

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



UNIVERSITE de JIJEL



Département de Génie Civil et Hydraulique



PROJET DE FIN D'ETUDE

En vue de l'obtention du Diplôme de
MASTER ACADEMIQUE

Filière : Génie Civil

Option : GÉOTECHNIQUE

Thème

Evaluation du potentiel de liquéfaction par des méthodes approchées

Présenté par :

BOUFEDECHE HICHAM

CHIKEUR SABIR

Encadré par :

M. GOUDJIL KAMEL

∞ Promotion 2018 ∞

Remerciements

*Tout d'abord, louange à « **ALLAH** » qui nous a guidé sur le droit chemin tout au long du travail et nous a inspiré les bons et les justes réflexes. Sans sa miséricorde, ce travail n'aura pas abouti.*

*Nous tenons à remercier et à exprimer tout notre gratitude à **Mr. Goudjil Kamel**, notre promoteur pour sa disponibilité, ses précieux conseils, son soutien moral et scientifique nous a permis de mener à terme ce travail.*

*Nous souhaitons également remercier toute l'équipe pédagogique du **département de Génie civile**.*

Nos vifs remerciements vont aussi à nos enseignants qui ont fait de leurs mieux pour nous donner une formation universitaire solide qui nous a permis de préparer ce modeste mémoire, qui nous sera très utile pour notre avenir professionnel. Nos vifs remerciements vont également aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre mémoire en acceptant d'examiner notre travail

Nous voudrions remercier nos familles qui nous ont encouragées dans la poursuite de notre travail de mémoire.

Enfin, nous tenons également à remercier toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Dédicace

Je dédie ce mémoire,

*A mes deux adorables et agréables parents, mon guide dans ma vie, le symbole de
tendresse mon chère mère et le généreux père*

A mes deux chères sœurs

A mes deux chers frères

A toute mes amies et mes collègues le long de mes études

إن الذين نحبهم ونعزهم مكانتهم ليست بين الأسطر والصفحات، لأن مقامهم أجل وأعلى
فالقلب سكتاهم والذكرى ذكراهم، والفؤاد لن ينساهم

Hicham

Dédicace

Je dédie ce mémoire,

À mes deux adorables et agréables parents, mon guide dans ma vie, le symbole de

tendresse mon chère mère et le généreux père

À mes chères sœurs

À mes chers frères

À toute mes amies et mes collègues le long de mes études

إن الذين نحبهم ونعزهم مكانتهم ليست بين الأسطر والصفحات، لأن مقامهم أجل وأعلى
فالقلب سكتاهم والذكرى نكر ااهم، والفؤاد لن ينساهم

Sabir

Résumé

La liquéfaction est l'un des phénomènes les plus importants et complexes de la dynamique des sols. C'est une perte de résistance des sols granulaires lâches à très lâches sous une secousse sismique accompagnée d'une augmentation rapide de la pression interstitielle causant momentanément la dislocation des particules de sol.

Les conséquences de la liquéfaction par de fort séisme sont très sévères:

perte totale de la portance du sol, tassement important, éboulement, mouvement latéral,...etc.

L'évaluation du potentiel de liquéfaction est couramment estimée à partir des essais in situ (SPT, CPT, DMT et Vs) ainsi que les essais de chargement cyclique au laboratoire.

Ce travail après discussion sur le phénomène de liquéfaction, les mécanismes et approches théoriques d'estimation du potentiel de liquéfaction s'intéresse à la modélisation numérique à l'aide du logiciel MATLAB explicites de l'effet d'une secousse sismique sur l'évolution des pressions interstitielles dans les couches de sol sableux saturé, avec une étude paramétrique de l'influence de certains facteurs sur le phénomène de la liquéfaction, et une analyse d'une zone de sol liquéfiable localisée dans un massif argileux, et aussi une analyse de l'influence d'une couche de sol liquéfiable localisée dans un massif argileux sur la stabilité des structures.

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

Abstract

Liquefaction is one of the most important and complex soil dynamics phenomenons. It is a loss of strength of granular soils loose and very loose under seismic excitation. Accompanied by a rapid increase in pore pressure momentarily causing the disruption of soil particles.

The consequences of liquefaction by strong earthquake are very severe:

total loss of lift from the ground, significant settlement, landslides, lateral movement ... etc.

The evaluation of liquefaction potential is commonly estimated from in situ tests (SPT, CPT, DMT and Vs) and cyclic loading tests in the laboratory. This work, after discussion on the phenomenon of liquefaction, the mechanisms and theoretical approach for estimating the liquefaction potential, is concerned with numerical modeling using the software MATLAB of the effect of an earthquake on the evolution of pore water pressures in saturated sandy soil layers, a parametric study of the influence of certain factors on the phenomenon of liquefaction, and analysis of a liquefiable soil zone located in a massive of clay, and also an analysis of the influence of a liquefiable soil layer located in a massive of clay on the stability of structures.

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

ملخص

التسييل هو واحد من أهم الظواهر المعقدة لديناميكيات التربة ، وهو فقدان المقاومة للتربة الفضفاضة و الفضفاضة جدا في الزلزال مصحوبة بزيادة سريعة في الضغط المسامي مما تسبب مؤقتا اختلال جزيئات التربة

النتائج المترتبة عن التسييل من قبل زلزال قوي شديد للغاية: فقدان تام في تحمل التربة ، تسوية معتبرة, الانهيارات الأرضية ، الحركة الجانبية ...الخ

بالإضافة إلى اختبارات التحميل (Vs و SPT، CPT،DMT) يقدر تقييم إمكانية التسييل عادة من الاختبارات الميدانية الدوري في المختبر. هذا العمل بعد مناقشة حول ظاهرة التسييل ، والآليات والمناهج النظرية لتقدير إمكانات تسييل التربة من لأثر زلزال على تطور الضغوط المسامية في طبقات التربة الرملية المشبعة MATLAB النمذجة العددية باستخدام برنامج ، مع دراسة لتأثير بعض العوامل على ظاهرة تسييل التربة ، وتحليل وجود منطقة من التربة المسيلة التي تقع داخل طبقة من التربة الطينية ، وأيضا تحليل لتأثير وجود طبقة من التربة السائلة يقع داخل طبقة من التربة الطينية على استقرار الهياكل

الكلمات المفتاحية : التسييل،ديناميك،النمذجة العددية، ضغط المسام

Sommaire

Introduction générale	1
chapitre I :Synthèse bibliographique sur le phénomène de liquéfaction des sols	
I.1 Introduction :.....	3
I.2 Définition de la liquéfaction :	3
I.3 Quelques exemples historiques de cas de liquéfaction :	5
I.3.1 Barrage de Fort Peck (Liquéfaction statique des sables)	5
I.3.2 Niigata, Japon (1964) :	6
I.3.3 Liquéfaction induite par des vibrations de machine :.....	7
I.3.4 Wildlife Refuge, Californie (1987) :	9
I.3.5 Moss Landing, Californie (1989) :.....	9
I.3.6 Port d'island, kobe, japan (1995) :	10
I.3.7 Chi-Chi,Taiwan (1999) :	12
I.3.8 Adapazari, Turquie :	15
I.3.9 Boumerdes, Algérie(2003) :	16
I.3.10 Christchurch, New Zealand(2012) :	18
I.4 Les facteurs influençant la liquéfaction :.....	20
I.4.1 L'intensité et la durée de tremblement de terre :	20
I.4.2 La nappe phréatique :	20
I.4.3 Type de sol :	21
I.4.4 La densité relative du sol D_r :.....	21
I.4.5 La taille des particules :.....	21
I.4.6 Les conditions de drainage :.....	22
I.4.7 Pression de confinement :	22
I.4.8 La forme des particules :.....	22
I.4.9 L'âge géologique de cimentation :.....	22

I.4.10	Historiques d’environnement :	23
I.4.11	Charge de bâtiment :	23
I.5	Comportement des sables :	23
I.5.1	Comportement des sables en cisaillement monotone :	24
I.5.2	Comportement des sables en cisaillement cyclique :	27
I.6	Liquéfaction statique des sables lâches :	29
I.7	Traitement des sols liquéfiés :	30
I.7.1	Inclusion :	31
I.7.2	Vibroflottation :	31
I.7.3	Colonnes ballastées :	32
I.7.4	Soil Mixing et Trench-mix :	33
I.7.5	Injection solide :	33
I.7.6	Compactage dynamique :	34
I.7.7	Drains verticaux :	35
I.8	Conclusion :	36

chapitre II :Les essais in situ

II.1	Introduction :	37
II.2	Présentation des essais in situ :	37
II.2.1	Essai de pénétration statique (cone penetration test – CPT) :	37
II.2.2	L’essai SPT (standard pénétration test) :	40
II.2.3	L’essai de dilatomètre plat (DMT) :	41
II.2.4	Essai par méthode géophysique :	42
II.3	Conclusion :	42

chapitreIII :Evaluation du potentiel de liquéfaction par des méthodes approchées

III.1	Introduction :	43
III.2	Méthode d’évaluation:	43
III.2.1	Contrainte cyclique CSR :	44
III.2.2	Evaluation CRR :	49
III.2.3	Evaluation du facteur de sécurité (FS) :	66
III.3	Conclusion :	66

chapitre IV :Calculs et discussions des résultats

IV.1	Introduction.....	67
IV.2	Situation et topographie du site :.....	67
IV.3	Compagne de reconnaissance géotechnique :.....	67
IV.4	Evaluation de potentiel de la liquéfaction par l'essai SPT	68
IV.4.1	Méthode d'Andrus et al (2004)	69
IV.4.2	Méthode d'Idriss et Boulanger (2006).....	75
IV.4.3	Méthode de Youd et al. (2001).....	81
IV.5	Evaluation de potentiel de la liquéfaction par l'essai CPT.....	88
IV.5.1	Méthode d'Olsen et al. (1997) :.....	88
IV.5.2	Méthode d'Idriss et Boulanger (2006) :.....	98
IV.6	La comparaison entre les méthode de calcules	106
IV.6.1	1a méthode de SPT port de Djendjen_Jijel	106
IV.6.2	1a méthode de CPT port de Djendjen_Jijel	107
IV.7	Conclusion :	108
	Conclusion générale.....	109

Liste des figures

Chapitre I

Figure I.1 représentation de liquéfaction	5
Figure I.2 vue aérienne de la rupture de barrage de Fort Peck	6
Figure I.3 Inclinaison des bâtiments d'appartements de Kawagishi-cho à Niigata au Japon dues à la chute de la capacité portante du sol par liquéfaction.....	7
Figure I.4 Rupture du pont de Showa, à Niigata au Japon, dues à l'épandage	7
Figure I.5 rupture de remblai sur le lac Ackermann déclenché par camions de vibro-séisme	9
Figure I.6 Ebullition de sable au site de Wildlife	9
Figure I.7 Epandage latéral le long de la route Sandholdt (à gauche) et destruction d'un centre de recherche (à droite) à Moss Landing.	10
Figure I.8 Glissement de murs de quai : Lorsque le sol derrière et/ou sous un tel mur se liquéfie, la pression qu'il exerce sur le mur augmente considérablement et fait glisser ou/et incliner celui-ci	11
Figure I.9 Endommagement des ponts : Un tel dommage peut avoir des conséquences désastreuses, empêchant même les opérations de sauvetage. Les mouvements induits par la liquéfaction peuvent pousser les bases hors du point où le pont enjambe l'appui, dans ce cas le pont lâche.....	11
Figure I.10 Endommagement des routes : Baisse du niveau de la route due à l'épandage latéral	12
Figure I.11 Ebullitions de sable au Comté de Nantou (à gauche) et de Zhanghua (à droite) en Taiwan	12
Figure I.12 Ebullition de sable dans un quartier résidentiel au Comté de Zhanghua.....	13
Figure I.13 Fissures considérables dans le sol à Nantou.....	13
Figure I.14 Endommagement de bâtisses dû à la liquéfaction en Taiwan	14
Figure I.15 Dommages dus à l'épandage latéral du sol en place.....	14
Figure I.16 Bâtiments renversés à TAIWAN en 1999	14
Figure I.17 Ebullition de sable en Turquie 1999	15
Figure I.18 Poinçonnement de la fondation sous la liquéfaction séisme Turquie 1999.....	15
Figure I.19 Renversement d'une structure sous l'effet de la liquéfaction séisme Turquie 1999.....	16
Figure I.20 Ebullitions de sable dues à la liquéfaction près de la rivière d'Isser.....	17
Figure I.21 Liquéfaction due à l'épandage latéral.....	17
Figure I.22 Liquéfaction près de la ville de Zemmouri (ébullitions de sable)	18

Figure I.23 Une camionnette qui malheureusement conduit dans un trou causé par la liquéfaction, du Nord de New Brighton, lors du séisme de Christchurch (2011)	19
Figure I.24 Un véhicule enlisé dans la liquéfaction, après le tremblement de terre à Christchurch, New Zealand(2011).....	19
Figure I.25 Ebullitions de sable dues à la liquéfaction, après le tremblement de terre à Christchurch, New Zealand(2011).....	20
Figure I.26 État de sable $e-p'$	24
Figure I.27 Résultats d'essai monotone drainé du sable de Toyoura en termes de rapport de contrainte déformation volumétrique. vs déformation axiale	25
Figure I.28 Réponse du sable d'Ottawa dans l'essai monotone de cisaillement simple drainé, rapportée par Vaid, et al (1981) en termes de (a) contrainte-déformation ; et (b) déformation volumétrique vs déformation de cisaillement.....	26
Figure I.29 Régions typiques de dilatation et de contraction pour des sables :.....	26
Figure I.30 Comportement des sables denses et lâches dans un essai triaxial monotone non drainé: (a) déviateur de contrainte vs déformation axiale ; (b) pression de pore excessive vs déformation axiale	27
Figure I.31 Réponses du sable dense de Fraser River de l'essai de cisaillement.....	28
Figure I.32 Réponses du sable dense de Fraser River de l'essai de cisaillement simple cyclique non-drainé en termes de (a) contrainte-déformation,	29
Figure I.33 Essai triaxial de compression non-drainé conventionnel	30
Figure I.34 Inclusion rigide	31
Figure I.35 La vibro-flottation (vibro-compaction)	32
Figure I.36 les colonnes ballastées	32
Figure I.37 Soil Mixing et Trench-mix.....	33
Figure I.38 Injection solide.....	34
Figure I.39 Compactage dynamique	35
Figure I.40 drains verticaux.....	35

Chapitre II

Figure II.1 schéma de CPT	38
Figure II.2 Pénétromètre statique (CPT)	39
Figure II.3 Schéma de principe de SPT	40
Figure II.4 Dilatomètre Marchette (DMT).....	42

chapitre III

Figure III.1 contrainte cyclique d'un élément de sol sous niveau de la terre pendant un secousse horizontale	43
Figure III.2 forces exercés sur le plan	45
Figure III.3 facteur de réduction r_d en fonction de profondeur	47
Figure III.4 K_σ en fonction de fonction de σ_v'	50
Figure III.5 K_α en fonction de rapport de contrainte de cisaillement statique.....	51
Figure III.6 courbe simplifiée recommandée pour le calcul du CRR	53
Figure III.7 Courbe simplifiée pour le calcul de CRR	56
Figure III.8 Courbe simplifiée pour le calcul du CRR basée sur N_{160} pour $M_w = 7.5$	58
Figure III.9 Organigramme illustrant l'application de méthode intégrale de CPT pour l'évaluation de CRR dans le sol sableux	60
Figure III.10 CRR en fonction de résistance de pointe corrigée	62
Figure III.11 CRR en fonction de K_D	65
Figure III.12 CRR en fonction de E_D	65
Figure III.13 Zone prévue de liquéfaction	66

chapitre IV

Figure IV.1 schéma d'implantation des sondages.....	68
Figure IV.2 variations de FS, CRR et CSR en fonction de la profondeur (Sondage 01)	70
Figure IV.3 Variation de FS, CRR et CSR en fonction de la profondeur.....	71
Figure IV.4 variations de FS, CRR et CSR en fonction de la profondeur (Sondage03)	72
Figure IV.5 variations de FS, CRR et CSR en fonction de la profondeur (Sondage 04)	73
Figure IV.6 Variation de FS, CRR et CSR en fonction de la profondeur.....	74
Figure IV.7 variations de FS, CRR et CSR en fonction de la profondeur (Sondage 06)	75
Figure IV.8 variations de FS, CRR et CSR en fonction de la profondeur (Sondage 01)	76
Figure IV.9 variation de FS, CRR et CSR en fonction de la profondeur (Sondage 02)	77
Figure IV.10 variations de FS, CRR et CSR en fonction de la profondeur (Sondage 03)	78
Figure IV.11 variations de FS, CRR et CSR en fonction de la profondeur (Sondage 04)	79
Figure IV.12 variations de FS, CRR et CSR en fonction de la profondeur (Sondage 05)	80
Figure IV.13 variations de FS, CRR et CSR en fonction de la profondeur (Sondage 06)	81
Figure IV.14 variations de FS, CRR et CSR en fonction de la profondeur (Sondage 01)	82
Figure IV.15 variations de FS, CRR et CSR en fonction de la profondeur (Sondage 02)	83
Figure IV.16 variations de FS, CRR et CSR en fonction de la profondeur (Sondage 03)	85

Figure IV.17 variations de FS, CRR et CSR en fonction de la profondeur (Sondage 04)	86
Figure IV.18 variations de FS, CRR et CSR en fonction de la profondeur (Sondage 05)	87
Figure IV.19 variations de FS, CRR et CSR en fonction de la profondeur (Sondage 06)	88
Figure IV.20 variations de FS, CRR et CSR en fonction de la profondeur (Sondage 01)	90
Figure IV.21 Variation de FS, CRR et CSR en fonction de la profondeur (Sondage 02)	91
Figure IV.22 Variation de FS, CRR et CSR en fonction de la profondeur (Sondage 03)	93
Figure IV.23 Variation de FS, CRR et CSR en fonction de la profondeur (Sondage 04)	94
Figure IV.24 Variation de FS, CRR et CSR en fonction de la profondeur (Sondage 05)	96
Figure IV.25 Variation de FS, CRR et CSR en fonction de la profondeur (Sondage 06)	97
Figure IV.26 Variation de FS, CRR et CSR en fonction de la profondeur (Sondage 01)	99
Figure IV.27 Variation de FS, CRR et CSR en fonction de la profondeur (Sondage 02)	100
Figure IV.28 Variation de FS, CRR et CSR en fonction de la profondeur (Sondage 03)	102
Figure IV.29 Variation de FS, CRR et CSR en fonction de la profondeur (Sondage 04).....	103
Figure IV.30 Variation de FS, CRR et CSR en fonction de la profondeur (Sondage 05)	104
Figure IV.31 Variation de FS, CRR et CSR en fonction de la profondeur (Sondage 06)	105

Liste des tableaux

Chapitre I

Chapitre II

Chapitre III

Tableau III.1 facteurs de correction pour l'essai SPT	52
Tableau III.2 incrément de résistance en fonction de teneur en fines	54
Tableau III.3 valeur de correction a et b en fonction de profondeur	54

Chapitre IV

Tableau IV.1 calcul de facteur de sécurité méthode d'Andrus et al (sondage 01)	69
Tableau IV.2 Calcul de facteur de sécurité méthode d'Andrus et (Sondage 02)	70
Tableau IV.3 Calcul de facteur de sécurité méthode d'Andrus et (Sondage 03)	71
Tableau IV.4 Calcul de facteur de sécurité méthode d'Andrus et (Sondage 04)	72
Tableau IV.5 Calcul de facteur de sécurité méthode d'Andrus et (Sondage 05)	73
Tableau IV.6 Calcul de facteur de sécurité méthode d'Andrus et (Sondage 06)	74
Tableau IV.7 Calcul de facteur de sécurité méthode d'Idriss et Boulanger (Sondage 01).....	75
Tableau IV.8 Calcul de facteur de sécurité méthode d'Idriss et Boulanger (Sondage 02).....	76
Tableau IV.9 Calcul de facteur de sécurité méthode d'Idriss et Boulanger (Sondage 03).....	77
Tableau IV.10 Calcul de facteur de sécurité méthode d'Idriss etBoulanger(Sondage 04)	78
Tableau IV.11 Calcul de facteur de sécurité méthode d'Idriss et Boulanger (Sondage 05)...	80
Tableau IV.12 Calcul de facteur de sécurité méthode d'Idriss et Boulanger(Sondage06)	81
Tableau IV.13 Calcul de facteur de sécurité méthode de Youd et al (Sondage 01).....	82
Tableau IV.14 Calcul de facteur de sécurité méthode de Youd et al (Sondage 02).....	83
Tableau IV.15 Calcul de facteur de sécurité méthode de Youd et al (Sondage 03).....	84
Tableau IV.16 Calcul de facteur de sécurité méthode de Youd et al (Sondage 04).....	85
Tableau IV.17 Calcul de facteur de sécurité méthode de Youd et al (Sondage 05).....	86
Tableau IV.18 Calcul de facteur de sécurité méthode de Youd et al (Sondage 06).....	87
Tableau IV.19 Calcul de facteur de sécurité méthode d'Olsen et al (Sondage 01).....	88
Tableau IV.20 Calcul de facteur de sécurité méthode d'Olsen et al (Sondage 02).....	90
Tableau IV.21 Calcul de facteur de sécurité méthode d'Olsen et al (Sondage 03).....	92
Tableau IV.22 Calcul de facteur de sécurité méthode d'Olsen et al (Sondage 04).....	93
Tableau IV.23 Calcul de facteur de sécurité méthode d'Olsen et al (Sondage 05).....	95

Tableau IV.24	Calcul de facteur de sécurité méthode d'Olsen et al (Sondage 06).....	96
Tableau IV.25	Calcul de facteur de sécurité méthode d'Idriss et Boulenger (Sondage01) ...	98
Tableau IV.26	Calcul de facteur de sécurité méthode d'Idriss et Boulenger (Sondage02) ...	99
Tableau IV.27	Calcul de facteur de sécurité méthode d'Idriss et Boulenger (Sondage 03)	101
Tableau IV.28	Calcul de facteur de sécurité méthode d'Idriss et Boulenger (Sondage04) .	102
Tableau IV.29	Calcul de facteur de sécurité méthode d'Idriss et Boulenger(Sondage 05) ..	103
Tableau IV.30	Calcul de facteur de sécurité méthode d'Idriss et Boulenger (Sondage06) .	104
Tableau IV.31	Variation de facteur de sécurité par les méthodes de l'essai SPT	106
Tableau IV.32	Variation de facteur de sécurité par les méthodes de l'essai SPT	106
Tableau IV.33	Variation de facteur de sécurité par les méthodes de l'essai SPT	107
Tableau IV.34	Variation de facteur de sécurité par les méthodes de l'essai SPT	108

liste des notasion

LL	Limite de liquidité
Dr	La densité relative
$q(t)$	Déviateur de contraint
$\frac{du}{P_0}$	La surpression interstitielle
CRR _{7.5}	Rapport de résistance cyclique correspondant à une magnitude de 7,5 sur l'échelle de Richter
SPT	« Standard Penetration Test » essai de pénétration standard.
CPT	« Cone Penetration Test » essai de pénétration de cône.
CSR	« Cyclic Stress Ratio » rapport de la contrainte cyclique
CRR	« Cyclic Resistance Ratio » rapport de résistance cyclique.
F	la force sismique horizontale exercée sur la colonne du sol
a_{max}	L'accélération maximale induite par le tremblement de terre
α	est le rapport de contrainte de cisaillement statique horizontal
σ_{v0}	La contrainte verticale totale
MSF	(Magnitude Scaling Factor) Un coefficient de correction de CSR
σ'_{v0}	la contrainte verticale effective
τ_{cyc}	est la contrainte cyclique due à la sollicitation sismique
r_d	facteur de réduction de profondeur
Pa	la pression atmosphérique
f	Coefficient dépend de la densité relative (Dr).
(N) ₆₀	Le nombre de coups du SPT
(N1) ₆₀	la valeur corrigée de SPT-N
(N1) _{60cs}	Le nombre de coups corrigé du SPT.
K_σ	Facteur de correction de contrainte verticale effective

K_α	coefficient de correction qui tient compte de la contrainte de cisaillement statique initiale (conditions au sol en pente)
C_σ	Facteur de correction
N	le nombre des coups non corrigés adoptés dans le SPT
C_N	est la correction de la contrainte de sols sus-jacents
C_E	est la correction du taux d'énergie de la masse
C_B	est la correction du diamètre du forage
C_R	est la correction de la longueur du train de tiges
C_S	est la correction du carottier avec ou sans revêtement
M_w	Magnitude du séisme.
FC	Le contenu des particules fines.
$\Delta(N1)_{60}$	Facteur de correction pour le passage de $(N1)_{60}$ à $(N1)_{60\text{cs}}$
F_s	Le facteur de sécurité.
q_{c1}	Résistance de pointe du CPT.
q_c	Résistance quasi statique de pointe du CPT.
D_{50}	le diamètre moyen de particules
R_f	un rapport en pourcentage de frottement
q_{c1N}	La résistance de pointe corrigée
$(q_{c1N})_{cs}$	la résistance de pénétration du CPT normalisée équivalente d'un sable propre
Z	la profondeur de la colonne du sol
R_f	un rapport en pourcentage de frottement
K_c	un facteur de correction qui est fonction des caractéristiques des particules du sol
V_{s1}	La vitesse de l'onde de cisaillement
V_{s1}^*	Correction de la valeur de vitesse d'onde de cisaillement V_s
$(V_{s1})_{csal}$	Limite supérieure de V_{s1} pour que la liquéfaction se produise
K_0	vitesse d'onde de cisaillement corrigé

Introduction générale

Introduction générale

Introduction générale

Certains sols constitués de grains fins (sable, silts) dont la granulométrie s'inscrit dans un certain fuseau critique favorisent, lorsqu'ils baignent dans la nappe phréatique et se trouvent dans un état initial lâche, l'apparition du phénomène de liquéfaction.

Ce phénomène est lié à une génération des surpressions interstitielles élevées, qui entraîne une réduction très importante des niveaux de contraintes effectives existant dans le massif, et par la suite une chute importante des résistances au cisaillement mobilisables dans le matériau.

Le phénomène de liquéfaction des sables a été déjà responsable des dommages très importants à travers le monde, notamment aux Etats Unis et au Japon, suite aux séismes d'Alaska et de Niigata en 1964.

Durant un séisme, le déclenchement de la liquéfaction dépend de certains facteurs qui affectent le comportement cyclique du sol, l'état de saturation ou la densité relative du sol par exemple, jouent un rôle très important. Les pressions interstitielles générés dans le cas des sols non saturés sont faibles ainsi la résistance cyclique des sols ayant une densité relative supérieur à 70% est plus élevée. Il est donc nécessaire d'appréhender sur l'effet de ces paramètres afin de mieux comprendre le comportement cyclique des sables.

La prédiction du risque de liquéfaction des sables en fonction d'une intensité sismique donnée, constitue un enjeu économique et humain notamment en zones à haut risque sismique.

Le développement des méthodes d'évaluation de potentiel de liquéfaction a été sujet à des recherches extensives durant les dernières années, plusieurs approches analytiques et numériques ont été développées.

On distingue deux approches principales pour l'évaluation de la résistance à la liquéfaction d'un site, la première dite approche en contraintes totales, la plus utilisée dès son apparition en 1971, consiste à comparer les contraintes induites par le séisme et la résistance à la liquéfaction obtenus par la corrélation des résultats des essais au laboratoire ou des essais en place. La seconde appelée approche en contraintes effectives développée par Biot (1956), l'évaluation s'effectue en tenant compte le caractère bi-phasique du matériau et l'interaction entre le squelette solide et l'eau interstitielle. En réalité les deux approches présentent des limitations et des avantages.

L'objectif de ce mémoire est de faire dans un premier temps une analyse du potentiel de liquéfaction par des méthodes analytiques en utilisant les résultats des essais in-situ en se basant sur une méthode numérique.

Le présent mémoire est structuré en quatre chapitres :

Le premier chapitre est consacré à une recherche bibliographique issue de la littérature, concernant le phénomène de la liquéfaction des sables, les facteurs influençant la résistance à la liquéfaction.

À travers le second chapitre nous présentons les principales approches pour l'évaluation du potentiel de liquéfaction.

Introduction générale

Dans le troisième chapitre-t-on procédure simplifiée de Seed et Idriss (1971) pour l'évaluation de la résistance à la liquéfaction, en exposant la méthodologie des différentes méthodes basées sur les résultats des essais in-situ.

Le quatrième chapitre on s'intéresse à l'analyse du potentiel de liquéfaction d'un site susceptible (Port DJENDJEN) à se liquéfier, en appliquant des méthodes empiriques basée sur les résultats des essais SPT, CPT, en utilisant un programme du calcul numérique MATLAB.

Nous terminons par une conclusion générale.

chapitre I

Synthèse

bibliographique

sur le phénomène

de liquéfaction des

sols

I.1 Introduction :

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

Il existe maintenant un accord acceptable sur l'identité du phénomène de liquéfaction, qui peut être résumée dans la définition proposée par Sladen et al. 1985, qui rejoint celle donnée par Seed, 1979, et par Castro et Poulos, 1977 : « La liquéfaction est un phénomène dans lequel une masse de sol perd un pourcentage important de sa résistance au cisaillement, sous l'action d'un chargement monotone ou cyclique, quasi statique ou dynamique, et s'écoule de manière semblable à un liquide jusqu'à ce que les contraintes de cisaillement auxquelles est soumis le matériau puissent être équilibrées par sa résistance au cisaillement réduite », (J. Canou et al.2002).

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

I.2 Définition de la liquéfaction :

Il semblerait que Hazen, 1920, ait été le premier à utiliser le terme de liquéfaction pour décrire et expliquer le mode de rupture du barrage Calaveras en 1918 en Californie, où 700 000 m³ 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 inter-granulaires dans le sol (Figure I.1), et le matériau perd toute sa résistance lorsque la pression interstitielle devient égale à la contrainte effective initiale. Plusieurs cas de glissements de terrains, de ruptures de barrages, de digues, de structures en terre, parmi d'autres, ont été attribués à la liquéfaction. Tous ces phénomènes, concernant le comportement

non drainé des sols, présentaient en commun un développement de la pression interstitielle sous l'action d'un chargement statique ou cyclique, dans des milieux non cohérents saturés.

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

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

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

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

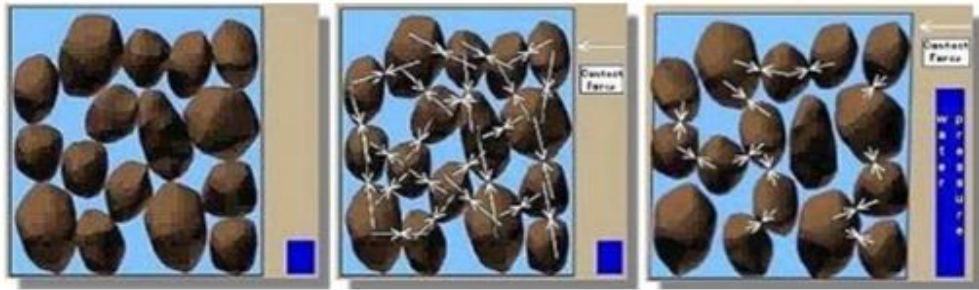
Le phénomène de liquéfaction est moins fréquent que la mobilité cyclique, mais les conséquences sont plus désastreuses, étant donné qu'un volume plus important de sol peut être disloqué. En plus, ce phénomène peut se produire sans aucune cause apparente. Terzaghi, 1956 a employé le terme "spontaneous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

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

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

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

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



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 [1]

I.3 Quelques exemples historiques de cas de liquéfaction :

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

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

I.3.1 Barrage de Fort Peck (Liquéfaction statique des sables)

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

Un grand glissement s'est produit dans la coquille ascendante du barrage près de la fin de la construction en 1938. À l'heure de la rupture du barrage était d'environ 60 m de haut avec une pente moyenne de 4H : 1V. La rupture s'est produite au-dessus d'une section de 500 m et a été précédé en enfant plus d'au moins 12 heures avant la rupture.

À un moment donné après que ces contraintes initiales qu'une glissière d'écoulement a développées, avec les déplacements très grands (jusqu'à 450 m) et très à plat (pentes finale de 20H : 1V). L'aspect de la rupture était celui des blocs intacts dans une masse de matériel complètement perturbé. Il y avait des zones entre les îles du matériel intact qui ont semblé être en état rapide avec des ébullitions de sable évidentes. La figure I.2 montre une vue aérienne de la rupture de barrage de Fort Peck illustrant la nature du glissement et de la grande distance s'est déplacé.



Figure I.2 vue aérienne de la rupture de barrage de Fort Peck [2]

I.3.2 Niigata, Japon (1964) :

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

Durant le séisme de Niigata le 16 Juin, 1964 de magnitude 7.5 sur l'échelle de Richter, la liquéfaction a été observée dans les espaces près des rivières. Cette liquéfaction a été accompagnée par des ruptures de fondation, des effondrements des ouvrages de retenue et des épandages latéraux dans le sol ce qui a causé de sévères dommages dans plusieurs structures tels que les ponts, les bâtiments, les réseaux enterrés...

Les séries de bâtiments d'appartements à Kawagishi-cho sont devenues très connues comme symbole des effets de la liquéfaction des sols. Lorsque la liquéfaction s'est produite, la résistance du sol sous fondations s'est réduite de sa valeur initiale, engendrant une capacité portante suffisante pour supporter les bâtiments, à la résistance résiduelle du sol liquéfié.

Puisque la résistance résiduelle était inférieure à la contrainte de cisaillement imposée par le poids des bâtiments, la chute de la capacité portante du sol s'est produite engendrant de très grandes déformations (figure I.3).



Figure I.3 Inclinaison des bâtiments d'appartements de Kawagishi-cho à Niigata au Japon dues à la Chute de la capacité portante du sol par liquéfaction [3]

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



Figure I.4 Rupture du pont de Showa, à Niigata au Japon, dues à l'épandage latéral dans le sol [3]

I.3.3 Liquéfaction induite par des vibrations de machine :

Le remblai de la route (la route 94 au Michigan) a permis de traverser le lac d'Ackerman.

Le remblai était un moyen propre à sable fin. La partie de l'eau ci-dessous a été placée à la fin du compactage après le retrait de la tourbe et des sédiments mous du fond du lac. Au-dessus du niveau du lac, le remplissage a été compacté. La surface de route varie d'environ 2 à 4 m au-dessus du niveau d'eau, étant classés d'un côté du lac à l'autre. Les pentes latérales étaient 2H:1V sur un côté et 4H: 1V sur l'autre.

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

Figure I.5a montre un train similaire de camions vibrosismique.

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



a

b

Figure I.5 rupture de remblai sur le lac Ackermann déclenché par camions de vibro-séisme

I.3.4 Wildlife Refuge, Californie (1987) :

Le site Wildlife Refuge a été frappé par deux séismes de 12 heures d'intervalle (Holzer et al. 1989, Elgamal et al. 2001). Situé dans l'un des espaces sismiques les plus actifs de la Californie, il est constitué d'une couche superficielle de silt de 2.7 m d'épaisseur sous la quelle il y a une couche de sable silteux liquéfiable de 3.3 m d'épaisseur et la nappe phréatique sur les lieux est de 2 m environ de profondeur. Le premier examen du site après l'événement a révélé des ébullitions de sable et plusieurs ouvertures de fissures dans le sol (figure I.6).

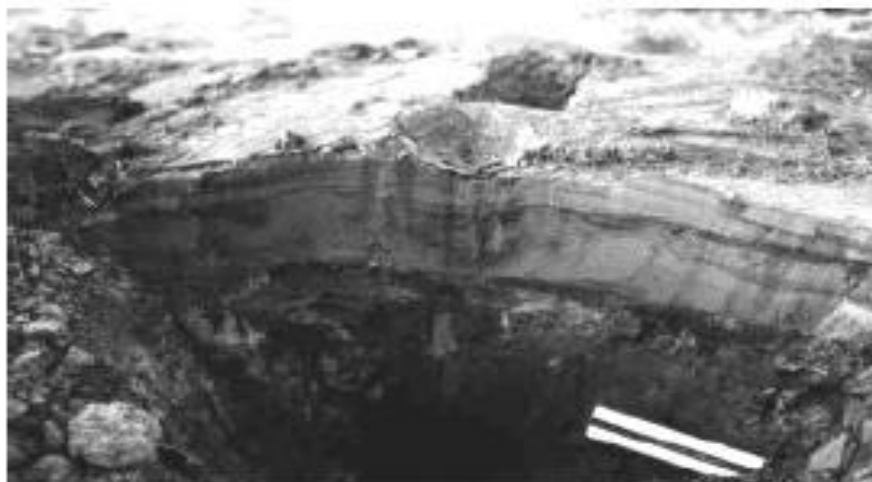


Figure I.6 Ebullition de sable au site de Wildlife [4]

I.3.5 Moss Landing, Californie (1989) :

Le séisme de Loma Prieta, en 1989, a engendré de grands épandages latéraux relatifs à la liquéfaction le long de la station marine de Moss Landing causant ainsi des dommages significatifs dans les routes et les structures (figure I.7).



Figure I.7 Epanchage latéral le long de la route Sandholdt (à gauche) et destruction d'un centre de recherche (à droite) à Moss Landing.

I.3.6 Port d'island, kobe, japan (1995) :

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

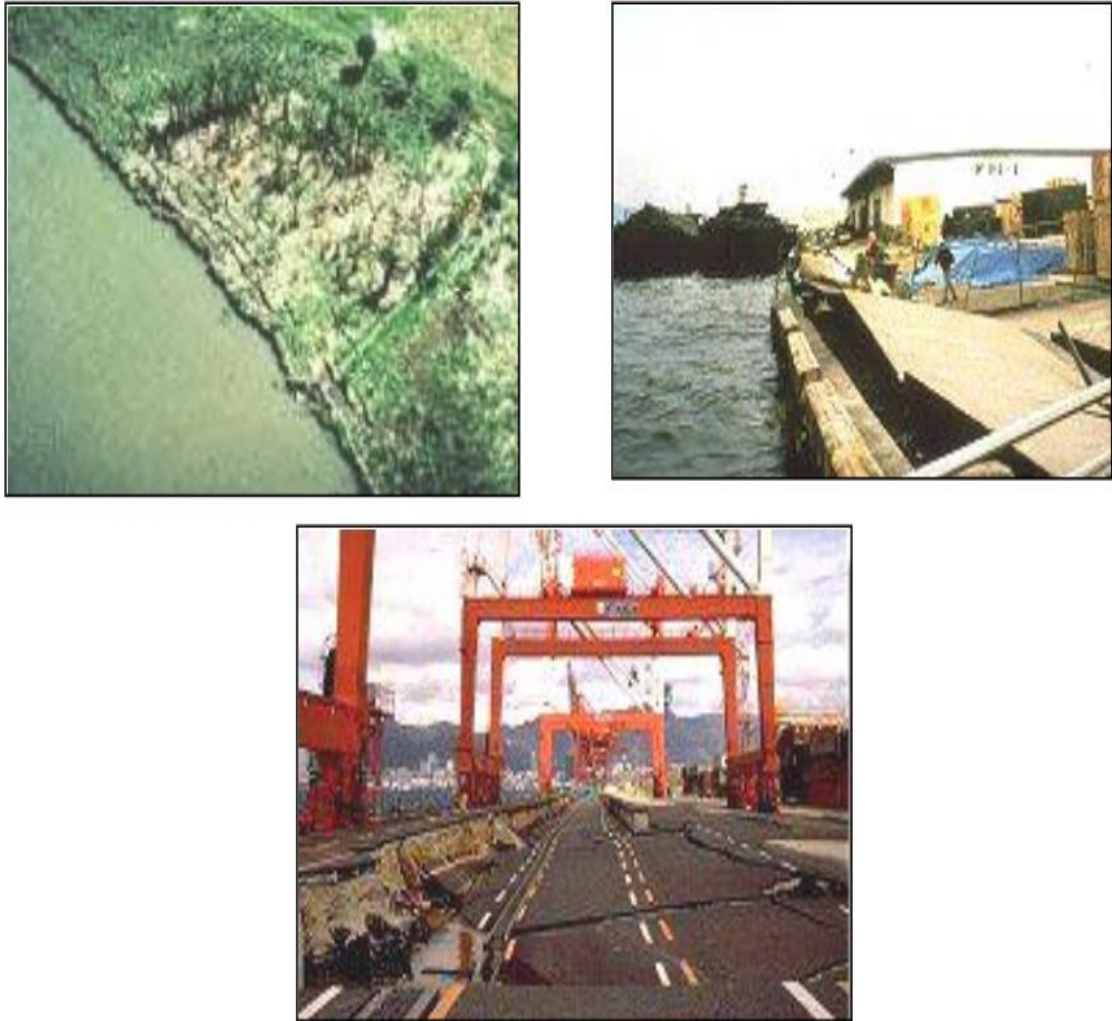


Figure I.8 Glissement de murs de quai : Lorsque le sol derrière et/ou sous un tel mur se liquéfie, la pression qu'il exerce sur le mur augmente considérablement et fait glisser ou/et incliner celui-ci



Figure I.9 Endommagement des ponts : Un tel dommage peut avoir des conséquences désastreuses, empêchant même les opérations de sauvetage. Les mouvements induits par la liquéfaction peuvent pousser les bases hors du point où le pont enjambe l'appui, dans ce cas le pont lâche



Figure I.10 Endommagement des routes : Baisse du niveau de la route due à l'épandage latéral

I.3.7 Chi-Chi, Taiwan (1999) :

Les sols en place sont constitués de couches de sol sableux très lâche susceptible à la liquéfaction et le niveau de la nappe phréatique varie de 0,5 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 dont on peut citer ceux qui suivent en images :

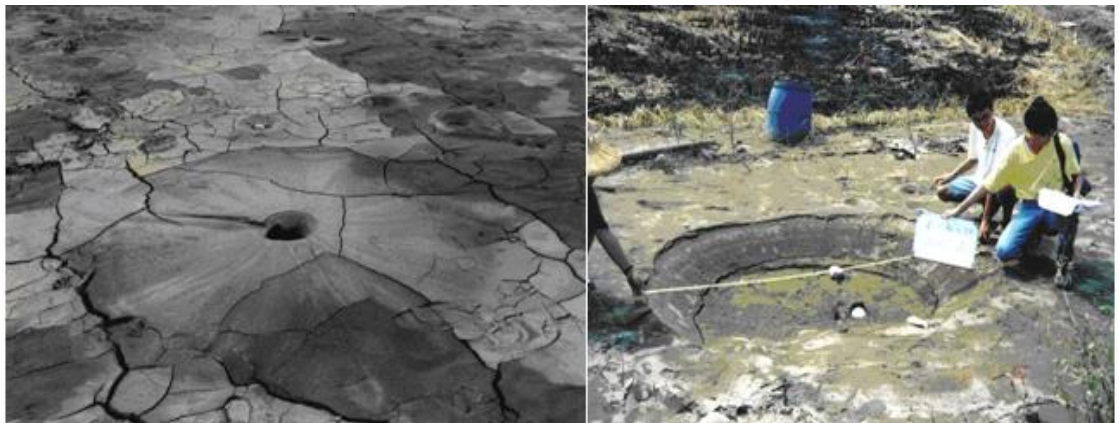


Figure I.11 Ebullitions de sable au Comté de Nantou (à gauche) et de Zhanghua (à droite) en Taiwan [5]



Figure I.12 Ebullition de sable dans un quartier résidentiel au Comté de Zhanghua



Figure I.13 Fissures considérables dans le sol à Nantou



Figure I.14 Endommagement de bâtisses dû à la liquéfaction en Taiwan



Figure I.15 Dommages dus à l'épandage latéral du sol en place



Figure I.16 Bâtiments renversés à TAIWAN en 1999

I.3.8 Adapazari, Turquie :

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



Figure I.17 Ebullition de sable en Turquie 1999



Figure I.18 Poinçonnement de la fondation sous la liquéfaction séisme Turquie 1999



Figure I.19 Renversement d'une structure sous l'effet de la liquéfaction sismique Turquie 1999

I.3.9 Boumerdes, Algérie(2003) :

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

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

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

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

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

Des ébullitions de sable et des épandages latéraux dans le sol ont été observées près du pont traversant la rivière d'Isser (figure I.20).



Figure I.20 Ebullitions de sable dues à la liquéfaction près de la rivière d'Isser



Figure I.21 Liquéfaction due à l'épandage latéral

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

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



Figure I.22 Liquéfaction près de la ville de Zemmouri (ébullitions de sable) [6]

I.3.10 Christchurch, New Zealand(2012) :

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

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



Figure I.23 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.24 Un véhicule enlisé dans la liquéfaction, après le tremblement de terre à Christchurch, New Zealand (2011)



Figure I.25 Ebullitions de sable dues à la liquéfaction, après le tremblement de terre à Christchurch, New Zealand(2011).

I.4 Les facteurs influençant la liquéfaction :

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

I.4.1 L'intensité et la durée de tremblement de terre :

Afin d'avoir la liquéfaction du sol, il doit y avoir tremblement du sol. Le caractère du mouvement du sol, telles que l'accélération et la durée de la secousse, détermine la déformation de cisaillement qui 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 ne serait normalement pas nécessaire pour les sites ayant une accélération horizontale maximale à la surface du sol a_{max} inférieure à 0,10 g ou une magnitude M_w inférieur à 5.

I.4.2 La nappe phréatique :

La condition la plus favorable à la liquéfaction est une nappe phréatique près de la surface.

Le sol non saturé situé au-dessus de la nappe phréatique ne sera pas liquéfier.

S'il peut être démontré que les sols sont actuellement au-dessus de la nappe phréatique et sont très peu susceptibles de devenir saturé pour compte tenu des

changements prévisibles dans le régime de cycle hydrologique, alors que ces sols ne sont pas besoin d'être évaluées pour le potentiel de liquéfaction.

I.4.3 Type de sol :

En ce qui concerne les types de sols les plus sensibles à la liquéfaction, Ishihara (1985) stipule que : "Le risque associé à la liquéfaction des sols lors de séismes a été connu pour être rencontrées dans les dépôts constitués de sable fin à moyen et les sables contenant de faible plasticité. 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 sont les sols qui ne sont pas plastiques (sans cohésion). Le sol cohérent pour se liquéfier, il doit satisfaire 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 aux trois critères simultanément, il est généralement considéré comme n'étant pas susceptible de se liquéfier.

I.4.4 La densité relative du sol D_r :

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

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

I.4.5 La taille des particules :

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

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

I.4.6 Les conditions de drainage :

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

I.4.7 Pression de confinement :

Plus la pression de confinement est grande, moins le sol est susceptible à la liquéfaction. Les conditions qui peuvent créer une pression de confinement plus élevée sont une nappe phréatique plus profonde, un sol qui est situé sur une surface souterraine de fond, et un excès de pression appliquée sur la surface de sol. Les études de cas ont prouvé que la zone possible de la liquéfaction s'étend habituellement de la surface au sol à une profondeur maximum d'environ 15m

Des sols plus profonds généralement ne liquéfient pas en raison des pressions de confinement plus élevées.

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

I.4.8 La forme des particules :

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

I.4.9 L'âge géologique de cimentation :

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

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

I.4.10 Historiques d'environnement :

Il a été également déterminé que l'historique d'environnement du sol peut affecter son potentiel de liquéfaction. Par exemple, les dépôts de sols plus anciens qui ont déjà été soumis à des secousses sismiques ont une résistance à la liquéfaction accrue par rapport à un modèle nouvellement formé de la même terre ayant une densité identique (Finn et al. 1970, Seed et al. 1975).

La résistance à la liquéfaction augmente également avec une augmentation du rapport de sur consolidation (OCR) et le coefficient de pression latérale des terres au repos k_0 (Seed et Peacock 1971, Ishihara et al. 1978). Un exemple serait le retrait d'une couche supérieure du sol due à l'érosion. Parce que le sol sous-jacent a été pré-chargé, il aura un ratio plus élevé de sur consolidation et il aura un coefficient plus élevé de la pression latérale des terres au repos k_0 .

Un tel sol qui a été pré-chargé sera plus résistant à la liquéfaction de la même terre qui n'a pas été pré-chargé.

I.4.11 Charge de bâtiment :

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

I.5 Comportement des sables :

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

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

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

I.5.1 Comportement des sables en cisaillement monotone :

Le sable est un matériau granulaire et ses particules sont emballés dans des états allant de très lâche à très dense comme illustré sur la figure I.26 en termes de taux de vide par rapport à la contrainte moyenne effective. Les particules ne sont pas généralement liées et, sous l'action de chargement, ils ont tendance à se réorganiser pour faire face à la charge. Contrairement aux métaux, qui ne présentent des déformations volumétriques lorsque la contrainte moyenne est changée, les sables changer de volume si elles sont cisillées.

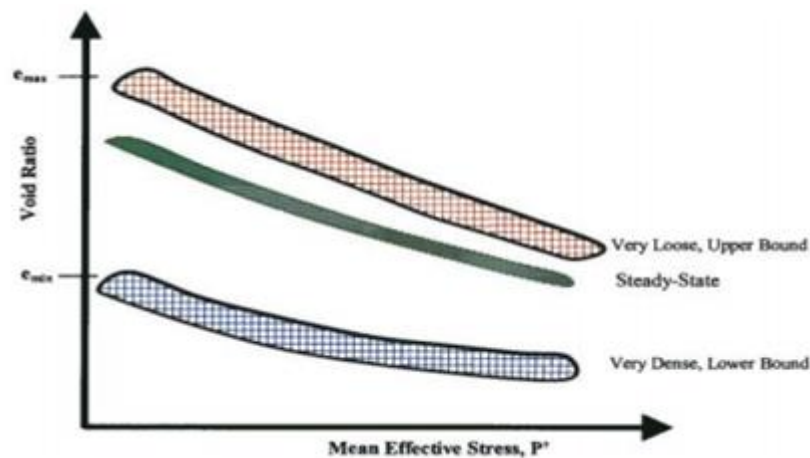


Figure I.26 État de sable $e-p'$ [7]

La réponse drainée typique d'un sable dense, à différents efforts d'emprisonnement, en termes de rapport d'effort et la contrainte volumétrique contre la contrainte axiale, comme observée dans les essais triaxial, est montrée dans la figure I.29 (Fukushima et Tatsuoka, 1984). Le sable relativement dense est vu pour montrer au commencement un comportement contractif, qui change en la dilatation avec davantage de tension (comme représenté dans la figure I.27)

Un sable très lâche se contracterait dans tout son chemin de chargement des étapes de chargement initiales. Lee et Seed (1967) ont rapporté le comportement semblable pour des sables des essais triaxial drainé. On observe le même modèle de la réponse de sable dans les essais simples de cisaillement (figure I.28) (Vaid et al, 1981). Comme peut être vu (figure I.29 et de figure I.30) dans les essais triaxial le rapport de force chute après déformation (axiale) environ de 5% tandis que dans les essais de cisaillement simples, baisse dans le rapport de force est noté seulement pour le sable très dense. Cette différence dans la réponse peut être due à la localisation qui peut se produire dans l'essai triaxial (Byrne, 2007).

En fait, pendant le chargement non drainé, la pression de pore excessive reflète la tendance de contraction des sols granulaires (lâches) une fois soumise au cisaillement. Ceci mène à la réduction de la contrainte effective, et car la rigidité de sol est une

propriété dépendante de soumettre à une contrainte-niveau, aux résultats de cette réduction dans le ramollissement matériel. Le comportement de ramollissement de déformation suivant la résistance au cisaillement maximale initiale est considéré comme état de liquéfaction par NCR (1985e).

Figure I.30 montre une réponse typique des sables denses et lâches au chargement Monotone drainé comme observé par Castro (1969). Il a effectué les essais triaxial soumettre à une contrainte commandés sur deux sables à différents rapports vides commandés sur deux sables à différents rapports vides (appelés le sable A et B) au même effort de emprisonnement. Sable A exhibé à pression de pore supérieure d'augmentation continue pendant le cisaillement (figure I.30b) avec la perte soudaine de force après une crête. Sable B a montré une réponse déformation-durcissant (après contraction initiale), avec de la pression de pore excessive décroissante qui est devenue négative, et la force a grimpé jusqu'aux valeurs encore plus haut que ceux obtenus en état drainé.

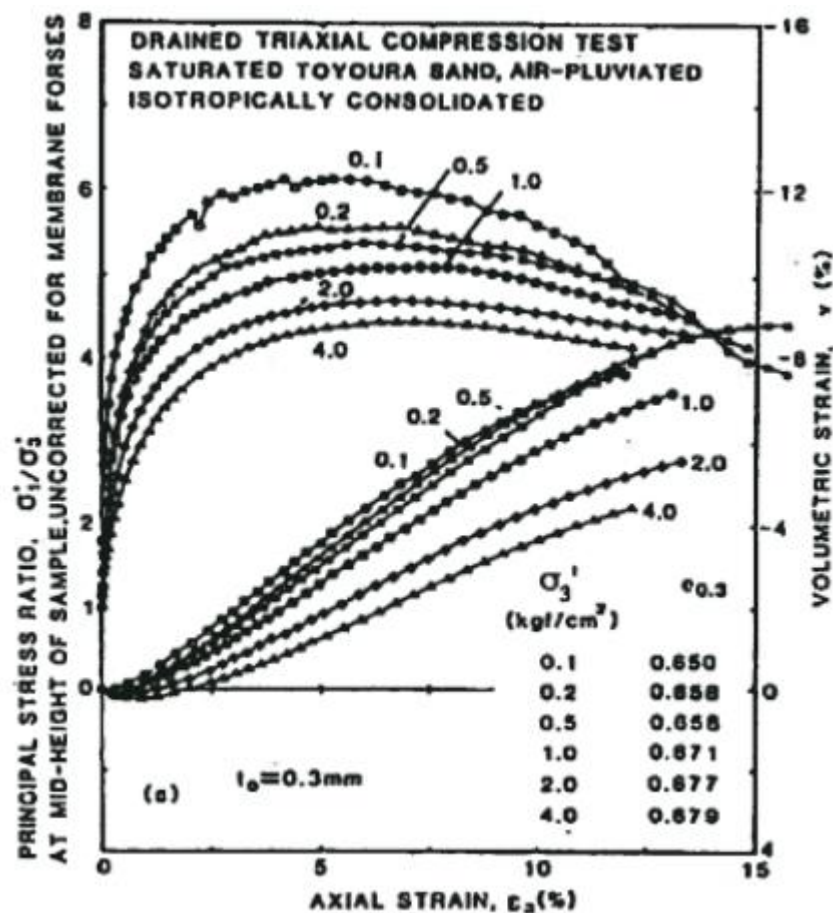


Figure I.27 Résultats d'essai monotone drainé du sable de Toyoura en termes de rapport de contrainte déformation volumétrique. vs déformation axiale [7]

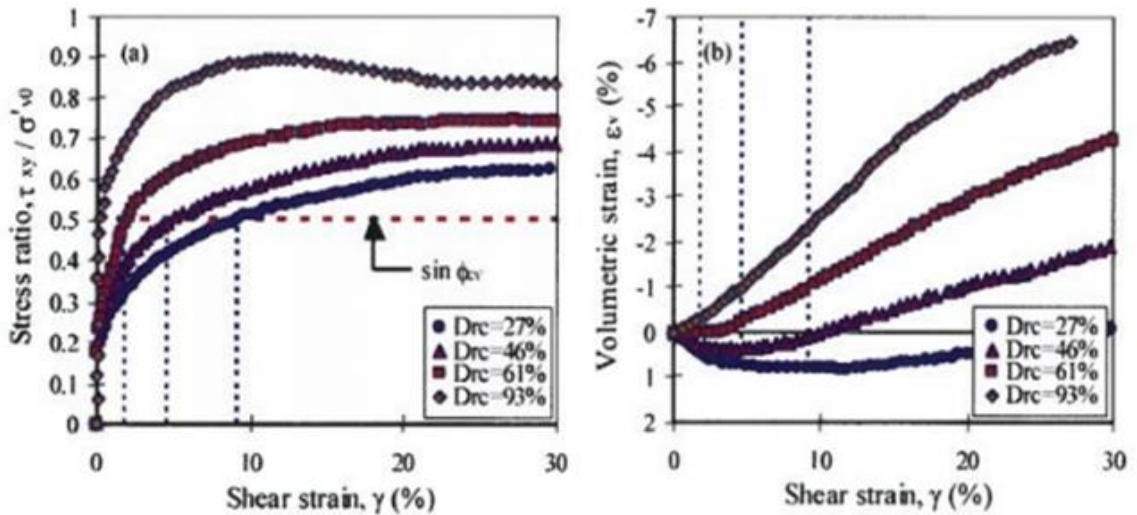


Figure I.28 Réponse du sable d'Ottawa dans l'essai monotone de cisaillement simple drainé, rapportée par Vaid, et al (1981) en termes de (a) contrainte-déformation ; et (b) déformation volumétrique vs déformation de cisaillement

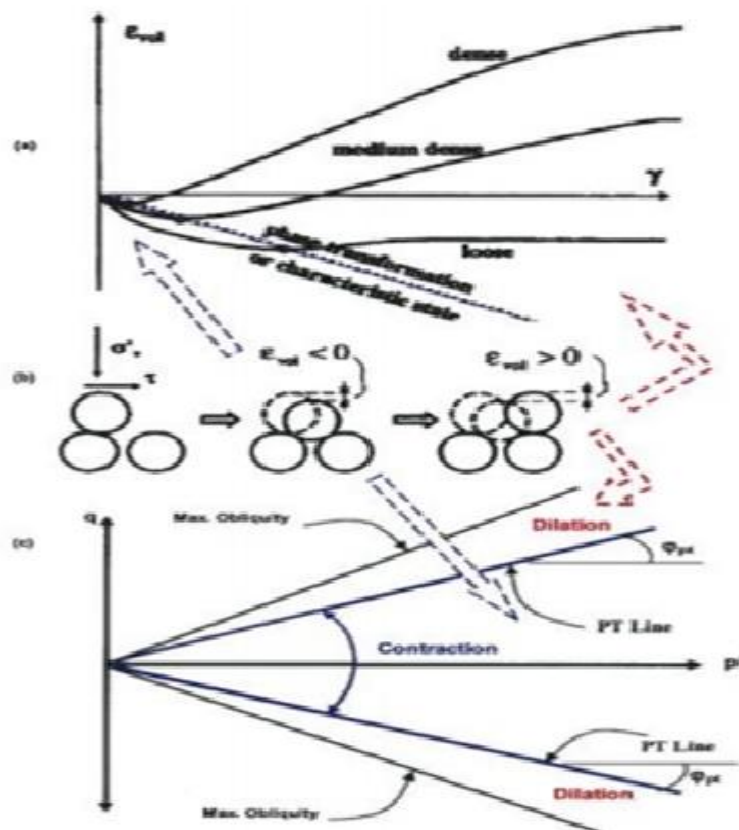


Figure I.29 Régions typiques de dilatation et de contraction pour des sables :

(a) dans l'espace de déformation ϵ_v VS. γ ; (b) déformation de grains ; et (c) l'espace de contrainte q Vs. p'

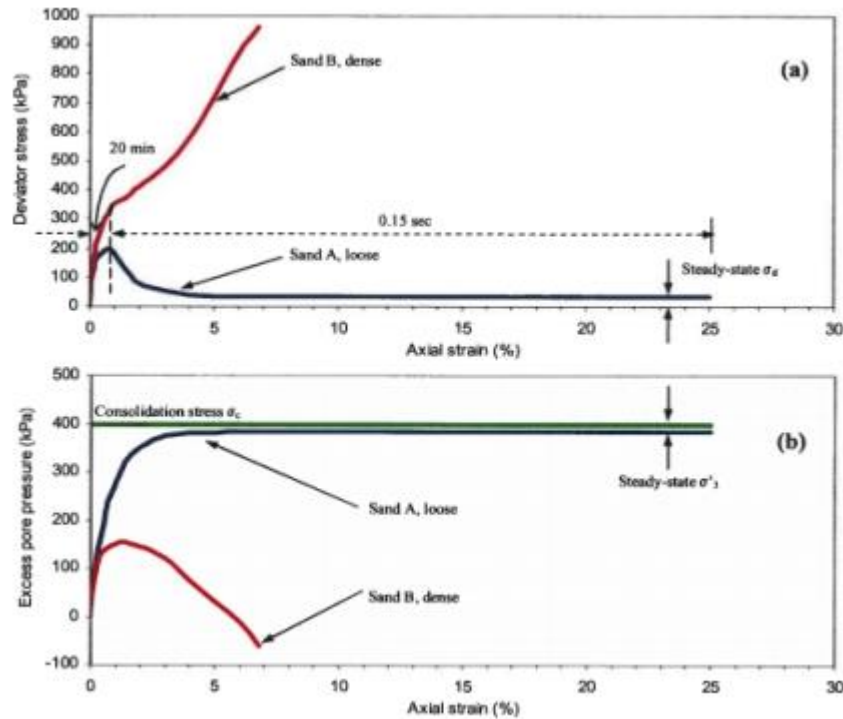


Figure I.30 Comportement des sables denses et lâches dans un essai triaxial monotone non drainé: (a) déviateur de contrainte vs déformation axiale ; (b) pression de pore excessive vs déformation axiale [7]

I.5.2 Comportement des sables en cisaillement cyclique :

La liquéfaction peut également se produire pendant le chargement (cyclique) dynamique dû à la réponse contractive du matériau. Les essais de laboratoire au cisaillement simples cycliques drainé sur le sable par Silver et Seed (1971), Seed et Silver (1972), Youd (1972), Martin et al (1975), et Finn et al (1982) ont prouvé qu'une diminution progressive de volume se produit avec le nombre des cycles appliqué. Quand l'essai est effectué en condition non drainé, la tendance du sol vers la contraction a comme conséquence la génération de la pression interstitielle excessive.

Semblable à l'état monotone, le squelette commande la réponse de sable et le fluide interstitiel contribue comme contrainte volumétrique. Silver et Seed (1971) et Youd (1972) ont réalisé les essais cycliques drainé et conclu que la contrainte de confinement n'a pas un effet significatif sur la compression volumétrique et que les déformations volumétriques augmentent également linéairement avec l'augmentation de l'amplitude de déformation cyclique. Youd (1972) a rapporté que la fréquence de l'application de déformation de cisaillement n'a aucun effet sur la compression volumétrique induite par cisaillement.

La figure I.32 présente les résultats d'essais du cisaillement simple cyclique drainé, CSS, essais réalisés sur le sable de Fraser River d'une étude rapportée par Wijewickreme et al (2005). Le sable prélevé a eu le $D_r = 40\%$ et a été soumis à une amplitude de déformation cyclique de cisaillement, γ , de 2%. Comme peut être vu de la courbe de contrainte- déformation (figure I.32a), la réponse plus douce d'expositions

de matériel chargeant dedans la première fois ; cependant, au-dessus du recyclage, l'amplitude de déformation de cisaillement plus grande cause plus de dégradation. La figure I.32b et la figure I.32c indiquent que la déformation volumétrique induite par cisaillement s'accumule (avec le taux décroissant) lors du chargement et décharge pendant le cisaillement de répétition et les portées plus d'à 2.5% après 6 cycles

Cette observation est également en accord avec la réponse cyclique non drainé de cisaillement des sables où la pression interstitielle excessive augmente graduellement avec le nombre de cycles, en dépit des transitoires plus grandes de dilatation dans le chargement fait un cycle pour les sables denses (voir la figure I.31)

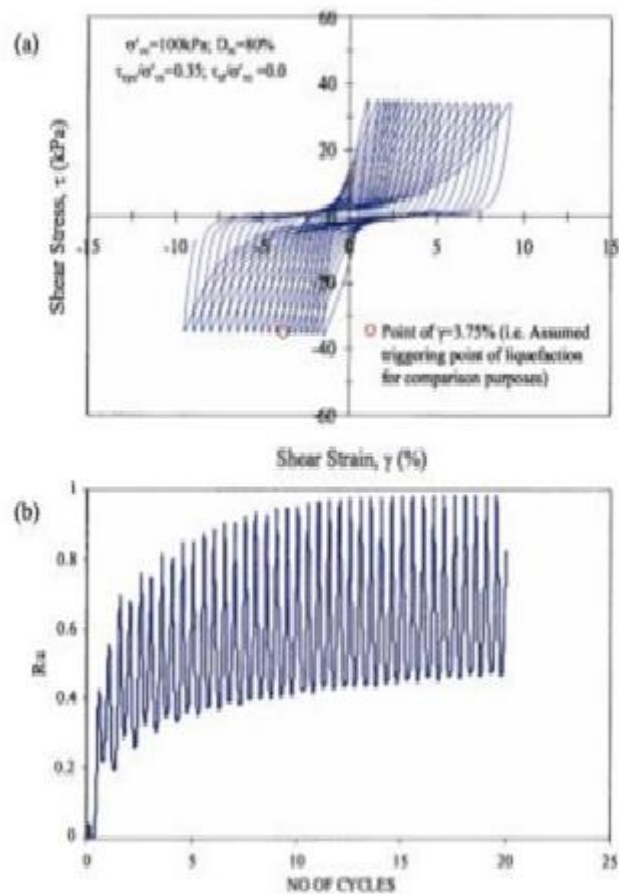


Figure I.31 Réponses du sable dense de FraserRiver de l'essai de cisaillement

Simple cyclique non drainé en termes de (a) contrainte-déformaion,

(b) R_u vs le numéro des cycles. [7]

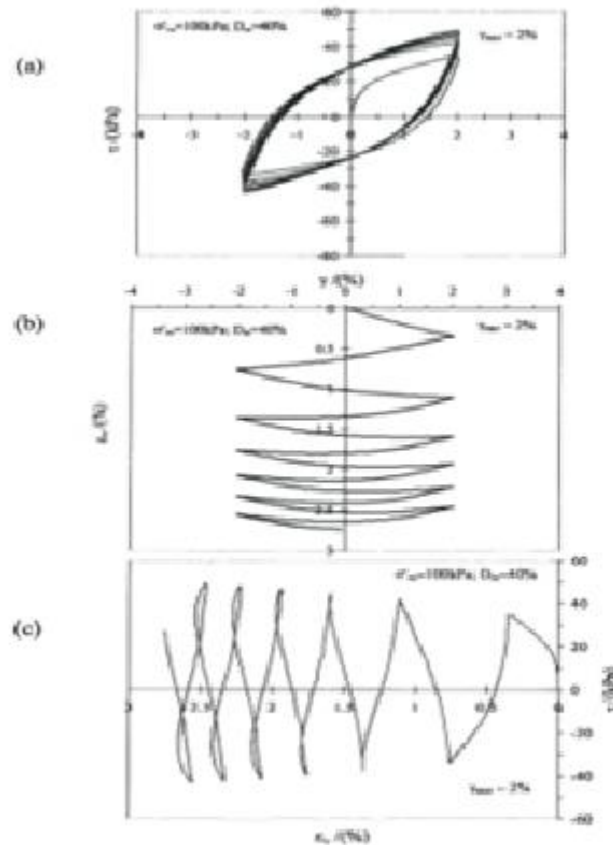


Figure I.32 Réponses du sable dense de Fraser River de l'essai de cisaillement simple cyclique non-drainé en termes de (a) contrainte-déformation,

(b) R_u vs le numéro des cycles. [7]

I.6 Liquéfaction statique des sables lâches :

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

La figure I.33 montre un résultat typique de ce phénomène obtenu dans un essai triaxiale de compression non-drainé conventionnel réalisé sur le sable d'Hostun dans un état saturé très lâche, (Ali Daouadji et al, 2007)

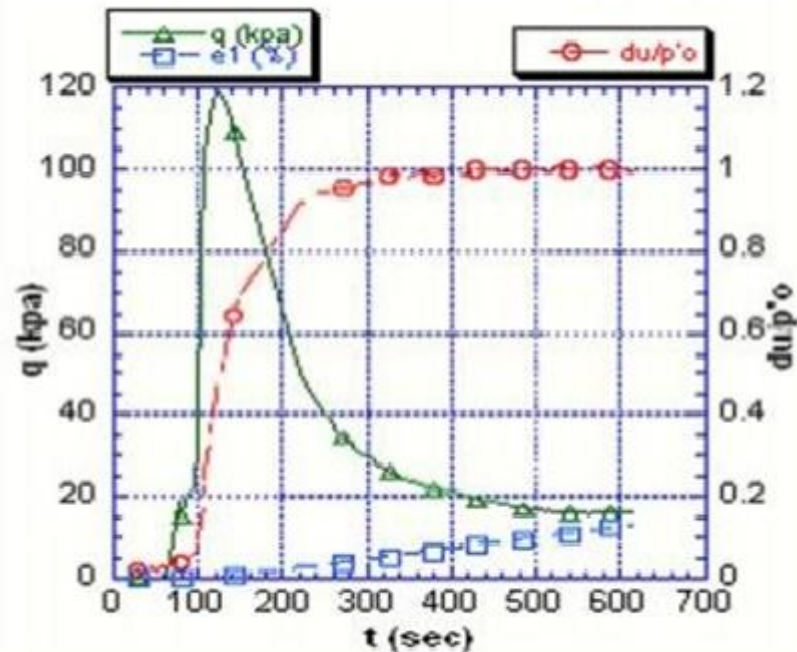


Figure I.33 Essai triaxial de compression non-drainé conventionnel [8]

La courbe $q(t)$ de la figure I.33 montre l'évolution du déviateur de contrainte en fonction de temps. Elle se caractérise par un pic de résistance très marqué (environ 120 KPa), suivi d'une chute très rapide de résistance avec stabilisation progressive autour d'une valeur ultime (< 20 KPa). Le phénomène de liquéfaction concerne toute la partie radoucissant du comportement, depuis l'initiation (au pic), jusqu'à l'état ultime liquéfié correspondant à l'état du matériau atteint dans un écoulement.

La courbe $\frac{du}{p'_0}(t)$ de la même figure représente l'évolution de la surpression interstitielle développée lors du cisaillement avec un taux de croissance fort dès le début de l'essai et qui se stabilise, ce qui rend compte du caractère très contractant du sable, qui se densifie sous l'action de la sollicitation appliquée.

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

I.7 Traitement des sols liquéfiés :

Parfois, on est obligé pour des raisons de restriction d'espace de construire sur un sol qui peut se liquéfier lors d'un séisme. Dans ce cas, il faut procéder à l'amélioration des caractéristiques du sol afin de diminuer les dommages du phénomène de la liquéfaction et pour éviter les grandes augmentations des pressions interstitielles pendant le séisme. Les techniques développées pour l'amélioration des sols présentant

des caractéristiques géotechniques médiocres sont largement utilisées à travers le monde. Ces techniques sont :

I.7.1 Inclusion :

Utilisable pour fonder tous types d'ouvrage sur sols compressibles de toute nature, ce procédé permet de réduire fortement les tassements. Les inclusions sont généralement verticales et disposées suivant un maillage régulier. Elles doivent présenter des caractéristiques intrinsèques de déformation et de raideur, compatibles avec les terrains encaissants et les structures à porter. Différents modes de mise en œuvre (forage avec ou sans refoulement, battage, vibration) et différents types de matériaux (ballast, gravier, mélange sol-ciment et tous types de mortier ou béton) sont utilisés pour permettre de réaliser à moindre coût un système de fondations superficielles au lieu d'un système de fondations profondes.



Figure I.34 Inclusion rigid

I.7.2 Vibroflottation :

La vibro-flottation (vibro-compaction), s'applique essentiellement aux sols granulaires non cohérents, tels que sables et graviers. Les vibrations engendrent un phénomène temporaire de liquéfaction du sol environnant le vibreur. Dans cet état, les forces inter-granulaires sont quasiment annulées, et les grains sont réarrangés dans une configuration plus dense présentant de meilleures caractéristiques mécaniques. Cette technique est couramment mise en œuvre à très grande échelle pour le compactage de terre-pleins en sable gagnés sur la mer par remblaiement hydraulique.



Figure I.35 La vibro-flottation (vibro-compaction)

I.7.3 Colonnes ballastées :

La technique des colonnes ballastées est une extension de la vibro-flottation aux terrains qui comportent des couches limoneuses ou argileuses dont les éléments ne peuvent pas être réarrangés par la vibration.

Les colonnes ballastées permettent de traiter ces sols par incorporation de matériaux granulaires (couramment appelés ballast) compactés par passes remontantes.

Ces colonnes peuvent être également cimentées ou constituées de mortier.

Elles servent également de drains et permettent une accélération du processus naturel de consolidation. En zone sismique, elles réduisent les risques de liquéfaction.



Figure I.36 les colonnes ballastées

I.7.4 Soil Mixing et Trench-mix :

La technique consiste à la réalisation de colonnes ou de tranchées de sol traité par malaxage in situ du terrain en place avec un liant, généralement à base de ciment.

La déstructuration du terrain en place et le mélange sont effectués au moyen d'outils rotatifs qui assurent également un malaxage mécanique. Différentes configurations de lignes d'outils ont été développées permettant la réalisation de colonnes isolées, de panneaux, de blocs ou enfin de tranchées dans le cas du Trench-mix.

Pour traiter les sols pollués, ce procédé est appliqué à la totalité du volume. Le liant peut être introduit sous forme pulvérulente ou sous la forme d'un coulis.

Son dosage permet d'obtenir une large gamme de résistance et donc de mieux adapter les caractéristiques du mélange aux caractéristiques du projet.



Figure I.37 Soil Mixing et Trench-mix

I.7.5 Injection solide :

Utilisée pour le traitement des terrains sableux, limoneux ou argileux, humides ou saturés, la technique d'injection solide consiste à injecter sous pression un mortier très visqueux, suivant un maillage spécifique établi en fonction de la nature du terrain et des objectifs recherchés, de manière à réaliser une densification statique horizontale.

Technique éprouvée, économique et souple, elle permet en outre de réduire le potentiel de liquéfaction en cas de séisme. Contrairement à d'autres, elle peut être utilisée sous des constructions existantes.

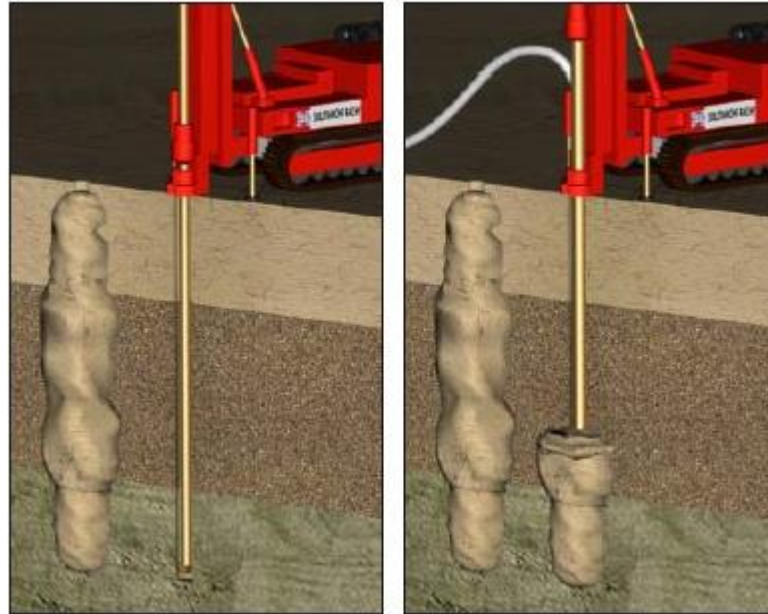


Figure I.38 Injection solide

I.7.6 Compactage dynamique :

Cette technique est particulièrement applicable aux sols granulaires lâches a 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. Au bout de quelques jours (ou semaines), une restructuration s'opère qui aboutit à des caractéristiques de portance améliorées.

Cette méthode permet de traiter en profondeur par des actions de surface des terrains Industriels et commerciaux à viabiliser. La consolidation dynamique permet de compacter les sols granulaires de 5 à 10 m de profondeur tandis que la réalisation de plots ballastés permet d'étendre cette technique à des terrains plus cohérents.



Figure I.39 Compactage dynamique

I.7.7 Drains verticaux :

La technique consiste à foncer verticalement dans le terrain, suivant un maillage régulier, un drain préfabriqué. Lors de la mise en charge du terrain, les drains facilitent l'évacuation de l'eau interstitielle jusqu'à la surface, permettant ainsi une consolidation accélérée des sols traités. La surcharge est apportée soit par un remblai de pré-chargement, soit par d'autres méthodes.



Figure I.40 drains verticaux

I.8 Conclusion :

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

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

Pour évaluer le risque de liquéfaction d'un sol, les ingénieurs ont recours de plus en plus aux méthodes classiques basées sur les essais in situ et tels que SPT, CPT, DMT et VS. C'est le but du chapitre suivant expliquant les méthodes d'évaluation du potentiel de liquéfaction.

chapitre II

Les essais in situ

II.1 Introduction :

Les essais géotechniques in situ ont pour but la reconnaissance des sols destinés à recevoir des projets de construction. Ils permettent d'obtenir des informations sur l'état du sol en place, de préciser l'organisation de différentes couches et de relever les paramètres mécaniques à leur attribuer afin de passer au calcul des ouvrages.

Les types d'analyse pour déterminer le potentiel de liquéfaction consiste à utiliser les essais de : l'essai de pénétration standard (SPT), l'essai de pénétration de cône (CPT), l'essai au dilatomètre de Marchetti (DMT), l'essai de la mesure des vitesses d'ondes de cisaillement.

II.2 Présentation des essais in situ :**II.2.1 Essai de pénétration statique (cone penetration test – CPT) :**

L'essai de pénétration statique s'applique à tous les sols fins et les sols grenus dont la dimension moyenne des éléments ne dépasse pas 20 mm. Il consiste à enfoncer dans le sol, à vitesse constante et à l'aide d'un vérin hydraulique une pointe terminée par un cône. Un dispositif particulier permet de mesurer la résistance à la pénétration du cône, ainsi qu'éventuellement, le frottement latéral mobilisé sur une longueur donnée [9].

II.2.1.1 Pratique de l'essai :

La norme impose de respecter un certain nombre de condition et fixe notamment la vitesse de pénétration dans le terrain, qui doit être de 2cm/s. Les pénétromètres normalisés diffèrent par les modalités de fonçage de l'appareil et par le mode de mesure de la résistance de pointe. Tous les types de sondes sont utilisés selon les terrains et selon les nécessités des études : pointe mécanique, pointe électrique et piézocone.

II.2.1.2 Fonçage dans le terrain :

Il est nécessaire de disposer d'une réaction d'au moins 100KN, mais il existe des appareils prévus pour 250KN. Cette réaction est obtenue généralement à l'aide d'un camion lesté. Le camion contient un ordinateur et un tracteur reproduisant en temps réel la courbe de pénétration.

II.2.1.3 Mesure de la résistance de pointe :**II.2.1.3.1 Pointe mécanique :**

L'effort de pointe est mesuré par l'intermédiaire d'un train de tiges centrales au train de tubes et poussant sur le cone. la mesure est discontinue.

Les cônes du CPT

Pointe 10 cm^2 de section

(35.7 mm diamètre)

Frottement Latéral sur
manchon

Résistance de pointe

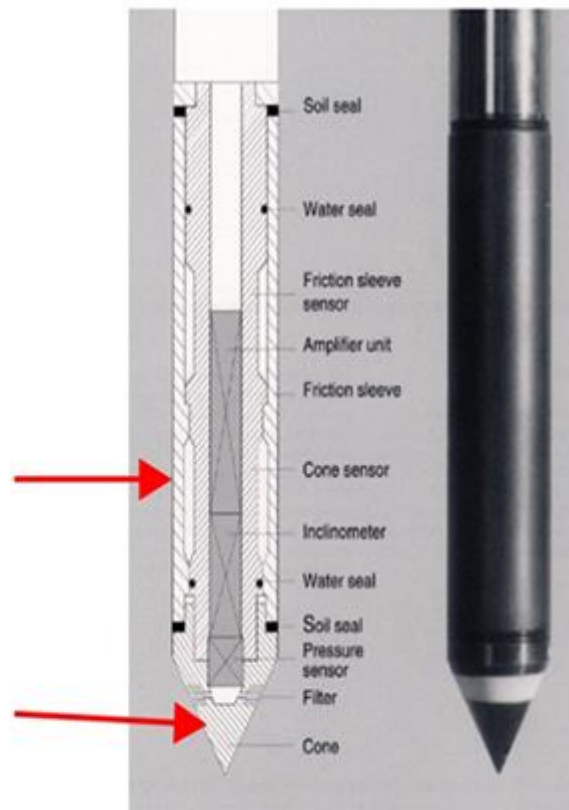


Figure II.1 schéma de CPT

L'effort de pointe est mesuré par un peson à jauges de contraintes ou à corde vibrante incorporé à ce point. De point de vue opérationnel, cela implique l'utilisation de tiges de fonçage creuses, à l'intérieur desquelles on doit faire passer le câble électrique conducteur des informations. La mesure est continue.

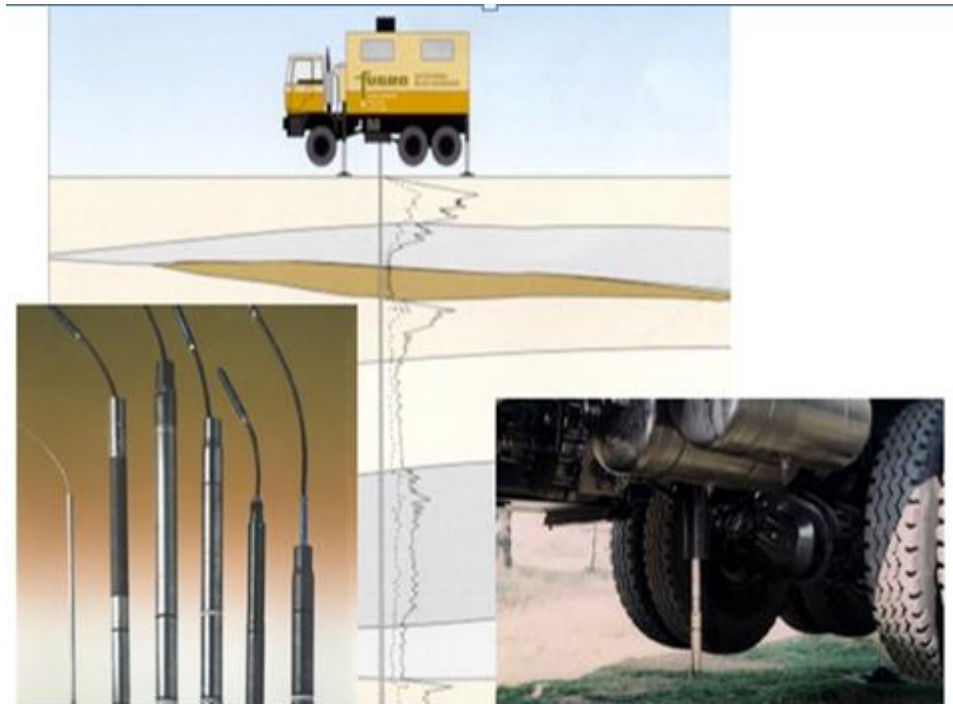


Figure II.2 Pénétration statique (CPT)

Force total nécessaire pour enfoncer dans le sol, sans choc, ni vibration, ni rotation le train de tiges avec à sa base une pointe terminée par un cône, exprimée en KN. L'effort total est donné pour la profondeur atteinte à la base du cône.

II.2.1.3.1 Effort apparent sur le cône Q_c et résistance apparente à la présentation du cône q_c :

L'effort total apparent sur le cône Q_c est la force nécessaire pour enfoncer dans le sol, sans choc ni vibration, ni rotation, le cône seul de pointe pénétrométrique.

La résistance apparente à la pénétration du cône q_c est obtenue en divisant l'effort apparent Q_c sur le cône par la surface A_c de la base du cône :

$$q_c = \frac{Q_c}{A_c} \text{ MPa}$$

II.2.1.3.1.2 Effort totale de pénétration Q_t :

Force obtenue par différence entre l'effort total de pénétration du train de tige Q_t et l'effort total apparent Q_c sur le seul cône : $Q_{st} = Q_t - Q_c$ Ces valeurs sont affectées à la profondeur atteinte par la base du cône.

II.2.1.3.1.3 Effort de frottement latéral local Q_s et frouement latéral unitaire local f_s :

Le frottement latéral unitaire local f_s est obtenu conventionnelles en divisant la force Q_s nécessaire à l'enfoncement du manchon de frottement par sa surface latérale :

$$A_s : f_s = \frac{Q_s}{A_s} \text{ Mpa}$$

Cette Valeur attribuée à la profondeur correspond au milieu du manchon de frottement. Le diamètre du manchon (DS) est supérieur ou égal au diamètre de la partie cyclique du cône (DC).

II.2.1.3.1.4 Rapport de frottement R_f :

Rapport R_f est le quotient du frottement latéral unitaire local f_s par la résistance apparente mesurée à la même profondeur (et non au même instant) :

$$I_f = \frac{q_c}{f_s} (\%)$$

II.2.2 L'essai SPT (standard pénétration test) :

L'essai de pénétration au carottier s'applique dans tous les sols fins et les sols grenus dont la dimension moyenne des éléments ne dépasse pas 20 mm.

La méthode d'essai Standard Pénétration Test consiste à laisser tomber à plusieurs reprises un mouton pour conduire les incréments successifs de l'échantillonneur (trois incréments de 15cm). Le nombre des coups exigés pour conduire l'échantillonneur est enregistré pour chaque incréments (15cm) [10].

II.2.2.1 Appareillage :

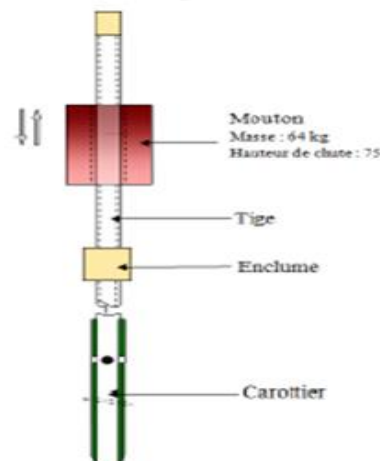


Figure II.3 Schéma de principe de SPT

II.2.2.2 Résultats :

En fonction de la profondeur, on donne l'enfoncement sous le poids mort et le nombre de coups de mouton nécessaire pour chaque intervalle successif de 15 cm (15 cm + 15 cm)

ou le refus pour 50 coups de mouton pour l'un ou l'autre des intervalles. On décrit également les sols qui ont été identifiés.

Le nombre de coups de mouton N_i nécessaire à chaque enfouissement de 15 cm est relevé soit :

- N_0 : enfouissement d'amorçage de 0 à 15 cm
- N_1 : premier enfouissement d'essai de 15 à 30 cm
- N_2 : deuxième enfouissement d'essai de 30 à 45 cm

Le nombre $N = N_1 + N_2$ est appelé Résistance à la pénétration.

II.2.3 L'essai de dilatomètre plat (DMT) :

Les essais sous la forme de cycles de chargement et de déchargement permettent de déterminer sous conditions in-situ les propriétés élastiques en déformation d'un massif rocheux et d'un sol dans un forage à travers la dilatation de celui-ci sous l'application d'une pression uniforme par la sonde dilatométrique. Les données obtenues fournissent des informations importantes pour la description et la classification des roches et sols étudiés.

II.2.3.1 Réalisation in-situ d'un essai dilatométrique :

La sonde est installée à la profondeur souhaitée (max. 1400 m) avec un train de tiges manœuvré à l'aide d'une foreuse. Une conduite pneumatique haute pression, intégrant un câble coaxial pour la transmission des données, est installée simultanément. La manchette en gomme est gonflée avec de l'air comprimé ou de l'azote afin d'appliquer des paliers de pression sur les parois du forage. L'amplitude des paliers est fonction des caractéristiques du terrain testé. Les capteurs, en contact direct avec les parois du forage, mesurent l'évolution du diamètre du forage en fonction des paliers de pression exercés.

Après plusieurs cycles de chargement-déchargement, les caractéristiques de déformation et le module d'élasticité sont déterminés. Des tests de fluage de plusieurs heures fournissent en outre des renseignements importants sur le comportement de la formation lors d'un chargement à long terme. Dans la pratique les essais de pression sont suivis généralement d'un essai de fluage avec un palier de pression constant déterminé par l'essai de pression. Grâce à sa haute précision et sa relative grande plage de mesure, la sonde dilatométrique sol experts est utilisée aussi bien dans les massifs rocheux (roche argileuse, calcaire, granite, gneiss, schiste ...) que dans les sols (dépôts morainiques, sable, Alluvions, graviers, argiles).



Figure II.4 Dilatomètre Marchette (DMT)

II.2.4 Essai par méthode géophysique :

Il existe différents types d'essais géophysiques comme par exemple les mesures des ondes mécaniques (sondage de réfraction sismique (SR), essai de Cross Hole, essai de Down Hole, et les essais d'analyse spectrale des ondes de surface (SASW)). Les ondes mécaniques sont utilisées quand à la détermination des propriétés élastiques du sol, particulièrement le module de cisaillement. Ces techniques utilisent la propagation des ondes leurs vitesses caractéristiques d'amortissement des sols. Ces essais sont réalisés à un niveau de déformation de l'ordre de 10^{-10} . Les quatre formes d'ondes générées dans le sol sont : les ondes de compression (onde P), les ondes de cisaillement (onde S), les ondes Rayleigh (onde R) et les ondes Love (ondes L). Ce sont plutôt les ondes P et S à qui on s'intéresse puisqu'elles sont directement liées aux modules élastiques du sol.

II.3 Conclusion :

Le phénomène de la liquéfaction est un sérieux problème qui doit être pris en considération, pour évaluer le risque de liquéfaction d'un sol, les ingénieurs ont recours de plus en plus aux méthodes approchées basées sur les essais de laboratoire et les essais in situ, ce dernier et le but du chapitre suivant expliquant les méthodes d'évaluation du potentiel de liquéfaction.

chapitre III

Evaluation du potentiel de liquéfaction par des méthodes approchées

III.1 Introduction :

Plusieurs approches ont été proposées pour évaluer le potentiel de la liquéfaction. L'approche la plus couramment utilisée est l'approche basée sur la contrainte qui compare les contraintes cycliques provoquées par le séisme avec la résistance cyclique du sol. Les approches basées sur la déformation et sur l'énergie sont moins fréquentes et donc ne sont pas couvertes ici.

Les contraintes cycliques induites par tremblement de terre sous niveau de terre sont principalement attribuées aux effets des secousses horizontales. La figure III.1 illustre schématiquement les contraintes et les pressions interstitielles agissant sur un élément de sol sous une surface plane au sol avant et pendant l'horizontale secouant par un tremblement de terre.

La secousse verticale de ce profil produit des changements transitoires supplémentaires dans la contrainte verticale totale, contrainte horizontale, et la pression interstitielle, mais les contraintes verticales et horizontales effectives ne seraient pas affectées c'est pourquoi les effets des secousses verticales ne sont pas prises en compte dans l'analyse des profils de niveau du sol.

Les contraintes cycliques horizontales induites sont normalisées par la contrainte verticale de consolidation effective.

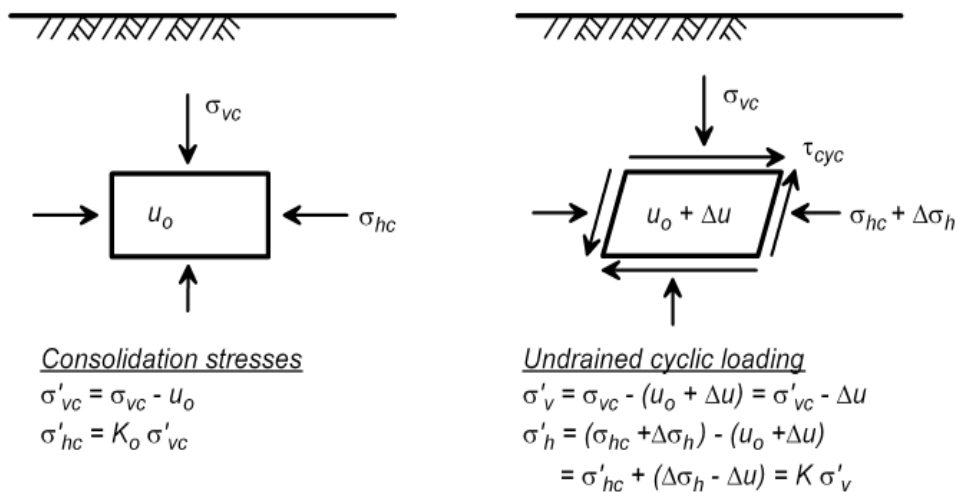


Figure III.1 contrainte cyclique d'un élément de sol sous niveau de la terre pendant un secousse horizontale[11]

III.2 Méthode d'évaluation:

La première étape de l'analyse de liquéfaction consiste à déterminer si le sol a la capacité de liquéfaction pendant un tremblement de terre, la majorité des sols qui sont sensibles à la liquéfaction des sols sont les sols pulvérulents. Les types d'analyse pour déterminer le potentiel de liquéfaction consiste à utiliser les essais suivant :

- 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(V_s)

L'analyse est basée sur des méthodes simplifiées pour évaluer le potentiel de liquéfaction d'un site. Les étapes sont les suivantes :

1. Le type de sol approprié : Comme indiqué précédemment, la première étape consiste à déterminer si le sol a la capacité de se liquéfier en cours d'un tremblement de terre.
2. La nappe phréatique : Le sol doit être en dessous de la nappe phréatique. L'analyse de liquéfaction pourrait également être effectuée s'il est prévu que la nappe phréatique se lèvera à l'avenir et donc le sol sera finalement en dessous de la nappe phréatique.
3. Le rapport de contrainte cyclique (CSR) induite par le séisme : Si le sol répond aux deux exigences ci-dessus, puis la procédure simplifiée peut être effectuée. La première étape de la procédure simplifiée est de déterminer le rapport de contraintes cycliques (CSR) qui sera induite par le tremblement de terre.
4. Evaluer l'accélération horizontale maximale à la surface du sol a_{max} qui doit être utilisé dans l'analyse, 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.
5. Le rapport de résistance cyclique des sols (CRR)
6. Facteur de sécurité (FS). La dernière étape consiste à déterminer le facteur de sécurité contre la liquéfaction, qui est défini comme $FS = CRR / CSR$.

III.2.1 Contrainte cyclique CSR :

S'il est déterminé que le sol a la capacité de liquéfaction pendant un tremblement de terre et le sol est inférieur ou sera inférieur à une nappe phréatique, puis l'analyse de la liquéfaction est effectuée. La première étape de la procédure simplifiée consiste à calculer CSR, qui est causée par le tremblement de terre. Dans l'ordre de développer l'équation CSR de tremblement de terre, il est supposé qu'il y a une surface au niveau du sol, une colonne de sol à une largeur et une longueur unitaires, et que la colonne de sol se déplace horizontalement comme un corps rigide en réponse à l'accélération horizontale maximale a_{max} exercée par le tremblement de terre à la surface du sol.

La figure III.2 montre un schéma de ces conditions supposées. Compte tenu de ces hypothèses, le poids W de la colonne de sol est égale à γ_t fois z , avec γ_t = le poids volumique total de la colonne du sol et z = la profondeur sous la surface du sol. La force horizontale de tremblement de terre F agissant sur la colonne de sol (qui a une largeur et une longueur unitaire) serait égal à :

$$F = ma = \frac{W}{g} a = \left(\frac{\gamma_t z}{g}\right) a_{max} = \sigma_{v0} \left(\frac{a_{max}}{g}\right) \quad [12] \quad (\text{III.1})$$

F : la force sismique horizontale exercée sur la colonne du sol en (KN)

m : la masse totale de la colonne (Kg)

W : le poids total de la colonne du sol en (KN)

γ_t : le poids volumique totale de colonne du sol en (KN/m³)

z : la profondeur de la colonne du sol

a_{max} : L'accélération maximale induite par le tremblement de terre en (m/s²)

σ_{v0} : la contrainte verticale en (KPa)

a : L'accélération qui dans ce cas est l'accélération horizontale maximale à la surface du sol causé par le tremblement de terre ($a = a_{max}$) en (m/s²)

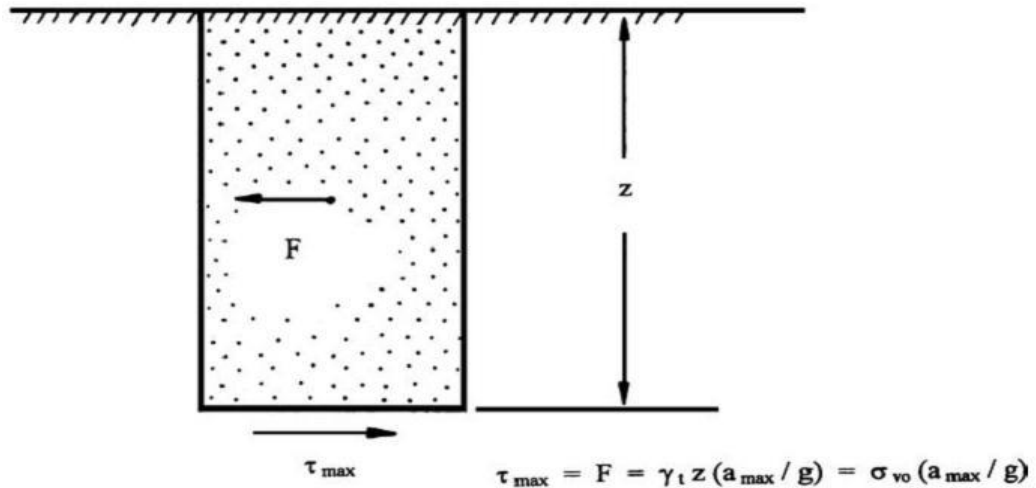


Figure III.2 forces exercés sur le plan

Suivant les indications de figure III.3 en additionnant des forces dans la direction horizontale, la force F agissant sur l'élément rigide de sol est égale à la force de cisaillement maximum à la base de l'élément de sol. Puisqu'on assume que l'élément de sol à une largeur et une longueur unitaire, la force de cisaillement maximum F est égale à la contrainte de cisaillement maximum τ_{max}

$$\tau_{max} = F = \sigma_{v0} \left(\frac{a_{max}}{g} \right) \quad [12] \quad (III.2)$$

La division des deux côtés de l'équation par σ'_{v0} donne :

$$\frac{\tau_{max}}{\sigma'_{v0}} = \left(\frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right) \left(\frac{a_{max}}{g} \right) \quad [12] \quad (III.3)$$

Puisque la colonne de sol n'agit pas en tant que corps rigide pendant le tremblement de terre, mais plutôt le sol est déformable, Seed et Idriss (1971) ont incorporé un facteur r_d de réduction de profondeur au côté droit de l'équation (III.3) où :

$$\frac{\tau_{\max}}{\sigma'_{v0}} = r_d \left(\frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right) \left(\frac{a_{\max}}{g} \right) \quad (\text{III.4})$$

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

$$\tau_{cyc} = 0.65 \tau_{\max} \quad (\text{III.5})$$

Où τ_{cyc} est la contrainte cyclique due à la sollicitation sismique (KPa).

La substitution de l'équation (III.5) Dans de l'équation (III.4), le CSR induit par tremblement de terre est obtenu comme suit :

$$CSR = \frac{\tau_{cyc}}{\sigma'_{v0}} = 0.65 \left(\frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \right) \left(\frac{a_{\max}}{g} \right) r_d \quad (\text{III.6})$$

CSR : le rapport de contrainte cyclique (sans dimensions).

σ_v : la contrainte verticale totale (KPa)

σ'_v : la contrainte verticale effective (KPa)

a_{\max} : L'accélération maximale du sol en surface due à l'effet sismique (m/s²)

g : L'accélération de la pesanteur (m/s²)

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

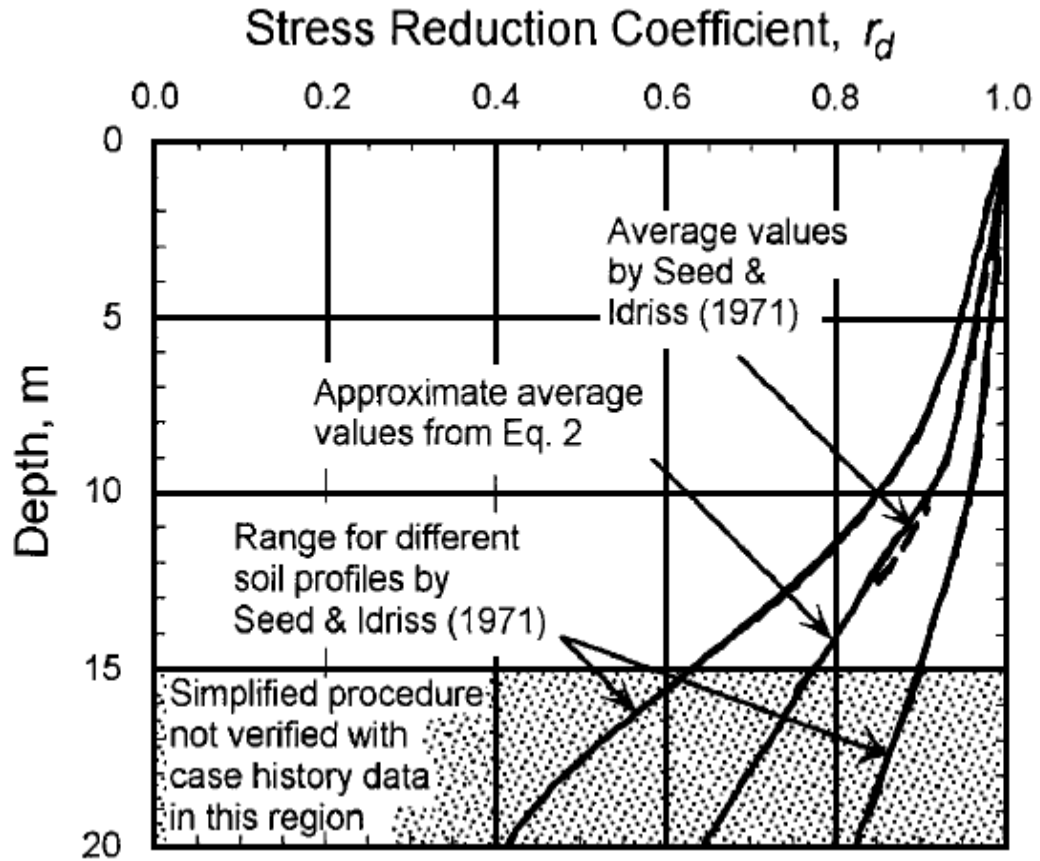


Figure III.3 facteur de réduction r_d en fonction de profondeur [12]

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

$$r_d = \begin{cases} 1.0 - 0.00765z & \text{pour } z \leq 9.15\text{m} \\ 1.174 - 0.0267z & \text{pour } 9.15 < z \leq 23\text{m} \end{cases} \quad (\text{III.7})$$

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

$$r_d = \frac{1 - 0.4113 \times z^{0.5} + 0.04052 \times Z + 0.001753 \times z^{1.5}}{1 - 0.4177 \times z^{0.5} + 0.05729 \times Z - 0.006205 \times z^{1.5} + 0.001210 \times z^2} \quad (\text{III.8})$$

Golesorkhi (1989) proposé l'équation suivante pour le calcul de r_d :

Pour $z \leq 34$ m

$$r_d = \exp \left[-1.012 - 1.126 \sin \left(\frac{z}{11.37} + 5.133 \right) + \left[0.106 + 0.118 \sin \left(\frac{z}{11.28} + 5.142 \right) \right] M_w \right] \quad (\text{III.9})$$

Pour $z > 34$ m

$$r_d = 0.12 \exp(0.22M_w) \quad (\text{III.10})$$

M_w : La magnitude du moment

L'approche simplifiée pour l'évaluation de CRR est basée sur une magnitude de référence ($M_w = 7.5$) [13]. Un coefficient MSF (Magnitude Scaling Factor), est utilisé pour obtenir la valeur corrigée de CSR correspondant à un séisme de magnitude M_w différente de 7,5. Le coefficient MSF est calculé à partir de la corrélation entre le nombre de cycles de contraintes uniformes équivalents et la magnitude du séisme d'une part, et des relations obtenues au laboratoire entre le CSR requis pour causer la liquéfaction et le nombre de cycles de contraintes uniformes. Le CSR induit par tremblement de terre de magnitude de 7.5 est obtenu comme suit :

$$CSR_{7.5} = \frac{CSR}{MSF} = 0.65 \left(\frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \right) \left(\frac{a_{max}}{g} \right) \left(\frac{r_d}{MSF} \right) \quad (\text{III.11})$$

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

$$MSF = \left(\frac{M_w}{7.5} \right)^{-2.56} \quad (\text{III.12})$$

Idriss et Boulanger (2004), après l'examen de toutes les relations, ont adopté celle explicitée par l'équation III.13. Lorsqu'ils utilisent la combinaison avec les formules qui relient r_d à z et à la magnitude M_w et non uniquement à la profondeur, elle fournira des résultats plus conservateurs, surtout dans le cas des faibles profondeurs :

$$MSF = 6.9 \exp \left(-\frac{M_w}{4} \right) - 0.058 \leq 1.8 \quad (\text{III.13})$$

III.2.2 Evaluation CRR :

La deuxième étape des procédés simplifiés est de déterminer le rapport de résistance cyclique (CRR) du sol. Le CRR représente la résistance de liquéfaction du sol. Les méthodes utilisées pour déterminer la résistance de liquéfaction est utilisant les données obtenues à partir d'essais in-situ (SPT, CPT, DMT, et la mesure des vitesses d'ondes de cisaillement...), ou à partir d'essais de laboratoire (Triaxial cyclique, cisaillement simple...). Les corrélations de CRR basées sur l'évaluation du comportement des dépôts suite aux séismes correspondent à une magnitude de référence de 7,5. Elles correspondent aussi à des terrains plats, et à des contraintes verticales effectives de l'ordre de 100 KPa. Comme expliqué par Kramer (1996), il a été proposé de tenir compte de l'effet de la contrainte de cisaillement initiale, dépendant de la pente du dépôt, et de la contrainte effective verticale supérieure à 100 KPa, en corrigeant la valeur de CRR comme suit :

$$CRR = CRR_{\alpha=0,\sigma=1} K_{\alpha} K_{\sigma} \quad (\text{III.14})$$

Avec :

$$\alpha = \frac{\tau_s}{\sigma'_{v0}} \quad (\text{III.15})$$

α : est le rapport de contrainte de cisaillement statique horizontal

τ_s : est la contrainte de cisaillement statique horizontal

σ'_{v0} : La contrainte effective

Avec :

K_{α} : Coefficient de correction qui tient compte de la contrainte de cisaillement statique initiale (conditions au sol en pente).

K_{σ} : Coefficient de correction qui tient compte la contrainte verticale effective.

$$K_{\sigma} = \left(\frac{\sigma'_v}{p_a} \right)^{f-1} \quad (\text{III.16})$$

Avec :

p_a : est la pression atmosphérique ($p_a=100\text{KPa}$)

f : dépend de la densité relative (D_r).

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

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

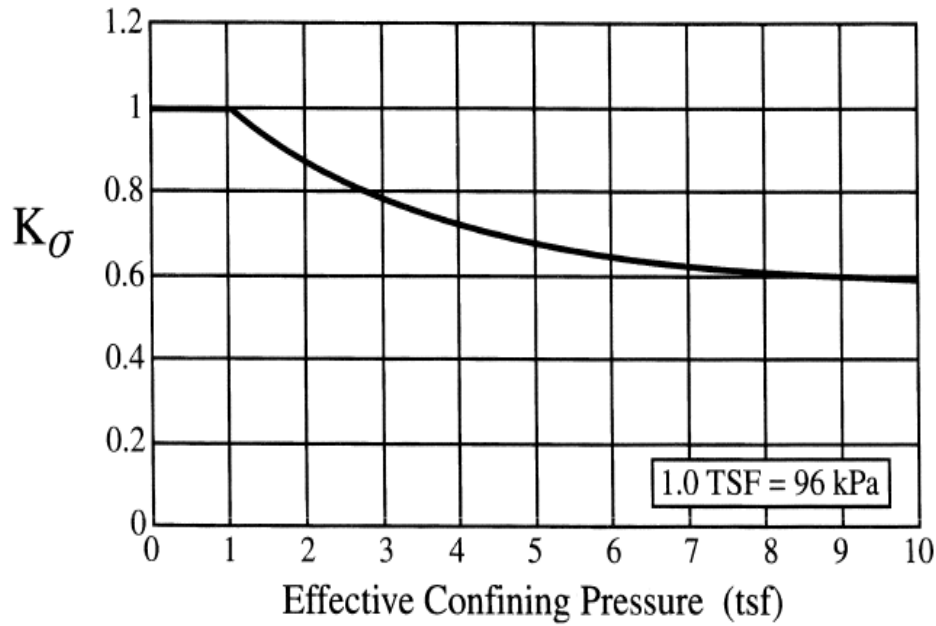


Figure III.4 K_σ en fonction de fonction de σ'_v [14]

$$K_\alpha = \frac{CRR_\alpha}{CRR_{\alpha=0}} \quad (\text{III.17})$$

$$K_\alpha = a + b \cdot \exp\left(\frac{-\xi_R}{c}\right) \quad (\text{III.18})$$

$$a = 1267 + 636\alpha^2 - 634 \exp(\alpha) - 632 \exp(-\alpha) \quad (\text{III.19})$$

$$b = \exp(-1.11 + 12.3\alpha^2 + 1.31 \ln(\alpha + 0.0001)) \quad (\text{III.20})$$

$$c = 0.138 + 0.12\alpha + 2.52\alpha^3 \quad (\text{III.21})$$

$$\xi_R = \frac{1}{Q - \ln\left(\frac{100(1 + 2K_0)\sigma'_{v0}}{3P_a}\right)} - \sqrt{\frac{(N_1)_{60}}{46}} \quad (\text{III.22})$$

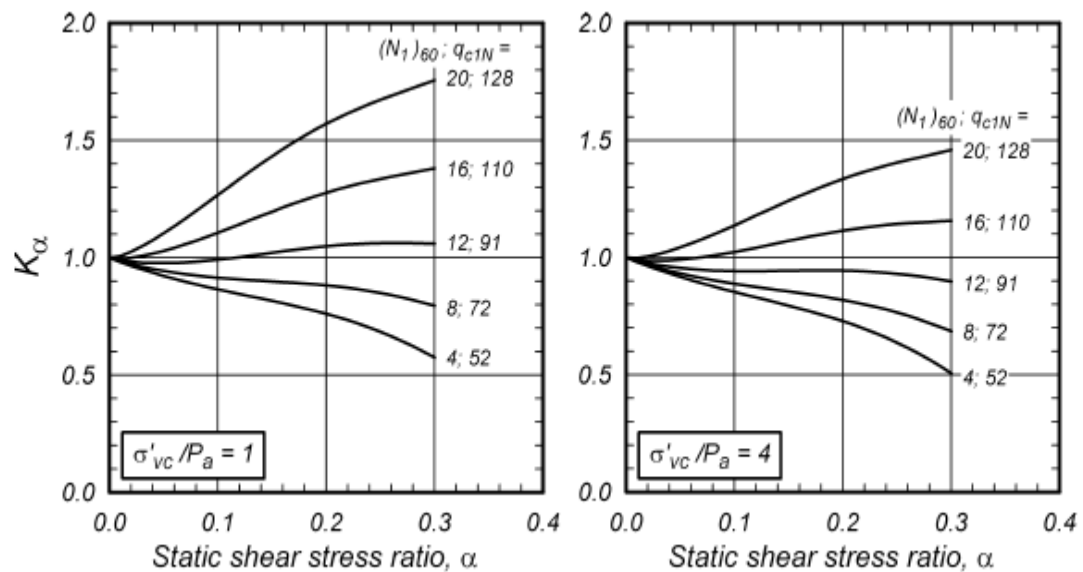


Figure III.5 K_α en fonction de rapport de contrainte de cisaillement statique [11]

III.2.2.1 Evaluation du CRR par l'essai SPT

L'essai SPT a été fait par les américains et les japonais alors tous les paramètres de calcul sont en fonction des conditions des régions américaines et japonaises et du type des matériels utilisés à la cour de l'essai, c'est pour cela qu'on doit faire des corrections sur la valeur de N pour que les résultats soient compatibles avec les résultats trouvés par les américains et les japonais (Tableau III.1)

$$(N_1)_{60} = N C_N C_E C_B C_R C_S \quad (III.23)$$

Avec :

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

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

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

C_B : est la correction du diamètre du forage

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

C_S : est la correction du carottier avec ou sans revêtement

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

$$C_N = \left(\frac{P_a}{\sigma'_v} \right) \quad (\text{III.24})$$

Avec :

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

σ'_v : la contrainte effective

La valeur de C_N ne devrait pas excéder 1,7. Une valeur maximale de 2 a été trouvée par NCEER, puis elle est réduite à 1,7 par l'adhésion des participants d'atelier (Workshop). Boulanger (2003) propose une relation de C_N basées sur des données théoriques et expérimentales :

$$C_N = \left(\frac{P_a}{\sigma'_v} \right)^m \quad (\text{III.25})$$

Où m dépendait linéairement du D_r et évaluer comme suit :

$$m = 0.784 - 0.521D_r \quad (\text{III.26})$$

Tableau III.1 facteurs de correction pour l'essai SPT

<i>FACTOR</i>	<i>EQUIPEMENT VARIABLE</i>	<i>TERME</i>	<i>LA CORRECTION</i>
<i>contenue d'énergie</i>	Mouton de battage torique	C_E	0,5 à 1,0
	Mouton de sûreté		0,7 à 1,2
	Mouton de battage Type automatique		0,8 à 1,3
<i>Diamètre de forage</i>	65 à 115 mm	C_B	1,0
	150 mm		1,05
	200 mm		1,15
<i>Longueur de la tige</i>	< 3 m	C_R	0,75
	3 à 4 m		0,8

	4 à 6 m		0,85
	6 à 10		0,95
	10 à 30		1,0
<i>Méthode de prélèvement</i>	Echantillon standard		1,0
	Echantillon sans recouvrement	Cs	1,1 à 1,3

Les points ainsi collectés après l'essai dans plusieurs zones où la liquéfaction est apparue, sont placés sur un graphique (figure III.6). 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 µm). 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

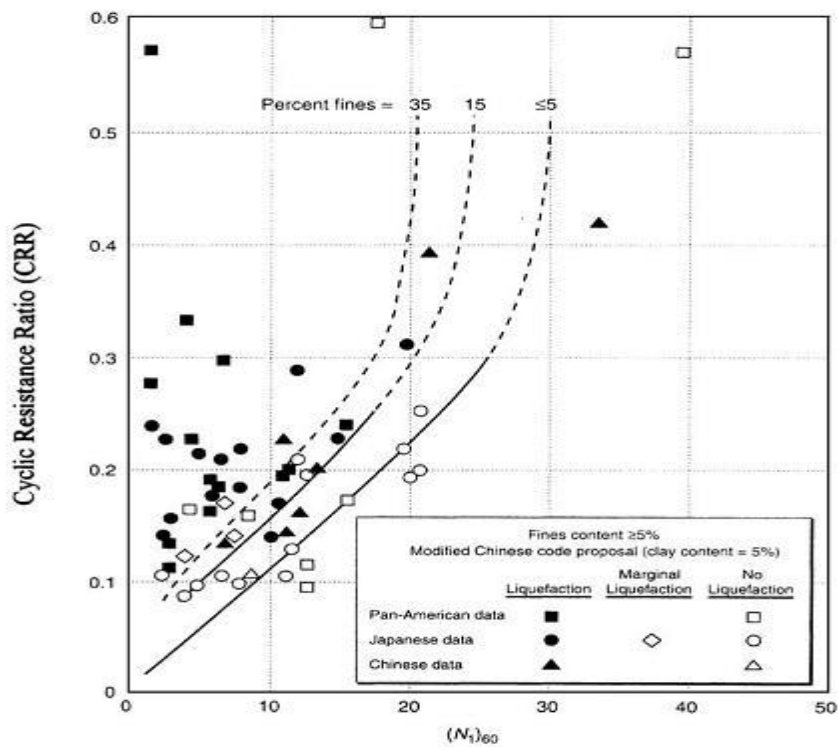


Figure III.6 courbe simplifiée recommandée pour le calcul du CRR [15]

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

Chapitre III évaluation du potentiel de liquéfaction par des méthodes approchées

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

$$(N_1)_{60cs} = (N_1)_{60} + \Delta(N_1)_{60} \quad (\text{III.27})$$

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

Tableau III.2 incrément de résistance en fonction de teneur en fines

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

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

$$(N_1)_{60cs} = a + b(N_1)_{60} \quad (\text{III.28})$$

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

Tableau III.3 valeur de correction a et b en fonction de profondeur

FC en %	a	b
$FC \leq 5\%$	0	1
$5\% \leq FC \leq 35\%$	$\exp [1.76-(190 /FC2)]$	$[0.99+(FC1.5/1000)]$
$35\% \leq FC$	5	1.2

III.2.2.1.1 Méthode de Toshio Iwasaki et al (1984)

CRR peut être simplement évalué selon de nombreux résultats d'essai de cisaillement cycliques non drainé [16] :

$$\begin{cases} CRR = 0.225 \log \frac{0.35}{D_{50}} + 0.0882 \sqrt{\frac{N}{\sigma'_v + 0.7}} \\ CRR = -0.5 + 0.882 \sqrt{\frac{N}{\sigma'_v + 0.7}} \end{cases} \quad (III.29)$$

Où :

N : le nombre de coups de la pénétration standard

σ'_v : la contrainte effective

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

III.2.2.1.2 Méthode de Youd et al. (2001)

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

$$CRR_{7.5} = \frac{1}{34 - (N_1)_{60cs}} + \frac{(N_1)_{60cs}}{135} + \frac{50}{[10(N_1)_{60cs} + 45]^2} - \frac{1}{200} \quad (III.30)$$

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

III.2.2.1.3 Méthode d'Andrus et al (2004)

Andrus et al. (2004) ont proposé l'équation suivant pour le CRR, par l'utilisation de nouvelle courbe de CRR en fonction de :

$$CRR_{7.5} = 0.017[(N_1)_{60cs}]^{0.506} + 2.8 \left[\frac{1}{215 - 87.8[(N_1)_{60cs}]} - \frac{1}{215} \right] \quad (III.31)$$

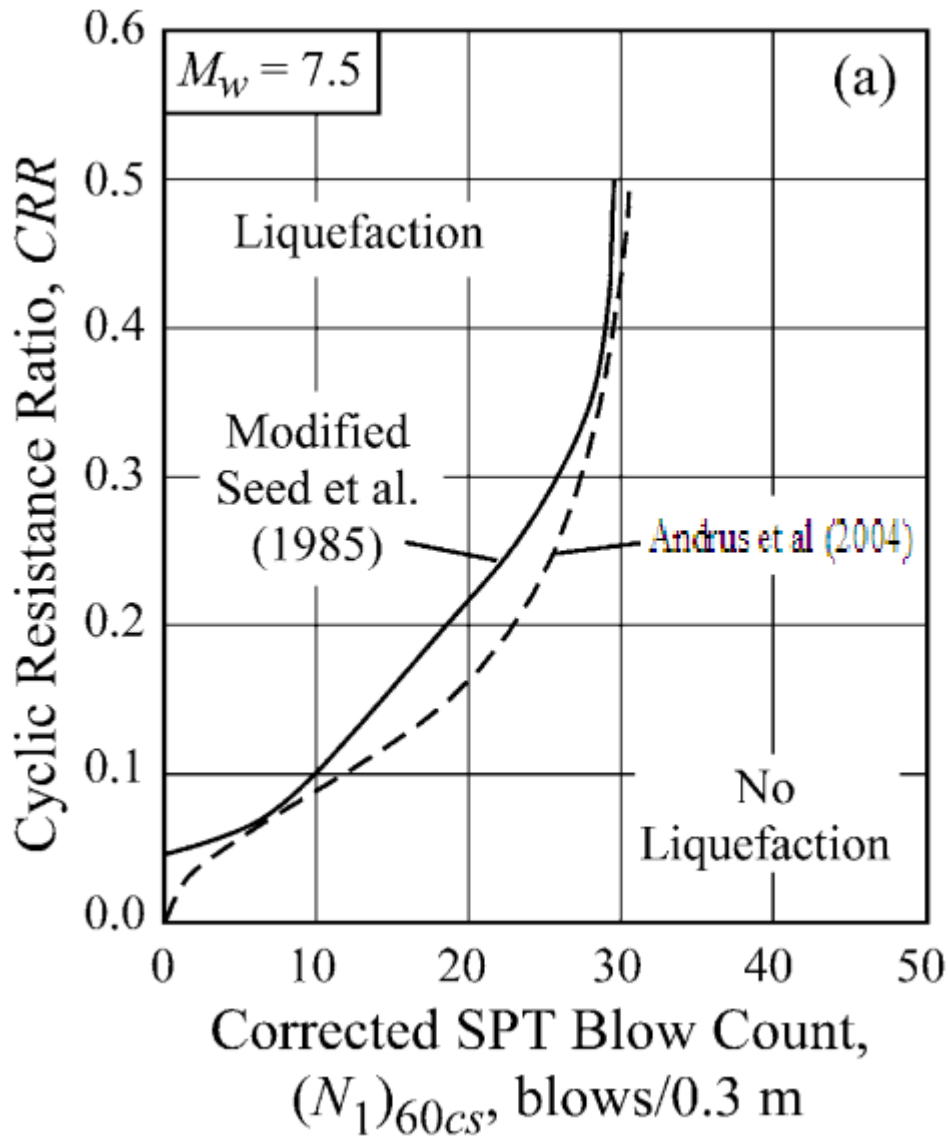


Figure III.7 Courbe simplifiée pour le calcul de CRR [17]

III.2.2.1.4 Méthode de Rolando P. Orense (2005)

CRR peut être simplement évalué selon de nombreux résultats d'essai triaxial cyclique en laboratoire non-drainé [18] :

$$CRR = c_w \cdot R_L \quad (III.32)$$

$$R_L = \begin{cases} 0.0882 \sqrt{\frac{N_a}{1.7}} & \text{pour } N_a < 14 \\ 0.0882 \sqrt{\frac{N_a}{1.7}} + 1.6 \times 10^{-6} (N_a - 14)^{4.5} & \text{pour } N_a \geq 14 \end{cases} \quad (III.33)$$

$$c_w = \begin{cases} 1.0 & \text{pour } R_L < 0.1 \\ 3.3R_L + 0.67 & \text{pour } 0.1 < R_L \leq 0.4 \\ 2.0 & \text{pour } R_L > 0.4 \end{cases} \quad (\text{III-34})$$

Pour les sables :

$$N_a = c_1 \times N_1 + c_2 \quad (\text{III-35})$$

$$N_1 = 1.7 \frac{N}{(\sigma'_v + 0.7)} \quad (\text{III-36})$$

$$c_1 = \begin{cases} 1 & \text{pour } FC < 10\% \\ (FC + 40)/50 & \text{pour } 10\% \leq R_L < 60\% \\ \frac{FC}{20} - 1 & \text{pour } R_L \geq 60\% \end{cases} \quad (\text{III-37})$$

$$c_2 = \begin{cases} 0 & \text{pour } FC < 10\% \\ (FC - 10)/18 & \text{pour } FC \geq 10\% \end{cases} \quad (\text{III-38})$$

III.2.2.1.5 Méthode d'Idriss et Boulanger (2006)

Idriss et Boulanger (2006) ont recommandé l'équation analytique suivante à employer pour déterminer le CRR basé sur des résultats de SPT (figure 2.6), pour un sol non cohésion avec n'importe quel contenu fin (FC) [19] :

$$CRR_{7.5} = \exp \left[\frac{(N_1)_{60cs}}{14.1} + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{126} \right)^2 - \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{23.6} \right)^3 + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{25.4} \right)^4 - 2.8 \right] \quad (\text{III-39})$$

Avec :

$$(N_1)_{60cs} = (N_1)_{60} + \exp \left(1.63 + \frac{9.7}{FC + 0.1} - \left(\frac{15.7}{FC + 0.1} \right)^2 \right) \quad (\text{III-40})$$

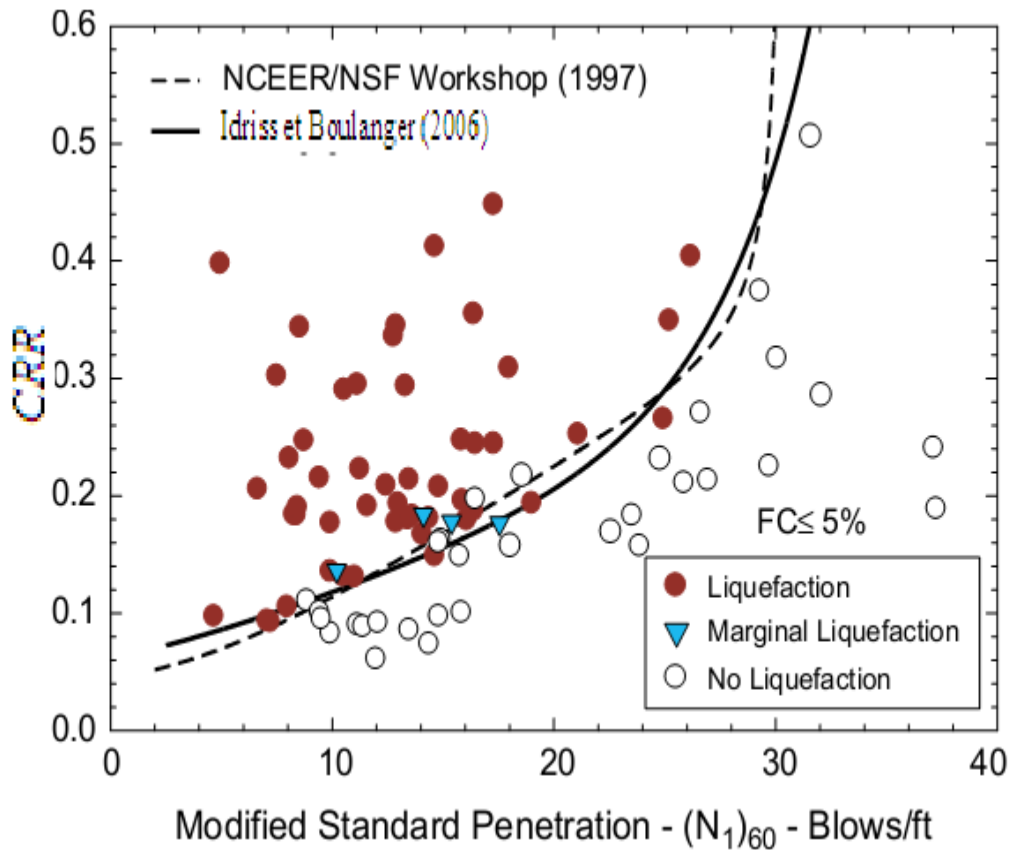


Figure III.8 Courbe simplifiée pour le calcul du CRR basée sur $(N_1)_{60}$ pour $M_w = 7.5$ [19]

III.2.2.2 Evaluation du CRR par l'essai CPT :

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

III.2.2.2.1 Méthode d'Olsen et al. (1997)

Olsen (1997) propose une méthode simplifiée pour calculer CRR [20]:

$$CRR = 0.00128 \left[\frac{q_c}{(\sigma'_v)^{0.7}} \right] - 0.025 + 0.17R_f - 0.28R_f^2 + R_f^3 \quad (III.41)$$

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

III.2.2.2 Méthode de Robertson et Wride (1998) :

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

$$CRR = \begin{cases} 0.833 \left(\frac{q_{c1N,cs}}{100} \right) + 0.05 & \text{pour } q_{c1N,cs} < 50 \\ 93 \left(\frac{q_{c1N,cs}}{100} \right)^3 + 0.08 & \text{pour } 50 \leq q_{c1N,cs} < 160 \end{cases} \quad (\text{III.42})$$

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

$$q_{c1N,cs} = K_c \times q_{c1N} \quad (\text{III.43})$$

Où :

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

q_{c1N} : La résistance de pointe corrigée

$$\begin{cases} K_c = 1 & \text{pour } I_c \leq 1.64 \\ K_c = -0.403I_c^4 + 5.58I_c^3 - 21.63I_c^2 + 33.75I_c - 17.88 & \text{pour } I_c > 1.64 \end{cases} \quad (\text{III.44})$$

Avec :

$$I_c = [(3.47 - \log Q)^2 + (1.22 + \log F)^2]^{0.5} \quad (\text{III.45})$$

$$Q = \left[\frac{q_c - \sigma_{v0}}{P_a} \right] \left(\frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^n \quad (\text{III.46})$$

$$F = \left[\frac{f_s}{q_c - \sigma_{v0}} \right] \times 100\% \quad (\text{III.47})$$

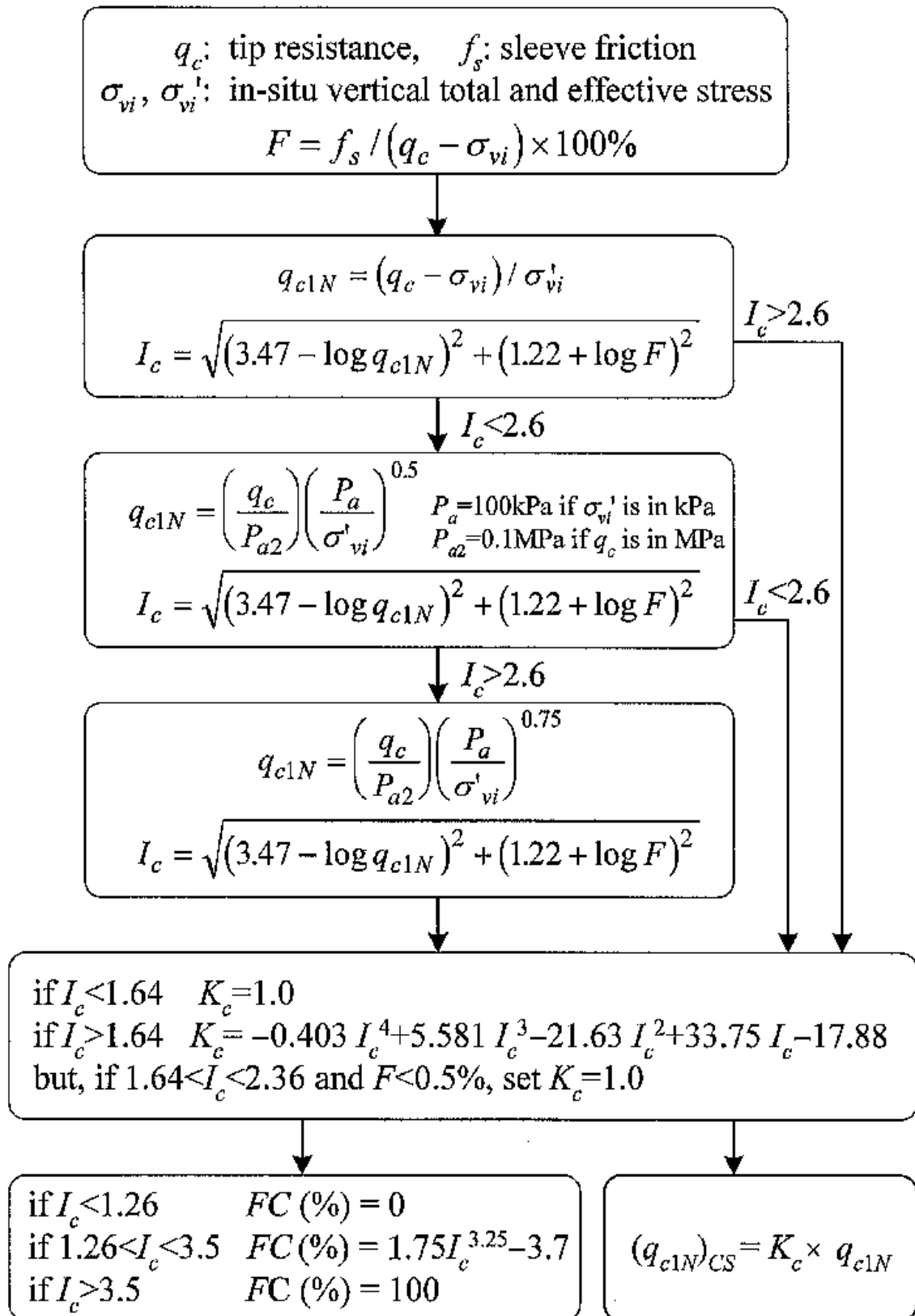


Figure III.9 Organigramme illustrant l'application de méthode intégrale de CPT pour l'évaluation de CRR dans le sol sableux [21]

III.2.2.2.3 Méthode de Juang et al (2003)

$$CRR = C_{\sigma} \exp \left[-2.957 + 1.264 \left(\frac{q_{c1N,cs}}{100} \right)^{1.25} \right] \quad [22] \quad (\text{III.48})$$

Où :

$$C_{\sigma} = -0.016 \left(\frac{\sigma'_v}{100} \right)^3 + 0.178 \left(\frac{\sigma'_v}{100} \right)^2 - 0.063 \left(\frac{\sigma'_v}{100} \right) + 0.903 \quad (\text{III.49})$$

$$q_{c1N,cs} = q_{c1N} (2.429I_c^4 - 16.943I_c^3 + 44.551I_c^2 - 51.497I_c + 22.802) \quad (\text{III.50})$$

$$q_{c1N} = 10 \left[\frac{q_c}{(\sigma'_v)^{0.5}} \right] \quad (\text{III.51})$$

$$I_c = [(3.47 - \log q_{c1N})^2 + (1.22 + \log F)^2]^{0.5} \quad (\text{III.52})$$

$$F = \left[\frac{f_s}{q_c - \sigma'_v} \right] \times 100\% \quad (\text{III.53})$$

III.2.2.2.4 Méthode d'Andrus et al (2004) :

$$CRR_{7.5} = 0.0086(q_{c1N})^{0.462} + 2.8 \left[\frac{1}{215 - 62.5(q_{c1N,cs})^{0.213}} - \frac{1}{215} \right] \quad (\text{III.54})$$

III.2.2.2.5 Méthode Idriss et Boulanger (2006) :

$$CRR_{7.5} = \exp \left[\frac{q_{c1N}}{540} + \left(\frac{q_{c1N}}{67} \right)^2 - \left(\frac{q_{c1N}}{80} \right)^3 + \left(\frac{q_{c1N}}{114} \right)^4 - 3 \right] \quad (\text{III.55})$$

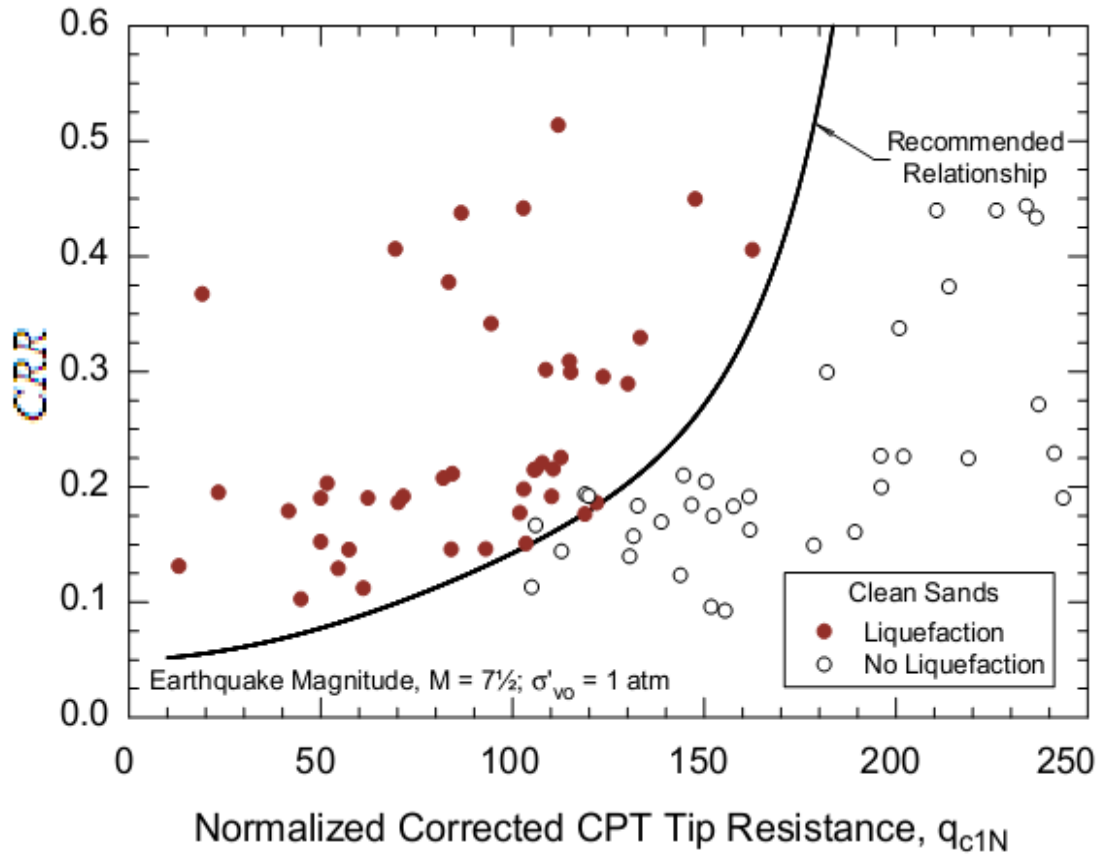


Figure III.10 CRR en fonction de résistance de pointe corrigée [23]

III.2.2.3 Evaluation du CRR par les méthodes de mesure de vitesse de cisaillement :

Les mesures de V_s procurent une alternative prometteuse et/ou un supplément aux approches basées sur les essais de pénétration. L'utilisation de V_s comme un indice de résistance à la liquéfaction est basée sur le fait que la résistance d'un sol à la liquéfaction et V_s sont influencées par les mêmes facteurs : l'indice des vides, l'état de contraintes dans le sol, l'histoire des contraintes, la cimentation et l'âge géologique.

Il existe plusieurs formules reliant le rapport de la résistance cyclique CRR avec la vitesse des ondes sismique V_s (Andrus et Stokoe (1997), Andrus et al (2004) ...etc.).

III.2.2.3.1 Méthode d'Andrus et Stokoe (1997) :

$$CRR_{7.5} = \frac{\tau_{ave}}{\sigma'_0} = a \left(\frac{V_{s1}}{100} \right)^2 + b \left[\frac{1}{V_{s1}^* - V_{s1}} - \frac{1}{V_{s1}^*} \right] \quad [24] \quad (III.56)$$

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

$$V_{s1} = V_s \left(\frac{P_a}{\sigma'_v} \right)^{0.25} \quad (\text{III.57})$$

Avec :

P_a : La pression atmosphérique ($P_a=100$ KPa)

σ'_v : La contrainte effective verticale

a, b : paramètre d'ajustement de courbes (a=0.022 ; b=2.8)

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

$$\begin{cases} V_{s1}^* = 215 \text{ m/s} & \text{pour } FC \leq 5\% \\ V_{s1}^* = 215 - 0.5(FC - 5) \text{ m/s} & \text{pour } 5\% < FC < 35\% \\ V_{s1}^* = 200 \text{ m/s} & \text{pour } FC \geq 35\% \end{cases} \quad (\text{III.58})$$

III.2.2.3.2 Méthode d'Andrus et al (2004) :

$$CRR_{7.5} = 0.22 \left[\frac{(V_{s1})_{csal}}{100} \right]^2 + 2.8 \left[\frac{1}{215 - (V_{s1})_{csal}} - \frac{1}{215} \right] \quad [17] \quad (\text{III.59})$$

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

$$(V_{s1})_{csal} = K_{a1}(V_{s1})_{cs} = K_{a1}K_{cs}V_{s1} \quad (\text{III.60})$$

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

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

III.2.2.4 Evaluation du CRR par l'essai de dilatomètre de Marchetti (DMT) :

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

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

III.2.2.4.1 Méthode de Monaco et al (2005) :

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

$$CRR_{7.5} = 0.0107K_D^3 - 0.0741K_D^2 + 0.2169K_D - 0.1306 \quad (\text{III.61})$$

K_D : L'indice de contrainte horizontale

III.2.2.4.2 Méthode de Grasso et Maugeri (2006) :

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

$$CRR_{7.5} = 0.0908K_D^3 - 1.0174K_D^2 + 3.8466K_D - 4.5369 \quad (\text{III.62})$$

$$CRR_{7.5} = 0.0308e^{0.6054K_D} \quad (\text{III.63})$$

$$CRR_{7.5} = 0.0111K_D^{2.5307} \quad (\text{III.64})$$

K_D : l'indice de contrainte horizontale

III.2.2.4.3 Méthode de Pai-Hsiang Tsai et al (2009) :

Une nouvelle courbe basée sur l'essai de DMT ont été développées par Pai-Hsiang Tsai et al (2009) :

$$CRR_{7.5} = \exp \left[\left(\frac{K_D}{8.8} \right)^3 - \left(\frac{K_D}{6.5} \right)^2 + \left(\frac{K_D}{2.5} \right) - 3.1 \right] \quad (\text{III.65})$$

$$CRR_{7.5} = \exp \left[\left(\frac{E_D}{49} \right)^3 - \left(\frac{E_D}{36.5} \right)^2 + \left(\frac{E_D}{23} \right) - 27 \right] \quad (\text{III.66})$$

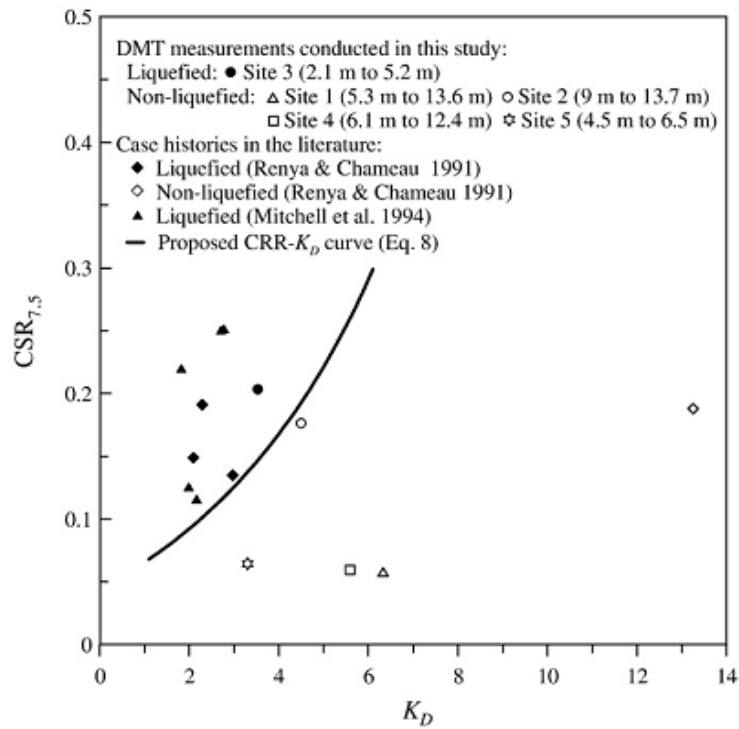


Figure III.11 CRR en fonction de K_D [25]

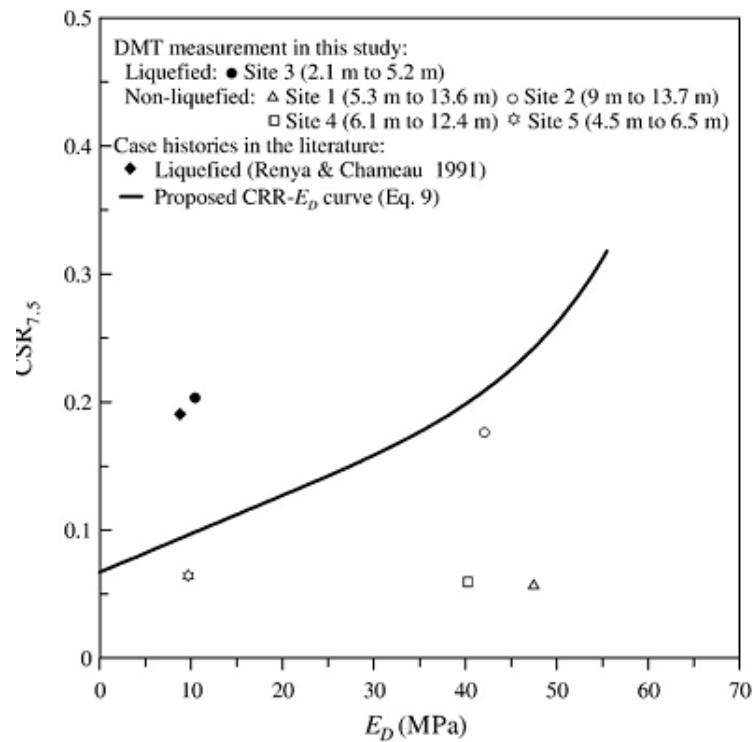


Figure III.12 CRR en fonction de E_D [25]

III.2.3 Evaluation du facteur de sécurité (FS) :

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

$$FS = \frac{CRR}{CSR} = \frac{CRR_{7.5} \times K_\alpha \times K_\sigma \times MSF}{CSR} \quad (III.67)$$

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

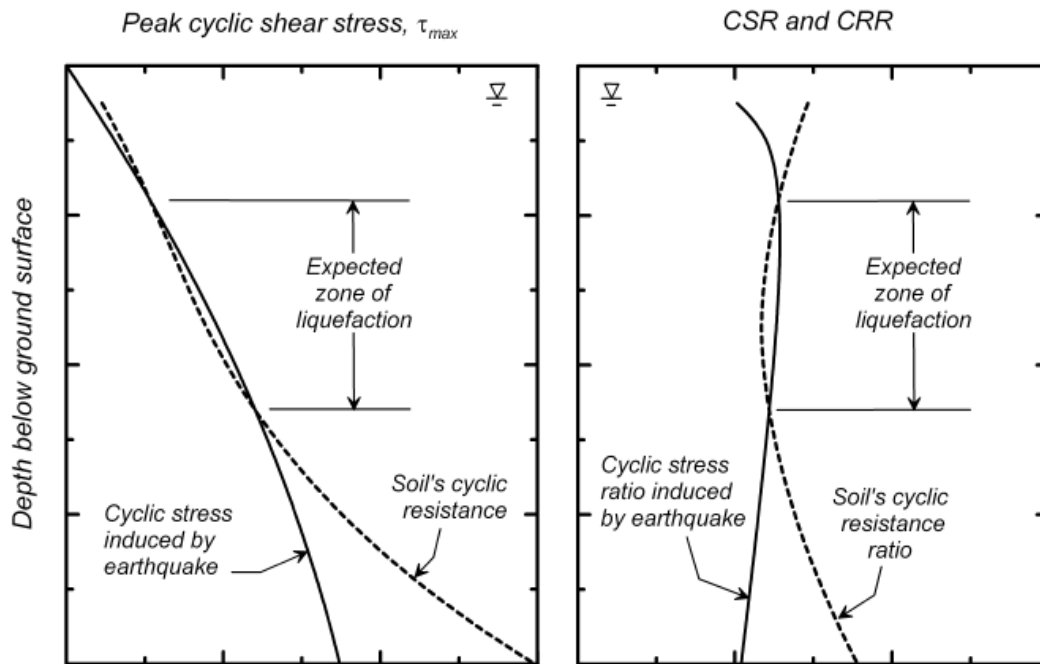


Figure III.13 Zone prévue de liquéfaction [11]

III.3 Conclusion :

Pour évaluer le risque de la liquéfaction d'un sol, les ingénieurs ont recours de plus en plus aux méthodes classiques basées sur les essais in situ SPT et CPT.

chapitre IV
Calculs et discussions
des résultats

IV.1 Introduction

Le phénomène de la liquéfaction est un problème majeur c'est pourquoi plusieurs études ont été menées dans ce sens. Le phénomène de liquéfaction peut être évalué par plusieurs méthodes dynamiques ou approchées. Dans ce chapitre, nous avons optés pour les méthodes approchées pour évaluer le facteur de sécurité des sites situés à Jijel (port de Djendjen).

Nous avons utilisé les méthodes approchées basées sur les mesures de l'essai SPT (Youd et al.2001 ; Andrus et al, 2004 ; Idriss et Boulanger. 2006).

Nous avons utilisé les méthodes basées sur les mesures de l'essai CPT (Olsen et al.1997 ; Idriss et Boulanger, 2006).

IV.2 Situation et topographie du site :

Le terrain retenu pour le projet est situé dans le port de djendjen, en bordure des silos GMS. Il est actuellement aménagé en deux plateformes, l'une en bord des silos GMS et l'autre bordée en limite de propriété Est par un chemin de fer et une voie mécanique, occupée par des tuyaux destinés à êtres déplacés. L'assiette du terrain est plane.

IV.3 Compagne de reconnaissance géotechnique :

Compte tenu du contexte géologique du site et de la nature du projet, le programme de reconnaissance a porté sur la réalisation de :

- **Six (06) sondages de l'essai SPT** (essais de pénétration au carottier) chaque 3m dans chaque sondage, qui ont permis d'apprécier l'état de densité du sol.
- **Six (06) sondages de l'essai(CPT)** nommés **CPT1 à CPT6** poussés jusqu'au refus, et qui ont permis la mesure de la résistance de pointe (q_c)et le frottement latéral unitaire (f_s) du sol.

Les résultats obtenus et l'implantation des sondages figurent en Figure IV.1 du présent rapport.

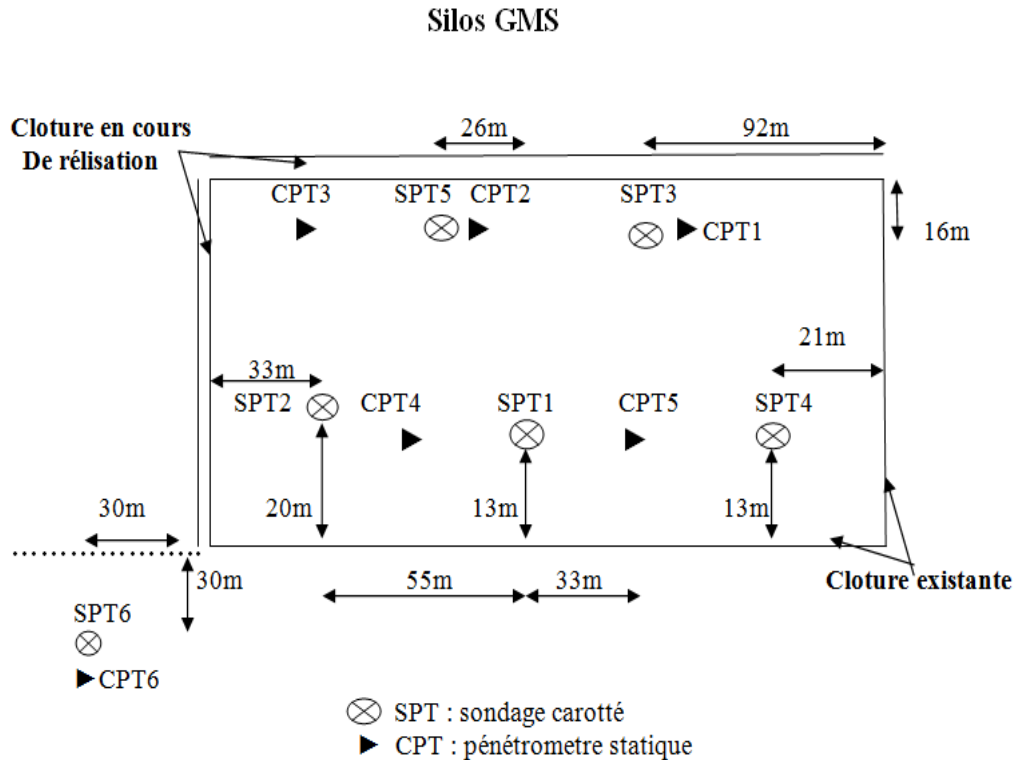


Figure IV.1 schéma d'implantation des sondages

IV.4 Evaluation de potentiel de la liquéfaction par l'essai SPT

Pour le calcul de potentiel de liquéfaction, nous allons utiliser les résultats des essais SPT disponible dans le cadre de cette étude les différentes étapes de calcul peuvent être illustrées comme suit :

- 1-Evaluer CRR (Cyclic Resistance Ratio) par les méthodes simplifiées suivantes :
 - a- Youd et al (2001)
 - b- Méthode d'Andrus et al (2004)
 - c- Méthode d'Idriss et Boulanger (2006)
- 2- Evaluer CSR (Cyclic Stress Ratio) par la méthode de Seed et Idriss (1971).

Les règles parasismiques algériennes RPA 99 / version 2003 révisée selon les résultats de l'étude du séisme ZAMOURI – BOUMERDES en 2003, effectuée par le groupe GTS, sont mises en application. (DTR BC 2.48). Selon DTR BC 2.48, le site choisi pour notre étude se trouve dans la Wilaya de Jijel fait partie de la zone à sismicité moyenne de (II- a). Étant des ouvrages d'importance vitale, les terminaux à conteneurs sont classés dans le Groupe 1A, donc la magnitude de 6,5 ainsi que l'accélération maximale du séisme horizontal de 0,25g sont retenues.

IV.4.1 Méthode d'Andrus et al (2004)

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

IV.4.1.1 Sondage (01) port de Djendjen

Tableau IV.1 calcul de facteur de sécurité méthode d'Andrus et al (sondage 01)

z(m)	N	σ_{vo} (Kpa)	σ'_{vo} (Kpa)	N160	CSR	CRR	FS
3	9	51	21	14,72971	0,385586	0,385586	0,720481
6	10	102	42	11,57275	0,376529	0,376529	0,495224
9	13	153	63	12,28385	0,367472	0,367472	0,469641
12	26	204	84	21,27624	0,336867	0,336867	0,813173
15	26	255	105	19,03005	0,305256	0,305256	0,725607
18	35	306	126	23,38536	0,273645	0,273645	1,033487

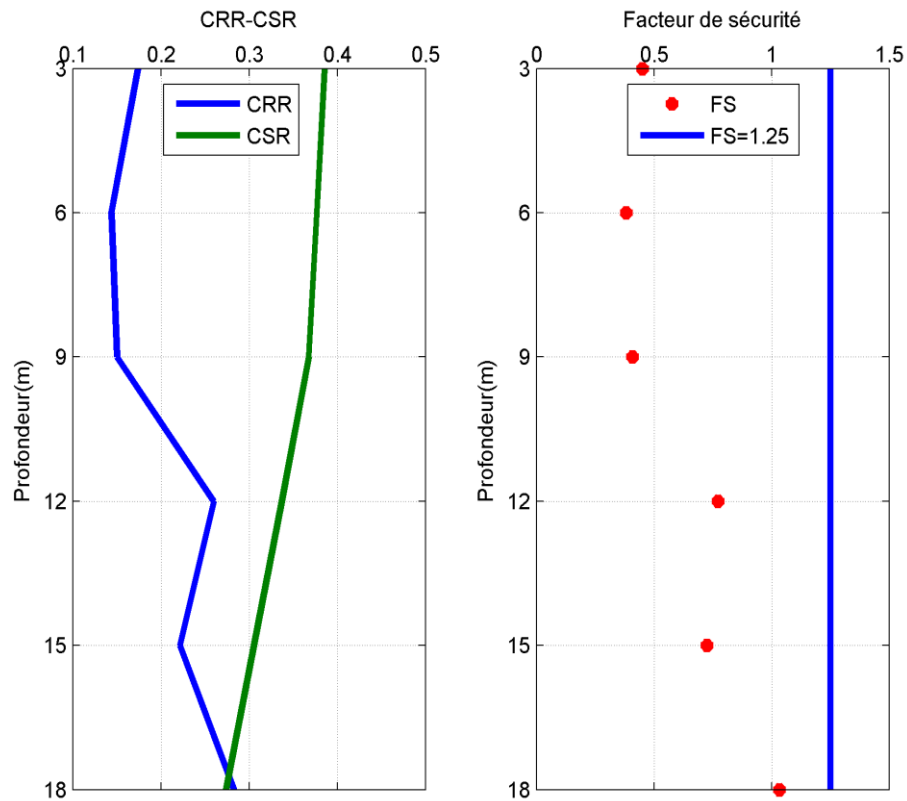


Figure IV.2 variations de FS, CRR et CSR en fonction de la profondeur (Sondage 01)

D’après la figure (IV.2) qui représente la variation de facteur de sécurité et CRR et CSR en fonction de la profondeur, FS est inférieur à 1.25 aux tous les points, ce qui signifie qu’à ces profondeurs le sol est liquéfiable.

IV.4.1.2 Port de DjenDjen (sondage 02)

Tableau IV.2 Calcul de facteur de sécurité méthode d’Andrus et (Sondage 02)

z(m)	N	σ_{vo} (Kpa)	σ'_{vo} (Kpa)	N160	CSR	CRR	FS
3	8	51	21	13,09307	0,385586	0,157825	0,409312
6	8	102	42	9,258201	0,376529	0,123236	0,327294
9	25	153	63	23,62278	0,367472	0,308851	0,840475
12	32	204	84	26,18615	0,336867	0,389078	1,154988
15	45	255	105	32,93663	0,305256	1,749687	5,731864
18	38	306	126	25,38982	0,273645	0,335671	1,226665

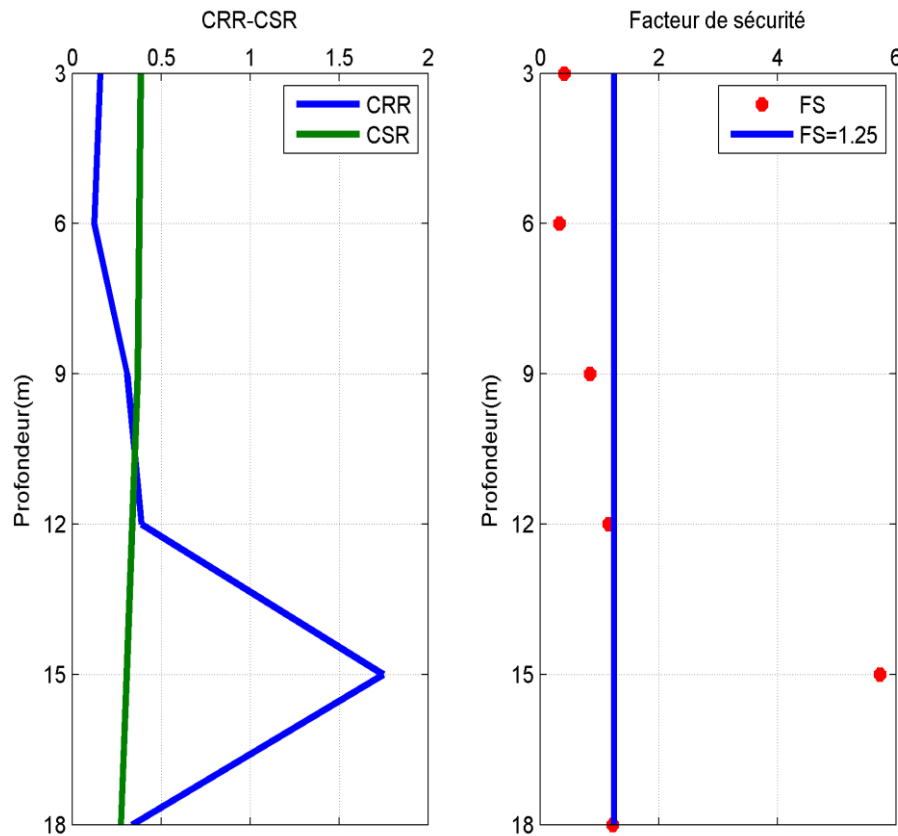


Figure IV.3 Variation de FS, CRR et CSR en fonction de la profondeur
(Sondage 02)

D’après la figure (IV.3) qui représente la variation de facteur de sécurité en fonction de la profondeur, FS est inférieur à 1.25 aux points 3m, 6m, 9m et 12 m ce qui signifie qu’à ces profondeurs le sol est liquéfiable. Par contre au (15m, 18m) il n’y a pas de risque de liquéfaction.

IV.4.1.3 Sondage (03) port de Djendjen

Tableau IV.3 Calcul de facteur de sécurité méthode d’Andrus et (Sondage 03)

z(m)	N	σ_{v0} (Kpa)	σ'_{v0} (Kpa)	N160	CSR	CRR	FS
3	10	51	21	16,36634	0,385586	0,191501	0,496649
6	9	102	42	10,41548	0,376529	0,133394	0,354272
9	14	153	63	13,22876	0,367472	0,159118	0,433008
12	24	204	84	19,63961	0,336867	0,233512	0,693187
15	25	255	105	18,29813	0,305256	0,211768	0,69374
18	37	306	126	24,72166	0,273645	0,315897	1,154404

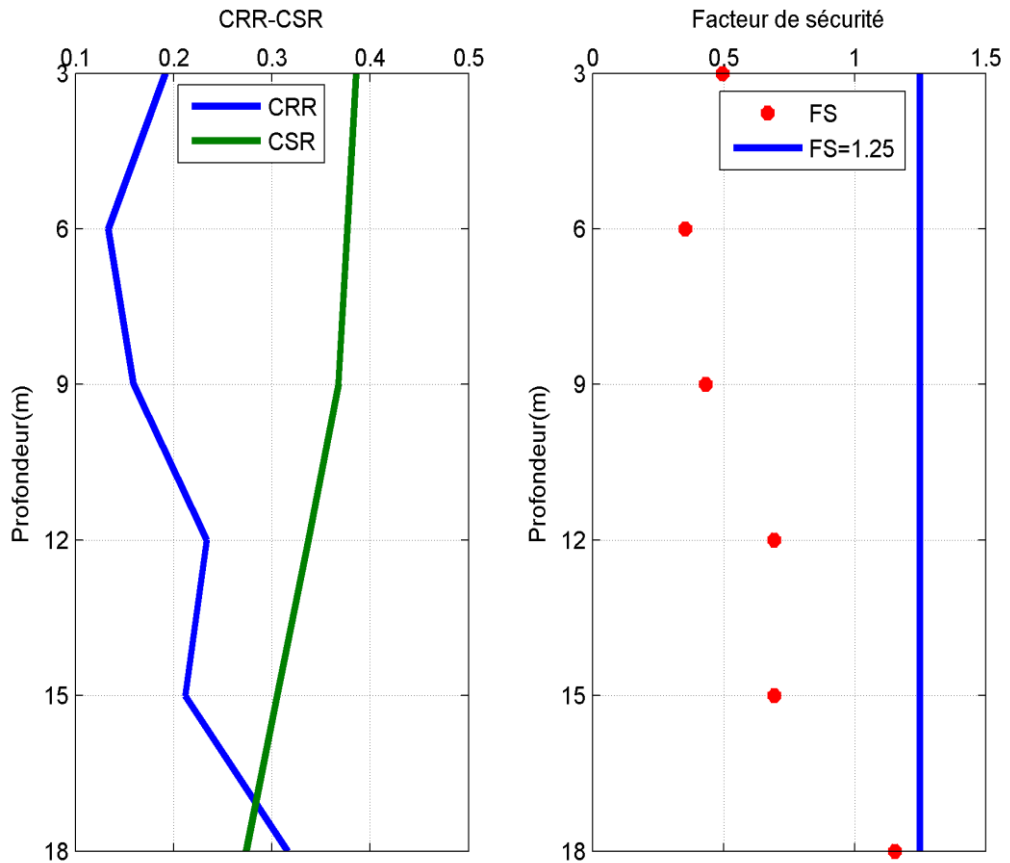


Figure IV.4 variations de FS, CRR et CSR en fonction de la profondeur (Sondage03)

D’après la figure (IV.4) qui représente la variation de facteur de sécurité et CRR et CSR en fonction de la profondeur, FS est inférieur à 1.25 aux tous les points, ce qui signifie qu’à ces profondeurs le sol est liquéfiable.

IV.4.1.4 Sondage (04) port de Djendjen

Tableau IV.4 Calcul de facteur de sécurité méthode d’Andrus et (Sondage 04)

z(m)	N	σ_{vo} (Kpa)	σ'_{vo} (Kpa)	N160	CSR	CRR	FS
3	11	51	21	18,00298	0,385586	0,211085	0,54744
6	10	102	42	11,57275	0,376529	0,143739	0,381747
9	25	153	63	23,62278	0,367472	0,308851	0,840475
12	26	204	84	21,27624	0,336867	0,259971	0,771732
15	28	255	105	20,4939	0,305256	0,243139	0,796506
18	47	306	126	31,4032	0,273645	0,867723	3,170978

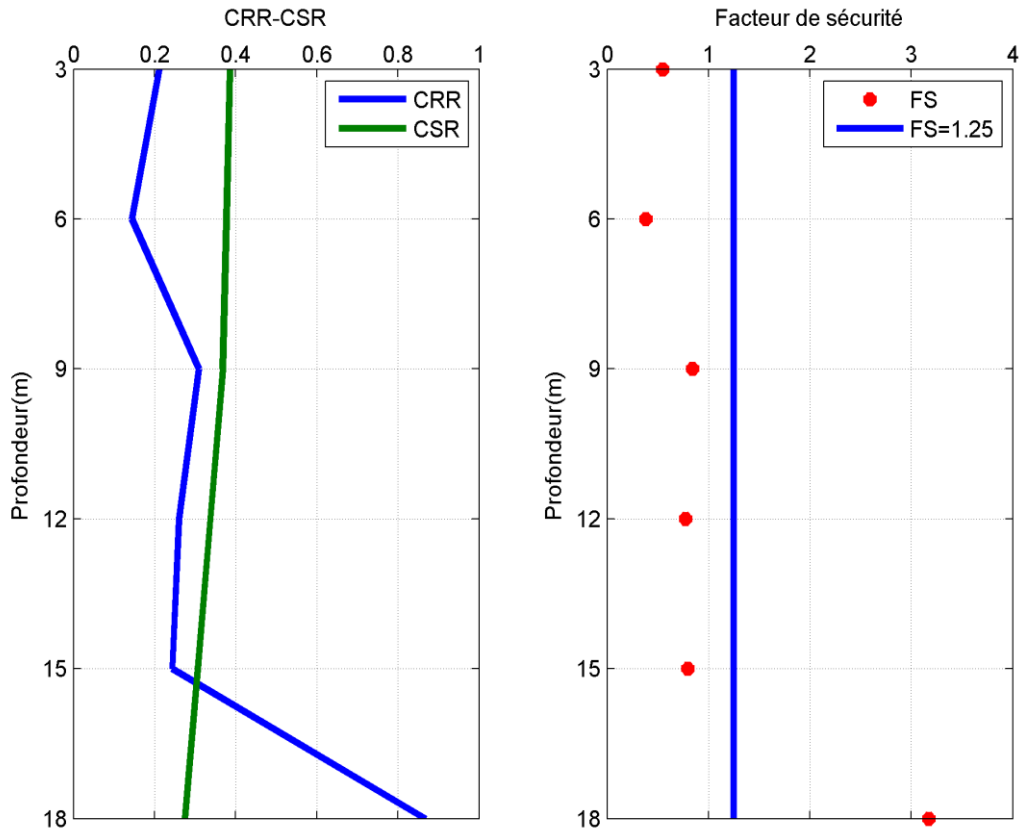


Figure IV.5 variations de FS, CRR et CSR en fonction de la profondeur (Sondage 04)

D’après la figure (IV.5) qui représente la variation de facteur de sécurité en fonction de la profondeur, FS est inférieure à 1.25 aux points 3m, 6m, 9m, 12 m et 15m, ce qui signifie qu’à ces profondeurs le sol est liquéfiable. par contre à (18m) il n’y a pas de risque de liquéfaction.

IV.4.1.5 Sondage (05) port de Djendjen

Tableau IV.5 Calcul de facteur de sécurité méthode d’Andrus et (Sondage 05)

z(m)	N	σ_{vo} (Kpa)	σ'_{vo} (Kpa)	N160	CSR	CRR	FS
3	15	51	21	24,54951	0,385586	0,333535	0,865008
6	21	102	42	24,30278	0,376529	0,326575	0,86733
9	29	153	63	27,40242	0,367472	0,445596	1,212598
12	26	204	84	21,27624	0,336867	0,259971	0,771732
15	23	255	105	16,83428	0,305256	0,194002	0,635538
18	34	306	126	22,71721	0,273645	0,268748	0,982105

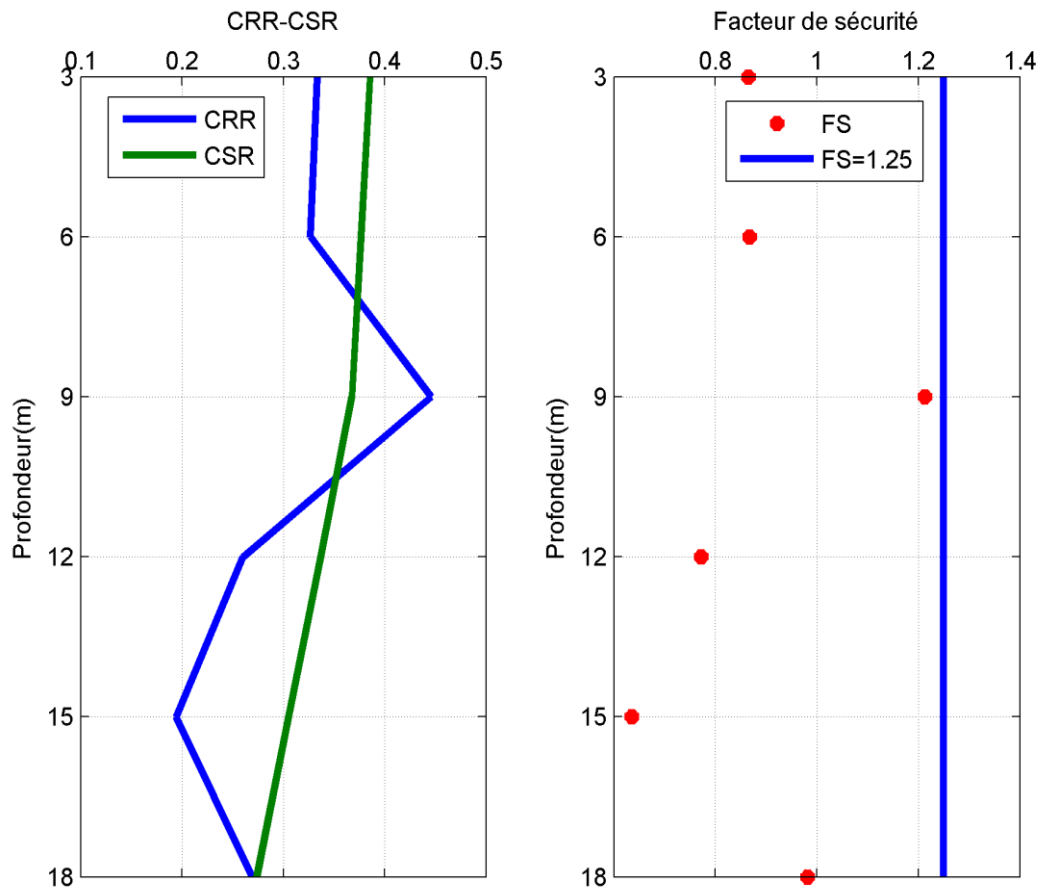


Figure IV.6 Variation de FS, CRR et CSR en fonction de la profondeur
(Sondage 05)

D’après la figure (IV.6) qui représente la variation de facteur de sécurité et CRR et CSR en fonction de la profondeur, FS est inférieur à 1.25 aux tous les points, ce qui signifie qu’à ces profondeurs le sol est liquéfiable.

IV.4.1.6 Sondage (06) port de Djendjen

Tableau IV.6 Calcul de facteur de sécurité méthode d’Andrus et (Sondage 06)

z(m)	N	σ_{vo} (Kpa)	σ'_{vo} (Kpa)	N160	CSR	CRR	FS
3	12	51	21	19,63961	0,385586	0,233512	0,605603
6	15	102	42	17,35913	0,376529	0,203093	0,539382
9	17	153	63	16,06349	0,367472	0,188119	0,511928

12	25	204	84	20,45793	0,336867	0,246142	0,730681
15	25	255	105	18,29813	0,305256	0,211768	0,69374
18	32	306	126	21,3809	0,273645	0,244299	0,892759

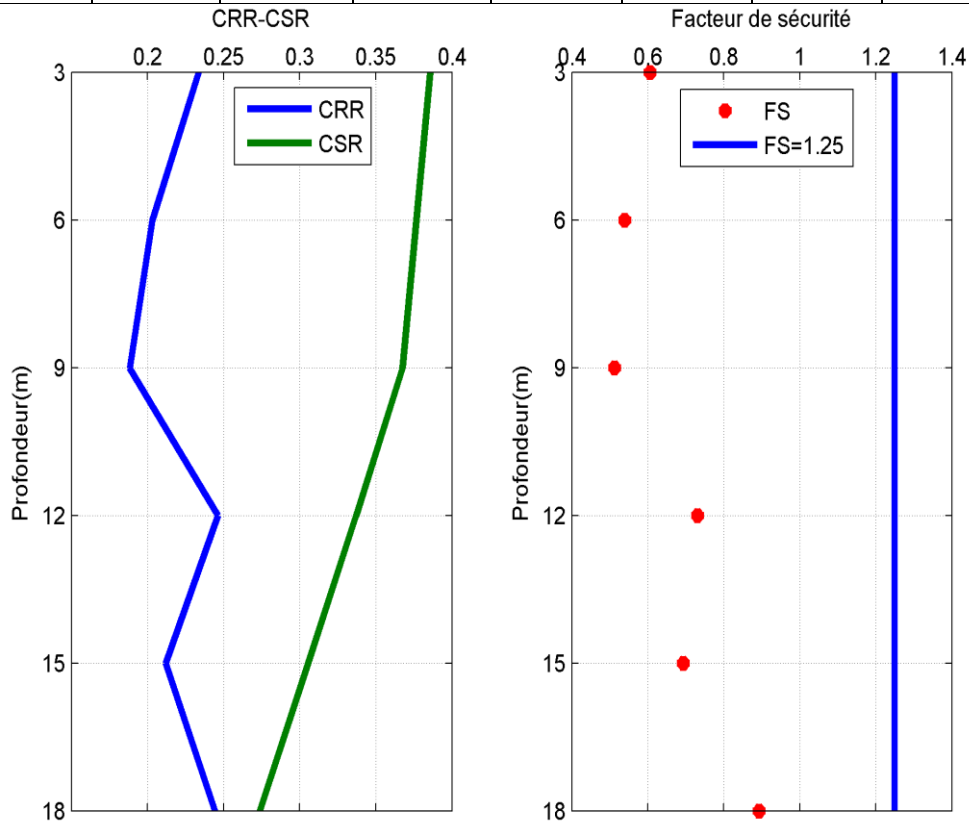


Figure IV.7 variations de FS, CRR et CSR en fonction de la profondeur (Sondage 06)

D’après la figure (IV.7) qui représente la variation de facteur de sécurité, CRR et CSR en fonction de la profondeur, FS est inférieur à 1.25 aux tous les points, ce qui signifie qu’à ces profondeurs le sol est liquéfiable.

IV.4.2 Méthode d’Idriss et Boulanger (2006)

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

IV.4.2.1 Sondage (01) port de Djendjen

Tableau IV.7 Calcul de facteur de sécurité méthode d’Idriss et Boulanger (Sondage 01)

z(m)	N	σ_{vo} (Kpa)	σ'_{vo} (Kpa)	N160	N160cs	CSR	CRR	FS
3	9	51	21	14,72971	14,72971	0,385586	0,2219	0,5756

6	10	102	42	11,57275	11,57275	0,376529	0,1865	0,4953
9	13	153	63	12,28385	12,28385	0,367472	0,1941	0,5283
12	26	204	84	21,27624	21,27624	0,336867	0,3209	0,9526
15	26	255	105	19,03005	19,03005	0,305256	0,2766	0,9062
18	35	306	126	23,38536	23,38536	0,273645	0,3449	1,2605

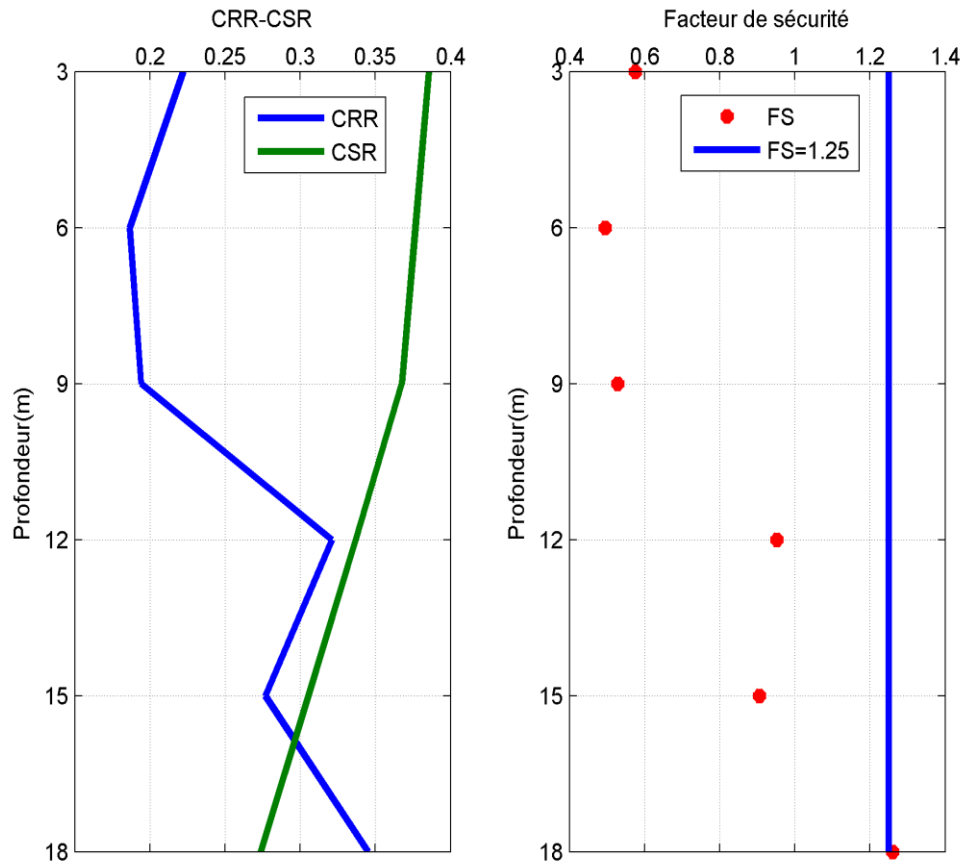


Figure IV.8 variations de FS, CRR et CSR en fonction de la profondeur (Sondage 01)

D’après la figure (IV.8) qui représente la variation de facteur de sécurité, CRR et CSR en fonction de la profondeur, FS est inférieur à 1.25 aux tous les points, ce qui signifie qu’à ces profondeurs le sol est liquéfiable.

IV.4.2.2 Sondage (02) port de Djendjen

Tableau IV.8 Calcul de facteur de sécurité méthode d’Idriss et Boulanger (Sondage 02)

z(m)	N	σ_{vo} (Kpa)	σ'_{vo} (Kpa)	N160	N160cs	CSR	CRR	FS
3	8	51	21	13,09307	13,09307	0,385586	0,203	0,5265
6	8	102	42	9,258201	9,258201	0,376529	0,1629	0,4327

9	25	153	63	23,62278	23,62278	0,367472	0,3761	1,0235
12	32	204	84	26,18615	26,18615	0,336867	0,4631	1,3749
15	45	255	105	32,93663	32,93663	0,305256	1,0672	3,496
18	38	306	126	25,38982	25,38982	0,273645	0,4031	1,4732

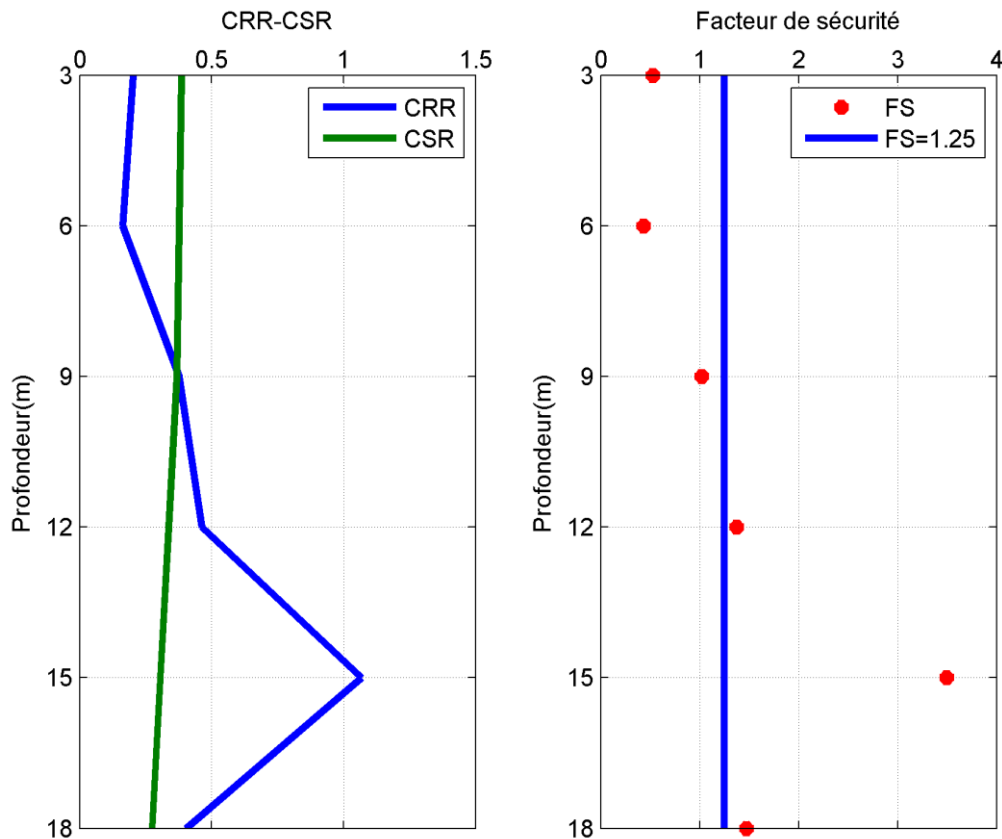


Figure IV.9 variation de FS, CRR et CSR en fonction de la profondeur (Sondage 02)

D’après la figure (IV.9) qui représente la variation de facteur de sécurité en fonction de la profondeur, FS est inférieur à 1.25 aux points 3m, 6m, 9m ce qui signifie qu’à ces profondeurs le sol est liquéfiable. Par contre au (,12m,15m et18m) il n’y a pas de risque de liquéfaction.

IV.4.2.3 Sondage (03) port de Djendjen

Tableau IV.9 Calcul de facteur de sécurité méthode d’Idriss et Boulanger (Sondage 03)

z(m)	N	σ_{vo} (Kpa)	σ'_{vo} (Kpa)	N160	N160cs	CSR	CRR	FS
3	10	51	21	16,36634	16,36634	0,385586	0,2424	0,6286
6	9	102	42	10,41548	10,41548	0,376529	0,1745	0,4634

9	14	153	63	13,22876	3,22876	0,367472	0,2045	0,5566
12	24	204	84	19,63961	19,63961	0,336867	0,2907	0,863
15	25	255	105	18,29813	18,29813	0,305256	0,2655	0,8697
18	37	306	126	24,72166	24,72166	0,273645	0,3816	1,3946

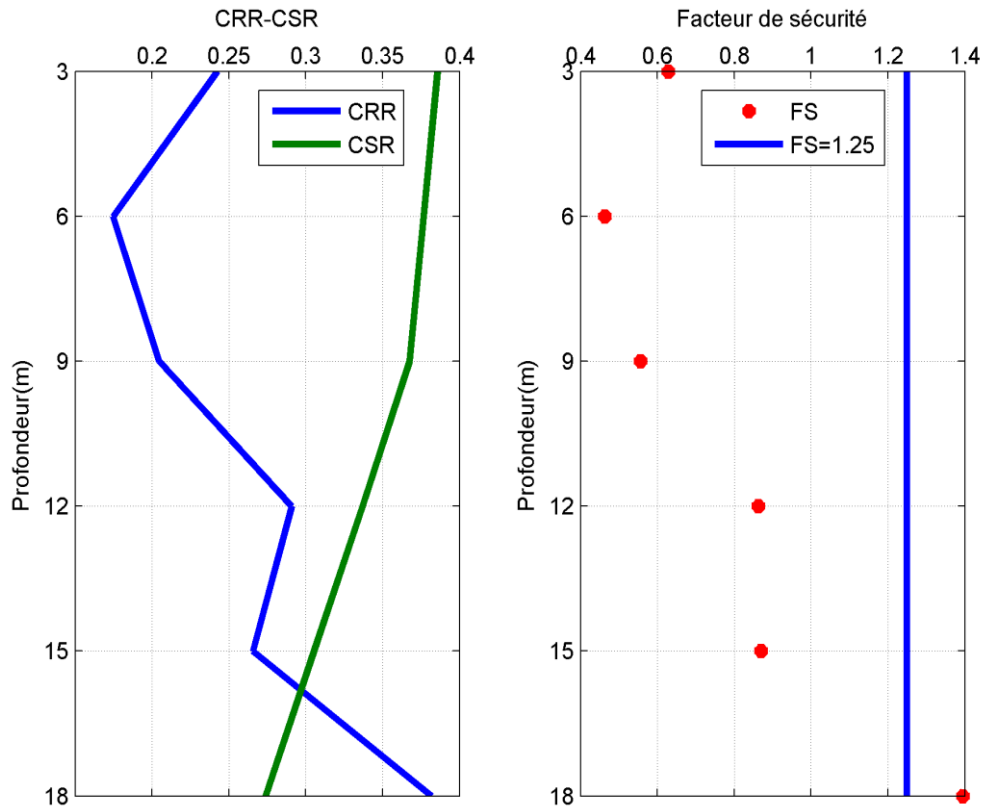


Figure IV.10 variations de FS, CRR et CSR en fonction de la profondeur (Sondage 03)

D’après la figure (IV.10) qui représente la variation de facteur de sécurité en fonction de la profondeur, FS est inférieur à 1.25 aux points 3m, 6m, 9m, 12 m et 15m, ce qui signifie qu’à ces profondeurs le sol est liquéfiable. Par contre au (18m) il n’y a pas de risque de liquéfaction.

IV.4.2.4 Sondage (04) port de Djendjen

Tableau IV.10 Calcul de facteur de sécurité méthode d’Idriss etBoulanger(Sondage 04)

z(m)	N	σ_{vo} (Kpa)	σ'_{vo} (Kpa)	N160	N160cs	CSR	CRR	FS
3	11	51	21	18,00298	18,00298	0,385586	0,265	0,6873
6	10	102	42	11,57275	11,57275	0,376529	0,1865	0,4953

9	25	153	63	23,62278	23,62278	0,367472	0,3761	1,0235
12	26	204	84	21,27624	21,27624	0,336867	0,3209	0,9526
15	28	255	105	20,4939	20,4939	0,305256	0,3014	0,9873
18	47	306	126	31,4032	31,4032	0,273645	0,7919	2,894

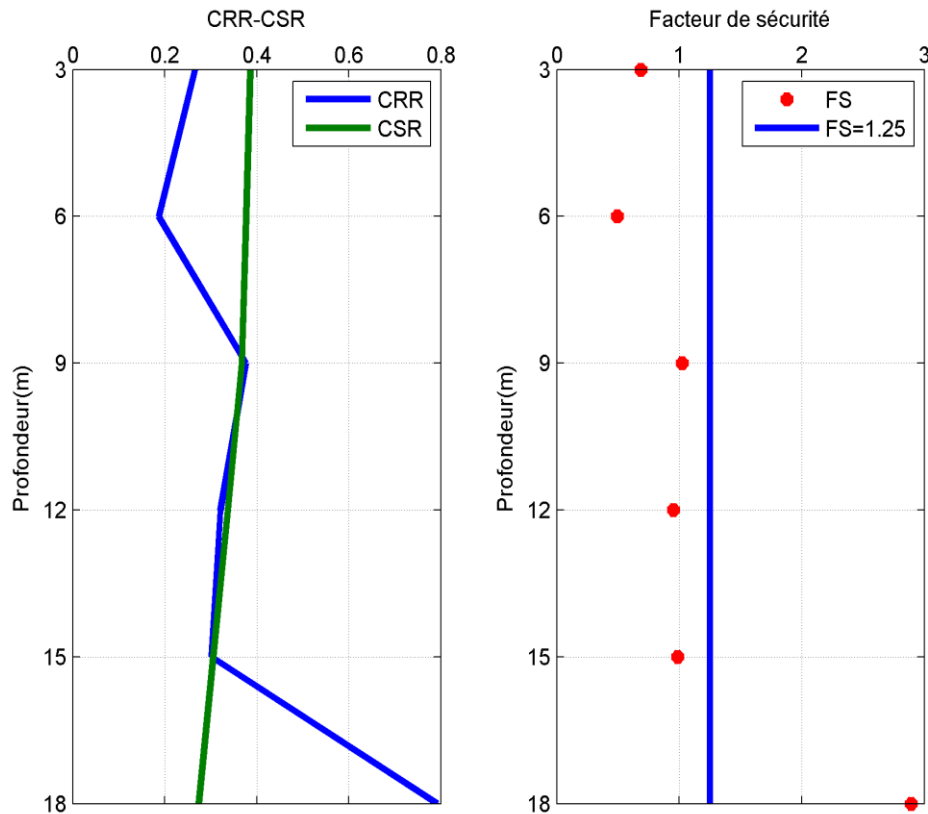


Figure IV.11 variations de FS, CRR et CSR en fonction de la profondeur (Sondage 04)

D’après la figure (IV.11) qui représente la variation de facteur de sécurité en fonction de la profondeur, FS est inférieur à 1.25 aux points 3m, 6m, 9m, 12 m et 15m, ce qui signifie qu’à ces profondeurs le sol est liquéfiable. Par contre au (18m) il n’y a pas de risque de liquéfaction.

IV.4.2.5 Sondage (05) port de Djendjen

Tableau IV.11 Calcul de facteur de sécurité méthode d’Idriss et Boulanger (Sondage 05)

z(m)	N	σ_{v0} (Kpa)	σ'_{v0} (Kpa)	N160	N160cs	CSR	CRR	FS
3	15	51	21	24,54951	24,54951	0,385586	0,4035	1,046459
6	21	102	42	24,30278	24,30278	0,376529	0,39582	1,051236
9	29	153	63	27,40242	27,40242	0,367472	0,520108	1,415368
12	26	204	84	21,27624	21,27624	0,336867	0,320903	0,95261
15	23	255	105	16,83428	16,83428	0,305256	0,244992	0,802578
18	34	306	126	22,71721	22,71721	0,273645	0,329096	1,202637

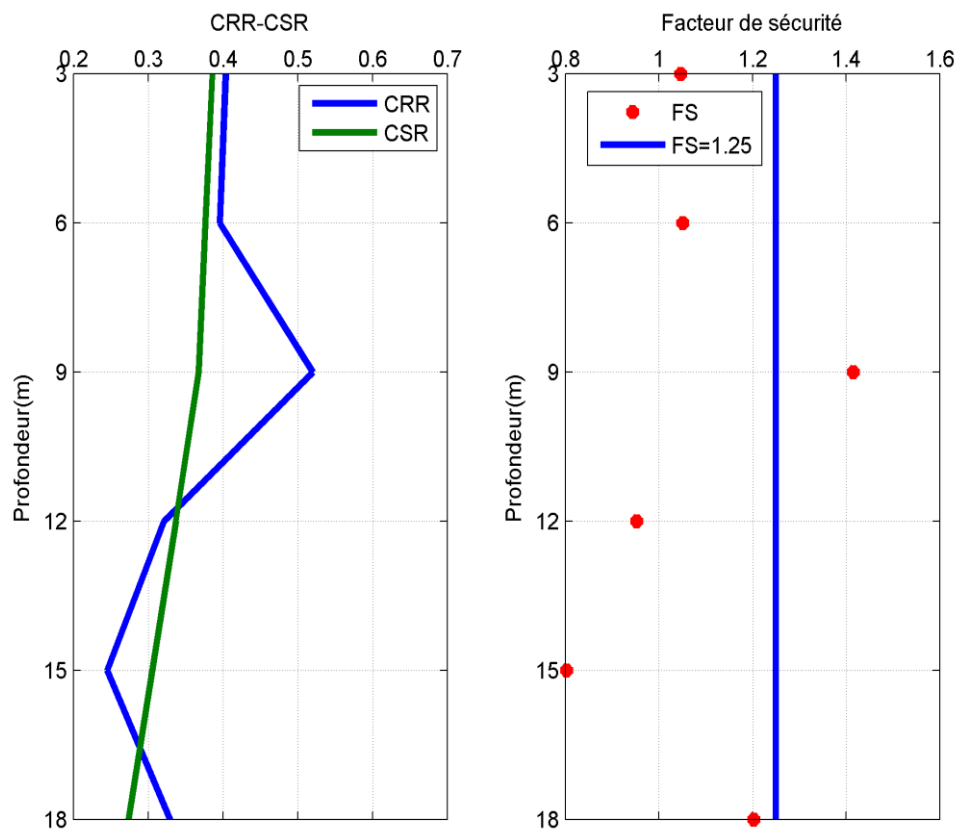


Figure IV.12 variations de FS, CRR et CSR en fonction de la profondeur (Sondage 05)

D’après la figure (IV.12) qui représente la variation de facteur de sécurité en fonction de la profondeur, FS est inférieur à 1.25 aux points 3m, 6m, 12m, 15 m et 18m, ce qui signifie qu’à ces profondeurs le sol est liquéfiable. Par contre au (9m) le sol est susceptible à la liquéfaction.

IV.4.2.6 Sondage (06) port de Djendjen

Tableau IV.12 Calcul de facteur de sécurité méthode d’Idriss et Boulanger(Sondage06)

z(m)	N	σ_{vo} (Kpa)	σ'_{vo} (Kpa)	N160	N160cs	CSR	CRR	FS
3	12	51	21	19,63961	19,63961	0,385586	0,2907	0,754
6	15	102	42	17,35913	17,35913	0,376529	0,2558	0,6794
9	17	153	63	16,06349	16,06349	0,367472	0,2385	0,6489
12	25	204	84	20,45793	20,45793	0,336867	0,3052	0,9058
15	25	255	105	18,29813	18,29813	0,305256	0,2655	0,8697
18	32	306	126	21,3809	21,3809	0,273645	0,3014	1,1014

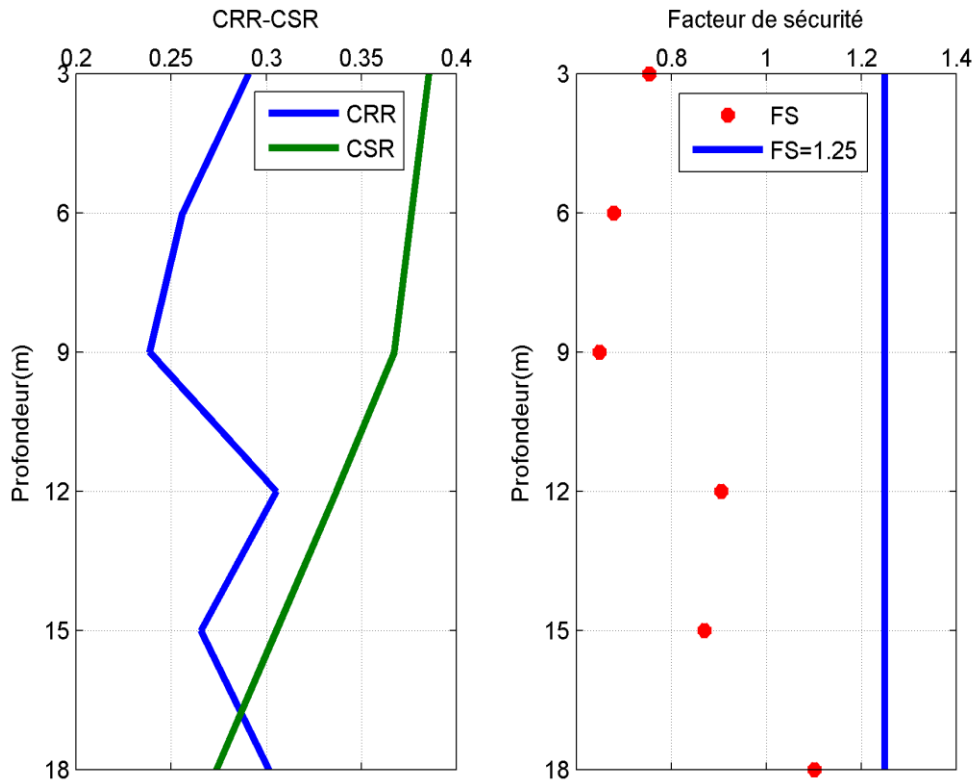


Figure IV.13 variations de FS, CRR et CSR en fonction de la profondeur (Sondage 06)

D’après la figure (IV.13) qui représente la variation de facteur de sécurité, CRR et CSR en fonction de la profondeur, FS est inférieur à 1.25 aux tous les points, ce qui signifie qu’à ces profondeurs le sol est liquéfiable.

IV.4.3 Méthode de Youd et al. (2001)

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

IV.4.3.1 Sondage (01) port de Djendjen

Tableau IV.13 Calcul de facteur de sécurité méthode de Youd et al (Sondage 01)

z(m)	N	σ_{vo} (Kpa)	σ'_{vo} (Kpa)	N160	CSR	CRR	FS
3	9	51	21	14,72971	0,385586	0,227	0,5886
6	10	102	42	11,57275	0,376529	0,1835	0,4875
9	13	153	63	12,28385	0,367472	0,193	0,5253
12	26	204	84	21,27624	0,336867	0,3346	0,9932
15	26	255	105	19,03005	0,305256	0,2895	0,9484
18	35	306	126	23,38536	0,273645	0,3541	1,2938

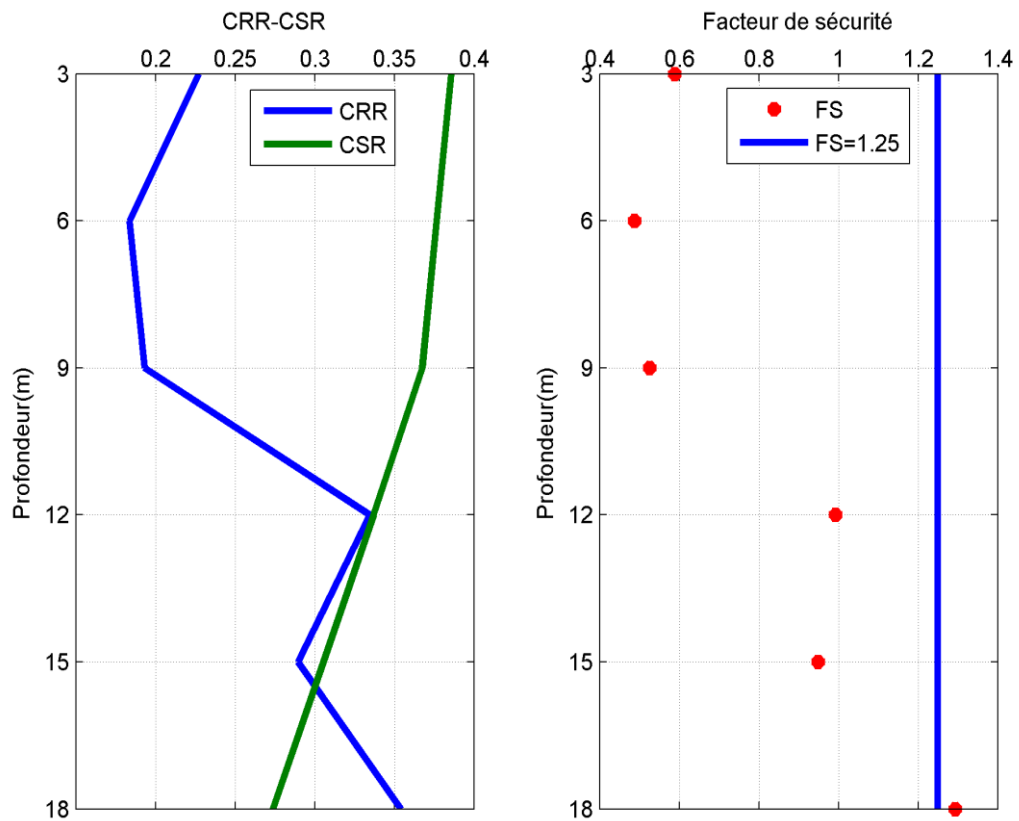


Figure IV.14 variations de FS, CRR et CSR en fonction de la profondeur (Sondage 01)

D’après la figure (IV.14) qui représente la variation de facteur de sécurité en fonction de la profondeur, FS est inférieur à 1.25 aux points 3m, 6m, 9m, 12 m et 15m, ce qui signifie qu’à ces profondeurs le sol est liquéfiable. Par contre au (18m) le sol est susceptible à la liquéfaction.

IV.4.3.2 Sondage (02) port de Djendjen

Tableau IV.14 Calcul de facteur de sécurité méthode de Youd et al (Sondage 02)

z(m)	N	σ_{vo} (Kpa)	σ'_{vo} (Kpa)	N160	CSR	CRR	FS
3	8	51	21	13,09307	0,385586	0,204	0,5291
6	8	102	42	9,258201	0,376529	0,1538	0,4085
9	25	153	63	23,62278	0,367472	0,3851	1,048
12	32	204	84	26,18615	0,336867	0,4579	1,3594
15	45	255	105	32,93663	0,305256	1,677	5,4937
18	38	306	126	25,38982	0,273645	0,4034	1,4743

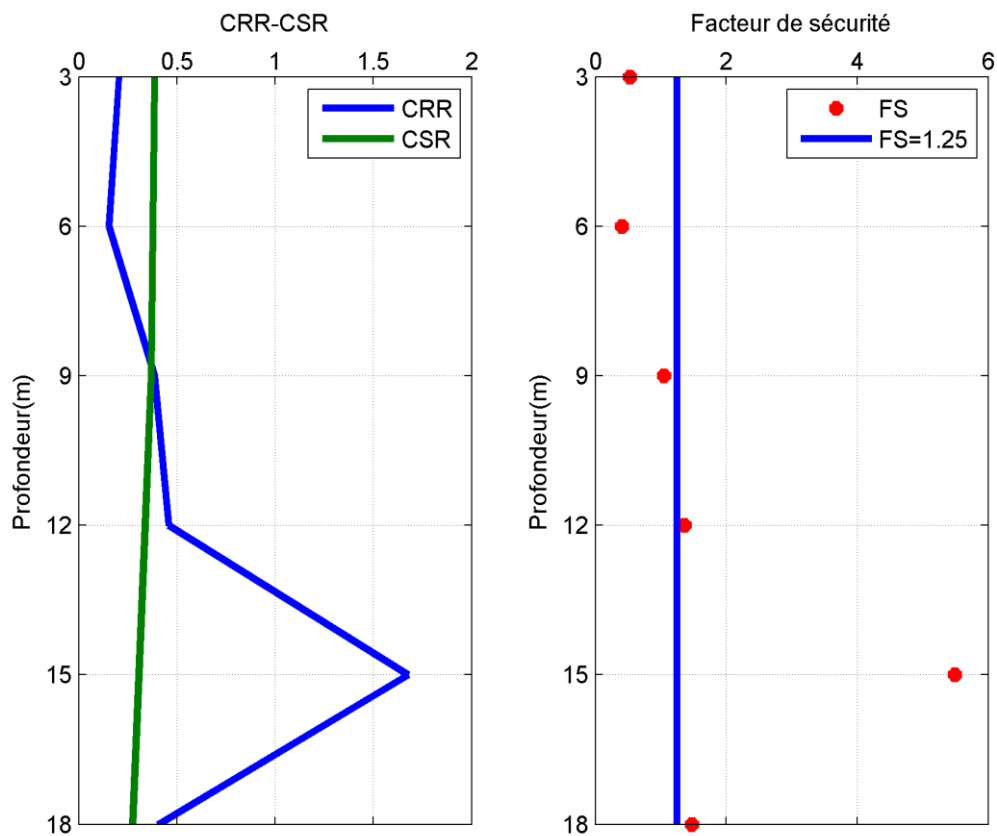


Figure IV.15 variations de FS, CRR et CSR en fonction de la profondeur (Sondage 02)

D'après la figure (IV.15) qui représente la variation de facteur de sécurité en fonction de la profondeur, FS est inférieur à 1.25 aux points 3m, 6m et 9m ce qui signifie qu'à

ces profondeurs le sol est liquéfiable. Par contre au (12m et 18m) le sol est susceptible à la liquéfaction. par contre (15m) il n'y a pas de liquéfaction.

IV.4.3.3 Sondage (03) port de Djendjen**Tableau IV.15** Calcul de facteur de sécurité méthode de Youd et al (Sondage 03)

z(m)	N	σ_{vo} (Kpa)	σ'_{vo} (Kpa)	N160	CSR	CRR	FS
3	10	51	21	16,36634	0,385586	0,2511	0,6513
6	9	102	42	10,41548	0,376529	0,1685	0,4474
9	14	153	63	13,22876	0,367472	0,2059	0,5602
12	24	204	84	19,63961	0,336867	0,3043	0,9034
15	25	255	105	18,29813	0,305256	0,2775	0,9089
18	37	306	126	24,72166	0,273645	0,3856	1,409

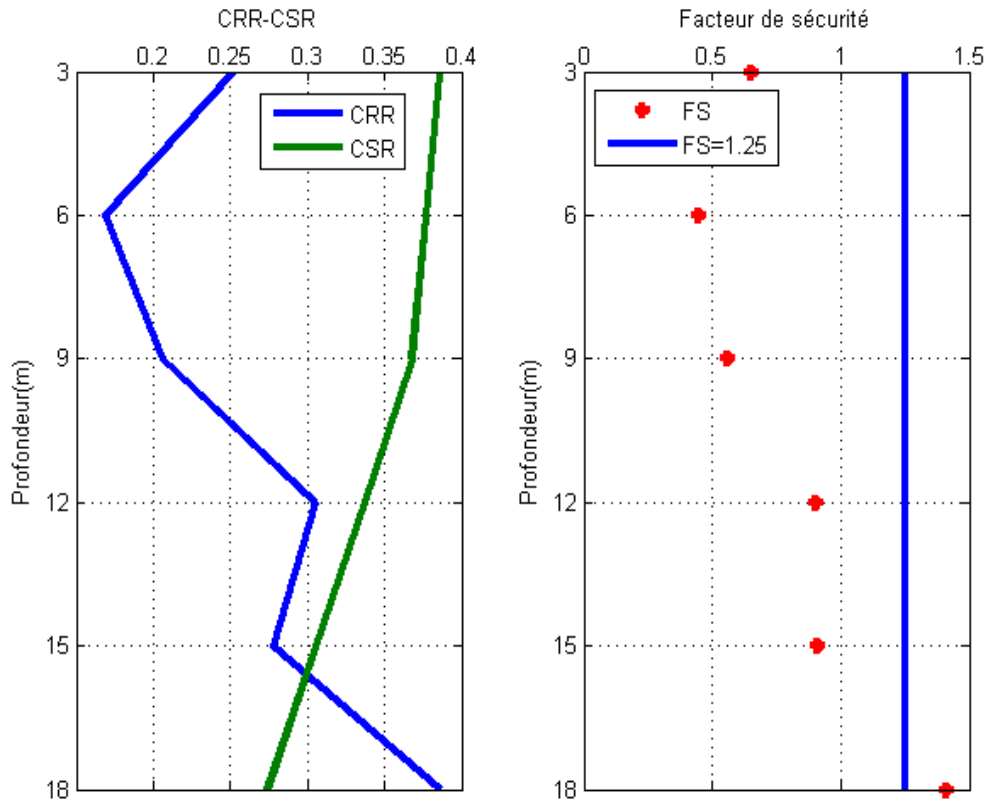


Figure IV.16 variations de FS, CRR et CSR en fonction de la profondeur (Sondage 03)

D’après la figure (IV.16) qui représente la variation de facteur de sécurité en fonction de la profondeur, FS est inférieur à 1.25 aux points 3m, 6m, 9m, 12 m et 15m, ce qui signifie qu’à ces profondeurs le sol est liquéfiable. Par contre au (18m) le sol est susceptible à la liquéfaction.

IV.4.3.4 Sondage (04) port de Djendjen

Tableau IV.16 Calcul de facteur de sécurité méthode de Youd et al (Sondage 04)

z(m)	N	σ_{vo} (Kpa)	σ'_{vo} (Kpa)	N160	CSR	CRR	FS
3	11	51	21	18,00298	0,385586	0,2767	0,7177
6	10	102	42	11,57275	0,376529	0,1835	0,4875
9	25	153	63	23,62278	0,367472	0,3851	1,048
12	26	204	84	21,27624	0,336867	0,3346	0,9932
15	28	255	105	20,4939	0,305256	0,3151	1,0321
18	47	306	126	31,4032	0,273645	0,8251	3,0153

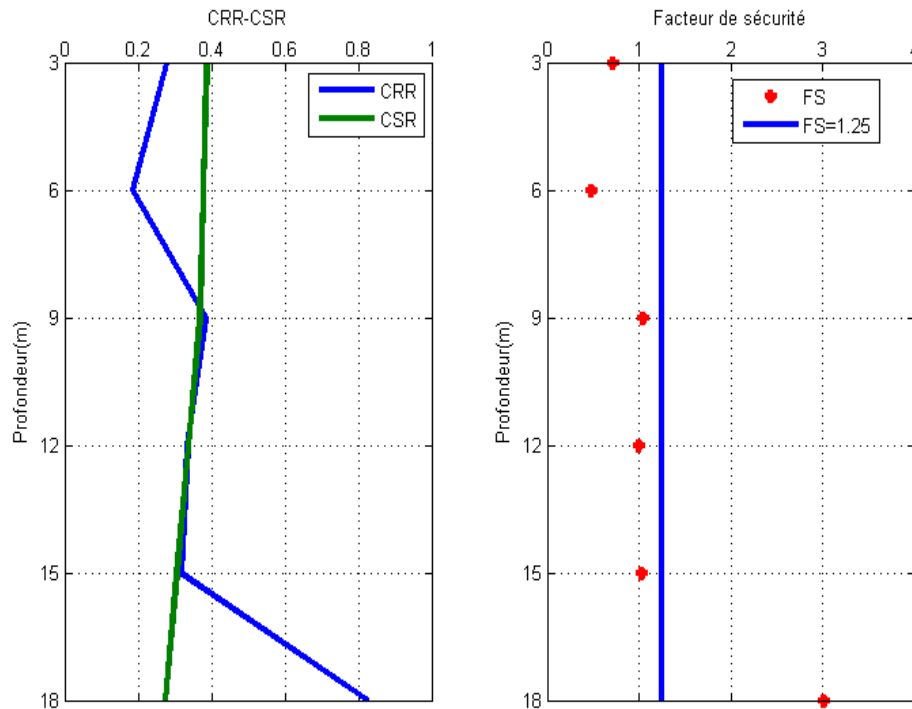


Figure IV.17 variations de FS, CRR et CSR en fonction de la profondeur (Sondage 04)

D’après la figure (IV.17) qui représente la variation de facteur de sécurité en fonction de la profondeur, FS est inférieur à 1.25 aux points 3m, 6m, 9m, 12 m et 15m, ce qui signifie qu’à ces profondeurs le sol est liquéfiable. Par contre au (18m) il n’y a pas de liquéfaction.

IV.4.3.5 Sondage (05) port de Djendjen

Tableau IV.17 Calcul de facteur de sécurité méthode de Youd et al (Sondage 05)

z(m)	N	σ_{v0} (Kpa)	σ'_{v0} (Kpa)	N160	CSR	CRR	FS
3	15	51	21	24,54951	0,385586	0,4085797	1,059634
6	21	102	42	24,30278	0,376529	0,4020746	1,067846
9	29	153	63	27,40242	0,367472	0,5049	1,374
12	26	204	84	21,27624	0,336867	0,3346	0,9932
15	23	255	105	16,83428	0,305256	0,2545	0,8338
18	34	306	126	22,71721	0,273645	0,3399	1,2422

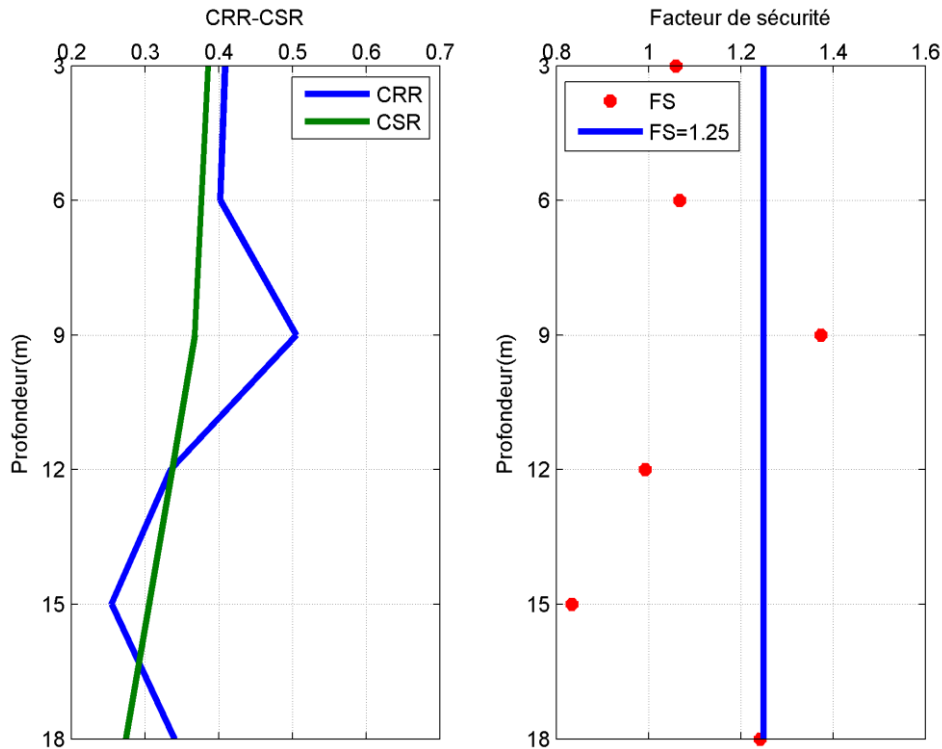


Figure IV.18 variations de FS, CRR et CSR en fonction de la profondeur (Sondage 05)

D’après la figure (IV.18) qui représente la variation de facteur de sécurité en fonction de la profondeur, FS est inférieur à 1.25 aux points 3m, 6m, 12 m ,15m et 18m, ce qui signifie qu’à ces profondeurs le sol est liquéfiable. Par contre au (9m) le sol est susceptible à la liquéfaction.

IV.4.3.6 Sondage (06) port de Djendjen

Tableau IV.18 Calcul de facteur de sécurité méthode de Youd et al (Sondage 06)

z(m)	N	σ_{vo} (Kpa)	σ'_{vo} (Kpa)	N160	CSR	CRR	FS
3	12	51	21	19,63961	0,385586	0,3043	0,7892
6	15	102	42	17,35913	0,376529	0,2665	0,7077
9	17	153	63	16,06349	0,367472	0,2465	0,6709
12	25	204	84	20,45793	0,336867	0,319	0,9471
15	25	255	105	18,29813	0,305256	0,2775	0,9089
18	32	306	126	21,3809	0,273645	0,3141	1,1477

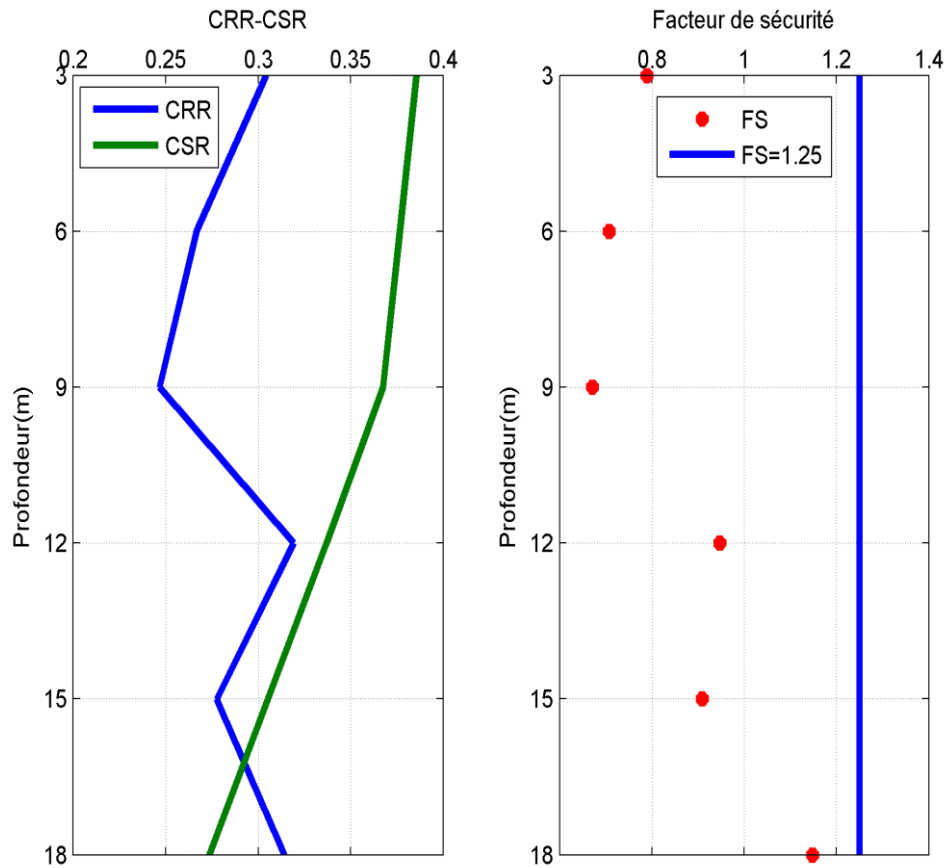


Figure IV.19 variations de FS, CRR et CSR en fonction de la profondeur (Sondage 06)

D’après la figure (IV.19) qui représente la variation de facteur de sécurité en fonction de la profondeur, FS est inférieur à 1.25 aux points 3m, 6m, 9m, 12 m, 15m et 18 ce qui signifie qu’à ces profondeurs le sol est liquéfiable.

IV.5 Evaluation de potentiel de la liquéfaction par l’essai CPT

IV.5.1 Méthode d’Olsen et al. (1997) :

IV.5.1.1 Sondage (01) port de Djendjen

Tableau IV.19 Calcul de facteur de sécurité méthode d’Olsen et al (Sondage 01)

z(m)	Qc(Mpa)	Fs(Mpa)	σ_{v0} (Mpa)	σ'_{v0} (Mpa)	Rf	CSR	CRR	FS
0.96	20.21	0.14	0.01632	0.00672	0.692726	0.391745	0.915368	2.336644
1.94	12.47	0.1	0.03298	0.01358	0.801925	0.388786	0.408778	1.051421
2.94	4.42	0.03	0.04998	0.02058	0.678733	0.385767	0.139563	0.36178
3.93	3.5	0.02	0.06681	0.02751	0.571429	0.382778	0.086225	0.22526

4.95	2.89	0.01	0.08415	0.03465	0.346021	0.379699	0.034353	0.090475
5.94	3.69	0.01	0.10098	0.04158	0.271003	0.37671	0.031271	0.083011
6.96	3.62	0.01	0.11832	0.04872	0.276243	0.37363	0.026423	0.070721
7.95	1.6	0.02	0.13515	0.05565	1.250000	0.370642	0.25922	0.699383
8.98	10.13	0.04	0.15266	0.06286	0.394867	0.367532	0.091546	0.249082
9.97	9.27	0.04	0.16949	0.06979	0.431499	0.358257	0.083276	0.232449
10.98	6.26	0.03	0.18666	0.07686	0.479233	0.347615	0.062502	0.179803
11.98	29.79	0.04	0.20366	0.08386	0.134273	0.337078	0.194237	0.576238
13.02	29.97	0.14	0.22134	0.09114	0.467134	0.326119	0.217423	0.666698
14	18.92	0.11	0.238	0.098	0.581395	0.315793	0.155882	0.493621
15	14	0.03	0.255	0.105	0.214286	0.305256	0.069619	0.228067
16	20.7	0.03	0.272	0.112	0.144928	0.294719	0.101243	0.343522
16.99	14.31	0.04	0.28883	0.11893	0.279525	0.284288	0.069628	0.244921
18.03	29.97	0.14	0.30651	0.12621	0.467134	0.273329	0.175614	0.6425

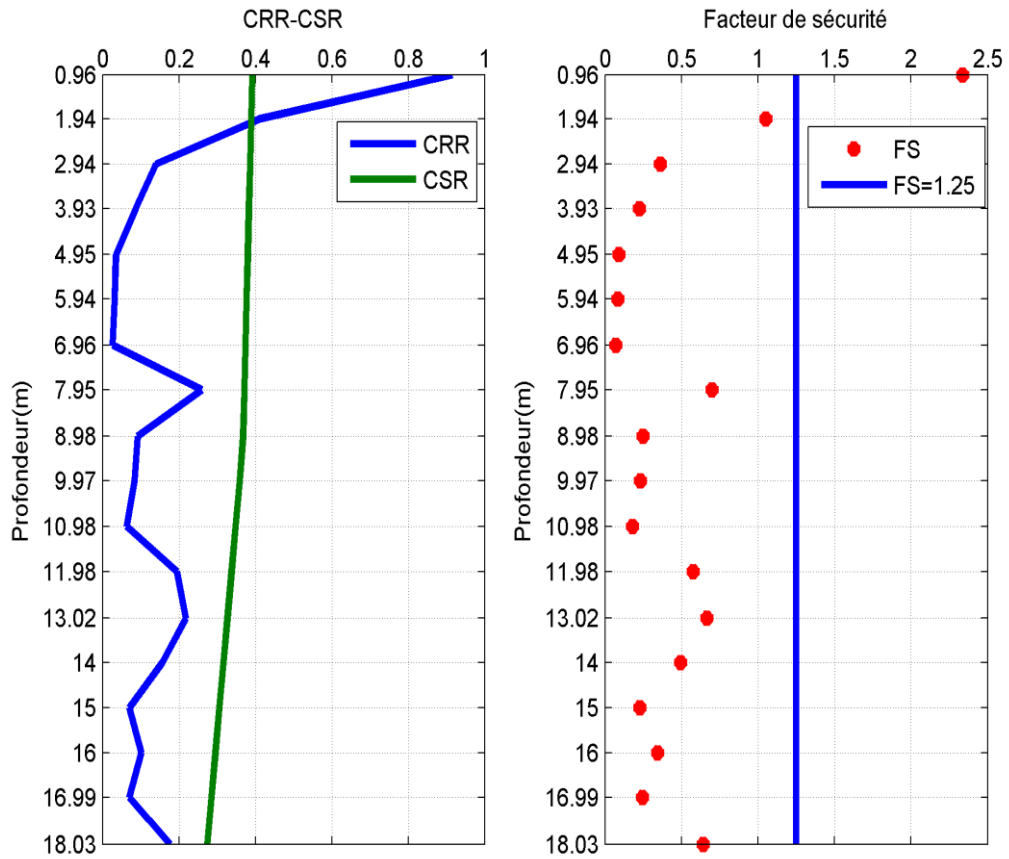


Figure IV.20 variations de FS, CRR et CSR en fonction de la profondeur (Sondage 01)

D’après la figure (IV.20) qui représente la variation de facteur de sécurité en fonction de la profondeur, FS est inférieur à 1.25 aux tous les points ce qui signifie qu’à ces profondeurs le sol est liquéfiable. Sauf la 1^{ère} point il n’ya pas de liquéfaction.

IV.5.1.2 Sondage (02) port de Djendjen

Tableau IV.20 Calcul de facteur de sécurité méthode d’Olsen et al (Sondage 02)

z(m)	Qc(Mpa)	fs(Mpa)	σ_{vo} (Mpa)	σ'_{vo} (Mpa)	Rf	CSR	CRR	FS
0.957	30	0.142	0.01626	0.00669	0.47333	0.39175	1.29006	3.29304
1.95	20.7	0.113	0.03315	0.01365	0.54589	0.38875	0.56120	1.44360
3.01	4.39	0.0158	0.05117	0.02107	0.35990	0.38555	0.08086	0.20974
4	3.78	0.0096	0.068	0.028	0.25396	0.38256	0.04510	0.11790
5.01	2.79	0.0097	0.08517	0.03507	0.34767	0.37951	0.03288	0.08665
6	3.54	0.0083	0.102	0.042	0.23446	0.37652	0.02604	0.06917
7.01	4.59	0.013	0.11917	0.04907	0.28322	0.37348	0.03714	0.09944

7.99	6.69	0.024	0.13583	0.05593	0.35874	0.37052	0.06141	0.16574
9	10.6	0.039	0.153	0.063	0.36792	0.36747	0.09206	0.25052
9.98	10.3	0.038	0.16966	0.06986	0.36893	0.35815	0.08315	0.23217
11	7.13	0.018	0.187	0.077	0.25245	0.34740	0.04078	0.11739
12	20.3	0.09	0.204	0.084	0.44335	0.33686	0.15568	0.46216
13	9.92	0.022	0.221	0.091	0.22177	0.32633	0.05136	0.15738
14	30.1	0.091	0.238	0.098	0.30232	0.31579	0.18643	0.59035
15	14.1	0.029	0.255	0.105	0.20567	0.30525	0.06962	0.22807
16	30.1	0.121	0.272	0.112	0.401993	0.294719	0.18094	0.61396

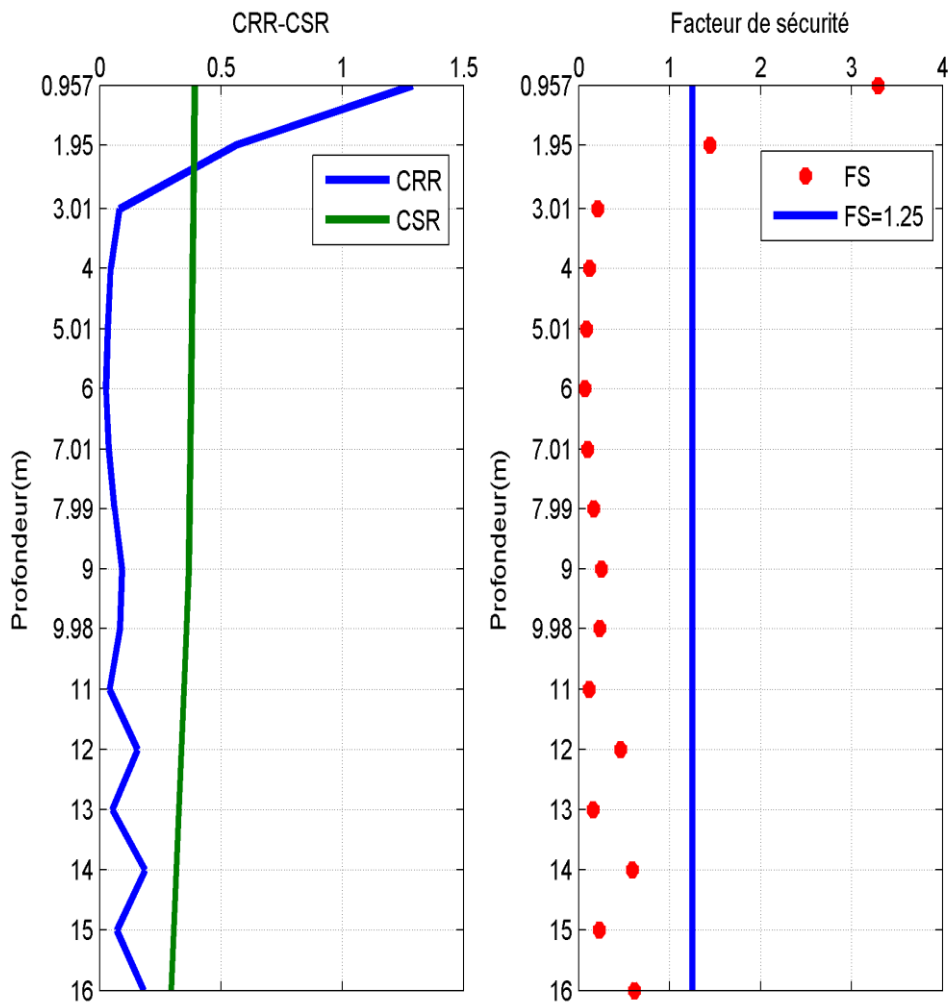


Figure IV.21 Variation de FS, CRR et CSR en fonction de la profondeur (Sondage 02)

D'après la figure (IV.21) qui représente la variation de facteur de sécurité en fonction de la profondeur, FS est inférieur à 1.25 aux tous les points ce qui signifie qu'à ces profondeurs le sol est liquéfiable. Sauf la 1^{ère} et la 2^{ème} point il n'ya pas de liquéfaction.

IV.5.1.3 Sondage (03) port de Djendjen

Tableau IV.21 Calcul de facteur de sécurité méthode d'Olsen et al (Sondage 03)

z(m)	Qc(Mpa)	fs(Mpa)	σ_{vo} (Mpa)	σ'_{vo} (Mpa)	Rf	CSR	CRR	FS
0.957	17.9	0.139	0.01626	0.00669	0.77653	0.39175	0.840087	2.144427
1.98	17.9	0.11	0.03366	0.01386	0.61452	0.38866	0.497532	1.280103
2.96	6.76	0.0168	0.05032	0.02072	0.24852	0.38570	0.116046	0.300867
3.95	4.98	0.0076	0.06715	0.02765	0.15261	0.38271	0.057534	0.150331
4.97	3.69	0.00612	0.08449	0.03479	0.16585	0.37963	0.029253	0.077056
5.96	4.48	0.00918	0.10132	0.04172	0.20491	0.37665	0.035148	0.093318
6.98	3.38	0.0184	0.11866	0.04886	0.54437	0.37357	0.061435	0.164455
7.96	7.8	0.0214	0.13532	0.05572	0.27435	0.37061	0.063182	0.17048
8.98	6.45	0.0138	0.15266	0.06286	0.21395	0.36753	0.040065	0.109011
9.97	11.4	0.0276	0.16949	0.06979	0.24210	0.35825	0.079059	0.220677
11	8.35	0.0168	0.187	0.077	0.20119	0.34740	0.046216	0.133032
12	18	0.0276	0.204	0.084	0.15333	0.33686	0.109466	0.324952
13	84.8	0.0184	0.221	0.091	0.02169	0.32633	0.556215	1.704454
14	16	0.0398	0.238	0.098	0.24875	0.31579	0.089649	0.283884
15	30	0.0597	0.255	0.105	0.199	0.30525	0.167739	0.549501

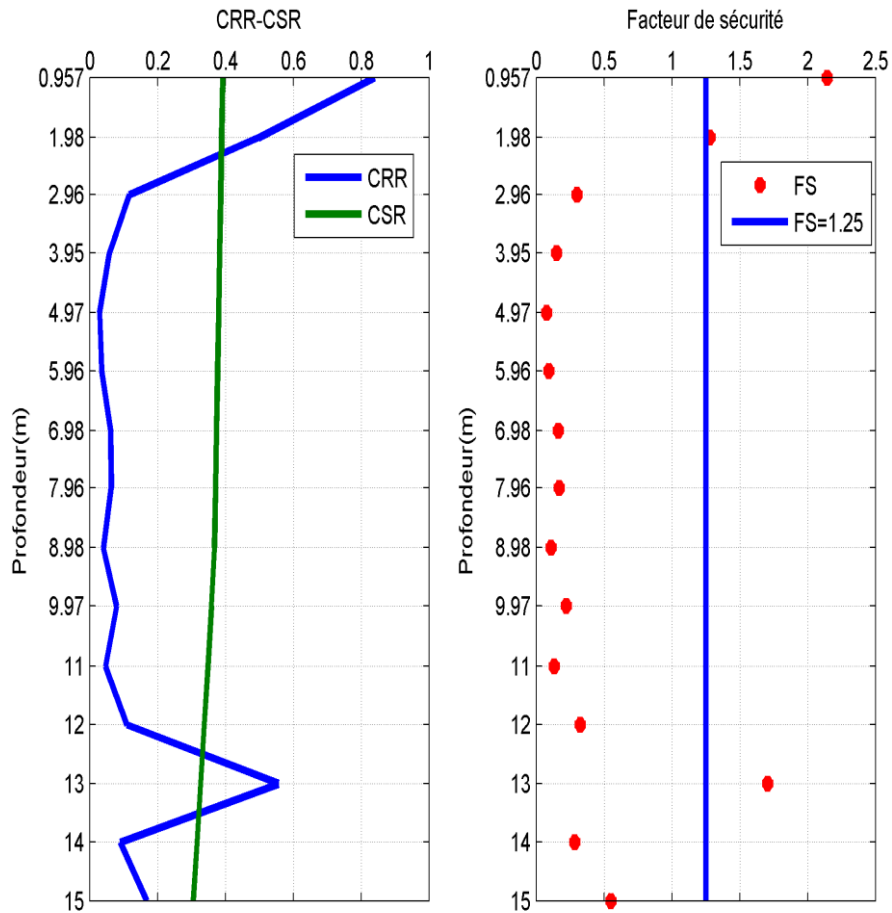


Figure IV.22 Variation de FS, CRR et CSR en fonction de la profondeur (Sondage 03)

D’après la figure (IV.22) qui représente la variation de facteur de sécurité en fonction de la profondeur, FS est inférieur à 1.25 aux tous les points ce qui signifie qu’à ces profondeurs le sol est liquéfiable. Sauf la 1^{ere} et la 2^{eme} point il n’ya pas de liquéfaction. Et le point de (13m) le sol est susceptible à la liquéfaction.

IV.5.1.4 Sondage (04) port de Djendjen

Tableau IV.22 Calcul de facteur de sécurité méthode d’Olsen et al (Sondage 04)

z(m)	Qc(Mpa)	fs(Mpa)	σ_{v0} (Mpa)	σ'_{v0} (Mpa)	Rf	CSR	CRR	FS
0.98	27.1	0.142	0.01666	0.00686	0.523985	0.391684	1.156269	2.952045
1.97	17.2	0.0536	0.03349	0.01379	0.311628	0.388695	0.433172	1.114426
2.99	4.12	0.0168	0.05083	0.02093	0.407767	0.385616	0.082364	0.213592
3.97	4.18	0.0306	0.06749	0.02779	0.732057	0.382657	0.132447	0.346124
4.99	4.18	0.0168	0.08483	0.03493	0.401914	0.379578	0.05856	0.154275

5.98	2.52	0.00765	0.10166	0.04186	0.303571	0.376589	0.020452	0.054308
6.99	6.65	0.0199	0.11883	0.04893	0.299248	0.37354	0.060627	0.162303
7.98	8.37	0.0214	0.13566	0.05586	0.255675	0.370551	0.066857	0.180425
9	7.45	0.0184	0.153	0.063	0.24698	0.367472	0.051437	0.139976
9.98	5.48	0.0138	0.16966	0.06986	0.251825	0.358152	0.030995	0.086542
11	10.6	0.0796	0.187	0.077	0.750943	0.347404	0.153196	0.440974
12	9.85	0.023	0.204	0.084	0.233503	0.336867	0.055682	0.165292
13	30.12	0.0398	0.221	0.091	0.132138	0.32633	0.184384	0.565024

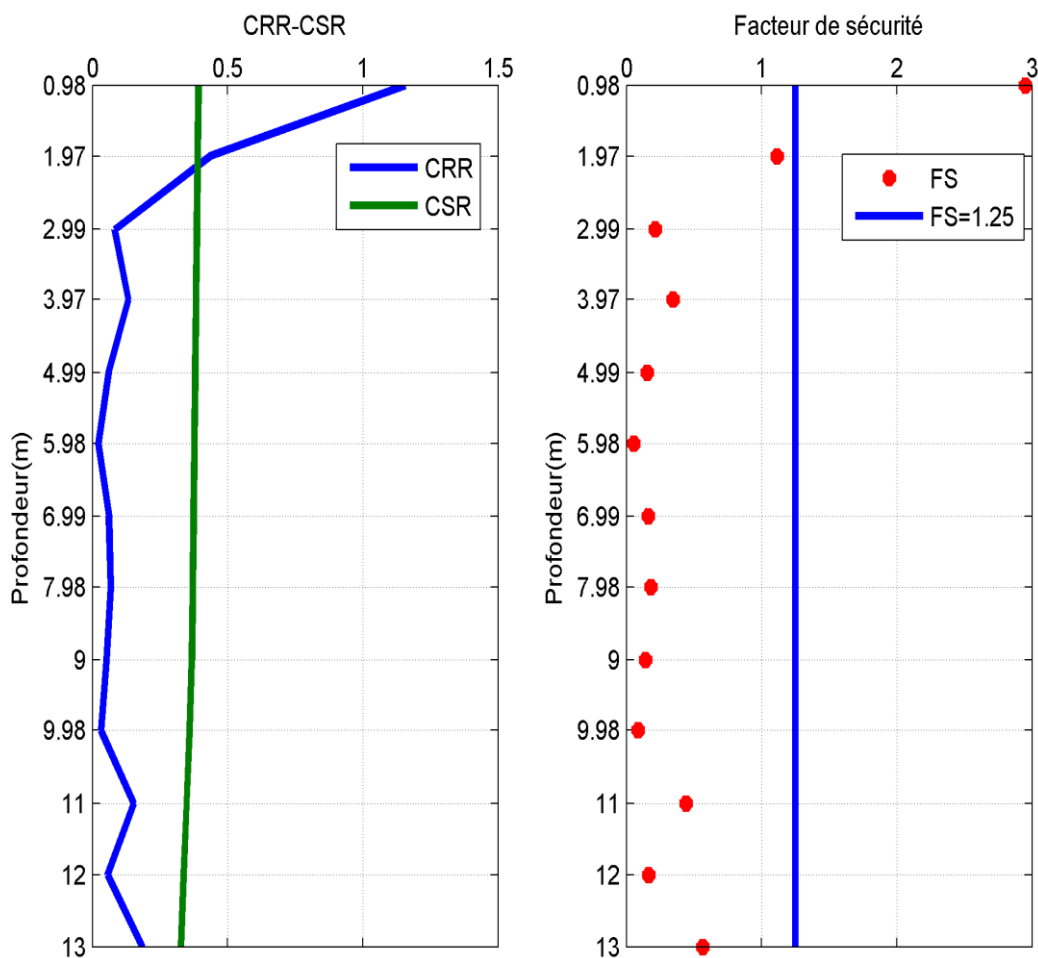


Figure IV.23 Variation de FS, CRR et CSR en fonction de la profondeur (Sondage 04)

D'après la figure (IV.23) qui représente la variation de facteur de sécurité en fonction de la profondeur, FS est inférieur à 1.25 aux tous les points ce qui signifie qu'à ces profondeurs le sol est liquéfiable. Sauf la 1^{ère} et la point il n'ya pas de liquéfaction.

IV.5.1.5 Sondage (05) port de Djendjen

Tableau IV.23 Calcul de facteur de sécurité méthode d'Olsen et al (Sondage 05)

z(m)	Qc(Mpa)	fs(Mpa)	σ_{vo} (Mpa)	σ'_{vo} (Mpa)	Rf	CSR	CRR	FS
1	15.69	0.14	0.017	0.007	0.892288	0.391624	0.759023	1.938144
1.97	16.61	0.08	0.03349	0.01379	0.481638	0.388695	0.441081	1.134772
3.02	4.66	0.01	0.05134	0.02114	0.214592	0.385525	0.071564	0.185628
4	4.41	0.01	0.068	0.028	0.226757	0.382567	0.052726	0.137823
5.02	4.11	0.01	0.08534	0.03514	0.243309	0.379487	0.039913	0.105177
6	4.54	0.01	0.102	0.042	0.220264	0.376529	0.03672	0.097523
7	5.7	0.05	0.119	0.049	0.877193	0.37351	0.167138	0.44748
8	2.27	0.05	0.136	0.056	2.202643	0.370491	0.838729	2.263833
9	6.62	0.03	0.153	0.063	0.453172	0.367472	0.068746	0.187079
10	9.99	0.03	0.17	0.07	0.3003	0.357941	0.072637	0.202931
11.02	4.97	0.01	0.18734	0.07714	0.201207	0.347193	0.020131	0.057983
11.97	29.92	0.12	0.20349	0.08379	0.40107	0.337183	0.219687	0.651537

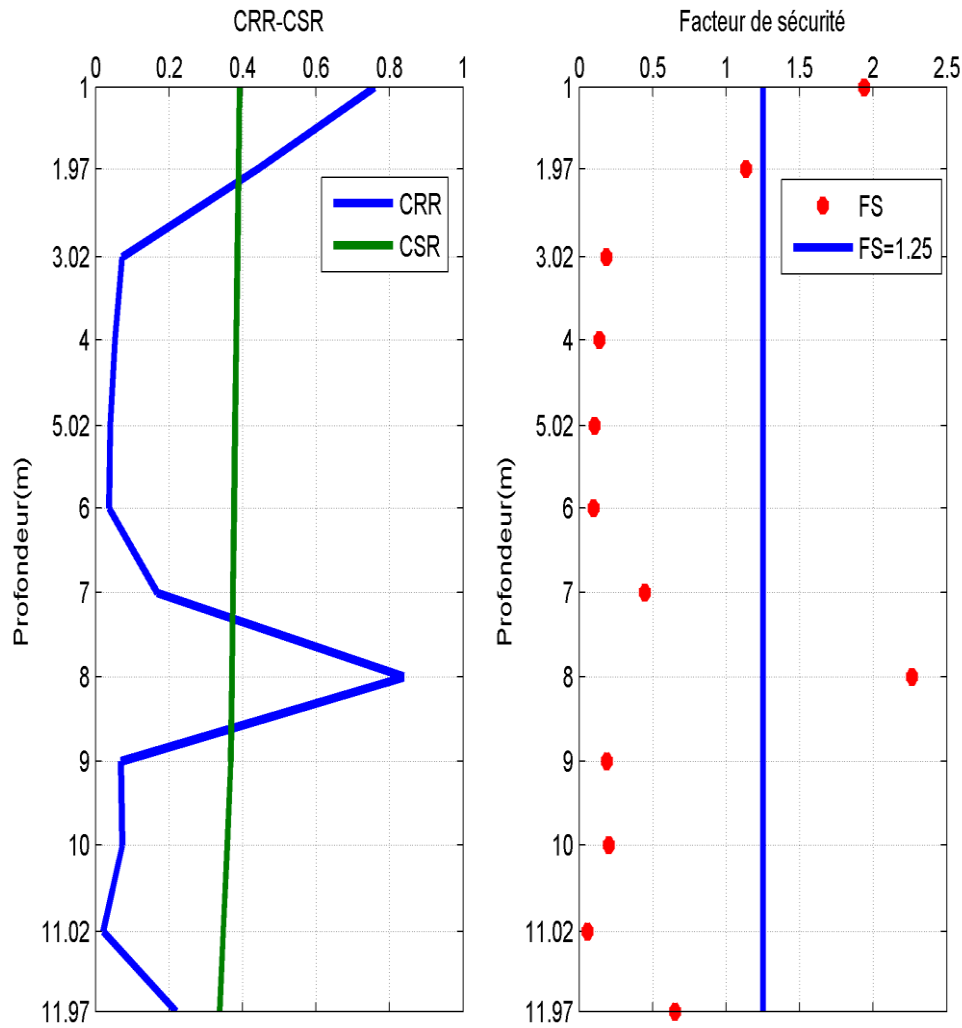


Figure IV.24 Variation de FS, CRR et CSR en fonction de la profondeur (Sondage 05)

D’après la figure (IV.24) qui représente la variation de facteur de sécurité en fonction de la profondeur, FS est inférieur à 1.25 aux tous les points ce qui signifie qu’à ces profondeurs le sol est liquéfiable. Sauf la 1^{ère} point (8m) le sol est susceptible à la liquéfaction.

IV.5.1.6 Sondage (06) port de Djendjen

Tableau IV.24 Calcul de facteur de sécurité méthode d’Olsen et al (Sondage 06)

z(m)	Qc(Mpa)	fs(Mpa)	σ_{vo} (Mpa)	σ'_{vo} (Mpa)	Rf	CSR	CRR	FS
1.01	30	0.139	0.01717	0.00707	0.463333	0.391594	1.24118	3.169561
2	15.3	0.139	0.034	0.014	0.908497	0.388605	0.50521	1.30006
3.01	9.31	0.026	0.05117	0.02107	0.27927	0.385556	0.165955	0.430432

4	3.16	0.0107	0.068	0.028	0.338608	0.382567	0.043972	0.114938
5	3.1	0.00918	0.085	0.035	0.296129	0.379548	0.031418	0.082778
6	3.72	0.0107	0.102	0.042	0.287634	0.376529	0.032903	0.087386
7	4.09	0.0107	0.119	0.049	0.261614	0.37351	0.029895	0.080038
7.99	4.35	0.0138	0.13583	0.05593	0.317241	0.370521	0.034073	0.09196
9.04	3	0.052	0.15368	0.06328	1.733333	0.367351	0.5206	1.417174
9.99	8.6	0.023	0.16983	0.06993	0.267442	0.358046	0.058057	0.162149
11	4.98	0.0138	0.187	0.077	0.277108	0.347404	0.02645	0.076135
12	23.6	0.0811	0.204	0.084	0.343644	0.336867	0.166192	0.493345
13	16.3	0.0888	0.221	0.091	0.544785	0.32633	0.137417	0.421098

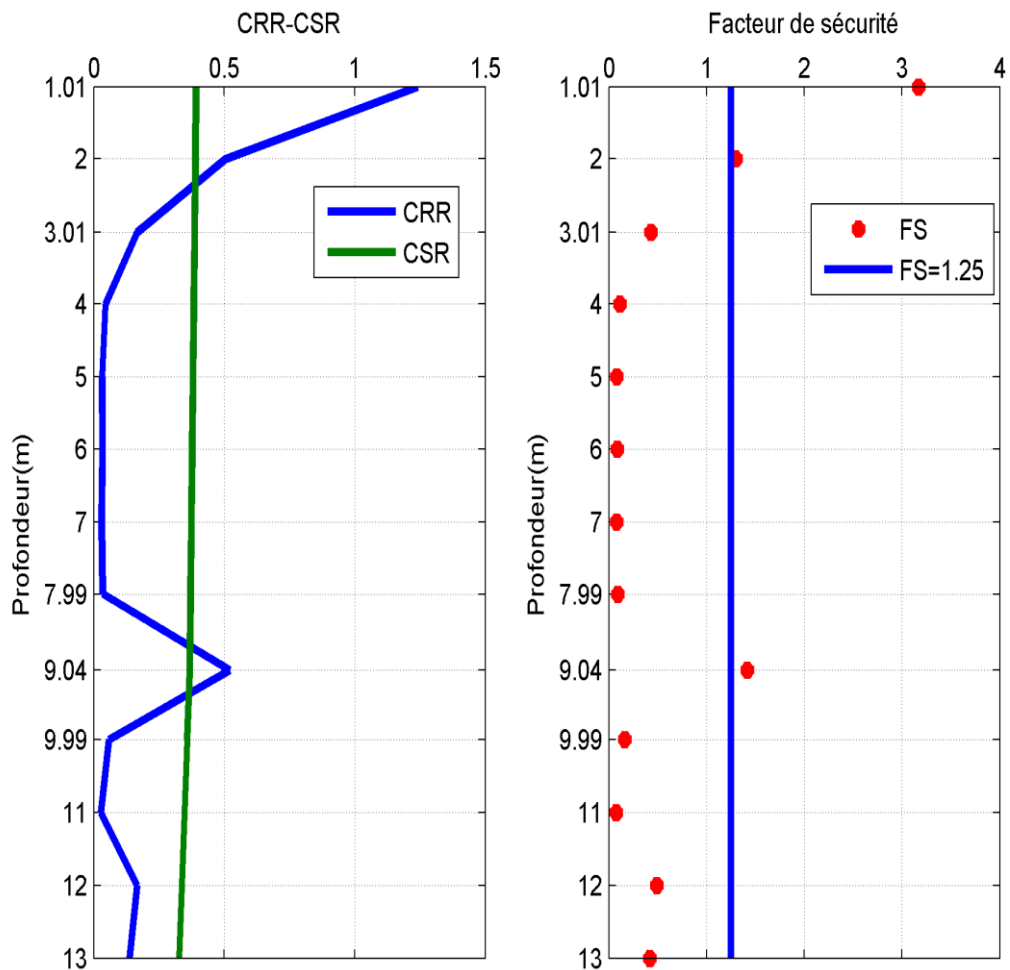


Figure IV.25 Variation de FS, CRR et CSR en fonction de la profondeur (Sondage 06)

D'après la figure (IV.25) qui représente la variation de facteur de sécurité en fonction de la profondeur, FS est inférieur à 1.25 aux tous les points ce qui signifie qu'à ces profondeurs le sol est liquéfiable. Sauf la 1^{ère} point il n'ya pas de liquéfaction. Et les points de (9m et 2m) le sol est susceptible à la liquéfaction

IV.5.2 Méthode d'Idriss et Boulanger (2006) :

IV.5.2.1 Sondage (01) port de Djendjen

Tableau IV.25 Calcul de facteur de sécurité méthode d'Idriss et Boulanger (Sondage01)

z(m)	Qc(Mpa)	σ_{v0} (Kpa)	σ'_{v0} (Kpa)	Cq	Qc1N(Mpa)	CSR	CRR	FS
0.96	20.21	16.32	6.72	0.121988	24.65368	0.391745	0.083769	0.213837
1.94	12.47	32.98	13.58	0.085812	10.70081	0.388786	0.074971	0.192834
2.94	4.42	49.98	20.58	0.069707	3.081056	0.385767	0.072375	0.187613
3.93	3.5	66.81	27.51	0.060291	2.110196	0.382778	0.072166	0.188533
4.95	2.89	84.15	34.65	0.053722	1.552552	0.379699	0.07206	0.189782
5.94	3.69	100.98	41.58	0.049041	1.809606	0.37671	0.072108	0.191415
6.96	3.62	118.32	48.72	0.045305	1.640042	0.37363	0.072076	0.192907
7.95	1.6	135.15	55.65	0.04239	0.678246	0.370642	0.071913	0.194022
8.98	10.13	152.66	62.86	0.039885	4.04038	0.367532	0.072609	0.197557
9.97	9.27	169.49	69.79	0.037853	3.508998	0.358257	0.072476	0.202301
10.98	6.26	186.66	76.86	0.03607	2.258001	0.347615	0.072196	0.20769
11.98	29.79	203.66	83.86	0.034532	10.2871	0.337078	0.074788	0.221872
13.02	2.997	221.34	91.14	0.033124	0.992732	0.326119	0.071963	0.220664
14	18.92	238	98	0.031944	6.043772	0.315793	0.073186	0.231752
15	14	255	105	0.030861	4.320494	0.305256	0.071626	0.234643
16	20.7	272	112	0.029881	6.185308	0.294719	0.070783	0.240171
16.99	14.31	288.83	118.93	0.028997	4.149482	0.284288	0.068956	0.242556
18.03	29.97	306.51	126.21	0.028148	8.436064	0.273329	0.069034	0.252566

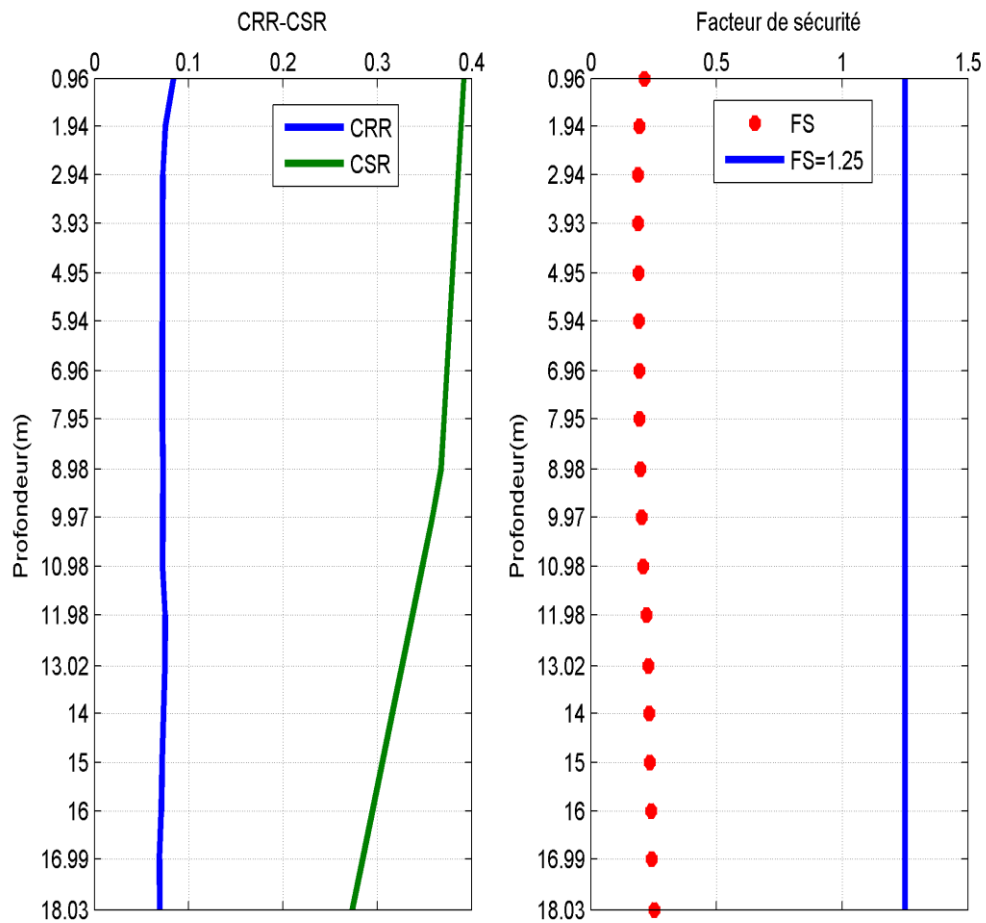


Figure IV.26 Variation de FS, CRR et CSR en fonction de la profondeur (Sondage 01)

IV.5.2.2 Sondage (02) port de Djendjen

Tableau IV.26 Calcul de facteur de sécurité méthode d’Idriss et Boulenger (Sondage02)

z(m)	Qc(Mpa)	σ_{vo} (Kpa)	σ'_{vo} (Kpa)	Cq	Qc1N(Mpa)	CSR	CRR	FS
0.957	30	16.269	6.699	0.122179	36.65357	0.391754	0.095179	0.242957
1.95	20.7	33.15	13.65	0.085592	17.71756	0.388756	0.078772	0.202625
3.01	4.39	51.17	21.07	0.068892	3.024351	0.385556	0.072362	0.187682
4	3.78	68	28	0.059761	2.258982	0.382567	0.072196	0.188716
5.01	2.79	85.17	35.07	0.053399	1.489829	0.379518	0.072049	0.189842
6	3.54	102	42	0.048795	1.727343	0.376529	0.072092	0.191466
7.01	4.59	119.17	49.07	0.045143	2.072071	0.37348	0.072159	0.193207
7.99	6.69	135.83	55.93	0.042284	2.82881	0.370521	0.072318	0.195179

9	10.6	153	63	0.039841	4.223141	0.367472	0.072656	0.19772
9.98	10.3	169.66	69.86	0.037834	3.896933	0.358152	0.072572	0.202629
11	7.13	187	77	0.036037	2.569474	0.347404	0.072261	0.208004
12	20.3	204	84	0.034503	7.004165	0.336867	0.073504	0.218198
13	9.92	221	91	0.03315	3.288448	0.32633	0.072423	0.221932
14	30.1	238	98	0.031944	9.615092	0.315793	0.074501	0.235916
15	14.1	255	105	0.030861	4.351354	0.305256	0.071634	0.234669
16	30.1	272	112	0.029881	8.994095	0.294719	0.071764	0.243501

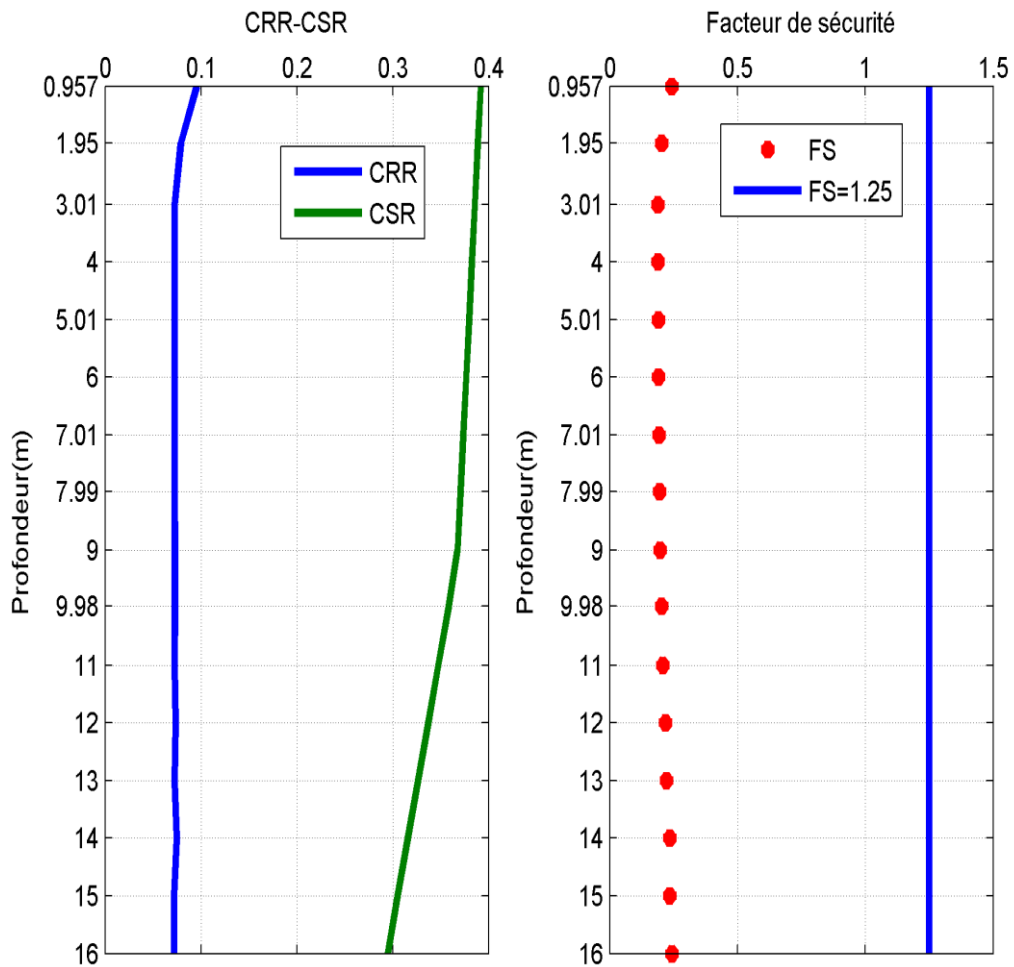


Figure IV.27 Variation de FS, CRR et CSR en fonction de la profondeur (Sondage 02)

IV.5.2.3 Sondage (03) port de Djendjen

Tableau IV.27 Calcul de facteur de sécurité méthode d’Idriss et Boulenger
(Sondage 03)

z(m)	Qc(Mpa)	σ_{v0} (Kpa)	σ'_{v0} (Kpa)	Cq	Qc1N(Mpa)	CSR	CRR	FS
0.957	17.9	16.269	6.699	0.122179	21.86996	0.391754	0.081619	0.208343
1.98	17.9	33.66	13.86	0.084941	15.20447	0.388665	0.077262	0.198788
2.96	6.76	50.32	20.72	0.069471	4.696257	0.385707	0.072785	0.188704
3.95	4.98	67.15	27.65	0.060138	2.994896	0.382718	0.072355	0.189056
4.97	3.69	84.49	34.79	0.053613	1.978332	0.379638	0.07214	0.190024
5.96	4.48	101.32	41.72	0.048958	2.19334	0.37665	0.072183	0.191645
6.98	3.38	118.66	48.86	0.04524	1.529114	0.37357	0.072056	0.192884
7.96	7.8	135.32	55.72	0.042364	3.304373	0.370611	0.072427	0.195425
8.98	6.45	152.66	62.86	0.039885	2.572602	0.367532	0.072262	0.196614
9.97	11.4	169.49	69.79	0.037853	4.315273	0.358257	0.072681	0.202873
11	8.35	187	77	0.036037	3.009131	0.347404	0.072358	0.208283
12	18	204	84	0.034503	6.21059	0.336867	0.073239	0.217412
13	84.8	221	91	0.03315	28.11093	0.32633	0.086704	0.265693
14	16	238	98	0.031944	5.111013	0.315793	0.072902	0.230855
15	30	255	105	0.030861	9.258201	0.305256	0.073273	0.240037

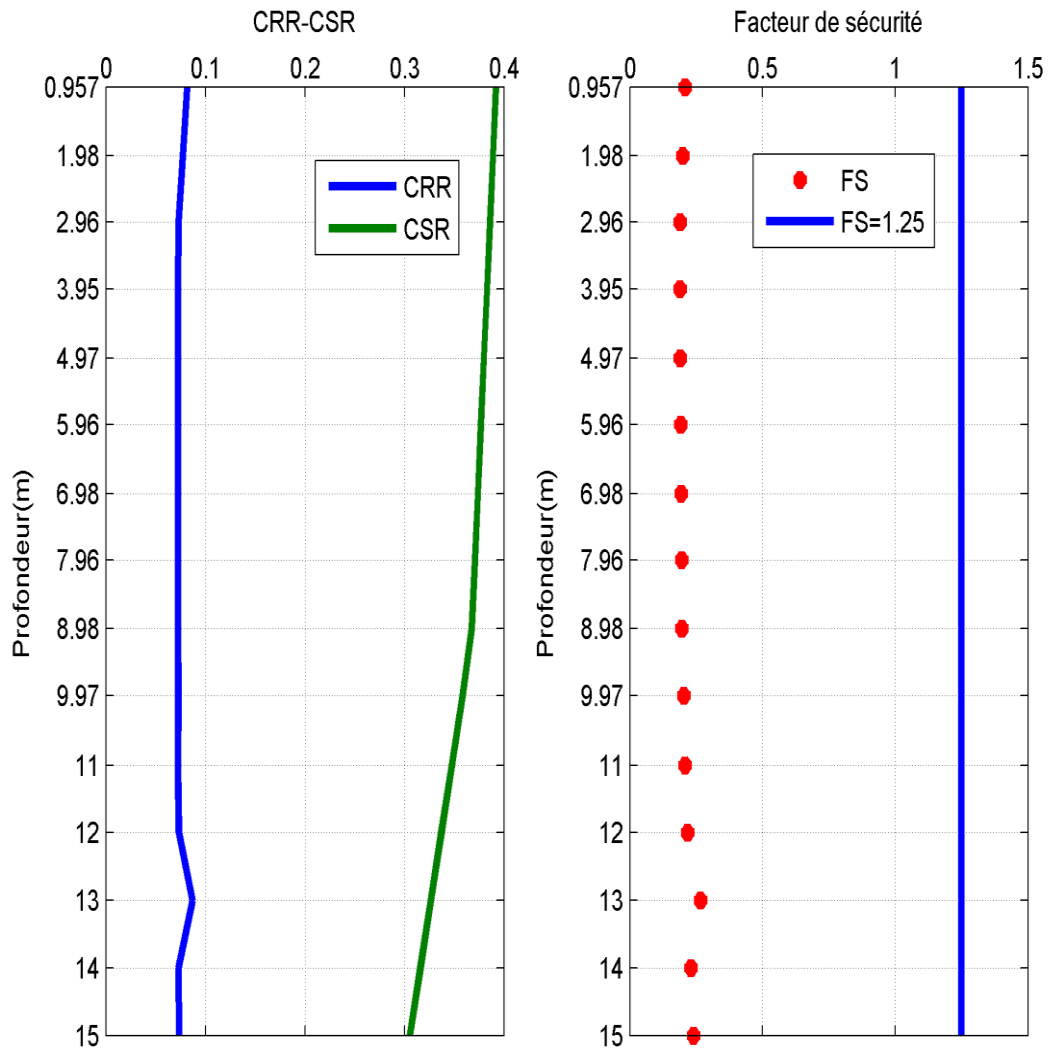


Figure IV.28 Variation de FS, CRR et CSR en fonction de la profondeur (Sondage 03)

IV.5.2.4 Sondage (04) port de Djendjen

Tableau IV.28 Calcul de facteur de sécurité méthode d’Idriss et Boulenger (Sondage04)

z(m)	Qc(Mpa)	σ_{vo} (Kpa)	σ'_{vo} (Kpa)	Cq	Qc1N(Mpa)	CSR	CRR	FS
0.98	27.1	16.66	6.86	0.120736	32.71954	0.391684	0.091062	0.232489
1.97	17.2	33.49	13.79	0.085157	14.64692	0.388695	0.076949	0.197967
2.99	4.12	50.83	20.93	0.069122	2.84782	0.385616	0.072322	0.187549
3.97	4.18	67.49	27.79	0.059987	2.507448	0.382657	0.072248	0.188806
4.99	4.18	84.83	34.93	0.053506	2.236542	0.379578	0.072192	0.19019
5.98	2.52	101.66	41.86	0.048877	1.231689	0.376589	0.072003	0.191198

6.99	6.65	118.83	48.93	0.045208	3.006312	0.37354	0.072358	0.193708
7.98	8.37	135.66	55.86	0.042311	3.5414	0.370551	0.072484	0.19561
9	7.45	153	63	0.039841	2.968151	0.367472	0.072349	0.196883
9.98	5.48	169.66	69.86	0.037834	2.07332	0.358152	0.072159	0.201476
11	10.6	187	77	0.036037	3.819975	0.347404	0.072553	0.208842
12	9.85	204	84	0.034503	3.398573	0.336867	0.072449	0.215067
13	30.12	221	91	0.03315	9.984683	0.32633	0.074657	0.228778

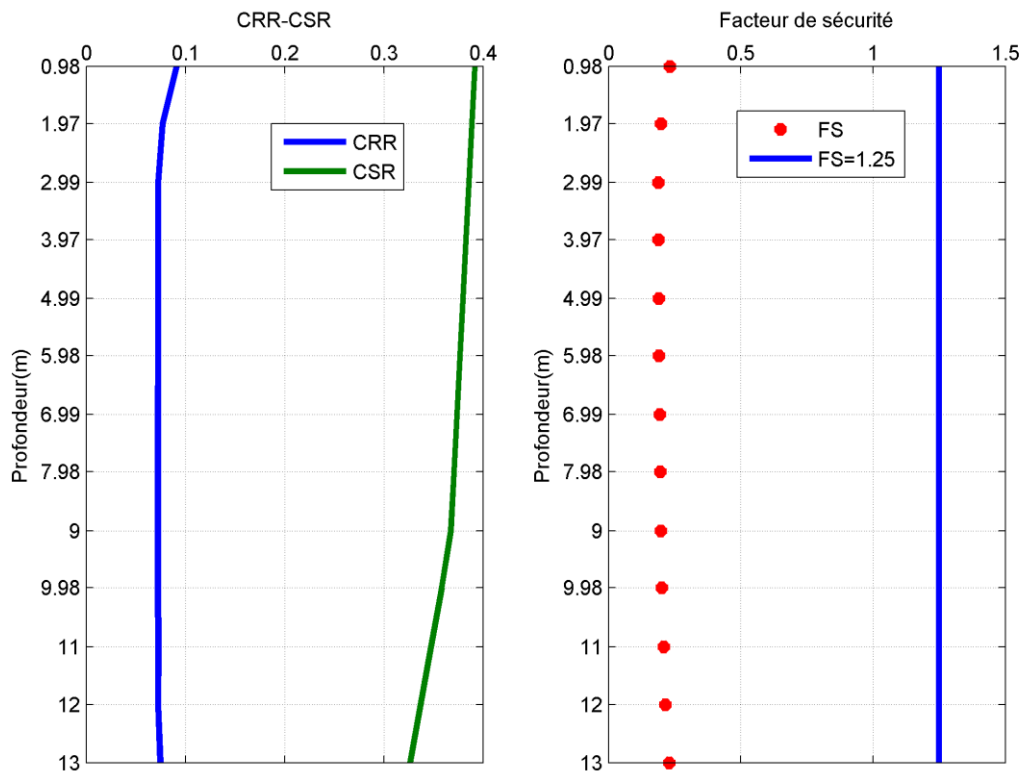


Figure IV.29 Variation de FS, CRR et CSR en fonction de la profondeur (Sondage 04)

IV.5.2.5 Sondage (05) port de Djendjen

Tableau IV.29 Calcul de facteur de sécurité méthode d’Idriss et Boulenger(Sondage 05)

Z(m)	Qc(Mpa)	σ_{v0} (Kpa)	σ'_{v0} (Kpa)	Cq	Qc1N(Mpa)	CSR	CRR	FS
1	15.69	17	7	0.119523	18.75314	0.391624	0.079441	0.20285
1.97	16.61	33.49	13.79	0.085157	14.1445	0.388695	0.076674	0.19726
3.02	4.66	51.34	21.14	0.068778	3.20504	0.385525	0.072403	0.187804
4	4.41	68	28	0.059761	2.635479	0.382567	0.072276	0.188923

5.02	4.11	85.34	35.14	0.053346	2.192507	0.379487	0.072183	0.190212
6	4.54	102	42	0.048795	2.215293	0.376529	0.072188	0.191719
7	5.7	119	49	0.045175	2.574998	0.37351	0.072263	0.193469
8	2.27	136	56	0.042258	0.95925	0.370491	0.071957	0.194222
9	6.62	153	63	0.039841	2.637471	0.367472	0.072276	0.196684
10	9.99	170	70	0.037796	3.775865	0.357941	0.072541	0.202663
11.02	4.97	187.34	77.14	0.036005	1.789438	0.347193	0.072104	0.207677
11.97	29.92	203.49	83.79	0.034546	10.33631	0.337183	0.07481	0.221866

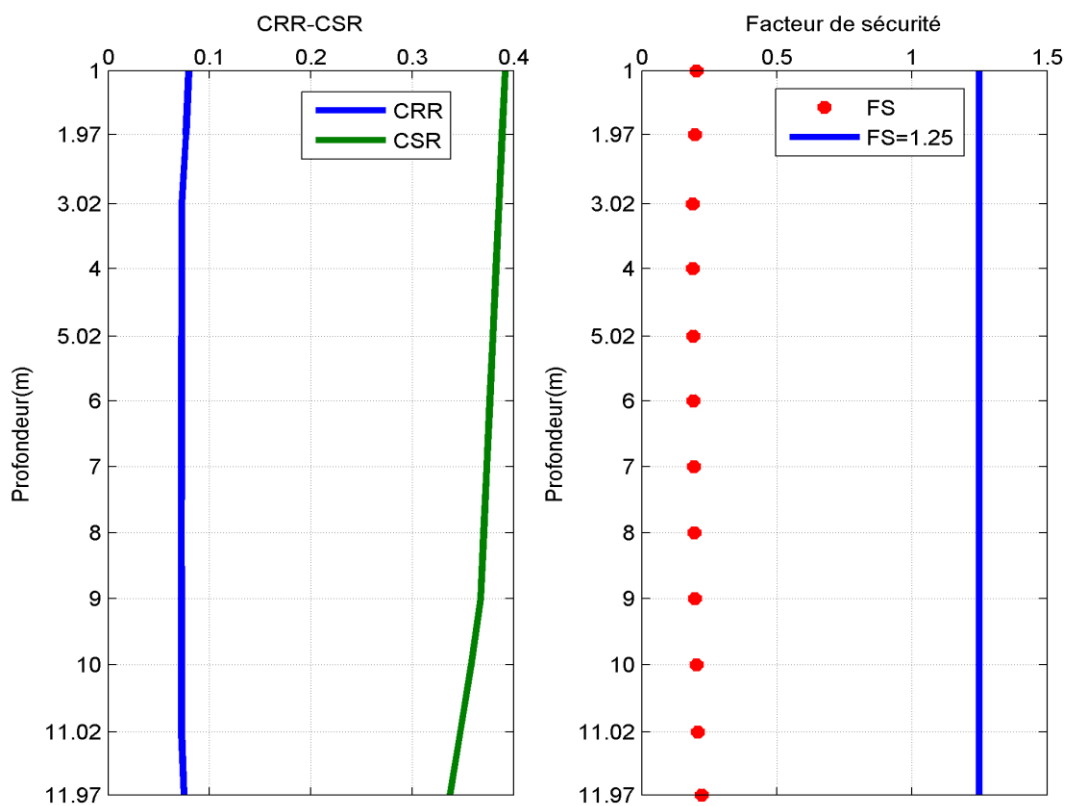


Figure IV.30 Variation de FS, CRR et CSR en fonction de la profondeur (Sondage 05)

IV.5.2.6 Sondage (06) port de Djendjen

Tableau IV.30 Calcul de facteur de sécurité méthode d’Idriss et Boulenger (Sondage06)

Z(m)	Qc(Mpa)	σ_{vo} (Kpa)	σ'_{vo} (Kpa)	Cq	Qc1N(Mpa)	CSR	CRR	FS
1.01	30	17.17	7.07	0.11893	35.67891	0.391594	0.094126	0.240366
2	15.3	34	14	0.084515	12.93086	0.388605	0.076038	0.195669

3.01	9.31	51.17	21.07	0.068892	6.41383	0.385556	0.073305	0.190128
4	3.16	68	28	0.059761	1.888461	0.382567	0.072123	0.188524
5	3.1	85	35	0.053452	1.65702	0.379548	0.072079	0.189908
6	3.72	102	42	0.048795	1.815174	0.376529	0.072109	0.19151
7	4.09	119	49	0.045175	1.847674	0.37351	0.072115	0.193074
7.99	4.35	135.83	55.93	0.042284	1.83936	0.370521	0.072113	0.194627
9.04	3	153.68	63.28	0.039753	1.192581	0.367351	0.071996	0.195988
9.99	8.6	169.83	69.93	0.037815	3.252121	0.358046	0.072414	0.202249
11	4.98	187	77	0.036037	1.794667	0.347404	0.072105	0.207554
12	23.6	204	84	0.034503	8.142774	0.336867	0.073915	0.219419
13	16.3	221	91	0.03315	5.403397	0.32633	0.072988	0.223664

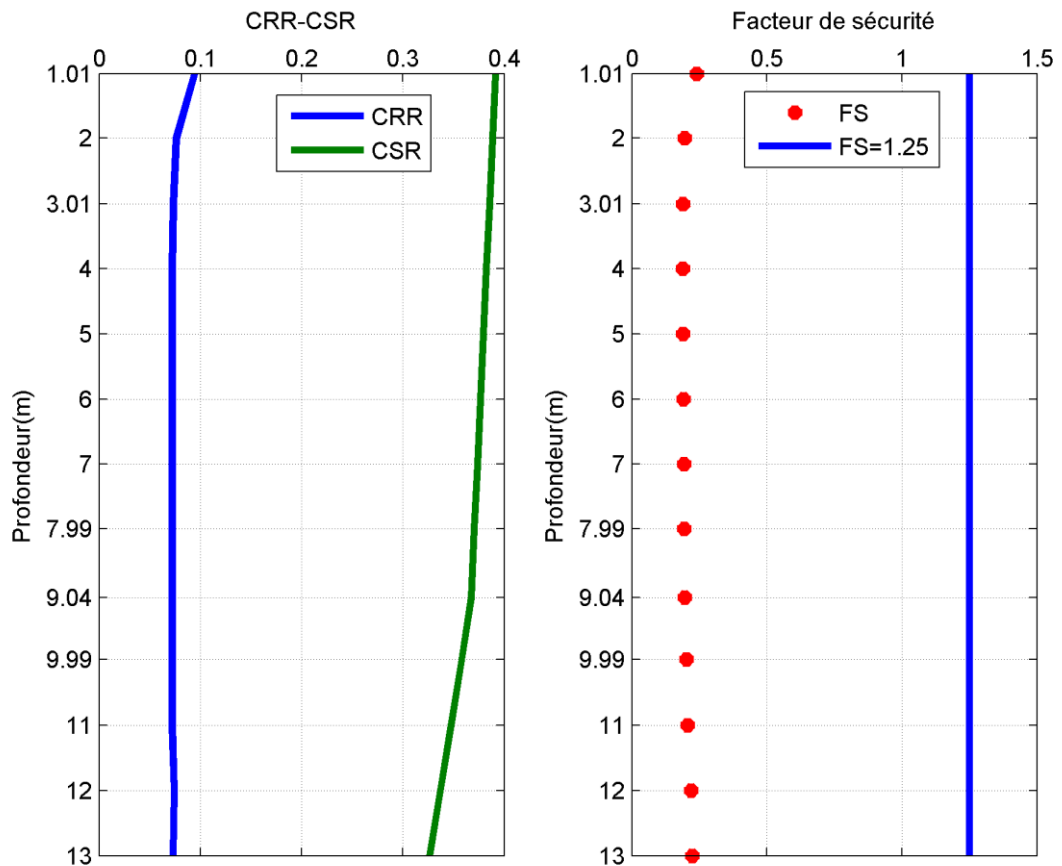


Figure IV.31 Variation de FS, CRR et CSR en fonction de la profondeur (Sondage 06)

D’après la figure (IV.26) jusqu’à la figure (IV.31) qui représente la variation de facteur de sécurité en fonction de la profondeur, par la méthode d’Idriss et Boulenger,

FS est inférieur à 1.25 aux tous les points ce qui signifie qu'à ces profondeurs le sol est liquéfiable en tous les points de sondage.

IV.6 La comparaison entre les méthode de calcules

IV.6.1 la méthode de SPT port de Djendjen_Jijel

Tableau IV.31 Variation de facteur de sécurité par les méthodes de l'essai SPT

Z(m)	Méthode de Youd			Méthode d'Andrus et al			Méthode d'Idriss et Boulanger		
	S1	S2	S3	S1	S2	S3	S1	S2	S3
3	0,5886	0,5291	0,6513	0,720481	0,409312	0,496649	0,5756	0,5265	0,6286
6	0,4875	0,4085	0,4474	0,495224	0,327294	0,354272	0,4953	0,4327	0,4634
9	0,5253	1,048	0,5602	0,469641	0,840475	0,433008	0,5283	1,0235	0,5566
12	0,9932	1,3594	0,9034	0,813173	1,154988	0,693187	0,9526	1,3749	0,863
15	0,9484	5,4937	0,9089	0,725607	5,731864	0,69374	0,9062	3,496	0,8697
18	1,2938	1,4743	1,409	1,033487	1,226665	1,154404	1,2605	1,4732	1,3946

Tableau IV.32 Variation de facteur de sécurité par les méthodes de l'essai SPT

Z(m)	Méthode de Youd et al			Méthode d'Andrus et al			Méthode d'Idriss et Boulanger		
	S4	S5	S6	S4	S5	S6	S4	S5	S6
3	0,717	1,05963	0,7892	0,54744	0,86500	0,60560	0,6873	1,0464	0,754
6	0,487	1,06784	0,7077	0,38174	0,86733	0,53938	0,4953	1,0512	0,6794
9	1,048	1,374	0,6709	0,84047	1,21259	0,51192	1,0235	1,4153	0,6489
12	0,993	0,9932	0,9471	0,77173	0,77173	0,73068	0,9526	0,9526	0,9058

15	1,032	0,8338	0,9089	0,79650	0,63553	0,69374	0,9873	0,8025	0,8697
18	3,0153	1,2422	1,1477	3,17097	0,9821	0,89275	2,894	1,2026	1,1014

Pour les trois méthodes (Youd et al, d’Andrus et al et d’Idriss et Boulanger) le facteur de sécurité est prend d’une valeur fiable.

IV.6.2 la méthode de CPT port de Djendjen_Jijel

Tableau IV.33 Variation de facteur de sécurité par les méthodes de l’essai SPT

z(m)	Méthode d’Olsen et al			Méthode d’Idriss et Boulanger		
	S1	S2	S3	S1	S2	S3
0,96	2,336644	3,293042	2,144427	0,213837	0,242957	0,208343
1,94	1,051421	1,443601	1,280103	0,192834	0,202625	0,198788
2,94	0,36178	0,209748	0,300867	0,187613	0,187682	0,188704
3,93	0,22526	0,117902	0,150331	0,188533	0,188716	0,189056
4,95	0,090475	0,086652	0,077056	0,189782	0,189842	0,190024
5,94	0,083011	0,069177	0,093318	0,191415	0,191466	0,191645
6,96	0,070721	0,099445	0,164455	0,192907	0,193207	0,192884
7,95	0,699383	0,165744	0,17048	0,194022	0,195179	0,195425
8,98	0,249082	0,250522	0,109011	0,197557	0,19772	0,196614
9,97	0,232449	0,232176	0,220677	0,202301	0,202629	0,202873
10,98	0,179803	0,117395	0,133032	0,20769	0,208004	0,208283
11,98	0,576238	0,462163	0,324952	0,221872	0,218198	0,217412
13,02	0,666698	0,157388	1,704454	0,220664	0,221932	0,265693
14	0,493621	0,590354	0,283884	0,231752	0,235916	0,230855
15	0,228067	0,228078	0,549501	0,234643	0,234669	0,240037
16	0,343522	0,613962		0,240171	0,243501	
16,99	0,244921			0,242556		

18,03	0,6425			0,252566		
-------	--------	--	--	----------	--	--

Tableau IV.34 Variation de facteur de sécurité par les méthodes de l’essai SPT

z(m)	Méthode d’Olsen et al			Méthode d’Idriss et Boulanger		
	S4	S5	S6	S4	S5	S6
0,98	2,952045	1,938144	3,169561	0,232489	0,20285	0,240366
1,97	1,114426	1,134772	1,30006	0,197967	0,19726	0,195669
2,99	0,213592	0,185628	0,430432	0,187549	0,187804	0,190128
3,97	0,346124	0,137823	0,114938	0,188806	0,188923	0,188524
4,99	0,154275	0,105177	0,082778	0,19019	0,190212	0,189908
5,98	0,054308	0,097523	0,087386	0,191198	0,191719	0,19151
6,99	0,162303	0,44748	0,080038	0,193708	0,193469	0,193074
7,98	0,180425	2,263833	0,09196	0,19561	0,194222	0,194627
9	0,139976	0,187079	1,417174	0,196883	0,196684	0,195988
9,98	0,086542	0,202931	0,162149	0,201476	0,202663	0,202249
11	0,440974	0,057983	0,076135	0,208842	0,207677	0,207554
12	0,165292	0,651537	0,493345	0,215067	0,221866	0,219419
13	0,565024		0,421098	0,228778		0,223664

Pour les deux méthodes (Olsen et al ; d’Idriss et Boulanger) le facteur de sécurité est diminué d’une valeur fiable.

IV.7 Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons évalué le potentiel de la liquéfaction dans plusieurs points se trouvant dans le site : Jijel (au port de Djendjen). Les résultats ont montré qu’il y a un risque de la liquéfaction dans plusieurs points comparant le facteur de sécurité calculé avec la valeur 1.25 d’après (RPA 99 article n°5) La comparaison faite entre les méthodes simplifiées montre que les valeurs de facteur de sécurité sont presque semblables pour toutes les méthodes.

Conclusion générale

Conclusion générale

Conclusion generale

La liquéfaction est l'un des phénomènes les plus importants et complexes de la dynamique des sols. La modélisation numérique de ce phénomène nécessite des outils professionnels (tels que MATLAB, LS-DYNA, PISA, FLAC...). Les objectifs principaux assignés à ce travail sont :

- recherche bibliographique sur le phénomène de liquéfaction des sols et les méthodes d'estimation du potentiel de liquéfaction
- Etude numérique du phénomène de liquéfaction des sols sableux à l'aide du logiciel MATLAB.

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

La liquéfaction est un phénomène qui engendre beaucoup de dégâts qui mettent la sécurité des ouvrages en cause (le renversement, le poinçonnement.....etc.)

Le phénomène de la liquéfaction se produit sous l'effet des chargements cycliques (les séismes, les vibrations des machines, les vagues.....etc.) ou par des chargements monotones.

Le phénomène de liquéfaction est influé par plusieurs paramètres, ces derniers se catégorisent comme suit :

- les paramètres intrinsèques des sols
- les paramètres de chargement extérieur

Plusieurs méthodes ont été développées afin d'évaluer la résistance des sols à la liquéfaction. Ces méthodes nous mènent au calcul de coefficient de sécurité (FS) qui lui aussi dépend des quantités CSR et CRR, et récemment il y a plusieurs rectifications apportées sur les formules approchées menant à la formule de CRR en utilisant plusieurs essais (SPT, CPT, DMT, Vs.....).

Notre choix des méthodes était conditionné que les données que nous avons procurées de LTPE de Jijel pour le cite de port de Djendjen.

Vu la disponibilité de sondages SPT et CPT pour la région de Jijel. Pour les données SPT nous nous sommes contenté des méthode approchées basées sur les données de SPT en utilisant les méthode :(Youd et all (2001);d'Andrus et al (2004) ; d'Idriss et Boulanger (2006)).Par contre pour les données de CPT nous avons employé les méthodes approchées basées sur les données CPT (Olsen et al(1997) ; d'Idriss et Boulanger (2006).

Les résultats obtenus dans ce mémoire ont prouvé la fiabilité des méthodes approchées dans l'estimation de la liquéfaction car les points liquéfiés étaient les même par toutes les méthodes.

Référence bibliographique

- [1] Mohamed Mekerbi et Ismail Benabderrahmane, (2009) Liquéfaction des sols, USTHB.
- [2] Mike Jefferies and Ken Been, „„soil liquefaction: A critical state approach““, 2006.
- [3] Peter M. BYRNE, Sung-Sik PARK, Michael BEATY, Michael SHARP, Lenart GONZALEZ and Tarek ABDOUN, „„Numerical modeling of dynamic centrifuge tests““, 13th World Conference on Earthquake Engineering Vancouver, B.C., Canada August 1-6, 2004 Paper No. 3387.
- [4] Bray, J. D. et al. (2004). “Subsurface Characterization at Ground Failure Sites in Adapazari, Turkey. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 130, No. 7, pp. 673–685.
- [5] Pai-Hsiang Tsai, Der-Her Lee, Gordon Tung-Chin Kung, and C. Hsein Juang, Simplified DMT-based methods for evaluating liquefaction resistance of soils, Engineering Geology N° 103 (2009) 13 –22.
- [6] Haddadene Nacima, Analyse numérique de la liquéfaction des sols, Mémoire de magister, Université de Tizi-Ouzou, 2008.
- [7] Mahmood Seid-Karbasi, „„Effects of void redistribution on liquefaction-induced ground deformations in earthquakes: A numerical investigation, D. Phil. Thesis, University of British Columbia (Vancouver), 2009.
- [8] Ali DAOUADJI, Félix DARVE, Abderrahim ZEGHLOUL, Hussein ALGALI, Sur la liquéfaction statique des sables lâches, 18ème Congrès Français de Mécanique, Grenoble, 27-31 août 2007.
- [9] SIMSTF (société internationale de mécanique des sols et des travaux de fondation) Rapport du comité technique sur les essais de pénétration dans les sols (TC16). Procédures d’essais de référence (CPT-SPT-DP-WST), 1989.
- [10] Gonin (H.), Vandangeon (P.) et Lafeuillade (M.P.). - Etude sur les corrélations entre le SPT et le pressimètre. Revue Française de géotechnique n° 58, 1992.
- [11] Idriss, Izzat M., and Ross W. Boulanger. Soil liquefaction during earthquakes. Earthquake Engineering Research Institute, 2008.
- [12] Seed, H.B. and I.M. Idriss, Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential. Journal of Soil Mechanics & Foundations Div, 1971.
- [13] Seed, H. B., and Idriss, I. M., 1982. Ground Motions and Soil Liquefaction During Earthquakes, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, CA, 134 pp.

- [14] Robertson, P. and C.E. Wride, Cyclic liquefaction and its evaluation based on SPT and CPT. Proc. NCEER Work-shop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils. 1997.
- [15] Robert W. Day, foundation engineering handbook, Design and Construction with the 2009 International Building Code.
- [16] Iwasaki, T., T. Arakawa, and K.-I. Tokida, Simplified procedures for assessing soil liquefaction during earthquakes. International Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 1984. 3(1): p. 49-58.
- [17] Andrus, R. D., Stokoe, K. H., Chung, R. M., and Juang, C. H., 2003. Guidelines for Evaluating Liquefaction Resistance Using Shear Wave Velocity Measurements and Simplified Procedures, NIST GCR 03-854, National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, MD.
- [18] Orense, R.P., Assessment of liquefaction potential based on peak ground motion parameters. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2005. 25(3): p. 225-240.
- [19] Boulanger, R.W., and Idriss, I. M., 2006. Liquefaction susceptibility criteria for silts and clays, J. Geotechnical and Geoenvironmental Eng., ASCE 132(11), 1413–426.
- [20] Olsen, R. S., 1997. Cyclic liquefaction based on the cone penetrometer test, in Proceedings, NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, Report No. NCEER-97-0022, pp. 225–76.
- [21] Robertson, P. K., and Wride, C. E., 1998. Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test, Canadian Geotechnical J. 35(3), 442–59.
- [22] Juang, C. Hsein, et al. "Assessing CPT-based methods for liquefaction evaluation with emphasis on the cases from the Chi-Chi, Taiwan, earthquake." Soil Dynamics and Earthquake Engineering 22.3 (2002): 241-258.
- [23] I.M. Idriss and R.W. Boulanger, Semi-empirical procedures for evaluating liquefaction potential during earthquakes Soil Dynamics and Earthquake Engineering N°26 (2006) 115–130.
- [24] Andrus, R. D., and Stokoe, K. H., II. (1997). "Liquefaction resistance based on shear wave velocity." Proc., NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, Nat. Ctr. for Earthquake Engrg. Res., State Univ. of New York at Buffalo, 89–128.
- [25] Pai-Hsiang Tsai, Der-Her Lee, Gordon Tung-Chin Kung, and C. Hsein Juang, Simplified DMT-based methods for evaluating liquefaction resistance of soils, Engineering Geology N° 103 (2009) 13 –22.

