

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

Université ABOU- BEKR- BELKAID-TLEMCEM



Faculté de Technologie

Département de Génie Civil

Mémoire pour l'obtention du diplôme de Master

En Génie Civil Option : Structure

Présenté par

M^{elle} TOUATI Khadidja

Mr DIF Fethallah

Thème

**Etude déterministe et probabiliste du potentiel
de liquéfaction des sols**

Soutenu le juin 2019 devant le jury composé de :

Mme SMAIL N.	MCA	Univ.Tlemcen	Président
M^{elle} BOURABAH M A	MCA	Univ.Tlemcen	Examinatrice
M^{elle} AYAD F	MCB	Univ.Tlemcen	Encadrant
Mme BENHACHILIF S.	MCB	Univ. Tlemcen	Encadrant

Année universitaire: 2018/2019

Remerciements

Nous tenons tout d'abord à remercier en premier lieu ALLAH, le tout puissant et miséricordieux qui nous a donné la force, la volonté et le courage pour mener à bonne fin ce travail.

Nous voudrions remercier chaleureusement mon encadreur Melle AYAD Fatima et Mme BENAACHILIF Souad de nous avoir pris en charge, et pour leur disponibilité, leur aide et leur précieux conseils.

Nous remercions le président de jury Mme SMAIL N. Ainsi que l'examinatrice Melle BOURABAH M.A d'avoir acceptée de lire et d'examiner ce modeste travail et d'apporter les critiques nécessaires à la mise en forme de ce projet.

Enfin, à tous ceux ou celles qui nous portés leur soutien de loin ou de près, trouvent ici, l'expression de nos vivre et sincères reconnaissances.

Dédicaces

Grace à « Dieu » qui ma tracé le chemin et m'a donné le pouvoir et le courage de continuer jusqu'à la fin, j'ai pu réaliser ce modeste travail que je dédie :

Je dédie ce modeste travail à ma mère qui ma donné tout son amour pour reprendre mes études.

A la mémoire de mon père qui nous a quittés voilà plus de dix mois.

A mes sœurs Hafida et Kheira, et leurs maris Abdeldjalil et Oussama.

A mes frères Mustapha, abdelhak, fethé, Abdelkrim et Noreldinne, et leurs enfants « Inass Sara, Rayan, Omer, Mohammed, Ilyas et Haroun » et leurs femmes « Fatima, Souria et Aicha»

A mes frères: LACENE NECER Mohammed, MOHAMMEDI Kadour

A mes cousins : SAYAH Latifa CHEMOURI Hanane et TEBBAL Dalila

A mes collègues :KADRI Asma, LAMOURI Oumelkhir, HAFAF Ikram, YOUSARI Fatima, GRITA Chahinaz, ZAIM Mouniya, KAOU Hanane, ZIRAR Nadia, Hayat, Hasna, LAOUFI Ilyes, LAKEHAL Mohammed yassine, AMRAOUI Sofian, HOUARI Mohamed, RIOUCHI Ilyes, DAHMANI Anes, BELGUENDOZI Wiam .

Et toute la promo de génie civil master2 « structure » 2018/ 2019.

TOUATI KHADIDJA

Dédicaces

*Grace à « Dieu » qui ma tracé le chemin et m'a donné le pouvoir et le courage de continuer
jusqu'à la fin, j'ai pu réaliser ce modeste travail que je dédie :*

*Je dédie ce modeste travail à mes parents les plus chers au monde, Papa et Maman, que dieu
les garde et les protège.*

A ma chère sœurs et tout ce que j'ai souheila et leur mari nourdinne

*A mes frères , kamel,et mouhamed fouzi et leurs enfants « mehdi et younes », et leur femme
« Fatiha»*

Mes oncles et tantes ainsi que leurs épouses, époux et enfants

Mes chers cousins et cousines

Toutes mes amies, particulièrement : Nasro

Toute la promo de génie civil master2 « structure » 2018/ 2019

Dif Fethallah

Résumé

Le présent travail présente une analyse déterministe et probabiliste du potentiel de liquéfaction des sols. La liquéfaction est l'un des phénomènes les plus importants et complexes de la dynamique des sols. C'est une perte de résistance des sols granulaires lâches à très lâches sous une secousse sismique accompagnée d'une augmentation rapide de la pression interstitielle causant momentanément la dislocation des particules de sol. La méthode probabiliste a été largement utilisée pour l'estimation de la probabilité de la liquéfaction. Dans un premier temps les paramètres incertains sont modélisés par des variables aléatoires normales. Une étude paramétrique des coefficients de variation des variables aléatoires a montré que le nombre de coups N1.60 de l'essai SPT est le paramètre qui a la plus grande influence sur la probabilité de liquéfaction. Dans cette étude, la probabilité de liquéfaction est déterminée en se basant sur l'analyse fiabiliste en utilisant la méthode de simulation de Monte Carlo (MCS). L'incertitude dans cette étude est due à la variabilité des paramètres de la fonction de performance. Pour la réalisation de l'étude paramétrique, un modèle numérique a été retenu en utilisant un programme du calcul réalisé sous environnement MATLAB

Mots-Clés: Liquéfaction, SPT, probabilité, Monte Carlo, variable aléatoire, pression Interstitielle.

ملخص

يتضمن هذا العمل تحليلاً قطعياً واحتمالياً لظاهرة التميع. تتمتع التربة هو واحد من ديناميكية التربة الأكثر أهمية وتعقيداً وهو فقدان المقاومة التربة خاصة التربة الرملية المميزة بنسبة فراغات عالية تحت تأثير حركة زلزالية الحبيبية في الزلزال يرافقه زيادة سريعة في الضغط المياهي المسامي مما تسبب مؤقتاً في اختلال جزيئات التربة فإن الطريقة الاحتمالية أكثر استخداماً في تقدير احتمال التميع. لقد تم في بادئ الأمر نمذجة الوسائط غير الدقيقة بمتغيرات عشوائية طبيعية. تبين الدراسة الوسيطة لمعامل التغير للمتغير العشوائي أن عدد الطرقات N1.60 في التجربة SPT هو الأكثر تأثيراً في احتمالية التميع. في التحليل الاحتمالي المتقدم. في هذه الدراسة تحديد كمون التميع تستند إلى تحليل الاحتمال بواسطة أسلوب (MCS) اما بالنسبة للدراسة المقاييسية فلقد تمت باستعمال نموذج رقمي. البرنامج المستعمل في هذه الدراسة تمت صناعته باستعمال برنامج MATLAB

الكلمات المفتاحية: التميع, SPT, الاحتمال, مونت كارلو, المتغير العشوائي, ضغط المسامات.

Abstract

This work presents a deterministic and probabilistic analysis of the liquefaction potential of soils. Liquefaction is one of the most important and complex phenomena of soil dynamics. It is a loss of resistance of loose to very loose granular soils under a seismic shock accompanied by a rapid increase in interstitial pressure causing momentary dislocation of soil particles. The probabilistic method has been widely used for estimating the probability of liquefaction. At first the uncertain parameters are modeled by normal random variables. A parametric study of the coefficients of variation of the random variables showed that the number of strokes N1.60 of the SPT test is the parameter which has the greatest influence on the probability of liquefaction. The probability of liquefaction is determined by relying on the reliability analysis using the Monte Carlo simulation method (MCS). The uncertainty in this study is due to the variability of the parameters of the performance function. For the realization of the parametric study, a numerical model was retained using a program of the computation carried out under environment MATLAB

Keywords: Liquefaction, SPT, probability, Monte Carlo, random variable, pressure Interstitial

Sommaire

Introduction générale.....	1
Chapitre I: RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE	3
I.1 Introduction.....	4
I.2 Phénomène de liquéfaction des sols	4
1.2.1 Définition de la liquéfaction.....	4
I.2.2 Quelques exemples historiques de cas de liquéfaction	6
I.2.2.1 Boumerdes, Algérie (2003).....	6
I.2.2.2 Barrage de Fort Peck (1939).....	8
I.2.2.3 Niigata, Japon (1964).....	9
I.2.2.4 Adapazari Effets -Liquéfaction sur les fondations peu profondes (1999)	10
I.2.2.5 Port d'Island, Kobe, Japon (1995)	11
I.2.2.6 Chi-Chi, Taiwan (1999).....	11
I.2.2.7 Christchurch, New Zealand (2011).....	12
I.3 Facteurs influençant la liquéfaction de sols.....	14
1.3.1 Âge et origine des sols	14
1.3.2 Type de sol	14
1.3.3 Densité relative de sol D_r	15
1.3.4 La nappe phréatique	15
I.3.5 La taille des particules	16
I.3.6 Les conditions de drainage.....	16
I.3.7 Charge de bâtiment	16
1.3.8 L'intensité et la durée de tremblement de terre.....	17
I.4 Traitement des sols liquéfiables.....	17
I.4.1 Méthode d'amélioration des caractéristiques de résistance du sol	17
I.4.1.1 Densification de sol.....	17

I.4.1.1.1 Compactage dynamique.....	17
I.4.1.1.2 Vibro-flottation	18
I.4.1.3 Colonnes ballastées.....	19
I.4.1.4 Substitution	20
I.4.1.5 Technique de drainage	20
I.5 CONCLUSION.....	20
Chapitre II: EVALUATION DU POTENTIEL DE LA LIQUEFACTION DES SOLS.....	21
II.1 Introduction.	22
II.2 Evaluation du potentiel de liquéfaction	22
II.2.1 Evaluation du rapport de contraintes cycliques (CSR).....	22
II.2.2 Evaluation du rapport de résistance cyclique (CRR).....	25
II.2.2.1 Facteurs de corrections selon le poids des terres et les contraintes de cisaillement initiales	25
II.2.2.2 Evaluation du CRR par l'essai SPT.....	26
II.2.2.2.1 Essai de pénétration standard (SPT) (Standard Pénétration Test).....	26
II.2.2.2.2 Méthode de Toshio Iwasaki et al (1984)	31
II.2.2.2.3 Méthode de Youd et al. (2001).....	31
II.2.2.2.4 Méthode d'Andrus et al (2004)	32
II.2.2.2.5 Méthode de Rolando P. Orense (2005)	32
II.2.2.2.6 Méthode d'Idriss et Boulanger (2006).....	33
II.2.2.3 Evaluation du CRR par l'essai CPT	34
II.2.2.3.1 Méthode d'Olsen et al. (1997).....	34
II.2.2.3.2 Méthode de Robertson et Wride (1998)	34
II.2.2.3.3 Méthode d'Andrus et Al (2004)	35
II.2.2.3.4 Méthode Idriss et Boulanger (2006).....	35
II.2.2.4 Evaluation du CRR par les méthodes de mesure de vitesse de cisaillement.....	36
II.2.2.4.1 Méthode d'Andrus et Stokoe (1997)	36
II.2.2.4.2 Méthode d'Andrus et al (2004)	37

II.2.2.5 Evaluation du CRR par l'essai de dilatomètre de Marchetti (DMT).....	38
II.2.2.5.1 Méthode de Grasso et Maugeri (2006).....	38
II.2.2.5.2 Méthode de Pai-Hsiang Tsai et al (2009).....	39
II.3 Facteur de sécurité.....	40
II.4 Estimation de la probabilité de liquéfaction.....	41
II.5 CONCLUSION.....	42
CHAPITRE III: ETUDE DETERMINISTE DE LA LIQUEFACTION DES SOLS (SITE DE BOUMERDES).....	43
III.1 Introduction.....	44
III.2 Présentation du site.....	44
III.2.1 Localisation.....	44
III.2.2 Contexte Sismique.....	45
III.2.2.1 Sismicité.....	45
III.2.3 Contexte géologique.....	45
III.2.3.1 Géologie régionale :.....	45
III.2.3.2 Géologie local :.....	45
III.2.4 Nature lithologique.....	46
III.3 Essais de pénétromètre standard (S.P.T).....	47
III.3.1 Principe.....	47
III.3.2 Résultats des essais S.P.T :.....	47
III.4 Etude déterministe du potentiel de liquéfaction de site :.....	51
III.4.1 SONDAGE N°04.....	51
III.4.1.1 Calcul de contrainte cyclique CSR(sondage N°04).....	51
III.4.1.2 Calcul du taux de la résistance cyclique CRR(sondage N°04) :.....	51
III.4.1.3 Calcul de facteur de sécurité (sondage N°04).....	52
III.4.2 SONDAGE N°02.....	54
III.4.2.1 Calcul de contrainte cyclique CSR (sondage N°02).....	54
III.4.2.2 Calcul du taux de la résistance cyclique CRR (SONDAGE N°02) :.....	54

III.4.2.3 Calcul de facteur de sécurité F_s (sondage N°02)	55
III.4.3 SONDAGE N°05	56
III.4.3.1 Calcul de contrainte cyclique CSR (sondage N°5)	56
III.4.3.2 Calcul du taux de la résistance cyclique CRR (sondage N°05)	57
III.4.3.3 Calcul de facteur de sécurité F_s (sondage N°05)	58
III.4.4 SONDAGE N°08	59
III.4.4.1 Calcul de contrainte cyclique CSR (Sondage N°08).....	59
III.4.4.2 Calcul du taux de la résistance cyclique CRR (sondage N°08) :	59
III.4.4.3 Calcul de facteur de sécurité F_s (sondage N°08)	60
III.4.5 SONDAGE N°09	61
III.4.5.1 Calcul de contrainte cyclique CSR(Sondage N°09).....	61
III.4.5.2 Calcul du taux de la résistance cyclique CRR (sondage N°09) :	62
III.4.5.3 Calcul de facteur de sécurité F_s (Sondage N°09).....	63
III.4.6 Analyse déterministe.....	64
III.5 CONCLUSION	64
CHAPITRE IV : ETUDE PROBABILISTE DU POTENTIEL DE LIQUEFACTION DES SOLS (SITE DE BOUMERDES)	65
IV.1 Introduction.....	66
IV.2 ESTIMATION PROBABILISTE DE LIQUEFACTION	66
IV.3. Analyse fiabiliste de potentiel de liquéfaction de sol	72
IV.3.1 Estimation des incertitudes des variables aléatoires	72
IV.3.1.1. Les incertitudes des paramètres de la résistance cyclique	72
IV.3.1.1.1. Estimation des incertitudes des facteurs qui influent sur $N_{1.60}$	72
IV.3.1.1.2. L'estimation des incertitudes liées au contenu des fines, FC	73
IV.3.1.2. Les incertitudes des paramètres de la contrainte cyclique	73
IV.3.1.2.1.La magnitude de moment.....	73
IV.3.1.2.2. Accélération maximale du sol.....	73
IV.3.2.3. La contrainte totale verticale.....	74

IV.3.2.4. La contrainte effective	74
IV.3.3 Initiation du phénomène de liquéfaction par l'approche probabiliste.....	75
IV.3.1. La fonction d'état limite.....	76
IV.3.2. Covariance entre les variables aléatoires	77
VI.3.5.1 Corrélation entre les paramètres aléatoire.....	77
IV.3.4 Méthode de simulation de Monte Carlo.....	77
VI.3.5 Analyse probabiliste.....	79
IV 3.5.1 Résultats des calcul fiabiliste	79
IV.4 Conclusion	82
CONCLUSION GENERALE	84
Références bibliographique.....	87
ANNEXES	91
Coupes des Sondages	92

Liste des Figures.

Figure I.1. Représentation de liquéfaction a) et b) état initial, c) pendant la liquéfaction (d'après Johansson, 2000).....	6
Figure I.2. Liquéfaction du sol aux abords de l'oued Isser.....	7
Figure I.3. 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)	8
Figure I.4. 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).....	9
Figure I.5. 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).	10
Figure I.6. Dommage des édifices, Adapazani, Turki, 1999.....	10
Figure I.7. Le port d'Island, Kobe, 1995.....	11
Figure I.8. Ebullitions de sable au Comté de Nantou en Taiwan (d'après Dr Hsein, 2002)...	11
Figure I.9. Ebullitions de sable de Zhanghua (à droite) en Taiwan (d'après Dr Hsein, 2002).	12
Figure I.10. Une camionnette qui malheureusement conduit dans un trou causé par la liquéfaction, du Nord de New Brighton, lors du séisme de Christchurch (2011)	13
Figure I.11. Ebullitions de sable dues à la liquéfaction, après le tremblement de terre à Christchurch, New Zealand (2011)	13
Figure I.12. Technique de compactage dynamique.	18
Figure I.13. Dnsification du sol par vibroflottation	19
Figure I.14. Installation des colonnes ballastées	19
Figure I.15 : Technique de drainage	20
Figure II.1. Procédure pour détermination de la contrainte de cisaillement maximale, $(\tau_{max})_r$ (Seed et Idriss, 1982)	24
Figure II.2. Facteur de réduction de la profondeur r_d en fonction de la profondeur (Andrus et Stokoe, 2000)	24
Figure II.3. Courbe simplifiée recommandée pour le calcul du CRR pour $M_w=7.5$ (Après Seed et al. 1985, réimprimé avec la permission de la société américaine des ingénieurs civils, Robert W. Day, 2009)	29
Figure II.4. Variation de ΔN_{160} avec le contenu des fines (d'après Idriss et Boulanger, 2004)	30

Figure II.5. Courbe simplifiée pour le calcul du CRR pour $M_w=7.5$ (d'après Andrus et al, 2004).....	32
Figure II.6. Courbe simplifiée pour le calcul du CRR pour $M_w=7.5$ (d'après Andrus et al, 2004).....	33
Figure II.7. Courbe simplifiée pour le calcul du CRR basée sur $(qc_{1N})_{cs}$ pour $M_w=7.5$ (d'après Andrus et al, 2004).....	35
Figure II.8. Courbe simplifiée pour le calcul du CRR basée sur qc_{1N} pour $M_w=7.5$ (d'après Idriss et Boulanger, 2006).....	36
Figure II.9. Courbe simplifiée pour le calcul du CRR basée sur VS pour $M_w=7.5$ (Andrus et Stokoe, 2001).....	38
Figure II.10. CSR en fonction de K_D (Pai-Hsiang Tsai et al, 2009).....	39
Figure II.11. CSR en fonction d'ED (Pai-Hsiang Tsai et al, 2009).....	40
Figure II.12. Méthodologie d'évaluation de susceptibilité à la liquéfaction.....	41
Figure III.1. Image satellitaire illustre la situation du site étudié. (Google Erth).....	44
Figure III.2. Carte géologique de la région de Boumerdas (extrait de la carte de thénia).....	46
Figure III.3. Variation du nombre de coups SPT avec la profondeur pour le site étudié.....	50
Figure III.4. Variation de F_c et $(N1)_{60cs}$ en profondeur (sondage N°04).....	52
Figure III.5. Variation de CRR, CSR, et F_s en profondeur (Sondage N°04).....	53
Figure III.6: Variation de F_c et $(N1)_{60}$ CRR en profondeur (sondage N°02).....	55
Figure III.7: Variation de F_c , CRR et CSR en profondeur (sondage N°02)......	56
Figure III.8. Variation de F_c et $(N1)_{60}$ en profondeur (sondage N°05).....	57
Figure III.9 : Variation de CRR, CSR et F_s en profondeur (Sondage N°05).....	58
Figure III.10. Variation de F_c et $(N1)_{60}$ en profondeur (sondage N°08).....	60
Figure III.11. Variation de F_s , CSR et CRR en profondeur (sondage N°08).....	61
Figure III.12. Variation de F_c et $(N1)_{60}$ en profondeur (Sondage N°09).....	62
Figure III.13. Variation de CRR, CSR et F_s en profondeur (sondage N°09).....	63
Figure IV.1. Variation de F_s et P_L en profondeur pour sondage N°02 et sondage N°04.	70
Figure IV.2. Variation de F_s et P_L en profondeur pour les sondages N°05, N°08 et N°09.....	71
Figure IV.3. Variation de probabilité de liquéfaction du sol par la methode de MCS et la methode de Juang et al.2012 en profondeur.....	82

Liste des Tableaux.

Tableau II.1. Facteurs de correction du nombre de coups N de l'essai SPT	28
Tableau II.2: Paramètres du modèle logistique (Hwang et al. 2004)	41
Tableau II.3 : Classes du potentiel de liquéfaction des sols (Juang et al. 2012)	42
Tableau III.1: récapitulatif représentant les valeurs brutes des essais SPT	48
Tableau III.2: Résultats de calcul de CSR (sondage N°04)	51
Tableau III.3: résultats de calcul CRR (sondage N°04).....	52
Tableau III.4: Résultats de calcul Fs (sondage N°04)	53
Tableau III.5: Résultats de calcul de CSR (Sondage N°02).....	54
Tableau III.6. calcul de CRR (sondage N°02).....	54
Tableau III.7. Résultats de calcul Fs (sondage N02).....	55
Tableau III.8. Résultats de calcul CRR (sondage N°5).....	56
Tableau III.9. Résultats de calcul CRR (sondage N°05).....	57
Tableau III.10: Résultats de calcul Fs (sondage N05)	58
Tableau III.11. Résultats de calcul CSR (Sondage N°08).....	59
Tableau III.12. Résultats de calcul CRR (sondage N°08).....	59
Tableau III.16. Résultats de calcul Fs (sondage N°08)	60
Tableau III.14. Résultats de calcul de CSR (Sondage N°09)	61
Tableau III.15. Résultats de calcul de CRR (sondage N°09)	62
Tableau III.16. Résultats de calcul CRR (SONDAGE N°09).....	63
Tableau IV.1. Résultats de calcul probabiliste du potentiel de liquéfaction (PL) dans le site de boumerdas	67
Tableau IV.2. Valeurs des coefficients de variation des paramètres de la résistance et la contrainte cyclique	75
Tableau IV.3. Variables aléatoires et leurs caractéristiques	77
Tableau IV.4. Résultats comparatifs entre le calcul déterministe et fiabiliste (sondage N°4)	80

Notations

$a(t)$: L'accélération à la surface du sol à l'instant t (m/s^2).

a_{max} : Accélération maximale du sol en surface (m/s^2).

CN : Facteur de correction pour la contrainte de confinement effective.

CE : Facteur de correction pour l'énergie transmise par le mouton.

CB : Facteur de correction pour le diamètre du trou de forage,

CR : Facteur de correction pour la longueur des tiges (profondeur du trou),

CS : Facteur de correction par rapport à la méthode d'échantillonnage.

C_σ : Facteur de correction.

C_Q : Facteur de normalisation de la résistance à la pointe.

CSR : Rapport de contrainte cyclique générée par le séisme.

$CRR_{7.5}$: Taux de résistance cyclique pour une magnitude de 7.5.

CRR : Rapport de résistance cyclique

CPT : Essai à la pénétration statique.

COV : Coefficient de Variation

DMT : L'essai de dilatomètre de Marchetti

D_r : La densité relative

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

F_s : Facteur de sécurité

F_c : Pourcentage de fines (%)

f : Exposant dépendant de la densité relative du sol

F : Force horizontale exercée sur la colonne du sol (KN).

g : L'accélération de la pesanteur (m/s^2).

$g(x_1, x_2, \dots, x_n)$: la fonction d'état limite

I_c : Indice de comportement de sol.

$I(x_i)$: Fonction indicatrice

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

K_{σ} : Facteur de correction du au poids des terres appliqué au $CRR_{7.5}$

K_D : L'indice de contrainte horizontale

K_0 : Est le coefficient de poussée des terres au repos

K_c : Facteur correcteur tenant en compte les caractéristiques des grains.

K_{al} : Facteur d'âge pour les valeurs de V_{s1} élevées

K_{cs} : Facteur de correction dépend de pourcentage des fines.

M_W : La magnitude du séisme

MCS : méthode de Monte Carlo

MSF : Facteur de correction de magnitude.

N_{SPT} : Nombre de coups obtenu par l'essai SPT

$(N_1)_{60}$: La valeur corrigée de N_{spt}

$(N1)_{60cs}$: Nombre de coups normalisé.

N_S : Nombre de simulations

N_{sf} : Le nombre de simulations conduisant à la rupture

P_a : La pression atmosphérique (KPa)

P_L : La probabilité de liquéfaction

P_F : probabilité de rupture

q_c : Résistance de pointe mesurée par CPT (MPa).

q_{cN} : Résistance à la pointe corrigée (MPa).

q_{c1N} : La résistance de pointe corrigée

r_d : Facteur de réduction des contraintes due à la flexibilité du sol.

SPT : Essai pénétration standard

V_s : Vitesse des ondes de cisaillement (m/s).

V_{s1}^* : Correction de la valeur de vitesse d'onde de cisaillement V_s (m/s).

$(V_{s1})_{csal}$: Vitesse d'onde de cisaillement corrigé (m/s).

Z : La profondeur du sol (m).

τ_{moy} : Contrainte de cisaillement moyenne (Kpa).

τ_l : La résistance au cisaillement cyclique (Kpa).

σ_v : La contrainte verticale totale du sol (Kpa).

σ'_v : Contrainte effective verticale (kPa),

γ : Poids volumique du sol (KN/m^3)

Introduction générale

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.

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 le tassement excessif et/ou la perte partielle ou totale de la capacité portante des structures à fondations superficielles, se sont produits dans des sites où les sols révèlent une cohésion considérable.

Quant aux sols graveleux, ceux-ci sont généralement beaucoup plus perméables que les sols sableux, et donc peuvent rapidement dissiper les pressions interstitielles excessives générées par un chargement cyclique.

L'occurrence de la liquéfaction dans les sols est souvent évaluée suivant le procédé simplifié à l'origine proposé par Seed et Idriss (1971) basés sur l'essai de pénétration standard (SPT), l'essai de pénétration de cône (CPT), l'essai au dilatomètre de Marchetti (DMT), l'essai de la mesure des vitesses d'ondes de cisaillement, et les essais de laboratoire (par exemple l'essai triaxial cyclique).

Plusieurs méthodes ont été proposées pour l'évaluation du potentiel de liquéfaction. Ces méthodes peuvent être implémentées en approche déterministe et probabiliste. La méthode déterministe pour l'évaluation du potentiel de liquéfaction donne la réponse oui ou non si le sol est liquéfiable ou non. L'approche probabiliste évalue la liquéfaction en termes de probabilité d'occurrence. L'avantage majeur des approches probabilistes, c'est que les incertitudes associées aux paramètres du sol sont quantifiées.

Dans cette étude, la probabilité de liquéfaction est déterminée en se basant sur l'analyse fiabiliste en utilisant la méthode MCS. L'incertitude dans cette étude est due à la variabilité des paramètres de la fonction de performance.

L'objectif de ce projet de fin d'études est de faire une analyse du potentiel de liquéfaction par des méthodes déterministe et probabiliste en utilisant les résultats des essais in-situ.

Le présent mémoire est structuré en cinq chapitres :

Le premier chapitre est consacré à une recherche bibliographique issue de la littérature, concernant le phénomène de la liquéfaction des sols, les facteurs influençant la résistance à la liquéfaction et les principales approches pour l'évaluation du potentiel de liquéfaction.

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

Le troisième chapitre s'intéresse à l'étude déterministe du potentiel de liquéfaction des sols. On présente en détail le site d'étude, en appliquant des méthodes empiriques basées sur les résultats de l'essai SPT

Le quatrième chapitre s'intéresse à l'étude probabiliste du potentiel de liquéfaction de sol. On commence par une estimation probabiliste de liquéfaction pour le site étudié et après une analyse fiabiliste, et l'explication des coefficients de variation (COV) des variables aléatoires de la fonction de performance. Des applications sont présentées pour illustrer cette méthodologie qui utilise la simulation de Monte Carlo pour la génération de la fonction de densité de probabilité (PDF) de chaque variable aléatoire.

Le projet fin d'étude se termine par une conclusion générale des principaux résultats obtenus par cette étude.

Chapitre I:
RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

I.1 Introduction.

La liquéfaction est l'un des phénomènes les plus importants et complexes de la dynamique des sols. L'occurrence de la liquéfaction, ainsi que le taux et l'étendue des déformations en cas de liquéfaction durant un chargement cyclique dépendent des caractéristiques compositionnelles du matériau, comme la granulométrie, la taille et la forme des particules. Ce chapitre, après définition du phénomène de liquéfaction des sols et présentation des cas historiques de liquéfaction passe en revue les facteurs influençant la liquéfaction, en faisant la synthèse des différentes techniques développées pour les études de terrain ou pour les démarches expérimentales en laboratoire.

I.2 Phénomène de liquéfaction des sols

1.2.1 Définition de la liquéfaction.

Il semblerait que Hazen, 1920, ait été le premier à utiliser le terme de liquéfaction pour décrire et expliquer le mode de rupture du barrage Calaveras en 1918 en Californie, où 700 000 m^3 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 I.1), et le matériau perd toute sa résistance lorsque la pression interstitielle devient égale à la contrainte totale.

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

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

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

La liquéfaction cyclique caractérise les sables lâches et très lâches contractants. C'est un mécanisme similaire à celui observé sous chargement monotone, et se définit par une augmentation progressive de la pression interstitielle au cours des cycles de charge-décharge sans augmentation considérable des déformations. Lorsque la pression interstitielle devient égale à la contrainte totale, une chute brutale de la résistance au cisaillement se produit accompagnée par un développement rapide de grandes déformations.

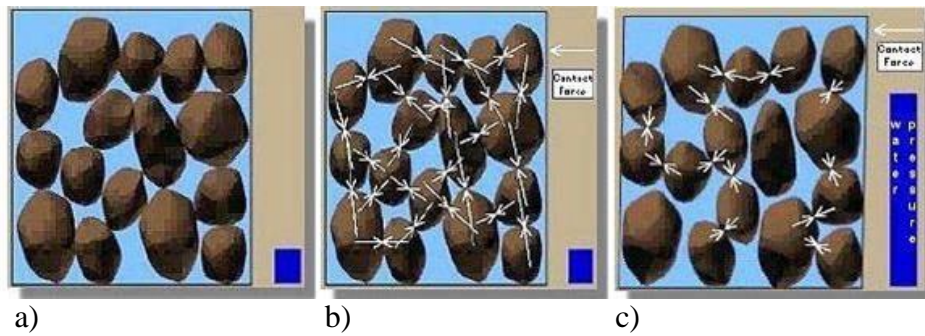
La mobilité cyclique est un phénomène caractéristique de sables moyennement denses et très denses dilatants. Il se différencie de la liquéfaction par le fait que la rupture est produite par accumulation de déformations significatives, et non pas par une perte importante de la résistance au cisaillement.

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


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.



Indic :

 : Représente La force de contact entre les particules


 : Représente le niveau de la pression interstitielle

Figure I.1. Représentation de liquéfaction a) et b) état initial, c) pendant la liquéfaction (d’après Johansson, 2000)

I.2.2 Quelques exemples historiques de cas de liquéfaction

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

- Une perte de capacité portante du sol de fondation, (basculement d’immeuble)
- Un glissement des terrains en pente.
- Des ruptures superficielles sous forme de fissures, ou étalement latéral.
- Un développement des forces de poussées.
- Un soulèvement des ouvrages enterrés et rupture des canalisations.
- Des ruptures des barrages (remblais hydraulique)

I.2.2.1 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.

Lors de tremblement de terre majeur, des dommages importants sont liés au phénomène de liquéfaction des sols sableux, de faible cohésion et saturés en eau. Les glissements latéraux de sols légèrement inclinés entraînant des déplacements horizontaux pouvant atteindre plusieurs mètres est un phénomène courant. (Figure I.2).

Des preuves de liquéfaction ont été observées. Elles se localisent dans les oueds et affectent principalement les abords de l'oued Isser, situé à une cinquantaine de kilomètres à l'est d'Alger. Il s'agit pour la plupart de phénomènes de glissement latéral. Ce phénomène se traduit par un déplacement horizontal des terrains avec apparition de larges fractures émissives, pluri-métriques et parallèles au cours d'eau. Ces fractures affectent une zone large de plusieurs dizaines de mètres et le déplacement total devrait atteindre plus de 3 mètres. On observe au fond des ouvertures de la boue. Des éjections de matière au travers de fissuration ont également été observées dans un champ en labour au voisinage immédiat de l'oued.(Benahchilif,S 2016)



Figure I.2. Liquéfaction du sol aux abords de l'oued Isser

I.2.2.2 Barrage de Fort Peck (1939)

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

Un grand glissement s'est produit dans la coquille ascendante du barrage près de la fin de la construction en 1938 (Figure I.3). À l'heure de la rupture du barrage était d'environ 60 m de haut avec une pente moyenne de 4H : 1V. La rupture s'est produite au-dessus d'une section de 500 m et a été précédé en enflant plus d'au moins 12 heures avant la rupture. À un moment donné après que ces contraintes initiales qu'une glissière d'écoulement a développées, avec les déplacements très grands (jusqu'à 450 m) et très à plat (pentes finale de 20H : 1V). L'aspect de la rupture était celui des blocs intacts dans une masse de matériel complètement perturbé. Il y avait des zones entre les îles du matériel intact qui ont semblé être en état rapide avec des ébullitions de sable évidentes. La Figure I.3 montre une vue aérienne de la rupture de barrage de Fort Peck illustrant la nature du glissement et de la grande distance s'est déplacé.



Figure I.3. 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)

I.2.2.3 Niigata, Japon (1964)

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

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

Ouvrages de retenue et des épandages latéraux dans le sol ce qui a causé de sévères dommages dans plusieurs structures tels que les ponts, les bâtiments, les réseaux enterrés. Les séries de bâtiments d'appartements à Kawagishi-cho sont devenues très connues comme symbole des effets de la liquéfaction des sols (Figure I.4).

Lorsque la liquéfaction s'est produite, la résistance du sol sous fondations s'est réduite de sa valeur initiale, engendrant une capacité portante insuffisante pour supporter les bâtiments, à la résistance résiduelle du sol liquéfié. Puisque la résistance résiduelle était inférieure à la contrainte de cisaillement imposée par le poids des bâtiments, la chute de la capacité portante du sol s'est produite engendrant de très grandes déformations.

Le pont de Showa près de la rivière de Shinano s'est effondré, car lorsque la liquéfaction s'est produite, l'épandage latéral du sol a causé le déplacement du sol sous le lit de la rivière ce qui a imposé des pressions sur les pieux de fondation qui ont, par la suite, subi une déflexion et se sont déplacés (Figure I.5).



Figure I.4. Inclinaison des bâtiments d'appartements de Kawagishi-cho à Niigata au Japon dues à la chute de la capacité portante du sol par liquéfaction (d'après Peter M. Byrne et al, 2008).



Figure I.5. 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).

I.2.2.4 Adapazari Effets -Liquéfaction sur les fondations peu profondes (1999)

Domages aux édifices eu lieu tout au long Adapazari, Turquie, lors du séisme de Kocaeli 1999 (Figure I.6). Une cause majeure de dommages était la liquéfaction des récents dépôts alluviaux qui sous-tendu de grandes parties de la ville. Le résultat a été des colonies excessives et les échecs de capacité portante pour d'innombrables bâtiments, dont la plupart ont été pris en charge sur les fondations superficielles.



Figure I.6. Dommage des édifices, Adapazani, Turki, 1999.

I.2.2.5 Port d'Island, Kobe, Japon (1995)

Le séisme de Hyogoken_Nambu en 1995 a causé des cas de liquéfaction, particulièrement dans les espaces récupérés tel que le port d'Island, à Kobe au Japon, Ce séisme était la cause de plusieurs dommages.(Figure I.7) :



Figure I.7. Le port d'Island, Kobe, 1995

I.2.2.6 Chi-Chi, Taiwan (1999)

Les sols en place sont constitués de couches de sol sableux très lâche susceptible à la liquéfaction et le niveau de la nappe phréatique varie de $0,5\text{ m}$ à 5 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 (Figure I.8 et Figure I.9).



Figure I.8. Ebullitions de sable au Comté de Nantou en Taiwan (d'après Dr Hsein, 2002).



Figure I.9. Ebullitions de sable de Zhanghua (à droite) en Taiwan (d'après Dr Hsein, 2002).

I.2.2.7 Christchurch, New Zealand (2011)

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

Le séisme a provoqué des dommages étendus dans Christchurch, en particulier dans le centre-ville et des faubourgs de l'Est, avec des dégâts aggravés par les bâtiments et les infrastructures déjà affaiblies par le tremblement de terre de 4 Septembre 2010. Une liquéfaction significative affectée la banlieue Est. (Figure I.10, et Figure I.11).



Figure I.10. Une camionnette qui malheureusement conduit dans un trou causé par la liquéfaction, du Nord de New Brighton, lors du séisme de Christchurch (2011)



Figure I.11. Ebullitions de sable dues à la liquéfaction, après le tremblement de terre à Christchurch, New Zealand (2011)

1.3 Facteurs influençant la liquéfaction de sols

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

1.3.1 Âge et origine des sols

Les dépôts naturels d'origine alluviale et fluviale ont généralement des grains de sol en état d'emballage lâche. Ces dépôts sont jeunes, faibles et exempts de force due à la cimentation et au vieillissement.

Youd et Hoose (1977) ont déclaré qu'en règle générale, les dépôts alluviaux plus anciens que le Pléistocène tardif (10 000 à 130 000 ans) ne se liquéfieront probablement qu'en cas de fortes séismes, alors que les dépôts tardifs de l'Holocène (1 000 ans ou moins) susceptibles de se liquéfier, et les dépôts antérieurs de l'Holocène (1 000 à 10 000 ans) sont moyennement liquéfiables.

1.3.2 Type de sol

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

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

de tremblements de terre. En utilisant des critères initialement prévue par Seed et Idriss (1982) et par la suite confirmée par Youd et Gilstrap (1999), et Bray et al, (2004), pour un sol cohérent pour liquéfier, il doit satisfaire à toutes les trois critères suivants:

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

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

1.3.3 Densité relative de sol D_r

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

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

1.3.4 La nappe phréatique

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

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

Poulos et al. (1985) affirment que la liquéfaction peut également se produire dans les très grandes masses des sables ou limons qui sont secs et lâche et chargé si rapidement que la fuite d'air dans les vides est limitée. Un tel mouvement des sables secs et lâche est souvent désigné comme le sol en mouvement ou en cours de mouvement. Bien que le sol tels que mentionnée qui s'écoule liquéfié fait, dans ce texte, un tel sol déformation ne sera pas appelé liquéfaction. Il est préférable de considérer que la liquéfaction ne se produit que pour les sols qui sont situés en dessous de la nappe phréatique.

I.3.5 La taille des particules

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

I.3.6 Les conditions de drainage

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

I.3.7 Charge de bâtiment

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

additionnel sera exigé du tremblement de terre afin de causer la contraction et par conséquent la liquéfaction du sol.

1.3.8 L'intensité et la durée de tremblement de terre

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

I.4 Traitement des sols liquéfiables

La réduction du risque dû au phénomène de liquéfaction devient nécessaire pour préserver la stabilité de la structure durant un séisme. Plusieurs techniques sont disponibles pour améliorer les faibles caractéristiques des sols susceptibles à la liquéfaction; elles peuvent être subdivisées en deux catégories comme énumérées ci-dessous :

I.4.1 Méthode d'amélioration des caractéristiques de résistance du sol

Ces premières méthodes consistent à améliorer, d'une part les caractéristiques du sol, et d'autre part la dissipation de l'excès de pression interstitielle dans les pores. Parmi ces méthodes, nous citons:

I.4.1.1 Densification de sol

I.4.1.1.1 Compactage dynamique

Cette technique est particulièrement applicable aux sols granulaires lâches placée près de la surface au sol. Il s'agit d'un procédé qui consiste à pilonner le sol en surface avec une masse. L'énergie transmise par chaque impact pénètre dans le sol et produit une déstructuration

Cette méthode de compactage est largement utilisée, cependant elle possède certains inconvénients. En effet, d'une part elle cause des vibrations et des bruits qui influencent sur le bon comportement des structures avoisinantes, et d'autre part, le compactage des sols possédant une grande quantité de particules fines est assez difficile. (figure I.12)



Figure I.12. Technique de compactage dynamique.

I.4.1.1.2 Vibro-flottation

La vibroflottation est un procédé dans lequel un dispositif est introduit dans le terrain lâche afin de le compacter par une vibration et une saturation simultanée. Lorsque le dispositif vibre l'eau est injectée par pompage à une vitesse telle qu'elle ne peut pas être absorbée par le sol. L'action de ces vibrations va provoquer un réarrangement des grains du sol grenu, réduisant ainsi l'indice des vides et augmentant la densité relative et la compacité du sol traité. (Figure I.13)

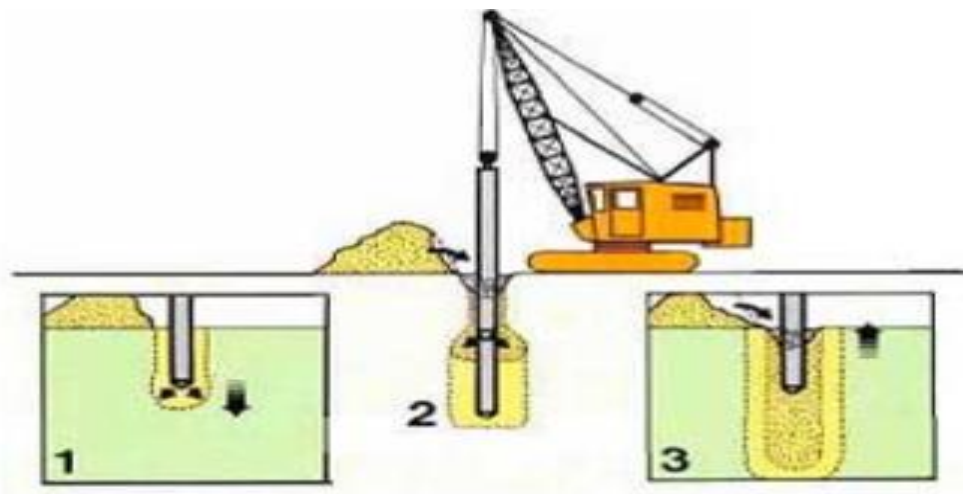


Figure I.13. Densification du sol par vibroflotation

I.4.1.3 Colonnes ballastées

Les colonnes ballastées consistent en une incorporation par compactage de matériau granulaire, dans un terrain présentant des faibles caractéristiques géotechniques. De façon générale elles améliorent les caractéristiques mécaniques des sols par augmentation de leurs capacités portantes et réduction de leurs tassements sous les charges appliquées. Les colonnes ballastées peuvent aussi jouer le rôle d'un drain et réduire les risques de liquéfaction dans les zones sismiques. (Figure I.14)

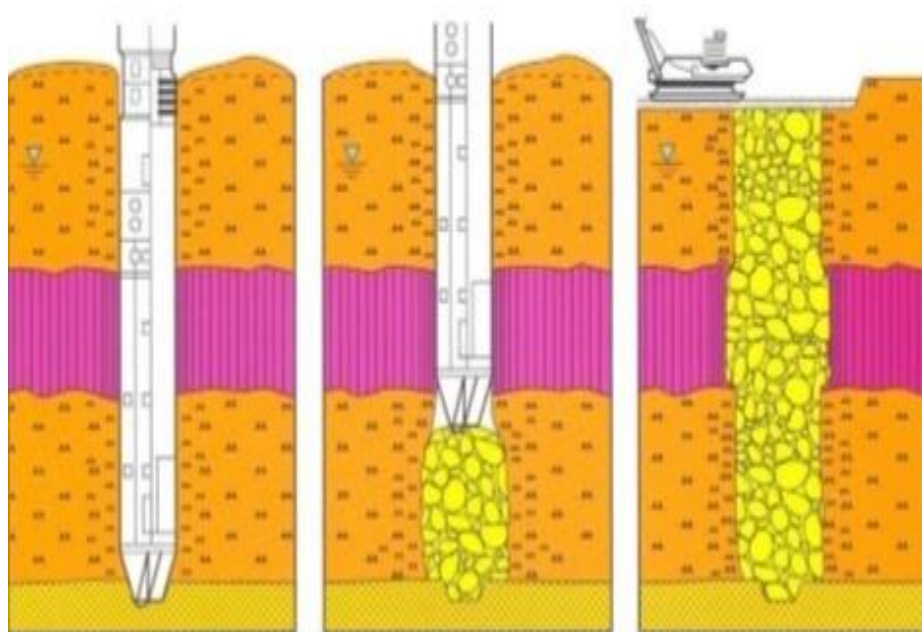


Figure I.14. Installation des colonnes ballastées

I.4.1.4 Substitution

La substitution du profil de sol par un matériau qui ne se liquéfie pas est appelée méthode de substitution. Les graviers et les sols mixés avec du ciment sont des matériaux non-liquéfiables et sont utilisés dans la réduction du risque de liquéfaction

I.4.1.5 Technique de drainage

On peut réduire l'effet de la liquéfaction par l'amélioration du système de drainage du sol. Si l'eau interstitielle existe dans le sol peut s'écouler librement, la pression excessive d'eau interstitielle sera réduite. Les techniques de drainage incluent l'installation des drains de gravier, du sable ou des matériaux synthétiques. (Figure I.15)

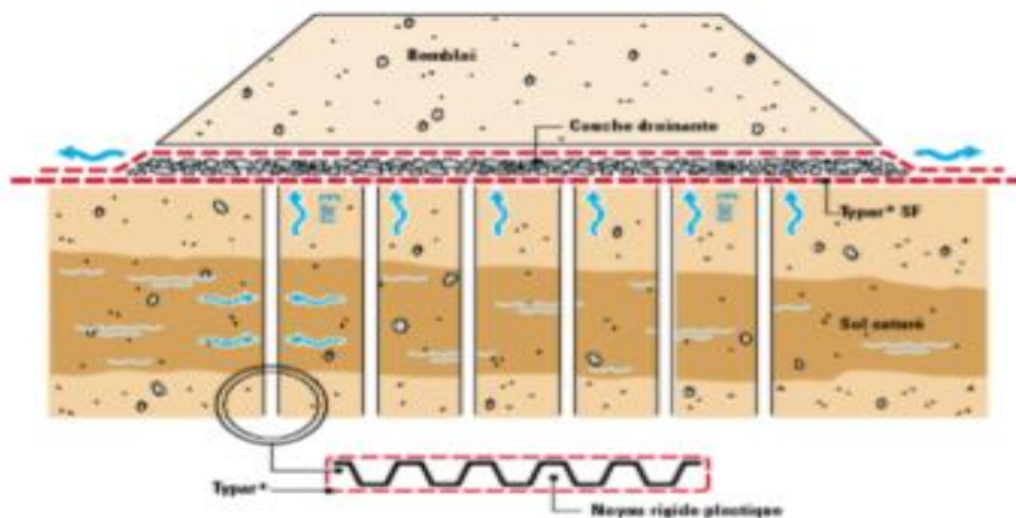


Figure I.15 : Technique de drainage

Les drains synthétiques de mèche peuvent être installés à divers angles, contrairement aux drains de gravier ou de sable qui sont généralement installés verticalement. Les techniques de drainage sont souvent utilisées en combinaison avec d'autres types de techniques d'amélioration de sol pour une réduction plus pertinente du risque de liquéfaction.

I.5 CONCLUSION

Dans ce chapitre nous avons présenté l'essentiel qui existe dans la littérature sur le phénomène de la liquéfaction des sols. A travers cette recherche bibliographique la définition et Quelques exemples historiques de cas de liquéfaction, ainsi les paramètres influençant la liquéfaction et les effets induits par ce phénomène. Finalement quelques techniques de traitement des sols liquéfiables ont été présentées.

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

Chapitre II:
EVALUATION DU POTENTIEL DE LA
LIQUEFACTION DES SOLS

II.1 Introduction.

La liquéfaction d'un site est un aspect particulier aux sols granulaires lâches et peut causer de graves dommages aux constructions, il est donc important d'être en mesure de prédire le comportement des sols face à la problématique de la liquéfaction. Ce chapitre présente la procédure de l'évaluation du potentiel de la liquéfaction des sols par des nouvelles méthodes simplifiées propose par plusieurs chercheurs.

Ce chapitre présente la procédure simplifiée de Seed et Idriss (1971) et plusieurs chercheurs pour l'évaluation de potentiel de liquéfaction basée sur les résultats des essais de laboratoires et les corrélations empiriques établis à partir des essais in-situ. A la fin un aperçu sur l'application des méthodes probabiliste pour l'étude de la liquéfaction des sols.

II.2 Evaluation du potentiel de liquéfaction

II.2.1 Evaluation du rapport de contraintes cycliques (CSR)

Le rapport de contrainte cyclique, CSR, telle que proposée par Seed et Idriss (1971), est définie comme la contrainte de cisaillement cyclique moyenne, τ_{av} , développée sur une surface horizontale des couches de sol dues à la propagation verticale des ondes de cisaillement normalisée par la contrainte initiale verticale effective, σ'_v , pour incorporer l'augmentation de la résistance au cisaillement due à l'augmentation de la contrainte effective.

$$CSR = \frac{\tau_{av}}{\sigma'_v} = 0.65 \cdot \frac{a_{max}}{g} \cdot \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \cdot r_d \quad (II.1)$$

La contrainte de cisaillement développée à la profondeur du sol Z à l'instant t due à la propagation verticale des ondes de cisaillement peut être calculée comme suite :

$$\tau(t)_{rigide} = \frac{\gamma \cdot Z}{g} a(t) \quad (II.2)$$

Si la masse de sol au-dessus de la profondeur Z est supposé rigide, $a(t)$ est l'accélération à la surface du sol à l'instant t , γ est le poids volumique du sol, et g est l'accélération de la pesanteur. (Hynes et Olsen, 1998)

Pour calculer le facteur r_d plusieurs modèles ont été proposés, Lia et Whithman (1986) ont proposés les relations suivantes :

$$\begin{cases} r_d = 1 - 0.00765Z & \text{pour } Z < 9.15 \text{ m} \\ r_d = 1.174 - 0.0267Z & \text{pour } 9.15 \leq Z \leq 20 \text{ m} \end{cases} \quad (II.3)$$

Avec Z est la profondeur du sol en mètre.

Ces équations donnent une valeur moyenne de r_d et sont présentées sur la Figure II.1 avec l'intervalle des valeurs proposées par Seed et Idriss (pour les premiers 15m de profondeur). (Idriss et Boulanger, 2004)

Blake (1999) propose une seule équation pour le calcul de r_d :

$$r_d = \frac{1 - 0.4113 \times Z^{0.5} + 0.04052 \times Z + 0.001753 \times Z^{1.5}}{1 - 0.4177 \times Z^{0.5} + 0.05729 \times Z - 0.006205 \times Z^{1.5} + 0.001210 \times Z^2} \quad (\text{II.4})$$

- Au Japon, r_d est simplement pris égal à : $r_d = 1 - 0.0015Z$

- Les facteurs influençant r_d à considérer dans les petits projets sont la profondeur et les valeurs moyennes obtenues par les équations proposées. En général, la méthode simplifiée n'est pas vérifiée pour des profondeurs supérieures à 15m. C'est ainsi que pour des projets importants, les valeurs de r_d sont à discuter. La réévaluation des données et de leur interprétation ont amené Idriss (1999) à proposer les expressions suivantes (Figure II.2)

$$r_d = \exp(\alpha(z) + \beta(z)M_w) \quad (\text{II.5})$$

Avec :

$$\alpha(z) = -1.012 - 1.126 \sin\left(\frac{z}{11.73} + 5.133\right)$$

$$\beta(z) = 0.106 + 0.118 \sin\left(\frac{z}{11.28} + 5.142\right) \quad (\text{II.6})$$

Un système de calcul de la moyenne pondérée est nécessaire pour convertir les formes irrégulières de l'histoire temps des contraintes de cisaillement sismiques en série équivalente plus simple des contraintes cycles uniformes. En pondération appropriée des cycles de contraintes individuelles fondées sur des données d'essais en laboratoire, il a été constaté que l'amplitude raisonnable à choisir pour la «moyenne» ou de contrainte uniforme équivalent, τ_{av} , est d'environ 65% de la contrainte de cisaillement maximale τ_{max} ,

$$\tau_{av} \approx 0.65 \cdot \frac{\gamma \cdot h}{g} \cdot a_{max} \cdot r_d \quad (\text{II.7})$$

Où a_{max} est l'accélération maximale à la surface du sol. Une variété de méthodes de normalisation peut être ensuite utilisée pour convertir les séries irrégulières des cycles de contraintes de cisaillement cycliques à un nombre "équivalent" de cycles uniformes avec une amplitude τ_{av} .

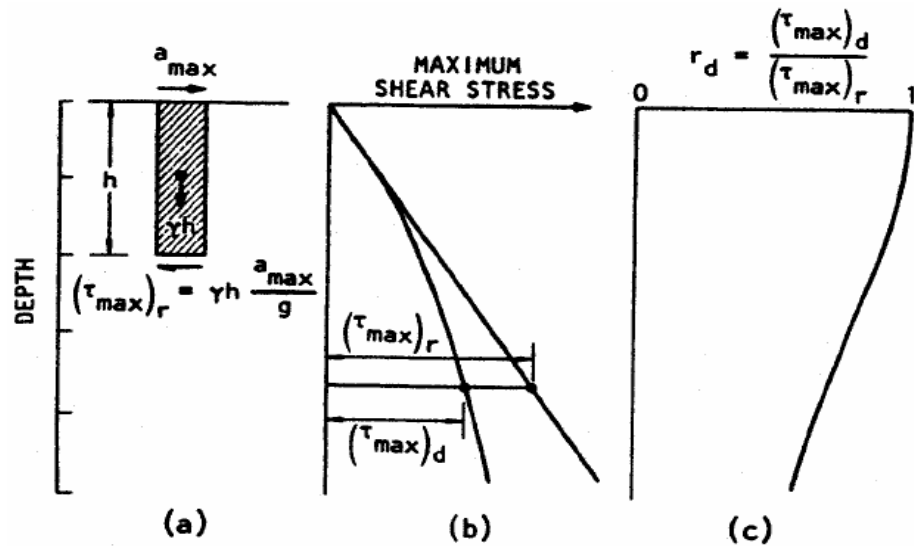


Figure II.16. Procédure pour détermination de la contrainte de cisaillement maximale, $(\tau_{max})_r$ (Seed et Idriss, 1982)

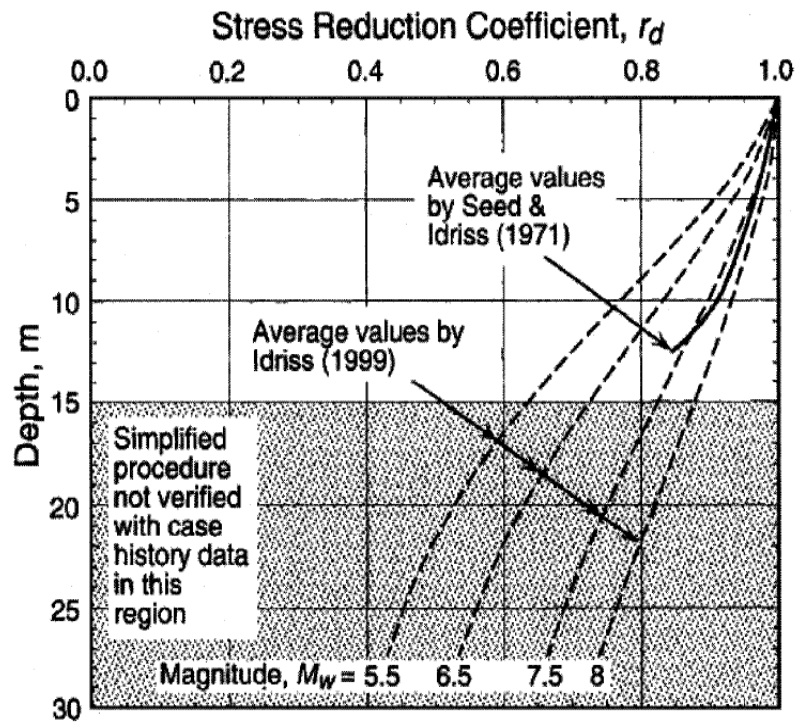


Figure II.17. Facteur de réduction de la profondeur r_d en fonction de la profondeur (Andrus et Stokoe, 2000)

Pour incorporer l'effet de la magnitude des secousses sismiques (la durée du séisme ou le nombre de cycles), un facteur de correction de la magnitude va être ajouté dans l'équation suivante :

$$CSR_{7.5} = \frac{\tau_{av}}{\sigma'_v} = 0.65 \cdot \frac{a_{max}}{g} \cdot \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \cdot \frac{r_d}{MSF} \tag{II.8}$$

Le facteur de correction de la magnitude est une fonction de la magnitude du séisme et il est exprimé par Youd et al (2001) par :

$$MSF = \left(\frac{M_w}{7.5} \right)^{-2.56} \quad (\text{II.9})$$

Il convient de noter que différentes formules de MSF et r_d ont été proposées par de nombreux chercheurs (par exemple, Youd et al. 2001; Idriss et Boulanger, 2006; Cetin et al. 2004).

II.2.2 Evaluation du rapport de résistance cyclique (CRR)

La capacité d'un élément de sol à résister à la liquéfaction peut être estimée par le rapport de résistance cyclique (Cyclic Resistance Ratio, CRR). Ce dernier s'exprime par le quotient entre la résistance moyenne au cisaillement du volume de sol et la contrainte verticale effective initiale. Il peut être calculé de différentes façons suivant le type de test utilisé.

La valeur du CRR d'un sol fait intervenir le facteur de correction de magnitude (MSF) et la contrainte effective de confinement (qui est exprimée par le facteur K_σ). Les méthodes présentées plus loin établissent toutes des CRR formulés pour un séisme de magnitude 7.5. Pour pouvoir comparer CSR et CRR, il est nécessaire qu'ils soient exprimés pour une même magnitude. Seed et Idriss (1971) 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), pour une contrainte $\sigma'_{v0} = 1 \text{ atm}$, tel qu'exprimé par les expressions suivantes :

$$CRR_{M, \sigma'_v} = CRR_{M=7.5, \sigma'_v=1} * MFS * K_\sigma \quad (\text{II.10})$$

II.2.2.1 Facteurs de corrections selon le poids des terres et les contraintes de cisaillement initiales

L'état des contraintes joue un rôle important sur la résistance à la liquéfaction d'un volume de sol. L'augmentation de résistance engendrée par une plus grande contrainte de confinement serait indépendante des corrections appliquées sur les résultats des différents essais réalisés sur terrain. Pour pouvoir utiliser la méthode dans le cas de contraintes de confinement élevées, Youd et al. (2001) proposent d'utiliser la méthode de Hynes et Olsen

(1999) qui corrige la résistance à la liquéfaction des sables et sables limoneux à l'aide de l'expression suivante :

$$K_{\sigma} = \left(\frac{\sigma'_v}{P_a} \right)^{f-1} \quad (\text{II.11})$$

Ou K_{σ} : facteur de correction du au poids des terres appliqué au $CRR_{7.5}$

σ'_v : Contrainte effective verticale [kPa],

P_a : pression atmosphérique (100 kPa),

f : est un exposant dépendant de la densité relative du sol, tel que :

Pour $40\% \leq D_r \leq 60\%$ $0.7 \leq f \leq 0.8$

Pour $60\% \leq D_r \leq 80\%$, $0.6 \leq f \leq 0.7$

Boulangier et Idriss (2004) ont à leur tour révisé la valeur de K_{σ} :

$$K_{\sigma} = 1 - C_{\sigma} \ln \left(\frac{\sigma'_v}{P_a} \right) \leq 1 \quad (\text{II.12})$$

$$\left\{ \begin{array}{l} C_{\sigma} = \frac{1}{18.9 - 17.3D_r} \\ \text{ou} \\ C_{\sigma} = \frac{1}{18.9 - 2.55\sqrt{(N_1)_{60}}} \\ \text{ou} \\ C_{\sigma} = \frac{1}{37.3 - 8.27(q_{c1N})^{0.264}} \end{array} \right\} \quad (\text{II.13})$$

C_{σ} : Facteur de correction ($C_{\sigma} < 0.3$)

D_r : la densité relative

$(N_1)_{60}$: la valeur corrigée de N_{spt}

q_{c1N} : La résistance de pointe corrigée

II.2.2.2 Evaluation du CRR par l'essai SPT

II.2.2.2.1 Essai de pénétration standard (SPT) (Standard Pénétration Test)

L'essai de pénétration standard est l'essai le plus utilisé. Il consiste à déterminer le nombre de coup N nécessaire à l'enfoncement d'un carottier d'une profondeur de 30 cm, tout en prélevant des échantillons remaniés indicatifs des différentes couches traversées.

Cette méthode fait intervenir l'indice de pénétration standard normalisé $N_{1.60cs}$ où la notation indicielle associée à la valeur de N a la signification suivante. (Azadi et al, 2010)

I : indique une valeur normalisée pour une charge d'une atmosphère (100 kPa),

60 : indique une valeur normalisée pour une efficacité de 60% de l'énergie totale fournie par le mouton,

cs : indique une valeur normalisée pour un sable propre (clean sand), soit sans particules fines.

Ces conditions ne sont quasiment jamais rencontrées dans la réalité et il faut donc appliquer des facteurs de corrections appropriés. Dans le cas d'un sable propre, l'indice de pénétration standard $N_{1.60}$ peut être déterminé comme suit (Youd et al, 2001).

$$N_{1.60} = N \cdot C_N \cdot C_R \cdot C_S \cdot C_B \cdot C_E \quad (\text{II.14})$$

Où :

N : nombre de coup réellement nécessaires mesurés à l'enfoncement,

C_N : facteur de correction pour la contrainte de confinement effective (selon la profondeur).

C_E : facteur de correction pour l'énergie transmise par le mouton,

C_B : facteur de correction pour le diamètre du trou de forage,

C_R : facteur de correction pour la longueur des tiges (profondeur du trou),

C_S : facteur de correction par rapport à la méthode d'échantillonnage.

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

$$C_N = \left(\frac{P_a}{\sigma'_v} \right)^{0.5} \quad (\text{II.15})$$

Avec :

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

σ'_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 NCEER (Youd et Idriss ,1997), puis elle est réduite à 1,7 par l’adhésion des participants d’atelier (Workshop).

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

$$C_N = \left(\frac{P_a}{\sigma'_v}\right)^m \tag{II.16}$$

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

$$m = 0.784 - 0.521D_r \tag{II.17}$$

Ces différents facteurs de correction dépendent de différents paramètres et sont présentés dans Youd et al. (2001). Les valeurs proposées pour les termes de correction sont résumées sur le tableau II.1. S’il y a présence de particules fines, la correction suivante doit également être apportée (Youd et al. 2001).

Tableau II.1. Facteurs de correction du nombre de coups N de l’essai SPT

Facteur	Terme	Equipement	Correction
Rapport d'énergie	CE	Mouton de sécurité	0.60-1.17
		Mouton en Donut	0.45-1
Diamètre de forage	CB	65-115mm	1.00
		150 mm	1.05
		200mm	1.15
Longueur des tiges	CR	3-4 m	0.75
		4-6 m	0.85
		6-10 m	0.95
		10-30 m	1.0
		>30m	<1.0
Méthode du carottage	CS	Carottage standard	1.0
		Carottage sans revêtement	1.15-1.30

Les points ainsi collectés après l’essai dans plusieurs zones où la liquéfaction est apparue, sont placés sur un graphique (voir figure II.3) où Seed fait apparaître

trois courbes limites pour des matériaux sableux contenant 5, 15 et 35% de fines (on entend par fines, les matériaux qui ont un diamètre inférieur à 76 µ m). Les résistances SPT sont des résistances normalisées, c'est à dire corrigées en fonction du type d'appareil employé pour le battage. Notons que ces courbes sont valables uniquement pour une magnitude de référence fixée à 7,5

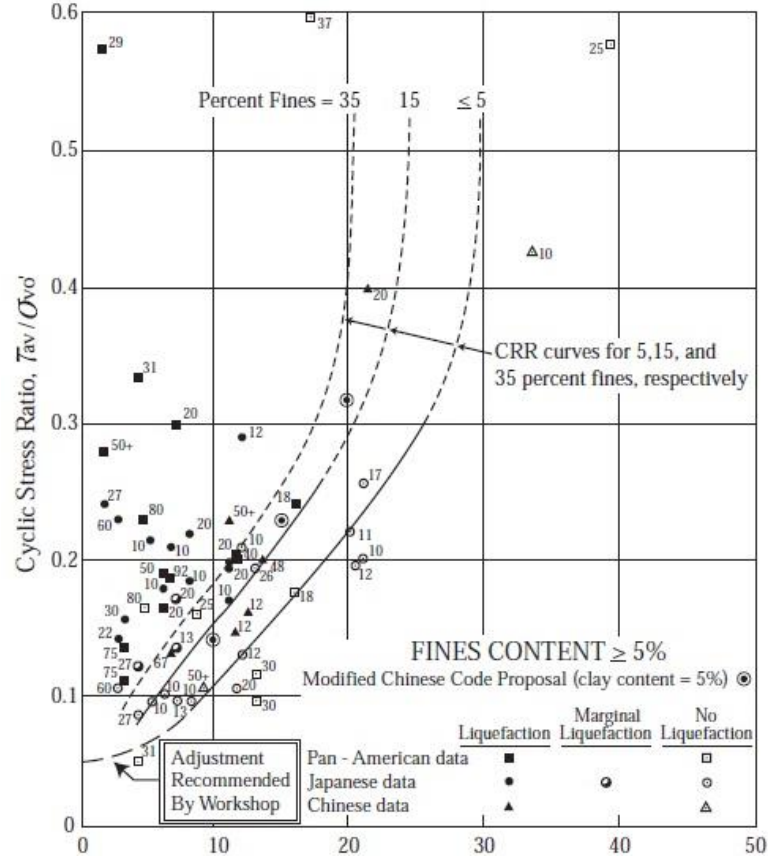


Figure II.18. Courbe simplifiée recommandée pour le calcul du CRR pour Mw=7.5 (Après Seed et al. 1985, réimprimé avec la permission de la société américaine des ingénieurs civils, Robert W. Day, 2009)

Pour tenir compte l'influence des particules fines une correction de $(N1)_{60}$ a été recommandée par les participants de l'atelier de National Center for Earthquake Engineering Research. Cette correction consiste à apporter un incrément de résistance au nombre de coups normalisé :

$$(N1)_{60cs} = (N1)_{60} + \Delta(N1)_{60} \tag{II.18}$$

$\Delta(N1)_{60}$: Est défini par (Stark et Olsen, 1995) comme suit :

$$\begin{aligned} \text{Si } F_C \leq 5\% & \quad \Delta(N1)_{60} = 0 \\ \text{Si } 5\% \leq F_C \leq 35\% & \quad \Delta(N1)_{60} = 0.24 * (F_C - 5) \\ \text{Si } F_C \geq 35\% & \quad \Delta(N1)_{60} = 7.2 \end{aligned}$$

Idriss et Boulanger (2004), en utilisant la figure II.4 ont proposé une nouvelle relation de $\Delta(N1)_{60}$ donné comme suit :

$$\Delta(N1)_{60} = EXP \left(1.63 + \frac{9.7}{F_C + 0.1} - \left(\frac{15.7}{F_C + 0.1} \right)^2 \right) \tag{II.19}$$

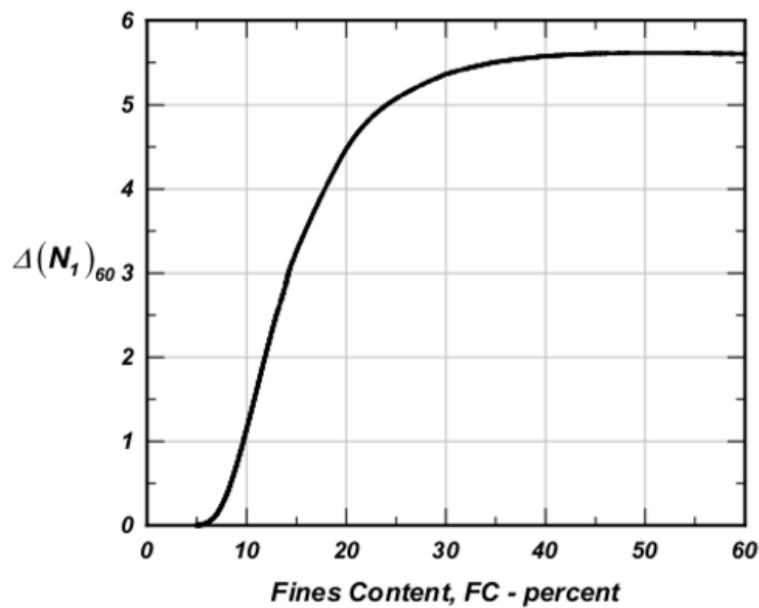


Figure II.19. Variation de $\Delta(N1)_{60}$ avec le contenu des fines (d'après Idriss et Boulanger, 2004)

- Plus récemment, Seed et Idriss (1997) ont proposé une correction qui a été validée par le groupe de travail du NCEER (National Centre for Earthquake Engineering Research) qui s'est tenu à Salt Lake City en Janvier 1996. Cette correction à apporter sur le $(N1)_{60}$ est la suivante :

$$N_{1.60cs} = \alpha + \beta \cdot N_{1.60} \tag{II.19}$$

Tel que :

$$\begin{cases} \alpha = 0 \\ \beta = 1 \end{cases} \quad \text{pour } FC \leq 5\%$$

$$\begin{cases} \alpha = \exp(1.76 - (190/FC^2)) \\ \beta = (0.99 + (FC^{1.5}/1000)) \end{cases} \quad \text{pour } 5\% < FC < 35\%$$

$$\begin{cases} \alpha = 5 \\ \beta = 1.2 \end{cases} \quad \text{pour } FC \geq 35\%$$

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

II.2.2.2 Méthode de Toshio Iwasaki et al (1984)

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

$$CRR = 0.225 \log_{10} \frac{0.35}{D_{50}} + 0.0882 \sqrt{\frac{N_{SPT}}{\sigma'_v + 0.7}} \quad \text{Pour } 0.04 \leq D_{50} \leq 0.6 \text{ mm}$$

$$CRR = -0.05 + 0.0882 \sqrt{\frac{N}{\sigma'_v + 0.7}} \quad \text{Pour } 0.6 \leq D_{50} \leq 1.5 \text{ mm} \quad (\text{II.20})$$

Où

N_{SPT} : le nombre de coups de la pénétration standard

σ'_v : la contrainte effective (en kgf/cm)

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

II.2.2.3 Méthode de Youd et al. (2001)

La corrélation entre le rapport de résistance cyclique (CRR) ajusté à une magnitude $M=7.5$ et une contrainte $\sigma'_v = 1 \text{ atm}$ et la valeur de l'équivalent de sable propre $(N_1)_{60cs}$ pour les sols pulvérulents, peut être déterminée à l'aide de l'expression suivante (Youd et al. 2001) :

$$CRR_{M=7.5} = \frac{1}{34 - (N_1)_{60cs}} + \frac{(N_1)_{60cs}}{135} + \frac{50}{(10 \cdot (N_1)_{60cs} + 45)^2} - \frac{1}{200} \quad (\text{II.21})$$

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

II.2.2.2.4 Méthode d’Andrus et al (2004)

Andrus et al. (2004) ont proposé l’équation suivant pour le CRR, par l’utilisation de nouvelle courbe de CRR en fonction de $(N)_{160cs}$ N_{160} (Figure II.5) :

$$CRR_{7.5} = 0.017[(N1)_{60cs}]^{0.506} + 2.8 \left[\frac{1}{215 - 87.7[(N1)_{60cs}]^{0.253}} \right] - \frac{1}{215} \tag{II. 22}$$

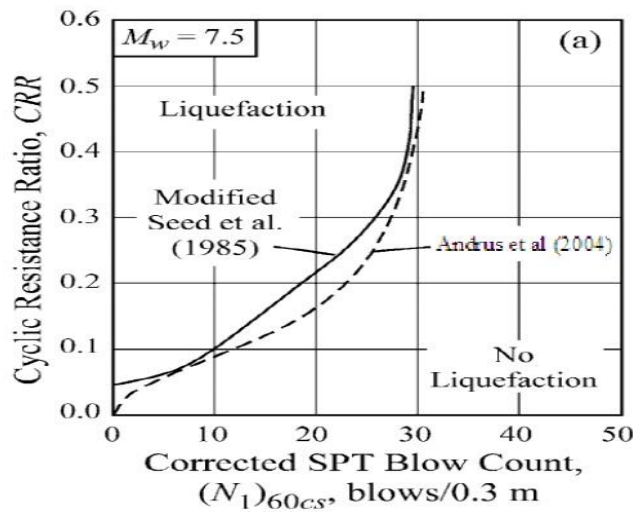


Figure II.20. Courbe simplifiée pour le calcul du CRR pour Mw=7.5 (d’après Andrus et al, 2004)

II.2.2.2.5 Méthode de Rolando P. Orense (2005)

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

$$CRR = c_w * R_L \tag{II. 23}$$

$$R_L = \begin{cases} 0.0882\sqrt{N_a/1.7} & \text{pour } N_a < 14 \\ 0.0882\sqrt{N_a/1.7} + 1.6 * 10^{-6} * (N_a - 14)^{4.5} & \text{pour } N_a \geq 14 \end{cases} \tag{II. 24}$$

$$c_w = \begin{cases} 1.0 & \text{pour } R_L \leq 0.1 \\ 3.3R_L + 0.67 & \text{pour } 0.1 < R_L \leq 0.4 \\ 2.0 & \text{pour } R_L > 0.4 \end{cases} \tag{II. 25}$$

Pour les sols sableux :

$$N_a = c_1 * N_1 + c_2 \tag{II. 26}$$

$$N_1 = 1.7 * N(\sigma'_v + 0.7) \tag{II. 27}$$

$$c_1 = \begin{cases} 1 & \text{pour } 0\% \leq F_C < 10\% \\ \frac{F_C+40}{50} & \text{pour } 10\% \leq F_C < 60\% \\ \frac{F_C}{20} - 1 & \text{pour } F_C \geq 60\% \end{cases} \quad (\text{II. 28})$$

$$c_2 = \begin{cases} 0 & \text{pour } 0\% \leq F_C < 10\% \\ \frac{F_C-10}{18} & \text{pour } F_C \geq 10\% \end{cases} \quad (\text{II. 29})$$

Pour les graviers :

$$N_a = \left[1 - 0.36 \log_{10} \left(\frac{D_{50}}{2} \right) \right] * N_1 \quad (\text{II. 30})$$

F_C : Pourcentage de fines (%)

N : le nombre de coups de la pénétration standard

σ'_v : la contrainte effective

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

II.2.2.2.6 Méthode d'Idriss et Boulanger (2006)

Idriss et Boulanger (2006) ont recommandé l'équation analytique suivante à employer pour déterminer le CRR basé sur des résultats de SPT (Figure II.6), pour un sol non cohésion avec n'importe quel contenu fin (FC) :

$$CRR_{M=7.5, \sigma'_v = latm} = \exp \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{14.1} + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{126} \right)^2 - \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{23.6} \right)^3 + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{25.4} \right)^4 - 2.8 \right) \quad (\text{II. 31})$$

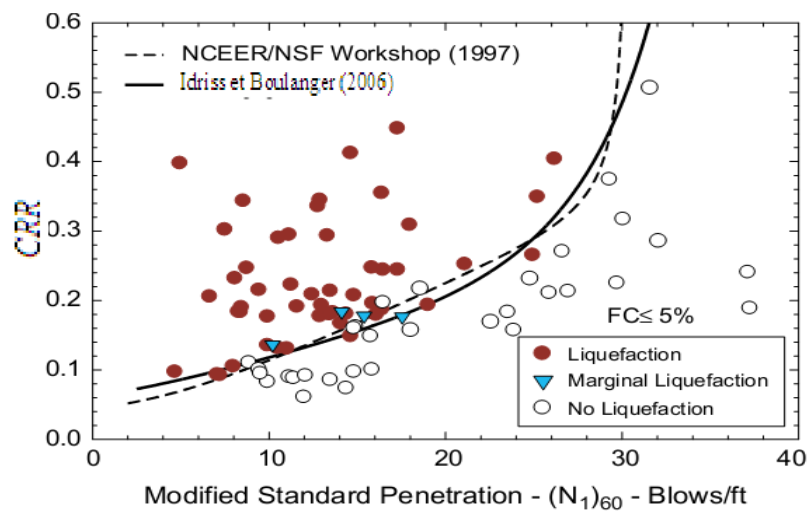


Figure II.21. Courbe simplifiée pour le calcul du CRR pour Mw=7.5 (d'après Andrus et al, 2004)

II.2.2.3 Evaluation du CRR par l'essai CPT

L'essai CPT est généralement considéré un plus conformé et essai in situ qu'on peut répéter que SPT (Lunne et al, 1997) (cité par, Gutierrez et al 2003), et à la différence de SPT, il peut fournir un profil de sol presque continu. Plusieurs corrélations ont été proposées pour estimer CRR pour le sable propre et le sable limoneux à partir d'une résistance de pointe corrigée d'un essai CPT. (Yazdi et al, 2012)

II.2.2.3.1 Méthode d'Olsen et al. (1997)

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

$$CRR = 0.00128 \left[\frac{q_c}{(\sigma'_v)^{0.7}} \right] - 0.025 + 0.17R_f - 0.028R_f^2 + 0.0016R_f^3 \quad (II.32)$$

Où :

q_c : La résistance de pointe exprimée en atm

σ'_v : La contrainte effective exprimée en atm

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

II.2.2.3.2 Méthode de Robertson et Wride (1998)

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

$$CRR = \begin{cases} 0.833 \left(\frac{q_{c1N,cs}}{100} \right) + 0.05 & \text{pour } q_{c1N,cs} < 50 \\ 93 \left(\frac{q_{c1N,cs}}{100} \right)^3 + 0.08 & \text{pour } 50 \leq q_{c1N,cs} < 160 \end{cases} \quad (II.33)$$

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

$$(q_{c1N}) = K_c \times q_{c1N} \quad (II.34)$$

Où

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

q_{c1N} : La résistance de pointe corrigée

$$\begin{cases} K_c = 1 & \text{pour } I_c \leq 1.64 \\ K_c = -0.403I_c^4 + 5.58I_c^3 + 33.75I_c - 17.88 & \text{pour } I_c > 1.64 \end{cases} \quad (II.35)$$

Avec

$$I_c = [(3.47 - \log Q)^2 + (1.22 + \log F)^2]^{0.5} \quad (\text{II. 36})$$

$$Q = \left[\frac{(q_c - \sigma_{v0})}{P_a} \right] \left(\frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^n \quad (\text{II. 37})$$

$$F = \left[\frac{f_s}{(q_c - \sigma_{v0})} \right] \times 100\% \quad (\text{II. 38})$$

II.2.2.3.3 Méthode d'Andrus et al (2004)

La relation de CRR proposée par Andrus et al (2004) à utilisé la courbe de figure II.7 :

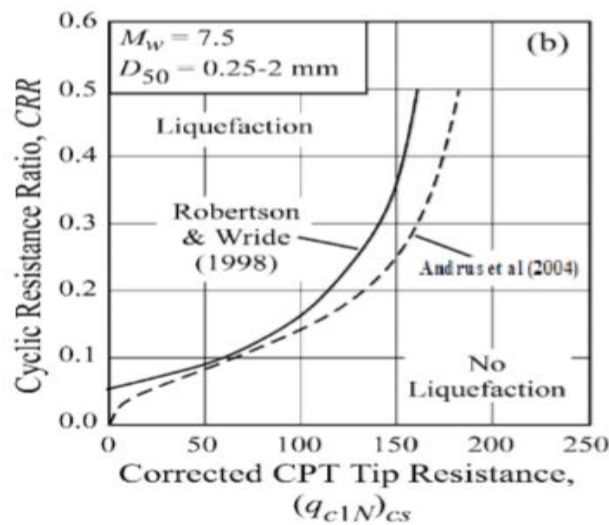


Figure II.22. Courbe simplifiée pour le calcul du CRR basée sur $(q_{c1N})_{cs}$ pour $M_w=7.5$ (d'après Andrus et al, 2004)

$$CRR_{7.5} = 0.0086(q_{c1N,cs})^{0.462} + 2.8 \left[\frac{1}{215 - 62.6(q_{c1N,cs})^{0.213}} - \frac{1}{215} \right] \quad (\text{II. 39})$$

II.2.2.3.4 Méthode Idriss et Boulanger (2006)

Idriss et Boulanger (2006) ont recommandé l'équation analytique suivante à employer pour déterminer le CRR basé sur des résultats de CPT (figure II.8) :

$$CRR_{7.5} = \exp \left[\frac{q_{c1N}}{540} + \left(\frac{q_{c1N}}{67} \right)^2 - \left(\frac{q_{c1N}}{80} \right)^3 + \left(\frac{q_{c1N}}{144} \right)^4 - 3 \right] \quad (\text{II.40})$$

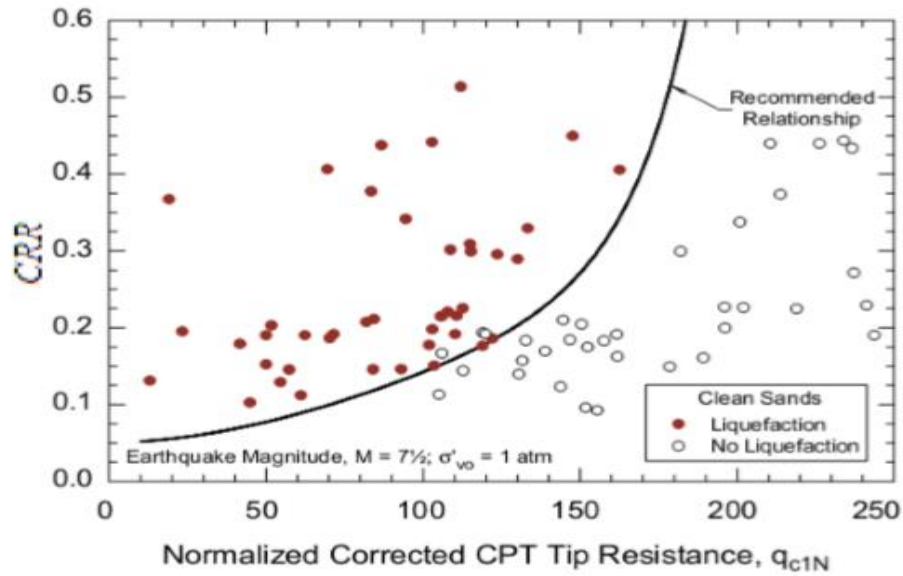


Figure II.23. Courbe simplifiée pour le calcul du CRR basée sur q_{c1N} pour $M_w=7.5$ (d’après Idriss et Boulanger, 2006)

II.2.2.4 Evaluation du CRR par les méthodes de mesure de vitesse de cisaillement

La résistance à la liquéfaction et la vitesse des ondes de cisaillement sont influencés par des facteurs similaires tels que l’indice des vides, l’histoire des contraintes et l’âge géologique, ce lien solide favorise l’utilisation de cette méthode pour estimer le CRR ou comme supplément aux autres approches de pénétration.

Il existe plusieurs formules reliant le rapport de la résistance cyclique CRR avec la vitesse des ondes sismique V_s (Tokimatsu et Uchida (1990), Robertson et al. (1992), Andrus et Stokoe (1997)...etc)

II.2.2.4.1 Méthode d’Andrus et Stokoe (1997)

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

$$CRR_{7.5} = \frac{\tau_{ave}}{\sigma'_0} = a \left(\frac{V_{sl}}{100} \right)^2 + b \left[\frac{1}{V_{sl}^* - V_{sl}} - \frac{1}{V_{sl}^*} \right] \tag{II. 41}$$

V_{sl}^* : Correction de la valeur de vitesse d’onde de cisaillement V_s , Robertson et al ont proposé la formule suivante :

$$V_{sl} = V_s \left(\frac{P_a}{\sigma'_v} \right)^{0.25} \tag{II. 42}$$

Avec ;

P_a : La pression atmosphérique $P_a=1\text{atm}=100\text{KPa}$

σ'_V : La contrainte effective verticale

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

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

$$\begin{cases} V_{s1}^* = 215 \quad \text{m/s} & \text{pour} & FC \leq 5\% \\ V_{s1}^* = 215 - 0.5(FC - 5) \quad \text{m/s} & \text{pour} & 5\% < FC < 35\% \\ V_{s1}^* = 200 \quad \text{m/s} & \text{pour} & FC \geq 35\% \end{cases} \quad (\text{II. 43})$$

II.2.2.4.2 Méthode d'Andrus et al (2004)

La figure II.9, présente la courbe de CRR en fonction de la vitesse d'onde de cisaillement corrigé ($(V_{s1})_{csal}$) montré par Andrus et Stokoe (2000). Cette courbe pour un pourcentage de fines (FC) inférieur ou égal à 5 %, correspondant à un sable propre. Il est donc nécessaire de proposer un ajustement des courbes établies pour des sols comportant plus de 5% de fines.

$$CRR_{7.5} = 0.022 \left[\frac{(V_{s1})_{csal}}{100} \right]^2 + 2.8 \left[\frac{1}{215 - (V_{s1})_{csal}} - \frac{1}{215} \right] \quad (\text{II. 44})$$

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

$$(V_{s1})_{csal} = K_{a1}(V_{s1})_{cs} = K_{a1}K_{cs}V_{s1} \quad (\text{II. 45})$$

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

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

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

$$\begin{cases} K_{a1} = 1.0 & \text{pour} & FC \leq 5\% \\ K_{a1} = 1 + (FC - 5)T & \text{pour} & 5\% < FC < 35\% \\ K_{a1} = 1 + 30T & \text{pour} & FC \geq 35\% \end{cases} \quad (\text{II. 46})$$

Avec :

$$T = 0.009 - 0.0109 \left(\frac{V_{s1}}{100} \right) + 0.0038 \left(\frac{V_{s1}}{100} \right)^2 \quad (\text{II. 47})$$

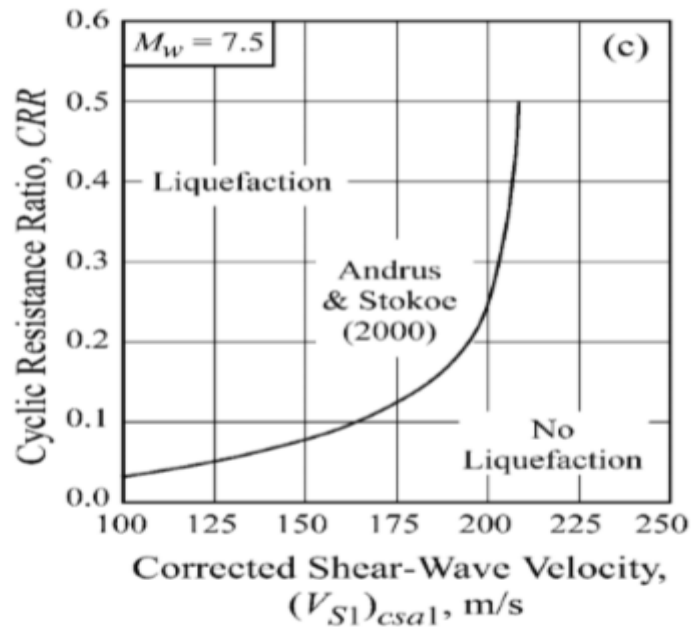


Figure II.24. Courbe simplifiée pour le calcul du CRR basée sur V_S pour $M_w=7.5$ (Andrus et Stokoe, 2001)

II.2.2.5 Evaluation du CRR par l’essai de dilatomètre de Marchetti (DMT)

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

$$CRR_{7.5} = 0.0107K_D^3 - 0.0741K_D^2 + 0.2169K_D - 0.1306 \tag{II. 48}$$

K_D : L’indice de contrainte horizontale

II.2.2.5.1 Méthode de Grasso et Maugeri (2006)

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

$$CRR_{7.5} = 0.0908K_D^3 - 1.017K_D^2 + 3.8466K_D - 4.5369 \tag{II. 49}$$

$$CRR_{7.5} = 0.0308e^{0.605K_D} \tag{II. 50}$$

$$CRR_{7.5} = 0.0111K_D^{2.5307} \tag{II. 51}$$

K_D : L’indice de contrainte horizontale

Équations. (II.49) - (II.51) ont été générées sur la base des corrélations, D_r-q_c (Bladi et al, 1986), le D_r-q_c (Jamiolkowski et al, 1985), et le D_r-N (Gibbs et Holtz, 1957), respectivement. Notez que tous les existants DMT à base de méthodes d'évaluation de la CRR sont basées sur les corrélations entre $q_c-D_r-K_D$ et la $N-D_r-K_D$

II.2.2.5.2 Méthode de Pai-Hsiang Tsai et al (2009)

Une nouvelle courbe basée sur l'essai de DMT ($CRR-K_D$ (figure II.10) et $CRR-E_D$ (figure II.11)) ont été développées par Pai-Hsiang Tsai et al (2009) :

$$CRR_{7.5} = \exp \left[\left(\frac{K_D}{8.5} \right)^3 - \left(\frac{K_D}{6.5} \right)^2 + \frac{K_D}{2.5} - 3.1 \right] \tag{II. 52}$$

$$CRR_{7.5} = \exp \left[\left(\frac{K_D}{8.5} \right)^3 - \left(\frac{K_D}{6.5} \right)^2 + \frac{K_D}{2.5} - 3.1 \right] \tag{II. 53}$$

$$CRR_{7.5} = \exp \left[\left(\frac{E_D}{49} \right)^3 - \left(\frac{E_D}{36.5} \right)^2 + \frac{E_D}{23} - 2.7 \right] \tag{II. 54}$$

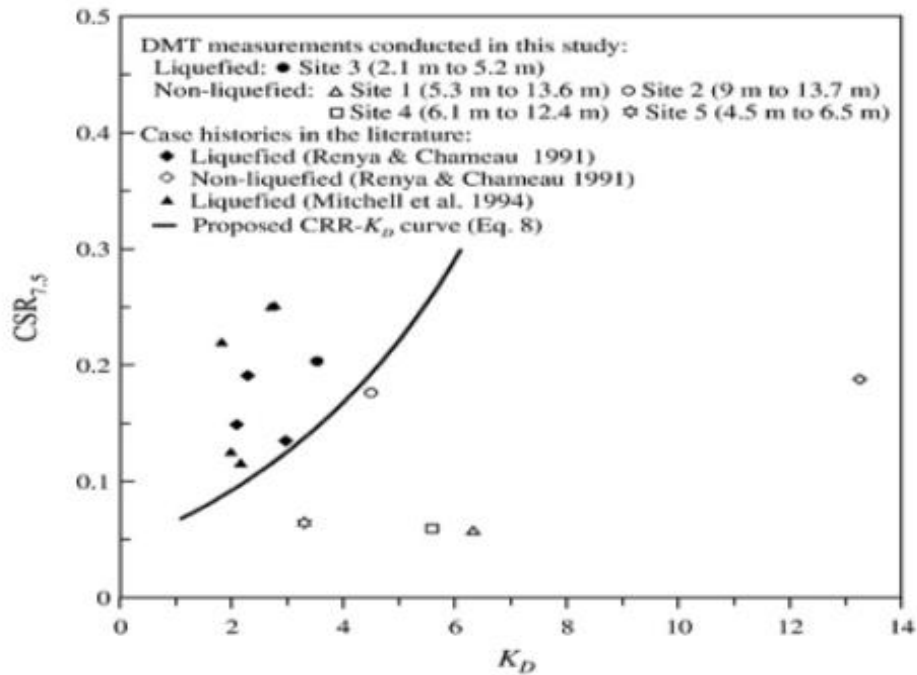


Figure II.25. CSR en fonction de K_D (Pai-Hsiang Tsai et al, 2009)

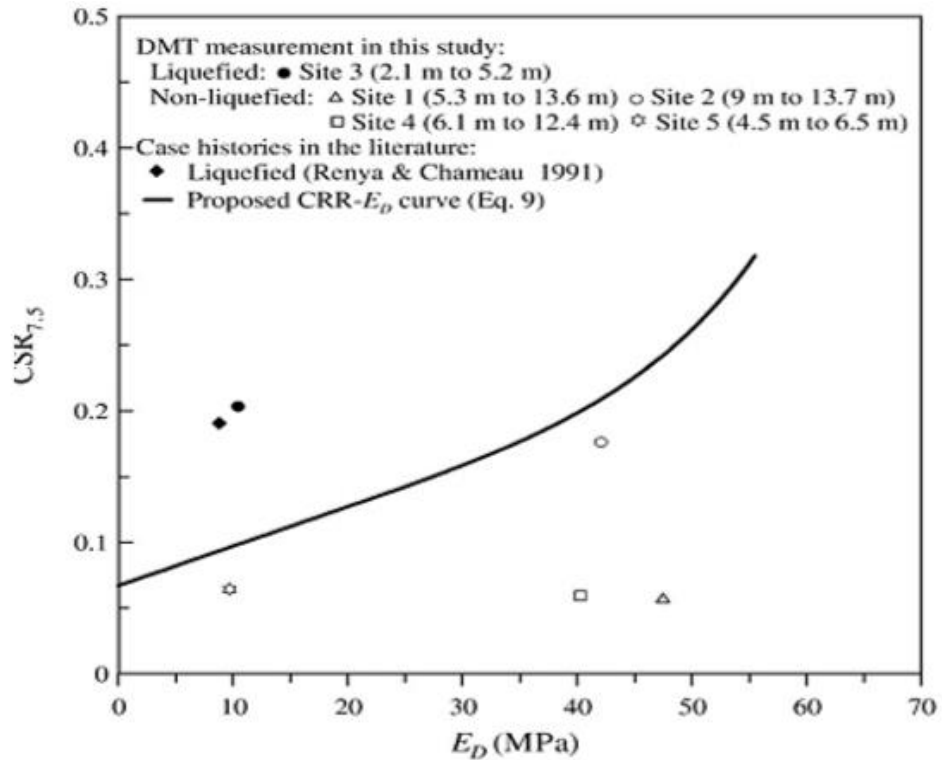


Figure II.26. CSR en fonction d'ED (Pai-Hsiang Tsai et al, 2009)

II.3 Facteur de sécurité

Le facteur de sécurité (FS) par rapport à la liquéfaction est fonction des différents paramètres abordés ci-dessus. Il s'exprime de la façon suivante (Youd et al. 2001) :

$$FS = \frac{CRR_{7.5}}{CSR} \cdot MSF \cdot K_{\sigma} \tag{II.55}$$

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, plus la valeur est faible, plus le risque sera important.

Lorsqu'il est très proche de l'unité, la génération des pressions interstitielles sera importante lors d'un séisme mais les risques peuvent être limités et la liquéfaction peut ne pas se développer. Cette situation impose la réalisation d'études plus poussées pour permettre d'identifier les risques avérés. (RPA).

Les zones considérées susceptibles à la liquéfaction sont donc celles où le CSR est supérieur au CRR, tel que représenté à la figure II.12.

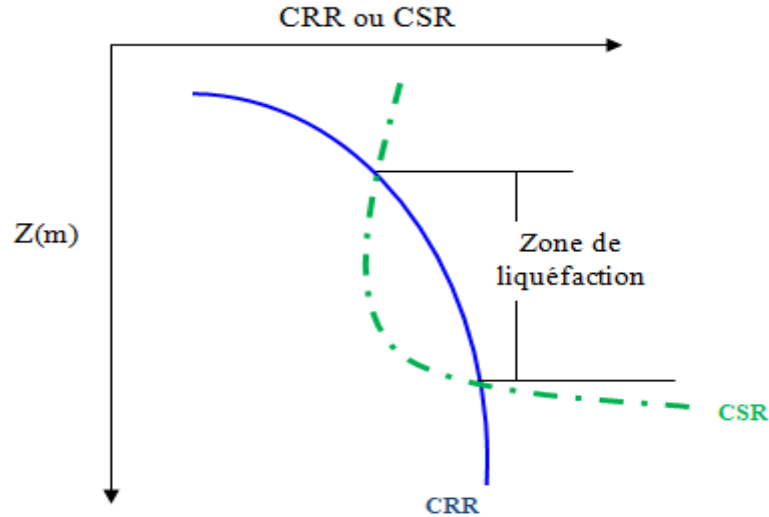


Figure II.27. Méthodologie d'évaluation de susceptibilité à la liquéfaction

II.4 Estimation de la probabilité de liquéfaction

Une estimation préliminaire de la moyenne de la probabilité peut être obtenue à partir de modèles empiriques (Juang et al. 2008). En utilisant la procédure développée par Juang et al.(2002) la relation entre le facteur de sécurité déterminé par la méthode fondée sur l'essai SPT et la probabilité de liquéfaction est représenté par la relation suivante :

$$P_L = \frac{1}{1 + \left(\frac{FS}{1.05}\right)^{3.8}} \tag{II. 56}$$

Cette équation est utilisée seulement pour une estimation préliminaire de la probabilité de liquéfaction dans l'absence des informations sur les incertitudes des paramètres.

L'approche de Hwang et al. (2004) est basée sur la méthode de régression pour l'estimation de la probabilité de liquéfaction en utilisant la relation suivante et qui est basée sur des données des cas de liquéfaction et de non-liquéfaction pendant le séisme de Chi-chi : (le lecteur peut se référer à Hwang et al. 2004 pour plus de détails).

$$P_L = \frac{1}{1 + \exp\left(-\left(\beta_0 + \beta_1(N_1)_{60} + \beta_2(N_1)_{60}^2 + \beta_3 \ln(CSR)\right)\right)} \tag{II. 57}$$

$\beta_0, \beta_1, \beta_2, \beta_3$ Sont des paramètres de régression montrés sur le tableau II.2

Tableau II.2: Paramètres du modèle logistique (Hwang et al. 2004)

Paramètres	β_0	β_1	β_2	β_3
Résultats de régression	10.4	-	-	3.8
		0.2283	0.001927	

Bagheripour et al 2012 ont estimé la probabilité de liquéfaction en utilisant la relation entre les paramètres sismiques et la résistance du sol. Cette méthode commence par calculer l'indice de fiabilité et puis déterminer la probabilité de liquéfaction, CRR, CSR et FS. La probabilité de liquéfaction est estimée par la relation suivante :

$$P_L = \frac{1}{1 + \exp(- (13.5285 + 0.3562(N_1)_{60cs} + 4.6116 \ln(CSR)))} \tag{II. 58}$$

Il existe plusieurs critères probabilistes des limites de la liquéfaction et non liquéfaction. Le tableau II.3 présente la classification du potentiel de liquéfaction proposé par Juang et al. (2012).

Tableau II.3 : Classes du potentiel de liquéfaction des sols (Juang et al. 2012)

Probabilité	Classe	Description (Probabilité de liquéfaction)
85 < P _L < 100	5	Presque certain qu'il va se liquéfier
65 < P _L < 85	4	Liquéfaction très probable
35 < P _L < 65	3	Liquéfaction et non-liquéfaction également susceptible
15 < P _L < 35	2	liquéfaction peu probable
0 < P _L < 15	1	Presque certain que le sol ne sera pas liquéfié

II.5 CONCLUSION

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

Ces méthodes qui se reposent sur le calcul d'un facteur de sécurité (rapport de CRR sur CSR) supposent en général des conditions de saturation et de l'état lâche du sol, certaines limitations imposent des incertitudes sur leur utilisation. Par exemple le cas du non saturation n'est pas intégré dans le calcul. Réellement il y'a plusieurs facteurs qu'on doit prendre en cause et qui imposent des corrections sur le facteur de sécurité (FS), pour cela on doit faire des corrections par l'introduction des facteurs correcteurs pour bien prendre en considération l'état initiale de massif de sol et se rapproché plus en plus sur la réalité.

**CHAPITRE III:
ETUDE DETERMINISTE DE LA
LIQUEFACTION DES SOLS (SITE DE
BOUMERDES)**

III.1 Introduction.

L'objectif annoncé dans cette partie est le calcul déterministe de potentiel de liquéfaction pour le site de boumerdes. Une analyse des données pour notre cas est basée sur les résultats de l'essai SPT. Dans un premier temps on a présenté en détail le site d'étude après le contexte géologique et géotechnique du projet est analysé, les reconnaissances géotechniques réalisées et les conclusions auxquelles elles ont abouti sont présentées.

III.2 Présentation du site

III.2.1 Localisation

Le terrain réservé au projet se trouve à Boumerdes, ses limites sont matérialisées par :

Au Nord : une route et la mer.

Au Sud : une piste et des villas.

Al 'Est : un accès goudronné et un bloc en R+4 niveaux.

A l'Ouest : un chemin goudronnée menant à la ville, un terrain vide et le stade communal de Boumerdes.

Le site se présente en deux parties ;la partie Sud est surélevée et plane et la partie Nord présente aussi un relief topographique plat et se trouve à une altitude moyenne de 8m par rapport à la mer .Ces deux parties sont séparées par un talus d'une dizaine de mètres de hauteur



Figure 28. Image satellitaire illustre la situation du site étudié. (Google Erth)

III.2.2 Contexte Sismique

La région d'étude est située dans une zone de forte sismicité, elle est classée Zone III au sens du règlement parasismique Algérien en vigueur (RPA 99 version 2003).

III.2 .2.1 Sismicité

L'Algérie du Nord ou s'intègre la région de BOUMERDES est caractérisée par une forte activité sismique qui est liée à un contexte dynamique créé par la remontée de la plaque africaine contre la plaque eurasiatique.

Le séisme le plus fort qui a durement frappé la région de BOUMERDES est celui du 21 mai 2003 et dont la magnitude était de 6.8. suite à cet événement, « BOUMERDES » a été classée en zone III

III.2.3 Contexte géologique

III.2.3.1 Géologie régionale :

La région de Boumerdes est caractérisée par des formations allant du Jurassique au Quaternaire (argiles, grès, calcaires) et par quelques boutonnières de socle (calcaires marmorisés, marbre quartzites, phylites) auxquelles s'associent des corps magmatiques (granite, rhyolite, andésite, basaltes, dacites).

- Quaternaire (Holocène-Pléistocène) : Il est situé à l'Est et au Nord de la wilaya, elles se traduisent par des éboulis, des alluvions et des sables.
- Néogène (Pliocène-Miocène) : Ils sont représentées par des marnes, des grés et des argiles tandis que celles du pliocène montrent des marnes grasses a intercalations grés-carbonatées.
- Paléogène (Oligocène-Eocène) : Il est répandu dans la région en une puissante série de flysch Oligocène d'alternance de grés de marnes.
- Crétacé (Albo-Aptien et Cénomanién) : Il est constitué par des formations flyshoides représentées par une alternance de grés quartzeux et d'argilites.
- Jurassique(Lias) : Il est représenté par des calcaires et des dolomies massives.

III.2.3.2 Géologie local :

Le gisement de Tigrine est représenté par des roches calcaires affleurant dans la région des gorges de Palestre (Lakhdaria). Ce site est reconnu par une couche de calcaire

massif de couleur grise est associé aux formations du jurassique inférieur (le Lias). Cette couche est très profonde avec une épaisseur dépassant parfois les 100 m.

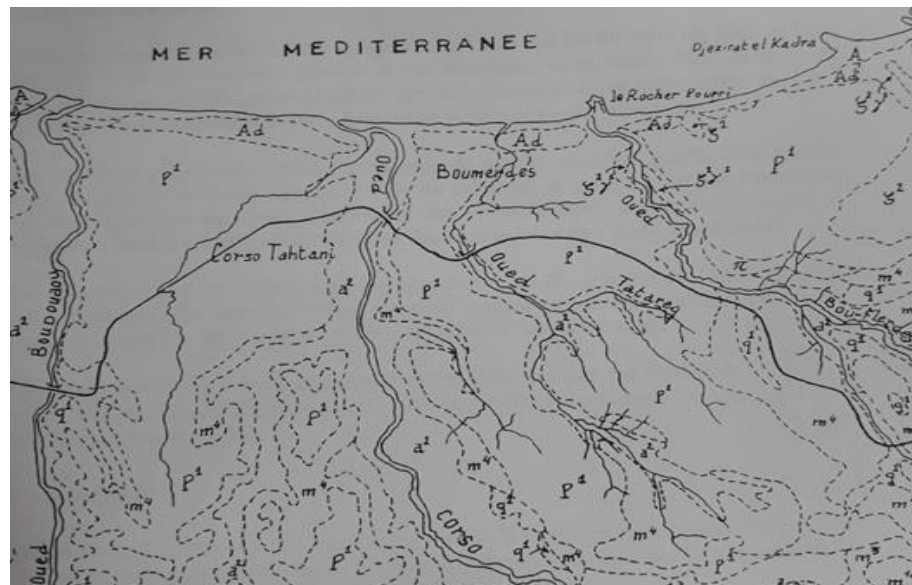


Figure III.29. Carte géologique de la région de Boumerdas (extrait de la carte de thénia)

(A : alluvions actuelles, Ad : dunes, a^1 : alluvions récentes, q^1 :alluvions anciennes, P^1 :sables rouges, m^4 :marnes bleuse, m^{1a} :poudingues carteniens, ε^2 : micaschistes, schistes micacés, ε_γ :micaschistes granulatisés)

III.2.4 Nature lithologique

Dan le but de définir la nature lithologique des couches constituant le terrain et de déterminer leur épaisseur, il a été réalisé sur site neuf (09) sondages carottés, dont 2 profonds de 12m, 4 profonds de 21m, 2 profonds de 25m et 1 profond de 32m.

Les coupes établies après description visuelle des échantillons récupérés révèlent que le terrain est constitué par des sables fins à moyens de couleur jaunâtre à jaune grisâtre. Notons que le sondages 8 a mis en évidence entre 6.0 et 12.0 m de profondeur des sables argileux marron ocre.

Au droit du sondage S5, le substratum rocheux a été recoupé à partir de 24.0m de profondeur.

Les différents sondages carottés réalisés sur le site ont mis en évidence essentiellement deux formations: Sables (verdâtre, jaunâtre, grésifié parfois,...) et marnes, comme indiquent les logs de quelques sondages (voir annexe).

III.3 Essais de pénétromètre standard (S.P.T)

III.3.1 Principe

L'essai SPT consiste à battre dans le sol un carottier normalisé et à compter le nombre de coups (N) nécessaires pour enfoncer le carottier de 30 cm à raison de deux passes de 15 cm. C'est un essai très indiqué dans les sols pulvérulents (où il est souvent impossible de récupérer des échantillons intacts pour les essais en laboratoire), car il permet à partir du nombre de coups mesurés et grâce à des corrélations d'estimer l'angle de frottement, la compacité et la force portante des sables. L'essai est peu précis dans le cas suivant :

- Lorsque le matériau de la couche étudiée contient des éléments de grosseur supérieure à 2 cm.
- En fait, lorsque le nombre de coups pour enfoncer le carottier sur une profondeur de 15 cm est supérieur à 50, la présence d'un bloc ou d'un gros gravier est presque sûrement indiquée (à moins bien entendu qu'il ne s'agisse d'un rocher ou d'un sable fortement cimenté).
- Les valeurs brutes obtenues N1, N2 et N3 de l'essai SPT réalisé et dont, seules les valeurs N2 et N3 seront prises en considération, car la valeur N1 correspond à la partie remaniée du sol et donc à éliminer, ainsi la valeur de N que nous prendrons en considération sera : $N = N2 + N3$

Dans les sols cohérents, son emploi est déconseillé à cause des pressions interstitielles qui se développent sous le choc du carottier SPT. Une bonne part de l'énergie de battage se trouve absorbée par l'eau et ne participe pas à l'enfoncement de l'appareil.

III.3.2 Résultats des essais S.P.T :

Calcul du nombre de coups exact mesuré par l'essai S.P.T : Les valeurs brutes obtenues N1, N2 et N3 de l'essai S.P.T réalisés et dont, seules les valeurs N2 et N3 seront prises en considération, car la valeur N1 correspond à la partie remaniée du sol et donc à éliminer, ainsi la valeur de N que nous prendrons en considération sera : $N = N2 + N3$. (Moradi et al, 2011). Le nombre N est appelé résistance à la pénétration. (Tableau III.1)

Tableau 4: récapitulatif représentant les valeurs brutes des essais SPT
(N1, N2, N3)

N° Sondage	Z (m)	N ₁	N ₂	N ₃	N _{SPT} = N ₂ + N ₃	Classification du sol selon le nome XP P95-011
2	2	2	4	5	9	sables moyens jaunâtres
	3	4	6	8	14	
	4	5	6	8	14	
	5	5	4	7	11	
	7	6	9	44	53	
	8	8	11	12	23	
	9	9	11	14	25	
	10	9	11	15	26	
	11	10	13	14	27	
	12	12	15	17	32	
4	4	6	8	9	17	sables fin à moyens jaune grisâtre
	5	10	11	12	23	
	6	15	18	20	38	
	7	16	18	19	37	
	8	17	19	21	40	
	9	20	22	21	43	
	10	6	12	16	28	sables grossiers grisâtre
	11	10	13	17	30	
	12	17	16	13	29	
	13	18	20	19	39	sables fin à moyens jaune grisâtre
	14	16	18	22	40	
	15	24	24	26	50	
	16	1	10	12	22	
	17	9	5	8	13	
	18	10	11	7	18	
19	15	20	22	42		
20	20	22	26	48		
21	19	25	25	50		

5	4	10	11	13	24	sables fin à moyens jaunâtres	
	5	8	12	15	27		
	6	5	10	14	24		
	7	5	9	14	23		
	8	10	12	11	23	sable fin à moyens gériatre	
	9	11	14	15	29	sable légèrement argileux grisâtre	
	10	10	13	16	29	Sable moyen jaunâtre	
	11	9	10	17	28		
	12	8	11	15	26		
	13	8	10	16	26		
	14	10	13	11	24		
	15	7	11	14	25		
	16	9	12	18	30		
	17	11	18	15	33		
	18	7	9	14	23		
	19	12	14	18	32		Sable fin moyen jaunâtre
	20	10	14	17	31		
	21	8	7	9	16		
	8	4.5	5	10	15	25	Sable fin moyen jaune grisâtre
		6	3	5	11	16	
		7.5	7	10	12	22	
9		5	7	11	18	Sable argileux marron ocre	
10.5		7	20	28	48		
12		8	26	24	50		
13.5		19	16	16	32	Sable fin moyen jaune grisâtre	
15		5	11	13	24		
16.5		3	4	8	12		
18		4	7	14	21		
19.5		5	2	17	20		
21		5	19	22	41		

09	4.5	5	15	19	34	Sable fin moyen jaune grisâtre à graves gréseuses
	6	6	9	11	20	
	7.5	6	9	12	21	
	9	5	8	13	21	
	10.5	4	9	15	24	
	12	6	7	5	12	
	13.5	3	4	6	10	Sable fin moyen jaune grisâtre
	15	3	5	8	13	
	16.5	9	17	24	41	
	18	12	24	28	52	
	19.5	11	12	20	32	
	21	10	16	33	49	

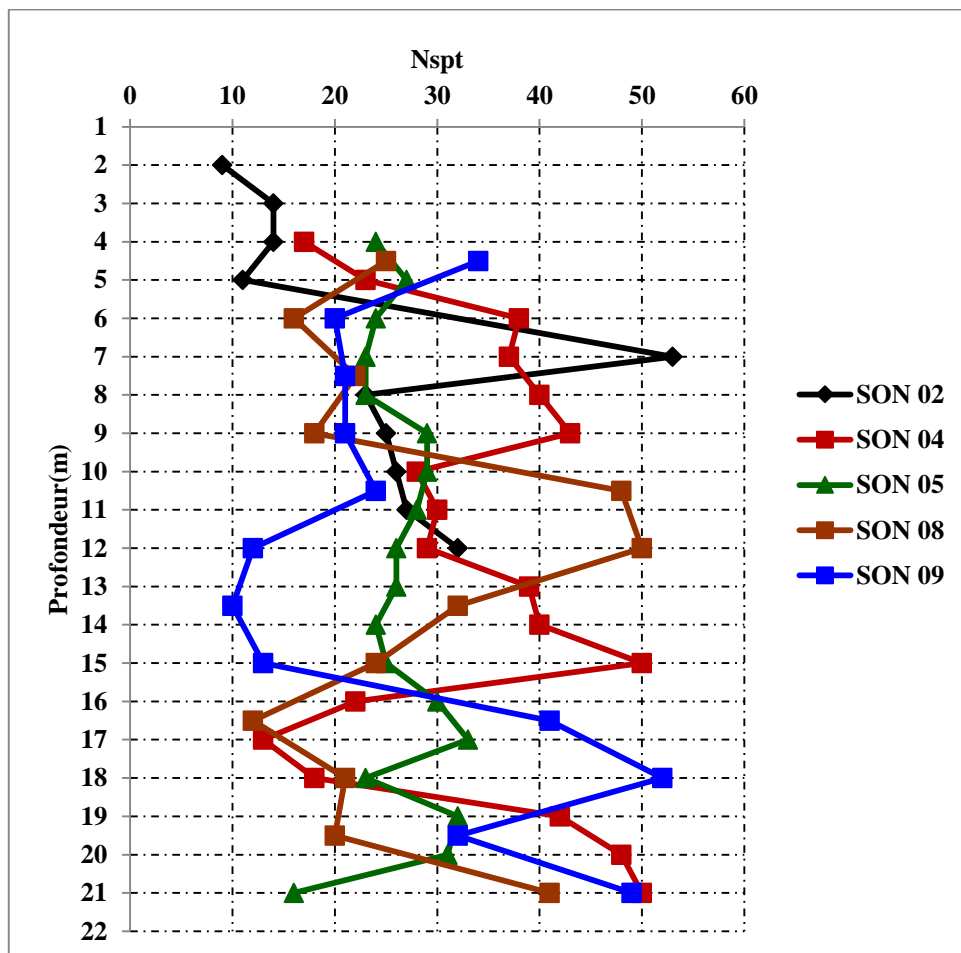


Figure III.30. Variation du nombre de coups SPT avec la profondeur pour le site étudié.

III.4 Etude déterministe du potentiel de liquéfaction de site :

III.4.1 SONDAGE N°04

III.4.1.1 Calcul de contrainte cyclique CSR(sondage N°04)

Pour le calcul des taux de contraintes cycliques on utilise l'équation II.1 de Seed et Idriss (1971), l'accélération maximale est prise égale à 0.3 g selon les recommandations de RPA et r_d déterminé par l'équation II.3 de Iia et whithman (1996). Sur le tableau III.2, nous avons présenté les résultats de calcul de rapport des contraintes cycliques.

Remarque : On a utilise les mêmes équations pour tout reste sondages

Tableau III.5.Résultats de calcul de CSR (sondage N°04)

N° Sondage	Z (m)	a_{max}	σ (KN/m ²)	σ' (KN/m ²)	r_d	CSR
04	4	0,3	64	64	0,969	0,194
	5	0,3	80	80	0,961	0,193
	10	0,3	160	138	0,907	0,211
	11	0,3	176	144	0,880	0,216
	12	0,3	192	150	0,853	0,219
	13	0,3	208	156	0,826	0,221
	14	0,3	224	162	0,800	0,222
	16	0,3	256	174	0,746	0,220
	17	0,3	272	180	0,720	0,218
	19	0,3	304	182	0,666	0,223
	20	0,3	320	188	0,64	0,218

III.4.1.2 Calcul du taux de la résistance cyclique CRR(sondage N°04) :

Pour le calcul de la résistance cyclique on a utilisé l'équation II.31 de Idriss et boulangier (2006) pour $CRR_{7.5}$ et l'équation II.14 de youd et al (2001) pour $(N1)_{60}$, et l'équation II.19 de youd et al (2001) pour $(N1)_{60CS}$, Sur le tableau III.3, nous avons présenté les résultats de calcul de résistance cyclique et sur la figure III.4, on représente la Variation de F_c et $(N1)_{60}$ en profondeur.

Rmarque : On a utilise les mêmes équations pour tout reste sondages

Tableau 6: résultats de calcul CRR (sondage N°04)

N° Sondage	Z (m)	Fc %	CN	CE= Cs= CB= CE	(N1) ₆₀	(N1) _{60cs}	CRR _{7.5}	CRR
04	4	1	1,25	1	21,25	21,25	0,22	0,22
	5	2	1,11	1	25,71	25,71	0,30	0,30
	6	3	1,02	1	38,78	38,78	2,83	2,83
	10	1	0,85	1	23,83	23,83	0,26	0,25
	12	1	0,81	1	23,67	23,67	0,26	0,24
	14	2	0,78	1	31,42	31,42	0,59	0,52
	16	1	0,75	1	16,67	16,67	0,17	0,16
	17	2	0,74	1	9,68	9,69	0,11	0,11
	18	1	0,73	1	13,19	13,19	0,14	0,13
	19	1,5	0,74	1	31,13	31,13	0,56	0,49
	20	2	0,72	1	35,00	35,00	1,11	0,92

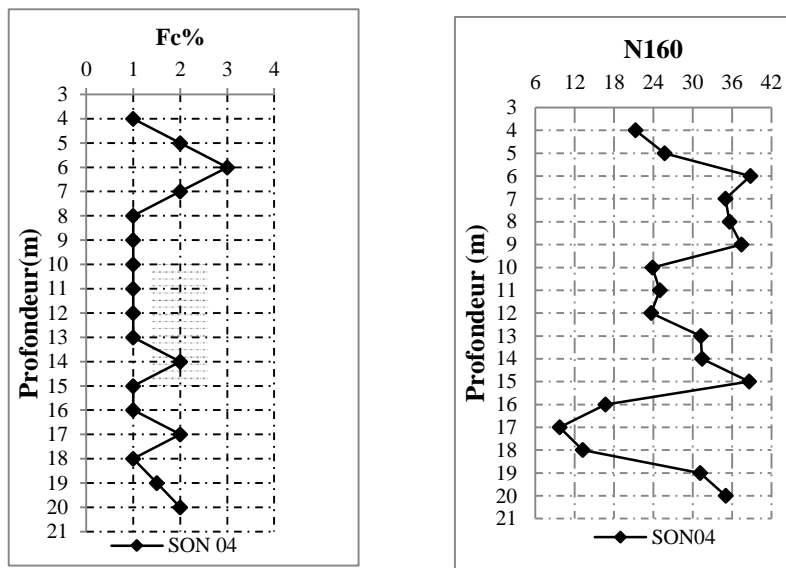


Figure III.31. Variation de Fc et $(N1)_{60cs}$ en profondeur (sondage N°04)

III.4.1.3 Calcul de facteur de sécurité (sondage N°04)

Pour le calcul de facteur de sécurité F_s on utilise l'équation (II.54) (Youd et al 2001). Et pour K_σ utilise l'équation (II.12) (Boulanger et Idriss (2004)). Sur le tableau III.4, nous avons présenté les résultats de calcul de facteur de sécurité et sur la figure III.5, on représente la Variation de CSR, CRR, F_s en profondeur.

Tableau III.7: Résultats de calcul Fs (sondage N°04)

N° Sondage	Z (m)	CSR	CRR	FS
04	4	0,195	0,222	1,139
	5	0,193	0,308	1,593
	10	0,211	0,252	1,190
	11	0,216	0,273	1,261
	12	0,220	0,245	1,117
	13	0,222	0,518	2,339
	14	0,222	0,528	2,376
	16	0,221	0,160	0,723
	17	0,219	0,110	0,501
	18	0,216	0,132	0,613
	19	0,224	0,493	2,202
	20	0,219	0,926	4,228

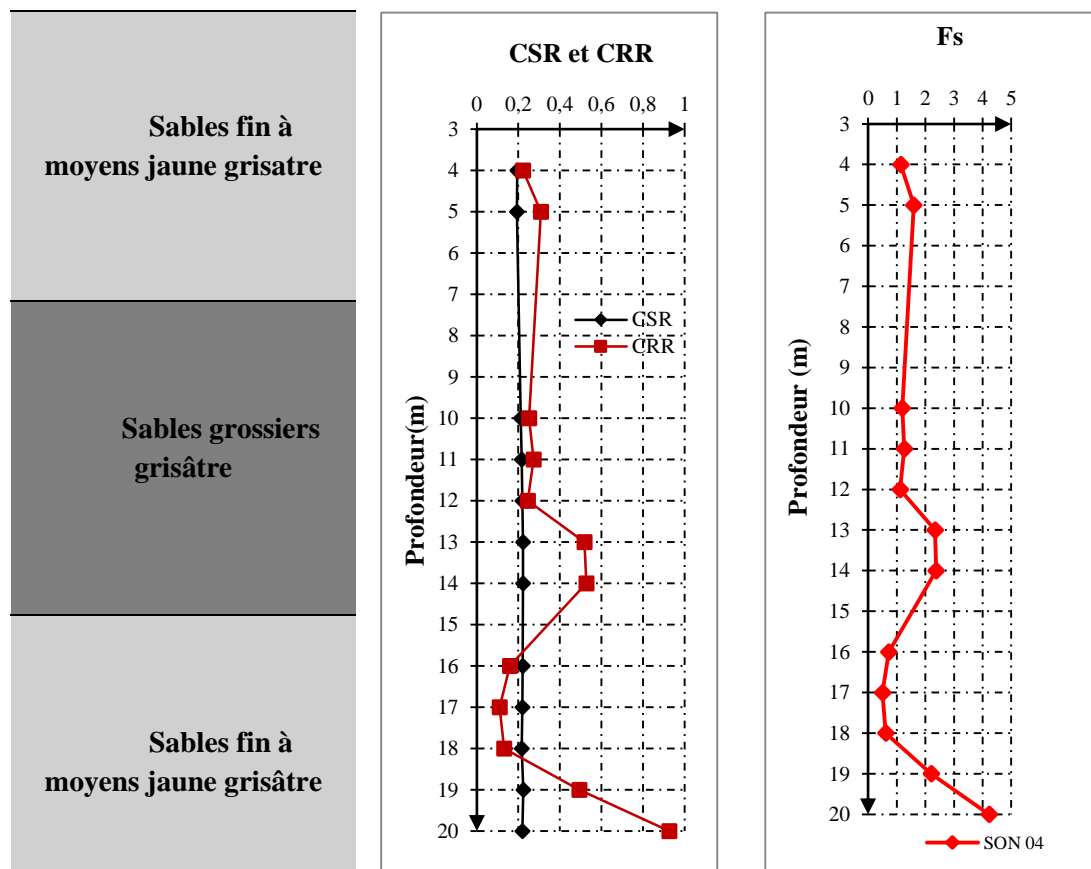


Figure III.32. Variation de CRR, CSR, et Fs en profondeur (Sondage N°04)

III.4.2 SONDAGE N°02

III.4.2.1 Calcul de contrainte cyclique CSR (sondage N°02)

Tableau III.8. Résultats de calcul de CSR (Sondage N°02)

N° Sondage	Z (m)	a_{max}	σ (KN/m ²)	σ' (KN/m ²)	r_d	CSR
02	2	0,3	32	32	0,985	0,192
	3	0,3	48	48	0,977	0,191
	4	0,3	64	64	0,969	0,189
	5	0,3	80	80	0,962	0,188
	8	0,3	128	128	0,939	0,183
	9	0,3	144	144	0,931	0,182
	10	0,3	160	160	0,907	0,177
	11	0,3	176	176	0,880	0,172
	12	0,3	192	192	0,854	0,166

III.4.2.2 Calcul du taux de la résistance cyclique CRR (SONDAGE N°02) :

Tableau III.9 . calcul de CRR (sondage N°02)

N° Sondage	Z (m)	Fc %	CN	CE=CS= CB=CR	(N1) ₆₀	(N1) _{60cs}	CRR _{7.5}	K_σ	CRR
02	2	1	1,76	1	15,91	15,91	0,16	1,00	0,16
	3	1	1,44	1	20,20	20,20	0,20	1,00	0,20
	4	1	1,25	1	17,50	17,50	0,17	1,00	0,17
	5	1	1,11	1	12,29	12,29	0,13	1,00	0,13
	8	1	0,88	1	20,32	20,32	0,21	0,96	0,20
	9	1	0,83	1	20,83	20,83	0,21	0,95	0,20
	10	1	0,79	1	20,55	20,55	0,21	0,93	0,19
	11	1	0,75	1	20,35	20,35	0,21	0,92	0,19
	12	1	0,72	1	23,09	23,09	0,25	0,90	0,22

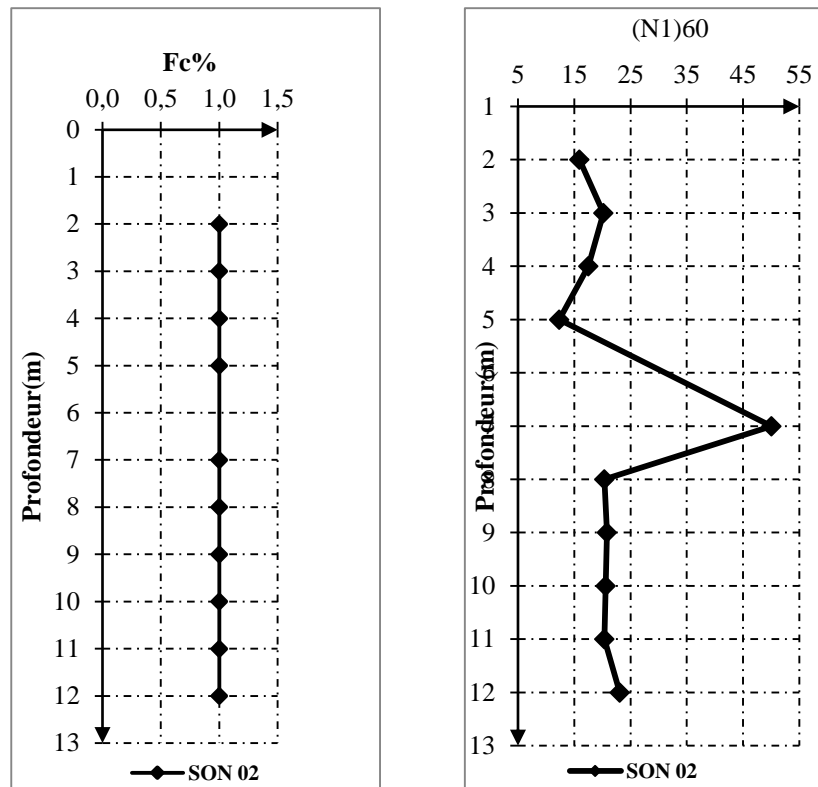


Figure 33: Variation de Fc et (N1)₆₀ CRR en profondeur (sondage N°02)

III.4.2.3 Calcul de facteur de sécurité Fs (sondage N°02)

Tableau III.10. Résultats de calcul Fs (sondage N°02)

N° Sondage	Z (m)	CSR	CRR	FS
02	2	0,192	0,164	0,854
	3	0,191	0,208	1,093
	4	0,189	0,179	0,945
	5	0,188	0,135	0,718
	8	0,183	0,203	1,108
	9	0,182	0,205	1,132
	10	0,177	0,199	1,126
	11	0,172	0,194	1,131
	12	0,166	0,226	1,360

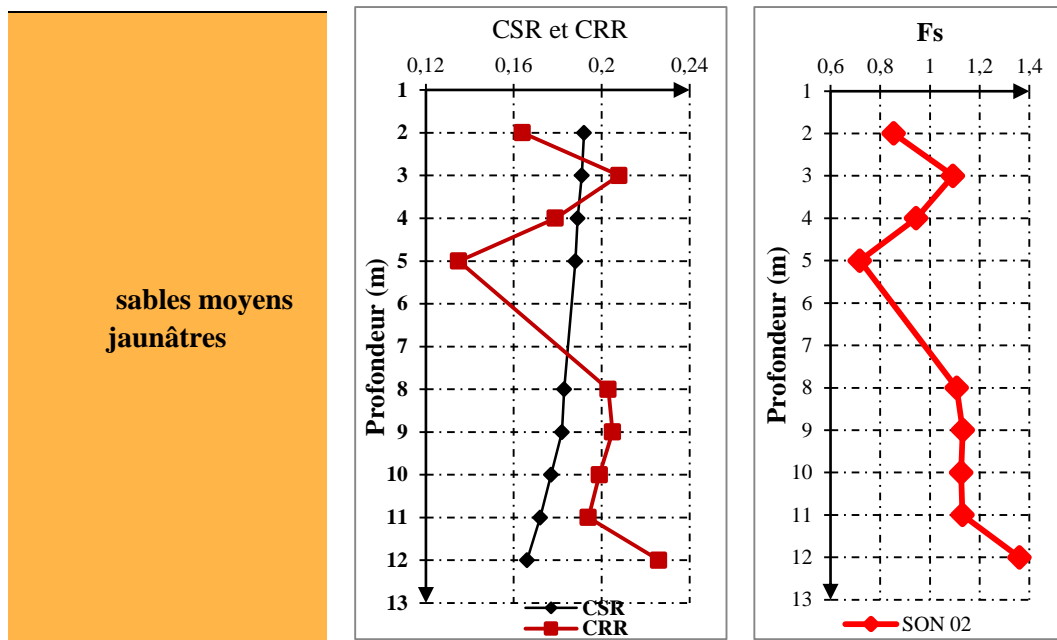


Figure III.34: Variation de Fc, CRR et CSR en profondeur (sondage N°02).

III.4.3 SONDAGE N°05

III.4.3.1 Calcul de contrainte cyclique CSR (sondage N°5)

Tableau III.11. Résultats de calcul CRR (sondage N°5)

N° Sondage	Z (m)	σ (KN/m ²)	σ' (KN/m ²)	r_d	CSR
05	4	64	64	0,969	0,189
	5	80	80	0,962	0,188
	6	96	96	0,954	0,186
	7	112	112	0,987	0,192
	8	128	126	0,960	0,190
	9	144	132	0,934	0,199
	10	160	138	0,907	0,205
	11	176	144	0,880	0,210
	12	192	150	0,854	0,213
	13	208	156	0,827	0,215
	14	224	162	0,800	0,216
	15	240	168	0,774	0,215
	16	256	174	0,747	0,214
	17	272	180	0,720	0,212
	18	288	186	0,693	0,209
	19	304	182	0,667	0,217
	20	320	188	0,640	0,212

III.4.3.2 Calcul du taux de la résistance cyclique CRR (sondage N°05)

Tableau III.12. Résultats de calcul CRR (sondage N°05)

N° Sondage	Z (m)	Fc %	CN	CE=CS= CB=CR	(N1) ₆₀	(N1) _{60cs}	CRR _{7.5}	K_σ	CRR
05	4	1	1,250	1	30,00	30,00	0,06	1,000	0,061
	5	3	1,118	1	30,18	30,18	0,49	1,000	0,497
	6	2	1,021	1	24,49	24,49	0,27	1,000	0,278
	7	2	0,945	1	21,73	21,73	0,22	0,984	0,225
	8	2	0,891	1	20,49	20,49	0,21	0,969	0,205
	9	23	0,870	1	25,24	31,83	0,49	0,954	0,471
	10	23	0,851	1	24,68	31,06	0,45	0,948	0,433
	11	23	0,833	1	23,33	29,58	0,39	0,945	0,369
	12	4	0,816	1	21,22	21,22	0,22	0,943	0,209
	13	4	0,801	1	20,81	20,81	0,21	0,939	0,203
	14	4	0,786	1	18,85	18,85	0,19	0,938	0,181
	15	4	0,772	1	19,28	19,28	0,19	0,933	0,184
	16	1	0,758	1	22,74	22,74	0,24	0,918	0,225
	17	1	0,745	1	24,59	24,59	0,28	0,906	0,254
	18	2	0,733	1	16,86	16,86	0,17	0,926	0,160
	19	2	0,741	1	23,72	23,72	0,26	0,908	0,238
	20	3	0,729	1	22,60	22,60	0,24	0,907	0,220

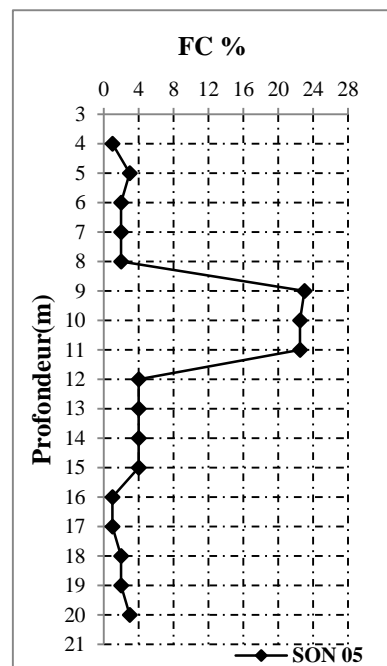
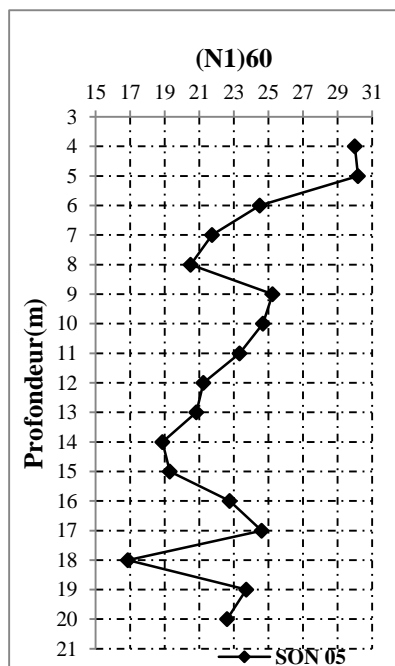


Figure III.35. Variation de Fc et $(N1)_{60}$ en profondeur (sondage N°05)

III.4.3.3 Calcul de facteur de sécurité F_s (sondage N°05)

Tableau III.13: Résultats de calcul F_s (sondage N°05)

N° Sondage	Z (m)	CSR	CRR	F_s
05	4	0,189	0,061	0,322
	5	0,188	0,497	2,648
	6	0,186	0,278	1,497
	7	0,192	0,225	1,170
	8	0,190	0,205	1,079
	9	0,199	0,471	2,370
	10	0,205	0,433	2,112
	11	0,210	0,369	1,759
	12	0,213	0,209	0,982
	13	0,215	0,203	0,944
	14	0,216	0,181	0,838
	15	0,215	0,184	0,854
	16	0,214	0,225	1,049
	17	0,212	0,254	1,198
	18	0,209	0,160	0,764
	19	0,217	0,238	1,097
	20	0,212	0,220	1,036

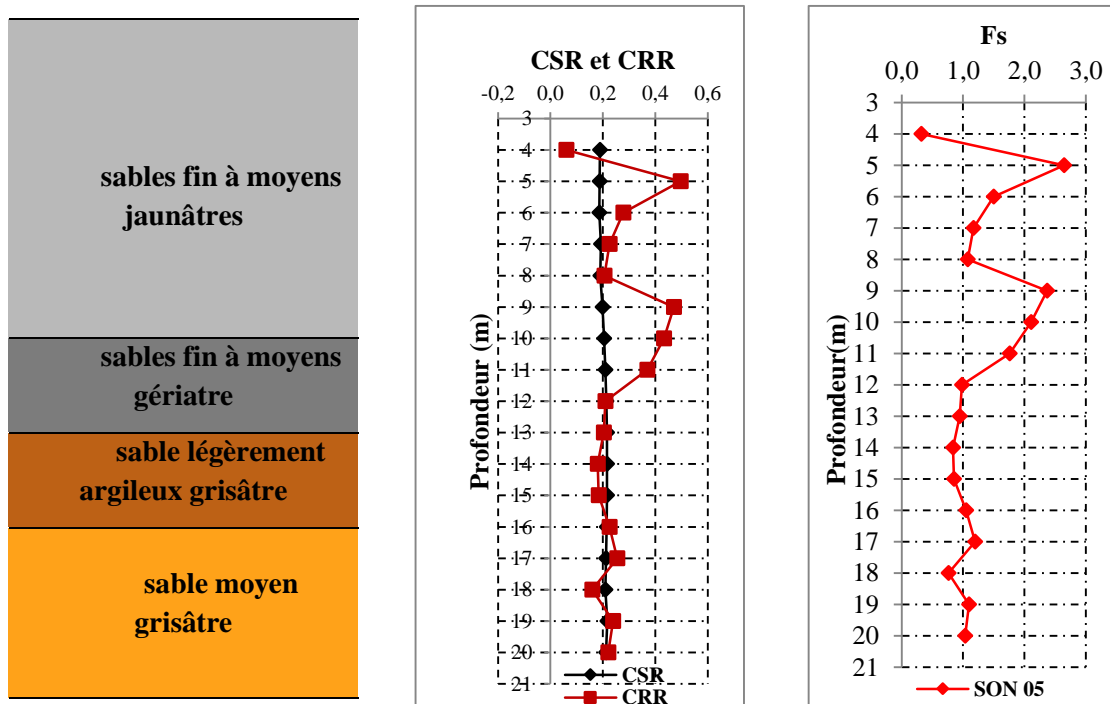


Figure III.36 : Variation de CRR, CSR et F_s en profondeur (Sondage N°05).

III.4.4 SONDAGE N°08

III.4.4.1 Calcul de contrainte cyclique CSR (Sondage N°08)

Tableau III.14. Résultats de calcul CSR (Sondage N°08)

N° Sondage	Z (m)	a _{max}	σ(KN/m ²)	σ'(KN/m ²)	r _d	CSR
08	5	0,3	72	72	0,966	0,188
	6	0,3	96	96	0,954	0,186
	8	0,3	120	120	0,943	0,184
	9	0,3	144	132	0,931	0,198
	11	0,3	168	141	0,894	0,208
	12	0,3	192	150	0,854	0,213
	14	0,3	216	159	0,814	0,216
	15	0,3	240	168	0,774	0,215
	17	0,3	264	177	0,733	0,213
	18	0,3	288	186	0,693	0,209
	20	0,3	312	195	0,653	0,204

III.4.4.2 Calcul du taux de la résistance cyclique CRR (sondage N°08) :

Tableau III.15. Résultats de calcul CRR (sondage N°08)

N° Sondage	Z (m)	Fc %	CN	CE=CS= CB=CR	(N1) ₆₀	(N1) _{60cs}	CRR _{7.5}	K _σ	CRR
08	5	4	1,17	1	33,69	33,69	0,06	1,00	0,06
	6	50	1,02	1	20,87	36,31	0,33	1,00	0,33
	8	48	0,91	1	25,67	43,50	0,57	0,97	0,56
	9	42	0,87	1	20,02	35,03	0,30	0,96	0,29
	14	8	0,79	1	34,14	35,02	1,03	0,88	0,91
	15	9	0,77	1	24,91	25,89	0,30	0,91	0,28
	17	11	0,75	1	12,13	13,50	0,14	0,94	0,13
	18	12	0,73	1	20,71	22,74	0,24	0,91	0,22
	20	12	0,71	1	19,27	21,43	0,22	0,91	0,20

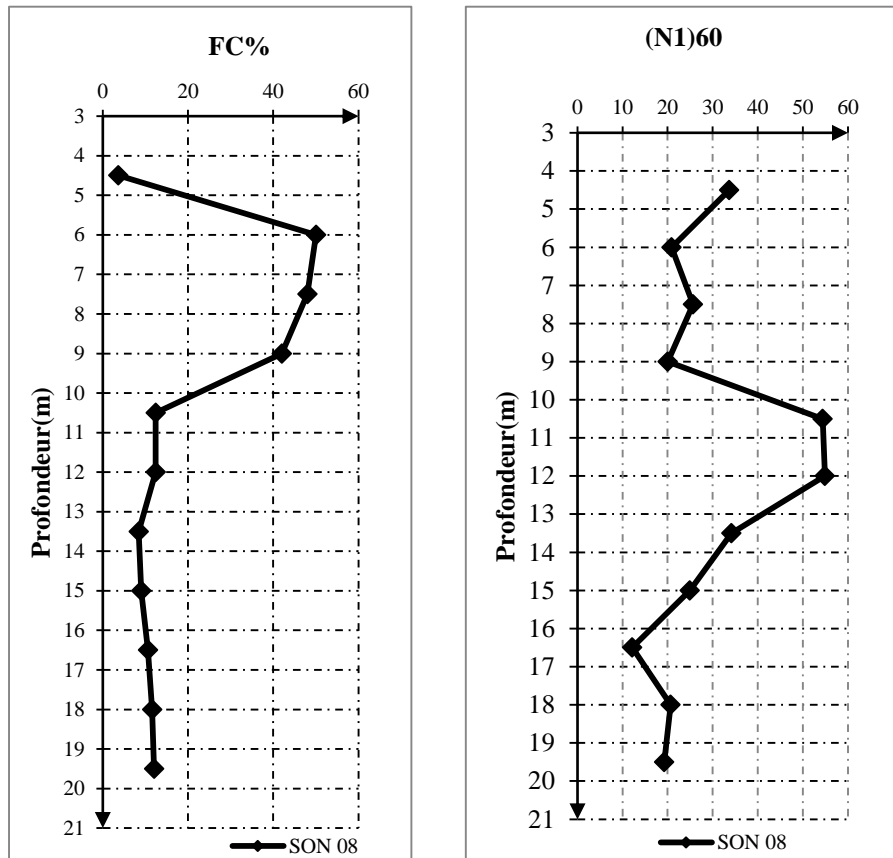


Figure III.37. Variation de Fc et (N1)₆₀ en profondeur (sondage N°08)

III.4.4.3 Calcul de facteur de sécurité Fs (sondage N°08)

Tableau III.16. Résultats de calcul Fs (sondage N°08)

N° Sondage	Z (m)	CSR	CRR	Fs
08	5	0,188	0,061	0,323
	6	0,186	0,330	1,773
	9	0,198	0,294	1,484
	15	0,216	0,281	1,303
	17	0,215	0,136	0,640
	18	0,213	0,223	1,063
	20	0,209	0,204	1,003

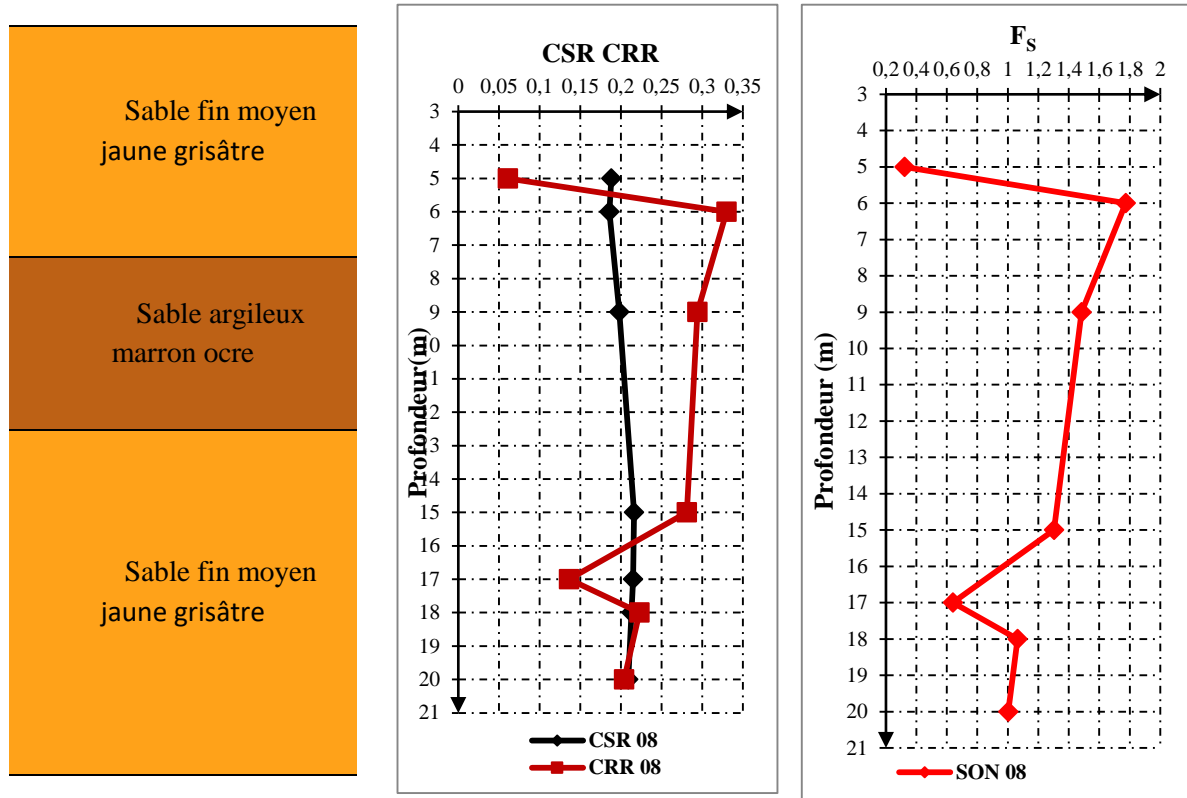


Figure III.38. Variation de Fs, CSR et CRR en profondeur (sondage N°08)

III.4.5 SONDAGE N°09

III.4.5.1 Calcul de contrainte cyclique CSR(Sondage N°09)

Tableau III.17. Résultats de calcul de CSR (Sondage N°09)

N° Sondage	Z (m)	a _{max}	σ (KN/m ²)	σ' (KN/m ²)	r _d	CSR
09	5	0,3	72	72	0,966	0,188
	6	0,3	96	96	0,954	0,186
	8	0,3	120	120	0,974	0,190
	9	0,3	144	132	0,934	0,199
	11	0,3	168	141	0,894	0,208
	12	0,3	192	150	0,854	0,213
	14	0,3	216	159	0,814	0,216
	15	0,3	240	168	0,774	0,215
	17	0,3	264	177	0,733	0,213
	18	0,3	288	186	0,693	0,209
	20	0,3	312	195	0,653	0,204

III.4.5.2 Calcul du taux de la résistance cyclique CRR (sondage N°09) :

Tableau III.18. Résultats de calcul de CRR (sondage N°09)

N° Sondage	Z (m)	Fc %	CN	CE=CS= CB=CR	(N1) ₆₀	(N1) _{60cs}	CRR _{7.5}	K _σ	CRR
09	5	4	1,179	1	45,82	45,82	0,06	1,00	0,06
	6	50	1,021	1	26,09	44,13	0,61	1,00	0,61
	8	48	0,913	1	24,50	41,75	0,49	0,97	0,47
	9	42	0,870	1	23,36	40,04	0,42	0,95	0,40
	11	12	0,842	1	27,19	29,80	0,45	0,93	0,42
	12	12	0,816	1	13,18	15,31	0,16	0,95	0,15
	14	8	0,793	1	10,67	11,21	0,12	0,95	0,12
	15	9	0,772	1	13,49	14,28	0,15	0,94	0,14
	17	11	0,752	1	41,46	43,55	12,21	0,77	9,40
	20	12	0,716	1	30,83	33,36	0,75	0,85	0,64

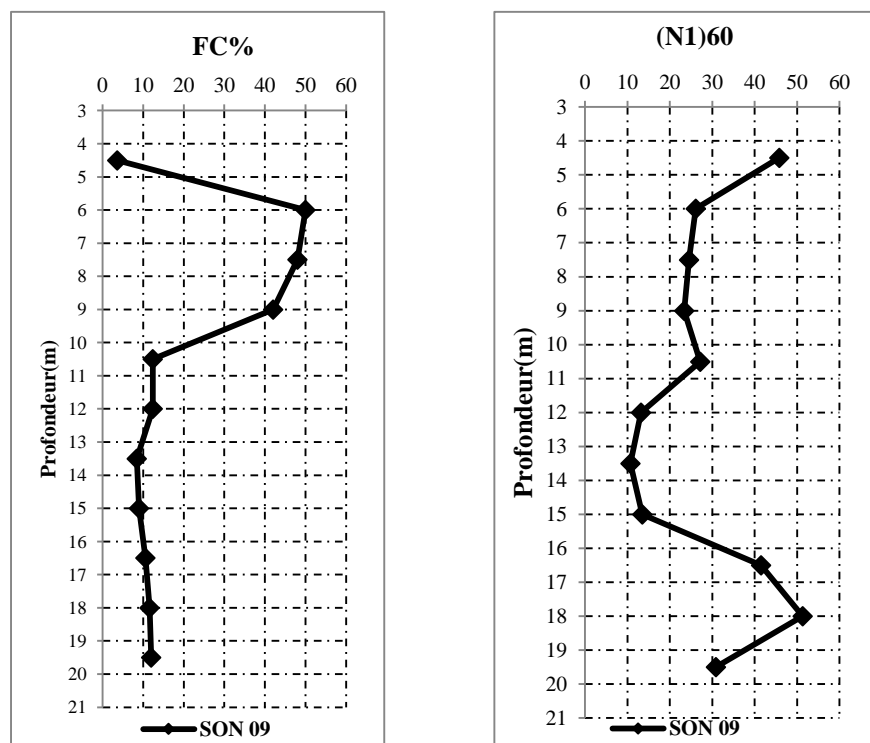


Figure III.39. Variation de Fc et (N1)₆₀ en profondeur (Sondage N°09)

III.4.5.3 Calcul de facteur de sécurité Fs (Sondage N°09)

Tableau III.19. Résultats de calcul CRR (SONDAGE N°09)

N° Sondage	Z (m)	CSR	CRR	Fs
09	5	0,188	0,061	0,323
	6	0,186	0,615	3,308
	8	0,190	0,478	2,517
	9	0,199	0,409	2,057
	11	0,208	0,426	2,054
	12	0,213	0,153	0,720
	14	0,216	0,121	0,561
	15	0,215	0,142	0,658
	20	0,204	0,646	3,168

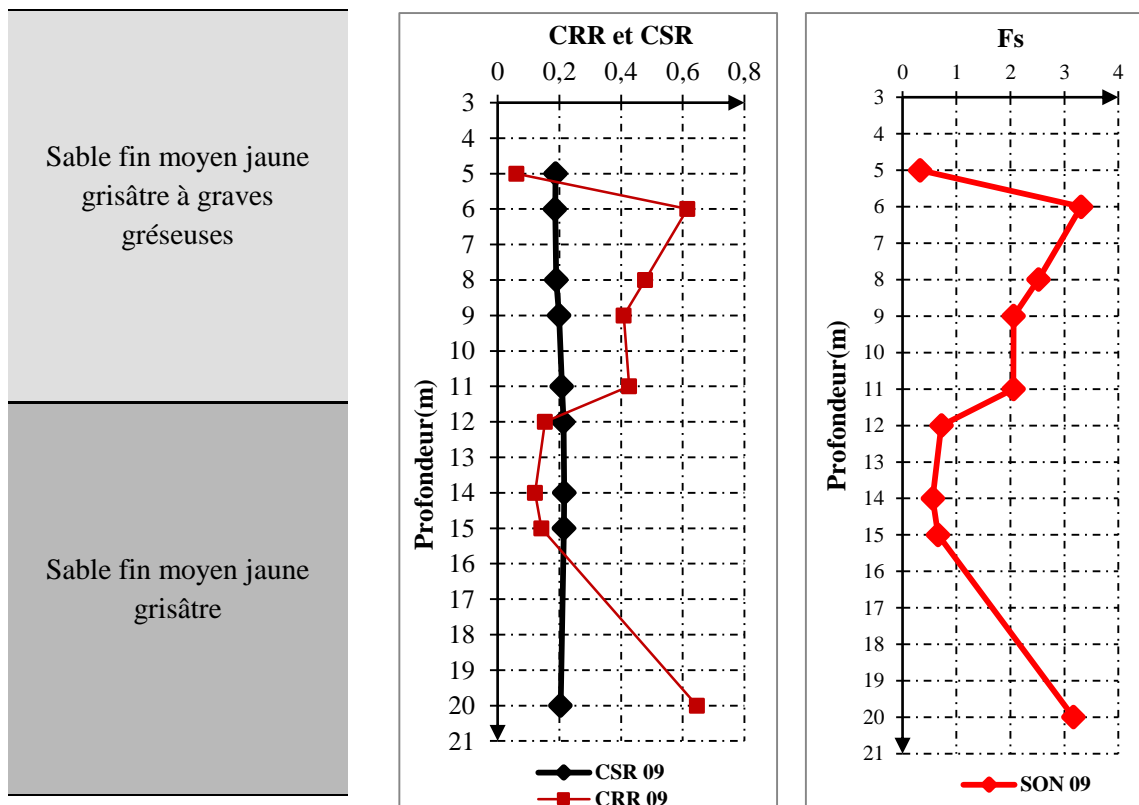


Figure III.40. Variation de CRR, CSR et Fs en profondeur (sondage N°09).

III.4.6 Analyse déterministe

Dans l'étude déterministe de la liquéfaction, le facteur de sécurité, $F_s = CRR/CSR$, a été calculé pour chaque profondeur. Le sol est supposé être liquéfiable si le facteur de sécurité $F_s < 1$, et il est non liquéfiable si $F_s > 1$.

On remarque d'après les résultats que le facteur de sécurité donne des couches liquéfiables. Et d'après les résultats obtenus on a un risque dans les profondeurs suivantes :

A partir de 16 à 18m pour le sondage N°04, entre 4 à 5m pour le sondage N°02, en 4m, 18m, et entre 12 à 15m pour le sondage N°05, en 5m, 17m pour le sondage N°08, en 5m et entre 12 à 15m pour le sondage N°09, il existe un risque de liquéfaction sur toutes les couches.

Et on remarque aussi une relation proportionnelle entre le nombre de coups $N_{1.60}$ et le facteur de sécurité F_s par exemple à une profondeur de $Z=14m$ le nombre de coups $N_{1.60}=31.42$, le facteur de sécurité $F_s=2.37$ (sondage N°04), et à une profondeur de $Z=17m$, le nombre de coups $N_{1.60}=12.13$, et le facteur de sécurité $F_s=0.64$ (sondage N°08).

Même remarque pour la relation entre le pourcentage des fines F_c et le facteur de sécurité F_s par exemple à une profondeur $Z=9m$ le pourcentage des fines $F_c=23\%$ le facteur de sécurité $F_s=2.37$ (sondage N°05), et à une profondeur de $Z=5m$ le pourcentage des fines $F_c=4\%$, le facteur de sécurité $F_s=0.32$.

III.5 CONCLUSION

L'évaluation du potentiel de liquéfaction par les méthodes empiriques et semi-empiriques est devenue de plus en plus populaire. Les ingénieurs ont recours de plus en plus aux méthodes classiques basées sur les essais in situ tels que l'essai SPT. Ces méthodes utilisent des relations déterministes, pour le développement des courbes limites afin d'observer l'apparition ou non de la liquéfaction.

Ces méthodes qui se reposent sur le calcul d'un facteur de sécurité (rapport de CRR sur CSR) supposent en général des conditions de saturation de sol. Certaines limitations imposent des incertitudes sur leur utilisation.

Pour cela on a recours à la méthode probabiliste dans le chapitre IV pour voir les incertitudes influençant sur la liquéfaction, ainsi les introduire dans les calculs de la probabilité de liquéfaction.

CHAPITRE IV :
ETUDE PROBABILISTE DU POTENTIEL
DE LIQUEFACTION DES SOLS (SITE DE
BOUMERDES)

IV.1 Introduction.

Un des termes le plus dominant en géotechnique est le coefficient de sécurité FS. Plusieurs ingénieurs ont essayé d'établir une relation entre la probabilité de rupture et le FS, la formule est basé sur les approches probabiliste, alors que le FS est un facteur déterministe.

Dans l'analyse probabiliste, le potentiel de liquéfaction est généralement exprimé comme une fonction de probabilité de liquéfaction en se basant sur plusieurs approches

Le présent chapitre explique les différentes sources d'incertitudes des paramètres qui forment la résistance et la contrainte cyclique à la liquéfaction.

Pour l'étude probabiliste la simulation Monte Carlo a été utilisée pour calculer la fonction de densité de probabilité des différentes variables aléatoires et pour calculer la probabilité de liquéfaction de sol définie par une fonction de performance. Ce chapitre est terminé par une conclusion qui regroupe les différents résultats obtenus.

IV.2 ESTIMATION PROBABILISTE DE LIQUEFACTION

Une estimation préliminaire de la moyenne de la probabilité peut être obtenue à partir de modèles empiriques (Juang et al. 2008). En utilisant la procédure développée par Juang et al(2012) la relation entre le facteur de sécurité déterminé par la méthode fondée sur l'essai SPT et la probabilité de liquéfaction est représenté par la relation de l'équation (II.56).

Cette équation est utilisée seulement pour une estimation préliminaire de la probabilité de liquéfaction dans l'absence des informations sur les incertitudes des paramètres.

Les résultats du calcul du potentiel de liquéfaction et la classification des sols introduite par Juang et al (2012) est adopté pour une éventuel discussion des résultats représenté dans le tableau IV.1.

Tableau IV.20. Résultats de calcul probabiliste du potentiel de liquéfaction (P_L) dans le site de boumerdas

N° Sondage	Z (m)	F _s	P _L %	Classes du potentiel de liquéfaction des sols (Juang et al. 2012)	
				Classe	Description (Probabilité de liquéfaction)
02	2	0,85	68,72	4	Liquéfaction très probable
	3	1,09	46,16	3	Liquéfaction et non-liquéfaction également susceptible
	4	0,95	59,88	3	
	5	0,72	80,92	5	Presque certain qu'il va se liquéfier
	8	1,11	44,91	3	Liquéfaction et non-liquéfaction également susceptible
	9	1,13	42,93	3	
	10	1,13	43,43	3	
	11	1,13	43,03	3	
	12	1,36	27,26	2	liquéfaction peu probable
04	4	1,14	42,30	3	Liquéfaction et non-liquéfaction également susceptible
	5	1,59	17,04	2	liquéfaction peu probable
	10	1,19	38,33	3	Liquéfaction et non-liquéfaction également susceptible
	11	1,26	33,27	2	liquéfaction peu probable
	12	1,12	44,13	3	Liquéfaction et non-liquéfaction également susceptible
	13	2,34	4,55	1	Presque certain que le sol ne sera pas liquéfié
	14	2,38	4,30	1	
	16	0,72	80,50	4	Liquéfaction très probable
	17	0,50	94,32	5	Presque certain qu'il va se liquéfier
	18	0,61	88,51	5	
	19	2,20	5,65	1	Presque certain que le sol ne sera pas liquéfié
20	4,23	0,50	1		

05	4	0,32	98,90	5	Presque certain qu'il va se liquéfier	
	5	2,65	2,89	1	Presque certain que le sol ne sera pas liquéfié	
	6	1,50	20,64	2	liquéfaction peu probable	
	7	1,17	39,85	3	Liquéfaction et non-liquéfaction également susceptible	
	8	1,08	47,44	3		
	9	2,37	4,33	1	Presque certain que le sol ne sera pas liquéfié	
	10	2,11	6,57	1		
	11	1,76	12,35	1		
	12	0,98	56,36	3	Liquéfaction et non-liquéfaction également susceptible	
	13	0,94	60,00	3		
	14	0,84	70,23	4	Liquéfaction très probable	
	15	0,85	68,63	4		
	16	1,05	50,10	3	Liquéfaction et non-liquéfaction également susceptible	
	17	1,20	37,70	3		
	18	0,76	77,04	4	Liquéfaction très probable	
	19	1,10	45,84	3	Liquéfaction et non-liquéfaction également susceptible	
	20	1,04	51,30	3		
	08	4.5	0,32	98,88	5	Presque certain qu'il va se liquéfier
		6	1,77	12,01	1	Presque certain que le sol ne sera pas liquéfié
		7.5	3,05	1,71	1	
9		1,48	21,17	2	liquéfaction peu probable	
13.5		4,25	0,49	1	Presque certain que le sol ne sera pas liquéfié	
15		1,30	30,54	2	liquéfaction peu probable	
16.5		0,64	86,80	5	Presque certain qu'il va se liquéfier	
18		1,06	48,81	3	Liquéfaction et non-liquéfaction également susceptible	
19.5		1,01	54,32	3		

09	4.5	0,32	98,88	5	Presque certain qu'il va se liquéfier
	6	3,31	1,26	1	Presque certain que le sol ne sera pas liquéfié
	7.5	2,52	3,48	1	
	9	2,06	7,21	1	
	10.5	2,05	7,24	1	
	12	0,72	80,77	4	Liquéfaction très probable
	13.5	0,56	91,53	5	Presque certain qu'il va se liquéfier
	15	0,66	85,54	5	
	19.5	3,17	1,48	1	

- Pour le sondage N°02

Les résultats montrent, que le facteur de sécurité F_s est supérieur à 1 entre les profondeurs de 8 à 11m, donc pas de risque de liquéfaction. Cependant, la probabilité de la liquéfaction est de 42% à 43% (liquéfaction et non-liquéfaction également susceptible) selon la Classification de Juang et al.2012 (Tableau II.3).

- Pour le sondage N°04

Les résultats montrent, que le facteur de sécurité est supérieur à 1 entre les profondeurs de 10 à 12m donc pas de risque de liquéfaction par contre la Classification de Juang et al.2012 (Tableau II.3), la probabilité de liquéfaction est entre 33% à 44% (Liquéfaction et non-liquéfaction également susceptible), et à la profondeur de 16m le facteur de sécurité F_s égal 0.7, inférieure à 1, il y a un risque de liquéfaction. Alors que la probabilité de liquéfaction égale 80.5% (Liquéfaction très probable) selon la Classification de Juang et al.2012 (Tableau II.3).

- Pour le sondage N°05

Les résultats montrent, que le facteur de sécurité est supérieur à 1 entre les profondeurs 7 à 8m, pas de risque de liquéfaction, et les profondeurs 12 à 13m le facteur de sécurité inférieure à 1, il y a un risque de liquéfaction, par contre la probabilité de liquéfaction et la est identique 39% à 60%, selon la Classification de Juang et al.2012 (Tableau II.3) liquéfaction et non-liquéfaction également susceptible.

- Pour le sondage N°08

Les résultats montrent, que le facteur de sécurité supérieur à 1 dans les profondeurs 9m, 15m, 18m et 19.5m (pas de risque de liquéfaction et par contre la probabilité de liquéfaction est de 21.17%, 30.54%, 48.81% et 54.32% selon la Classification de Juang et al.2012 (Tableau II.3) la liquéfaction peu probable.

- Pour le sondage N°09

Les résultats montrent, que le facteur de sécurité supérieur à 1 entre les profondeurs de 6 à 10m et entre 16.5 à 19.5m, pas de risque de liquéfaction. Alors que la probabilité de la liquéfaction selon Classification de Juang et al.2012 (Tableau II.3), est très faible. Tous les autres profondeurs on a un facteur de sécurité inferirure a 1, il y à un risque de liquéfaction avec une probabilité de liquéfaction très élevé.

Les Figure suivante (Figure IV.1, figure IV.2), montrent la variation du le facteur de sécurité F_s et la probabilité de la liquéfaction P_L en fonction de la profondeur pour tout les sondages.

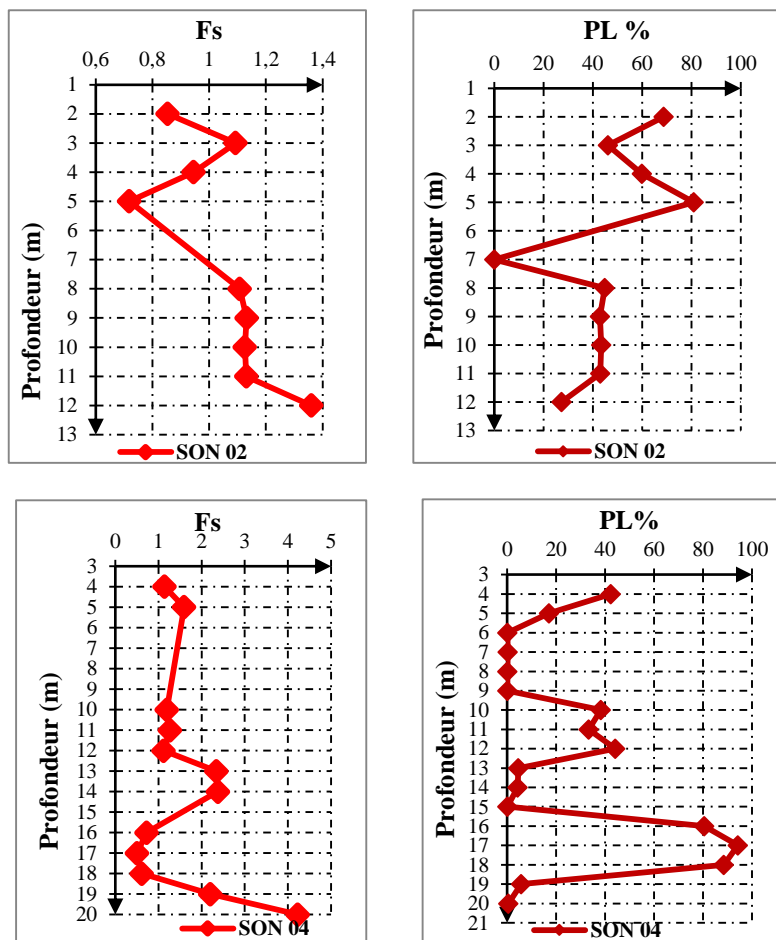


Figure IV.41. Variation de F_s et P_L en profondeur pour sondage N°02 et sondage N°04.

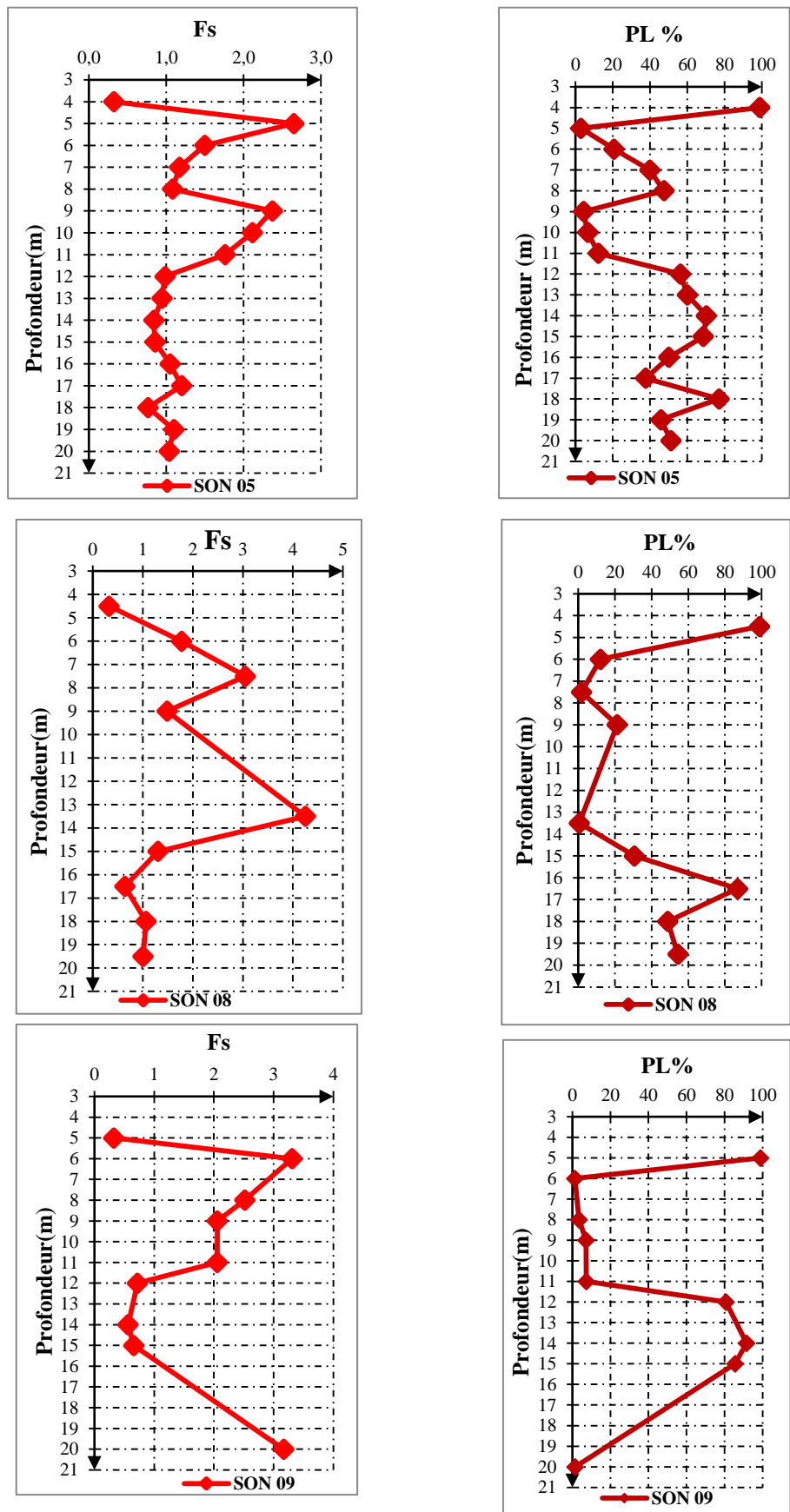


Figure IV.42. Variation de F_s et P_L en profondeur pour les sondages N°05, N°08 et N°09.

IV.3. Analyse fiabiliste de potentiel de liquéfaction de sol

Cette partie, présente une analyse fiabiliste sur la base de la méthode d'analyse de la liquéfaction, la plus populaire de Seed et Idriss (1971). Ce modèle regroupe des paramètres du rapport de la résistance cyclique, et les paramètres du rapport de la contrainte cyclique.

Pour une estimation réaliste de la probabilité de liquéfaction, l'analyse fiabiliste exige la considération de l'incertitude dans les paramètres. Pour chaque variable d'entrée, le processus impose l'estimation de la moyenne et de l'écart type si les variables sont supposées suivre une distribution normal.

Dans Cette étude nous avons adopté la méthode de Monte Carlo pour obtenir la probabilité de la liquéfaction.

IV.3.1 Estimation des incertitudes des variables aléatoires

Le modèle de la liquéfaction du sol utilisé c'est le modèle de Seed et Idriss (1971). Ce modèle regroupe des paramètres du rapport de la résistance cyclique, et les paramètres du rapport de la contrainte cyclique.

IV.3.1.1. Les incertitudes des paramètres de la résistance cyclique

Les variables qui forment la résistance cyclique sont : le nombre de coups N_{1.60} de l'essai SPT, le pourcentage des fines (F_C).

IV.3.1.1.1. Estimation des incertitudes des facteurs qui influent sur N_{1.60}

Les incertitudes dans l'estimation d'une valeur représentative de la résistance à la liquéfaction des sols potentiellement liquéfiables peuvent survenir en raison de la variabilité spatiale des caractéristiques du sol dans la gamme de profondeur d'intérêt. De même, les facteurs de correction empiriques «imparfaits», qui sont utilisés pour corriger les effets de différentes méthodes et combinaisons d'équipements utilisés dans les essais de pénétration standard peuvent être des sources d'erreurs.

En raison des incertitudes relativement faibles liées à des facteurs de correction de procédure, ils ont été traités comme exacts, et les efforts se sont concentrés sur la quantification des incertitudes dans les estimations des valeurs moyennes représentant les valeurs de l'essai SPT.

IV.3.1.1.2. L'estimation des incertitudes liées au contenu des fines, FC

Une méthode similaire à celle suivie dans l'estimation d'une valeur représentant l'essai SPT a été suivie pour intégrer l'incertitude des estimations moyennes de la teneur en fines. Après avoir déterminé le stratum le plus critique, la moyenne et l'écart type des valeurs de teneur en fines obtenues dans le stratum critique ont été calculés et adopté comme valeurs représentatives. S'il y a un seul résultat de test de contenu de fine disponible à partir de la profondeur de l'intérêt, un coefficient de variation de 20% est attribué pour représenter l'incertitude des estimations.

IV.3.1.2. Les incertitudes des paramètres de la contrainte cyclique

Dans cette partie les incertitudes liées aux paramètres du rapport de la contrainte cyclique ont été estimées. Ces paramètres peuvent être divisés en paramètres sismiques (la magnitude du séisme et l'accélération maximale à la surface du sol) et les paramètres du sol (la contrainte totale et la contrainte effective).

IV.3.1.2.1. La magnitude de moment

L'incertitude dans la magnitude de moment d'un événement séismique dérive essentiellement des inversions non-unique des enregistrements des séismogrammes à de diverses stations, et diminue avec l'augmentation de la magnitude due à l'évaluation moins incertaine des paramètres sismologiques pour de grands tremblements de terre. En supposant que la grandeur est documentée en termes de magnitude de moment, en raison des incertitudes dans les estimations des dimensions de la rupture de la faille, et la rigidité du matériau fracturé etc., la magnitude de moment documentée elle-même peut ne pas être exacte. Les études antérieures (par exemple Chen et Juang 2000) ont utilisé la valeur fixe de 0.05 pour le coefficient de variation pour M_w . Moss (2003) a proposé l'approximation suivante pour la variance de M_w :

$$\sigma_{M_w}^2 = 0.5 - 0.45 \log M_w \quad (\text{IV.1})$$

IV.3.1.2.2. Accélération maximale du sol

L'estimation de l'accélération maximale du sol (a_{max}), sur les sites exige la connaissance de la sismicité (magnitude, mécanisme de source, effets de directivité, etc.) et des caractéristiques de réponse du site et de ses sols (géologique et géotechnique).

Plusieurs études (Chen & Juang 2000) ont proposé une valeur constante de 0,20 pour le coefficient de variation de a_{max}/g . Cette valeur a été assumée comme une moyenne approximative des valeurs rapportées dans les bases de données d'anciens cas étudiés.

Moss (2003), a attribué des coefficients de variation à a_{max} , sur la base de la fiabilité de l'estimation de secousse pour chaque cas particulier de base de données. Les valeurs variaient donc de 0,10 (pour les sites avec des stations de forts mouvements à moins de 100 m du site) à 0,50 (pour les estimations moins fiables basées sur les relations d'atténuation).

IV.3.2.3. La contrainte totale verticale

L'estimation de la contrainte totale verticale à la profondeur de l'intérêt est sujette à des erreurs dues à des estimations inexactes du poids unitaire des couches de sol et les estimations inexactes de la profondeur d'intérêts (le stratum «critique»). Le poids unitaire des sols peut être estimé en effectuant un test simple au laboratoire ou en utilisant les corrélations disponibles ou des approximations. Dans la littérature géotechnique (par exemple Juang et al. 1999), les coefficients de variation pour la contrainte totale verticale in situ σ_v ont été estimée d'être constant à 0.10. Une distribution normale a été aussi estimée pour σ_v .

IV.3.2.4. La contrainte effective

En plus de l'incertitude des estimations moyennes des poids unitaires des sols, l'estimation inexacte de la profondeur de la nappe phréatique influe sur la précision des estimations des contraintes effectives verticales. Dans la littérature, aucune étude fiable n'a été proposée pour représenter l'incertitude des estimations de la profondeur de la surface phréatique. Toutefois, sur la base des avis d'experts la procédure simple suivante a été développée par Cetin (2000) :

1- S'il y a plusieurs sondages disponibles montrant une profondeur constante de la nappe phréatique, et les sondages sont forés à une période de temps raisonnable avant ou après le séisme (c'est à dire les conditions d'eau souterraine n'ont pas été changées de manière significative), $\sigma_{hW} \leq 30.48$ cm, où σ_{hW} est l'écart type de la profondeur de la nappe phréatique.

2- Pour tous les autres cas $\sigma_{hW} > 30.48$ cm, sur la base de cas par cas dans la littérature géotechnique (par exemple Juang et al. 1999), les coefficients de variations des

contraintes effectives verticales σ'_v ont été prises pour être constant à 0.15. Une distribution normale a été proposé pour σ'_v .

Pour l'estimation à partir du coefficient de variation on peut se référer au TableauIV.2 qui regroupe les coefficients de variation des toutes les variables aléatoires utilisées dans ce chapitre

Tableau 21. Valeurs des coefficients de variation des paramètres de la résistance et la contrainte cyclique

Variable Aléatoire	COV	Références	Loi adoptée	Références
$N_{1.60}$	0.1-0.40	Harr (1987), Gutierrez et al (2003),Phoon et Kulhaway (1999)	Normal	Salloum(2008)
	0.15-0.45	Jones et al 2002		
FC	0.05-0.35	Gutierrez et al (2003)		
σ'_v	0.1-0.2	Salloum(2008)	Normal	Salloum(2008)
	0.05-0.2	Juang et al (1999)	Normal	Salloum(2008)
σ	0.05-0.2	Juang et al (1999)	Normal	Salloum(2008)
a_{max}	0.1-0.2	Juang et al (1999)	Log-normal	lognormal S.K. Jha, K. Suzuki (2009)
M_w	0.05-0.10	Juang et al (1999)	Normal	Salloum(2008)

IV.3.3 Initiation du phénomène de liquéfaction par l'approche probabiliste

Des corrélations probabilistes pour le déclenchement de la liquéfaction des sables et sables limoneux basée sur les essais SPT et CPT ont été développés par un certain nombre de chercheurs, y compris Christian et Swiger (1975), Liao et al. (1988), Youd et Noble (1997), Toprak et al. (1999), Juang et al. (2002), Cetin et al. (2002) Cetin et Idriss (2004), et Moss et al. (2006).

Par exemple, les relations basées sur l'essai SPT proposés par Toprak et al. (1999) et Cetin et al (2002) représentent l'incertitude totale dans l'évaluation des cas des bases de données historique, c'est à dire, il inclut l'incertitude dans la relation de déclenchement (incertitude du modèle) et l'incertitude dans les valeurs de (N1.60) et de la CSR déterminées pour tous les cas historiques (incertitude des mesures ou des paramètres).

La relation de Cetin et al. (2002) Cetin et Idriss (2004) a été développé par Idriss et Boulanger (2010) en utilisant une approche statistique qui a permis une comptabilité distincte entre les incertitudes de modèle et les incertitudes de mesure.

IV.3.1. La fonction d'état limite

Le modèle de la fonction d'état limite (g) est défini par la différence entre les valeurs du

$CRR_{M=7.5, \sigma'=1atm}$ et $CSR_{M=7.5, \sigma'=1atm}$ Par :

$$g(x_1, x_2, \dots, x_n) = CRR - CSR \tag{IV.2}$$

Où (x_1, x_2, \dots, x_n) sont les variables d'entrée nécessaires pour la détermination de la CSR et CRR. Chaque variable d'entrée est supposée suivre une distribution log-normale ou normale, ce qui a été montré pour fournir un meilleur ajustement des paramètres géotechniques mesurés. La liquéfaction est supposée avoir eu lieu si $g \leq 0$ et ne pas avoir lieu si $g > 0$. $CRR_{M=7.5, \sigma'=1atm}$ a été estimée dans ce chapitre en utilisant la formule d'Idriss et Boulanger (2006) (éq II.31)

Dans le modèle du CSR (eq II.1), la variable r_d est fonction de la profondeur (z) et n'est pas considérée comme une variable aléatoire (puisque le CSR est évalué pour un sol à un z donné), bien qu'il soit reconnu que l'incertitude existe dans le modèle de r_d . Comme indiqué précédemment, l'incertitude du modèle associé au modèle de CSR et de ses composants tels que r_d et MSF sera prise en compte dans le modèle de CRR. La variable MSF est une fonction de M_W , ainsi, M_W est considéré comme une variable aléatoire. Les autres variables du modèle du CSR : σ_v , σ'_v , et a_{max} , sont également considérés comme des variables aléatoires.

Dans le modèle CRR, les variables de base comprennent $N_{1.60}$, et le pourcentage de fines (F_C). Ainsi, la fonction d'état limite sera constituée par six variables aléatoires et elle est définie par :

$$g(X) = CRR - CSR = g(N_{1.60}, F_C, \sigma_v, \sigma'_v, a_{max}, M_W) \tag{IV.3}$$

À cette fin, il serait intéressant d'étudier l'effet de l'incertitude des paramètres sur la probabilité de rupture calculée. L'analyse de fiabilité en utilisant les COV pour les 6 variables d'entrée décrit précédemment est désigné ici comme analyse de base, car il sert d'être une référence pour d'autres analyses.

IV.3.2. Covariance entre les variables aléatoires

Quand il s'agit de plus d'une variable aléatoire, l'incertitude dans une peut être associée à des incertitudes dans l'autre. En d'autre terme, certaines incertitudes ne sont pas indépendantes. Les dépendances entre les événements ou entre les incertitudes dans l'estimation peuvent être critiques à obtenir des résultats numériques appropriés dans l'analyse de fiabilité. (Beacher et Christian 2003).

Dans notre étude, le coefficient de corrélation des six paramètres aléatoires est montré dans la matrice suivant (Ayad F.2014) :

	$N_{1.60}$	F_c	σ'_v	σ_v	a_{max}	M_w
$N_{1.60}$	1	0	0.3	0.3	0	0
F_c	0	1	0	0	0	0
σ'_v	0.3	0	1	0.9	0	0
σ_v	0.3	0	0.9	1	0	0
a_{max}	0	0	0	0	1	0.9
M_w	0	0	0	0	0.9	1

VI.3.5.1 Corrélation entre les paramètres aléatoire

La corrélation entre les variables aléatoire d'entrée doivent être considérer dans l'analyse fiabiliste. Les caractéristiques des variables aléatoires sont représentées dans le Tableau IV.3 suivant :

Tableau 22. Variables aléatoires et leurs caractéristiques

Variable aléatoire	Indice	La moyenne	COV	Distrubution
N_{160}	X_1	*	0.25	NORMAL
a_{max}	X_2	0.3	0.15	NORMAL
σ_v	X_3	*	0.1	NORMAL
σ'_v	X_4	*	0.1	NORMAL
F_C	X_5	*	0.2	NORMAL
M_w	X_6	7.5	0.075	NORMAL

IV.3.4 Méthode de simulation de Monte Carlo

Elle consiste à effectuer un grand nombre de simulations N_s (tirages) des variables aléatoires du problème étudié. Pour chaque simulation, la fonction d'état limite est calculée et l'on dénombre les simulations conduisant à la défaillance de la structure N_{sf} . La probabilité de rupture (P_f) est alors estimée par le rapport entre le nombre de simulations conduisant à la rupture N_{sf} et le nombre total de tirages N_s , soit :

$$\tilde{P}_f \approx \frac{N_{sf}}{N_s} \approx P_f \quad (IV.4)$$

Cet estimateur de la probabilité de rupture peut être écrit aussi comme suit :

$$P_f = \frac{1}{N_s} \sum_{i=1}^{N_s} I(x_i) \quad (IV.5)$$

$$P_f = \int I(x)f(x) \quad (IV.6)$$

Avec $I(x_i)$ est une fonction indicatrice définie par :

$$I(x) \begin{cases} 1 & \text{si } G(x) \leq 0 \\ 0 & \text{si } G(x) > 0 \end{cases}$$

La moyenne de l'échantillon converge vers la vraie moyenne, P_f , quand le nombre de simulations augmente. On peut estimer la précision de la méthode de simulation Monte Carlo par calculer le coefficient de variation de la probabilité de rupture par :

$$COV(\tilde{P}_f) = \sqrt{\frac{1-P_f}{N_s-P_f}} \quad (IV.7)$$

Ce coefficient de variation est inversement proportionnel à N_s . Ceci implique que la taille de l'échantillon N_s dans la méthode MCS est très importante afin d'obtenir une estimation suffisamment fiable de P_f .

Pour un coefficient de variation cible de la probabilité de rupture $COV(P_f)$, le nombre minimum requis d'échantillons N_s peut être calculée à partir de l'équation suivante

$$N_s > \frac{1}{COV(\tilde{P}_f)} * \frac{1}{P_f-1} \quad (IV.8)$$

L'avantage de cette méthode est qu'elle n'impose aucune condition de continuité ni de dérivabilité de la fonction d'état. Cette méthode permet en plus d'estimer la précision de la valeur de la probabilité de défaillance obtenue. Toutefois, elle conduit à des temps de calcul très élevés dès qu'il s'agit d'évaluer de faibles probabilités avec une précision raisonnable.

La méthode MCS a les caractéristiques suivantes :

Généralités : MCS est complètement générale, et s'applique à toute distribution des variables aléatoires de base, y compris les variables aléatoires discrètes. Précision : Pour l'échantillon de taille $N \rightarrow \infty$, la probabilité estimée converge vers le résultat exact.

Efficacité : En règle générale, le temps augmente linéairement avec environ $1/P_f$.

Plusieurs méthodes proposent d'améliorer la méthode de Monte Carlo, comme la "Méthode de simulation directionnelle". Elle utilise les propriétés de symétrie rotationnelle de l'espace des variables gaussiennes centrées réduites (standardisées). Dans cet espace, les variables sont représentées par des lois de Gauss centrées en 0 et d'écarttype 1. La transformation de Rosenbloom est utilisée pour effectuer un changement du repère transformant l'espace des variables physiques (lois de distributions quelconques) en un espace de variables gaussiennes centrées réduites. Cet espace est ensuite divisé en un certain nombre de directions caractérisées par un vecteur unitaire à partir de l'origine du repère. La probabilité de défaillance du système est évaluée par un traitement statistique des valeurs des probabilités de défaillance calculées sur les différentes directions. Comme la méthode de Monte Carlo, cette méthode n'impose aucune propriété particulière de la fonction d'état limite et permet d'évaluer sans biais la probabilité de défaillance du composant. Elle offre l'avantage d'être plus performante que cette dernière en termes de coûts de calculs.

VI.3.5 Analyse probabiliste

L'analyse probabiliste vise à introduire les incertitudes des variables aléatoires qui forment la fonction d'état limite. Chaque variable aléatoire, a été définie par une moyenne et un écart type ou un coefficient de variation et une distribution probabiliste normale ou log-normale.

Pour le calcul de la probabilité de liquéfaction, la méthode de Monte Carlo a été utilisée. A cette fin il faut choisir un nombre des simulations nécessaire pour la convergence

IV 3.5.1 Résultats des calcul fiabiliste

Le tableau IV.4 montre une comparaison entre les résultats probabiliste par la méthode de Monte Carlo et le coefficient de sécurité F_S calcul déterministe

Tableau 23. Résultats comparatifs entre le calcul déterministe et fiabiliste (sondage N°4)

N° Sondage	Z (m)	F _s	PL% MCS
02	2	0,85	68,72
	3	1,09	42,26
	4	0,95	61,75
	5	0,72	80,56
	8	1,11	46,89
	9	1,13	46,87
	10	1,13	46,56
	11	1,13	47,15
	12	1,36	29,21
04	4	1,14	35,35
	5	1,59	15,84
	10	1,19	32,89
	11	1,26	29,21
	12	1,12	42,21
	13	2,34	3,75
	14	2,38	3,19
	16	0,72	75,50
	17	0,50	90,52
	18	0,61	83,59
	19	2,20	6,98
	20	4,23	1,62
08	4.5	0,32	99,88
	6	1,77	14,61
	7.5	3,05	3,79
	9	1,48	25,57
	13.5	4,25	4,05
	15	1,30	32,36
	16.5	0,64	88,95
	18	1,06	51,75
	19.5	1,01	99,88

05	4	0,32	99,92
	5	2,65	6,95
	6	1,50	22.23
	7	1,17	41,29
	8	1,08	48.96
	9	2,37	6,95
	10	2,11	7.99
	11	1,76	15.36
	12	0,98	58.56
	13	0,94	63.68
	14	0,84	75.38
	15	0,85	70.17
	16	1,05	52.91
	17	1,20	40.38
	18	0,76	78.94
	19	1,10	49.36
	20	1,04	54.36
09	5	0,323	99,65
	6	3,308	2,35
	8	2,517	5,36
	9	2,057	8,45
	11	2,054	8,48
	12	0,720	85,24
	14	0,561	94.37
	15	0,658	87.36
	20	3,168	2.98

En remarque des couches liquéfiables à des profondeurs ou le facteur de sécurité est supérieur ou égale à l'unité ou à 1.25 proposé par le RPA 2003 (la probabilité qui dépassé 20%) entre ses deux méthode, la méthode probabiliste donne plus d'information sur le risque de la liquéfaction car elle donne plus de détaille sur l'intervalle ou la liquéfaction peut survenire.

La figure IV.3 montre une comparaison entre la probabilité de la liquéfaction par la simulation de Monte Carlo (MCS) et le modèle empirique de Juang et al (2012) pour le sondage N°05

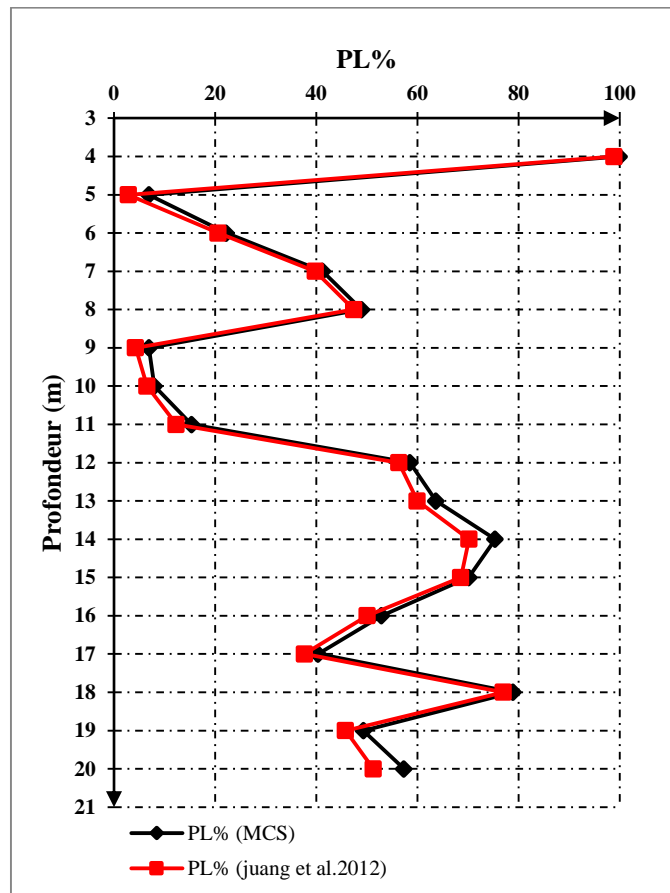


Figure 43. Variation de probabilité de liquéfaction du sol par la méthode de MCS et la méthode de Juang et al.2012 en profondeur

On remarque un rapproche des résultats entre les deux méthodes

IV.4 Conclusion

L'objectif fondamental de cette étude était d'étudier l'effet des incertitudes des paramètres de la fonction de performance sur la probabilité de liquéfaction des sols (PI).

Les résultats ont montré que la variabilité dans le facteur de sécurité a un impact significatif sur la variabilité de la probabilité de liquéfaction et donc la prise en compte de l'incertitude des paramètres pour l'évaluation des risques de liquéfaction semble très importante.

L'étude fiabiliste du potentiel de liquéfaction de sol, a montré que le problème de liquéfaction est probabiliste plus que déterministe à cause des différentes sources d'incertitudes.

Les différents paramètres utilisés de l'essai SPT ont été modélisés par des variables aléatoires, la méthode de simulation de Monte Carlo a été utilisée pour calculer la probabilité de liquéfaction.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

La liquéfaction est l'un des phénomènes les plus importants et complexes de la dynamique des sols. L'occurrence de la liquéfaction, ainsi que le taux et l'étendue des déformations en cas de liquéfaction durant un chargement cyclique dépendent des caractéristiques compositionnelles du matériau, comme la granulométrie, la taille et la forme des particules. En effet, les sols dans les quels la résistance à la déformation est mobilisée par le frottement entre les particules sous l'influence de la pression de confinement, présentent les types les plus susceptibles à la liquéfaction.

Cette étude se concentre sur l'analyse probabiliste et déterministe du potentiel de liquéfaction des sols dans le cas de séisme.

D'après la recherche bibliographique :

- la liquéfaction des sols est un phénomène qui se produit sous des sollicitations sismiques, peut causer des dégâts importants sur les ouvrages (renversement, rupture des barrages, etc.)
- la nature du sol, l'état de la saturation et de la densité relative se sont des facteurs influencent le déclenchement de la liquéfaction.
- Plusieurs méthodes ont été développées pour l'estimation de la résistance à la liquéfaction, la plus utilisée est celle basée sur les résultats des essais in-situ proposée par Seed et Idriss (1971).

Les modèles déterministes disponibles dans la littérature géotechnique pour l'estimation de la résistance cyclique des sols à la liquéfaction sont généralement des corrélations semi-empiriques, telles qu'elles dérivent des observations du comportement des propriétés géotechniques in-situ ou au laboratoire, et les corrélations théoriques entre les valeurs mesurées et les paramètres numériques représentatifs de la charge sismique et la force cyclique. La question de la précision et l'exactitude de la mesure in situ et au laboratoire des propriétés des sols a été abordée. Le caractère incertain des valeurs numériques des paramètres utilisés dans les méthodes de l'ingénierie et des modèles ont été mis en évidence.

Lorsque les paramètres incertains sont utilisés dans un modèle déterministe, les incertitudes se propagent en raison de leur interaction. Par conséquent, les résultats du

modèle seront également affectés par l'incertitude. Les modèles, d'ailleurs, sont toujours une approximation théorique, semi-empirique ou empirique du comportement réel. L'incertitude dans les quantités de sortie du modèle dépendent donc de: (a) les incertitudes des paramètres d'entrée, (b) le degré auquel le modèle représente effectivement le phénomène qu'il vise à décrire, et (c) la corrélation entre les variables.

L'application de l'analyse fiabiliste de liquéfaction n'est pas encore une pratique courante dans la communauté de l'ingénierie géotechnique. Pourtant, des calculs de fiabilité offrent un moyen d'évaluer les effets combinés d'incertitudes, et un moyen de distinguer entre les conditions où les incertitudes sont élevés ou faibles.

La fiabilité doit être familière à la plupart des ingénieurs en géotechnique, et il ne devrait pas être perçu comme nécessitant plus de données, le temps et les efforts que les calculs déterministes traditionnels. Enfin, la poursuite des travaux présentés dans ce chapitre est en cours. Plus de résultats liés au rôle de plusieurs paramètres sont à venir.

Références bibliographique

Références bibliographiques

1. ANDRUS, R. D, and Stokoe, K. H. Liquefaction Resistance of Soils from Shear-Wave Velocity.2000 Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, vol. 126, no. 11, pp.1015–1025.
2. ANDRUS, R., and Stokoe, K. H.Liquefaction resistance based on shear wave velocity. 1997. Proceedings of NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils.
3. AYAD, Fatima.Analyse fiabiliste du potentiel de liquéfaction des sols, thèse de Doctorat,27/11/2014.Université Abou bakr Belkaid, Tlemcen, Algérie,180p
4. AZADI, M. and Mir Mohammed Hosseini, S.M. The uplifting behavior of shallow tunnels within the liquefiable soils under cyclic loadings.2010.Tunnelling and Underground Space Technology 25: 158–167
5. BENAHCILIF et Zendagui.Assessing of liquefaction in Boumerde (Algeria) using reliability analysis.2016 <http://geomatejournal.com/articles/2016/10/22>.
6. BENAHCILIF Souad, Zendagui Djawad, Bouguerba Salah, Etude fiabiliste de la liquéfaction du sol.24/06/2015. <https://hal.archives-ouvertes.fr/hal-01167740>,
7. BENAHCILIF Souad.Vers une mise en place d’une approche fiabiliste pour l’estimation du potentiel de liquéfaction,Thèse De Doctorat,27/06/2016,Université Abou bakr Belkaid,Tlemcen, Algérie.199p.
8. CETIN, K.O., and Seed, R.B.Nonlinear shear mass participation factor (rd) for cyclic shear stress ratio evaluation. 2004.Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Elsevier, 24: 103-113.
9. DERKAOUI,Mohammed.Influence de la perméabilité et la fraction en fines non plastique sur le potentiel de liquéfaction d’un sol sablonneux,Thèse de Doctorat 2016,Université Abdelhamid Ibn Badis,Mostaganem, Algérie.153p.
10. HWANG, J.H., Yang, C.W. and Juang, D.S.A practical reliability-based method for assessing soil liquefaction potential. .2004. Soil Dynamics and Earthquake Engineering 24: 761–770.
11. IDRIS, I. M., and Boulanger, R. W. Semi-empirical procedures for evaluating liquefaction potential during earthquakes, in Proceedings, 11th International Conference

- on Soil Dynamics and Earthquake Engineering, and 3rd International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering.2004. D. Doolin et al., eds., Stallion Press, Vol. 1, pp. 32–56.
12. IDRISSE, I.M.Earthquake Ground Motions at Soft Soil Sites. 1991. Proceedings of the 2nd International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St. Louis, MO, Vol. 3.
 13. IDRISSE, I.M. An update to the Seed-Idriss simplified procedure for evaluating liquefaction potential.1999. Proceedings in, TRB Workshop on New Approaches to Liquefaction, Publication No. FHWARD- 99-165, Federal Highway Administration, January.
 14. IDRISSE, I.M., and Boulanger, R.W.Semi-empirical procedures for evaluating liquefaction potential during earthquakes.2006. J. Soil Dynamics and Earthquake Eng. 26, 115–30.
 15. IDRISSE, I.M.Earthquake Ground Motions at Soft Soil Sites.1991.Proceedings of the 2nd International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St. Louis, MO, Vol. 3.
 16. IDRISSE, I. M.,Boulanger,R.W.Semi-empirical procedures for evaluating liquefaction potential during earthquakes, in Proceedings, 11th International Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering, and 3rd International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, D.2004. Stallion Press, Vol. 1, pp. 32–56.
 17. JUANG, C.H., Ching, J., Luo, Z., and Ku, C.K.New models for probability of liquefaction using standard penetration tests based on an updated database of case histories.2012. Engineering Geology 133–134 85–93.
 18. KOUBA Abdenour .REJDAL Messaoud. Réouverture de la carrière de calcaire de Tigrine (Ammal - Boumerdes), 28/ 06 /2016.PFE. Université Abderrahmane Mira de Bejaia, Algérie,116p
 19. LIAO, S.S.C., and Whitman, R.V.Overburden Correction Factor for SPT in Sand.1986. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 112, No. 3: 373-377.
 20. M.DJEMAL Abderrahmane ,Analyse du potentiel de liquéfaction par les approches empirique et numérique, cas d'un site recevant un ouvrage d'importance vitale, 02/07/2017,PFE,Université M'hamed Bougara de Boumerdes, Algérie,142p.

21. MEKERBI, Mohamed. BENABDERRAHMANEI smail. Liquefaction des sols, PFE, 10/11/2009. Université houari boumédiène, Alger, Algérie.
 22. MORADI, G., Khatibi, B.R., and Sutubadi, M. H. Determination of Liquefaction Potential of Soil Using (N1)60 by Numerical Modeling Method. 2011. Electronic Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 16.
 23. Rapport d'étude géotechnique, Laboratoire National de l'habitat et de la construction, 205-2006.
 24. SEED H. B., and Idriss I. M. Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential. 1971. J. Soil Mech. and Found. Div., 97(9), 1249–1273.
 25. YAZDI, J.S., Kalantarya, F. and Yazdi, H.S. Prediction of liquefaction potential based on CPT up-sampling. 2012. Computers & Geosciences 44: 10–23.
 26. YEDJOUR, Khaled. Modélisation numérique de la liquéfaction des sols sableux, Magister, 17/12/2012, Université Mohamed khider, Biskra, Algérie, 136p.
- Youd, T. L., Idriss, I. M., Andrus, R. D., Arango, I., Castro, G., Christian, J. T., Dobry, R., Finn, W. D. L., Harder, L. F., Hynes, M. E., Ishihara, K., Koester, J. P., Liao, S. S. C., Marcuson, W. F., Martin, G. R., Mitchell, J. K., Moriwaki, Y., Power, M. S., Robertson, P. K., Seed, R. B., and Stokoe, K. H. Liquefaction resistance of soils: summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils. 2001. J. Geotechnical and Geoenvironmental Eng., ASCE 127(10), 817–33.

ANNEXES

Coupes des Sondages