel et à vérifier la conformité des réactions du sol avec les prévisions (profondeurs atteintes, consommations, soulèvements éventuels, influence des vibrations, etc.).

Dans le cas où l'étude de sol préalable ferait ressortir des hétérogénéités marquées dans les profondeurs, nature ou caractéristiques des couches à traiter, il conviendra de procéder à des étalonnages dans chacune des différentes zones mises en évidence.

Ces essais seront réalisés de préférence au voisinage des sondages de l'étude géotechnique.

#### 1.4.7.1.2. Essais d'information

Pour une colonne sur 50 (avec un minimum de 3 par ouvrage), il sera fourni les paramètres d'exécution des colonnes ballastées : profondeur, énergie consommée, volume global de matériau incorporé.

#### 1.4.7.1.3. Essais de réception

Ces essais, qui sont à la charge, sauf stipulation contraire du marché, de l'entreprise qui exécute les travaux, comprennent selon le tableau ci-joint :

- Contrôle du diamètre de la colonne ;
- Contrôle de la continuité, en cas de défaut d'enregistrement ;
- Contrôle de la compacité ;
- Essai de chargement.

### 1.4.7.2. Fréquence Essais

Tableau 1.4-1 :Fréquence des essais[7]

Fluide de lancement	EAU		AIR	
	Avec enregistrement	Sans enregistrement	Avec enregistrement	Sans enregistrement
Contrôle du diamètre	1 par tranche de 50 colonnes jusqu'à 100, minimum 3 au-delà			
Contrôle de la continuité	1/50	1/20	Seulement en cas d'anomalie	1/50
Contrôle de la compacité	1/80 sous dallage ou radier + 1/20 sous massif avec un minimum de 5			
Essai de chargement*	1 essai jusqu'à 800 m et un autre par tranche au-delà.		1 essai jusqu'à 2 000 m et 400 colonnes, et un autre au moins au-delà.	

Pour les chantiers de moins de 1 000 m de colonnes ballastées par voie sèche (800 m par voie humide), on peut ne pas procéder à un essai de chargement mais, dans ce cas, la contrainte admissible sera minorée d'un coefficient égal à 1,5

#### 1.4.7.2.1. Contrôle du diamètre

Le dégarnissage sera réalisé sur des colonnes hors ouvrage, sur les différentes couches dont la profondeur permet la vérification.

Pour des raisons de faisabilité, ce dégagement se fera souvent en tête de colonne, sur une profondeur minimale de 1 m sous la plate-forme.

#### **1.4.7.2.2. Contrôle de continuité**

Le pénétromètre statique (norme NF P 94.113) est adapté à cette vérification ; le pénétromètre dynamique (NF P 94.114) peut éventuellement être utilisé.

#### **1.4.7.2.3. Contrôle de compacité**

Il est réalisé à l'aide d'un pénétromètre statique (norme NF P 94.113).

Ce contrôle doit descendre 1 m sous la base de la colonne, sauf refus sur la couche d'assise.

Pour être en accord avec les caractéristiques reprises dans l'alinéa 5.3, la caractéristique minimale en tout point de l'axe de la colonne à partir de 1 m de profondeur doit être égale à :  $q_{cm} = 10 \text{ MPa}$

#### **1.4.7.2.4. Essai de chargement**

C'est un essai de chargement à 1,5 fois la charge ELS de la colonne  $Q_N$  sur une colonne de l'ouvrage.

L'essai de chargement nécessite la mise en place d'une semelle en tête de la colonne préalablement arasée sous le matelas de répartition. La surface de la semelle doit rester inférieure à 2,5 fois la section théorique de la colonne.

L'essai est de type à effort contrôlé, exécuté en compression ; il consiste à mesurer l'enfoncement de la tête de la colonne (à l'aide de deux ou trois comparateurs) soumise à une charge verticale.

Cette charge est appliquée progressivement en six paliers :

- $Q_N/4$ ,  $Q_N/2,3$ ,  $Q_N/4$ ,  $Q_N$ ,  $5Q_N/4$  et  $3Q_N/2$ .

A chaque palier, les mesures de déplacement sont prises aux temps suivants :

- 1, 2, 4, 8, 15, 30, 45 et 60 minutes ou jusqu'à stabilisation des comparateurs.

Le déchargement se fait en quatre paliers maintenus 5 minutes.

L'essai est considéré comme probant si les deux critères suivants sont satisfaits :

- La charge critique (« de fluage ») n'a pas été atteinte ;
- Le tassement à la fin du palier de la charge de service ( $Q_N$ ) reste inférieur à celui estimé dans la note de calcul et compatible avec les tolérances imposées par la structure ou partie d'ouvrage.

### **1.4.8. Disposition des colonnes et mécanismes de ruptures**

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

#### **1.4.8.1. Principes généraux de fonctionnement**

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

Sous l'effet d'un chargement, la colonne ballastée se déforme, à volume supposé constant, verticalement, phénomène connu sous le terme de tassement, mais en même temps horizontalement, dont le terme est l'expansion latérale, nommée bulging en anglais. Dans un premier temps, le tassement est dû à la compaction du matériau. Dès lors qu'une colonne expansée latéralement, le domaine des déformations élastiques est supposé dépassé et l'on entre donc dans celui des déformations plastiques. C'est grâce à ces deux mouvements que la colonne transmet une partie des contraintes au sol environnant.

Le pouvoir de confinement latéral est d'autant plus marqué que les colonnes sont en groupes, de sorte que deux colonnes se procurent mutuellement une étreinte latérale leur permettant de subir des déformations moins importantes. En effet, il a été remarqué que pour des colonnes disposées en groupes, au fur et à mesure que des colonnes adjacentes sont construites pour former un groupe, les colonnes situées à l'intérieur sont confinées et ainsi rigidifiées par les colonnes environnantes (Barksdale et Bachus, 1983).

Certains auteurs (Morgenthaler (1978), Vautrain (1980), Bachus et Barksdale (1984), etc.) ont remarqué qu'à l'application de la charge, cette dernière se répartissait pour moitié sur le sol et pour moitié sur la colonne. Puis, au fur et à mesure de la consolidation du sol, c'est-à-dire de la dissipation de l'excès de pression interstitielle par écoulement radial vers les colonnes, celles-ci reprennent une part plus importante, de l'ordre de 3 à 6 fois plus que le sol, de la contrainte totale. Cependant, Balaam et Poulos (1983) indiquent que dans les sols argileux, à l'état initial du chargement, la contrainte verticale sur l'argile peut être supérieure à celle sur la colonne. Ceci se produit car le sol fin, en l'occurrence l'argile, est non drainé en début de chargement et se comporte ainsi comme un matériau incompressible qui peut être donc plus rigide que la colonne ballastée. La dissipation de l'excès des pressions interstitielles par écoulement radial jusqu'aux colonnes ballastées change la rigidité relative des colonnes ballastées et de l'argile pour finalement, en conditions drainées, faire en sorte que la contrainte verticale sur les colonnes ballastées soit supérieure à celle de l'argile.

Après cette brève description concernant le mode de fonctionnement général des colonnes ballastées, il convient de décrire les différentes dispositions ainsi que les mécanismes de rupture qui gèrent la capacité portante des colonnes ou du sol amélioré. Les colonnes ballastées peuvent être soit isolées, afin de reprendre une charge ponctuelle, soit disposées selon un maillage régulier et constituer ainsi une amélioration en masse, pour réduire les tassements et augmenter la capacité portante du sol compressible.

#### **1.4.8.2. Colonne isolée**

Les colonnes isolées peuvent être soit ancrées soit flottantes. Cependant la plupart des colonnes isolées sont ancrées et permettent de reprendre des charges ponctuelles. L'utilisation des colonnes isolées flottantes est extrêmement rare et n'est évoqué ici qu'à titre informatif.

Les modes de ruptures décrits ci-dessous concernent des colonnes mises en place dans une couche homogène de sol compressible. La Figure 1.4-5, Datye (1982), permet de visualiser les trois modes de rupture d'une colonne ballastée :

- Par expansion latérale ;
- Par cisaillement généralisé ;
- Par poinçonnement.

Si la colonne isolée est ancrée ou posée sur le substratum il est admis que la colonne peut se rompre par expansion latérale sur une hauteur limitée appelée hauteur critique. Dans le deuxième mode de rupture, par cisaillement généralisé, la colonne se rompt en surface par analogie au cisaillement d'un sol sous chargement par une fondation superficielle rigide. Ceci se produit lorsque la colonne n'est pas assez longue et repose sur une couche compétente ou y est très légèrement ancrée. Enfin, une colonne courte et flottante se rompt par poinçonnement.



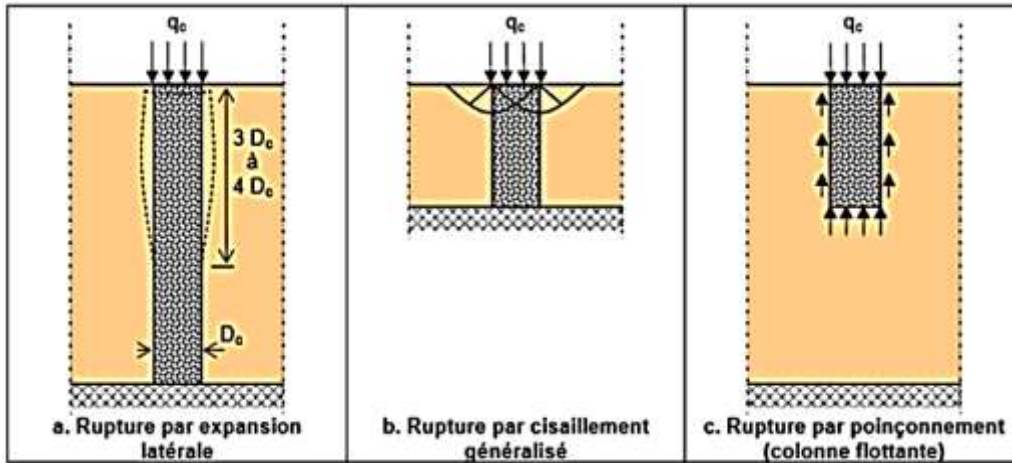


Figure 1.4-5: Modes de rupture des colonnes ballastées isolées dans un sol homogène (Datye, 1982).[8]

Sur la Figure 1.4-5-a, la rupture par expansion latérale n'est envisagée que pour les colonnes dont la longueur dépasse 3 à 4 fois le diamètre ( $D_c$ ). En dessous de cette valeur 4, issue d'observations faites sur des colonnes réelles excavées sur chantiers ainsi que sur des modèles réduits testés en laboratoire (Hughes et Withers, 1974), on considère un cisaillement généralisé (colonnes courtes).

### 1.4.8.3. Les réseaux de colonnes ballastées

#### 1.4.8.3.1. Domain influence de l'inclusion

Dans le cas d'un réseau de colonnes ballastées sous un ouvrage de grandes dimensions (Figure 1.4-6 a & b), il est d'usage (Besançon, 1984) de considérer le comportement d'une "cellule élémentaire" ou unitaire comprenant une colonne et le sol environnant (Figure 1.4-6 c). On suppose alors que cette cellule élémentaire est limitée latéralement par une paroi rigide et lisse et que les déformations verticales sont uniformes sur toute la hauteur.

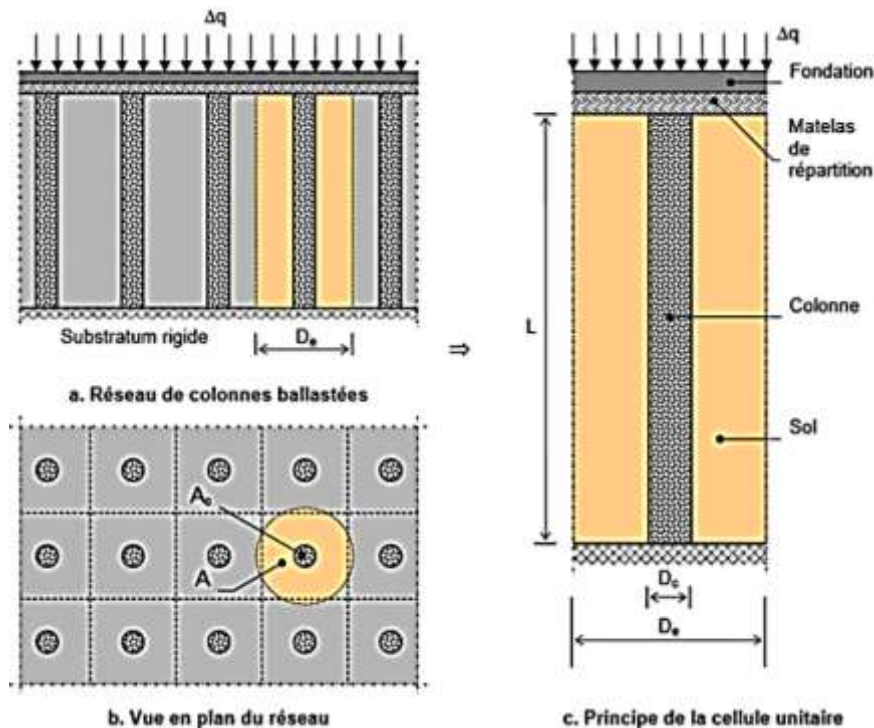


Figure 1.4-6: Réseau des colonnes ballastées ; b) vue en plan du réseau ; c) principe de la cellule unitaire [8]

En général, les colonnes ballastées sont disposées suivant un réseau régulier il y a trois arrangements possible représentés sur la Figure 1.4-7, les colonnes sont disposées aux sommets d'un triangle équilatéral, d'un carré ou d'un hexagone régulier.



Suivant le type de maille retenue, la Figure 1.4-7 définit les diamètres des domaines d'influence équivalents choisis le plus souvent cylindrique par commodité de calcul. Le diamètre de de la cellule représente le diamètre d'influence des colonnes.

Enfin le Tableau 1.4-2 récapitule les notations et les définitions adoptées pour les différentes aires de la cellule élémentaire

Tableau 1.4-2: Notion et définition des aires[8]

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

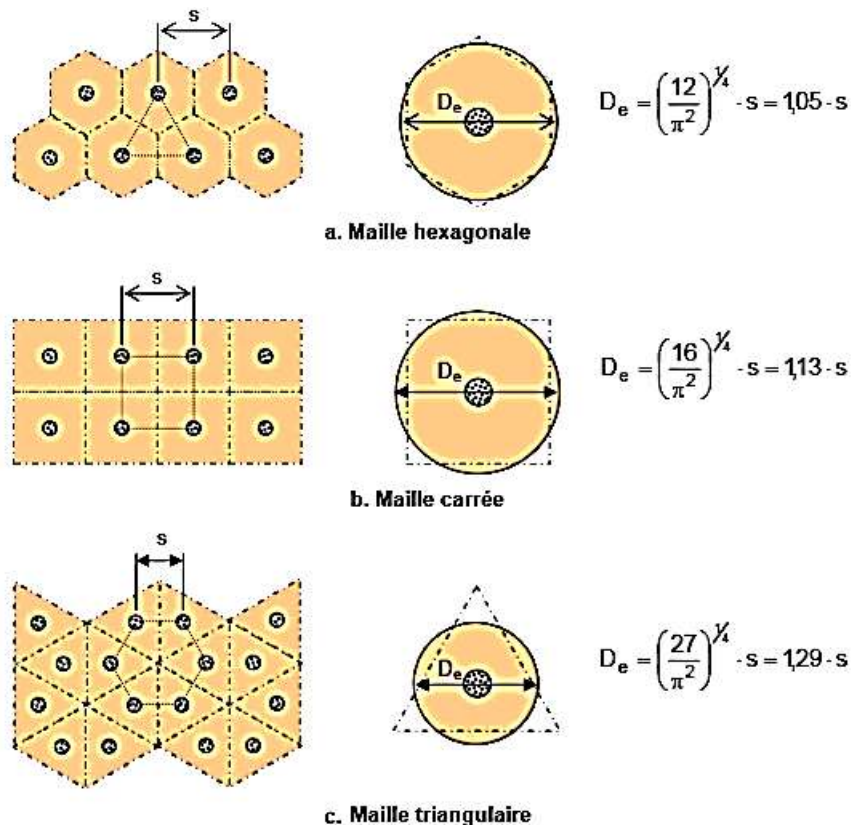


Figure 1.4-7: Domaine d'influence pour l'étude des réseaux de colonnes ballastées (Ballam et Poulos, 1983)[8]

### 1.4.8.3.2. Diamètre théorique de la colonne

Besançon (1984) indique dans son analyse des paramètres de calcul intervenant dans le dimensionnement des colonnes ballastées que le diamètre théorique de la colonne est fonction des données de base qui sont :

- Les caractéristiques géotechniques du sol,
- Le procédé d'exécution des colonnes (matériel, nature du fluide de lançage),
- La granulométrie du matériau d'apport retenu.

Ce diamètre théorique est :

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

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

#### 1.4.8.3.3. Facteur de réduction des tassements

Un autre paramètre essentiel permettant de caractériser l'efficacité du traitement est le facteur de réduction des tassements  $\beta$ . Sur la Figure 1.4-8,  $S_{na}$  définit le tassement moyen dû au chargement  $\Delta q$  appliqué par l'intermédiaire de la fondation sur un sol non traité (absence de colonne ballastée).  $S_a$  (Figure 1.4-8) désigne le tassement obtenu après renforcement.

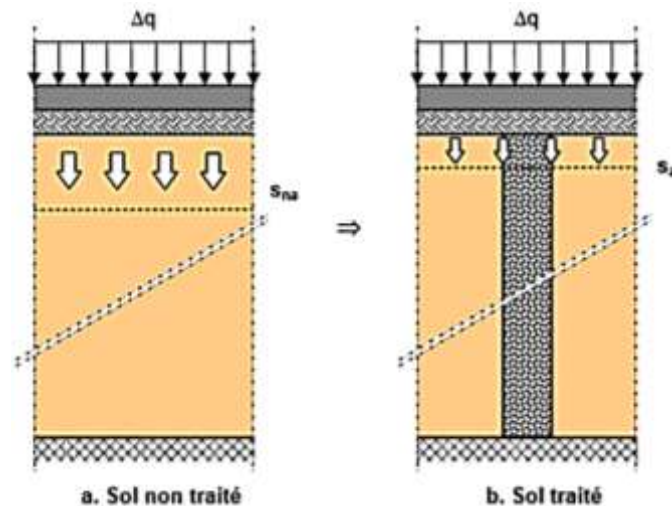


Figure 1.4-8: Tassement des sols traités et non traités [8]

Le facteur de réduction de tassement  $\beta$  est donné par :

$$\beta = S_{na}/S_a \quad (1)$$

Balaam et Poulos (1983) ont indiqué que le facteur de réduction des tassements sous des ouvrages souples et rigides ne diffère que de quelques pour-cent pour des géométries courantes de traitement.

Le phénomène d'égalité des tassements de surface du sol et de la colonne a été observé à quelques centimètres près sous des ouvrages habituellement considérés comme "souples" comme les remblais (Vautrain, 1980) et les cuves de stations d'épuration (Faure, 1982 - cité par Soyer, 1985).

#### 1.4.8.4. Réduction du risque de liquéfaction

L'évaluation du risque de liquéfaction d'un milieu traité par colonnes ballastées nécessite d'abord de préciser les points suivants :

Dans les sols fins cohérents (argiles, limons avec un pourcentage élevé de fines), l'incorporation du ballast purement frottant élimine totalement le risque de liquéfaction de ces matériaux déjà non liquéfiables en raison de la présence importante de fines (> 35÷40%) ;

Lorsque la perméabilité des sols fins augmente et leur indice de plasticité diminue, il peut y avoir risque de liquéfaction ;

Par contre, dans les sables fins lâches (y compris avec un pourcentage de fines élevé mais inférieur à 35%), donc liquéfiables, le ballast a pour rôle d'améliorer, comme dans les sols fins, le drainage, d'accélérer la dissipation des surpressions interstitielles et de déduire le potentiel de liquéfaction du milieu traité par colonnes ballastées.

Lorsque les sables lâches présentent un pourcentage de fines inférieur à 10-12% et sont donc liquéfiables, l'exécution de colonnes ballastées permet de réduire le risque de liquéfaction mais elle peut être remplacée par une procédure de densification (vibroflotation, compactage dynamique) qui offre généralement, sur le plan technique, une compacité meilleur et une assise plus homogène : l'augmentation de l'indice de densité des sables diminue le potentiel de liquéfaction et cette solution est souvent plus économique que les colonnes ballastées.

### 1.4.9. Evaluation du potentiel de liquéfaction en présence des colonnes ballastées

Il n'est pas possible d'estimer par des analyses statistiques l'importance pour laquelle le risque de liquéfaction est réduit par les colonnes ballastées. Néanmoins, de telles analyses seraient difficiles de mettre en application, ceci étant dû aux paramètres variables additionnels attribuables à l'arrangement des colonnes.

Comme les analyses existantes, collectées jusqu'à présent, ce sont avérées fiables, une approche différente peut être utilisée dans cette procédure pour but de les inclure.

Les évaluations à base de simulation à l'ordinateur, ou approches théoriques, sont plus souhaitables que les essais de laboratoire, dans lesquelles les possibilités sont limitées. A court terme d'événement sismique, il paraît plus réaliste de considérer la déformation du sol sous un volume constant, à calculer avec  $\mu = 0.5$ , qui simplifie la formule. Le facteur d'amélioration  $n_0$  est déterminé, initialement, en utilisant quelques simplifications et approximations.

$$n_0 = 1 + \frac{A_c}{A} \left[ \frac{1}{K_{ac} \left(1 - \frac{A_c}{A}\right)} - 1 \right] \quad (2)$$

$$K_{ac} = \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi_c}{2} \right)$$

Pour introduire l'influence des colonnes sur la résistance de cisaillement induite par le séisme, Priebe (1998) apporte une correction au rapport des contraintes cycliques par le biais du facteur d'amélioration  $n_0$ , soit :

$$\left( \frac{\tau_h}{\sigma'_{v0}} \right)_{\text{corrigé}} = \frac{1}{n_0} \left( \frac{\tau_h}{\sigma'_{v0}} \right) \quad (3)$$

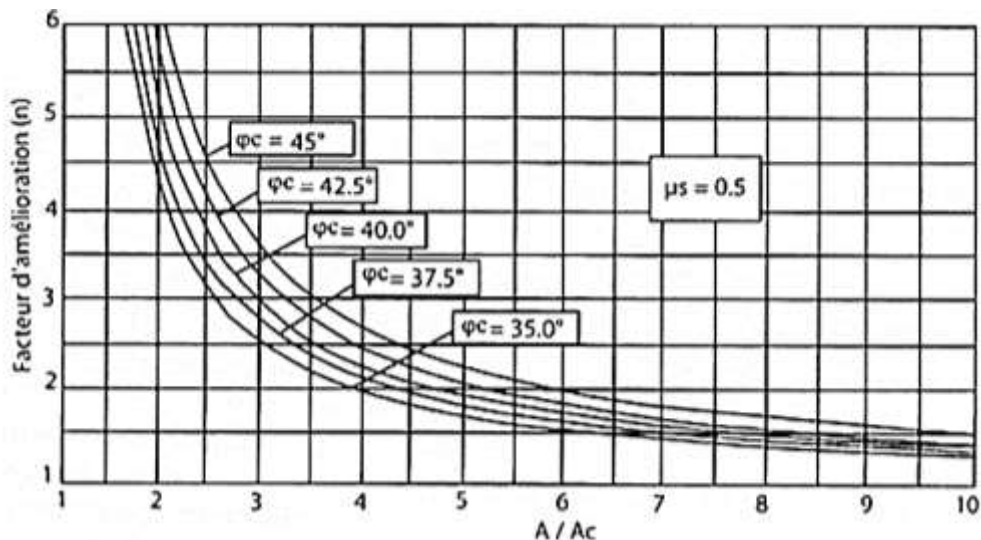


Figure 1.4-9: Abaque d'amélioration des sols vis-à-vis de la liquéfaction (Priebe, 1998)

La valeur réciproque au facteur d'amélioration  $n_0$  est simplement le rapport entre la contrainte aux sols,  $P_s$ , et la contrainte verticale totale  $P$ .

$$\alpha = \frac{P_s}{P} = \frac{K_{ac} \left(1 - \frac{A_c}{A}\right)}{\frac{A_c}{A} + K_{ac} \left(1 - \left(\frac{A_c}{A}\right)\right)} \quad (4)$$

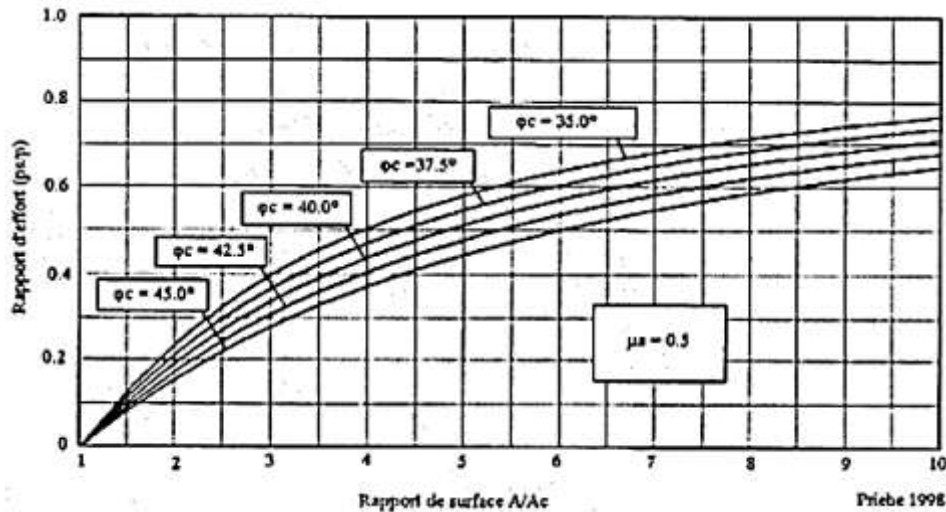


Figure 1.4-10: Contrainte résiduelle du sol entre les colonnes ballastées (Priebe, 1998)

#### 1.4.10. Dimensionnement des colonnes ballastées par la méthode de Priebe (Approche élastique)

Le traitement de sol par des colonnes ballastées est accompagné d'un phénomène de consolidation primaire rapide dû à la perméabilité élevée du matériau d'apport permettant la dissipation des pressions hydrostatiques.

C'est principalement autour de ce mécanisme qu'ont été développés les travaux de recherche dans ce domaine. Des travaux expérimentaux de Balaam et Poulos (1983), appuyés par des simulations numériques, indiquent que le rapport théorique de réduction des tassements ( $\beta$ ) est un invariant en fonction du type de fondation souple ou rigide pour la gamme des géométries de traitement les plus courantes.

Par ailleurs, les phénomènes de report de charge sur les colonnes et l'égalité des tassements de la surface du sol et de la colonne ont été observés sous des ouvrages considérés comme souples [Soyez, 1985]. Le report de charge qui correspond à un déchargement du sol autour de la colonne se développe lentement au fur et à mesure de l'évolution de la consolidation primaire. Cette progressivité du report des charges est en accord avec les observations et les mesures faites sur de nombreux sites.

La répartition des contraintes entre les colonnes et le sol est décrite par l'équation suivante :

$$\sigma_0 A = \sigma_c A_c + \sigma_s (A - A_c) \quad (5)$$

La plupart des travaux de recherche publiés dans ce domaine notamment ceux de Goughour et Bayuk en 1979 s'accordent sur le corollaire de la conservation des sections planes et par conséquent, les cisaillements le long du fût de la colonne ballastée sont négligeables voire nuls.

L'autre hypothèse sur laquelle est basée cette méthode est l'égalité des tassements en surface du sol et en têtes de colonnes à la fin de la consolidation primaire. Cette hypothèse est observée expérimentalement sur plusieurs ouvrages de fondations rigides fondés sur sols compressibles renforcés par des colonnes ballastées. L'équation d'égalité des tassements entre colonnes et sol se traduit par[9] :  $S_c = S_s$

Le dimensionnement des colonnes ballastées est fondé sur le calcul des paramètres adimensionnels suivants[10] :

**Taux d'incorporation ou coefficient de substitution (a)** est le rapport de l'aire traitée  $A_c$ (section de la colonne) à l'aire totale du domaine d'influence de la colonne (A) :

$$a = A_c/A \quad (6)$$

**Rapport de concentration des contraintes verticales (  $\eta$  )** : c'est le rapport entre la contrainte supportée en tête de colonne) ( $\sigma_c$  à la contrainte transmise au sol) ( $\sigma_s$  à la fin de la consolidation primaire, après le transfert de charge sur les colonnes.

$$\eta = \sigma_c/\sigma_s \quad (7)$$

**Facteur de réduction du tassement ( $\beta$ )** : c'est le rapport du tassement initial ( $S_i$ ) du sol sans le traitement au tassement observé ( $S_f$ ) du milieu homogénéisé obtenu après le traitement par colonnes ballastées ;

$$\beta = S_i/S_f \quad (8)$$

Dans l'hypothèse « moyenne » qui consiste à considérer que les propriétés mécaniques du sol ne sont pas modifiées au cours d'exécution des colonnes ballastées et que le comportement du sol est élastique linéaire. On considère que les modules de déformation élastiques  $E_s$  et de compressibilité restent constants pendant la déformation, il en résulte que le facteur de réduction des tassements ( $\beta$ ) peut s'écrire sous la forme :

$$\beta = \sigma_0/\sigma_s \quad (9)$$

La combinaison des équations (6), (7), (8) et (9) conduit aux égalités suivantes :

$$\sigma_0 = \sigma_s[(n-1)a + 1] \quad (10)$$

$$\beta = 1 + a(n-1) \quad (11)$$

Dans le cas d'une fondation rigide (semelle ou radier), le principe d'égalité des tassements entre les colonnes ballastées et le sol conduit à :  $n = E_c/E_s$  .

Les modèles de simulation du comportement de l'ensemble "sol- colonne" développés par Priebe (1976) et Ghionna et Jamiolkwski (1981) ne sont que deux variantes autour d'une hypothèse commune assimilant les déformations élastiques du sol entourant la colonne à celles d'un tube épais de mêmes caractéristiques drainées  $E'$  et  $\nu'$  que le terrain compressible, [Soyez, 1985].

Dans ce qui suit, l'ensemble "sol- colonne" est supposé vérifier les hypothèses suivantes :

- Les tassements en surfaces sont égaux : ( $S_c = S_s$ )
- Le matériau constitutif de la colonne (ballast) est incompressible, les déformations de la colonne se font à volume constant ;
- Le matériau de la colonne se trouve en état d'équilibre plastique « actif », déformations de la colonne suivent celles du sol ;
- Le terrain compressible autour de la colonne à un comportement élastique linéaire, caractérisé par le module d'élasticité  $E'_s$  et un coefficient de poisson  $\nu_s$  constants sur toute la profondeur ;
- Il y a conservation des sections planes ;
- Les déformations du sol et du ballast sont dues à des incréments de contraintes causés par l'application d'une surcharge  $\sigma_0$  en surface et que la géométrie du milieu traité reste inchangée après la réalisation de la colonne ballastée.

Le comportement de la colonne ballastée dans le sol est assimilé par Priebe au principe de l'expansion d'une cavité cylindrique dans un milieu élastique infini (Figure 1.4-11).

On applique à la phase des déformations linéaires, la théorie de l'élasticité en considérant le sol comme un cylindre de rayon ( $r$ ) à parois infiniment épaisses, et soumis à une pression intérieure uniforme( $\sigma_r$ ).

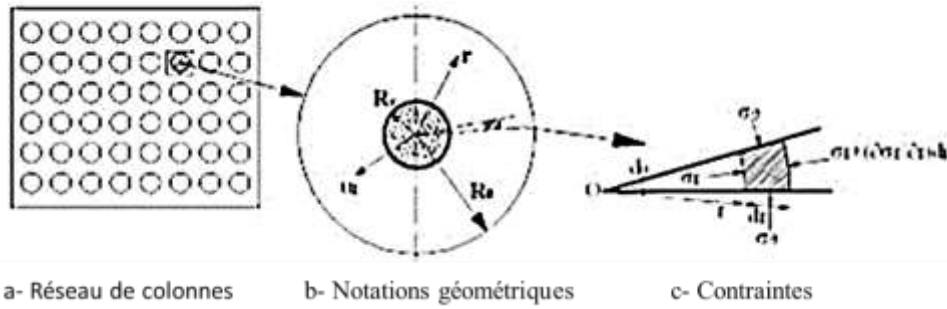


Figure 1.4-11: Principe de la cellule unitaire et application aux colonnes ballastées de la théorie

Par projection sur la bissectrice de l'angle  $d\theta$  de l'ensemble des forces agissant sur l'élément( $dV$ ), Il en résulte :

$$\begin{aligned} \sigma_r \cdot r \cdot d\theta - \left( \sigma_r + \frac{\partial \sigma_r}{\partial r} \cdot dr \right) \cdot (r + dr) \cdot d\theta + 2\sigma_\theta \cdot dr \cdot \frac{d\theta}{2} &= 0 \\ \frac{d\sigma_r}{dr} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} &= 0 \\ \frac{d\sigma_z}{dz} &= 0 \end{aligned} \quad (12)$$

D'autre part on a :

$$\begin{aligned} \varepsilon_r &= \frac{1}{E_s} [\sigma_r - \nu_s(\sigma_\theta + \sigma_z)] \\ \varepsilon_\theta &= \frac{1}{E_s} [\sigma_\theta - \nu_s(\sigma_z + \sigma_r)] \\ \varepsilon_z &= \frac{1}{E_s} [\sigma_z - \nu_s(\sigma_r + \sigma_\theta)] \end{aligned} \quad (13)$$

En négligeant les déformations axiales ( $\varepsilon_z = 0$ ), il en résulte les relations suivantes entre les contraintes et les déformations :

$$\begin{aligned} \sigma_z &= \nu_s(\sigma_r + \sigma_\theta) \\ \varepsilon_r &= \frac{1 - \nu_s^2}{E_s} \left( \sigma_r - \frac{\nu_s}{1 - \nu_s} \cdot \sigma_\theta \right) \\ \varepsilon_\theta &= \frac{1 - \nu_s^2}{E_s} \left( \sigma_\theta - \frac{\nu_s}{1 - \nu_s} \sigma_r \right) \end{aligned} \quad (14)$$

La résolution des équations précédentes par rapport aux contraintes  $\sigma_r$  et  $\sigma_\theta$  conduit à :

$$\sigma_r = \frac{E_s}{(1 + \nu_s)(1 - 2 \cdot \nu_s)} [(1 - \nu_s) \cdot \varepsilon_r + \nu_s \cdot \varepsilon_\theta] \quad (15)$$

$$\sigma_\theta = \frac{E_s}{(1 + \nu_s)(1 - 2 \cdot \nu_s)} [(1 - \nu_s)\varepsilon_\theta + \nu_s \cdot \varepsilon_r] \quad (16)$$

L'introduction du déplacement radial  $U_r$  conduit aux déformations suivantes :

$$\varepsilon_r = \frac{dU_r}{dr}; \quad \varepsilon_\theta = \frac{U_r}{r}; \quad \varepsilon_z = \frac{dU_z}{dz}$$

En reportant ces relations dans les équations (15) et (16), on obtient :

$$\begin{aligned}
\sigma_r &= \frac{E_s}{(1+v_s)(1-2v_s)} \left[ (1-v_s) \frac{dU_r}{dr} + v_s \frac{U_r}{r} \right] \\
\sigma_\theta &= \frac{E_s}{(1+v_s)(1-2v_s)} \left[ (1-v_s) \frac{U_r}{r} + v_s \frac{dU_r}{dr} \right] \\
\frac{d\sigma_r}{dr} &= \frac{E_s}{(1+v_s)(1-2v_s)} \left[ (1-v_s) \frac{d^2U_r}{dr^2} + \frac{v_s}{r} \frac{dU_r}{dr} - v_s \frac{U_r}{r^2} \right]
\end{aligned} \tag{17}$$

Pour tous calculs faits sue d'équation d'équilibre (12), on aboutit à l'équation différentielle de second ordre suivante :

$$\frac{d^2U_r}{dr^2} + \frac{1}{r} \frac{dU_r}{dr} - \frac{U_r}{r^2} = 0 \rightarrow U_r'' + \frac{U_r'}{r} - \frac{U_r}{r^2} = 0 \tag{18}$$

Posons  $U_r = r \cdot g(r)$ ; tel que  $g(r)$  est une fonction de  $r$  et substituons la dans l'équation (18), on obtient :

$$r \cdot \frac{d^2g(r)}{dr^2} + 3 \cdot \frac{dg(r)}{dr} = 0$$

Posons :  $dg(r)/dr = f(r)$  tel que  $f(r)$  est une fonction de  $r$ , on aboutit alors à l'équation différentielle du 1<sup>er</sup> ordre suivante :

$$r \frac{df}{dr} + 3 \cdot f(r) = 0 \rightarrow r \cdot f'(r) + 3 \cdot f(r) = 0 \tag{19}$$

La résolution de l'équation (19) conduit à :

$$\begin{aligned}
f(r) &= k_1/r^3, \quad k_1 \in Z : \text{constante}, \\
g(r) &= \int f(r) \cdot dr = C_1 + \left( \frac{C_2}{r} \right)
\end{aligned} \tag{20}$$

Il en résulte que :  $U_r = r \cdot g(r) = C_1 \cdot r + \left( \frac{C_2}{r} \right) \rightarrow (20.a)$

$C_1$  et  $C_2$  sont les constantes d'intégration qui sont déterminées suivant les conditions aux limites.

$$\varepsilon_r = \frac{dU_r}{dr} = C_1 - \frac{C_2}{r^2}, \quad \varepsilon_\theta = \frac{U_r}{r} = C_1 + \frac{C_2}{r^2} \tag{21}$$

Ensuite, le report de  $\varepsilon_r$  et  $\varepsilon_\theta$  dans les équations de comportement (14), (15) et (16) fournit les expressions des contraintes  $\sigma_r$ ,  $\sigma_\theta$  et  $\sigma_z$  :

$$\begin{aligned}
\sigma_r &= \frac{E_s}{1+v_s} \left[ \frac{C_1}{1-2v_s} - \frac{C_2}{r^2} \right] \\
\sigma_\theta &= \frac{E_s}{1+v_s} \left[ \frac{C_1}{1-2v_s} + \frac{C_2}{r^2} \right] \\
\sigma_z &= v_s \cdot (\sigma_r + \sigma_\theta) = \frac{E_s}{1+v_s} \frac{2 \cdot C_1 \cdot v_s}{1-2v_s}
\end{aligned} \tag{22}$$

L'application de la théorie de l'expansion d'une cavité cylindrique aux colonnes ballastées permet de déterminer les constantes d'intégration  $C_1$  et  $C_2$ . Les conditions aux limites du modèle sol/colonne sont les suivantes :

- En contraintes : A l'interface sol-colonne ( $r = R_c$ ),  $\sigma_r (r = R_c) = -\sigma_h$  ( $\sigma_h$  : Etant l'étreinte latérale du sol encaissant) ;
- En déplacements : Le déplacement radial est nul à la périphérie de la zone d'influence ;

Soit :  $U_r(r = R_c) = 0$ .

De l'expression (20.a) :  $C_1 \cdot R_e + \frac{C_2}{R_e} = 0 \rightarrow C_2 = -C_1 \cdot R_e^2$

De l'équation (22) :  $\sigma_r = \frac{E_s}{1+v_s} \left[ \frac{C_1}{1-2v_s} - \frac{C_2}{R_c^2} \right] = -\sigma_h$

Après substitution de la valeur de  $C_2$  dans l'équation précédente et sachant que :



$$a = \frac{A_c}{A} = \left(\frac{R_c}{R_e}\right)^2 \quad (23)$$

On obtient :

$$\begin{aligned} C_1 &= -\sigma_h \cdot \frac{(1+v_s)}{E_s} \frac{(1-2v_s) \cdot a}{(1-2v_s) + a} \\ C_2 &= \sigma_h \cdot \frac{(1+v_s)}{E_s} \frac{(1-2v_s) \cdot a}{(1-2v_s) + a} R_e^2 \end{aligned} \quad (24)$$

#### 1.4.10.1.1. Equations générales et facteur d'amélioration ( $\beta$ )

Priebe a déduit à partir des équations (20.a) et (24) un accroissement du rayon ( $\Delta R_c$ ) de la colonne ballastée, donné par :

$$\begin{aligned} U_r(r = R_c) = \Delta R_c &= C_1 \cdot R_c + \frac{C_2}{R_c} = R_c C_1 \cdot \left(1 - \frac{R_e^2}{R_c^2}\right) = R_c \cdot C_1 \cdot \left(1 - \frac{1}{a}\right) \\ &= -C_1 R_c \frac{(1-a)}{a} \end{aligned} \quad (25)$$

Soit :

$$\Delta R_c = \sigma_h \frac{1+v_s}{E_s} R_c \frac{(1-2v_s)(1-a)}{1-2v_s} \quad (26)$$

Multiplions le numérateur et de dénominateur de l'expression (26) par  $(1-v)$ , on obtient après développement :

$$\Delta R_c = \sigma_h \cdot R_c \frac{1}{\frac{(1+v_s) \cdot E_s}{(1+v_s)(1-2v_s)}} \frac{(1-v_s) \cdot (1-a)}{(1-2v_s) + a} \quad (27)$$

On pose :  $f(v_s, a) = (1-v_s) \cdot \frac{1-a}{(1-2v_s)+a}$  coefficient sans dimension, et sachant que la quantité  $\frac{(1-v_s) \cdot E_s}{(1+v_s)(1-2v_s)}$  représente le module œdométrique du sol ( $E_{sol,s}$ ), il en résulte que :

$$\Delta R_c = \sigma_h \cdot R_c \cdot \frac{f(v_s, a)}{E_{oedo,s}} \quad (28)$$

L'hypothèse se rapportant à la déformation des colonnes ballastées à volume constant, se traduit par une dilation volumique ( $\varepsilon_v$ ) nulle :

$$\varepsilon_v = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 = 0, \quad \varepsilon_1 = \varepsilon_2 = \frac{\Delta R_c}{R_c} \quad (\text{Par symétrie}) \text{ d'où } S_c = 2 \cdot L_c \frac{\Delta R_c}{R_c}$$

$$\text{Et : } \varepsilon_3 = \frac{S_c}{L_c}$$

Priebe fait l'hypothèse d'un état hydrostatique du sol à l'interface avec le ballast, attribué aux conditions d'exécution. Donc l'accroissement de la contrainte horizontale dû à  $\sigma_s$  est donné par :

$$\Delta \sigma_s = k_w \cdot \sigma_s = \sigma_s \quad (k_w = 1)$$

L'accroissement de la contrainte horizontale due à  $\sigma_s$  est donné par :  $\Delta \sigma_{ch} = K_{ac} \cdot \sigma_c$

$K_{ac}$  : Coefficient de poussée du ballast, soit :  $K_{ac} = tg^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_c'}{2} \right)$ ;

La contrainte latérale  $\sigma_{hest}$  donnée par :  $\sigma_h = K_{ac} \cdot \sigma_c - \sigma_s$

On obtient :  $S_c = 2 \cdot L_c \cdot (K_{ac} \cdot \sigma_c - \sigma_s) \frac{f(v_s, a)}{E_{oeds}}$



Le tassement de la couronne de sol de la hauteur  $L_c$ , de module œdométrique  $E_{oeds}$  et soumise à une contrainte  $\sigma_s$  s'écrit :  $S_s = \sigma_s \cdot \frac{L_c}{E_{oeds}}$

En écrivant l'égalité des tassements de la colonne ballastée et du sol : ( $S_c = S_s$ ), on obtient :  $\sigma_s = 2 \cdot (K_{ac} \sigma_c - \sigma_s) \cdot f(v_s, a)$

D'où le rapport de concentration des contraintes sur la colonne ballastées (n) :

$$n = \frac{\sigma_c}{\sigma_s} = \frac{0,5 + f(v_s, a)}{K_{ac} \cdot f(v_s, a)} \quad (29)$$

Remplaçons l'expression de (n) dans l'équation (11), on obtient le facteur de réduction du tassement  $\beta$  qui caractérise l'efficacité du traitement :

$$\beta = 1 + a \cdot \left[ 0,5 + \frac{f(v_s, a)}{K_{ac} \cdot f(v_s, a)} - 1 \right] \quad (30)$$

Pour :  $v_s = 1/3$  , on retrouve l'expression simplifiée de ( $\beta$ ) :  $\beta = 1 + a \cdot \left[ \frac{5-a}{4 \cdot K_{ac} \cdot (1-a)} - 1 \right]$

Connaissant l'angle de frottement ( $\varphi'_c$ ) du matériau de substitution (ballast) et la valeur de  $\beta$ , cette équation de second degré de (a) est à résoudre analytiquement pour déterminer la maille de référence.

Cette équation est développée par Priebe sous forme d'un abaque de dimensionnement pour différents angles de frottement du ballast ( $\varphi_c$ ), représenté sur la Figure 1.4-12.

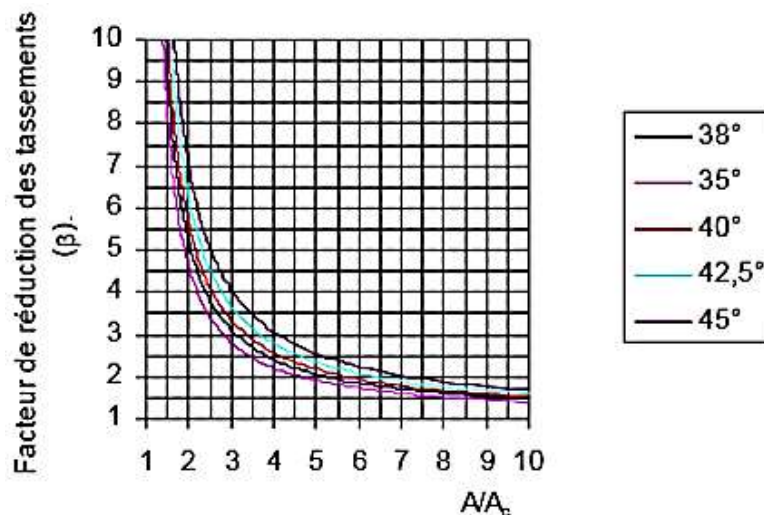


Figure 1.4-12: Abaque de dimensionnement de Priebe pour coefficient de poisson ( $v_s = \frac{1}{3}$ )

### 1.4.11. Conclusion

Compte de son large domaine d'application dans les fondations des ouvrages, l'amélioration de sols par colonnes ballastées occupe une place prépondérante parmi les procédés de vibration profonde des sols. Alors que le vibrocompactage se limite aux sables et graviers aptes à ce traitement, l'utilisation des colonnes ballastées s'étend largement sur tous les sols mous fins ou grenus. Même en présence de sols grenus aptes au vibrocompactage, on peut recommander l'utilisation de matériaux d'apport grossiers, ce qui conduit automatiquement à réaliser des colonnes ballastées. Le procédé originel de vibrocompactage pur n'a été récemment appliqué qu'à l'occasion de remblais importants réalisés dans diverses régions côtières du monde.

Les colonnes ballastées offrent au sol d'assise une certaine souplesse, d'une part, et éliminent, d'autre part, le risque de liquéfaction des sols. L'effet stabilisateur repose sur la résistance au cisaillement des colonnes ballastées, qui reprennent une grande partie des surcharges ainsi que du poids propre du sol, et sur leur aptitude à dissiper instantanément - du moins dans leur environnement immédiat - les pressions interstitielles. La diminution très rapide de la surpression interstitielle autour de la colonne ballastée est importante dans le sens où se produit un effet de filtre, qui maintient la capacité portante de la colonne ballastée en conservant l'étreinte latérale et empêche la migration de fines dans les vides intérieurs de la colonne, même si, du fait des caractéristiques granulométriques, les conditions de filtre classiques ne sont pas remplies

---

# **Partie 2 :** **Application**

---

---

## **Chapitre 2.1 : Interprétation des résultats par CPT**

---

## **Partie 2. Application**

### **Chapitre 2.1. Interprétation des résultats par CPT**

#### **2.1.1. Introduction**

La liquéfaction du sol est une préoccupation majeure pour les structures construites avec ou sur des sols sableux. La liquéfaction du sol est également un problème de conception majeur pour les grandes structures de sable, comme la retenue des résidus miniers et les barrages en terre.

Pour évaluer le potentiel de la liquéfaction du sol, il est important de déterminer la stratigraphie du sol et l'état in situ des dépôts. Le CPT est un test in situ idéal pour évaluer le potentiel de la liquéfaction du sol en raison de sa répétabilité, de sa fiabilité, de ses données continues et de sa rentabilité.

Dans ce chapitre on effectuera une évaluation du risque de liquéfaction en utilisant le logiciel d'analyse « Cliq » qui trace les différents graphes nécessaires à l'évaluation du risque de liquéfaction.

#### **2.1.2. Le logiciel “CLiq”**

Au cours des dernières années, des logiciels commerciaux sont devenus disponibles pour faciliter l'interprétation du CPT et la conception géotechnique en utilisant les résultats du CPT. Ceci a été introduit dans le développement de deux programmes ; CPeT-IT (prononcé C-petit) et CLiq (prononcé slick).

##### **2.1.2.1. Définition de CLiq**

"CLiq" est un programme développé par GeoLogismiki. CLiq fournit aux utilisateurs un environnement graphique facile à utiliser spécialement conçu pour l'analyse à la liquéfaction en utilisant des données CPT et CPTu. Le logiciel aborde des problèmes avancés tels que le ramollissement cyclique dans les sols argileux et l'identification des zones de transition. CLiq fournit des résultats et des graphes pour chaque étape de calcul, en commençant par l'interprétation des données CPT de base jusqu'aux graphes définitifs du facteur de sécurité, de l'indice de potentiel de liquéfaction et des déplacements post-séisme, aussi bien verticaux que latéraux.

CLiq fournit des résultats cohérents en appliquant la méthode NCEER (Youd et al, 2001, Robertson & Wride, 1998) ainsi que les procédures pour les déplacements post-séisme par Zhang et al (2002 et 2004). Il comprend également la dernière procédure d'évaluation développée par Robertson (2010) qui s'applique à tous les types de sols combinant un contrôle de la liquéfaction cyclique (sables) et du ramollissement cyclique (argiles). Il inclut également les méthodes de liquéfaction cyclique à basé sur le CPT, proposées par Moss et al (2006) et Boulanger et Idriss (2008/2014).

Une caractéristique 2D unique permet de créer des cartes de contour colorées de l'indice de potentiel de liquéfaction global (LPI) et les tassements post-séisme (en vue en plan), permettant ainsi à l'utilisateur de visualiser la variation spatiale du potentiel de liquéfaction et des tassements sur le site. Les variations des tassements calculés après le séisme sur un site permettent d'estimer les tassements différentiels pour un site et un séisme donné.

Une caractéristique d'analyse paramétrique permet à l'utilisateur de varier la magnitude du séisme et l'accélération de surface pour évaluer la sensibilité et de l'indice de potentiel de liquéfaction global et des tassements post-séisme en fonction de la charge sismique.

### 2.1.3. Interprétation des résultats

Au sein de notre site, on a effectué plusieurs tests de pénétration par cône (CPT), dans des emplacements différents répartis sur le site. Six essais sont disponibles pour sol étudié vis-à-vis à la liquéfaction. Les résultats des CPT sont traités par le logiciel « Cliq v 2.0 » (présenté précédemment), qui nous donne les résultats de l'analyse sous forme de graphes. Ces graphes sont traités par la suite.

Ces graphes sont obtenus en introduisant 4 données essentielles :

- La profondeur :  $D_{eph}$  (m)
- La résistance de pointe :  $q_c$  (Mpa)
- Le frottement local :  $f_s$  (kPa)
- La pression interstitielle :  $u$  (kPa)

#### 2.1.3.1. Présentation des résultats :

Le tableau suivant donne la légende des zones de type de comportement du sol. Dans ce qui suit cette légende correspond à tous les graphes

#### SBT legend










	1. Sensitive fine grained		4. Clayey silt to silty		7. Gravely sand to sand
	2. Organic material		5. Silty sand to sandy silt		8. Very stiff sand to
	3. Clay to silty clay		6. Clean sand to silty sand		9. Very stiff fine grained

Tableau 2.1-1: Légende pour SBT et SBT<sub>n</sub>

Zone	Type de comportement du sol		Type de comportement du sol
1	Grains fins, Sensible	6	Sables- Sable propre à sable limoneux
2	Sol organique -Argile	7	Sable graveleux à Sable dense
3	Argile- argile limoneuse	8	Sable très rigide à Sable argileux*
4	Mélange de limons-Limon argileux Argile limoneuse	9	Grain fin très rigide*
5	Mélange de sable-Sable limoneux à Limon sableux		

### Les essais CPT effectués

#### Test CPT 01 :

- Méthode de l'analyse : NCEER (1998)
- Magnitude du séisme : 7.0
- Accélération max : 0.4 g
- La profondeur à la nappe phréatique : 1.0 m
- Comportement de type argileux appliqué au : sable seulement
- Profondeur maximale : 19.70m
- Le facteur de sécurité FS de référence est pris égal à 1.25

#### Test CPT 02 :

- Méthode de l'analyse : NCEER (1998)
- Magnitude du séisme : 7.0
- Accélération max : 0.4 g
- La profondeur à la nappe phréatique : 1.0 m
- Comportement de type argileux appliqué au : sable seulement
- Profondeur maximale : 23.18m
- Le facteur de sécurité FS de référence est pris égal à 1.25

**Test CPT 03 :**

- Méthode de l'analyse : NCEER (1998)
- Magnitude du séisme : 7.0
- Accélération max : 0.4 g
- La profondeur à la nappe phréatique : 1.0 m
- Comportement de type argileux appliqué au : sable seulement
- Profondeur maximale : 21.24 m
- Le facteur de sécurité FS de référence est pris égal à 1.25

**Test CPT 04 :**

- Méthode de l'analyse : NCEER (1998)
- Magnitude du séisme : 7.0
- Accélération max : 0.4 g
- La profondeur à la nappe phréatique : 1.0 m
- Comportement de type argileux appliqué au : sable seulement
- Profondeur maximale : 21.16 m
- Le facteur de sécurité FS de référence est pris égal à 1.25

**Test CPT 05 :**

- Méthode de l'analyse : NCEER (1998)
- Magnitude du séisme : 7.0
- Accélération max : 0.4 g
- La profondeur à la nappe phréatique : 1.0 m
- Comportement de type argileux appliqué au : sable seulement
- Profondeur maximale : 21.24 m
- Le facteur de sécurité FS de référence est pris égal à 1.25

**Test CPT 06 :**

- Méthode de l'analyse : NCEER (1998)
- Magnitude du séisme : 7.0
- Accélération max : 0.4 g
- La profondeur à la nappe phréatique : 1.0 m
- Comportement de type argileux appliqué au : sable seulement
- Profondeur maximale : 22.22 m
- Le facteur de sécurité FS de référence est pris égal à 1.25

**Graphes de base :**

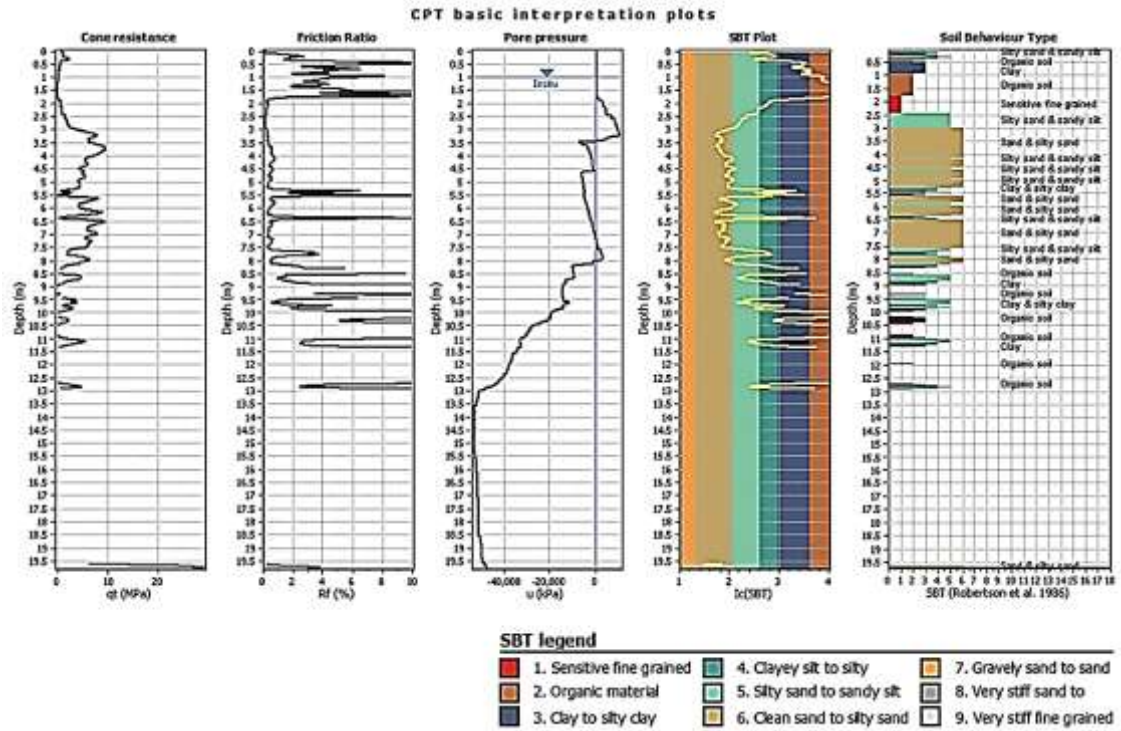


Figure 2.1-1: Graphes de base \_test CPT 01

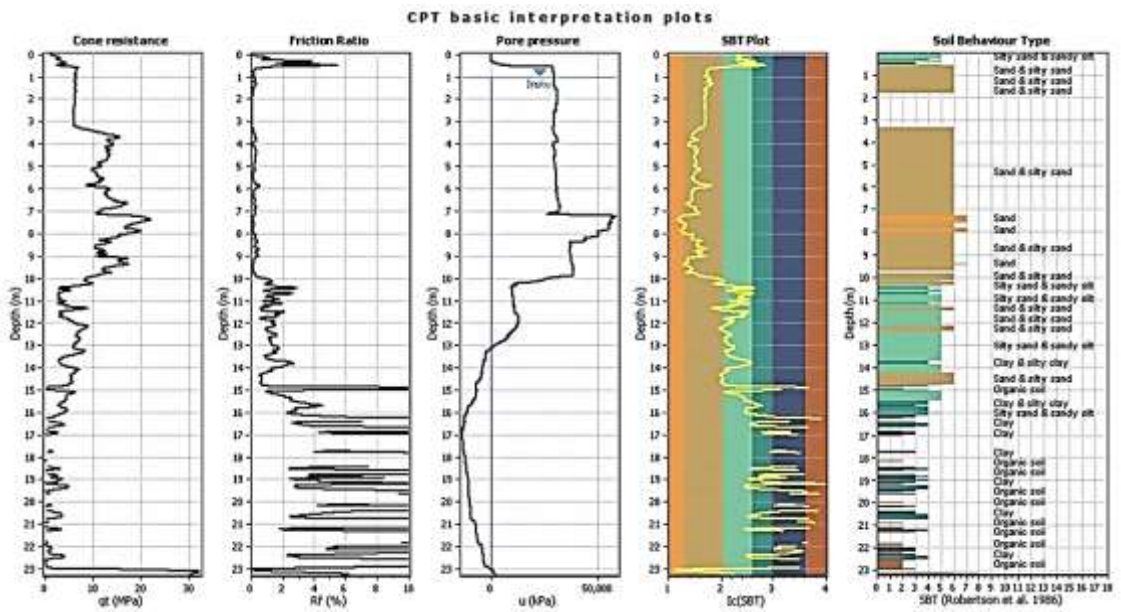


Figure 2.1-2: Graphes de base \_test CPT 2



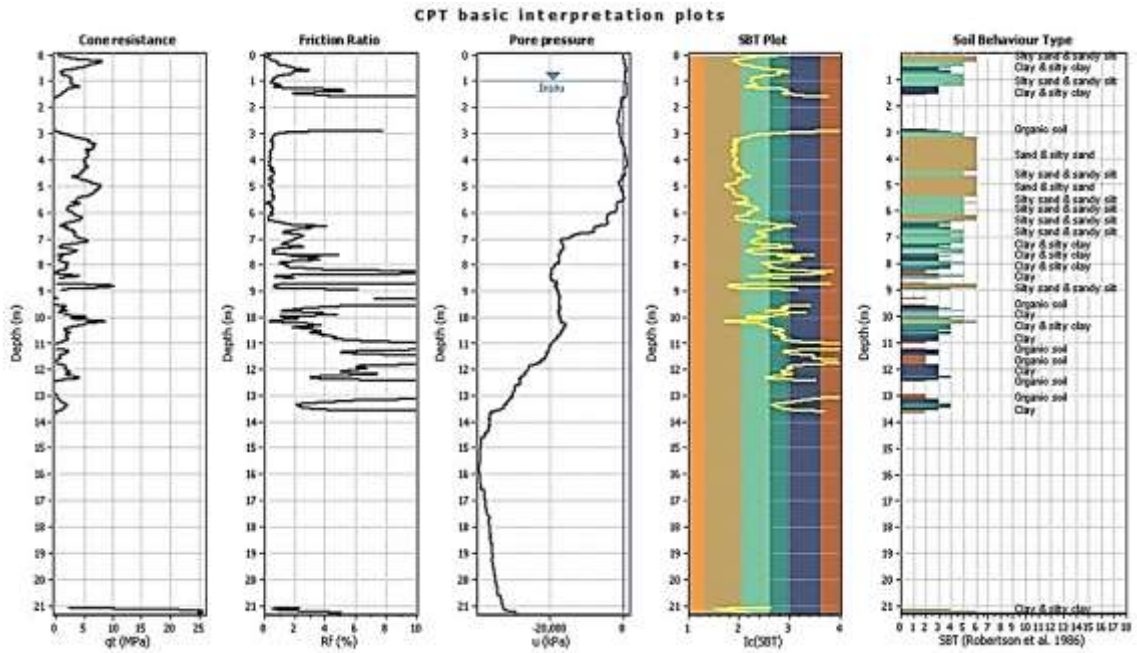


Figure 2.1-3: Graphes de base \_test CPT 03

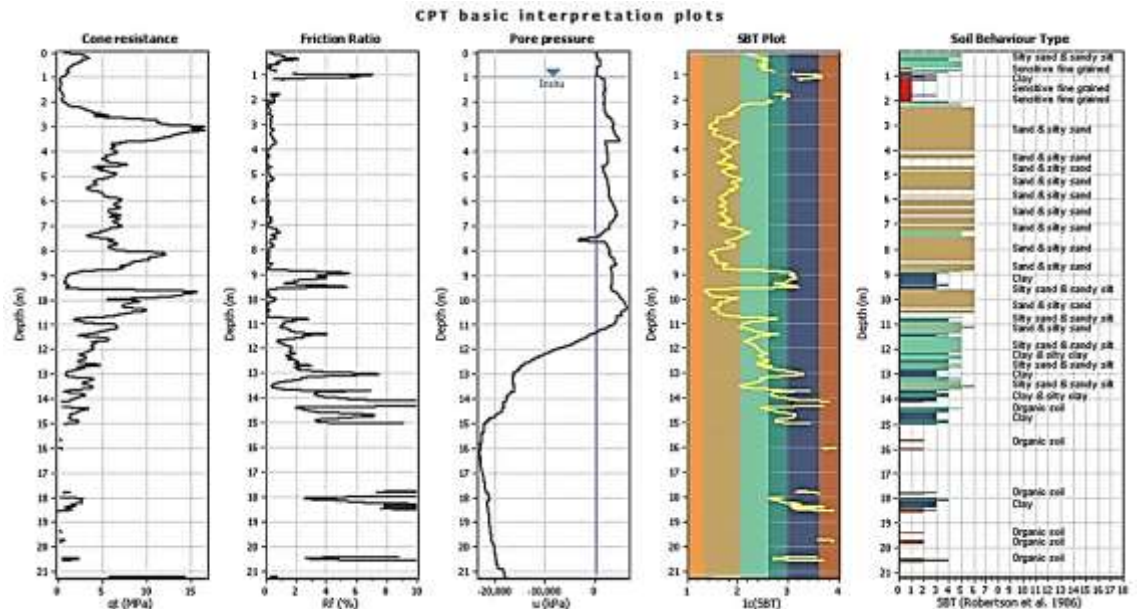


Figure 2.1-4: Graphes de base \_test CPT 4

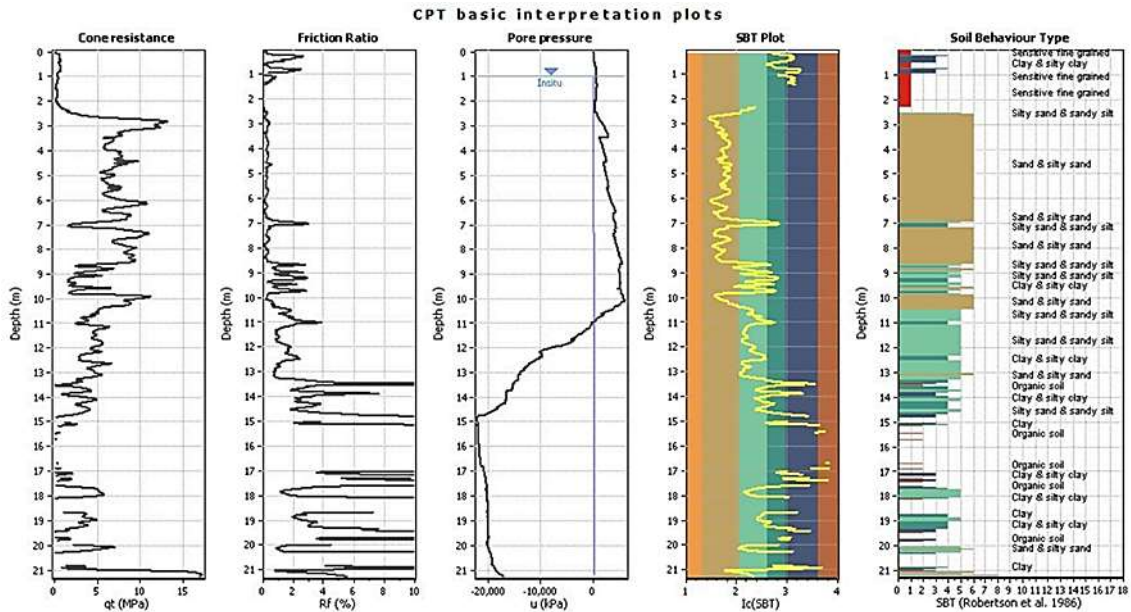


Figure 2.1-5: Graphes de base \_test CPT 5

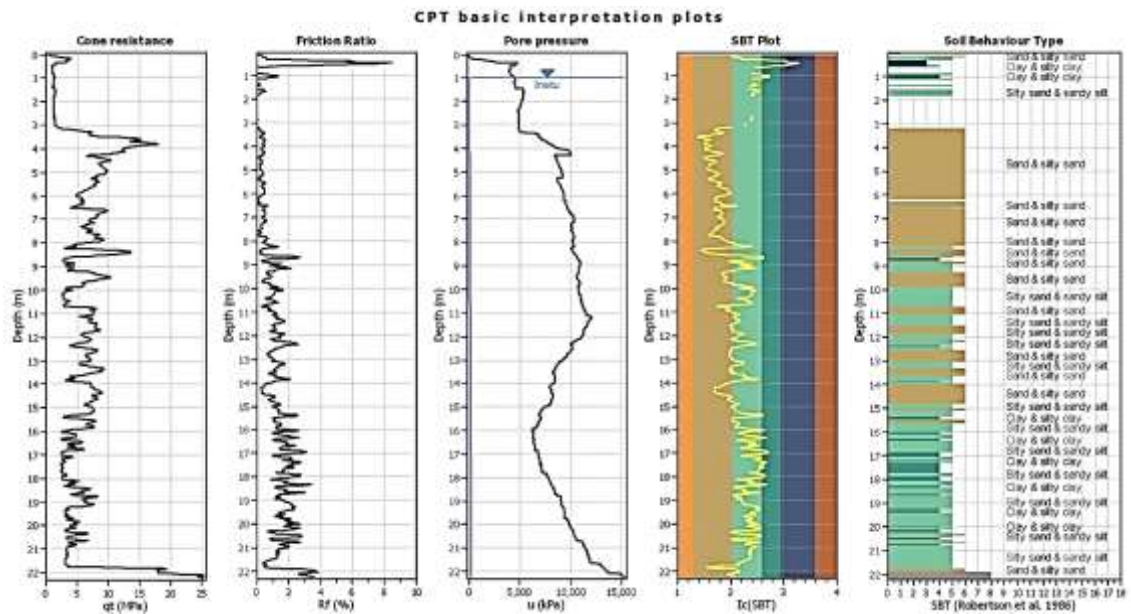


Figure 2.1-6: Graphes de base \_test CPT 6

**Commentaire :**

- ✓ Le 1<sup>re</sup> graphe du gauche de chaque figure des graphes de base représente la variation de la résistance du cône corrigée  $q_t$  (MPa) en fonction de la profondeur  $Z$  (m).
- ✓ Le 2<sup>ème</sup> graphe représente la variation du rapport de frottement  $R_f$  (%) en fonction de la profondeur  $Z$  (m).  $R_f$  (%) est aussi un facteur qui peut être utilisé pour identifier le type de sol pour une couche donnée. Pour chaque essai on peut bien remarquer que lorsque  $0 < Z(m) < 10 m$ , les valeurs de  $R_f$  (le rapport de frottement) prennent des petites valeurs. Donc en consultant le graphe N°5, on voit que dans ces zones que le sol est généralement sableux. Alors  $R_f$  (%) prend des petites valeurs pour les sables, et des grandes valeurs pour les argiles.
- ✓ Le 3<sup>ème</sup> graphe représente la variation de la pression interstitielle  $u$  (kPa) en fonction de la profondeur  $Z$  (m). Il est montré que la pression interstitielle vari d'un essai à l'autre.

- ✓ Le 4<sup>ème</sup> graphe représente la variation de l'indice de comportement du sol  $I_c(SBT)$  en fonction de la profondeur  $Z(m)$ , qui est utilisé par la suite pour déterminer le type de comportement du sol.
- ✓ Le 5<sup>ème</sup> graphe représente les différents types du comportement du sol ( $SBT$ ) en fonction de la profondeur  $Z(m)$ , les résultats des essais CPT montrent que le sol dont la profondeur  $Z < 13 m$ , est en majorité de type sableux, lorsque  $Z > 13 m$  le type de comportement de sol varie, on trouve : sable-sable limoneux, Argile-Argile limoneuse, et sol organique

**Graphes de base normalisés :**

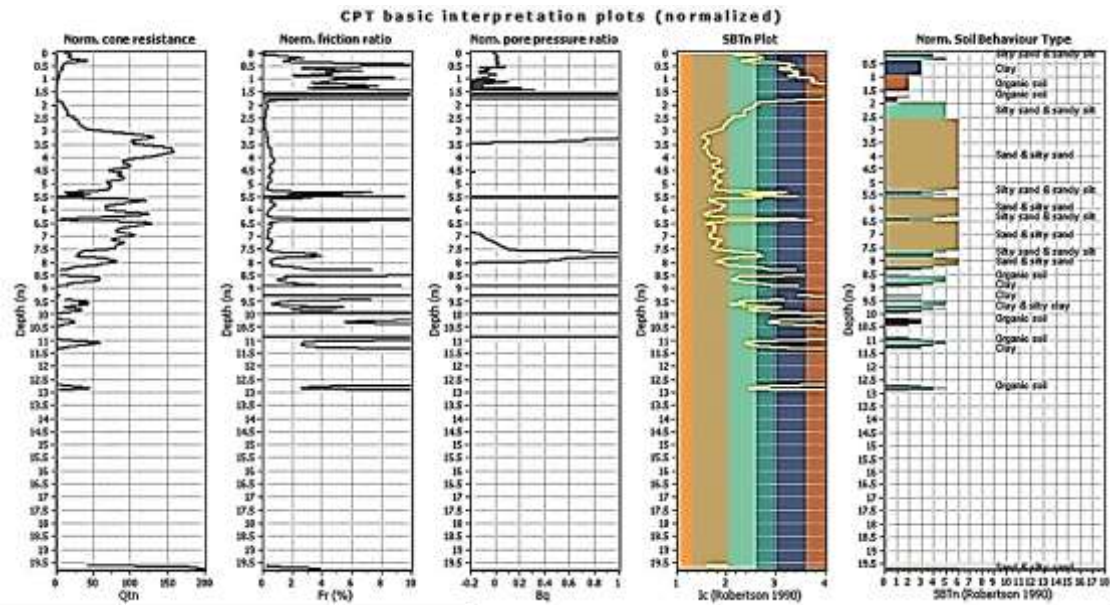


Figure 2.1-7: Graphes de base normalisés \_test CPT 01

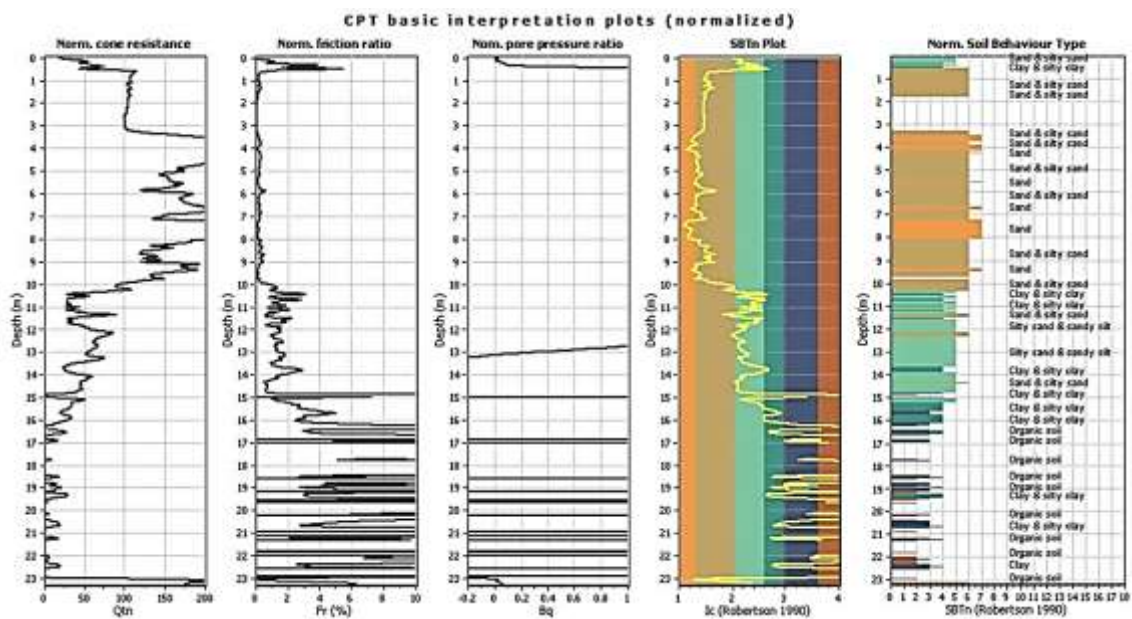


Figure 2.1-8: Graphes de base normalisés \_test CPT 02



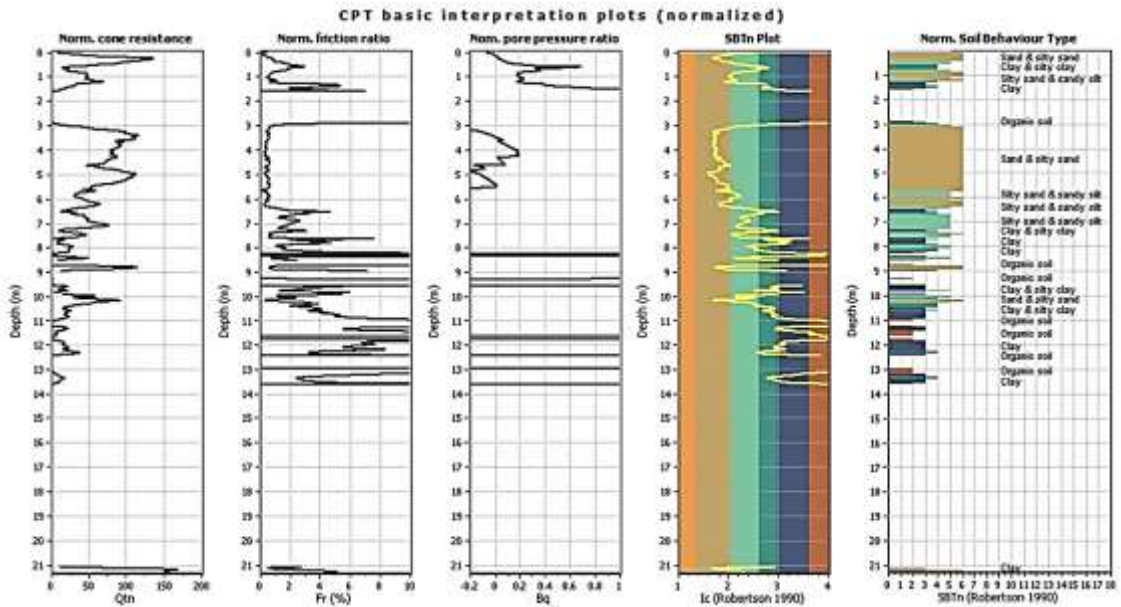


Figure 2.1-9: Graphes de base normalisés \_test CPT 03

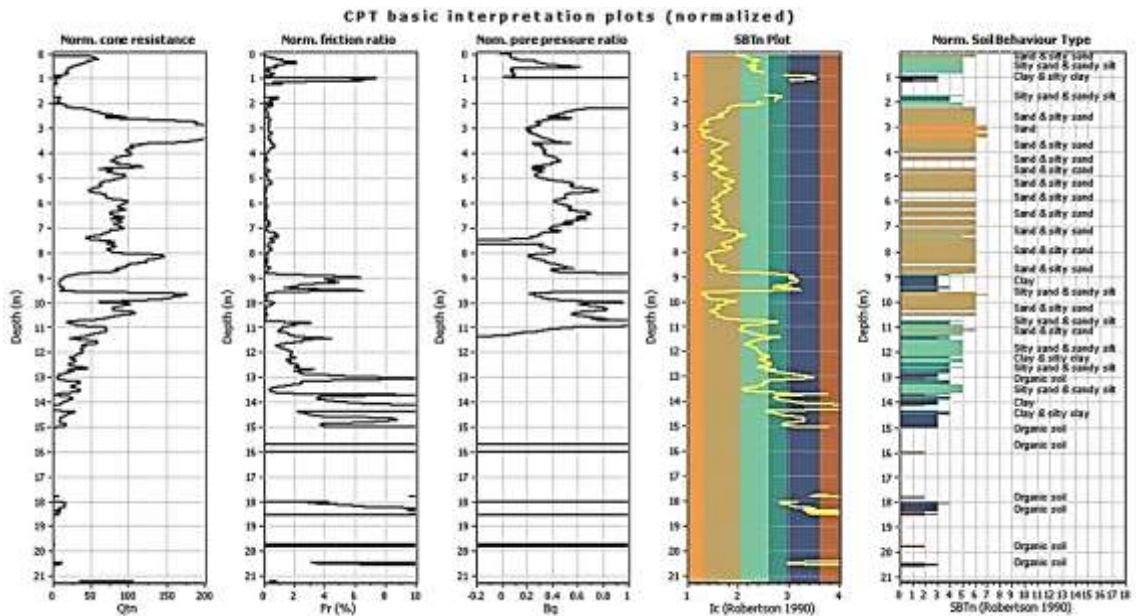


Figure 2.1-10: Graphes de base normalisés \_test CPT 04

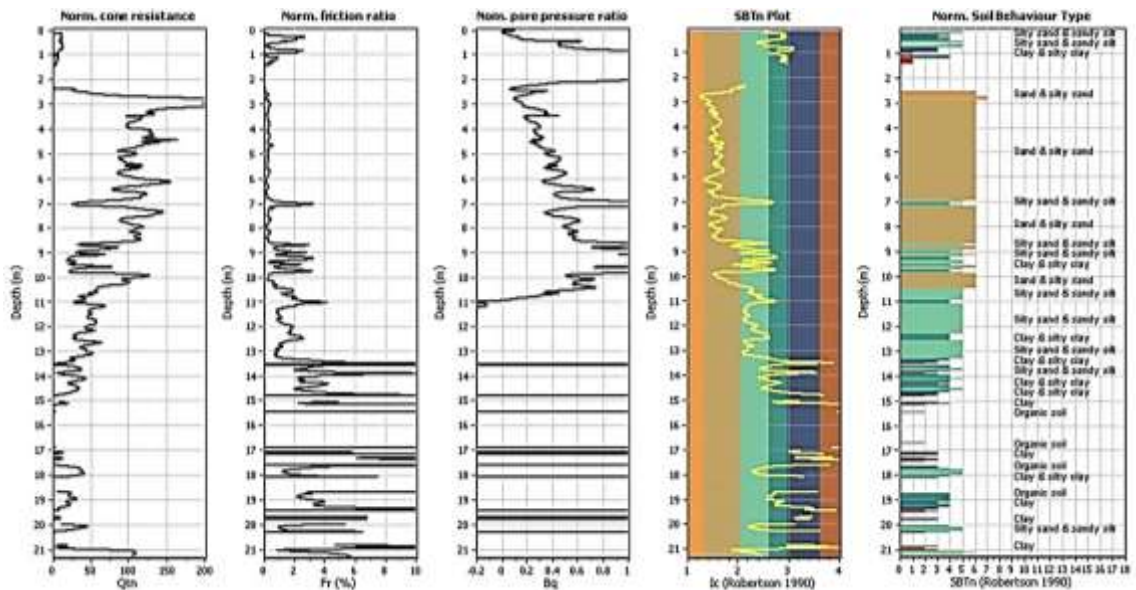


Figure 2.1-11: Graphes de base normalisés \_test CPT 05

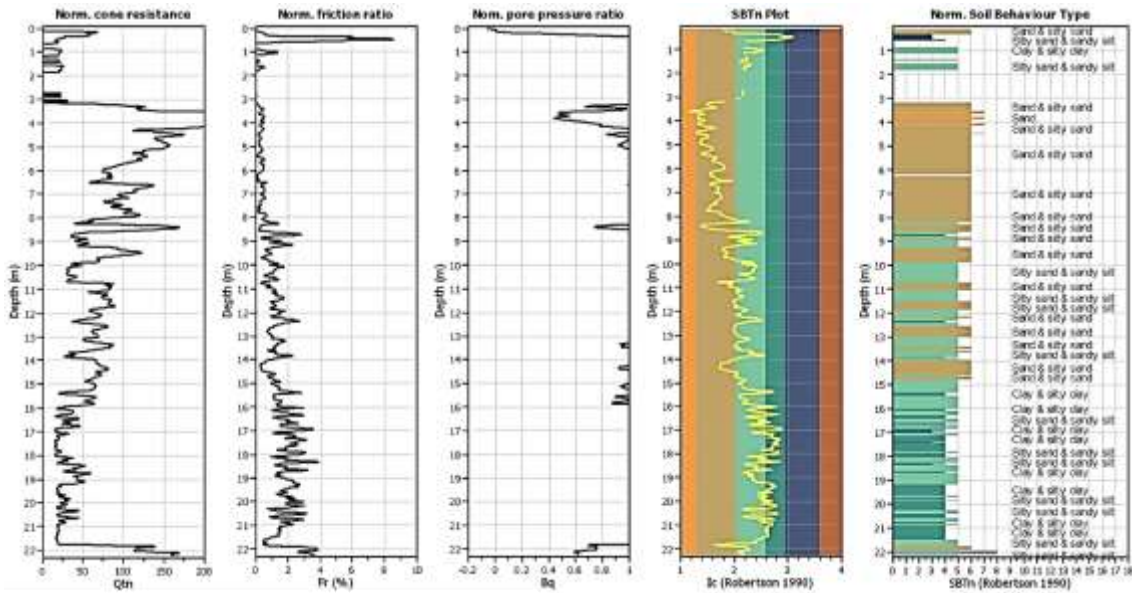


Figure 2.1-12: Graphes de base normalisés \_test CPT 06

**Commentaire :**

- ✓ Le 1<sup>ère</sup> graphe du gauche représente la variation de la résistance du cône normalisée  $Q_{tn}$  en fonction de la profondeur  $Z(m)$ . On remarque que  $Q_{tn}$  prend des valeurs petites pour les argiles, tandis que pour les sables sa valeur est relativement grande.
- ✓ Le 2<sup>ème</sup> graphe représente la variation du rapport de frottement normalisé  $F_r(%)$  en fonction de la profondeur  $Z(m)$ . Il est clair que la valeur de  $F_r$  est petite pour les sols de type sable, tandis qu'elle grande pour les argiles. Ce qui justifie aussi pourquoi le risque de la liquéfaction est plus grand pour les sols dont le comportement du sol est de type de sable
- ✓ Le 3<sup>ème</sup> graphe représente la variation de la pression interstitielle  $\beta_q$  en fonction de la profondeur  $Z(m)$
- ✓ Le 4<sup>ème</sup> graphe représente la variation de l'indice de comportement du sol  $I_c(SBTn)$  en fonction de la profondeur  $Z(m)$ . En se basant sur le 1<sup>er</sup> graphe et le 2<sup>ème</sup> graphe, on peut tracer la variation de l'indice de comportement du sol, qui permet d'identifier le type de comportement de chaque couche, et repérer ses positions dans le diagramme ( $SBTn$ ).
- ✓ Le 5<sup>ème</sup> graphe représente les types de comportement du sol normalisé ( $SBTn$ ) en fonction de la profondeur  $Z(m)$ .

**Graphes des résultats intermédiaires :**

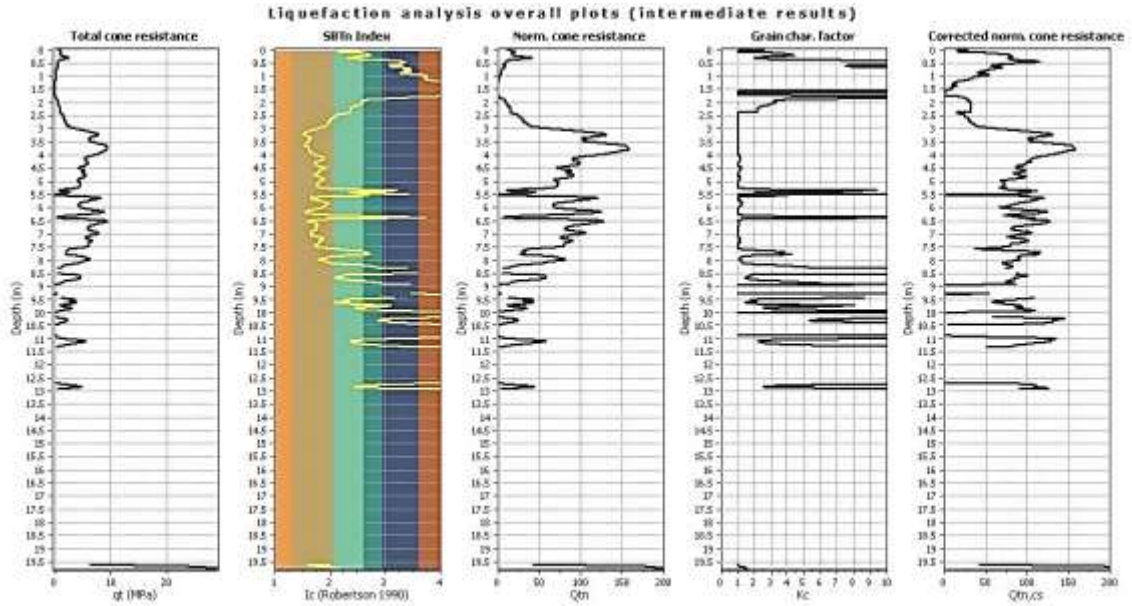


Figure 2.1-13: Graphes des résultats intermédiaires \_test CPT 01

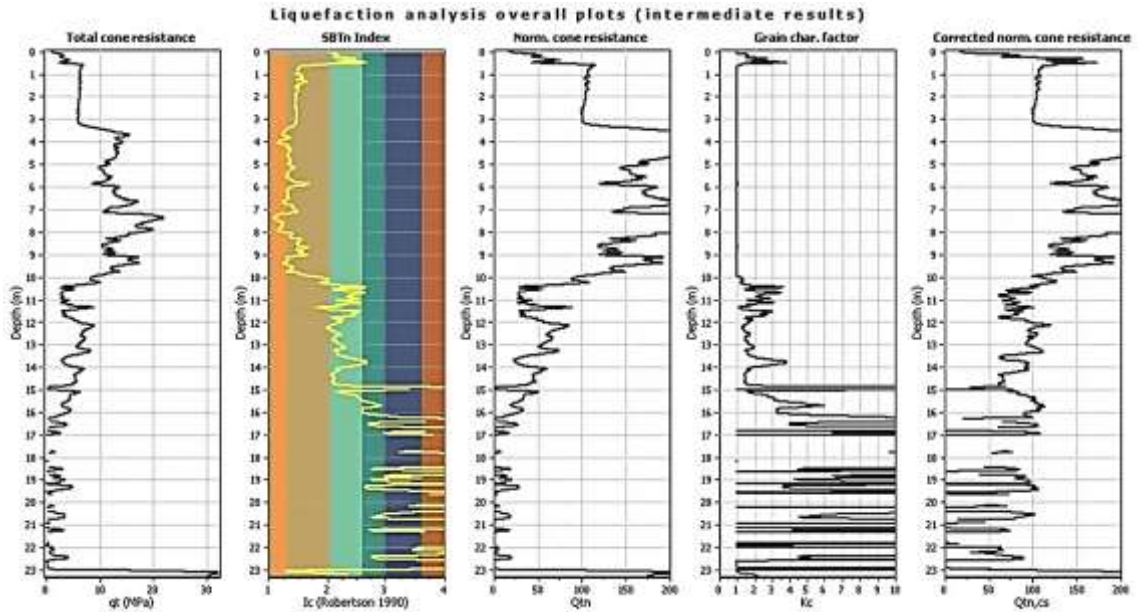


Figure 2.1-14: Graphes des résultats intermédiaires \_test CPT 02



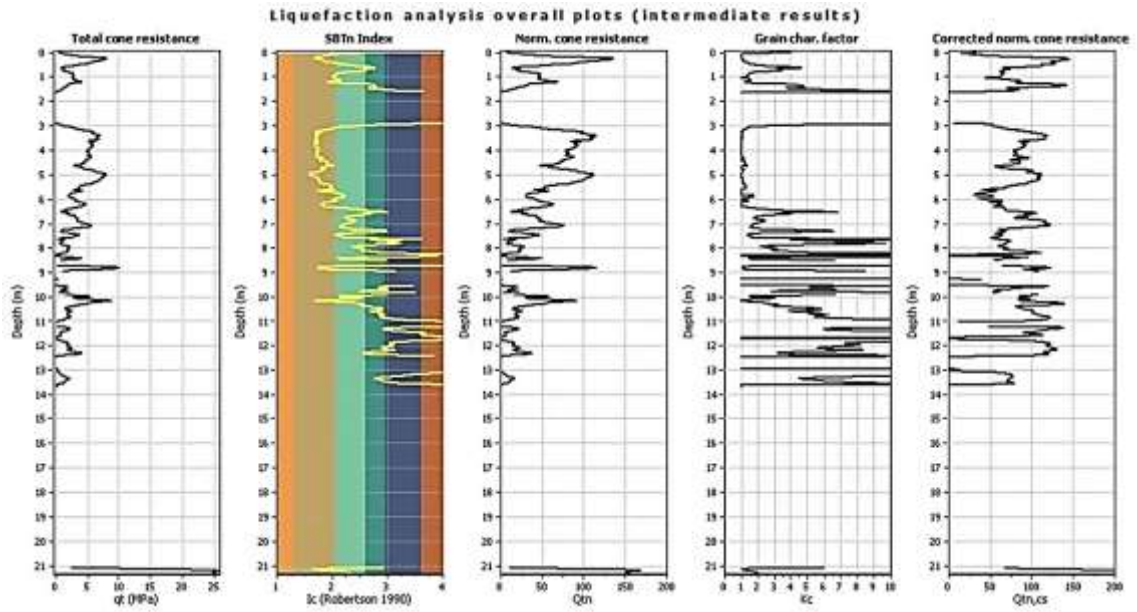


Figure 2.1-15: Graphes des résultats intermédiaires \_test CPT 03

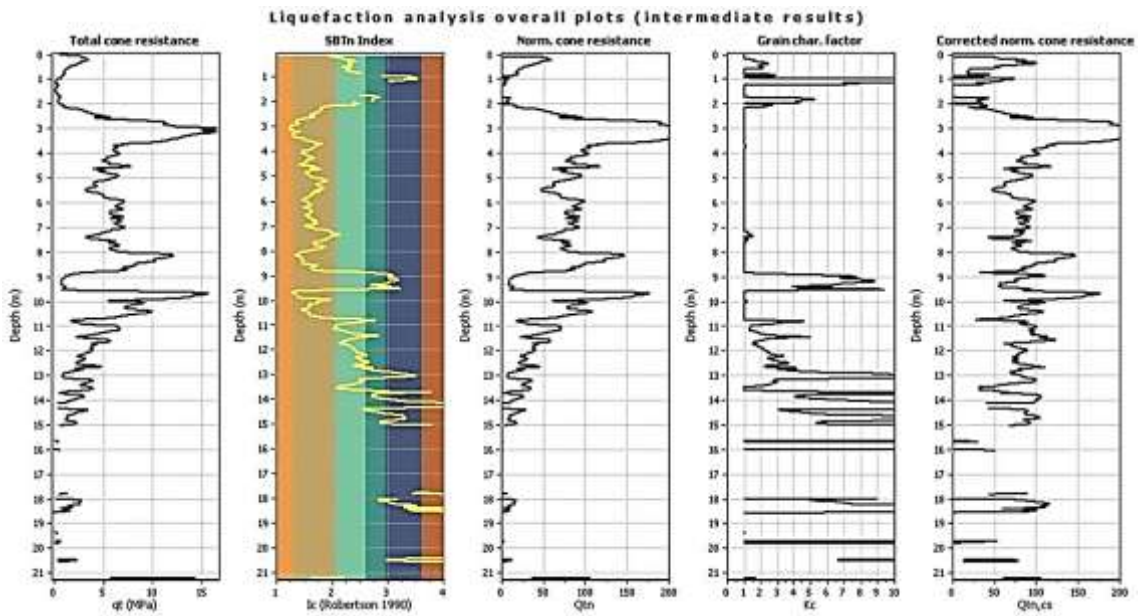


Figure 2.1-16: Graphes des résultats intermédiaires \_test CPT 04

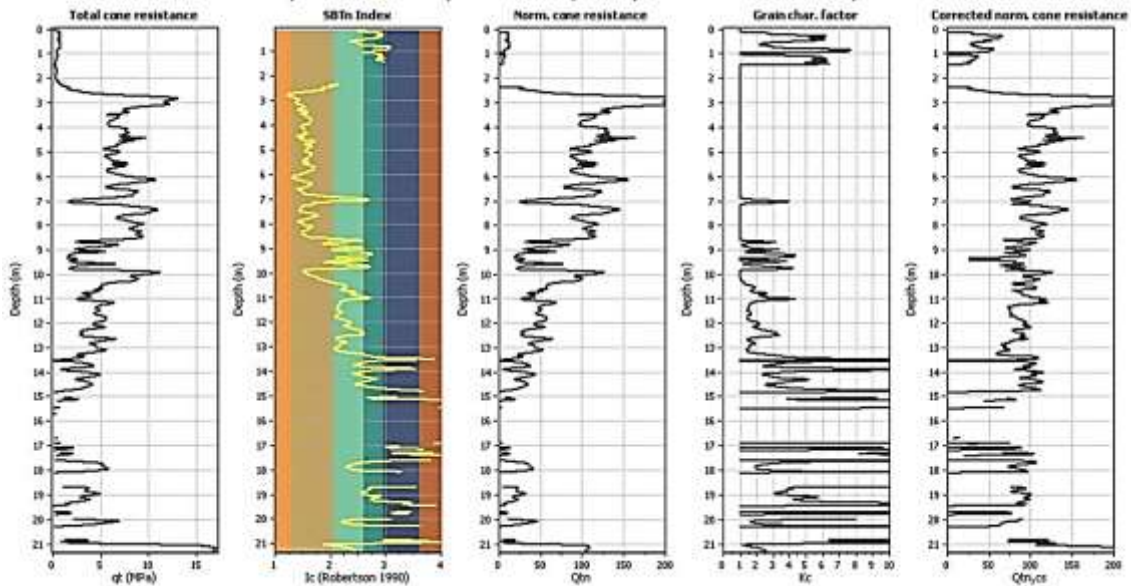


Figure 2.1-17: Graphes des résultats intermédiaires \_test CPT 05

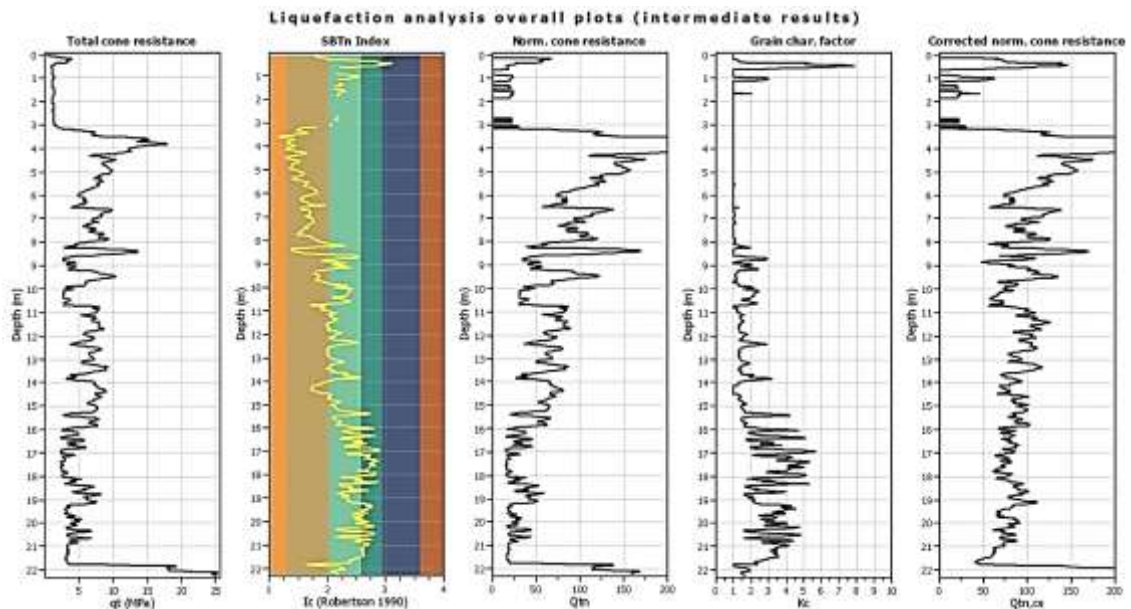


Figure 2.1-18: Graphes des résultats intermédiaires \_test CPT 06

**Commentaire :**

Les graphes des résultats intermédiaires sont :

- ✓ Le 1<sup>ère</sup> graphe du gauche représente la variation de la résistance au cône  $q_t(MPa)$  en fonction de la profondeur  $Z(m)$ .
- ✓ Le 2<sup>ème</sup> graphe représente la variation de l'indice de comportement du sol  $I_c(SBTn)$  en fonction de la profondeur  $Z(m)$ .
- ✓ Le 3<sup>ème</sup> graphe représente la variation de la résistance du cône normalisée  $Q_{tn}$  en fonction de la profondeur  $Z(m)$ .
- ✓ Le 4<sup>ème</sup> graphe représente la variation du facteur de correction  $K_c$  en fonction de la profondeur  $Z(m)$ .  $K_c$  est déterminé en utilisant le 2<sup>ème</sup> graphe, et il est utilisé par le 3<sup>ème</sup> graphe pour déduire le 5<sup>ème</sup> graphe.
- ✓ Le 5<sup>ème</sup> graphe représente la variation de la résistance du cône normalisé équivalente pour un sable propre ( $Q_{tn,cs}$ ) en fonction de la profondeur  $Z(m)$ .  $Q_{tn,cs}$  peut être utilisé pour calculer les valeurs de  $CRR_{7.5}$ .



**Graphes correspondants à la liquéfaction cyclique :**

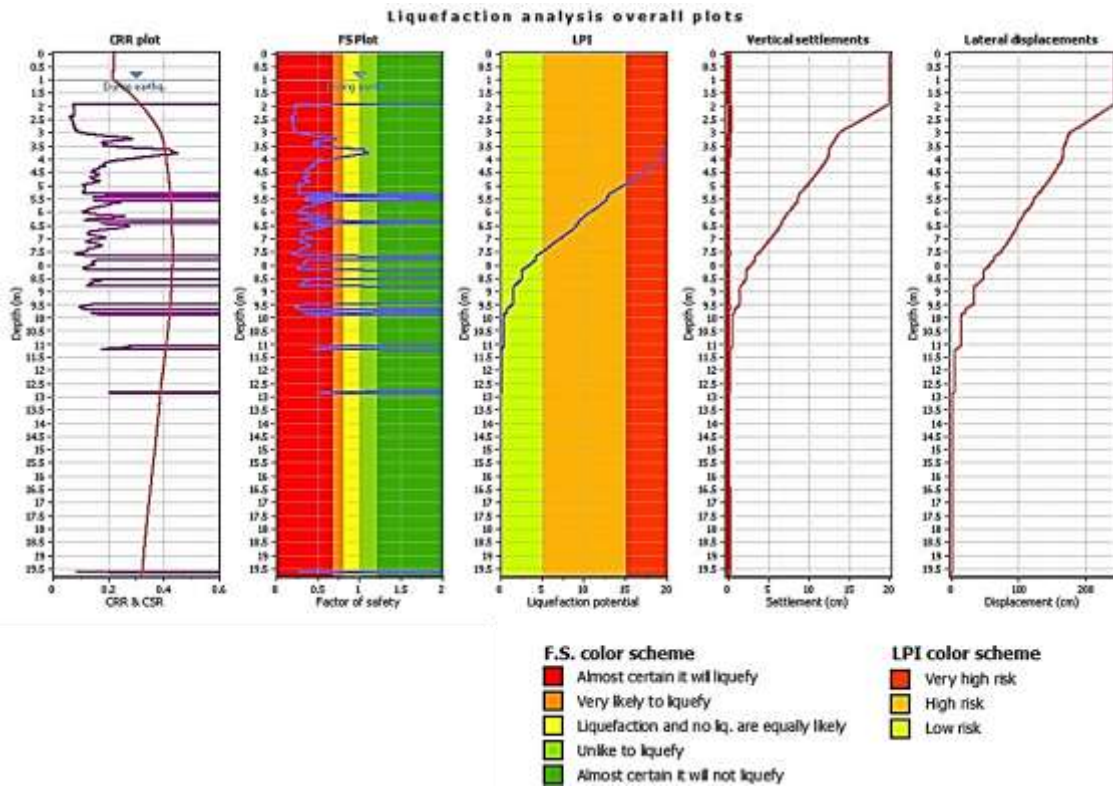


Figure 2.1-19: Analyses de la liquéfaction cyclique \_test CPT 01

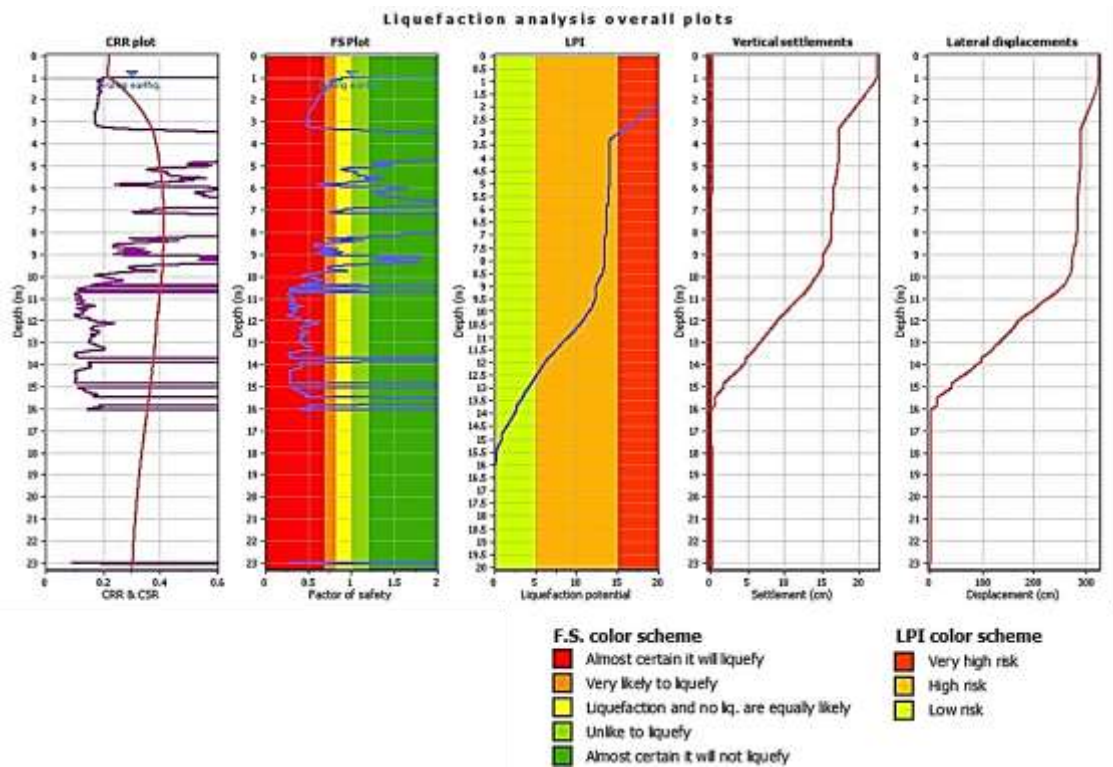


Figure 2.1-20: Analyses de la liquéfaction cyclique \_test CPT 02

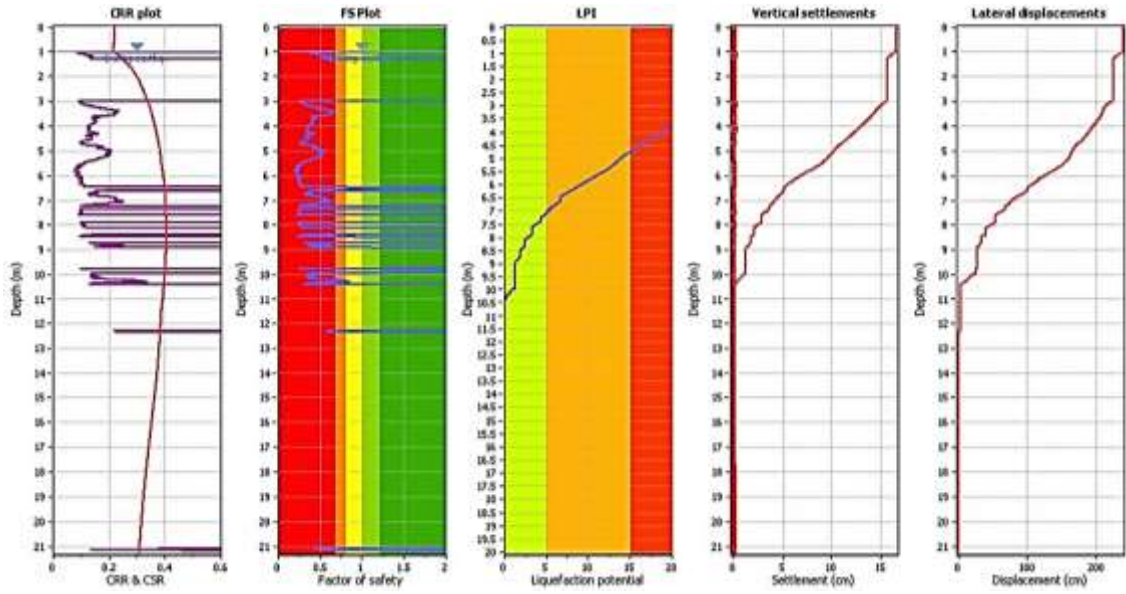


Figure 2.1-21: Analyse de la liquéfaction cyclique \_test CPT 03

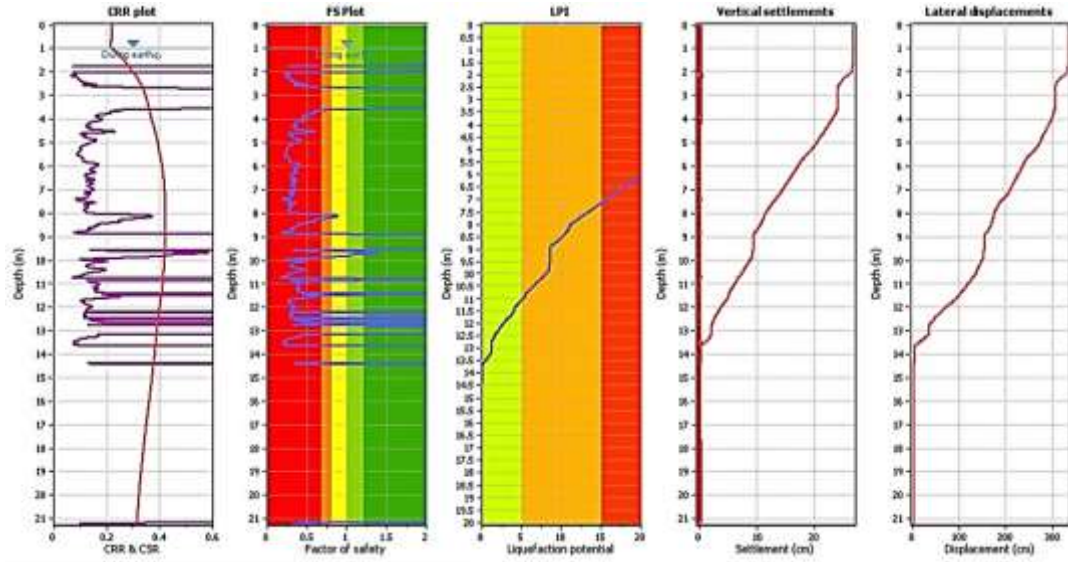


Figure 2.1-22: Analyse de la liquéfaction cyclique \_test CPT 04

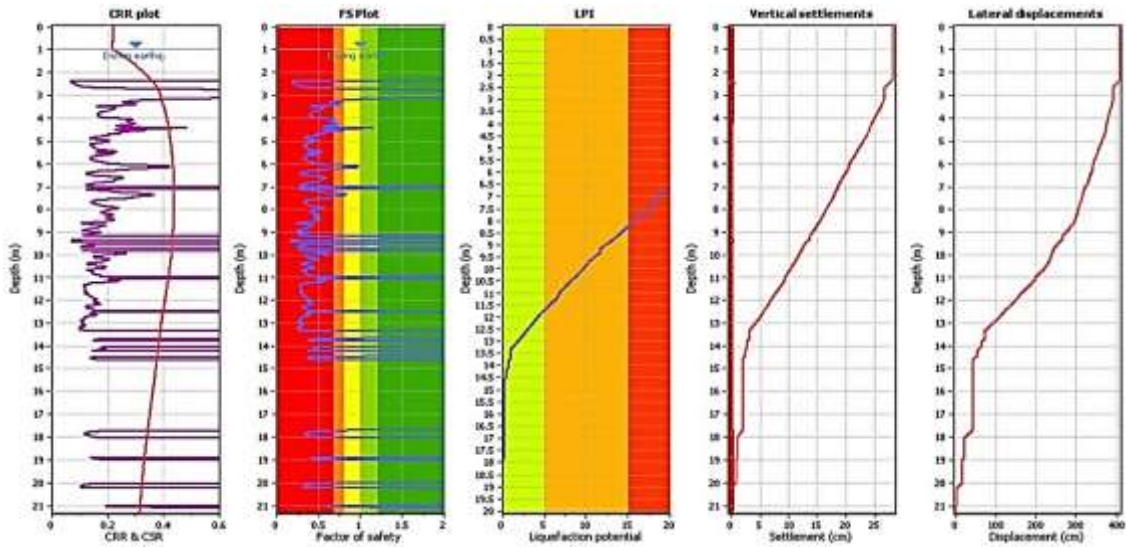


Figure 2.1-23: Analyse de la liquéfaction cyclique \_test CPT 05

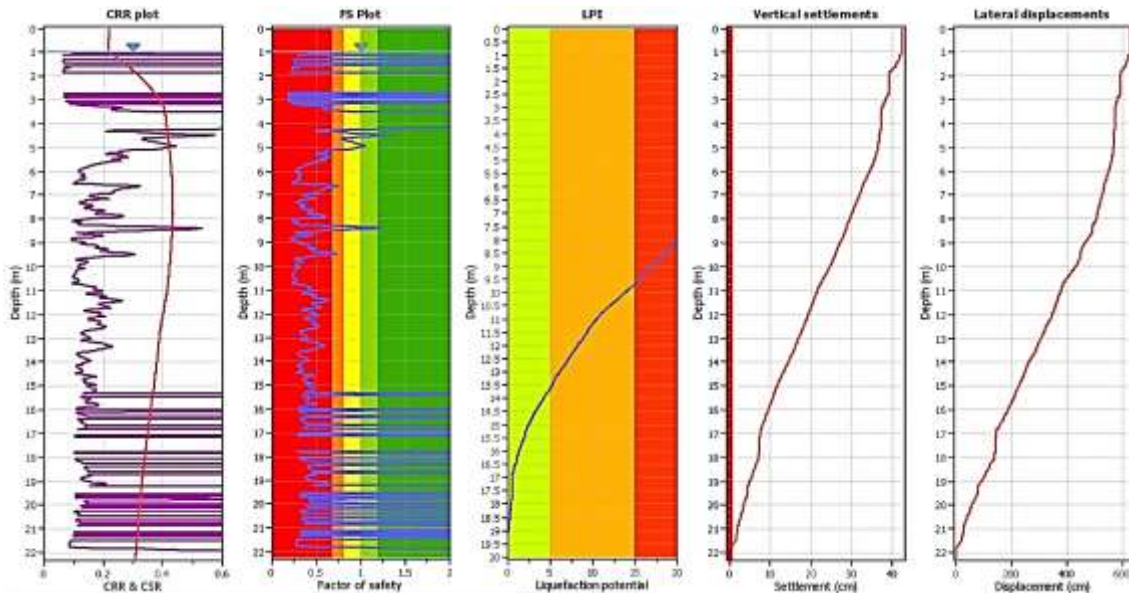


Figure 2.1-24: Analyse de la liquéfaction cyclique \_test CPT 06

**Commentaires :**

- ✓ Le 1<sup>er</sup> graphe du gauche représente la variation du rapport des résistances cycliques (CRR) et le rapport des contraintes cycliques (CSR) en fonction de la profondeur, où on remarque que lorsque la profondeur  $Z(m) < 15 m \rightarrow CRR < CSR$  qui se figure pour les six essais, ce qui nous ramène au deuxième graphe.
- ✓ Le 2<sup>ème</sup> graphe représente la variation du facteur de sécurité  $FS$  défini par  $FS = \left(\frac{CRR}{CSR}\right)$ , telle que lorsque  $FS > 1$ , on n'a pas de risque de liquéfaction, aux profondeurs  $2 m < Z(m) < 13 m$ , le risque de la liquéfaction est présent et il n'est pas à écarter. Citons que lorsque  $2 m < Z(m) < 9 m$  le risque de la liquéfaction est très élevé. Pour notre analyse on a pris  $FS = 1,25$ , pour assurer qu'on est dans la zone de sécurité.
- ✓ Le 3<sup>ème</sup> graphe montre la variation de l'indice du potentiel de la liquéfaction en fonction de la profondeur. On trouve trois degrés du risque, pour les profondeurs  $2 m < Z < 4 m$ , le risque de la liquéfaction est très élevé, pour  $4 m < Z < 7,5 m$  le risque est élevé, pour  $7,5 m < Z(m) < 13 m$  on se trouve face un faible risque de liquéfaction, et lorsque  $LPI = 0 \rightarrow$  pas de risque de liquéfaction. Pour notre sol la liquéfaction est possible pour  $Z(m) < 14 m$ .
- ✓ Le tassement vertical et le tassement horizontal sont représentés dans les graphes 4 et 5 respectivement, où on remarque que les tassements existent dans les couches situant au-dessus des couches liquéfiées.



## Graphes résumant l'analyse :

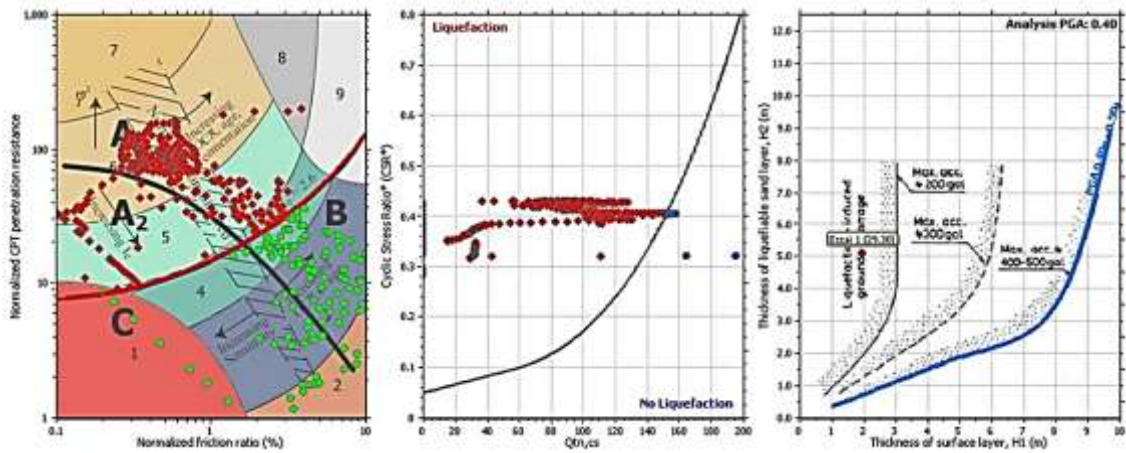


Figure 2.1-25: Résumé de l'analyse de la liquéfaction \_test CPT 01

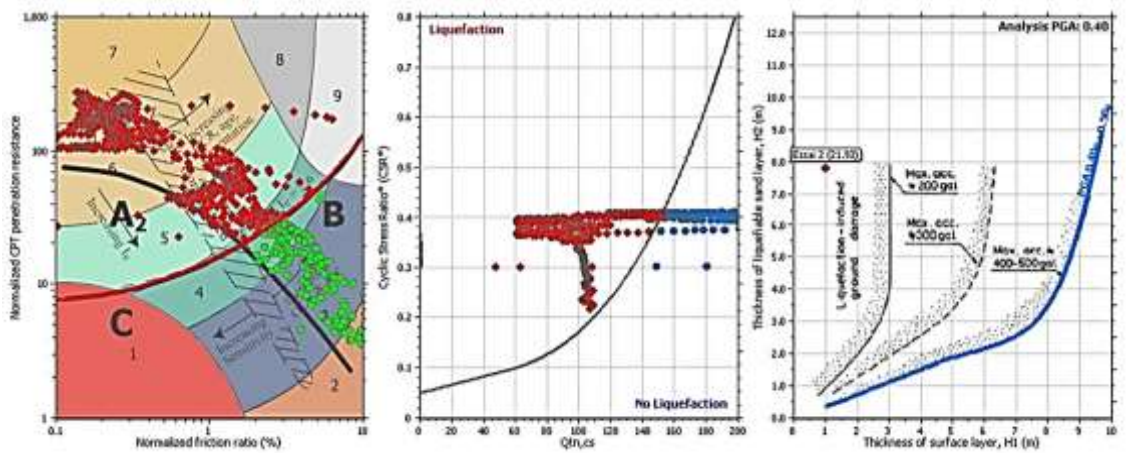


Figure 2.1-26: Résumé de l'analyse de la liquéfaction \_test CPT 02

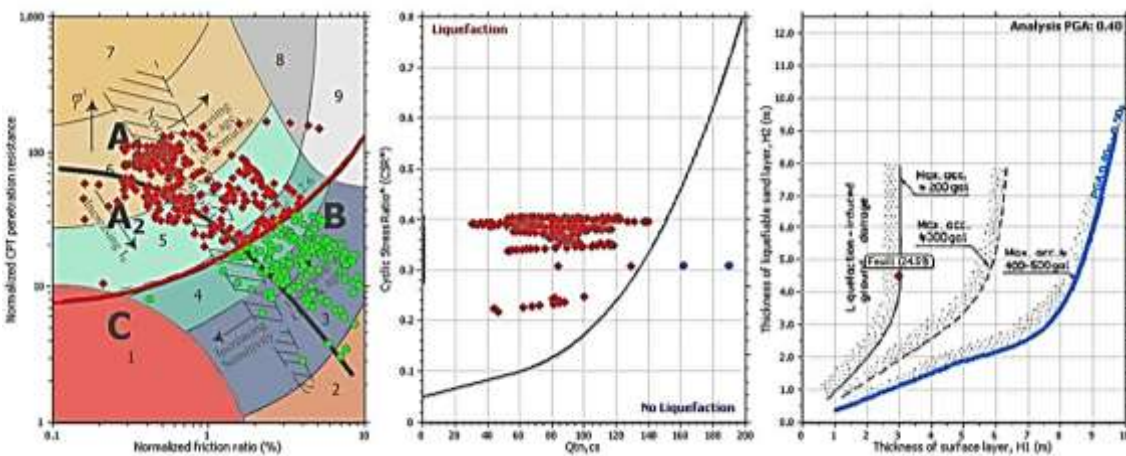


Figure 2.1-27: Résumé de l'analyse de la liquéfaction \_test CPT 03

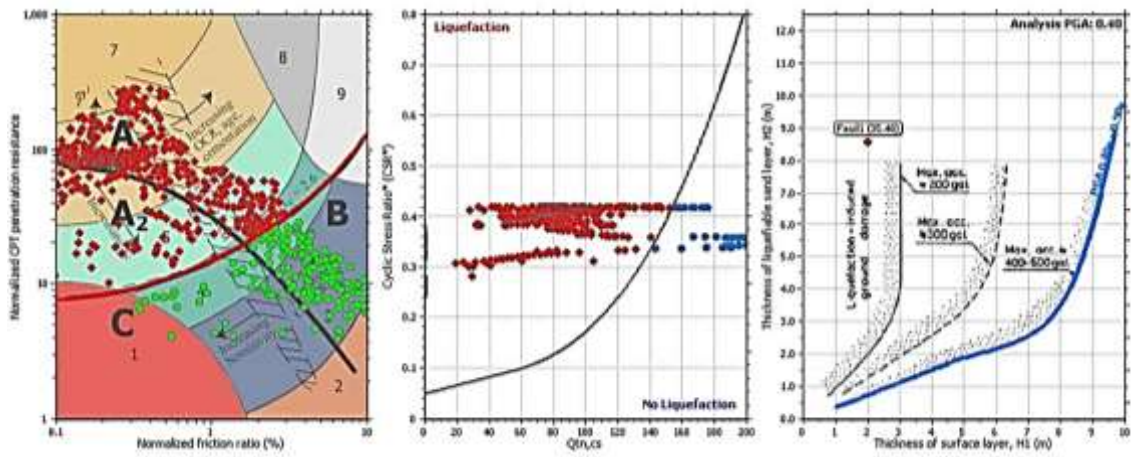


Figure 2.1-28: Résumé de l'analyse de la liquéfaction \_test CPT 04

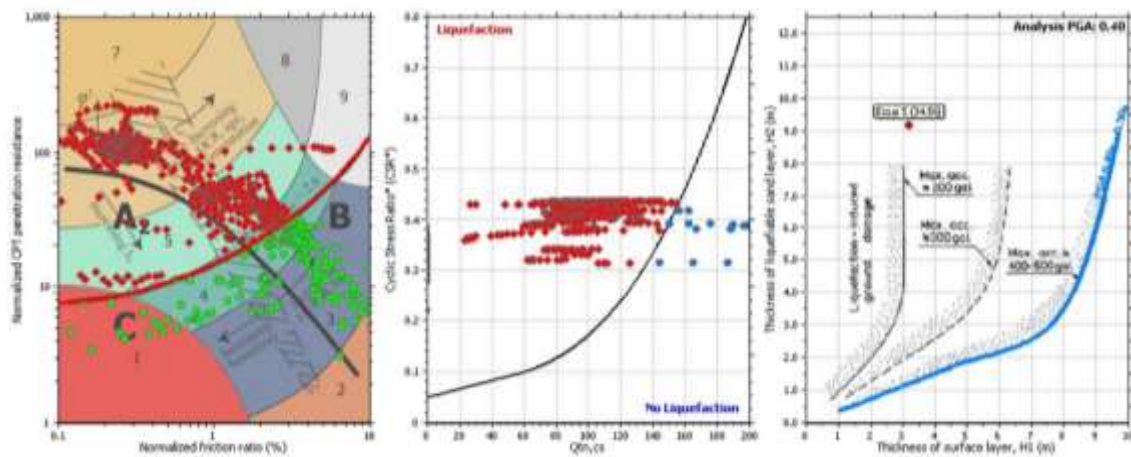


Figure 2.1-29: Résumé de l'analyse de la liquéfaction \_test CPT 05

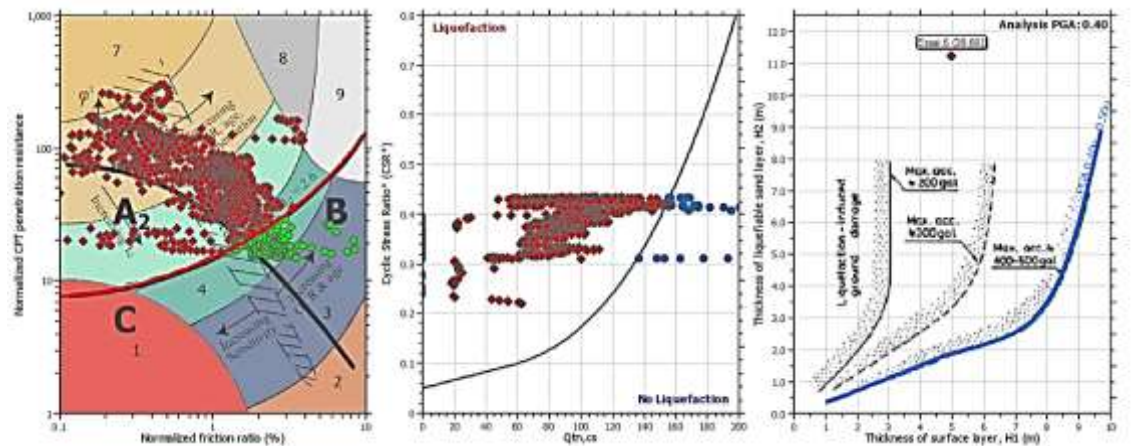


Figure 2.1-30: Résumé de l'analyse de la liquéfaction \_test CPT 06

### Commentaires :

- ✓ Le 1<sup>er</sup> graphe du gauche représente les types de comportement de sol pour les couches étudiées. Les points en rouge représentent les couches de sol liquéfiables, on remarque que la majorité se trouve dans les zones 5 « Sable limoneux à Limon sableux », la zone 6 « Sable propre à sable limoneux », et la zone 7, Ainsi, il se situe dans la région A<sub>1</sub> normalement consolidée, qui présente aussi un comportement dilatant. On peut citer aussi que ces couches.

- ✓ Le 2<sup>ème</sup> graphe représente la variation du CSR en fonction de la résistance du cône normalisé équivalente pour un sable propre ( $Q_{tn,cs}$ ), ce qui nous ramène aussi à l'évaluation du potentiel de liquéfaction. Les points en bleu signifient que les couches associées ne sont pas liquéfiables.

**Remarque :**

Les essais CPT montre que notre sol a un comportement dilatant malgré que qu'il est liquéfiable, donc les essais au laboratoire sont nécessaire pour vérifier cette notion de dilatance et pour compléter l'information.

**2.1.4. Conclusion**

La figure ci-dessous représente les diagrammes des indices de potentiel de liquéfaction pour chaque essai CPT. Ces résultats du LPI (liquefaction Potential Index) permettent de conclure que notre sol possède un risque élevé de liquéfaction.

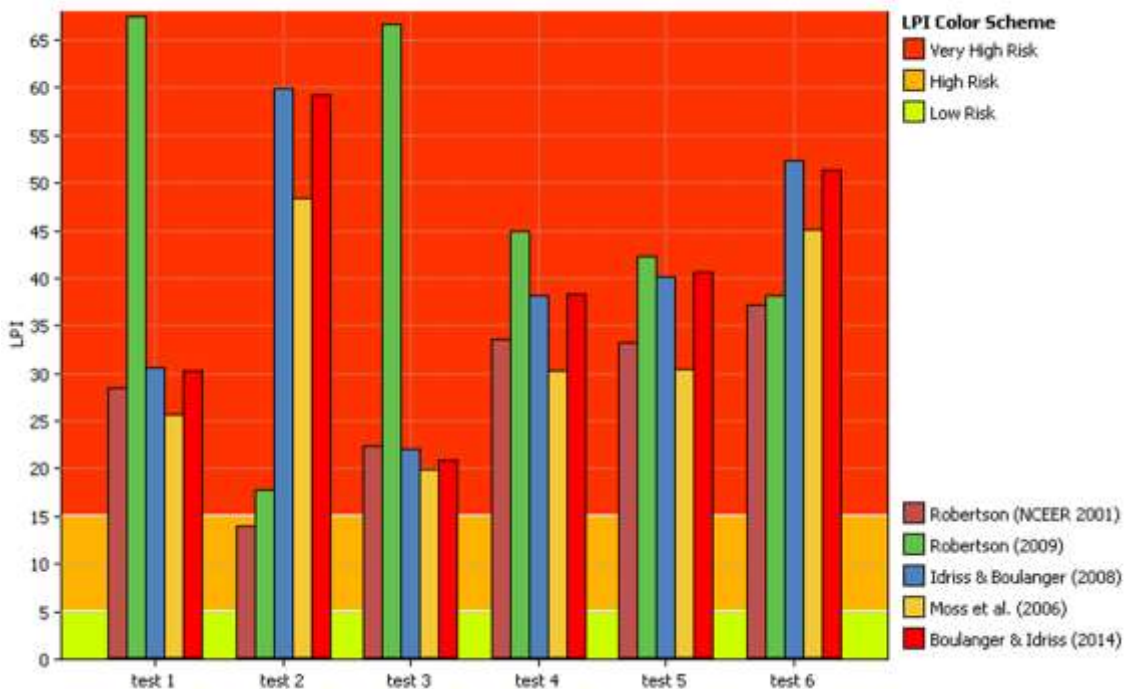


Figure 2.1-31: L'analyse des indices de potentiel de liquéfaction pour les six essais CPT et par différentes approches

Et puisque tous les essais fournissent presque les types de comportement de sol, on peut conclure que notre sol est constitué essentiellement de « Sable limoneux à Limon sableux », « Sable propre à sable limoneux », et « Sable graveleux à Sable dense ».

Après avoir déterminé les caractéristiques de notre sol, dans le chapitre suivant on va chercher la solution optimale pour traiter notre sol.

Le chapitre suivant sera consacré au traitement du sol afin de réduire le risque de liquéfaction.

---

---

## **Chapitre 2.2 : Traitement du sol**

---

---



## Chapitre 2.2. Traitement du sol

### 2.2.1. Introduction :

Le drainage est une option intéressante pour l'assainissement de la liquéfaction, en particulier lorsqu'il est utilisé en conjonction avec des techniques de densification. Le principe fondamental des drains verticaux est de permettre une dissipation rapide de la pression interstitielle lors de la charge sismique, empêchant ainsi le développement de fortes pressions interstitielles en excès conduisant à la liquéfaction (Seed et al. 1975a). Ils peuvent également être utilisés pour réduire le potentiel de liquéfaction des couches superficielles dû aux infiltrations ascendantes résultant de la dissipation des pressions interstitielles en excès dans les dépôts de sol profonds après l'événement principal (par exemple, Seed & Lee, 1966, Ambraseys et Sarma, 1969).

Dans ce chapitre, on définira le programme FEQDRAIN, en citant brièvement quelques principes de fonctionnement, puis au fur et à mesure des résultats qu'on va obtenir ceci en injectant des données dans le programme précité, on adoptera le choix optimal qu'on juge convenable.

### 2.2.2. Le programme en fortran : FEQDRAIN

FEQDRAIN est un programme en éléments finis pour analyser la performance du drain vertical géocomposite à atténuer le risque de liquéfaction. Le programme est écrit en Fortran 90 qui utilise des allocations dynamiques pour toutes les variables pertinentes. En conséquence, le programme n'a pas de limites intrinsèques pour le dimensionnement des tableaux. La procédure de maillage permet au programme de faire un maillage flexible en élément quadrilatéral à 4 nœuds. Ce programme permet à l'utilisateur de contrôler la discrétisation du système, mais les détails du maillage sont traités à l'intérieur du programme.

Le programme FEQDRAIN peut modéliser quatre cas :

- ❖ Condition non-traitée (i.e., sans drain)
- ❖ Analyse d'un drain parfait.
- ❖ Drain granulaire équivalent
- ❖ Drains verticale préfabriqués : pour représenter la performance d'une conduite en plastique perforée, soit seule ou emballée dans un géotextile. Ces drains sont caractérisés par une capacité d'évacuation non-linéaire comme une fonction de gradient hydraulique.

#### 2.2.2.1. Les données « inputs » :

Les informations nécessaires pour lancer le programme FEQDRAIN peuvent être classifiées en trois groupes principaux :

- 1) Profilé du sol, les propriétés du sol et les paramètres géométriques ;
- 2) Les conditions de chargement séismique ;
- 3) La géométrie du drain et du réservoir (s'il est applicable) et les propriétés du drainage.

La définition des données est présentée dans l'annexe A

#### **Remarque :**

La valeur de "aread" représente la surface effective du drain et doit être inférieure ou égale à  $\pi \cdot r_w^2$ . Si la valeur de aread est supérieure à  $\pi \cdot r_w^2$  ou si elle est inférieure ou égale à 0, le programme prendra par défaut la valeur  $\pi \cdot r_w^2$ . Si le drain est du gravier ou du sable, "aread" peut être calculé comme  $\pi \cdot n \cdot r_w^2$ , où n est la porosité du matériau de drain.



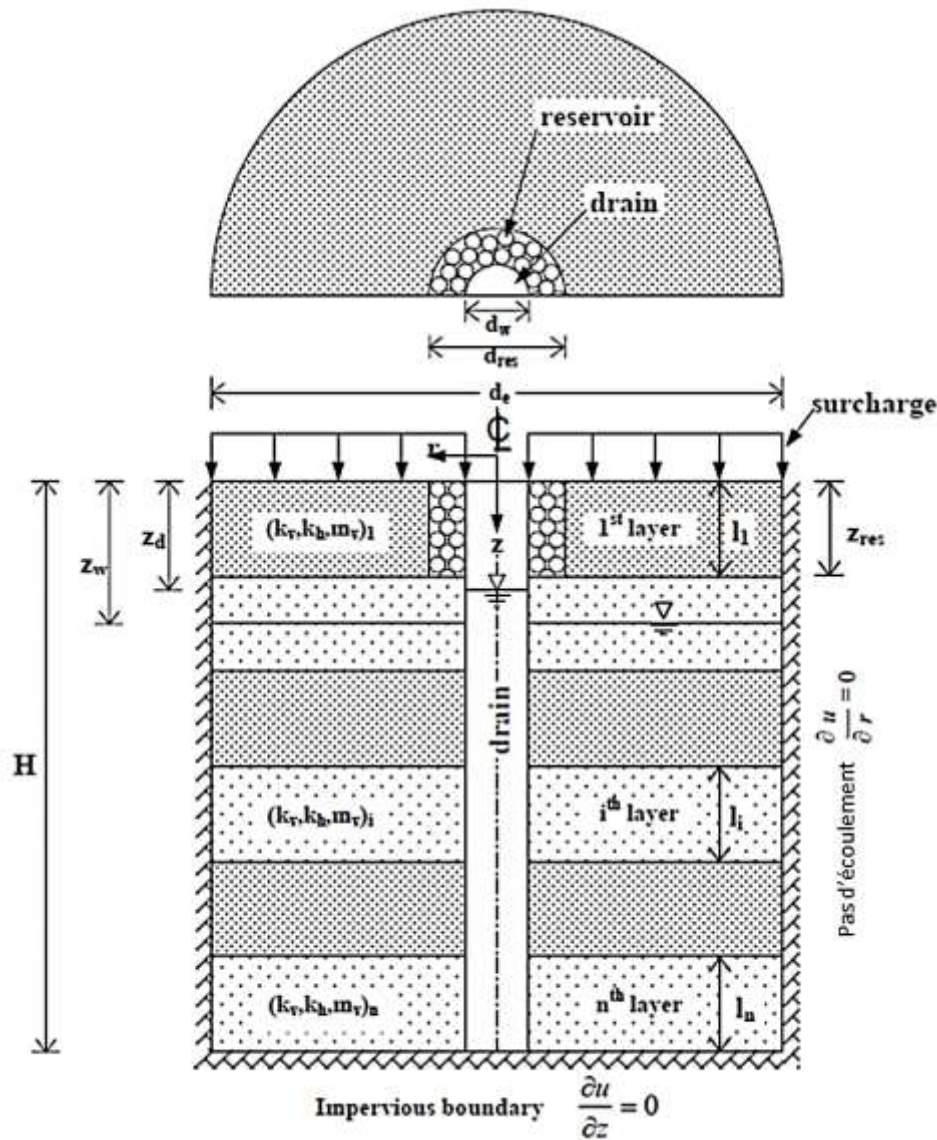


Figure 2.2-1: condition aux limites pour l'analyse de ses systèmes de drain vertical [11]

### 2.2.2.2. Outputs :

FEQDRAIN produit six différents types de fichier output :

- Principal qui contient un résumé des inputs, la position des nœuds.
- Consolidation
- Informations sur le rapport de pression interstitielle
- Valeurs des excès de la pression interstitielle en fonction de la profondeur et la distance latérale
- Les maximums des outputs pour simplifier la comparaison
- Tableau des coordonnées (x, y), des excès de pression interstitielle et des rapports de pression interstitielle.

### 2.2.2.3. L'approximation en élément fini :

Dans ce qui suit on va résumer les équations utilisées dans l'approximation de l'évolution en fonction du temps de la pression interstitielle et du rapport de pression interstitielle généré par l'excitation sismique. Le problème réside sur la recherche de la pression interstitielle qui satisfait l'équation suivante :

$$\nabla \frac{k}{\gamma_w} \cdot \nabla u = m_v \left( \frac{\delta u}{\delta t} - \frac{\delta u_g}{\delta t} \right) \quad (1)$$

En utilisant les conditions aux limites appropriées, une solution numérique peut être trouvée par la méthode des éléments finis y compris des solutions approximatives.

$$[A]\{u\} + [D]\left(\frac{d\{u\}}{dt} - \frac{d\{u_g\}}{dt}\right) = 0 \quad (2)$$

Où  $\{u\}$  et  $\{u_g\}$  représentent les vecteurs nodaux de l'excès de la pression interstitielle et le rapport de la pression interstitielle (générée).

#### 2.2.2.4. Production de la pression interstitielle

L'excès de pression interstitielle généré pendant l'excitation sismique est modélisé en convertissant la charge irrégulière produite par le séisme en un nombre équivalent de cycles uniformes,  $N_{eq}$ , se produisant pendant une période de temps,  $t_d$ , comme suggéré par Seed et al. (1975a). La durée du tremblement de terre,  $t_d$ , est généralement assimilée à la durée du tremblement de terre (Bolt, 1969).

$$\frac{\partial u_g}{\partial t} = \frac{\partial u_g}{\partial N} \frac{\partial N}{\partial t} \quad (3)$$

$$\frac{\partial N}{\partial t} = \begin{cases} \frac{N_{eq}}{t_d} & (0 < t \leq t_d) \\ 0 & (t > t_d) \end{cases}$$

Où  $N$  est le nombre cumulé de cycles à l'instant  $t$ . Des essais approfondis en laboratoire ont été effectués pour déterminer la génération de surpression interstitielle dans des essais triaxiaux cycliques (Lee & Albaisa, 1974) et des essais de cisaillement simples (DeAlba et al. 1975) comme la montre la Figure 2.2-3. Pour de nombreux sols, la relation entre  $u_g$  et  $N$  peut être exprimée par :

$$r_u = \frac{u_g}{\sigma'_o} = \frac{2}{\pi} \arcsin\left(\frac{N}{N_l}\right)^{\frac{1}{2\theta}} \quad (4)$$

Où  $r_u$  est le rapport de pression interstitielle,  $\sigma'_o$  est la contrainte effective moyenne initiale dans des conditions triaxiales ou la contrainte verticale initiale pour des conditions de cisaillement simples,  $N_l$  est le nombre de cycles de contraintes uniformes provoquant une liquéfaction dans un essai cyclique non drainé, et  $\theta$  une constante empirique ayant une valeur typique de 0,7, comme le montre la ligne en pointillés de la Figure 2.2-3-b (Seed et al., 1975a, Sasaki & Taniguchi, 1982). Une fonction de génération de pression interstitielle linéaire peut également être utilisée (par exemple Tanaka et al. 1983 ; Xu, 1991).

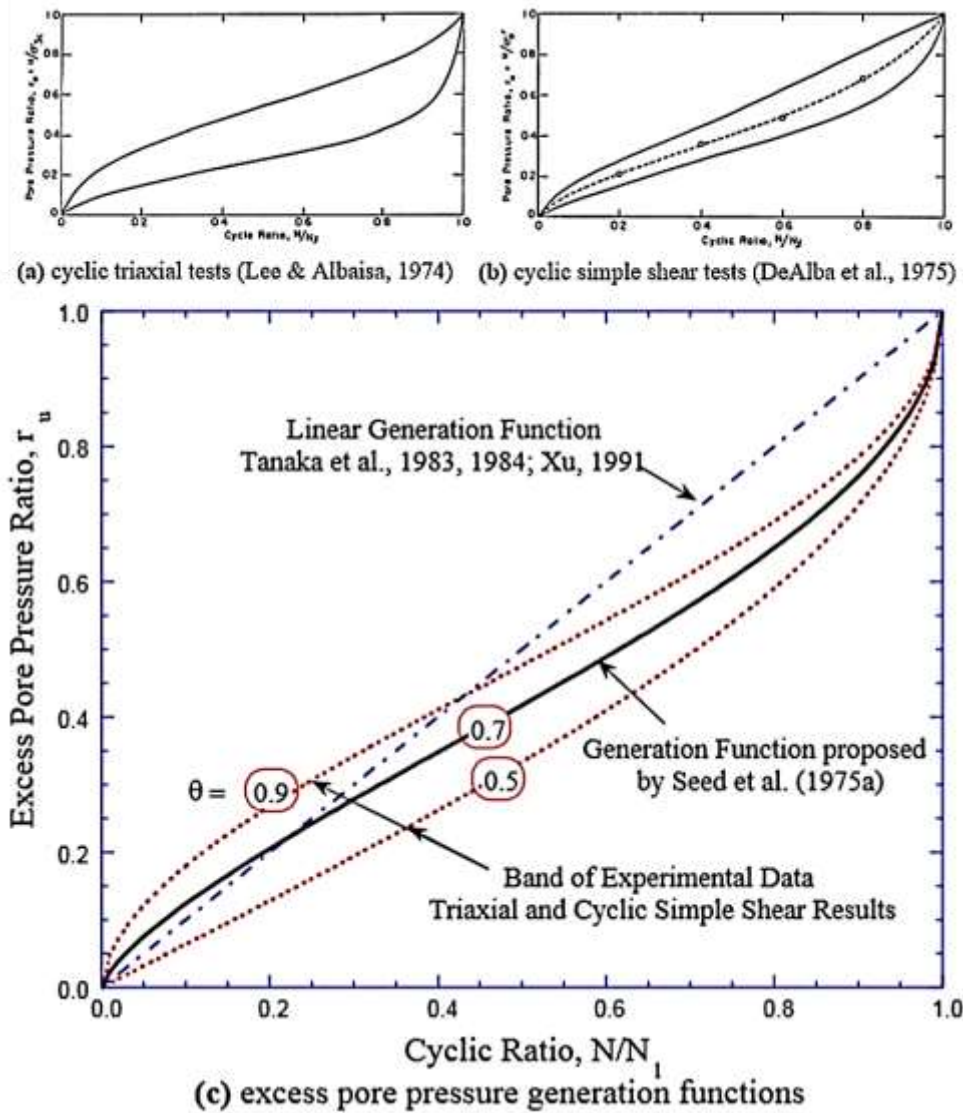


Figure 2.2-2: Le taux des pressions interstitielles pour des essais cycliques[11]

En prenant la dérivée de l'équation (4), on obtient :

$$\frac{\partial u_g}{\partial N} = \frac{\sigma'_o}{\theta \pi N_l} \frac{\tan\left(\pi \frac{r_u}{2}\right)}{\sin^{2\theta}\left(\pi \frac{r_u}{2}\right)} \quad (5)$$

En remplaçant (5) dans l'équation (3), le taux de génération de pression interstitielle en excès devient

$$\frac{\partial u_g}{\partial t} = \frac{\sigma'_o}{\theta \pi} \left( \frac{N_{eq}}{N_l t_d} \right) \frac{\tan\left(\pi \frac{r_u}{2}\right)}{\sin^{2\theta}\left(\pi \frac{r_u}{2}\right)} \quad (6)$$

Le taux de génération de pression interstitielle en excès,  $\frac{\partial u_g}{\partial t}$ , dépend de l'historique du chargement cyclique précédent représenté par la valeur actuelle du rapport de pression interstitielle,  $r_u$ .

L'analyse de la performance de drainage vertical est réalisée en évaluant l'étendue de la pression interstitielle développée par rapport à la contrainte effective initiale, telle que spécifiée par le rapport des pressions interstitielles,  $r_u$  ( $= \frac{\Delta u}{\sigma'_{vo}}$ ), en fonction de la géométrie du drain et de l'espacement (c.-à-d., pour un type de drain donné). Puisque l'amplitude de l'excès de la pression interstitielle varie dans tout le domaine, il a été jugé approprié, aux fins de la

conception, de limiter le rapport de pression interstitielle maximale moyenne dans un plan horizontal,  $r_g$ , à une valeur seuil inférieure.

L'emplacement auquel la conception  $r_g$  est déterminée en fonction du profil de sol particulier et il est généralement pris comme le centre de la couche potentiellement liquéfiable pour des propriétés de sol uniformes. Le rapport de pression interstitielle maximale,  $r_u$  (max), se produit à mi-chemin entre les éléments de drain et dans certains cas peut être beaucoup plus élevé que la valeur de  $r_g$ , indiquant que la liquéfaction elle-même peut être évitée. La conception  $r_g$  est typiquement comprise entre 0,6 lorsque la valeur  $r_g$  maximum (à une profondeur donnée) est utilisée, et 0,5 lorsque la moyenne de la couche liquéfiable entière est utilisée (par exemple, Onoue, 1988b, Iai et Koizumi, 1986). **D'autres chercheurs suggèrent de maintenir le rapport de pression interstitielle maximal à moins de 0,6 (par exemple Baez et Martin, 1993).**

#### 2.2.2.5. Les conditions aux limites :

On a assumé que la nappe d'eau initialement se trouve à la surface d'eau. Donc, un excès de pression interstitielle « statique » doit être assignée à certains nœud à l'intérieure du drain (i.e., les nœuds se trouvant au-dessus du niveau de la nappe d'eau initial ». Leurs valeurs sont contrôlées par des équations de continuité séparées et qui correspondent à l'élévation du niveau d'eau à l'intérieur du drain. Puisque l'algorithme utilise un stockage symétrique pour la matrice  $[A]$ , une condensation statique appropriée doit être faite pour tenir en compte les conditions à la limite non nulle. Cette technique peut être trouvée dans la formulation générique des éléments finis

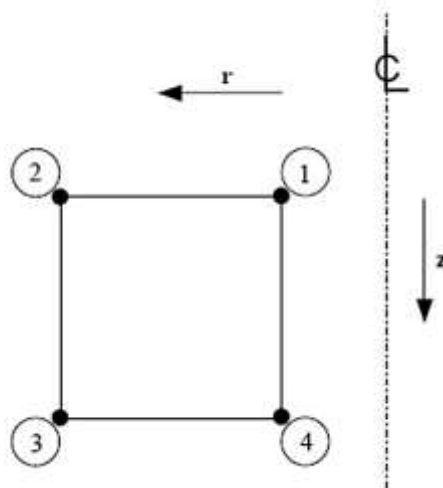


Figure 2.2-3: Élément cartésien quadrilatéral

## 2.2.3. Résultats

### 2.2.3.1. Les données

Magnitude sismique : 7.0

Accélération sismique 0.4 g

Diamètre du drain 0.7 m

Maillage hexagonal – distance entre axes (de 3,0 à 2,6 mètres) (2,6 | 2,7 | 2,8 | 2,9 | 3)

Tableau 2.2-1: Les données SC01

Couche	Profondeur		$q_{c1}$	CSR	CSR (Réduit)	FC	$N_L$	FS	$k_h$	$k_v$	$m_v$
1	5.0	0	219	0.01	0.01	5	30	2.00	4.67 E-03	4.67 E-03	7.41E-0.5
2	0.0	-1.6	169	0.24	0.19	5	16	0.80	7.21 E-03	7.21 E-03	7.41E-0.5
3	-1.6	-4.8	148	0.26	0.21	5	11	0.51	3.08 E-04	3.08 E-04	7.41E-0.5
4	4.8	-5.9	106	0.29	0.23	21	7	0.40	6.04 E-05	2.01 E-05	7.41E-0.5
5	-5.9	-6.7	148	0.30	0.24	5	8	0.30	9.38 E-05	9.38 E-05	7.41E-0.5
6	-6.7	-7.5	113	0.30	0.24	30	10	0.70	9.38 E-05	3.13 E-05	7.41E-0.5
7	-7.5	-8.5	113	0.30	0.24	35	10	0.40	9.38 E-05	3.13 E-05	7.41E-0.5
8	-8.5	-10.8	113	0.30	0.24	23	9	0.50	2.58 E-04	8.60 E-05	7.41E-0.5
9	-10.8	-12.0	113	0.29	0.23	15	8	0.37	1.26 E-03	4.20 E-04	7.41E-0.5
10	-12.0	-13.7	113	0.28	0.22	27	10	0.60	2.21 E-03	7.37 E-04	7.41E-0.5

Tableau 2.2-2: Les données SC02

Couche	Profondeur		$q_{c1}$	CSR	CSR (Réduit)	FC	$N_L$	FS	$k_h$	$k_v$	$m_v$
1	5.0	0.5	219	0.01	0.008	5	30	2.00	3.42 E-04	3.42 E-04	7.40E-0.5
2	0.5	-2.9	155	0.24	0.198	5	13	0.58	3.42 E-04	3.42 E-04	7.40E-0.5
3	-2.9	-5.2	148	0.277	0.229	5	9	0.45	6.17 E-04	6.17 E-04	7.40E-0.5
4	-5.2	-5.9	120	0.29	0.239	11	7	0.39	6.17 E-04	2.06 E-04	7.40E-0.5
5	-5.9	-6.6	127	0.30	0.248	13	8	0.42	1.19 E-03	3.97 E-04	7.40E-0.5
6	-6.6	-11.2	219	0.01	0.008	5	30	2.00	3.42 E-04	3.42 E-04	7.40E-0.5
7	-11.2	-12.2	155	0.24	0.198	5	13	0.58	3.42 E-04	3.42 E-04	7.40E-0.5

#### Remarque :

Les résultats des analyses effectuées sont présentés sous forme des surfaces graphiques, qui représentent la variation du rapport des pressions interstitielles en fonction de la distance radiale et de la profondeur, en variant à chaque fois l'entre axe. Nous avons utilisé deux couleurs pour présenter les résultats ; vert et rouge ; où la couleur verte signifie que  $r_u$  le rapport des pressions interstitielles est inférieure à 0.6, et si  $r_u$  est supérieure à 0.6 ceci est montré par la couleur rouge.

### 2.2.3.1.1. Analyse du sol non-traitée (i.e., sans drain)

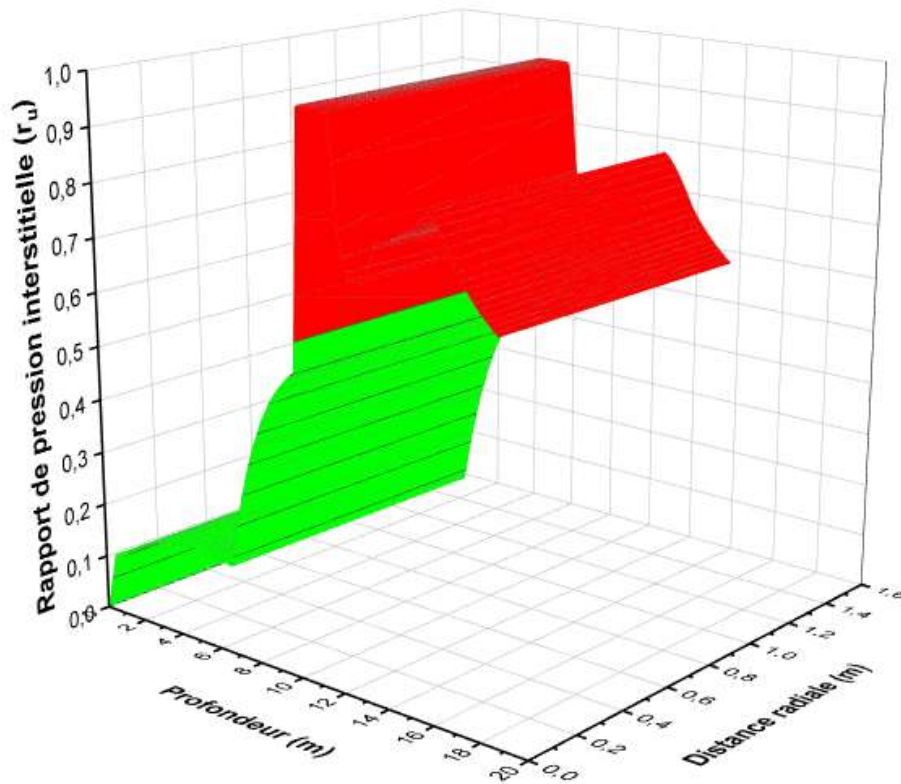


Figure 2.2-4: Surface graphique des rapports de pression interstitielle (Valeur du rapport de pression interstitielle au temps =14 s) \_SC01

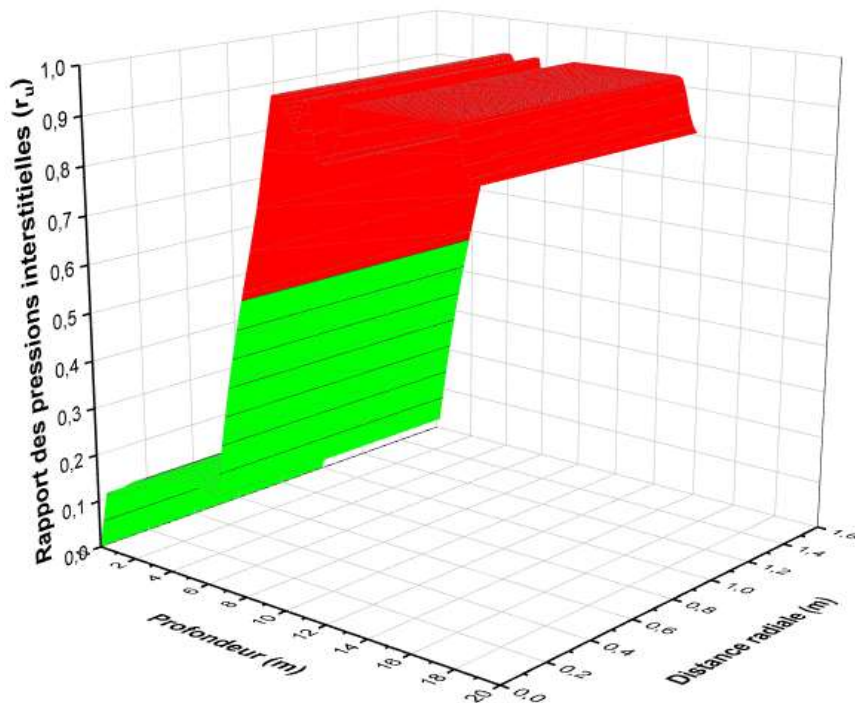


Figure 2.2-5: Surface graphique des rapports de pression interstitielles (Valeur du rapport de pression interstitielle au temps =16 s) \_SC02



### Commentaires et discussion des résultats :

On constate tout d'abord que les surfaces (pour SC01/SC02) sont divisées en deux parties, l'une est verte, et l'autre est de couleur rouge, donc  $r_u$  (le rapport des pressions interstitielles) a dépassé 0,6 (la valeur de référence).

Ensuite, le rapport des pressions interstitielles atteint une valeur maximale  $r_u(max)$  supérieur à 0,6 (à 9 m de profondeur) au temps 14 sec pour SC01, tandis que la valeur maximale  $r_u(max)$  pour SC02 est repérée au temps 16 sec.

Enfin, l'option 1 considère la performance d'un profil de sol avant son amélioration (c.-à-d. aucun drain n'est installé). La pression interstitielle générée par le séisme ne peut varier que dans la direction verticale. Le nombre des cycles uniformes équivalents du séisme égal à 12, et le nombre équivalent de cycles nécessaire pour déclencher la liquéfaction dans la couche de sol située à 9 m (la couche liquéfiée en premier) est de 10 cycles pour SC01 et de 8 cycles pour SC02.

#### 2.2.3.1.2. Analyse d'un drain parfait

Dans cette analyse on fixe le rayon de drain  $r_w = 0,35 \text{ m}$  et on varie l'entre axes de 3,0 à 2,6 mètres avec un pas de 0,1 m.

##### 1. Les graphes obtenus de l'analyse de SC01

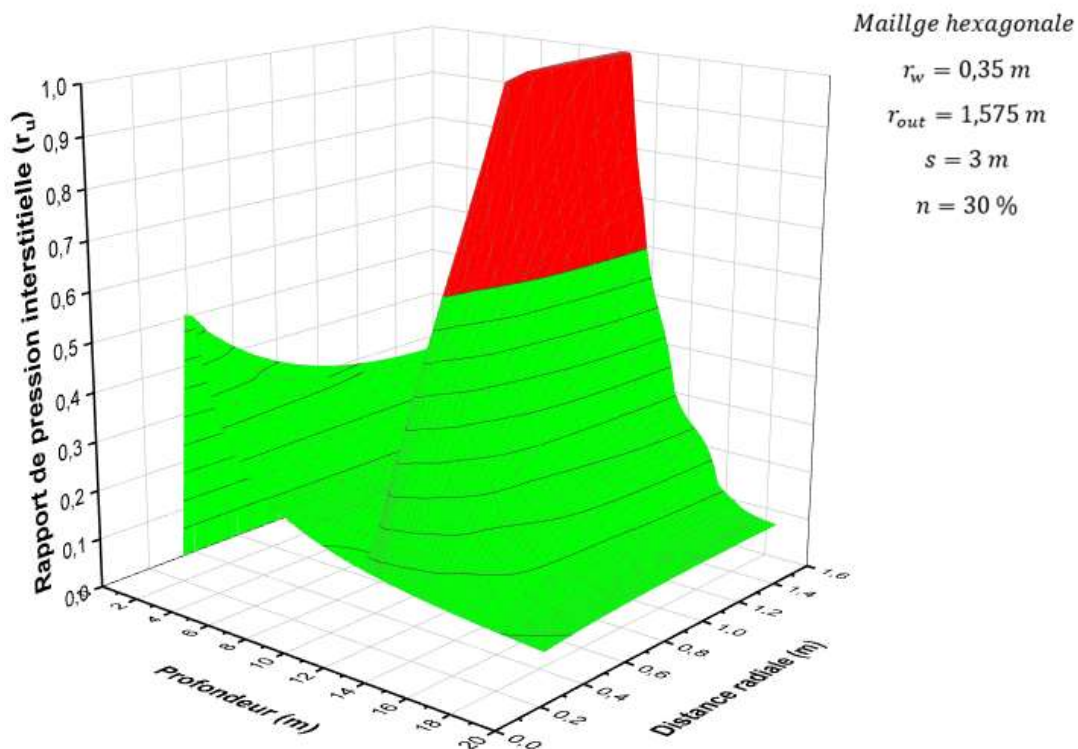


Figure 2.2-6: Surface graphique des rapports de pression interstitielle (Valeur du rapport de pression interstitielle au temps = 20 s) \_SC01

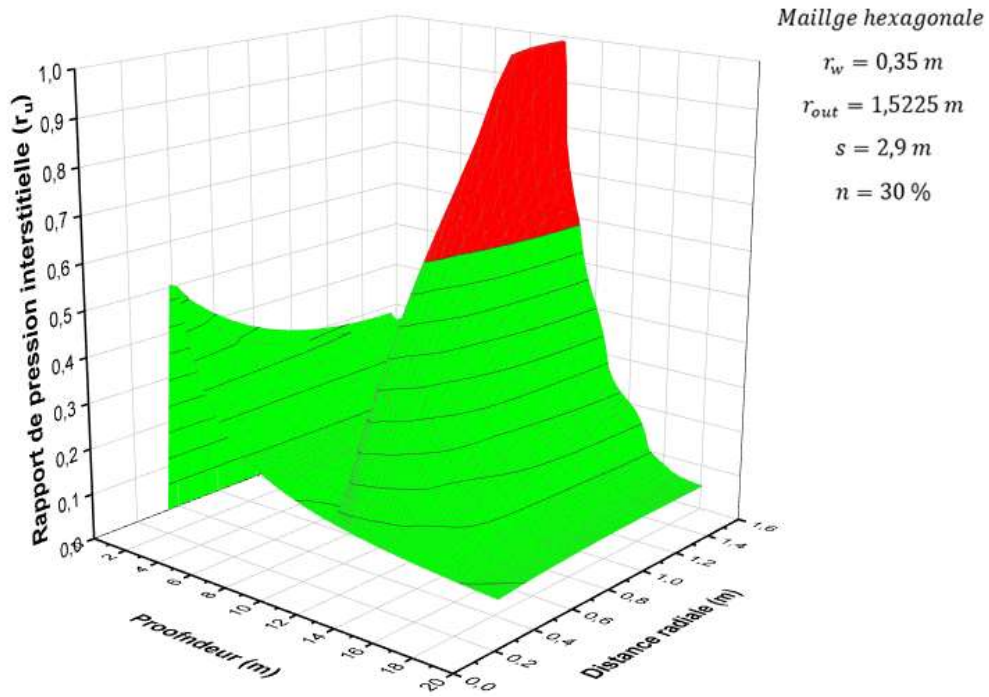


Figure 2.2-7: Surface graphique des rapports de pression interstitielle (Valeur du rapport de pression interstitielle au temps =20 s) \_SC01

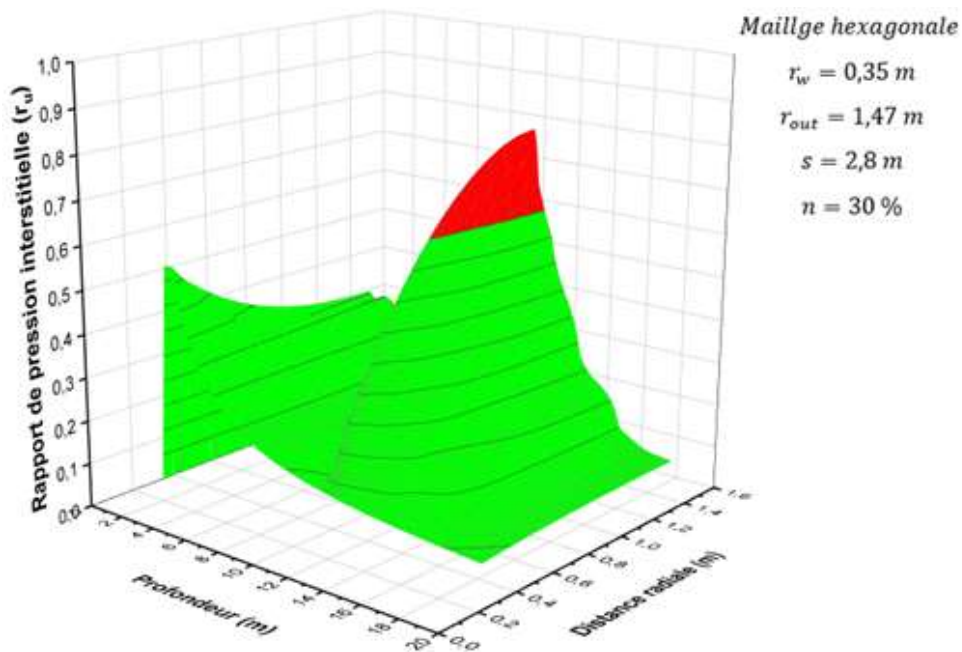


Figure 2.2-8: Surface graphique des rapports de pression interstitielle (Valeur du rapport de pression interstitielle au temps =20 s) \_SC01



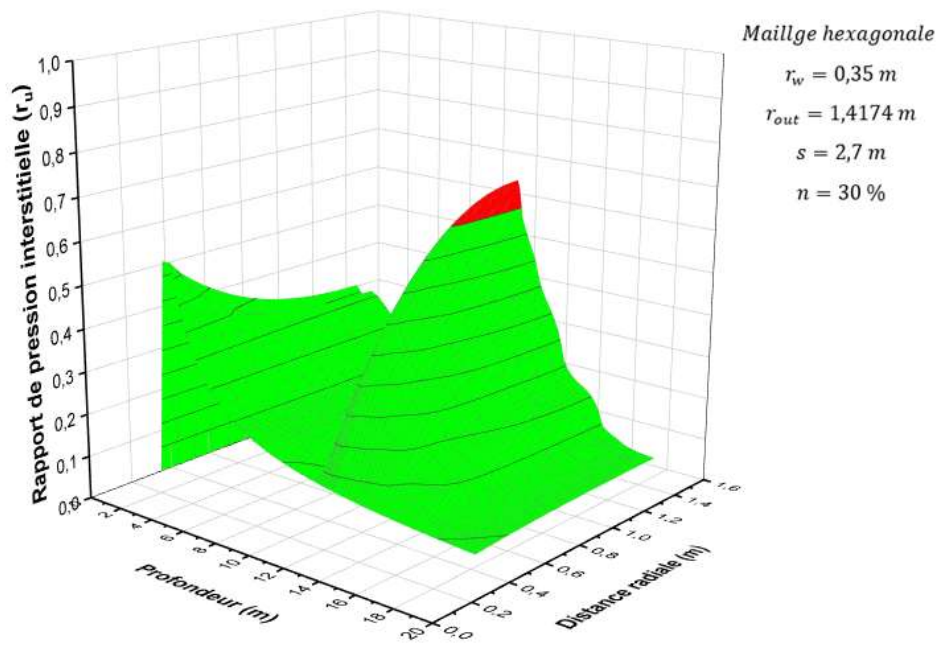


Figure 2.2-9: Surface graphique des rapports de pression interstitielle (Valeur du rapport de pression interstitielle au temps =20 s) \_SC01

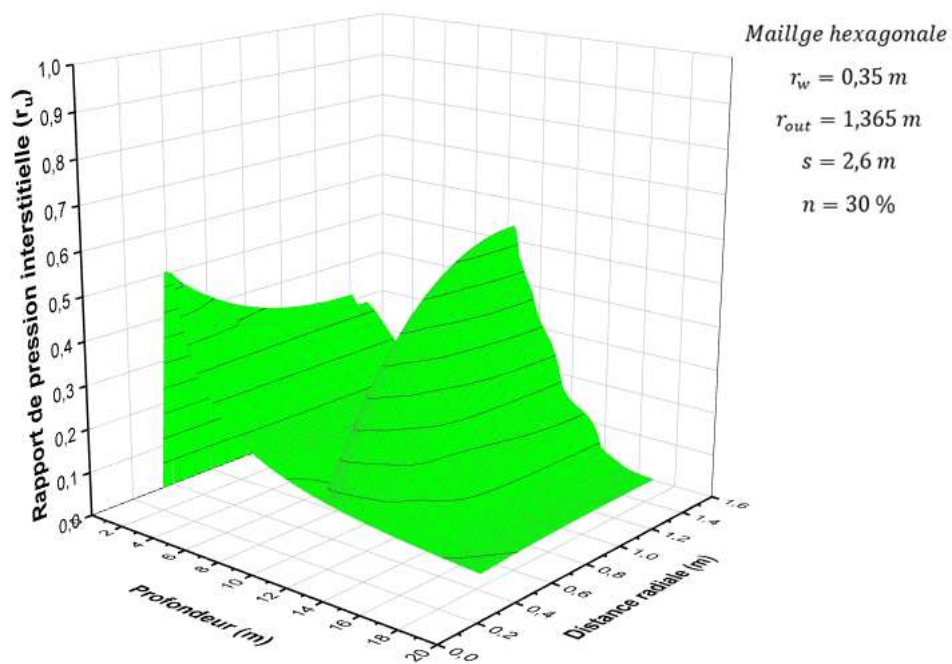


Figure 2.2-10: Surface graphique des rapports de pression interstitielle (Valeur du rapport de pression interstitielle au temps =20 s) \_SC01

## 2. Les graphes obtenus de l'analyse de SC02

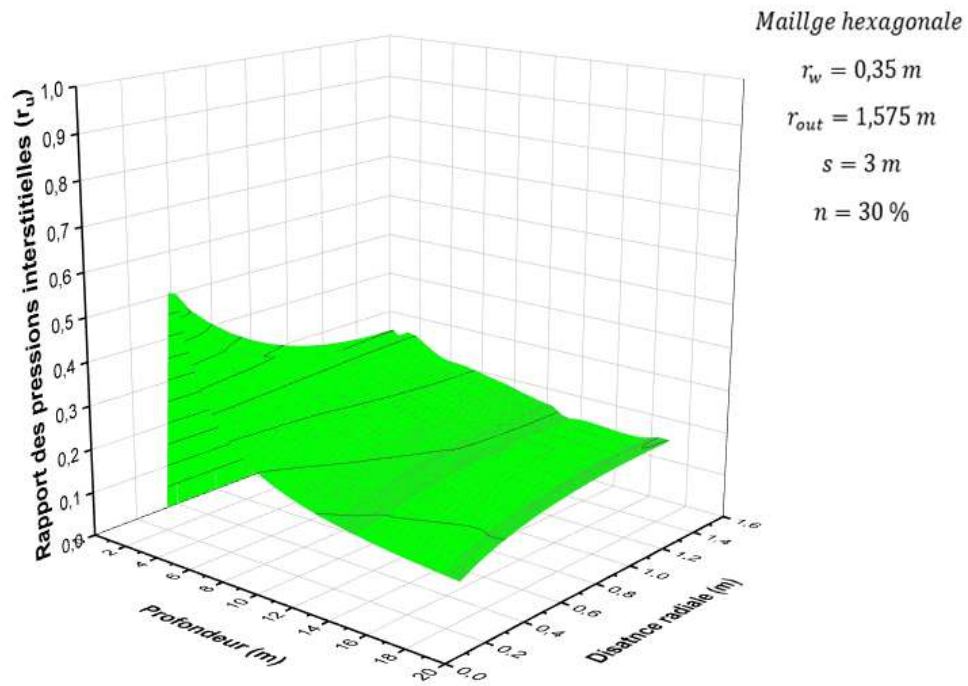


Figure 2.2-11: Surface graphique des rapports de pression interstitielle (Valeur du rapport de pression interstitielle au temps =6 s) \_SC02

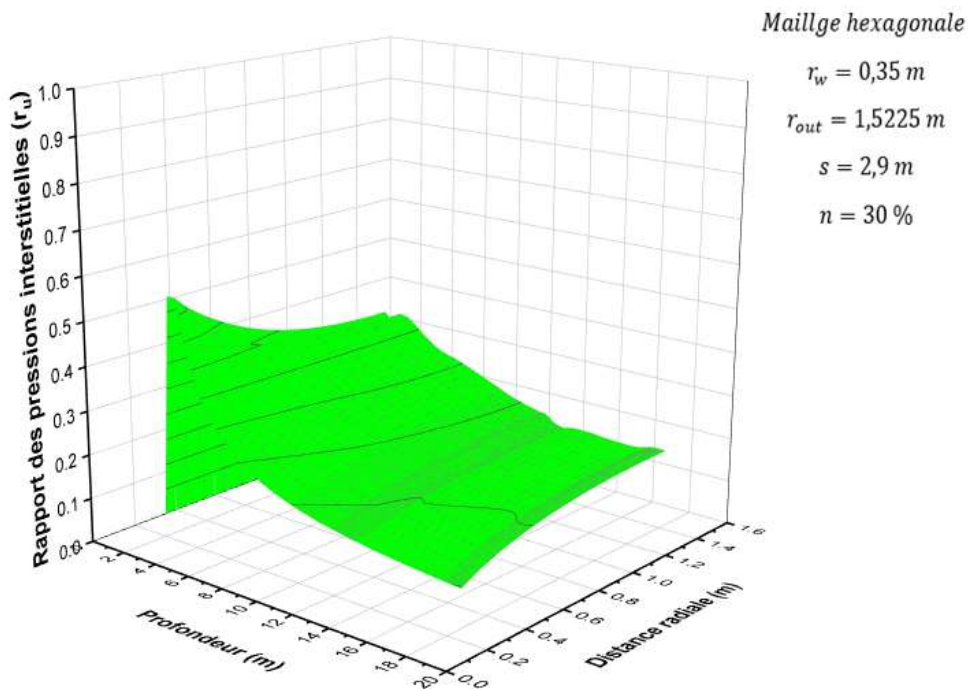


Figure 2.2-12: Surface graphique des rapports de pression interstitielle (Valeur du rapport de pression interstitielle au temps=6 s) \_SC02

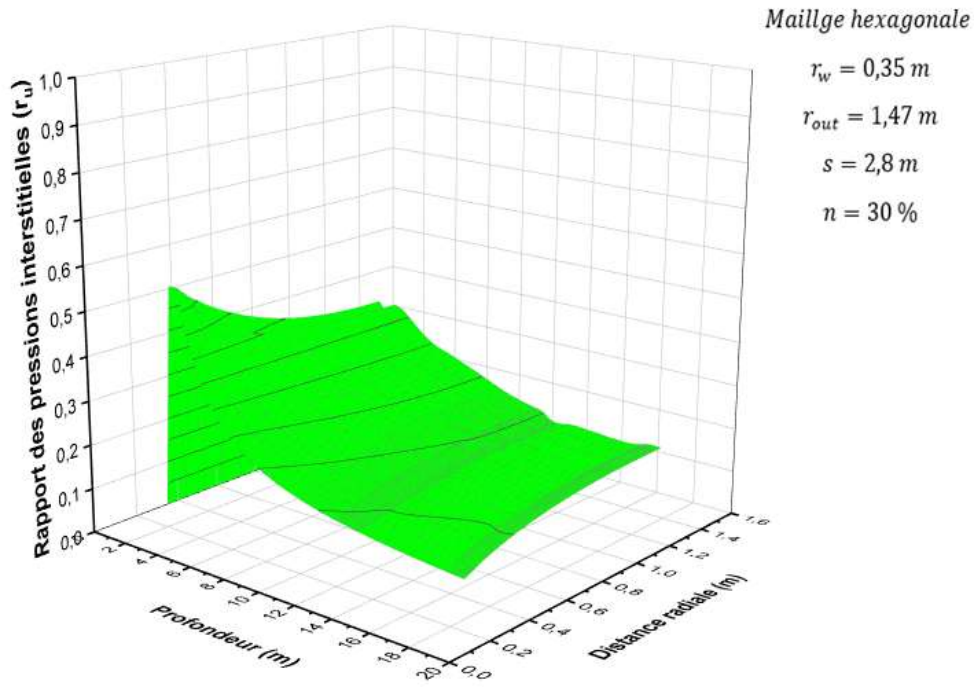


Figure 2.2-13: Surface graphique des rapports de pression interstitielle (Valeur du rapport de pression interstitielle au temps = 6 s) \_SC02

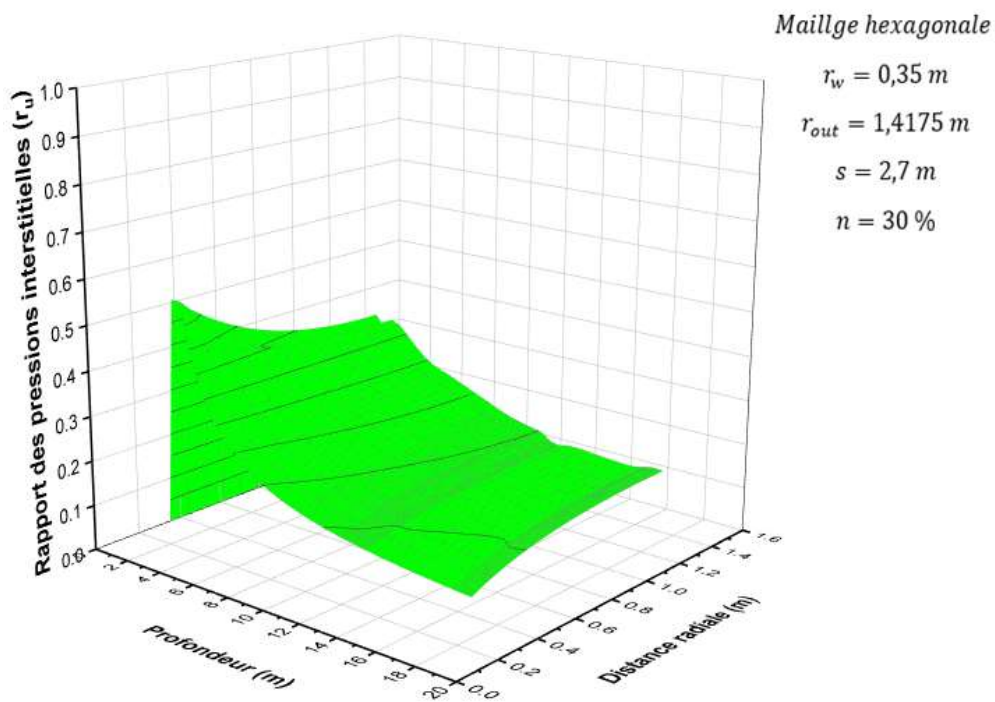


Figure 2.2-14: Surface graphique des rapports de pression interstitielle (Valeur du rapport de pression interstitielle au temps = 6 s) \_SC02

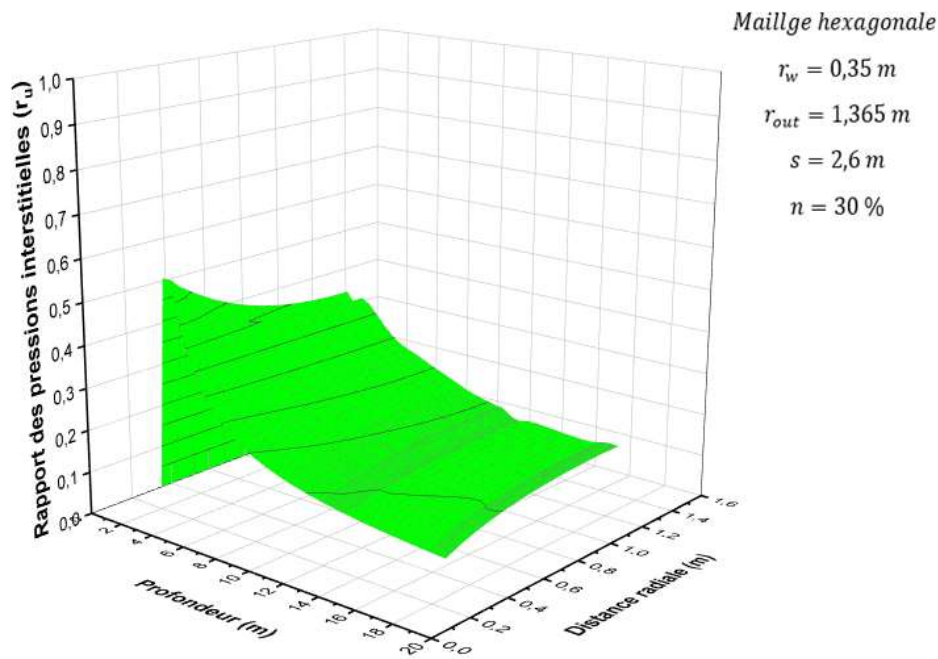


Figure 2.2-15: Surface graphique des rapports de pression interstitielle (Valeur du rapport de pression interstitielle au temps = 6 s) \_SC02

### Commentaires et discussion des résultats :

Les graphes précédents représentent la variation du rapport des pressions interstitielles pour SC01 et pour SC02, pour différentes valeurs de l'entre axe (s), varie de 3 m à 2.6 par pas de 0,1 m).

Dans cette analyse on considère que notre sol est traité par un drain parfait qui dissipe toutes pressions interstitielles. Dans la pratique, ce cas n'existe pas, mais ceci est projeté pour avoir une idée préliminaire sur la réponse du sol vis-à-vis de la liquéfaction.

On constate l'existence de la couleur rouge pour SC01 lorsque l'entre axe (s) prend les valeurs : 3 m ; 2,9 m ; 2,8 m et 2,7 m, ce qui signifie que  $r_u$  supérieur à 0,6. Alors, notre sol est liquéfiable, ceci malgré l'utilisation du drain parfait. Seul le dernier cas ou "s" égale à 2,6 m la couleur verte est dominante ( $r_u < 0,6$ ), donc le sol n'est pas liquéfiable. Par la suite, dans l'étape suivante de l'analyse, on peut s'orienter vers "s" égale à 2,6 m.

Tandis que pour SC02, on remarque que seule la couleur verte est persistante, donc quelque soit la valeur de "s" choisie, le drain parfait rend le sol non-liquéfiable ( $r_u$  est inférieure à 0,6 quel que soit "s").

Les valeurs maximales de  $r_u$  sont repérées à des profondeurs prises entre 10 et 12 m pour SC01, et entre 1 et 4 m pour SC02. Ou on arrive à remarquer que ces valeurs diminuent lorsqu'on "s" prend des valeurs décroissantes.

Ces résultats sont obtenus en temps 20 sec pour SC01, et 6 sec pour SC02.



### 2.2.3.1.3. Drain granulaire équivalent (Perméabilité constante)

Dans cette analyse on fixe le rayon de drain  $r_w = 0,35$  m et on varie l'entre axes de 3,0 à 2,6 mètres avec un pas de 0,1 m.

#### 1. Les graphes obtenus de l'analyse de SC01

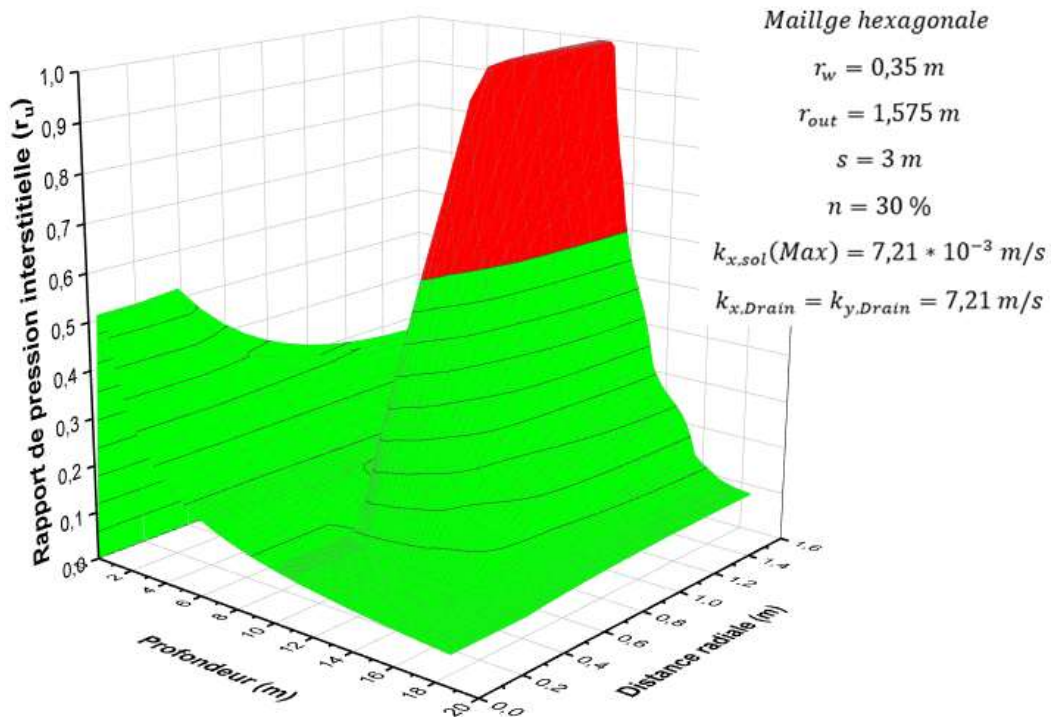


Figure 2.2-16: Surface graphique des rapports de pression interstitielle (Valeur du rapport de pression interstitielle au temps = 20 s) \_SC01

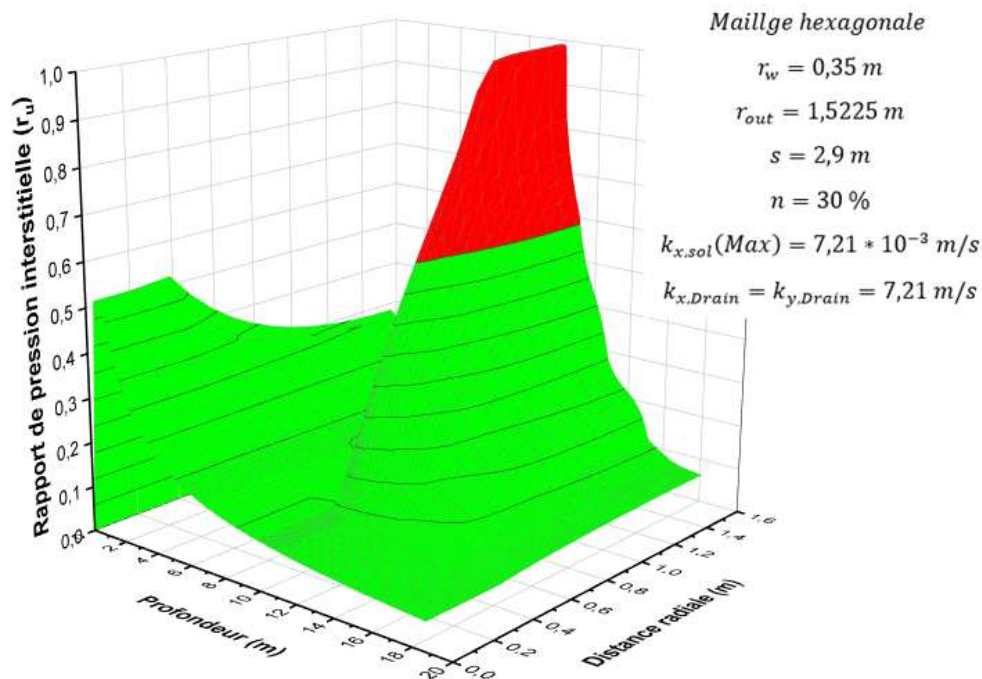


Figure 2.2-17: Surface graphique des rapports de pression interstitielle (Valeur du rapport de pression interstitielle au temps = 20 s) \_SC01

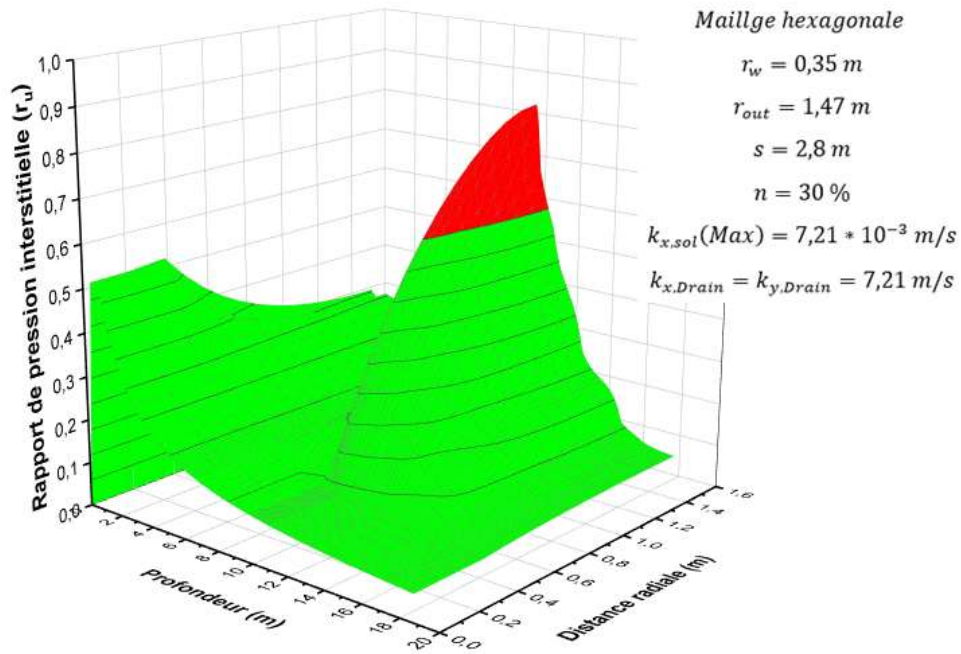


Figure 2.2-18: Surface graphique des rapports de pression interstitielle (Valeur du rapport de pression interstitielle au temps =20 s) \_SC01

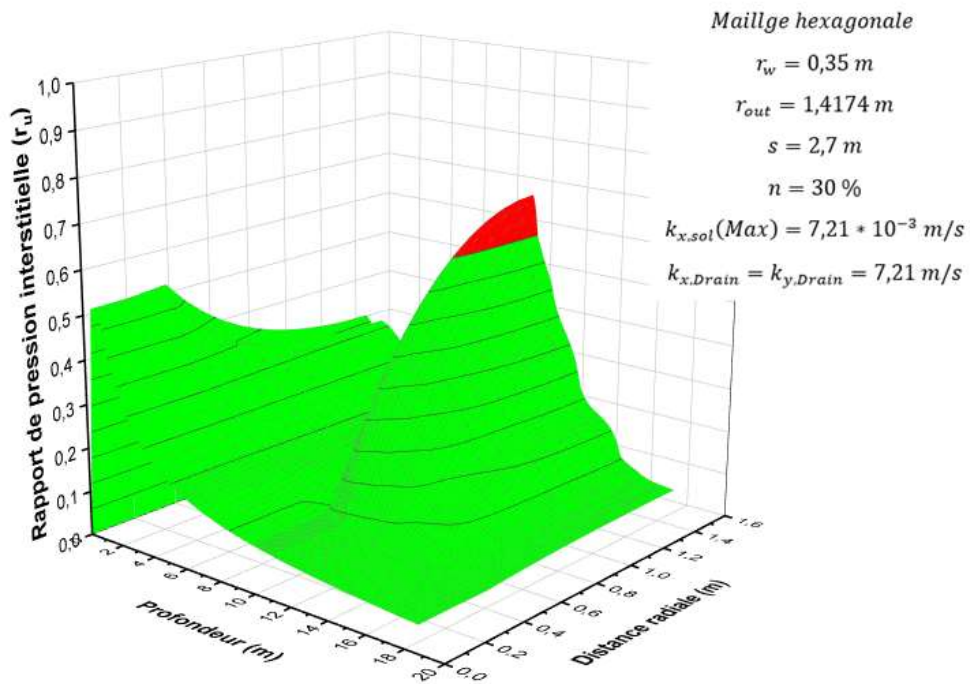


Figure 2.2-19: Surface graphique des rapports de pression interstitielle (Valeur du rapport de pression interstitielle au temps =20 s) \_SC01

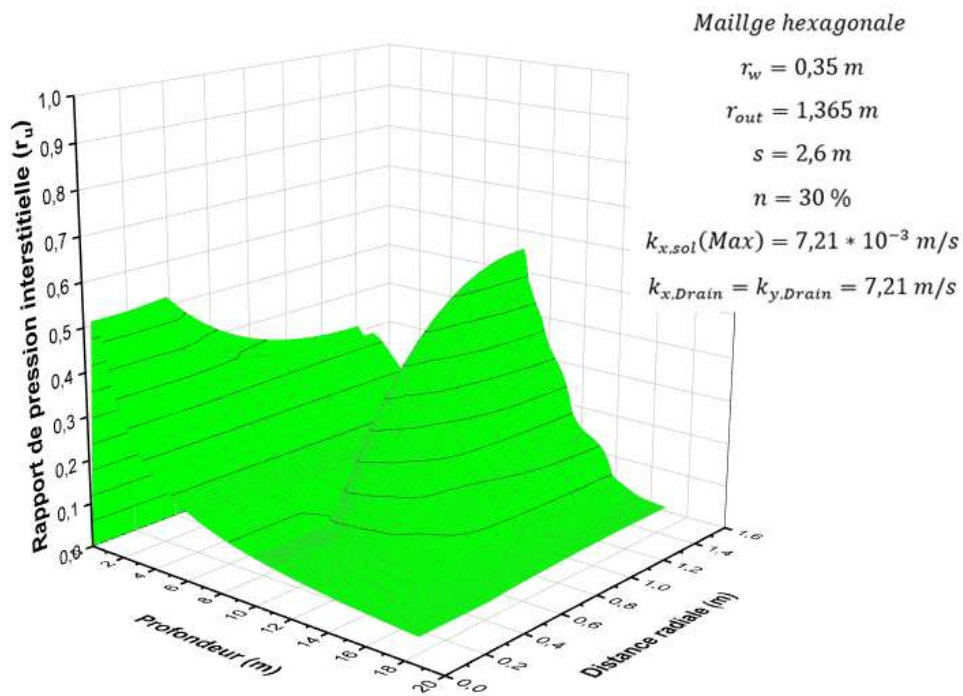


Figure 2.2-20: Surface graphique des rapports de pression interstitielle (Valeur du rapport de pression interstitielle au temps = 20 s) \_SC01

## 2. Les graphes obtenus de l'analyse de SC02

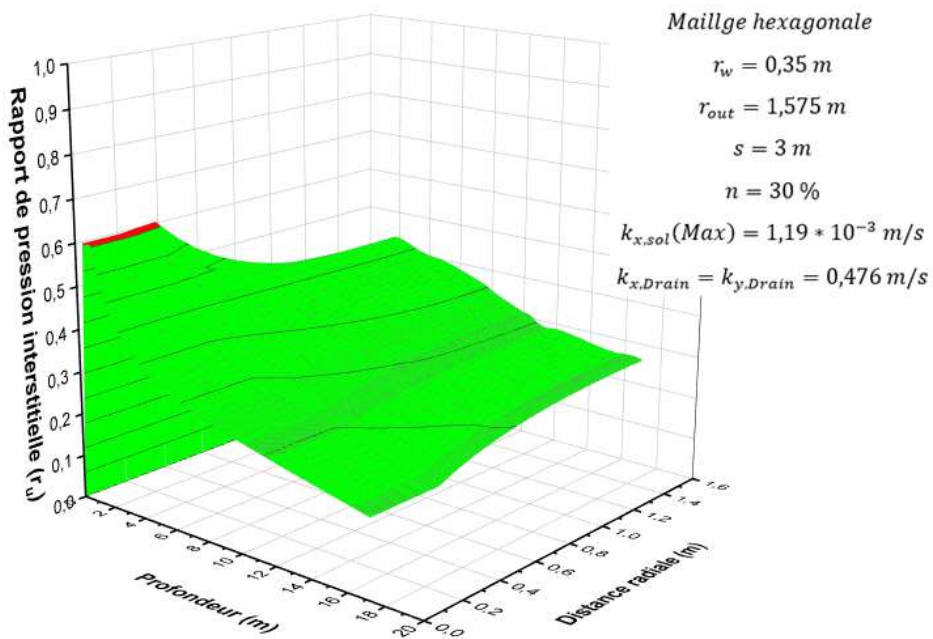


Figure 2.2-21: Surface graphique des rapports de pression interstitielle (Valeur du rapport de pression interstitielle au temps = 20 s) \_SC02

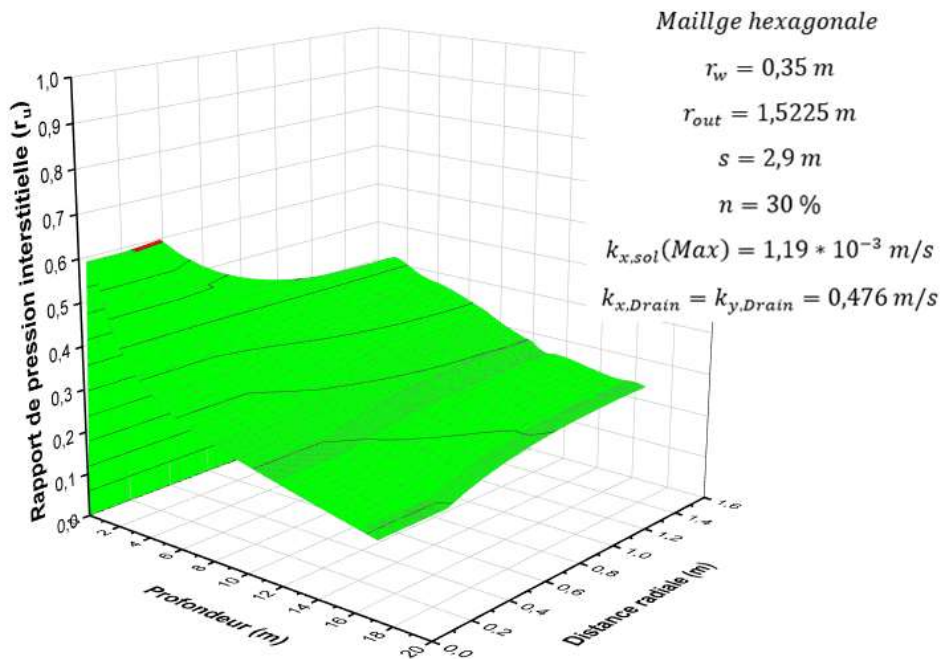


Figure 2.2-22: Surface graphique des rapports de pression interstitielle (Valeur du rapport de pression interstitielle au temps =20 s) \_SC02

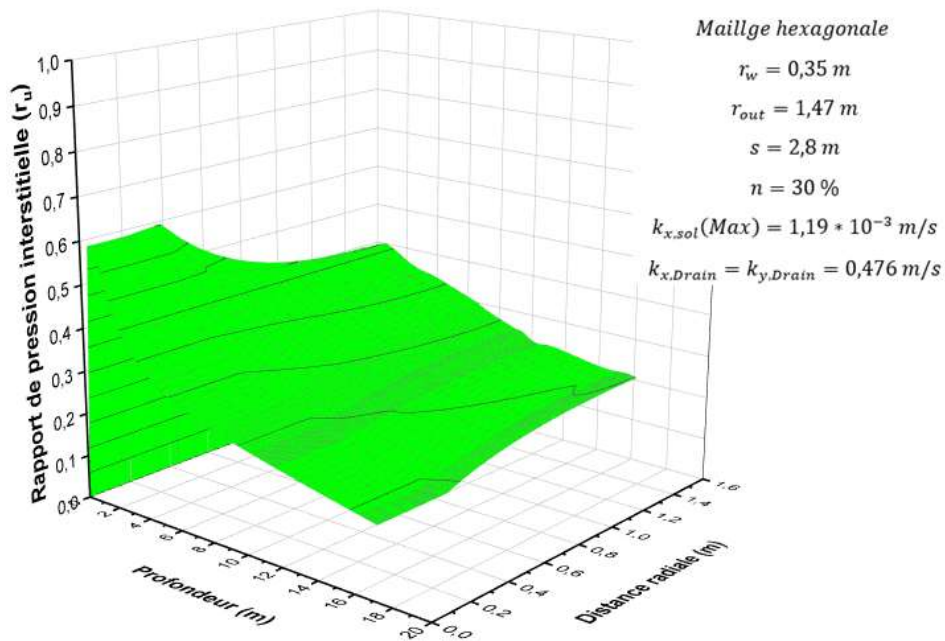


Figure 2.2-23: Surface graphique des rapports de pression interstitielle (Valeur du rapport de pression interstitielle au temps =20 s) \_SC02



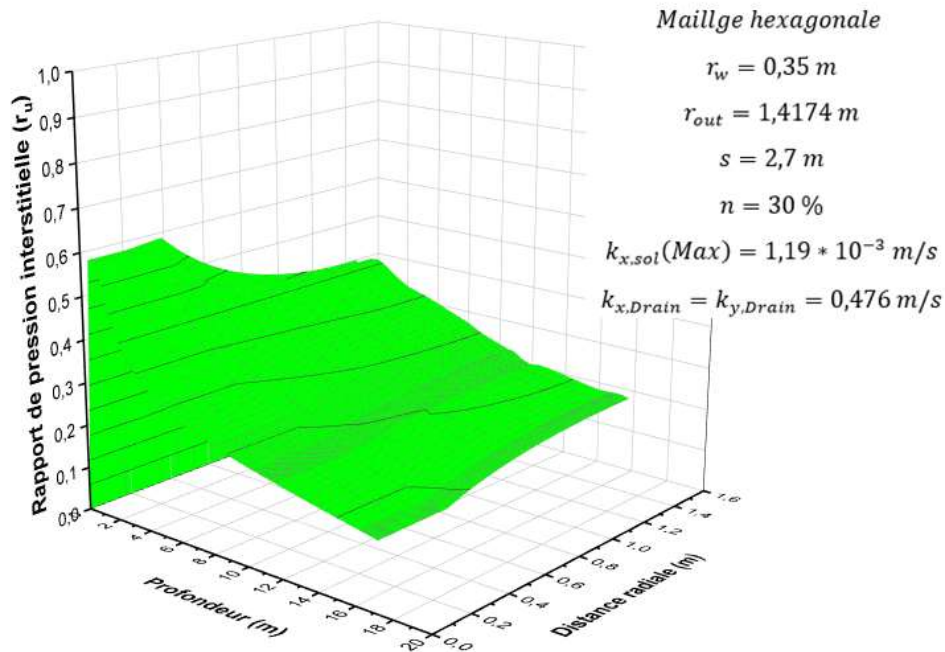


Figure 2.2-24: Surface graphique des rapports de pression interstitielle (Valeur du rapport de pression interstitielle au temps = 20 s) \_SC02

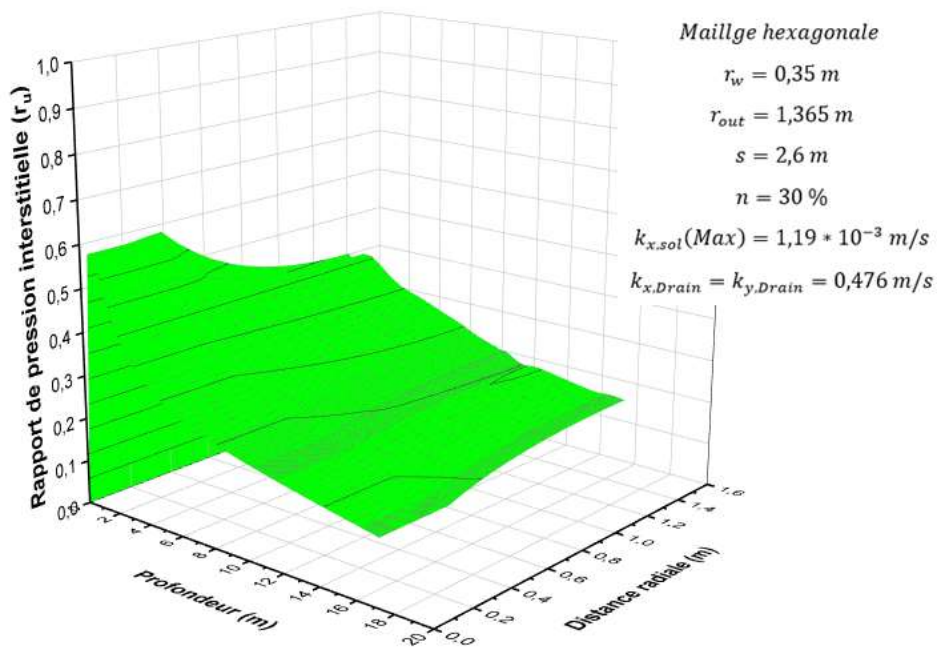


Figure 2.2-25: Surface graphique des rapports de pression interstitielle (Valeur du rapport de pression interstitielle au temps =20 s) \_SC02

### **Commentaires et discussion des résultats :**

Cette option permet d'analyser les couches de sol en présence d'un drain, avec des valeurs constantes des conductivités hydrauliques verticales et horizontales à l'intérieure du drain. Les sols pour SC01 se liquéfient en temps 20 sec, à cause de la perte de la résistance dans les drains due aux paramètres de la conductivité ( $k_{xd}$  et  $k_{yd}$ ).

Pour SC01, on constate la présence de la couleur rouge ( $r_u > 0,6$ ) pour les valeurs de l'entre axe "s" : 3 m ; 2,9 m ; 2,8m et 2,7m, c.-à-d. que le sol se liquéfie malgré que les perméabilités hydrauliques dans les drains ont été prises à égale valeurs, et qui donnent 1000 fois la plus grande perméabilité mesurée dans les couches du sol. Ce qui est largement supérieure à la conductivité hydraulique et qui est considéré autant que celle d'un drain parfait (400 fois la perméabilité du sol la plus élevée). Tandis que lorsqu'on fixe "s" égale à 2,6 m, seule la couleur verte qui persiste, donc le sol ne se liquéfie pas. Ceci nous ramène à ce qu'on a conclu dans l'analyse précédente.

Le choix « valeur 1000 fois » résulte en effectuant plusieurs tests d'analyse pour différentes valeurs de l'entre axe, et en variant au même temps les valeurs des perméabilités ( $k_{xd}$  et  $k_{yd}$ ), jusqu'à l'obtention d'en moins un seul cas ou  $r_u(max) < 0,6$ , c.-à-d, que le sol ne sera pas liquéfiable, en tenant compte des paramètres choisis. Ceci était possible en prenant :  $s = 2,6m$ ;  $k_{xd} = k_{yd} = 1000 \times k_{h,sol}(max) = 7,21 m/s$ , eu une porosité  $n = 30\%$ .

Pour SC02, les perméabilités du drain sont prises égale à 400 fois la plus grande perméabilité mesurée dans les couches du sol (choix semblable au drain parfait), peu importe l'entre axe choisis, la couleur verte domine toutes les surfaces graphiques, ça veut bien dire que le sol ne se liquéfie pas.

Finalement, le drain qui va être utilisé dans le sol de SC01, malgré que le maillage soit serré, a les caractéristiques suivantes :

- $r_w = 0,35m$  ;  $s = 2,6m$  ;  $n = 30\%$  ;  $k_{xd} = k_{yd} = 7,21m/s$  qui signifie que les matériaux utilisés sont des cailloux de 40/80 (  $2 m/s < k(drain) < 10 m/s$  ).

Tandis que pour SC02 on choisit la solution, que l'on juge optimale et dont les caractéristiques du drain sont comme suit :

- $r_w = 0,35 m$  ;  $s = 2,7 m$  ;  $n = 30\%$  ;  $k_{xd} = k_{yd} = 0,476m/s$  qui signifie que les matériaux utilisées sont des graviers 15/25 (  $10^{-2} m/s < k(drain) < 1 m/s$  ).

## 2.2.4. Conclusion

En pratique, l'installation des colonnes ballastées rend notre sol plus, ce qui provoque une diminution des perméabilités du sol au limite des colonnes. On a considéré une diminution de 10 % des perméabilités horizontales et verticales du sol à traiter, puis on a lancé l'analyse à perméabilité constante pour le SC01 et le SC02. Les deux graphes suivants représentent les variations des rapports des pressions interstitielles on fonction de la profondeur et la distance radiale.

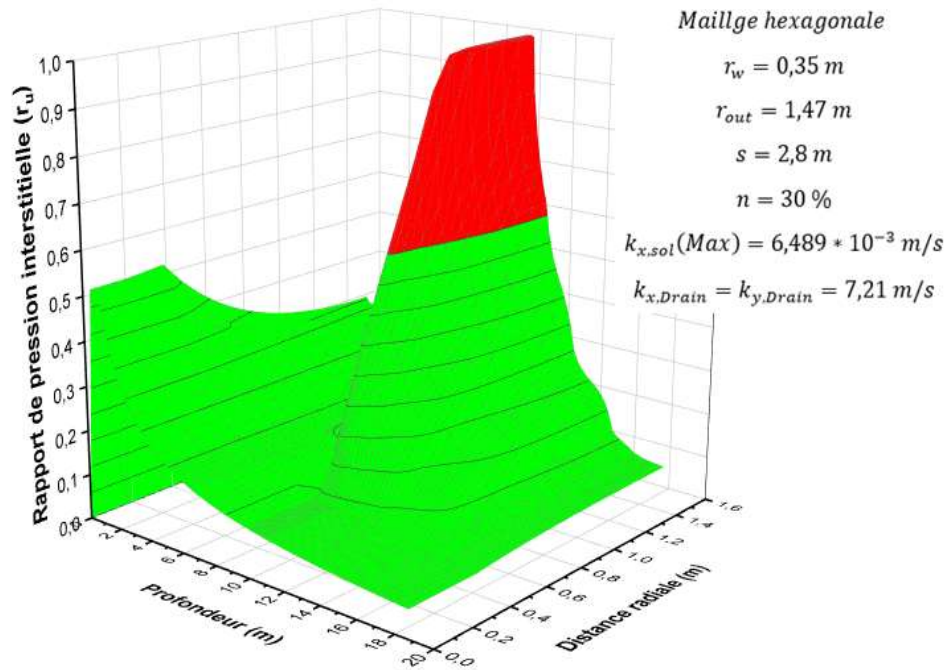


Figure 2.2-26: Surface graphique des rapports de pression interstitielle (Valeur du rapport de pression interstitielle au temps =20 s)

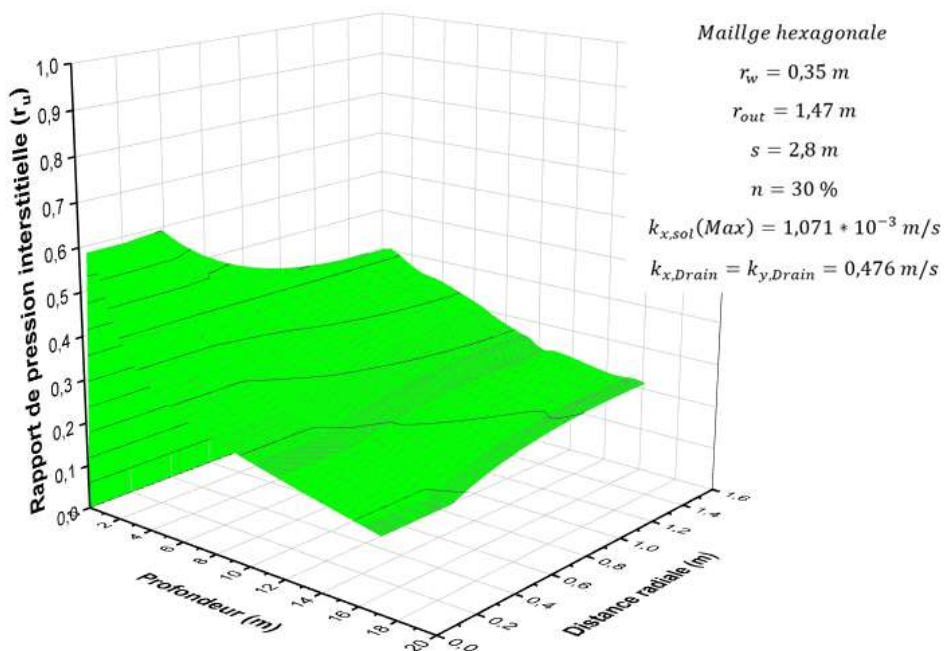


Figure 2.2-27: Surface graphique des rapports de pression interstitielle (Valeur du rapport de pression interstitielle au temps =20 s)

D'après les résultats obtenus, on remarque que pour le SC02 le sol n'est pas liquéfiable, tandis que pour le SC01 le sol devient liquéfaction, malgré le traitement anti-liquéfaction.

Finalement, on se trouve face à la nécessité d'analyser le potentiel de la liquéfaction aux limites (Frontière des zones d'influence) une fois mises en place (après le traitement du sol), pour assurer l'efficacité des colonnes installées.

## Conclusion générale

La liquéfaction est l'un des phénomènes les plus importants et complexes de la dynamique des sols.

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

- La liquéfaction est un phénomène qui engendre beaucoup de dégâts --glissements de terrains, renversement de bâtiments, effondrement de barrages etc...)
- La liquéfaction se produit sous l'action des chargements cycliques (les séismes, les vibrations des machines, etc...) ou par des chargements monotones.
- La liquéfaction se produit principalement dans les sols pulvérulents, pouvant développer, sous chargement monotone ou cyclique, un cumul d'excès de pressions interstitielles qui induit l'initiation du phénomène. Elle ne se produit qu'en présence de l'eau.
- Plusieurs méthodes ont été développées afin d'évaluer le potentiel de la liquéfaction. Ces méthodes nous mènent au calcul de coefficient de sécurité (FS) et de l'indice du potentiel de liquéfaction (LPI) qui dépendent des quantités CSR et CRR.
- Des méthodes d'amélioration de sols telles que le préchargement, les drains verticaux, le compactage dynamique (ou pilonnage), le renforcement par inclusions rigides, le vibrocompactage (ou vibroflottation), et les colonnes ballastées ont été utilisées pour réduire le risque de liquéfaction.
- La méthode d'amélioration par colonnes ballastées a connu un meilleur essor en raison des avantages qu'elle offre -- rapidité de réalisation et prix compétitifs.

Dans ce présent travail, on a procédé à la détermination du potentiel de liquéfaction d'un site par des essais "CPT".

Les résultats numériques de six essais montrent que la quasi-totalité des points de notre site ont un facteur de sécurité, vis à vis de la liquéfaction, "FS" inférieur à 1. On peut donc conclure que notre site a un fort potentiel de liquéfaction.

Les solutions de traitement de sol pour réduire le risque de liquéfaction seront présentées dans le chapitre traitement du sol. Et on a conclu que la densification du sol autour du drain va diminuer les perméabilités une fois les colonnes sont installées. Alors d'autres essais CPT doivent être réalisés à la frontière des colonnes pour assurer que le traitement du sol attribué est suffisant. Et finalement le sol ne se liquéfie pas.

## *Références bibliographiques*

- [1] M. Jefferies and K. Been, "Soil liquefaction: a critical state approach", New York, 2006, 580 p. ISBN 0-419-16170-8.
- [2] S. L. Kramer, "Geotechnical earthquake engineering prentice hall," Prentice Hall, Inc., Upper Saddle River, New Jersey, 1996. 653p. ISBN 0-13-374943-6.
- [3] P. K. R. a. K. L. Cabal, "Guide to Cone Penetration Testing for Geo-Environmental Engineering," *Gregg Drilling & Testing*, vol. 6th Edition 2015, 2015.
- [4] P. Robertson, "Interpretation of cone penetration tests—a unified approach," *Canadian geotechnical journal*, vol. 46, pp. 1337-1355, 2009.
- [5] I. M. Idriss and R. W. Boulanger, "*Soil liquefaction during earthquakes*," Berkeley, California, USA, pp 32 – 56, 2004. ISBN 978-1-932884-36-4.
- [6] I. Idriss and R. Boulanger, "Semi-empirical procedures for evaluating liquefaction potential during earthquakes," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 26, pp. 115-130, 2006.
- [7] N. Normes Françaises, "NFP 11–212. 2005. Recommandations sur la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des colonnes ballastées sous bâtiments et ouvrages sensibles au tassement," *Revue Française de Géotechnique*, vol. 2, pp. 3-16, 2005.
- [8] V. Six, "Analyse du comportement des colonnes ballastées: influence des conditions initiales," Lille 1, 2006.
- [9] V. Baumann and G. Bauer, "The performance of foundations on various soils stabilized by the vibro-compaction method," *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 11, pp. 509-530, 1974.
- [10] H. J. Priebe, "The design of vibro replacement," *Ground engineering*, vol. 28, p. 31, 1995.
- [11] J. M. Pestana, C. E. Hunt, and R. R. Goughnour, *FEQDrain: A finite element computer program for the analysis of the earthquake generation and dissipation of pore water pressure in layered sand deposits with vertical drains*: Earthquake Engineering Research Center, University of California, 1997.
- [12] P. K. Robertson and K. Cabal, "Guide to cone penetration testing for geotechnical engineering," *Gregg Drilling & Testing*, 2010.
- [13] T. Iwasaki, K. Tokida, and F. Tatsuoka, "Soil liquefaction potential evaluation with use of the simplified procedure," 1981.
- [14] I. ZICHMI, " Etude numérique de l'influence des paramètres géotechniques sur le comportement des sols renforcés par colonnes ballastées," Mém.de mast. Université Mouloud Maameri de Tizi ousou, 2011.
- [15] A. DTU, "13.2 (1992)," *Foundations Profondes pour le Bâtiment*, pp. 11-212.

## Annexe A

### Organigramme pour évaluer $CRR_{7,5}$

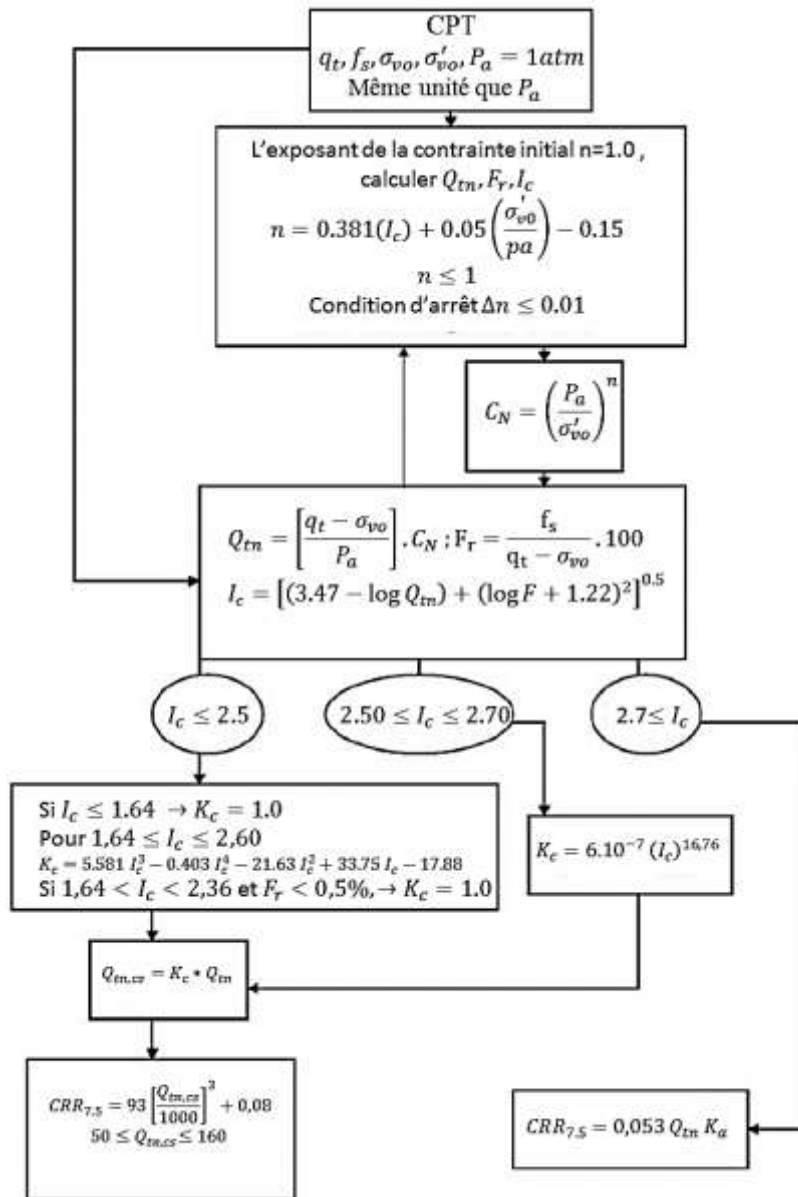


Figure A.2: Organigramme pour évaluer le rapport de résistance cyclique ( $CRR_{7,5}$ ) de CPT (d'après Robertson, 2009)



## Définition des données nécessaires pour FEQdrain

1- Tableau A-0-1: Définition des inputs

Les données	Définition
<b>nlayers</b>	Nombre de couches dans le profil de sol
<b>nrinc</b>	Nombre des incréments radiaux utilisés dans l'analyse
<b>gammaw</b>	Poids volumique de l'eau [F/L3]
<b>depwat</b>	Profondeur à la nappe d'eau souterraine statique [L]
<b>effob</b>	La contrainte verticale effective à la surface de sol [F/L2]
<b>isurf</b>	Condition de drainage Superficiel
<b>iexcess</b>	Condition de la pression interstitielle d'excès Initial
<b>lay_kx</b>	Conductivité hydraulique Horizontale [L/T]
<b>lay_ky</b>	Conductivité hydraulique Verticale [L/T]
<b>lay_mv</b>	Coefficient de compressibilité volumétrique [L2/F]
<b>lay_gammat</b>	Poids volumique total de la couche de sol [F/L3]
<b>lay_nl</b>	Nombre de cycles pour causer la liquéfaction
<b>lay_dr</b>	Densité relative
<b>lay_theta</b>	Coefficient de génération de pression interstitielle
<b>lay_excess (1)</b>	La pression interstitielle initiale en haut de la couche
<b>lay_excess (2)</b>	La pression interstitielle initiale en bas de la couche
<b>nq</b>	Nombre de cycles équivalent dus au séisme
<b>td</b>	La durée équivalente du séisme
<b>Numstep</b>	Nombre de pas distinct utilisé
<b>fintim</b>	Le temps total de l'analyse
<b>Ivertime</b>	Nombre d'itérations dans une durée
<b>Timestep</b>	Durée de pas pour chaque intégration [T]
<b>Prnstep</b>	La résolution d'Empreinte (des résultats à imprimé toutes les secondes PRNSTEP) [T].
<b>Iopt</b>	Problème plan (= 1) ou axisymétrique (= 2)
<b>Jopt</b>	Compressibilité Constante (=1) ou variable (=2)
<b>Kopt</b>	Le type d'analyse voulue (exp : sans drain, drain parfait ...etc)
<b>Noprint</b>	Choix du type des fichiers output
<b>rw</b>	Rayon équivalent à l'extérieure du drain [L].
<b>rout</b>	Le Rayon de la zone drainante [L].
<b>Aread</b>	Aire de stockage Efficace de drain [L2].
<b>Arear</b>	Aire de stockage Efficace du réservoir [L2].*
<b>Depres</b>	La Profondeur au-dessous de la surface jusqu' au fond du réservoir [L].*
<b>kxd</b>	Conductivité hydraulique horizontale Constante dans le drain [L/T].
<b>kyd</b>	Conductivité hydraulique verticale Constante dans le drain [L/T].

## Les données (Input) Test 01 : SC01

### Condition non-traitée (i.e., sans drain)

```
LIQUEFACTION RISK EVALUATION - No Drains SC01 !title
10,12,9.8,1.,0,1,0 !nlayers,nrinc,gammaw,depwat,effob,isurf,
iexcess
10,5.,4.67d-3,4.67d-3,7.41d-5,19,30,0.73,0.7 !linc,thick,kx,ky,mv,gammat,nl,dr,theta
7,1.6,7.21d-3,7.21d-3,7.41d-5,19,16,0.62,0.7 !linc,thick,kx,ky,mv,gammat,nl,dr,theta
8,3.2,3.08d-4,3.08d-4,7.41d-5,19,11,0.57,0.7 !linc,thick,kx,ky,mv,gammat,nl,dr,theta
11,1.1,6.04d-5,2.01d-5,7.41d-5,19,7,0.44,0.7 !linc,thick,kx,ky,mv,gammat,nl,dr,theta
4,0.8,9.38d-5,9.38d-5,7.41d-5,19,8,0.57,0.7 !linc,thick,kx,ky,mv,gammat,nl,dr,theta
4,0.8,9.38d-5,3.13d-5,7.41d-5,19,10,0.46,0.7 !linc,thick,kx,ky,mv,gammat,nl,dr,theta
5,1.,9.38d-5,3.13d-5,7.41d-5,19,10,0.46,0.7 !linc,thick,kx,ky,mv,gammat,nl,dr,theta
10,2.3,2.58d-4,8.6d-5,7.41d-5,19,9,0.46,0.7 !linc,thick,kx,ky,mv,gammat,nl,dr,theta
6,1.2,1.26d-3,4.20d-4,7.41d-5,19,8,0.46,0.7 !linc,thick,kx,ky,mv,gammat,nl,dr,theta
10,1.7,2.21d-3,7.37d-4,7.41d-5,19,10,0.46,0.7 !linc,thick,kx,ky,mv,gammat,nl,dr,theta
12, 20, 1,50 !nq, td, numstep, fintim
1000,0.05, 2 !itertime, timestep, prnres
2,2,1,7 !iopt, jopt, kopt, noprint
end !eflag
```

### Analyse d'un drain parfait

a- Les données (Input) :  $s = 2,8 m$

```
LIQUEFACTION RISK EVALUATION - Use of Perfect Drains SC01 !title
10,12,9.8,1.,0,1,0 !nlayers,nrinc,gammaw,depwat,effob,isurf,
iexcess
10,5.,4.67d-3,4.67d-3,7.41d-5,19,30,0.73,0.7 !linc,thick,kx,ky,mv,gammat,nl,dr,theta
7,1.6,7.21d-3,7.21d-3,7.41d-5,19,16,0.62,0.7 !linc,thick,kx,ky,mv,gammat,nl,dr,theta
8,3.2,3.08d-4,3.08d-4,7.41d-5,19,11,0.57,0.7 !linc,thick,kx,ky,mv,gammat,nl,dr,theta
11,1.1,6.04d-5,2.01d-5,7.41d-5,19,7,0.44,0.7 !linc,thick,kx,ky,mv,gammat,nl,dr,theta
4,0.8,9.38d-5,9.38d-5,7.41d-5,19,8,0.57,0.7 !linc,thick,kx,ky,mv,gammat,nl,dr,theta
4,0.8,9.38d-5,3.13d-5,7.41d-5,19,10,0.46,0.7 !linc,thick,kx,ky,mv,gammat,nl,dr,theta
5,1.,9.38d-5,3.13d-5,7.41d-5,19,10,0.46,0.7 !linc,thick,kx,ky,mv,gammat,nl,dr,theta
10,2.3,2.58d-4,8.6d-5,7.41d-5,19,9,0.46,0.7 !linc,thick,kx,ky,mv,gammat,nl,dr,theta
6,1.2,1.26d-3,4.20d-4,7.41d-5,19,8,0.46,0.7 !linc,thick,kx,ky,mv,gammat,nl,dr,theta
10,1.7,2.21d-3,7.37d-4,7.41d-5,19,10,0.46,0.7 !linc,thick,kx,ky,mv,gammat,nl,dr,theta
12,20, 1,50 !nq, td, numstep, fintim
1000,0.05, 2 !itertime, timestep, prnres
2, 2, 2, 7 !iopt, jopt, kopt, noprint
0.35, 1.47, 0.1154 !rw, rout, aread
0.1154, 0.0 !arear, depres
end !eflag
```

## Drain granulaire équivalent

a- Les données (Input) :  $s = 2,8 \text{ m}$

```
LIQUEFACTION RISK EVALUATION - Use of Constant Permeability Drains SC01 !title
10,12,9.8,1.,0,1,0 !nlayers,nrinc,gammaw,depwat,effob,isurf,
iexcess
10,5.,4.67d-3,4.67d-3,7.41d-5,19,30,0.73,0.7 !linc,thick,kx,ky,mv,gammat,nl,dr,theta
7,1.6,7.21d-3,7.21d-3,7.41d-5,19,16,0.62,0.7 !linc,thick,kx,ky,mv,gammat,nl,dr,theta
8,3.2,3.08d-4,3.08d-4,7.41d-5,19,11,0.57,0.7 !linc,thick,kx,ky,mv,gammat,nl,dr,theta
11,1.1,6.04d-5,2.01d-5,7.41d-5,19,7,0.44,0.7 !linc,thick,kx,ky,mv,gammat,nl,dr,theta
4,0.8,9.38d-5,9.38d-5,7.41d-5,19,8,0.57,0.7 !linc,thick,kx,ky,mv,gammat,nl,dr,theta
4,0.8,9.38d-5,3.13d-5,7.41d-5,19,10,0.46,0.7 !linc,thick,kx,ky,mv,gammat,nl,dr,theta
5,1.,9.38d-5,3.13d-5,7.41d-5,19,10,0.46,0.7 !linc,thick,kx,ky,mv,gammat,nl,dr,theta
10,2.3,2.58d-4,8.6d-5,7.41d-5,19,9,0.46,0.7 !linc,thick,kx,ky,mv,gammat,nl,dr,theta
6,1.2,1.26d-3,4.20d-4,7.41d-5,19,8,0.46,0.7 !linc,thick,kx,ky,mv,gammat,nl,dr,theta
10,1.7,2.21d-3,7.37d-4,7.41d-5,19,10,0.46,0.7 !linc,thick,kx,ky,mv,gammat,nl,dr,theta
12, 20, 1, 50 !nq, td, numstep, fintim
1000, 0.05, 2 !itertime, timestep, prnres
2, 2, 3, 7 !iopt, jopt, kopt, noprint
0.35, 1.47, 0.1154 !rw, rout, aread
7.21,7.21 !kxd, kyd
end !eflag
```

## Les données (Input) Test 02 : SC02

### Condition non-traitée (i.e., sans drain)

```
LIQUEFACTION RISK EVALUATION - No Drains SC02 !title
7,12,9.8,1.,0,1,0 !nlayers,nrinc,gammaw,ddpwat,dffob,isurf,
,idxcdss
9,4.5,3.42d-4,3.42d-4,7.40d-5,19,30,0.737,0.7 !linc,thick,kx,ky,mv,gammat,nl,dr,theta
8,3.4,3.42d-4,3.42d-4,7.40d-5,19,13,0.589,0.7 !linc,thick,kx,ky,mv,gammat,nl,dr,theta
10,2.3,6.17d-4,6.17d-4,7.40d-5,19,9,0.571,0.7 !linc,thick,kx,ky,mv,gammat,nl,dr,theta
7,0.7,6.17d-4,2.06d-4,7.40d-5,19,7,0.489,0.7 !linc,thick,kx,ky,mv,gammat,nl,dr,theta
7,0.7,1.19d-3,3.97d-4,7.40d-5,19,8,0.510,0.7 !linc,thick,kx,ky,mv,gammat,nl,dr,theta
10,4.6,5.28d-4,1.76d-4,7.40d-5,19,11,0.531,0.7 !linc,thick,kx,ky,mv,gammat,nl,dr,theta
10,1,5.28d-4,1.76d-4,7.40d-5,19,8,0.466,0.7 !linc,thick,kx,ky,mv,gammat,nl,dr,theta
12,20,1,50 !nq,td,numstep,fintim
1000,0.05,2. !itertime,timestep,prnres
2,2,1,7 !iopt,jopt,kopt,noprint
end !eflag
```

## Analyse d'un drain parfait

*a- Les données (Input) : s = 2,8 m*

```
LIQUEFACTION RISK EVALUATION - Use of Perfect Drains SC02 !title
7,12,9.8,1.,0,1,0          !nlaydrs,nrinc,gammaw,ddpwat,dffob,isurf
                             ,idxcdss
9,4.5,3.42d-4,3.42d-4,7.40d-5,19,30,0.737,0.7 !linc,thick,kx,ky,mv,gammat,nl,dr,theta
8,3.4,3.42d-4,3.42d-4,7.40d-5,19,13,0.589,0.7 !linc,thick,kx,ky,mv,gammat,nl,dr,theta
10,2.3,6.17d-4,6.17d-4,7.40d-5,19,9,0.571,0.7 !linc,thick,kx,ky,mv,gammat,nl,dr,theta
7,0.7,6.17d-4,2.06d-4,7.40d-5,19,7,0.489,0.7 !linc,thick,kx,ky,mv,gammat,nl,dr,theta
7,0.7,1.19d-3,3.97d-4,7.40d-5,19,8,0.510,0.7 !linc,thick,kx,ky,mv,gammat,nl,dr,theta
10,4.6,5.28d-4,1.76d-4,7.40d-
5,19,11,0.531,0.7          !linc,thick,kx,ky,mv,gammat,nl,dr,theta
10,1,5.28d-4,1.76d-4,7.40d-5,19,8,0.466,0.7 !linc,thick,kx,ky,mv,gammat,nl,dr,theta
12,20,1,50                 !nq,td,numstep,fintim
1000,0.05,2.              !itertime,timestep,prnres
2,2,2,7                   !iopt,jopt,kopt,noprint
0.35,1.47,0.1154         !rw,rout,aread
0.1154,0.0                !arear,depres
End                         !eflag
```

## Drain granulaire équivalent

*a- Les données (Input) : s = 2,8 m*

```
LIQUEFACTION RISK EVALUATION - Use of Constant Permeability Drains SC02 !title
7,12,9.8,1.,0,1,0          !nlaydrs,nrinc,gammaw,ddpwat,dffob,isurf
                             ,idxcdss
9,4.5,3.42d-4,3.42d-4,7.40d-5,19,30,0.737,0.7 !linc,thick,kx,ky,mv,gammat,nl,dr,theta
8,3.4,3.42d-4,3.42d-4,7.40d-5,19,13,0.589,0.7 !linc,thick,kx,ky,mv,gammat,nl,dr,theta
10,2.3,6.17d-4,6.17d-4,7.40d-5,19,9,0.571,0.7 !linc,thick,kx,ky,mv,gammat,nl,dr,theta
7,0.7,6.17d-4,2.06d-4,7.40d-5,19,7,0.489,0.7 !linc,thick,kx,ky,mv,gammat,nl,dr,theta
7,0.7,1.19d-3,3.97d-4,7.40d-5,19,8,0.510,0.7 !linc,thick,kx,ky,mv,gammat,nl,dr,theta
10,4.6,5.28d-4,1.76d-4,7.40d-
5,19,11,0.531,0.7          !linc,thick,kx,ky,mv,gammat,nl,dr,theta
10,1,5.28d-4,1.76d-4,7.40d-5,19,8,0.466,0.7 !linc,thick,kx,ky,mv,gammat,nl,dr,theta
12,20,1,50                 !nq,td,numstep,fintim
1000,0.05,2.              !itertime,timestep,prnres
2,2,3,7                   !iopt,jopt,kopt,noprint
0.35,1.47,0.1154         !rw,rout,aread
0.1154,0.0                !arear,depres
0.476,0.476              !kxd,kyd
end                         !eflag
```

**Les données (Input) après réduction de 10% de  $k_{sol}$  (SC01)**

**Drain granulaire équivalent**

a- Les données (Input) :  $s = 2,8 \text{ m}$

```
LIQUEFACTION RISK EVALUATION - Use of Constant Permeability Drains SC01 !title
10,12,9.8,1.,0,1,0 !nlayers,nrinc,gammaw,depwat,effob,isurf,
iexcess
10,5.,4.203d-3,4.203d-3,7.41d- !linc,thick,kx,ky,mv,gammat,nl,dr,theta
5,19,30,0.73,0.7
7,1.6,6.489d-3,6.489d-3,7.41d- !linc,thick,kx,ky,mv,gammat,nl,dr,theta
5,19,16,0.62,0.7
8,3.2,2.772d-4,2.772d-4,7.41d- !linc,thick,kx,ky,mv,gammat,nl,dr,theta
5,19,11,0.57,0.7
11,1.1,5.436d-5,1.809d-5,7.41d- !linc,thick,kx,ky,mv,gammat,nl,dr,theta
5,19,7,0.44,0.7
4,0.8,8.442d-5,8.442d-5,7.41d-5,19,8,0.57,0.7 !linc,thick,kx,ky,mv,gammat,nl,dr,theta

4,0.8,8.442d-5,2.817d-5,7.41d- !linc,thick,kx,ky,mv,gammat,nl,dr,theta
5,19,10,0.46,0.7
5,1.,8.442d-5,2.817d-5,7.41d-5,19,10,0.46,0.7 !linc,thick,kx,ky,mv,gammat,nl,dr,theta

10,2.3,2.322d-4,7.74d-5,7.41d-5,19,9,0.46,0.7 !linc,thick,kx,ky,mv,gammat,nl,dr,theta
6,1.2,1.134d-3,3.78d-4,7.41d-5,19,8,0.46,0.7 !linc,thick,kx,ky,mv,gammat,nl,dr,theta
10,1.7,1.989d-3,6.633d-4,7.41d- !linc,thick,kx,ky,mv,gammat,nl,dr,theta
5,19,10,0.46,0.7
12, 20, 1, 50 !nq, td, numstep, fintim
1000, 0.05, 2 !itertime, timestep, prnres
2, 2, 3, 7 !iopt, jopt, kopt, noprint
0.35, 1.47, 0.1154 !rw, rout, aread
7.21,7.21 !kxd, kyd
end !eflag
```

**Les données (Input) après réduction de 10% de  $k_{sol}$  (SC02)**

**Drain granulaire équivalent**

*a- Les données (Input) :  $s = 2,8 m$*

```
LIQUEFACTION RISK EVALUATION - Use of Constant Permeability Drains SC02 !title
7,12,9.8,1.,0,1,0                                !nlaydrs,nrinc,gammaw,ddpwat,dffob,isurf
                                                    ,idxcdss
9,4.5,3.078d-4,3.078d-4,7.40d-                    !linc,thick,kx,ky,mv,gammat,nl,dr,theta
5,19,30,0.737,0.7
8,3.4,3.078d-4,3.078d-4,7.40d-                    !linc,thick,kx,ky,mv,gammat,nl,dr,theta
5,19,13,0.589,0.7
10,2.3,5.553d-4,5.553d-4,7.40d-                  !linc,thick,kx,ky,mv,gammat,nl,dr,theta
5,19,9,0.571,0.7
7,0.7,5.553d-4,1.854d-4,7.40d-                   !linc,thick,kx,ky,mv,gammat,nl,dr,theta
5,19,7,0.489,0.7
7,0.7,1.071d-3,3.573d-4,7.40d-                   !linc,thick,kx,ky,mv,gammat,nl,dr,theta
5,19,8,0.510,0.7
10,4.6,4.752d-4,1.584d-4,7.40d-                  !linc,thick,kx,ky,mv,gammat,nl,dr,theta
5,19,11,0.531,0.7
10,1,4.752d-4,1.584d-4,7.40d-                    !linc,thick,kx,ky,mv,gammat,nl,dr,theta
5,19,8,0.466,0.7
12,20,1,50                                         !nq,td,numstep,fintim
1000,0.05,2.                                       !itertime,timestep,prnres
2,2,3,7                                             !iopt,jopt,kopt,noprint
0.35,1.47,0.1154                                    !rw,rout,aread
0.1154,0.0                                          !arear,depres
0.476,0.476                                         !kxd,kyd
end                                                  !eflag
```