

République Algérienne Démocratique et Populaire

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي



**Ecole Nationale Supérieure
des Travaux Publics**

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية

Code :

Mémoire

*Pour l'Obtention du Diplôme
de MASTER en TRAVAUX PUBLICS
Option : Matériaux & Structures*

Thème

*Analyse de potentiel de liquéfaction par
plusieurs méthodes*

Encadré par :

Mr. MEZOUAR Nourredine

Présenté par :

KHENNICHE Brahim

Promotion 2015

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics Garidi Kouba

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

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.

Mots clés : *Liquéfaction, dynamique, 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.

Keywords: *Liquefaction, dynamics, pore pressure.*


ملخص

تسييل التربة هو واحد من ديناميكية التربة الأكثر أهمية و تعقيدا، وهو فقدان القوة للتربة الحبيبية الفضفاضة و الفضفاضة جدا في الزلزال يرافقه زيادة سريعة في الضغط المسامي مما تسبب مؤقتا اختلال جزيئات التربة. النتائج المترتبة على تسييل التربة بواسطة زلزال قوي شديد للغاية: فقدان تام في تحمل التربة، تسوية معتبرة، الانهيارات الأرضية، الحركة الجانبية... الخ. تقييم إمكانية تسييل التربة يقدر عادة عن طريق الاختبارات الميدانية و أيضا عن طريق اختبارات التحميل الدوري في المختبر

الكلمات المفتاحية: تسييل، ديناميك، الضغط المسامي.

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciements

Tout d'abord, nous tenons à remercier dieu  de nous avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.

Nous citons nommément :

A mon encadreur **Mr.MAZOUAR Nourredine** pour avoir accepté de nous prendre en charge.

- A tout le personnel de l'ENSTP, qui nous ont aidé et enrichi nos connaissances.

- Nous tenons également à remercier l'ensemble des étudiants de l'ENSTP pour toutes les informations qu'ils ont apporté à notre travail. Durant les cinq ans de notre formation.

- Aux personnes de la bibliothèque et centre de calcul.


- Nos remerciements s'adressent, également, aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre travail.

Enfin, Nos plus vifs remerciements s'adressent aussi à tous ceux qui nous ont aidés, encourager et nous ont soutenus.

KHENNICHE Brahim

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

DEDICACE

Je remercie  le tout Puissant, clément et Miséricordieux de m'avoir motivé à réaliser ce modeste travail, ensuite je remercie infiniment mes parents, qui m'ont encouragé et aidé à arriver à ce stade de formation. Je dédie ce modeste travail à : **Ma très chère mère**, qui m'a accompagné durant les moments les plus pénibles de ce long parcours de mon éducation, celle qui a fait preuve de ces plus copieux desseins pour me permettre de goûter le fardeau de ce monde et de chercher la voie de ma vie avec ces précieux conseils, donc je devais incessamment être de grande compétence et motivation. Cependant. Je prie ALLAH le Miséricordieux qu'il te portera récompense, car la mienne ne sera guère complète, Et te protège et te garde en bonne santé.

A mon cher père qui a sacrifié sa vie afin de me voir grandir et réussir dans le parcours de l'enseignement. Celui qui a toujours resté à mes côtés dans les moments rudes de ma vie.

À ceux que j'aime et que j'adore :

À mon chère frère **GAGA Brahim** et toute sa famille.

À Mes chères sœurs et mes chers frères : **Amar, cheikh, Abde alkader, Boubaker, Mohamed, Mostafa, Soumia et Fatena.**

À toute la famille **KHENNICHE.**

À toutes mes amis d'ENSTP promotion 2014 spécialement : **Abid, Abderrezzaq, Abdelkader, Naas et Walid.**

Et mes amis : **Brahim, Safi, Rafik, Abderrahmane, Hachi Abderrahmane, Aziz, Dhia, Abde alhadi, Ahmed, Bouakaz, Nathir, Abderazak, Dirar, Miloud, Rahim, Fathi et Abdealgani.**

À tous mes proches et tous ceux qui ont contribué de loin ou de près à la réalisation de ce mémoire.

À vous. Enfin, à tous ceux qui m'aiment de près et de loin.

KHENNICHE Brahim

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE 01 :

ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LE PHENOMENE DE LIQUEFACTION DES SOLS

Figure 1.1 : Le phénomène de liquéfaction.....	04
Figure 1.2 : Le phénomène de la liquéfaction à l'échelle microscopique	05
Figure 1.3 : Vue aérienne de la rupture de barrage de Fort Peck (corps de l'armée des États-Unis d'Ingénieurs, 1939, d'après Mike Jefferies et Ken Been, 2006).....	06
Figure 1.4 : Inclinaison des bâtiments d'appartements de Kawagishi-cho à Niigata au Japon dues à la chute de la capacité portante du sol par liquéfaction (d'après Peter M. Byrne et al, 2008).....	07
Figure 1.5 : Rupture du pont de Showa, à Niigata au Japon, dues à l'épandage latéral dans le sol (d'après Pet M. Byrne et al, 2008).....	07
Figure 1.6 : Epandage latéral le long de la route Sandholdt (à gauche) et destruction d'un centre de recherche (à droite) à Moss Landing. (D'après le Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley; Elgamal et al, 2001).....	08
Figure 1.7 : Glissement de murs de quai : Lorsque le sol derrière et/ou sous un tel mur se liquéfie, la pression qu'il exerce sur le mur augmente considérablement et fait glisser ou/et incliner celui-ci, (d'après Alisha Kaplan, 2004).....	08
Figure 1.8 : Ebullitions de sable au Comté de Nantou.....	09
Figure 1.9 : Ebullition de sable en Turquie 1999.....	09
Figure 1.10 : Ebullitions de sable dues à la liquéfaction près de la rivière d'Isser (D'après le EERI, 2003, cité par HADDADENE Nacima 2008).....	10
Figure 1.11 : Ebullitions de sable dues à la liquéfaction, après le tremblement de terre à Christchurch, New Zealand (2011).....	11

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE 2 :

L'ÉVALUATION DU POTENTIEL DE LA LIQUEFACTION DES SOLS

Figure 2.1 : Les conditions assumées pour le développement de la relation du CSR (Robert W. Day, 2009).....	18
Figure 2.2 : Facteur r_d de réduction contre la profondeur au-dessous du niveau ou des surfaces au sol doucement en pente. (Andrus et Stokoe 2000, reproduits avec la permission de la société américaine des ingénieurs civil, Robert W. Day, 2009).....	20
Figure 2.3 : L'appareillage de l'essai SPT.....	24
Figure 2.4 : Courbe simplifiée recommandée pour le calcul du CRR pour $M_w=7.5$ (Après Seed et al. 1985, réimprimé avec la permission de la société américaine des ingénieurs civils, Robert W. Day, 2009).....	27
Figure 2.5 : Variation de $(N1)_{60}$ avec le contenu des fines (d'après Idriss et Boulanger, 2004).....	29
Figure 2.6 : Courbe simplifiée pour le calcul du CRR pour $M_w=7.5$ (d'après Andrus et al, 2004).....	31
Figure 2.7 : Courbe simplifiée pour le calcul du CRR basée sur $\square N1 \square_{60}$ pour $M_w=7.5$ (d'après Idriss et Boulanger, 2006).....	33
Figure 2.8 : Courbe simplifiée pour le calcul du CRR basée sur $q_{c1N,cs}$, pour $M_w=7.5$ (d'après Andrus et al, 2004).....	36
Figure 2.9 : Courbe simplifiée pour le calcul du CRR basée sur q_{c1N} pour $M_w=7.5$ (d'après Idriss et Boulanger,2006).....	36
Figure 2.10 : Courbe simplifiée pour le calcul du CRR basée sur V_s pour $M_w=7.5$ (Andrus et Stokoe, 2001).....	38

Figure 2.11 : *Les différentes valeurs des r_d*

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE 2 :

L'ÉVALUATION DU POTENTIEL DE LA LIQUEFACTION DES SOLS

Tableau 2.1 : Corrections au SPT modifié par Skempton, (1986), énumérées par Robertson et Wride (1998).....	26
Tableau 2.2 : Facteurs de correction pour le passage de (N ₁) ₆₀ à (N ₁) _{60cs} (Stark et Olsen, 1995).....	28
Tableau 2.3 : Facteurs de correction pour le passage de (N ₁) ₆₀ à (N ₁) _{60cs} (Seed et Idriss, 1997).....	28

SOMMAIRE

Introduction général	01
CHAPITRE 01 :	
ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LE PHENOMENE DE LIQUEFACTION DES SOLS	
1- INTRODUCTION	02
2- DEFINITION DE LIQUIFICATION	02
3- EXPLICATION DU PHENOMENE	04
4- QUELQUES EXEMPLES HISTORIQUES DE LIQUEFACTION.....	05
4.1- Barrage de Fort Peck (Liquéfaction statique des sables) :.....	05
4.2- Niigata, Japon (1964).....	06
4.3- Wildlife Refuge, Californie (1987).....	08
4.4- Moss Landing, Californie (1989).....	08
4.5- Port d'Island, Kobe, Japon (1995).....	08
4.6- Chi-Chi, Taiwan (1999).....	09
4.7- Adapazari, Turquie (1999).....	09
4.8- Boumerdes, Algérie (2003).....	10
4.9- Christchurch, New Zealand (2011).....	11
5- LES FACREURS INFLUENCANT LA LIQUEFACTION.....	11
5.1- L'intensité et la durée de tremblement de terre.....	11
5.2- La nappe phréatique.....	12
5.3- Type de sol.....	12
5.4- La densité relative de sol D_r	13
5.6- La taille des particules.....	13
5.7- Les conditions de drainage.....	13
5.8- Pressions de confinement.....	14
5.9- La Forme des particules.....	14
5.10- L'âge géologique et la cimentation.....	14
5.11- Historiques d'environnement.....	15
6- CONCLUSION.....	15

SOMMAIRE

CHAPITRE 02 :

L'EVALUATION DU POTENTIEL DE LA LIQUEFACTION DES SOLS

1- INTRODUCTION.....	16
2- EVALUATION DU POTENTIEL DE LIQUEFACTION.....	16
2.1- Evaluation du rapport de contraintes cycliques (CSR).....	17
2.2- Evaluation du rapport de résistance cyclique (CRR).....	22
2.2.1- Evaluation du CRR par l'essai SPT.....	24
2.2.1.1- Méthode de Toshio Iwasaki et al (1984).....	29
2.2.1.2- Méthode de Youd et al. (2001).....	30
2.2.1.3- Méthode d'Andrus et al (2004).....	30
2.2.1.4- Méthode de Rolando P. Orense (2005).....	31
2.2.1.5- Méthode d'Idriss et Boulanger (2006).....	32
2.2.2- Evaluation du CRR par l'essai CPT.....	33
2.2.2.1- Méthode d'Olsen et al. (1997).....	33
2.2.2.2- Méthode de Robertson et Wride (1998).....	34
2.2.2.3- Méthode de Juang et al (2003).....	34
2.2.2.4- Méthode d'Andrus et al (2004).....	35
2.2.2.5- Méthode Idriss et Boulanger (2006).....	36
2.2.3- Evaluation du CRR par les méthodes de mesure de vitesse de cisaillement.....	37
2.2.3.1- Méthode d'Andrus et Stokoe (1997).....	37
2.2.3.2- Méthode d'Andrus et al (2004).....	37
3- CONCLUSION.....	43

EXEMPLE D'APPLICATION.....	41
----------------------------	----

CONCLUSION GENERAL.....	47
-------------------------	----

INTRODUCTION GENERAL

Certains sols constitués de grains fins (sables, limon), lorsqu'ils immergent dans une nappe phréatique et se trouvent dans un état initial insuffisamment serré, de donner lieu au phénomène de liquéfaction. On indique ainsi un processus dans lequel, sous l'effet de plusieurs cycles de déformations de cisaillements alternées de grandes amplitudes, la pression de l'eau incluse dans les interstices des grains s'élève de cycle en cycle jusqu'à ce quelle équilibre la pression de confinement. Le milieu, perdant alors toute ou une partie de sa résistance au cisaillement, se comporte à la manière d'un fluide et devient incapable de supporter les charges verticales apportées par l'ouvrage.

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.

On étudiera dans ce rapport le phénomène de la liquéfaction, donc pour ce faire on intéressera par les points suivants :

Dans le premier chapitre on présentera le phénomène de la liquéfaction où on verra un aperçu, des descriptions et définitions du phénomène ; dans le chapitre 2 on s'intéresse aux méthodes d'évaluation du potentiel de liquéfaction.

CHAPITRE 1

CHAPITRE 1

ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LE PHENOMENE DE LIQUEFACTION DES SOLS

1- INTRODUCTION :

L'évaluation d'un certain nombre de problèmes des travaux publics ou de génie civil nécessite souvent la considération du comportement dynamique des sols comme dans le cas des fondations sous chargements sismiques, de vibrations dues à des machines ou bien à la circulation routière et ferroviaire.

Il a été reconnu que l'intensité des mouvements de terre durant le séisme et les dommages associés aux bâtiments ou ouvrages d'arts sont influencés par la géologie locale et les conditions du sol (phénomène 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.

2- DEFINITION DE LIQUIFACTION :

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 intergranulaires dans le sol 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

CHAPITRE 1

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 liquéfaction" 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.

CHAPITRE 1

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. [1]



Figure 1.1 : Le phénomène de liquéfaction

3- EXPLICATION DU PHENOMENE :

La liquéfaction est un phénomène qui se produit sous sollicitation sismique (éventuellement, en bord de mer sous l'effet de la houle ou par suite d'une activité sismique). Le passage d'une onde sismique provoque, dans certaines formations géologiques, la perte de résistance d'un matériau sableux saturé en eau dans un état lâche, liée à une augmentation de la pression interstitielle engendrée par les déformations cycliques. La déconsolidation brutale du matériau se traduit par la déstructuration du sol, rendant particulièrement instables les constructions reposant sur ces formations.

Le phénomène de liquéfaction concerne certaines formations géologiques, Définies par :

- Leur nature : sables, limons, vases.
- Leur cohésion : formations peu compactes.
- Leur degré de saturation en eau : la formation doit être saturée en eau.
- Leur granulométrie : granulométrie uniforme, comprise entre 0,05 et 1,5 mm.

La liquéfaction est donc effective lorsque les pressions interstitielles avoisinent la pression de confinement, diminuant ainsi (jusqu'à annuler) les contraintes effectives du matériau. Il est donc pour cela nécessaire que le matériau considéré soit saturé. De plus, il apparaît que la granulométrie du matériau considéré a une certaine importance, les sols susceptibles de liquéfier sous chargement cyclique étant limoneux à sableux.

CHAPITRE 1

À l'échelle microscopique, le phénomène peut être représenté comme sur la figure 1, à l'état initial, les grains sont au repos ; ils sont dans un environnement saturé et dans un état relativement lâche. Ils sont en contact les uns avec les autres, permettant la transmission des efforts s'exprimant à plus grande échelle par la notion de contraintes effectives. Lors d'un chargement dynamique, une réorganisation des grains se produit. En conditions non drainées, cette réorganisation se traduit par une montée en pression de l'eau interstitielle puisque les grains n'occupent plus un volume suffisant pour entretenir la transmission des contraintes effectives initiales. Celles-ci s'annulent donc, ce qui a pour conséquence la montée en pression de l'eau interstitielle jusqu'à égaler les contraintes totales. Les contacts entre les grains sont alors très faibles et l'ensemble se comporte comme un liquide ; il y a liquéfaction du matériau.

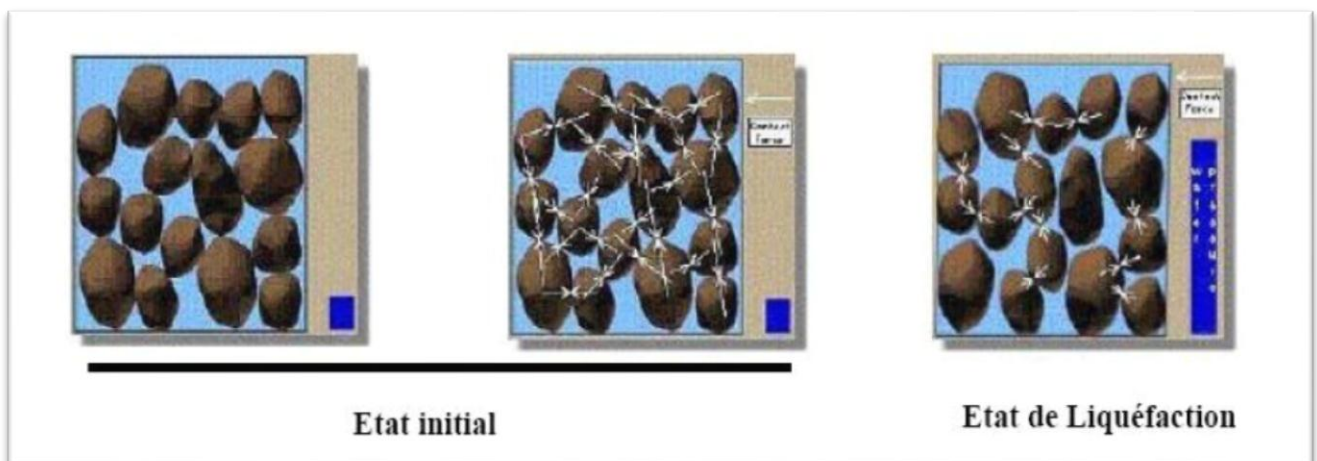


Figure 1.2 : Le phénomène de la liquéfaction à l'échelle microscopique

4- QUELQUES EXEMPLES HISTORIQUES DE LIQUEFACTION :

En premier lieu, il est déconseillé de construire sur des sols susceptibles de se liquéfier, donc ce qui suit-on cite quelques exemples historiques de liquéfaction de sol.

4.1- 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'amont ont été pompés et déchargés des canalisations le long des bords extérieurs, de ce fait formant des plages inclinées 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 composée des sables alluviaux, graviers et argiles.

CHAPITRE 1

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. [1]



Figure 1.3 : *Vue aérienne de la rupture de barrage de Fort Peck (corps de l'armée des États-Unis d'Ingénieurs, 1939, d'après Mike Jefferies et Ken Been, 2006)*

4.2- Niigata, Japon (1964) :

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

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

CHAPITRE 1

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. [1]



Figure 1.4 : *Inclinaison des bâtiments d'appartements de Kawagishi-cho à Niigata au Japon dues à la chute de la capacité portante du sol par liquéfaction (d'après Peter M. Byrne et al, 2008)*

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. [1]



Figure 1.5 : *Rupture du pont de Showa, à Niigata au Japon, dues à l'épandage latéral dans le sol (d'après Pet M. Byrne et al, 2008)*

CHAPITRE 1

4.3- 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. [1]

4.4- 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. [1]



Figure 1.6 : Epandage latéral le long de la route Sandholdt (à gauche) et destruction d'un centre de recherche (à droite) à Moss Landing. (D'après le Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley; Elgamal et al, 2001)

4.5- Port d'Island, Kobe, Japon (1995) :

Le séisme de Hyogoken_Nambu en 1995 a causé des cas de liquéfaction, particulièrement dans les espaces récupérés tel que le port d'Island, à Kobe au Japon, Ce séisme était la cause de plusieurs dommages. [1]



Figure 1.7 : Glissement de murs de quai : Lorsque le sol derrière et/ou sous un tel mur se liquéfie, la pression qu'il exerce sur le mur augmente considérablement et fait glisser ou/et incliner celui-ci, (d'après Alisha Kaplan, 2004)

CHAPITRE 1

4.6- Chi-Chi, Taiwan (1999):

Les sols en place sont constitués de couches de sol sableux très lâche susceptible à la liquéfaction et le niveau de la nappe phréatique varie de 0,5 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. [1]



Figure 1.8 : *Ebullitions de sable au Comté de Nantou*

4.7- Adapazari, Turquie (1999) :

Le séisme d'Adapazari, Turquie (1999) de magnitude 7,5 sur l'échelle de Richter (d'après Peter M. Byrne et al, 2008), et qui a causé différents dommages. [1]



Figure 1.9 : *Ebullition de sable en Turquie 1999*

CHAPITRE 1

4.8- Boumerdes, Algérie (2003) :

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

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

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

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

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

Des ébullitions de sable et des épandages latéraux dans le sol ont été observées près du pont traversant la rivière d'Isser. [6]



Figure 1.10 : Ebullitions de sable dues à la liquéfaction près de la rivière d'Isser (D'après le *EERI*, 2003, cité par *HADDADENE Nacima* 2008)

CHAPITRE 1

4.9- Christchurch, New Zealand (2011) :

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

Le séisme a provoqué des dommages étendus dans Christchurch, en particulier dans le centre-ville et des faubourgs de l'Est, avec des dégâts aggravés par les bâtiments et les infrastructures déjà affaiblies par le tremblement de terre de 4 Septembre 2010. Une liquéfaction significative affectée la banlieue Est. [1]



Figure 1.11: Ebullitions de sable dues à la liquéfaction, après le tremblement de terre à Christchurch, New Zealand (2011)

5- LES FACREURS INFLUENCANT LA LIQUEFACTION :

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 influencent la liquéfaction sont comme suit :

5.1- 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

CHAPITRE 1

secousses. Une analyse de la liquéfaction ne serait normalement pas nécessaire pour les sites ayant une accélération horizontale maximale à la surface du sol max a inférieure à 0,10 g ou une magnitude M_w inférieur à 5. [1]

5.2- 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. [1]

5.3- 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 rencontrés dans les dépôts constitués de sable fin à moyen et les sables contenant de faible plasticité. Parfois, cependant, des cas sont signalés où la liquéfaction s'est apparemment produite dans les sols graveleux. "

Ainsi, les types des sols sensibles à la liquéfaction qui ne sont pas plastiques (sans cohésion). Une liste approximative des sols sans cohésion du moins au plus résistant à la liquéfaction est les sables propre, sables limoneux non plastiques, de limon non plastique et des graviers. Il pourrait y avoir de nombreuses exceptions à cette séquence. Par exemple, Ishihara (1985, 1993) décrit le cas des résidus issus de l'industrie minière qui ont été composées essentiellement de la terre superficielle des rochers et ont été classés comme de la farine de roche. Ishihara (1985, 1993) stipule que la farine de roche dans un état saturé d'eau ne possède pas de cohésion significative et s'est comporté comme s'il s'agissait d'un sable propre.

Ces résidus ont été montré à exposer aussi bas une résistance à la liquéfaction du sable propre.

Seed et al. (1983) a déclaré après baser sur des tests en laboratoire et performances sur le terrain, la grande majorité des sols cohésifs sera liquéfient pas en cours de tremblements de terre. En utilisant des critères initialement prévue par Seed et Idriss (1982) et par la suite confirmée par Youd et Gilstrap (1999), et Bray et al, (2004), pour un sol cohérent pour liquéfier, il doit satisfaire à toutes les trois critères suivants:

CHAPITRE 1

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

Si le sol cohérent ne répond pas à toutes les trois critères, il est généralement considéré comme n'étant pas susceptible de se liquéfier. Bien que le sol cohérent ne peut pas se liquéfier, il pourrait y avoir encore être une perte significative de la résistance au cisaillement non drainée en raison de la secousse sismique. [1]

5.4- La densité relative de sol D_r :

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

Pour les sables denses, l'état de liquéfaction initiale ne produit pas de grandes déformations en raison de la tendance de la dilatation du sable lors de l'inversion de la contrainte de cisaillement cyclique. Poulos et al. (1985) affirment que si le sol in situ peut être démontré dilatée, alors il ne doit pas être évalué car il ne sera pas susceptible de se liquéfier. En substance, les sols dilatants ne sont pas sensibles à la liquéfaction, parce que leur résistance au cisaillement non drainés est supérieure à leur résistance au cisaillement drainés. [1]

5.6- La taille des particules :

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

Les sols bien classés auront également de petites particules qui remplissent les espaces vides entre les grosses particules. Cela tend à réduire la contraction de potentielle du sol, résultant en moins excessives pressions interstitielles générées durant le tremblement de terre. Kramer (1996) stipule que les données de terrain indiquent que la plupart des défaillances de liquéfaction ont impliqué de classement uniforme des sols granulaires. [1]

5.7- Les conditions de drainage :

Si l'excès de pression interstitielle peut rapidement se dissiper, le sol ne peut pas se liquéfier. Comme le gravier très perméable les égouts ou les couches de gravier peuvent réduire le potentiel de liquéfaction du sol adjacent. [1]

CHAPITRE 1

5.8- Pressions de confinement :

Plus la pression de confinement est grande, moins le sol est susceptible à la liquéfaction. Les conditions qui peuvent créer une pression de confinement plus élevée sont une nappe phréatique plus profonde, un sol qui est situé sur une surface souterraine de fond, et un excès de pression appliquée sur la surface de sol. Les études de cas ont prouvé que la zone possible de la liquéfaction s'étend habituellement de la surface au sol à une profondeur maximum d'environ 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. [1]

5.9- La Forme des particules :

La forme des particules de sol peuvent également influencer sur le potentiel de liquéfaction.

Par exemple, les sols ayant des particules arrondies tendent à densifier plus facilement que les particules du sol angulaire de forme. Ainsi un sol contenant des particules de sol arrondies est plus susceptible de se liquéfier à un sol contenant des particules de sol angulaires. [1]

5.10- L'âge géologique et la cimentation :

Les sols nouvellement déposés ont tendance à être plus sensibles à la liquéfaction que les anciens dépôts de sol. Il a été démontré que plus un sol est soumis à une pression de confinement, plus qu'ils sont 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. [1]

CHAPITRE 1

5.11- Historiques d'environnement :

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

La résistance à la liquéfaction augmente également avec une augmentation du rapport de surconsolidation (OCR) et le coefficient de pression latérale des terres au repos k_0 (Seed et Peacock 1971, Ishihara et al. 1978). Un exemple serait le retrait d'une couche supérieure du sol due à l'érosion. Parce que le sol sous-jacent a été préchargé, il aura un ratio plus élevé de surconsolidation et il aura un coefficient plus élevé de la pression latérale des terres au repos k_0 . Un tel sol qui a été préchargé sera plus résistant à la liquéfaction de la même terre qui n'a pas été préchargé. [1]

6- CONCLUSION :

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

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

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

En situation réelle, le déclenchement et le développement d'écoulements dans un massif de sable lâche saturé est un problème très complexe à prévoir tandis que ça dépend fortement des conditions spécifiques existant sur le site, en 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 les essais de laboratoire, c'est le but du chapitre suivant expliquant les méthodes d'évaluation du potentiel de liquéfaction.

CHAPITRE 2

CHAPITRE 2

L'ÉVALUATION DU POTENTIEL DE LA LIQUEFACTION DES SOLS

1- INTRODUCTION :

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

Ce procédé a subi plusieurs révisions et mises à jour depuis qu'on lui a proposé la première fois en 1971, y compris élaboration des méthodes basées sur l'essai de pénétration de cône (**CPT**), l'essai au dilatomètre de Marchetti (**DMT**), l'essai de la mesure des vitesses d'ondes de cisaillement, et les essais de laboratoire (par exemple l'essai triaxial cyclique). [1]

2- ÉVALUATION DU POTENTIEL DE LIQUEFACTION :

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 sols cohérents ne devraient pas être considérés comme susceptibles à la liquéfaction.

Les types d'analyse pour déterminer le potentiel de liquéfaction consiste à utiliser les essais:

- Essai de pénétration standard (**SPT**).
- Essai de pénétration de cône (**CPT**).
- Essai de la mesure des vitesses d'ondes de cisaillement.

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.

CHAPITRE 2

- 3- Le rapport de contrainte cyclique (**CSR**) induite par le séisme : Si le sol répond aux deux exigences ci-dessus, puis la procédure simplifiée peut être effectuée. La première étape de la procédure simplifiée est de déterminer le rapport de contraintes cycliques (**CSR**) qui sera induite par le tremblement de terre.
- 4- Une inconnue majeure dans le calcul de la **CSR** induite par le tremblement de terre est l'accélération horizontale maximale à la surface du sol a_{max} qui doit être utilisé dans l'analyse. Tel que mentionné précédemment, une analyse de la liquéfaction serait normalement pas nécessaire pour les sites ayant une accélération horizontale maximale à la surface du sol a_{max} inférieure à **0,10 g** ou une magnitude M_w inférieur à **5**.
- 5- Le rapport de résistance cyclique des sols (**CRR**): Si CSR induit par le tremblement de terre est supérieure à la **CRR**, alors il est probable que la liquéfaction se produit lors du séisme.
- 6- Facteur de sécurité (**FS**). La dernière étape consiste à déterminer le facteur de sécurité contre la liquéfaction, qui est défini comme **FS = CRR / CSR**. [1]

2.1- Evaluation du rapport de contraintes cycliques (**CSR**) :

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

Dans l'ordre de développer l'équation **CSR** de tremblement de terre, il est supposé qu'il ya une surface au niveau du sol, une colonne de sol à une largeur et une longueur unitaires, et que la colonne de sol se déplace horizontalement comme un corps rigide en réponse à l'accélération horizontale maximale a_{max} exercée par le tremblement de terre à la surface du sol. La figure (2.1) montre un schéma de ces conditions supposées. Compte tenu de ces hypothèses, le poids **W** de la colonne de sol est égal à γ_t fois **z**.

Avec :

γ_t : le poids volumique total de la colonne du sol.

z : la profondeur sous la surface du sol.

La force horizontale de tremblement de terre **F** agissant sur la colonne de sol (qui à une largeur et une longueur unitaire) serait égal à :

$$\mathbf{F} = \mathbf{m} \cdot \mathbf{a} = \left(\frac{W}{g}\right) \mathbf{a} = \left(\frac{\gamma_t z}{g}\right) a_{max} = \left(\frac{a_{max}}{g}\right) \sigma_{v_0} \quad (2.1)$$

CHAPITRE 2

Avec:

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

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

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

γ_t : le poids volumique total de la 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_{v_0} : La contrainte verticale totale égale à $\gamma_t \cdot z$ exprimée en (KPa).

a : L'accélération, qui dans ce cas est l'accélération horizontale maximale à la surface du sol causé par le tremblement de terre ($a = a_{max}$) en (m/s²). [3]

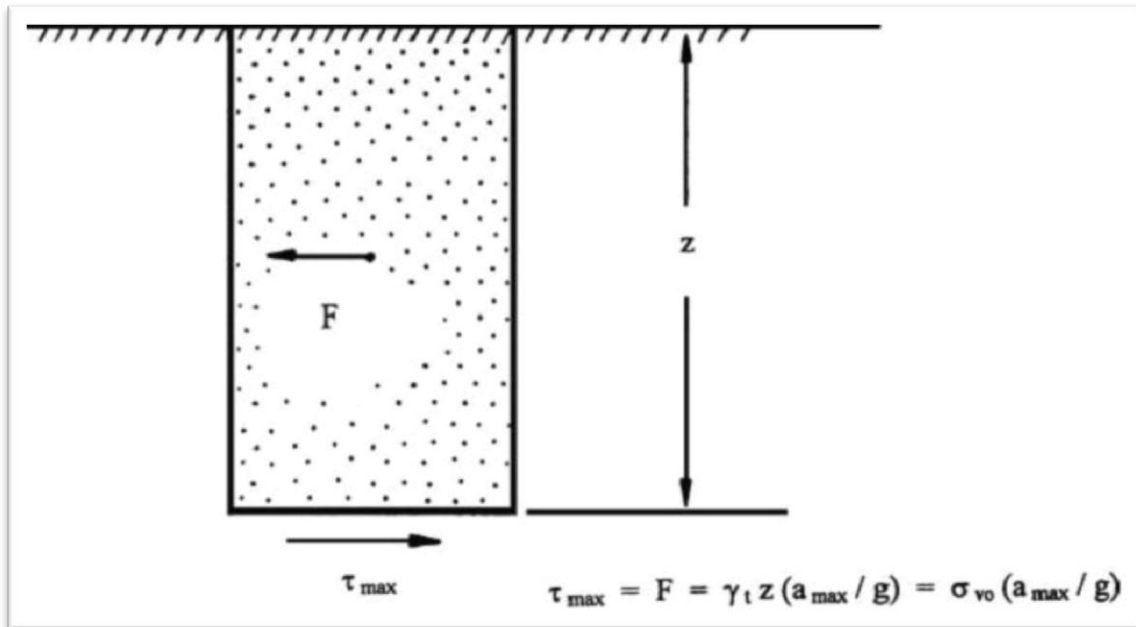


Figure 2.1 : Les conditions assumées pour le développement de la relation du CSR (Robert W. Day, 2009)

Suivant les indications de figure (2.1), en additionnant des forces dans la direction horizontale, la force **F** agissant sur l'élément rigide de sol est égale à la force de cisaillement maximum à la base de l'élément de sol. Puisqu'on assume que l'élément de sol à une largeur et une longueur unitaire, la force de cisaillement maximum **F** est égale à la contrainte de cisaillement maximum τ_{max} , ou dans Eq (2.2):

$$\tau_{max} = \left(\frac{a_{max}}{g} \right) \sigma_{v_0} \quad (2.2)$$

La division des deux côtés de l'équation par la contrainte effective verticale σ'_{v_0} :

$$\frac{\tau_{max}}{\sigma'_{v_0}} = \left(\frac{a_{max}}{g} \right) \left(\frac{\sigma_{v_0}}{\sigma'_{v_0}} \right) \quad (2.3)$$

CHAPITRE 2

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

$$\frac{\tau_{\max}}{\sigma'_{v_0}} = r_d \left(\frac{a_{\max}}{g} \right) \left(\frac{\sigma_{v_0}}{\sigma'_{v_0}} \right) \quad (2.4)$$

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

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

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

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

$$CSR = \frac{\tau_{\text{cyc}}}{\sigma'_{v_0}} = 0.65 \cdot r_d \cdot \left(\frac{a_{\max}}{g} \right) \left(\frac{\sigma_{v_0}}{\sigma'_{v_0}} \right) \quad (2.6)$$

Avec :

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

σ_{v_0} : la contrainte verticale totale (KPa).

σ'_{v_0} : la contrainte verticale effective (KPa).

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

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

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

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

CHAPITRE 2

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

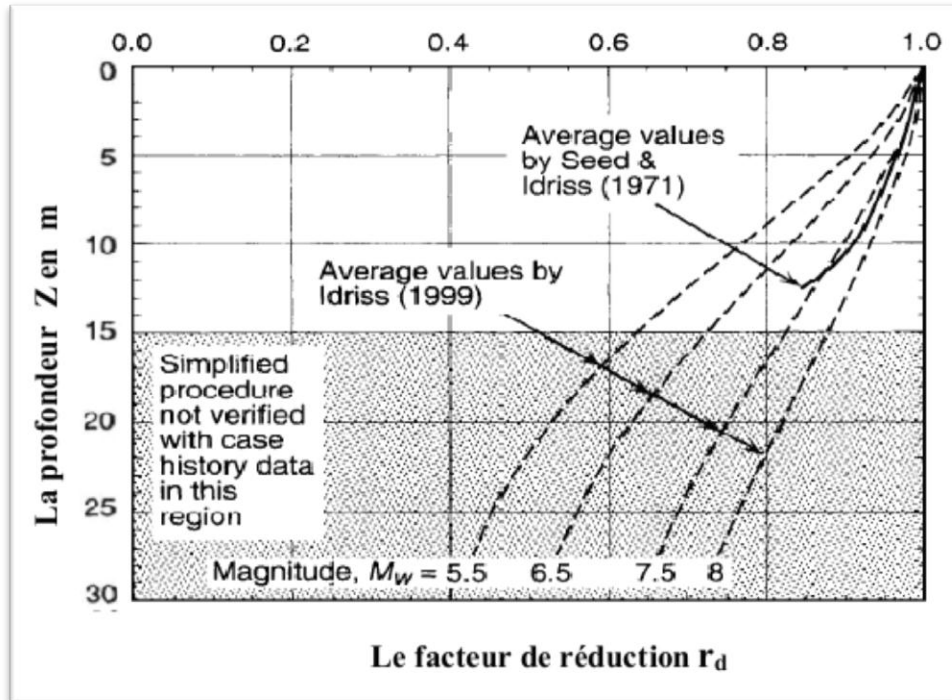


Figure 2.2 : Facteur r_d de réduction contre la profondeur au-dessous du niveau ou des surfaces au sol doucement en pente. (Andrus et Stokoe 2000, reproduits avec la permission de la société américaine des ingénieurs civil, Robert W. Day, 2009)

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

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

Où :

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

Pour Eq (2.6), la contrainte verticale totale σ_{v0} et la contrainte verticale effective σ_{v0}' peuvent être aisément calculés en utilisant des principes de base des géotechniques. L'équation (2.7) ou la figure. (2.2) à pu être utilisé pour déterminer le facteur r_d de réduction de profondeur. Ainsi tous les paramètres dans Eq (2.6) peuvent être aisément calculés, excepté l'accélération maximale de sol a_{max} . Loao SCC et al (1988) propose une équation pour le calcul de r_d :

CHAPITRE 2

$$r_d = \begin{cases} 1 - 0.00765 z, & z \leq 9.15 \text{ m} \\ 1.174 - 0.0267 z, & 9.15 \text{ m} < z \leq 23 \text{ m} \end{cases} \quad (2.8)$$

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

$$r_d = \frac{(1 - 0.4133z^{0.5} + 0.04052z + 0.001753z^{1.5})}{(1 - 0.4177z^{0.5} + 0.05729z - 0.006205z^{1.5} + 0.001210z^2)} \quad (2.9)$$

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

Pour $z < 34 \text{ m}$:

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

Pour $z > 34 \text{ m}$:

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

M_w : La magnitude du moment

L'approche simplifiée pour l'évaluation de CRR est basée sur une magnitude de référence

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

$$CSR_{7.5} = \frac{CSR}{MSF} = 0.65 \left(\frac{\sigma_{v'0}}{\sigma'_{v'0}} \right) \left(\frac{a_{\max}}{g} \right) \left(\frac{r_d}{MSF} \right) \quad (2.12)$$

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

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

CHAPITRE 2

M_w : La magnitude du moment.

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

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

2.2- Evaluation du rapport de résistance cyclique (CRR) :

La deuxième étape des procédés simplifiés est de déterminer le rapport de résistance cyclique (CRR) du sol. Le CRR représente la résistance de liquéfaction du sol. Les 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 : [4]

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

Avec :

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

α : est le rapport de contrainte de cisaillement statique horizontal.

τ_s : est la contrainte de cisaillement statique horizontal.

σ'_{v0} : la contrainte effective.

CHAPITRE 2

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

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

Où :

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

P_a : est la pression atmosphérique ($P_a = 100$ Kpa).

f = dépend de la densité relative (D_r).

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

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

Boulangier et Idriss (2004) ont à leur tour révisé la valeur de K_σ :

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

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

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

D_r : la densité relative.

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

q_{c1N} : La résistance de pointe corrigée.

CHAPITRE 2

2.2.1- Evaluation du CRR par l'essai SPT :

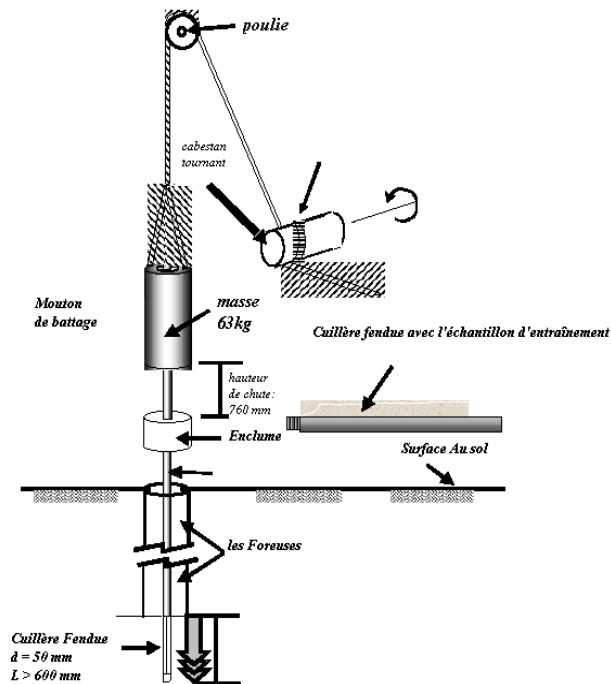


Figure 2.3 : L'appareillage de l'essai SPT

Procédure de l'essai SPT :

La méthode d'essai standard pénétration test consiste à laisser tomber à plusieurs reprises un mouton de 63.5 kg à une hauteur de 760 millimètres pour conduire les incréments successifs de l'échantillonneur (trois incréments de 150 millimètre); Le nombre des coups exigés pour conduire l'échantillonneur est enregistré pour chaque incréments (150 millimètre). L'incrément 150 millimètre initial est considéré comme une commande d'allocation des places. Les coups exigés pour le deuxième et le troisième incréments 150 millimètre sont montés pour fournir des coups de 300 millimètres. Ce total est mentionné comme le nombre des coups "N" de **SPT**. Des comptes de coup pris pour chaque intervalle de 150 millimètre devraient être enregistrés, même pour l'incrément d'allocation des places. En plus, tout le rétablissement de sol pendant la commande 450-millimètre devrait être enregistrée.

CHAPITRE 2

L'essai SPT présente quelques conditions :

- On ne devrait pas compter Le SPT dans les sols contenant les gravillons, les galets, ou les rochers, parce que l'échantillonneur peut devenir obstrué, ayant pour résultat des valeurs de N très élevés.
- L'essai également n'a pas de signification dans le doux et les argiles sensibles (Kulhawy et Mayne, 1990).
- N est toujours enregistré comme nombre entier.[5]

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

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

Avec :

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

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

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

C_B : est la correction du diamètre du forage.

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

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

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

$$\boxed{C_N = \left(\frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.5}} \quad (2.21)$$

Avec :

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

σ'_{v0} : la contrainte effective.

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

CHAPITRE 2

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

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

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

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

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

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

Les points ainsi collectés après l'essai dans plusieurs zones où la liquéfaction est apparue, sont placés sur un graphique (voir figure 2.3) où Seed fait apparaître trois courbes limites pour des matériaux sableux contenant 5, 15 et 35% de fines (on entend par fines, les matériaux qui ont un diamètre

CHAPITRE 2

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**. [1]

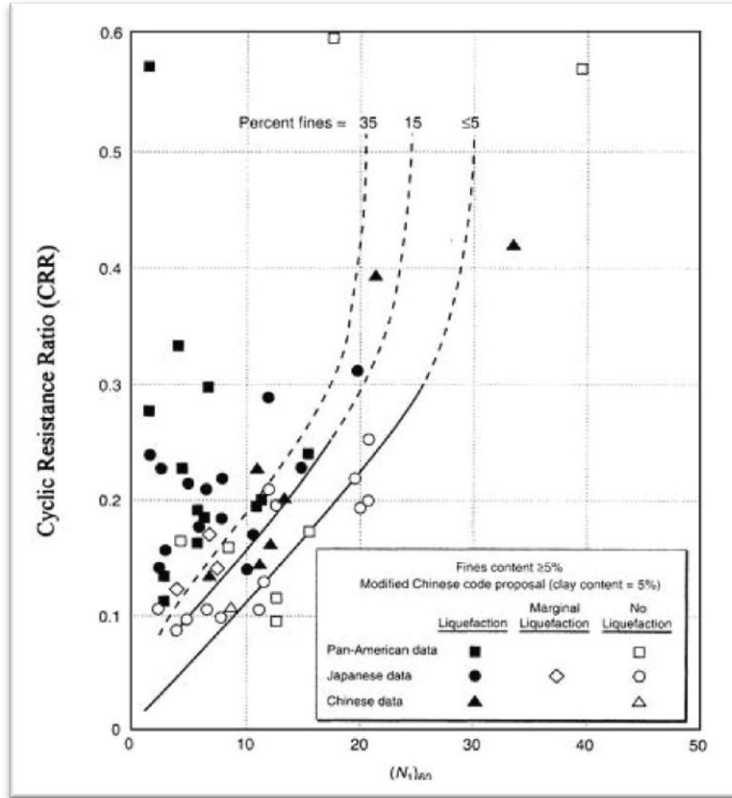


Figure 2.4 : Courbe simplifiée recommandée pour le calcul du CRR pour $M_w=7.5$ (Après Seed et al. 1985, réimprimé avec la permission de la société américaine des ingénieurs civils, Robert W. Day, 2009)

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

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

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

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

CHAPITRE 2

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

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) qui s'est tenu à Salt Lake City en Janvier 1996. Cette correction à apporter sur le $(N_1)_{60}$ est la suivante :

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

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

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

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

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

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

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

CHAPITRE 2

2.2.1.1- Méthode de Toshio Iwasaki et al (1984) :

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

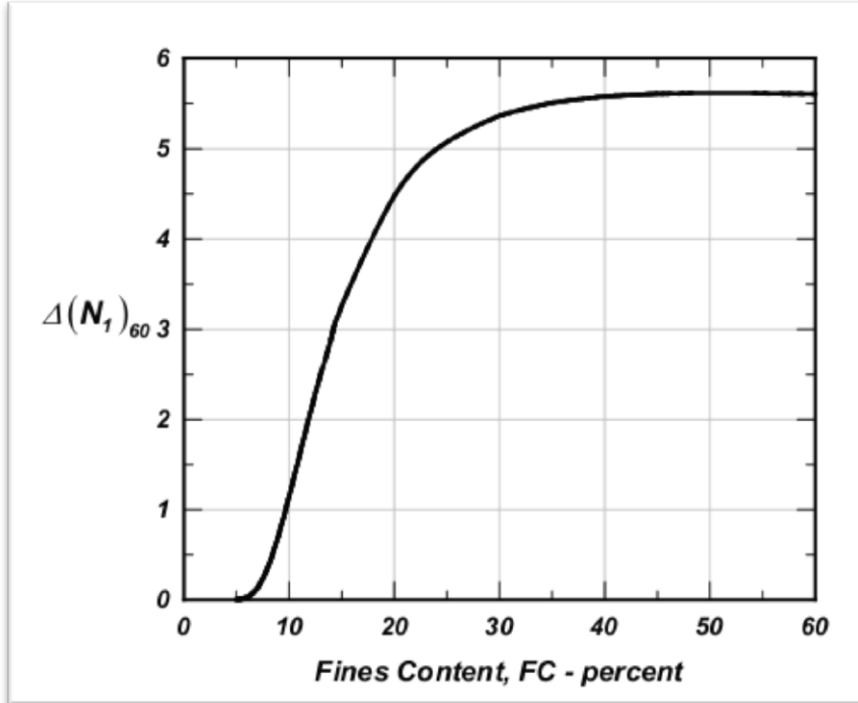


Figure 2.5 : Variation de $\Delta(N_1)_{60}$ avec le contenu des fines (d'après Idriss et Boulanger, 2004)

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

Où :

N : le nombre de coups de la pénétration standard.

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

D_{50} : le diamètre moyen de particules (en mm). [1]

2.2.1.2- Méthode de Youd et al. (2001) :

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

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

CHAPITRE 2

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

2.2.1.3- 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 $(NI)_{60cs}$ (figure 2.5) :

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

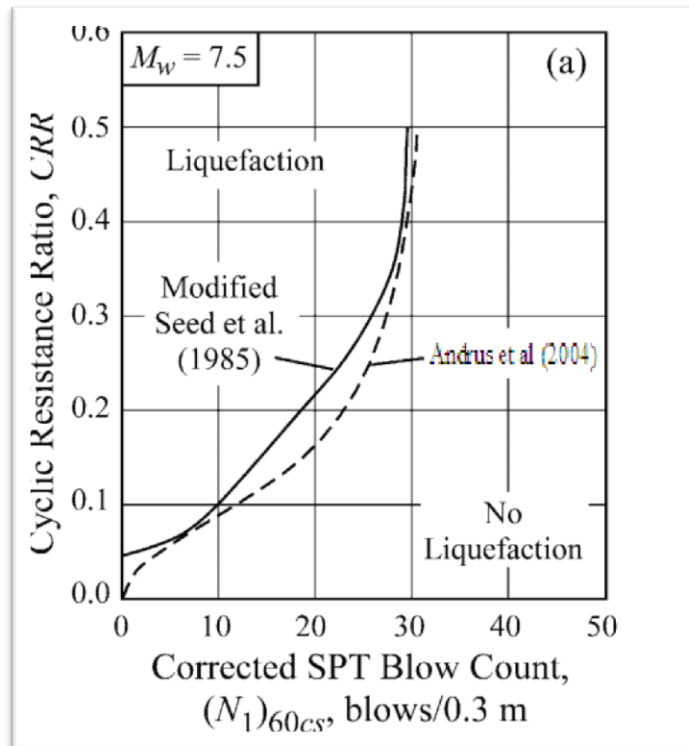


Figure 2.6 : Courbe simplifiée pour le calcul du CRR pour $M_w=7.5$ (d'après Andrus et al, 2004)

2.2.1.4- Méthode de Rolando P. Orense (2005) :

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

$$CRR = c_w \cdot R_L \quad (2.30)$$

CHAPITRE 2

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

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

Pour les sols sableux :

$$\boxed{N_a = c_1 \times N_1 + c_2} \quad (2.33)$$

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

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

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

Pour les graviers :

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

F_c : Pourcentage de fines (%).

N : le nombre de coups de la pénétration standard.

σ'_v : la contrainte effective.

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

CHAPITRE 2

2.2.1.5- Méthode d'Idriss et Boulanger (2006) :

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

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

Avec :

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

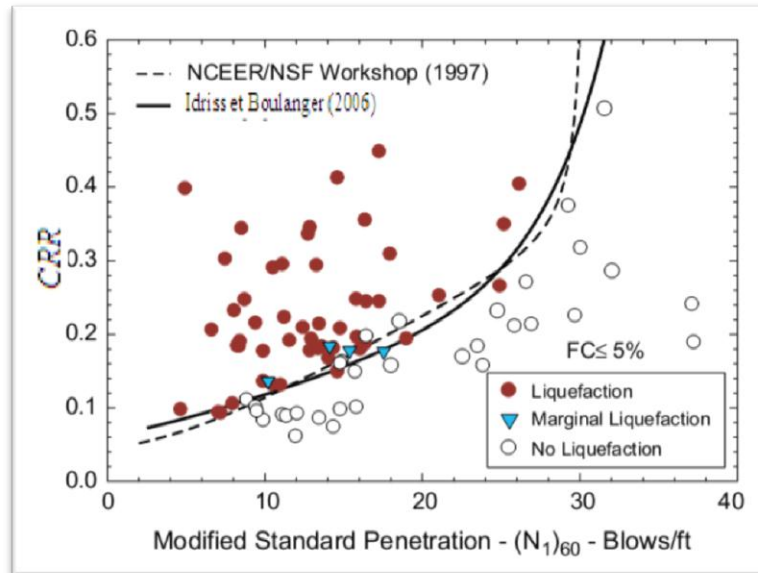


Figure 2.7 : Courbe simplifiée pour le calcul du CRR basée sur $(N_1)_{60}$ pour $M_w=7.5$ (d'après Idriss et Boulanger, 2006)

2.2.2- 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**. [1]

CHAPITRE 2

2.2.2.1- Méthode d'Olsen et al. (1997) :

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

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

Où :

q_c : la résistance de pointe exprimée en atm.

σ'_v : la contrainte effective exprimée en atm.

R_f : un rapport en pourcentage de frottement et est défini comme :

$$R_f = 100 \left(\frac{f_s}{q_c} \right)$$

2.2.2.2- Méthode de Robertson et Wride (1998) :

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

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

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

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

Où :

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

q_{c1N} : La résistance de pointe corrigée. [1]

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

Avec :

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

CHAPITRE 2

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

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

2.2.2.3- Méthode de Juang et al (2003) :

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

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

Où :

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

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

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

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

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

(q_c) : la résistance de pointe (KPa).

(f_s) : le frottement.

σ_v : la contrainte verticale totale (KPa).

CHAPITRE 2

σ_v' : la contrainte verticale effective (KPa). [1]

2.2.2.4- Méthode d'Andrus et al (2004) :

La relation de **CRR** proposée par Andrus et al (2004) à utilisé la courbe de figure 2.8 :

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

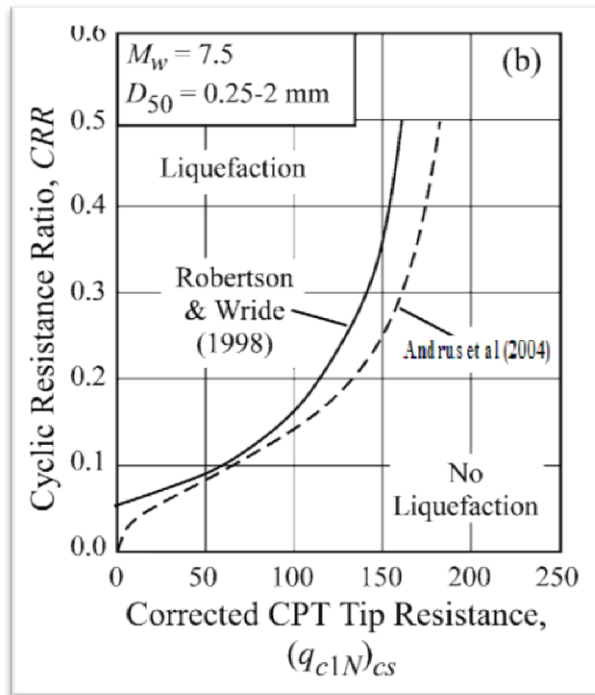


Figure 2.8 : Courbe simplifiée pour le calcul du CRR basée sur $q_{c1N,cs}$, pour $M_w=7.5$ (d'après Andrus et al, 2004)

2.2.2.5- Méthode Idriss et Boulanger (2006) :

Idriss et Boulanger (2006) ont recommandé l'équation analytique suivante à employer pour déterminer le **CRR** basé sur des résultats de **CPT** (figure 2.8) : [1]

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

CHAPITRE 2

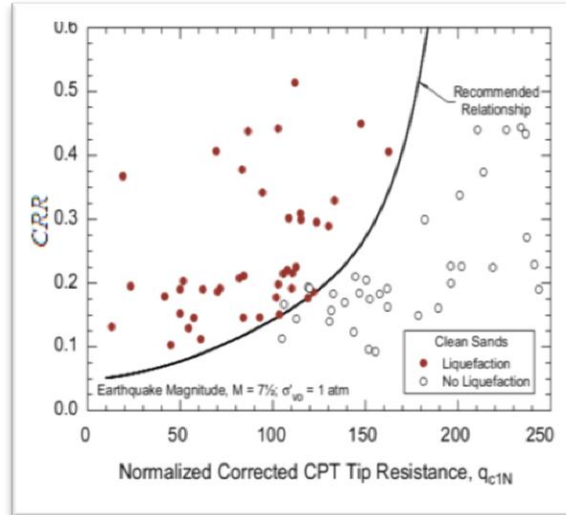


Figure 2.9 : Courbe simplifiée pour le calcul du CRR basée sur q_{c1N} pour $M_w=7.5$ (d'après Idriss et Boulanger, 2006)

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

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

2.2.3.1- Méthode d'Andrus et Stokoe (1997) :

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

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

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

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

Avec :

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

σ'_v : La contrainte effective verticale.

CHAPITRE 2

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

V_{SI}^* : limite supérieure de V_{SI} pour que la liquéfaction se produise. [1]

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

2.2.3.2- Méthode d'Andrus et al (2004) :

La figure 2.9, présente la courbe de **CRR** en fonction de la vitesse d'onde de cisaillement corrigé $(V_{SI})_{csal}$ montré par Andrus et Stokoe (2000). Cette courbe pour un pourcentage de fines (**FC**) inférieur ou égal à **5 %**, correspondant à un sable propre. Il est donc nécessaire de proposer un ajustement des courbes établies pour des sols comportant plus de **5%** de fines.

$$CRR_{7,5} = 0.022 \left[\frac{(V_{SI})_{csal}}{100} \right]^2 + 2.8 \left[\frac{1}{215 - (V_{SI})_{csal}} - \frac{1}{215} \right] \quad (2.58)$$

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

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

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

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

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

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

Avec:

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

CHAPITRE 2

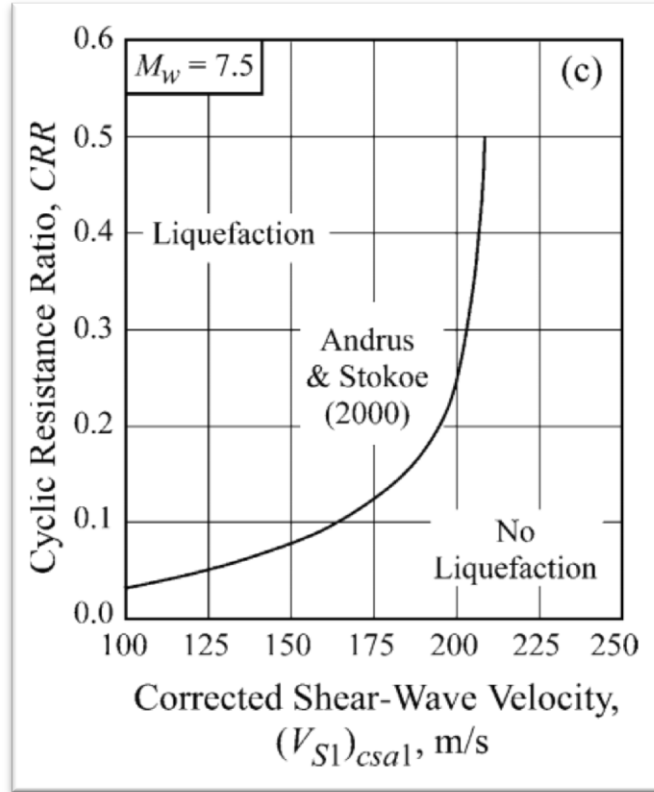


Figure 2.10 : Courbe simplifiée pour le calcul du CRR basée sur V_s pour $M_w=7.5$ (Andrus et Stokoe, 2001)

2.3- Evaluation du facteur de sécurité (FS) :

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

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

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

Cependant, le sol qui a un facteur de sécurité égal à **1.0** peut subir une liquéfaction pendant un tremblement de terre, par exemple, si une couche inférieure liquéfiée, alors l'écoulement ascendant de l'eau pourrait induire la liquéfaction de la couche qui a un facteur de sécurité égale à **1.0**. [2]

CHAPITRE 2

2.4- Evaluation du potentiel de la liquéfaction :

Après avoir déterminé le facteur de sécurité F_s on va calculer le potentiel de la liquéfaction pour tout le site par la relation suivante :

$$P_L = \int_0^{20} (10 - 0,5 Z) \cdot F_L dz = \sum_{i=1}^N (10 - 0,5 Z_i) \cdot F_{L_i} \cdot (H_{i+1} - H_i) \quad (2.72)$$

Telle que :

$$F_L = 1 - F_S \quad \text{Si} \quad F_S < 1$$

$$F_L = 0 \quad \text{Si} \quad F_S > 1$$

Cette valeur de P_L est pour un seul sondage, pour obtenir le potentiel de la liquéfaction de tout le site on calcul la moyenne entre tous les sondages telle que :

$$P_{L \text{ MOY}} = \frac{\sum_{i=1}^N P_L}{N} \quad (2.73)$$

On distingue quatre cas pour le potentiel de la liquéfaction :

- $P_{L \text{ MOY}} = 0$ potentiel de liquéfaction nul.
- $0 < P_{L \text{ MOY}} < 5$ potentiel de liquéfaction faible.
- $5 < P_{L \text{ MOY}} < 15$ potentiel de liquéfaction moyen.
- $15 < P_{L \text{ MOY}} < 100$ potentiel de liquéfaction élevé. **[2]**

CHAPITRE 2

3- CONCLUSION :

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

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

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

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

CHAPITRE 2

Exemple d'application :

Parmi tous les sondages réalisés, on a choisi l'essai qui correspond au sondage SC01 (240937.7721, 3989900.810) pour SPT, P12 (241390.2869, 3989645.4361) pour CPT et DH04 pour V_s , dont les caractéristiques du sol sont les suivants :

- La nappe phréatique se trouve au niveau 0 m.
- La masse volumique saturée de sol est de $\gamma_{\text{sat}} = 19 \text{ KN/m}^3$.
- Zone III Group 1 A selon R.P.A 99 version 2003 donc $a_{\text{max}} = 0.4 \text{ g}$.
- Selon le **RPA 99 corrigé en 2003**, le coefficient de sécurité est de 1.25.
- Pourcentage des fines FC = 10 %.
- DR la densité relative du sol qui varie de 75 à 90 % selon le rapport géotechnique, une valeur moyenne de 85% est considérée.
- La magnitude du moment $M_w = 7$

Evaluation du taux de contrainte cyclique (CSR) :

La contrainte cyclique induite par le séisme est donnée par :

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

Pour le facteur r_d de réduction de profondeur on a plusieurs formules mises par des chercheurs :

- Loao et al (1988) :

$$r_d = \begin{cases} 1 - 0.00765 z, & z \leq 9.15 \text{ m} \\ 1.174 - 0.0267 z, & 9.15 \text{ m} < z \leq 23 \text{ m} \end{cases}$$

- Kayen et al (1992) :

$$r_d = 1 - (0.012) (z)$$

- Blake (1999) (cités par Youd TL et al) :

$$r_d = \frac{(1 - 0.4133z^{0.5} + 0.04052z + 0.001753z^{1.5})}{(1 - 0.4177z^{0.5} + 0.05729z - 0.006205z^{1.5} + 0.001210z^2)}$$

- Golesorkhi (1989) :

Pour ($z < 34 \text{ m}$) :

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

Pour $z > 34 \text{ m}$:

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

CHAPITRE 2

Les valeurs de calcul de r_d sont résumées dans les tableaux suivants :

- Loao et al (1988) :

Tableau 2.4 : Les différents résultats obtenus par la méthode de Loao et al

N° SPT	Profondeur (m)	σ_{v0} (kPa)	u (kPa)	σ'_{v0} (kPa)	$(\sigma_{v0})/(\sigma'_{v0})$	amax	r_d	CSR
1	3.30	63	33	30	2.11	0.40	0.97	0.535
2	6.30	120	63	57	2.11	0.40	0.95	0.522
3	9.30	177	93	84	2.11	0.40	0.93	0.510
4	12.30	234	123	111	2.11	0.40	0.91	0.497
5	15.30	291	153	138	2.11	0.40	0.88	0.485
6	18.30	348	183	165	2.11	0.40	0.86	0.472

- Kayen et al (1992) :

Tableau 2.5 : Les différents résultats obtenus par la méthode de Kayen et al

N° SPT	Profondeur (m)	σ_{v0} (kPa)	u (kPa)	σ'_{v0} (kPa)	$(\sigma_{v0})/(\sigma'_{v0})$	amax	r_d	CSR
1	3.30	63	33	30	2.11	0.40	0.96	0.527
2	6.30	120	63	57	2.11	0.40	0.92	0.507
3	9.30	177	93	84	2.11	0.40	0.89	0.488
4	12.30	234	123	111	2.11	0.40	0.85	0.468
5	15.30	291	153	138	2.11	0.40	0.82	0.448
6	18.30	348	183	165	2.11	0.40	0.78	0.428

- Blake (1999) (cités par Youd TL et al) :

Tableau 2.6 : Les différents résultats obtenus par la méthode de Blake

N° SPT	Profondeur (m)	σ_{v0} (kPa)	u (kPa)	σ'_{v0} (kPa)	$(\sigma_{v0})/(\sigma'_{v0})$	amax	r_d	CSR
1	3.30	63	33	30	2.11	0.40	0.98	0.536
2	6.30	120	63	57	2.11	0.40	0.96	0.524
3	9.30	177	93	84	2.11	0.40	0.92	0.504
4	12.30	234	123	111	2.11	0.40	0.85	0.465
5	15.30	291	153	138	2.11	0.40	0.75	0.412
6	18.30	348	183	165	2.11	0.40	0.66	0.362

CHAPITRE 2

➤ Golesorkhi (1989) :

Tableau 2.7 : Les différents résultats obtenus par la méthode de Golesorkhi

N° SPT	Profondeur (m)	σ_{v0} (kPa)	u (kPa)	σ'_{v0} (kPa)	$(\sigma_{v0})/(\sigma'_{v0})$	amax	r_d	CSR
1	3.30	63	33	30	2.11	0.40	0.98	0.537
2	6.30	120	63	57	2.11	0.40	0.95	0.519
3	9.30	177	93	84	2.11	0.40	0.91	0.497
4	12.30	234	123	111	2.11	0.40	0.86	0.474
5	15.30	291	153	138	2.11	0.40	0.82	0.449
6	18.30	348	183	165	2.11	0.40	0.77	0.425

Donc on a les courbes suivantes présentant la différence entre les résultats :

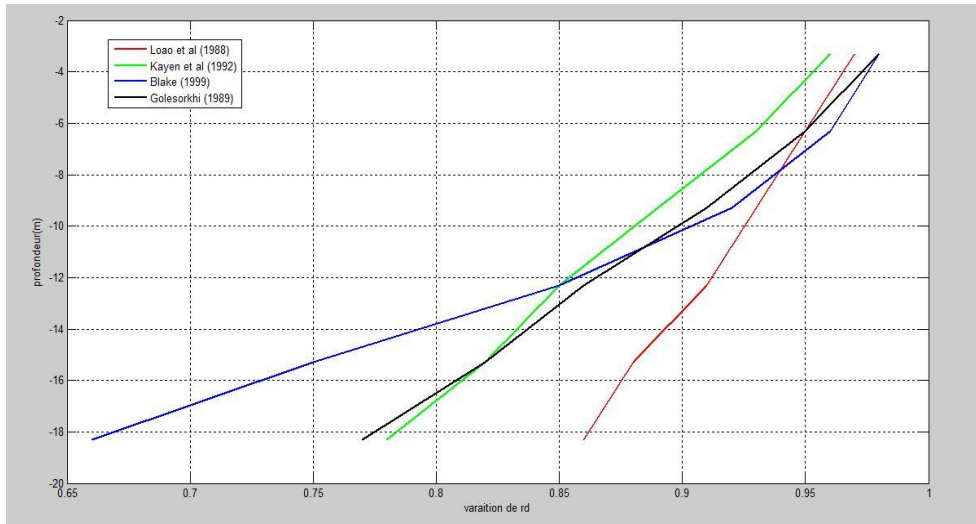


Figure 2.11 : Les différentes valeurs des r_d

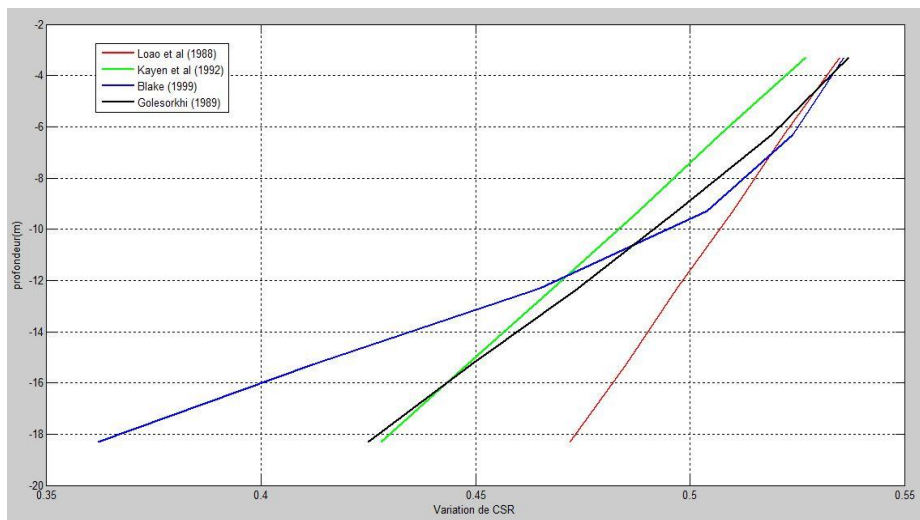


Figure 2.12 : Les différentes valeurs des CSR

CHAPITRE 2

Toutes les courbes commencent près que de même point et varient des mêmes façons sauf la courbe de la méthode de Blake (1999) qui commence de même point mais à la fin varie de façon différente.

Donc **CSR** varie de la même manière que **rd** pour chaque méthode.

Pour notre étude on a choisi la méthode de Blake (1999) et l'utiliser dans le calcul de facteur de sécurité FS.

Evaluation de la résistance à la liquéfaction (CRR) :

- **Evaluation du CRR par l'essai SPT :**

Avant d'évaluer la résistance à la liquéfaction par la méthode simplifiée, il faut corriger le nombre de coups SPT mesurés comme suit :

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

N_m : est le nombre de coups mesuré brut

C_N : est un facteur de normalisation de N_m par rapport à la contrainte effective de sur consolidation.

Il est donné dans le workshop par deux expressions, celle de Liao et Whitman (1986) :

$$C_N = (100/\sigma'_{v0})^{0.5}$$

Et celle de Seed et Idriss (1982) :

$$C_N = 2.2/(1.2 + \sigma'_{v0}/100)$$

Boulanger (2003) a proposé de tenir compte de la densité relative du sable pour estimer le facteur α et propose :

$$C_N = (100/\sigma'_{v0})^\alpha$$

$$\alpha = 0.784 - 0.521 * DR$$

Les trois expressions sont montrées sur la figure 4 et comparées entre elles. Cette correction concerne le calcul de la contrainte admissible du sol à partir de l'essai SPT et non la vérification du potentiel de liquéfaction.

Pour notre étude on a utilisé les méthodes de **Boulanger (2003)**.

C_E : est un facteur de correction de l'énergie transmise du marteau à l'échantillonneur SPT. Il est égal à 1 pour un taux d'énergie de martèlement de 60% selon le workshop (pratique US pour les anciens Appareils SPT). Le workshop recommande de mesurer l'énergie réelle (ER) fréquemment et le facteur de correction devient $C_E = ER/60$. En l'absence de cette mesure, il faut prêter attention et noter particulièrement le matériel utilisé pour pouvoir estimer C_E à utiliser dans les calculs du potentiel de liquéfaction. Généralement, C_E dépend du type du marteau, de l'enclume, du mécanisme de levage et la méthode de dégagement du marteau.

CHAPITRE 2

Le type de matériel SPT utilisé lors de la campagne géotechnique est automatique et le workshop recommande pour ce type des valeurs de C_E allant de 0.8 à 1.3. Si le laboratoire fournit le taux d'énergie réelle, C_E pourra être calculé. Un facteur de 1.25 correspondant à une énergie transmise de 75% est admis au vu de l'appareillage utilisé.

C_B : est un coefficient de correction qui tient compte du diamètre du trou de forage. Il est pris égal à 1 pour des diamètres allant de 65 à 115 mm.

C_R : est un coefficient de correction qui tient compte de la longueur des tiges, il est égal à 0.75 pour des longueur de tiges $L \leq 3m$, 0.8 pour $3 < L \leq 4m$, 0.85 pour $4 < L \leq 6m$, 0.95 pour $6 < L \leq 10m$ et 1.0 pour $10 < L \leq 30m$.

Il est à noter que la longueur de la tige est augmentée d'une hauteur de 2m pour tenir compte de la hauteur maximale entre la tête du sondage et l'enclume.

C_S : est un coefficient de correction qui tient compte de la méthode d'échantillonnage SPT, il est pris égal à 1 pour un échantillonneur standard sans recouvrement.

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

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

Donc on a une valeur de $MSF = 1.2$

L'effet des fines (FC) :

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

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

$$(N1)_{60cs} = (N1)_{60} + \Delta(N1)_{60}$$

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

FC en %	$\Delta(N1)_{60}$
$FC \leq 5\%$	0
$5\% \leq FC \leq 35\%$	$0.24 (FC - 5)$
$35\% \leq FC$	7.2

CHAPITRE 2

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

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

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

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

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

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

CHAPITRE 2

➤ Liao et Whitman (1986) :

Tableau 2.8 : Les résultats calculés par la méthode de Liao et Whitman (1986) avec les différentes corrections sur $(NL)_{60}$

N° SPT	Prof (m)	σ_{v0} (kPa)	u (kPa)	σ'_{vo} (kPa)	Nm	CN	CE	CB	CR	CS	(NL)60	(N1)60cs Seed et Idriss (1997)	(N1)60cs Idriss et Boulangier (2004)			(N1)60cs Stark et Olsen (1995)	(CRR) Seed et Idriss (1997)	(CRR) Idriss et Boulangier (2004)	(CRR) (Stark et Olsen (1995)
													a	b	(N1)60cs				
1	3.30	63	33	30	19.00	1.835	1.25	1	0.8	1	34.864	36.054	0.869	1.0216	36.487	36.064	/	/	/
2	6.30	120	63	57	18.00	1.328	1.25	1	0.95	1	28.387	29.577	0.869	1.0216	29.870	29.587	0.441	0.459	0.441
3	9.30	177	93	84	21.00	1.093	1.25	1	1	1	28.692	29.883	0.869	1.0216	30.182	29.892	0.460	0.481	0.460
4	12.30	234	123	111	19.00	0.950	1.25	1	1	1	22.573	23.763	0.869	1.0216	23.930	23.773	0.269	0.272	0.270
5	15.30	291	153	138	31.00	0.852	1.25	1	1	1	33.022	34.212	0.869	1.0216	34.605	34.222	/	/	/
6	18.30	348	183	165	32.00	0.779	1.25	1	1	1	31.168	32.358	0.869	1.0216	32.712	32.368	0.844	1.014	0.848

CHAPITRE 2

➤ Seed et Idriss (1982) :

Tableau 2.9 : Les résultats calculés par la méthode de Seed et Idriss (1982) avec les différentes corrections sur $(NL)_{60}$

N° SPT	Prof (m)	σ_{vo} (kPa)	u (kPa)	σ'_{vo} (kPa)	Nm	CN	CE	CB	CR	CS	NL(60)	(N1)60cs Seed et Idriss (1997)	(N1)60cs Idriss et Boulanger (2004)			(N1)60cs Stark et Olsen (1995)	(CRR) Seed et Idriss (1997)	(CRR) Idriss et Boulanger (2004)	(CRR) Stark et Olsen (1995)
													a	b	(N1)60cs				
1	3.30	63	33	30	19	1.470	1.25	1	0.8	1	27.923	29.113	0.869	1.022	29.396	29.123	0.416	0.430	0.416
2	6.30	120	63	57	18	1.245	1.25	1	0.95	1	26.613	27.803	0.869	1.022	28.058	27.813	0.363	0.372	0.363
3	9.30	177	93	84	21	1.080	1.25	1	1	1	28.351	29.541	0.869	1.022	29.833	29.551	0.438	0.456	0.439
4	12.30	234	123	111	19	0.954	1.25	1	1	1	22.648	23.839	0.869	1.022	24.008	23.848	0.271	0.274	0.271
5	15.30	291	153	138	31	0.854	1.25	1	1	1	33.081	34.271	0.869	1.022	34.666	34.281	-3.438	-1.250	-3.308
6	18.30	348	183	165	32	0.773	1.25	1	1	1	30.910	32.100	0.869	1.022	32.447	32.110	0.759	0.880	0.762

CHAPITRE 2

Pour notre étude on a utilise la méthode de Boulanger (2003) pour calcule de CN et pour la correction sur (NL)₆₀ on utilise les méthodes de Seed et Idriss (1997), Idriss et Boulanger (2004) et Stark et Olsen (1995).

➤ Boulanger (2003) :

Tableau 2.10 : Les résultats calculés par la méthode de Boulanger (2003) avec les différente correction sur (NL)₆₀

N° SPT	Prof(m)	σ_{vo} (kPa)	u (kPa)	σ'_{vo} (kPa)	α	Nm	CN	CE	CB	CR	CS	(NL) ₆₀	(N1) _{60cs} Seed et Idriss (1997)	(N1) _{60cs} Idriss et Boulanger (2004)			(N1) _{60cs} Stark et Olsen (1995)	(CRR) Seed et Idriss (1997)	(CRR) Idriss et Boulanger (2004)	(CRR) Stark et Olsen (1995)	CSR Blake	FS	FS	FS
														a	b	(N1) _{60cs}								
1	3.3	63	33	30	0.341	19	1.513	1.25	1	0.8	1	28.749	29.939	0.869	1.022	30.240	29.949	0.463	0.485	0.464	0.536	1.04	1.09	1.04
2	6.3	120	63	57	0.341	18	1.214	1.25	1	0.95	1	25.940	27.130	0.869	1.022	27.370	27.140	0.342	0.349	0.342	0.524	0.78	0.80	0.78
3	9.3	177	93	84	0.341	21	1.063	1.25	1	1	1	27.893	29.083	0.869	1.022	29.365	29.093	0.414	0.429	0.415	0.504	0.99	1.02	0.99
4	12.3	234	123	111	0.341	19	0.966	1.25	1	1	1	22.940	24.131	0.869	1.022	24.306	24.140	0.276	0.279	0.276	0.465	0.71	0.72	0.71
5	15.3	291	153	138	0.341	31	0.897	1.25	1	1	1	34.744	35.934	0.869	1.022	36.364	35.944	/	/	/	0.412	/	/	/
6	18.3	348	183	165	0.341	32	0.843	1.25	1	1	1	33.739	34.929	0.869	1.022	35.338	34.939	/	/	/	0.362	/	/	/

CHAPITRE 2

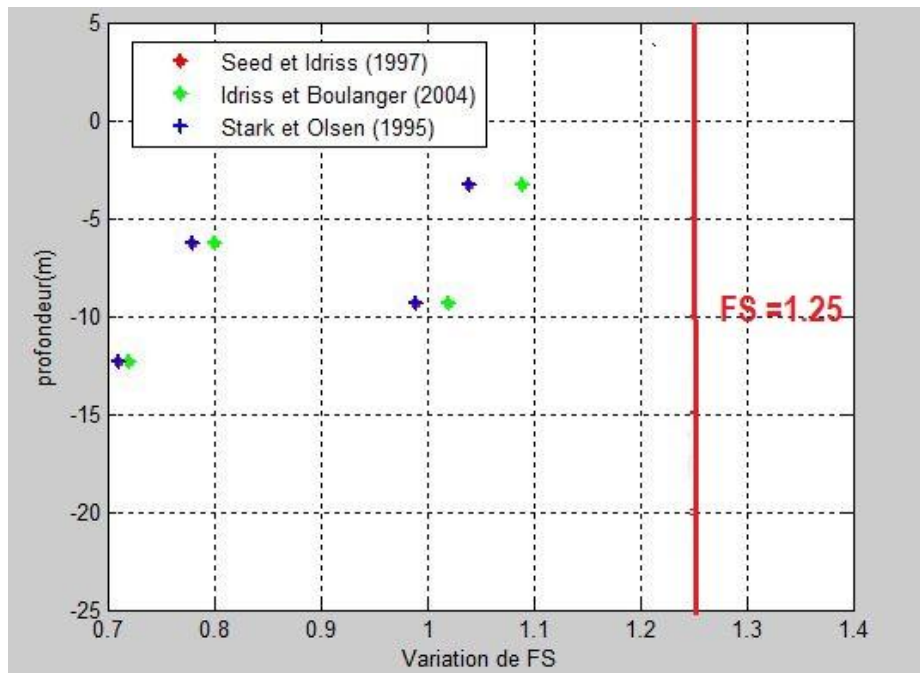


Figure 2.13 : Les valeurs des FS pour chaque méthode

La figure présente les valeurs de facteurs de sécurité calculés par les différentes formules des chercheurs en fonction de la profondeur.

On remarque une coïncidence entre les deux méthodes de Seed et Idriss (1997) et Stark et Olsen (1995) et un petit écart avec la méthode d'Idriss et Boulanger (2004), mais tous les résultats donnent une seule conclusion que le site est liquéfiable.

CHAPITRE 2

- **Evaluation du CRR par l'essai CPT :**

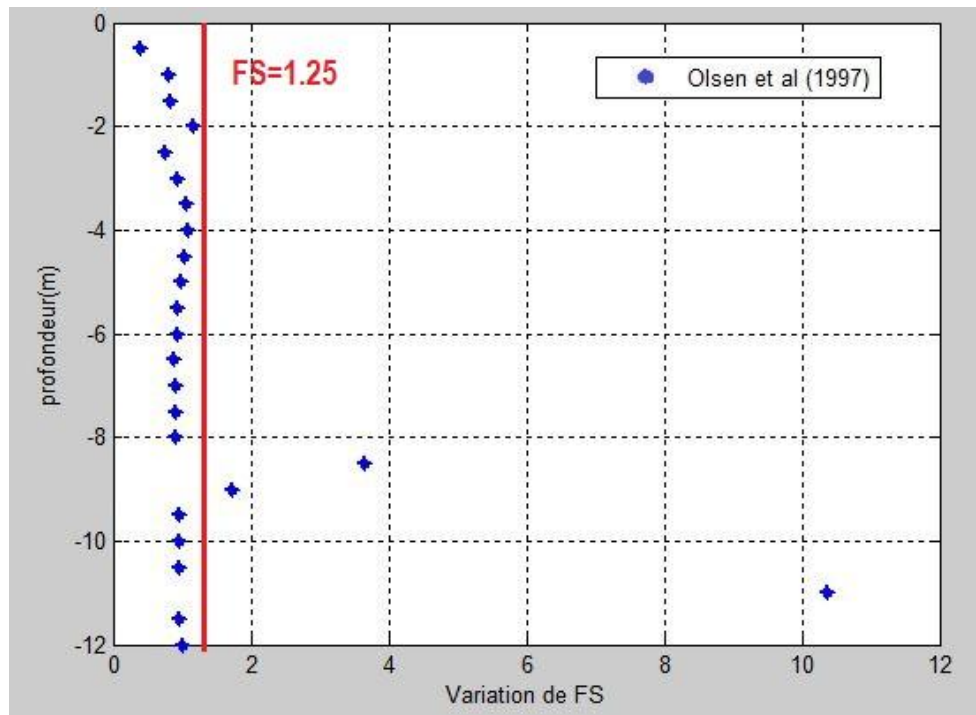
Pour la méthode CPT on va utiliser Méthode d'Olsen et al. (1997) et Méthode Idriss et Boulanger (2006) :

➤ Méthode d'Olsen et al. (1997) :

Tableau 2. : Les résultats calculés par la méthode de Boulanger (2003) avec les différente correction sur (NL)60

N° CPT	Prof (m)	qc	σ_{v0} (kPa)	u (kPa)	σ'_{v0} (kPa)	fs	Rf	CRR
1	0	0	0	0	0	1.1	/	/
2	0.5	323	10	5	5	1.5	0	0.182
3	1	171	19	10	9	8.6	5	0.369
4	1.5	220	29	15	14	12.4	6	0.372
5	2	153	38	20	18	15.7	10	0.524
6	2.5	1403	48	25	23	18.2	1	0.341
7	3	2402	57	30	27	28.5	1	0.424
8	3.5	2126	67	35	32	54.0	3	0.478
9	4	1826	76	40	36	72.3	4	0.485
10	4.5	1525	86	45	41	70.3	5	0.456
11	5	1344	95	50	45	68.4	5	0.437
12	5.5	967	105	55	50	57.0	6	0.407
13	6	1205	114	60	54	60.2	5	0.413
14	6.5	768	124	65	59	50.3	7	0.390
15	7	876	133	70	63	53.9	6	0.391
16	7.5	897	143	75	68	54.6	6	0.389
17	8	1155	152	80	72	58.5	5	0.394
18	8.5	388	162	85	77	57.3	15	1.554
19	9	465	171	90	81	54.7	12	0.730
20	9.5	671	181	95	86	53.9	8	0.399
21	10	711	190	100	90	56.1	8	0.395
22	10.5	505	200	105	95	41.2	8	0.392
23	11	284	209	110	99	54.3	19	4.186
24	11.5	989	219	115	104	63.7	6	0.382
25	12	1501	228	120	108	79.4	5	0.395

CHAPITRE 2



- **Evaluation du CRR par V_s :**
- Méthode d'Andrus et Stokoe (1997) :

Tableau 2. : Les différents résultats obtenus par la méthode d'Andrus et Stokoe

N°	profondeur (m)	V_s	σ_{v0} (kPa)	u (kPa)	σ'_{v0} (kPa)	V_{s1}	V_{s1}^*	CRR
1	-	118	0	0	/	/	/	/
2	3.00	118	57	30	27	163.697	212.5	0.103
3	3.00	239	57	30	27	331.556	212.5	0.205
4	9.50	239	181	95	86	248.546	212.5	0.045
5	9.50	388	181	95	86	403.497	212.5	0.330
6	12.00	388	228	120	108	380.606	212.5	0.289
7	12.00	589	228	120	108	577.776	212.5	0.714
8	29.00	589	551	290	261	463.399	212.5	0.448

CHAPITRE 2

➤ Méthode d'Andrus et al (2004) :

Tableau 2. : Les différents résultats obtenus par la méthode d'Andrus et al

N°	profondeur (m)	V _s	σ _{v0} (kPa)	u (kPa)	σ' _{vo} (kPa)	V _{s1}	T	K _{cs}	(V _{s1}) _{csal}	CRR
1	-	118	0	0	/	/	/	1	/	/
2	3.00	118	57	30	27	163.697	0.001	1.007	164.794	0.102
3	3.00	239	57	30	27	331.556	0.015	1.073	355.815	0.246
4	9.50	239	181	95	86	248.546	0.005	1.027	255.235	0.061
5	9.50	388	181	95	86	403.497	0.027	1.134	457.740	0.436
6	12.00	388	228	120	108	380.606	0.023	1.113	423.541	0.368
7	12.00	589	228	120	108	577.776	0.073	1.364	788.305	1.349
8	29.00	589	551	290	261	463.399	0.040	1.200	556.288	0.660

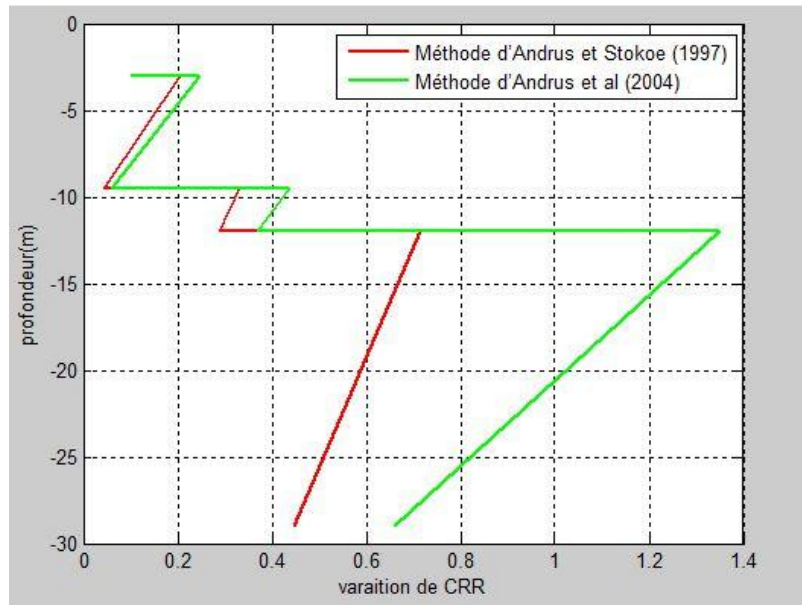


Figure 2.1 : Les différentes valeurs des CRR

CHAPITRE 2

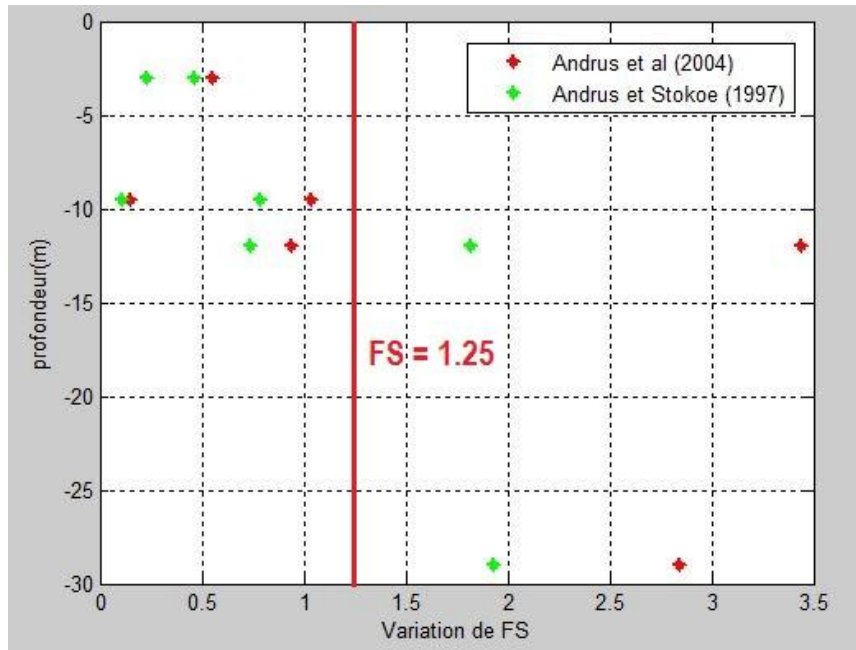


Figure 2. : Les valeurs des FS pour chaque méthode

La figure présente les valeurs de facteurs de sécurité calculés par les différentes formules des chercheurs en fonction de la profondeur.

On remarque un petit écart entre les deux méthodes d'Andrus et al (2004) et Andrus et Stokoe (1997), mais cet écart augmente avec la profondeur. Les deux méthodes donnent des résultats proches avec liquéfaction dans les parties supérieures du sol et pas de liquéfaction dans les parties inférieures.

CONCLUSION GENERAL

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

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

LES REFERENCES

- Magister en : Génie Civil Option : Interaction Sol-Structure MODELISATION NUMERIQUE DE LA LIQUEFACTION DES SOLS SABLEUX Présenté par : YEDJOUR Khaled. [1]
- LIQUEFACTION DES SOLS Description, Méthodes D'évaluation, Traitement, Poste liquéfaction Présenté par : Mohamed MEKERBI, Ismail BENABDERRAHMANE. [2]
- Youd et al liquefaction resistance of soils. [3]
- LIQUEFACTION RESISTANCE OF SOILS: SUMMARY REPORT FROM THE 1996 NCEER AND 1998 NCEER/NSF WORKSHOPS ON EVALUATION OF LIQUEFACTION RESISTANCE OF SOIL Sa. [4]
- Thèse ingénieur : Evaluation de potentiel de la liquéfaction du sol cas de l'oued de Sébaou, Présenté par (Bouderouaz Djamel Eddine, Boua Bilal) Encadré par (D^r: Hadid Mohamed). [5]
- Liquéfaction et séisme du 21 mai 2003 (CGS). [6]

Site Internet consulté:

- <https://www.google.dz>