

République Algérienne Démocratique 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'Etudes pour l'obtention du diplôme  
d'Ingénieur d'Etat en Génie Civil

---

## Étude de la susceptibilité des sols à la liquéfaction : application à la nouvelle centrale électrique de "Mostaganem"

---

Réalisé par :

Mohamed OUARZIDINI

Présenté et soutenu publiquement le 19 Juin 2016 devant le jury composé de :

Président	M.	A. Bali	Professeur	ENP
Rapporteur	M.	S. Belkacemi	Professeur	ENP
Examineurs	Mme.	H. Mohabeddine	M.A.A	ENP
	Mme.	D. Cherid	M.A.A	ENP

ENP 2016



République Algérienne Démocratique 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'Etudes pour l'obtention du diplôme  
d'Ingénieur d'Etat en Génie Civil

---

## Étude de la susceptibilité des sols à la liquéfaction : application à la nouvelle centrale électrique de "Mostaganem"

---

Réalisé par :

Mohamed OUARZIDINI

Présenté et soutenu publiquement le 19 Juin 2016 devant le jury composé de :

Président	M.	B. Bali	Professeur	ENP
Rapporteur	M.	S. Belkacemi	Professeur	ENP
Examineurs	Mme.	H. Mohabeddine	M.A.A	ENP
	Mme.	D. Cherid	M.A.A	ENP

ENP 2016

# *DEDICACE*

*Je dédie ce travail à :*

*Ma mère*

*Mon père*

*Mon oncle Ahmed*

*Ma tante Sarah*

*Mes sœurs et frère*

*Ma famille*

*A tous ceux qui me sont chers*

# REMERCIEMENTS

*Je remercie en premier lieu ALLAH, de m'avoir donné le courage et la volonté pour mener à bien ce modeste travail.*

*Je remercie mon encadreur et directeur de recherche, **Pr. BELKACEMI Smain**, à qui je tiens à exprimer ma profonde gratitude pour toute la confiance qu'il m'a témoignée, les encouragements, les orientations, les conseils et l'aide qu'il n'a cessé de me prodiguer tout au long de cette période.*

*Je voudrais également adresser mes vifs remerciements à mon professeur, et Président du Jury, **Pr. A. BALL**.*

*Je remercie chaleureusement mes professeurs, et membres du Jury, **Mesdames H. MOHABEDDINE et D. CHERID**.*

*Je n'oublie pas de remercier l'ensemble du corps d'enseignement et administratif qui a contribué à ma formation, ainsi que tous ceux qui, de près ou de loin, m'ont apporté aide et encouragement, et particulièrement, celle qui m'a donné naissance.*

## ملخص

تسييل هي واحدة من أهم الظواهر وأكثر تعقيدا في ميكانيكا التربة. هي ظاهرة عدم استقرار التربة الحبيبية المشبعة، تحت تحميل سريع يرافقه زيادة سريعة في الضغط الخالي مؤديا، للحظات، إلى فقدان قوة القص وقدرة تحمل التربة، مما تسبب في أضرار هائلة، من سقوط المباني، الانزلاقات الأرضية، انهيار السدود والأضرار التي لحقت هيكل هامة جدا. النظر في هذه الظاهرة مهم جدا. هذا العمل، بعد مناقشة ظاهرة التسييل، معايير قابلية التربة للتسييل وبدء الظاهرة، يهتم بتحديد إمكانية تسييل التربة عن طريق اختبارات في الموقع، وبصفة خاصة، اختبار الاختراق القياسي، للقيام أخيرا بتطبيق لموقع محطة كهرباء جديدة في مدينة مستغانم.

**الكلمات المفتاحية:** التسييل، التربة، التحميل، القص، الموقع.

## Abstract

Liquefaction is one of the most important and complex soil dynamics phenomena. This phenomenon consists of an instability of a granular saturated soil, under a fast loading accompanied with a rapid increase of the pore pressure leading, momentarily, to a loss of the soil's strength and bearing capacity causing, thereby, huge damages such as buildings reversal, landslides, dams collapse and the damaging structures of high importance. This phenomenon must be very carefully taken care of. This work, after discussing the liquefaction phenomenon, the liquefaction susceptibility criteria of soils and the initiation of liquefaction, focuses on the determination of the liquefaction potential of soils using in-situ methods and, particularly, the Standard Penetration Test "SPT", to do, finally, an application on the site of the new power station of Mostaganem.

**Keywords:** Liquefaction, soil, loading, shear, in-situ.

## Résumé

La liquéfaction est l'un des phénomènes les plus importants et les plus complexes en mécanique des sols. C'est un phénomène d'instabilité d'un sol granulaire saturé, sous chargement rapide accompagné d'une augmentation rapide de la pression interstitielle conduisant, momentanément, à une perte de la résistance au cisaillement et de la capacité portante du sol, causant ainsi d'énormes dégâts dont le renversement de bâtiments, les glissements de terrains, l'effondrement de barrages et l'endommagement de structures de très grande importance. La prise en considération de ce phénomène est alors primordiale. Ce travail, après discussion du phénomène de liquéfaction, les critères de susceptibilité des sols à la liquéfaction, ainsi que l'initiation du phénomène, s'intéresse à la détermination du potentiel de liquéfaction des sols par les méthodes in situ et, particulièrement, l'essai de pénétration standard "SPT", pour faire, enfin, une application au site de la nouvelle centrale électrique de Mostaganem.

**Mots clés :** Liquéfaction, sol, chargement, cisaillement, in-situ.

# Table des matières

Liste des tableaux

Liste des figures

Liste des symboles

Liste des abréviations

Introduction générale..... 19

## Partie I : Recherche bibliographique

### Chapitre 1 : Le phénomène de liquéfaction

1.1 Introduction .....	23
1.2 Description du phénomène .....	23
1.3 La liquéfaction à l'échelle microscopique .....	24
1.4 Cas de la liquéfaction dans le monde .....	25
1.4.1 Barrage de Fort Peck, Etats Unis (1938) .....	25
1.4.2 Niigata, Japon (1964) .....	26
1.4.3 Alaska, Etats Unis (1964) .....	28
1.4.4 Liquéfaction induite par des vibrations de machines .....	29
1.4.5 Wildlife Refuge, Californie (1987) .....	30
1.4.6 Moss Landing, Californie (1989) .....	30
1.4.7 Port d'Island, Kobe, Japon (1995) .....	31
1.4.8 Chi-Chi, Taiwan (1999) .....	32
1.4.9 Boumerdes, Algérie (2003) .....	34
1.4.10 Christchurch, New Zealand (2011) .....	35
1.5 Conclusion .....	37

## **Chapitre 2 : L'étude de la susceptibilité des sols à la liquéfaction**

2.1 Introduction .....	39
2.2 Critères historiques .....	39
2.2.1 Historique des séismes antérieurs .....	39
2.2.2 Historique du chargement .....	40
2.3 Critères géologiques .....	40
2.3.1 Processus de formation du dépôt .....	40
2.3.2 Age du dépôt .....	40
2.3.3 Profondeur de la nappe phréatique .....	41
2.3.4 Les remblais .....	41
2.4 Critères compositionnels .....	41
2.4.1 Granulométrie et angularité .....	41
2.4.2 Présence des fines .....	42
2.4.3 Plasticité .....	42
2.4.4 Degré de saturation .....	43
2.4.5 Conductivité hydraulique .....	43
2.4.6 Les critères Chinois .....	43
2.4.7 L'effet de la "membrane penetration" .....	44
2.4.8 La gradation .....	44
2.5 Critères d'état .....	44
2.5.1 L'indice des vides critique .....	44
2.5.2 La ligne de l'indice des vides critique CVR (Critical Void Ratio line) .....	45
2.5.3 Comportement des sols denses et des sols lâches .....	46
2.5.4 L'état stationnaire de déformation .....	47
2.5.5 La ligne de l'état stationnaire SSL (Steady State Line) .....	48
2.5.6 Le paramètre d'état .....	50
2.6 Conclusion .....	52



## **Chapitre 3 : L'initiation de la liquéfaction**

3.1 Introduction .....	54
3.2 Chargement monotone .....	54
3.3 La ligne d'initiation à la liquéfaction FLS (Flow Liquefaction Surface).....	56
3.4 Chargement cyclique .....	58
3.5 Zone de susceptibilité à la liquéfaction .....	59
3.6 - Conclusion .....	60

## **Chapitre 4 : Les essais in situ pour l'évaluation du potentiel de liquéfaction des sols**

4.1 Introduction .....	62
4.2 Evaluation du rapport de contraintes cycliques (CSR) .....	62
4.2.1 Développement de la relation CSR .....	63
4.2.2 Le facteur de réduction de profondeur .....	65
4.2.2.1 Seed et Idriss, 1971 .....	65
4.2.2.2 Tokimatsu et Yoshimine .....	66
4.2.2.3 Liao et Whitman, 1986 .....	66
4.2.2.4 Kayen et al, 1992 .....	66
4.2.2.5 Loao SCC et al, 1988 .....	66
4.2.2.6 Blake, 1999 .....	67
4.2.2.7 Golesorkhi, 1989 .....	67
4.3 Evaluation du rapport de résistance cyclique (CRR) .....	67
4.3.1 Evaluation du CRR par l'essai SPT (Standard Penetration Test) .....	68
4.3.1.1 Appareillage de l'essai SPT .....	68
4.3.1.2 Procédure de l'essai SPT .....	69

4.3.1.3	Exploitation des résultats .....	69
4.3.1.4	L'influence des fines .....	71
4.3.1.5	Courbe de référence et correction de $(N_1)_{60}$ .....	71
4.3.1.5.1	$(N_1)_{60cs}$ d'après Stark et Olsen .....	72
4.3.1.5.2	$(N_1)_{60cs}$ d'après Seed et Idriss .....	73
4.3.1.5.3	$(N_1)_{60cs}$ d'après Idriss et Boulanger .....	73
4.3.1.6	L'influence de la plasticité .....	74
4.3.1.7	Les approches analytiques pour le calcul du CRR .....	74
4.3.1.7.1	Toshio Iwasaki et al, 1984 .....	75
4.3.1.7.2	Approche de Blake, 1997 .....	75
4.3.1.7.3	Approche de RAUCH, 1998 .....	76
4.3.1.7.4	Approche de Youd et al. , 2001 .....	76
4.3.1.7.5	Approche d'Andrus et al, 2004 .....	76
4.3.1.7.6	Approche d'Idriss et Boulanger, 2006 .....	77
4.3.2	Evaluation du CRR par l'essai CPT (Cone Penetration Test) .....	78
4.3.2.1	Méthode d'Olsen et al. (1997) .....	78
4.3.2.2	Méthode de Robertson et Wride (1998) .....	79
4.3.2.3	Méthode de Juang et al (2003) .....	80
4.3.2.4	Méthode d'Andrus et al (2004) .....	80
4.3.2.5	Méthode d'Idriss et Boulanger (2006) .....	81
4.4	Le facteur de correction de magnitude "MSF" .....	82
4.4.1	Définition du "MSF" .....	82
4.4.2	Méthodes de calcul du "MSF" .....	82
4.4.2.1	Youd et Idriss, 2001 .....	82
4.4.2.2	Idriss et Boulanger, 2004 .....	83
4.5	Le facteur de sécurité vis-à-vis de la liquéfaction "FS" .....	83
4.6	Conclusion .....	84

## **Partie II : Application**

### **Chapitre 5 : Application au cas de la nouvelle centrale électrique de Mostaganem**

5.1 Introduction .....	87
5.2 Présentation du site du projet .....	87
5.2.1 Localisation du projet d'étude .....	87
5.2.2 Sismicité .....	89
5.2.2.1 Zonage sismique en Algérie .....	89
5.2.2.2 L'importance de notre ouvrage .....	89
5.2.2.3 Commentaires sur notre site .....	90
5.2.3 Géologie .....	90
5.3 Répartition des couches du sol .....	91
5.3.1 Les sondages .....	91
5.3.2 La répartition des couches du sol .....	91
5.3.3 Commentaires et discussion des résultats .....	92
5.4 Mesure du niveau de la nappe d'eau .....	92
5.4.1 Les levés piézométriques .....	92
5.4.2 Commentaires et discussion des résultats .....	93
5.5 Calcul des contraintes totales et effectives .....	93
5.5.1 Le remblai .....	93
5.5.2 Le calcul des contraintes .....	93
5.5.3 Les diagrammes des contraintes .....	95
5.5.4 Commentaires et discussion des résultats .....	96
5.6 Le facteur de réduction de profondeur " $r_d$ " .....	97
5.6.1 Calcul de " $r_d$ " .....	97
5.6.2 Les diagrammes de " $r_d$ " .....	99
5.6.3 Commentaires et discussion des résultats .....	99

5.7 Le rapport de la contrainte cyclique "CSR" .....	100
5.7.1 Calcul du "CSR" .....	100
5.7.2 Les diagrammes du "CSR" .....	101
5.7.3 Commentaires et discussion des résultats .....	103
5.8 Essai de pénétration standard "SPT" .....	103
5.8.1 Résultats des essais .....	103
5.8.2 Les diagrammes de "N" .....	104
5.8.3 Commentaires et discussion des résultats .....	105
5.9 Corrections de "N" .....	106
5.9.1 Corrections relatives aux conditions d'essai et au matériel utilisé .....	106
5.9.2 Correction relative à l'influence des fines .....	107
5.9.3 Les diagrammes de $(N_1)_{60}$ et $(N_1)_{60cs}$ .....	108
5.9.4 Commentaires et discussion des résultats .....	110
5.10 Le rapport de résistance cyclique "CRR" .....	110
5.10.1 Calcul du "CRR" .....	110
5.10.2 Les diagrammes du "CRR" .....	112
5.11 Le facteur de sécurité vis-à-vis de la liquéfaction "FS" .....	114
5.11.1 Calcul de "FS" .....	114
5.11.2 Les diagrammes de "FS" .....	115
5.11.3 Commentaires et discussion des résultats .....	116
5.12 Conclusion .....	117
<b>Conclusion générale</b> .....	<b>118</b>
<b>Références bibliographiques</b> .....	<b>120</b>
<b>Annexes</b> .....	<b>122</b>

# Liste des tableaux

## Chapitre 4 : Les essais in situ pour l'évaluation du potentiel de liquéfaction des sols

<b>Tableau 4.1</b> : Corrections du SPT modifié par Skempton, (1986). .....	70
<b>Tableau 4.2</b> : $\Delta(N_1)_{60}$ d'après Stark et Olsen. ....	73
<b>Tableau 4.3</b> : $\Delta(N_1)_{60}$ d'après Seed et Idriss, 1997. ....	73

## Chapitre 5 : Application au cas de la nouvelle centrale électrique de Mostaganem

<b>Tableau 5.1</b> : Zonage sismique en Algérie. ....	89
<b>Tableau 5.2</b> : Résultats des sondages. ....	91
<b>Tableau 5.3</b> : Profondeur de la nappe $z_w$ (m). ....	92
<b>Tableau 5.4</b> : Hauteurs du remblai nécessaires. ....	93
<b>Tableau 5.5</b> : Contraintes totales et effectives. ....	94
<b>Tableau 5.6</b> : Résultats du calcul de $r_d$ . ....	97
<b>Tableau 5.7</b> : Résultats des calculs du CSR. ....	100
<b>Tableau 5.8</b> : Résultats des essais SPT. ....	103
<b>Tableau 5.9</b> : Résultats des calculs de $(N_1)_{60}$ . ....	107
<b>Tableau 5.10</b> : Résultats des calculs de $(N_1)_{60cs}$ . ....	108
<b>Tableau 5.11</b> : Résultats des calculs du CRR. ....	111
<b>Tableau 5.12</b> : Résultats des calculs du facteur de sécurité. ....	114

# Liste des figures

## Chapitre 1 : Le phénomène de liquéfaction

<b>Figure 1.1</b>	: Phénomène de la liquéfaction à l'échelle microscopique .....	24
<b>Figure 1.2</b>	: Vue aérienne de la rupture de barrage de Fort Peck (corps de l'armée des États-Unis d'Ingénieurs, 1939, d'après Mike Jefferies et Ken Been, 2006) .....	26
<b>Figure 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 (d'après Peter M. Byrne et al, 2008). .....	27
<b>Figure 1.4</b>	: Rupture du pont de Showa, à Niigata au Japon, dues à l'épandage latéral dans le sol (d'après Peter M. Byrne et al, 2008). .....	27
<b>Figure 1.5</b>	: Liquéfaction dans les côtes du pacifique, Alaska, EU, 1964. ....	28
<b>Figure 1.6</b>	: Rupture latérale, un signe évident de liquéfaction. ....	28
<b>Figure 1.7</b>	: Rupture de remblai sur le lac Ackermann déclenché par un train de camions vibrosismiques (d'après Mike Jefferies et Ken Been, 2006).....	29
<b>Figure 1.8</b>	: Ebullition de sable au site de Wildlife (d'après le Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley ; Elgamal et al, 2001). ....	30
<b>Figure 1.9</b>	: Epandage latéral le long de la route Sandholdt (à gauche) et destruction d'un centre de recherche (à droite) à Moss Landing. (D'après le Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley; Elgamal et al, 2001). ....	30
<b>Figure 1.10</b>	: Ebullition de sable à l'aéroport d'Oakland, le long du fleuve de Salina et à la station marine de Moss Landing (D'après Robert E. Kayen et al, 1998). ....	31
<b>Figure 1.11</b>	: Séisme de Hyogo-ken Nanbu, Kobe, Japon, 1995. ....	31

<b>Figure 1.12</b>	: Ebullitions de sable de Zhanghua en Taiwan. ....	32
<b>Figure 1.13</b>	: Dommages dus à l'épandage latéral du sol en place. ....	32
<b>Figure 1.14</b>	: Fissures considérables dans le sol à Nantou. ....	33
<b>Figure 1.15</b>	: Bâtiments renversés à TAIWAN en 1999. ....	33
<b>Figure 1.16</b>	: Endommagement de bâtisses dû à la liquéfaction en Taiwan (d'après Dr Hsein, 2002). ....	33
<b>Figure 1.17</b>	: Liquéfaction près de la ville de Zemmouri (ébullitions de sable). ..	34
<b>Figure 1.18</b>	: Epandage latéral dû à Liquéfaction. ....	35
<b>Figure 1.19</b>	: Véhicule enlisé dans la liquéfaction, après le tremblement de terre à Christchurch, New Zealand (2011). ....	35
<b>Figure 1.20</b>	: Ebullitions de sable dues à la liquéfaction, après le tremblement de terre à Christchurch, New Zealand (2011). ....	36

## **Chapitre 2 : Etude de la susceptibilité des sols à la liquéfaction**

<b>Figure 2.1</b>	: La relation entre la distance épacentrale limite des sites dans lesquels la liquéfaction a été observée et la magnitude des séismes peu profonds (figure adaptée de Kramer, 1996). ....	39
<b>Figure 2.2</b>	: Fuseau granulométrique présentant les sols susceptibles à la liquéfaction (D'après Hunt, 1986). ....	42
<b>Figure 2.3</b>	: Sous grands chargements, tous les échantillons convergent vers la même densité et continuent à être cisailés avec une résistance au cisaillement constante. L'indice des vides correspondant à cette densité constante est appelé "indice des vides critique, $e_c$ ". ....	45
<b>Figure 2.4</b>	: La ligne CVR (échelle arithmétique de la pression effective de confinement). (Figure adaptée de Kramer, 1996). ....	45
<b>Figure 2.5</b>	: Comportement d'échantillons initialement denses / lâches sous des conditions drainées / non drainées. L'échelle de la pression effective de confinement est arithmétique en (a) et logarithmique en (b). (Figure adaptée de Kramer, 1996). ....	46

<b>Figure 2.6</b>	: La ligne CVR (échelle logarithmique de la pression effective de confinement). (Figure adaptée de Kramer, 1996). .....	46
<b>Figure 2.7</b>	: Liquéfaction, liquéfaction limitée et dilatation. (Figure adaptée de Kramer, 1996). .....	48
<b>Figure 2.8</b>	: Projection tridimensionnelle de la SSL sur les plans $e - \tau$ , $e - \sigma'$ et $\tau - \sigma'$ . (Figure adaptée de Kramer, 1996). .....	49
<b>Figure 2.9</b>	: La proportionnalité de $S_{su}$ et $\sigma'_{3c}$ nous donne une même pente pour la SSL basée sur la résistance et la SSL basée sur la pression effective de confinement. (Figure adaptée de Kramer, 1996). .....	49
<b>Figure 2.10</b>	: Ebullition de sable à l'aéroport d'Oakland, le long du fleuve de Salina et à la station marine de Moss Landing (D'après Robert E. Kayen et al, 1998). .....	50
<b>Figure 2.11</b>	: Le paramètre d'état. (Figure adaptée de Kramer, 1996). .....	51

### Chapitre 3 : L'initiation de la liquéfaction

<b>Figure 3.1</b>	: Comparaison entre essais drainé et non drainé d'un sol lâche (d'après Casagrande, 1975 et Castro, 1969 ; figure adaptée de Holtz et Kovacks, 1991). .....	54
<b>Figure 3.2</b>	: Comportement d'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 (figure extraite de Kramer ; 1996). .....	55
<b>Figure 3.3</b>	: Chemins de contraintes pour cinq échantillons soumis à des pressions de confinements différentes et ayant le même indice de vide initial, en conditions drainées et sous chargement monotone (adapté de Kramer, 1996). .....	57
<b>Figure 3.4</b>	: Courbe d'état critique (Steady State Line – SSL) et ligne d'initiation à la liquéfaction (Flow Liquefaction Surface – FLS) (figure adaptée de Kramer, 1996). .....	58



<b>Figure 3.5</b>	: Initiation de la liquéfaction lors d'un chargement statique et cyclique (Kramer, 1996). .....	58
<b>Figure 3.6</b>	: Zone de susceptibilité à la liquéfaction pour un essai cyclique non drainé (Kramer, 1996). .....	59

## **Chapitre 4 : Les essais in situ pour l'évaluation du potentiel de liquéfaction des sols**

<b>Figure 4.1</b>	: Facteur rd de réduction contre la profondeur au-dessous du niveau ou des surfaces au sol doucement en pente. (Andrus et Stokoe 2000). .....	63
<b>Figure 4.2</b>	: Facteur rd de réduction contre la profondeur au-dessous du niveau ou des surfaces au sol doucement en pente. (Andrus et Stokoe 2000). .....	65
<b>Figure 4.3</b>	: Appareillage de l'essai SPT. ....	68
<b>Figure 4.4</b>	: Courbe simplifiée recommandée pour le calcul du CRR pour Mw=7.5 (figure adaptée de Kramer, 1996). ....	71
<b>Figure 4.5</b>	: La relation entre les CSR causant la liquéfaction et les valeurs de $(N_1)_{60}$ des sables propres à M=7.5 (figure adaptée de Kramer, 1996). ....	72
<b>Figure 4.6</b>	: Variation de $\Delta(N_1)_{60}$ avec le contenu des fines (d'après Idriss et Boulanger, 2004). ....	74
<b>Figure 4.7</b>	: Courbe simplifiée pour le calcul du CRR pour Mw=7.5 (d'après Andrus et al, 2004). ....	77
<b>Figure 4.8</b>	: Courbe simplifiée pour le calcul du CRR basée sur $(N_1)_{60}$ pour Mw=7.5 (d'après Idriss et Boulanger, 2006). ....	78
<b>Figure 4.9</b>	: Courbe simplifiée pour le calcul du CRR basée sur $qc_{1N,cs}$ pour Mw=7.5 (d'après Andrus et al, 2004). ....	81
<b>Figure 4.10</b>	: Courbe simplifiée pour le calcul du CRR basée sur pour Mw=7.5 (d'après Idriss et Boulanger, 2006). .....	81

## Chapitre 5 : Application au cas de la nouvelle centrale électrique de "Mostaganem"

<b>Figure 5.1</b>	: Localisation du site. ....	87
<b>Figure 5.2</b>	: Chemin d'accès au site. ....	88
<b>Figure 5.3</b>	: Dunes de sable de mer. ....	88
<b>Figure 5.4</b>	: Carte de zonage sismique. ....	89
<b>Figure 5.5</b>	: Vue panoramique de l'essai plus le schéma de la sondeuse à type de lavage rotatif. ....	91
<b>Figure 5.6</b>	: Diagrammes des contraintes totales et effectives. ....	96
<b>Figure 5.7</b>	: Diagrammes de $r_d$ en fonction de la profondeur. ....	99
<b>Figure 5.8</b>	: Diagrammes des CSR en fonction de la profondeur. ....	102
<b>Figure 5.9</b>	: Diagrammes de N en fonction de la profondeur. ....	105
<b>Figure 5.10</b>	: Diagrammes de $(N_1)_{60}$ et $(N_1)_{60cs}$ en fonction de la profondeur ...	110
<b>Figure 5.11</b>	: Diagrammes des CRR en fonction de la profondeur. ....	113
<b>Figure 5.12</b>	: Diagrammes des FS en fonction de la profondeur. ....	116

## Liste des symboles

$\tau$	: résistance au cisaillement
$\sigma'$	: contrainte effective
$u$	: pression interstitielle
$e$	: indice des vides
$e_c$	: indice des vides critique
$\sigma'_{3c}$	: contrainte effective de confinement
$S_{su}$	: résistance en état stationnaire
$\psi$	: paramètre d'état
$e_{ss}$	: l'indice des vides sur la ligne de l'état stationnaire
$M$	: magnitude du séisme
$\varepsilon_a$	: déformation axiale
$q'$ et $p'$	: Coordonnées du chemin des contraintes
$z$	: la profondeur
$a$	: L'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
$\sigma'_v$	: la contrainte verticale effective
$N$	: nombre de coups de l'essai SPT
$(N_1)_{60}$	: le $N$ corrigé
$FC$	: pourcentage des fines (Fine Content)
$\Delta(N_1)_{60}$	: l'incrément de résistance dû aux fines
$(N_1)_{60cs}$	: le $(N_1)_{60}$ corrigé

# Liste des abréviations

- CVR** : ligne d'indice des vides critique (Critical Void Ratio line)
- SSL** : ligne de l'état stationnaire (Steady State Line)
- FLS** : ligne d'initiation de la liquéfaction (Flow Liquefaction Surface)
- SPT** : essai de pénétration standard (Standard Penetration Test)
- CPT** : essai de pénétration au cône (Cone Penetration Test)
- CSR** : rapport de la contrainte cyclique (Cyclic Stress Ratio)
- CRR** : rapport de la résistance cyclique (Cyclic Resistance Ratio)
- MSF** : le facteur de correction de magnitude (Magnitude Scaling Factor)
- FS** : le facteur de résistance vis-à-vis de la liquéfaction

## *Introduction générale*

La liquéfaction est l'un des phénomènes les plus importants et les plus complexes de la dynamique des sols (Kramer, 1996). Lorsqu'un sol, saturé ou partiellement saturé, est soumis à un chargement rapide, tel qu'un séisme, un raz de marée ou un choc, monotone ou cyclique, il peut perdre sa résistance au cisaillement ainsi que sa capacité portante. Les grains du sol perdent contact (flottent), le sol se comporte alors comme un fluide, et pendant cette très courte instabilité, d'énormes dégâts peuvent être causés, renversement de bâtiments, glissements de terrains, effondrement de barrages, endommagement d'ouvrages de très grande importance ..., ce qui a été observé lors de nombreux séismes dans les quatre coins du monde.

Pour initier ce phénomène, le sol doit satisfaire de nombreux critères historiques, géologiques, compositionnels et d'état, dont l'âge du dépôt de sol, le processus de sa formation, la présence de l'eau, la taille et la forme des grains, la gradation, la conductivité hydraulique, l'état de contraintes ...

En effet, la liquéfaction se produit généralement dans les sols pulvérulents, qui permettent, lors de l'application d'un chargement, de développer un excès de pressions interstitielles qui, en se cumulant dû à la vitesse du chargement, cause la perte de contact inter granulaire et, par conséquence, initie la liquéfaction.

Lorsque le sol est fin ou contient des particules fines, une cohésion ou adhésion tend à se développer entre ces particules, les empêchant ainsi de se séparer. En conséquence, les sables contenant une certaine fraction fine révèlent une meilleure résistance à la liquéfaction que les sables propres.

Durant une longue période, les sols fins ont été considérés comme non-liquéfiables, ou à faible potentiel de liquéfaction. Cependant, en 1999, deux grands séismes ont dramatiquement contredit cette idée : Le séisme de Kocaeli dans la ville d' Adapazari en Turquie, et celui de Chi-Chi dans les villes de Wu Feng, Yuang Lin, et Nanton en Taiwan. Dans ces villes, des dégâts significatifs dus à la liquéfaction, tels que la perte partielle ou totale de la capacité portante des structures à fondations superficielles, se sont produits dans des sites où les sols révèlent une cohésion considérable. Quant aux sols graveleux, ceux-ci sont généralement beaucoup plus perméables que les sols sableux, et donc peuvent rapidement dissiper les pressions interstitielles excessives générées par un chargement cyclique, à condition qu'ils aient un temps suffisant pour le faire.

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 du sol. Par la suite, cette procédure a subi plusieurs modifications ou améliorations, notamment par Seed (1979), Seed et Idriss (1982), et Seed et al. (1985).

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 Maueri. 2006; Pai-Hsiang Tsai et al. 2009).

Ce travail est fait en deux parties :

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

Un premier chapitre définissant et expliquant le phénomène de liquéfaction, en l'illustrant enfin par les cas de liquéfaction qui ont marqué l'histoire du XX<sup>e</sup> siècle, ainsi que le début du XXI<sup>e</sup>.

Un deuxième chapitre présentant les critères de susceptibilité des sols à la liquéfaction, historiques, géologiques, compositionnels et d'état.

Un troisième chapitre traitant l'initiation du phénomène de liquéfaction, sous chargement monotone ou cyclique, définissant ainsi une frontière entre les sols susceptibles et non susceptibles à la liquéfaction.

Enfin, un quatrième chapitre présentant, en détail, les démarches à suivre pour l'évaluation du potentiel de liquéfaction des sols par des méthodes in situ.

**La deuxième partie :** Application au cas de la nouvelle centrale électrique de Mostaganem :

Dans cette partie, on va déterminer le potentiel de liquéfaction du site prévu pour la construction de la nouvelles centrale électrique de Mostaganem.

# **Partie I**

## **Recherche bibliographique**

# **Chapitre 1**

## **Le phénomène de liquéfaction**



## 1.1. Introduction

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

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. Ce chapitre, après définition et explication du phénomène de liquéfaction des sols, présentera les cas de liquéfaction qui ont marqué l'histoire dont : barrage de Fort Peck 2038, Niigata au Japon en 1964, Alaska aux Etats Unis en 1964, liquéfaction induite par des vibrations de machines 1987, Wildlife Refuge, Californie (1987), Moss Landing, Californie (1989), Port d'Island, Kobe, Japon (1995), Chi-Chi, Taiwan (1999), Boumerdes, Algérie (2003), Christchurch, Nouvelle Zélande (2011)...

## 1.2. Description du phénomène :

La liquéfaction du sol se produit principalement dans les sols pulvérulents saturés. Pendant un séisme fort, un sable lâche saturé a tendance à se compacter, donc à diminuer de volume. Si ce sable ne parvient pas à se drainer rapidement, il va y avoir une augmentation de la pression interstitielle. La contrainte effective est la différence entre la contrainte totale et la pression interstitielle, donc, avec l'augmentation de l'oscillation, la pression interstitielle va augmenter au point où elle sera égale à la pression totale, et puisque la résistance au cisaillement " $\tau$ " est proportionnel à la contrainte effective  $\sigma'$ , le sable perd sa résistance au cisaillement et se comporte comme un fluide.

Casagrande, 1975, Castro et Poulos, 1977 ont défini la liquéfaction comme la perte d'une grande partie de la résistance au cisaillement, d'un sable saturé, sous chargement monotone ou cyclique. La liquéfaction n'est donc pas nécessairement associée à une annulation totale des contraintes effectives. Selon Poulos et al. 1985, ce phénomène peut se produire aussi sous des sollicitations dynamiques, voire sismiques. Il peut également se développer dans le cas de sables denses pour des niveaux très élevés de l'état de contraintes. Les cas de liquéfaction recensés dans la littérature ont été caractérisés par l'instantanéité du déclenchement, la vitesse élevée de propagation, et le volume très important de sols emportés sur des distances significatives.

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

Hazen a expliqué ce phénomène par une concentration de pressions induite par un mouvement ou une déformation dans le matériau. Lorsque ceci se produit rapidement, l'eau contenue entre les pores est mise sous pression. L'augmentation continue de cette pression interstitielle conduit à une diminution des forces intergranulaires dans le sol (Figure 1-1), et le matériau perd toute sa résistance lorsque la pression interstitielle devient égale à la contrainte effective initiale.

### 1.3. La liquéfaction à l'échelle microscopique :

Pour comprendre le phénomène de liquéfaction, il est important de connaître les conditions dans lesquelles le sol était avant le séisme.

En fait, un sol consiste d'un assemblage de particules individuelles. En s'approchant de ces particules, on peut voir que chacune d'elles est en contact avec plusieurs particules voisines. Le poids des particules sus-jacentes produit les forces de contact entre les particules, ces forces maintiennent les particules individuelles en place et donne au sol sa résistance.

La liquéfaction a lieu lorsque la structure d'un sable lâche saturé se rompt à cause de la rapidité de la charge appliquée. Au moment où la structure se rompt, les particules du sol tendent à se mettre dans une configuration plus dense. Dans un séisme, cependant, il n'y a pas suffisamment de temps pour que l'eau des pores du sol soit évacuée. Au contraire, cette eau est "condamnée" et empêche les particules du sol de se rapprocher. Cela est accompagné d'une augmentation de la pression d'eau qui diminue les forces de contact entre les particules du sol, et donc réduit la résistance au cisaillement et fragilise le dépôt de sol.



Figure 1 - 1 : Phénomène de la liquéfaction à l'échelle microscopique

On observe dans la deuxième configuration (figure 1-1) que les forces de contacts sont très petites, cela à cause de la forte pression d'eau. Dans le cas extrême, la pression de l'eau de pores peut devenir très grande au point où plusieurs particules du sol perdent contact avec leurs particules voisines. Dans un tel cas, le sol va avoir une très petite résistance, et va donc se comporter plus comme un liquide qu'un solide, d'où le nom "liquéfaction".

## 1.4. Cas de la liquéfaction dans le monde :

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

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

### 1.4.1. Barrage de Fort Peck, Etats Unis (1938)

Le cas du barrage de Fort Peck est un exemple classique de la liquéfaction. La construction de barrage a débuté en 1934 sur Missouri River au Montana, situé à une distance d'environ 70 milles au sud de la frontière canadienne. Des sables de rivière et des sols alluviaux granuleux ont été pompés et déchargés par des canalisations le long des bords extérieurs, formant de ce fait des plages inclinées vers la piscine de noyau central. La gradation en résultant était du plus brut sur le bord externe au plus fin dans la piscine du noyau. La fondation était composée de sables alluviaux, de graviers et d'argiles.

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

#### **1.4.2. Niigata, Japon (1964)**

La ville de Niigata est située à l'estuaire des fleuves d'Agano et Shinano. Cet environnement géologique a engendré des dépôts de sables lâches avec une nappe phréatique peu profonde. La surface du sol dans ces espaces est relativement plate. Durant le séisme de Niigata le 16 Juin, 1964 de magnitude 7.5 sur l'échelle de Richter, la liquéfaction a été observée dans les espaces près des rivières. Cette liquéfaction a été accompagnée par des ruptures de fondation, des effondrements des retenues et des épandages latéraux dans le sol, causant 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 1-3).

Lorsque la liquéfaction s'est produite, la résistance du sol sous fondations s'est réduite de sa valeur initiale, assurant une capacité portante suffisante pour supporter les bâtiments, à la résistance résiduelle du sol liquéfié. Puisque la résistance résiduelle était inférieure à la contrainte de cisaillement imposée par le poids des bâtiments, une rupture du sol s'est produite engendrant de très grandes déformations (Figure 1-3).



**Figure 1 - 3 : Inclinasion des bâtiments d'appartements de Kawagishi-cho à Niigata au Japon dues à la chute de la capacité portante du sol par liquéfaction (d'après Peter M. Byrne et al, 2008).**

Le pont de Showa près de la rivière de Shinano s'est effondré, car lorsque la liquéfaction s'est produite, l'épandage latérale du sol a causé le déplacement du sol sous le lit de la rivière, imposant des pressions sur les pieux de fondation qui ont, par la suite, subit une déflexion et se sont déplacés et ont induit une rupture du tablier (Figure 1-4).



**Figure 1 - 4 : Rupture du pont de Showa, à Niigata au Japon, dues à l'épandage latéral dans le sol (d'après Peter M. Byrne et al, 2008).**

### 1.4.3. Alaska, Etats Unis (1964)

Comme plusieurs zones du Pacifique, la côte sud d'Alaska subit plusieurs séismes. Le fameux "Good Friday", vendredi 27 Mars 1964, un séisme très fort de 9.2 de magnitude a frappé exactement au Prince William Sound, et a causé des dégâts énormes sous forme de glissements de terrains et de liquéfaction comme illustré dans la figure 1-5. Ce séisme n'est pas seulement le second plus important séisme jamais enregistré, mais il a duré plus de 3 minutes et a été senti sur une surface de 500.000 miles<sup>2</sup> (plus de 800.000 km<sup>2</sup>). Un tsunami, 5 heures après le séisme, a provoqué des dégâts supplémentaires aux quais et à toutes toutes les structures côtières, et a causé 5 décès à Crescent City en Californie.



Figure 1 - 5 : *Liquéfaction dans les côtes du pacifique, Alaska, EU, 1964.*

La liquéfaction dans les couches de sable, et dans les joints de sable et de limon dans les sols argileux, a causé plusieurs glissements de terrains destructifs qui ont eu lieu durant le séisme (Seed, 1973). Les joints et les lentilles liquéfiés ont remanié les sols argileux, et ont causé une chute de résistance au-dessous des niveaux requis pour la stabilité.



Figure 1 - 6 : *Rupture latérale, un signe évident de liquéfaction.*

#### 1.4.4. Liquéfaction induite par des vibrations de machines

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. La largeur de route varie d'environ 2 à 4 m au-dessus du niveau d'eau. Les pentes latérales étaient 2H: 1V sur un côté et 4H: 1V sur l'autre.

Le 24 Juin 1987, le remblai a été traversé par un train de six camions vibrosismiques qui effectuaient des levés géophysiques pour l'exploration pétrolière. Un vibrosismique est une plaque vibrante qui est pressée contre le sol et excitée en utilisant un vibreur poids excentrique. Typiquement, la fréquence est modifiée linéairement lors de l'excitation, dans ce cas de 8 à 58 Hz pendant un temps de 8 secondes. Cela a donné 264 cycles d'amplitude uniforme. Cette prospection a mobilisé six camions dans un train avec les unités vibrosismiques reliés électroniquement pour les maintenir en phase, le train de camions, pare-chocs contre pare-chocs, est de 74 m de longueur (Figure 1-7).

La figure 1-7 montre la rupture provoquée par les camions lorsque les unités vibrosismiques ont été activées sur le dessus du remblai. Notez que deux camions sont presque submergés à la pointe de la pente qui a rompu. Le conducteur du dernier camion du train a vu la rupture qui se développait en face de lui et a pu faire marche arrière ; les camions deuxième, troisième et cinquième ont glissé dans le lac où le remblai s'est liquéfié. Les conducteurs, heureusement, ont pu s'échapper à travers les portes et les fenêtres des camions submergés.

Les conducteurs ont déclaré sentir comme si la terre avait complètement disparu sous eux, et qu'ils se sentaient en chute libre, plutôt qu'en glissement dans le lac. La rupture était suffisamment rapide pour provoquer une vague de 4,5 m de haut qui a traversé le lac et détruit un quai.



Figure 1 - 7 : Rupture de remblai sur le lac Ackermann déclenché par un train de camions vibrosismiques (d'après Mike Jefferies et Ken Been, 2006).

### 1.4.5. Wildlife Refuge, Californie (1987)

Le site Wildlife Refuge a été frappé par deux séismes de *12 heures* d'intervalle (Holzer et al.1989, Elgamal et al. 2001). Situé dans l'un des espaces sismiques les plus actifs de la Californie, il est constitué d'une couche superficielle de silt de *2.7 m* d'épaisseur sous laquelle il y a une couche de sable silteux liquéfiable de *3.3 m* d'épaisseur. La nappe phréatique sur les lieux est de *2 m* environ de profondeur. Le premier examen du site après l'événement a révélé des ébullitions de sable et plusieurs ouvertures dans le sol (Figure 1-8).



Figure 1 - 8 : *Ebullition de sable au site de Wildlife (d'après le Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley; Elgamal et al, 2001).*

### 1.4.6. Moss Landing, Californie (1989)

Le séisme de Loma Prieta, en 1989, a engendré de grands épandages latéraux associés à la liquéfaction le long de la station marine de Moss Landing causant ainsi des dommages significatifs dans les routes et les structures (Figure 1-9).



Figure 1 - 9 : *Epanchage latéral le long de la route Sandholdt (à gauche) et destruction d'un centre de recherche (à droite) à Moss Landing. (D'après le Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley; Elgamal et al, 2001).*



Ce séisme a aussi engendré des ébullitions de sable comme montrées sur la figure 1-10 :



Figure 1 - 10 : *Ebullition de sable à l'aéroport d'Oakland, le long du fleuve de Salina et à la station marine de Moss Landing (D'après Robert E. Kayen et al, 1998).*

#### 1.4.7. Port d'Island, Kobe, Japon (1995)

Les installations portuaires sont souvent situées dans des zones susceptibles de liquéfaction, d'ailleurs, plusieurs ont été endommagées par la liquéfaction durant les séismes passés. La plupart des ports ont des structures de soutènement majeurs, ou des murs de quai, pour permettre aux grands bateaux d'amarrer au bord des quais. Lorsque le sol derrière et/ou sous un tel mur se liquéfie, la pression qu'il exerce sur le mur peut augmenter énormément, suffisamment pour causer le glissement du mur et/ou son inclinaison vers l'eau.



(a) Endommagement du mur de soutènement.



(b) Déplacement latéral d'un mur de quai, Port Island.



(c) Déplacement latéral : 1,2 - 2m de la surface pavée avec inondation locale.



(d) Murs de quai poussés de 2 -3 m et enfoncés de 3 - 4 m

Figure 1 - 11 : *Séisme de Hyogo-ken Nanbu, Kobe, Japon, 1995.*

### 1.4.8. Chi-Chi, Taiwan (1999)

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

Des ébullitions de sable, la première évidence d'occurrence de liquéfaction :



Figure 1 - 12 : *Ebullitions de sable de Zhanghua en Taiwan.*

Des épandages latéraux (lateral spreadings) :



Figure 1 - 13 : *Dommages dus à l'épandage latéral du sol en place.*

Des Fissures considérables dans le sol à Nantou :



Figure 1 - 14 : *Fissures considérables dans le sol à Nantou.*

Des bâtiments entiers renversés :



Figure 1 - 15 : *Bâtiments renversés à TAIWAN en 1999.*

Des bâtisses ayant subi des endommagements très remarquables :



Figure 1 - 16 : *Endommagement de bâtisses dû à la liquéfaction à Taiwan (d'après Dr Hsein, 2002).*

### 1.4.9. Boumerdes, Algérie (2003)

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

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

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

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

La liquéfaction et les épandages latéraux étaient présents dans les secteurs près de la rivière d'Isser et dans les gisements étendus de sable de plage.

Des ébullitions de sable ont été observées près du pont traversant la rivière d'Isser (figure 1-17).



Figure 1 - 17 : Liquéfaction près de la ville de Zemmouri (ébullitions de sable).

La liquéfaction due à l'épandage latéral près de la rivière d'Isser est illustrée par la figure 1-18



Figure 1 - 18 : *Epandage latéral dû à Liquéfaction.*

#### 1.4.10. Christchurch, New Zealand (2011)

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



Figure 1 - 19 : *Véhicule enlisé dans la liquéfaction, après le tremblement de terre à Christchurch, New Zealand (2011).*

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



**Figure 1 - 20 :** *Ebullitions de sable dues à la liquéfaction, après le tremblement de terre à Christchurch, New Zealand (2011).*

## 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 la liquéfaction peut avoir lieu ?
3. **Si oui**, va-t-il y avoir des endommagements ?

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 2**

## **Etude de la susceptibilité des sols à la liquéfaction**



## 2.1. Introduction

Les sols ne sont pas tous susceptibles à la liquéfaction, par conséquent, la première étape dans l'évaluation des risques de liquéfaction d'un sol est l'évaluation de sa susceptibilité à la liquéfaction. Si le sol dans un site particulier n'est pas susceptible, les risques de liquéfaction n'existent pas et leur évaluation peut alors être terminée. Si le sol est susceptible, le problème de l'initiation de la liquéfaction doit être abordé. Il existe plusieurs critères avec lesquels la susceptibilité à la liquéfaction peut être déterminée. On compte les critères historiques, géologiques, compositionnels et d'état.

## 2.2. Critères historiques

### 2.2.1. Historique des séismes antérieurs

La plus grande partie des informations sur le comportement de liquéfaction est le fruit des investigations sur terrain des séismes antérieures, qui ont montré que la liquéfaction se reproduit souvent dans la même localisation lorsque les conditions du sol et de l'eau souterraine restent inchangées. Ainsi les cas de liquéfaction antérieures peuvent être utilisés pour identifier des sites spécifiques, ou des conditions de site plus générales, qui peuvent être par la suite -les sites-susceptibles à la liquéfaction lors des futurs séismes. Youd (1991) a décrit un nombre de cas où l'évidence historique de liquéfaction a été utilisée pour tracer une carte de susceptibilité à la liquéfaction.

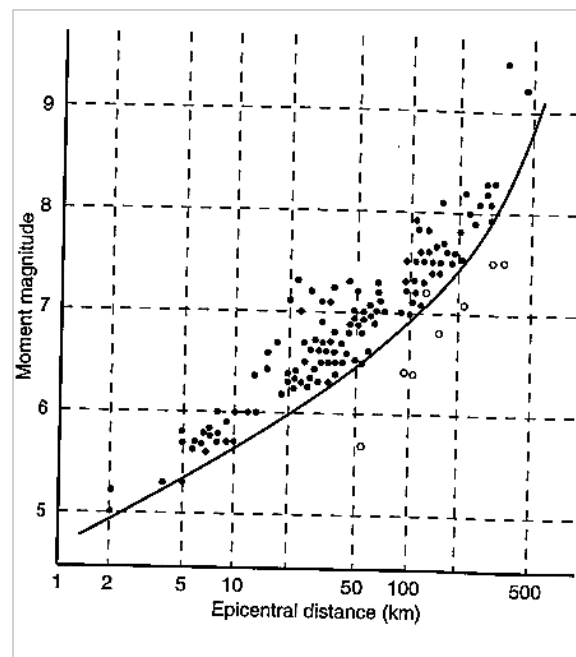


Figure 2 - 1 : La relation entre la distance épacentrale limite des sites dans lesquels la liquéfaction a été observée et la magnitude des séismes peu profonds (figure adaptée de Kramer, 1996).

Ces investigations ont montré aussi que les effets de la liquéfaction ont historiquement été limités aux zones proches de la source du séisme. Ambrasays (1988) a compilé des informations -des quatre coins du monde- des séismes peu profonds pour estimer une distance épacentrale limite au-delà de laquelle la liquéfaction n'a pas été observée dans les séismes de différentes magnitudes (figure 2-1). La distance jusqu'où la liquéfaction peut être prédite augmente énormément avec l'augmentation de la magnitude. Tandis que les relations du type de la figure 2-1 n'offrent aucune garantie que la liquéfaction ne peut pas avoir lieu à des distances plus grandes, elles sont utiles pour l'estimation des scénarios de risques de liquéfaction régionale.

### **2.2.2. Historique du chargement**

Il est fréquent que le phénomène de liquéfaction n'apparaisse pas lors d'un chargement cyclique pour cause d'un niveau de chargement trop faible. Les effets de ce chargement induisent une densification du matériaux conduisant à l'augmentation de sa résistance à la liquéfaction (Seed et al., 1975).

## **2.3. Critères géologiques**

Les dépôts de sol qui sont susceptibles à la liquéfaction sont formés dans des environnements à rang géologique étroit. L'environnement de dépôt, l'environnement hydrologique et l'âge d'un dépôt de sol contribuent tous à sa susceptibilité à la liquéfaction.

### **2.3.1. Processus de formation du dépôt**

Les processus formant des sols à gradation uniforme et à des états lâches produisent des sols susceptibles à la liquéfaction. Par conséquent, les dépôts fluviaux, colluviaux et éoliens lorsque saturés sont souvent susceptibles à la liquéfaction. La liquéfaction a été observée également dans les plaines alluviales, les plages et les dépôts estuariens. La susceptibilité à la liquéfaction d'anciens dépôts de sols est généralement plus faible que celle des plus jeunes.

### **2.3.2. Age du dépôt**

Avec le temps, les particules auront tendance à se réarranger dans une configuration plus dense et à se cimenter (Leon et al., 2006) conduisant à une augmentation de la résistance à la liquéfaction du dépôt (Youd et al., 2001). Cette observation a été confirmée dans le cas de déposition naturelle (Leon et al., 2006) et artificielle (Troncoso, 1986). Cette tendance dans le cas des résidus miniers a également été confirmée par James (2009) lors de l'étude de données fournies par des tests de pénétration standard (SPT) réalisés sur les résidus d'une mine de cuivre de la province du Québec.

### 2.3.3. Profondeur de la nappe phréatique

La liquéfaction se produit seulement dans les sols relativement saturés. La profondeur de la nappe d'eau souterraine (libre ou captive) influe sur la susceptibilité à la liquéfaction. Cette dernière diminue avec l'augmentation de la profondeur de la nappe d'eau ; les effets de la liquéfaction sont le plus souvent observés dans les sites où la profondeur de la nappe d'eau est juste à quelques mètres de la surface du sol. Dans les sites où le niveau de la nappe d'eau fluctue significativement, les risques de liquéfaction peuvent aussi fluctuer.

### 2.3.4. Les remblais

Les dépôts de sol résultants d'une activité humaine méritent aussi de l'attention. Les dépôts lâches, comme ceux placés sans compactage, sont souvent susceptibles à la liquéfaction. Les dépôts de sol formés par sédimentation présentent un risque sismique très important.

## 2.4. Critères compositionnels

Comme 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. Ces caractéristiques incluent la taille des particules, la forme et la gradation.

Pendant plusieurs années, on pensait que les phénomènes liés à la liquéfaction étaient limités aux sables. Les sols à grains plus fins étaient considérés comme incapables de générer la grande pression des pores communément associée à la liquéfaction, et les sols à grains grossiers étaient considérés très perméables pour pouvoir maintenir une pression de pores générée suffisamment longtemps pour que la liquéfaction se développe.

### 2.4.1. Granulométrie et angularité

La granulométrie a des effets significatifs sur la résistance à la liquéfaction d'un sol. Un échantillon présentant une granulométrie peu étalée aura en effet un indice des vides souvent élevé augmentant le potentiel à la liquéfaction. Dans le cas de sols à granulométrie étalée, les grains fins occupent l'espace entre les grains plus grossiers ce qui permet d'obtenir une structure plus stable et plus résistante. Une détermination rapide du risque à la liquéfaction d'un sol est possible en comparant sa courbe granulométrique avec la figure 2-2. Cette dernière indique un fuseau de granulométrie de sols naturels susceptibles à la liquéfaction tel que proposé par Hunt (1986).

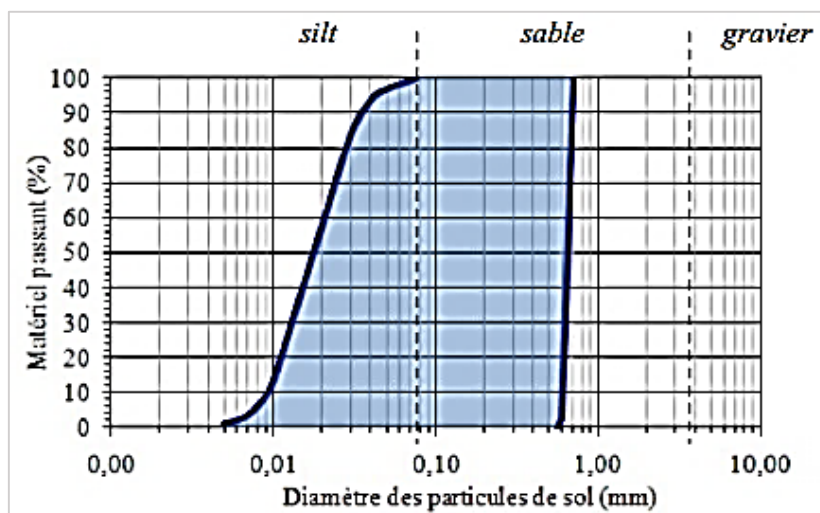


Figure 2 - 2 : Fuseau granulométrique présentant les sols susceptibles à la liquéfaction (D'après Hunt, 1986).

La forme des particules peut aussi influencer la susceptibilité à la liquéfaction. Les sols à particules arrondies se densifient plus facilement que les sols à grains anguleux. En outre, les particules arrondies se trouvent fréquemment dans les environnements fluviaux et alluviaux où les sols sont saturés et déposés à l'état lâche. En conséquence, les sols à grains arrondis sont souvent plus susceptibles à la liquéfaction.

#### 2.4.2. Présence des fines

Plusieurs études visant à caractériser l'influence de la présence de fines sur la résistance à la liquéfaction d'un sol indiquent qu'il s'agit d'un paramètre influent. D'après James (2009), chaque sol présente une valeur limite unique en dessous de laquelle la résistance à la liquéfaction diminue avec la diminution du pourcentage des fines et au-dessus de laquelle cette résistance est relativement constante.

#### 2.4.3. Plasticité

L'influence de la plasticité peut être évaluée à l'aide des limites d'Atterberg qui permettent de définir l'indice de plasticité ( $I_P = w_L - w_P$ ) associée à la gamme des teneurs en eau à l'intérieur de laquelle le sol se comporte en matériau plastique. Les sols présentant un indice de plasticité  $I_P$  modéré à élevé ne sont pas sujets à la liquéfaction bien qu'ils puissent subir un ramollissement cyclique (Kramer, 1996). La résistance à la liquéfaction augmenterait avec la valeur de l'indice de plasticité.

La liquéfaction des limons non-plastiques a été observée (à Ishihara, 1984, 1985) en laboratoire et sur terrain, ce qui montre que, pas seulement la taille des grains, mais les caractéristiques de plasticité ont aussi leur influence sur la susceptibilité à la liquéfaction des sols à grains fins. Les limons grossiers, à particules volumineuses, et qui sont pulvérulents et non-plastiques, sont complètement susceptibles à la liquéfaction (Ishihara, 1993) ; les limons les plus fins, avec des particules irrégulières ou peu plates, montrent généralement une cohésion assez suffisante pour empêcher la liquéfaction.

#### 2.4.4. Degré de saturation

Pour initier la liquéfaction, le sol ne doit pas forcément être dans des conditions de saturation complète. Le degré de saturation est toutefois un autre paramètre important. La différence entre deux sols saturés respectivement à 100% et 95% est loin d'être négligeable, la résistance à la liquéfaction pouvant être supérieure de 15% à 20% dans le second cas (Xia et Hu, 1991). Le développement de la succion dans le cas d'un échantillon moins saturé pourrait être à l'origine de cette augmentation de résistance, induisant une cohésion apparente au sein de l'échantillon (James, 2009).

Le degré de saturation d'un échantillon peut-être déterminé expérimentalement à l'aide du coefficient de Skempton  $\bar{B}$  qui vise à caractériser la réponse du sol sur lequel une contrainte hydrostatique est appliquée. Une valeur de  $\bar{B}$  proche de l'unité indique une bonne saturation, la contrainte appliquée a un effet direct sur la réponse du sol. Yang et al. (2004) ont traité de nombreux résultats provenant d'études sur le degré de saturation et ont conclu que la résistance à la liquéfaction était significativement augmentée lors de la diminution de la saturation.

#### 2.4.5. Conductivité hydraulique

La génération de pressions interstitielles est la cause du développement du phénomène de liquéfaction, comme il a été mentionné précédemment. La conductivité hydraulique  $k_{sat}$  est un facteur important dans l'initiation du phénomène. Dans le cas d'une conductivité moyenne à élevée, la dissipation des pressions interstitielles peut-être suffisamment rapide pour empêcher le développement de la liquéfaction. Dans le cas de sols granulaires présentant une conductivité hydraulique plus faible, la susceptibilité est normalement plus élevée. L'utilisation de méthode de drainage est régulièrement utilisée pour remédier au problème.

#### 2.4.6. Les critères Chinois

Les argiles restent non-susceptibles à la liquéfaction, bien que les argiles sensibles puissent montrer un ramollissement de contraintes similaire à celui d'un sol liquéfiable. Les sols à grains fins qui satisfont chacun des quatre critères Chinois suivants (Wang, 1979) peuvent être considérés comme susceptibles à une perte de résistance significative :

- La fraction des plus fins que  $0.005 \text{ mm} \leq 15\%$
- La limite de liquidité,  $LL \leq 35\%$
- La teneur en eau  $\geq 0.9 LL$
- L'indice de liquidité  $\leq 0.75$

### **2.4.7. L'effet de la "membrane penetration"**

La liquéfaction des graviers a été observée sur terrain (Coulter and Migliaccio, 1966 ; Chang, 1978 ; Wong, 1984 ; Youd et al. ,1985 ; Yegian et al. ,1994) et en laboratoire (Wong et al. ,1975 ; Evans and Seed, 1987). On pense maintenant que les effets de "membrane penetration" sont les responsables de la grande résistance à la liquéfaction observée dans les investigations de laboratoires sur les sols graveleux. Lorsque la dissipation des pressions des pores est empêchée par la présence de couches imperméables de sorte que les conditions non drainées existent réellement, les sols graveleux peuvent être aussi susceptibles à la liquéfaction.

### **2.4.8. La gradation**

La susceptibilité à la liquéfaction est influencée par la gradation. Les sols bien gradués sont généralement moins susceptibles à la liquéfaction que ceux qui sont mal gradués ; le remplissage des vides entre les particules les plus larges par les particules les plus petites dans un sol bien gradué résulte en un bas potentiel de changement de volume sous des conditions drainées et, par conséquent, un plus petit excès des pressions des pores sous conditions non-drainées. L'évidence sur terrain a montré que la plupart des liquéfactions avaient eu lieu dans des sols mal gradués.

## **2.5. Critères d'état**

Même si le sol est passé par tous les critères précédents, il peut encore être susceptible ou pas à la liquéfaction. La susceptibilité à la liquéfaction dépend aussi de l'état initial du sol (i.e., les caractéristiques des contraintes et de la densité au moment du séisme).

Comme la tendance à générer un excès de pressions des pores d'un sol particulier est très influencée par la densité et les conditions de contraintes initiales, la susceptibilité à la liquéfaction dépend fortement de l'état initial du sol.

### **2.5.1. L'indice des vides critique**

Casagrande (1936) a fait des essais triaxiaux drainés sur des échantillons de sable initialement lâches et initialement denses. Les résultats (figure 2-3) ont montré que tous les échantillons testés sous une contrainte effective de confinement constante convergent vers la même densité.

Les échantillons initialement lâches se sont contractés, ou densifiés, pendant le cisaillement, alors que les échantillons initialement denses se sont d'abord contractés, avant de se dilater très rapidement après.

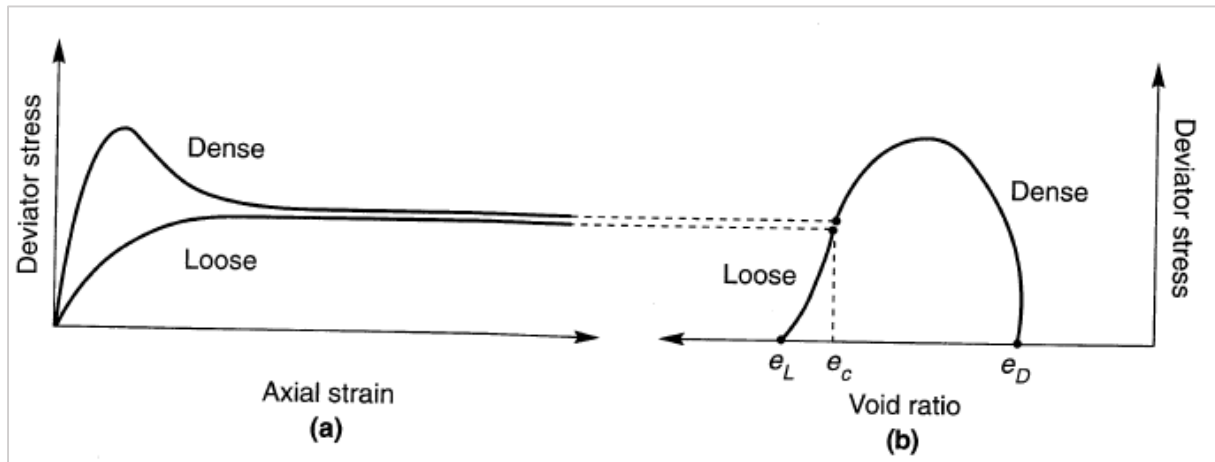


Figure 2 - 3 : Sous grands chargements, tous les échantillons continuent à se déformer sous contrainte constante et à densité constante. L'indice des vides correspondant à cette densité constante est appelé "indice des vides critique,  $e_c$ ".

### 2.5.2. La ligne de l'indice des vides critique CVR (Critical Void Ratio line)

En performant des essais sous des pressions de confinement effectives différentes, Casagrande a trouvé que l'indice des vides critique est uniquement lié à la pression de confinement effective, et a appelé le graphe de cette relation la ligne "CVR" (Critical Void Ratio line), ou la ligne de l'indice des vides critique (figure 2-4). En définissant l'état du sol en termes d'indice des vides et de pression de confinement critique, la ligne CVR peut être utilisée pour marquer la frontière entre l'état lâche (contractant) et l'état dense (dilatant).

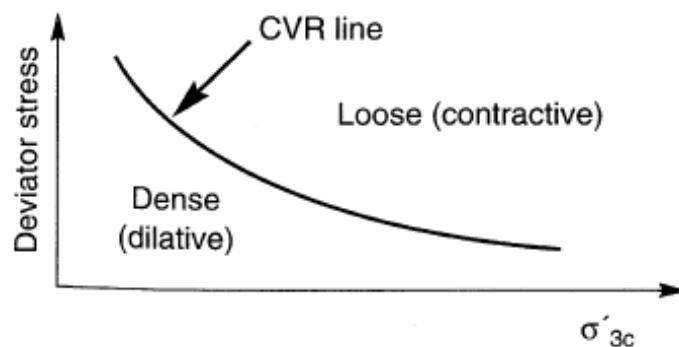


Figure 2 - 4 : La ligne CVR (échelle arithmétique de la pression effective de confinement). (figure adaptée de Kramer, 1996).

### 2.5.3. Comportement des sols denses et des sols lâches

L'équipement nécessaire pour mesurer la pression des pores n'était pas disponible à l'époque, mais Casagrande a supposé que les essais non drainés auraient produit un excès de pression des pores positif (à cause de la tendance à la contraction) dans les échantillons lâches, et un excès de pression des pores négatif (à cause de la tendance à la dilatation) dans les échantillons denses (figure 2-5), jusqu'à ce que la ligne CVR soit atteinte.

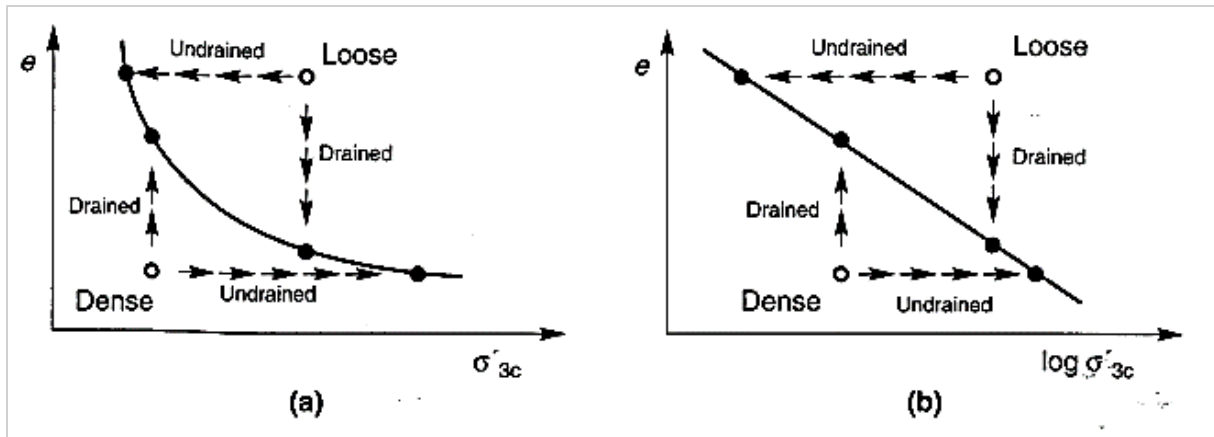


Figure 2 - 5 : Comportement d'échantillons initialement denses / lâches sous des conditions drainées / non drainées. L'échelle de la pression effective de confinement est arithmétique en (a) et logarithmique en (b). (figure adaptée de Kramer, 1996).

Cette hypothèse a été vérifiée par la suite expérimentalement. La ligne CVR décrit alors l'état vers lequel n'importe quel échantillon aurait convergé sous chargements élevés, ou bien par changement de volume sous conditions drainées, ou bien par changement de pression de confinement effective sous conditions non drainées, ou par une combinaison sous des conditions partiellement drainées.

Comme la ligne CVR marque la frontière entre le comportement contractant et dilatant, elle est considérée comme frontière entre les sols susceptibles ou non susceptibles à la liquéfaction (figure 2-6)

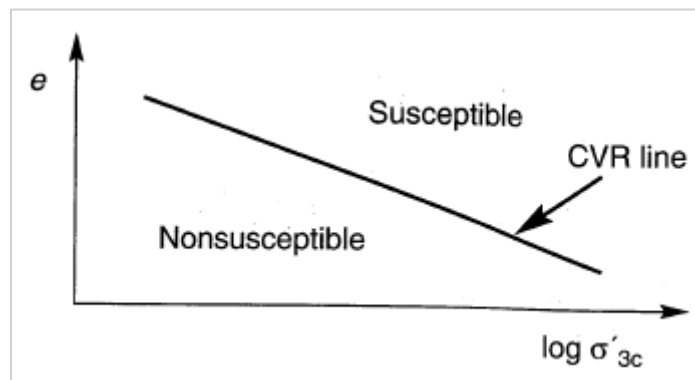


Figure 2 - 6 : La ligne CVR (échelle logarithmique de la pression effective de confinement). (Figure adaptée de Kramer, 1996).



Les sols saturés avec des indices des vides initiaux suffisamment élevés pour être au-dessus de la ligne CVR étaient considérés susceptibles à la liquéfaction, et les sols avec des états initiaux situés au-dessous de la ligne CVR étaient considérés non susceptibles.

Cependant, lorsque le barrage Fort Peck à Montana a subi une liquéfaction de sa pente en amont en pleine construction en 1938, une investigation a montré que l'état initial du sol qui s'est clairement liquéfié se situait au-dessous de la ligne CVR (i.e. la région non susceptible). Casagrande a lié cette contradiction à l'incapacité des essais drainés à reproduire tous les phénomènes qui ont une influence sur le comportement du sol sous conditions non drainées lors d'une rupture par une liquéfaction réelle.

Avec les années, Casagrande a développé l'hypothèse que le sable qui a subi une liquéfaction a une structure d'écoulement dans laquelle les grains tournent continuellement pour s'orienter dans une résistance à la friction minimale (Casagrande, 1967).

Casagrande n'a pas pu atteindre cette structure d'écoulement en laboratoire jusqu'à la fin des années 1960, lorsqu'un de ses étudiants a réalisé une série très importante d'essais non drainés (Castro, 1969).

#### **2.5.4. L'état stationnaire de déformation**

Castro, en 1969, a réalisé une série d'essais sur des échantillons très lâches, denses, et à densités intermédiaires.

Trois types différents de comportement "contraintes - déformations", illustrés dans la figure 2-7, ont été observés :

- Les échantillons très lâches (tels que l'échantillon A) atteignent un pic de résistance non drainée à une petite déformation puis chutent rapidement à l'écoulement en grandes déformations à des pressions effectives de confinement petites et une petite résistance aux grandes déformations.
- Les échantillons denses (échantillon B) se contractent initialement puis se dilatent jusqu'à une pression effective de confinement relativement élevée et une résistance aux grandes déformations a été atteinte.
- A des densités intermédiaires (échantillon C), un pic de résistance a été suivi par une période limitée de ramollissement de contraintes, terminée avec le début de la dilatation aux déformations intermédiaires. [Ce basculement du comportement contractant au dilatant a lieu dans le "point de transformation de phase" (Ishihara et al., 1975).] Un chargement plus grand produit une dilatation continue vers des pressions effectives de confinement et, par conséquent, des résistances aux grandes déformations plus élevées. Ce type de comportement est nommé "liquéfaction limitée".

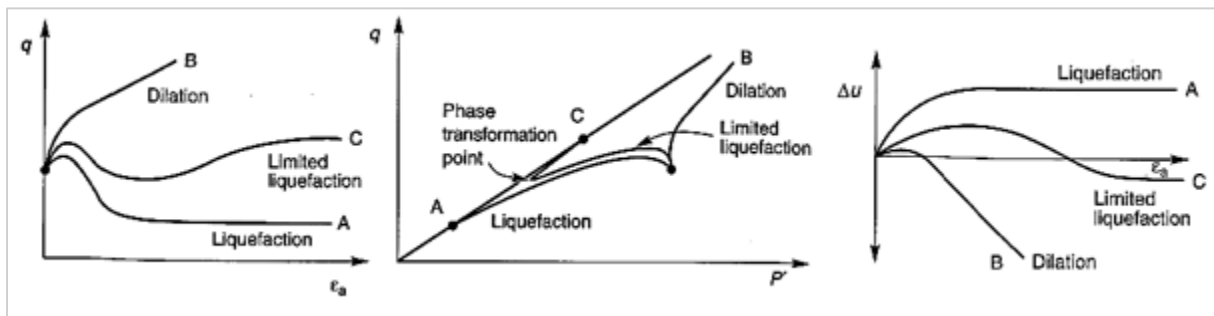


Figure 2 - 7 : Liquéfaction, liquéfaction limitée et dilatation. (Figure adaptée de Kramer, 1996).

Le programme d'essai a montré qu'il existe une relation unique entre l'indice des vides et la pression effective de confinement en larges déformations.

L'état dans lequel le sol s'écoule continuellement sous une contrainte de cisaillement constante et une pression effective de confinement constante à volume constant et à vitesse constante a été défini plus tard (Castro and Poulos, 1977 ; Poulos, 1981) comme "l'état stationnaire de déformation".

Comme l'état stationnaire de déformation est atteint seulement en grandes déformations (après les effets des conditions initiales telles que la structure du sol, l'historique des contraintes et des déformations et les conditions de chargement), la pression effective de confinement d'un élément de sol dans l'état stationnaire de déformation était considérée en relation avec la densité relative du sol seulement.

### 2.5.5. La ligne de l'état stationnaire SSL (Steady State Line)

La courbe des points décrivant la relation entre l'indice des vides et la pression effective de confinement à l'état stationnaire de déformation est appelée "la ligne de l'état stationnaire" SSL (Steady State Line).

Dans sa forme la plus générale, la SSL peut être visualisée comme étant une allure tridimensionnelle sans un repère " $e - \sigma' - \tau$ " (figure 2-8). La SSL de la figure 2-8 représente donc la projection de la SSL tridimensionnelle sur un plan à  $\tau$  constant. La SSL peut être projetée aussi sur des plans à contrainte effective de confinement constante ( $\sigma'$  constante) ou à densité constante ( $e$  constante). La SSL peut être aussi exprimée en termes de résistance en état stationnaire,  $S_{su}$ .

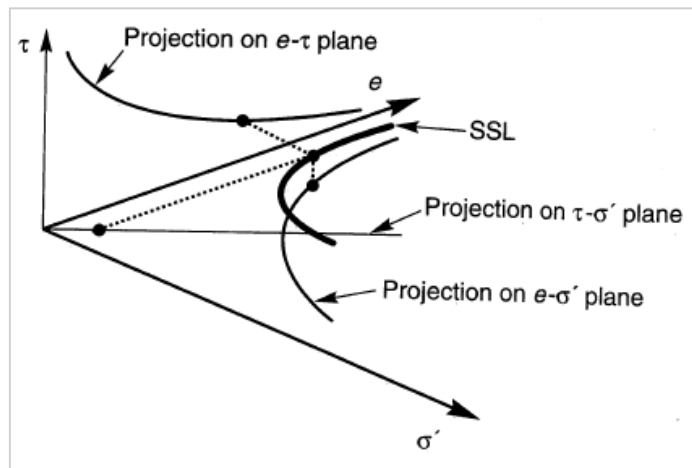


Figure 2 - 8 : *Projection tridimensionnelle de la SSL sur les plans  $e - \tau$ ,  $e - \sigma'$  et  $\tau - \sigma'$ . (Figure adaptée de Kramer, 1996).*

Comme la résistance au cisaillement d'un sol dans l'état stationnaire de déformation est proportionnelle à la pression effective de confinement, la SSL basée sur la résistance est parallèle à la SSL basée sur la pression effective de confinement lorsque elles sont tracées toutes les deux sur des échelles logarithmiques (figure 2-9).

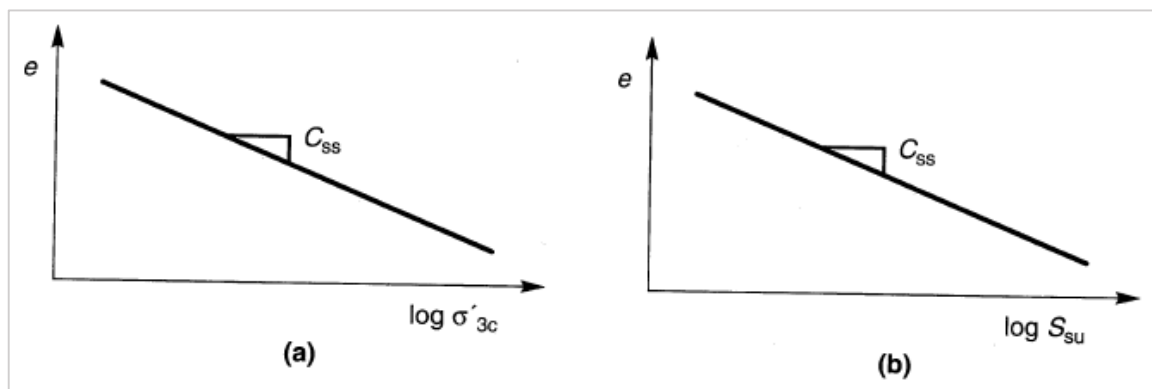


Figure 2 - 9 : *La proportionnalité de  $S_{su}$  et  $\sigma'_{3c}$  nous donne une même pente pour la SSL basée sur la résistance et la SSL basée sur la pression effective de confinement. (figure adaptée de Kramer, 1996).*

La SSL est utilisée pour identifier les conditions sous lesquelles un sol particulier peut ou ne peut pas être susceptible à la liquéfaction (figure 2-10). Les sols dont l'état est au-dessous de la SSL ne sont pas susceptibles à la liquéfaction. Un sol dont l'état se situe au-dessus de la SSL sera susceptible à la liquéfaction si et seulement si sa contrainte de cisaillement statique dépasse la résistance de son état stationnaire.

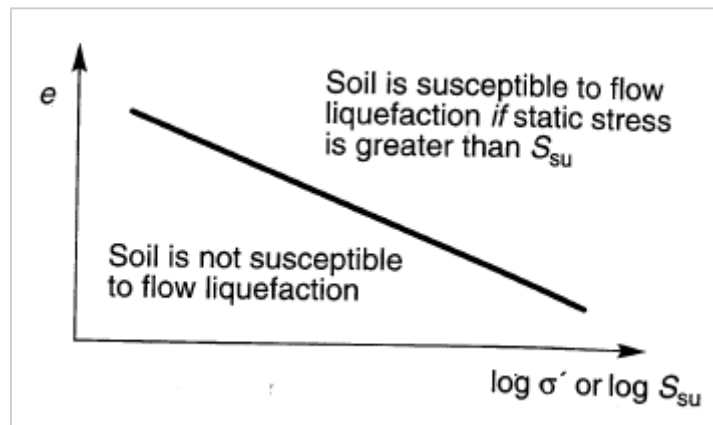


Figure 2 - 10 : Critères d'état pour la susceptibilité à la liquéfaction. (figure adaptée de Kramer, 1996).

### 2.5.6. Le paramètre d'état

La nature de la ligne de l'état stationnaire illustre l'applicabilité limitée des mesures de la densité, telles que l'indice des vides et la densité relative, pour la caractérisation d'un sol potentiellement liquéfiable.

Comme illustré dans la figure 2-10, un élément de sol à un indice des vides particulier (et donc une densité et une densité relatives particulières) peut être susceptible à la liquéfaction sous une grande pression effective de confinement mais non susceptible à une pression effective de confinement faible.

Le comportement d'un sol pulvérulent doit être lié plus à la proximité de son état initial de la ligne de l'état stationnaire que des mesures de densité (Roscoe and Pooroshab, 1963). En d'autres termes, les sols dans des états situés à la même distance de la ligne de l'état stationnaire doivent montrer un comportement similaire. En se basant sur cette logique, un "paramètre d'état" (Been and Jeffries, 1985) est défini par :

$$\psi = e - e_{ss}$$

où  $e_{ss}$  est l'indice des vides de la ligne de l'état stationnaire à la pression effective de confinement en question (figure 2-11).

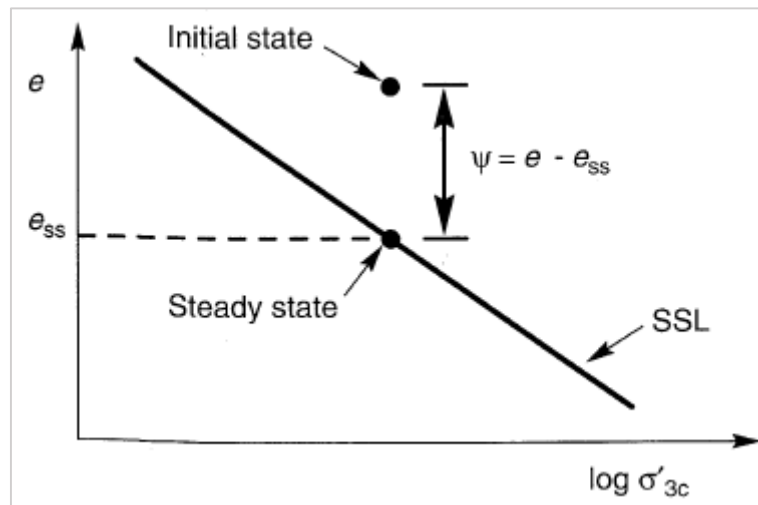


Figure 2 - 11 : Le paramètre d'état. (Figure adaptée de Kramer, 1996).

Lorsque le paramètre d'état est positif, le sol montre un comportement contractant et peut être susceptible à la liquéfaction. Lorsqu'il est négatif, un comportement dilatant va avoir lieu et le sol n'est pas susceptible à la liquéfaction.

## 2.6. Conclusion

Une analyse du site permet d'abord de caractériser globalement le risque lié à la liquéfaction. Les zones présentant un aléa sismique élevé avec des couches superficielles composées de jeunes dépôts de sols pulvérulents où la nappe est peu profonde sont considérées comme critiques.

Les effets de la liquéfaction ont historiquement été limités aux zones proches de la source du séisme.

L'environnement du dépôt, l'environnement hydrologique et l'âge d'un dépôt de sol ont tous une influence sur sa susceptibilité à la liquéfaction.

Comme 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.

L'indice des vides critique est lié à la pression de confinement effective ; Cette relation est donnée par ligne "CVR" (Critical Void Ratio line), ou ligne de l'indice des vides critique. En définissant l'état du sol en termes d'indice des vides et de pression de confinement critiques, la ligne CVR peut être utilisée pour marquer la frontière entre l'état lâche (contractant) et l'état dense (dilatant). La ligne CVR décrit alors l'état vers lequel n'importe quel échantillon aurait convergé. Comme la ligne CVR marque la frontière entre le comportement contractant et dilatant, elle est considérée comme frontière entre les sols susceptibles ou non susceptibles à la liquéfaction.

L'état dans lequel le sol s'écoule continuellement sous une contrainte de cisaillement constante et une pression effective de confinement constante à volume constant et à vitesse constante a été défini plus tard (Castro and Poulos, 1977 ; Poulos, 1981) comme "l'état stationnaire de déformation".

La courbe des points décrivant la relation entre l'indice des vides et la pression effective de confinement à l'état stationnaire de déformation est appelée "la ligne de l'état stationnaire" SSL (Steady State Line). La SSL est utilisée pour identifier les conditions sous lesquelles un sol particulier peut ou ne peut pas être susceptible à la liquéfaction. Les sols dont l'état est au-dessous de la SSL ne sont pas susceptibles à la liquéfaction.

# **Chapitre 3**

## **L'initiation de la liquéfaction**

### 3.1. Introduction

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. Son occurrence requiert une perturbation aussi forte pour l'initier, ou la déclencher. L'évaluation de la nature de cette perturbation est l'une des parties les plus critiques d'une évaluation des risques de liquéfaction.

La compréhension de l'initiation de la liquéfaction requiert l'identification de l'état du sol lorsque la liquéfaction se déclenche. Donc, dans ce qui suit, on verra la nature de la perturbation nécessaire pour passer de l'état initial à l'état dans lequel la liquéfaction se déclenche.

### 3.2. Chargement monotone

La différence de comportement entre les situations drainée et non drainée d'un sol lâche est présentée à la figure 3-1. La situation A correspond à un sol lâche drainé alors que la situation B correspond au comportement du même sol en condition non drainée.

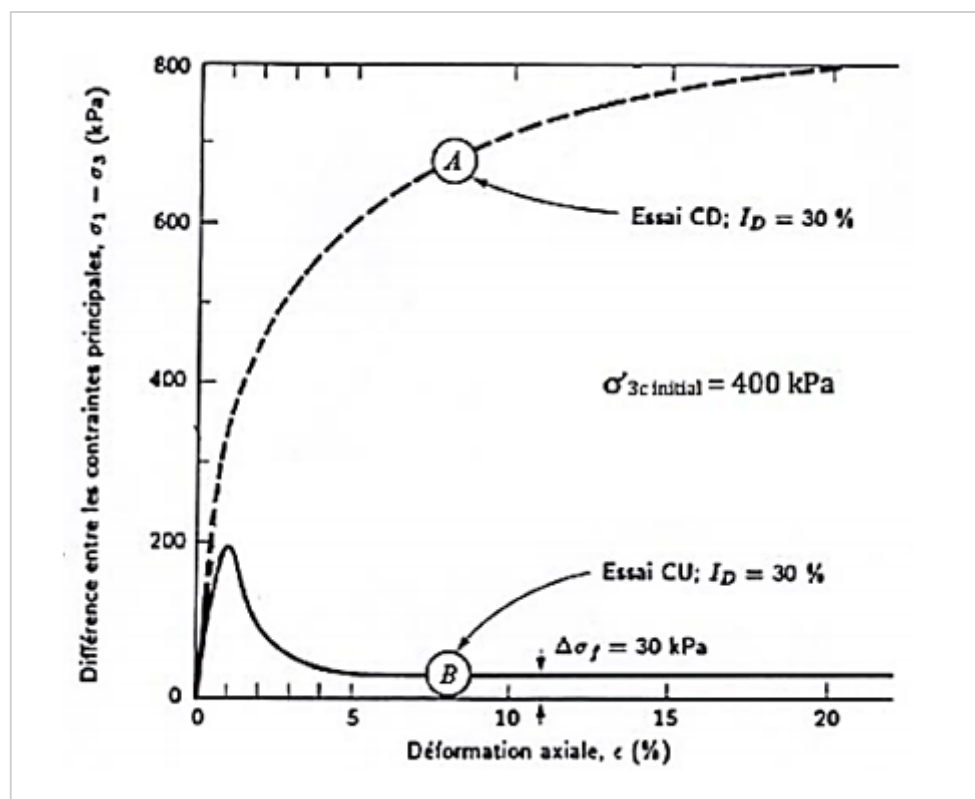


Figure 3 - 1 (a) : *Le comportement contraintes – déformations.*



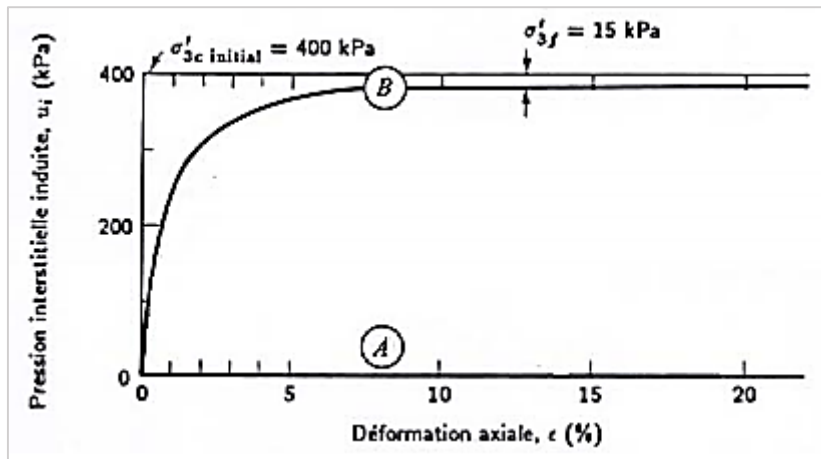


Figure 3 - 1 (b) : La pression interstitielle induite.

Figure 3 - 1 : Comparaison entre essais drainé et non drainé d'un sol lâche (d'après Casagrande, 1975 et Castro, 1969 ; figure adaptée de Holtz et Kovacks, 1991).

Cette figure indique que dans le cas drainé, la contrainte déviatorique  $\sigma_D$  appliquée au sol lâche augmente jusqu'à atteindre un plateau alors que dans le cas non drainé,  $\sigma_D$  augmente jusqu'à atteindre un maximum à partir duquel le sol devient instable, conduisant à une baisse de résistance avec l'augmentation de la déformation axiale. Cette notion importante est reprise à la figure 3-2 à partir de laquelle il est possible d'introduire la définition de l'initiation de la liquéfaction. Elle présente le comportement d'un sable lâche saturé lors d'un essai triaxial en conditions non drainées.

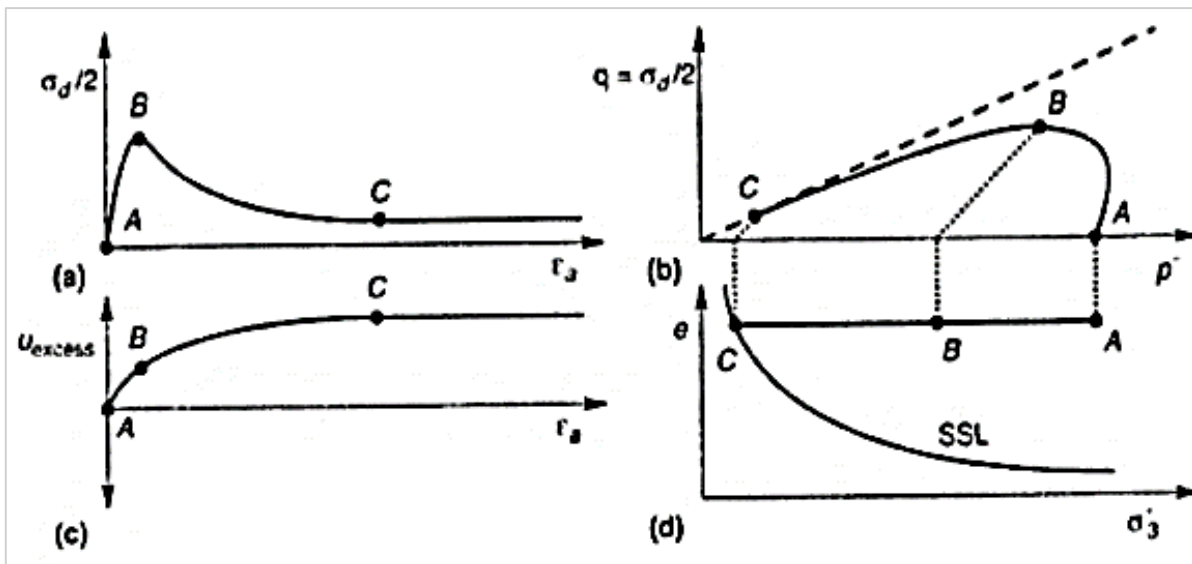


Figure 3 - 2 : Comportement d'un sable lâche saturé, en conditions non drainées : a) courbe contrainte déformation ; b) cheminement des contraintes effectives ; c) surpression interstitielle en fonction de la déformation axiale ; d) diagramme d'état critique (figure extraite de Kramer; 1996).

Avant de pouvoir discuter des résultats présentés sur cette figure, une définition des systèmes d'axes utilisés est nécessaire. Les paramètres de contrôle figurant dans cette figure sont les suivants,

$e$  : indice des vides.

$u$  : pression interstitielle.

$\varepsilon_a$  : déformation axiale.

$q$  et  $p'$  : coordonnées du chemin des contraintes, telles que :

$$q = \frac{\sigma_d}{2} = \frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{2}$$

$$p' = \frac{\sigma_1' + \sigma_3'}{2}$$

Lors du chargement axial, le comportement contractant du sol lâche a pour effet d'engendrer la génération de surpressions interstitielles  $\Delta u$  tel que représenté à la figure 3-2 (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 due à une chute de résistance, conduisant le sol de l'état B vers l'état C sur la figure 3-2 (a). Dès que le sol atteint le point C, le sol continue à se déformer sous contrainte constante conformément à la courbe d'état critique. Les surpressions interstitielles ont alors atteint leur maximum.

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 3.2. Devenant instable, le sol est conduit vers des déformations excessives dues à une chute de résistance causée par l'augmentation des pressions interstitielles.

### 3.3. La ligne d'initiation de la liquéfaction FLS (Flow Liquefaction Surface)

La figure 3-3 présente l'étude de cinq échantillons de sol aux indices de densité relative  $I_D$  identiques mais sous des contraintes de confinement différentes. Ils sont désignés par les lettres A et B (comportement dense) et par les lettres C, D et E (comportement lâche).

Les différents points définissant l'initiation à la liquéfaction des sols lâches sous chargement monotone permettent d'établir "la ligne d'initiation à la liquéfaction" (ou Flow Liquefaction Surface FLS en anglais). Il s'agit d'une droite tronquée à l'origine et de pente  $\Psi_L$  dans le plan ( $p'$ - $q$ ).

Tant que le chemin de contrainte au sein d'un sol lâche est situé sous cette droite de pente  $\Psi_L$ , le sol est dans un état stable. Une fois atteinte, le sol devient instable et rejoint le point d'état critique sur la courbe d'état critique suite à l'initiation du phénomène de liquéfaction. Pour leur part, les sols denses atteignent le point d'état critique de manière stable, les conduisant à la rupture.

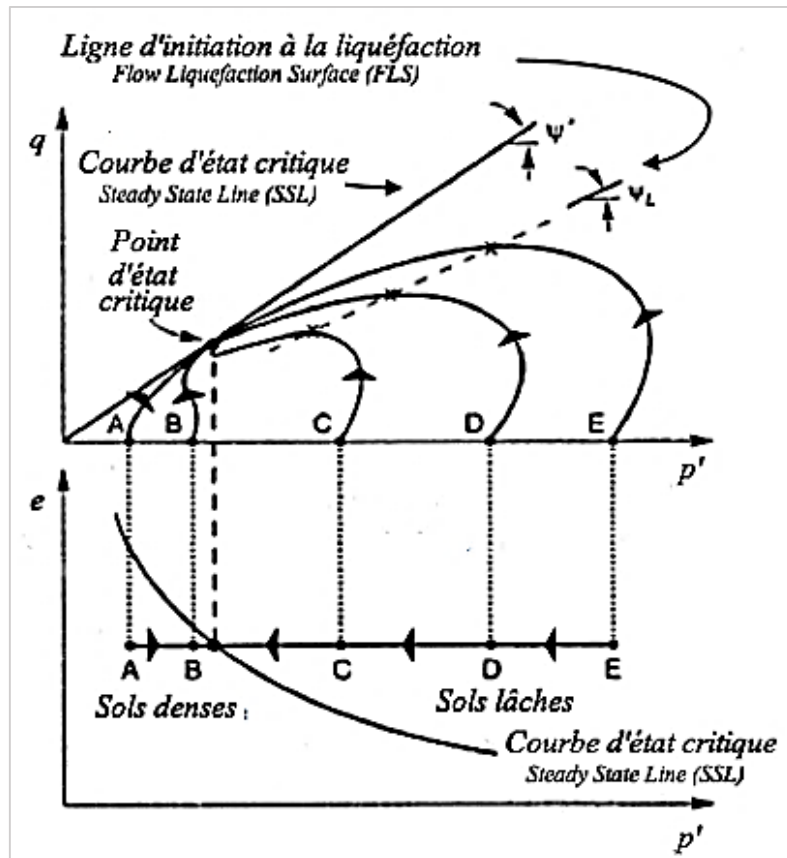


Figure 3 - 3 : Chemins de contraintes pour cinq échantillons soumis à des pressions de confinements différentes et ayant le même indice de vide initial, en conditions drainées et sous chargement monotone (adapté de Kramer, 1996).

Le comportement peut être synthétisé à l'aide des chemins de contraintes tel que représenté à la figure 3-4. Ces courbes représentent un comportement théorique idéalisé.

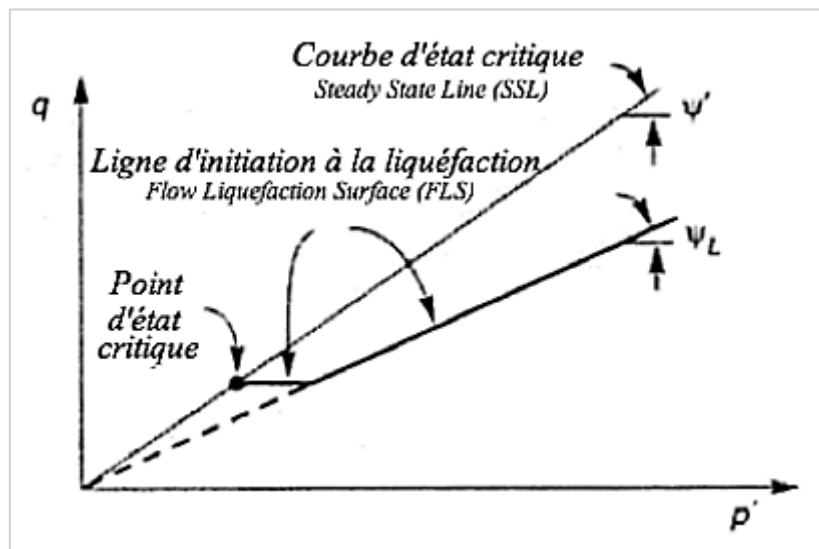


Figure 3 - 4 : Courbe d'état critique (Steady State Line – SSL) et ligne d'initiation à la liquéfaction (Flow Liquefaction Surface – FLS) (figure adaptée de Kramer, 1996).

### 3.4. Chargement cyclique

Les notions de ligne d'initiation à la liquéfaction et d'état critique sont également utilisées dans le cas d'un chargement cyclique. La différence entre les deux types de chargement réside dans le cheminement des contraintes pour atteindre la condition d'initiation de la liquéfaction. La figure 3-5 schématise le comportement de deux échantillons de sable lâche saturé aux caractéristiques identiques.

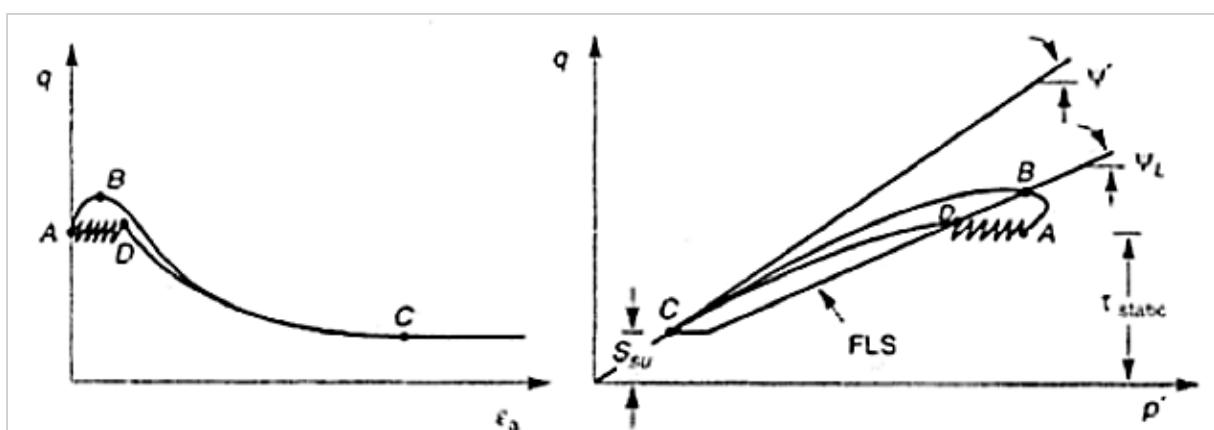


Figure 3 - 5 : Initiation de la liquéfaction lors d'un chargement statique et cyclique (Kramer, 1996).

Sur cette figure, le point A indique un élément de sol lâche non drainé dans un état d'équilibre statique initial. Le chemin de contrainte conduisant l'élément de sol vers le point B est caractéristique d'un chargement statique tandis que celui le menant vers le point D correspond à un chargement cyclique. Ces deux points (B et D) sont situés sur la ligne d'initiation à la liquéfaction. A partir de ces points, des déformations excessives peuvent se produire sans ajout de charges. Cette figure montre la plus grande résistance de l'élément de sol dans le cas d'un chargement statique que lors d'un chargement cyclique. En effet, la valeur de la contrainte déviatorique maximale nécessaire à développer le phénomène de liquéfaction est plus faible dans le cas d'un chargement cyclique.

### 3.5. Zone de susceptibilité à la liquéfaction

La figure 3-6 présente dans le plan  $p'$ - $q$  la zone de susceptibilité à la liquéfaction lors d'un essai cyclique non drainé. Si les conditions initiales de l'essai sont dans la zone grisée, la liquéfaction de l'échantillon se produira si une perturbation conduit le cheminement des contraintes effectives des conditions initiales vers la ligne d'initiation à la liquéfaction (FLS – Flow Liquefaction Surface).

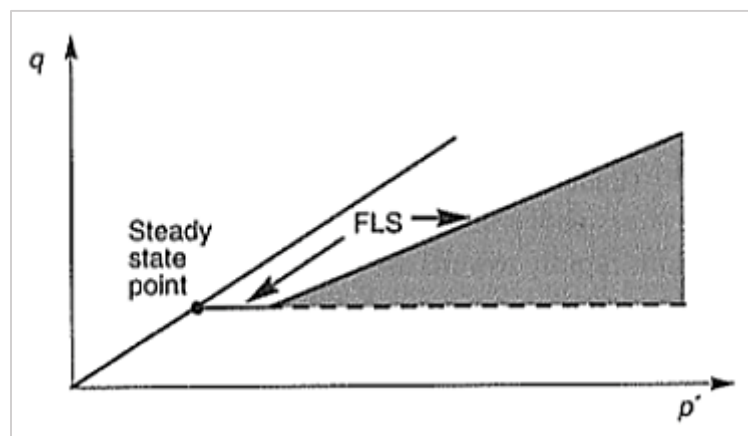


Figure 3 - 6 : Zone de susceptibilité à la liquéfaction pour un essai cyclique non drainé (Kramer, 1996).

### 3.6. Conclusion

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.

Les différents points définissant l'initiation à la liquéfaction des sols lâches sous chargement monotone permettent d'établir "la ligne d'initiation à la liquéfaction" (ou Flow Liquefaction Surface FLS en anglais).

La FLS marque la frontière entre l'état stable et l'état instable en cisaillement non drainé. Si les conditions de contraintes dans un élément du sol atteignent la FLS sous des conditions non drainées, par chargement monotone ou cyclique, la liquéfaction va être déclenchée et la résistance au cisaillement va être réduite à la résistance à l'état stationnaire. Donc, la FLS décrit les conditions pour lesquelles la liquéfaction est initiée.

# **Chapitre 4**

## **Les essais in situ pour l'évaluation du potentiel de liquéfaction des sols**

## 4.1. Introduction

La résistance à la liquéfaction peut être caractérisée par les essais de laboratoire. Toutefois, les mesures de la résistance à la liquéfaction sont influencées par des facteurs autres que la densité initiale et les conditions de contraintes. Par exemple, la résistance à la liquéfaction est influencée par la structure du sol produit par des méthodes de préparation d'échantillons différentes.

L'historique des séismes antérieurs influence aussi la résistance à la liquéfaction, car la résistance à la liquéfaction d'un échantillon qui a déjà subi des déformations dues à un séisme est plus grande que celle d'un échantillon de même densité mais dans son état naturel.

En plus, les effets de ces déformations sont facilement détruits par les perturbations de carottage, est sont très difficiles à reproduire dans les échantillons remaniés.

A cause de tous ces facteurs, la caractérisation de la résistance à la liquéfaction par les essais de laboratoire est extrêmement délicate, dû essentiellement à la difficulté d'obtenir des échantillons intacts représentatifs du matériau du site.

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 terrain.

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" (Youd et al., 2001). Elle consiste à comparer la moyenne des contraintes de cisaillement cyclique CSR causées par un séisme sur un élément de sol avec la résistance de ce dernier face au chargement.

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

Seed et Idriss ont trouvé une approche très largement utilisée dans la pratique pour estimer le rapport de la contrainte cyclique pour des sables saturés d'eau. Ils ont représenté les mouvements du sol dus à des tremblements de terre avec un seul paramètre simple qui est le "Cyclic Stress Ratio (CSR).



### 4.2.1. Développement de la relation CSR

Afin de développer l'équation CSR, à la base d'une colonne de sol à largeur et longueur unitaires, et que la colonne de sol se déplace horizontalement comme un corps rigide en réponse à l'accélération horizontale maximale  $a_{max}$  exercée par le tremblement de terre à la surface du sol. La figure 4-1 montre un schéma de ces conditions. Compte tenu de ces hypothèses, le poids  $W$  de la colonne de sol est égale à  $\gamma_t$  fois  $z$  (fois 1x1), avec  $\gamma_t$  = le poids volumique total de la colonne du sol et  $z$  = la profondeur sous la surface du sol. La force horizontale de tremblement de terre  $F$  agissant sur la colonne de sol est égale à :

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

Avec :

- $F$  : la force sismique horizontale exercée sur la colonne du sol en (kN).
- $m$  : la masse totale de la colonne (Kg).
- $W$  : le poids total de la colonne du sol en (kN).
- $\gamma_t$  : le poids volumique total de la colonne du sol en (kN /m<sup>3</sup>).
- $z$  : la profondeur de la colonne du sol (m).
- $a_{max}$  : L'accélération maximale induite par le tremblement de terre en (m/s<sup>2</sup>).
- $\sigma_{v0}$  : La contrainte verticale totale égale à  $\gamma_t z$  exprimée en (kPa).
- $a$  : L'accélération, qui dans ce cas est l'accélération horizontale maximale à la surface du sol, causé par le tremblement de terre ( $a = a_{max}$ ) en (m/s<sup>2</sup>).

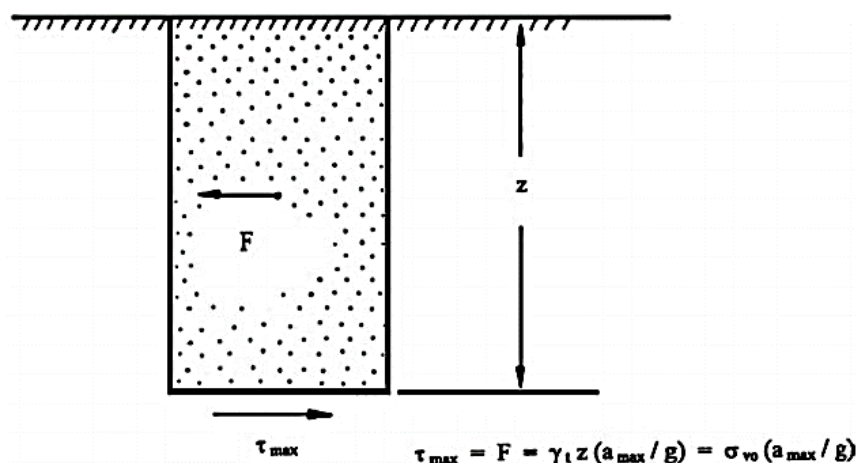


Figure 4 - 1 : les conditions assumées pour le développement de la relation du CSR (Robert W. Day, 2009).

D'après la figure 4-1, en additionnant des forces dans la direction horizontale, la force  $F$  agissant sur l'élément rigide de sol est égale à la force de cisaillement maximum à la base de l'élément de sol. Puisqu'on assume que l'élément de sol à une largeur et une longueur unitaire, la force de cisaillement maximale  $F$  est égale à la contrainte de cisaillement maximale  $\tau_{max}$  :

$$\tau_{max} = F = \sigma_{v0} \left( \frac{a_{max}}{g} \right)$$

La division des deux côtés de l'équation par la contrainte effective verticale  $\sigma'_{v0}$  :

$$\frac{\tau_{max}}{\sigma'_{v0}} = \left( \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right) \left( \frac{a_{max}}{g} \right)$$

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

$$\frac{\tau_{max}}{\sigma'_{v0}} = r_d \left( \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right) \left( \frac{a_{max}}{g} \right)$$

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

$$\tau_{cyc} = 0.65 \tau_{max}$$

Où  $\tau_{cyc}$  est la contrainte cyclique due à la sollicitation sismique. Le CSR induit par un tremblement de terre devient alors :

$$CSR = \frac{\tau_{cyc}}{\sigma'_{v0}} = 0.65 \left( \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right) \left( \frac{a_{max}}{g} \right) r_d$$

Avec :

**CSR** : le rapport de contrainte cyclique (sans dimension).

- $\sigma_{v0}$  : la contrainte verticale totale (kPa).  
 $\sigma'_{v0}$  : la contrainte verticale effective (kPa).  
 $a_{max}$  : l'accélération maximale du sol en surface due à l'effet sismique ( $m/s^2$ )  
 $g$  : l'accélération de la pesanteur ( $m/s^2$ )  
 $r_d$  : facteur de réduction de profondeur, également connu sous le nom de coefficient de réduction de contrainte (sans dimension)

## 4.2.2. Le facteur de réduction de profondeur

### 4.2.2.1. Seed et Idriss, 1971

Comme précédemment mentionné, le facteur de réduction de profondeur a été présenté pour expliquer le fait que la colonne de sol montrée dans figure 4-1 ne se comporte pas comme corps rigide pendant le tremblement de terre. La figure 4-2 présente la gamme des valeurs du facteur de réduction  $r_d$  de réduction de profondeur en fonction de la profondeur.

A noter qu'avec la profondeur, le facteur de réduction de profondeur diminue pour expliquer le fait que le sol n'est pas un corps rigide, mais est plutôt déformable. Comme indiqué dans figure 4-2, Idriss (1999) indique que les valeurs du  $r_d$  dépendent de l'importance du tremblement de terre. Comme question pratique, les valeurs de  $r_d$  sont habituellement obtenues à partir de la courbe des valeurs moyennes, par Seed et Idriss (1971) :

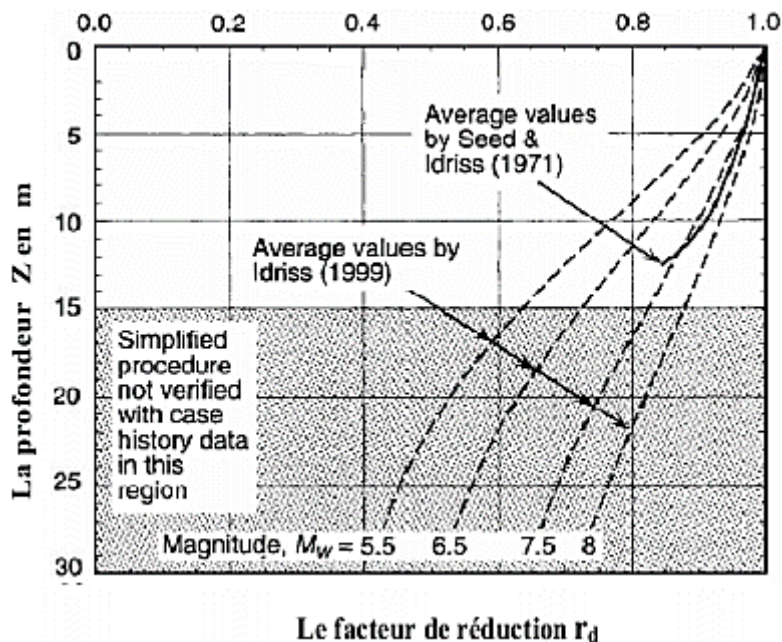


Figure 4 - 2 : Facteur  $r_d$  de réduction contre la profondeur au-dessous du niveau ou des surfaces au sol doucement en pente. (Andrus et Stokoe 2000).

#### 4.2.2.2. Tokimatsu et Yoshimine

Tokimatsu et Yoshimine ont proposé une relation simple pour  $r_d$  :

$$r_d = 1 - 0.015 Z$$

$Z$  : la profondeur considérée (m).

#### 4.2.2.3. Liao et Whitman, 1986

Ou bien selon Liao et Whitman, 1986 :

$$r_d = \begin{cases} 1 - 0,00765 h & h \leq 9.15 \\ 1.174 - 0,0267 h & 9.15 \leq h \leq 23 \\ 0.744 - 0,008 h & 23 \leq h \leq 30 \end{cases}$$

$h$  : la profondeur considérée (m).

#### 4.2.2.4. Kayen et al, 1992

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

$$r_d = 1 - 0.012 Z$$

Où  $z$  est la profondeur du sol en mètre au-dessous de la surface de sol où l'analyse de liquéfaction est exécutée.

#### 4.2.2.5. Loao SCC et al, 1988

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

$$r_d = \begin{cases} 1 - 0,00765 h & h \leq 9.15 \\ 1.174 - 0,0267 h & 9.15 \leq h \leq 23 \end{cases}$$

$h$  : la profondeur considérée (m).

**4.2.2.6. Blake, 1999**

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

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

**4.2.2.7. Golesorkhi, 1989**

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

**Pour  $z < 34$  m :**

$$r_d = \exp \left[ -1.012 - 1.126 \sin \left( \frac{z}{11.73} + 5.133 \right) + \left[ 1.106 + 0.118 \sin \left( \frac{z}{11.28} \right) + 5.142 \right] M_w \right]$$

**Pour  $z > 34$  m :**

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

Avec :

$M_w$  : La magnitude du séisme.

**IV.3. Evaluation du rapport de résistance cyclique (CRR)**

La deuxième étape des procédés simplifiés est de déterminer le rapport de résistance cyclique (CRR) du sol. Le CRR représente la résistance de liquéfaction du sol.

Les corrélations de CRR basées sur l'évaluation du comportement des dépôts suite aux séismes correspondent à une magnitude de référence de 7,5 sur l'échelle de Richter. Les méthodes de détermination de la résistance de liquéfaction et qui utilisent les données obtenues des essais in-situ telles que SPT (Standard Penetration Test) et CPT Cone Penetration Test) sont développées dans les paragraphes suivants.

### 4.3.1. Evaluation du CRR par l'essai SPT (Standard Penetration Test)

Les premières études visant à classer les sols en fonction de leurs sensibilités à la liquéfaction ont été faites par H.B. Seed. Ce dernier a développé une méthode reposant sur les résultats acquis au SPT sur plusieurs sites où la liquéfaction est apparue.

La banque des données ainsi constituée a permis de déterminer un critère de liquéfaction en fonction de la nature du sol (plus exactement de sa teneur en fines), de sa résistance au SPT et de l'intensité de la sollicitation.

#### 4.3.1.1. Appareillage de l'essai SPT

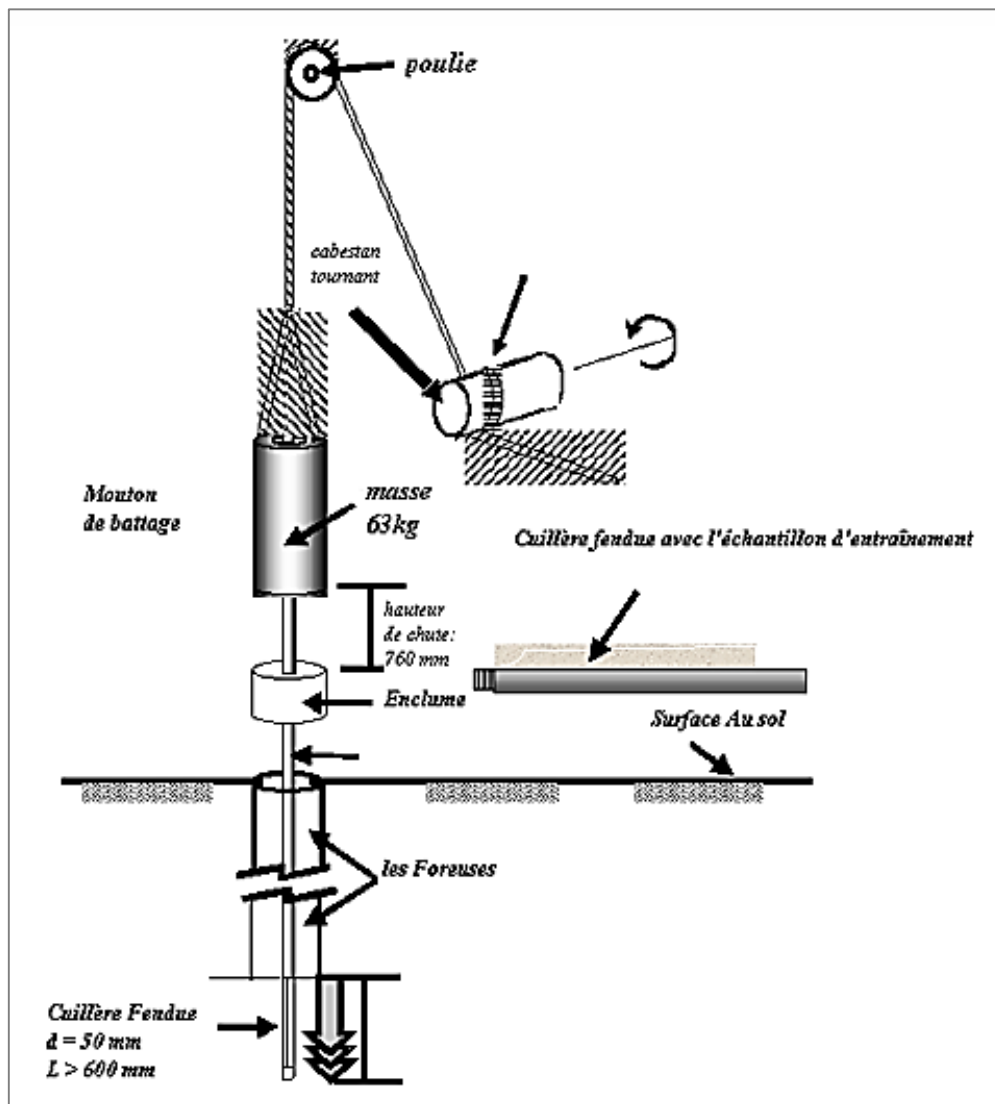


Figure 4 - 3 : Appareillage de l'essai SPT.

#### 4.3.1.2. Procédure de l'essai SPT

La méthode d'essai de pénétration standard (SPT) test consiste à laisser tomber à plusieurs reprises un mouton de 63.5 kg d'une hauteur de 760 millimètres pour enfoncer le pénétromètre sur une profondeur de trois incréments de 150 millimètre ; Le nombre des coups exigés pour enfoncer l'échantillonneur est enregistré pour chaque incrément (150millimètre).

L'incrément 150 millimètre initial est considéré comme une mise en place de l'instrument. La somme des nombres des coups requis pour le deuxième et le troisième incrément de 150 millimètre chacun représente le nombre de coups  $N_{SPT}$ .

L'essai SPT présente quelques conditions :

- ✓ Le nombre de coups  $N_{SPT}$  n'est pas représentatif dans les sols contenant les gravillons, les galets, ou les rochers, parce que l'échantillonneur peut s'endommager, induisant des valeurs de  $N$  très élevés.
- ✓ L'essai également n'a pas de signification dans les argiles sensibles.
- ✓  $N$  est toujours enregistré comme nombre entier.

#### 4.3.1.3. Exploitation des résultats

L'essai SPT nous permet de déterminer la valeur de  $N$  qui représente la résistance du sol et qui est introduite dans les formules de calcul du coefficient CRR ;

À une profondeur  $H$  donnée, l'essai SPT permet de déterminer les paramètres suivants :

- $N_1$  le nombre de coups nécessaire pour enfoncer le pénétromètre de  $H$  à  $H+15$  cm.
- $N_2$  le nombre de coups nécessaire pour enfoncer le pénétromètre de  $H+15$  cm à  $H+30$  cm.
- $N_3$  le nombre de coups nécessaire pour enfoncer le pénétromètre de  $H+30$  cm à  $H+45$  cm.

**Le nombre de coups  $N$  est défini par :  $N = N_2 + N_3$**

L'essai a été fait par les américains et les japonais alors tous les paramètres de calcul sont en fonction des conditions des régions américaines et japonaises et du type du matériels utilisés au cours de l'essai, c'est pour cela qu'on doit faire des corrections sur la valeur de  $N$  pour que les résultats soient compatible avec les résultats trouvés par les américains et les japonais.

En effet, Black a proposé la formule suivante :

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

**Telle que :**

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

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

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

$C_B$  : est la correction du diamètre du forage ;

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

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

$(N_1)_{60}$  : 60 représente le pourcentage de l'intensité de battage ;

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

$$C_N = (P_a / \sigma'_v)^{0,5}$$

**Avec :**

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

$\sigma'_v$  : la contrainte effective.

**NB** : la valeur de  $C_N$  ne devrait pas excéder 1,7. Une valeur maximale de 2 a été trouvée par Youd et Idriss, 1997, puis elle est réduite à 1,7.

**Tableau 4 - 1 : Corrections du SPT modifié par Skempton, (1986), énumérées par Robertson et Wride (1998)**

facteur	Equipement variable	Terme	La correction
Contrainte effective	/	$C_N$	$(P_a / \sigma'_v)^{0,5}$ $C_N \leq 1,7$
Contenue de l'énergie	Mouton de battage torique Mouton de sûreté Mouton de battage type automatique	$C_E$	0,5 à 1,0 0,7 à 1,2 0,8 à 1,3
Diamètre de forage	65 à 115 mm 150 mm 200 mm	$C_B$	1,0 1,05 1,15
Longueur de la tige	< 3 m 3 à 4 m 4 à 6 m 6 à 10 10 à 30	$C_R$	0,75 0,8 0,85 0,95 1,0
Méthode de prélèvement	Echantillon standard Echantillon sans recouvrement	$C_S$	1,0 1,1 à 1,3



#### 4.3.1.4. L'influence des fines

La présence des fines (les matériaux qui ont un diamètre inférieur à  $80 \mu\text{m}$ ) peut affecter la résistance SPT et doit, par conséquent, être prise en compte lors de l'évaluation de la résistance à la liquéfaction. L'examen de la figure 4-4 montre que la résistance à la liquéfaction des sables n'est pas influencée par les fines si le pourcentage de ces fines est inférieur les 5%. Pour des pourcentages plus grands, les fines tendent à inhiber la liquéfaction.

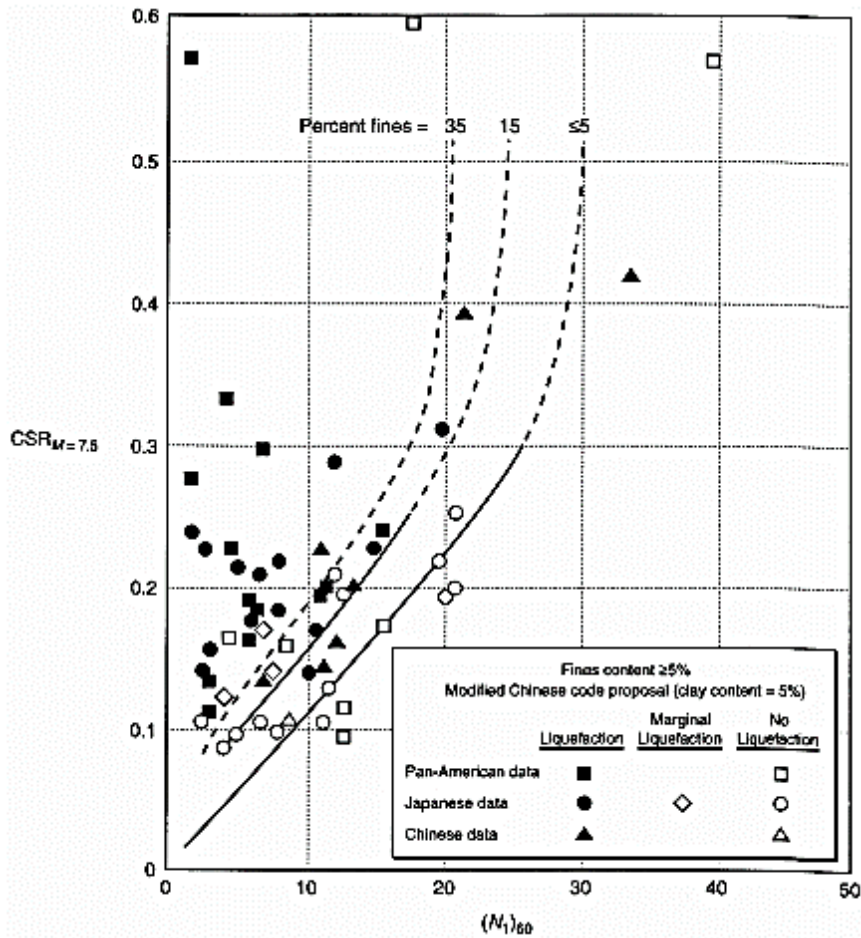


Figure 4 - 4 : Courbe simplifiée recommandée pour le calcul du CRR pour  $M_w=7.5$  (figure adaptée de Kramer, 1996).

#### 4.3.1.5. Courbe de référence et correction de $(N_1)_{60}$

La courbe de référence est choisie pour un pourcentage de fines (FC) inférieur ou égal à 5 %, correspondant à un sable propre. Il est donc nécessaire de proposer un ajustement des courbes établies pour des sols comportant plus de 5% de fines. Deux méthodes existent pour effectuer une telle correction : l'une est proposée par Stark et Olsen (1995), l'autre par Seed et Idriss (1997).

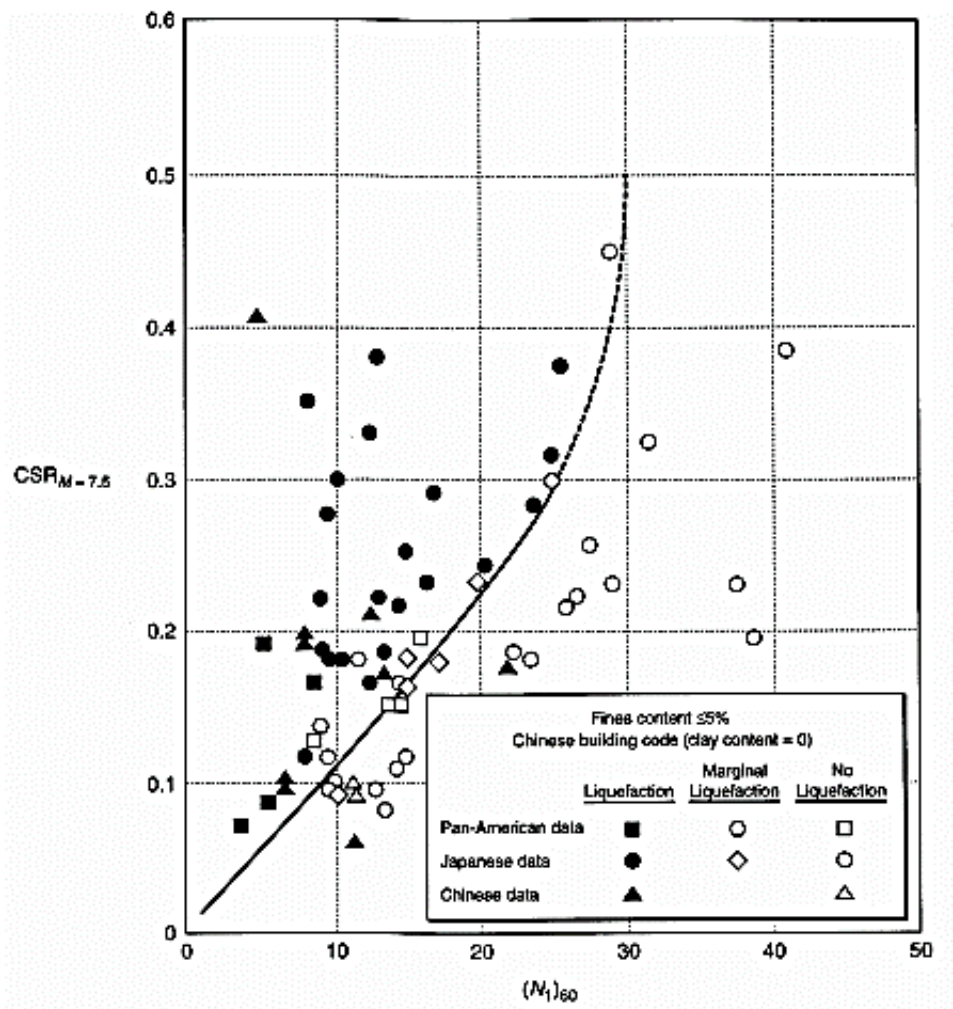


Figure 4 - 5 : La relation entre les CSR causant la liquéfaction et les valeurs de  $(N_1)_{60}$  des sables propres à  $M=7.5$  (figure adaptée de Kramer, 1996).

#### 4.3.1.5.1 $(N_1)_{60cs}$ d'après Stark et Olsen

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

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

L'incrément de résistance dépend de la teneur en fines. On peut se reporter à un graphique pour obtenir la valeur de cet incrément ou, traduit de façon analytique, le calculer de la façon suivante (tableau 4-2) :

Tableau 4 - 2 :  $\Delta(N_1)_{60}$  d'après Stark et Olsen.

FC (%)	$\Delta(N_1)_{60}$
$FC \leq 5$	0
$5 \leq FC \leq 35$	$0,24 \cdot (FC - 5)$
$FC \geq 35$	7,2

4.3.1.5.2  $(N_1)_{60cs}$  d'après Seed et Idriss

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

$$(N_1)_{60cs} = \alpha + \beta (N_1)_{60}$$

Où les valeurs de  $\alpha$  et  $\beta$  sont données dans le tableau 4-3 :

Tableau 4 - 3 :  $\Delta(N_1)_{60}$  d'après Seed et Idriss, 1997.

FC (%)	$\alpha$	$\beta$
$FC \leq 5\%$	0	1,0
$5\% \leq FC \leq 35\%$	$\exp. [1,76 - (190 / FC^2)]$	$[0,99 + (FC^{1,5} / 1000)]$
$FC \geq 35\%$	5,0	1,2

4.3.1.5.3  $(N_1)_{60cs}$  d'après Idriss et Boulanger

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

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

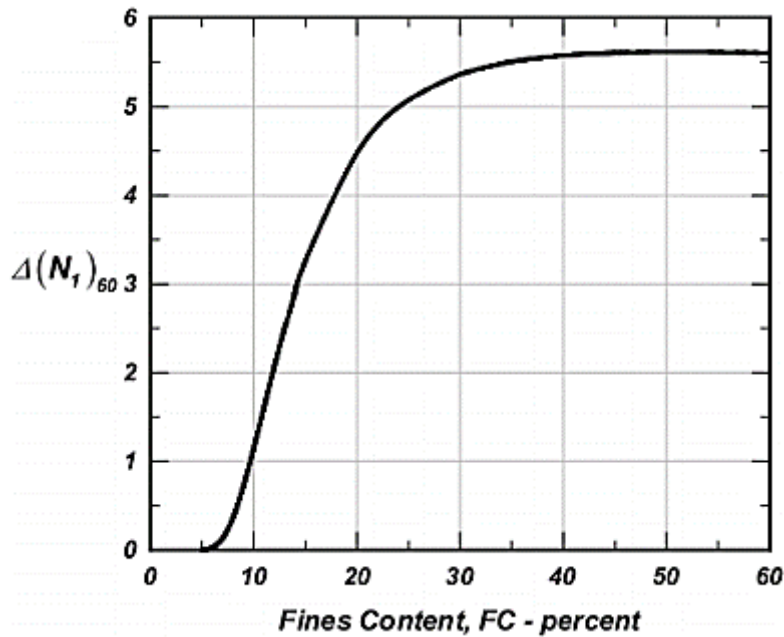


Figure 4 - 6 : Variation de  $\Delta(N_1)_{60}$  avec le contenu des fines (d'après Idriss et Boulanger, 2004).

#### 4.3.1.6. L'influence de la plasticité

La plasticité des fines peut aussi influencer la résistance à la liquéfaction ; l'adhésion des fines plastiques tend à résister au mouvement relatif des particules du sol réduisant donc la génération de l'excès des pressions des pores lors d'un séisme.

Les essais de laboratoire, d'après Ishihara et Koeski (1989), montrent une petite influence des fines lorsque leur indice de plasticité est inférieur à 10, et une augmentation graduelle de la résistance à la liquéfaction pour les indices de plasticité supérieurs à 10.

D'après Ishihara, 1993, les effets de plasticité peuvent être pris en compte en multipliant le CSR par un facteur F :

$$F = \begin{cases} 1.0 & \text{si } PI < 10 \\ 1.0 + 0.022(PI - 10) & \text{si } PI > 10 \end{cases}$$

#### 4.3.1.7. Les approches analytiques pour le calcul du CRR

Après avoir effectué les corrections précitées, les valeurs du CRR sont obtenues par différentes formules établies par les différents chercheurs :

##### 4.3.1.7.1. Toshio Iwasaki et al, 1984 :

D'après Toshio Iwasaki et al (1984), le CRR peut être simplement évalué par :

**Pour  $0.04 \text{ mm} \leq D_{50} \leq 0.6 \text{ mm}$  :**

$$CRR = 0.225 \log_{10} \frac{0.35}{D_{50}} + 0.0882 \sqrt{\frac{N}{\sigma'_v + 0.7}}$$

**Pour  $0.6 \text{ mm} \leq D_{50} \leq 1.5 \text{ mm}$  :**

$$CRR = -0.05 + 0.0882 \sqrt{\frac{N}{\sigma'_v + 0.7}}$$

Avec :

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

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

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

#### 4.3.1.7.2. Approche de Blake, 1997 :

Une formule analytique est proposée par Blake (1997) pour la courbe de référence CRR<sub>7,5</sub> (Voir courbe correspondant à FC  $\leq 5$  % en figure 4-5) ; elle s'écrit sous la forme suivante:

$$CRR_{7,5} = \left( \frac{a + cx + ex^2 + gx^3}{1 + bx + dx^2 + fx^3 + hx^4} \right)$$

Avec :

$$\mathbf{x} = (N_1)_{60cs} ;$$

$$\mathbf{a} = 0,048 ;$$

$$\mathbf{b} = -0,1248 ;$$

$$\mathbf{c} = -0,004721 ;$$

$$\mathbf{d} = 0,009578 ;$$

$$\mathbf{e} = 0,0006136 ;$$

$$\mathbf{f} = -0,0003285 ;$$

$$\mathbf{g} = -1,673.10^{-5} ;$$

$$\mathbf{h} = 3,714.10^{-6} ;$$

**N.B :** Cette expression est valable pour des valeurs de  $(N_1)_{60cs}$  inférieures à 30. Dans le cas contraire, on fixe  $CRR_{7.5}$  à 1,2. De même, pour des valeurs de  $(N_1)_{60cs}$  inférieures à 3, la formule n'est plus valable ; elle est remplacée par une courbe coupant l'axe des ordonnées en 0,05 (voir figure 4-7). Ce dernier point a été précisé par acceptation générale de la part des participants au groupe de travail de NCEER (1996).

#### 4.3.1.7.3. Approche de RAUCH, 1998 :

À l'université de Texas A.F. Rauch (1998) a pu faire une approche de la courbe obtenue par Seed et al 1985 à la formule suivante :

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

**NB :** Cette équation reste valable pour  $(N_1)_{60} < 30$ . Pour  $(N_1)_{60} \geq 30$  on admet directement que le sol est non liquéfiable.

#### 4.3.1.7.4. Approche de Youd et al. , 2001 :

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

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

**NB :** Cette équation reste valable pour  $(N_1)_{60} < 30$ . Pour  $(N_1)_{60} > 30$  on admet directement que le sol est non liquéfiable.

#### 4.3.1.7.5. Approche d'Andrus et al, 2004 :

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

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

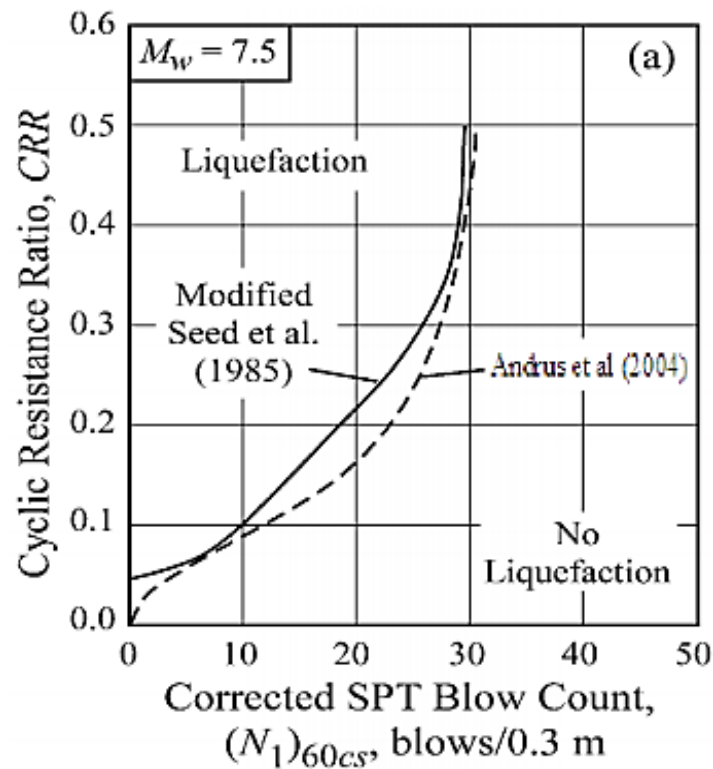


Figure 4 - 7 : Courbe simplifiée pour le calcul du CRR pour  $M_w=7.5$  (d'après Andrus et al, 2004).

#### 4.3.1.7.6. Approche d'Idriss et Boulanger, 2006 :

Idriss et Boulanger (2006) ont recommandé l'équation analytique suivante à employer pour déterminer le CRR basé sur des résultats de SPT (figure 4-8), pour un sol non cohésion avec n'importe quel contenu fin (FC) :

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

Avec :

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

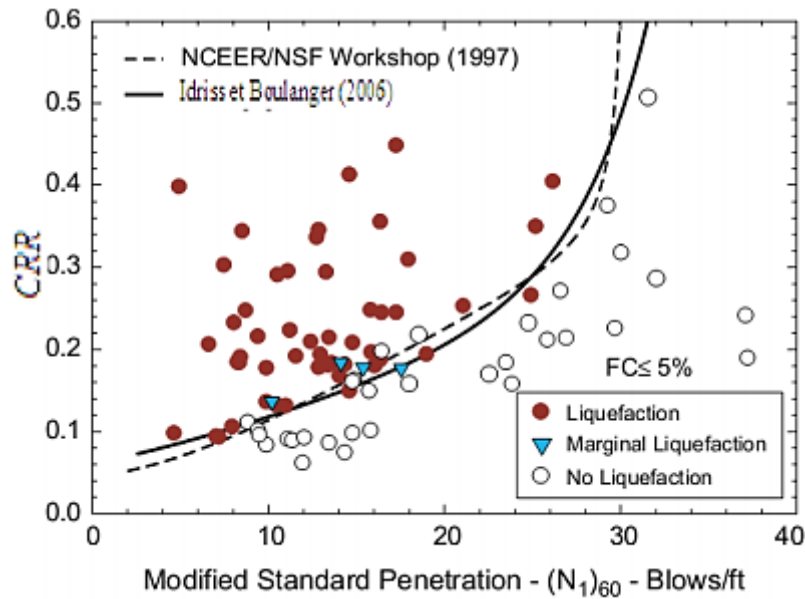


Figure 4 - 8 : Courbe simplifiée pour le calcul du CRR basée sur  $(N_1)_{60}$  pour  $M_w=7.5$  (d'après Idriss et Boulanger, 2006).

### 4.3.2. Evaluation du CRR par l'essai CPT (Cone Penetration Test)

Contrairement à l'essai de pénétration standard (SPT), l'essai de pénétration au cône n'implique pas de chocs et fournit des données caractéristiques du sol de manière continue lors de l'enfoncement du cône à vitesse constante (2 cm/s).

Suivant le type d'appareil, ce test permet de déterminer la résistance à la pointe  $q_c$  et le frottement latéral  $f_s$  dans le cas d'un CPT traditionnel, auxquels s'ajoute la mesure des pressions interstitielles dans le cas d'un piezo-cone ou CPTu. L'essai au cône sismique ou Seismic Cone Penetration Test (SCPT) permet également de mesurer la vitesse d'ondes de cisaillement émises par une source en surface (typiquement la chute d'un mouton).

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

Olsen (1997) propose une méthode simplifiée pour le calcul du CRR :

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

Avec :

$q_c$  : la résistance de pointe exprimée (atm).

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

$R_f$  : rapport en pourcentage de frottement défini par  $R_f = 100 (f_s/q_c)$ .

$f_s$  : le coefficient de frottement.



**4.3.2.2. Méthode de Robertson et Wride (1998)**

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

**Pour  $q_{c1N,cs} < 50$  :**

$$CRR = 0.833 \left( \frac{q_{c1N,cs}}{100} \right) + 0.05$$

**Pour  $50 \leq q_{c1N,cs} < 160$  :**

$$CRR = 93 \left( \frac{q_{c1N,cs}}{100} \right)^3 + 0.08$$

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

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

Avec :

$q_{c1N}$  : la résistance de pointe.

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

**Pour  $I_c \leq 1.64$  :**

$$K_c = 1.0$$

**Pour  $I_c > 1.64$  :**

$$K_c = -0.403 I_c^4 + 5.58 I_c^3 - 21.63 I_c^2 + 33.75 I_c - 17.88$$

Avec :

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

$$Q = \left[ \frac{(q_c - \sigma_{v0})}{P_a} \right] \left( \frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.5}$$

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

### 4.3.2.3. Méthode de Juang et al (2003)

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

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

Avec :

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

$$q_{c1N,cs} = q_{c1N} (2.429 I_c^4 - 16.934 I_c^3 + 44.551 I_c^2 - 51.497 I_c + 22.802)$$

$$q_{c1N} = 10 \left[ \frac{q_c}{(\sigma'_{v0})^{0.5}} \right]$$

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

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

Où :

- $q_c$  : la résistance de pointe (kPa).
- $f_s$  : le coefficient frottement.
- $\sigma_v$  : la contrainte verticale totale (kPa).
- $\sigma'_v$  : la contrainte verticale effective (kPa).

### 4.3.2.4. Méthode d'Andrus et al (2004)

La relation de CRR proposée par Andrus et al (2004) illustrée dans la figure 4-9 :

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

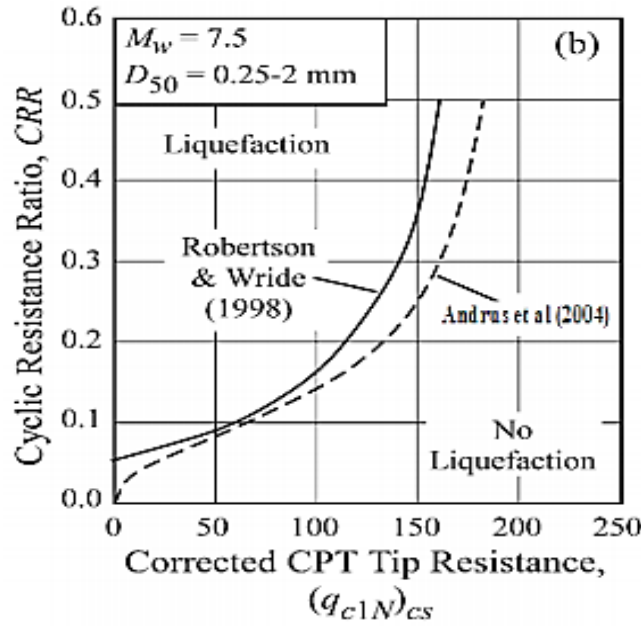


Figure 4 - 9 : Courbe simplifiée pour le calcul du CRR basée sur  $q_{c1N,cs}$  pour  $M_w=7.5$  (d'après Andrus et al, 2004).

#### 4.3.2.5. Méthode d'Idriss et Boulanger (2006)

Idriss et Boulanger (2006) ont recommandé l'équation analytique suivante à employer pour déterminer le CRR basé sur des résultats de CPT (figure 4-10) :

$$CRR_{7.5} = \exp \left[ \frac{q_{c1N}}{14.1} + \left( \frac{q_{c1N}}{126} \right)^2 - \left( \frac{q_{c1N}}{23.6} \right)^3 + \left( \frac{q_{c1N}}{25.4} \right)^4 - 2.8 \right]$$

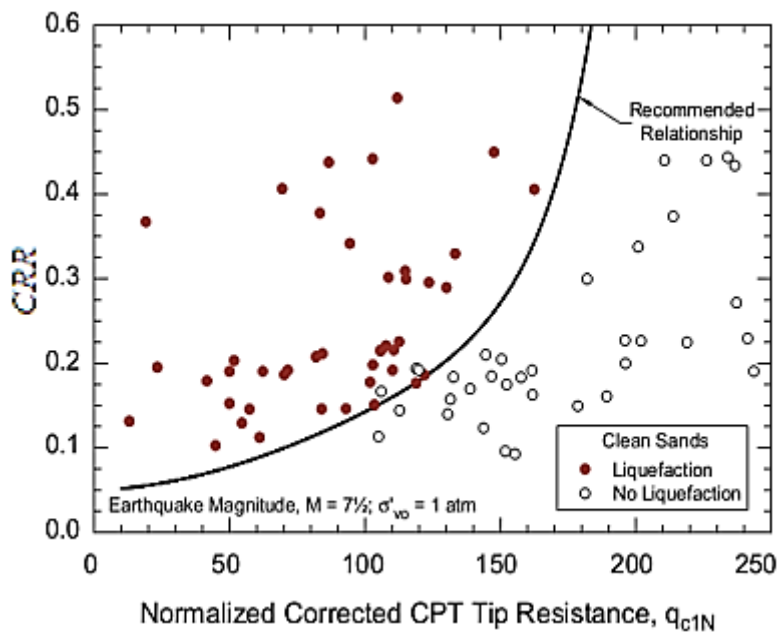


Figure 4 - 10 : Courbe simplifiée pour le calcul du CRR basée sur pour  $M_w=7.5$  (d'après Idriss et Boulanger, 2006).

## 4.4. Le facteur de correction de magnitude "MSF" (Magnitude scaling factor)

### 4.4.1. Définition du "MSF"

La valeur du CRR d'un sol fait intervenir le *facteur de correction de magnitude* (*Magnitude Scaling Factor – MSF*). Les méthodes présentées plus loin établissent toutes des CRR formulés pour un séisme de magnitude de 7,5. Pour pouvoir comparer CSR et CRR, il est nécessaire qu'ils soient exprimés pour une même magnitude. Seed et Idriss (1970) ont développé le facteur de correction de magnitude MSF reliant le CRR d'une secousse de magnitude M à celui d'une secousse de magnitude 7,5 (et inversement), tel qu'exprimé par les expressions suivantes :

$$CRR_M = MSF \cdot CRR_{7.5}$$

$$CRR_{7.5} = \frac{CRR_M}{MSF}$$

De nombreuses recherches ont porté sur la détermination du facteur MSF (Ambraseys, 1988 ; Arango, 1994 et 1996 ; Andrus et Stokoe, 1997 et 1999 ; Youd et Noble, 1997a et 1997b). Les approches les plus utilisées sont celles de Youd & Idriss (2001) et Idriss & Boulanger (2004).

### 4.4.2. Méthodes de calcul du "MSF"

#### 4.4.2.1. Youd et Idriss, 2001

L'approche simplifiée pour l'évaluation de CRR est basée sur une magnitude de référence  $M_w = 7,5$ . Un coefficient *MSF* (Magnitude Scaling Factor), est utilisé pour obtenir la valeur  $M_w$  corrigée de CSR correspondant à un séisme de magnitude différente de 7,5. Le coefficient *MSF* est calculé à partir de la corrélation entre le nombre de cycles de contraintes uniformes équivalents et la magnitude du séisme d'une part, et des relations obtenues au laboratoire entre le CSR requis pour causer la liquéfaction et le nombre de cycles de contraintes uniformes.

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

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

Avec :

$M_w$  : La magnitude du séisme.

#### 4.4.2.2. Idriss et Boulanger, 2004

Idriss et Boulanger (2004), après l'examen de toutes les relations, ont adopté l'équation suivante :

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

Lorsqu'ils utilisent la combinaison avec les formules qui relient  $r_d$  à  $z$  et à la magnitude  $M_w$ , cette combinaison fournit des résultats plus conservateurs, surtout dans le cas des faibles profondeurs.

### 4.5. Le facteur de sécurité vis-à-vis de la liquéfaction "FS"

La dernière étape dans l'analyse de liquéfaction est de calculer le facteur de sécurité vis-à-vis la liquéfaction. Si le CSR induit par le tremblement de terre prévue est supérieure au CRR in situ des sols, la liquéfaction peut se produire lors du tremblement de terre. Le facteur de sécurité contre la liquéfaction FS est défini comme suit:

$$FS = \frac{CRR}{CSR} = \frac{CRR_{7.5} \times MSF}{CSR}$$

La liquéfaction peut se produire si  $FS \leq 1$ , et aucune liquéfaction n'est prévu si  $FS > 1$ . Plus que le facteur de sécurité est grand, plus le sol est résistant à la liquéfaction.

## 4.6. Conclusion

La première étape de l'analyse de liquéfaction consiste à déterminer si le sol a la capacité de se liquéfier pendant un tremblement de terre.

Parmi les différentes méthodes d'évaluation du potentiel de liquéfaction, la plus communément utilisée est celle développée par Seed et Idriss en 1971 (Youd et al, 2001). Cette méthode consiste à déterminer le taux de contrainte cyclique **CSR** (Cyclique Stress Ratio), et le taux de résistance cyclique **CRR** (Cyclique Résistance Ratio) à partir d'essais in situ **S.P.T** Standard Pénétration Test. La comparaison de ces deux taux permet de définir le coefficient de sécurité vis-à-vis du risque de liquéfaction.

Une valeur de FS supérieure à l'unité indiquerait que le sol n'est pas susceptible à la liquéfaction. Lorsque FS est inférieur à 1, le sol est susceptible à la liquéfaction, et plus la valeur est faible, plus le risque sera important.

L'évaluation du potentiel des sols à la liquéfaction in situ se résume dans les étapes suivantes :

1. Le sol doit être pulvérulent et saturé (partiellement ou totalement) pour que la liquéfaction puisse avoir lieu.
2. Détermination de la profondeur de la nappe d'eau.
3. Calcul des contraintes totales et effectives.
4. Calcul du facteur de réduction de profondeur.
5. Calcul du rapport de la contrainte cyclique "CSR".
6. Détermination de "N" par les essais "SPT".
7. Calcul de  $(N_1)_{60}$  et  $(N_1)_{60cs}$  corrigés.
8. Calcul du rapport de résistance cyclique.
9. Calcul du facteur de résistance vis-à-vis de la liquéfaction "FS".
10. D'après la valeur de "FS", conclure si le sol est susceptible ou pas à la liquéfaction.

# **Partie II**

## **Application**

# **Chapitre 5**

## **Application au cas de la nouvelle centrale électrique de Mostaganem**



## 5.1. Introduction

Dans les chapitres précédents, après définition du phénomène de liquéfaction, on a vu les critères de susceptibilité à la liquéfaction, les conditions de l'initiation de ce phénomène, ainsi que les méthodes d'évaluation du potentiel de liquéfaction d'un site par les essais in situ.

Dans ce chapitre, Suite à la demande émanant de la Compagnie de l'Engineering de l'Electricité et du Gaz (C.E.E.G), on va appliquer tout ça pour déterminer le potentiel de liquéfaction du site prévu pour la réalisation d'une centrale électrique en cycle combiné 1 450,356 MW à Mostaganem, et prendre ensuite une décision finale sur la possibilité de construire cet ouvrage, ou la nécessité de passer par le traitement et l'amélioration de notre sol.

Cette étude exécute des sondages, ainsi que des essais in situ pour la centrale électrique en cycle combiné de Mostaganem en Algérie et saisit l'état de répartition des couches géologiques et les diverses caractéristiques matérielles en synthétisant et en analysant les données géotechniques de bases nécessaires pour la planification.

Cette étude a pour objectif de fournir les données sur les caractéristiques du sol qui seront utilisées pour déterminer le risque de liquéfaction dans ce site.

Dans ce chapitre, 4 essais seront traités en détail, parmi les 56 sondages réalisés, les résultats des calculs de ces derniers seront présentés dans les annexes.

## 5.2. Présentation du site du projet

### 5.2.1. Localisation du projet d'étude

Le terrain étudié est localisé à l'Est de la ville de Mostaganem au niveau de la plage Sonachter à côté de la station de dessalement des eaux de mer.

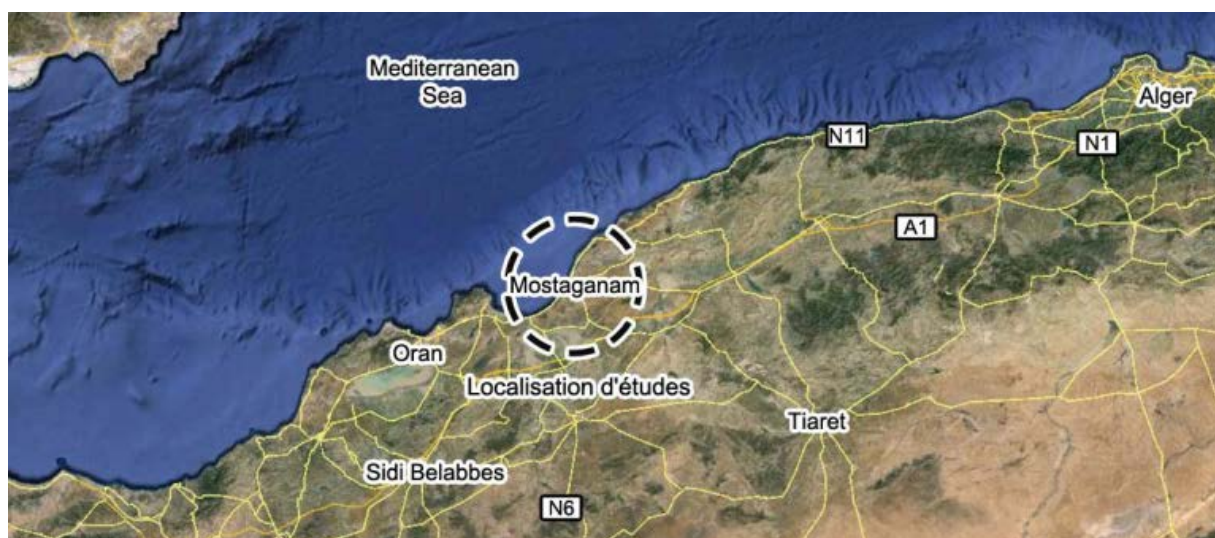


Figure 5 - 1 : Localisation du site.

Le site réservé au projet est relativement plat avec quelques dunes de sable :



Figure 5 - 2 : *Chemin d'accès au site.*



Figure 5 - 3 : *Dunes de sable de mer.*

## 5.2.2. Sismicité

### 5.2.2.1. Zonage sismique en Algérie

D'après le règlement parasismique Algérien "RPA 1999 modifié en 2003", l'Algérie se divise en 5 zones selon le degré de séisme. Ces zones sont représentées dans le tableau 5-1 et la figure 5-4.

Tableau 5 - 1 : Zonage sismique en Algérie.

Zone 0	Zone I	Zone IIa	Zone IIb	Zone III
Négligeable	Faible	Moyenne	Elevée	Très élevée

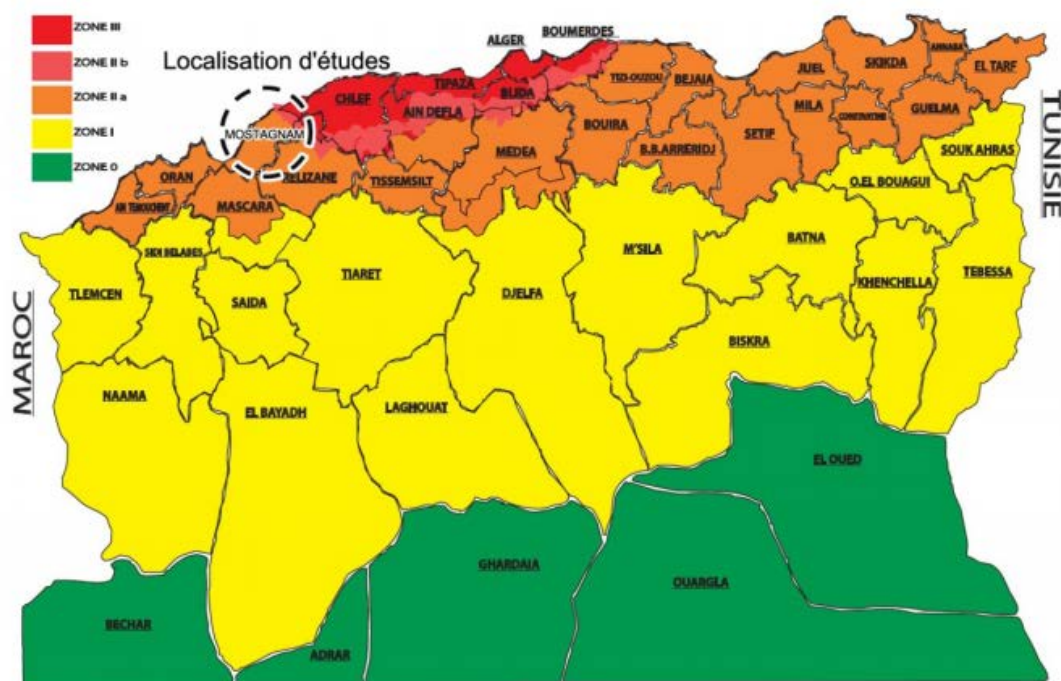


Figure 5 - 4 : Carte de zonage sismique.

### 5.2.2.2. L'importance de notre ouvrage

A noter, toujours d'après le "RPA99/ version 2003", que notre centrale électrique appartient au **groupe 1-B : Ouvrages de grande importance** : Bâtiments de centres de production ou de distribution d'énergie.

### 5.2.2.3. Commentaires sur notre site

La Wilaya Mostaganem se situe dans la zone **IIa**, zone avec une intensité de séisme moyenne.

Comme on a vu dans le chapitre 4, L'initiation de la liquéfaction ne dépend pas seulement de l'intensité du séisme, mais aussi de plusieurs autres paramètres, tels que la durée de ce séisme (i.e., le nombre de cycles du chargement), la nature du sol et la profondeur de la nappe d'eau (la saturation du sol).

Vu que notre sol est pulvérulent et que la nappe d'eau est à quelques mètres de la surface, un séisme d'intensité moyenne peut facilement initier la liquéfaction de notre sol.

Tenant compte de l'importance de notre ouvrage, la sécurité de notre sol vis-à-vis de la liquéfaction doit être rigoureusement prise en compte.

### 5.2.3. Géologie

Le terrain est composé de dépôts Quaternaire récent constitués de sable plus ou moins argileux, résultats d'anciennes plages émergées recouvrant ainsi un substratum Pliocène marneux, mis en évidence par des sondages carottés déjà effectués sur le site de la station de dessalement déjà réalisé à côté du site projeté pour recevoir la centrale électrique.

L'observation des sondages réalisés dans le cadre du projet de la station de dessalement situé à la proximité immédiate Ouest du site montre que le sol est constitué essentiellement de haut en bas des formations géologiques suivantes :

➤ **Formation de recouvrement :**

Il s'agit de sables avec un peu de silt de couleur jaunâtre à verdâtre, avec un peu de graviers, des restes de mollusques, avec présence par endroit de passages d'ordre centimétriques de vases plastique de couleur grisâtre. L'épaisseur de ces sables est variable et décroît dans le sens Nord – Sud, c'est-à-dire tout en s'éloignant de la mer.

➤ **Bancs de grès calcaires :**

Sous ces sables, on note la présence par endroit de bancs de grès à ciment calcaire ocre à jaunâtre d'ordre centimétrique, très dur, avec des joints fermés horizontaux. Ces bancs de grès calcaire sont signalés de plus en plus en s'éloignant de la mer et en se rapprochant de la montagne.

➤ **Marnes grise très compacte :**

Un substratum marneux très compacte de couleur grise.

### 5.3. Répartition des couches du sol

#### 5.3.1. Les sondages

Des sondages carottés ont été effectués sur place afin de recueillir les données nécessaires à l'analyse des caractéristique du sol, ce qui revient à faire l'état actuel de la répartition des couches, à prélever des échantillons en vue de les utiliser pour les essais in situ que l'on va utiliser par la suite pour déterminer le potentiel de liquéfaction de notre sol.

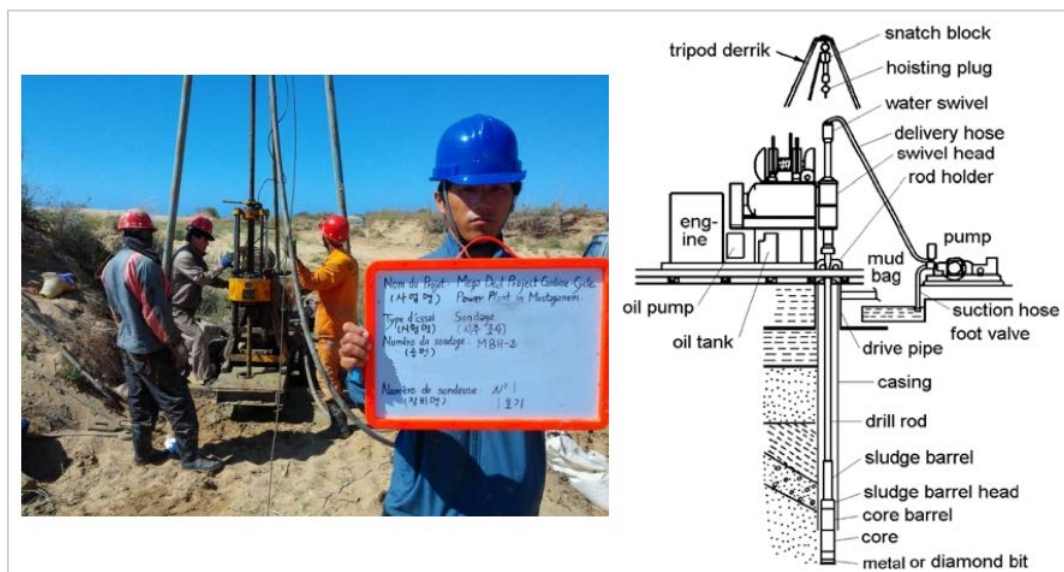


Figure 5 - 5 : Vue panoramique de l'essai plus le schéma de la sondeuse.

#### 5.3.2. La répartition des couches du sol

Les résultats des sondages ont permis de faire la répartition des couches résumée dans le tableau 5-2 pour nos 4 sondages, et dans l'annexe A-1 pour la globalité du site :

Tableau 5 - 2 : Résultats des sondages.

N°	Sable (m)	Argile (m)	Marne (sol) (m)	Grès (m)	Marne (roche) (m)	Profondeur (m)
5	0 – 15.5	-	15.5 – 21.7	-	21.7 – 50.0	50.0
20	0.0 – 14.7	-	14.7 – 20.5	-	20.5 – 15.0	25.0
35	0.0 – 14.3	-	14.3 – 20.5	-	20.5 – 25.0	25.0
49	0.0 – 17.5	-	-	-	17.5 – 25.0	25.0

### 5.3.3. Commentaires et discussion des résultats

Les résultats de ces sondages (annexe A-1) montrent que notre site est constitué d'une couche de sable reposant sur une couche de marne (sol) qui repose à son tour sur un substratum marneux très compacte de couleur grise.

La couche supérieure (le sable) est d'épaisseur peu variable tournant autour de 15m.

D'après le chapitre 4, le plus grand risque de liquéfaction n'est généralement pas présent au-delà des 15 premiers mètres du sol. Par conséquent, notre étude va porter sur cette couche uniquement.

Vu que notre domaine d'étude est un sol pulvérulent, on prévoit un potentiel de liquéfaction élevé.

On note une présence minimale d'argiles et de grès dans quelques endroits. Cela va avoir un effet local, et va être pris en considération dans les calculs.

On note également que le substratum marneux (très compact) se situe à environ 20 m de profondeur. Donc si notre sol s'avère liquéfiable, on risque d'avoir besoin de traiter (améliorer) notre sol, ou d'être obligé de réaliser notre ouvrage sur des fondations profondes.

## 5.4. Mesure du niveau de la nappe deau

### 5.4.1. Les levés piézométriques

Les levés piézométriques du niveau de la nappe phréatique pour les sondages 5, 20, 35 et 49 ont donné les résultats suivants :

Tableau 5 - 3 : Profondeur de la nappe  $z_w$  (m).

N°	Profondeur de la nappe $z_w$ (m)
5	1.03
20	0.38
35	0.54
49	1.14

Les résultats de tous les levés piézométriques sont présentés dans l'annexe A-2.

### 5.4.2. Commentaires et discussion des résultats

D'après les résultats de ces levés piézométriques, on voit que la nappe d'eau est juste à quelques mètres de la surface du sol, elle est donc trop peu profonde (presque superficielle), notre sol est alors saturé, ce qui augmente, par conséquent, son potentiel de liquéfaction.

## 5.5. Calcul des contraintes totales et effectives

### 5.5.1. Le remblai

Sachant qu'on va remblayer notre site jusqu'à 5.00 m au-dessus du niveau de la mer, nous devons tenir compte du poids de ce dernier.

Tenant compte de l'élévation de chaque point du site par rapport au niveau de la mer, donnée par les sondages (annexe A-3), les hauteurs du remblai dans les points d'essai 5, 20, 35 et 49 sont les suivantes :

Le poids volumique unitaire de ce remblai est de  $\gamma_r = 1.85 \text{ t/m}^3$ .

Tableau 5 - 4 : *Hauteurs du remblai nécessaires.*

N°	Élévation (m)	Auteur visée (m)	Hauteur du remblai $H_r$ (m)
5	1.762	5.00	3.238
20	1.150	5.00	3.850
35	1.070	5.00	3.930
49	1.622	5.00	3.378

Le poids volumique unitaire du sol varie entre  $\gamma = 1.75 \text{ t/m}^3$  et  $\gamma = 1.80 \text{ t/m}^3$ , on admet alors une valeur moyenne de  $\gamma = 1.78 \text{ t/m}^3$ .

### 5.5.2. Le calcul des contraintes

Le calcul de contraintes se fait comme suit :

$$\sigma_{\text{tot}} = \gamma \cdot z + \gamma_r \cdot H_r \quad \text{et} \quad \sigma_{\text{eff}} = \gamma \cdot z_w + (\gamma - 1) \cdot (z - z_w) + \gamma_r \cdot H_r$$

Avec :

- $\sigma_{tot}$  : contrainte totale à la profondeur z.
- $\gamma$  : poids volumique unitaire du sol.
- $z$  : profondeur de calcul.
- $\gamma_r$  : poids volumique unitaire du remblai.
- $H_r$  : hauteur du remblai.
- $\sigma_{eff}$  : contrainte effective à la profondeur z.
- $z_w$  : profondeur de la nappe.

Les résultats sont présentés dans le tableau 5-5 :

Tableau 5 - 5 : Contraintes totales et effectives.

N°	z (m)	$\sigma_{tot}$ (t/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{eff}$ (t/m <sup>2</sup> )	N°	z (m)	$\sigma_{tot}$ (t/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{eff}$ (t/m <sup>2</sup> )
5	3,00	11,330	9,360	35	2,00	10,831	9,371
	5,00	14,890	10,920		4,00	14,391	10,931
	7,00	18,450	12,480		6,00	17,951	12,491
	9,00	22,010	14,040		8,00	21,511	14,051
	11,00	25,570	15,600		10,00	25,071	15,611
	13,00	29,130	17,160		12,00	28,631	17,171
	15,00	32,690	18,720		14,00	32,191	18,731
20	2,00	10,683	9,063	49	2,00	9,809	8,949
	4,00	14,243	10,623		4,00	13,369	10,509
	6,00	17,803	12,183		6,00	16,929	12,069
	8,00	21,363	13,743		8,00	20,489	13,629
	10,00	24,923	15,303		10,00	24,049	15,189
	12,00	28,483	16,863		14,00	31,169	18,309
	14,00	32,043	18,423		16,00	34,729	19,869



Les résultats des calculs des contraintes pour tous les sondages sont présentés dans l'annexe A-4.

### 5.5.3. Les diagrammes des contraintes

Les diagrammes des contraintes totales et effectives pour ces sondages en fonction de la profondeur sont les suivants (figure 5-6) :

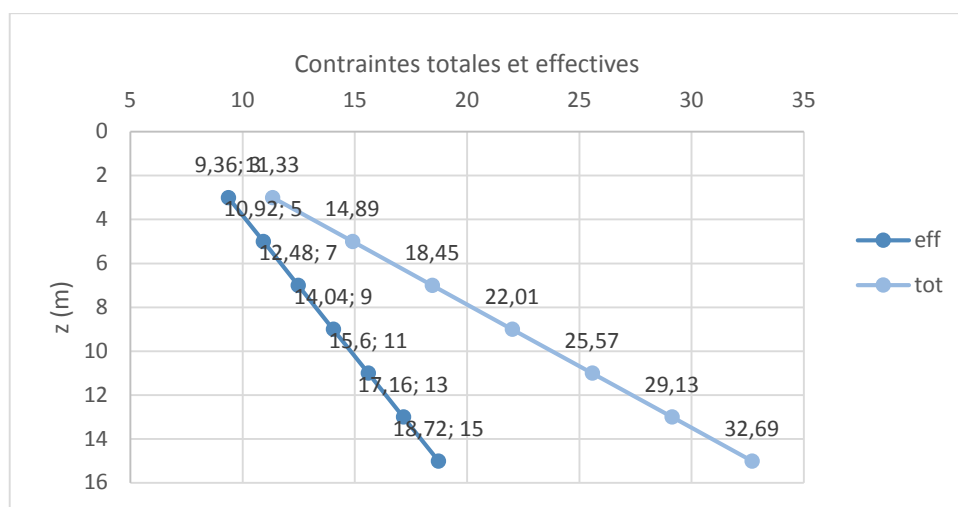


Figure 5-6 (a) : Diagrammes de  $\sigma_{tot}$  et  $\sigma_{eff}$  pour le sondage 5.

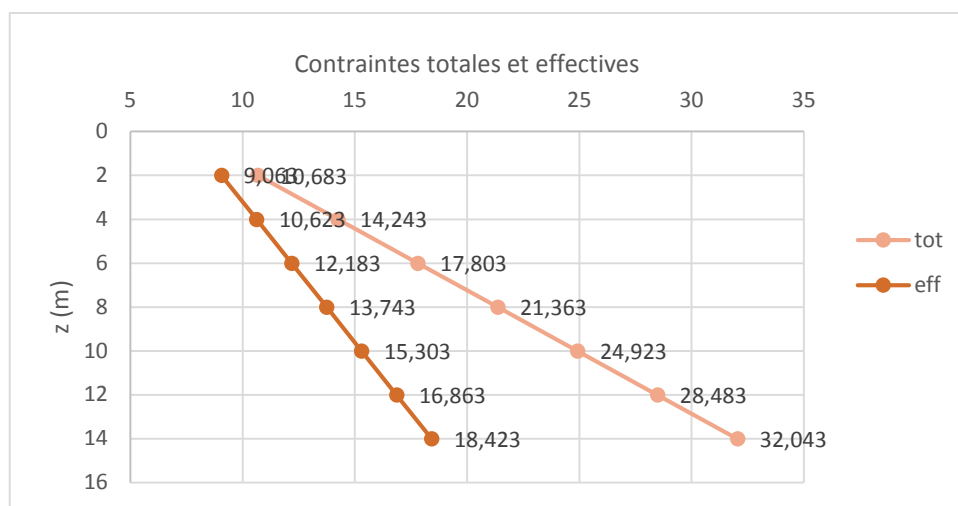


Figure 5-6 (b) : Diagrammes de  $\sigma_{tot}$  et  $\sigma_{eff}$  pour le sondage 20.

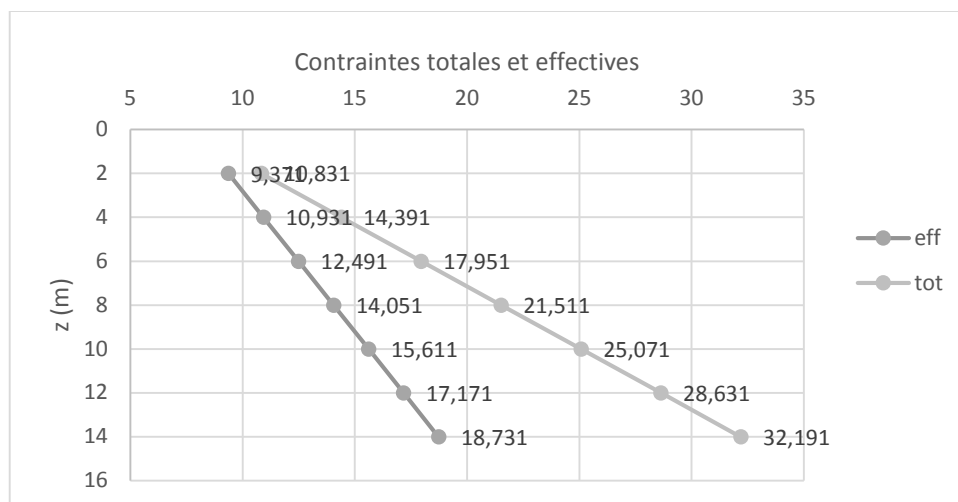


Figure 5-6 (c) : Diagrammes de  $\sigma_{tot}$  et  $\sigma_{eff}$  pour le sondage 35.

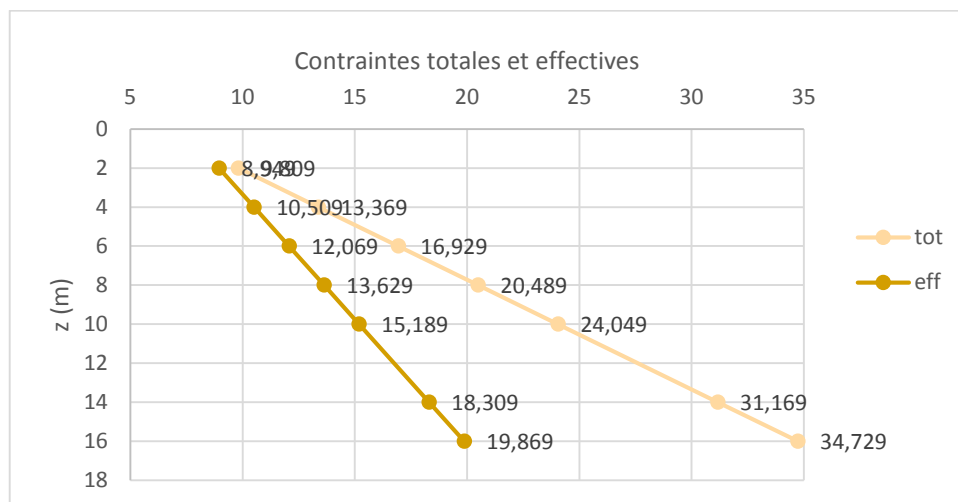


Figure 5-6 (d) : Diagrammes de  $\sigma_{tot}$  et  $\sigma_{eff}$  pour le sondage 49.

Figure 5 - 6 : Diagrammes des contraintes totales et effectives.

### 5.5.4. Commentaires et discussion des résultats

Les contraintes, totales et effectives, augmentent linéairement avec la profondeur puisque cette couche est constituée du même matériau (le sable).

Les deux diagrammes sont proches au début (au voisinage de la surface), ce qui correspond à une faible pression interstitielle, puis, en s'éloignant de la surface, l'écart devient de plus en plus important, ce qui correspond à une augmentation des pressions interstitielles avec la profondeur.

## 5.6. Le facteur de réduction de profondeur "r<sub>d</sub>"

### 5.6.1. Calcul de r<sub>d</sub>

Comme on a vu dans le chapitre IV, l'approche de Kayen et al, 1992 nous propose l'équation suivante pour le calcul de r<sub>d</sub> :

$$r_d = 1 - z / 90$$

Où z est la profondeur où on veut calculer le facteur de réduction de profondeur r<sub>d</sub>.

Les résultats du calcul de r<sub>d</sub> pour les sondages 5, 20, 35 et 49 sont représentés dans le tableau 5-6 :

Tableau 5 - 6 : Résultats du calcul de r<sub>d</sub>.

N°	Profondeur z (m)	r <sub>d</sub>	N°	Profondeur z (m)	r <sub>d</sub>
5	3,00	0,931	35	2,00	0,934
	5,00	0,908		4,00	0,912
	7,00	0,886		6,00	0,890
	9,00	0,864		8,00	0,867
	11,00	0,842		10,00	0,845
	13,00	0,820		12,00	0,823
	15,00	0,797		14,00	0,801
20	2,00	0,935	49	2,00	0,940
	4,00	0,913		4,00	0,918
	6,00	0,891		6,00	0,896
	8,00	0,868		8,00	0,874
	10,00	0,846		10,00	0,851
	12,00	0,824		14,00	0,807
	14,00	0,802		16,00	0,785

Les résultats des calculs de  $r_d$  pour tous les sondages sont présentés dans l'annexe A-4.

### 5.6.2. Les diagrammes de " $r_d$ "

Les diagrammes du facteur de réduction de profondeur pour ces sondages en fonction de la profondeur sont les suivants (figure 5-7) :

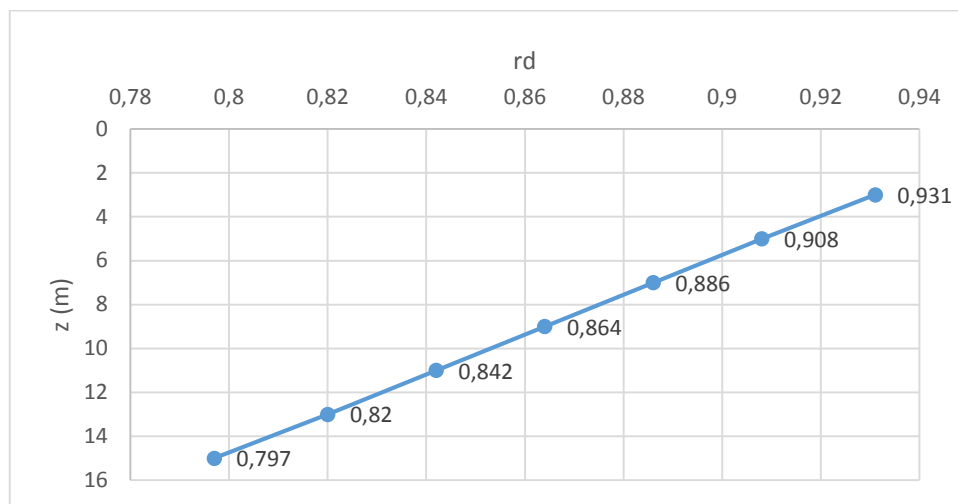


Figure 5-7 (a) : Diagramme de  $r_d$  pour le sondage 5.

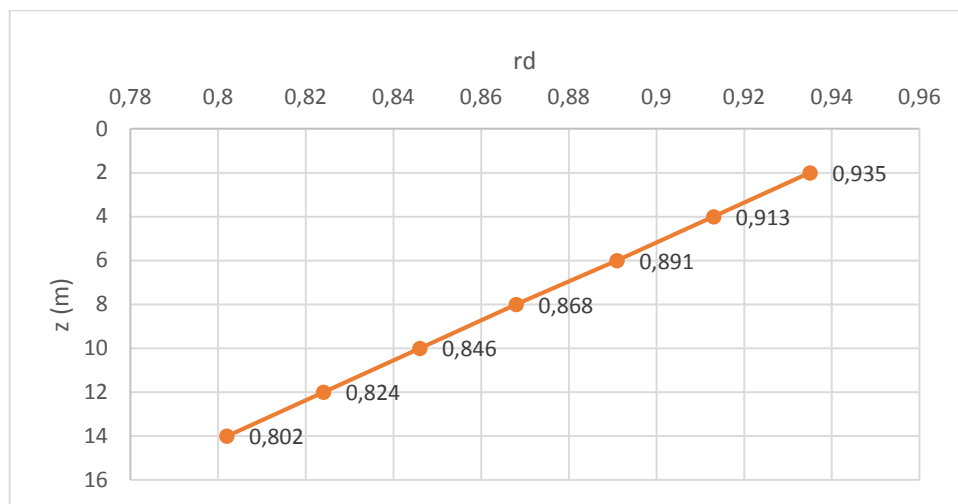


Figure 5-7 (b) : Diagramme de  $r_d$  pour le sondage 20.

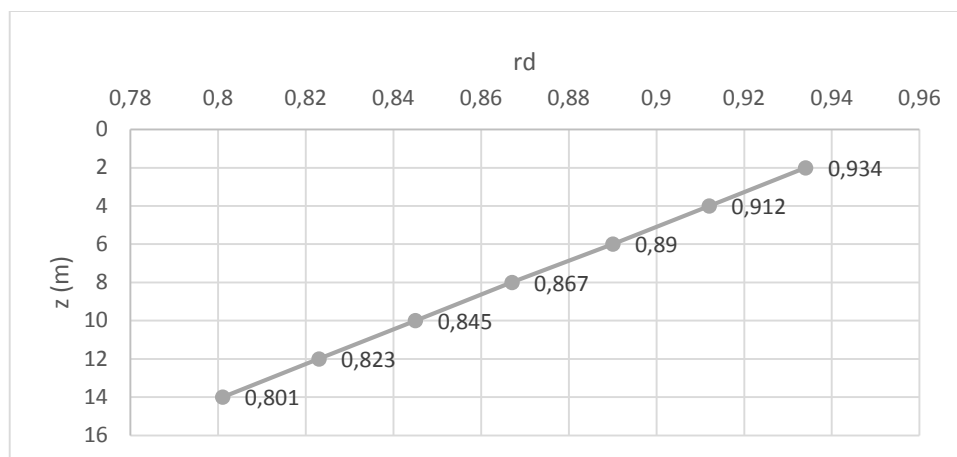


Figure 5-7 (c) : Diagramme de  $r_d$  pour le sondage 35.

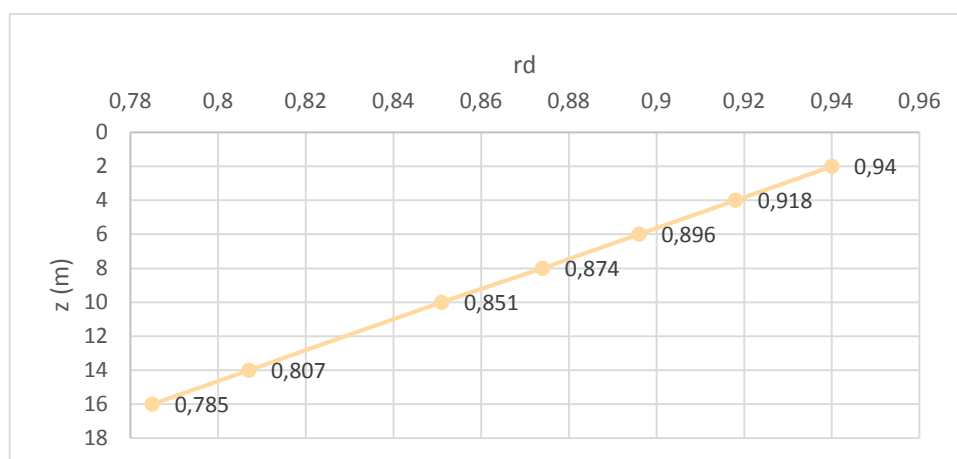


Figure 5-7 (d) : Diagramme de  $r_d$  pour le sondage 49.

Figure 5 - 7 : Diagrammes de  $r_d$  en fonction de la profondeur.

### 5.6.3. Commentaires et discussion des résultats

Le facteur de réduction " $r_d$ " varie linéairement avec la profondeur.

Théoriquement, d'après l'approche de Kayen et al, 1992, Il diminue de la valeur de 1 en surface (pas de sol donc pas de correction), pour s'annuler à une profondeur de 90m.

Sur terrain, le risque de liquéfaction est déterminé uniquement pour les 15 premiers mètres de profondeur. Au-delà de 15m, le sol est considéré non susceptible à la liquéfaction vu le poids du sol supérieur.

## 5.7. Le rapport de la contrainte cyclique "CSR"

### 5.7.1. Calcul du "CSR"

Comme on a vu dans le chapitre IV, la formule proposée par Seed et al. 1975 pour le calcul du CSR est la suivante :

$$CSR = \frac{\tau_{cyc}}{\sigma'_{v0}} = 0.65 \left( \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right) \left( \frac{a_{max}}{g} \right) r_d$$

Avec :

**CSR** : le rapport de contrainte cyclique (sans dimension).

$\sigma_{v0}$  : la contrainte verticale totale (kPa).

$\sigma'_{v0}$  : la contrainte verticale effective (kPa).

$a_{max}$  : l'accélération maximale du sol en surface due à l'effet sismique (0.3g).

$g$  : l'accélération de la pesanteur (m/s<sup>2</sup>).

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

En utilisant les résultats du tableau 5-5 pour les valeurs des contraintes totales et effectives, et du tableau 5-6 pour les valeurs de  $r_d$ , on calcule les valeurs du CSR pour les sondages 5, 20, 35 et 49.

Les résultats des calculs pour les sondages 5, 20, 35 et 49 sont résumés dans le tableau 5-7 :

Tableau 5 - 7 : Résultats des calculs du CSR.

N°	Profondeur z (m)	CSR	N°	Profondeur z (m)	CSR
5	3,00	0,220	35	2,00	0,211
	5,00	0,242		4,00	0,234
	7,00	0,255		6,00	0,249
	9,00	0,264		8,00	0,259
	11,00	0,269		10,00	0,265
	13,00	0,271		12,00	0,268
	15,00	0,272		14,00	0,268

N°	Profondeur z (m)	CSR	N°	Profondeur z (m)	CSR
20	2,00	0,215	49	2,00	0,201
	4,00	0,239		4,00	0,228
	6,00	0,254		6,00	0,245
	8,00	0,263		8,00	0,256
	10,00	0,269		10,00	0,263
	12,00	0,271		14,00	0,268
	14,00	0,272		16,00	0,267

Les résultats des calculs des CSR pour tous les sondages sont présentés dans l'annexe A-4.

### 5.7.2. Les diagrammes du "CSR"

Les diagrammes des CSR pour ces sondages en fonction de la profondeur sont les suivants :

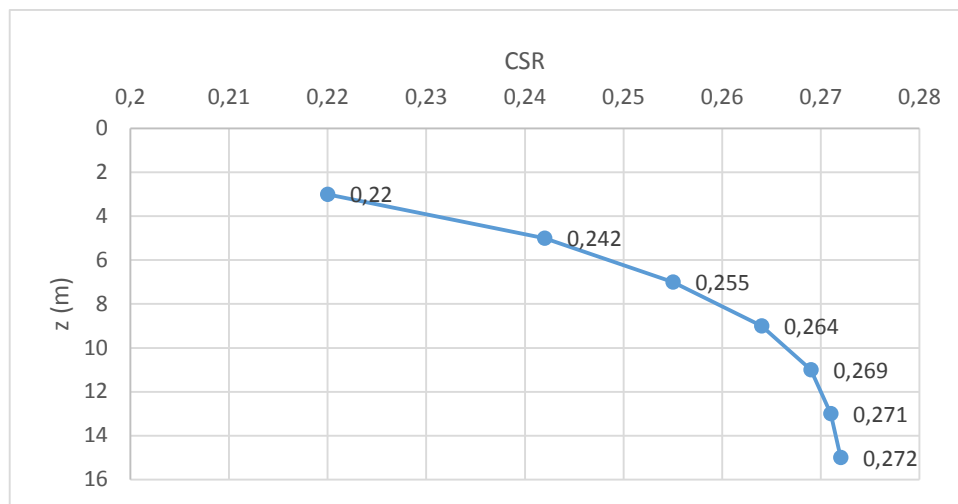


Figure 5-8 (a) : Diagramme du CSR pour le sondage 5.

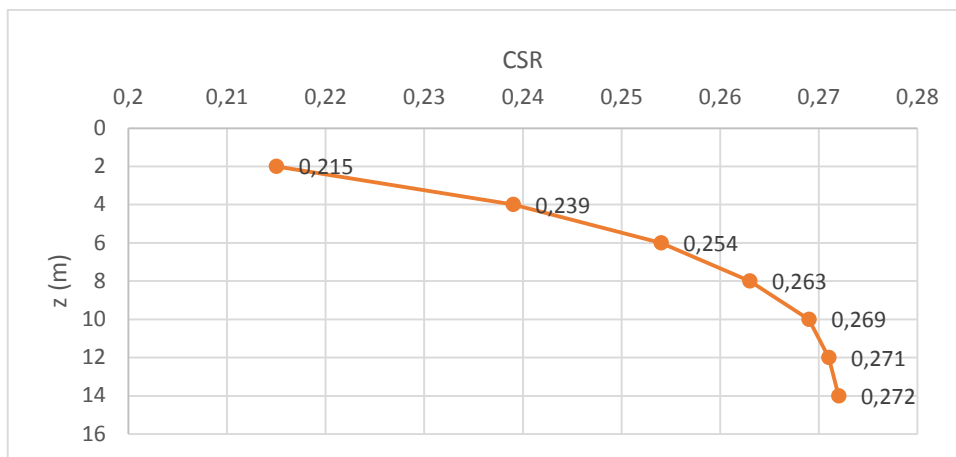


Figure 5-8 (b) : Diagramme du CSR pour le sondage 20.

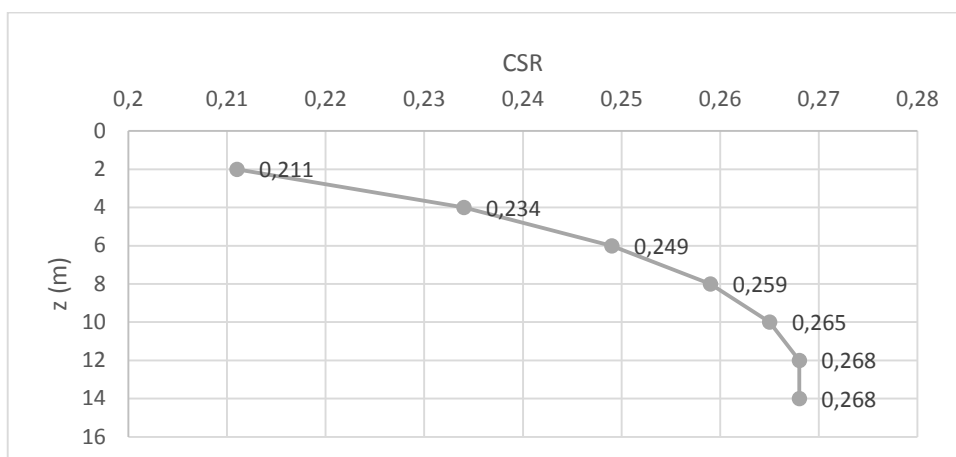


Figure 5-8 (c) : Diagramme du CSR pour le sondage 35.

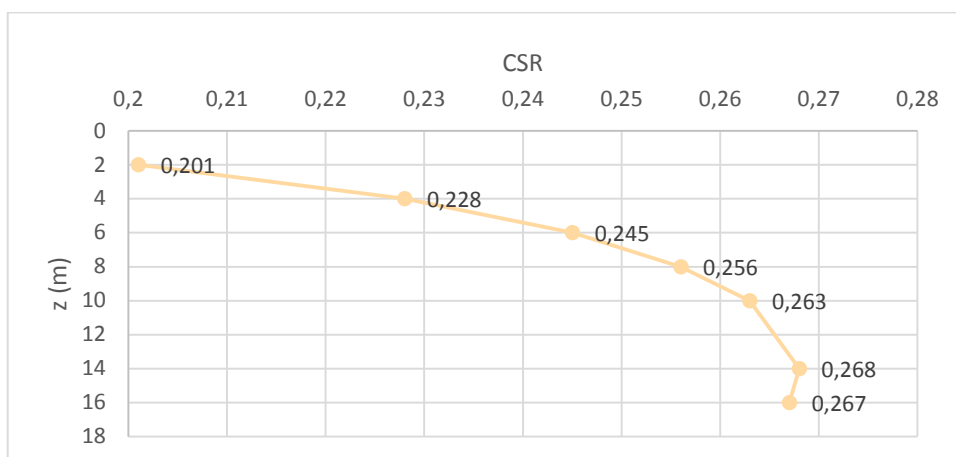


Figure 5-8 (d) : Diagramme du CSR pour le sondage 49.

Figure 5 - 8 : Diagrammes du CSR en fonction de la profondeur.



### 5.7.3. Commentaires et discussion des résultats

On voit que le rapport de la contrainte cyclique augmente très rapidement au début, dû à l'augmentation du rapport des contraintes et un facteur de réduction de profondeur proche de l'unité. Ce dernier ( $r_d$ ), en diminuant avec la profondeur, ralentit l'augmentation du CRR et le stabilise par la suite. Cela traduit l'augmentation de la rigidité du sol avec la profondeur. Plus la profondeur augmente, plus le sol gagne en rigidité, et plus les contraintes appliquées (bien qu'elles restent en augmentation) sont atténuées.

## 5.8. Essai de pénétration standard "SPT"

### 5.8.1. Résultats des essais

Les résultats des essais SPT pour les essais 5, 20, 35 et 49, sont résumés dans le tableau 5-8 :

Tableau 5 - 8 : Résultats des essais SPT.

N°	Profondeur z (m)	Valeur de N	N°	Profondeur z (m)	Valeur de N
5	3,00	8	35	2,00	8
	5,00	7		4,00	5
	7,00	9		6,00	9
	9,00	10		8,00	4
	11,00	9		10,00	11
	13,00	9		12,00	11
	15,00	10		14,00	12
20	2,00	6	49	2,00	14
	4,00	7		4,00	15
	6,00	8		6,00	13
	8,00	11		8,00	12
	10,00	11		10,00	13
	12,00	14		14,00	13
	14,00	12		16,00	10

Les résultats de tous les essais SPT sont présentés dans l'annexe A-5.

### 5.8.2. Les diagrammes de "N"

Les diagrammes de N pour ces sondages en fonction de la profondeur sont représentés dans la figure 5-9 :

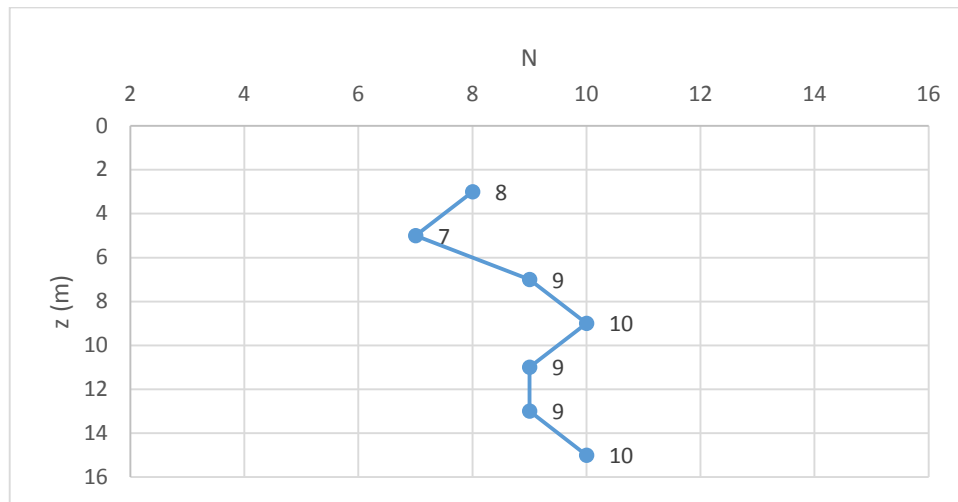


Figure 5-9 (a) : Diagramme de N pour le sondage 5.

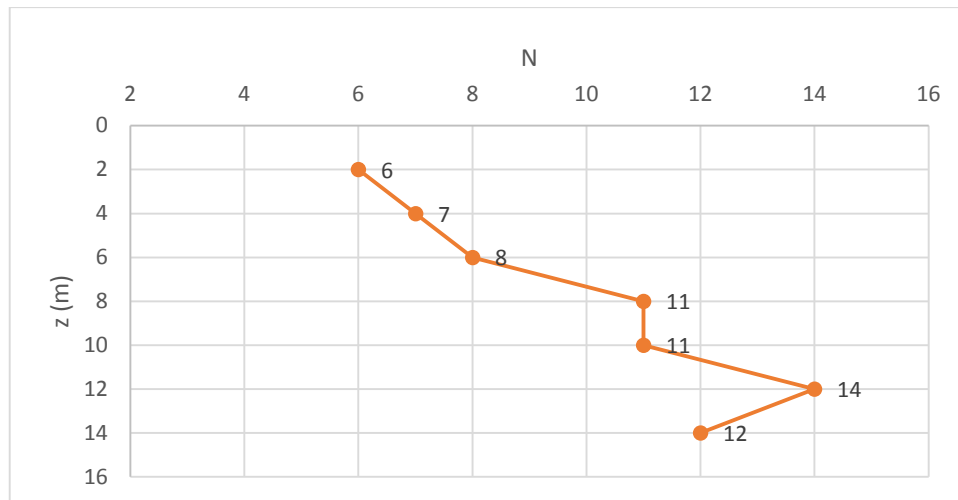


Figure 5-9 (b) : Diagramme de N pour le sondage 20.

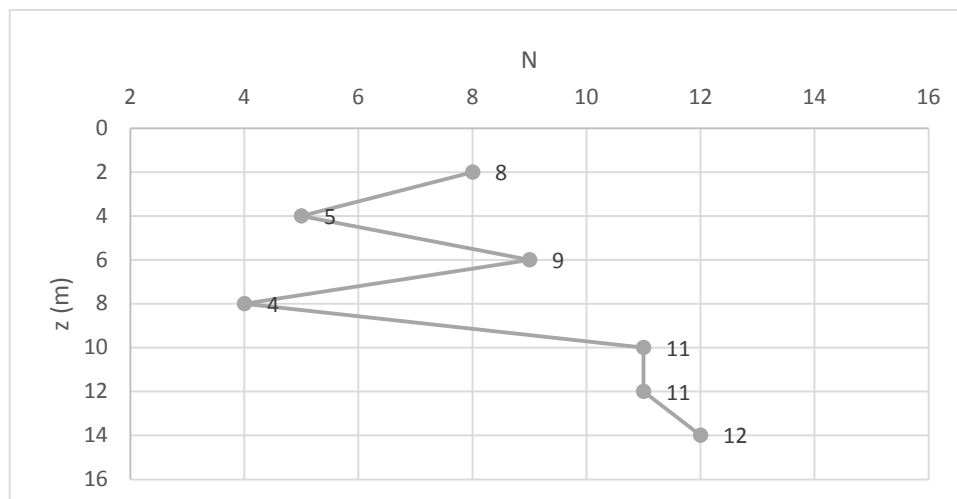


Figure 5-9 (c) : Diagramme de N pour le sondage 35.

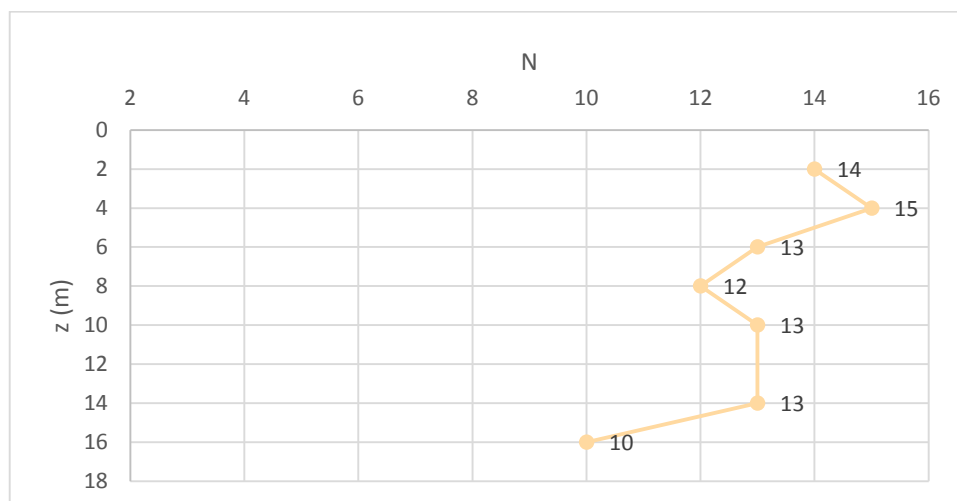


Figure 5-9 (d) : Diagramme de N pour le sondage 49.

Figure 5 - 9 : Diagrammes de N en fonction de la profondeur.

### 5.8.3. Commentaires et discussion des résultats

Les essais de pénétration standard réalisés nous ont permis de déterminer le nombre de coups non corrigé "N", qui est le paramètre clé dans la détermination du rapport de résistance cyclique "CRR" que l'on va utiliser, à son tour, pour calculer le facteur de sécurité vis-à-vis de la liquéfaction "FS" qui va, enfin, nous permettre de décider si notre sol est susceptible ou pas à la liquéfaction.

On voit que les valeurs de "N" obtenues varient de 4 à 15. On peut déjà, d'après ces valeurs, prévoir une faible résistance à la liquéfaction de notre sol.

## 5.9. Corrections de "N"

### 5.9.1. Corrections relatives aux conditions d'essai et au matériel utilisé

Comme on a vu dans le chapitre 4, Black a proposé la formule suivante pour le calcul de  $(N_1)_{60}$  :

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

Telle que :

- $N$  : le nombre de coups non corrigé adoptés dans le SPT ;
- $C_N$  : la correction de la contrainte de sols sus-jacents ;
- $C_E$  : la correction du taux d'énergie de la masse ;
- $C_B$  : la correction du diamètre du forage ;
- $C_R$  : la correction de la longueur du train de tiges ;
- $C_S$  : la correction du carottier avec ou sans revêtement ;
- $(N_1)_{60}$  : le nombre de coups corrigé adoptés dans le SPT ;

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

$$C_N = (P_a / \sigma'_v)^{0,5}$$

Avec :

- $P_a$  : la pression atmosphérique ( $P_a = 1\text{atm} = 100\text{KPa} = 10\text{t/m}^2$ ).
- $\sigma'_v$  : la contrainte effective.

Les facteurs  $C_E$ ,  $C_B$ ,  $C_R$  et  $C_S$  dépendent des équipements utilisés, et dans notre cas, ils sont égaux à 1, donc  $(N_1)_{60} = C_N \cdot N$ .

Les résultats des calculs de  $(N_1)_{60}$  pour les sondages 5, 20, 35 et 49, sont présentés dans le tableau 5-9 :

Tableau 5 - 9 : Résultats des calculs de  $(N_1)_{60}$ .

N°	z (m)	N	C <sub>N</sub>	$(N_1)_{60}$	N°	z (m)	N	C <sub>N</sub>	$(N_1)_{60}$
5	3,00	8	1,03	<b>8,2</b>	35	2,00	8	1,03	<b>8,2</b>
	5,00	7	0,96	<b>6,7</b>		4,00	5	0,96	<b>4,8</b>
	7,00	9	0,90	<b>8,1</b>		6,00	9	0,89	<b>8,0</b>
	9,00	10	0,84	<b>8,4</b>		8,00	4	0,84	<b>3,4</b>
	11,00	9	0,80	<b>7,2</b>		10,00	11	0,80	<b>8,8</b>
	13,00	9	0,76	<b>6,8</b>		12,00	11	0,76	<b>8,4</b>
	15,00	10	0,73	<b>7,3</b>		14,00	12	0,73	<b>8,8</b>
20	2,00	6	1,05	<b>6,3</b>	49	2,00	14	1,06	<b>14,8</b>
	4,00	7	0,97	<b>6,8</b>		4,00	15	0,98	<b>14,7</b>
	6,00	8	0,91	<b>7,3</b>		6,00	13	0,91	<b>11,8</b>
	8,00	11	0,85	<b>9,4</b>		8,00	12	0,86	<b>10,3</b>
	10,00	11	0,81	<b>8,9</b>		10,00	13	0,81	<b>10,5</b>
	12,00	14	0,77	<b>10,8</b>		14,00	13	0,74	<b>9,6</b>
	14,00	12	0,74	<b>8,9</b>		16,00	10	0,71	<b>7,1</b>

Les résultats des calculs de  $(N_1)_{60}$  pour tous les sondages sont présentés dans l'annexe A-5.

### 5.9.2. Correction relative à l'influence des fines

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

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

Le pourcentage des fines pour tous les sondages est compris entre 5 et 35%, donc, d'après le tableau 4-2 du chapitre IV :

$$\Delta(N_1)_{60} = 0,24 \cdot (FC - 5).$$

Les résultats des calculs de  $(N_1)_{60cs}$  pour les sondages 5, 20, 35 et 49, sont présentés dans le tableau 5-10 :

Tableau 5 - 10 : Résultats des calculs de  $(N_1)_{60cs}$ .

N°	z (m)	FC (%)	$\Delta (N_1)_{60}$	$(N_1)_{60cs}$	N°	z (m)	FC (%)	$\Delta (N_1)_{60}$	$(N_1)_{60cs}$
5	3,00	5,00	0,000	8,2	35	2,00	5,00	0,000	8,2
	5,00	5,00	0,000	6,7		4,00	5,00	0,000	4,8
	7,00	5,00	0,000	8,1		6,00	5,00	0,000	8,0
	9,00	5,00	0,000	8,4		8,00	5,00	0,000	3,4
	11,00	5,00	0,000	7,2		10,00	5,00	0,000	8,8
	13,00	5,00	0,000	6,8		12,00	5,00	0,000	8,4
	15,00	5,00	0,000	7,3		14,00	5,00	0,000	8,8
20	2,00	15,00	2,400	8,7	49	2,00	5,00	0,000	14,8
	4,00	15,00	2,400	9,2		4,00	5,00	0,000	14,7
	6,00	15,00	2,400	9,7		6,00	35,00	7,200	19,0
	8,00	5,00	0,000	9,4		8,00	35,00	7,200	17,5
	10,00	5,00	0,000	8,9		10,00	35,00	7,200	17,7
	12,00	5,00	0,000	10,8		14,00	35,00	7,200	16,8
	14,00	5,00	0,000	8,9		16,00	35,00	7,200	14,3

Les résultats des calculs de  $(N_1)_{60cs}$  pour tous les sondages sont présentés dans l'annexe A-5.

### 5.9.3. Les diagrammes de $(N_1)_{60}$ et $(N_1)_{60cs}$

Les diagrammes de  $(N_1)_{60}$  et  $(N_1)_{60cs}$  pour ces sondages en fonction de la profondeur sont présentés dans la figure 5-10 :

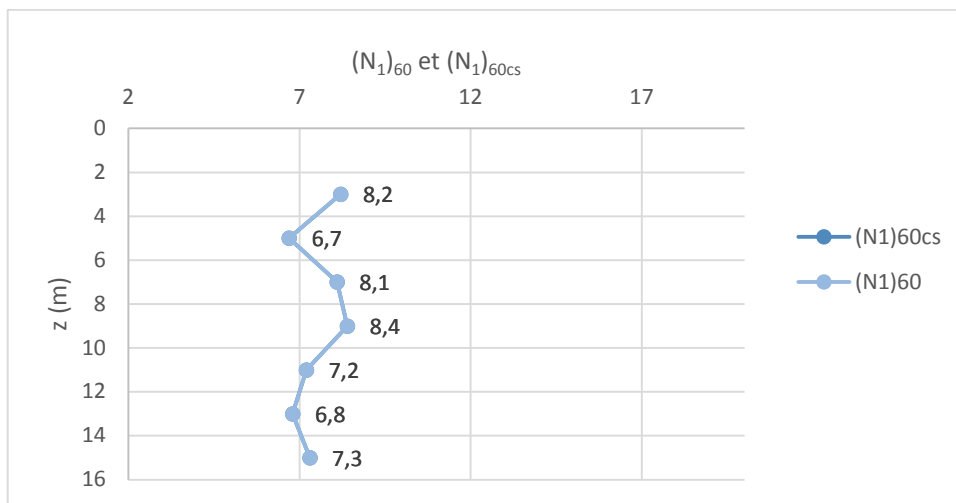


Figure 5-10 (a) : Diagrammes de  $(N_1)_{60}$  et  $(N_1)_{60cs}$  pour le sondage 5.

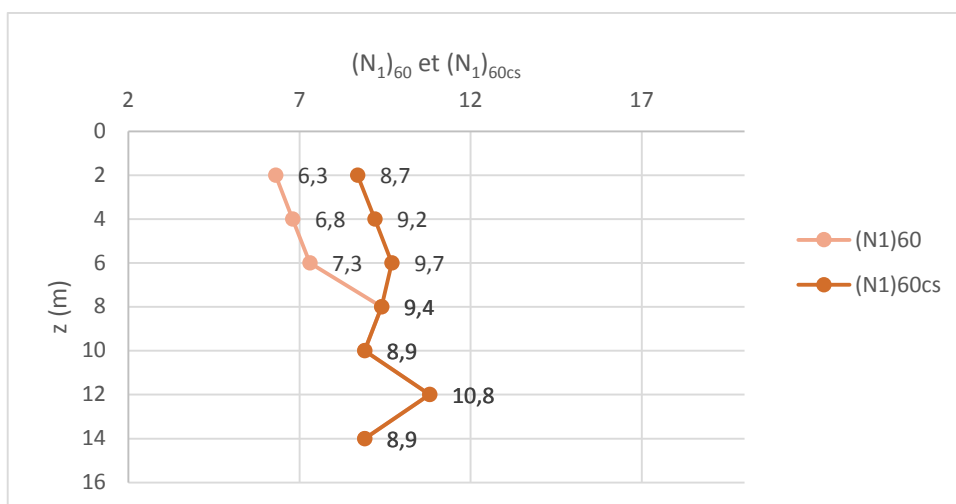


Figure 5-10 (b) : Diagrammes de  $(N_1)_{60}$  et  $(N_1)_{60cs}$  pour le sondage 20.

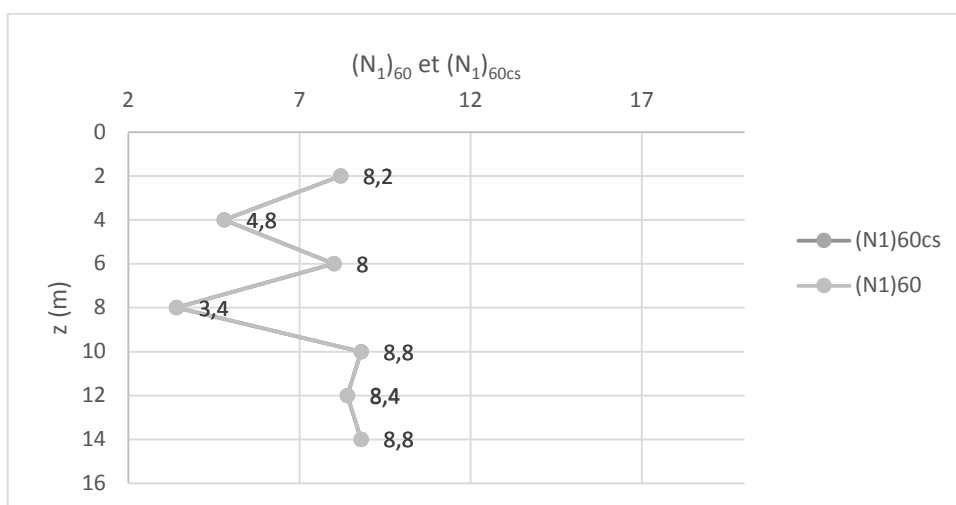


Figure 5-10 (c) : Diagrammes de  $(N_1)_{60}$  et  $(N_1)_{60cs}$  pour le sondage 35.

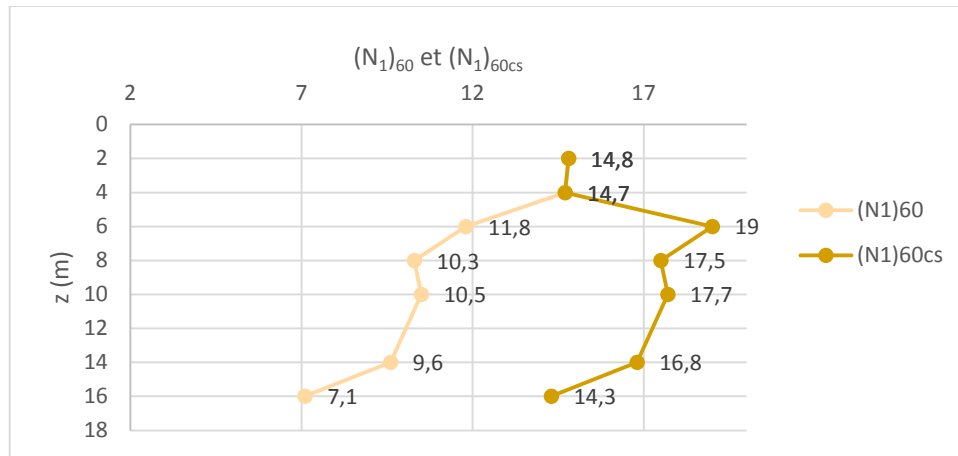


Figure 5-10 (d) : Diagrammes de  $(N_1)_{60}$  et  $(N_1)_{60cs}$  pour le sondage 49.

Figure 5 - 10 : Diagrammes de  $(N_1)_{60}$  et  $(N_1)_{60cs}$  en fonction de la profondeur.

#### 5.9.4. Commentaires et discussion des résultats

Après la première correction, relative aux conditions d'essai et au matériel utilisé, une deuxième correction, relative à l'influence des fines, a été apportée à "N".

Pour les zones présentant un pourcentage de fines inférieur à 5%, le sable est propre et l'influence de ces fines est alors négligée. Aucune correction n'est nécessaire.

Pour les zones comportant un pourcentage de fines supérieur à 5%, notre sable n'est plus considéré comme propre. Cette présence de fines va affecter sa résistance vis-à-vis de la liquéfaction. "N" doit être de nouveau corrigé.

On constate que pour un pourcentage de fines (FC) compris entre 5% et 35%, plus "FC" est élevé, plus l'influence des fines augmente, et plus la correction est importante. Tandis que pour un "FC" > 35%, même si "FC" augmente, l'influence des fines sur la résistance du sol vis-à-vis de la liquéfaction reste constante.

### 5.10. Le rapport de résistance cyclique "CRR"

#### 5.10.1. Calcul du "CRR"

La courbe de CRR proposée par Youd et al (2001), est exprimée comme suit :

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



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

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

Avec :

$M_w$  : La magnitude du séisme.

Dans notre cas, on a fait l'étude pour un séisme de magnitude de 6.8, donc la valeur du MSF est de :

$$MSF = \left( \frac{6.8}{7.5} \right)^{-2.56} = 1.3$$

Pour calculer ensuite :

$$CRR_{6.8} = MSF \cdot CRR_{7.5}$$

Les résultats des calculs du CRR pour les sondages 5, 20, 35, 49, sont présentés dans le tableau 5-11 :

Tableau 5 - 11 : Résultats des calculs du CRR.

N°	z (m)	CRR <sub>7.5</sub>	CRR <sub>6.8</sub>	N°	z (m)	CRR <sub>7.5</sub>	CRR <sub>6.8</sub>
5	3,00	0,098	<b>0,127</b>	35	2,00	0,098	<b>0,127</b>
	5,00	0,085	<b>0,111</b>		4,00	0,071	<b>0,092</b>
	7,00	0,097	<b>0,126</b>		6,00	0,096	<b>0,125</b>
	9,00	0,099	<b>0,129</b>		8,00	0,061	<b>0,079</b>
	11,00	0,089	<b>0,116</b>		10,00	0,103	<b>0,134</b>
	13,00	0,086	<b>0,112</b>		12,00	0,099	<b>0,129</b>
	15,00	0,090	<b>0,117</b>		14,00	0,103	<b>0,134</b>

N°	z (m)	CRR <sub>7.5</sub>	CRR <sub>6.8</sub>	N°	z (m)	CRR <sub>7.5</sub>	CRR <sub>6.8</sub>
20	2,00	0,102	<b>0,132</b>	49	2,00	0,158	<b>0,205</b>
	4,00	0,106	<b>0,138</b>		4,00	0,157	<b>0,204</b>
	6,00	0,110	<b>0,144</b>		6,00	0,203	<b>0,264</b>
	8,00	0,108	<b>0,140</b>		8,00	0,186	<b>0,242</b>
	10,00	0,104	<b>0,135</b>		10,00	0,188	<b>0,245</b>
	12,00	0,120	<b>0,156</b>		14,00	0,179	<b>0,232</b>
	14,00	0,104	<b>0,135</b>		16,00	0,153	<b>0,199</b>

Les résultats des calculs de CRR pour tous les sondages sont présentés dans l'annexe A-5.

### 5.10.2. Les diagrammes du "CRR"

Les diagrammes des CRR pour ces sondages en fonction de la profondeur sont présentés dans la figure 5-11 :

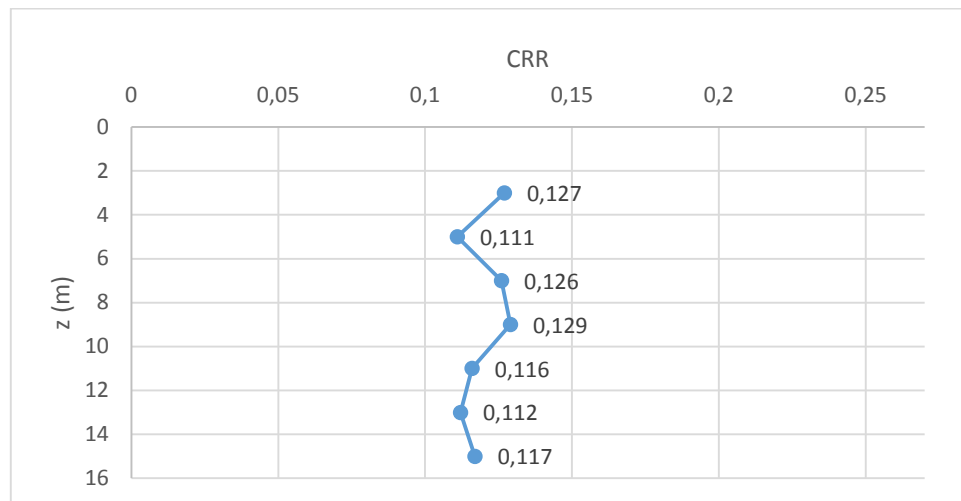


Figure 5-11 (a) : Diagramme du CRR pour le sondage 5.

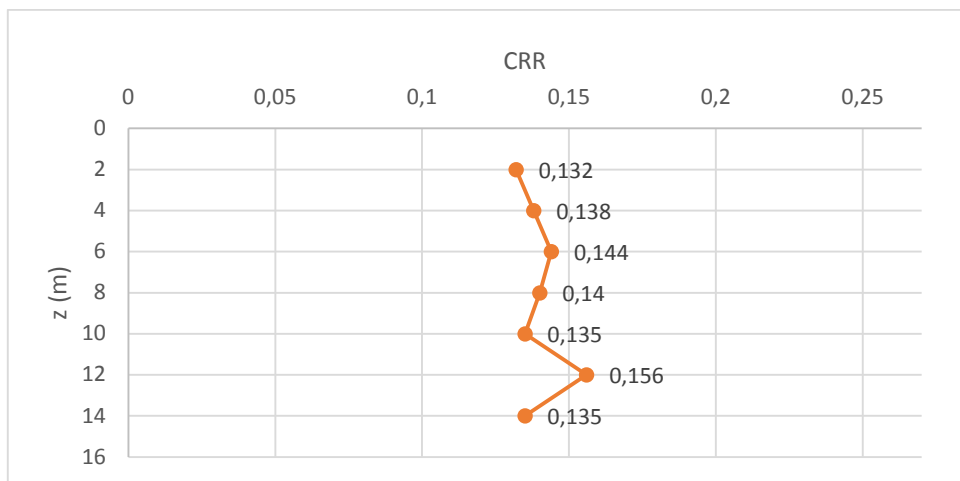


Figure 5-11 (b) : Diagramme du CRR pour le sondage 20.

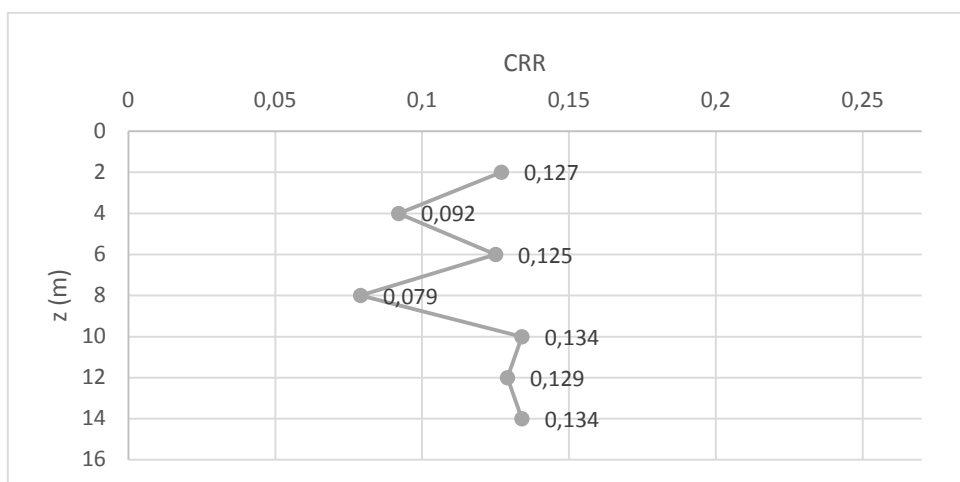


Figure 5-11 (c) : Diagramme du CRR pour le sondage 35.

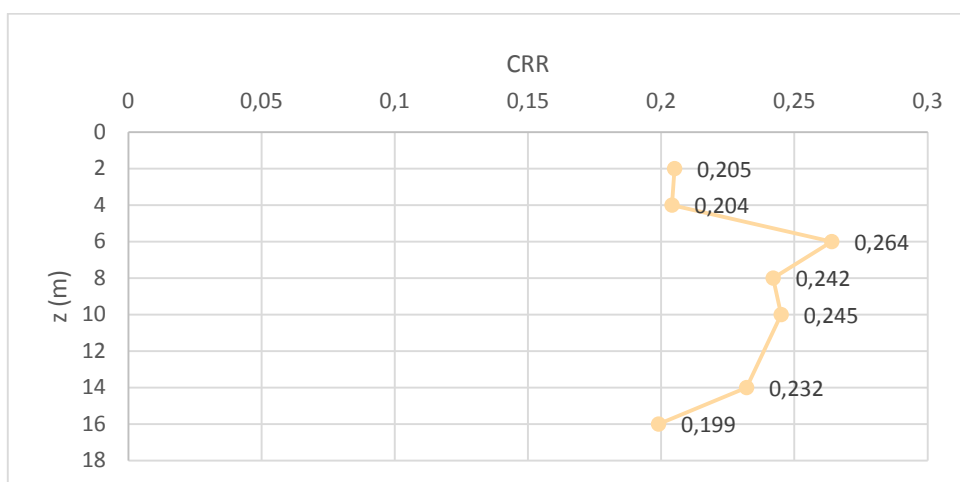


Figure 5-11 (d) : Diagramme du CRR pour le sondage 49.

Figure 5 - 11 : Diagrammes des CRR en fonction de la profondeur.

## 5.11. Le facteur de sécurité vis-à-vis de la liquéfaction "FS"

### 5.11.1. Calcul de "FS"

Enfin, la dernière étape de notre étude est de calculer le facteur de sécurité qui va nous permettre de savoir si notre sol est susceptible à la liquéfaction ou pas, en utilisant la formule :

$$FS = CRR / CSR$$

Les résultats des calculs du facteur de sécurité sont présentés dans le tableau 5-12 :

Tableau 5 - 12 : Résultats des calculs du facteur de sécurité.

N°	z (m)	FS	Commentaire	N°	z (m)	FS	Commentaire
5	3,00	0,127	Liquéfiable	35	2,00	0,601	Liquéfiable
	5,00	0,111	Liquéfiable		4,00	0,392	Liquéfiable
	7,00	0,126	Liquéfiable		6,00	0,501	Liquéfiable
	9,00	0,129	Liquéfiable		8,00	0,306	Liquéfiable
	11,00	0,116	Liquéfiable		10,00	0,504	Liquéfiable
	13,00	0,112	Liquéfiable		12,00	0,482	Liquéfiable
	15,00	0,117	Liquéfiable		14,00	0,498	Liquéfiable
20	2,00	0,616	Liquéfiable	49	2,00	1,022	NON Liqu.
	4,00	0,577	Liquéfiable		4,00	0,896	Liquéfiable
	6,00	0,565	Liquéfiable		6,00	1,079	NON Liqu.
	8,00	0,533	Liquéfiable		8,00	0,946	Liquéfiable
	10,00	0,500	Liquéfiable		10,00	0,932	Liquéfiable
	12,00	0,577	Liquéfiable		14,00	0,867	Liquéfiable
	14,00	0,495	Liquéfiable		16,00	0,745	Liquéfiable

Les résultats des calculs de FS pour tous les sondages sont présentés dans l'annexe A-5.

### 5.11.2. Les diagrammes de "FS"

Les diagrammes de "FS" pour ces sondages en fonction de la profondeur sont présentés dans la figure 5-12 :

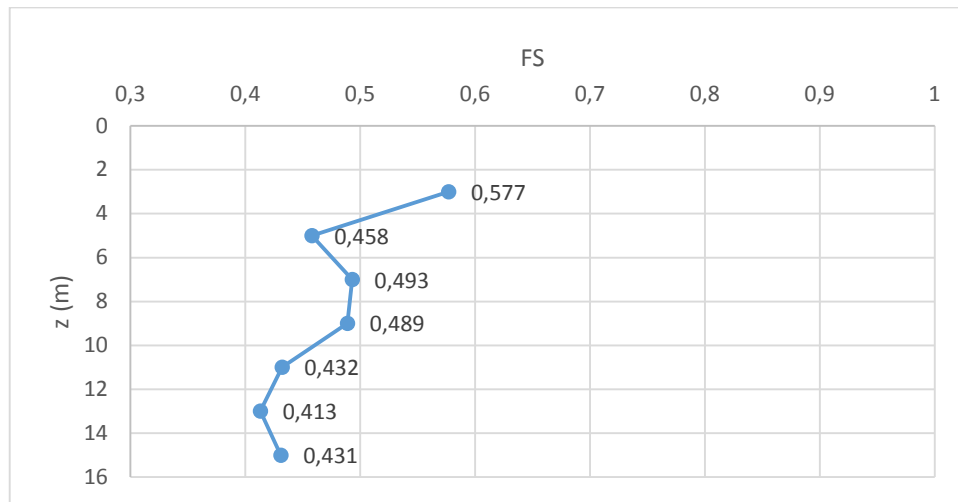


Figure 5-12 (a) : Diagramme de "FS" pour le sondage 5.

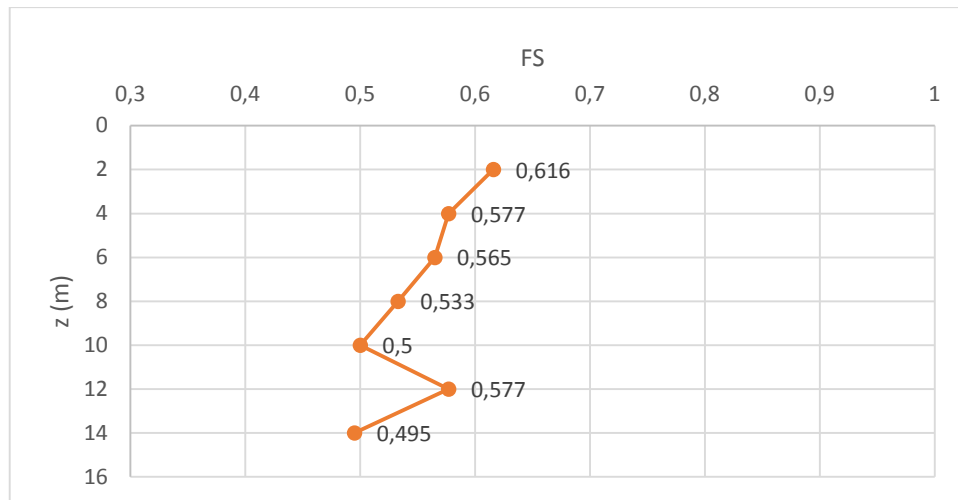


Figure 5-12 (b) : Diagramme de "FS" pour le sondage 20.

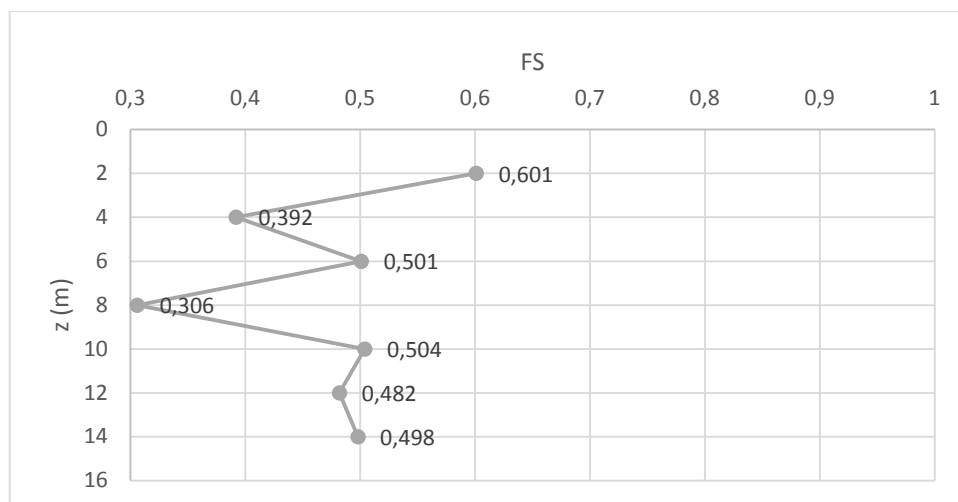


Figure 5-12 (c) : Diagramme de "FS" pour le sondage 35.

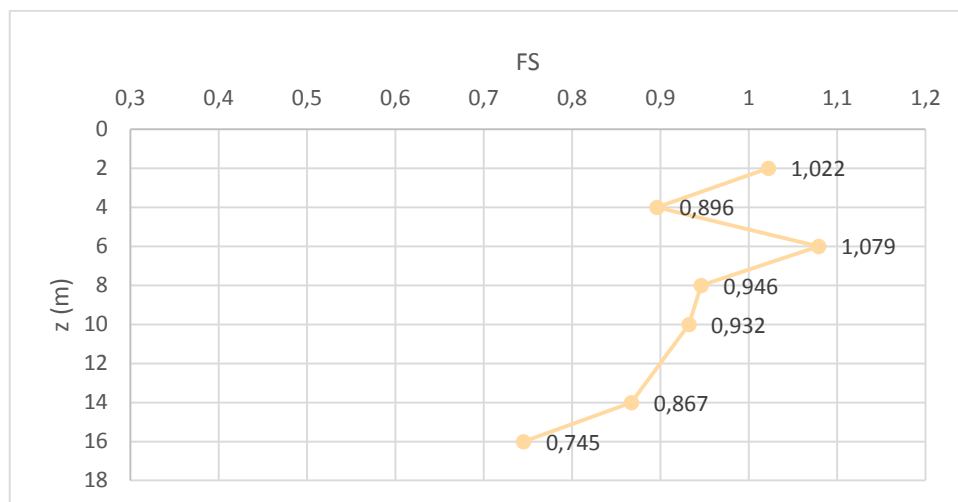


Figure 5-12 (d) : Diagramme de "FS" pour le sondage 49.

Figure 5 - 12 : Diagrammes des FS en fonction de la profondeur.

### 5.11.3. Commentaires et discussion des résultats

Enfin, après avoir tracé les graphes de "FS", on remarque (comme prévu) que presque la totalité de points des sondages, et pour les différentes profondeurs, ont une valeur de "FS" inférieure à 1. Donc, on peut conclure que notre site n'est pas résistant vis-à-vis de la liquéfaction.

## 5.12. Conclusion

Dans cette application, l'objectif était de déterminer le potentiel de liquéfaction du site de construction de la nouvelle centrale électrique de Mostaganem.

D'abord, on note que le risque de liquéfaction est déterminé uniquement pour les 15 premiers mètres de profondeur. Au-delà de 15 m, le sol est considéré non susceptible à la liquéfaction vu le poids du sol sus-jacent.

Dès la détermination des couches du site du projet, le fait de savoir que la couche supérieure était constituée de sable, et était de profondeur moyenne de 15 m, notre domaine d'étude est alors limité à un sol pulvérulent, donc la première condition pour qu'il y ait risque de liquéfaction est présente, il ne manque que la saturation.

La deuxième étape de notre étude était de déterminer, à partir des levées piézométriques, la profondeur de la nappe d'eau. Comme on a pu voir, d'après les résultats de ces levées piézométriques, la nappe d'eau est juste à quelques mètres de la surface du sol (presque superficielle), notre sol est alors saturé, la deuxième condition est satisfaite, par conséquent, la liquéfaction peut bien avoir lieu dans notre site.

Le risque de liquéfaction qui se manifeste par une perte de résistance au cisaillement du sol support devient donc un élément critique dans la démarche de la conception de notre ouvrage.

Pour la détermination de ce risque de liquéfaction, on a procédé par la méthode "SPT" (Standard Penetration Test ou essai de pénétration standard) décrite et détaillée au chapitre 4.

On commence, tout d'abord, par le calcul du rapport de la contrainte cyclique "CSR", passant par les contraintes totales et effectives, ainsi que le facteur de réduction de profondeur. On calcule ensuite le rapport de résistance cyclique "CRR", passant par la détermination de la valeur de N en utilisant les résultats des essais "SPT", et les corrections apportées à ce paramètre, ces corrections relatives aux conditions d'essai, au matériel utilisé et à la fraction des fines que contient notre sol. "CSR" et "CRR" nous permettent enfin de calculer le facteur de sécurité vis-à-vis de la liquéfaction "FS".

Les résultats de cette application montrent que la quasi-totalité des points de notre site ont un "FS" inférieur à 1. On peut donc conclure que notre site est liquéfiable.

Une grande partie du site a un facteur de sécurité très inférieur à 1, le sol au niveau de ces zones présente un potentiel de liquéfaction très important.

## *Conclusion générale*

La liquéfaction des sols est le phénomène d'instabilité, complexe et très dangereux, à ne jamais négliger lors de la projection de n'importe quels travaux de construction.

La liquéfaction se produit principalement dans les sols pulvérulents, pouvant développer, sous chargement monotone ou cyclique, un cumul d'excès de pressions interstitielles qui cause l'initiation du phénomène. Elle ne se produit qu'en présence de l'eau.

Faisant perdre au sol sa résistance au cisaillement et sa capacité portante, ce phénomène peut induire des dégâts irréversibles, tels que vus dans le chapitre 1, glissements de terrains, renversement de bâtiments, effondrement de barrages et endommagement de structures de très grande importance. Par conséquent, il doit être soigneusement pris en compte, en déterminant le potentiel de liquéfaction du sol avant le lancement du projet, ce qui faisait l'objet principal de ce travail.

Cette étude nécessite de répondre aux deux questions suivantes relatives, la première aux caractéristiques du sol, et la deuxième aux caractéristiques du chargement :

- Est-ce que le sol est susceptible de se liquéfier ? La réponse à cette question consiste à évaluer le potentiel de liquéfaction du sol, en se basant sur de nombreux critères historiques, géologiques, compositionnels et d'état.
- 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, est-ce que la liquéfaction peut avoir lieu ? La réponse à cette deuxième question consiste à étudier l'initiation de la liquéfaction sous le chargement en question (tel que la magnitude du séisme).

Dans ce présent travail, on a procédé à la détermination du potentiel de liquéfaction in situ, par l'essai de pénétration standard "SPT".

Après détermination de la profondeur de la nappe d'eau, elle s'est avérée très proche de la surface, notre sol est alors non seulement granuleux mais saturé aussi, ce qui nous permet, avant tout calcul, de prévoir notre sol peut bien être susceptible à la liquéfaction.

Les résultats numériques montrent que la quasi-totalité des points de notre site ont un "FS" inférieur à 1. On peut donc conclure que notre site est liquéfiable. Ce qui confirme notre prévision initiale. De plus, une grande partie du site a un facteur de sécurité très inférieur à 1, le sol au niveau de ces zones présente un potentiel de liquéfaction très important.



Après avoir trouvé que notre sol est susceptible à la liquéfaction, il faut, en tant qu'ingénieur, trouver des solutions à ce problème délicat.

On peut, tout simplement, abandonner ce site et projeter la construction de notre ouvrage ailleurs. On peut également construire sur ce même site tout en négligeant les effets de la liquéfaction, qui est une solution très dangereuse et de très lourdes conséquences.

Une des solutions est de construire sur notre site, mais cette fois tenant compte de la liquéfaction. Les méthodes d'amélioration des sols sont l'un des outils dont dispose l'ingénieur pour résoudre ce problème-là.

Parmi ces méthodes d'amélioration du sol on a le préchargement, les drains verticaux, le compactage dynamique (ou pilonnage), le renforcement par inclusions rigides, les plots de ballaste, le vibrocompactage (ou vibroflottation), le renforcement par mélange d'un liant avec le sol (la technique du Jet Grouting), les géosynthétiques et les colonnes ballastées.

Certaines de ces méthodes sont très anciennes, comme le battage des inclusions de bois dans les sols de faible capacité portante. D'autres sont plus récentes, comme les méthodes d'injection ou de pilonnage. Elles ont connu, depuis une vingtaine d'années, un développement considérable et sont maintenant utilisées comme un élément à part entière des projets.

Les techniques modernes d'amélioration des sols sont largement utilisées dans le cadre de la gestion et de la valorisation du patrimoine foncier. C'est ainsi que certains terrains, dont la seule valeur intrinsèque peut être représentée par leur "emplacement unique", peuvent gagner une valeur ajoutée importante grâce à ces techniques.

## *Références bibliographiques*

- [ 1 ] **Kramer, S. L.** “Geotechnical Earthquake Engineering.” Prentice Hall, Inc., Upper Saddle River, New Jersey, 1996. 653p. ISBN 0-13-374943-6.
- [ 2 ] **Mike Jefferies and Ken Been**, "soil liquefaction: A critical state approach", New York, 2006, 580p. ISBN 0-419-16170-8.
- [ 3 ] **I. M. Idriss and R. W. Boulanger**, "Soil Liquefaction During Earthquakes ", Berkeley, California, USA, pp 32 – 56, 2004. ISBN 978-1-932884-36-4.
- [ 4 ] **Poulos, H. G. and Davis, E. H.**, "Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics". Wiley, New York, NY, 411 p. 1974.
- [ 5 ] **Poulos, S. J., Castro, G., and France, J. W.** “Liquefaction Evaluation Procedure.” Journal of Geotechnical Engineering, ASCE (American Society of Civil Engineers), Vol. 111, No. 6, p. 772–792, 1985.
- [ 6 ] **R. W. Boulanger and I. M. Idriss**, "State Normalization of Penetration Resistance and the Effect of Overburden", Proceedings 11th SDEE (Soil Dynamics and Earthquake Engineering) and 3rd ICEGE (International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering), Berkeley, CA, 2004.
- [ 7 ] **Youd, T. L. and Gilstrap, S. D.** “Liquefaction and Deformation of Silty and Finegrained Soils.” Earthquake Geotechnical Engineering, 2nd ed., Balkema, Rotterdam, p. 1013– 1020. 1999.
- [ 8 ] **Ishihara, K.**, . “Stability of Natural Deposits During Earthquakes.” Proceedings of the 11th ICSMFE (International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering), Vol. 1, San Francisco, p. 321–376. 1985.
- [ 9 ] **Ishihara, K.**, . “Liquefaction and Flow Failure During Earthquakes.” Geotechnique, Vol. 43, No. 3, London, England, pp. 351–415. 1993.

- [ 10 ] **Hsien Juang, Haiming Yuan, Der-Her Lee, Chih-Sheng Ku**, "Assessing CPT-based methods of liquefaction evaluation with emphasis on the cases from the Chi-Chi, Taiwan, earthquake", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* N° 22. p 24–258. 2002.
- [ 11 ] **Bray, J. D. et al.** "Subsurface Characterization at Ground Failure Sites in Adapazari, Turkey." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE (American Society of Civil Engineers), Vol. 130, No. 7, p. 673–685. 2004.
- [ 12 ] **I. M. Idriss and R. W. Boulanger**, "Semi-empirical Procedures for Evaluating Liquefaction Potential During Earthquakes", Presented at The Joint 11<sup>th</sup> International Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering (ICSDEE) and The 3rd International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering (ICEGE), Berkeley, California, USA, pp 32 – 56, 2004.
- [ 13 ] **RPA99/2003** (Règlement Parasismique Algérien 1999 version 2003), Centre national de recherche appliquée en génie parasismique.

# Annexes A

**A-1** : Répartition des couches du sol.

**A-2** : Profondeur de la nappe d'eau.

**A-3** : L'élévation du terrain.

**A-4** : Contraintes totales et effectives, facteur de réduction de profondeur et rapport de la contrainte cyclique CSR.

**A-5** : Nombre de coups non corrigé  $N$  et corrigé  $(N_1)_{60}$ , pourcentage (FC) et influence des fines  $\Delta(N_1)_{60cs}$ , rapport de résistance cyclique CRR et facteur de résistance vis-à-vis de la liquéfaction FS.

## Annexe A-1

### Résultats des sondages

#### (Répartition des couches du sol)

N°	Sable (m)	Argile (m)	Marne (sol) (m)	Grès (m)	Marne (roche) (m)	Profondeur (m)
1	0.0 – 2.0 3.0 – 4.0	2.0 – 3.0	4.0 – 22.0	-	22.0 – 25.0	25.0
2	0.0 – 15.0	-	15.0 – 21.5	-	21.5 – 50.0	50.0
3	0.0 – 8.0	-	8.0 – 22.0	-	22.0 – 25.0	25.0
4	0.0 – 10.0	-	10.0 – 21.0	-	21.0 – 25.0	25.0
5	0.0 – 15.5	-	15.5 – 21.7	-	21.7 – 50.0	50.0
6	0.0 – 14.0	-	14.0 – 18.0	-	18.0 – 25.0	25.0
7	0.0 – 9.3	9.3 – 14.0	14.0 – 21.5	21.5 – 22.0	22.0 – 25.0	25.0
8	0.0 – 4.0	-	14.0 – 22.1	-	22.1 – 50.0	50.0
9	0.0 – 9.4	-	9.4 – 21.0	-	21.0 – 25.0	25.0
10	0.0 – 13.5	-	13.5 – 20.3	-	20.3 – 25.0	25.0
11	0.0 – 10.0	-	10.0 – 22.5	-	22.5 – 25.0	25.0
12	0.0 – 14.0	-	14.0 – 20.2	-	20.2 – 25.0	25.0
13	0.0 – 11.3	-	11.3 – 22.8	-	22.8 – 25.0	25.0
14	0.0 – 14.5	14.5 – 19.2	-	-	19.2 – 25.0	25.0
15	0.0 – 12.5	-	12.5 – 20.5	-	20.5 – 25.0	25.0
16	0.0 – 1.32	15.0 – 19.5	13.2 – 15.0	-	19.5 – 50.0	50.0

N°	Sable (m)	Argile (m)	Marne (sol) (m)	Grès (m)	Marne (roche) (m)	Profondeur (m)
17	0.0 – 10.0	-	10.0 – 18.0	-	18.0 – 25.0	25.0
18	0.0 – 10.0	-	10.0 – 25.0	-	-	25.0
19	0.0 – 15.0	-	15.0 – 22.8	-	22.8 – 25.0	25.0
20	0.0 – 14.7	-	14.7 – 20.5	-	20.5 – 25.0	25.0
21	0.0 – 13.0	-	13.0 – 21.0	-	21.0 – 25.0	25.0
22	0.0 – 9.2	-	9.2 – 18.2	-	18.2 – 25.0	25.0
23	0.0 – 7.0	-	7.0 – 22.0	-	22.0 – 25.0	25.0
24	0.0 – 13.0	-	13.0 – 21.0	-	21.0 – 25.0	25.0
25	0.0 – 13.0	-	13.0 – 20.0	-	20.0 – 50.0	50.0
26	0.0 – 11.0	-	11.0 – 18.0	-	18.0 – 25.0	25.0
27	0.0 – 8.0	-	8.0 – 21.0	-	21.0 – 25.0	25.0
28	0.0 – 8.8	8.8 – 14.0	14.0 – 20.5	-	20.5 – 25.0	25.0
29	0.0 – 9.2	-	9.2 – 20.4	-	20.4 – 25.0	25.0
30	0.0 – 14.3	-	14.3 – 18.8	-	18.8 – 25.0	25.0
31	0.0 – 8.8	-	8.8 – 20.2	-	20.2 – 25.0	25.0
32	0.0 – 14.0	-	14.0 – 20.3	-	20.3 – 25.0	25.0
33	0.0 – 15.0	-	15.0 – 19.5	-	19.5 – 25.0	25.0
34	0.0 – 6.0	-	6.0 – 19.5	-	19.5 – 25.0	25.0
35	0.0 – 14.3	-	14.3 – 20.5	-	20.5 – 25.0	25.0
36	0.0 – 12.0	-	12.0 – 19.0	-	19.0 – 25.0	25.0

N°	Sable (m)	Argile (m)	Marne (sol) (m)	Grès (m)	Marne (roche) (m)	Profondeur (m)
37	0.0 – 16.0	-	16.0 – 21.5	-	21.5 – 25.0	25.0
38	0.0 – 15.0	-	15.0 – 20.6	-	20.6 – 25.0	25.0
39	0.0 – 14.0	-	14.0 – 19.4	-	19.4 – 50.0	50.0
40	0.0 – 10.0	-	10.0 – 20.8	-	20.8 – 25.0	25.0
41	0.0 – 12.0	-	12.0 – 21.0	-	21.0 – 25.0	25.0
42	0.0 – 12.0	-	12.0 – 22.0	-	22.0 – 25.0	25.0
43	0.0 – 14.0	-	14.0 – 18.7	-	18.7 – 25.0	25.0
44	0.0 – 10.0	-	10.0 – 22.3	-	22.3 – 25.0	25.0
45	0.0 – 11.5	-	11.5 – 19.5	-	19.5 – 25.0	25.0
46	0.0 – 12.0	-	12.0 – 19.5	-	19.5 – 25.0	25.0
47	0.0 – 8.0	-	8.0 – 19.8	-	19.8 – 25.0	25.0
48	0.0 – 16.5	16.5 – 17.7	-	-	17.7 – 25.0	25.0
49	0.0 – 17.5	-	-	-	17.5 – 25.0	25.0
50	0.0 – 9.0 10.0 – 13.0	-	9.0 – 10.0 13.0 – 20.8	-	20.8 – 25.0	25.0
51	0.0 – 10.2	-	10.2 – 20.7	-	20.7 – 25.0	25.0
52	0.0 – 9.0	-	9.0 – 23.0	-	23.0 – 25.0	25.0
53	0.0 – 13.0	-	13.0 – 25.0	-	-	25.0
54	0.0 – 8.5	-	-	8.5 – 9.8	9.8 – 25.0	25.0
55	0.0 – 3.0 5.0 – 14.0	3.0 – 5.0	14.0 – 18.0	-	18.0 – 25.0	25.0
56	0.0 – 12.0	-	12.0 – 20.6	-	20.6 – 25.0	25.0

**Annexe A-2**  
**Les levés piézométriques**  
**(Profondeur de la nappe d'eau)**

N°	Profondeur de la nappe (m)	N°	Profondeur de la nappe (m)	N°	Profondeur de la nappe (m)	N°	Profondeur de la nappe (m)
2	0.95	16	0.35	30	0.88	44	0.92
3	0.93	17	0.30	31	0.31	45	1.10
4	1.02	18	0.33	32	0.44	46	0.82
5	1.03	19	0.44	33	0.58	47	0.97
6	1.04	20	0.38	34	0.61	48	1.21
7	0.34	21	0.54	35	0.54	49	1.14
8	0.38	22	0.90	36	0.70	50	0.35
9	0.41	23	0.49	37	0.78	51	1.03
10	0.30	24	0.61	38	0.74	52	0.90
11	0.30	25	0.70	39	0.76	54	2.90
12	0.30	26	0.90	40	0.89	56	0.85
13	0.30	27	0.46	41	0.90		
14	0.30	28	0.58	42	0.92		
15	0.30	29	0.67	43	1.01		



## Annexe A-3

### L'élévation du terrain

N°	Elévation (m)	N°	Elévation (m)	N°	Elévation (m)
2	1.020	21	1.247	40	1.280
3	1.063	22	1.408	41	1.014
4	1.013	23	0.863	42	0.769
5	1.762	24	1.422	43	1.080
6	1.528	25	1.735	44	1.396
7	1.040	26	1.465	45	1.191
8	1.309	27	1.202	46	1.920
9	1.663	28	1.080	47	2.530
10	0.652	29	1.414	48	1.630
11	1.288	30	1.350	49	1.622
12	0.618	31	1.001	50	2.450
13	2.572	32	1.490	51	1.730
14	0.932	33	1.090	52	2.590
15	0.730	34	1.410	53	8.813
16	0.984	35	1.070	54	3.900
17	1.000	36	1.370	55	8.420
18	1.040	37	1.137	56	1.210
19	0.950	38	1.222		
20	1.150	39	0.710		

## Annexe A-4

### Contraintes totales et effectives, facteur de réduction de profondeur et rapport de la contrainte cyclique CSR

N°	z (m)	$\sigma_{tot}$ (t/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{eff}$ (t/m <sup>2</sup> )	r <sub>d</sub>	CSR	N°	z (m)	$\sigma_{tot}$ (t/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{eff}$ (t/m <sup>2</sup> )	r <sub>d</sub>	CSR
2	6,00	18,163	13,113	0,889	0,241	6	6,00	16,923	11,963	0,895	0,246
	8,00	21,363	14,313	0,867	0,251		8,00	20,423	13,463	0,873	0,257
	10,00	25,363	16,313	0,845	0,257	7	2,00	10,826	9,166	0,934	0,215
	12,00	28,963	17,913	0,822	0,261		4,00	14,326	10,666	0,912	0,238
	14,00	31,863	18,813	0,800	0,262		6,00	17,826	12,166	0,889	0,253
3	2,00	10,783	9,713	0,934	0,202	8,00	21,326	13,666	0,867	0,262	
	4,00	14,283	11,213	0,912	0,226	8	2,00	10,328	8,708	0,937	0,216
	6,00	17,783	12,713	0,890	0,242		4,00	13,828	10,208	0,915	0,241
4	2,00	10,876	9,896	0,933	0,200		6,00	17,328	11,708	0,892	0,256
	4,00	14,376	11,396	0,911	0,224		8,00	20,828	13,208	0,870	0,266
	6,00	17,876	12,896	0,889	0,239	10,00	24,828	15,208	0,848	0,271	
	8,00	21,376	14,396	0,867	0,250	12,00	27,828	16,208	0,826	0,274	
5	3,00	11,240	9,270	0,931	0,220	9	2,00	9,773	8,183	0,941	0,219
	5,00	14,740	10,770	0,908	0,242		4,00	13,173	9,583	0,918	0,245
	7,00	18,240	12,270	0,886	0,255		8,00	20,173	12,583	0,874	0,271
	9,00	22,190	14,220	0,864	0,264	10	2,00	11,544	9,844	0,929	0,212
	11,00	25,240	15,270	0,842	0,269		6,00	18,844	13,144	0,885	0,248
	13,00	28,740	16,770	0,820	0,271		8,00	22,444	14,744	0,863	0,257
	15,00	32,990	19,020	0,797	0,272		10,00	25,544	15,844	0,841	0,262

N°	z (m)	$\sigma_{tot}$ (t/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{eff}$ (t/m <sup>2</sup> )	r <sub>d</sub>	CSR	N°	z (m)	$\sigma_{tot}$ (t/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{eff}$ (t/m <sup>2</sup> )	r <sub>d</sub>	CSR
10	12,00	29,644	17,944	0,818	0,265	15	4,00	14,900	11,200	0,908	0,235
11	2,00	10,367	8,667	0,937	0,218		8,00	21,900	14,200	0,864	0,258
	4,00	14,067	10,367	0,914	0,242		10,00	25,400	15,700	0,841	0,264
	6,00	17,367	11,667	0,892	0,258		12,00	29,500	17,800	0,819	0,266
	8,00	20,867	13,167	0,870	0,267		16	2,00	10,930	9,280	0,933
12	2,00	11,607	9,907	0,929	0,212	4,00		14,630	10,980	0,911	0,237
	4,00	15,307	11,607	0,907	0,234	6,00		18,230	12,580	0,889	0,252
	6,00	18,907	13,207	0,885	0,248	8,00		21,830	14,180	0,866	0,261
	8,00	22,107	14,407	0,862	0,257	12,00		29,030	17,380	0,822	0,269
	10,00	26,107	16,407	0,840	0,262	17	2,00	10,900	9,200	0,933	0,215
12,00	29,707	18,007	0,818	0,265	4,00		14,400	10,700	0,911	0,238	
13	2,00	8,092	6,392	0,951	0,235		6,00	18,200	12,500	0,889	0,253
	4,00	11,692	7,992	0,929	0,266		8,00	21,800	14,100	0,867	0,262
	6,00	15,292	9,592	0,906	0,283		18	2,00	10,926	9,256	0,934
8,00	18,892	11,192	0,884	0,293	4,00	14,326		10,656	0,912	0,238	
10,00	22,492	12,792	0,862	0,298	6,00	17,826		12,156	0,889	0,253	
14	2,00	11,126	9,426	0,933	0,215	8,00		21,326	13,656	0,867	0,262
	4,00	14,526	10,826	0,910	0,238	19		2,00	10,993	9,433	0,933
	6,00	18,026	12,326	0,888	0,252		4,00	14,493	10,933	0,911	0,235
	8,00	21,526	13,826	0,866	0,261		6,00	17,993	12,433	0,888	0,250
	11,00	26,776	16,076	0,833	0,268		8,00	21,493	13,933	0,866	0,259
	13,00	30,276	17,576	0,810	0,270		12,00	29,093	17,533	0,822	0,267
15	2,00	11,400	9,700	0,930	0,213		14,00	32,693	19,133	0,799	0,268

N°	z (m)	$\sigma_{tot}$ (t/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{eff}$ (t/m <sup>2</sup> )	r <sub>d</sub>	CSR	N°	z (m)	$\sigma_{tot}$ (t/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{eff}$ (t/m <sup>2</sup> )	r <sub>d</sub>	CSR	
20	2,00	10,623	9,003	0,935	0,215	24	8,00	21,019	13,629	0,871	0,263	
	4,00	14,123	10,503	0,913	0,239		10,00	24,619	15,229	0,849	0,269	
	6,00	17,623	12,003	0,891	0,254		12,00	27,619	16,229	0,827	0,272	
	8,00	21,523	13,903	0,868	0,263	25	2,00	9,540	8,240	0,942	0,212	
	10,00	25,123	15,503	0,846	0,269		4,00	13,040	9,740	0,919	0,239	
	12,00	28,723	17,103	0,824	0,271		6,00	16,840	11,540	0,897	0,256	
	14,00	32,323	18,703	0,802	0,272		8,00	20,440	13,140	0,875	0,267	
21	2,00	10,443	8,983	0,936	0,212		10,00	24,040	14,740	0,853	0,273	
	4,00	13,943	10,483	0,914	0,236		12,00	27,640	16,340	0,830	0,276	
	6,00	17,443	11,983	0,892	0,252		26	2,00	10,140	9,040	0,939	0,205
	8,00	21,343	13,883	0,869	0,262	4,00		13,740	10,640	0,916	0,231	
	10,00	24,943	15,483	0,847	0,267	6,00		17,340	12,240	0,894	0,248	
	12,00	28,543	17,083	0,825	0,270	8,00		20,940	13,840	0,872	0,258	
	22	2,00	10,145	9,045	0,938	0,205		10,00	24,540	15,440	0,850	0,265
4,00		13,645	10,545	0,916	0,230	27		4,00	14,563	11,023	0,911	0,235
6,00		17,445	12,345	0,893	0,247			6,00	17,863	12,323	0,889	0,250
8,00		21,045	13,945	0,871	0,257		28	2,00	10,752	9,332	0,934	0,210
23	2,00	11,153	9,643	0,932	0,210			4,00	14,252	10,832	0,912	0,233
	4,00	14,853	11,343	0,910	0,233	6,00		17,752	12,332	0,890	0,249	
	6,00	18,503	12,993	0,887	0,247	8,00		21,252	13,832	0,868	0,258	
24	2,00	10,119	8,729	0,938	0,212	29		2,00	10,134	8,804	0,938	0,210
	4,00	13,619	10,229	0,916	0,237			4,00	13,834	10,504	0,916	0,236
	6,00	17,419	12,029	0,894	0,253			8,00	20,634	13,304	0,871	0,262

N°	z (m)	$\sigma_{tot}$ (t/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{eff}$ (t/m <sup>2</sup> )	r <sub>d</sub>	CSR	N°	z (m)	$\sigma_{tot}$ (t/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{eff}$ (t/m <sup>2</sup> )	r <sub>d</sub>	CSR
30	2,00	10,353	9,233	0,937	0,205	34	2,00	10,142	8,752	0,938	0,212
	4,00	13,953	10,833	0,915	0,230		4,00	13,642	10,252	0,916	0,237
	6,00	17,553	12,433	0,893	0,246	35	2,00	10,771	9,311	0,934	0,211
	8,00	20,753	13,633	0,871	0,257		4,00	14,271	10,811	0,912	0,234
	10,00	24,753	15,633	0,848	0,263		6,00	17,771	12,311	0,890	0,249
	12,00	28,353	17,233	0,826	0,267		8,00	21,271	13,811	0,867	0,259
	14,00	31,953	18,833	0,804	0,268		10,00	25,271	15,811	0,845	0,265
31	2,00	10,898	9,208	0,933	0,215	12,00	28,871	17,411	0,823	0,268	
	4,00	14,598	10,908	0,911	0,238	14,00	32,471	19,011	0,801	0,268	
	6,00	17,898	12,208	0,889	0,253	36	2,00	10,216	8,916	0,937	0,209
	8,00	21,398	13,708	0,867	0,262		4,00	13,916	10,616	0,915	0,234
2,00	9,994	8,434	0,939	0,217	6,00		17,216	11,916	0,893	0,250	
32	4,00	13,494	9,934	0,917	0,242	8,00	21,116	13,816	0,871	0,261	
	6,00	16,994	11,434	0,894	0,258	37	2,00	10,647	9,427	0,935	0,206
	8,00	20,494	12,934	0,872	0,268		4,00	14,147	10,927	0,913	0,230
	10,00	23,994	14,434	0,850	0,273		6,00	17,647	12,427	0,890	0,246
	12,00	27,494	15,934	0,828	0,276		8,00	21,147	13,927	0,868	0,256
	2,00	10,734	9,314	0,934	0,210		10,00	25,147	15,927	0,846	0,262
4,00	14,234	10,814	0,912	0,233	12,00		28,747	17,527	0,824	0,265	
33	6,00	18,034	12,614	0,890	0,249	14,00	31,647	18,427	0,802	0,266	
	10,00	25,234	15,814	0,845	0,264	38	2,00	10,493	9,233	0,936	0,207
	12,00	28,834	17,414	0,823	0,267		4,00	14,193	10,933	0,914	0,232
	14,00	32,434	19,014	0,801	0,268		6,00	17,493	12,233	0,891	0,247

N°	z (m)	$\sigma_{tot}$ (t/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{eff}$ (t/m <sup>2</sup> )	r <sub>d</sub>	CSR	N°	z (m)	$\sigma_{tot}$ (t/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{eff}$ (t/m <sup>2</sup> )	r <sub>d</sub>	CSR
38	8,00	21,393	14,133	0,869	0,258	43	2,00	10,752	9,762	0,934	0,201
	10,00	24,493	15,233	0,847	0,264		4,00	14,252	11,262	0,912	0,225
	12,00	28,593	17,333	0,825	0,267		8,00	21,652	14,662	0,868	0,251
	14,00	32,193	18,933	0,802	0,268		10,00	25,252	16,262	0,845	0,257
39	2,00	11,437	10,197	0,930	0,203	44	12,00	28,852	17,862	0,823	0,261
	4,00	14,937	11,697	0,908	0,226		2,00	10,167	9,087	0,938	0,204
	6,00	18,437	13,197	0,886	0,240		4,00	13,867	10,787	0,916	0,230
	8,00	21,937	14,697	0,863	0,250		6,00	17,167	12,087	0,893	0,246
	10,00	25,937	16,697	0,841	0,256		8,00	20,667	13,587	0,871	0,257
	12,00	29,537	18,297	0,819	0,259		45	2,00	10,647	9,747	0,935
40	2,00	10,382	9,272	0,936	0,204	4,00		14,247	11,347	0,913	0,224
	4,00	13,882	10,772	0,914	0,229	6,00		17,547	12,647	0,891	0,240
	6,00	17,382	12,272	0,892	0,245	8,00		21,447	14,547	0,869	0,251
	8,00	21,282	14,172	0,870	0,256	10,00	25,047	16,147	0,847	0,257	
41	2,00	10,974	9,874	0,933	0,202	46	2,00	9,198	8,018	0,944	0,211
	4,00	14,574	11,474	0,911	0,226		4,00	12,898	9,718	0,921	0,239
	6,00	18,174	13,074	0,889	0,242		6,00	16,498	11,318	0,899	0,256
	8,00	21,774	14,674	0,867	0,252		8,00	20,098	12,918	0,877	0,267
	10,00	24,874	15,774	0,845	0,258		10,00	23,698	14,518	0,855	0,274
42	4,00	15,027	11,947	0,909	0,223	47	6,00	15,070	10,040	0,906	0,264
	6,00	18,627	13,547	0,886	0,238	48	2,00	9,735	8,945	0,940	0,199
	8,00	22,227	15,147	0,864	0,248		4,00	13,235	10,445	0,918	0,226
	10,00	25,827	16,747	0,842	0,254		6,00	17,035	12,245	0,896	0,244

N°	z (m)	$\sigma_{tot}$ (t/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{eff}$ (t/m <sup>2</sup> )	r <sub>d</sub>	CSR	N°	z (m)	$\sigma_{tot}$ (t/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{eff}$ (t/m <sup>2</sup> )	r <sub>d</sub>	CSR
48	8,00	20,635	13,845	0,874	0,255	50	7,00	16,968	10,318	0,894	0,284
	10,00	24,235	15,445	0,851	0,262		11,00	24,518	13,868	0,849	0,295
	12,00	27,835	17,045	0,829	0,266	51	4,00	13,050	10,080	0,919	0,231
49	2,00	9,849	8,989	0,940	0,201		6,00	16,850	11,880	0,897	0,249
	4,00	13,449	10,589	0,918	0,228	8,00	20,050	13,080	0,875	0,260	
	6,00	17,049	12,189	0,896	0,245	52	2,00	8,059	6,959	0,951	0,215
	8,00	20,649	13,789	0,874	0,256		4,00	11,659	8,559	0,929	0,247
	10,00	24,249	15,389	0,851	0,263	54	2,00	5,635	6,535	0,966	0,162
	14,00	31,449	18,589	0,807	0,268	56	2,00	10,512	9,362	0,936	0,205
	16,00	35,049	20,189	0,785	0,267		4,00	14,012	10,862	0,913	0,229
50	2,00	8,218	6,568	0,949	0,231		8,00	21,412	14,262	0,869	0,255
	4,00	11,718	8,068	0,927	0,261	10,00	25,012	15,862	0,847	0,262	

## Annexe A-5

**Nombre de coups non corrigé N et corrigé  $(N_1)_{60}$ , pourcentage (FC) et influence des fines  $\Delta(N_1)_{60cs}$ , rapport de résistance cyclique CRR et facteur de résistance vis-à-vis de la liquéfaction FS**

N°	z (m)	N	$C_N$	$(N_1)_{60}$	FC	$\Delta(N_1)_{60}$	$(N_1)_{60cs}$	CRR	CSR	FS
2	6,00	18	0,88	15,8	15,00	2,40	18,2	0,252	0,246	1,047
	8,00	9	0,83	7,5	15,00	2,40	9,9	0,146	0,257	0,581
	10,00	13	0,79	10,3	15,00	2,40	12,7	0,179	0,215	0,697
	12,00	13	0,75	9,8	35,00	7,20	17,0	0,235	0,238	0,901
	14,00	8	0,72	5,8	35,00	7,20	13,0	0,183	0,253	0,697
3	2,00	9	1,01	9,1	5,00	0,00	9,1	0,137	0,262	0,677
	4,00	9	0,94	8,5	5,00	0,00	8,5	0,130	0,216	0,576
	6,00	4	0,88	3,5	5,00	0,00	3,5	0,080	0,241	0,331
4	2,00	4	1,00	4,0	5,00	0,00	4,0	0,084	0,256	0,422
	4,00	5	0,93	4,7	5,00	0,00	4,7	0,091	0,266	0,405
	6,00	8	0,87	7,0	5,00	0,00	7,0	0,114	0,271	0,477
	8,00	7	0,83	5,8	5,00	0,00	5,8	0,102	0,274	0,406
5	3,00	8	1,03	8,2	5,00	0,00	8,2	0,127	0,219	0,577
	5,00	7	0,96	6,7	5,00	0,00	6,7	0,111	0,245	0,458
	7,00	9	0,90	8,1	5,00	0,00	8,1	0,126	0,271	0,493
	9,00	10	0,84	8,4	5,00	0,00	8,4	0,129	0,212	0,489



	11,00	9	0,80	7,2	5,00	0,00	7,2	0,116	0,248	0,432
	13,00	9	0,76	6,8	5,00	0,00	6,8	0,112	0,257	0,413
	15,00	10	0,73	7,3	5,00	0,00	7,3	0,117	0,262	0,431
6	6,00	7	0,91	6,4	15,00	2,40	8,8	0,134	6,00	0,543
	8,00	9	0,85	7,7	15,00	2,40	10,1	0,148	8,00	0,577
7	2,00	9	1,04	9,4	5,00	0,00	9,4	0,140	10,00	0,652
	4,00	9	0,96	8,6	5,00	0,00	8,6	0,131	12,00	0,552
	6,00	4	0,90	3,6	5,00	0,00	3,6	0,081	14,00	0,320
	8,00	8	0,85	6,8	5,00	0,00	6,8	0,112	2,00	0,427
8	2,00	8	1,07	8,6	5,00	0,00	8,6	0,131	4,00	0,608
	4,00	8	0,98	7,8	5,00	0,00	7,8	0,123	6,00	0,508
	6,00	7	0,92	6,4	5,00	0,00	6,4	0,108	2,00	0,421
	8,00	6	0,86	5,2	35,00	7,20	12,4	0,175	4,00	0,659
	10,00	10	0,82	8,2	35,00	7,20	15,4	0,213	6,00	0,787
	12,00	9	0,78	7,0	15,00	2,40	9,4	0,140	8,00	0,512
9	2,00	14	1,11	15,5	5,00	0,00	15,5	0,215	3,00	0,980
	4,00	9	1,02	9,2	5,00	0,00	9,2	0,138	5,00	0,563
	8,00	9	0,88	7,9	5,00	0,00	7,9	0,124	7,00	0,456
10	2,00	4	1,00	4,0	35,00	7,20	11,2	0,161	9,00	0,759
	6,00	14	0,88	12,3	35,00	7,20	19,5	0,272	11,00	1,097
	8,00	10	0,83	8,3	35,00	7,20	15,5	0,215	13,00	0,835
	10,00	9	0,79	7,1	35,00	7,20	14,3	0,199	15,00	0,760
	12,00	10	0,75	7,5	35,00	7,20	14,7	0,204	0,235	0,770

11	2,00	6	1,07	6,4	5,00	0,00	6,4	0,108	0,258	0,494
	4,00	10	0,99	9,9	5,00	0,00	9,9	0,146	0,264	0,603
	6,00	8	0,92	7,4	5,00	0,00	7,4	0,118	0,266	0,458
	8,00	9	0,86	7,7	5,00	0,00	7,7	0,121	0,214	0,455
12	2,00	8	1,00	8,0	5,00	0,00	8,0	0,125	0,237	0,588
	4,00	11	0,93	10,2	5,00	0,00	10,2	0,149	0,252	0,638
	6,00	11	0,87	9,6	5,00	0,00	9,6	0,142	0,261	0,575
	8,00	9	0,83	7,5	5,00	0,00	7,5	0,119	0,269	0,464
	10,00	11	0,79	8,7	5,00	0,00	8,7	0,132	0,215	0,505
	12,00	12	0,75	9,0	5,00	0,00	9,0	0,136	0,238	0,512
13	2,00	14	1,25	17,5	5,00	0,00	17,5	0,242	0,253	1,030
	4,00	14	1,12	15,7	5,00	0,00	15,7	0,217	0,262	0,817
	6,00	10	1,03	10,3	5,00	0,00	10,3	0,151	0,215	0,532
	8,00	12	0,95	11,4	5,00	0,00	11,4	0,163	0,238	0,558
	10,00	11	0,89	9,8	5,00	0,00	9,8	0,145	0,253	0,486
14	2,00	16	1,03	16,5	5,00	0,00	16,5	0,228	0,262	1,061
	4,00	8	0,96	7,7	5,00	0,00	7,7	0,121	0,212	0,510
	6,00	8	0,89	7,1	5,00	0,00	7,1	0,115	0,235	0,456
	8,00	6	0,84	5,0	5,00	0,00	5,0	0,094	0,250	0,359
	11,00	6	0,78	4,7	5,00	0,00	4,7	0,091	0,259	0,339
	13,00	9	0,75	6,8	5,00	0,00	6,8	0,112	0,267	0,414
15	2,00	7	1,01	7,1	5,00	0,00	7,1	0,115	0,268	0,540
	4,00	8	0,94	7,5	5,00	0,00	7,5	0,119	0,265	0,508

	8,00	8	0,83	6,6	5,00	0,00	6,6	0,110	0,218	0,425
	10,00	6	0,79	4,7	5,00	0,00	4,7	0,091	0,242	0,344
	12,00	14	0,75	10,5	5,00	0,00	10,5	0,153	0,258	0,575
16	2,00	8	1,03	8,2	5,00	0,00	8,2	0,127	0,267	0,593
	4,00	11	0,96	10,6	5,00	0,00	10,6	0,154	0,212	0,650
	6,00	12	0,90	10,8	5,00	0,00	10,8	0,156	0,234	0,620
	8,00	10	0,84	8,4	35,00	7,20	15,6	0,216	0,248	0,828
	12,00	15	0,76	11,4	35,00	7,20	18,6	0,258	0,257	0,960
17	2,00	7	1,04	7,3	5,00	0,00	7,3	0,117	0,262	0,545
	4,00	9	0,96	8,6	5,00	0,00	8,6	0,131	0,265	0,552
	6,00	10	0,90	9,0	5,00	0,00	9,0	0,136	0,235	0,536
	8,00	12	0,85	10,2	5,00	0,00	10,2	0,149	0,266	0,570
18	2,00	10	1,04	10,4	35,00	7,20	17,6	0,244	0,283	1,133
	4,00	7	0,96	6,7	35,00	7,20	13,9	0,194	0,293	0,815
	6,00	7	0,90	6,3	35,00	7,20	13,5	0,189	0,298	0,747
	8,00	9	0,85	7,7	35,00	7,20	14,9	0,207	0,215	0,789
19	2,00	5	1,03	5,2	15,00	2,40	7,6	0,120	0,238	0,568
	4,00	6	0,95	5,7	15,00	2,40	8,1	0,126	0,252	0,535
	6,00	9	0,89	8,0	15,00	2,40	10,4	0,152	0,261	0,607
	8,00	8	0,84	6,7	15,00	2,40	9,1	0,137	0,268	0,528
	12,00	15	0,76	11,4	15,00	2,40	13,8	0,193	0,270	0,722
	14,00	13	0,73	9,5	15,00	2,40	11,9	0,169	0,213	0,632
20	2,00	6	1,05	6,3	15,00	2,40	8,7	0,132	0,263	0,616

	4,00	7	0,97	6,8	15,00	2,40	9,2	0,138	0,269	0,577
	6,00	8	0,91	7,3	15,00	2,40	9,7	0,144	0,272	0,565
	8,00	11	0,85	9,4	5,00	0,00	9,4	0,140	0,212	0,533
	10,00	11	0,81	8,9	5,00	0,00	8,9	0,135	0,239	0,500
	12,00	14	0,77	10,8	5,00	0,00	10,8	0,156	0,256	0,577
	14,00	12	0,74	8,9	5,00	0,00	8,9	0,135	0,267	0,495
21	2,00	5	1,05	5,3	5,00	0,00	5,3	0,097	0,273	0,456
	4,00	8	0,97	7,8	5,00	0,00	7,8	0,123	0,276	0,519
	6,00	9	0,91	8,2	5,00	0,00	8,2	0,127	0,205	0,503
	8,00	14	0,85	11,9	5,00	0,00	11,9	0,169	0,231	0,646
	10,00	13	0,81	10,5	5,00	0,00	10,5	0,153	0,248	0,572
	12,00	15	0,77	11,6	5,00	0,00	11,6	0,166	0,258	0,614
22	2,00	6	1,05	6,3	5,00	0,00	6,3	0,107	0,265	0,520
	4,00	8	0,97	7,8	5,00	0,00	7,8	0,123	0,235	0,533
	6,00	11	0,90	9,9	5,00	0,00	9,9	0,146	0,250	0,591
	8,00	11	0,85	9,4	5,00	0,00	9,4	0,140	0,210	0,546
23	2,00	5	1,02	5,1	15,00	2,40	7,5	0,119	0,233	0,568
	4,00	13	0,94	12,2	15,00	2,40	14,6	0,203	0,249	0,871
	6,00	10	0,88	8,8	15,00	2,40	11,2	0,161	0,258	0,652
24	2,00	3	1,07	3,2	5,00	0,00	3,2	0,077	0,210	0,365
	4,00	6	0,98	5,9	5,00	0,00	5,9	0,103	0,236	0,433
	6,00	15	0,92	13,8	5,00	0,00	13,8	0,193	0,262	0,762
	8,00	16	0,86	13,8	5,00	0,00	13,8	0,193	0,215	0,733

	10,00	10	0,82	8,2	5,00	0,00	8,2	0,127	0,239	0,472
	12,00	8	0,78	6,2	5,00	0,00	6,2	0,106	0,254	0,388
25	2,00	6	1,10	6,6	5,00	0,00	6,6	0,110	0,263	0,518
	4,00	8	1,01	8,1	5,00	0,00	8,1	0,126	0,269	0,526
	6,00	10	0,94	9,4	5,00	0,00	9,4	0,140	0,271	0,548
	8,00	15	0,88	13,2	5,00	0,00	13,2	0,185	0,272	0,694
	10,00	13	0,83	10,8	5,00	0,00	10,8	0,156	0,212	0,573
	12,00	14	0,79	11,1	15,00	2,40	13,5	0,189	0,236	0,684
26	2,00	10	1,05	10,5	5,00	0,00	10,5	0,153	0,252	0,745
	4,00	10	0,97	9,7	15,00	2,40	12,1	0,172	0,262	0,743
	6,00	15	0,91	13,7	15,00	2,40	16,1	0,223	0,267	0,898
	8,00	17	0,85	14,5	15,00	2,40	16,9	0,234	0,270	0,906
	10,00	17	0,81	13,8	15,00	2,40	16,2	0,224	0,205	0,845
27	4,00	10	0,96	9,6	35,00	7,20	16,8	0,232	0,230	0,988
	6,00	9	0,89	8,0	35,00	7,20	15,2	0,211	0,247	0,843
28	2,00	4	1,03	4,1	5,00	0,00	4,1	0,085	0,257	0,406
	4,00	5	0,96	4,8	5,00	0,00	4,8	0,092	0,210	0,394
	6,00	6	0,89	5,3	5,00	0,00	5,3	0,097	0,233	0,388
	8,00	8	0,84	6,7	5,00	0,00	6,7	0,111	0,247	0,430
29	2,00	8	1,06	8,5	5,00	0,00	8,5	0,130	0,212	0,620
	4,00	11	0,98	10,8	5,00	0,00	10,8	0,156	0,237	0,662
	8,00	8	0,86	6,9	5,00	0,00	6,9	0,113	0,253	0,431
30	2,00	12	1,04	12,5	15,00	2,40	14,9	0,207	0,212	1,009

	4,00	13	0,96	12,5	15,00	2,40	14,9	0,207	0,237	0,899
	6,00	13	0,90	11,7	15,00	2,40	14,1	0,196	0,211	0,799
	8,00	9	0,85	7,7	15,00	2,40	10,1	0,148	0,234	0,577
	10,00	11	0,80	8,8	35,00	7,20	16,0	0,221	0,249	0,842
	12,00	11	0,77	8,5	35,00	7,20	15,7	0,217	0,259	0,814
	14,00	12	0,73	8,8	35,00	7,20	16,0	0,221	0,265	0,826
31	2,00	8	1,04	8,3	5,00	0,00	8,3	0,128	0,268	0,595
	4,00	10	0,96	9,6	5,00	0,00	9,6	0,142	0,268	0,599
	6,00	7	0,90	6,3	5,00	0,00	6,3	0,107	0,209	0,422
	8,00	9	0,85	7,7	5,00	0,00	7,7	0,121	0,234	0,464
32	2,00	7	1,09	7,6	5,00	0,00	7,6	0,120	0,250	0,555
	4,00	6	1,00	6,0	5,00	0,00	6,0	0,104	0,261	0,428
	6,00	7	0,93	6,5	5,00	0,00	6,5	0,109	0,206	0,421
	8,00	9	0,87	7,8	5,00	0,00	7,8	0,123	0,230	0,457
	10,00	8	0,82	6,6	5,00	0,00	6,6	0,110	0,246	0,402
	12,00	7	0,78	5,5	5,00	0,00	5,5	0,099	0,256	0,357
33	2,00	6	1,03	6,2	5,00	0,00	6,2	0,106	0,262	0,503
	4,00	7	0,96	6,7	5,00	0,00	6,7	0,111	0,265	0,476
	6,00	10	0,89	8,9	5,00	0,00	8,9	0,135	0,266	0,541
	10,00	12	0,80	9,6	5,00	0,00	9,6	0,142	0,207	0,540
	12,00	11	0,76	8,4	5,00	0,00	8,4	0,129	0,232	0,483
	14,00	10	0,73	7,3	5,00	0,00	7,3	0,117	0,247	0,437
34	2,00	5	1,07	5,4	5,00	0,00	5,4	0,098	0,205	0,460

	4,00	9	0,98	8,8	5,00	0,00	8,8	0,134	0,230	0,563
35	2,00	8	1,03	8,2	5,00	0,00	8,2	0,127	0,246	0,601
	4,00	5	0,96	4,8	5,00	0,00	4,8	0,092	0,257	0,392
	6,00	9	0,89	8,0	5,00	0,00	8,0	0,125	0,263	0,501
	8,00	4	0,84	3,4	5,00	0,00	3,4	0,079	0,267	0,306
	10,00	11	0,80	8,8	5,00	0,00	8,8	0,134	0,268	0,504
	12,00	11	0,76	8,4	5,00	0,00	8,4	0,129	0,215	0,482
	14,00	12	0,73	8,8	5,00	0,00	8,8	0,134	0,238	0,498
36	2,00	9	1,06	9,5	5,00	0,00	9,5	0,141	0,253	0,676
	4,00	11	0,97	10,7	5,00	0,00	10,7	0,155	0,262	0,663
	6,00	8	0,91	7,3	5,00	0,00	7,3	0,117	0,217	0,469
	8,00	14	0,86	12,0	5,00	0,00	12,0	0,171	0,242	0,653
37	2,00	9	1,03	9,3	5,00	0,00	9,3	0,139	0,258	0,675
	4,00	5	0,95	4,8	5,00	0,00	4,8	0,092	0,268	0,399
	6,00	6	0,89	5,3	5,00	0,00	5,3	0,097	0,273	0,393
	8,00	6	0,84	5,0	5,00	0,00	5,0	0,094	0,276	0,366
	10,00	11	0,80	8,8	5,00	0,00	8,8	0,134	0,210	0,510
	12,00	10	0,76	7,6	5,00	0,00	7,6	0,120	0,233	0,454
	14,00	9	0,73	6,6	5,00	0,00	6,6	0,110	0,249	0,413
38	2,00	9	1,04	9,4	35,00	7,20	16,6	0,230	0,264	1,109
	4,00	12	0,96	11,5	35,00	7,20	18,7	0,260	0,267	1,120
	6,00	9	0,90	8,1	35,00	7,20	15,3	0,212	0,268	0,858
	8,00	10	0,85	8,5	35,00	7,20	15,7	0,217	0,201	0,842

	10,00	6	0,80	4,8	35,00	7,20	12,0	0,171	0,225	0,646
	12,00	14	0,76	10,6	35,00	7,20	17,8	0,246	0,251	0,923
	14,00	10	0,73	7,3	35,00	7,20	14,5	0,202	0,257	0,752
39	2,00	4	0,99	4,0	5,00	0,00	4,0	0,084	0,261	0,416
	4,00	8	0,92	7,4	5,00	0,00	7,4	0,118	0,204	0,523
	6,00	9	0,86	7,7	5,00	0,00	7,7	0,121	0,230	0,506
	8,00	8	0,82	6,6	5,00	0,00	6,6	0,110	0,246	0,439
	10,00	14	0,78	10,9	35,00	7,20	18,1	0,251	0,257	0,980
	12,00	13	0,74	9,6	15,00	2,40	12,0	0,171	0,199	0,658
40	2,00	6	1,04	6,2	5,00	0,00	6,2	0,106	0,224	0,518
	4,00	8	0,96	7,7	5,00	0,00	7,7	0,121	0,240	0,530
	6,00	8	0,90	7,2	5,00	0,00	7,2	0,116	0,251	0,474
	8,00	10	0,84	8,4	5,00	0,00	8,4	0,129	0,257	0,504
41	2,00	12	1,01	12,1	15,00	2,40	14,5	0,202	0,211	0,998
	4,00	13	0,94	12,2	15,00	2,40	14,6	0,203	0,239	0,898
	6,00	14	0,88	12,3	15,00	2,40	14,7	0,204	0,256	0,844
	8,00	12	0,83	10,0	15,00	2,40	12,4	0,175	0,267	0,696
	10,00	8	0,79	6,3	15,00	2,40	8,7	0,132	0,274	0,513
42	4,00	10	0,92	9,2	15,00	2,40	11,6	0,166	0,264	0,743
	6,00	14	0,86	12,0	15,00	2,40	14,4	0,200	0,199	0,842
	8,00	17	0,82	13,9	15,00	2,40	16,3	0,225	0,226	0,909
	10,00	14	0,78	10,9	15,00	2,40	13,3	0,186	0,244	0,734
43	2,00	6	1,01	6,1	15,00	2,40	8,5	0,130	0,258	0,648



	4,00	8	0,94	7,5	15,00	2,40	9,9	0,146	0,264	0,648
	8,00	12	0,83	10,0	15,00	2,40	12,4	0,175	0,267	0,699
	10,00	13	0,79	10,3	15,00	2,40	12,7	0,179	0,268	0,697
	12,00	14	0,75	10,5	15,00	2,40	12,9	0,181	0,203	0,695
44	2,00	9	1,05	9,5	15,00	2,40	11,9	0,169	0,226	0,830
	4,00	12	0,97	11,6	15,00	2,40	14,0	0,195	0,240	0,849
	6,00	8	0,90	7,2	15,00	2,40	9,6	0,142	0,250	0,579
	8,00	7	0,85	6,0	15,00	2,40	8,4	0,129	0,256	0,502
45	2,00	13	1,01	13,1	5,00	0,00	13,1	0,184	0,259	0,924
	4,00	12	0,94	11,3	5,00	0,00	11,3	0,162	0,204	0,724
	6,00	9	0,88	7,9	5,00	0,00	7,9	0,124	0,229	0,515
	8,00	12	0,83	10,0	5,00	0,00	10,0	0,147	0,245	0,586
	10,00	13	0,79	10,3	5,00	0,00	10,3	0,151	0,256	0,586
46	2,00	9	1,11	10,0	5,00	0,00	10,0	0,147	0,202	0,697
	4,00	11	1,02	11,2	5,00	0,00	11,2	0,161	0,226	0,674
	6,00	11	0,94	10,3	5,00	0,00	10,3	0,151	0,242	0,588
	8,00	11	0,89	9,8	5,00	0,00	9,8	0,145	0,252	0,542
	10,00	11	0,84	9,2	5,00	0,00	9,2	0,138	0,258	0,504
47	6,00	6	0,99	5,9	15,00	2,40	8,3	0,128	0,223	0,485
48	2,00	5	1,05	5,3	15,00	2,40	7,7	0,121	0,238	0,610
	4,00	8	0,97	7,8	15,00	2,40	10,2	0,149	0,248	0,661
	6,00	11	0,91	10,0	5,00	0,00	10,0	0,147	0,254	0,603
	8,00	13	0,85	11,1	5,00	0,00	11,1	0,160	0,284	0,627

	10,00	12	0,81	9,7	5,00	0,00	9,7	0,144	0,295	0,548
	12,00	11	0,77	8,5	5,00	0,00	8,5	0,130	0,231	0,489
49	2,00	14	1,06	14,8	5,00	0,00	14,8	0,205	0,249	1,022
	4,00	15	0,98	14,7	5,00	0,00	14,7	0,204	0,260	0,896
	6,00	13	0,91	11,8	35,00	7,20	19,0	0,264	0,215	1,079
	8,00	12	0,86	10,3	35,00	7,20	17,5	0,242	0,247	0,946
	10,00	13	0,81	10,5	35,00	7,20	17,7	0,245	0,162	0,932
	14,00	13	0,74	9,6	35,00	7,20	16,8	0,232	0,205	0,867
	16,00	10	0,71	7,1	35,00	7,20	14,3	0,199	0,229	0,745
50	2,00	6	1,23	7,4	5,00	0,00	7,4	0,118	0,255	0,512
	4,00	9	1,11	10,0	5,00	0,00	10,0	0,147	0,262	0,563
	7,00	9	0,97	8,7	5,00	0,00	8,7	0,132	0,255	0,466
	11,00	16	0,86	13,8	5,00	0,00	13,8	0,193	0,262	0,653
51	4,00	5	0,99	5,0	15,00	2,40	7,4	0,118	0,266	0,512
	6,00	10	0,92	9,2	15,00	2,40	11,6	0,166	0,201	0,666
	8,00	9	0,87	7,8	15,00	2,40	10,2	0,149	0,228	0,574
52	2,00	16	1,20	19,2	5,00	0,00	19,2	0,267	0,245	1,244
	4,00	15	1,09	16,4	5,00	0,00	16,4	0,227	0,256	0,918
54	2,00	13	1,24	16,1	15,00	2,40	18,5	0,257	0,263	1,585
56	2,00	4	1,03	4,1	5,00	0,00	4,1	0,085	0,268	0,416
	4,00	8	0,95	7,6	5,00	0,00	7,6	0,120	0,267	0,526
	8,00	15	0,84	12,6	5,00	0,00	12,6	0,178	0,231	0,697
	10,00	13	0,80	10,4	5,00	0,00	10,4	0,152	0,261	0,579