

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Ecole Nationale Polytechnique



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
Ecole Nationale Polytechnique

Département de Génie Civil

Mémoire de projet de fin d'études

pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en Génie Civil

# Évaluation du risque de liquéfaction d'un sol par la méthode SPT

**LAIMECHE Abderrahim**  
**MECHERI Imad eddine**

Sous la direction de  
**Pr. S. Belkacemi**

Présenté et soutenu publiquement le 05/06/2017

## Composition du Jury :

Président	R.M KETTAB	Professeur	Ecole Nationale Polytechnique
Promoteur	S. BELKACEMI	Professeur	Ecole Nationale Polytechnique
Examineurs	M. DEMIDEM	M.A.A	Ecole Nationale Polytechnique
	S. LAKEHAL	M.A.A	Ecole Nationale Polytechnique

**ENP 2017**



RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Ecole Nationale Polytechnique



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
Ecole Nationale Polytechnique

Département de Génie Civil

Mémoire de projet de fin d'études

pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en Génie Civil

# Évaluation du risque de liquéfaction d'un sol par la méthode SPT

**LAIMECHE Abderrahim**  
**MECHERI Imad eddine**

Sous la direction de  
**Pr. S. Belkacemi**

Présenté et soutenu publiquement le 05/06/2017

## Composition du Jury :

Président	R.M KETTAB	Professeur	Ecole Nationale Polytechnique
Promoteur	S. BELKACEMI	Professeur	Ecole Nationale Polytechnique
Examineurs	M. DEMIDEM	M.A.A	Ecole Nationale Polytechnique
	S. LAKEHAL	M.A.A	Ecole Nationale Polytechnique

**ENP 2017**

## ملخص

التسييل هو ظاهرة عدم استقرار التربة المشبعة بالمياه تحت تأثير تحميل سريع الذي يرافقه زيادة سريعة في الضغط الخلالي مما يؤدي إلى فقدان قوة القص وقدرة تحمل التربة. هذا الذي يسبب، مع مرور الوقت، الضرر الهائل وزيادة احتمال انهيار هياكل هامة. لذلك يجب دراسة هذه الظاهرة والأخذ بها بعين الاعتبار قبل بداية عملية البناء، لتجنب أي نوع من المخاطر المحتملة. هذه الدراسة التقنية، بعد المرور بالجوانب النظرية لهذه الظاهرة والأخذ بمعايير قابلية التربة للسيولة، وكذلك بواسطة استخدام طريقة اختبار الاختراق القياسي في الموقع نفسه "SPT"، هدفها تحديد إمكانية تسييل التربة.

الكلمات المفتاحية: التسييل، تربة، خطر، فقدان قوة القص، SPT

## Abstract

Liquefaction is the instability of saturated soil, under a given loading, the increase in pore pressure lead to a loss of shear strength and soil bearing capacity. What causes, over time, enormous damage and great risks of collapse for many structures. Therefore, we must study this phenomenon and take it into consideration, before building, to avoid all types of probable risks. This technical study, after passing by the theoretical aspects on the phenomenon and taking into account the criteria of susceptibility of the soil to liquefaction, thus the use of the standard penetration test "SPT" in situ, in order to determine the potential for liquefaction in soil.

Keywords: liquefaction, soil, risk, loss of resistance, SPT

## Résumé

La liquéfaction est un phénomène d'instabilité d'un sol saturé sous chargement accompagné d'une augmentation rapide de la pression interstitielle conduisant à une perte de la résistance au cisaillement et de la capacité portante du sol. Ce qui cause, avec le temps, d'énormes dégâts et de grands risques d'effondrement des structures. Donc, il faut étudier ce phénomène et le prendre en considération, avant de bâtir, pour éviter tous types de risques probables. Cette étude technique, après passer par les aspects théoriques sur le phénomène et en tenant compte des critères de susceptibilité du sol à liquéfaction, ainsi l'utilisation de l'essai de pénétration standard "SPT" in situ, afin de déterminer le potentiel de risque de liquéfaction du sol.

Mots clés : la liquéfaction, sol, risque, perte de résistance, SPT

# Dédicace

*Je dédie ce travail à mes très chers parents, dont le sacrifice, la tendresse, l'amour, la patience, le soutien, l'aide et l'encouragement sont l'essentiel de ma réussite. Sans eux je ne serai pas à ce stade aujourd'hui.*

*A mes frère et ma sœur pour leurs soutiens continues durant mon parcours.*

*A ma grande famille.*

*Et à tous mes amis.*

*Abderrahim*

# Dédicace

*Je dédie ce travail à mes très chers parents, dont le sacrifice, la tendresse, l'amour, la patience, le soutien, l'aide et l'encouragement sont l'essentiel de ma réussite. Sans eux je ne serai pas à ce stade aujourd'hui.*

*A mes sœurs pour leurs soutiens continus durant mon parcours.*

*A ma grande famille.*

*Et à tous mes amis.*

*Imad*

# Remerciements

Nous remercions Dieu le tout puissant de nous avoir donné la force et le courage pour réaliser ce travail.

Ce travail que nous présentons a été effectué sous la direction de Monsieur S. BEL-KACEMI, professeur à l'Ecole Nationale Polytechnique, qui a suivi de très près ce travail, pour ses orientations pédagogiques pour l'élaboration de ce mémoire.

Nous tenons à remercier madame R.M KETTAB, professeur à l'Ecole Nationale Polytechnique, pour l'honneur qu'elle nous fait de présider le jury de notre soutenance.

Que Messieurs M. DEMIDEM et S. LAKEHAL, professeurs à l'Ecole Nationale Polytechnique, soient convaincu de notre sincère reconnaissance pour avoir accepté d'examiner et de critiquer ce mémoire.

Nous remercions tous nos amis qui nous ont aidé pour l'élaboration de ce mémoire, en particulier Mouetez DJAOUT.

Enfin, nous tenons à remercier tous les gens qui ont contribué à notre réussite tout au long de notre parcours d'étude.

# Table des matières

Liste des tableaux

Liste des figures

Liste des abréviations

Liste des symboles

Introduction Générale 14

## I Recherche bibliographique 16

### 1 La liquéfaction du sol 18

1.1 Introduction : . . . . . 18

1.2 Phénomène de la liquéfaction du sol : . . . . . 18

1.2.1 Les comportements fondamentaux de la liquéfaction : . . . . . 19

1.3 Les effets de la liquéfaction : . . . . . 22

1.4 Élaboration des méthodes d'ingénierie pour évaluer les risques de la liquéfaction : . . . . . 25

1.4.1 Évaluation des risques de liquéfaction : . . . . . 25

1.4.2 Susceptibilité à la liquéfaction des dépôts de sol : . . . . . 26

1.5 Conclusion . . . . . 29

### 2 L'analyse pour évaluer l'initiation et le déclenchement de la liquéfaction 31

2.1 Introduction . . . . . 31

2.2 Approche pour déterminer l'initiation de liquéfaction . . . . . 31

2.3 Procédure pour estimer le rapport des contraintes cycliques (CSR) : . . . . . 33

2.4 Procédure pour estimer le rapport des résistances cycliques (CRR) : . . . . . 36

2.4.1 Les tests in-situ comme indices des caractéristiques de liquéfaction : 36

2.4.2 Correction des résultats des tests in-situ . . . . . 42

2.4.3 Calcul du rapport des résistances cycliques (CRR) : . . . . . 46

2.5 Calcul du facteur de sécurité FS : . . . . . 47

2.6 Évaluation de l'indice de potentiel de liquéfaction (LPI) : . . . . . 47

2.7 Conclusion : . . . . . 49

### 3 Les techniques d'amélioration du sol 51

3.1 Introduction : . . . . . 51

3.2 Compactage dynamique . . . . . 52

3.3 Drains verticaux : . . . . . 53

3.4 Piles de compaction : . . . . . 53

3.5 Vibroflottation : . . . . . 54

3.6 Inclusions : . . . . . 56

3.6.1	Colonnes ballastées : . . . . .	57
3.7	Injection solide : . . . . .	57
3.8	Soil mixing : . . . . .	58
3.9	Conclusion : . . . . .	59
<b>4</b>	<b>Les colonnes ballastées</b>	<b>61</b>
4.1	introduction : . . . . .	61
4.2	Domaine d'application : . . . . .	61
4.3	Principe de fonctionnement des colonnes ballastées : . . . . .	62
4.4	Mode opératoire . . . . .	63
4.4.1	Méthodes et matériels : . . . . .	63
4.4.2	Mise en oeuvre . . . . .	65
4.5	Paramètres de conception de base : . . . . .	66
4.5.1	Diamètre de la colonne ballastée (D) : . . . . .	66
4.5.2	Profondeur de la colonne ballastée : . . . . .	67
4.5.3	Maille et Espacement : . . . . .	67
4.5.4	Diamètre équivalent : . . . . .	68
4.5.5	Rapport de remplacement ( $a_s$ ) : . . . . .	69
4.5.6	Facteur de concentration de contraintes (n) : . . . . .	70
4.5.7	La capacité portante de la colonne ballastée : . . . . .	70
4.5.8	Mode de rupture d'une colonne de ballast : . . . . .	70
4.6	conclusion : . . . . .	72
<b>II</b>	<b>Application</b>	<b>73</b>
<b>5</b>	<b>Application</b>	<b>75</b>
5.1	Introduction : . . . . .	75
5.2	Les caractéristiques des couches du sol : . . . . .	75
5.3	Mesure du niveau de la nappe d'eau : . . . . .	77
5.4	Le calcul de contrainte : . . . . .	77
5.5	Le facteur de réduction de profondeur " $r_d$ " : . . . . .	80
5.6	Le rapport de la contrainte cyclique "CSR" : . . . . .	82
5.7	Calcul du nombre de coup "N" à partir de l'essai de pénétration standard SPT : . . . . .	84
5.8	La correction du nombre des coups "N" : . . . . .	85
5.8.1	Les facteurs de correction du matériel : . . . . .	85
5.8.2	Correction relative à l'influence du pourcentage des fines : . . . . .	87
5.9	Calcul du rapport de résistance cyclique "CRR" : . . . . .	89
5.9.1	Calcul du "MSF" : . . . . .	89
5.10	Calcul du facteur de sécurité vis-à-vis de la liquéfaction "FS" : . . . . .	90
5.11	Calcul de l'indice de potentiel de liquéfaction "LPI" : . . . . .	92
5.12	Conclusion : . . . . .	94
	<b>Conclusion Générale</b>	<b>95</b>
	<b>Bibliographie</b>	<b>96</b>
	<b>Annexe A Paramètres utilisés</b>	<b>97</b>

# Liste des tableaux

1.1	Susceptibilité des dépôts du sol à la liquéfaction lors de secousses sismiques fortes (youd et perkins 1978, avec la permission de l'ASCE).[1] . . . . .	27
2.1	Caractéristiques recommandées de la procédure SPT pour les évaluations de liquéfaction (d'après Seed et al., 1985, avec la permission de l'ASCE). .	37
2.2	Les intervalles suggérés pour chaque facteur de correction.[4] . . . . .	38
2.3	Le niveau de gravité de la liquéfaction.[5, 6] . . . . .	48
5.1	Les valeurs du sondage d'un site à Mostaganem. . . . .	76
5.2	Les valeurs de $\gamma_{sol}$ pour les différentes couche du sol . . . . .	78
5.3	Les valeurs de $\sigma_{tot}$ , $u$ et $\sigma_{eff}$ en fonction de $z$ . . . . .	79
5.4	Les valeurs de $r_d$ en fonction de $z$ . . . . .	81
5.5	Les valeurs de CSR selon l'approche de Idriss en fonction de profondeur $z$ . .	82
5.6	Les valeurs de $N_{SPT}$ en fonction de $z$ . . . . .	84
5.7	Les valeurs de $N_{60(Boulangier)}$ et $N_{60(Whitman)}$ en fonction de la profondeur $z$ . .	86
5.8	Les valeurs de $(N_1)_{60(Boulangier)}$ et $(N_1)_{60(Whitman)}$ en fonction de la profondeur $z$ après la correction du pourcentage des fines . . . . .	88
5.9	Les valeurs de $CRR$ en fonction de $z$ . . . . .	89
5.10	Les valeurs de $FS$ en fonction de $z$ . . . . .	91

# Liste des figures

1.1	Les trajets de contraintes pour un chargement monotone des sables lâches et des sables denses.[1] . . . . .	19
1.2	Indice de vide par rapport au déplacement cyclique du cisaillement, montrant la densification d'un échantillon de sable avec des cycles successifs de charge de cisaillement simple drainée (après Youd 1972, avec la permission de l'ASCE). . . . .	20
1.3	Mécanisme de génération de la pression interstitielle pendant le chargement cyclique.[1] . . . . .	21
1.4	Liquéfaction du barrage de Sheffield après le seisme Santa Barbara, 1925.[3]	22
1.5	La nature fluide du sol liquéfié tout au long le bord du lac Merced, San Francisco 1957.[3] . . . . .	22
1.6	Rupture du pont sur l'autoroute de la côte pacifique 1.[2] . . . . .	23
1.7	Rupture routière induite par la liquéfaction, Moss Landing State Beach.[2]	23
1.8	Épandage latéral d'un terrain très plat vers la rivière Motagua après le tremblement de terre de 1976 au Guatemala. Notez l'orientation des fissures de la surface du sol parallèlement à la berge.[3] . . . . .	24
1.9	Ébullition du sable induite par la liquéfaction après le séisme de la Loma de 1989 Prieta, Californie . . . . .	25
1.10	Photos aériennes de Moss Landing, en Californie, montrant le cadre géologique; La photo de gauche est de 1952 et la photo de droite est de 1987. En comparaison, ces photos peuvent identifier les mouvements du littoral, les charges artificielles et la construction récente (photos : USGS).[1] . . . .	28
2.1	Contraintes cycliques sur un élément du sol sous la surface du sol plat pendant une secousse horizontale.[1] . . . . .	31
2.2	la zone susceptible à se liquéfier est déterminée en comparant les contraintes cycliques induites par le tremblement de terre aux résistances cycliques du sol.[1] . . . . .	32
2.3	Schématisme de l'approche utilisée pour développer des relations entre le CSR et le CRR. . . . .	33
2.4	Schéma pour déterminer la contrainte de cisaillement maximale $\tau_{max}$ et le coefficient de réduction de la contrainte de cisaillement $r_d$ . [1] . . . . .	33
2.5	Variations du coefficient de réduction des contraintes $r_d$ avec la profondeur et la magnitude du tremblement de terre (Idriss 1999).[1] . . . . .	35
2.6	Graphique type de CPT normalisé pour différents comportement du sol proposé par Robertson (1990). . . . .	40
2.7	Un sondage SPT adjacent et un sondage CPT qui illustrent comment des couches minces d'argile peuvent affecter les résistances de pénétration dans le sable (d'après Boulanger et al., 1995). . . . .	41
2.8	Variation des valeurs de N de SPT avec la contrainte effective verticale pour trois sables différents à trois densités relatives différentes (Idriss et Boulanger 2004, données de Marcuson et Bieganousky 1977a, 1977b).[1] . .	43

2.9	Normalisation du facteur de l'exposant $m$ contre (a) densité relative et (b) valeur de $N$ , pour les trois sables testés par Marcuson et Bieganousky (1977a, 1977b) (Boulangier 2003).[1] . . . . .	44
2.10	Histoires de cas des données de SPT dans les sols sans cohésion avec $5\% < FC < 15\%$ et les courbes recommandées pour les sables propres à $FC = 15\%$ et $FC = 5\%$ pour $M = 7.5$ et $\sigma_{eff} = 1$ atm. . . . .	45
2.11	La variation de $\Delta(N_1)_{60}$ avec pourcentage des fines $FC$ . . . . .	45
2.12	Les valeurs de facteur de correction de magnitude MSF proposés par plusieurs chercheurs.[1] . . . . .	46
3.1	Resumé sur l'applicabilité générale des méthodes d'amélioration du sol pour les sols de diverses distributions granulométriques, Mitchell 2008.[7] . . . . .	51
3.2	Compactage dynamique profond, en montrant le schéma des points d'impact primaire.[3] . . . . .	52
3.3	Vue aérienne du site subissant une amélioration des sols par compactage dynamique.[7] . . . . .	52
3.4	Drains verticaux.[7] . . . . .	53
3.5	Piles de compaction pour réduire les risques de liquéfaction. L'entrepreneur a conduit les piles à ce niveau avec un marteau conventionnel ; Les piles ont ensuite été conduites sous la surface de l'eau avec un marteau différent.[3] . . . . .	54
3.6	(a) Illustration schématique d'un vibroflot typique (après Bell, 1993), et (b) vibroflots pour densifier des sols susceptible à la liquéfaction dans une installation de traitement des eaux usées en Californie (photo courtoisie de Hayward Baker). . . . .	55
3.7	La vibroflottation.[7] . . . . .	56
3.8	Amélioration de sol par inclusion. . . . .	56
3.9	Colonnes ballastées.[9] . . . . .	57
3.10	Amélioration de sol par injection solide. . . . .	58
3.11	Amélioration de sol par soil mixing. . . . .	58
4.1	Bilan des efforts sur une colonne ballastée (étrointe latérale et chargement)	63
4.2	Mise en oeuvre des colonnes ballastées . . . . .	65
4.3	Résumé des étapes de mise en oeuvre des colonnes ballastées. . . . .	66
4.4	Résistance au cisaillement du sol par rapport au diamètre de la colonne ballastée . . . . .	67
4.5	Maillage hexagonal . . . . .	68
4.6	Maillage carré . . . . .	68
4.7	Maillage et caractéristiques des colonnes. . . . .	69
4.8	Rupture par expansion latérale et par cisaillement généralisé . . . . .	71
4.9	Rupture par poinçonnement . . . . .	71
5.1	Diagramme de $\gamma_{sol}$ en fonction de $z$ . . . . .	77
5.2	Diagramme de $\sigma_{tot}$ et $\sigma_{eff}$ en fonction de $z$ . . . . .	80
5.3	Diagramme de $r_d$ en fonction de $z$ . . . . .	81
5.4	Diagramme du CSR en fonction de $z$ . . . . .	83
5.5	Diagramme de $N_{SPT}$ à partir des résultats des sondages en fonction de $z$ . . . . .	84
5.6	Diagramme du nombres minimaux des coups $N_{SPT}$ en fonction de $z$ . . . . .	85
5.7	Diagramme de $FC$ en fonction de $z$ . . . . .	87
5.8	Diagramme de $(N_1)_{60cs}$ en fonction de $z$ . . . . .	88
5.9	Diagramme de $CRR_7$ en fonction de $z$ . . . . .	90
5.10	Diagramme de $FS$ en fonction de $z$ . . . . .	92

# Liste des abréviations

BPT : Essai de pénétration de Becker (Becker Penetration Test).

CPT : Essai de pénétration au cône (Cone Penetration Test).

CRR : Rapport de la résistance cyclique (Cyclic Resistance Ratio).

CSL : Ligne d'état critique (Critical state line).

CSR : Rapport de la contrainte cyclique (Cyclic Stress Ratio).

FS : Le facteur de résistance vis-à-vis la liquéfaction.

LA : Essai Los Angeles.

LPI : Indice de potentiel de liquéfaction (liquefaction potentiel index).

LPT : Grand essai de pénétration (Large Penetration Test).

MDE : Essai Micro Deval.

MSF : Le facteur de correction de magnitude (Magnitude Scaling Factor).

SPT : Essai de pénétration standard (Standard Penetration Test).

ASCE : Société américaine des ingénieurs génie civil (American Society of Civil Engineers).

# Liste des symboles

$A$  : Aire totale de cellule unitaire.

$A_g$  : Aire du sol tributaire à la colonne.

$A_s$  : Aire des colonnes ballastées.

$a_{max}$  : L'accélération maximale induite par le tremblement de terre.

$a_s$  : Rapport de remplacement.

$c$  : La cohésion.

$C_B$  : Un facteur de correction de diamètre du trou de forage.

$C_E$  : Un facteur de correction du rapport d'énergie.

$C_R$  : Un facteur de correction pour la longueur de barre.

$C_S$  : Un facteur de correction pour l'échantillonneur.

$D$  : Diamètre de la colonne ballastée.

$D_e$  : Diamètre effectif de la colonne ballastée.

$D_r$  : La densité relative.

$FC$  : Pourcentage des fines (Fine Content).

$Fi$  : La gravité de la liquéfaction pour la  $i^{\text{ème}}$  couche.

$g$  : L'accélération de la pesanteur.

$M$  : Magnitude du séisme.

$N$  : Nombre de coups mesuré de l'essai SPT.

$(N_1)_{60}$  : Nombre de coups N corrigé.

$(N_1)_{60cs}$  : Nombre de coups N corrigé pour FC.

$n$  : Facteur de concentration de contraintes.

$P_a$  : La charge admissible.

$q_c$  : La résistance en pointe exprimée.

$q_r$  : Contrainte de rupture de la colonne.

$r_d$  : Facteur de réduction de profondeur.

$S$  : Espacement entre les colonnes ballastées.

$u$  : Pression interstitielle.

$w_i$  : Le facteur de pondération.

$z$  : La profondeur.

$\Delta(N_1)_{60}$  : La variation de résistance dû aux fines.

$\phi$  : Angle de frottement interne.

$\gamma$  : Le poids volumique unitaire du sol au-dessus de la profondeur  $z$ .

$\sigma_{eff}$  : Contrainte effective à la profondeur  $z$ .

$\sigma_h$  : Etreinte latérale du sol.

$\sigma_r$  : Contrainte radiale effective mesurée par un pressiomètre.

$\sigma_{tot}$  : Contrainte totale à la profondeur  $z$ .

$\tau$  : La résistance au cisaillement.

$\tau_{max}$  : La contrainte de cisaillement maximale.

# Introduction Générale

Construire a toujours été un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. De nos jours la conception d'une structure est un problème complexe vue la nécessité de répondre aux exigences de sécurité imposées par les règlements, et d'économie imposées par les coûts. L'évolution dans la conception des constructions a été accompagnée de l'évolution générale des techniques et des méthodes de calcul telles que les méthodes exactes, approchées et simplifiées, marquée d'une manière spectaculaire par l'apparition de plusieurs tests et essais informatisés pour l'amélioration des règlements et des normes, aidant à lever la complexité des problèmes comme :

- la liquéfaction du sol.
- le tassement des dépôts de sable.
- le déplacement latéral du terrain.
- Le basculement d'immeuble.
- etc. . . . .

Nous intéressons ici à la liquéfaction des sols qui est un problème majeur qui cause des dégâts souvent irréparables, tant à des ouvrages existants qu'à de nouvelles constructions dans certains sols constitués de grains fins dont la granulométrie s'inscrit dans un certain fuseau critique, sont susceptibles lorsqu'ils immergent dans une nappe phréatique et se trouvent dans un état initial insuffisamment serré, de donner lieu au phénomène de liquéfaction.

Le présent travail est une étude technique complète sur la susceptibilité d'un site à la liquéfaction du sol en passant par les étapes suivantes :

- Premièrement, un premier chapitre qui définit c'est quoi une liquéfaction d'un sol et les différentes caractéristiques de ce phénomène, avec les différents comportements fondamentaux du sable sous un chargement monotone ou cyclique drainé ou non drainé. Pour arriver à la fin de ce chapitre à déterminer les effets de liquéfaction et élaborer les différentes méthodes d'ingénierie existantes pour évaluer la liquéfaction.

- Deuxièmement, un deuxième chapitre qui explique comment on peut évaluer l'initiation et le déclenchement de la liquéfaction et l'approche utilisée pour déterminer les différents paramètres qui vont nous identifier la susceptibilité du sol à la liquéfaction. Cette approche est bien utilisée dans la partie pratique pour l'évaluation de notre cas d'étude.

- Troisièmement, le chapitre trois qui prend en charge les diverses méthodes d'amélioration du sol pour éviter la liquéfaction ou bien réduire ses effets après le déclenchement de ce phénomène.

- Quatrièmement, le chapitre quatre discute en détail l'une des méthodes abordées au chapitre précédent qui est les colonnes ballastées. Commenant tout d'abord par répondre à la question « pourquoi les colonnes ballastées » et passant après par la définition de la méthode et son principe de fonctionnement dans le domaine et les zones appropriées.

- Cinquièmement, après avoir tous les aspects théoriques précédents, on passe vers une étude pratique d'un site de construction en se basant sur la méthode d'essai de pénétration standard « SPT » afin de connaître si ce site risque d'être liquéfiable.

Première partie  
Recherche bibliographique

Chapitre 01 :  
La liquéfaction du sol

# Chapitre 1

## La liquéfaction du sol

### 1.1 Introduction :

La liquéfaction est l'un des sujets les plus importants et les plus complexes en géotechnique. Ses effets dévastateurs ont attiré l'attention des ingénieurs géotechniciens en 1964 après les tremblements de terre du Alaska et Niigata au Japon. Les deux séismes ont produit des exemples spectaculaires de dommages induits par la liquéfaction, y compris des ruptures des couches du sol, des renversements de ponts et des fondations de bâtiments.

Ce chapitre nous donne une idée sur la liquéfaction et les diverses méthodes par lesquelles les risques de liquéfaction peuvent être évalués, aussi les différentes terminologies, procédures et méthodes d'analyse.

### 1.2 Phénomène de la liquéfaction du sol :

L'une des causes les plus dramatiques qui causent des dommages aux structures pendant les tremblements de terre est l'occurrence et la répétition de la liquéfaction dans les dépôts de sable saturé. Le sable lâche tend à se contracter sous le chargement cyclique imposé par le tremblement de terre, qui peut transférer les contraintes normales de la matrice de sable à l'eau interstitielle, si le sol est saturé et largement incapable de se drainer pendant les secousses, il en résulte une réduction de la contrainte effective dans le sol et une perte de résistance et de raideur associée qui contribue à la déformation du dépôt de sol.[1]

L'augmentation de la pression interstitielle dans des conditions de charge non drainées est une caractéristique de tous les phénomènes de liquéfaction. La tendance des sols secs à se densifier sous chargement statique et cyclique est bien connue, tant que pour les sols saturés, cependant, un chargement rapide se produit dans des conditions non drainées, de sorte que la tendance à se densifier provoque une augmentation des pressions interstitielles et une diminution des contraintes effectives.[1]

La liquéfaction se caractérise par la nature soudaine de leur origine, la rapidité avec laquelle elle se développe et la grande distance sur laquelle les matériaux liquéfiés se déplacent souvent.

## 1.2.1 Les comportements fondamentaux de la liquéfaction :

### Comportement des sables saturés sous chargement monotones :

La réponse contrainte-déformation du sable à la charge monotone dépend fortement de la densité relative ( $D_R$ ) du sable, de la contrainte effective de confinement, de l'historique des contraintes, du mode de dépôt et de plusieurs autres facteurs.

Le terme "état critique" se rapporte aux conditions qui existent dans le sable quand il est cisailé et qu'aucune autre modification de volume ou de contrainte ne se produit, il est décrit par la ligne d'état critique (Critical state line CSL), qui représente toutes les combinaisons possibles d'indice de vide et de la contrainte de confinement à l'état critique.

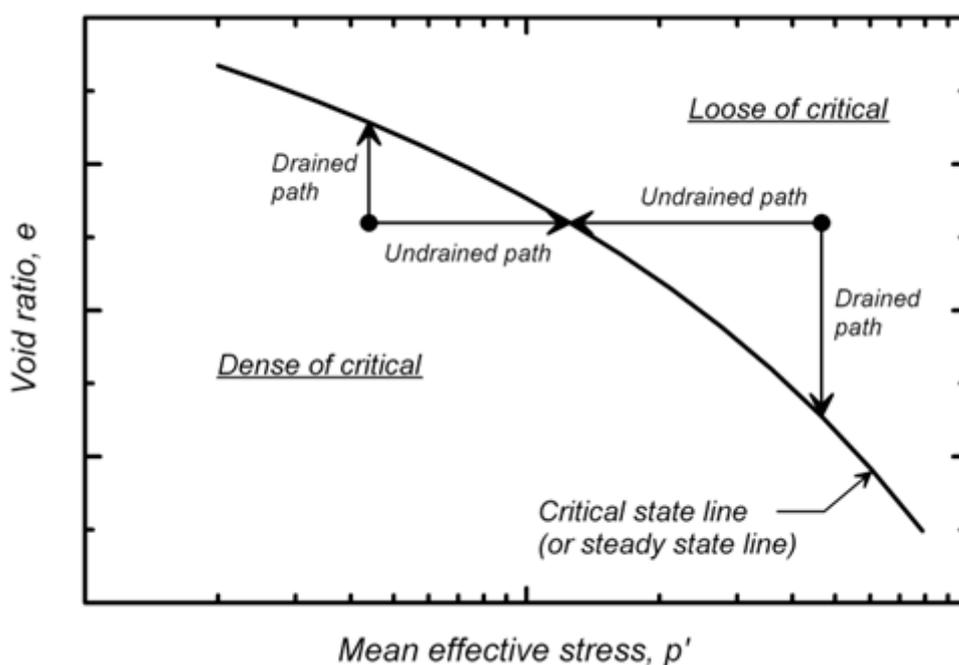


FIGURE 1.1: Les trajets de contraintes pour un chargement monotone des sables lâches et des sables denses.[1]

La figure 1.1 illustre les trajets des sables saturés drainé et non drainé sous une charge monotone pour les états initiaux qui sont « lâches » et pour ceux qui sont « denses ». Les trajets drainés sont montrés pour un chargement à contrainte effective moyenne constante, et les chemins non drainés se produisent à volume constant (ou indice de vide constant).[1]

### Comportement des sables saturés sous chargement cyclique :

#### *Chargement cyclique drainé :*

Une charge cyclique drainée avec contraintes de cisaillement peut provoquer une contraction nette du sable (densification) sur une large gamme de densités relatives. C'est pourquoi la vibration est efficace pour compacter le sable sec à une densité relative élevée.

La densification progressive d'un spécimen de sable soumis à une charge cyclique et drainée est montrée à La figure 1.2 (Youd 1972). L'échantillon a subi des cycles alternés de contraction incrémentielle (diminution d'indice de vide) et de dilatation incrémentielle

(augmentation d'indice de vide) avec un effet net résultant d'une accumulation de contractions.

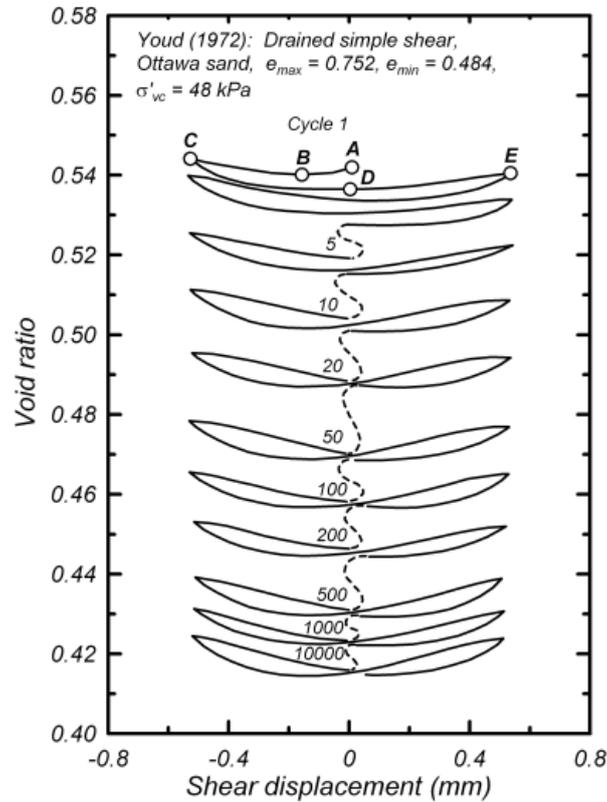


FIGURE 1.2: Indice de vide par rapport au déplacement cyclique du cisaillement, montrant la densification d'un échantillon de sable avec des cycles successifs de charge de cisaillement simple drainée (après Youd 1972, avec la permission de l'ASCE).

Comme le montre la figure, la charge de cisaillement initiale a provoqué la contraction du spécimen du point A au point B, en suite une autre charge de cisaillement a provoqué une dilatation incrémentielle du point B au point C. Au point C, l'échantillon était plus lâche qu'il ne l'était au début du test (c'est-à-dire au point A). Lors de l'inversion de la charge de cisaillement, l'échantillon a ensuite contracté de façon incrémentielle du point C au point D (où il était maintenant plus dense qu'au début de l'essai) avant de passer à une dilatation incrémentielle du point D à E. Ce processus répété à chaque cycle de charge de cisaillement, ce qui entraîne une accumulation régulière de contraintes contractuelles nettes.[1]

L'échantillon est de plus en plus dense au fur et à mesure que la charge cyclique se poursuit avec la variation des indices de vide et l'indice de sur-consolidation

### *Chargement cyclique non drainé :*

Dans un essai de charge cyclique non drainée, la matrice ou squelette de sable peut avoir tendance à se contracter sous les charges cycliques, le réarrangement résultant des particules de sable transfère les contraintes normales de la matrice de sable à l'eau interstitielle c-à-d  $\sigma_{tot}$  reste constante tant que  $\sigma_{eff}$  Diminue et  $u$  augmente.

Ce procédé est schématiquement illustré sur la figure 1.3 et peut être décrit comme suit : Le chargement cyclique provoque une contraction plastique du squelette de sable qui entraînerait le déplacement du point A vers le point B si le sable était drainé. Pour des conditions non drainées et saturées, la contrainte volumétrique plastique est contrebalancée par expansion (un rebond) élastique du squelette sous une contrainte effective réduite (c'est-à-dire en se déplaçant du point B au point C). A la limite, le chargement cyclique romprait complètement les contacts porteurs entre les particules de sable de telle sorte que le squelette de sable porterait une contrainte effective normale nulle ( $\sigma_{eff} = 0$ ), et l'eau des pores porterait toute la contrainte totale normale ( $u = \sigma_{tot}$ ).

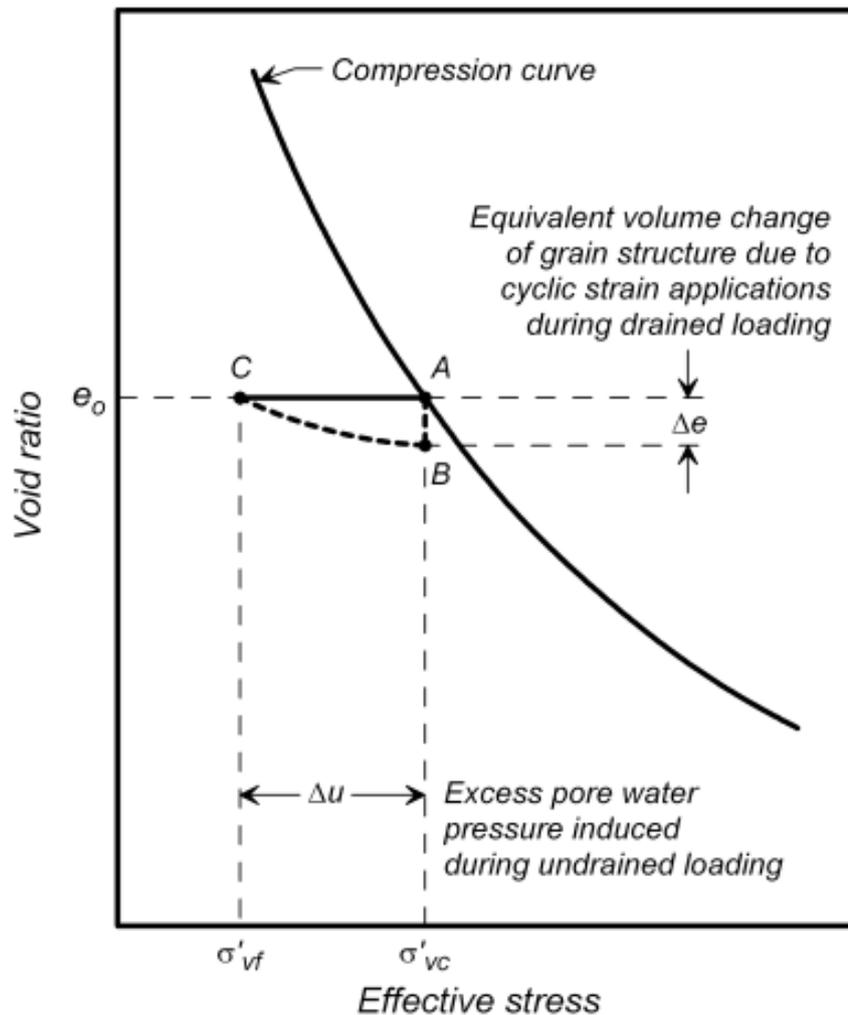


FIGURE 1.3: Mécanisme de génération de la pression interstitielle pendant le chargement cyclique.[1]

*Remarque : Le comportement cyclique drainé représenté sur la figure 1.2 peut être directement lié à certaines caractéristiques de comportement en charge cyclique non drainé (la figure 1.3), en particulier le fait que le sable passe d'une dilatation incrémentale lors de l'application de charges de cisaillement à une contraction incrémentale pendant le déchargement.*

### 1.3 Les effets de la liquéfaction :

Le terme de liquéfaction, initialement inventé par Mogami et Kubo (1953), a été utilisé en conjonction avec une variété de phénomènes qui impliquent des déformations du sol causées par des chargements monotones, transitoires ou répétées dans des conditions non-drainé pour un sol saturé.



FIGURE 1.4: Liquéfaction du barrage de Sheffield après le seisme Santa Barbara, 1925.[3]

Des instabilités énormes connues sous le nom liquéfaction peuvent se produire lorsque la contrainte de cisaillement dû au chargement sismique d'un dépôt du sol est supérieure à la résistance au cisaillement de ce dernier. Une fois déclenchées, les grandes déformations sont effectivement entraînées par ces contraintes de cisaillement.



FIGURE 1.5: La nature fluide du sol liquéfié tout au long le bord du lac Merced, San Francisco 1957.[3]

Une rupture spectaculaire du pont a été entraîné par la liquéfaction du boue non consolidées après un tremblement de terre violent. Le pont était sur la célèbre autoroute de la côte pacifique 1 (Pacific Coast Highway 1), près de Watsonville.(Figure 1.6)



(a) Rupture du pont après la liquéfaction.



(b) Vue rapprochée du colonnes.

FIGURE 1.6: Rupture du pont sur l'autoroute de la côte pacifique 1.[2]

Les portions de l'autoroute qui s'effondrent étaient directement au-dessus des sédiments saturés. L'accélération vers le haut pendant le tremblement a provoqué la séparation de la structure de ses colonnes de support, ensuite le pont est retombé vers le bas, et les colonnes ont percé la surface de la route.[2]

Un autre exemple est illustré par la rupture routière de Moss Landing State Beach induite par la liquéfaction (Figure 1.7a). Cette route a été construite à travers un estuaire qui a subi des dommages importants en raison de la liquéfaction, il a diminué plusieurs mètres pendant le séisme et par conséquent, il s'est séparé des sections adjacentes de la route. La section transversale exposée des sédiments (Figure 1.7b), montre clairement un sable de plage de couleur claire qui a été liquéfié.



(a) Rupture routière induite par la liquéfaction



(b) Section transversale des couche sols sous-jacents

FIGURE 1.7: Rupture routière induite par la liquéfaction, Moss Landing State Beach.[2]

### *La mobilité cyclique :*

La mobilité cyclique est un autre phénomène qui peut également produire des déformations permanentes inacceptables pendant les tremblements de terre, lorsque la contrainte de cisaillement est supérieure à la résistance au cisaillement du sol. Les déformations produites par mobilité cyclique se développent progressivement au cours du tremblement de terre. Contrairement à la liquéfaction, les déformations produites par la mobilité cyclique sont entraînées par des contraintes de cisaillement cycliques et statiques. Ces déformations, appelées épandage latéral, peuvent survenir sur un sol très doux ou sur un terrain pratiquement plat adjacent à des plans d'eau (Figure 1.8).



FIGURE 1.8: Épandage latéral d'un terrain très plat vers la rivière Motagua après le tremblement de terre de 1976 au Guatemala. Notez l'orientation des fissures de la surface du sol parallèlement à la berge.[3]

### *L'ébullition de sable :*

L'inondation consécutive des terres basses et le développement des ébullitions de sable (Figure 1.9) sont des caractéristiques de liquéfaction au niveau du sol.

La liquéfaction au niveau-sol est un autre cas particulier, étant donné qu'il n'existe pas de contraintes de cisaillement statiques horizontales qui pourraient entraîner des déformations latérales, la liquéfaction au niveau du sol peut produire un mouvement important d'oscillation au sol pendant le séisme.

La liquéfaction au niveau du sol sont causées par l'écoulement vers le haut de l'eau qui se produit lorsque des pressions interstitielles excessivement se dissipent. En fonction de la durée nécessaire pour atteindre l'équilibre hydraulique, une liquéfaction au niveau-sol peut se produire bien après que le tremblement du sol a cessé.



FIGURE 1.9: Ébullition du sable induite par la liquéfaction après le séisme de la Loma Prieta de 1989, Californie.[1]

## 1.4 Élaboration des méthodes d'ingénierie pour évaluer les risques de la liquéfaction :

### 1.4.1 Évaluation des risques de liquéfaction :

Pour une évaluation complète des potentiels de risques de liquéfaction, l'ingénieur en géotechnique doit répondre aux questions suivantes :

1. Le sol est-il susceptible à la liquéfaction ?
2. Si le sol est susceptible, la liquéfaction sera-t-elle déclenchée ?
3. Si la liquéfaction est déclenchée, Des dommages se produiront-ils ?

Si la réponse à la première question est négative, l'évaluation du risque de liquéfaction peut être terminée en concluant qu'il n'existe pas de risque de liquéfaction. Si la réponse est oui, la question suivante doit être abordée.

Si les réponses aux trois questions sont positives, un problème existe ; Si le niveau prévisible de dommages est inacceptable, le site doit être abandonné ou bien il faut l'améliorer et le renforcer.

Dans certains cas, il peut être plus efficace d'inverser l'ordre des deuxième et troisième questions, en particulier lorsque les dommages semblent peu probables.

Ces questions portent sur les trois aspects les plus critiques de l'évaluation des risques de liquéfaction : la susceptibilité, l'initiation et les effets. Tous les trois doivent être pris en compte dans une évaluation complète des risques de liquéfaction.

## 1.4.2 Susceptibilité à la liquéfaction des dépôts de sol :

Tous les sols ne sont pas sensibles à la liquéfaction et par conséquent, la première étape d'une évaluation des risques de liquéfaction est habituellement l'évaluation de la susceptibilité à la liquéfaction. Si le sol d'un site particulier n'est pas susceptible, les risques de liquéfaction n'existent pas et l'évaluation de ces risques peut être arrêtée. Toutefois, si le sol est susceptible, il faut s'attaquer aux problèmes d'initiation et d'effets de la liquéfaction. Il existe plusieurs critères permettant de juger la sensibilité à la liquéfaction, il s'agit notamment de critères historiques, géologiques, de composition.

### *Critères historiques :*

Les documents historiques ou bien les preuves géologiques de la liquéfaction antérieure sur un site fournissent les preuves les plus directes qu'un dépôt de sol est susceptible à la liquéfaction ou pas, parce que les sols qui se liquéfient dans un tremblement de terre ont souvent été observés pour se liquéfier dans des tremblements de terre subséquents. Par conséquent, il serait très utile d'évaluer la susceptibilité de liquéfaction sur un site donné en passant par l'examen des données historiques disponibles.

Une grande quantité d'informations sur le comportement de la liquéfaction provient d'études sur le terrain après le tremblement de terre, qui ont montré que la liquéfaction se produit souvent au même endroit lorsque les conditions du sol et des eaux souterraines sont demeurées inchangées (Youd, 1984). Ainsi, les histoires de liquéfaction peuvent être utilisées pour identifier des sites spécifiques, ou des conditions plus générales du site, susceptibles d'être liquéfiés aux futurs tremblements de terre.

Des enquêtes sur le terrain après le tremblement de terre ont également montré que les effets de liquéfaction ont été historiquement confinés à une zone située à une distance particulière de la source sismique. Ambraseys (1988) a compilé des données mondiales sur des tremblements de terre peu profonds pour estimer une distance épi-centrale limite au-delà de laquelle la liquéfaction n'a pas été observée dans des séismes de magnitudes différentes. La distance à laquelle la liquéfaction peut être attendue augmente considérablement avec l'augmentation de l'amplitude.[3]

### *Critères géologiques :*

Les dépôts de sol qui sont sensibles à la liquéfaction sont formés dans une gamme relativement étroite d'environnements géologiques (Youd, 1991). L'environnement de dépôt, l'environnement hydrologique et l'âge d'un dépôt de sol contribuent tous à sa susceptibilité à la liquéfaction (Youd et Hoose, 1977).

Les processus géologiques qui classent les sols en distributions des tailles de grain uniformes et les déposent dans des états lâches produisent des dépôts de sol présentant une forte susceptibilité à la liquéfaction. Par conséquent, les dépôts fluviaux et les dépôts colluviaux et éoliens, lorsqu'ils sont saturés, sont susceptibles d'être liquéfiés. La susceptibilité des dépôts de sol plus anciens à la liquéfaction est généralement plus faible que celle des dépôts plus récents. Les sols d'âge Holocène sont plus sensibles que les sols de l'âge du Pléistocène, bien que la sensibilité diminue avec l'âge au sein de l'Holocène. La liquéfaction des dépôts pré-pléistocènes est rare.[3]

TABLE 1.1: Susceptibilité des dépôts du sol à la liquéfaction lors de secousses sismiques fortes (you and perkins 1978, avec la permission de l'ASCE).[1]

Susceptibility of soil deposits to liquefaction during strong seismic shaking (Youd and Perkins 1978, with permission from ASCE).

Type of deposit	Distribution of cohesionless sediments in deposit	Likelihood that cohesionless sediments, when saturated, would be susceptible to liquefaction			
		< 500 years	Holocene	Pleistocene	Pre-Pleistocene
<b>Continental</b>					
River channel	Locally variable	Very high	High	Low	Very low
Floodplain	Locally variable	High	Moderate	Low	Very low
Alluvial fan and plains	Widespread	Moderate	Low	Low	Very low
Marine terraces and plains	Widespread	—	Low	Very low	Very low
Delta and fan delta	Widespread	High	Moderate	Low	Very low
Lacustrine and playa	Variable	High	Moderate	Low	Very low
Colluvium	Variable	High	Moderate	Low	Very low
Talus	Widespread	Low	Low	Very low	Very low
Dunes	Widespread	High	Moderate	Low	Very low
Loess	Variable	High	High	High	Unknown
Glacial till	Variable	Low	Low	Very low	Very low
Tuff	Rare	Low	Low	Very low	Very low
Tephra	Widespread	High	High	?	?
Residual soils	Rare	Low	Low	Very low	Very low
Sebkha	Locally variable	High	Moderate	Low	Very low
<b>Coastal zone</b>					
Delta	Widespread	Very high	High	Low	Very low
Estuarine	Locally variable	High	Moderate	Low	Very low
Beach—high wave energy	Widespread	Moderate	Low	Very low	Very low
Beach—low wave energy	Widespread	High	Moderate	Low	Very low
Lagoonal	Locally variable	High	Moderate	Low	Very low
Foreshore	Locally variable	High	Moderate	Low	Very low
<b>Artificial fill</b>					
Uncompacted fill	Variable	Very high	—	—	—
Compacted fill	Variable	Low	—	—	—

La liquéfaction ne se produit que dans les sols saturés, de sorte que la profondeur des eaux souterraines influence la susceptibilité à la liquéfaction. La sensibilité à la liquéfaction diminue avec l'augmentation de la profondeur de l'eau souterraine. Les effets de la liquéfaction sont le plus souvent observés sur des sites où l'eau souterraine se trouve à quelques mètres de la surface du sol, aussi dans les endroits où les niveaux d'eau souterraine fluctuent de façon significative, les risques de liquéfaction peuvent également être élevés.

Des dépôts de sol fabriqués par l'homme méritent également une attention particulière. Les remplissages lâches, tels que ceux placés sans compactage, sont très susceptibles d'être liquéfiés. La stabilité des barrages de remplissage hydraulique dans lesquels les particules de sol sont déposées de façon lâche par décantation dans l'eau, demeure un risque important.[3]

*Critères de composition :*

Puisque la liquéfaction nécessite le développement en excès des pressions interstitiels, la susceptibilité à la liquéfaction est influencée par les caractéristiques de composition qui

influencent le comportement de changement de volume.

Les caractéristiques de composition associées à un potentiel de changement de volume élevé tendent à être associées à une forte susceptibilité à la liquéfaction. Ces caractéristiques comprennent la taille, la forme et la gradation des particules.

Pendant de nombreuses années, on pensait que les phénomènes liés à la liquéfaction étaient limités aux sables. Les sols à grain fin ont été considérés comme incapables de générer des pressions de pores élevées associées à la liquéfaction, et les sols à grains plus grossiers ont été considérés comme trop perméables pour maintenir toute pression de pores générée suffisamment longtemps pour que la liquéfaction se développe. Plus récemment, les limites des critères de gradation pour la susceptibilité à la liquéfaction se sont élargies.[1]

Les processus sédimentaires locaux et la construction historique des charges sont souvent évidents dans les photos aériennes. Par exemple, la figure 1.10 montre une photo aérienne de Moss Landing, en Californie, prise en 1952 et une autre prise en 1987. Les deux photos fournissent une bonne vue de la façon dont les processus de dépôt de plage, en outre, la comparaison détaillée de ces deux photos montre que les zones du littoral ont été modifiées par le développement de port (zones de remplissage et de dragage) ou modifiées par les processus naturels de dépôt et d'érosion. Les zones de dépôts naturels très récents et de foyers mal positionnés seraient considérées comme hautement sensibles à la liquéfaction lors du tremblement de terre.



FIGURE 1.10: Photos aériennes de Moss Landing, en Californie, montrant le cadre géologique ; La photo de gauche est de 1952 et la photo de droite est de 1987. En comparaison, ces photos peuvent identifier les mouvements du littoral, les charges artificielles et la construction récente (photos : USGS).[1]

## 1.5 Conclusion

La liquéfaction d'un sol est un phénomène difficile à étudier vu sa complexité, et comme on a vu dans ce chapitre, plusieurs paramètres influent sur l'occurrence de ce phénomène durant un chargement tel que : les caractéristiques compositionnelles du matériau, la taille, la forme des particules aussi l'âge et l'historique du dépôt du sol.

Dû aux graves conséquences et dégâts de ce phénomène, on était obligé à trouver des méthodes pour les contrer en passant tout d'abord par une diagnostique de la susceptibilité d'un site donné et en tenant en compte des effets superficiels remarquables.

Ces effets observés peuvent inclure :

- Les fissurations au niveau de la surface du sol.
- Les déformations du sol : latérales ou verticales.
- Le bouleversement des structures et l'arrachement des fondations structurelles.

L'interprétation de ces observations de terrain est compliquée par le fait que ces observations de la surface du sol peuvent être peu concluantes pour identifier les profondeurs où la liquéfaction s'est probablement produite. C'est pourquoi on a décidé de voir les méthodes d'évaluations de l'initiation et le déclenchement de la liquéfaction du sol dans le chapitre qui suit.

## Chapitre 02 :

L'analyse pour évaluer l'initiation  
et le déclenchement de la liquéfaction

# Chapitre 2

## L'analyse pour évaluer l'initiation et le déclenchement de la liquéfaction

### 2.1 Introduction

La compréhension de l'initiation de la liquéfaction nécessite une identification de l'état du sol lorsque ce phénomène se déclenche par une perturbation significative (Ex :un séisme). Pour cela plusieurs approches ont été proposés au cours des 45 dernières années pour évaluer le potentiel de déclenchement et initiation de la liquéfaction.

### 2.2 Approche pour déterminer l'iniation de liquéfaction

L'approche la plus répandue a été l'approche fondée sur les contraintes, qui compare les sollicitations cycliques induites par le tremblement de terre à la résistance cyclique du sol.

Les sollicitations cycliques induites par le tremblement de terre sous la surface du sol sont attribuées principalement aux effets du tremblement horizontal. La figure 2.1 illustre schématiquement les contraintes et les pressions interstitielles agissant sur un élément du sol sous une surface du sol avant et pendant une secousse horizontale par un tremblement de terre.

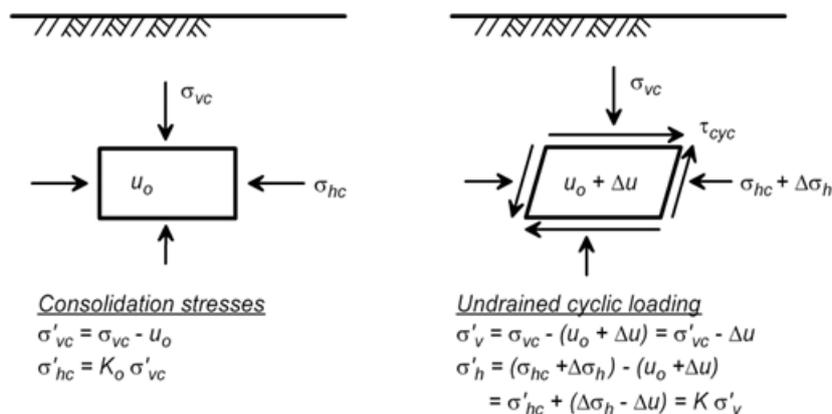


FIGURE 2.1: Contraintes cycliques sur un élément du sol sous la surface du sol plat pendant une secousse horizontale.[1]

Une secousse mécanique verticale de ce profil entraînerait des changements transitoires additionnels dans la contrainte verticale totale, la contrainte horizontale totale et les pressions interstitielles, mais les contraintes effectives verticales et horizontales ne seraient pas affectées. C'est pourquoi les effets de l'agitation verticale ne sont pas pris en compte dans l'analyse des profils de niveau-sol.[1]

Le développement de procédures nécessite donc des méthodes pour estimer les contraintes de cisailment cycliques induites par un tremblement de terre : le rapport de contraintes cycliques (CSR) et des méthodes pour estimer les contraintes de cisailment de résistance cyclique in-situ : le rapport de résistances cycliques (CRR) qui pourraient être évalués à la base des essais sur terrain.

L'étape suivante consiste à comparer le rapport de contraintes cycliques (CSR) avec le rapport de résistances cycliques (CRR) du sol, comme le montre la figure 2.2, la liquéfaction est attendue à des profondeurs où les contraintes induites dépassent les résistances cycliques.

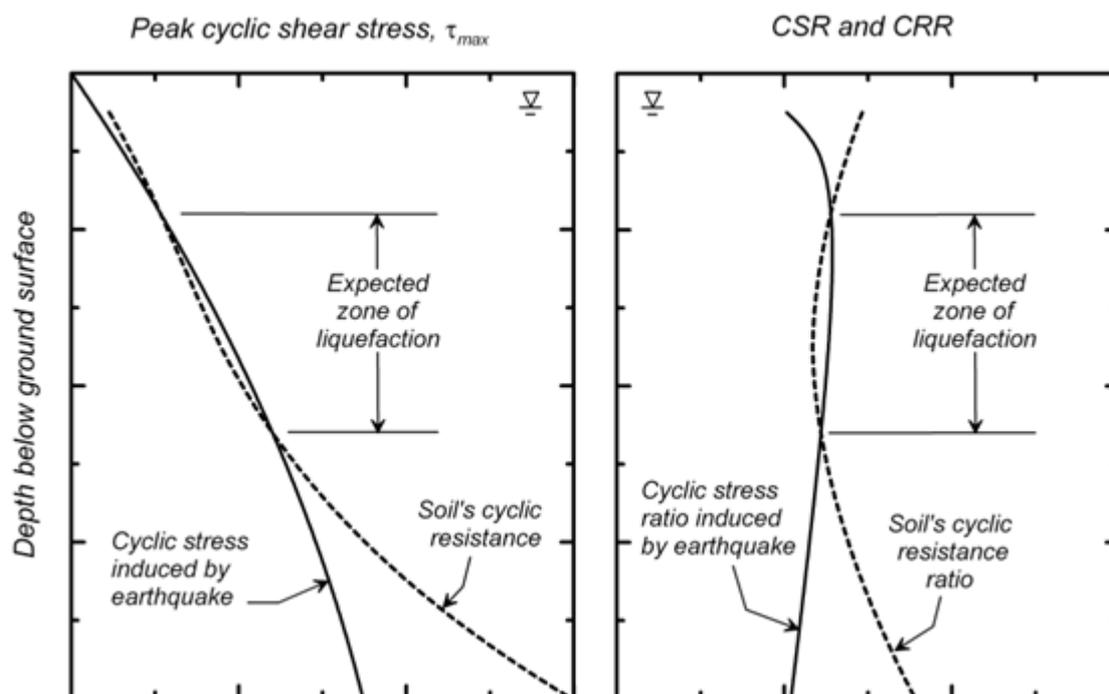


FIGURE 2.2: la zone susceptible à se liquéfier est déterminée en comparant les contraintes cycliques induites par le tremblement de terre aux résistances cycliques du sol.[1]

Sur la base de plusieurs compilations historiques de la zone étudiée dans lesquelles des preuves de liquéfaction ou bien de la non-liquéfaction ont été observées, comme le montre schématiquement la figure 2.3, on examine ; pour chaque site ; les résultats du CSR induit par un tremblement de terre et les résultats du CRR obtenus par des essais in situ et on identifie une couche critique où une ligne limite est alors développée qui sépare les cas dans lesquels la "liquéfaction" a été observée (site A) et les cas dans lesquels la liquéfaction n'a pas été observée (site B).

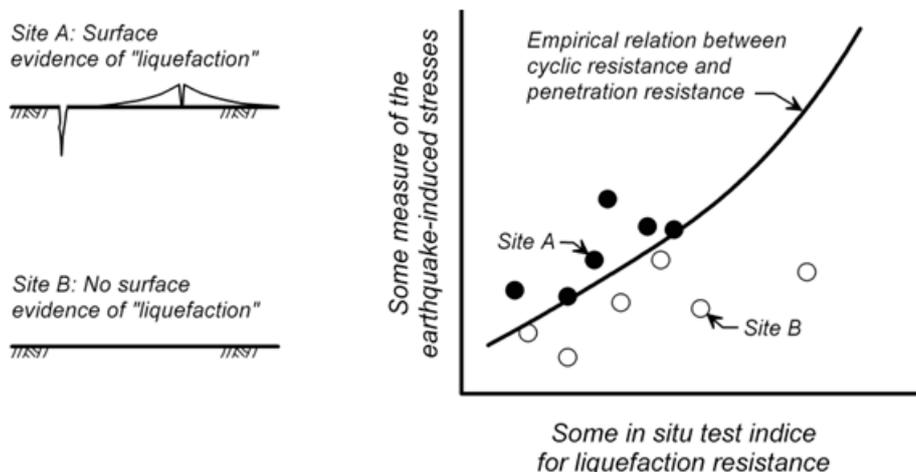


FIGURE 2.3: Schématisation de l'approche utilisée pour développer des relations entre le CSR et le CRR.

## 2.3 Procédure pour estimer le rapport des contraintes cycliques (CSR) :

Les contraintes de cisaillement induites à une profondeur quelconque dans un dépôt de sol pendant un tremblement de terre semblent être principalement dues à la propagation verticale des ondes de cisaillement horizontales. Des procédures analytiques sont disponibles pour calculer ces contraintes si les caractéristiques du sol comprenant ce dépôt et les mouvements d'entrée sont connues.

Dans des forages pratiqués pour la plupart des projets ne s'étendent que rarement aux profondeurs nécessaires pour connaître les détails de profil du sol. Quant à ces raisons, la procédure simplifiée d'évaluation de la liquéfaction (Seed et Idriss 1971) pour calculer les contraintes de cisaillement induites, et donc la CSR, continue d'être largement utilisée.

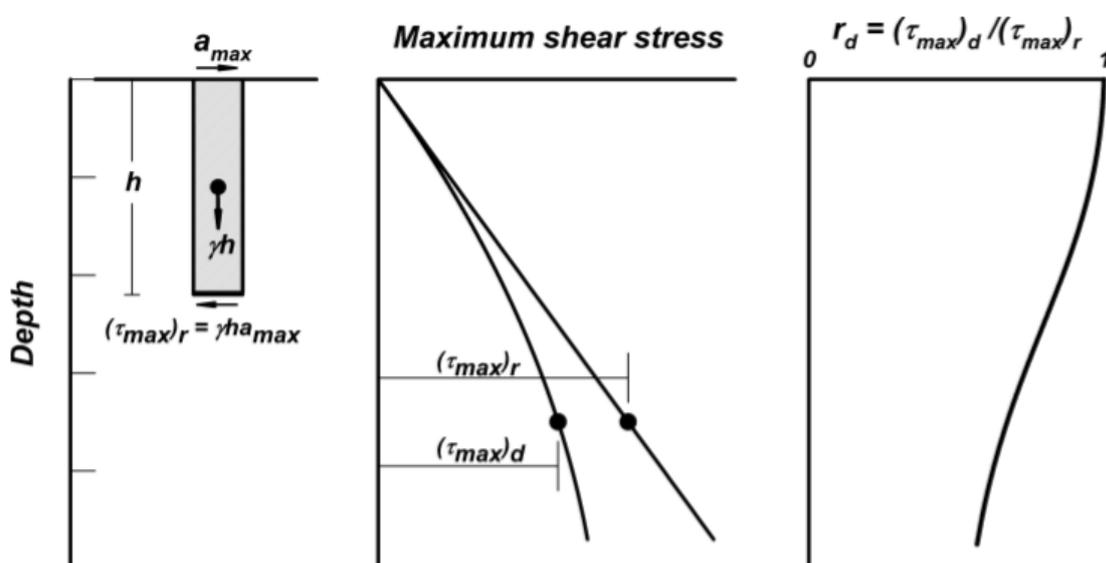


FIGURE 2.4: Schéma pour déterminer la contrainte de cisaillement maximale  $\tau_{max}$  et le coefficient de réduction de la contrainte de cisaillement  $r_d$ . [1]

Si la colonne du sol au-dessus d'une profondeur  $z$  se comporte comme un corps rigide, la contrainte maximale de cisaillement sur la base de cette colonne peut être calculée comme le produit de sa masse et de son accélération horizontale maximale :

$$(\tau_{max})_r = \frac{\gamma \cdot z}{g} a_{max} = \sigma_{tot} \frac{a_{max}}{g} \quad (2.1)$$

Avec :

$a_{max}$  : est l'accélération maximale de surface du sol.

$\gamma$  : est le poids volumique unitaire du sol au-dessus de la profondeur  $z$ .

$\sigma_{tot}$  : est la contrainte verticale totale à la profondeur  $z$ .

En réalité, la colonne de sol se comporte comme un corps déformable, et par conséquent, la contrainte de cisaillement maximale diffère de la valeur pour un corps rigide avec la même accélération de surface au sol maximale.

Par conséquent, la contrainte de cisaillement maximale pour un corps déformable peut être déterminée à partir d'analyses de réponse de site dynamique et les résultats se comparent au cas de corps rigide comme suit :

$$(\tau_{max})_d = r_d (\tau_{max})_r \quad (2.2)$$

Où  $r_d$  est un coefficient de réduction de la contrainte de cisaillement.

Les variations de  $(\tau_{max})_r$  et  $(\tau_{max})_d$  ont typiquement la forme représentée sur la figure 2.4, et ainsi la valeur de  $r_d$  diminuera d'une valeur de 1 à la surface du sol à des valeurs plus faibles à de grandes profondeurs.

Des analyses unidimensionnelles de la réponse des sites dynamiques ont été utilisées pour développer des expressions simplifiées pour  $r_d$ . Ces analyses ont montré que  $r_d$  est particulièrement tributaire des caractéristiques du mouvement du sol pendant un tremblement de terre, du profil de vitesse d'onde de cisaillement du site et des propriétés dynamiques non linéaires du sol (Seed et Idriss 1971, Golesorkhi 1989, Idriss 1999, Cetin et al., 2004).

Idriss (1999), en étendant le travail de Golesorkhi (1989), a effectué plusieurs centaines d'analyses paramétriques de réponse au site et a conclu que le paramètre  $r_d$  pouvait être adéquatement exprimé en fonction de la profondeur et de l'amplitude du tremblement de terre (M). Les expressions suivantes ont été obtenues en utilisant ces résultats :

$$r_d = \exp(\alpha(z) + \beta(z)M) \quad (2.3)$$

Avec :

$$\alpha(z) = -1.012 - 1.126 \sin\left(\frac{z}{11.28} + 5.133\right)$$

$$\beta(z) = 0.106 + 0.118 \sin\left(\frac{z}{11.28} + 5.142\right)$$

Dans laquelle  $z$  est la profondeur, M est l'amplitude du moment, et les arguments à l'intérieur des termes sinus sont en radians.

Ces équations sont mathématiquement applicables à une profondeur de  $z \leq 34$  m. Cependant, l'incertitude en  $r_d$  augmente avec l'augmentation de la profondeur, de sorte que ces équations ne devraient être appliquées que pour des profondeurs inférieures à environ 20 m. Les évaluations de liquéfaction à plus grande profondeur impliquent souvent des conditions spéciales pour lesquelles des analyses plus détaillées peuvent être justifiées.

Pour ces raisons, il est recommandé que la CSR à des profondeurs supérieures à environ 20 m soit basée sur des études de réponse au site, mais pour des profondeurs inférieures à 20 m, une autre option est d'assumer un rapport linéaire de  $r_d$  contre la profondeur et en utilisant l'équation suivante, par Kayen et al, 1992 :

$$r_d = 1 - 0,015 * z \quad (2.4)$$

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

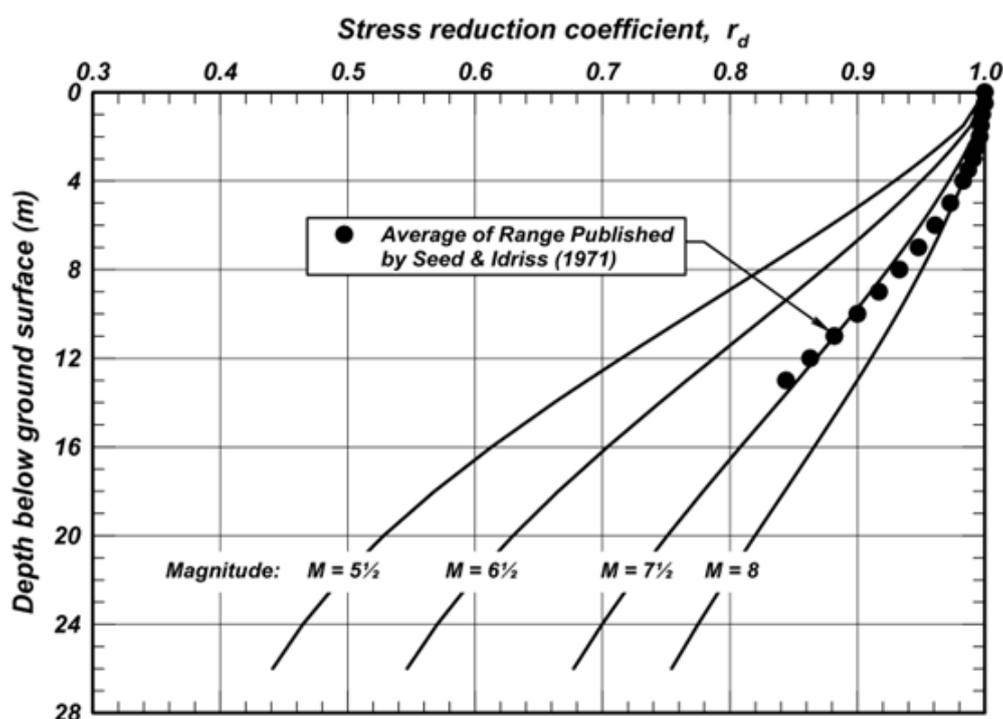


FIGURE 2.5: Variations du coefficient de réduction des contraintes  $r_d$  avec la profondeur et la magnitude du tremblement de terre (Idriss 1999).[1]

La figure 2.5 montre les valeurs de  $r_d$  calculées en utilisant les expressions recommandées ci-dessus pour les valeurs de  $M$  égale à 5,5, 6,5, 7,5 et 8. On montre également dans cette figure la moyenne de la plage publiée par Seed et Idriss (1971).

L'information de la figure 2.5 indique que la moyenne de cette plage est comparable à la courbe calculée en utilisant les expressions révisées avec  $M = 7,5$  pour des profondeurs jusqu'à environ 14 m.

En conséquence, Seed et Idriss (1971) ont choisi de représenter les contraintes cycliques induites par un tremblement de terre en utilisant une valeur représentative (*ou une valeur*

uniforme équivalente) égale à 65% du pic de contrainte cyclique.

La CSR induite par un tremblement de terre correspondant est donc calculé par :

$$CSR = 0.65 \frac{(\tau_{max})_d}{\sigma_{eff}} = 0.65 \frac{\sigma_{tot}}{\sigma_{eff}} \frac{a_{max}}{g} r_d \quad (2.5)$$

Le choix de 0,65 pour représenter un niveau de contrainte de référence est peu arbitraire, mais il a été choisi au début de l'élaboration des procédures d'évaluation de la liquéfaction en 1966 et a été utilisé depuis ce temps là.[1, 3, 4]

## 2.4 Procédure pour estimer le rapport des résistances cycliques (CRR) :

Les méthodes de détermination de la résistance à la liquéfaction du sol; le CRR; utilisent les données obtenues à partir des essais in-situ basées sur l'évaluation du comportement des dépôts suite aux séismes correspondent à une magnitude de référence de 7,5 sur l'échelle de Richter.

### 2.4.1 Les tests in-situ comme indices des caractéristiques de liquéfaction :

Les tests in-situ qui ont été les plus largement utilisés comme indices pour l'évaluation des caractéristiques de liquéfaction incluent :

- Test de pénétration standard (SPT).
- Test de pénétration de cône (CPT).
- Test de pénétration (BPT) et (LPT).

Le SPT a été l'essai le plus fréquent dans la pratique, il présente toutefois un certain nombre d'avantages qui en font l'outil principal de caractérisation de sites dans certains milieux géologiques.

Les tests BPT, LPT tendent à être utilisés dans des situations particulières et sont donc utilisés moins souvent que le SPT et le CPT dans les évaluations de liquéfaction, chacun de ces tests est discuté séparément ci-dessous.

#### *Essai de pénétration standard : SPT :*

Le SPT est une méthode d'échantillonnage largement disponible qui indique la compacité ou la résistance d'un sol. Il mesure le nombre de coups (N) par un marteau pèse 70 Kg tombant librement sur une hauteur de 76 cm qui sont nécessaires pour conduire un tube standard pénétromètre. Les murs épais de pénétromètre les rendent assez robuste pour l'employer dans une large gamme de conditions de sol.

Le nombre de coups SPT ou « La valeur N » est faible dans les sols souples ou lâches et augmente avec l'augmentation de la rigidité ou de la résistance du sol, et cette valeur peut donc être utilisée comme indice de la résistance ou de la compacité in-situ du sol.

En raison de sa nature économique, ce test est largement utilisé pour évaluer la variabilité spatiale d'un dépôt de sol, et par conséquent la valeur  $N$  a été corrélée avec une large gamme de caractéristiques techniques.

L'utilisation satisfaisante du SPT pour les analyses de liquéfaction exige que l'appareil et les procédures soient conformes à la norme ASTM D-6066. Les caractéristiques recommandées de la procédure par Seed et al (1985) pour les évaluations de liquéfaction, telles que résumées dans le tableau 2.1, répondent à cette norme et continuent à être suivies dans la pratique.

TABLE 2.1: Caractéristiques recommandées de la procédure SPT pour les évaluations de liquéfaction (d'après Seed et al., 1985, avec la permission de l'ASCE).

Caractéristique	Description
<b>Forage</b>	Diamètre de forage rotatif de 10 à 12 cm avec un soin particulier
<b>Mèche</b>	Un trépan rotatif
<b>Echantillonneur</b>	Diamètre extérieur= 5 cm Diamètre intérieur= 2.5 cm
<b>Tiges de forage</b>	<i>A</i> ou <i>AW</i> : pour des profondeurs < 15m <i>N</i> , <i>BW</i> ou <i>NW</i> : pour des profondeurs plus grandes
<b>Taux de coups</b>	30-40 coups par minute
<b>Résistance au nombre de coup</b>	Mesuré sur une portée de 15 à 45 cm dans le sol

Une autre caractéristique à prendre en compte est la quantité d'énergie fournie à la tige de forage par chaque impact du marteau SPT, cette énergie fournie peut être de 30 à 90% de l'énergie maximale théorique (le poids du marteau multiplié par la hauteur de chute), elle dépend de la quantité d'énergie perdue par rapport aux résistance du frottement et résistance mécaniques qui dépendent du type du matériel et de son état de fonctionnement.

La valeur  $N$  est essentiellement inversement proportionnelle à l'énergie fournie, alors dans la pratique américaine, l'énergie délivrée est généralement d'environ 55 à 60% de l'énergie maximale théorique (Kovacs et al., 1983), et par conséquent Seed et al. en 1984 recommande d'adopter le  $N_{60}$  comme une norme.[1, 3]

La valeur de  $N_{60}$  est calculée par :

$$N_{60} = N \frac{ER_m}{60} \quad (2.6)$$

Où :

$N$  : le nombre de coups mesuré.

$ER_m$  : le rapport d'énergie délivré mesuré en pourcentage.

$N_{60}$  : le nombre de coups pour un rapport d'énergie de 60%, qui est également appelé Le facteur de correction du rapport d'énergie  $C_E$ .

*Remarque : Le rapport énergétique est l'une des variables les plus importantes dans l'obtention de valeurs fiables de  $N_{60}$  et par conséquent, il est important que les rapports énergétiques soient systématiquement mesurés dans le processus d'évaluations de liquéfaction.*

Des facteurs de correction supplémentaires peuvent être nécessaires pour parvenir à une valeur plus normalisée de  $N_{60}$ . La relation qui en résulte est donnée par :

$$N_{60} = C_E C_B C_R C_S N \quad (2.7)$$

Dans lequel :

$C_E$  : Le facteur de correction du rapport d'énergie (décrit ci-dessus).

$C_B$  : Un facteur de correction de diamètre du trou de forage.

$C_R$  : Un facteur de correction pour la longueur de barre .

$C_S$  : Un facteur de correction pour l'échantillonneur.

TABLE 2.2: Les intervalles suggérés pour chaque facteur de correction.[4]

Facteur	Description
<b>Le facteur de correction du rapport énergétique</b> $C_E = \frac{ER_m}{60};$	Marteau Donut $C_E = 0.5-1.0$ Marteau de sécurité $C_E = 0.7-1.2$ Marteau automatique $C_E = 0.8-1.3$
<b>Diamètre de forage : <math>C_B</math></b>	Diamètre de forage est de 65-115 mm $C_B = 1.0$ Diamètre de forage est de 150 mm $C_B = 1.05$ Diamètre de forage est de 200 mm $C_B = 1.15$
<b>Longueur de la tige : <math>C_R</math></b>	Longueur de la tige < 3m $C_R = 0.75$ Longueur de la tige 3-4 m $C_R = 0.8$ Longueur de la tige 4-6 m $C_R = 0.85$ Longueur de la tige 6-10 m $C_R = 0.95$ Longueur de la tige 10-30 m $C_R = 1.0$
<b>Sampler : <math>C_S</math></b>	Echantillonneur standard $C_S = 1.0$ . Echantillonneur séparée $C_S = 1.1$ .

les facteurs de correction de l'échantillonneur et de diamètre du trou de forage peuvent être importants dans l'interprétation des sondages plus anciens, mais pour les applications futures, il est recommandé de suivre les normes appropriées afin que les facteurs  $C_B$  et  $C_S$  ne soient pas nécessaires est égal à l'unité).

Le facteur de correction de la tige  $C_R$  est destiné à expliquer comment l'énergie transférée aux tiges d'échantillonnage est affectée par la longueur de la tige (par exemple, Schmertmann et Palacios 1979).

Dans le développement de corrélations de liquéfaction, Seed et al. (1985) ont utilisé  $C_R = 0,75$  pour des longueurs de bâtonnets inférieures à 3 m et  $C_R = 1,0$  pour des tiges plus longues. Plus récemment, Youd et al. (2001) ont recommandé des valeurs  $C_R$  allant de  $C_R = 0,75$  pour des longueurs de tiges inférieures à 3 m à  $C_R = 1,0$  à une longueur de barre de 10m.

### ***Essai de pénétration au cône : CPT :***

Le CPT s'est avéré être un outil précieux pour caractériser les conditions du sous-sol et évaluer diverses propriétés du sol, y compris l'estimation du potentiel de liquéfaction. Un CPT typique consiste à pousser un pénétromètre conique de 35,7 mm de diamètre dans le sol à une vitesse standard de 2 cm/s avec des transducteurs électroniques enregistrent typiquement à des intervalles de 2 cm ou 5 cm les paramètres suivants :

- La force sur la pointe conique.
- La force de traînée sur une section de manchon court derrière la pointe.
- La pression d'eau interstitielle derrière la pointe et d'autres quantités : Inclinaison et température...).

La force en pointe est divisée par la surface de section transversale du pénétromètre pour déterminer la résistance en pointe ( $q_c$ ). La force de traînée de manchon est divisée par la surface de manchon pour déterminer le frottement de manchon ( $f_s$ ).

Des corrélations empiriques ont été développées entre les différents types de sol et les différentes mesures du CPT, de sorte que le profil du sol peut être déduit approximativement même sans échantillonnage direct du sol. Par exemple, le graphique empirique de la figure 2.6 classe les sols en neuf types différents de comportement du sol sur la base des valeurs adimensionnelles de la résistance à la pointe de cône normalisée ( $Q$ ) et du rapport de frottement ( $F$ ). [1, 4] Ces deux paramètres sont calculés par les deux relations suivantes :

$$Q = \left( \frac{q_c - \sigma_{tot}}{P_a} \right) \left( \frac{P_a}{\sigma_{eff}} \right)^n \quad (2.8)$$

Où :

$\sigma_{tot}$  : la contrainte verticale totale.

$\sigma_{eff}$  : la contrainte verticale effective.

$P_a$  : la pression atmosphérique.

L'exposant  $n$  varie de 0,5 dans les sables à 1,0 dans les argiles (Olsen et Malone 1988, Robertson et Wride 1998).

La valeur de  $F$  est calculée par :

$$F = \left( \frac{f_s}{q_c - \sigma_{tot}} \right) 100\% \quad (2.9)$$

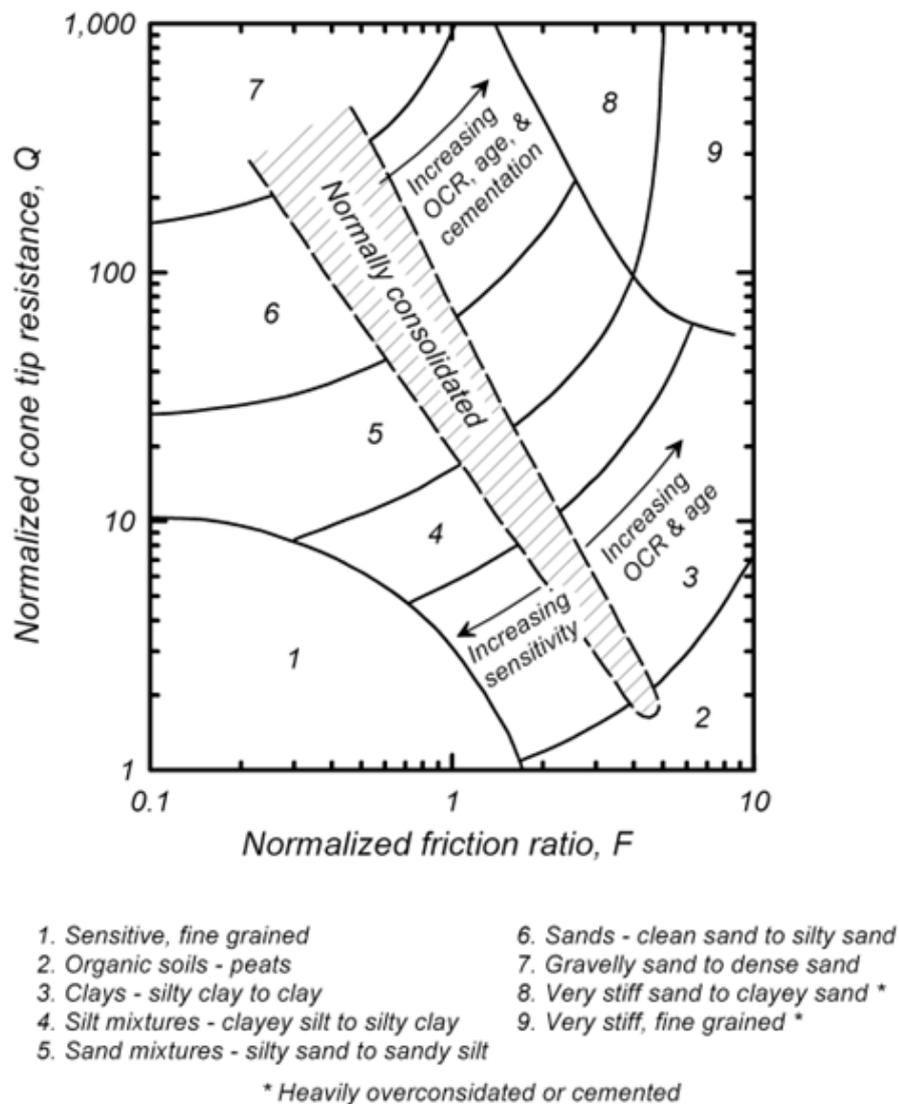


FIGURE 2.6: Graphique type de CPT normalisé pour différents comportements du sol proposé par Robertson (1990).

Les avantages du CPT sont qu'il fournit un enregistrement continu de la résistance à la pénétration, aussi il est moins vulnérable aux erreurs d'opérateur que le SPT, et pour les inconvénients du CPT sont : la difficulté de pénétrer dans des couches qui ont des particules plus grosses (par exemple des graviers) ou une résistance à la pénétration très élevée (par exemple des sols fortement cimentés) et la nécessité d'effectuer des sondages complémentaires pour obtenir des échantillons de sol réels.

*Remarque : La présence d'argile molle ou de limon dans les dépôts de sable peut faire en sorte que la résistance à la pénétration du SPT soit déraisonnablement basse lorsque l'intervalle d'échantillonnage est très proche du sol plus*

*doux. Ces influences peuvent parfois être mises en évidence par un changement de la couleur du fluide de forage ou un effort de forage immédiatement inférieur à la profondeur de l'échantillon SPT spécifique.*

la figure 2.7 montre un exemple de cet effet, dans lequel les échantillons de SPT à des profondeurs de 6,4 m et 7,9 m étaient principalement de sable et de sable avec du gravier fin, et pourtant les valeurs de  $N_{60}$  mesurées étaient beaucoup plus faibles que prévu sur la base de grandes valeurs de la résistance de pointe CPT dans un sondage adjacent .

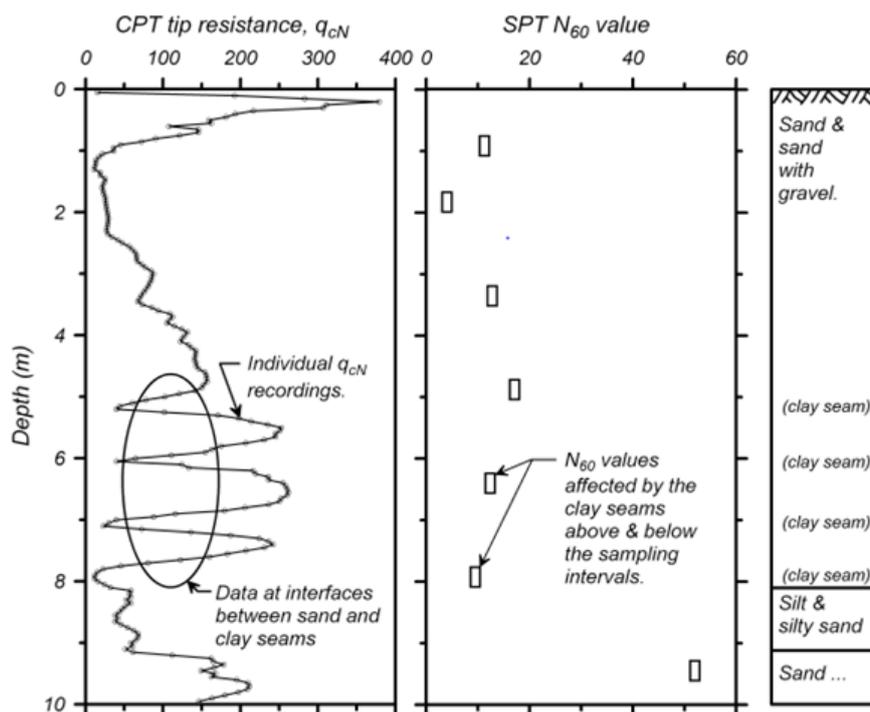


FIGURE 2.7: Un sondage SPT adjacent et un sondage CPT qui illustrent comment des couches minces d'argile peuvent affecter les résistances de pénétration dans le sable (d'après Boulanger et al., 1995).

Les faibles valeurs de  $N_{60}$  ont été attribuées à la présence de plusieurs couches minces d'argile molle qui sont également clairement représentées par les intervalles de faible résistances de pointe CPT.

*Remarque : La résistance à la pénétration d'un CPT ou d'un SPT est influencée par la résistance et la rigidité des sols autour de l'intervalle de pénétration réel. La zone d'influence dans le sable peut être de 10 à 30 fois le diamètre du pénétromètre, par contre elle est plus grande pour des densités relatives plus élevées.*

### **Essai de pénétration de Becker (BPT) et grand essai de pénétration(LPT) :**

Les BPT et les LPT ont été utilisés dans des sols contenant de grandes particules (par exemple des graviers) qui peuvent interférer avec la précision des SPT et des CPT.

Le BPT utilise un marteau à double action pour enfoncer dans le sol un boîtier à double paroi de 168 mm de diamètre et 3 m de longueur avec un trépan fermé. Le test BPT fournit un enregistrement de conduite continu, à partir duquel compte le nombre de coups de marteau requis pour entraîner le boîtier chaque 300 mm (1 pi) dans le sol.

Le LPT est semblable à un SPT, sauf qu'il utilise un plus grand échantillonneur et un marteau plus grand pour le conduire, plusieurs LPT différents ont été développés dans le monde entier qui ont des diamètres extérieurs d'échantillonneur de 7,3 à 14 cm (contre 5,1 cm pour le SPT) et des énergies potentielles de marteau de 1,2 à 5,9 fois l'énergie potentielle pour le marteau SPT.

Le BPT dépend d'un certain nombre de facteurs qui affectent l'énergie fournie à la pointe du boîtier, y compris l'efficacité énergétique du marteau et le frottement le long de l'enveloppe entière.

Les corrélations entre les valeurs de BPT et LPT avec SPT dans les dépôts de sable sont utilisées pour convertir le nombre de coups en valeurs équivalentes  $N_{60}$  de SPT pour une utilisation dans des analyses de liquéfaction. Daniel et al. (2003) ont montré que les analyses d'équations des différents tests de pénétration fournissaient un moyen rationnel d'assimiler diverses corrélations empiriques LPT-SPT. Ils ont également noté l'importance des mesures d'énergie pour obtenir des résistances de pénétration LPT fiables.

## **2.4.2 Correction des résultats des tests in-situ**

### **Facteur de correction de la surcharge :**

Les résistances de pénétration du SPT dans le sable augmentent avec l'augmentation de la contrainte de confinement, ce qui signifie que les valeurs (N) de différentes profondeurs, emplacements et sites ne peuvent pas être comparées directement entre elles sauf si elles sont mesurées à des contraintes effectives verticales comparables.[1, 3]

L'augmentation progressive des résistances de pénétration avec une contrainte effective verticale est démontrée à la figure 2.8, cette figure montre les résultats SPT des essais de chambre d'étalonnage sur trois sables différents, chaque sable étant préparé à trois densités relatives différentes (Marcuson et Bieganousky 1977a, 1977b).

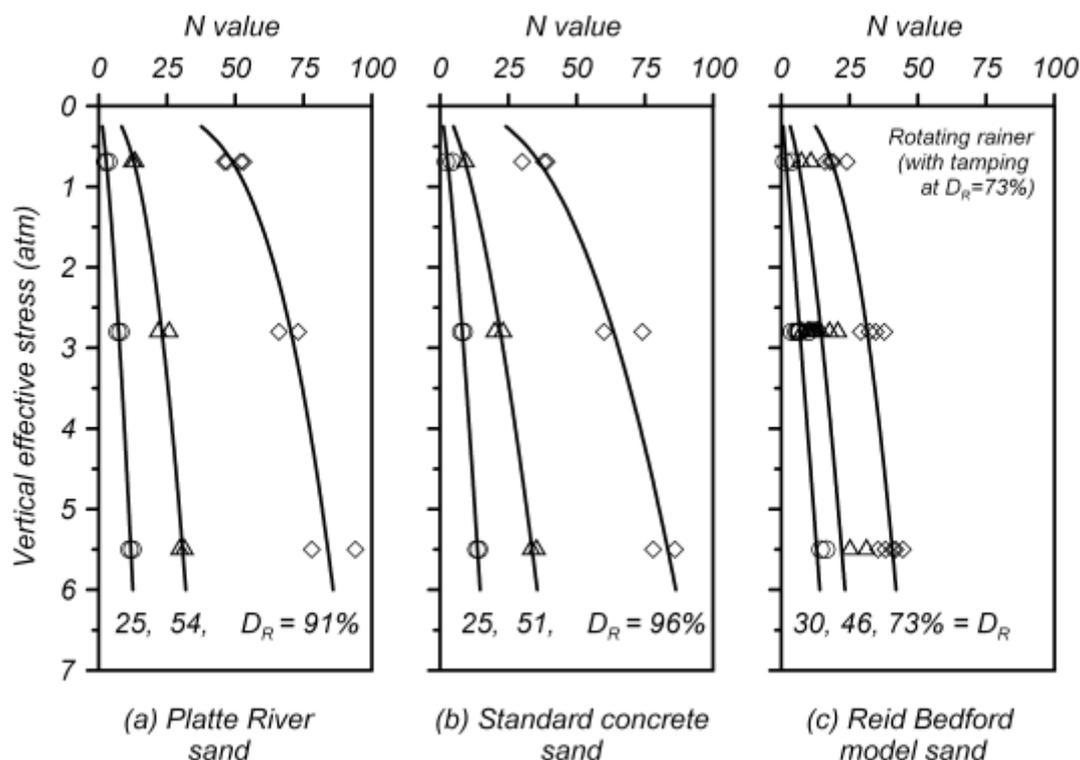


FIGURE 2.8: Variation des valeurs de N de SPT avec la contrainte effective verticale pour trois sables différents à trois densités relatives différentes (Idriss et Boulanger 2004, données de Marcuson et Bieganousky 1977a, 1977b).[1]

Les résistances de pénétration sont corrigées à la valeur équivalente qui aurait été obtenue dans le sable identique si la contrainte effective verticale avait été de 1 atm. Les résistances de pénétration corrigées  $(N_1)_{60}$  sont calculées en utilisant un facteur de correction de surcharge,  $C_N$ , comme suit :

$$(N_1)_{60} = C_N N_{60} \quad (2.10)$$

Les relations  $C_N$  peuvent être dérivées de données de chambre d'étalonnage pour des SPT tels que ceux représentés sur la figure 2.8 à partir de solutions théoriques (par exemple Salgado et al., 1997a, 1997b) et de données de terrain et dépôts relativement uniformes (Par exemple Skempton 1986).

Un certain nombre de relations différentes ont été proposées pour le  $C_N$ . Liao et Whitman (1986) ont proposé l'une des expressions du  $C_N$  les plus répandues :

$$C_N = \left(\frac{P_a}{\sigma_{eff}}\right)^{0.5} \leq 1.7 \quad (2.11)$$

La forme suivante est modifiée à celle proposée par Liao et Whitman (1986) :

$$C_N = \left(\frac{P_a}{\sigma_{eff}}\right)^m \quad (2.12)$$

Où  $m$  est un paramètre qui dépend des propriétés du sable et de la densité relative (Boulanger 2003b). Par exemple, l'équation suivante a été utilisée pour fixer les données

de la chambre d'étalonnage du SPT de la figure 2.8, ce qui donne les valeurs de  $m$  qui sont résumées sur la figure 2.9 :

$$m = 0.784 - 0.521 * D_R \quad (2.13)$$

La variation de  $C_N$  avec  $D_R$  est moins importante lorsque la contrainte effective verticale est de 0,5 à 2,0 atm, ce qui représente la gamme de contraintes rencontrées dans de nombreuses situations pratiques (c'est-à-dire des profondeurs inférieures à 10 à 15 m).

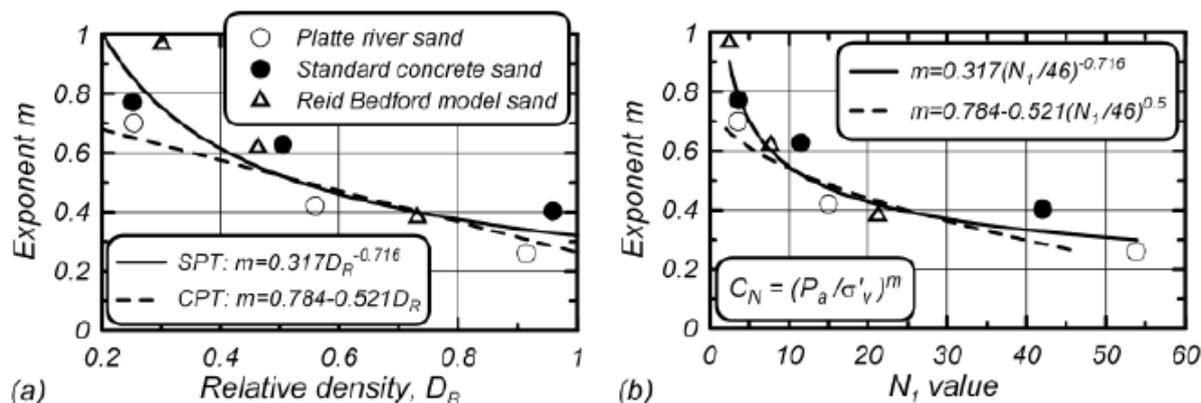


FIGURE 2.9: Normalisation du facteur de l'exposant  $m$  contre (a) densité relative et (b) valeur de  $N_1$ , pour les trois sables testés par Marcuson et Bieganousky (1977a, 1977b) (Boulangier 2003).[1]

### Facteur de correction de la pourcentage des fines :

La présence des fines (les matériaux qui ont un diamètre inférieur à  $80 \mu m$ ) peut affecter la résistance SPT, par conséquent, elle doit être prise en compte lors de l'évaluation de la résistance à la liquéfaction.

L'historique des cas a été compilé dans des bacs de données avec différents pourcentage des fines comparé à la courbe de liquéfaction de base pour les sables propres. Par exemple, la figure 2.10 montre les points de données de l'historique des cas pour les sols sans cohésion avec un pourcentage des fines entre :  $5\% < FC < 15\%$  et les courbes recommandées pour les sables à  $FC = 15\%$  et  $FC = 5\%$  pour  $M = 7.5$  [1]

Dans la figure les enveloppes sont représentées à l'aide d'une résistance à la pénétration SPT de sable propre équivalente calculée comme suit :

$$(N_1)_{60cs} = (N_1)_{60} + \Delta(N_1)_{60} \quad (2.14)$$

$$\Delta(N_1)_{60} = \exp\left(1.63 + \frac{9.7}{FC + 0.01} - \left(\frac{1.57}{FC + 0.01}\right)^2\right) \quad (2.15)$$

La variation de  $\Delta(N_1)_{60}$  avec  $FC$  calculé via l'équation précédente ( $FC$  en pourcentage(%)), est présenté dans la figure 2.11. Notez que la correction pour le pourcentage des fines est constante pour des valeurs de  $FC$  supérieures à environ 35 %.

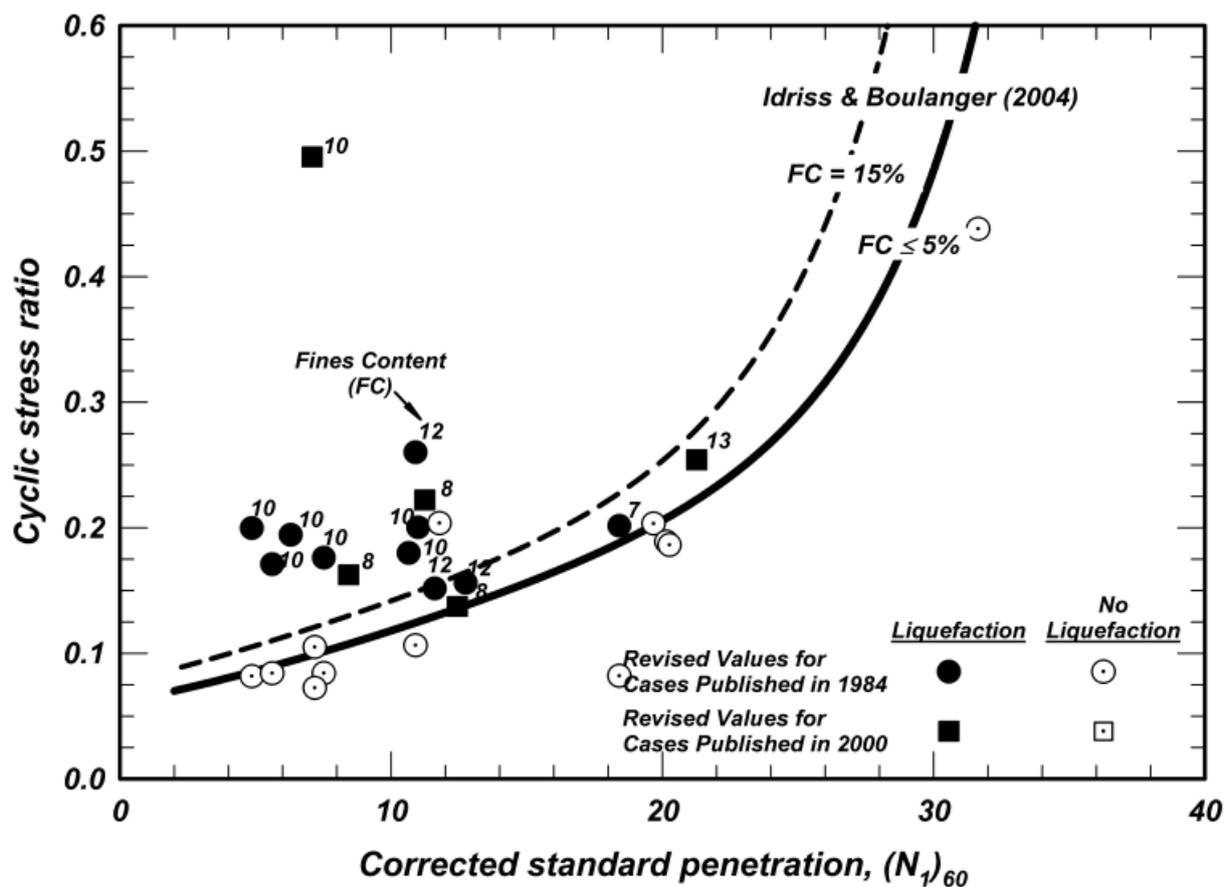


FIGURE 2.10: Histoires de cas des données de SPT dans les sols sans cohésion avec  $5\% < FC < 15\%$  et les courbes recommandées pour les sables propres à  $FC = 15\%$  et  $FC = 5\%$  pour  $M = 7.5$  et  $\sigma_{eff} = 1 \text{ atm}$ .

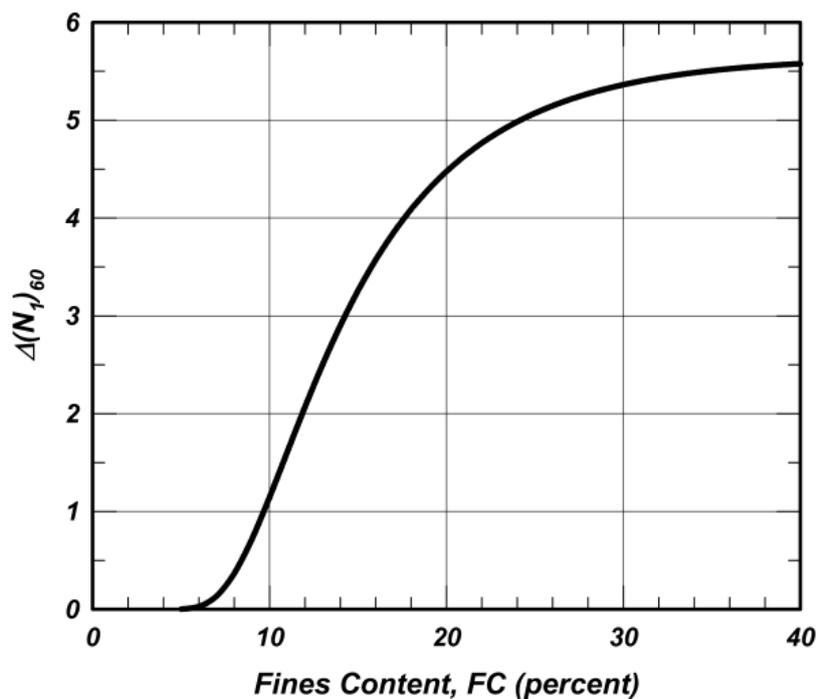


FIGURE 2.11: La variation de  $\Delta(N_1)_{60}$  avec pourcentage des fines FC

### Facteur de correction de magnitude : MSF :

Le facteur de correction de magnitude (MSF) est utilisé pour ajuster le CRR à une valeur commune de M (conventionnellement considérée comme  $M = 7.5$ ), car il dépend du nombre de cycles de chargement, qui est en corrélation avec M (Seed et al., 1975b).[1, 3, 4]

La définition de base du facteur de correction de magnitude MSF reliant le CRR d'une secousse de magnitude M à celui d'une secousse de magnitude 7,5 est :

$$MSF = \frac{CRR_M}{CRR_{M=7.5}} \quad (2.16)$$

Idriss a adopté l'équation suivante :

$$MSF = 6.9 \exp\left(\frac{-M}{4}\right) - 0.058 \quad (2.17)$$

tq :

$$MSF \leq 1.8$$

Les valeurs de MSF obtenues via l'expression recommandée ci-dessus sont présentés à la figure 2.12, ainsi que ceux proposés par d'autres chercheurs.

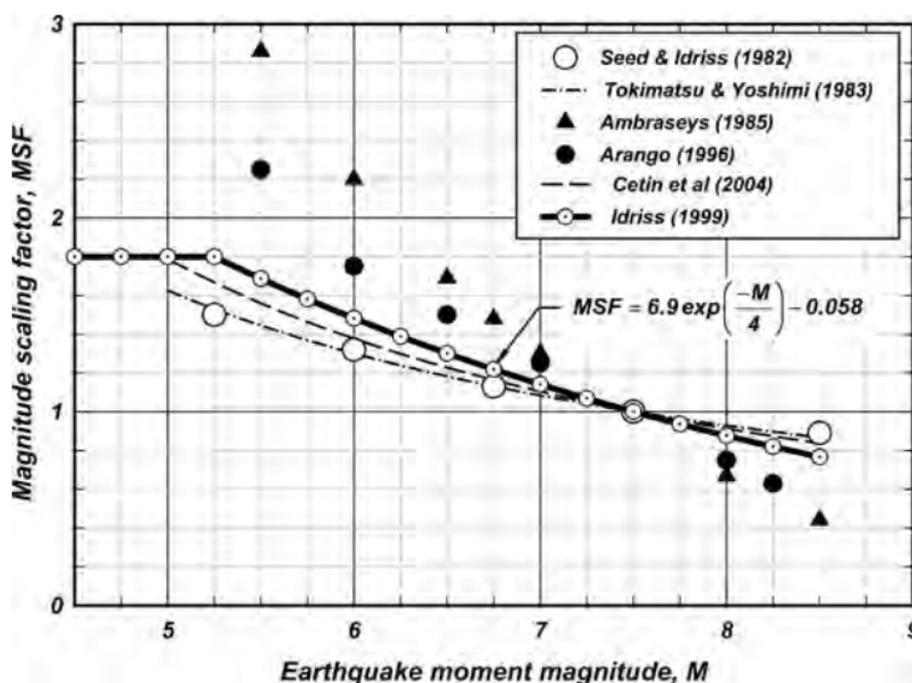


FIGURE 2.12: Les valeurs de facteur de correction de magnitude MSF proposés par plusieurs chercheurs.[1]

### 2.4.3 Calcul du rapport des résistances cycliques (CRR) :

Après avoir effectué les corrections précitées, Idriss et Boulanger (2006) ont recommandé pour déterminer le CRR basé sur les résultats de l'essai SPT, l'équation analytique suivante :

$$CRR_{7.5} = exp\left[\frac{(N_1)_{60cs}}{14.1} + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{126}\right)^2 - \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{23.6}\right)^3 + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{25.4}\right)^4 - 2.8\right] \quad (2.18)$$

Avec :

$$(N_1)_{60cs} = (N_1)_{60} + \Delta(N_1)_{60} \quad (2.19)$$

## 2.5 Calcul du facteur de sécurité FS :

Le facteur de sécurité contre le déclenchement de la liquéfaction peut alors être calculé en tant que rapport entre le CRR et le CSR, correspondant à l'amplitude sismique et à la contrainte effective in-situ :

$$FS = \frac{CRR}{CSR} \quad (2.20)$$

Si on fixe FS=1,25, on peut dire que la liquéfaction peut se produire si  $FS \leq 1,25$ , mais dans le cas contraire( si  $FS > 1,25$ ), alors il y a pas de risque de liquéfaction.

*Plus que le facteur de sécurité est grand, plus le sol est résistant à la liquéfaction.*

## 2.6 Évaluation de l'indice de potentiel de liquéfaction (LPI) :

L'indice de potentiel de liquéfaction (LPI) quantifie la gravité, prédit les manifestations superficielles et les dommages causés par ce phénomène pour une zone susceptible à la liquéfaction.

Le LPI est un paramètre à valeur unique, il est calculé en prenant l'intégration du facteurs de sécurité (FS) sur toute la profondeur de la colonne de sol limitée aux profondeurs allant de 0 à 20 m sous la surface du sol à un emplacement spécifique. Une fonction de pondération est ajoutée pour donner plus de poids aux couches plus proches de la surface du sol.[5]

L'indice de potentiel de liquéfaction (LPI) proposé par Iwasaki et al. (1978, 1982) est exprimé comme suit :

$$LPI = \int_0^{20} F(z).w(z) dz \quad (2.21)$$

Où :

$z$  : La profondeur du point médian de la couche du sol (0 à 20 m).

$dz$  : L'incrément différentiel de la profondeur.

Le facteur de pondération,  $w(z)$  et le facteur de gravité,  $F(z)$ , sont calculés selon les expressions suivantes :

$$F(z) = 1,25 - FS; \text{ pour } FS \leq 1,25$$

$$F(z) = 0; \text{ pour } FS > 1,25$$

$$w(z) = 10 - 0,5 * z; \text{ pour } z \leq 20 \text{ m}$$

$$w(z) = 0; \text{ pour } z > 20 \text{ m}$$

Pour les profils de sols avec une profondeur inférieure à 20 m, le LPI est aussi calculée en utilisant l'expression suivante (Luna et Frost 1998)[6] :

$$LPI = \sum_{i=1}^n w_i F_i H_i \quad (2.22)$$

Avec :

$$F_i = 1,25 - FS_i; \text{ pour } FS_i \leq 1,25$$

$$F_i = 0; \text{ pour } FS_i > 1,25$$

Et :

$H_i$  : L'épaisseur des couches de sol discrétisées.

$n$  : Le nombre des couches.

$F_i$  : La gravité de la liquéfaction pour la  $i$ -ième couche.

$FS_i$  : Le facteur de sécurité pour la  $i$ -ième couche.

$w_i$  : Le facteur de pondération ( $w_i = 10 - 0,5 * z_i$ ).

$z_i$  : La profondeur de la  $i$ -ième couche (m).

Le niveau de gravité de la liquéfaction par rapport à la LPI selon Iwasaki et al. (1982), Luna et Frost (1998) sont donnés dans le tableau suivant :

TABLE 2.3: Le niveau de gravité de la liquéfaction.[5, 6]

<b>LPI</b>	<b>Iwasaki et al. (1982)</b>	<b>Luna et frost (1998)</b>	<b>MERM (2003)</b>
<b>LPI=0</b>	Très faible	Peu ou pas	Pas
<b>0&lt;LPI&lt;5</b>	Faible	Mineur	Faible
<b>5&lt;LPI&lt;15</b>	Haute	Modérer	Moyen
<b>15&lt;LPI</b>	Très haute	Majeur	Haute

## **2.7 Conclusion :**

Après une analyse avec les méthodes d'évaluation du potentiel de liquéfaction pour déterminer si le sol a la capacité de se liquéfier pendant un tremblement de terre, il faut maintenant penser à réduire les effets de ce phénomène pour un site donné.

Pour faire cela une compréhension approfondie du risque et des conséquences potentielles de la liquéfaction, les performances des matériaux et des méthodes de construction disponibles et la sélection finale d'un programme d'atténuation dépend de l'approche de gestion des risques.

Les différentes stratégies d'atténuation peuvent inclure les suivantes :

- Ne rien faire et accepter les dégâts et les risques potentiels.
- Abandonner le projet ou choisir un autre site.
- Utiliser des techniques d'amélioration du sol

Si on choisit la stratégie d'améliorer le sol, alors quelle sont les différentes techniques et méthodes les plus utilisées afin que le dommage soit exclu ou soit réduit à des niveaux acceptables de sorte que la liquéfaction du sol ne nuise pas à la structure.

## Chapitre 03 :

Les techniques d'amélioration du sol

# Chapitre 3

## Les techniques d'amélioration du sol

### 3.1 Introduction :

Les champs d'application des différentes techniques dépendent essentiellement de la nature et de la granulométrie des terrains que l'on désire améliorer.

Certaines des méthodes d'amélioration des sols les plus communes sont énumérées dans la figure 3.1, qui montre la gamme des tailles de grain du sol dans lesquelles les méthodes sont susceptibles d'être raisonnablement efficaces (Mitchell 2008). Bien qu'il soit approximatif dans son orientation, cette figure illustre que le premier critère est le choix d'une méthode d'amélioration du sol qui convient bien aux sols à traiter.

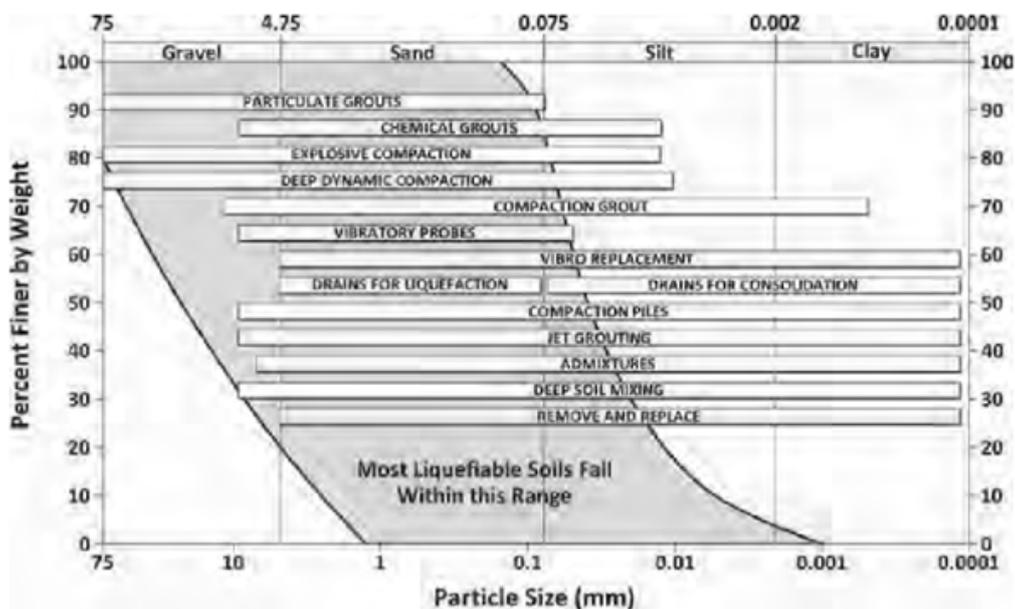


FIGURE 3.1: Résumé sur l'applicabilité générale des méthodes d'amélioration du sol pour les sols de diverses distributions granulométriques, Mitchell 2008.[7]

Ce chapitre décrit brièvement les méthodes les plus utilisées pour améliorer le sol afin de réduire les risques de liquéfaction.

## 3.2 Compactage dynamique

Cette méthode permet de traiter le sol en profondeur, par des actions en surface du sol, en compactage dynamique profond, une grue lâche de manière répétitive une grande masse d'une hauteur significative sur la surface du sol, comme le montre la figure 3.2.



FIGURE 3.2: Compactage dynamique profond, en montrant le schéma des points d'impact primaire.[3]

Les grues à chenilles peuvent lâcher en chute libre des masses pesant jusqu'à 33 tonnes à partir de hauteurs allant jusqu'à 30 m, et les machines spécialement construites peuvent déposer des masses encore plus grandes. L'impact de ces masses sur la surface du sol produit un cratère dont la profondeur dépend de la résistance du sol en surface et de la propagation des ondes de stress dynamiques à travers les différentes couches du sol souterraines.



FIGURE 3.3: Vue aérienne du site subissant une amélioration des sols par compactage dynamique.[7]

Ces contraintes dynamiques peuvent être suffisamment grandes pour liquéfier ou, au moins, générer des pressions excessives d'eau des pores dans les sols sous le point d'impact. La dissipation de ces pressions excédentaires de l'eau interstitielle densifie le sol, avec un

tassement associé à la surface du sol.

Le compactage dynamique profond améliore les dépôts de sol liquéfiés principalement en densifiant le sable de sol in-situ en augmentant la pression latérale in-situ.

### 3.3 Drains verticaux :

Les drains verticaux sont utilisés pour l'amélioration des sols fins saturés en eau. La technique consiste à foncer verticalement dans le terrain, suivant un maillage régulier, un drain préfabriqué. Lors de la mise en charge du terrain, les drains facilitent l'évacuation de l'excès de l'eau interstitielle jusqu'à la surface, permettant ainsi une consolidation accélérée des sols traités.



FIGURE 3.4: Drains verticaux.[7]

### 3.4 Piles de compactation :

Les sols granulaires peuvent être améliorés par l'installation de piles de compactage, généralement du béton précontraint ou du bois, qui sont entraînées dans un dépôt de sable ou de gravier lâche dans une grille.[3]

Les piles de compactation améliorent la performance sismique d'un dépôt de sol par trois mécanismes différents. Tout d'abord, la résistance à la flexion des piles elles-mêmes offre une résistance au mouvement du sol (renforcement). Deuxièmement, les vibrations et les déplacements produits par leur installation provoquent une densification. Enfin, le processus d'installation augmente les contraintes latérales dans le sol entourant les piles.

Les piles de compactage densifient généralement le sol à une distance de 7 à 12 diamètres de pile (Robinsky et Morrison, 1964, Kishida, 1967) et par conséquent, sont généralement installés dans un schéma de grille. L'amélioration peut être obtenue avec une économie raisonnable à des profondeurs important.

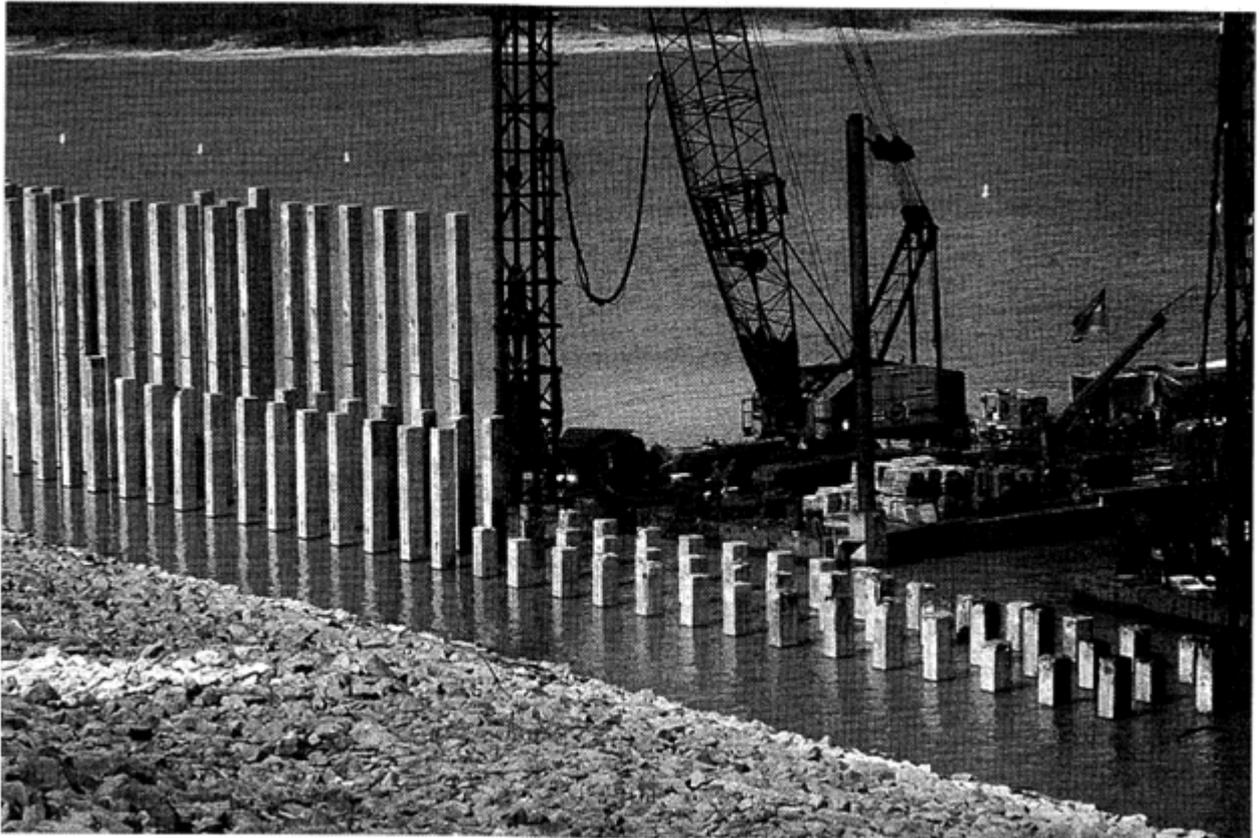


FIGURE 3.5: Piles de compaction pour réduire les risques de liquéfaction. L'entrepreneur a conduit les piles à ce niveau avec un marteau conventionnel ; Les piles ont ensuite été conduites sous la surface de l'eau avec un marteau différent.[3]

### 3.5 Vibroflottation :

La vibroflottation, (parfois appelée vibrocompaction), s'applique essentiellement aux sols granulaires non cohérents, tels que sables et graviers, Les vibrations engendrent un phénomène temporaire de liquéfaction du sol environnant le vibreur.

Ces méthodes englobent une variété de processus de construction différents où une sonde vibrante (la vibroflot) suspendue par une grue pénètre de manière répétitive dans les sols liquéfiés afin de les densifier, la vibroflot, généralement de 30 à 46 cm de diamètre et d'environ 10 à 16 m de longueur, contiennent des poids montés excentricement sur un arbre central entraîné par une alimentation électrique ou hydraulique, dans cet état, les forces inter-granulaires sont quasiment annulées, et les grains sont réarrangés dans une configuration plus dense présentant de meilleures caractéristiques mécaniques, ce qui est montré dans la figure 3.6.

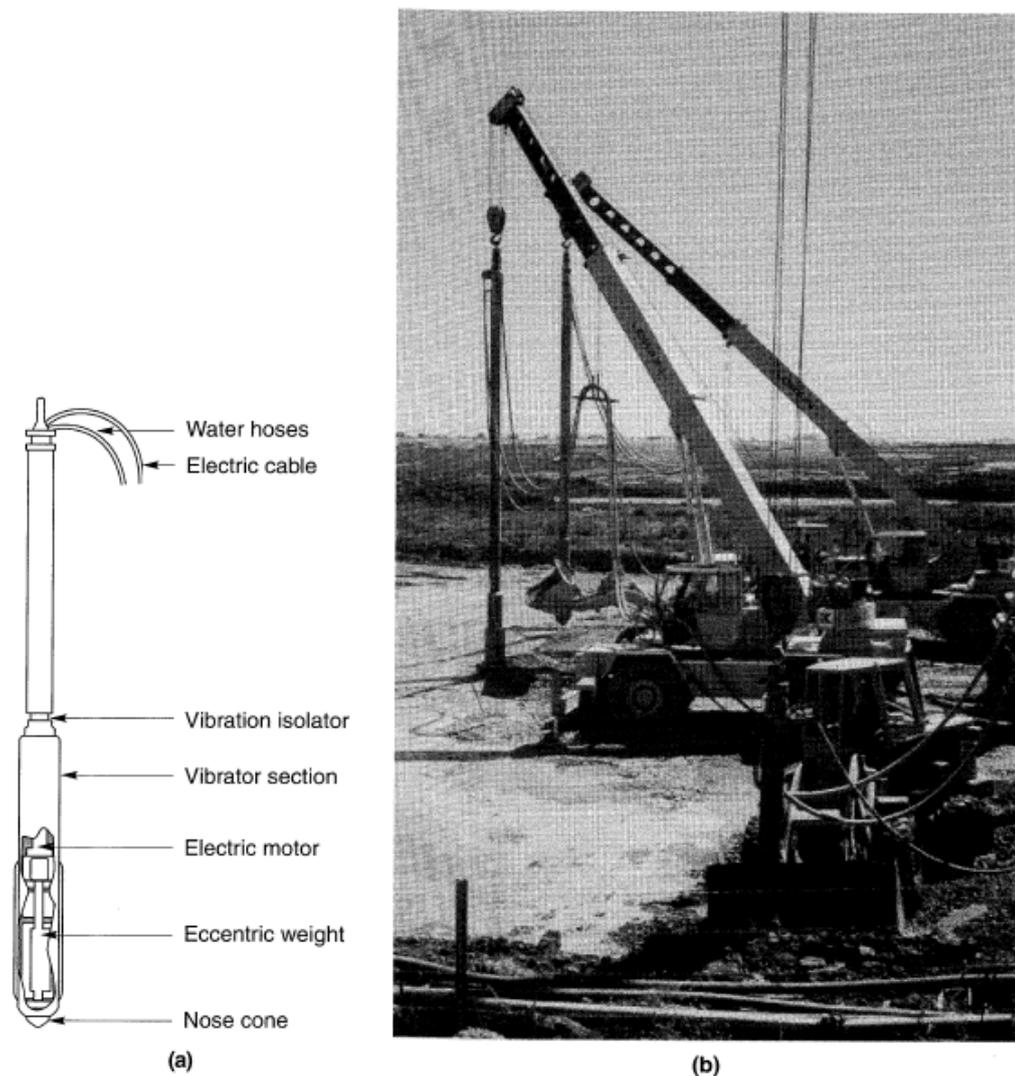


FIGURE 3.6: (a) Illustration schématique d'un vibroflot typique (après Bell, 1993), et (b) vibroflots pour densifier des sols susceptible à la liquéfaction dans une installation de traitement des eaux usées en Californie (photo courtoisie de Hayward Baker).

Il existe de nombreux types d'équipements et de procédures, connus sous divers noms génériques et exclusifs, par exemple : Mosely et Kirsch 2004, Kitazume 2005. La catégorisation la plus simple des méthodes est la suivante :

- La tige vibrante : une vibration verticale est appliquée au sommet d'une sonde ou d'une tige pénétrante.
- La vibroflottation : un moteur à vibration horizontale est logé dans la pointe de la sonde pénétrante.

La sonde vibrante est initialement abaissée au fond du dépôt par une combinaison de vibrations, ensuite la retirer de manière incrémentale dans des intervalles de 60 à 90 cm à une vitesse globale d'environ 30 cm / min tout en vibrant. L'eau peut être jetée par des orifices dans la partie supérieure du vibroflot pour desserrer temporairement le sol au-dessus et aider à la retrait. Les vibrations produisent une zone localisée de liquéfaction temporaire qui fait que le sol entourant la vibroflot se densifie. Une dépression conique se forme généralement à la surface du sol au-dessus de la sonde, cette dépression peut être remplie de matière granulaire (comme le sable ou le gravier) lorsque la vibroflot est retiré.

[3, 4]



FIGURE 3.7: La vibroflotation.[7]

### 3.6 Inclusions :

Utilisable pour fonder tous types d'ouvrage sur sols compressibles de toute nature, ce procédé permet de réduire fortement les tassements.



FIGURE 3.8: Amélioration de sol par inclusion.

Les inclusions sont généralement verticales et disposées suivant un maillage régulier. Elles doivent présenter des caractéristiques intrinsèques de déformation et de raideur, compatibles avec les terrains encaissants et les structures à porter.

Différents modes de mise en œuvre (forage avec ou sans refoulement, battage, vibration) et différents types de matériaux (ballast, gravier, mélange sol-ciment et tous types de mortier ou béton) sont utilisables pour permettre la réalisation à moindre coût.

### 3.6.1 Colonnes ballastées :

Les dépôts de sol peuvent être améliorés par l'inclusion de colonnes denses de gravier connues sous le nom de colonnes ballastées. En principe, les colonnes ballastées peuvent être mises en place dans tous types de sols.



FIGURE 3.9: Colonnes ballastées.[9]

Les colonnes ballastées peuvent être utilisées aussi dans les sols à grain fin et à grain grossier. Ils sont généralement utilisés pour augmenter la résistance au cisaillement sous les structures et les talus en accélérant la consolidation (en permettant un drainage radial) et en introduisant des colonnes de matériau plus résistant. Pour l'atténuation des risques sismiques, ils sont couramment utilisés pour l'amélioration des dépôts de sol liquéfiables. Elles servent également de drains et permettent une accélération du processus naturel de consolidation.

### 3.7 Injection solide :

Utilisée pour le traitement des terrains sableux, limoneux ou argileux, humides ou saturés, la technique d'injection solide consiste à injecter sous pression un mortier très visqueux, suivant un maillage spécifique établi en fonction de la nature du terrain et des objectifs recherchés, de manière à réaliser une densification statique horizontale. Technique éprouvée, économique et souple, elle permet en outre de réduire le potentiel de liquéfaction en cas de séisme. Contrairement à d'autres, elle peut être utilisée sous des constructions existantes.



FIGURE 3.10: Amélioration de sol par injection solide.

### 3.8 Soil mixing :

La technique consiste en la réalisation de colonnes ou détranchées de sol traité par malaxage in situ du terrain en place avec un liant, généralement à base de ciment. La déstructuration du terrain en place et le mélange sont effectués au moyen d'outils rotatifs qui assurent également un malaxage mécanique. Différentes configurations de lignes d'outils ont été développées permettant la réalisation de colonnes isolées, de panneaux, de blocs ou enfin des tranchées.[7]



FIGURE 3.11: Amélioration de sol par soil mixing.

Pour traiter les sols pollués, ce procédé est appliqué à la totalité du volume. Le liant peut être introduit sous forme pulvérulente ou sous la forme d'un coulis. Son dosage permet d'obtenir une large gamme de résistance et donc de mieux adapter les caractéristiques du mélange aux caractéristiques du projet.

### 3.9 Conclusion :

Le but de toute amélioration est de conférer au sol de nouvelles caractéristiques, générales et/ou locales sous l'ouvrage à construire, afin que les différents éléments d'infrastructure ( Semelles isolées ou filantes, radiers, dallages... ) aient un comportement prévisible, justifiable et compatible avec les règlements et tolérances s'appliquant à la structure de l'ouvrage et à son exploitation.

Pour évaluer la pertinence d'une méthode d'amélioration du sol pour un site spécifique, il est important de :

1. Comprendre les mécanismes de base de la technique d'amélioration afin que les procédures de conception technique et les critères de contrôle de qualité ou de vérification soient fiables
2. Connaître les problèmes de construction afin que la méthode sélectionnée soit rentable.

L'objectif global des techniques d'amélioration du sol est de développer et sélectionner parmi ces options la solution la plus optimale pour atténuer les dangers de liquéfaction afin que les avantages par rapport aux coûts reste toujours raisonnable.

## Chapitre 04 :

### Les colonnes ballastées

# Chapitre 4

## Les colonnes ballastées

### 4.1 introduction :

La technique appropriée pour l'amélioration du sol sous les fondations est d'installer des colonnes ballastées verticales dans le sol. Les colonnes ballastées sont essentiellement une méthode de renforcement du sol dans laquelle le sol doux et cohésif est remplacé à des points discrets par des pierres concassées (ballaste) compacté dans des trous verticaux.

#### *Pourquoi les colonnes ballastées ?*

La technique des colonnes ballastées présente des caractéristiques mécaniques élevées et un fort caractère drainant sous les ouvrages à surcharge répartie (remblais, radiers, dallages...), les colonnes ballastées sont disposées suivant un maillage régulier avec une matelas de répartition des contraintes permettent d'homogénéiser et de diminuer l'amplitude globale des tassements sous l'ouvrage.

Les colonnes ballastées peuvent également être disposées en groupes sous les charges isolées (semelles de fondations) ou en files (Semelles filantes, murs de soutènement...), et dans ce cas elles permettent d'accroître la capacité portante du terrain.

Le procédé est adapté pour traiter les sols présentant des caractéristiques mécaniques faibles à très faibles (sables limoneux, argiles, limons, remblais hétérogènes...), mais il doit être exclu dans les sols présentant un caractère évolutif (matériaux organiques...) dans lesquels l'étreinte latérale autour des colonnes n'est pas garantie à long terme.[10, 11]

### 4.2 Domaine d'application :

Une colonne ballastée est un procédé d'amélioration de sol : ce n'est ni un élément de fondation, ni une fondation profonde.

La fondation d'un ouvrage reposant sur un sol traité par colonnes ballastées est toujours de type superficiel : semelle filante ou isolée, radier, dallage. C'est la maîtrise du comportement de la fondation de ces ouvrages qui est recherchée et notamment le coefficient de réduction des tassements. Ce coefficient est généralement compris entre 1,5 et 4 sous charges réparties.[10]

### ***Application par types d'ouvrages :***

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

- halls de stockage.
- bâtiments industriels et commerciaux.
- silos et réservoirs de toute nature.
- ouvrages hydrauliques étanches (réservoirs, station d'épuration).

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

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

### ***Application par zone sismique :***

Il est également possible d'utiliser les colonnes en zone sismique où elles peuvent contribuer à la diminution du potentiel de liquéfaction des sols, et à l'augmentation de résistance au cisaillement.[10]

*les colonnes ballastées de manière générale ne doivent pas être utilisées dans des terrains présentant des risques de perte dans le temps des caractéristiques volumétriques et/ou mécaniques.*

## **4.3 Principe de fonctionnement des colonnes ballastées :**

L'amplitude de l'expansion de la colonne dans le sol est fonction de l'étreinte latérale du sol encaissant, cette dernière ne doit donc pas être trop faible sinon la colonne n'est pas suffisamment tenue latéralement. Ainsi le diamètre de la colonne varie selon la compacité des différentes couches traversées. Il est compris entre 50 à 80 cm pour la mise en oeuvre par voie sèche, mais dépendent aussi de la force de poussée de la machine utilisée pour la mise en oeuvre.[10]

Grâce à l'étreinte latérale, la colonne ballastée est maintenue en place et transmet la charge qu'elle reçoit en tête vers les couches sous-jacentes résistantes. Alors la colonne ne résiste que grâce à la pression latérale exercée par le terrain naturel, on peut donc calculer la force portante des colonnes ballastées suivant le schéma des contraintes dans la figure 4.1 :

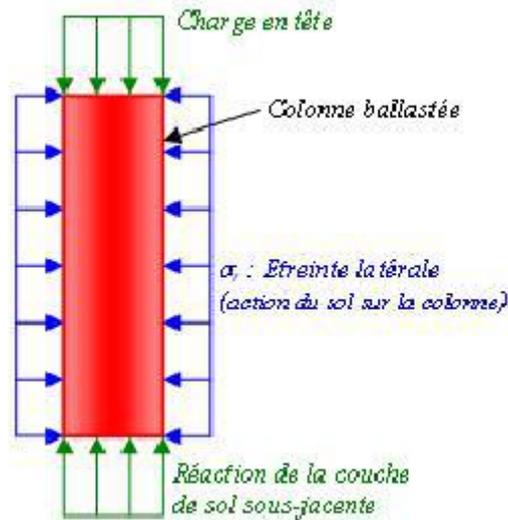


FIGURE 4.1: Bilan des efforts sur une colonne ballastée (étreinte latérale et chargement)

La contrainte de calcul à l'ELS sur la section théorique de la colonne doit :

- Etre inférieure à 2 fois l'étreinte latérale du sol en place sur la colonne.
- Rester inférieure à 0,8 MPa.
- Etre calculée à partir de la contrainte de rupture en  $y$  affectant un coefficient de sécurité d'au moins 2.
- Etre cohérent avec la résistance à la compression des couches sous-jacentes.
- Demeurer compatible avec les tassements admissibles de l'ouvrage.

Son comportement peut être assimilé à un échantillon pulvérulent placé dans un appareil triaxial, alors par analogie on peut écrire la résistance mécanique de la colonne sous la forme suivante :

$$q_r = \sigma_h \frac{1 + \sin(\phi)}{1 - \sin(\phi)} \quad (4.1)$$

avec :

$q_r$  : Contrainte de rupture de la colonne.

$\sigma_h$  : Etreinte latérale du sol.

$\phi$  : Angle de frottement interne de la colonne.

## 4.4 Mode opératoire

### 4.4.1 Méthodes et matériels :

Deux procédés sont employés pour la mise en oeuvre :[10]

- la mise en place par voie humide : Cette méthode consiste à injecter de l'eau sous pression afin de faciliter le fonçage de la foreuse. Cette méthode est nommée " vibro-substitution " puisque l'injection d'eau extrait le sol en place qui est alors remplacé par du matériau d'apport.

- la mise en place par voie sèche : Il s'agit ici d'injecter non pas de l'eau mais de l'air à forte pression dans le sol. Le sol déplacé est refoulé dans le sol encaissant sans être extrait cette fois-ci. Cette technique dite de "vibro-refoulement" présente l'avantage de ne pas consommer d'eau et par conséquent c'est la technique la plus fréquemment employée.

Le choix de l'outil, de ses caractéristiques et de la méthode de réalisation dépend étroitement de la nature et de l'état de saturation du sol, du but recherché et des caractéristiques des matériaux d'apport. Il appartient à l'entreprise, en fonction de son savoir-faire et de son expérience, de choisir l'outil et le procédé le mieux adaptés dans chaque cas.

#### ***Préforages :***

- La traversée de couches compactes ou d'obstacles peut être facilitée par un forage préalable, avec ou sans extraction du terrain.
- Tout volume excavé ou remanié doit être comblé et compacté par le matériau de la colonne.

#### ***Matériaux d'apport :***

- Les matériaux d'apport doivent être de qualité et de granulométries contrôlées et les plus homogènes possibles.
- Le choix se portera sur des graves naturelles, roulées ou concassées.
- Les caractéristiques minimales des matériaux d'apport sont les suivantes :
  1.  $LA < 35$
  2.  $MDE < 30$
  3.  $LA + MDE < 60$

LA : essai Los Angeles, norme NF EN 1097-2.

MDE : essai Micro Deval, norme NF EN 1097-1.

***Remarque : Les vibreurs avec alimentation en pied sont plus sensibles à la granulométrie qui dépend essentiellement du matériaux d'apport « une granulométrie inadaptée est source de bouchons dans le tube ».[10, 11]***

- On peut retenir les valeurs indicatives suivantes :
  - vibreur à tube latéral de remplissage par le bas : en termes de fuseau granulométrique, le plus couramment utilisé est le fuseau 8/40.
  - autres procédés : en termes de fuseau granulométrique, celui qui est le plus couramment utilisé est le fuseau 20/75.
- Le critère de propreté est le suivant : le passant inférieur à  $80 \mu m$  est inférieur à 5%.

## 4.4.2 Mise en oeuvre

### Préparation et remplissage :

La machine est mise en station au dessus du point de fonçage et se stabilise sur des vérins, ensuite la colonne est réalisée à l'aide d'un vibreur équipé d'un excentrique situé en pied qui génère des vibrations horizontales. Un chargeur à godet assure l'approvisionnement des agrégats.

### Fonçage ou Pénétration :

Le vibreur est descendu jusqu'à la profondeur prévue en refoulant latéralement le sol sous l'effet des vibrations, de la poussée de l'outil et l'air comprimé( figure 4.2)

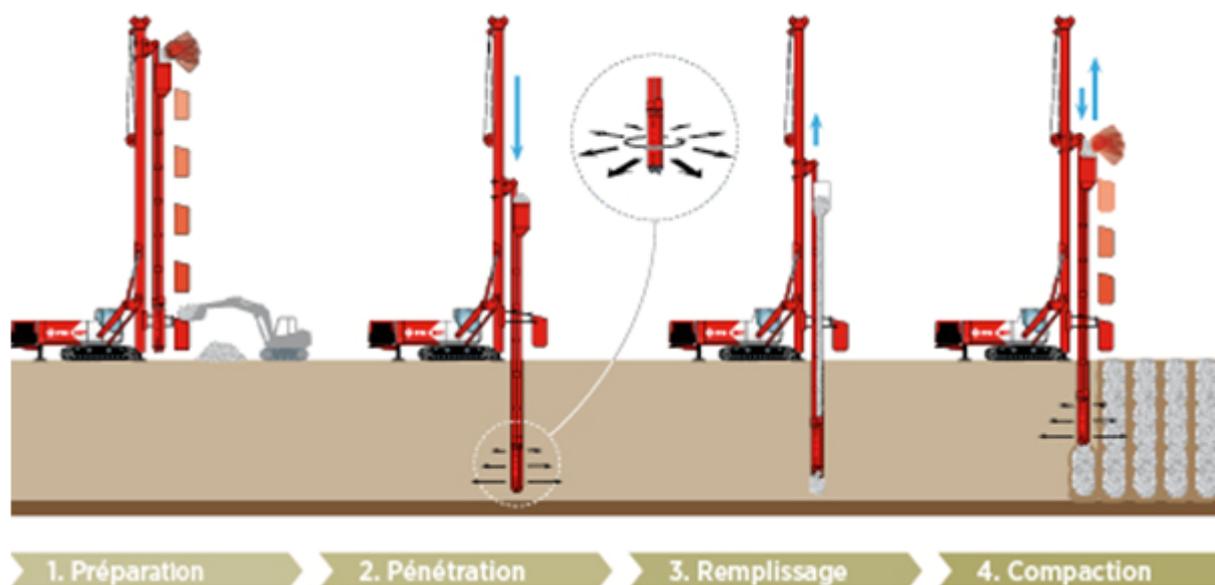


FIGURE 4.2: Mise en oeuvre des colonnes ballastées

### Remplissage :

Une fois la profondeur finale atteinte, le vibreur remonte graduellement au fur et à mesure qu'elle remplit et compacte le gravier. Elle atteint la surface lorsque la colonne ballastée est terminée. Ce remplissage est effectué par couches successives (par passe de 50 cm environ) tout en maintenant la vibration afin de compacter le ballast et de continuer à refouler le sol.

### Finition :

Une fois la colonne ballastée terminée, on effectue un compactage en surface puis un nivellement afin de pouvoir réaliser les fondations superficielles qui sont directement posées sur les colonnes.

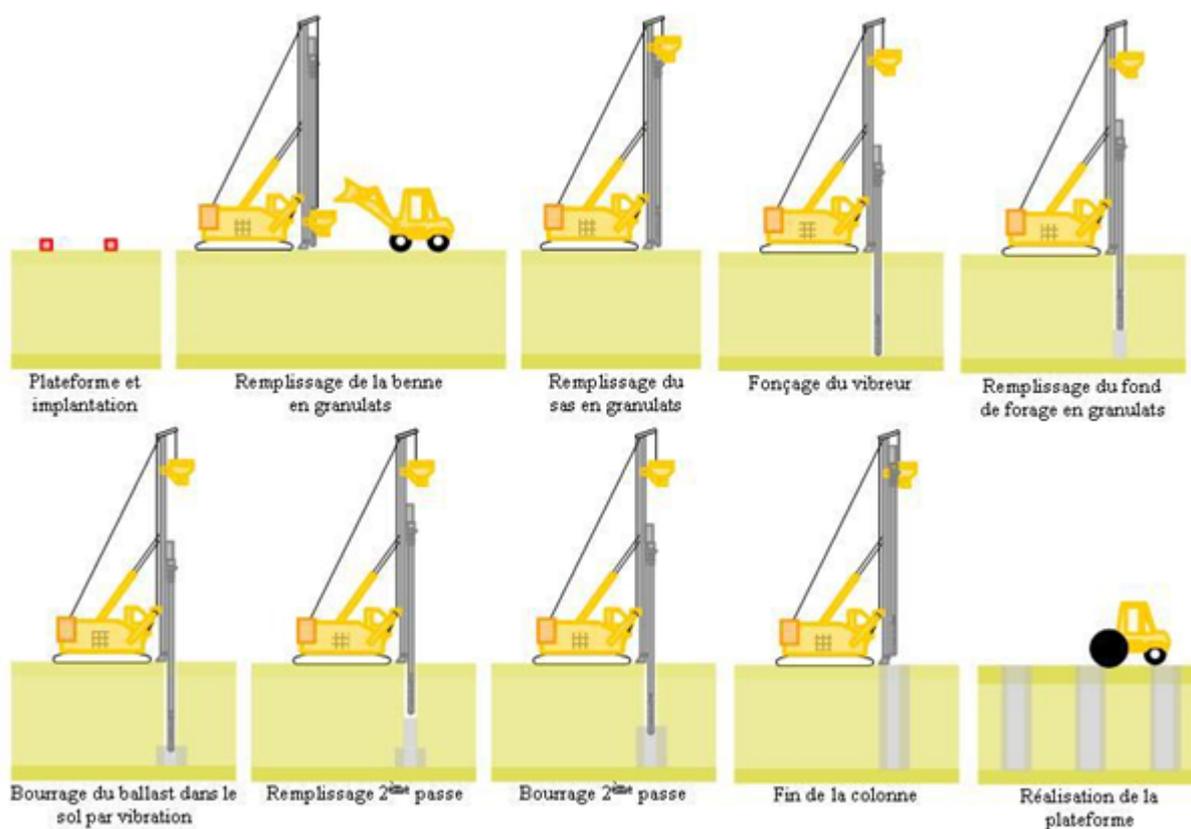


FIGURE 4.3: Résumé des étapes de mise en oeuvre des colonnes ballastées.

## 4.5 Paramètres de conception de base :

### 4.5.1 Diamètre de la colonne ballastée ( $D$ ) :

L'installation de colonnes dans les sols cohésives est essentiellement un processus d'auto-compensation avec l'idée de base : plus le sol est meuble, plus le diamètre de la colonne est grande.

En raison du déplacement latéral des ballastes pendant les vibrations / perçage, le diamètre final du trou est toujours supérieur au diamètre initial de la sonde, il est en fonction du type de sol, de sa résistance au cisaillement, de la taille des graviers, des caractéristiques de la sonde vibrante utilisé et la méthode de construction.

Le diamètre approximatif de la colonne dans le champ peut être déterminé à partir du volume connu de matériau compacté pour remplir le trou, de la longueur et des densités minimales de la pierre. Nayak a donné un diagramme pour corrélérer le diamètre de la colonne et la résistance au cisaillement non drainée du sol, comme illustré dans la figure 4.4. Le diamètre obtenu est le diamètre nominal à considérer dans la conception.[8, 12]

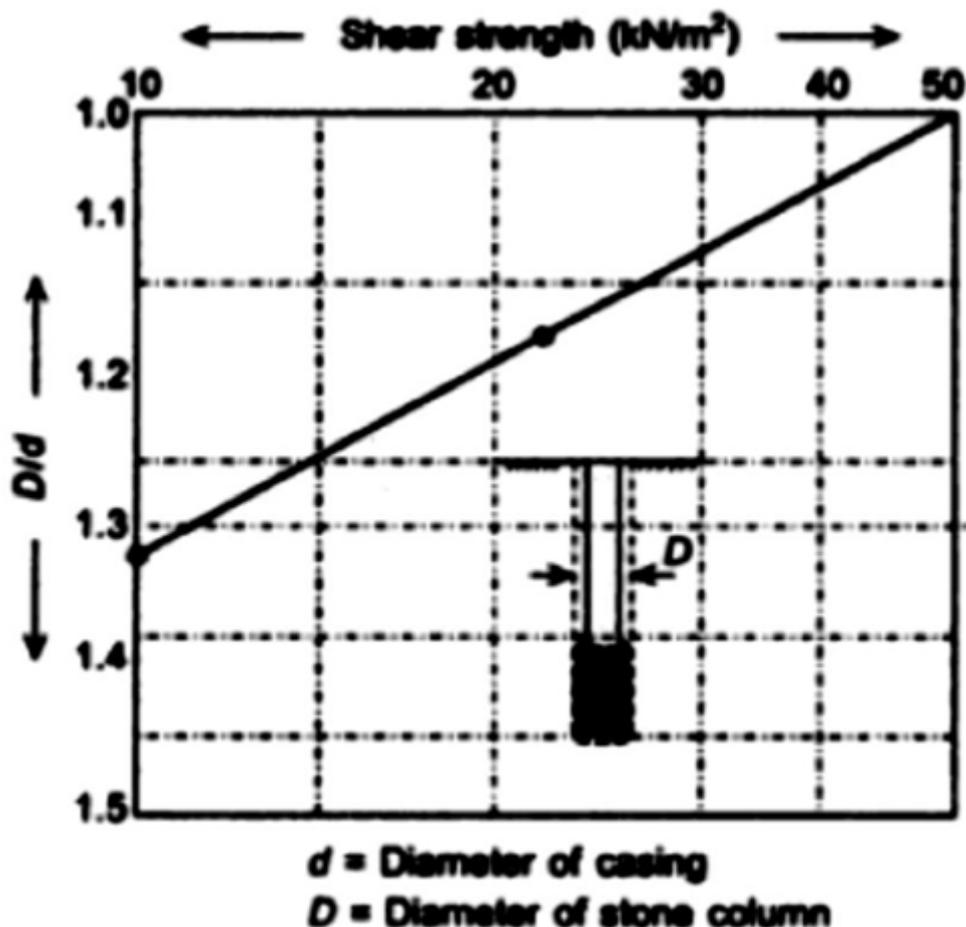


FIGURE 4.4: Résistance au cisaillement du sol par rapport au diamètre de la colonne ballastée

#### 4.5.2 Profondeur de la colonne ballastée :

La colonne est installée sous les fondations jusqu'à la profondeur des strates compressibles dans la zone d'influence dans le sous-sol. En plus de supporter les charges verticales, les colonnes fonctionnent comme voie de drainage pour dissiper la pression excessive de l'eau des pores, et par conséquent, accélérer le taux de consolidation.

#### 4.5.3 Maille et Espacement :

La conception des colonnes devrait être spécifique au site et aucune directive précise ne peut être donnée sur l'espacement maximal et minimal des colonnes. Cependant, l'espacement des colonnes peut varier en fonction des conditions du site, du cycle de chargement, des facteurs de colonne, de la technique d'installation.

Les colonnes en pierre doivent être installées de préférence dans un arrangement hexagonal qui donne l'emballage le plus dense bien qu'un arrangement carré le quel également utilisé. Une disposition typique est illustrée ci-dessous.[7, 8, 9]

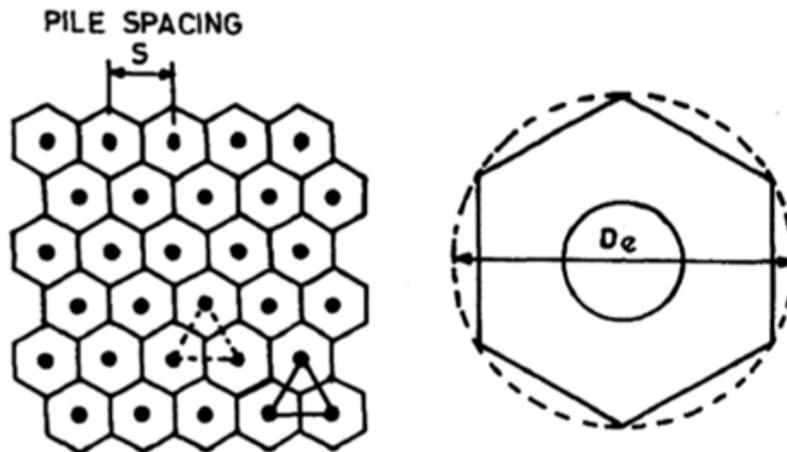


FIGURE 4.5: Maillage hexagonal

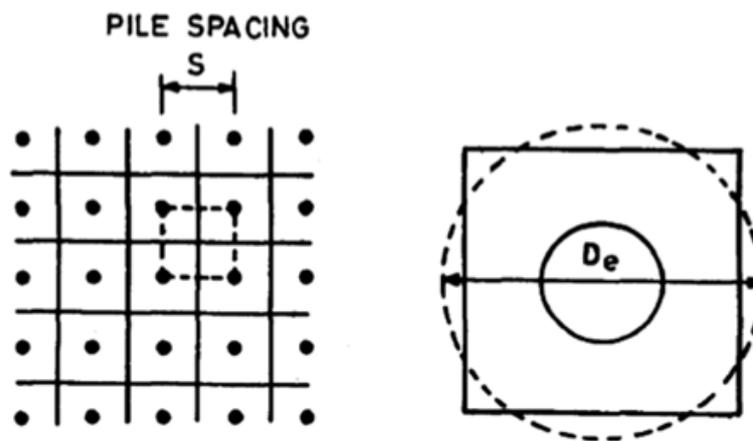


FIGURE 4.6: Maillage carré

Pour les grands projets, il est souhaitable de procéder à des essais sur le terrain pour déterminer l'espacement et le maillage le plus optimal des colonnes en tenant compte de la capacité de support requise du sol et du tassement admissible de la fondation.

#### 4.5.4 Diamètre équivalent :

La zone tributaire du sol entourant chaque colonne forme un hexagone régulier autour de la colonne. Il peut être étroitement approché par une zone circulaire équivalente ayant la même surface totale.[7, 8, 12]

Le cercle équivalent a un diamètre effectif ( $D_e$ ) qui est donné par :

pour un maillage hexagonale :  $D_e = 1.05 S$

pour un maillage carré :  $D_e = 1.13 S$

Avec :  $S$  = Espacement entre les colonnes ballastées.

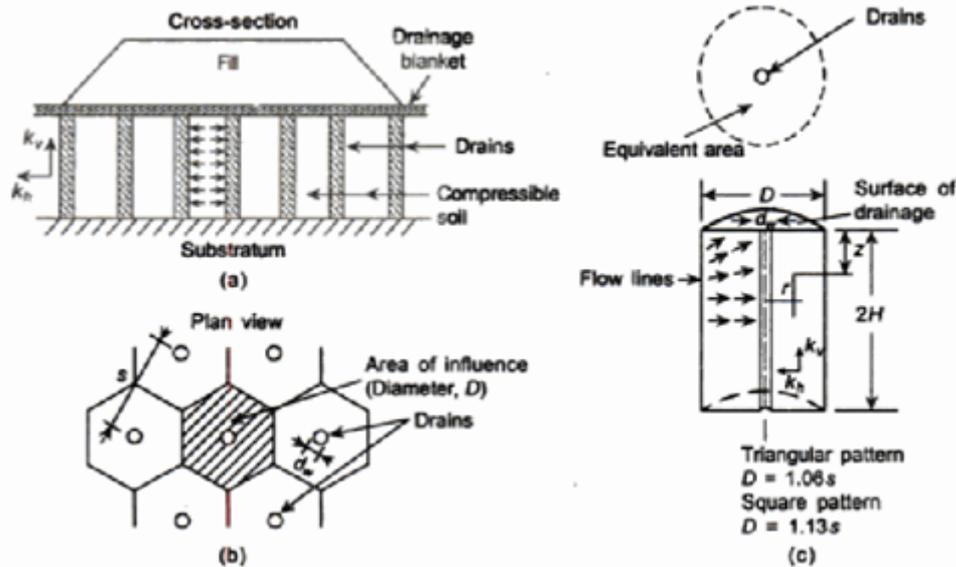


FIGURE 4.7: Maillage et caractéristiques des colonnes.

Le cylindre équivalent résultant d'un sol composite avec un diamètre ( $D_e$ ) entourant le sol tributaire et une seule colonne est connu sous le nom de cellule unitaire.

#### 4.5.5 Rapport de remplacement ( $a_s$ ) :

Pour une analyse de la stabilité du tassement, le sol composite représentant une surface chargée infiniment large peut être modélisé comme une cellule unitaire comprenant la colonne et le sol tributaire. Pour quantifier la quantité de sol remplacée par la pierre, le terme rapport de remplacement  $a_s$  est donné par : [7, 8]

$$a_s = \frac{A_s}{A} = \frac{A_s}{A_s + A_g} \quad (4.2)$$

Avec :

$A_s$  = Aire de colonne ballastée.

$A_g$  = Aire du sol tributaire à la colonne.

$A$  = Aire totale de cellule unitaire.

Le rapport de remplacement de surface peut également être exprimé comme suit :

$$a_s = 0.907 \left( \frac{D}{S} \right)^2 \quad (4.3)$$

Où, la constante 0.907 est en fonction du maille utilisé qui, dans ce cas, est le hexagonale couramment utilisé.

#### 4.5.6 Facteur de concentration de contraintes (n) :

La concentration de contraintes se produit sur la colonne car elle est considérablement plus rigide que le sol environnant, Alors les contraintes dans les colonnes ballastées plus rigides devrait être supérieur au contraintes appliquées dans le sol environnant.

Le facteur de concentration de contrainte, due aux charges appliquées à l'extérieur, est défini comme le rapport de la contrainte moyenne dans la colonne ( $\sigma_s$ ) et la contrainte dans le sol dans la cellule unitaire ( $\sigma_g$ ). [8, 12]

La valeur de (n) se situe généralement entre 2,5 et 5 à la surface du sol. Le facteur de concentration de contrainte (n) augmente avec le temps de consolidation et diminue selon la longueur de la colonne.

$$n = \frac{\sigma_s}{\sigma_g} \quad (4.4)$$

#### 4.5.7 La capacité portante de la colonne ballastée :

Il n'y a pas de procédure théorique pour prédire l'amélioration obtenue, il est donc habituel de supposer que les charges de fondations ne sont portées que par les différentes colonnes ballastées sans contribution du sol intermédiaire car les colonnes sont plus d'environ 10 fois plus rigides que le sol environnant.

Une formule approximative pour la charge admissible  $q_a$  des colonnes est donnée par Hughes et al. (1975). [8, 10, 11]

$$q_a = K_p \left( \frac{4c + \sigma_r}{FS} \right) \quad (4.5)$$

Avec :

$$K_p = \tan^2 (45 + \varphi/2).$$

$\varphi$  = Angle de frottement interne des ballast.

$c$  = Soit une cohésion drainée (suggérée pour un petit espacement des colonnes).

$\sigma_r$  = Contrainte radiale effective mesurée par un pressiomètre (mais peut utiliser  $\sigma_r = 2*c$  si les données du pressiomètre ne sont pas disponibles).

$FS$  = Facteur de sécurité, environ 1,5 to 2.

La charge admissible  $P_a$  sur la colonne ballastée de section transversale moyenne est :

$$P_a = q_a \cdot A_c \quad (4.6)$$

Avec :

$$A_c = 0.7854 \cdot D_{col}^2 \quad (4.7)$$

#### 4.5.8 Mode de rupture d'une colonne de ballast :

*En couche molle homogène :*

Le mécanisme de rupture d'une seule colonne chargée sur sa surface dépend de manière significative de la longueur de la colonne. Pour les colonnes ayant une longueur supérieure à sa longueur critique (soit environ 4 fois le diamètre de la colonne) et du fait qu'il soit

porteur ou flottant, il ya une rupture par expansion latérale (figure 4.8).

Cependant, une colonne plus courte que la longueur critique est susceptible de rompre par rupture par cisaillement généralisé (une rupture rare) si elle porte sur une base rigide.[10]

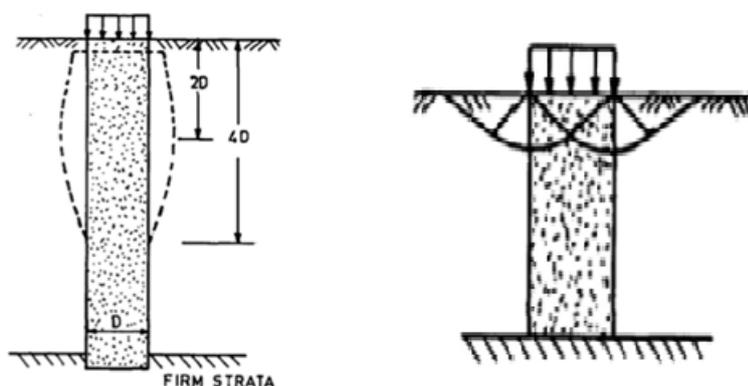


FIGURE 4.8: Rupture par expansion latérale et par cisaillement généralisé

Enfin, par une rupture par poinçonnement s'il s'agit d'une colonne flottante comme indiqué sur la figure 4.9.[10]

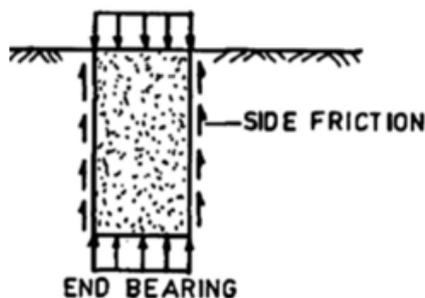


FIGURE 4.9: Rupture par poinçonnement

***En sol cohésif non homogène :***

Chaque fois que l'intercalation du sable et de l'argile se produit, et si la couche de sable est assez épaisse par rapport à la taille de la zone chargée, le compactage général réalisé par l'installation des colonnes ballastées peut fournir une rigidité adéquate pour disperser efficacement les contraintes appliquées en contrôlant ainsi le tassement de la couche faible. Lorsque l'argile est présente sous la forme de lentilles et si le rapport de l'épaisseur de la lentille au diamètre du ballast de la colonne est inférieur ou égal à 1, le tassement dû à la présence de lentilles peut être insignifiant.

Dans les sols mixtes, la rupture des colonnes doit être contrôlé à la fois pour les sols principalement sableux et le sol argileux, la valeur a retenir est la plus faibles des deux valeurs calculées.

## 4.6 conclusion :

Cette méthode ont été largement utilisées car elle est le choix le plus efficace et économique dans de nombreuses situations, à condition que la répartition granulométrique des sols à améliorer se situe dans la gamme de cette technique.

Les colonnes ballastées sont réalisées pour traiter les problèmes de tassement des couches compressibles par :

1. la densification des sols in situ.
2. l'augmentation des pressions latéral in situ.
3. le renforcement de la masse du sol avec des colonnes plus rigides.
4. Augmentation du drainage d'excès de pressions d'eau des pores causées par les tremblement de terre des sols in situ.

Les colonnes ballastées constituent une bonne technique d'amélioration des sols en place car elle a connu un grand développement lié aux performances et aux procédés de réalisation, ce qui facilite les travaux sur site.

Le rendement élevé des colonnes ballastées est bien adaptées aux traitements anti-liquéfaction des sols en apportant des effets combinés de drainage et d'amélioration de la résistance au cisaillement du sol renforcé.

Deuxième partie

Application

Chapitre 05 :

Application

# Chapitre 5

## Application

### 5.1 Introduction :

Le but de ce chapitre est d'appliquer les différentes méthodes d'évaluation de potentiel de liquéfaction pour un site par des essais in situ en prenant en compte les divers critères de susceptibilité à liquéfaction et les conditions de l'initiation de ce phénomène qui ont été évoquée dans les chapitres précédents.

Les différents résultats obtenus sont présentés sous forme des tableaux et des graphes basés sur des calculs qui ont été effectués à partir des résultats de l'essai SPT en utilisant 7 sondages.

Une analyse a été effectuée aussi pour déterminer les caractéristiques du sol pour connaître la répartition des différentes couches géologiques qui vont servir à trouver des résultats fiables pour juger si ce site est sensible à la liquéfaction et par la suite prendre la décision s'il faut passer par un traitement pour améliorer notre site.

### 5.2 Les caractéristiques des couches du sol :

Les résultats des sondages ont permis de faire la répartition des couches résumée dans le tableau suivant :

TABLE 5.1: Les valeurs du sondage d'un site à Mostaganem.

N° du sondage	Z (m)	$\gamma$ (kPa)	Profondeur de nappe (m)	surcharge en surface (kPa)	NSPT	FC (%) - extrême	FC (%)
SC2-1	3.0	17	0.7	61.0	5	5	5<FC<35
SC2-1	6.0	17	0.7	61.0	12	5	5<FC<35
SC2-1	9.4	17	0.7	61.0	9	35	>35
SC2-1	12.0	19	0.7	61.0	27	35	>35
SC2-1	15.0	19	0.7	61.0	7	35	>35
SC2-1	18.0	20	0.7	61.0	16	35	>35
SC2-1	21.0	20	0.7	61.0	74	35	>35
SC2-2	3.0	17	1.0	55.0	15	5	5<FC<35
SC2-2	7.0	17	1.0	55.0	5	5	5<FC<35
SC2-2	9.0	17	1.0	55.0	12	5	5<FC<35
SC2-2	12.0	19	1.0	55.0	12	35	>35
SC2-2	15.0	19	1.0	55.0	23	35	>35
SC2-2	18.0	19	1.0	55.0	17	35	>35
SC2-2	20.7	20	1.0	55.0	50	35	>35
SC2-3	3.5	17	0.9	56.0	14	5	5<FC<35
SC2-3	6.0	17	0.9	56.0	11	5	5<FC<35
SC2-3	9.0	17	0.9	56.0	11	5	5<FC<35
SC2-3	12.0	19	0.9	56.0	14	35	>35
SC2-3	15.0	19	0.9	56.0	10	35	>35
SC2-3	18.0	19	0.9	56.0	15	35	>35
SC2-4	3.0	17	0.4	67.0	6	5	5<FC<35
SC2-4	7.3	17	0.4	67.0	12	5	5<FC<35
SC2-4	9.0	17	0.4	67.0	12	35	>35
SC2-4	12.0	19	0.4	67.0	11	35	>35
SC2-4	15.0	19	0.4	67.0	14	35	>35
SC2-4	18.0	19	0.4	67.0	11	35	>35
SC2-5	3.2	17	0.3	68.0	11	5	5<FC<35
SC2-5	6.0	17	0.3	68.0	18	5	5<FC<35
SC2-5	9.0	17	0.3	68.0	16	5	5<FC<35
SC2-5	12.0	19	0.3	68.0	12	35	>35
SC2-5	15.2	19	0.3	68.0	7	35	>35
SC2-5	18.0	20	0.3	68.0	15	35	>35
SC2-6	3.0	17	0.9	10.0	11	5	5<FC<35
SC2-6	6.0	17	0.9	10.0	7	5	5<FC<35
SC2-6	9.4	17	0.9	10.0	14	5	5<FC<35
SC2-6	12.0	19	0.9	10.0	19	35	>35
SC2-6	15.0	20	0.9	10.0	12	35	>35
SC2-6	18.0	20	0.9	10.0	26	35	>35
SC2-7	3.0	17	0.8	58.0	9	5	5<FC<35
SC2-7	6.0	17	0.8	58.0	6	5	5<FC<35
SC2-7	9.4	17	0.8	58.0	14	5	5<FC<35
SC2-7	12.0	19	0.8	58.0	20	35	>35
SC2-7	15.0	19	0.8	58.0	9	35	>35
SC2-7	18.2	20	0.8	58.0	27	35	>35

### 5.3 Mesure du niveau de la nappe d'eau :

D'après les levés piézométriques du niveau de la nappe phréatique pour les sondages, on peut considérer que le niveau de la nappe d'eau coïncide avec la surface du sol.

Avec ces résultats, on peut dire que notre sol est totalement saturé, ce qui augmente le risque d'être liquéfiable.

### 5.4 Le calcul de contrainte :

Le calcul de contrainte totale se fait par :

$$\sigma_{tot}(i) = \gamma_{sol}(i).z(i) + \sigma_{tot}(i - 1) \quad (5.1)$$

Avec :

$\sigma_{tot}(i)$  : Contrainte totale à la profondeur  $z(i)$  [KPa].

$\gamma_{sol}$  : Poids volumique unitaire de la couche (i) [KN/m<sup>3</sup>].

$z(i)$  : Profondeur du calcul de la couche (i) [m].

En prend en considération que la contrainte totale en surface ( $z=0$ ) est égale à la surcharge de remblai, et que les valeurs de  $\gamma_{sol}$  (tableau 5.2) ont été tirées à partir du graphe suivant qui est basé sur les valeurs de sondage du tableau 5.1.

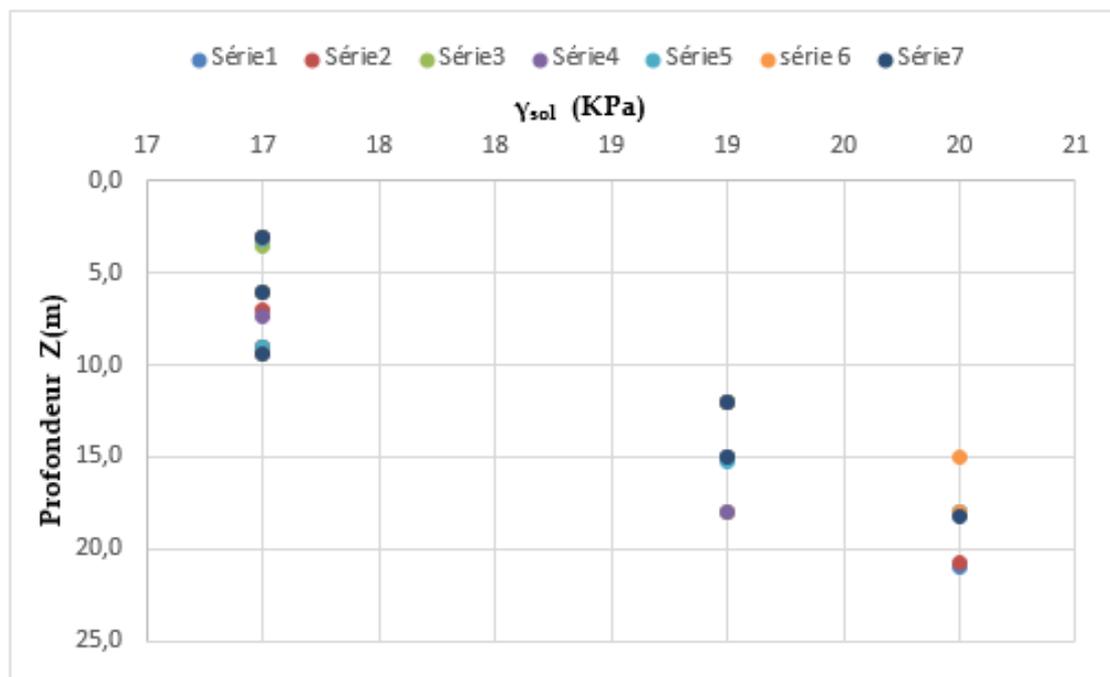


FIGURE 5.1: Diagramme de  $\gamma_{sol}$  en fonction de  $z$ .

Après une projection avec un pas de 1m à partir de la surface du sol, on trouve les valeurs suivantes pour  $\gamma_{sol}$  résumées dans le tableau suivant :

TABLE 5.2: Les valeurs de  $\gamma_{sol}$  pour les différentes couche du sol

<b>z(m)</b>	<b>γsol (KN/m)</b>
<b>0</b>	<b>/</b>
<b>1</b>	<b>17</b>
<b>2</b>	<b>17</b>
<b>3</b>	<b>17</b>
<b>4</b>	<b>17</b>
<b>5</b>	<b>17</b>
<b>6</b>	<b>17</b>
<b>7</b>	<b>17</b>
<b>8</b>	<b>17</b>
<b>9</b>	<b>17</b>
<b>10</b>	<b>17</b>
<b>11</b>	<b>17</b>
<b>12</b>	<b>19</b>
<b>13</b>	<b>19</b>
<b>14</b>	<b>19</b>
<b>15</b>	<b>19</b>
<b>16</b>	<b>19</b>
<b>17</b>	<b>19</b>
<b>18</b>	<b>20</b>
<b>19</b>	<b>20</b>
<b>20</b>	<b>20</b>

Le calcul de contrainte effective se fait par :

$$\sigma_{eff}(i) = \sigma_{tot}(i) - u(i) \quad (5.2)$$

Avec :

$\sigma_{eff}(i)$  : Contrainte effective à la profondeur  $z$  [ $KPa$ ].

$u$  : la pression d'eau [ $KPa$ ], calculée selon :

$$u = z * g \quad (5.3)$$

tq :

$z$  : Profondeur de la mi-couche [ $m$ ].

$g$  : accélération de la pesanteur [ $m/s^2$ ].

Les résultats sont présentés dans le tableau 5.3

TABLE 5.3: Les valeurs de  $\sigma_{tot}$ ,  $u$  et  $\sigma_{eff}$  en fonction de  $z$ .

<b>z(m)</b>	<b>mi-couche</b>	<b><math>\sigma_{tot}</math> (KPa)</b>	<b>u (KPa)</b>	<b><math>\sigma_{eff}</math> (KPa)</b>
<b>0</b>	<b>0</b>	40	0	40
<b>1</b>	<b>0.5</b>	48.5	5	43.5
<b>2</b>	<b>1.5</b>	65.5	15	50.5
<b>3</b>	<b>2.5</b>	82.5	25	57.5
<b>4</b>	<b>3.5</b>	99.5	35	64.5
<b>5</b>	<b>4.5</b>	116.5	45	71.5
<b>6</b>	<b>5.5</b>	133.5	55	78.5
<b>7</b>	<b>6.5</b>	150.5	65	85.5
<b>8</b>	<b>7.5</b>	167.5	75	92.5
<b>9</b>	<b>8.5</b>	184.5	85	99.5
<b>10</b>	<b>9.5</b>	201.5	95	107
<b>11</b>	<b>10.5</b>	218.5	105	114
<b>12</b>	<b>11.5</b>	237.5	115	123
<b>13</b>	<b>12.5</b>	256.5	125	132
<b>14</b>	<b>13.5</b>	275.5	135	141
<b>15</b>	<b>14.5</b>	294.5	145	150
<b>16</b>	<b>15.5</b>	313.5	155	159
<b>17</b>	<b>16.5</b>	332.5	165	168
<b>18</b>	<b>17.5</b>	352.5	175	178
<b>19</b>	<b>18.5</b>	372.5	185	188
<b>20</b>	<b>19.5</b>	392.5	195	198

Les diagrammes des contraintes totales et effectives en fonction de profondeur sont les suivants :

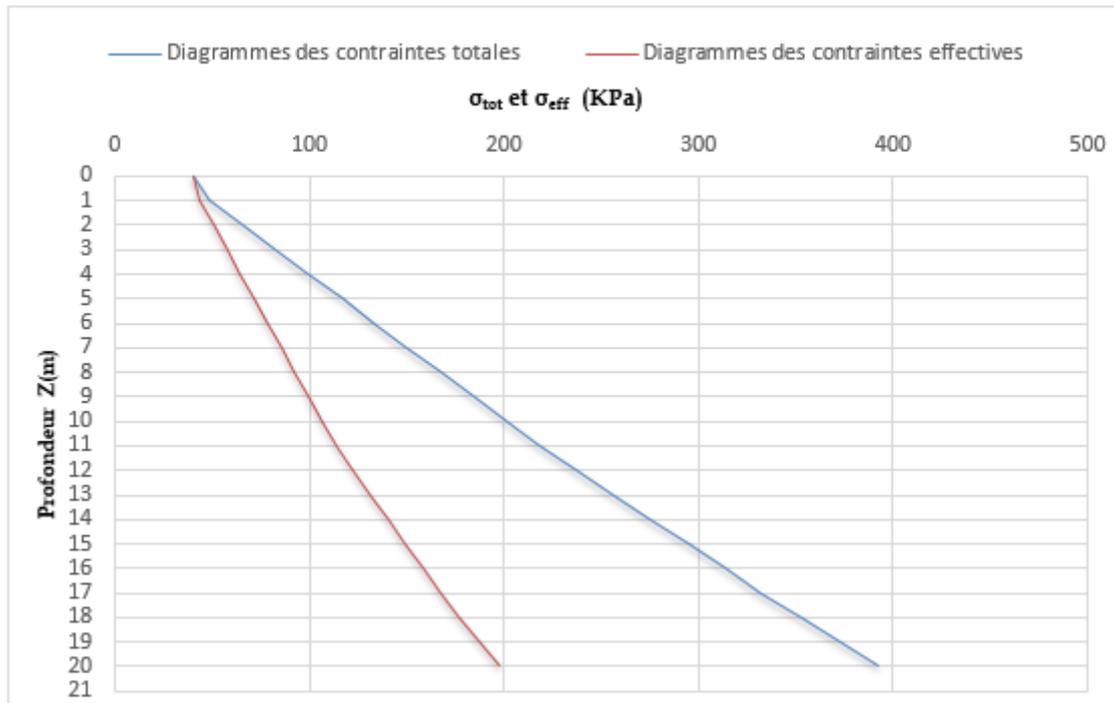


FIGURE 5.2: Diagramme de  $\sigma_{tot}$  et  $\sigma_{eff}$  en fonction de  $z$ .

*Commentaires et discussion des résultats :*

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

### 5.5 Le facteur de réduction de profondeur " $r_d$ " :

Comme on a vu dans le chapitre 2, l'approche de Idriss, nous propose l'équation suivante pour le calcul de  $r_d$  :

$$rd = exp(\alpha(z) + \beta(z)M) \tag{5.4}$$

Avec :

$$\alpha(z) = -1.012 - 1.126 \sin\left(\frac{z}{11.28} + 5.133\right)$$

$$\beta(z) = 0.106 + 0.118 \sin\left(\frac{z}{11.28} + 5.142\right)$$

$z$  : Profondeur où on veut calculer le facteur de réduction de profondeur  $r_d$ .

Les résultats de calcul de  $r_d$  sont représentés dans le tableau 5.4 :

TABLE 5.4: Les valeurs de  $r_d$  en fonction de  $z$ .

$z(\text{m})$	$\alpha(z)$	$\beta(z)$	(rd) Idriss
0	0.016	0.001	1.025
1	-0.027	-0.003	0.950
2	-0.077	-0.009	0.869
3	-0.134	-0.015	0.785
4	-0.197	-0.022	0.702
5	-0.266	-0.030	0.620
6	-0.341	-0.038	0.543
7	-0.420	-0.047	0.472
8	-0.504	-0.057	0.407
9	-0.591	-0.066	0.348
10	-0.682	-0.076	0.297
11	-0.775	-0.087	0.252
12	-0.869	-0.097	0.213
13	-0.965	-0.107	0.180
14	-1.061	-0.118	0.152
15	-1.156	-0.128	0.128
16	-1.251	-0.138	0.109
17	-1.344	-0.148	0.092
18	-1.434	-0.158	0.079
19	-1.522	-0.167	0.068
20	-1.605	-0.176	0.059

Le diagramme du facteur de réduction de profondeur pour ces sondages en fonction de  $z$  sont le suivant :

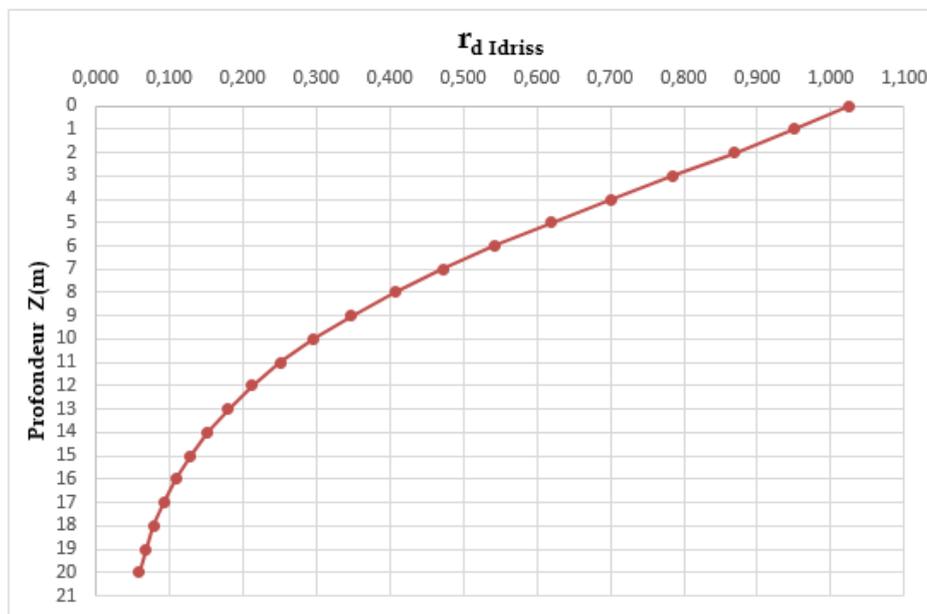


FIGURE 5.3: Diagramme de  $r_d$  en fonction de  $z$ .

**Commentaires et discussion des résultats :**

Le facteur de réduction " $r_d$ " varie linéairement au début jusqu'à un niveau  $z$  égale à 8m, contrairement à des profondeur plus grande la courbe suit une variation non linéaire, mais théoriquement, on suppose toujours que la valeur de  $r_d$  commence par 1 à partir de la surface du sol tout en diminuant avec la profondeur des couches.

### 5.6 Le rapport de la contrainte cyclique "CSR" :

Comme on a vu, en utilisant les formules proposées et les résultats du tableau 5.3 pour les valeurs des contraintes totales et effectives, et de tableau 5.4 pour les valeurs de  $r_d$ , on calcule les valeurs du CSR :

$$CSR = 0.65 \frac{(\tau_{max})_d}{\sigma_{eff}} = 0.65 \frac{\sigma_{tot}}{\sigma_{eff}} \frac{a_{max}}{g} r_d \tag{5.5}$$

Avec :

$CSR$  : Le rapport de contrainte cyclique.

$\sigma_{tot}$  : La contrainte verticale totale [KPa].

$\sigma_{eff}$  : 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 [ $m/s^2$ ].

$r_d$  : Le facteur de réduction de profondeur.

les résultats de calcul des valeurs du CSR sont résumés dans le tableau 5.5.

TABLE 5.5: Les valeurs de CSR selon l'approche de Idriss en fonction de profondeur  $z$ .

Z(m)	$(\tau_{max})_d$ (KPa) Idriss	CSR Idriss
0	16.4	/
1	18.426	0.275
2	22.764	0.293
3	25.913	0.293
4	27.925	0.281
5	28.910	0.263
6	29.013	0.240
7	28.399	0.216
8	27.238	0.191
9	25.690	0.168
10	23.899	0.146

11	21.985	0.126
12	20.217	0.107
13	18.443	0.091
14	16.728	0.077
15	15.116	0.066
16	13.633	0.056
17	12.293	0.048
18	11.133	0.041
19	10.109	0.035
20	9.218	0.030

Le diagramme du CSR en fonction de la profondeur  $z$  sont les suivants :

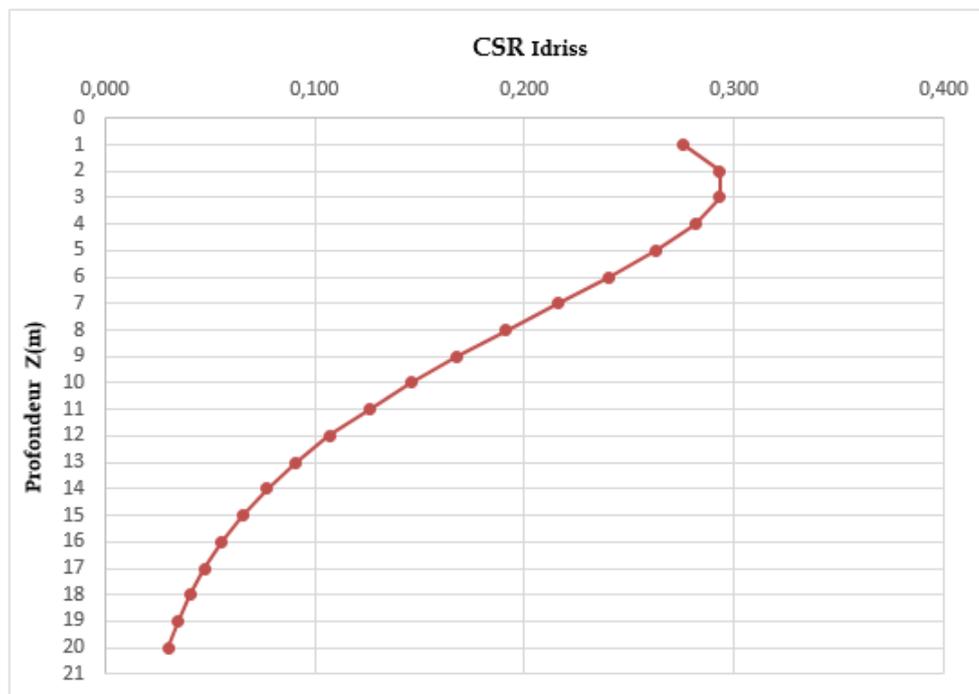


FIGURE 5.4: Diagramme du CSR en fonction de  $z$ .

*Commentaires et discussion des résultats :*

On remarque que grâce à l'augmentation du rapport des contraintes et le facteur de réduction de profondeur  $r_d$  proche de l'unité (près de la surface du sol), le rapport de la contrainte cyclique augmente pour les premiers mètres.

On voit aussi que allant en profondeur plus loin le CSR diminue et se stabilise au fur et à mesure qu'on descend, cela traduit par l'augmentation de la rigidité du sol avec la profondeur.

## 5.7 Calcul du nombre de coup "N" à partir de l'essai de pénétration standard SPT :

Pour être dans la sécurité, il faut trouver la courbe enveloppe du nombres minimaux du coups (N) à partir des valeurs des sondages du tableau 5.1.

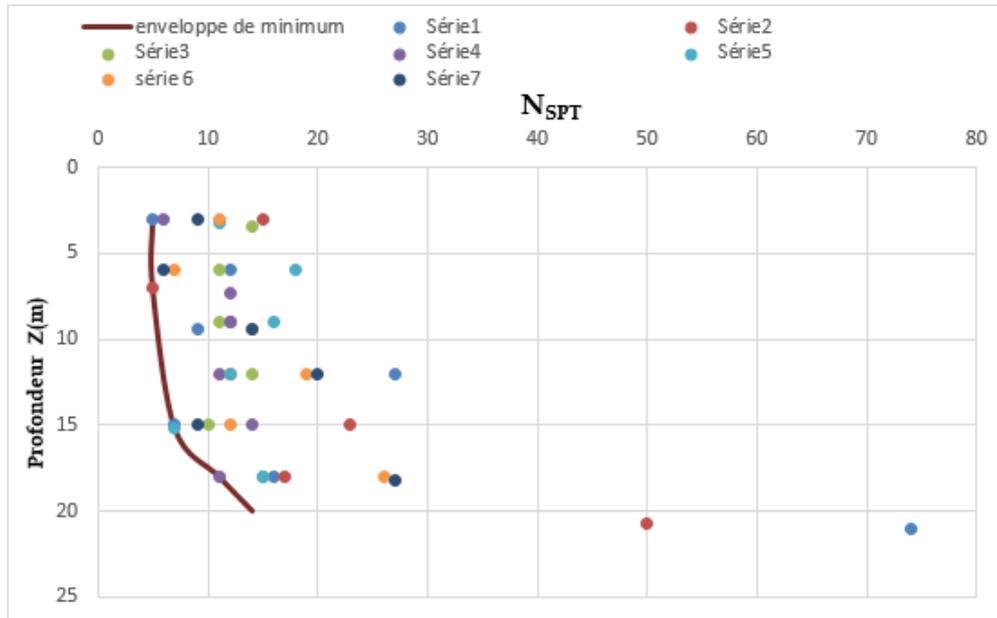


FIGURE 5.5: Diagramme de  $N_{SPT}$  à partir des résultats des sondages en fonction de  $z$ .

Et on a trouvé après une projection de la profondeur  $z$  sur l'enveloppe des minimums les valeurs suivantes de  $N$  :

TABLE 5.6: Les valeurs de  $N_{SPT}$  en fonction de  $z$ .

$z(m)$	Nombre de coup N-SPT
0	/
1	6
2	6
3	6
4	6
5	6
6	6
7	6
8	6
9	7
10	7
11	7
12	8
13	8
14	8
15	9
16	9
17	10
18	11
19	12
20	14

A partir du tableau 5.6, le diagramme du nombres minimaux des coups N est :

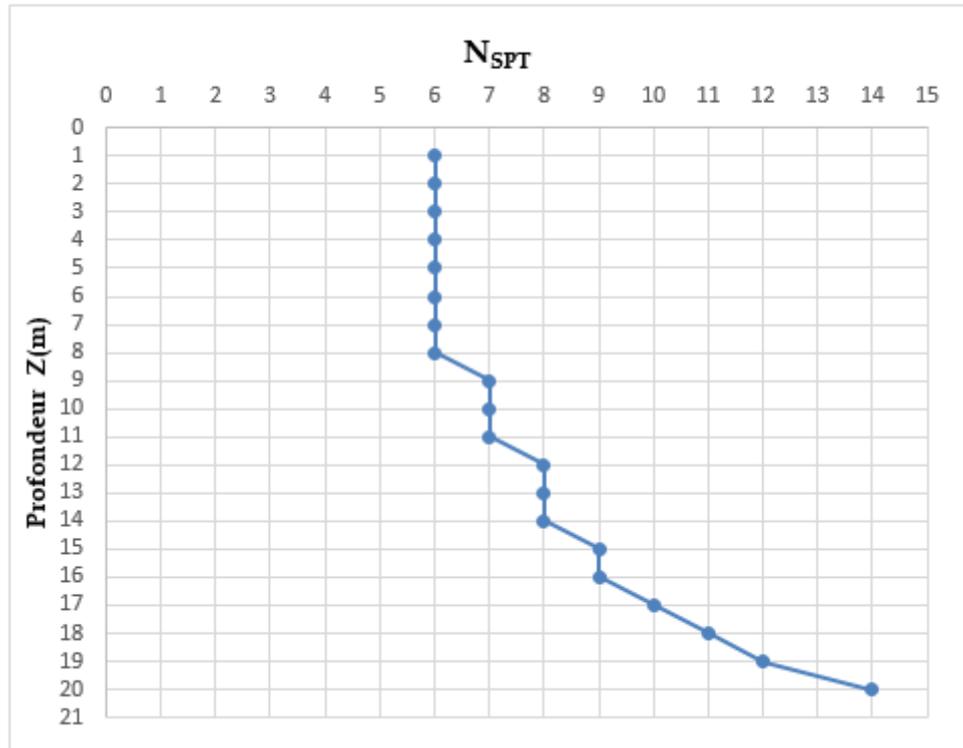


FIGURE 5.6: Diagramme du nombres minimaux des coups  $N_{SPT}$  en fonction de  $z$ .

*Commentaires et discussion des résultats :*

L'essais de pénétration standard "SPT" réalisé a permis de déterminer le nombre de coups non corrigé "N", ensuite on a tiré le nombre minimal de coups pour assurer la sécurité dans notre évaluation, ce qui est un paramètre clé dans la détermination du rapport de résistance cyclique "CRR".

On voit que les valeurs de "N" obtenues varient de 6 à 14. On peut dire déjà, d'après ces valeurs, qu'on a une faible résistance à la liquéfaction.

## 5.8 La correction du nombre des coups "N" :

Comme on a vu précédemment, des facteurs de correction supplémentaires peuvent être nécessaires pour parvenir à une valeur plus normalisée de N.

### 5.8.1 Les facteurs de correction du matériel :

Les facteurs  $C_E, C_B, C_R$  et  $C_S$  dépendent des équipements utilisés, alors il reste qu'à déterminer le facteur  $C_N$  qui est donnée par :

Selon Boulanger :

$$C_{N(Boulanger)} = \left(\frac{P_a}{\sigma_{eff}}\right)^m \tag{5.6}$$

Avec :

$$m = 0.784 - 0.521 * D_R$$

et :

$D_R$  : La densité relative qui correspond à la couche.

Selon Whitman :

$$C_{N(Whitman)} = \left(\frac{100}{\sigma_{eff}}\right)^{0.5} \quad (5.7)$$

Alors, le nombre de coups corrigé adopté dans le SPT est :

$$(N_1)_{60} = C_E C_B C_R C_S C_N N \quad (5.8)$$

Pour les valeurs des autres facteurs de correction, on a travaillé avec :

Le facteur de correction du rapport d'énergie :  $C_E=0,8$ .

Le facteur de correction pour le diamètre du forage :  $C_B=1,15$ .

Le facteur de correction pour la longueur de barre :  $C_R=0,8$ .

Le facteur de correction pour l'échantillonneur :  $C_S=1$ .

Les résultats de calcul pour trouver le nombre de coups corrigé adoptés se résument dans le tableau 5.7 :

TABLE 5.7: Les valeurs de  $N_{60(Boulangier)}$  et  $N_{60(Whitman)}$  en fonction de la profondeur  $z$ .

Z(m)	Dr	m	CN (boulangier)	(N) <sub>60</sub> (boulangier)	CN (whitman)	(N) <sub>60</sub> (whitman)
<b>0</b>						
<b>1</b>	0.125	0.719	1.695	7.485	1.443	6.374
<b>2</b>	0.17	0.695	1.364	6.023	1.250	5.520
<b>3</b>	0.17	0.695	1.168	5.157	1.118	4.937
<b>4</b>	0.17	0.695	1.029	4.543	1.021	4.507
<b>5</b>	0.165	0.698	0.924	4.080	0.945	4.173
<b>6</b>	0.165	0.698	0.842	3.717	0.884	3.903
<b>7</b>	0.165	0.698	0.775	3.424	0.833	3.680
<b>8</b>	0.165	0.698	0.720	3.181	0.791	3.491
<b>9</b>	0.17	0.695	0.675	3.477	0.754	3.883
<b>10</b>	0.17	0.695	0.635	3.273	0.722	3.718
<b>11</b>	0.17	0.695	0.601	3.096	0.693	3.572
<b>12</b>	0.17	0.695	0.567	3.340	0.665	3.917
<b>13</b>	0.17	0.695	0.538	3.166	0.640	3.769
<b>14</b>	0.17	0.695	0.512	3.013	0.618	3.638
<b>15</b>	0.17	0.695	0.489	3.237	0.598	3.959
<b>16</b>	0.165	0.698	0.467	3.091	0.579	3.837
<b>17</b>	0.165	0.698	0.448	3.297	0.563	4.140
<b>18</b>	0.165	0.698	0.430	3.482	0.546	4.423
<b>19</b>	0.165	0.698	0.414	3.655	0.531	4.694
<b>20</b>	0.165	0.698	0.399	4.111	0.518	5.335

### 5.8.2 Correction relative à l'influence du pourcentage des fines :

Les variations de  $(N_1)_{60}$  et  $\Delta(N_1)_{60}$  avec FC sont calculées via les équations suivantes :

$$(N_1)_{60cs} = (N_1)_{60} + \Delta(N_1)_{60} \quad (5.9)$$

Avec :

$$\Delta(N_1)_{60} = \exp(1.63 + \frac{9.7}{FC + 0.01} - (\frac{1.57}{FC + 0.01})^2) \quad (5.10)$$

FC (%) : Pourcentage de fine dans la couche considérée.

Les valeurs de FC(%) des différentes couches (tableau 5.8) ont été tirées à partir du graphe suivant qui est basé sur les valeurs du sondage du tableau 5.1 :

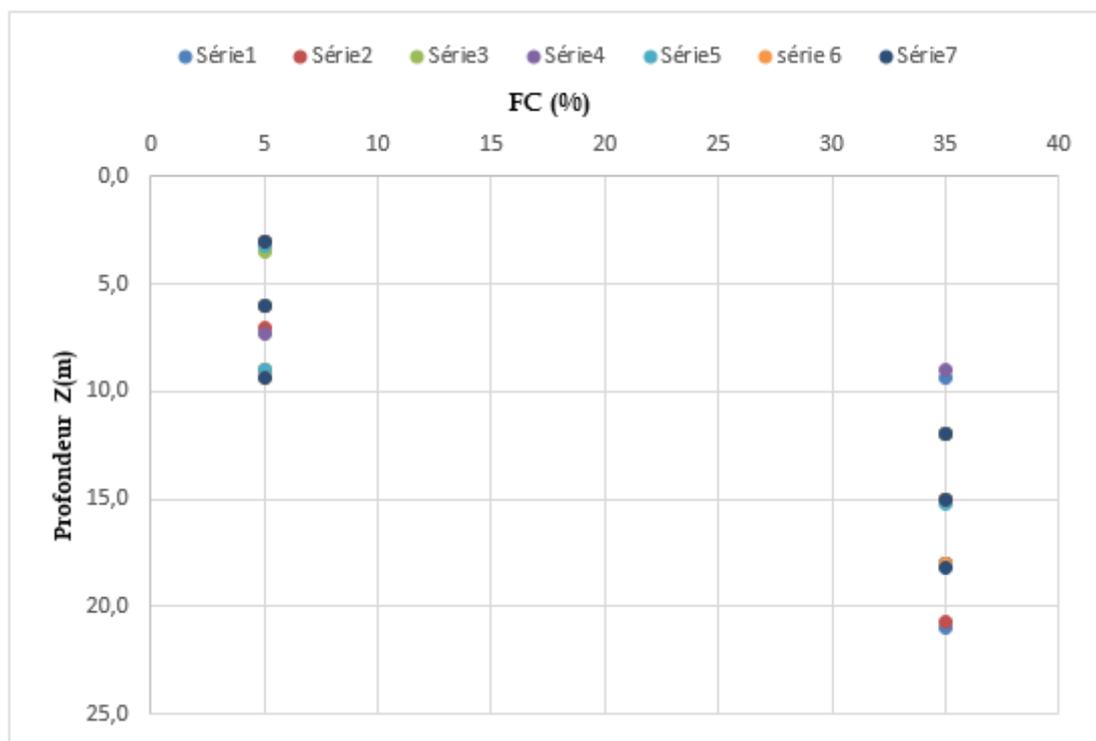


FIGURE 5.7: Diagramme de FC en fonction de z.

Les résultats du calcul pour trouver le nombre du coups corrigé ; en prenant en compte le pourcentage des fines ; sont données par le tableau 5.8 :

TABLE 5.8: Les valeurs de  $(N_1)_{60(Boulangier)}$  et  $(N_1)_{60(Whitman)}$  en fonction de la profondeur  $z$  après la correction du pourcentage des fines .

Z(m)	FC (%)	$\Delta(N_1)_{60}$	$(N)_{60cs}$ (whitman)	$(N)_{60cs}$ (boulangier)	$(N)_{60cs}$ (boulangier)	$(N)_{60cs}$ (whitman)
0						
1	5	1.922E-03	6.376	7.487	7	6
2	5	1.922E-03	5.522	6.025	6	5
3	5	1.922E-03	4.939	5.159	5	4
4	5	1.922E-03	4.509	4.545	4	4
5	5	1.922E-03	4.175	4.082	4	4
6	5	1.922E-03	3.905	3.719	3	3
7	5	1.922E-03	3.682	3.426	3	3
8	5	1.922E-03	3.493	3.183	3	3
9	5	1.922E-03	3.885	3.479	3	3
10	5	1.922E-03	3.720	3.275	3	3
11	35	5.507E+00	9.079	8.603	8	9
12	35	5.507E+00	9.423	8.846	8	9
13	35	5.507E+00	9.276	8.673	8	9
14	35	5.507E+00	9.144	8.520	8	9
15	35	5.507E+00	9.465	8.744	8	9
16	35	5.507E+00	9.344	8.598	8	9
17	35	5.507E+00	9.647	8.803	8	9
18	35	5.507E+00	9.930	8.988	8	9
19	35	5.507E+00	10.201	9.161	9	10
20	35	5.507E+00	10.842	9.618	9	10

Les diagrammes de  $(N_1)_{60cs}$  calculé selon Boulangier et Whitmann en fonction de la profondeur sont présentés dans la figure 5.8 :

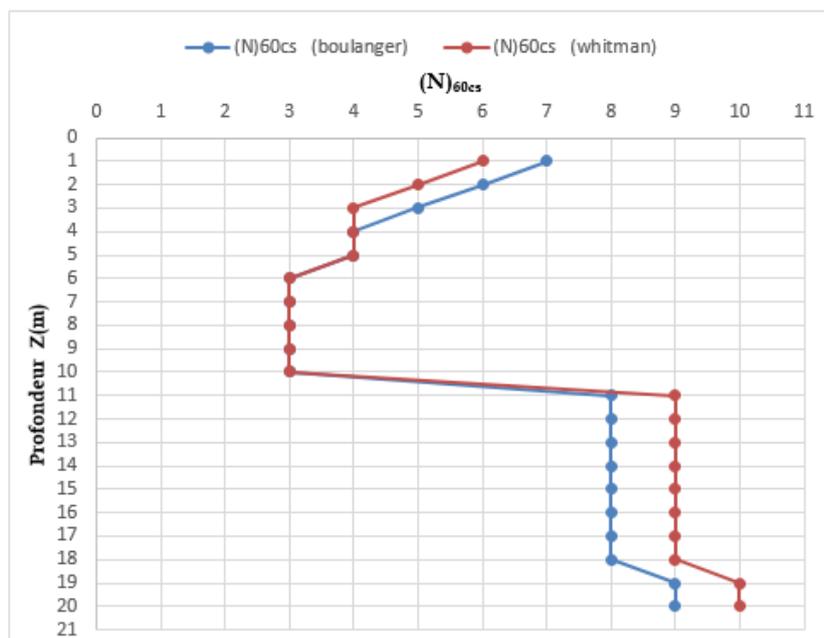


FIGURE 5.8: Diagramme de  $(N_1)_{60cs}$  en fonction de  $z$ .

**Commentaires et discussion des résultats :**

Pour avoir une valeur normalisée de N, une première correction faite par rapport aux équipements utilisés, avec une autre correction relative à l'influence de pourcentage des fines.

On constate que le pourcentage de fines (FC) compris entre 5% et 35%, alors on a gardé que les valeurs extrêmes, tout en restant sur l'idée que plus (FC) est élevé, plus l'influence des fines augmente, et plus la correction est importante.

**5.9 Calcul du rapport de résistance cyclique "CRR" :**

Après avoir effectué les corrections précitées, On peut calculer le CRR basé sur les résultats de l'essai SPT proposée par Idriss et Boulanger (2006) via l'équation suivante :

$$CRR_{7.5} = exp[\frac{(N_1)_{60cs}}{14.1} + (\frac{(N_1)_{60}}{126})^2 - (\frac{(N_1)_{60}}{23.6})^3 + (\frac{(N_1)_{60}}{25.4})^4 - 2.8] \quad (5.11)$$

**5.9.1 Calcul du "MSF" :**

Le facteur de correction de magnitude (MSF) est calculé par :

$$MSF = 6.9exp(\frac{-M}{4}) - 0.058 \quad (5.12)$$

Dans notre cas, on a fait l'étude pour un séisme de magnitude de M=7, ce qui nous donne :

$$MSF = 1.141$$

Ce résultat est utilisé pour calculer le CRR à M=7 par :

$$CRR_7 = MSF * CRR_{7.5} \quad (5.13)$$

Les résultats de calcul de CRR sont données par le tableau 5.9 :

TABLE 5.9: Les valeurs de CRR en fonction de z.

z(m)	CRR7.5 (boulanger)	CRR7.5 (whitman)	CRR7 (boulanger)	CRR7 (whitman)
0				
1	0.105	0.092	0.119	0.105
2	0.098	0.092	0.112	0.105
3	0.092	0.086	0.105	0.098
4	0.086	0.086	0.098	0.098
5	0.086	0.086	0.098	0.098
6	0.086	0.080	0.098	0.092
7	0.080	0.080	0.092	0.092
8	0.080	0.080	0.092	0.092
9	0.086	0.086	0.098	0.098
10	0.080	0.080	0.092	0.092

11	0.118	0.118	0.135	0.135
12	0.118	0.118	0.135	0.135
13	0.118	0.118	0.135	0.135
14	0.118	0.118	0.135	0.135
15	0.118	0.118	0.135	0.135
16	0.118	0.118	0.135	0.135
17	0.118	0.125	0.135	0.143
18	0.118	0.125	0.135	0.143
19	0.125	0.125	0.143	0.143
20	0.125	0.132	0.143	0.151

Les diagrammes des CRR en fonction de la profondeur sont présentés dans la figure 5.9

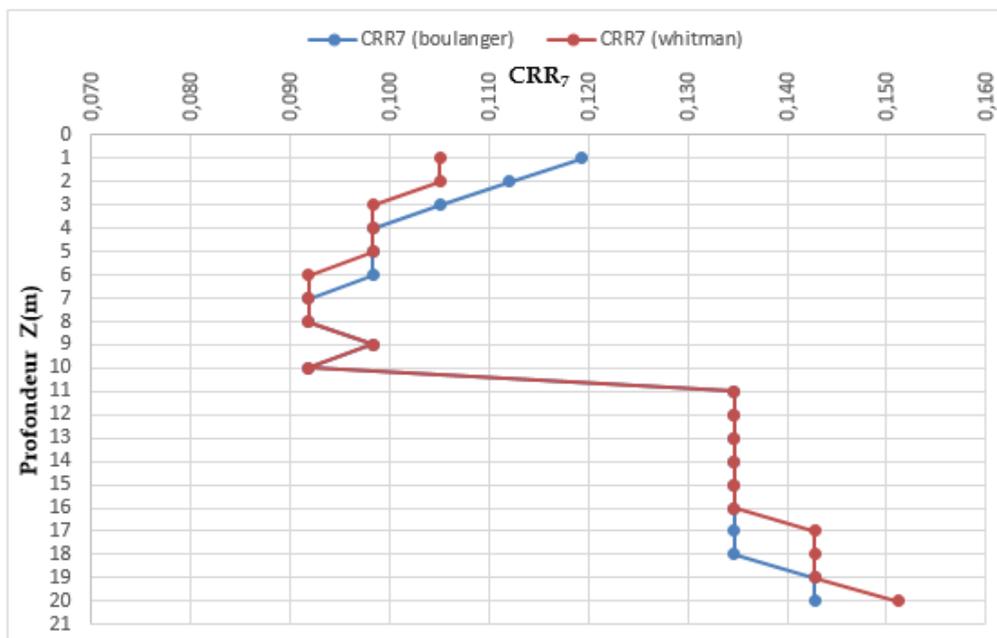


FIGURE 5.9: Diagramme de  $CRR_7$  en fonction de  $z$ .

#### Commentaires et discussion des résultats :

A l'aide du calcul de  $CRR_{7,5}$ , basé sur les résultats de l'essai SPT proposée par Idriss et Boulanger, on a calculé le  $CRR_7$  avec deux méthodes (méthode de boulanger et méthode de Whitman).

On remarque une variation identique des deux graphes pour les deux méthodes de calcul pour Boulanger et Whitman, on remarque aussi une diminution de la valeur de  $CRR_7$  pour les deux méthodes jusqu'à le niveau de 10m, puis il augmente pour atteindre à nouveau une valeur maximale à 20m.

### 5.10 Calcul du facteur de sécurité vis-à-vis de la liquéfaction "FS" :

Passant maintenant au calcul du facteur de sécurité FS qui va nous permettre de savoir si le sol est susceptible à la liquéfaction, en utilisant les formules :

Selon Boulanger :

$$FS = \frac{CRR_{(boulanger)}}{CSR_{Idriss}} \quad (5.14)$$

Selon Whitman :

$$FS = \frac{CRR_{(Whitman)}}{CSR_{Idriss}} \quad (5.15)$$

Les résultats de calcul et les observations sont données dans le tableau 5.10 :

TABLE 5.10: Les valeurs de  $FS$  en fonction de  $z$ .

<b>z(m)</b>	<b>FS</b>	<b>FS</b>	<b>Observation</b>
<b>0</b>			
<b>1</b>	<b>0.381</b>	<b>0.433</b>	Liquéfaction
<b>2</b>	<b>0.358</b>	<b>0.382</b>	Liquéfaction
<b>3</b>	<b>0.336</b>	<b>0.359</b>	Liquéfaction
<b>4</b>	<b>0.349</b>	<b>0.349</b>	Liquéfaction
<b>5</b>	<b>0.374</b>	<b>0.374</b>	Liquéfaction
<b>6</b>	<b>0.382</b>	<b>0.409</b>	Liquéfaction
<b>7</b>	<b>0.425</b>	<b>0.425</b>	Liquéfaction
<b>8</b>	<b>0.480</b>	<b>0.480</b>	Liquéfaction
<b>9</b>	<b>0.586</b>	<b>0.586</b>	Liquéfaction
<b>10</b>	<b>0.630</b>	<b>0.630</b>	Liquéfaction
<b>11</b>	<b>1.070</b>	<b>1.070</b>	Liquéfaction
<b>12</b>	1.256	1.256	Pas de liquéfaction
<b>13</b>	1.478	1.478	Pas de liquéfaction
<b>14</b>	1.741	1.741	Pas de liquéfaction
<b>15</b>	2.050	2.050	Pas de liquéfaction
<b>16</b>	2.410	2.410	Pas de liquéfaction
<b>17</b>	2.993	2.824	Pas de liquéfaction
<b>18</b>	3.502	3.304	Pas de liquéfaction
<b>19</b>	4.074	4.074	Pas de liquéfaction
<b>20</b>	4.982	4.707	Pas de liquéfaction

Les résultats du tableau précédent nous donnent le diagrammes des FS en fonction de la profondeur :

*Commentaires et discussion des résultats :*

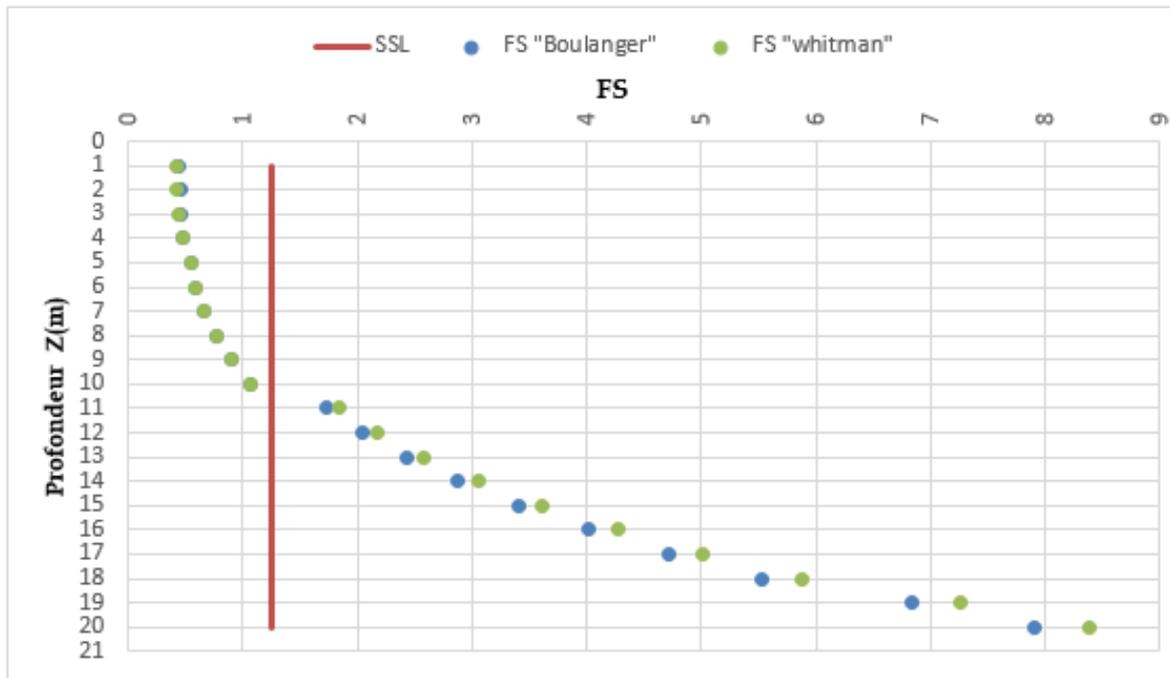


FIGURE 5.10: Diagramme de  $FS$  en fonction de  $z$ .

Après avoir tracé le graphe de  $FS$ , on peut juger s'il y a un risque de liquéfaction. On a fixé  $FS=1,25$  (Ce qui est présenté par le SSL) on peut dire que la liquéfaction peut se produire si  $FS < 1,25$ , mais dans le cas contraire (si  $FS \geq 1,25$ ), on peut dire alors, qu'il n'y a pas de risque et le sol est résistant à la liquéfaction. .

On remarque que notre site est liquéfiable pour presque la totalité des 11 premiers mètres, ce qui est confirmé par le graphe de  $FS$ .

## 5.11 Calcul de l'indice de potentiel de liquéfaction "LPI" :

Enfin, une dernière étape de notre étude est de calculer L'indice de potentiel de liquéfaction (LPI) qui quantifie la gravité de la liquéfaction :

$$LPI = \sum_{i=1}^n w_i F_i H_i \quad (5.16)$$

Avec :

$$F_i = 1,25 - FS_i ; \text{ pour } FS_i \leq 1,25$$

$$F_i = 0 ; \text{ pour } FS_i > 1,25$$

Et :

$H_i$  : L'épaisseur des couches de sol discrétisées.

$n$  : Le nombre des couches.

$F_i$  : La gravité de la liquéfaction pour la  $i$ -ième couche.

$FS_i$  : Le facteur de sécurité pour la  $i$ -ième couche.

$w_i$  : Le facteur de pondération ( $w_i = 10 - 0.5 * z_i$ ).

$z_i$  : La profondeur de la i-ième couche (m).

*On a trouvé une valeur de  $LPI = 58.434 > 15$  alors, d'après le tableau d'Iwasaki, on peut dire que le niveau de gravité de la liquéfaction de notre site est très haute.*

## 5.12 Conclusion :

Dans cette application, l'objectif était de déterminer le potentiel de liquéfaction du site.

La première étape de cette étude était de déterminer la profondeur de la nappe d'eau, « On a considéré que la nappe se trouve directement avec le niveau de la surface du sol ». Ce que nous conduit à dire que le sol est totalement saturé, alors la liquéfaction peut bien avoir lieu dans ce site.

Le risque de liquéfaction qui se manifeste par une perte de résistance au cisaillement du sol support devient donc un élément critique dans la démarche de la conception de notre ouvrage. Pour la détermination de cette résistance, on a procédé par la méthode d'essai de pénétration standard "SPT" décrite et détaillée au chapitre 2.

Ensuite, en se basant sur les résultats du sondage, on a calculé les contraintes totales et effectives puis la pression interstitielle d'eau et le facteur de réduction de profondeur pour la détermination du rapport de contrainte cyclique "CSR".

Après, on a calculé la valeur du nombre du coup  $N$  corrigé en utilisant les résultats des essais "SPT" avec les corrections nécessaires en utilisant les facteurs de correction qui correspondent aux conditions d'essai, au matériel utilisé et à la fraction des fines que contient le sol pour obtenir des valeurs normalisées de " $N$ ". Ces valeurs permettent de calculer le rapport de résistance cyclique "CRR".

Enfin, à l'aide des valeurs de « CSR » et « CRR », on détermine le facteur de sécurité vis-à-vis de la liquéfaction "FS". Les résultats de cette application montrent que jusqu'à une profondeur de 11m les couches du sol ont un "FS" inférieur à 1,25. Ce qui confirme l'existence d'une liquéfaction du site. Aussi on a trouvé une grande valeur d'indice de potentiel de liquéfaction qui indique une gravité très haute de cette liquéfaction.

# Conclusion Générale

Ce mémoire de fin d'études a eu pour objectif de répondre à la question de recherche, « comment évaluer le risque de liquéfaction pour un site donné ? ». Pour arriver à répondre à cette question, on doit passer par une étude théorique qui va nous résumer toutes les méthodes de calcul les plus fiables.

Après, on a choisi la méthode qui utilise les données de test SPT « standard penetration test » pour étudier notre cas et de déterminer s'il y a un risque de liquéfaction afin de construire un ouvrage sans aucun risque d'effondrement ou de rupture totale ou partielle.

Passant par des tests pour connaître les caractéristiques qui concernent le site à étudier, et suivant les règlements exigés dans la méthode de calcul, on a estimé toutes les facteurs qui seront incluses dans la détermination de la susceptibilité de notre sol à la liquéfaction.

En suivant les étapes de calcul, on a trouvé que le site risque de se liquéfier dans les premiers 10m à partir de la surface. Cela nous oblige à penser à faire des interventions et des traitements pour qu'on puisse construire en toute sécurité.

Parmi les méthodes du traitement du sol existantes, on recommande de faire une consolidation à notre site à l'aide des colonnes ballastées qui sont disposées suivant un maillage régulier avec un matelas de répartition des contraintes, permettent d'homogénéiser et de diminuer l'amplitude globale des tassements sous la structure afin de construire en toute sécurité.

# Bibliographie

- [1] R. W. Boulanger I. M. IDRIS. *Soil liquefaction during earthquakes*. Second monograph series, Engineering monographs on miscellaneous earthquake engineering topics, MNO-12. Earthquake engineering research institute (EERI), 2008. ISBN : 978-1-932884-36-4.
- [2] K. KUMAR. *Basic geotechnical earthquake engineering*. New age international, 2008. ISBN : 978-81-224-2620-5.
- [3] S. L. KRAMER. *Geotechnical earthquake engineering*. 1<sup>st</sup>. International Series in Civil Engineering and Engineering Mechanics. Prentice Hall Upper Saddle River, New Jersey, 1996. ISBN : 0-13-374943-6.
- [4] K. Been M. JEFFERIES. *Soil liquefaction, A critical state approach*. Taylor Francis e-Library, 2006. ISBN : 0-419-16170-8.
- [5] T. Arakawa IWASAKI T. Kimata et K. TOKIDA. « Estimation procedure of liquefaction potential and its application to earthquake resistant design ». In : 651 (1983), p. 239.
- [6] Jagabandhu DIXIT, DM DEWAIKAR et JANGID. « Assessment of liquefaction potential index for Mumbai city ». In : *Natural Hazards and Earth System Sciences* 12.9 (2012), p. 2759–2768.
- [7] I. ZIGHMI. « Etude numérique de l'influence des paramètres géotechniques sur le comportement des sols renforcés par colonnes ballastées ». Mém.de mast. Université Mouloud Maameri de Tizi Ouzou, 2011.
- [8] S. PATHARIYA. « Stone column: theory applications ». Mém.de mast. Dharmsinh Desai University, India, 2010.
- [9] A. MANTELIER. « Etude et conduite de travaux en renforcement de sol ». Mém.de mast. Ecole d'ingénieurs de l'Université Grenoble Alpes (UGA), 2010.
- [10] French STANDARD. « Recommandations sur la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des colonnes ballastées sous bâtiments et ouvrages sensibles au tassement ». In : *Revue Française de Géotechnique* 111 (2005), p. 3–16.
- [11] AFNOR DTU. « 13.2 (1992) ». In : *Foundations Profondes pour le Bâtiment* (), p. 11–212.
- [12] H.J PRIEBE. « The design of vibro replacement ». In : *Ground engineering* 28.10 (1995), p. 31.

Annexe A

Paramètres utilisés

### *Evaluation du rapport de la contrainte cyclique "CSR":*

$z$ (m)	mi-couche	Nature de la couche	$\gamma_{sol}$ (KN/m)	$\sigma_{tot}$ (KPa)	$u$ (KPa)	$\sigma_{eff}$ (KPa)	$(\tau_{max})_r$ (KPa)	(rd) Seed et al.	$\alpha(z)$	$\beta(z)$	(rd) Idriss	$(\tau_{max})_d$ (KPa) Seed et al.	$(\tau_{max})_d$ (KPa) Idriss	CSR Seed et al.	CSR Idriss
<b>0</b>	0	Surface du sol	/	40	0	40	16	1	0.016	0.001	1.025	16	16.4	/	/
<b>1</b>	0.5	Sable	17	48.5	0.5	48	19.4	0.993	-0.027	-0.003	0.950	19.255	18.426	0.261	0.250
<b>2</b>	1.5	Sable	17	65.5	1.5	64	26.2	0.978	-0.077	-0.009	0.869	25.611	22.764	0.260	0.231
<b>3</b>	2.5	Sable	17	82.5	2.5	80	33	0.963	-0.134	-0.015	0.785	31.763	25.913	0.258	0.211
<b>4</b>	3.5	Sable	17	99.5	3.5	96	39.8	0.948	-0.197	-0.022	0.702	37.711	27.925	0.255	0.189
<b>5</b>	4.5	Sable	17	116.5	4.5	112	46.6	0.933	-0.266	-0.030	0.620	43.455	28.910	0.252	0.168
<b>6</b>	5.5	Sable	17	133.5	5.5	128	53.4	0.918	-0.341	-0.038	0.543	48.995	29.013	0.249	0.147
<b>7</b>	6.5	Sable	17	150.5	6.5	144	60.2	0.903	-0.420	-0.047	0.472	54.331	28.399	0.245	0.128
<b>8</b>	7.5	Sable	17	167.5	7.5	160	67	0.888	-0.504	-0.057	0.407	59.463	27.238	0.242	0.111
<b>9</b>	8.5	Sable	17	184.5	8.5	176	73.8	0.873	-0.591	-0.066	0.348	64.391	25.690	0.238	0.095
<b>10</b>	9.5	Sable	17	201.5	9.5	192	80.6	0.858	-0.682	-0.076	0.297	69.115	23.899	0.234	0.081
<b>11</b>	10.5	Sable	17	218.5	10.5	208	87.4	0.843	-0.775	-0.087	0.252	73.635	21.985	0.230	0.069
<b>12</b>	11.5	Sable	19	237.5	11.5	226	95	0.828	-0.869	-0.097	0.213	78.613	20.217	0.226	0.058
<b>13</b>	12.5	Sable	19	256.5	12.5	244	103	0.813	-0.965	-0.107	0.180	83.363	18.443	0.222	0.049
<b>14</b>	13.5	Sable	19	275.5	13.5	262	110	0.798	-1.061	-0.118	0.152	87.885	16.728	0.218	0.042
<b>15</b>	14.5	Sable	19	294.5	14.5	280	118	0.783	-1.156	-0.128	0.128	92.179	15.116	0.214	0.035
<b>16</b>	15.5	Argile	19	313.5	15.5	298	125	0.768	-1.251	-0.138	0.109	96.245	13.633	0.210	0.030
<b>17</b>	16.5	Argile	19	332.5	16.5	316	133	0.753	-1.344	-0.148	0.092	100.083	12.293	0.206	0.025
<b>18</b>	17.5	Argile	20	352.5	17.5	335	141	0.738	-1.434	-0.158	0.079	103.988	11.133	0.202	0.022
<b>19</b>	18.5	Argile	20	372.5	18.5	354	149	0.723	-1.522	-0.167	0.068	107.653	10.109	0.198	0.019
<b>20</b>	19.5	Argile	20	392.5	19.5	373	157	0.708	-1.605	-0.176	0.059	111.078	9.218	0.194	0.016

<i>Evaluation du rapport de résistance cyclique "CRR":</i>																			
Nombre de coup N-SPT	Dr	m																	Observation
			CN (boulanger)	CN (whitman)	(N)60 (boulanger)	(N)60 (whitman)	FC (%)	$\Delta(N)60$	(N)60cs (boulanger)	(N)60cs (whitman)	(N)60cs (boulanger)	(N)60cs (whitman)	CRR7.5 (boulanger)	CRR7.5 (whitman)	CRR (boulanger)	CRR (whitman)	FS	FS	
6	0.125	0.719	1.695	1.443	7.485	6.374	5	1.922E-03	7.487	6.376	7	6	0.098	0.092	0.112	0.105	0.421	0.449	Liquéfaction
6	0.17	0.695	1.364	1.250	6.023	5.520	5	1.922E-03	6.025	5.522	6	5	0.092	0.086	0.105	0.098	0.425	0.454	Liquéfaction
6	0.17	0.695	1.168	1.118	5.157	4.937	5	1.922E-03	5.159	4.939	5	4	0.086	0.080	0.098	0.092	0.436	0.467	Liquéfaction
6	0.17	0.695	1.029	1.021	4.543	4.507	5	1.922E-03	4.545	4.509	4	4	0.080	0.080	0.092	0.092	0.486	0.486	Liquéfaction
6	0.165	0.698	0.924	0.945	4.080	4.173	5	1.922E-03	4.082	4.175	4	4	0.080	0.080	0.092	0.092	0.547	0.547	Liquéfaction
6	0.165	0.698	0.842	0.884	3.717	3.903	5	1.922E-03	3.719	3.905	3	3	0.075	0.075	0.086	0.086	0.582	0.582	Liquéfaction
6	0.165	0.698	0.775	0.833	3.424	3.680	5	1.922E-03	3.426	3.682	3	3	0.075	0.075	0.086	0.086	0.669	0.669	Liquéfaction
6	0.165	0.698	0.720	0.791	3.181	3.491	5	1.922E-03	3.183	3.493	3	3	0.075	0.075	0.086	0.086	0.775	0.775	Liquéfaction
7	0.17	0.695	0.675	0.754	3.477	3.883	5	1.922E-03	3.479	3.885	3	3	0.075	0.075	0.086	0.086	0.904	0.904	Liquéfaction
7	0.17	0.695	0.635	0.722	3.273	3.718	5	1.922E-03	3.275	3.720	3	3	0.075	0.075	0.086	0.086	1.060	1.060	Liquéfaction
7	0.17	0.695	0.601	0.693	3.096	3.572	35	5.507E+00	8.603	9.079	8	9	0.105	0.111	0.119	0.127	1.847	1.737	Pas de liquéfaction
8	0.17	0.695	0.567	0.665	3.340	3.917	35	5.507E+00	8.846	9.423	8	9	0.105	0.111	0.119	0.127	2.182	2.052	Pas de liquéfaction
8	0.17	0.695	0.538	0.640	3.166	3.769	35	5.507E+00	8.673	9.276	8	9	0.105	0.111	0.119	0.127	2.583	2.429	Pas de liquéfaction
8	0.17	0.695	0.512	0.618	3.013	3.638	35	5.507E+00	8.520	9.144	8	9	0.105	0.111	0.119	0.127	3.058	2.876	Pas de liquéfaction
9	0.17	0.695	0.489	0.598	3.237	3.959	35	5.507E+00	8.744	9.465	8	9	0.105	0.111	0.119	0.127	3.616	3.401	Pas de liquéfaction
9	0.165	0.698	0.467	0.579	3.091	3.837	35	5.507E+00	8.598	9.344	8	9	0.105	0.111	0.119	0.127	4.268	4.013	Pas de liquéfaction
10	0.165	0.698	0.448	0.563	3.297	4.140	35	5.507E+00	8.803	9.647	8	9	0.105	0.111	0.119	0.127	5.019	4.720	Pas de liquéfaction
11	0.165	0.698	0.430	0.546	3.482	4.423	35	5.507E+00	8.988	9.930	8	9	0.105	0.111	0.119	0.127	5.875	5.525	Pas de liquéfaction
12	0.165	0.698	0.414	0.531	3.655	4.694	35	5.507E+00	9.161	10.201	9	10	0.111	0.118	0.127	0.135	7.257	6.836	Pas de liquéfaction
14	0.165	0.698	0.399	0.518	4.111	5.335	35	5.507E+00	9.618	10.842	9	10	0.111	0.118	0.127	0.135	8.386	7.900	Pas de liquéfaction

$F(z)$	$w(z)$	$H_i$	$F(z) * w(z) * H_i$
<b>0.801</b>	9.75	0.5	3.905
<b>0.796</b>	9.25	1	7.361
<b>0.783</b>	8.75	1	6.853
<b>0.764</b>	8.25	1	6.305
<b>0.703</b>	7.75	1	5.445
<b>0.668</b>	7.25	1	4.844
<b>0.581</b>	6.75	1	3.923
<b>0.475</b>	6.25	1	2.970
<b>0.346</b>	5.75	1	1.992
<b>0.190</b>	5.25	1	1.000
<b>0.000</b>	4.75	1	0.000
<b>0.000</b>	4.25	1	0.000
<b>0.000</b>	3.75	1	0.000
<b>0.000</b>	3.25	1	0.000
<b>0.000</b>	2.75	1	0.000
<b>0.000</b>	2.25	1	0.000
<b>0.000</b>	1.75	1	0.000
<b>0.000</b>	1.25	1	0.000
<b>0.000</b>	0.75	1	0.000
<b>0.000</b>	0.25	1	0.000

---

**LPI      44.598**

very high