

*République Algérienne Démocratique et Populaire*

*Ministère de L'Enseignement Supérieur et de la Recherche  
Scientifique*



*Université M'Hamed Bougara Boumerdes  
Faculté Des Sciences De L'ingénieur  
Département De Génie Civil*



# *Mémoire de fin d'études*

*En vue de l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil  
Option : Géotechnique*

## *Thème :*

*Evaluation du potentiel de la liquéfaction du sol  
Et traitement par colonnes ballastées  
Cas de port d'Alger*

*Etudié par :*

*M' : ABZAR ADEM*

*M' : HASSAK MED OUSSAMA*

*Encadré par :*

*M' : MESSAFER TAHAR*

*Promotion : 2018/2019*

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

أَفَمَنْ أَسَّسَ بُيُوتَهُ عَلَى تَقْوَىٰ مِنَ اللَّهِ وَرِضْوَانٍ خَيْرًا أَمْ  
مَنْ أَسَّسَ بُيُوتَهُ عَلَىٰ شَفَا جُرُفٍ هَارٍ فَانْهَارَ بِهِ فِي نَارِ جَهَنَّمَ  
وَاللَّهُ لَا يَهْدِي الْقَوْمَ الظَّالِمِينَ ﴿١٠٩﴾

# REMERCIEMENTS

Avant tous, nous rendons mes profondes gratitude à notre dieu clément et miséricorde dieux pour tous ses bienfaits.

Au terme de ce modeste travail, nous tenons à exprimer mes vifs remerciements à notre encadreur Mr.Messafer Tahar, pour sa disponibilité, son aide efficace, son orientation et ses conseils précieux. Nos remerciements s'adressent également à tous les enseignants de l'université de A'Mhammed Bouguerra de Boumerdes, et spécialement ceux de spécialité de génie civil, pour les efforts ou ils ont déployés durant notre formation.

Nous remercions tous ceux qui m'enseigné au niveau de département de génie civil, et l'ensemble des étudiants de la cinquième année génie civil surtout ceux de la spécialité géotechnique.

Nous tenons aussi à remercier doublement le président et les membres de jury, premièrement d'avoir accepté de juger avec volonté notre travail et deuxièmement pour avoir contribué à notre formation.

Et tous ceux qui ont contribué de prés ou de loin à l'élaboration de ce modeste travail.

ABZAR Adem  
HASSAK Med Oussama

# DEDICACE

**Je dédie ce modeste travail à :**

Très chère Ma mère dont les sacrifices consentis à l'égard de mon éducation.

N'ont d'égal que le témoignage de ma profonde reconnaissance et mon profond respect et son encouragement

Sans oublier mon père que Dieu Bénisse son âme.

Mes frères et sœurs «...Sifou...Ali...Ibrahim...Sarah...Zineb...»

Mes nièces «...Hadjar...Rahma...Assil... »

Et toute la famille sans exception

Tous mes amis surtout «...Lamine Rabah...».

A tous mes enseignants: notre encadreur «...Mr.Messafer tahar...».

A mon binôme «...Hassak Oussama...».

Et l'ensemble des étudiants de la cinquième année génie civil surtout ceux de la spécialité géotechnique.

A tout le personnel qui m'a aidé à terminer ce projet.

*ABZAR Adem*

# DEDICACE

**Je dédie ce modeste travail à :**

Très chère Ma mère dont les sacrifices consentis à l'égard de mon éducation.

N'ont d'égal que le témoignage de ma profonde reconnaissance et mon profond respect et son encouragement

Sans oublier mon père que Dieu Bénisse son âme.

Mes frères et sœurs «...Abdelbasset...Amina...Hadil.»

Et toute la famille sans exception

Tous mes amis surtout «...Lamine Rabah...».

A tous mes enseignants: notre encadreur «...Mr.Messafer tahar...».

A mon binôme «...ABZAR Adem...».

Et l'ensemble des étudiants de la cinquième année génie civil surtout ceux de la spécialité géotechnique.

A tout le personnel qui ma aider à terminer se projet.

HASSAK Med Oussama

## Résumé

La liquéfaction est l'un des phénomènes les plus importants et complexes de la dynamique des sols. C'est une perte de résistance des sols granulaires lâches à très lâches sous une secousse sismique accompagnée d'une augmentation rapide de la pression interstitielle causant momentanément la dislocation des particules de sol. Les conséquences de la liquéfaction sont très sévères (perte totale de la portance du sol, tassement important, éboulement, mouvement latéral,...etc).

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

Le présent travail concerne l'utilisation de deux méthodes, une basée sur l'essai de pénétration standard SPT, et l'autre basée sur l'essai de pénétration au cône CPT pour l'évaluation du potentiel de liquéfaction d'un site d'importance vitale «terminale a conteneurs du port d'Alger » par des calculs manuelle (méthodes empiriques) et numérique ((utilisation du logiciel SHAKE). Cela contribue à la compréhension de ce phénomène et à l'application correcte de ces méthodes d'estimation. En suite un dimensionnement des colonnes ballastées par les méthodes statique et dynamique a été effectué. Aussi on a exposé une méthode empirique de dimensionnement développé par l'entreprise Keller sur site. Une étude comparative entre les méthodes a été faite pour déterminer la méthode la plus efficace.

## Abstract

Soil liquefaction is one of the most important and complex phenomena of soil dynamics. It is a loss of resistance of loose to very loose granular soils under a seismic shock accompanied by a rapid increase in interstitial pressure causing momentary dislocation of soil particles. The consequences of liquefaction by a strong earthquake are very severe: total loss of the bearing of the soil, significant settlement, collapse, lateral movement, etc.

Evaluation of the liquefaction potential is commonly estimated from in situ tests (SPT, CPT, DMT and Vs) as well as cyclic loading tests in the laboratory.

The present work concerns the use of two methods, one based on the SPT standard penetration test, and the other based on the CPT cone penetration test for the evaluation of the liquefaction potential of a site of vital importance "terminal port container Algiers" by manual (empirical) and numerical calculations ((use of software SHAKE). This contributes to the understanding of this phenomenon and to the correct application of these estimation methods. Afterwards, a sizing of the stone columns by the static and dynamic methods was carried out. An empirical sizing method developed by Keller on site was presented. A comparative study between the methods was carried out to determine the most efficient method.

## ملخص

يعد تسييل التربة أحد أكثر الظواهر أهمية وتعقيدًا في ديناميكيات التربة. إنه فقدان المقاومة للتربة الحبيبية الرخوة والفضفاضة للغاية تحت صدمة زلزالية مصحوبة بزيادة سريعة في الضغط المائي تسبب خلغًا مؤقتًا لجزيئات التربة. إن عواقب التسييل الناتج عن زلزال قوي شديدة للغاية (الفقد الكلي لرفع التربة ، والتسوية الكبيرة ، والانهييار ، والحركة الجانبية ، إلخ ) . يتم تقدير إمكانات حدوث التسييل من خلال الاختبارات في الموقع (SPT, CPT, VS) بالإضافة إلى اختبارات التحميل الدوري في المختبر. يتعلق العمل الحالي باستخدام طريقتين واحدة تعتمد على اختبار الاختراق القياسي

يتعلق العمل الحالي باستخدام طريقتين ، واحدة تعتمد على اختبار الاختراق القياسي لـ SPT ، والأخرى تعتمد على اختبار اختراق مخروط CPT لتقييم إمكانات تسييل الموقع "لمحطة ميناء الجزائر العاصمة" عن طريق الحسابات اليدوية (التجريبية) والرقمية ((استخدام برنامج SHAKE). هذا يساهم في فهم هذه الظاهرة والتطبيق الصحيح لهذه الأساليب من بعد ذلك ، تم إجراء تحجيم الأعمدة الموصوفة بالطرق الثابتة والديناميكية ، وتم تقديم طريقة تجريبية للتحجيم طورتها شركة كيلر في الموقع. أجريت دراسة مقارنة بين الطرق لتحديد الطريقة الأكثر فعالية.

# *Sommaire*

<b>Introduction générale</b> .....	1
 <b>Chapitre I : Généralité sur la liquéfaction de sols</b>	
<b>I.1. Introduction</b> .....	3
<b>I.2. Définition de la liquéfaction</b> .....	3
<b>I.3. Explication du phénomène</b> .....	6
<b>I.4. Les facteurs influençant la liquéfaction</b> .....	7
I.4.1. L'intensité et la durée de tremblement de terre.....	8
I.4.2 La nappe phréatique.....	8
I.4.3 Type de sol.....	8
I.4.4 La densité relative de sol $D_r$ .....	9
I.4.5 La taille des particules.....	9
I.4.6. La Forme des particules.....	10
I.4.7. Pressions de confinement.....	10
I.4.8. L'âge géologique et la cémentation.....	10
I.4.9. Historiques d'environnement.....	10
I.4.10. Charge de bâtiment.....	11
<b>I.5. Effets induits par la liquéfaction</b> .....	11
I.5.1 Fondations profondes.....	11
I.5.2. Les Barrages.....	12
I.5.3 Fondations superficiels.....	12
<b>I.6. Quelques exemples historiques de cas de liquéfaction des sols</b> .....	13
I.6.1. Adapazari, Turquie (1999).....	13

I.6.2. Séisme de Boumerdes (23/05/2003).....	14
1.6.3. Séisme de Nouvelle-Zélande (22 Février 2011).....	16
1.6.4. Séisme en Indonésie (28/09/2018).....	16
<b>I.7. Conclusion</b> .....	<b>17</b>

## **Chapitre II : Méthodes d'évaluation du potentiel de liquéfaction**

<b>II.1.Introduction</b> .....	<b>18</b>
<b>II.2 : Méthodes dévaluation du potentiel de liquéfaction</b> .....	<b>18</b>
II.2.1 : Méthodes simplifiées pour évaluer le potentiel de liquéfaction d'un site.....	18
II.2.2 : Méthode basée sur des essais de laboratoire.....	19
II.2.2.1 : Évaluation de la contrainte de cisaillement.....	19
II.2.2.2 : Évaluation de la résistance au cisaillement cyclique non drainée.....	21
II.2.2.3 : Méthode de seed et al (1971).....	21
II.2.2.4 : Méthode de seed et al (1979).....	21
II.2.3 : Méthodes basées sur des essais in-situ.....	22
II.2.3.1 : Évaluation du rapport de contraintes cycliques (CSR) .....	22
II.2.3.2 : Évaluation du rapport de résistance cyclique (CRR).....	26
II.2.3.2.1 : Évaluation du CRR par l'essai SPT.....	27
II.2.3.2.1.1 : Méthode de Toshio Iwasaki et al (1984).....	31
II.2.3.2.1.2 : Méthode de Youd et al. (2001).....	31
II.2.3.2.1.3 : Méthode d'Andrus et al (2004).....	32
II.2.3.2.1.4 : Méthode de Rolando P. Orense (2005).....	32
II.2.3.2.1.5 : Méthode d'Idriss et Boulanger (2006).....	33
II.2.3.2.2 : Évaluation du CRR par l'essai CPT.....	34
II.2.3.2.2.1 : Méthode d'Olsen et al. (1997).....	35
II.2.3.2.2.2 : Méthode de Robertson et Wride (1998).....	36

II.2.3.2.2.3 : Méthode de Juang et al (2003).....	36
II.2.3.2.2.4 : Méthode d’Andrus et al (2004).....	37
II.2.3.2.2.5 : Méthode Idriss et Boulanger (2006).....	38
II.2.3.2.3 : Évaluation du CRR par les méthodes de mesure de vitesse de cisaillement.....	38
II.2.3.2.3.1 : Méthode d’Andrus et Stokoe (1997).....	38
II.2.3.2.3.2 : Méthode d’Andrus et al (2004).....	39
II.2.3.2.4 : Évaluation du CRR par l’essai de dilatomètre de Marchetti (DMT).....	40
II.2.3.2.4.1 : Méthode de Monaco et al (2005).....	41
II.2.3.2.4.2 : Méthode de Grasso et Maugeri (2006).....	41
II.2.3.2.4.3 : Méthode de Pai-Hsiang Tsai et al (2009).....	41
II.2.3.3 : Évaluation du facteur de sécurité (FS).....	42
II.2.4. Méthodes basses sur des logiciels.....	43
II.2.4.1. présentation de logiciel novoliq.....	43
II.2.4.2. présentation de logiciel SHAKE.....	43
<b>II.3 : Conclusion</b> .....	44

### **Chapitre III : Présentation et caractéristique géotechnique du site**

<b>III.1. Introduction</b> .....	45
<b>III.2. Présentation de la zone d’étude</b> .....	45
III.2.1. Emplacement du terminal à conteneurs.....	45
III.2.2. Histoire de la construction du Terminal a conteneur.....	45
<b>III.3. Aperçu sismo-tectonique</b> .....	46
III.3.1. Déformation des sols du TAC durant le séisme de Zemmouri du 21 mai 2003.....	48
<b>III.4. Travaux de reconnaissances</b> .....	49

III.4.1. Essais au laboratoire.....	51
III.4.1.1. Au niveau de l'ancienne Darse n°7.....	51
III.4.1.2. Au niveau de môle El-Hadjar.....	52
III.4.2. Essais in-situ.....	53
III.4.2.1. Caractérisation mécanique du sol anthropique.....	53
III.4.2.1.1. Essai de pénétration standard (SPT) Au niveau de l'ancienne Darse n°7.....	53
III.4.2.1.2. Essai de pénétration standard (SPT) Au niveau de remblai du môle El-Hadjar.....	54
III.4.2.1.3. Essais au pénétromètre statique (CPT) au niveau <i>de l'ancienne Darse n°7</i> .....	56
III.4.2.1.4. Essais au pénétromètre statique (CPT) au niveau du môle El-Hadjar.....	56
III.4.2.2. Caractérisation mécanique du sol en place.....	58
III.4.2.2.1. Essai de pénétration standard (SPT) Au niveau de terminal à conteneurs.....	58
III.4.2.2.2. Essais au pénétromètre statique (CPT) au niveau de terminal à conteneurs.....	58
<b>III.5. Description lithologique.....</b>	<b>59</b>
<b>III .6. Conclusion.....</b>	<b>61</b>

## **Chapitre IV : Évaluation du potentiel de liquéfaction, étude comparative**

<b>IV.1. Introduction.....</b>	<b>62</b>
<b>IV.2.Calcul de potentiel du la liquéfaction par les méthodes empiriques.....</b>	<b>62</b>
IV.2.1. Calcul du taux de contrainte cyclique CSR.....	63
IV.2.2. Calcul de taux de la résistance cyclique (CRR) et le coefficient de sécurité (Fs).....	64
IV.2.2.1.Calculée basée sur l'essai SPT.....	64
IV.2.2.1.1.Analyse du potentiel de liquéfaction au niveau de l'ancienne Darse n°7.....	65

IV.2.2.1.2. Analyse du potentiel de liquéfaction Au niveau de môle El-Hadjar.....	66
IV.2.2.2. Calcul basé sur l'essai CPT.....	67
IV .2.2.2.1. Analyse du potentiel de liquéfaction au niveau de l'ancienne Darse n°7.....	69
IV .2.2.2.2. Analyse du potentiel de liquéfaction au niveau de môle El-Hadjar.....	70
<b>IV.3. Calcule de potentiel du la liquéfaction par les méthodes numérique.....</b>	<b>71</b>
IV.3.1. Calcul du taux de contrainte cyclique CSR.....	72
IV.3.2. Calcul de taux de la résistance cyclique (CRR) et le coefficient de sécurité (FS).....	72
IV.3.2.1. Calcul basé sur l'essai SPT.....	72
IV.3.2.2. Calcul basé sur l'essai CPT.....	73
<b>IV.4. Études comparatives.....</b>	<b>74</b>
IV.4.1. Comparaison entre l'ancienne Darse n°7 et le môle El-Hadjar.....	74
IV.4.1.1. Comparaison basée sur l'essai SPT.....	74
IV.4.1.2. Comparaison basée basé sur l'essai CPT.....	75
IV.4.2. Comparaison entre les méthodes empiriques basées sur les essais SPT et CPT.....	75
IV.4.3. Comparaison entre les méthodes empiriques et numériques .....	76
<b>IV.5. Simulation.....</b>	<b>76</b>
<b>IV.5. Conclusion.....</b>	<b>78</b>

## **Chapitre V : Traitement anti-liquéfaction**

<b>V.1. Introduction.....</b>	<b>79</b>
<b>V.2. Traitement anti-liquéfaction.....</b>	<b>79</b>
V.2.1. Définition de renforcement et de l'amélioration de sol.....	79
V.2.1.1. L'amélioration de sol.....	79

V.2.1.2. Le renforcement de sol.....	79
<b>V.3. Les technique de renforcement et de l'amélioration des sols liquéfiables.....</b>	<b>80</b>
V.3.1.Aperçu sur quelque technique d'amélioration des sols liquéfiables.....	81
V.3.1.1. Vibrocompactage ou vibroflottation.....	81
V.3.1.1.1. Mode opératoire.....	81
V.3.1.2.Compactage dynamique.....	82
V.3.1.2.1. Mode opératoire.....	83
V.3.2.Aperçu sur quelque technique de renforcement.....	83
V.3.2.1.Renforcement par inclusion des éléments rigides.....	83
V.3.2.1.1. Deep Soil Mixing (DSM).....	83
V.3.2.1.2 .Mode opératoire.....	84
V.3.2.2 .Renforcement par inclusion des éléments souples.....	85
V.3.2.2.1 .Colonnes ballastées.....	85
V.3.2.2.2 .Techniques de mise en œuvre.....	85
V.3.2.2.3 .Schéma de l'outil.....	86
V.3.2.2.4. Principe de réalisation.....	87
V.3.2.2.5. Exécution du matelas de répartition.....	88
V.3.2.2.6. Matériaux d'apport.....	88
<b>V.4. Choix de la méthode de traitement du sol du terminal a conteneur.....</b>	<b>89</b>
<b>V.5. Dimensionnement des colonnes ballastées.....</b>	<b>90</b>
<b>V.6. Méthodes de dimensionnement des colonnes ballastées.....</b>	<b>90</b>
V.6.1. Méthode statiques.....	90
V.6.1.1. Méthodes de Mattes et Poulos (1969) Dimensionnement vis-à-vis du tassement.....	90

V.6.1.2. Hughes et Withers(1974) Dimensionnement vis-à-vis de la capacité portante.....	92
V.6.1.3. Méthode Balaam et Booker (1881) Dimensionnement vis-à-vis de réseaux des colonnes ballastées.....	93
V.6.2. Méthode dynamique.....	95
V.6.2.1. Méthode Seed et Booker (1975) Dimensionnement vis-à-vis a la liquéfaction.....	95
<b>V.7.Conclusion</b> .....	99

## **Chapitre VI : Dimensionnements des colonnes ballastées**

<b>VI.1. Introduction</b> .....	100
<b>VI.2. Dimensionnement des colonnes ballastées par Keller</b> .....	100
VI.2.1. Contrôle en cours d'exécution.....	102
VI.2.1.1. Contrôle du matériel d'apport.....	102
VI.2.1.2. Paramètres d'exécution du système (diamètre, profondeur).....	102
VI.2.2. Contrôles après traitement.....	104
VI.2.2.1. Essai de chargement.....	104
VI.2.2.2. Contrôle de la compacité et continuité de la colonne.....	105
VI.2.2.3. Contrôle de la densification du sol anthropique.....	106
<b>VI.3. Dimensionnement par la méthode statique (Balaam et Booker 1981)</b> .....	108
VI.3.1. Calcul du taux de substitution dans les deux remblais.....	109
VI.3.2. Dimensionnement au niveau de l'ancienne Darse (zone 1) .....	110
VI.3.3. Dimensionnement au niveau du môle d'El-Hadjar (zone 2, 3, 4) .....	111
<b>VI.4. Dimensionnement par la méthode dynamique (seed et booker1975)</b> .....	112
VI.4.1. Dimensionnement au niveau de l'ancienne Darse (zone 1).....	114
VI.4.2. Dimensionnement au niveau du môle d'El-Hadjar (zone 2, 3, 4).....	114
<b>VI.5. Comparaison entre les résultats</b> .....	115

<b>VI.6. Conclusions</b> .....	116
<b>Conclusion générale</b> .....	117

## **Références bibliographique**

### **Annexes**

Annexe 1: Emplacement des sondages

Annexe 2: Coupes de sondages (S8, S09, S10, S11, S13, S14, S15, S16, S17, S18, S19, S21)

Annexe 3 : Profils des essais de pénétration statique (CPT) : C09, C10, C11, C13, C14, C15, C17, C18, C18, C19, C21, C22.

## *Liste de la figure*

### **Chapitre I**

<b>Figure I.1:</b> illustration des dépôts de sol a) avant la liquéfaction, b) quand la pression interstitielle augmente et c) pendant la liquéfaction (les barres et les flèches bleues représentent la pression interstitielle et entrent en contact avec des forces entre les grains, respectivement) (d'après Raejee Kaewsong ,2009) .....	4
<b>Figure I.2:</b> Phénomène de liquéfaction des sols (Ishihara., 1985) .....	6
<b>Figure I.3 :</b> phénomène de la liquéfaction à l'échelle microscopique.....	7
<b>Figure I.4 :</b> Rupture du pont de Showa, à Niigata au Japon .....	12
<b>Figure I.5 :</b> Effondrement du parement amont du barrage de San Fernando pendant Le séisme de 1971 .....	12
<b>Figure I.6 :</b> Immeubles partiellement enfouis et ayant basculé à la faveur d'une liquéfaction du sol lors du séisme de 1964 à Niigata, au Japon .....	13
<b>Figure I.7:</b> Poinçonnement de la fondation sous la liquéfaction séisme Turquie 1999 (d'après Peter M. Byrne et al, 2008).....	13
<b>Figure I.8:</b> renversement d'une structure sous l'effet de la liquéfaction séisme Turquie 1999 (d'après Peter M. Byrne et al, 2008).....	14
<b>Figure I.9 :</b> Liquéfaction près de la ville de Zemmouri (ébullitions de sable). (D'après l'EERI, 2003, cité par HADDADENE Nacima 2008.....	14
<b>Figure I.10 :</b> Ébullitions de sable dues à la liquéfaction près de la rivière d'Isser (D'après l'EERI, 2003, cité par HADDADENE Nacima 2008).....	15
<b>Figure I.11:</b> Déplacement latéral et longitudinal du pont d'Isser (Boumerdes, 2003).....	15
<b>Figure I.12 :</b> Immeuble endommagé par un phénomène de liquéfaction du sol. Séisme en Nouvelle-Zélande (22/02/2011).....	16
<b>Figure I.13:</b> Séisme en Indonésie, la liquéfaction du sol a détruit Palu (28/09/2018).....	17

## Chapitre II

<b>Figure. II.1</b> : Méthodologie d'évaluation de susceptibilité à la liquéfaction.....	19
<b>Figure .II.2</b> : Contrainte de cisaillement en fonction de temps durant un séisme.....	20
<b>Figure .II.3</b> : les conditions assumées pour le développement de la relation du CSR.....	23
<b>Figure II.4</b> : Détermination des contraintes de cisaillement maximales.....	23
<b>Figure II.5</b> : Facteur $r_d$ de réduction contre la profondeur au-dessous du niveau ou des surfaces au sol doucement en pente. (Andrus et Stokoe 2000, reproduits avec la permission de la société américaine des ingénieurs civils, Robert W. Day, 2009).....	24
<b>Figure .II.6</b> : Courbe simplifiée recommandée pour le calcul du CRR pour $M_w=7.5$ (Après Seed et al. 1985, réimprimé avec la permission de la société américaine des ingénieurs civils, Robert W. Day, 2009).....	29
<b>Figure II.7</b> : Variation de $\Delta (N1)_{60}$ avec le contenu des fines (D'après Idriss et Boulanger, 2004).....	31
<b>Figure .II.8</b> : Courbe simplifiée pour le calcul du CRR pour $M_w=7.5$ (D'après Andrus et al, 2004).....	32
<b>Figure II.9</b> : Courbe simplifiée pour le calcul du CRR basée sur $(N_1)_{60}$ pour $M_w=7.5$ (d'après Idriss et Boulanger, 2006).....	34
<b>Figure II.10</b> : Estimation du type du sol.....	34
<b>Figure II.11</b> : Courbe de calcul de CRR en fonction de $qc1N$ reproduite par Robertson et Wride (1998).....	35
<b>Figure II.12</b> : Courbe simplifiée pour le calcul du CRR basée sur $q_{c1N,cs}$ pour $M_w=7.5$ (d'après Andrus et al, 2004).....	37
<b>Figure II.13</b> : Courbe simplifiée pour le calcul du CRR basée sur $c N q 1$ pour $M_w=7.5$ (d'après Idriss et Boulanger, 2006).....	38
<b>Figure II.14</b> : Courbe simplifiée pour le calcul du CRR basée sur VS pour $M_w=7.5$ (Andrus et Stokoe, 2001).....	40
<b>Figure. II.15</b> : Principe de la mesure DMT – Détail de la lame et de la membrane.....	40
<b>Figure II.16</b> : CSR en fonction de $K_D$ (Pai-Hsiang Tsai et al, 2009).....	42

<b>Figure II.17</b> : CSR en fonction de $E_D$ (Pai-Hsiang Tsai et al, 2009).....	42
---	----

### Chapitre III

<b>Figure III.1</b> : situation du site d'étude.(a) baie d'Alger, (b) zone d'étude sur fond d'une image satellitaire googleEarth pro (2017).....	45
<b>Figure III.2</b> : représentation de l'ancienne configuration du port d'Alger avec la darse n°7 (selon LAMARI HAFIDA-1998).....	46
<b>Figure III.3</b> : Carte sismo-tectonique du nord de l'Algérien. Mécanismes au foyer des principaux séismes ayant secoué l'algérien et structures actives du nord algérien (Meghraoui, 1988 Boukhrouf 2012).....	47
<b>Figure III.4</b> : carte de zonage sismique du territoire d'Algérie (RPA 99 /2003).....	48
<b>Figure III.5</b> : schéma explicatif du phénomène de la liquéfaction des sols.....	48
<b>Figure. III.6</b> : Représentation 3D des résultats du levé topographique au niveau du TAC après le séisme de 2003 (LEM ,2004).....	49
<b>Figure III.7</b> : Situation de l'ancienne darse n°7 et du môle El-Hadjar dans le terminal à conteneurs du port d'Alger.....	50
<b>Figure III.8</b> : Courbe granulométriques fuseau affecte par la liquéfaction dans le remblai de l'ancienne darse n 7... ..	51
<b>Figure III.9</b> : courbe granulométriques fuseau affecte par la liquéfaction dans le remblai de môle el hadjar.....	52
<b>Figure III.10</b> : Formations Des différents sondages carottés réalisés sur le site.....	53
<b>Figure III.11</b> : Résultats des sondages SPT Au niveau de l'ancienne Darse n°7 (Sol anthropique).....	54
<b>Figure. III.12</b> : Résultats des sondages SPT Au niveau de remblai du môle El-Hadjar(Sol anthropique).....	55

<b>Figure III.13</b> : Résultat des essais CPT au niveau de l'ancienne Darse n°7(Sol anthropique).....	56
<b>Figure III.14</b> : Résultat des essais CPT au niveau du môle El-Hadjar(Sol anthropique).....	57
<b>Figure. III.15</b> : Résultats des sondages SPT Au niveau de terminal à conteneurs (Sol en place).....	58
<b>Figure III.16</b> : Résultat des essais CPT Au niveau de terminal à conteneurs (Sol en place).....	59
<b>Figure III.17</b> : coupes lithologiques et géotechniques.....	60

## Chapitre IV

<b>Figure IV.1</b> : Emplacement des sondages.....	62
<b>Figure IV.2</b> : Variation de CSR en profondeur.....	63
<b>Figure IV.3</b> : Méthodologie d'évaluation de susceptibilité à la liquéfaction (SPT N°09).....	64
<b>Figure IV.4</b> : Variation de FS en profondeur (SPT N°09).....	65
<b>Figure IV.5</b> : Variation des FS en profondeur Au niveau de l'ancienne Darse n°7.....	66
<b>Figure IV.6</b> : Variation des FS en profondeur Au niveau de môle El-Hadjar.....	67
<b>Figure IV.7</b> : Méthodologie d'évaluation de susceptibilité à la liquéfaction (CPT N°13).....	68
<b>Figure IV.8</b> : Variation de FS en profondeur (CPT N°13).....	68
<b>Figure IV.9</b> : Variation des FS en profondeur au niveau de l'ancienne Darse n°7.....	69
<b>Figure IV.10</b> : Variation des FS en profondeur Au niveau de môle El-Hadjar.....	70
<b>Figure IV.11</b> : les différents étapes d'un calcul de CSR CRR Fs avec logiciel SHAKE2000.....	71
<b>Figure IV.12</b> : Résultats de CSR.....	72

<b>Figure IV. 13</b> : Résultats de rapport de résistance cyclique (CRR) et le facteur de sécurité Fs(SPT N°09).....	72
<b>Figure IV. 14</b> : présentation des Résultats graphiques, Méthodologie d'évaluation de susceptibilité à la liquéfaction (SPT N°09).....	73
<b>Figure IV. 15</b> : Résultats de rapport de résistance cyclique (CRR) et le facteur de sécurité Fs (Cpt n°13).....	73
<b>Figure IV. 16</b> : présentation des Résultats graphiques, Méthodologie d'évaluation de susceptibilité à la liquéfaction (CPT n°13).....	74
<b>Figure IV.17</b> : Variation des FS en profondeur obtenu par l'essai SPT au niveau des deux zones.....	74
<b>Figure IV.18</b> : Variation des FS en profondeur obtenu par l'essai CPT au niveau de deux zones.....	75
<b>Figure IV.19</b> : Les étapes de fonctionnement de l'application.....	76
<b>Figure IV.20</b> : Résultats de facteur de sécurité (SPT N°09).....	77
<b>Figure IV.21</b> : Résultats de facteur de sécurité (CPT N°13).....	77

## Chapitre V

<b>Figure V.1</b> : réarrangement des grains par action mécanique.....	79
<b>Figure V.2</b> : Vibrocompactage - Nouveau Port de Tanger-Méditerranée (Maroc) – 2004.....	81
<b>Figure V.3</b> : mode opératoire de la vibroflotation .....	82
<b>Figure V.4</b> : Renforcement de sol par Compactage dynamique (port de Montréal).....	82
<b>Figure V.5</b> : mode opératoire de compactage dynamique.....	83
<b>Figure V.6</b> : Renforcement des sols par Deep Soil Mixing (DSM)-(USA 2016).....	84
<b>Figure V.7</b> : Mode opératoire de Deep soil Mixing (DSM).....	84
<b>Figure V.8</b> : Renforcement d'un sol par les colonnes ballasté (SGC Travaux Spéciaux).....	85
<b>Figure V.9</b> : schéma de l'outil.....	86

<b>Figure V.10</b> : Matelas de répartition.....	88
<b>Figure V.11</b> : schéma générale de l'application des techniques d'amélioration des sols. Limites et domaine de validité –Dhouib et al, 2004 : dans Aissat A, Terni A. (2008).....	89
<b>Figure V.12.</b> (a) facteur d'influence $I_p$ . (b) Facteur de réduction des tassements $\beta$ . (D'après Mattes et Poulos, 1969).....	91
<b>Figure V.13.</b> Expansion latérale d'une colonne ballastée isolée (Hughes et Withers, 1974).....	92
<b>Figure V.14.</b> Réseau de colonnes ballastées : notations.....	93
<b>Figure V.15.</b> Diamètre équivalent en fonction du maillage des colonnes (Balaam et Booker (1881).....	94
<b>Figure v.16:</b> A- Relation entre le plus grand rapport de pression de pore et paramètres du système de vidange pour $n_s / n_i = 1$ .....	97
<b>Figure v.17:</b> B- Relation entre le plus grand rapport de pression de pore et paramètres du système de vidange pour $n_s / n_i = 2$ .....	98
<b>Figure v.18:</b> C- Relation entre le plus grand rapport de pression de pore et paramètres du système de vidange pour $n_s / n_i = 3$ .....	98
<b>Figure v.19:</b> D- Relation entre le plus grand rapport de pression de pore et paramètres du système de vidange pour $n_s / n_i = 4$ .....	98

## Chapitre VI

<b>Figure VI.1:</b> Maillages triangulaires utilisés au niveau du terminal a conteneurs.....	100
<b>Figure VI.2:</b> Emplacement des planches d'essai dans le terminal a conteneurs.....	101
<b>Figure VI.3</b> : Contrôles réalisés après le traitement.....	104
<b>Figure VI.4</b> : Schéma explicatif de l'essai de chargement.....	104
<b>Figure VI.5</b> : Variation de la résistance en pointe ( $q_c$ ) en fonction de la profondeur pour un CPT réalisé entre axes des colonnes.....	105
<b>Figure VI.6</b> : Enregistrement obtenu de la réalisation des colonnes ballastées.....	106

<b>Figure VI.7</b> : Variation de la résistance en pointe en fonction de la profondeur. Comparaison sol traité avec le sol non-traité.....	107
<b>Figure VI.8</b> : Emplacement des zones dans le terminal a conteneurs.....	108
<b>Figure VI.9</b> : Diagramme de Baldi pour la détermination de la densité relative.....	109
<b>Figure VI.10</b> : Schéma explicatif de dimensionnement d'un réseau des colonnes ballastées.....	111
<b>Figure VI.11</b> : Présentation de la projection dans l'abaque (B) pour $N_s/N_i = 2$ .....	112
<b>Figure VI.12</b> : Présentation de la projection dans l'abaque (B) pour $N_s/N_i = 3$ .....	113
<b>Figure VI.13</b> : Schéma explicatif de dimensionnement d'un réseau des colonnes ballastées.....	115

## *Liste des tableaux*

### **Chapitre II**

<b>Tableau II.1</b> : Nombre de cycles équivalents.....	20
<b>Tableau II.2</b> : corrections au SPT modifié par Skempton, (1986), énumérées par Robertson et Wride (1998).....	29
<b>Tableau II.3</b> : Facteurs de correction pour le passage de (N1)60 à (N1)60cs (Stark et Olsen, 1995).....	30
<b>Tableau II.4</b> : facteurs de correction pour le passage de (N1)60 à (N1)60cs (Seed et Idriss, 1997).....	30

### **Chapitre III**

<b>Tableau III.1</b> : Classification de la compacité du sol dans les sables en fonction $N_{spt}$ d'après Terzaghi et Peck.....	55
<b>Tableau III.2</b> : Classes de terrain d'après les normes NF 94-261 et 94-262.....	57

### **Chapitre IV**

<b>Tableau IV.1</b> : Résultats de CSR.....	63
<b>Tableau IV. 2</b> : Résultats de facteur de sécurité (SPT N°09).....	64
<b>Tableau IV.3</b> : Résultats des facteurs de sécurités Au niveau de l'ancienne Darse n°7.....	65
<b>Tableau IV.4</b> : Résultats des facteurs de sécurités Au niveau de môle El-Hadjar.....	66
<b>Tableau IV.5</b> : Résultats de facteur de sécurité (CPT N°13).....	67
<b>Tableau IV.6</b> : Résultats des facteurs de sécurités Au niveau de l'ancienne Darse n°7.....	69
<b>Tableau IV.7</b> : Résultats des facteurs de sécurités Au niveau de môle El-Hadjar.....	70

## Chapitre V

<b>Tableau V.1</b> : procédés d'amélioration et de renforcement des sols.....	80
---	----

## Chapitre VI

<b>Tableau VI.1</b> : Résultats des essais réalisés au laboratoire sur le ballast.....	102
<b>Tableau VI.2</b> : Résultats des contrôles d'exécution dans la zone 1.....	102
<b>Tableau VI.3</b> : Résultats des contrôles d'exécution dans la zone 2.....	103
<b>Tableau VI.4</b> : Résultats des contrôles d'exécution dans la zone 3.....	103
<b>Tableau VI.5</b> : Résultats des contrôles d'exécution dans la zone 4.....	103
<b>Tableau VI.6</b> : Résultats des essais de chargement.....	105
<b>Tableau VI.7</b> : Résultats des densités relatives.....	109
<b>Tableau VI.8</b> : Classification de la compacité du sol en fonction de la densité relative.....	110
<b>Tableau VI.9</b> : résultats des densités relatives des deux remblais.....	110
<b>Tableau VI.10</b> : résultats de dimensionnement dans la zone 1.....	110
<b>Tableau VI.11</b> : résultats de dimensionnement dans la zone 2.....	111
<b>Tableau VI.12</b> : Résultats de dimensionnement dans la zone 3.....	111
<b>Tableau VI.13</b> : Résultats de dimensionnement dans la zone 4.....	111
<b>Tableau VI.14</b> : Résultats de dimensionnement dans la zone 1.....	114
<b>Tableau VI.15</b> : Résultats de dimensionnement dans la zone 2.....	114
<b>Tableau VI.16</b> : Résultats de dimensionnement dans la zone 3.....	114
<b>Tableau VI.17</b> : Résultats de dimensionnement dans la zone 4.....	114
<b>Tableau VI.18</b> : Résultats obtenu par les trois méthodes.....	115

# Introduction générale

### *Introduction générale :*

Durant le séisme de Boumerdes 2003, le terminale a conteneurs du port d'Alger a subi une liquéfaction ce qui a causé des tassements dans le sol. Les ports sont des ouvrages qu'on construit afin de créer de vastes zones sur les mers, les océans et les rivières, ces derniers étant dans leur majorité des gisements naturels de sable et de tout venant. Ce type de matériau est susceptible de se liquéfier en raison de sa granulométrie, et de sa teneur en eau souvent élevée aux berges et dans les lits de mer et d'océan. Ce sont donc déjà, deux conditions favorables pour déclencher le phénomène de liquéfaction, lorsqu'une sollicitation cyclique ou monotone se manifeste.

La liquéfaction est un phénomène directement induit par le séisme. Vu la probabilité d'occurrence du risque sismique dans la région d'Alger, la liquéfaction représente un danger permanent pour la stabilité des ouvrages et la sécurité des individus et des biens.

La liquéfaction a fait d'énormes dégâts aux bâtiments, levées de terre et les ouvrages de soutènement. Depuis les tremblements de terre d'Alaska et Niigata 1964, de nombreuses recherches ont identifié un certain nombre de facteurs critiques de l'excitation sismique qui influent sur la liquéfaction de sable. Il s'agit notamment de l'intensité du séisme, la profondeur du dépôt de sable, les propriétés du sable..., etc. Le développement des méthodes fiables de prédiction du potentiel de liquéfaction doit tenir compte de ces divers facteurs.

L'évaluation du potentiel de liquéfaction cyclique est un souci important pour un grand nombre de géotechniciens et d'ingénieurs particulièrement ceux concernés par les travaux en milieux urbains et maritimes. En effet, les plateformes terrestres et les remblais sont réalisés avec des sols pulvérulents. Pour estimer le potentiel de liquéfaction d'un sol sous l'effet d'un tremblement de terre, Seed et ses collaborateurs ont développés une méthode basée sur l'essai de pénétration SPT (Seed et al., 1969; Seed, 1979; Seed & Idriss, 1971). Plus récemment, l'essai de pénétration statique CPT en raison de sa reproductibilité et la continuité de son profil avec la profondeur, a été adopté par un grand nombre de chercheurs ces dernières décennies pour estimer le potentiel de liquéfaction d'un sol (Robertson and Campanella, 1985; Robertson et al. 1992; Robertson and Wride 1998; Juang et al. 2003).

Plusieurs auteurs ont mené des recherches afin de mieux comprendre le phénomène de la liquéfaction (Pecker, 1984). Certains auteurs ont aussi concentré leurs recherches sur l'évaluation du potentiel de liquéfaction (Konrad, 1993 ; Canou et al.1991 ; Uzuoka et al.1998). Ainsi, plusieurs méthodes visant à réduire le potentiel de liquéfaction des sols ont été développées comme l'amélioration par compactage dynamique, drainage etc... Les deux principales avenues pour réduire le potentiel de liquéfaction sont de contrôler les surpressions interstitielles et de limiter les déplacements du matériau. Pour y arriver, ces méthodes peuvent viser un changement de l'état du sol en place (i.e. baisse du degré de saturation et/ou de l'indice des vides) ou de modifier son comportement mécanique par l'ajout d'inclusions diverses.

Les travaux réalisés et présentés dans ce mémoire s'inscrivent dans le cadre des recherches afin de mieux comprendre le phénomène de la liquéfaction et le comportement de sol sous les sollicitations d'un chargement cyclique.

Le Chapitre I comporte une recherche bibliographique sur la liquéfaction des sols. On présente l'influence des différents paramètres sur la résistance à la liquéfaction comme la densité relative, la granulométrie, la présence des fines, la saturation, et la surconsolidation, etc.,

Dans le Chapitre II on parle des principales méthodes d'évaluation du potentiel de liquéfaction basées sur les résultats en laboratoire tels que le triaxial et le cisaillement direct. Aussi les méthodes d'évaluations basées sur les mesures in situ telles que l'essai de pénétration standard (SPT), l'essai de pénétration au cône (CPT) et les mesures de la vitesse des ondes de cisaillement ( $V_s$ ) ainsi que l'essai de dilatomètre de Marchetti (DMT) ont été exposées. Enfin les méthodes basées sur des logiciels commerciaux tels que Novolig et SHAKE ont été détaillées.

Le Chapitre III présente l'emplacement de la zone d'étude (le terminal à conteneurs du port d'Alger), ainsi que l'histoire de la construction du site. La déformation des sols du terminal à conteneurs durant le séisme de Zemmouri du 21 mai 2003 y est aussi présentée pour mieux comprendre comment le phénomène de liquéfaction a été provoqué dans les remblais.

Deux (2) méthodes basées sur les résultats des essais SPT et CPT ont été choisies dans le Chapitre IV pour faire des calculs manuelles et numériques du potentiel de liquéfaction en utilisant l'approche en contrainte totale développée par Seed et Idriss (1971). En suite une analyse comparative des résultats a été développée.

Le chapitre V comporte une étude bibliographique globale sur le renforcement des sols liquéfiable. Plusieurs techniques ont été citées afin d'améliorer les caractéristiques du sol pour diminuer les dommages du phénomène de la liquéfaction et pour éviter les grandes augmentations des pressions interstitielles pendant le séisme. Nous avons choisi la meilleure solution pour renforcer en considérant plusieurs techniques de dimensionnement (observationnelle, statique et dynamique).

Le Chapitre VI sera consacrée à l'étude d'un cas réel (Port d'Alger). La méthode de stabilisation choisie est par colonnes ballastées. Le dimensionnement développé par l'entreprise Keller sur site et les dimensionnements par les méthodes statique et dynamique exposés dans le chapitre précédent ont été appliquées. Ensuite une comparaison entre les différents résultats obtenus a été faite et des conclusions ont été présentés justifiant l'approche dynamique comme étant la plus appropriées dans ce cas particulier de projet.

# Chapitre I

Généralité sur la liquéfaction  
de sols

### ***1.1. Introduction :***

Les Sollicitations sismiques ont tendance à densifier les sols granuleux, ce qui augmente rapidement la pression interstitielle de l'eau, entraînant une diminution de la résistance au cisaillement. La perte totale de la résistance au cisaillement d'un sol suite à une augmentation de la pression interstitielle est appelée liquéfaction.

La liquéfaction des sols sous séisme est connue pour être à l'origine de tassements ou de ruptures de fondations superficielles et de fondations profondes ayant mis en péril les structures portées, bâtiments et ouvrages d'art. La liquéfaction des sols se trouve aussi à l'origine de l'endommagement ou de la destruction d'ouvrages en terre (remblais, murs, digues, barrages) et d'ouvrages portuaires (quais, terre-pleins).

Enfin, les faibles pentes situées aux abords de plans d'eau (mer, lacs) et de rivières se sont souvent révélées vulnérables à ce phénomène et le théâtre de ruptures catastrophiques.

### ***1.2. Définition de la liquéfaction :***

Il semblerait que Hazen, 1920, ait été le premier à utiliser le terme de liquéfaction pour décrire et expliquer le mode de rupture du barrage Calaveras en 1918 en Californie, où 700 000 m<sup>3</sup> de sol constituant le pied amont du barrage ont été emportés sur une distance de 100 m sans aucune cause apparente. Hazen a expliqué ce phénomène par une concentration de pressions induite par un mouvement ou une déformation dans le matériau. Lorsque ceci se produit rapidement, l'eau contenue entre les pores est mise sous pression. L'augmentation continue de cette pression interstitielle conduit à une diminution des forces inter granulaires dans le sol (Figure I.1), et le matériau perd toute sa résistance lorsque la pression interstitielle devient égale à la contrainte effective initiale.

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

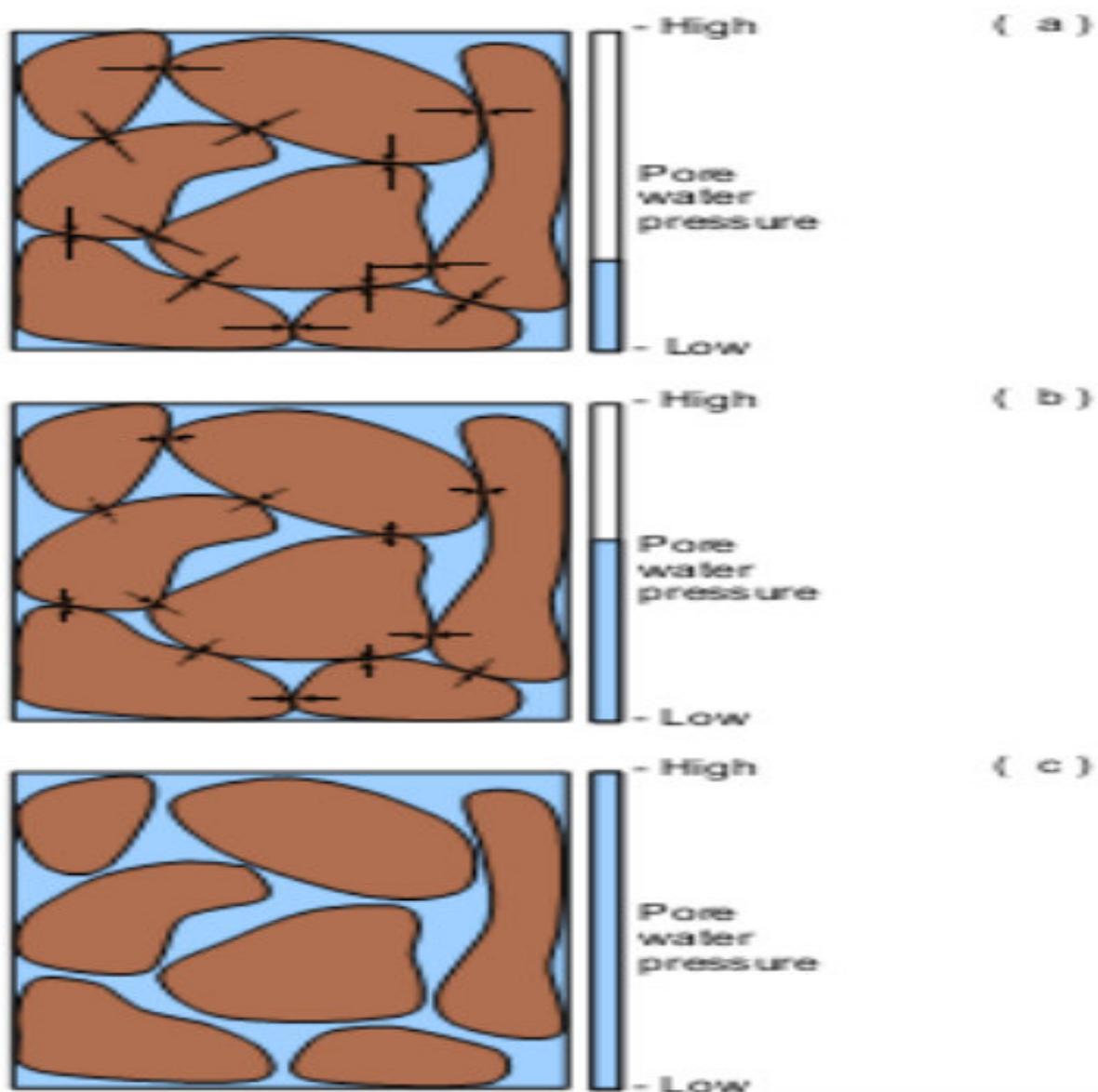


Figure I.1: illustration des dépôts de sol a) avant la liquéfaction, b) quand la pression interstitielle augmente et c) pendant la liquéfaction (les barres et les flèches bleues représentent la pression interstitielle et entrent en contact avec des forces entre les grains, respectivement) (d'après Raejee Kaewsong ,2009).

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

La liquéfaction statique est caractérisée par une perte importante et brutale de la résistance au cisaillement du massif de sol. C'est un phénomène d'instabilité caractéristique de matériaux granulaires, tels que les sables, lâches et saturés, ayant une tendance à la contractance sous cisaillement drainé. En conditions non drainées, cette tendance se traduit par une augmentation de la pression interstitielle qui conduit à la réduction des contraintes effectives. La liquéfaction cyclique vraie caractérise les sables lâches et très lâches contractants. C'est un mécanisme similaire à celui observé sous chargement monotone, et se définit par une augmentation progressive de la pression interstitielle au cours des cycles de charge-décharge sans augmentation considérable des déformations. Lorsque la pression interstitielle devient égale à la contrainte moyenne effective initiale, une chute brutale de la résistance au cisaillement se produit accompagnée par un développement rapide de grandes déformations.

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

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

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

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

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

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

### I.3. Explication du phénomène :

La liquéfaction est un phénomène qui se produit sous sollicitation sismique (éventuellement, en bord de mer sous l'effet de la houle ou par suite d'une activité sismique), (voire figure I.2).

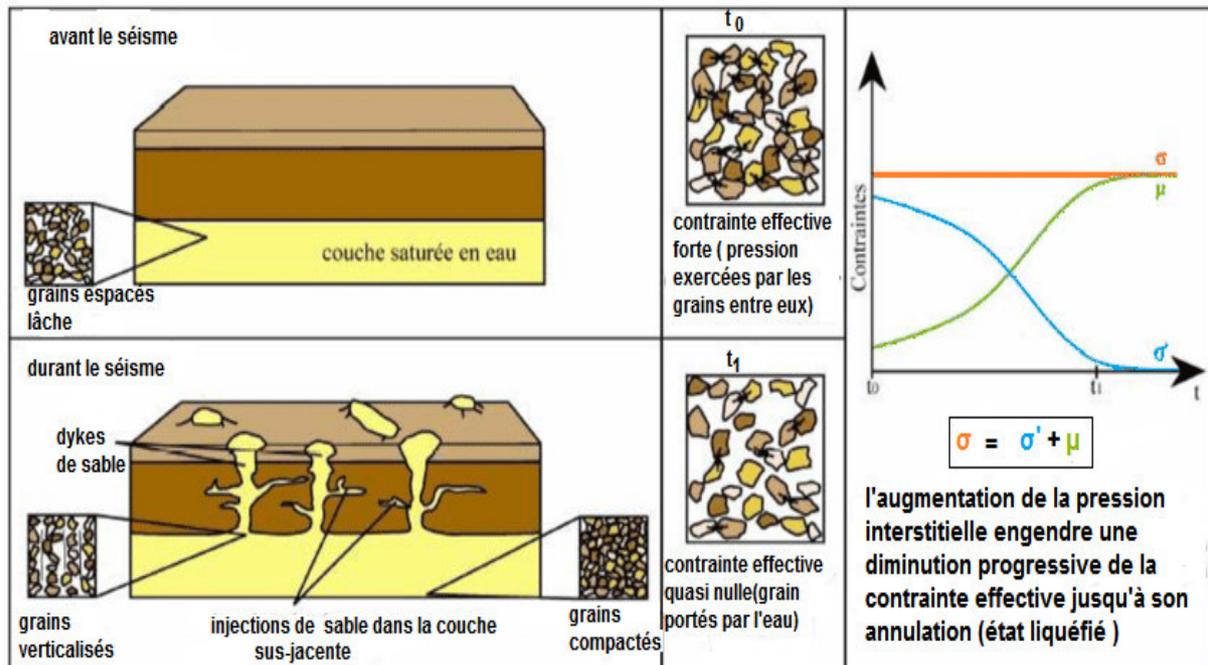


Figure I.2: Phénomène de liquéfaction des sols (Ishihara., 1985).

Le passage d'une onde sismique provoque, dans certaines formations géologiques, la perte de résistance d'un matériau sableux saturé en eau dans un état lâche, liée à une augmentation de la pression interstitielle engendrée par les déformations cycliques. La déconsolidation brutale du matériau se traduit par la déstructuration du sol, rendant particulièrement instables les constructions reposant sur ces formations.

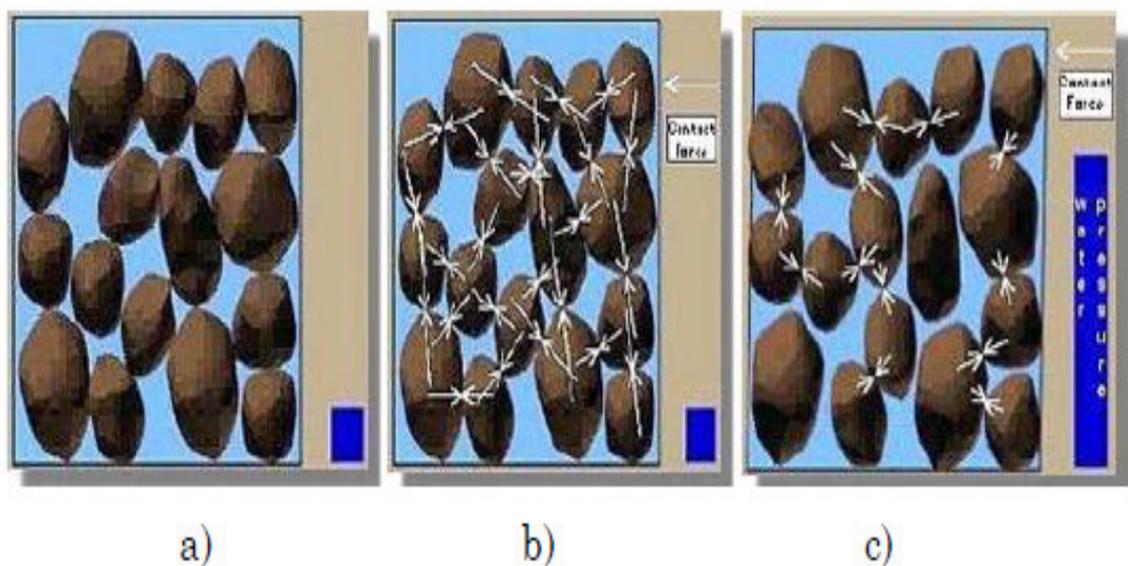
Le phénomène de liquéfaction concerne certaines formations géologiques, définies par :

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

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

liquéfier sous chargement cyclique étant limoneux à sableux. À l'échelle microscopique, le phénomène peut être représenté comme sur la figure 1.3, à l'état initial, les grains sont au repos, ils sont dans un environnement saturé et dans un état relativement lâche. Ils sont en contact les uns avec les autres, permettant la transmission des efforts s'exprimant à plus grande échelle par la notion de contraintes effectives. Lors d'un chargement dynamique, une réorganisation des grains se produit. Ce phénomène s'apparente à ce que l'on observe en vibrant du béton, par exemple. En conditions non drainées, cette réorganisation se traduit par une montée en pression de l'eau interstitielle puisque les grains n'occupent plus un volume suffisant pour entretenir la transmission des contraintes effectives initiales.

Celles-ci s'annulent donc, ce qui a pour conséquence la montée en pression de l'eau interstitielle jusqu'à égaler les contraintes totales. Les contacts entre les grains sont alors très faibles et l'ensemble se comporte comme un liquide, il ya liquéfaction du matériau.



**Indic :**

→ : Représente La force de contact entre les particules

■ : Représente le niveau de la pression interstitielle

Figure I.3 : Le phénomène de la liquéfaction à l'échelle microscopique.

#### ***1.4. Les facteurs influençant la liquéfaction :***

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

#### ***1.4.1. L'intensité et la durée de tremblement de terre :***

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

#### ***1.4.2. La nappe phréatique :***

La condition la plus favorable à la liquéfaction est une nappe phréatique près de la surface. Le sol non saturé situé au-dessus de la nappe phréatique ne sera pas liquéfier. S'il peut être démontré que les sols sont actuellement au-dessus de la nappe phréatique et sont très peu susceptibles de devenir saturé pour compte tenu des changements prévisibles dans le régime de cycle hydrologique, alors que ces sols ne sont pas besoin d'être évaluées pour le potentiel de liquéfaction. Sur les sites où la nappe phréatique fluctue de manière significative, le potentiel de liquéfaction sera également fluctuer. En règle générale, le niveau des eaux souterraines plus haut historique doit être utilisé dans l'analyse de liquéfaction à moins d'autres informations indiquent un niveau supérieur ou inférieur est approprié (Division des Mines et de Géologie, 1997).

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

#### ***1.4.3. Type de sol :***

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

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

pas de cohésion significative et s'est comporté comme s'il s'agissait d'un sable propre. Ces résidus ont été montré à exposer aussi bas une résistance à la liquéfaction du sable propre. Seed et al. (1983) a déclaré après baser sur des tests en laboratoire et performances sur le terrain, la grande majorité des sols cohésifs sera liquéfient pas en cours de tremblements de terre. En utilisant des critères initialement prévue par Seed et Idriss (1982) et par la suite confirmée par Youd et Gilstrap (1999), et Bray et al, (2004), pour un sol cohérent pour liquéfier, il doit satisfaire à toutes les trois critères suivants:

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

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

#### ***1.4.4. La densité relative de sol $D_r$ :***

Basé sur des études de terrain, des sols pulvérulents dans un état lâche sont sensibles à la liquéfaction. Les sols constitués des éléments non plastiques vont se contracter au cours de la secousse sismique qui va provoquer le développement d'un excès de pressions interstitielles. Pour les sables denses, l'état de liquéfaction initiale ne produit pas de grandes déformations en raison de la tendance de la dilatation du sable lors de l'inversion de la contrainte de cisaillement cyclique. Poulos et al. (1985) affirment que si le sol in situ peut être démontré dilatée, alors il ne doit pas être évalué car il ne sera pas susceptible de se liquéfier. En substance, les sols dilatants ne sont pas sensibles à la liquéfaction, parce que leur résistance au cisaillement non drainés est supérieure à leur résistance au cisaillement drainés.

#### ***1.4.5. La taille des particules :***

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

***1.4.6. La Forme des particules :***

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

***1.4.7. Pressions de confinement :***

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

Ceci ne signifie pas qu'une analyse de liquéfaction ne devrait pas être exécutée pour le sol qui est au-dessous d'une profondeur de 15 m. Dans beaucoup de cas, il peut être approprié d'exécuter une analyse de liquéfaction pour le sol qui est plus profond que 15 m. L'expérience et le jugement sont requis dans la détermination de la profondeur appropriée pour terminer une analyse de liquéfaction.

***1.4.8. L'âge géologique et la cimentation :***

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

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

***1.4.9. Historiques d'environnement :***

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

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

***1.4.10. Charge de bâtiment :***

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

***1.5. Effets induits par la liquéfaction***

La liquéfaction des sols est un problème sérieux capable de causer des dégâts

Souvent irréparables, tant à des ouvrages existants qu'à des nouvelles

Constructions, ainsi la liquéfaction peut provoquer :

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

***1.5.1. Fondations profondes :***

Lorsque la liquéfaction s'est produite durant le séisme de Nigata (1964) l'épandage latérale dans le sol a causé le déplacement du sol sous le lit de la rivière ce qui a imposé des pressions sur les pieux de fondation qui ont par la suite subit une déflexion et se sont déplacés voire (figure I.4)

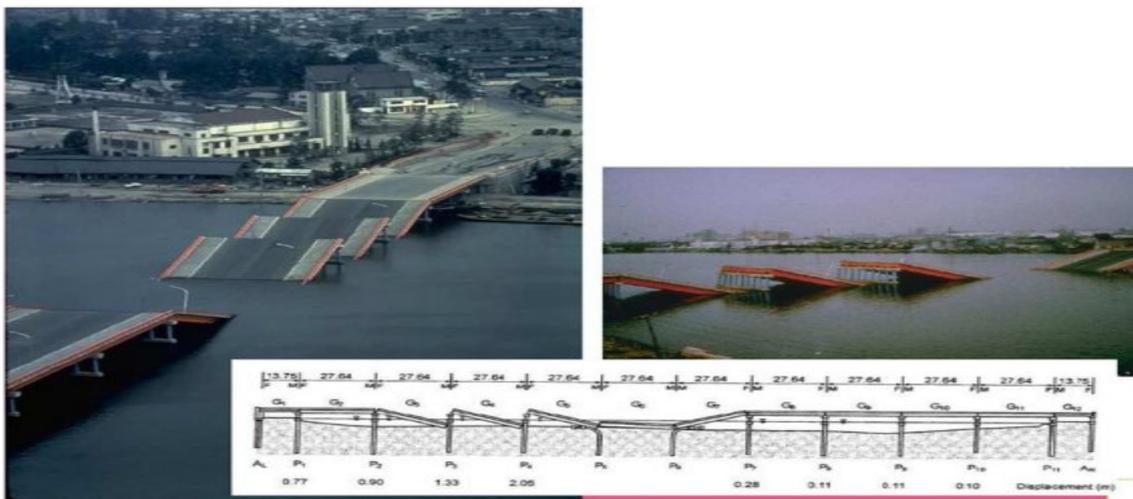


Figure I.4 : Rupture du pont de Showa, à Niigata au Japon.

**I.5.2. Les Barrages :**

L'augmentation de La pression de l'eau peut également déclencher des éboulements et causer l'effondrement des barrages, Le barrage de San Fernando (figure I.5) a souffert d'un effondrement du parement amont pendant le séisme de San Fernando, 1971. Heureusement, l'effondrement à peine évité de barrage, empêchant de ce fait un désastre potentiel d'inondation des secteurs urbains fortement peuplés.



Figure I.5 : Effondrement du parement amont du barrage de San Fernando pendant Le séisme de 1971.

**I.5.3. Fondations superficiels :**

Lorsque la liquéfaction se produit la résistance du sol diminue et la capacité portante d'un dépôt de sol constituant la fondation des bâtiments se réduit significativement en provoquant le basculement ou la flottaison de l'ouvrage voire (figure I.6)



Figure I.6 : Immeubles partiellement enfouis et ayant basculé à la faveur d'une liquéfaction du sol lors du séisme de 1964 à Niigata, au Japon.

## ***1.6. Quelques exemples historiques de cas de liquéfaction des sols :***

### ***1.6.1. Adapazari, Turquie (1999) :***

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



Figure I.7: Poinçonnement de la fondation sous la liquéfaction séisme Turquie 1999 (d'après Peter M. Byrne et al, 2008).



Figure I.8: renversement d'une structure sous l'effet de la liquéfaction séisme Turquie 1999 (d'après Peter M. Byrne et al, 2008).

#### ***I.6.2. Séisme de Boumerdes (23/05/2003) :***

Le nord de l'Algérie est situé le long de la frontière entre les plaques Eurasien et Africain qui est une région sismique très active. Le séisme du 21 Mai 2003 à Boumerdes a été localisé le long de la marge nordique de l'Atlas Tellien. La faille de Zemmouri qui n'était pas connue auparavant était la source de ce séisme qui a causé des dommages (voir figure I.9) significatifs dans la région entre Dellys et Alger. Le CRAAG (the Center of Research in Astrophysics, Astronomy and Géophysiques) a localisé l'épicentre des secousses dans la mer Méditerranéenne. La magnitude locale était de 6.8 sur l'échelle de Richter, (D'après l'EERI Earthquake Engineering Research Institute, Avril 2003).



Figure I.9 : Liquéfaction près de la ville de Zemmouri (ébullitions de sable). (D'après l'EERI, 2003, cité par HADDADENE Nacima 2008).

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

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

Des ébullitions de sable (voire figure I.10) à et des épandages latéraux dans le sol ont été observées près du pont traversant la rivière d'Isser (voir figure I.11).



Figure I.10 : Ébullitions de sable dues à la liquéfaction près de la rivière d'Isser (D'après l'EERI, 2003, cité par HADDADENE Nacima 2008).



Figure I.11: Déplacement latéral et longitudinal du pont d'Isser (Boumerdes, 2003).

**1.6.3. Séisme de Nouvelle-Zélande (22 Février 2011) :**

Le séisme de Christchurch (22 Février 2011) était d'une magnitude 6.3, le tremblement de terre qui a frappé la région de Canterbury en New Zealand,

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



Figure I.12 : Immeuble endommagé par un phénomène de liquéfaction du sol. Séisme en Nouvelle-Zélande (22/02/2011).

**1.6.4. Séisme en Indonésie (28/09/2018) :**

Deux semaines après la principale secousse survenue à Palu, les autorités indonésiennes ont interrompu les recherches jeudi 11 octobre 2018. Le séisme a causé la mort de plus de 2 000 personnes. Mais un autre phénomène, très rare, la liquéfaction du sol, est peut-être responsable de 12 000 cas de disparition.

C'est à Petobo et Balaroa, deux villages au sud de Palu non touchés par le tsunami, que ce phénomène a été observé. « *Le sol remuait et puis soudain montait* », a raconté un témoin cité par l'Agence France-Presse, qui a également constaté la présence sur les routes de fissures et

crevasses de plusieurs mètres de large. « La terre est en fait tout simplement remontée et a enterré les maisons »

## Séisme en Indonésie :

*la liquéfaction du sol a détruit Palu*

**Indonésie, le piège mortel de la liquéfaction du sol**

séisme du 28 sept 2018



Figure I.13: Séisme en Indonésie, la liquéfaction du sol a détruit Palu (28/09/2018).

### ***I.7. Conclusion :***

Un sol lâche et à faible pression inter-granulaire est beaucoup plus sensible à la liquéfaction, contrairement à un sol dense qui résiste plus (nécessite plus de cycles). La liquéfaction est un phénomène très dangereux car le changement de d'état du solide au liquide peut causer beaucoup de dégâts sur les structures. Il est donc important de ne pas négliger ce fait pour tous sols pouvant présenter des critères de liquéfaction sous sollicitation dynamique. Par conséquent les ouvrages doivent donc être adaptés au sol car de bonnes fondations sur un sol médiocre n'impliquent pas forcément une bonne stabilité

# Chapitre II

Méthodes d'évaluation du  
potentiel de liquéfaction

## **II.1. Introduction :**

L'occurrence de la liquéfaction dans les sols est souvent évaluée suivant le procédé simplifié à l'origine proposé par Seed et Idriss (1971) basés sur l'essai de pénétration standard (SPT). Il est possible de caractériser le potentiel de liquéfaction d'un sol en fonction de deux paramètres : un paramètre de résistance mécanique (donné par le SPT) et un paramètre granulométrique (classification des sols, pourcentage en fines). Ce procédé a subi plusieurs révisions et mises à jour depuis qu'il a été proposé la première fois en 1971, y compris élaboration des méthodes basées sur l'essai de pénétration de cône (CPT), l'essai au dilatomètre de Marchetti (DMT), l'essai de la mesure des vitesses d'ondes de cisaillement, et les essais de laboratoire (par exemple l'essai triaxial cyclique). Ce chapitre présente la procédure d'évaluation du potentiel de la liquéfaction des sols par des nouvelles méthodes proposées par plusieurs chercheurs. Aussi nous avons exposées les principes de logiciels commerciaux qui existent.

## **II.2. Méthodes d'évaluation du potentiel de liquéfaction :**

### **II.2.1. Méthodes simplifiées pour évaluer le potentiel de liquéfaction d'un site :**

La première étape de l'analyse de liquéfaction consiste à déterminer si le sol a la capacité de liquéfaction pendant un tremblement de terre. Tel que discuté dans le chapitre I (Parag. I.4.3), la majorité des sols qui sont sensibles à la liquéfaction des sols sont les sols pulvérulents. Les sols cohérents ne devraient pas être considérés comme susceptibles à la liquéfaction sauf s'ils répondent aux deux critères énumérés dans le chapitre I (Parag. I.4.3).

Les types d'analyse pour déterminer le potentiel de liquéfaction consiste à utiliser les essais de : l'essai de pénétration standard (SPT), l'essai de pénétration de cône (CPT), l'essai au dilatomètre de Marchetti (DMT), l'essai de la mesure des vitesses d'ondes de cisaillement, et les essais de laboratoire (par exemple l'essai triaxial cyclique). L'analyse est basée sur des méthodes simplifiées pour évaluer le potentiel de liquéfaction d'un site. Les étapes sont les suivantes:

- Le type de sol approprié : Comme indiqué précédemment, la première étape consiste à déterminer si le sol a la capacité de se liquéfier en cours d'un tremblement de terre. Le sol doit satisfaire aux exigences suivantes.
  - Fraction de fines inférieures à 0.005 mm
  - Limite de liquidité  $LL < 35\%$
  - Teneur en eau normale  $> 0.9 LL$
- La nappe phréatique : Le sol doit être en dessous de la nappe phréatique. L'analyse de liquéfaction pourrait également être effectuée s'il est prévu que la nappe phréatique se lèvera à l'avenir et donc le sol sera finalement en dessous de la nappe phréatique.
- Le rapport de contrainte cyclique (CSR) induite par le séisme : Si le sol répond aux deux exigences ci-dessus, la procédure simplifiée peut être effectuée. La première

étape de la procédure simplifiée est de déterminer le rapport de contraintes cycliques (CSR) qui sera induite par le tremblement de terre.

- Une inconnue majeure dans le calcul de la CSR induite par le tremblement de terre est l'accélération horizontale maximale à la surface du sol  $a_{max}$  qui doit être utilisé dans l'analyse. Les valeurs des seuils nécessaires pour produire la liquéfaction, tel que mentionné précédemment, une analyse de la liquéfaction ne serait normalement pas nécessaire pour les sites ayant une accélération horizontale maximale à la surface du sol  $a_{max}$  inférieure à 0,10g ou une magnitude  $M_w$  inférieure à 5.
- Le rapport de résistance cyclique des sols (CRR): Si CSR induit par le tremblement de terre est supérieure à la CRR, alors il est probable que la liquéfaction se produit lors du séisme.
- Facteur de sécurité (FS) : La dernière étape consiste à déterminer le facteur de sécurité contre la liquéfaction, qui est défini comme  $FS = CRR / CSR$

Les zones considérées susceptibles à la liquéfaction sont donc celles où le CSR est supérieur au CRR, tel que représenté à la figure. II.1.

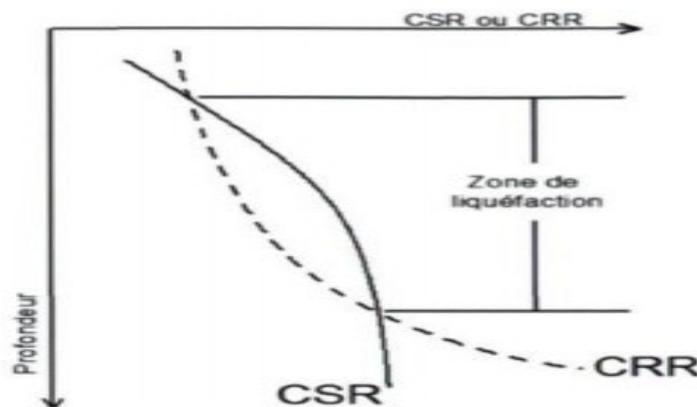


Figure. II .1 : Méthodologie d'évaluation de susceptibilité à la liquéfaction.

### II.2.2. Méthode basée sur des essais de laboratoire :

Cette méthode consiste à déterminer la résistance de cisaillement cyclique non drainée par des essais de laboratoire (triaxial cyclique, cisaillement cyclique, etc...) qui par comparaison avec le niveau d'intensité sismique permet de conclure sur le risque éventuel de liquéfaction.

#### II.2.2.1. Évaluation de la contrainte de cisaillement :

La contrainte de cisaillement maximale due au séisme peut être exprimée comme suit :

$$\tau_{max} = \frac{a_{max}}{g} \times \sigma_v \times r_d \quad (II.1)$$

$a_{max}$  : Accélération maximale du sol en surface en (m/s<sup>2</sup>).

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

$\sigma_v$  : La contrainte verticale totale du sol (Kpa).

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

La figure II.2, fournit un digramme de contrainte de cisaillement dus aux sollicitations sismiques en fonction de temps.

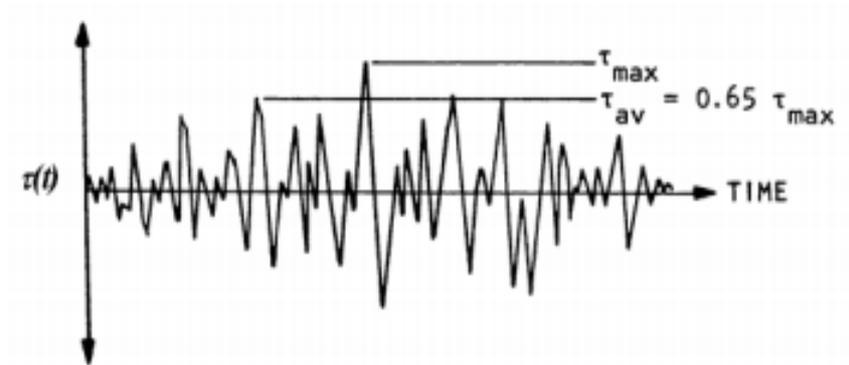


Figure .II.2 : Contrainte de cisaillement en fonction de temps durant un séisme.

La contrainte de cisaillement moyenne due à un séisme de référence (correspondant à une magnitude  $M=7.5$  et un nombre de cycles équivalents de 15) à la profondeur considérée est exprimée par:

$$\tau_{moy} = 0.65 \cdot \tau_{max} \quad (II.2)$$

Le nombre de cycles équivalents en fonction de la magnitude du séisme (Seed et Idriss, 1971) est donné dans le tableau .II.1:

Tableau .II.1 : Nombre de cycles équivalents.

Magnitudes	Nombre de cycles équivalents
5.5 à 6	5
6.5	8
7	12
7.5	15
8	20

En combinant l'équation 1 et 2, la contrainte de cisaillement moyenne est donnée par :

$$\tau_{moy} = 0.65 \cdot \frac{a_{max}}{g} \cdot \sigma_v \cdot r_d \quad (II.3)$$

**II.2.2.2. Évaluation de la résistance au cisaillement cyclique non drainée :**

La détermination de la résistance cyclique RCC est effectuée à partir des essais de laboratoire (triaxial cyclique par exemple) dont les échantillons de sable doivent être intacts.

La valeur de la RCC non drainée est donnée en fonction de nombre de cycle N. Cette résistance peut être définie par la condition de liquéfaction suivante :

$$\frac{u}{\sigma_v} = 1 \quad (\text{II.4})$$

Où

$u$  : est la pression interstitielle.

$\sigma_v$  : la contrainte verticale.

En utilisant l'appareil triaxial cyclique, la résistance au cisaillement cyclique est exprimée par la relation suivante :

$$\tau_l = \frac{1+2k_0}{3} \left( \frac{\sigma_d}{2\sigma'_0} \right) \sigma'_v \quad (\text{II.5})$$

$\sigma'_v$  : est la contrainte verticale effective en place.

$\sigma'_0$  : est la pression de confinement effective.

$\sigma_d$  : étant le déviateur cyclique.

$K_0$  : est le coefficient de poussée des terres au repos.

**II.2.2.3. Méthode de seed et al (1971) :**

Pour calculer le CRR basé sur l'essai triaxial cyclique, CRR de l'essai triaxial cyclique est calculé par :

$$CRR = 0.572 \left( \frac{\sigma_d}{2\sigma'_c} \right)_{tri} \quad (\text{II.6})$$

Où :

$\sigma_d$  : Déviateur de contrainte.

$\sigma'_c$  : La pression de confinement effective.

**II.2.2.4. Méthode de seed et al (1979) :**

Pour le passage de CRRtx en CRR de chantier, les deux auteurs ont adopté l'équation suivante proposée initialement par Seed (1979) :

$$CRR = \frac{(1+2k_0)}{3} r_c(CRR_{tx}) \quad (\text{II.7})$$

$$CRR_{tx} = \frac{\sigma_d}{2\sigma'_c} \quad (\text{II } 8)$$

$$\text{Avec } k_0 = \sigma'_h / \sigma'_v \quad (\text{II.9})$$

Avec :

$r_c$  : une constante qui prend en considération l'effet des secousses multidirectionnelles avec des valeurs variant entre 0,9 et 1,0.

### II.2.3. Méthodes basées sur des essais in-situ :

#### II.2.3.1. Évaluation du rapport de contraintes cycliques (CSR) :

S'il est déterminé que le sol a la capacité de liquéfaction pendant un tremblement de terre et le sol est inférieur ou sera inférieure à la nappe phréatique, l'analyse de la liquéfaction est effectuée. La première étape de la procédure simplifiée consiste à calculer CSR qui est causée par le tremblement de terre.

Il est supposé qu'il y a une surface au niveau du sol, une colonne de sol à une largeur et une longueur unitaires, et que la colonne de sol se déplace horizontalement comme un corps rigide en réponse à l'accélération horizontale maximale  $a_{max}$  exercée par le tremblement de terre à la surface du sol. La figure II.3 montre un schéma de ces conditions supposées. Compte tenu de ces hypothèses,

$$W = \gamma_t \cdot Z$$

W : poids de la colonne de sol.

$\gamma_t$ : est le poids volumique total de la colonne du sol.

Z : est la profondeur sous la surface du sol.

La force horizontale de tremblement de terre F agissant sur la colonne de sol (qui a une largeur et une longueur unitaire) est :

$$F = ma = \left(\frac{W}{g}\right) a = \left(\frac{\gamma_t \cdot Z}{g}\right) a_{max} = \sigma_{v0} \left(\frac{a_{max}}{g}\right) \quad (\text{II.10})$$

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

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

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

$\gamma_t$ : le poids volumique total de la colonne du sol en (kN /m<sup>3</sup>).

Z : la profondeur de la colonne du sol.

$a_{max}$  : L'accélération maximale induite par le tremblement de terre en (m/s<sup>2</sup>).

$\sigma_{v0}$ : La contrainte verticale totale égale à  $z \cdot \gamma$  exprimée en (kPa).

$a$  : L'accélération, qui dans ce cas est l'accélération horizontale maximale à la surface du sol causé par le tremblement de terre ( $a_{max} = a$ ) en ( $m/s^2$ ).

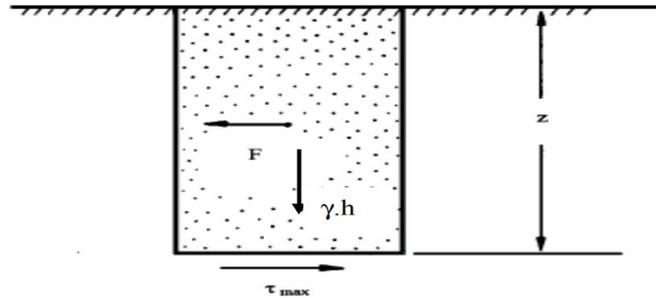


Figure .II.3 : les conditions assumées pour le développement de la relation du CSR.

Suivant les indications de figure 2.3, en additionnant des forces dans la direction horizontale, la force  $F$  agissant sur l'élément rigide de sol est égale à la force de cisaillement maximum à la base de l'élément de sol. Puisqu'on assume que l'élément de sol à une largeur et une longueur unitaire, la force de cisaillement maximum  $F$  est égale à la contrainte de cisaillement maximum  $\tau_{max}$ , ou dans Eq. (II.11):

$$F = \tau_{max} = \sigma_{v0} \left( \frac{a_{max}}{g} \right) \tag{II.11}$$

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

$$\frac{\tau_{max}}{\sigma'_{v0}} = \left( \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right) \left( \frac{a_{max}}{g} \right) \tag{II.12}$$

Du fait que le sol se comporte comme un corps déformable (figure II.4) Seed et Idriss (1971) ont introduit un facteur de réduction des contraintes d'où :

$$\frac{\tau_{max}}{\sigma'_{v0}} = r_d \left( \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right) \left( \frac{a_{max}}{g} \right) \tag{II.13}$$

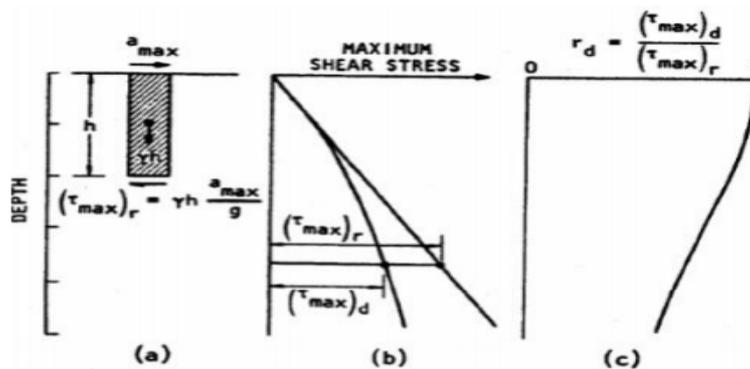


Figure II.4: Détermination des contraintes de cisaillement maximales.

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

$$\tau_{cyc} = 0.65 \cdot \tau_{max} \quad (II.14)$$

Où,  $\tau_{cyc}$  : est la contrainte cyclique due à la sollicitation sismique (kPa).

Le CSR induit par tremblement de terre est obtenue en substituant Eq (II.14) dans Eq (II.13)

$$CSR = \frac{\tau_{cyc}}{\sigma'_{v0}} = 0.65 \left( \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right) \left( \frac{a_{max}}{g} \right) r_d \quad (II.15)$$

Avec :

CSR : le rapport de contrainte cyclique (sans dimensions). Le CSR désigné également généralement sous le nom du  $SSR\sigma_{v0}$ : la contrainte verticale totale (kPa).

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

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

Comme précédemment mentionné, le facteur de réduction de profondeur a été présenté pour expliquer le fait que la colonne de sol montrée dans figure. II.4 ne se comporte pas comme un corps rigide pendant le tremblement de terre. La figure 2.5 présente la gamme en valeurs pour le facteur  $r_d$  de réduction de profondeur contre la profondeur au-dessous de surface de sol.

Noter qu'avec la profondeur, le facteur de réduction de profondeur diminue pour expliquer le fait que le sol n'est pas un corps rigide, mais est plutôt déformable. Comme indiqué dans figure 2.4, Idriss (1999) indique que les valeurs du  $r_d$  dépendent de l'importance du tremblement de terre. Comme question pratique, les valeurs de  $r_d$  sont habituellement obtenu à partir de la courbe marqué valeurs moyennes par Seed et Idriss (1971) dans figure II.5.

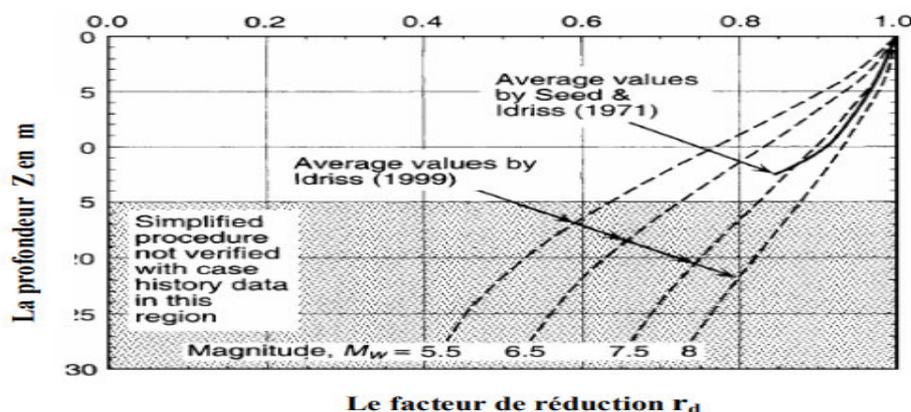


Figure II.5 : Facteur  $r_d$  de réduction contre la profondeur au-dessous du niveau ou des surfaces au sol doucement en pente. (Andrus et Stokoe 2000, reproduits avec la permission de la société américaine des ingénieurs civils, Robert W. Day, 2009).

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

$$r_d = 1 - (0.012)(z) \quad (\text{II.16})$$

Où :

$Z$  : est la profondeur du sol en mètre au-dessous de la surface de sol où l'analyse de liquéfaction est exécutée (c.-à-d., la même profondeur utilisé pour calculer  $\sigma_{v0}$  et  $\sigma'_{v0}$ ).

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

$$r_d = \begin{cases} 1.0 - 0.00765 z, & z \leq 9.15m \\ 1.174 - 0.0267z, & 9.15 < z \leq 23m \end{cases} \quad (\text{II.17})$$

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

$$r_d = \frac{(1 - 0.4113z^{0.5} + 0.04052z + 0.001753z^{1.5})}{(1 - 0.4177z^{0.5} + 0.05729z - 0.006205z^{1.5} + 0.001210z^2)} \quad (\text{II.18})$$

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

Pour  $z < 34$  m :

$$r_d = \exp \left[ -1.012 - 1.126 \sin \left( \frac{z}{11.73} + 5.133 \right) + \left[ 0.106 + 0.118 \sin \left( \frac{z}{11.28} + 5.142 \right) \right] M_w \right] \quad (\text{II.19})$$

Pour  $z > 34$  m :

$$r_d = 0.12 \exp (0.22M_w) \quad (\text{II.20})$$

$M_w$  : La magnitude du moment.

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

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

$$CSR_{7.5} = \frac{CSR}{MSF} = 0.65 \left( \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right) \left( \frac{a_{max}}{g} \right) \left( \frac{r_d}{MSF} \right) \quad (\text{II.21})$$

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

$$MSF = \left( \frac{M_w}{7.5} \right)^{-2.56} \quad (\text{II.22})$$

$M_w$  : La magnitude du moment.

Idriss et Boulanger (2004), après l'examen de toutes les relations, ont adopté celle explicitée par l'équation II.14. Lorsqu'ils utilisent la combinaison avec les formules qui relient  $r_d$  à  $Z$  et à la magnitude  $M_w$  et non uniquement à la profondeur, elle fournira des résultats plus conservateurs, surtout dans le cas des faibles profondeurs:

$$MSF = 6.9 \exp\left(\frac{-M_w}{4}\right) - 0.058 \leq 1.8 \quad (\text{II.23})$$

### II.2.3.2. Évaluation du rapport de résistance cyclique (CRR) :

La deuxième étape des procédés simplifiés est de déterminer le rapport de résistance cyclique (CRR) du sol. Le CRR représente la résistance de liquéfaction du sol. Les méthodes utilisées pour déterminer la résistance de liquéfaction sont basées sur l'utilisation des données obtenues à partir d'essais in-situ (SPT, CPT, DMT, et la mesure des vitesses d'ondes de cisaillement...), ou à partir d'essais de laboratoire (Triaxial cyclique, cisaillement simple...).

Les corrélations de CRR sont basées sur l'évaluation du comportement des dépôts suite aux séismes correspondent à une magnitude de référence de 7,5. Elles correspondent aussi à des terrains plats, et à des contraintes verticales effectives de l'ordre de 100 kPa. Comme expliqué par Kramer (1996), il a été proposé de tenir compte de l'effet de la contrainte de cisaillement initiale, dépendant de la pente du dépôt, et de la contrainte effective verticale supérieure à 100 kPa, en corrigeant la valeur de CRR comme suit:

$$CRR = CRR_{\alpha=1, \sigma=1} \times K_\alpha \times K_\sigma \quad (\text{II.24})$$

$$\alpha = \frac{\tau_s}{\sigma'_{v0}} \quad (\text{II.25})$$

$\alpha$  : est le rapport de contrainte de cisaillement statique horizontal.

$\tau_s$  : est la contrainte de cisaillement statique horizontal.

$\sigma'_{v0}$  : la contrainte effective.

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

Youd et al (2001) donné  $K_\sigma$  comme suit :

$$K_\sigma = \left(\frac{\sigma'_{v0}}{P_a}\right)^{f-1} \quad (\text{II.26})$$

Où :  $K_\sigma$  : facteur de correction de contrainte verticale effective, ( $K_\sigma = 1$  pour  $\sigma'_{v0} < 100$  kpa).

$P_a$  : est la pression atmosphérique ( $P_a = 100 \text{ kpa}$ ).

$f$  = dépend de la densité relative ( $D_r$ ).

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

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

Boulangier et Idriss (2004) ont à leur tour révisé la valeur de  $K_\sigma$  :

$$K_\sigma = 1 - C_\sigma \ln \left( \frac{\sigma'_{v0}}{P_a} \right) \leq 1 \quad (\text{II.27})$$

$$\left\{ \begin{array}{l} C_\sigma = \frac{1}{18.9 - 17.3 D_r} \\ \text{ou} \\ C_\sigma = \frac{1}{18.9 - 2.55 \sqrt{(N_1)_{60}}} \\ \text{ou} \\ C_\sigma = \frac{1}{37.3 - 8.27 (q_{c1N})^{0.264}} \end{array} \right. \quad (\text{II.28})$$

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

$D_r$  : la densité relative.

$(N_1)_{60}$  : la valeur corrigée de  $N_{\text{SPT}}$ .

$q_{c1N}$  : La résistance de pointe corrigée.

### II.2.3.2.1. Évaluation du CRR par l'essai SPT :

Comme il est expliqué par Seed et Idriss (1982) plus la contrainte de sur consolidation augmente plus les valeurs de N-SPT augmentent cela nécessite une correction de ces valeurs d'où :

$$(N_1)_{60} = C_N * N_m \quad (\text{II.29})$$

$N_m$  : Nombre de coups mesuré

$C_N$  : Facteur de normalisation de  $N_m$  par rapport à la contrainte de sur consolidation. Seed et Idriss (1982) ont donné la formule suivante :

$$C_N = 2.2 / \left( 1.2 + \frac{\sigma'_{v0}}{P_a} \right) \quad (\text{II.30})$$

$P_a$  : Pression atmosphérique = 100 Kpa.

$\sigma'_{v0}$  : Contrainte effective (KPa).

( $C_N$ ) Peut être calculé par la formule de Liao et Witham (1986) :

$$C_N = \left( \frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.5} \quad (\text{II.31})$$

$P_a$  : Pression atmosphérique égale à 100 Kpa.

$\sigma'_{v0}$  : Contrainte effective (KPa).

**Note :**  $C_N$  ne devrait pas excéder 1.7, une valeur maximale de 2.0 a été publiée durant les travaux de l'atelier de National Center for Earthquake Engineering Research. Ensuite cette valeur a été réduite à 1.7 par le consensus des participants de l'atelier.

Récemment Boulanger (2003) a proposé une expression de  $C_N$  en introduisant la densité relative de sable :

$$C_N = \left( \frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^m \quad (\text{II.32})$$

$$\text{Avec : } m=0.784-(0.521 \cdot Dr) \quad (\text{II.33})$$

$Dr$  : La densité relative.

D'autres facteurs dus aux matériels de l'essai peuvent influencer les valeurs de N-SPT, le nombre de coups corrigé est déterminé par :

$$(N_1)_{60} = N_m \times C_N \times C_E \times C_B \times C_R \times C_S \quad (\text{II.34})$$

$C_N$  : Défini précédemment.

$C_E$  : Facteur de correction de l'énergie transmise du marteau à l'échantillonneur.

$C_B$  : Coefficient de correction qui tient compte du diamètre du forage.

$C_R$  : Coefficient de correction qui tient compte de la longueur des tiges.

$C_S$  : Coefficient de correction qui tient compte de la méthode d'échantillonnage.

Les valeurs de ces coefficients énumérées par Robertson et Wride (1998) sont résumées dans le tableau II.2:

Tableau II.2 : corrections au SPT modifié par Skempton, (1986), énumérées par Robertson et Wride (1998).

FACTEUR	EQUIPEMENT VALABLE	TERME	LA CORRECTION
Contrainte effective	/	$C_N$	$(P_a / \sigma'_v)^{0.5}$ $C_N \leq 1.7$
Contenu de l'énergie	Mouton de battage torique Mouton de sureté Mouton de battage type automatique	$C_E$	0,5 à 1,0 0,7 à 1,2 0,8 à 1,3
Diamètre de forage	65 à 115 mm 150 mm 200 mm	$C_B$	1,0 1,05 1,15
Longueur de la tige	< 3 m 3 à 4 m 4 à 6 m 10 à 30 m	$C_R$	0,75 0,8 0,85 0,95 1,0
Méthode de prélèvement	Echantillon standard Echantillon sans recouvrement	$C_E$	1,0 1,1 à 1,3

Les points ainsi collectés après l'essai dans plusieurs zones où la liquéfaction est apparue, sont placés sur un graphique (voir figure II.6) où Seed fait apparaître trois courbes limites pour des matériaux sableux contenant 5, 15 et 35% de fines (on entend par fines, les matériaux qui ont un diamètre inférieur à 76  $\mu\text{m}$ ). Les résistances SPT sont des résistances normalisées, c'est à dire corrigées en fonction du type d'appareil employé pour le battage. Notons que ces courbes sont valables uniquement pour une magnitude de référence fixée à 7,5

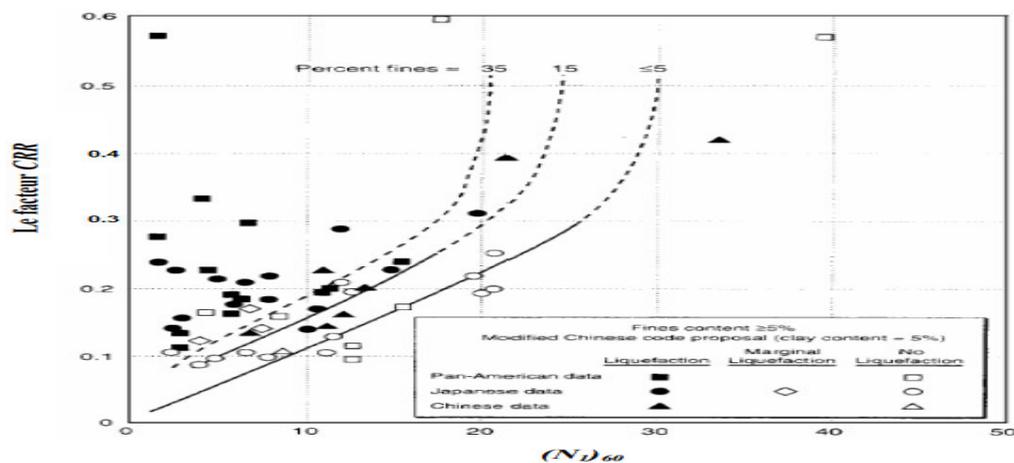


Figure II.6 : Courbe simplifiée recommandée pour le calcul du CRR pour  $M_w=7.5$  (Après Seed et al. 1985, réimprimé avec la permission de la société américaine des ingénieurs civils, Robert W. Day, 2009).

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

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

$$(N_1)_{60cs} = (N_1)_{60} + \Delta(N_1)_{60} \tag{II.35}$$

L'incrément de résistance dépend de la teneur en fines. On peut se reporter à un graphique pour obtenir la valeur de cet incrément ou, traduit de façon analytique (tableau II.3), le calculer de la façon suivante :

Tableau II.3 : Facteurs de correction pour le passage de (N1)60 à (N1)60cs

(Stark et Olsen, 1995).

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

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

$$(N_1)_{60cs} = a + b(N_1)_{60} \tag{II.36}$$

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

Tableau II.4 : facteurs de correction pour le passage de (N1)60 à (N1)60cs

(Seed et Idriss, 1997).

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

Idriss et Boulanger (2004), en utilisant la figure II.7 ont proposé une nouvelle relation de  $\Delta(N_1)_{60}$  donné comme suit :

$$\Delta(N_1)_{60} = \exp \left( 1.63 + \frac{9.7}{FC+0.1} - \left( \frac{15.7}{FC+0.1} \right)^2 \right) \tag{II.37}$$

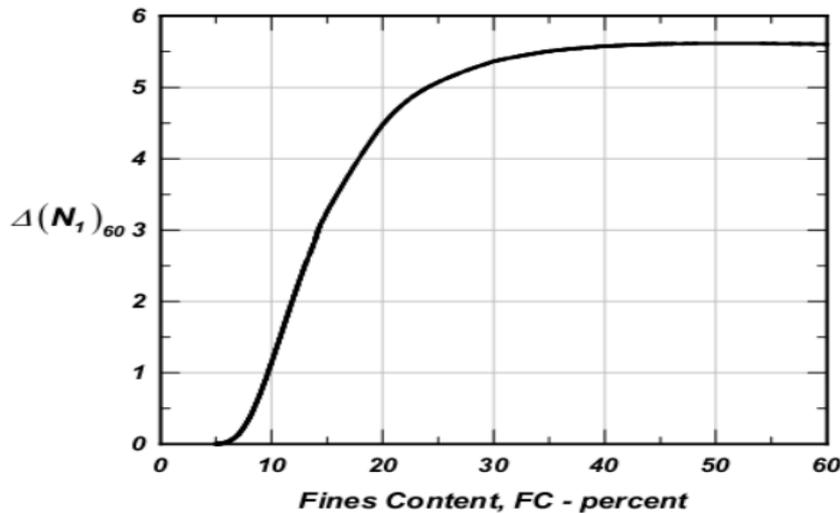


Figure II.7 : Variation de  $\Delta (N_1)_{60}$  avec le contenu des fines

(D'après Idriss et Boulanger, 2004).

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

**II.2.3.2.1.1. Méthode de Toshio Iwasaki et al (1984) :**

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

$$\begin{cases} CRR = 0.225 \log_{10} \frac{0.35}{D_{50}} + 0.0882 \sqrt{\frac{N}{\sigma'_{v0} + 0.7}} & \text{pour } 0.04mm \leq D_{50} \leq 0.6mm \\ CRR = -0.05 + 0.0882 \sqrt{\frac{N}{\sigma'_{v0} + 0.7}} & \text{pour } 0.6mm \leq D_{50} \leq 1.5mm \end{cases} \quad (II.38)$$

Où :

N : le nombre de coups de la pénétration standard.

$\sigma'_{v0}$  : la contrainte effective (en kgf/cm).

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

**II.2.3.2.1.2. Méthode de Youd et al. (2001) :**

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

$$CRR_{7.5} = \frac{1}{34 - (N_1)_{60CS}} + \frac{(N_1)_{60CS}}{135} + \frac{50}{[10(N_1)_{60CS} + 45]^2} - \frac{1}{200} \quad (II.39)$$

Cette équation reste valable pour FC < 5% (sables propres), et  $N_{1(60)} < 30$ . Pour  $N_{1(60)} > 30$  on admit directement que le sol est non liquéfiable.

**II.2.3.2.1.3. Méthode d'Andrus et al (2004) :**

Andrus et al. (2004) ont proposé l'équation suivant pour le CRR, par l'utilisation de nouvelle courbe de CRR en fonction de  $(N_1)_{60cs}$  ( figure II.8) :

$$CRR_{7.5} = 0.017[(N_1)_{60cs}]^{0.506} + 2.8 \left[ \frac{1}{215 - 87.8[(N_1)_{60cs}]^{0.253}} - \frac{1}{215} \right] \quad (II.40)$$

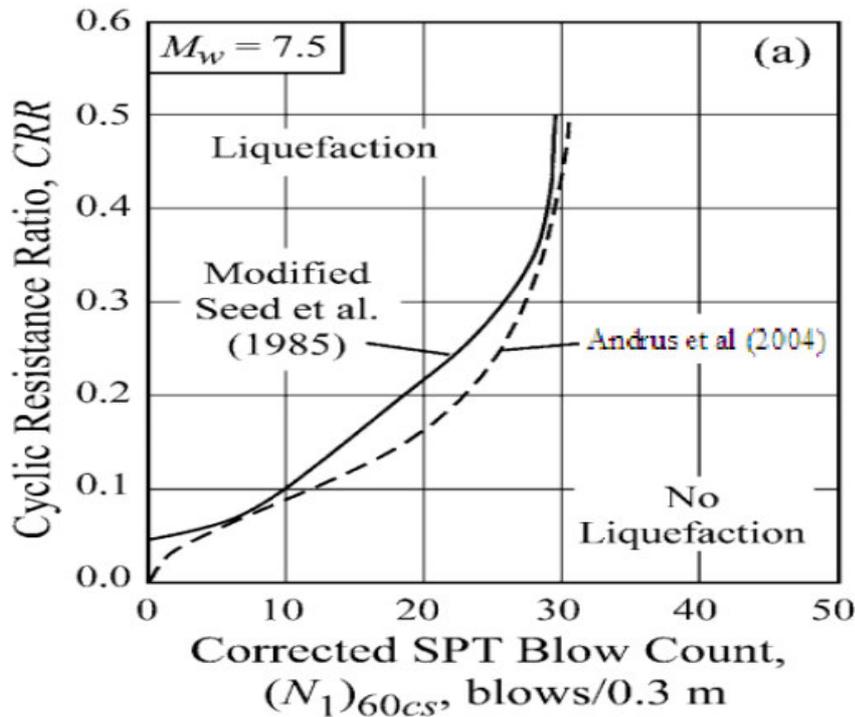


Figure .II.8 : Courbe simplifiée pour le calcul du CRR pour Mw=7.5

(D'après Andrus et al, 2004)

**II.2.3.2.1.4. Méthode de Rolando P. Orense (2005) :**

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

$$CRR = c_w \cdot R_L \quad (II.41)$$

$$R_L = \begin{cases} 0.0882\sqrt{N_a/1.7} & \text{pour } N_a < 14 \\ 0.0882\sqrt{N_a/1.7} + 1.6 \times 10^{-6}(N_a - 14)^{4.5} & \text{pour } N_a \geq 14 \end{cases} \quad (II.42)$$

$$c_w = \begin{cases} 1.0 & \text{pour } R_L \leq 0.1 \\ 3.3R_L + 0.67 & \text{pour } 0.1 < R_L \leq 0.4 \\ 2.0 & \text{pour } R_L > 0.4 \end{cases} \quad (II.43)$$

- Pour les sols sableux :

$$N_a = c_1 \times N_1 \times c_2 \quad (\text{II.44})$$

$$N_1 = 1.7 \times N / (\sigma'_{v0} + 0.7) \quad (\text{II.45})$$

$$c_1 = \begin{cases} 1 & \text{pour } 0\% \leq Fc < 10\% \\ (Fc + 40)/50 & \text{pour } 10\% \leq Fc < 60\% \\ Fc/20 - 1 & \text{pour } Fc \geq 60\% \end{cases} \quad (\text{II.46})$$

$$c_2 = \begin{cases} 1 & \text{pour } 0\% \leq Fc < 10\% \\ (Fc - 10)/18 & \text{pour } Fc \geq 10\% \end{cases} \quad (\text{II.47})$$

- Pour les graviers :

$$N_a = [1 - 0.36 \log_{10}(D_{50}/2)] \times N_1 \quad (\text{II.48})$$

$F_c$  : Pourcentage de fines (%).

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

$\sigma'_{v0}$  : la contrainte effective.

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

#### **II.2.3.2.1.5. Méthode d'Idriss et Boulanger (2006) :**

Idriss et Boulanger (2006) ont recommandé l'équation analytique suivante à employer pour déterminer le CRR basé sur des résultats de SPT (figure II.9), pour un sol non cohésion avec n'importe quel contenu fin (FC) :

$$CRR_{7.5} = \exp \left[ \frac{(N_1)_{60cs}}{14.1} + \left( \frac{(N_1)_{60cs}}{126} \right)^2 - \left( \frac{(N_1)_{60cs}}{23.6} \right)^3 + \left( \frac{(N_1)_{60cs}}{25.4} \right)^4 - 2.8 \right] \quad (\text{II.49})$$

Avec :

$$(N_1)_{60cs} = (N_1)_{60} + \exp \left( 1.36 + \frac{9.7}{FC+0.1} - \left( \frac{15.7}{FC+0.1} \right)^2 \right) \quad (\text{II.50})$$

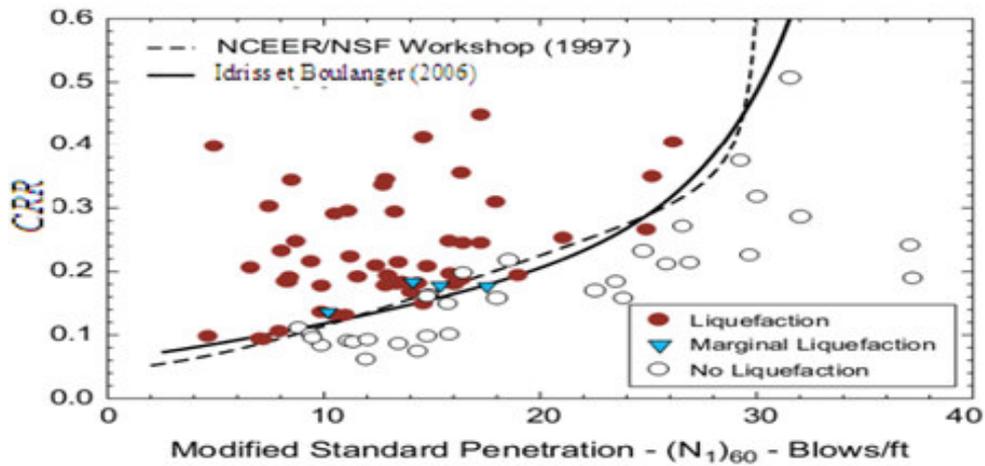


Figure II.9 : Courbe simplifiée pour le calcul du CRR basée sur  $(N_1)_{60}$  pour  $M_w=7.5$  (d'après Idriss et Boulanger, 2006).

**II.2.3.2.2. Évaluation du CRR par l'essai CPT :**

Comme la méthode basée sur l'essai SPT, la résistance de la pointe  $q_c$  obtenue par l'essai CPT nécessite une normalisation. La résistance de la pointe corrigée est donnée par :

$$q_{c1N} = C_Q * \left(\frac{q_c}{P_a}\right) \tag{II.51}$$

Ou :

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

$$C_Q = \left(\frac{P_a}{\sigma'_{v0}}\right)^n \tag{II.52}$$

$n$  : Un exposant varie de 0.5 à 1.0 dépend des caractéristiques des grains du sol (Olsen 1997).

Robertson et Wrid (1998) ont établi une carte (figure II.10) permet l'estimation du type de sol.

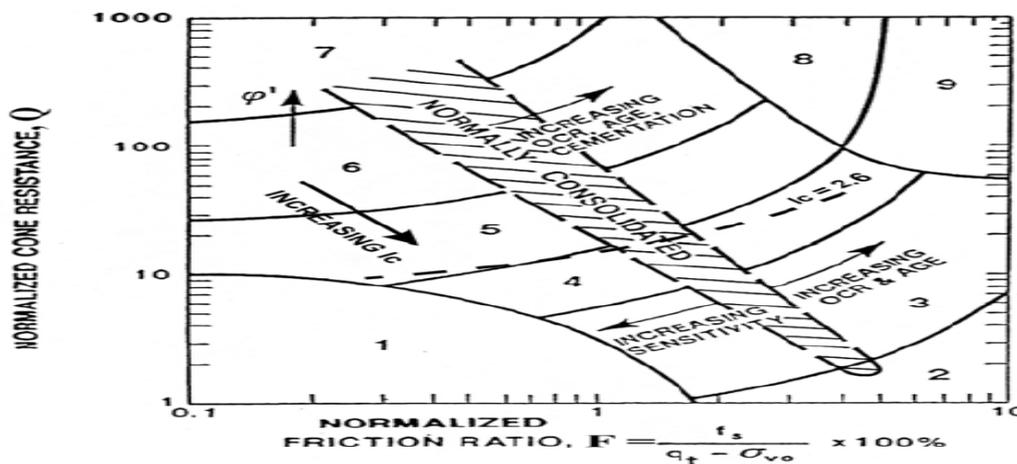


Figure II.10 : Estimation du type du sol.

Les limites entre les types de sol peuvent être approximé par des cercles concentriques, le rayon de ces cercles appelé indice de comportement de sol donné comme suit :

$$I_c = [(3.47 - \log Q)^2 + (1.22 + \log F)^2]^{0.5} \quad (II.53)$$

Avec :

$$Q = \left[ \frac{(q_c - \sigma_{v0})}{P_a} \right] \left[ \left( \frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^n \right] \quad (II.54)$$

$$F = \left[ \frac{f_s}{(q_c - \sigma_{v0})} \right] \times 100\% \quad (II.55)$$

La figure II.10 fournit une courbe préparée par Robertson et Wride (1998) pour la détermination de CRR en fonction de la résistance de la pointe normalisée  $q_{c1N}$ . Cette courbe a été établie à partir des données de l'histoire compilées à partir de plusieurs enquêtes y compris celles de Strak et Olsen (1995) et de Suzuki et Al (1995).

Idriss a suggéré d'effectuer des modifications sur la courbe, alors que la majorité des participants à l'atelier de (National Center for Earthquake Engineering Research) ont soutenu une courbe dans sa position actuelle.

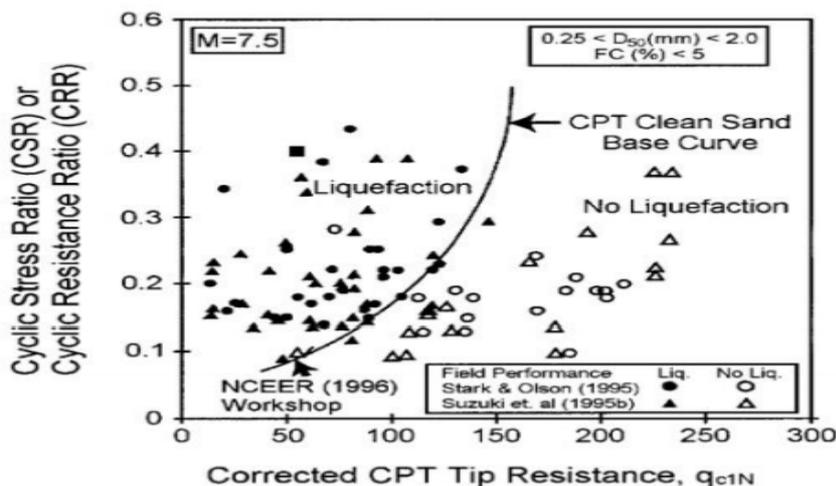


Figure II.11 : Courbe de calcul de CRR en fonction de  $q_{c1N}$  reproduite par (Robertson et Wride 1998).

Suite à une comparaison des résistances à la liquéfaction sur 19 sites, Gilstarp et Youd (1998) ont conclu que les critères CPT prédisaient l'apparition ou non de la liquéfaction correctement avec une fiabilité de 85%.

#### II.2.3.2.2.1. Méthode d'Olsen et al. (1997) :

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

$$CRR = 0.00128 \left[ \frac{q_c}{(\sigma'_{v0})^{0.7}} \right] - 0.025 + 0.17R_f - 0.028R_f^2 + 0.0016R_f^3 \quad (II.56)$$

Ou :

$q_c$  : La résistance de pointe (kpa).

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

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

#### II.2.3.2.2.2. Méthode de Robertson et Wride (1998) :

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

$$CRR_{7.5} = \begin{cases} 0.833 \left( \frac{q_{c1N.cs}}{1000} \right) + 0.05 & \text{pour } q_{c1N.cs} < 50 \\ 93 \left( \frac{q_{c1N.cs}}{1000} \right)^3 + 0.08 & \text{pour } 50 \leq q_{c1N.cs} < 160 \end{cases} \quad (II.57)$$

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

$$(q_{c1N})_{cs} = K_c \times q_{c1N} \quad (II.58)$$

Où

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

$q_{c1N}$  : La résistance de pointe corrigée.

$$\begin{cases} K_c = 1.0 & \text{pour } I_c \leq 1.64 \\ K_c = -0.403I_c^4 + 5.58I_c^3 - 21.63I_c^2 + 33.75I_c - 17.88 & \text{pour } I_c > 1.64 \end{cases} \quad (II.59)$$

Avec :

$$I_c = [(3.47 - \log Q)^2 + (1.22 + \log F)^2]^{0.5} \quad (II.60)$$

$$Q = \left[ \frac{(q_c - \sigma_{v0})}{P_d} \right] \left( \frac{P_d}{\sigma'_{v0}} \right)^n \quad (II.61)$$

$$F = \left[ \frac{f_s}{(q_c - \sigma_{v0})} \right] \times 100\% \quad (II.62)$$

#### II.2.3.2.2.3. Méthode de Juang et al (2003) :

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

$$CRR = C_\sigma \exp \left[ -2.957 + 1.264 \left( \frac{q_{c1N.cs}}{1000} \right)^{1.25} \right] \quad (II.63)$$

Ou :

$$C_{\sigma} = -0.016 \left( \frac{\sigma'v}{100} \right)^3 + 0.178 \left( \frac{\sigma'v}{100} \right)^2 - 0.063 \left( \frac{\sigma'v}{100} \right) + 0.903 \quad (\text{II.64})$$

$$q_{c1N.cs} = q_{c1N} (2.429I_c^4 - 16.943I_c^3 + 44.551I_c^2 - 51.4971I_c + 22.802) \quad (\text{II.65})$$

$$q_{c1N} = 10 \left[ \frac{q_c}{(\sigma'v)^{0.5}} \right] \quad (\text{II.66})$$

$$I_c = [(3.47 - \log q_{c1N})^2 + (1.22 + \log F)^2]^{0.5} \quad (\text{II.67})$$

$$F = \left[ \frac{f_s}{(q_c - \sigma_{v0})} \right] \times 100\% \quad (\text{II.68})$$

$q_c$  : la résistance de pointe (kPa).

$f_s$  : le frottement.

$\sigma_v$  : la contrainte verticale totale (kPa).

$\sigma'_v$  : la contrainte verticale effective (kPa).

#### II.2.3.2.2.4. Méthode d'Andrus et al (2004) :

La relation de CRR proposée par Andrus et al (2004) à utilisé la courbe de figure II.12

$$CRR_{7.5} = 0.0086(q_{c1N.cs})^{0.462} + 2.8 \left[ \frac{1}{215 - 62.6(q_{c1N.cs})^{0.213}} - \frac{1}{215} \right] \quad (\text{II.69})$$

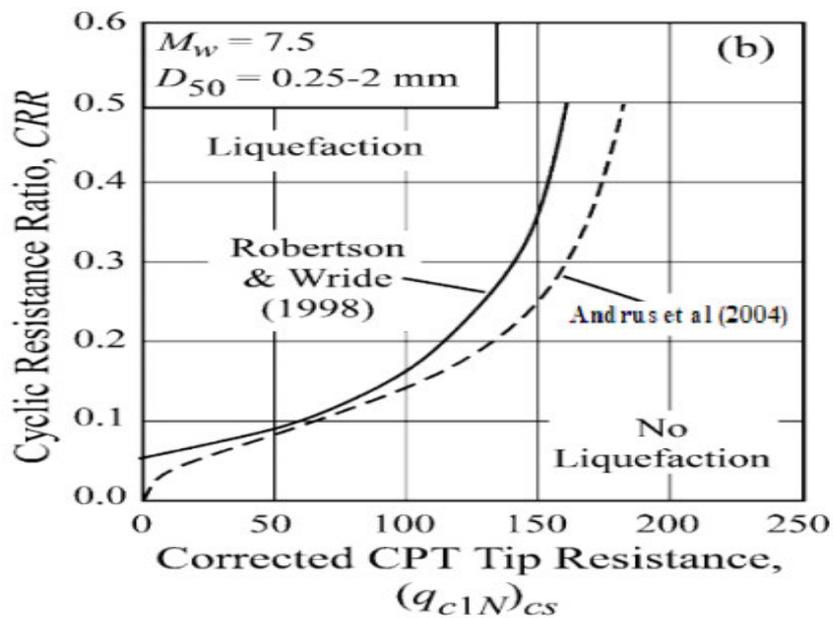


Figure II.12: Courbe simplifiée pour le calcul du CRR basée sur  $q_{c1N,cs}$  pour  $M_w=7.5$  (d'après Andrus et al, 2004).

**II.2.3.2.2.5. Méthode Idriss et Boulanger (2006) :**

Idriss et Boulanger (2006) ont recommandé l'équation analytique suivante à employer pour déterminer le CRR basé sur des résultats de CPT (figure II.13) :

$$CRR_{7.5} = \exp \left[ \frac{q_{c1N}}{540} + \left( \frac{q_{c1N}}{67} \right)^2 - \left( \frac{q_{c1N}}{80} \right)^3 + \left( \frac{q_{c1N}}{114} \right)^4 - 3 \right] \quad (II.70)$$

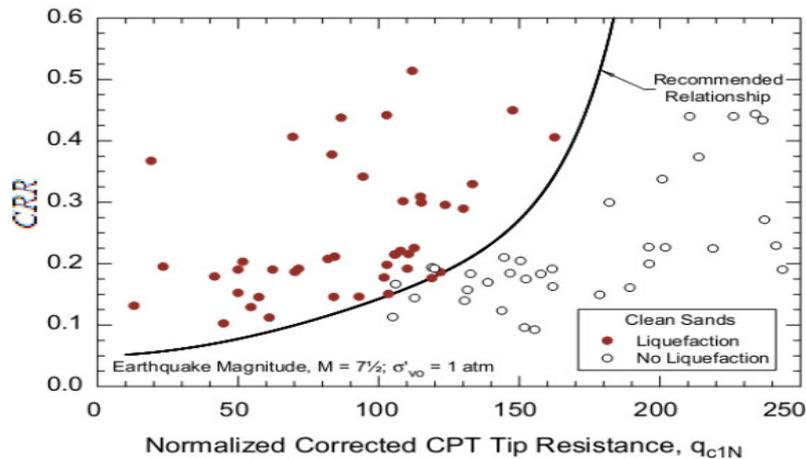


Figure II.13 : Courbe simplifiée pour le calcul du CRR basée sur  $q_{c1N}$  pour  $M_w=7.5$  (d'après Idriss et Boulanger, 2006).

**II.2.3.2.3. Évaluation du CRR par les méthodes de mesure de vitesse de cisaillement :**

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

**II.2.3.2.3.1. Méthode d'Andrus et Stokoe (1997) :**

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

$$CRR_{7.5} = \frac{\tau_{ave}}{\sigma_0} = a \left( \frac{V_{s1}}{100} \right)^2 + b \left[ \frac{1}{V_{s1}^* - V_{s1}} - \frac{1}{V_{s1}^*} \right] \quad (II.71)$$

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

$$V_{s1} = V_s \left( \frac{P_a}{\sigma'_v} \right)^{0.25} \quad (II.72)$$

Avec :

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

$\sigma'_{v0}$  : La contrainte effective verticale.

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

$V_{s1}^*$  = limite supérieure de  $V_{s1}$  pour que la liquéfaction se produise.

$$\begin{cases} V_{s1}^* = 215 \text{ m/s} & \text{pour } FC \leq 5\% \\ V_{s1}^* = 215 - 0.5(FC - 5) \text{ m/s} & \text{pour } 5\% < FC < 35\% \\ V_{s1}^* = 200 \text{ m/s} & \text{pour } FC \geq 35\% \end{cases} \quad (\text{II.73})$$

### II.2.3.2.3.2. Méthode d'Andrus et al (2004) :

La figure II.14, présente la courbe de CRR en fonction de la vitesse d'onde de cisaillement corrigé  $V_{s1} \text{ (csal)}$  (montré par Andrus et Stokoe (2000)). Cette courbe pour un pourcentage de fines (FC) inférieur ou égal à 5 %, correspondant à un sable propre. Il est donc nécessaire de proposer un ajustement des courbes établies pour des sols comportant plus de 5% de fines.

$$CRR_{7.5} = 0.022 \left[ \frac{(V_{s1})_{csal}}{100} \right]^2 + 2.8 \left[ \frac{1}{215 - (V_{s1})_{csal}} - \frac{1}{215} \right] \quad (\text{II.74})$$

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

$$(V_{s1})_{csal} = K_{a1} (V_{s1})_{cs} = K_{a1} K_{cs} V_{s1} \quad (\text{II.75})$$

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

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

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

$$\begin{cases} K_{cs} = 1.0 & \text{pour } FC \leq 5\% \\ K_{cs} = 1 + (FC - 5)T & \text{pour } 5\% < FC < 35\% \\ K_{cs} = 1 + 30T & \text{pour } FC \geq 35\% \end{cases} \quad (\text{II.76})$$

Avec :

$$T = 0.009 - 0.0109 \left( \frac{V_{s1}}{100} \right) + 0.0038 \left( \frac{V_{s1}}{100} \right)^2 \quad (\text{II.77})$$

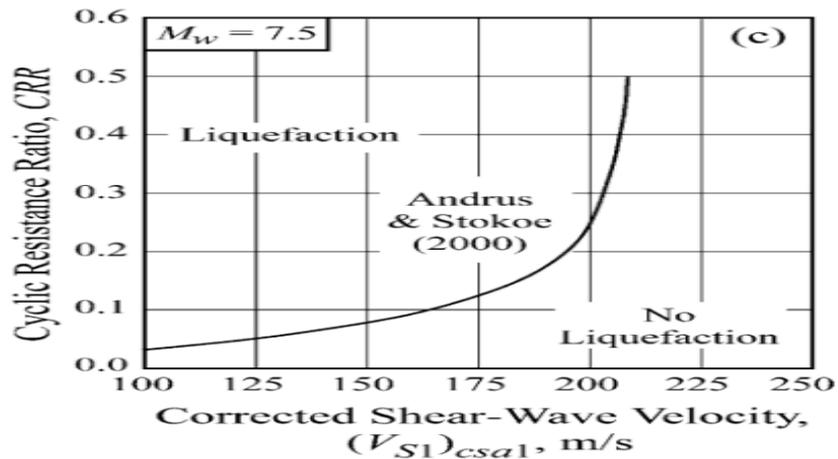


Figure II.14 : Courbe simplifiée pour le calcul du CRR basée sur VS pour  $M_w=7.5$  (Andrus et Stokoe, 2001).

#### II.2.3.2.4. Évaluation du CRR par l'essai de dilatomètre de Marchetti (DMT) :

L'essai DMT offre une autre alternative aux méthodes précédentes et qui commence à être d'usage fréquent. Cet essai consiste à introduire une lame dans le sol et puis à dilater une membrane dans la couche considérée par l'intermédiaire d'un gaz. Trois paramètres sont déduits de cet essai : ID qui représente l'indice de matériau et est nécessaire pour la classification du sol ED, le module de dilatomètre et KD, l'indice de contrainte horizontale. Plusieurs chercheurs ont essayé d'établir une corrélation entre les résultats de l'essai au dilatomètre DMT et la résistance à la liquéfaction, mais ces corrélations restent valables seulement pour le sable. Voir figure (II .15).

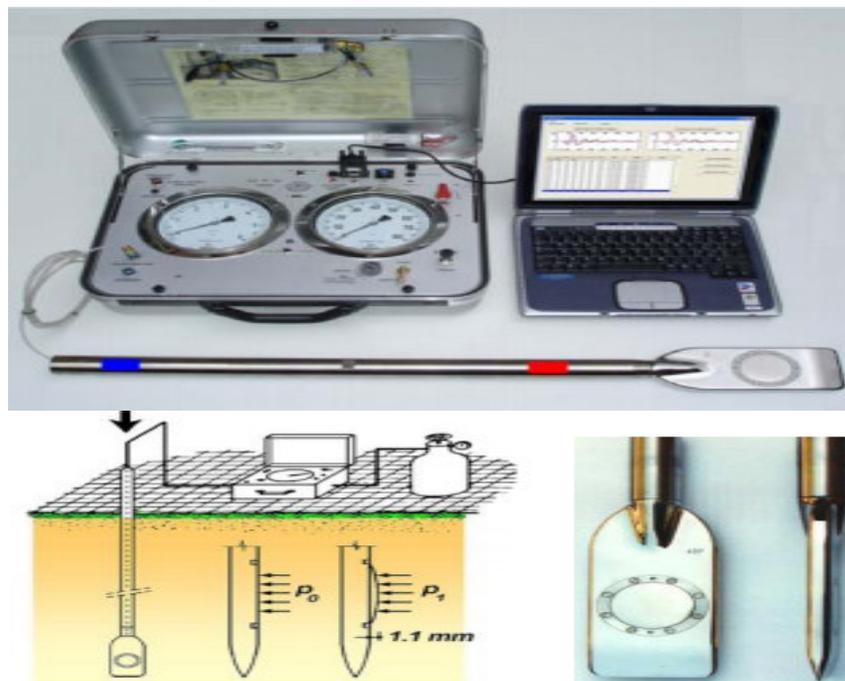


Figure. II.15 : Principe de la mesure DMT – Détail de la lame et de la membrane.

**II.2.3.2.4.1. Méthode de Monaco et al (2005) :**

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

$$CRR_{7.5} = 0.0107K_D^3 - 0.0741K_D^2 + 0.2169K_D - 0.1306 \quad (\text{II.78})$$

$K_D$  : l'indice de contrainte horizontale.

**II.2.3.2.4.2. Méthode de Grasso et Maugeri (2006) :**

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

$$CRR_{7.5} = 0.0908K_D^3 - 1.0174K_D^2 + 3.8466K_D - 4.5369 \quad (\text{II.79})$$

$$CRR_{7.5} = 0.0308e^{0.6054K_D} \quad (\text{II.80})$$

$$CRR_{7.5} = 0.0111K_D^{2.5307} \quad (\text{II.81})$$

$K_D$  : l'indice de contrainte horizontale.

Équations. (II.79) - (II.81) ont été générées sur la base des corrélations,  $D_r$ - $q_c$  (Bladi et al, 1986), le  $D_r$ - $q_c$  (Jamiolkowski et al, 1985), et le  $D_r$ - $N$  (Gibbs et Holtz, 1957), respectivement. Notez que tous les relations de DMT existants sont basées sur les méthodes d'évaluation de CRR entre  $q_c$ - $D_r$ - $K_D$  et la  $N$ - $D_r$ - $K_D$ .

**II.2.3.2.4.3. Méthode de Pai-Hsiang Tsai et al (2009) :**

Une nouvelle courbe basée sur l'essai de DMT (CRR- $K_D$  (figure II.16) et CRR- $E_D$

(Figure II.17)) Ont été développées par Pai-Hsiang Tsai et al (2009)

$$CRR_{7.5} = \exp \left[ \left( \frac{K_D}{8.8} \right)^3 - \left( \frac{K_D}{6.5} \right)^2 + \left( \frac{K_D}{2.5} \right) - 3.1 \right] \quad (\text{II.82})$$

$$CRR_{7.5} = \exp \left[ \left( \frac{E_D}{49} \right)^3 - \left( \frac{E_D}{36.5} \right)^2 + \left( \frac{E_D}{23} \right) - 3.1 \right] \quad (\text{II.83})$$

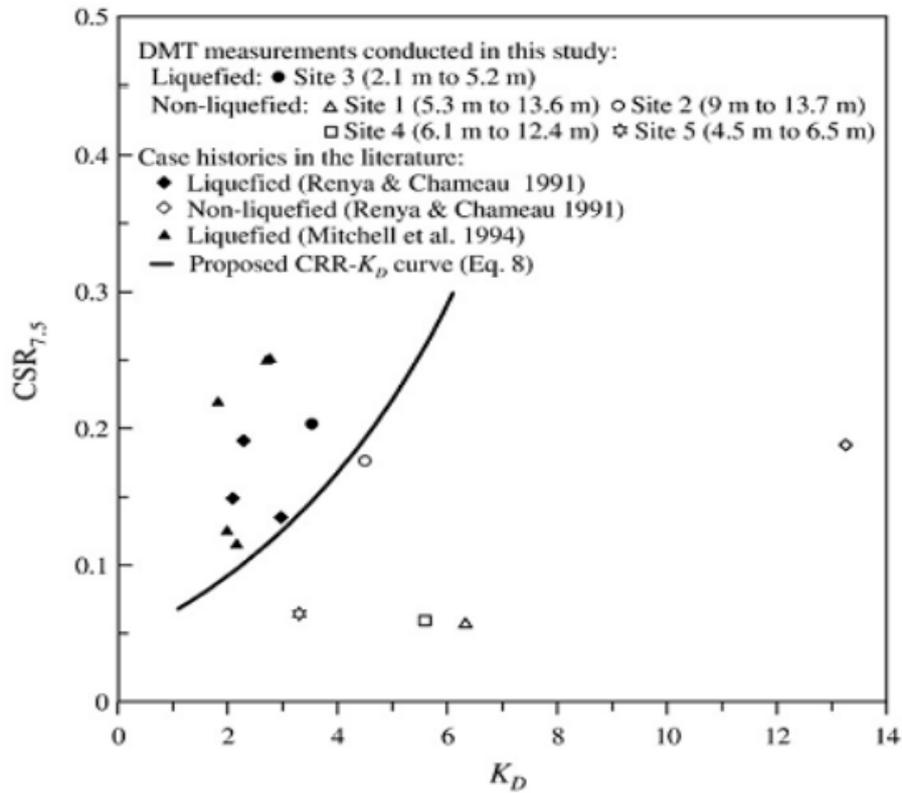


Figure II .16 : CSR en fonction de  $K_D$  (Pai-Hsiang Tsai et al, 2009).

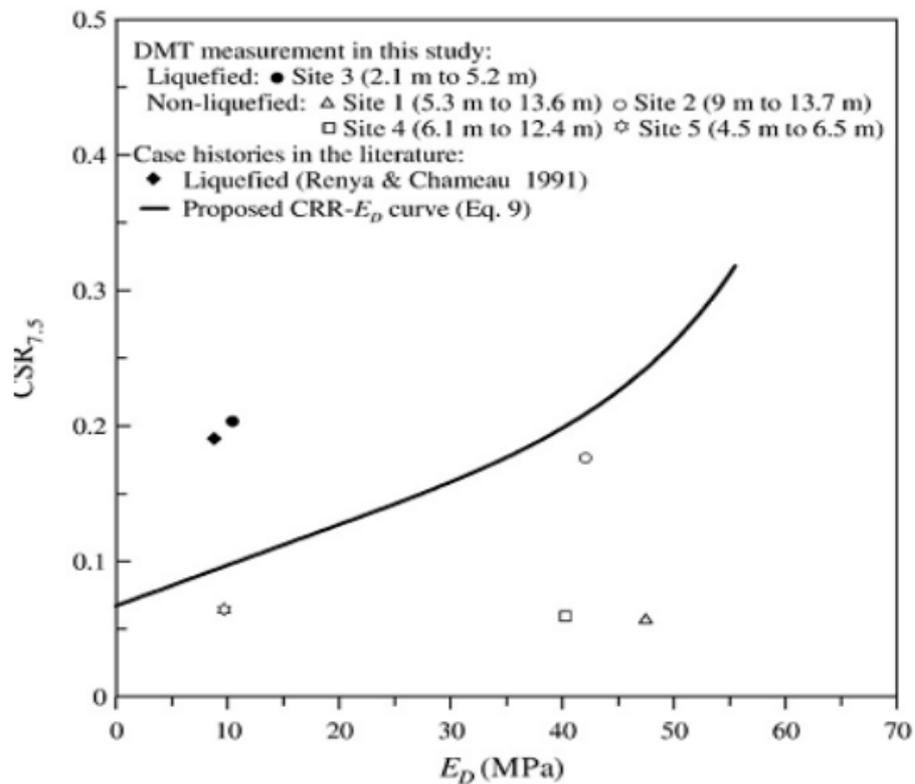


Figure II .17 : CSR en fonction de  $E_D$  (Pai-Hsiang Tsai et al, 2009).

**II.2.3.3. Évaluation du facteur de sécurité (FS) :**

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

$$FS = \frac{CRR}{CSR} = \frac{CRR_{7.5} \times K_a \times K_\sigma \times MSF}{CSR} \quad (II.84)$$

La liquéfaction est prévue pour se produire si  $FS \leq 1,25$ , et aucune liquéfaction n'est prévu si  $FS > 1,25$ . Plus que le facteur de sécurité est grand, plus le sol est résistant à la liquéfaction. Cependant, le sol qui a un facteur de sécurité égal à 1.25 peut subir une liquéfaction pendant un tremblement de terre, par exemple, si une couche inférieure liquéfie, alors l'écoulement ascendant de l'eau pourrait induire la liquéfaction de la couche qui a un facteur de sécurité égale à 1,25.

**II.2.4. Méthodes basées sur des logiciels :****II.2.4.1. Logiciel novoliq :**

NovoLiq est conçu comme un logiciel d'analyse de liquéfaction du sol, il est très flexible et complet pouvant comparer plus de 10 méthodes différentes. Ce logiciel robuste est conçu pour l'analyse de la liquéfaction du sol lors d'un séisme et prend en charge la stratigraphie multicouche et monocouche.

NovoLIQ prend en charge les tests de terrain suivants pour le déclenchement de la liquéfaction du sol:

Test de pénétration standard (SPT), test de densité de Becker (BDT), Vitesse de l'onde de cisaillement (Vs).

De plus, vous pouvez tirer parti des fonctionnalités d'alimentation pour:

Couches de sol illimitées, Rapport de résistance cyclique CRR (10 méthodes)

Probabilité de liquéfaction du sol (Youd et Noble 2001, Cetin et al. 2004), Facteur de correction de la profondeur (surcharge)  $C_N$  pour SPT (9 options), Plusieurs corrections SPT, BDT, Vs (> 6 options), Conversion directe du test de densité Becker en SPT (2 méthodes, y compris l'effet de frottement), Facteur d'échelle de magnitude (8 options), Correction du contenu des amendes (2 options), Facteur de réduction de profondeur  $R_d$  (4 options), Densité relative (5 options), Évaluation de la surcharge de structure sur la liquéfaction du sol.

**II.2.4.2. Logiciel SHAKE :**

Le programme SHAKE calcule la réponse dans un système de couches homogènes et viscoélastiques d'infinies horizontales. L'étendue est soumise à des ondes de cisaillement se déplaçant verticalement. Le programme est basé sur la solution continue à l'équation d'onde (Kanai, 1951) adaptée à une utilisation avec des mouvements transitoires à travers le système de Fast Algorithme de transformation de Fourier (Cooley et Tukey, 1965). La non-linéarité du

module de cisaillement et de l'amortissement est expliqué par l'utilisation de propriétés linéaires équivalentes dans le sol (Idriss et Seed, 1968; Seed et Idriss, 1970) en utilisant une procédure itérative pour obtenir des valeurs de module et d'amortissement compatibles avec les déformations effectives dans chaque couche.

SHAKE prend en charge les tests de terrain suivants pour le déclenchement de la liquéfaction du sol:

Test de pénétration standard (SPT), Test de densité de Becker (BDT), Vitesse de l'onde de cisaillement (Vs), Test de pénétration au cône (CPT).

Les tests utilisés pour évaluer le rapport de résistance cyclique (CRR) requis pour initier la liquéfaction par méthodes suivantes peuvent être utilisées pour évaluer le CRR : Robertson et Wride (1998), Youd et Idriss (1997, 2001) et Idriss et Boulanger (2004, 2006, 2008).

De plus SHAKE estime la déformation du sol induite par la liquéfaction avec l'une des régressions linéaires multiples. Les modèles inclus ceux développés par Bartlett et Youd (1992, 1995), Youd et al(2002) Mace et Tobita (1999), Bardet et al (2002) Zhang et al (2004) et Zhang et Zhao (2005).

### **II.3. Conclusion :**

La liquéfaction étant l'une des séquelles d'un séisme, son étude s'avère d'une importance capitale. Dès lors, plusieurs méthodes ont été développées basées sur les résultats des essais SPT, CPT, vitesse des ondes, dilatomètre et essais de laboratoire cycliques afin d'évaluer la résistance des sols à la liquéfaction. Ces méthodes qui se reposent sur le calcul d'un facteur de sécurité (rapport de CRR sur CSR) supposent en général des conditions de saturation et de l'état lâche du sol. Certaines limitations imposent des incertitudes sur leur utilisation, par exemple le cas du non saturation n'est pas intégré dans le calcul.

Réellement il y'a plusieurs facteurs qui doivent être pris en compte et qui imposent des corrections sur le facteur de sécurité (FS), pour cela on doit faire des corrections par l'introduction des facteurs correcteurs pour bien prendre en considération l'état initiale de massif de sol, l'effet d'âge (Andrus et al, 2004) et l'effet de cisaillement statique (sols en pente).

# Chapitre III

Présentation et caractéristique  
géotechnique du site

### III.1. Introduction :

Avant d'utiliser un sol comme assise de n'importe quel projet, il est impératif de réaliser une campagne géotechnique, pour définir la nature et la géométrie des couches géologique du sous-sol, pour connaître le comportement géotechnique de ces dernières.

Le but de ce chapitre est de caractériser les formations du sous-sol par des essais in-situ (CPT, SPT) pour déterminer la compacité de chacune d'elles.

### III.2. Présentation de la zone d'étude :

#### III.2.1. Emplacement du terminal à conteneurs :

Le terminal à conteneurs du port d'Alger s'étend sur une superficie de près 18 hectares, localisé à l'ouest de la baie d'Alger, il est situé dans la partie sud-est du port d'Alger, au bord de la méditerranée, limité à l'est par le quai n°31, au sud par la RN11 à l'Ouest par une centrale électrique et au nord par le bassin de Mustapha, voir Figure. III.1.

Les coordonnées su site sont :

X	505900 à 506300 (m)
Y	4067900 à 4068500 (m)

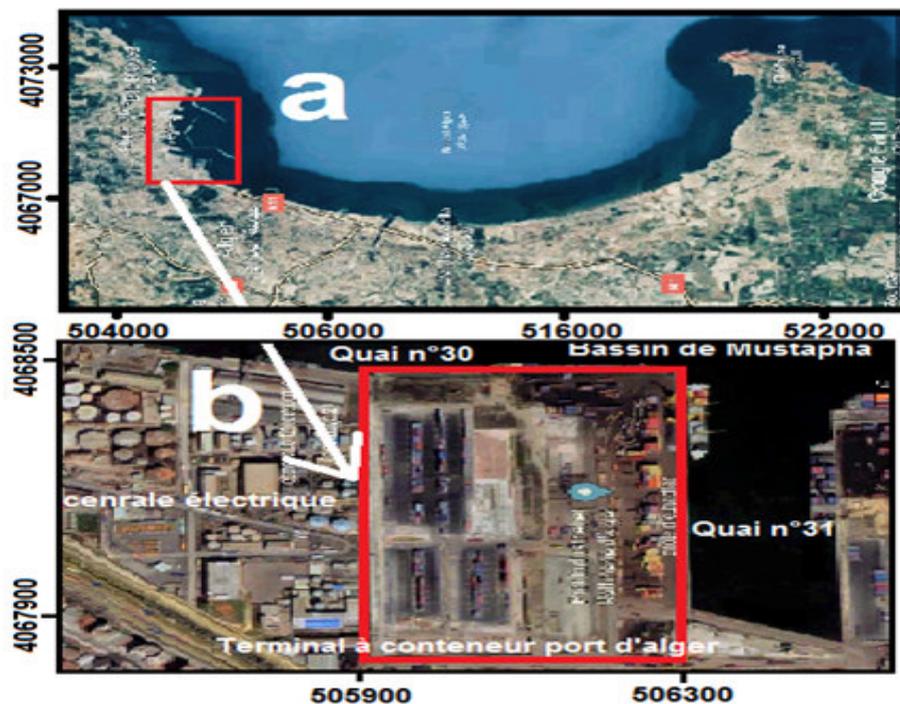


Figure III.1 : Situation du site d'étude. (a) baie d'Alger, (b) zone d'étude sur fond d'une image satellitaire googleEarth pro (2017).

#### III.2.2. Histoire de la construction du Terminal a conteneur :

Le trafic portuaire lié à l'évolution économique a induit un développement des échanges internationaux de marchandises de différentes sortes. Actuellement, un volume de près de 10.5 millions de tonnes est traité par les ports d'Alger et de Ténès. Selon une étude statistique publiée dans le journal (Echos du port d'Alger) en 2016, le trafic global est estimé à près de

30 millions de tonnes de marchandises, soient 6 millions de conteneurs par an. Suite à cette évolution, des travaux d'aménagements ont été entamés, avec la construction du terminal à conteneurs, constitué d'un remblai de môle d'El-Hadjar et du comblement de l'ancienne darse n°7 par un remblai hydraulique issue d'oued El-Harrach durant les années quatre-vingt-dix, voir Figure. III.2.

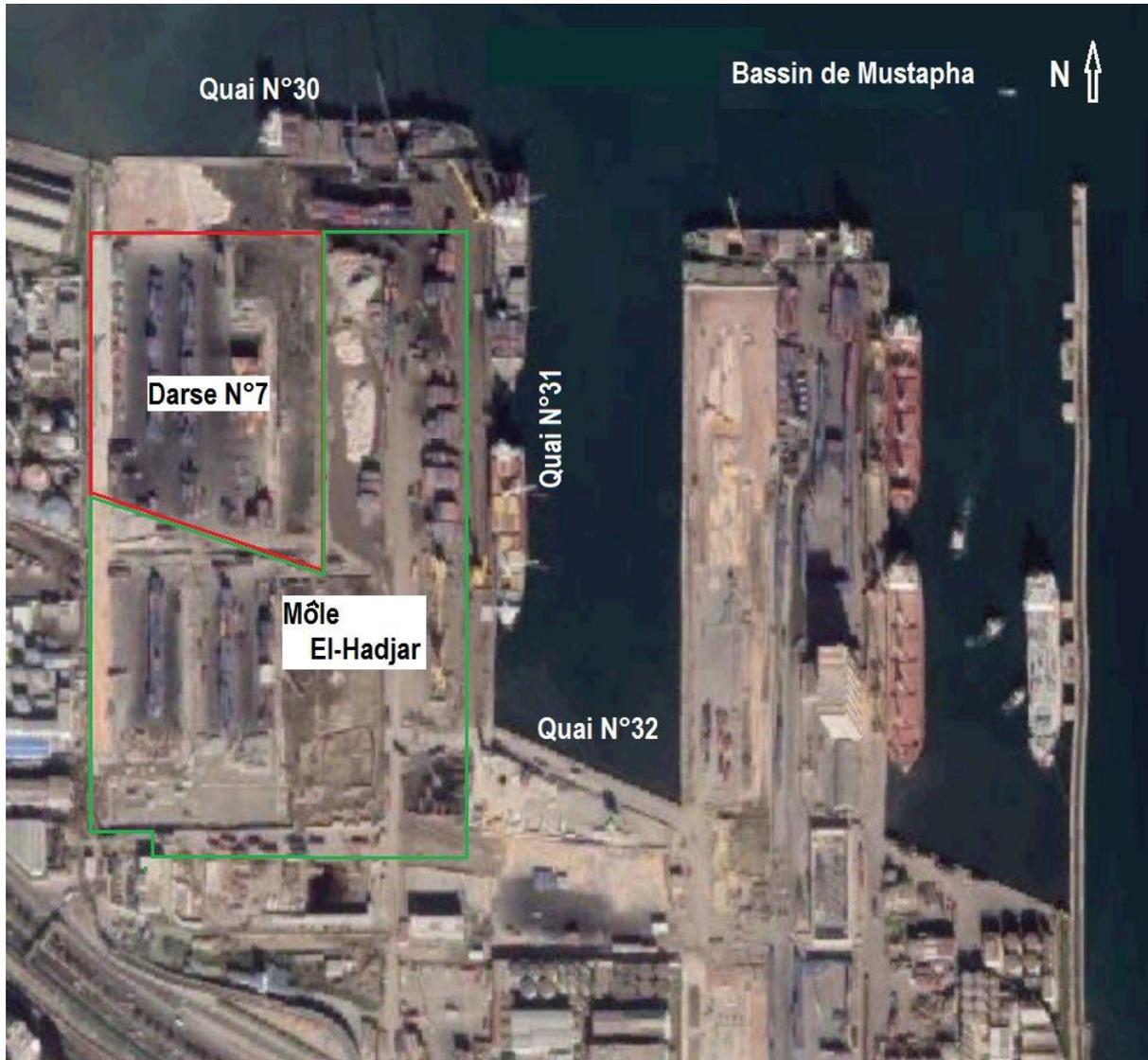


Figure III.2 : Présentation de l'ancienne configuration du port d'Alger.

### **III.3. Aperçu sismo-tectonique :**

La sismicité nord algérienne est intense et active, elle est en relation directe avec la tectonique des plaques : Zone de convergence des plaques africaine et eurasienne.

Cette sismicité se matérialise généralement par des séismes modérés à faibles, quoiqu'il y ait parfois des séismes violents se produisant, à l'exemple de celui d'EL Asnam du 10/10/1980 ( $M_s=7.3$ ) et de Zemmouri du 21/05/2003 ( $M_s=6.8$ ).

Les mécanismes au foyer des séismes récents témoignent d'un régime tectonique compressif, dont les principaux séismes sont situés sur des failles inverses, voir Figure III.3.

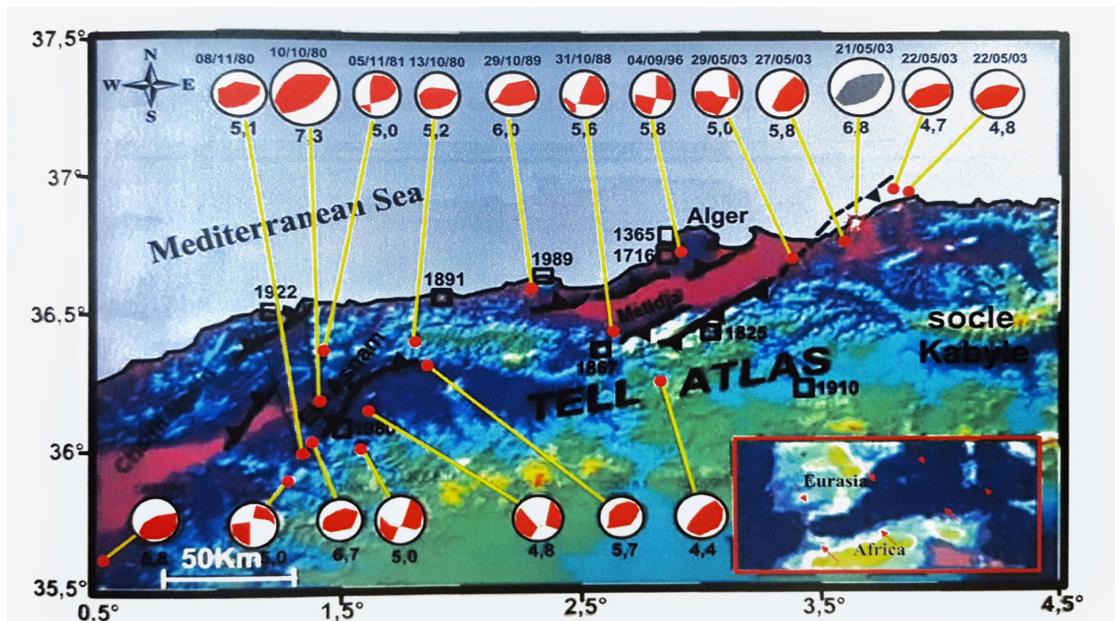


Figure III.3 : Carte sismo-tectonique du nord de l'Algérien. Mécanismes au foyer des principaux séismes ayant secoué l'algérien et structures actives du nord algérien (Meghraoui, 1988 Boukhrouf 2012).

Cette sismicité est caractérisée par de séismes superficiels, elle est localisée dans les 20 premiers kilomètre des profondeurs, et généralement marquée par des séismes faibles a modérés.

Toute fois, des séismes forts se sont produits dans l'Atlas Tellien. Sur la base des règles parasismiques algériennes (CGS ,2003), l'Algérie est classée dans les cinq zones de sismicité croissante.

Le séisme du 21 mai 2003 a conduit a la reclassification de la région d'Alger, de Boumerdes et de Tipaza, qui sont passées de la zone II, (moyenne sismicité) a zone III (forte sismicité) ces zones sismique sont définies comme suit, voire figure III.4 :

**Zone 0** : sismicité négligeable

**Zone I** : sismicité faible

**Zone IIA et IIB** : sismicité moyenne

**Zone III** : sismicité élevée

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

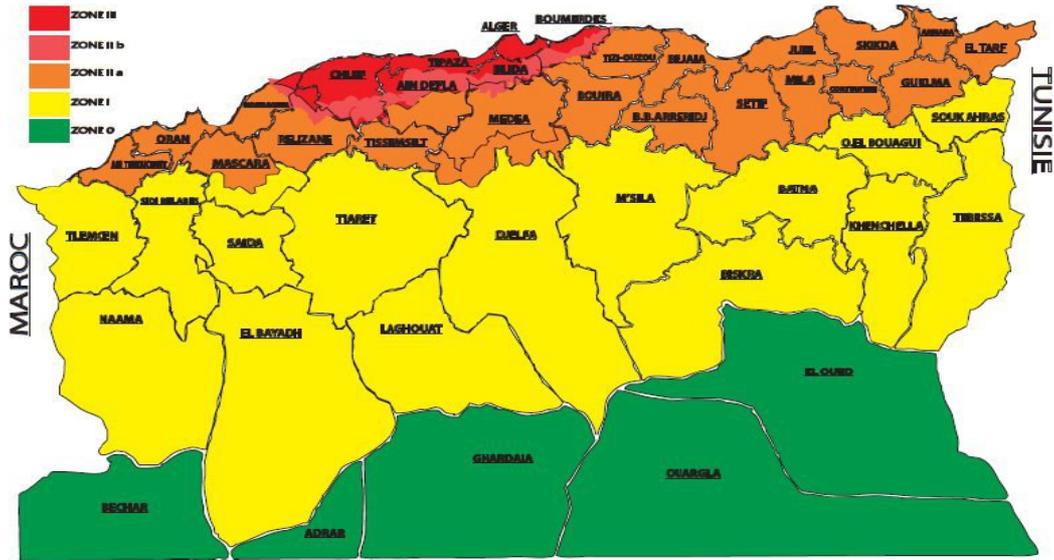


Fig.3.1. carte de zonage sismique de l'Algérie

Figure III.4 : Carte de zonage sismique du territoire d'Algérie (RPA 99 /2003).

**III.3.1. Déformation des sols durant le séisme de Zemmouri du 21 mai 2003 :**

Le séisme de Zemmouri en 2003 a provoqué le phénomène de liquéfaction dans les remblais du terminal a conteneurs (voire figure III.5). Ces désordres étaient de différents types, principalement des affaissements dans certaines parties et des soulèvements dans d'autres.

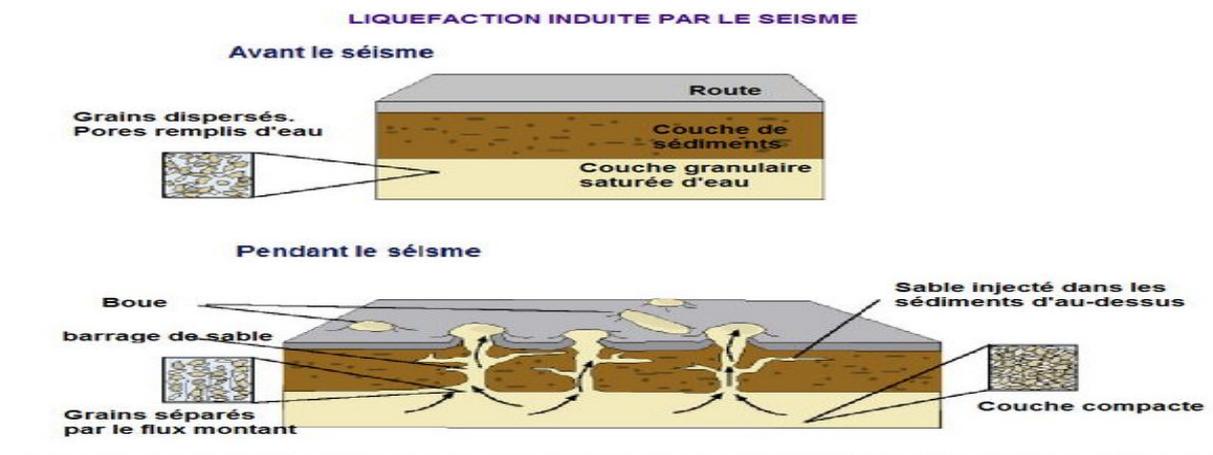


Figure III.5 : Schéma explicatif du phénomène de la liquéfaction des sols

Une représentation sous Google Earth des résultats du levé topographique réalisé après une étude menée par le laboratoire des Études Maritimes (LEM) durant le mois d'Aout 2004 a permis d'identifier et de localiser les différents type de déformation au niveau du terminal a conteneurs, (voir Figures III.6).

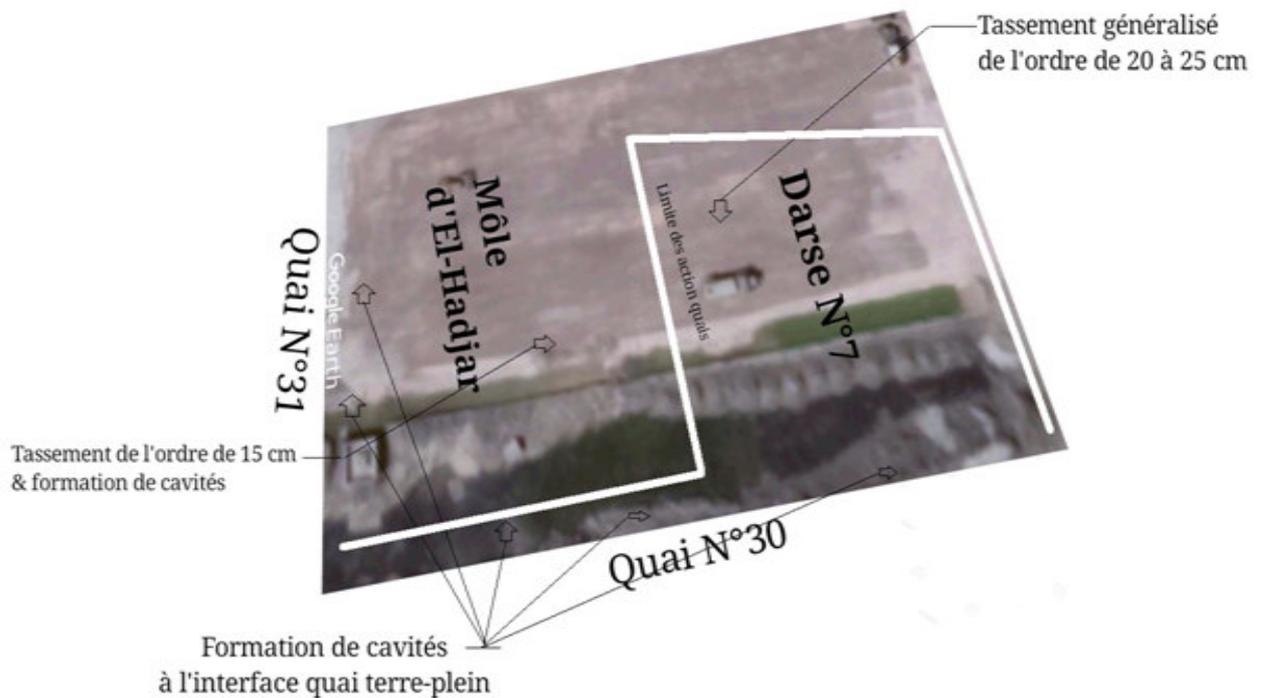


Figure. III.6 : Présentation 3D des résultats du levé topographique au niveau du TAC après le séisme de 2003.

Cette représentation (figure III.6) en plus du constat visuel, a fait ressortir les résultats préliminaires suivants :

- Un tassement généralisé au niveau de l'ancienne Darse n°7 de l'ordre de 20 à 25 centimètres.
- Une formation de cavités au niveau de l'ancienne môle El-Hadjar et au niveau de l'interface sol-quais n°30 et 31 d'une profondeur de l'ordre du mètre.
- Une formation de fissures au niveau du revêtement le long des anciens quais n°28 et 29 à l'interface du remblai hydraulique de l'ancienne Darse n°7 et les quais suscités.

#### **III.4. Travaux de reconnaissances :**

Le terminal à conteneurs est constitué de deux remblais distincts qui composent deux zones différentes, voir Figure III.7.

- Zone 1 : un remblai utilisé pour combler l'ancienne darse n°7 dans les années 1990.
- Zone 2 : un remblai, plus ancien, qui constitue le reste du terminal, soit l'ancien môle El-Hadjar.

- Les deux remblais ont des origines différentes et ont été déposés à des moments différents. Par conséquent, ils possèdent des caractéristiques géotechniques différentes.

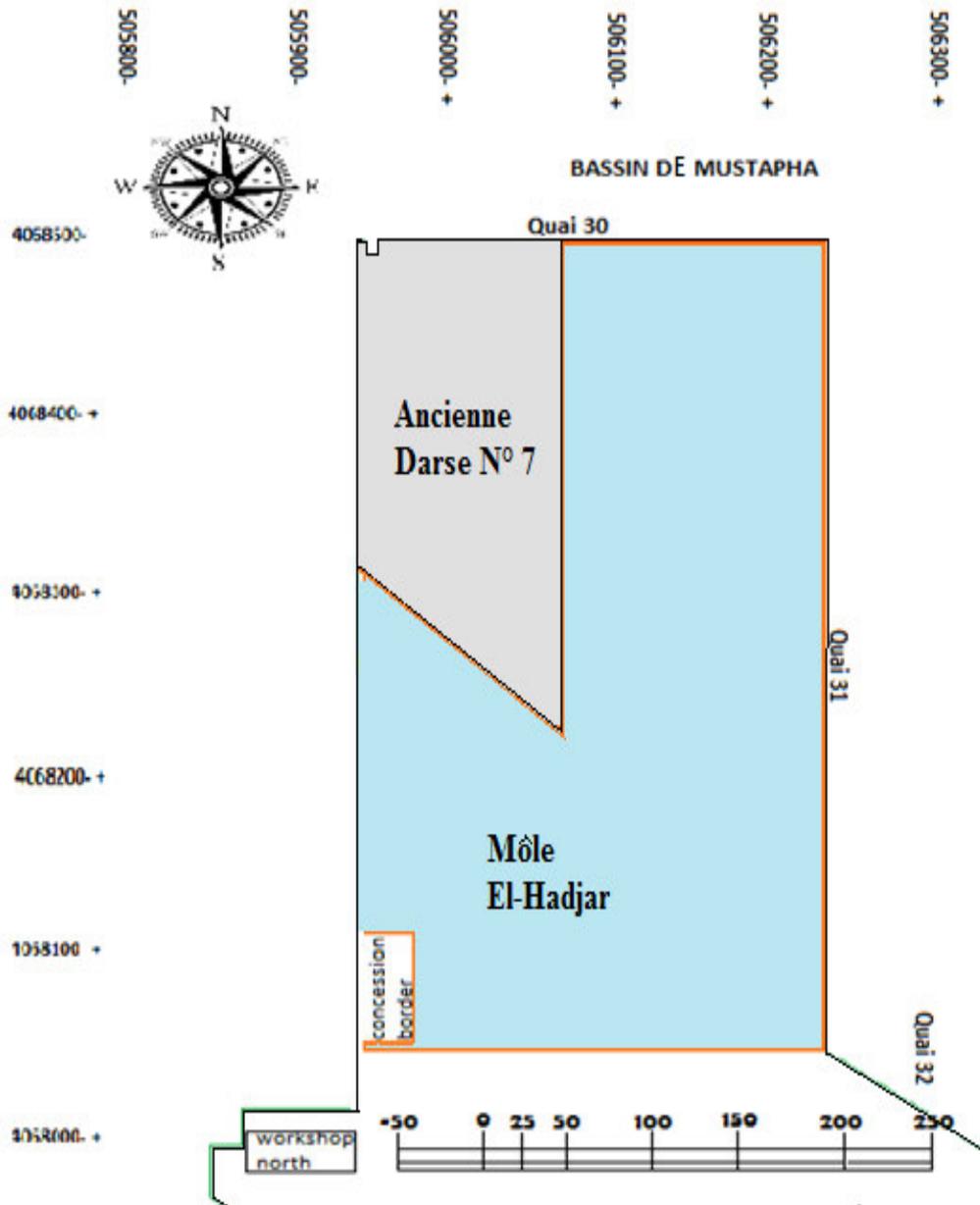


Figure III.7 : Situation de l'ancienne darse n°7 et du môle El-Hadjar dans le terminal à conteneurs du port d'Alger.

En vue d'identifier la lithologie du terrain, d'évaluer l'état de compacité et d'identifier les paramètres géotechniques, le site étudié a fait l'objet d'une campagne de reconnaissance comprenant des essais de laboratoire et des essais in situ. Les essais exécutés sont :

- 15 sondages carottés avec mesure systématique de SPT.
- 11 essais au pénétromètre statique CPT.
- Essais de laboratoire.

### III.4.1. Essais de laboratoire :

Des essais sur des échantillons prélevés ont permis de déterminer les caractéristiques suivantes (AMARNI 2014) :

#### III.4.1.1. Au niveau de l'ancienne Darse n°7 :

- Des résultats granulométriques (Figure III.8) obtenues sur 30 échantillons analysés élevés, montrent un sol grenu avec une proportion des particules fines variant entre 16 % à un maximum de 40 % avec une moyenne 26 %
- Teneur eau naturel :  $w = 19 - 25 \%$  avec une valeur moyenne de 22 %
- La densité saturé :  $\gamma_{\text{sat}} = 19.6 - 21 \text{ kN/m}^3$  avec une valeur moyenne de  $20 \text{ kN/m}^3$ , ainsi que la densité sèche :  $\gamma_d = 15.5 - 18.1 \text{ kN/m}^3$  avec une valeur moyenne de  $17 \text{ kN/m}^3$ .
- Degré de saturation :  $S_r = 99 \%$
- Essai de cisaillement à la boîte de Casagrande : l'angle de frottement interne ( $\phi$ ) varie entre  $16.82^\circ$  à  $28.91^\circ$  et la cohésion ( $c$ ) varie entre 40.22 et 84.37 kPa
- Les mesures de compressibilité à l'odomètre ont donné les valeurs suivantes :  
 $C_c = 0.07$   
 $C_g = 0.005 \%$

D'après les résultats nous pouvons constater que :

- Coefficient de compression  $C_c$  : révèle un sol peu compressible.
- Coefficient de gonflement  $C_g$  : démontre un pourcentage quasiment nul, cela nous permet de dire que se sol est non gonflant selon (Sanglerat)
- La teneur en matière organique est négligeable ( $< 1.52\%$ )

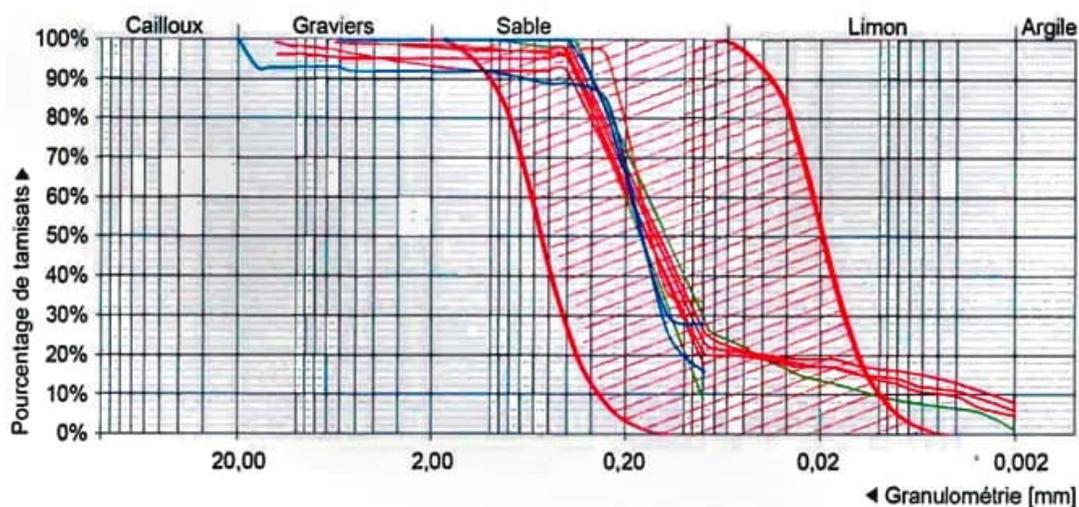


Figure III.8 : Courbe granulométriques et fuseau affecté par la liquéfaction dans le remblai de l'ancienne darse n 7.

## III.4.1.2. Au niveau du môle El-Hadjar :

- Des résultats granulométriques (Figure III.9) obtenues sur 35 échantillons analysés prélevés présentent un sol grenu avec une proportion des particules fines qui varient entre 9 % et 43 % avec une moyenne 19,3 %
- Teneur en eau :  $w = 9 - 19.9$  % avec une valeur moyenne de 14 %
- La densité saturé :  $\gamma_{\text{sat}} = 18.3 - 21.2$  KN/m<sup>3</sup> avec une valeur moyenne de 20 KN/m<sup>3</sup>, ainsi que la densité sèche :  $\gamma_d = 15.3 - 18.3$  KN/m<sup>3</sup> avec une valeur moyenne de 17 KN/m<sup>3</sup>.
- Degré de saturation :  $S_r = 99.5\%$
- La mesure de l'angle de frottement interne donne des valeurs de 28.63° à 39.47° et la cohésion entre 22.56 et 65.73 KPa
- Essai de cisaillement à la boîte de Casagrande : les mesures de compressibilité à l'odomètre ont donné les valeurs suivantes :

$$C_c = 0.06$$

$$C_g = 0.0033 \%$$

D'après les résultats nous pouvons constater que :

- Coefficient de compression  $C_c$  : révèle un sol peu compressible.
- Coefficient de gonflement  $C_g$  : démontre un pourcentage quasiment nul, cela nous permet de dire que se sol est non gonflant
- La teneur en matière organique n'est pas significative dans cette strate (<1.52%), ce qui montre que le sol est inorganique.

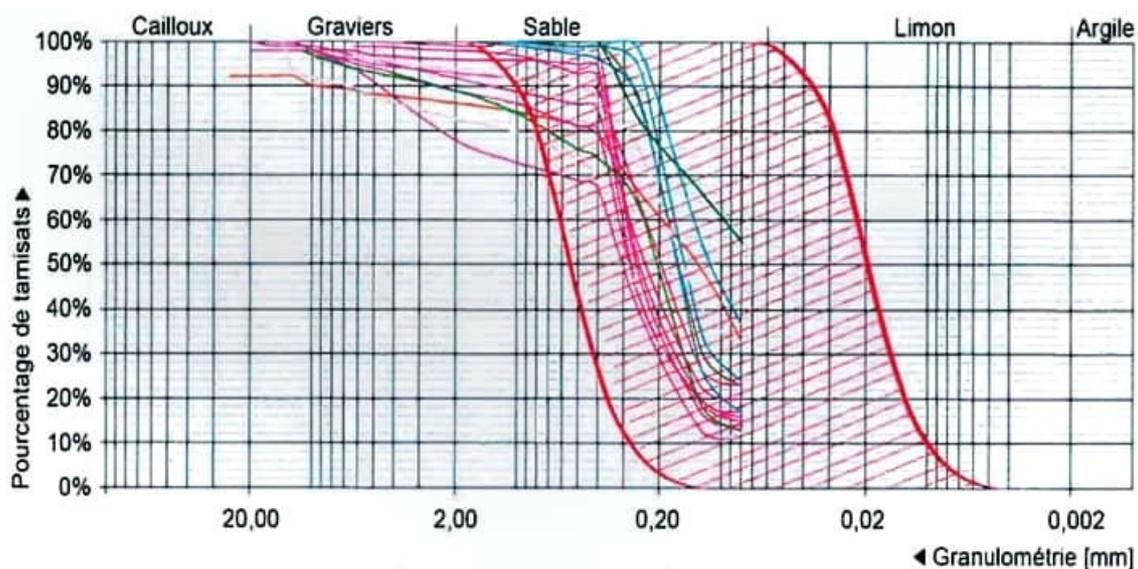


Figure III.9 : courbe granulométriques et fuseau affecté par la liquéfaction dans le remblai de môle el hadjar.

### III.4.2. Essais in-situ :

Les différents sondages carottés réalisés sur le site ont mis en évidence essentiellement deux formations, voir figure III.10 :

- Sol anthropique (composé d'une couche de revêtement surmontant un remblai 0 à 12 mètre).
- Sol en place (constitué de marnes et d'argile marneuses surmontées par endroits par une couche de grès fractures > 12 mètre).

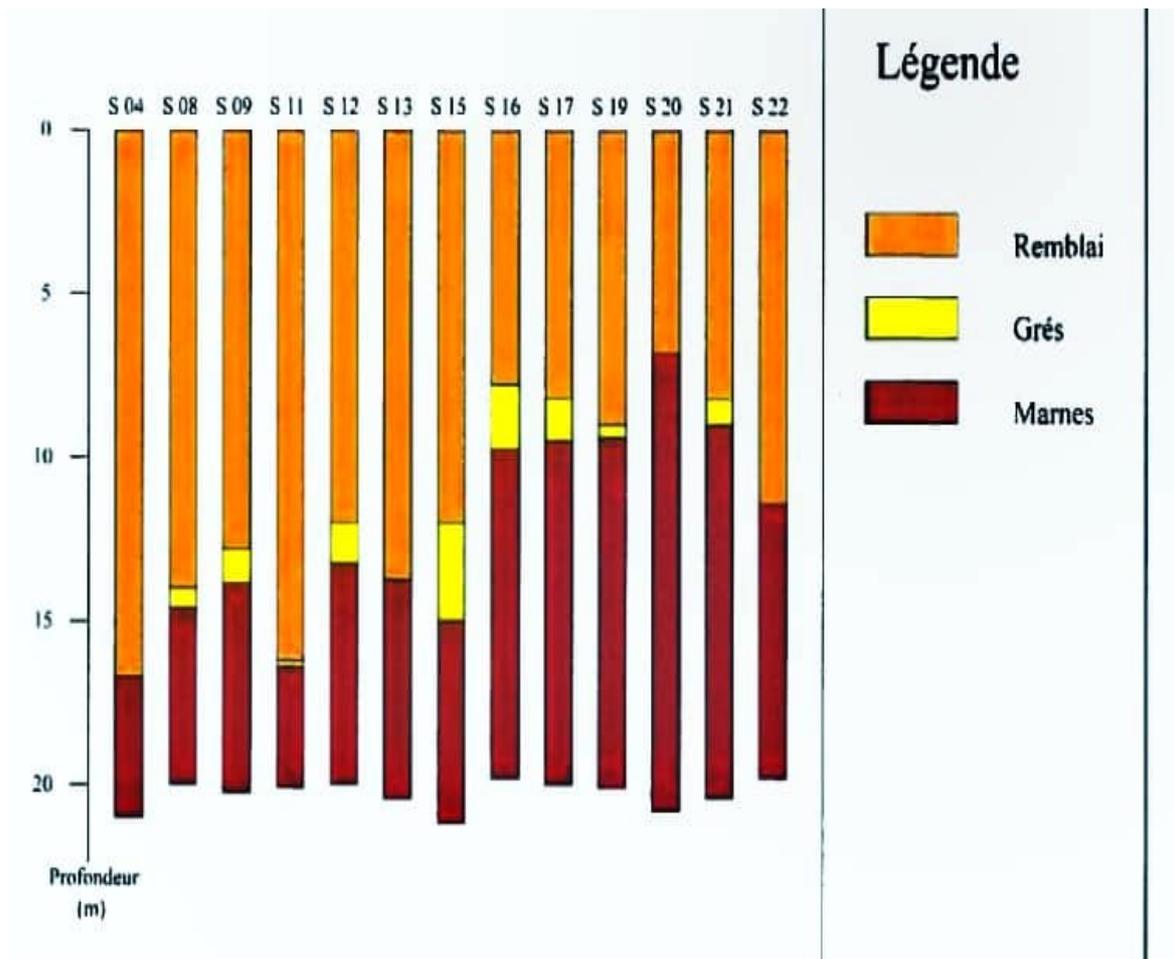


Figure III.10 : Formations des différents sondages carottés réalisés sur le site.

#### III.4.2.1. Caractérisation mécanique du sol anthropique :

##### III.4.2.1.1. Essai de pénétration standard (SPT) Au niveau de l'ancienne Darse n°7 :

Les résultats obtenus, montrent des valeurs  $N_{spt}$  qui varient entre 4 et 30 coups, avec une moyenne de 10 coups (en traçant une ligne médiane des différents coups en fonction de la profondeur), voir figure. III.11.

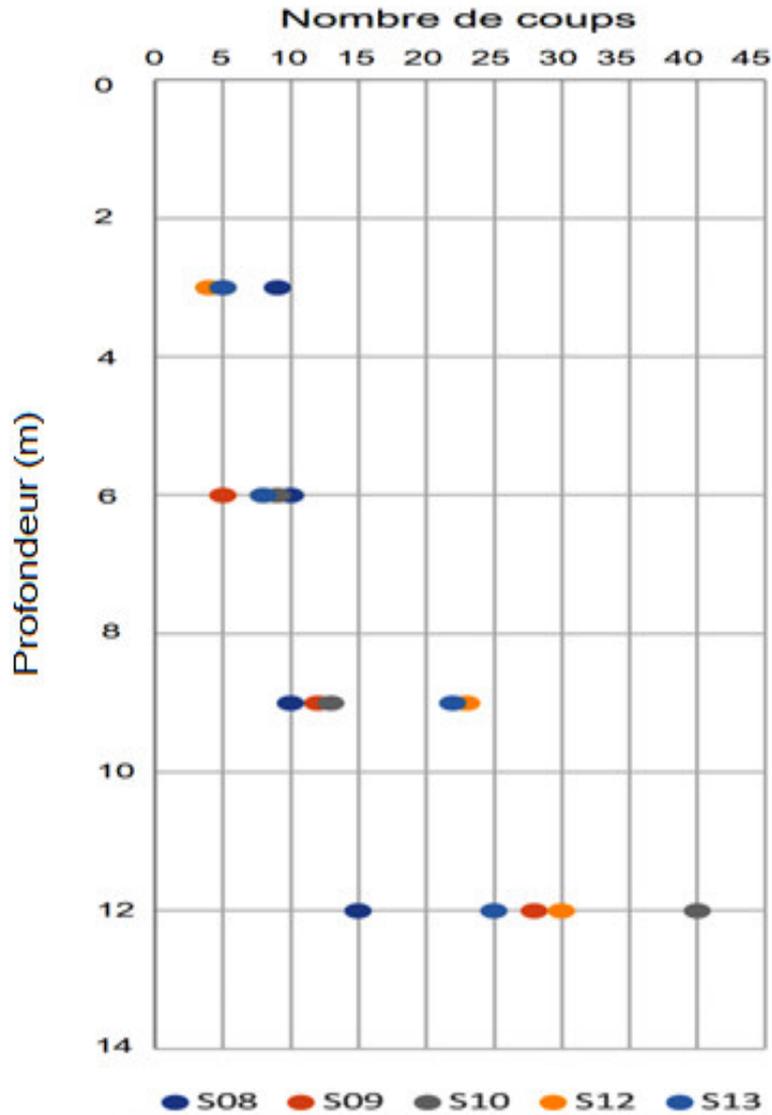


Figure III.11 : Résultats des sondages SPT Au niveau de l'ancienne Darse n°7  
(Sol anthropique).

#### III.4.2.1.2. Essai de pénétration standard (SPT) Au niveau de remblai du môle El-Hadjar :

Les résultats obtenus, montrent des valeurs  $N_{spt}$  qui varient entre 3 et 31 coups, avec une moyenne de 10 coups (en traçant une ligne médiane des différents coups en fonction de la profondeur), voir figure. III.12.

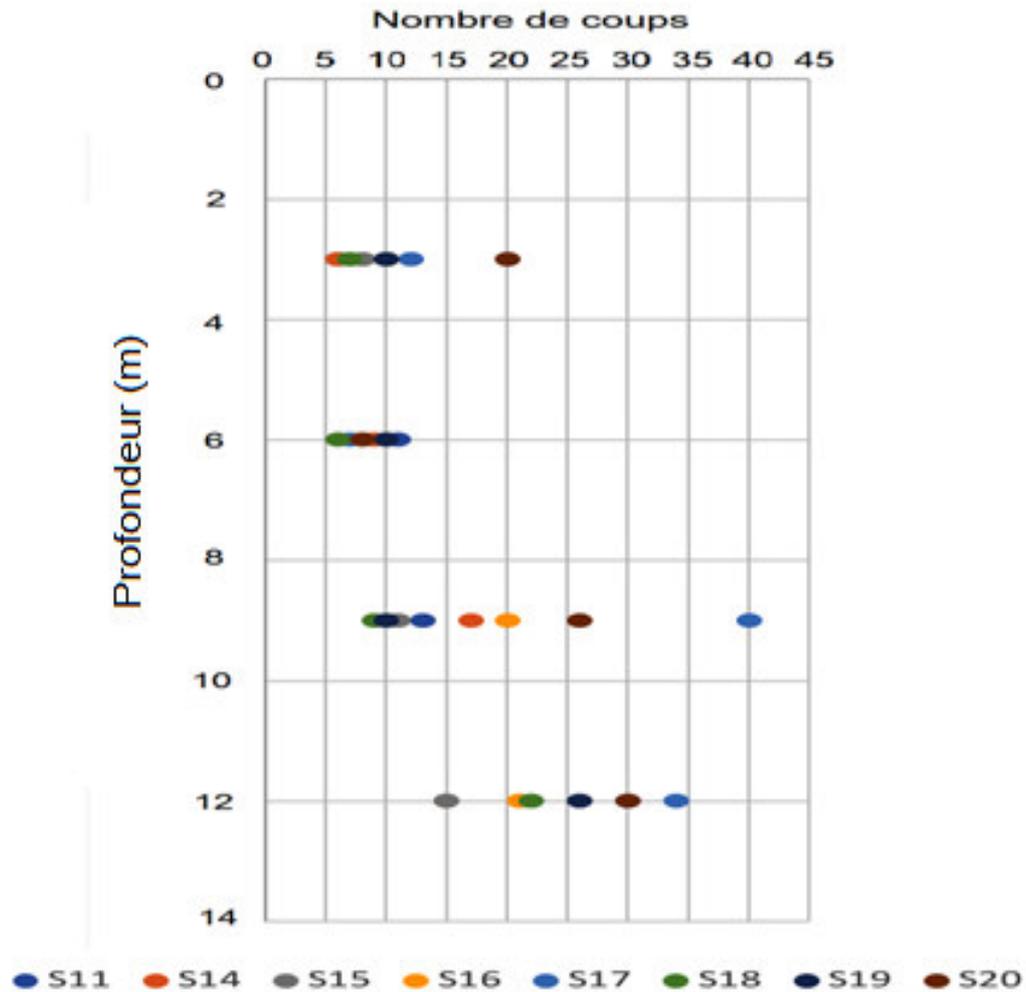


Figure. III.12 : Résultats des sondages SPT Au niveau de remblai du môle El-Hadjar (Sol anthropique).

- Les résultats  $N_{spt}$  obtenues dans ces remblais, montrent que ces couches sont lâches a moyennement compact, d’après la classification de Terzaghi et Peck (tableau III.1).

Tableau III.1 : Classification de la compacité du sol dans les sables en fonction  $N_{spt}$  d’après Terzaghi et Peck.

Valeur de $N_{spt}$	Compacité du sol
<4	Très lâche
4-10	lâche
10-30	Moyennement compact
30-50	compact
Au-dessus de 50	dense

**III.4.2.1.3. Essais au pénétromètre statique (CPT) au niveau de l'ancienne Darse n°7 :**

Au niveau de l'ancienne darse n°7, les courbes montrent une valeur moyenne de la résistance en pointe de l'ordre de 2,5 MPA (en traçant une ligne médiane des différents pics de résistance en fonction de la profondeur), la valeur la plus extrême obtenue est de 10 MPA, voir figure III.13.

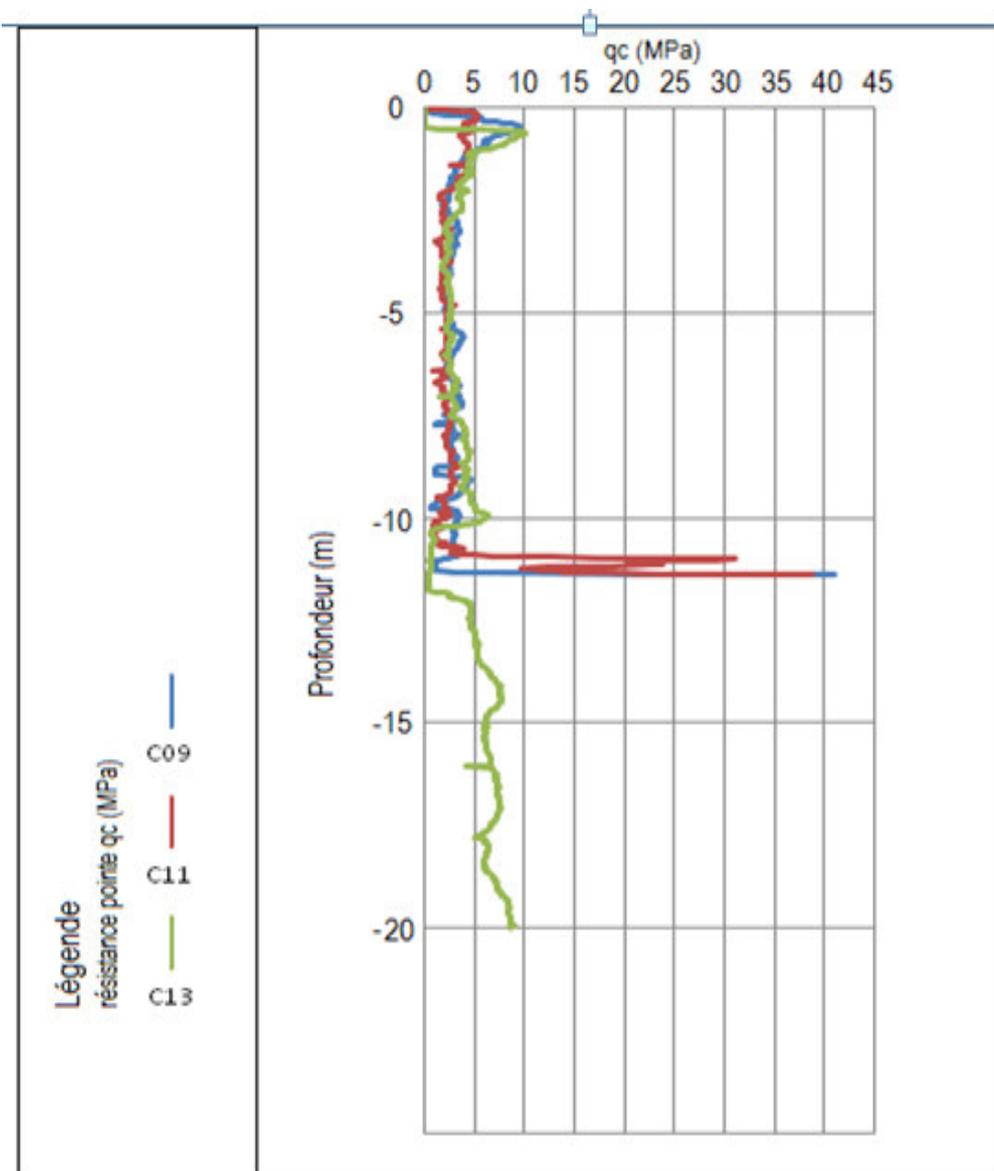


Figure III.13 : Résultat des essais CPT au niveau de l'ancienne Darse n°7  
(Sol anthropique).

**III.4.2.1.4. Essais au pénétromètre statique (CPT) au niveau du môle El-Hadjar :**

Au niveau du môle El-Hadjar les courbes montrent une résistance en pointe (qc) moyenne de l'ordre de 4 MPA (en traçant une ligne médiane des différents pics de résistance en fonction de la profondeur). Certaines courbes présentent des pics allant de 10 à 40 MPA obtenues dans des passages caillouteux, voir figure III.14.

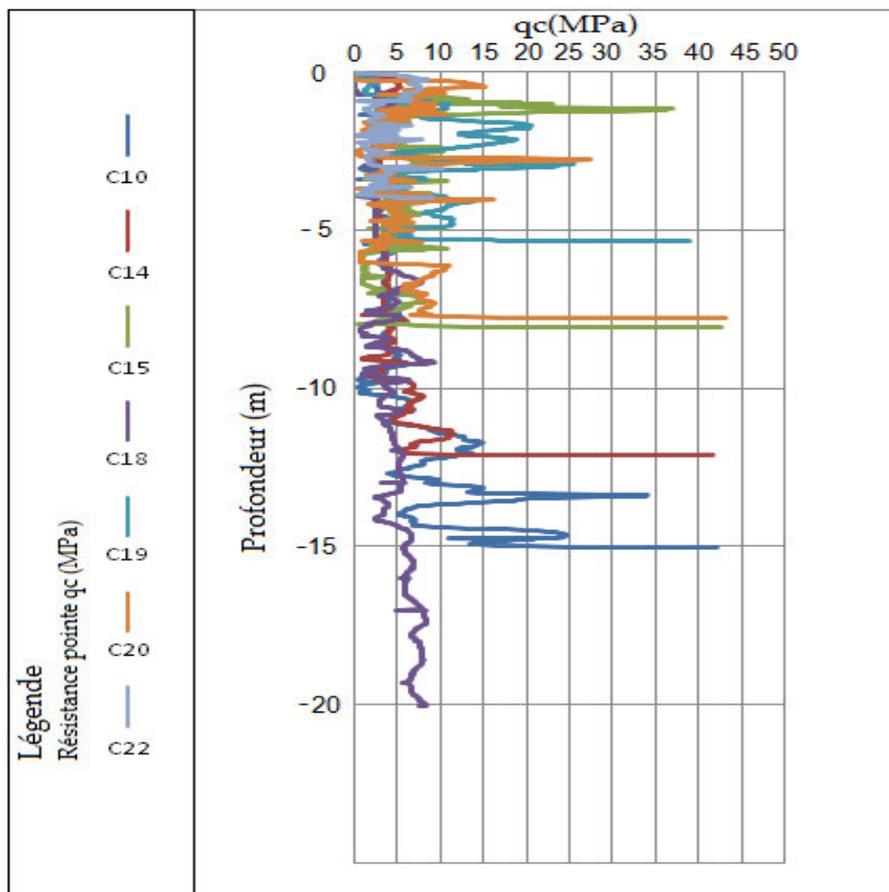


Figure III.14 : Résultat des essais CPT au niveau du môle El-Hadjar (Sol anthropique).

- D’après les résultats CPT obtenues et Selon les normes NF 94-261 et 94262 (tableau. III.2), le sol est classé comme étant un sol lâche/raide dans l’ensemble.

Tableau III.2 : Classes de terrain d’après les normes NF 94-261 et 94-262.

Classes de terrain		$q_c$ (MPa)
Argiles et limons	Très mous à mous	< 1,0
	fermes	1-2,5
	raides	2,5-4
	Très ferme	$\geq 4$
Sables et graves	Très lâches	<1,5
	lâche	1,5-4
	Moyennement denses	4-10
	denses	10-20
Marnes et calcaire mameux	Très denses	>20
	Tendres	< 5
	raides	5-15
	compacte	> 15

### III.4.2.2. Caractérisation mécanique du sol en place :

#### III.4.2.2.1. Essai de pénétration standard (SPT) au niveau du terminal à conteneurs :

Les résultats obtenus (> 12 mètre), montrent des valeurs  $N_{spt}$  variant entre 20 et 50 coups, avec une moyenne de 35 coups (figure III.15).  $N_{spt}$  obtenues montrent que ces couches sont compactes, d'après la classification de Terzaghi et Peck, voir tableau III.1.

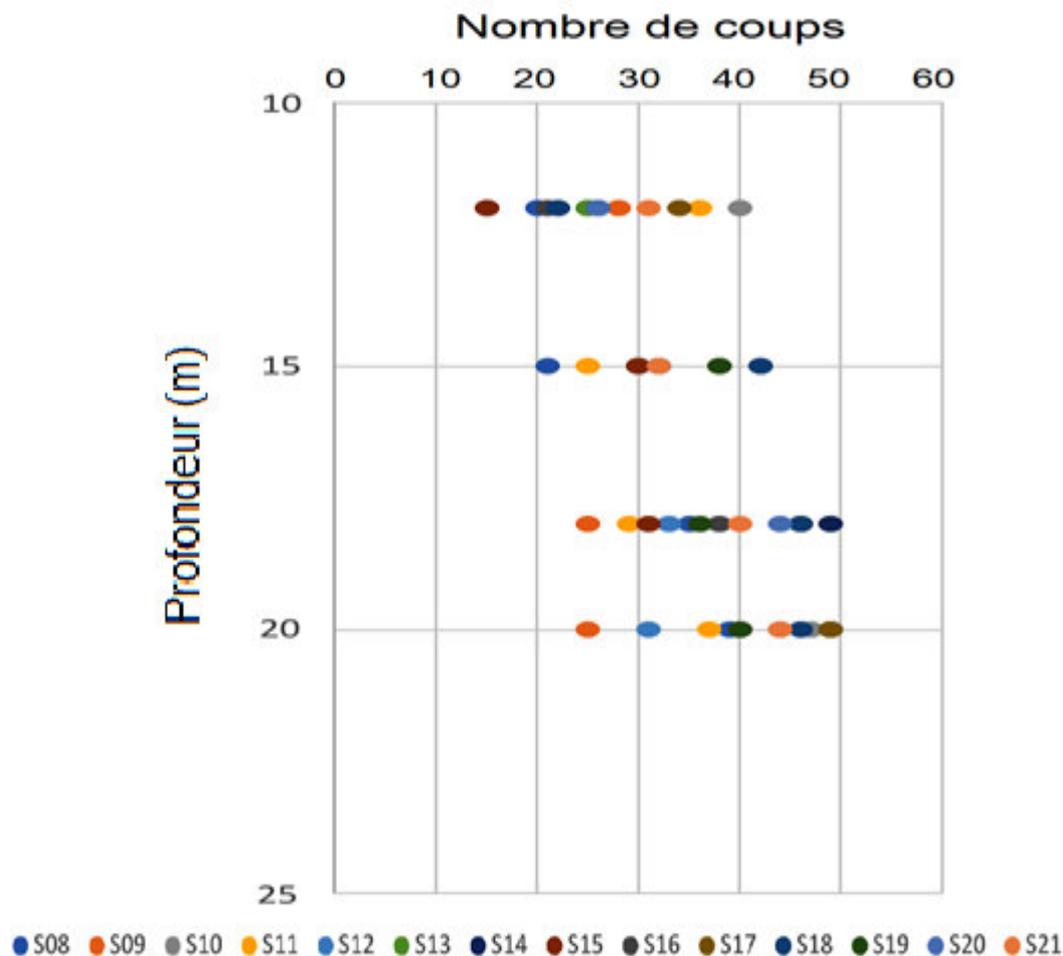


Figure. IV.15 : Résultats des sondages SPT Au niveau de terminal à conteneurs  
(Sol en place).

#### III.4.2.2.2. Essais au pénétromètre statique (CPT) au niveau de terminal à conteneurs :

Les résultats obtenus (> 12 mètre) indiquent une résistance à la pointe comprise entre 3 et 40 MPA et une valeur moyenne de 8 MPA (en traçant une ligne médiane des différents pics de résistance en fonction de la profondeur), certaines courbes ne dépassent pas la profondeur de 12 mètre à cause des passages caillouteux, voir figure III.16.

Selon les normes NF 94-261 et 94-262, le sol est classé comme étant un sol raide à compact, voir Tableau III.2.

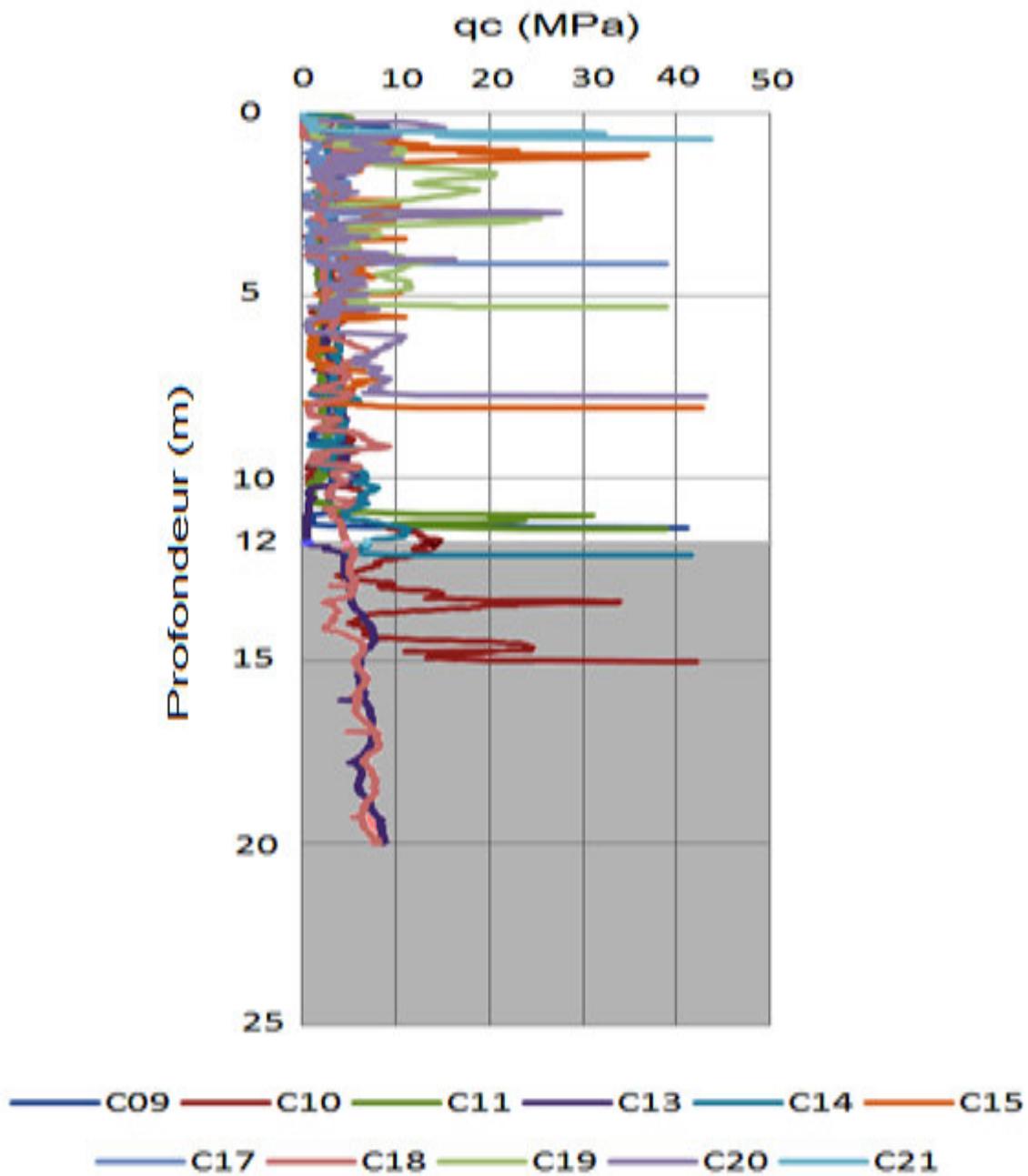
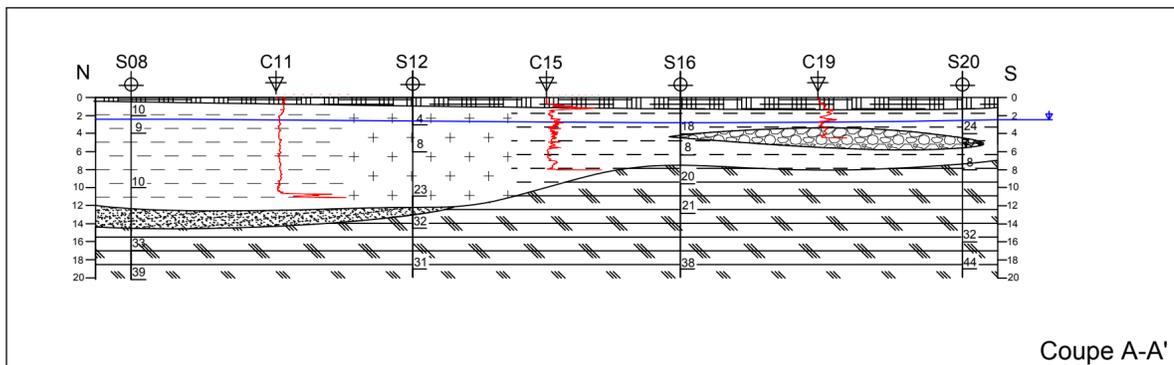


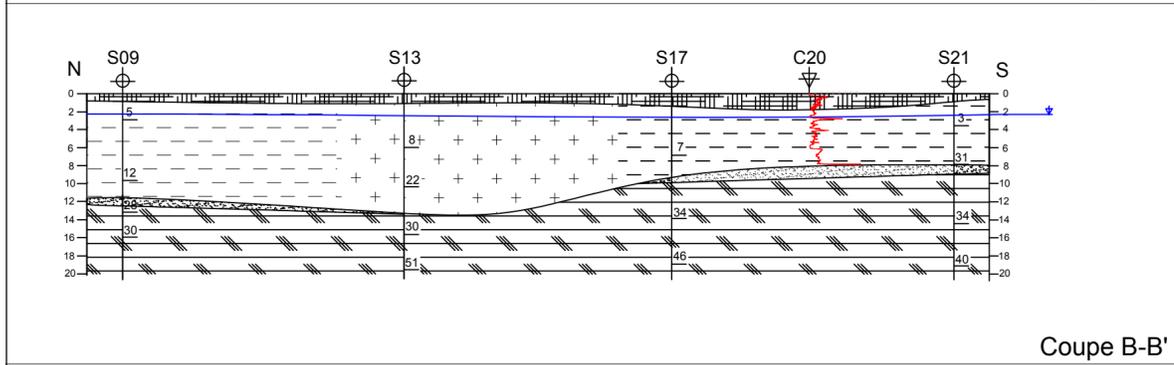
Figure III.16 : Résultat des essais CPT Au niveau de terminal à conteneurs  
(Sol en place).

### III.5. Description lithologique :

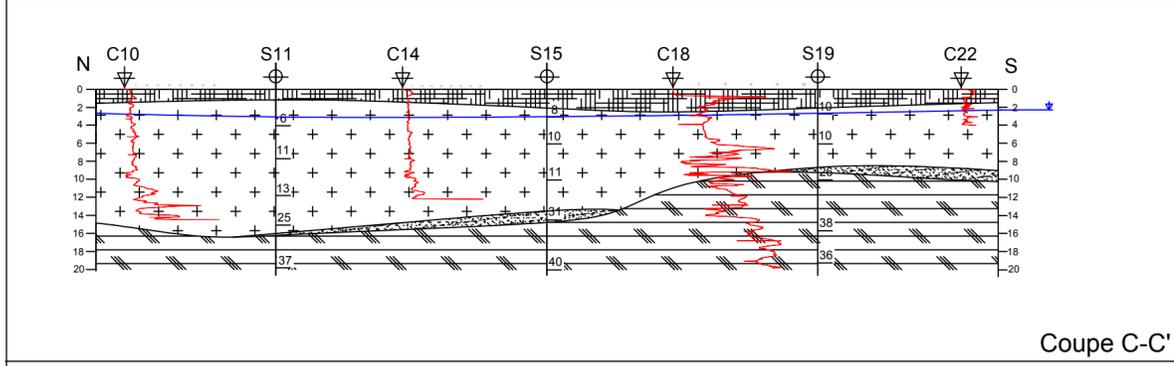
A partir des coupes de sondages et des essais in situ nous avons déterminés les couches lithologiques qui sont montrés sur la Figure III.17. Celle-ci montre sept (7) coupes du terrain. La position de chaque coupe est montre sur la même figure.



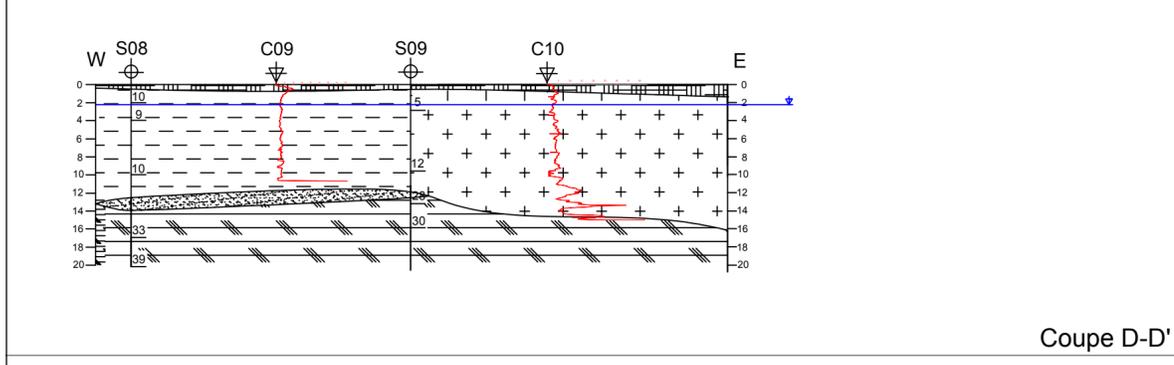
Coupe A-A'



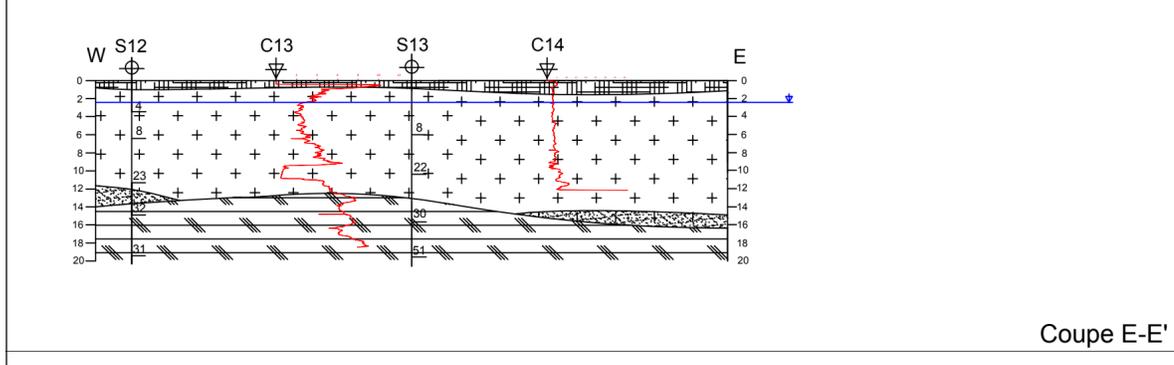
Coupe B-B'



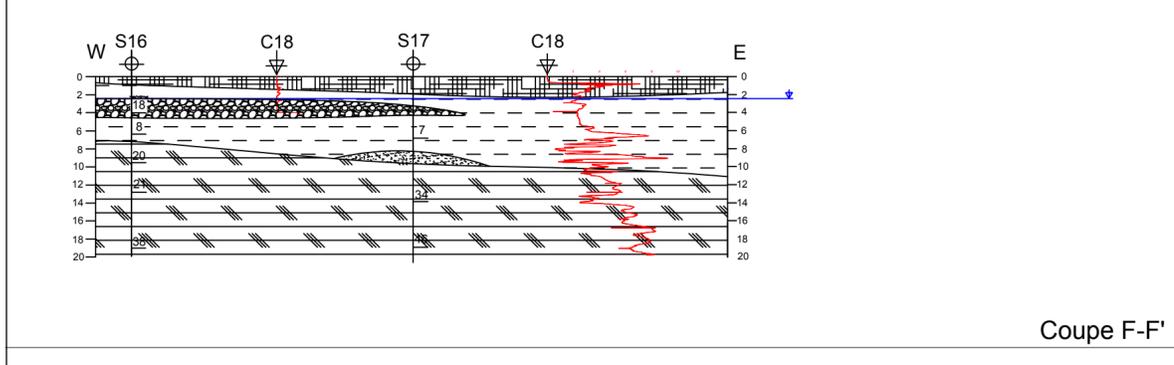
Coupe C-C'



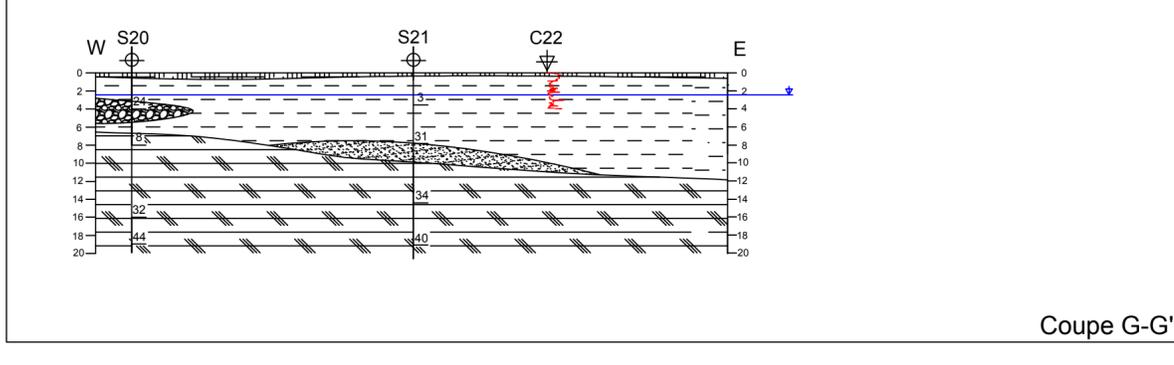
Coupe D-D'



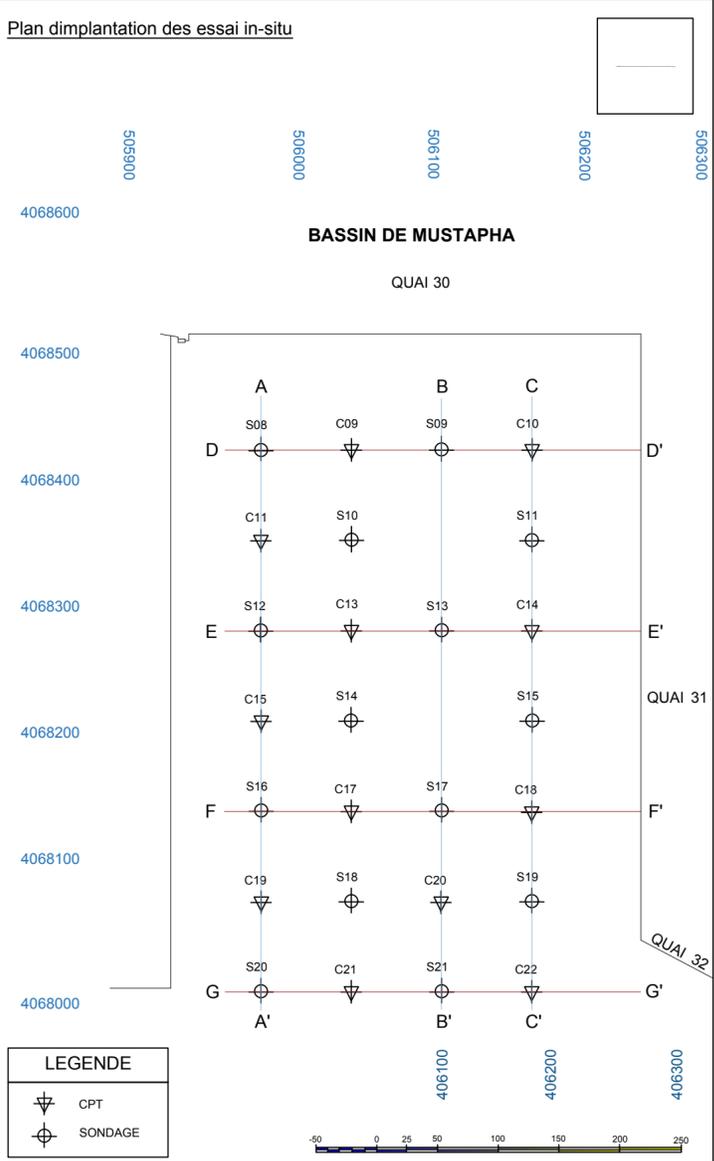
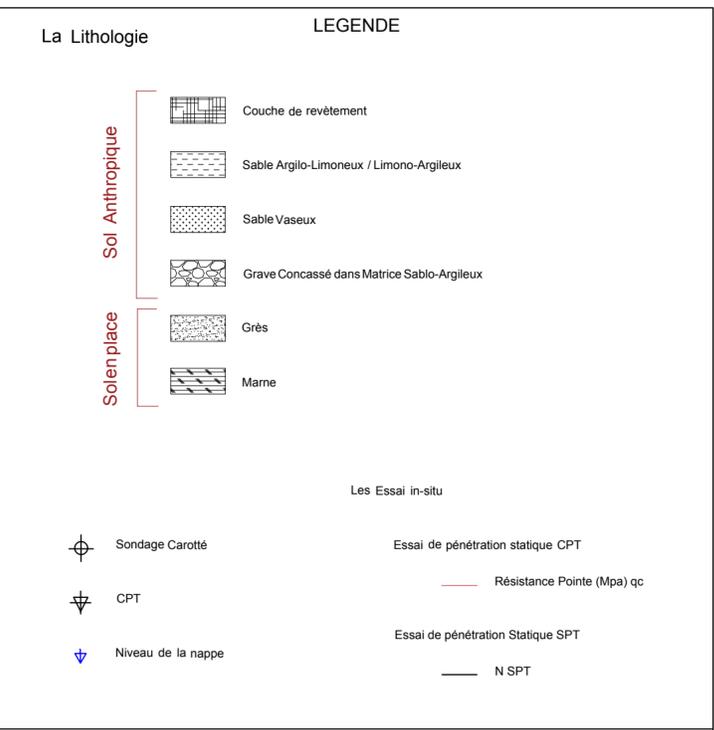
Coupe E-E'



Coupe F-F'



Coupe G-G'



Université M'Hamed Bouguara de Bumerdes

Faculté des sciences et de l'ingénieur

**Mémoire Fin d'étude**

Option : Géotechnique

Figure IV.17

Coupes Lithologiques et Géotechnique

Date : 2019

Echelle : 1/2000

**III.6. Conclusion :**

L'analyse des propriétés géotechnique des remblais et de la couche marneuse d'après les essais in-situ (SPT et CPT) et les sondages carottés, permettent de mettre en évidence les points suivants :

- Les remblais présentent des caractéristiques géotechniques lâches, déformables et de faibles compacités, additionnées à une nappe phréatique détectée en surface (2,3m de profondeur) le long de tout le terminal.
- La couche marneuse, située entre 7,65 et 15 mètres de profondeur, possède de bonnes caractéristiques géotechniques d'après la classification de Terzaghi et peck et de ce fait elle constitue un bon sol.

# Chapitre IV

Évaluation du potentiel de  
liquéfaction, étude  
comparative

### IV.1. Introduction :

Ce chapitre consiste à analyser le potentiel de liquéfaction d'un dépôt de sable en utilisant l'approche en contrainte totale développée par Seed et Idriss (1971) ou l'approximation de la résistance à la liquéfaction est basée sur la corrélation établie à partir des essais in-situ. Dans notre cas deux (2) méthodes basées sur les résultats des essais SPT, CPT ont été choisies pour faire des calculs manuelle et numérique. Ensuite une analyse comparative des résultats obtenus a été effectuée.

### IV.2. Calcul de potentiel de la liquéfaction par les méthodes empiriques :

L'évaluation de potentiel de liquéfaction se fait par la comparaison des taux de résistance au cisaillement (CRR) calculés au site avec les taux de contrainte de cisaillement induit par le séisme (CSR). Les indices CRR ont été calculés par deux méthodes (voir chapitre II): Idriss et Boulanger 2006 (SPT), Robertson et Wride 1998(CPT), suivant un plan de sondages (voir figure IV.1). Plus précisément le calcul des indices CRR est effectué à partir des indices  $(N1)_{60cs}$ ,  $(qc1N)_{cs}$  en tenant compte des corrections nécessaires.

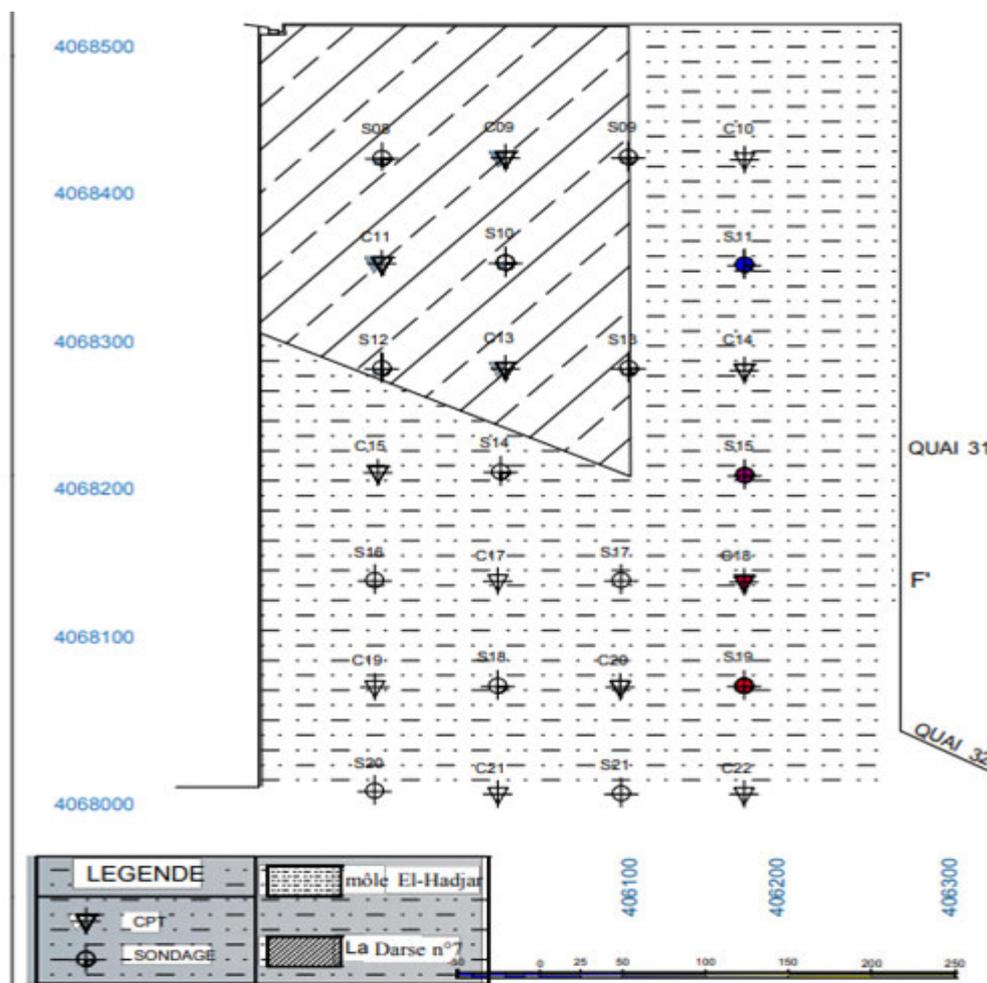


Figure IV.1 : Emplacement des sondages.

#### IV.2.1. Calcul du taux de contrainte cyclique CSR :

Pour le calcul des taux des contraintes cycliques on utilise l'équation empirique de Seed et Idriss (1975) (voir chapitre II). L'accélération maximale est prise égale à 0,4 g selon les recommandations du RPA et le coefficient  $R_d$  est déterminé par l'expression de Blak (1996). Sur le tableau IV.1, on regroupe les résultats obtenus, et sur la figure IV.2 on représente le rapport des contraintes cycliques

Tableau IV.1 : Résultats de CSR.

Z(m)	$\sigma_{v0}$ (Kpa)	$\sigma'_{v0}$ (Kpa)	$R_d$	CSR
2	34	34	0.98	0.25
4	80	63	0.97	0.23
6	120	83	0.95	0.35
8	160	103	0.93	0.37
10	200	123	0.90	0.38
12	240	143	0.85	0.37

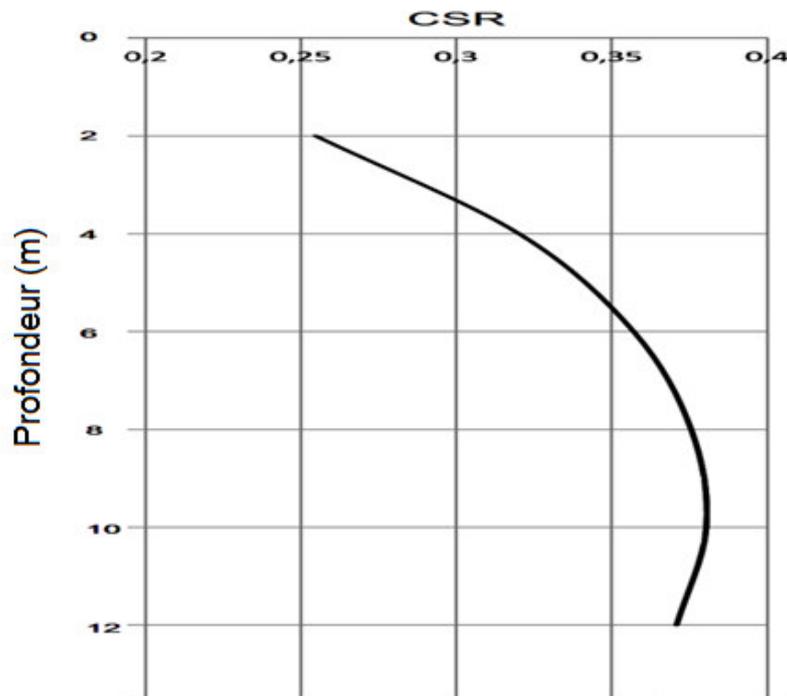


Figure IV.2 : Variation de CSR en profondeur.

### IV.2.2. Calcul de taux de la résistance cyclique (CRR) et le coefficient de sécurité (Fs) :

#### IV.2.2.1. Calcule basée sur l'essai SPT :

A titre indicatif le calcul du taux de résistance cycliques (CRR) et le coefficient de sécurité (Fs) est illustré en détail pour un seul sondage (SPT 09). Les indices CRR ont été calculés par la méthode d'Idriss et Boulanger 2006, voire tableau IV.2.

Tableau IV. 2 : Résultats de facteur de sécurité (SPT N°09).

Z (m)	$\sigma_{v0}$ (Kpa)	$\sigma'_{v0}$ (Kpa)	$N_m$	$C_N$	CE	CR	CS CB	$(N_1)_{60}$	$(N_1)_{60CS}$	$CRR_{7.5}$	$CSR_{7.5}$	$K\sigma$	$F_s$
2	34	34	5	1.71	1.25	0.75	1	8.03	13.91	0.14	0.25	1	0.55
4	80	63	5	1.25	1.25	0.85	1	6.69	11.84	0.13	0.32	1	0.41
6	120	83	8	1.09	1.25	0.95	1	10.42	15.85	0.16	0.35	1	0.45
8	160	103	12	0.98	1.25	1	1	14.77	19.93	0.20	0.37	0.99	0.54
10	200	123	20	0.90	1.25	1	1	22.54	27.69	0.37	0.38	0.96	0.94
12	240	143	28	0.83	1.25	1	1	29.26	34.42	0.98	0.37	0.92	2.47

- Sur la profondeur de 2 à 10 m la zone considérée est susceptible à la liquéfaction (puisque CSR est supérieur au CRR), tel que représenté à la Figure IV.3.

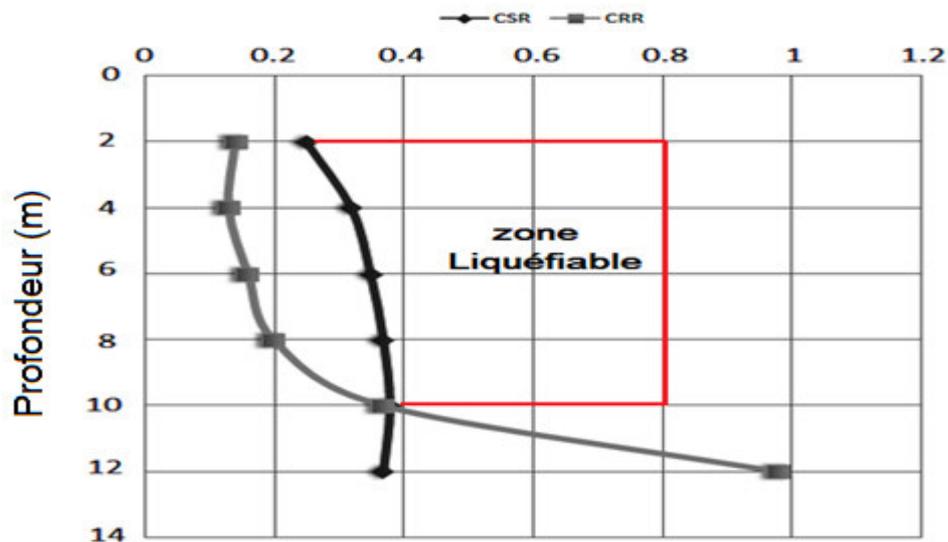


Figure IV.3 : Méthodologie d'évaluation de susceptibilité à la liquéfaction (SPT N°09).

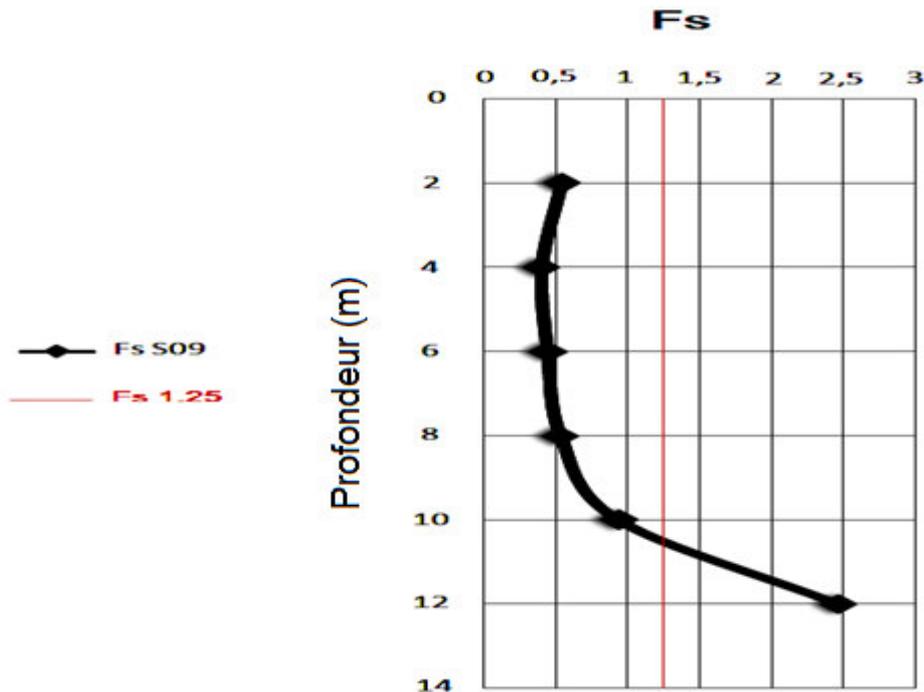


Figure IV.4: Variation de FS en profondeur (SPT N°09).

- Les résultats obtenus présentent un risque de liquéfaction sur la profondeur de 2 à 10 m, les valeurs de FS sont faible et ne dépassent pas la limite (1.25). Au-delà, le facteur de sécurité dépasse la valeur limite.

#### IV.2.2.1.1. Analyse du potentiel de liquéfaction. Au niveau de l'ancienne Darse n°7 :

Tableau IV.3: Résultats des facteurs de sécurités Au niveau de l'ancienne Darse n°7.

Z (m)	Fs (08)	Fs (09)	Fs (10)	Fs (12)	Fs (13)
2	0.87	0.55	0.50	0.50	0.55
4	0.41	0.41	0.44	0.44	0.47
6	0.39	0.45	0.48	0.45	0.45
8	0.44	0.54	0.54	0.69	0.96
10	0.43	0.94	0.94	1.42	1.22
12	0.89	2.47	Le sol est non liquéfiable	2.03	1.46

**Remarque :** la méthode d'Idriss et Boulanger (2006), reste valable pour ( $N_{160} < 30$ ). Pour ( $N_{160} > 30$ ) on admit directement que le sol est non liquéfiable.

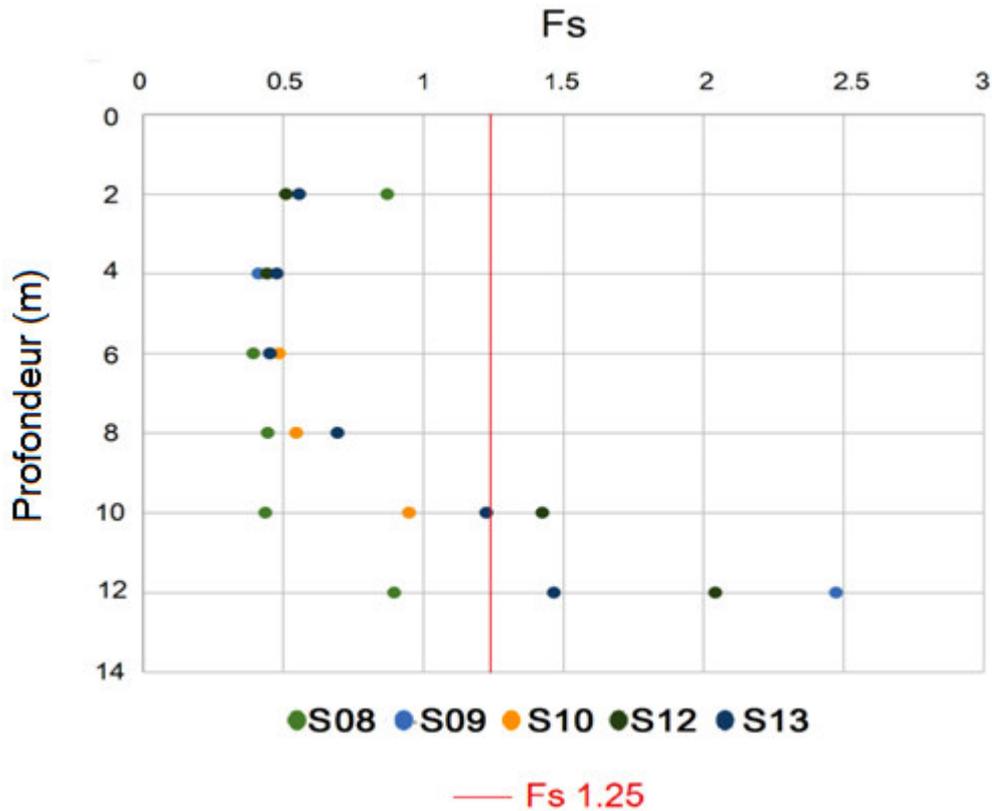


Figure IV.5: Variation des FS en profondeur Au niveau de l'ancienne Darse n°7.

- Les résultats obtenus présentent un risque de liquéfaction jusqu' 10 à 12 mètre de profondeur, les valeurs de FS sont faibles et ne dépassent pas la limite (1,25).

#### IV.2.2.1.2. Analyse du potentiel de liquéfaction Au niveau de môle El-Hadjar :

Tableau IV.4 : Résultats des facteurs de sécurités Au niveau de môle El-Hadjar.

Z (m)	Fs (11)	Fs (14)	Fs (15)	Fs (16)	Fs (17)	Fs (18)	Fs (19)	Fs (20)	Fs (21)
2	0.69	0.58	0.69	1.16	0.82	0.63	0.82	6.09	0.44
4	0.48	0.45	0.52	0.56	0.56	0.42	0.56	0.86	0.36
6	0.53	0.46	0.49	0.43	0.40	0.37	0.49	0.74	0.32
8	0.65	0.51	0.48	1.13	0.65	0.39	0.45	0.39	1.56
10	1.77	0.46	0.56	0.87	5.93	0.39	0.56	2.15	5.93
12	9.72	1.30	0.82	0.82	9.72	0.91	1.51	3.21	4.08

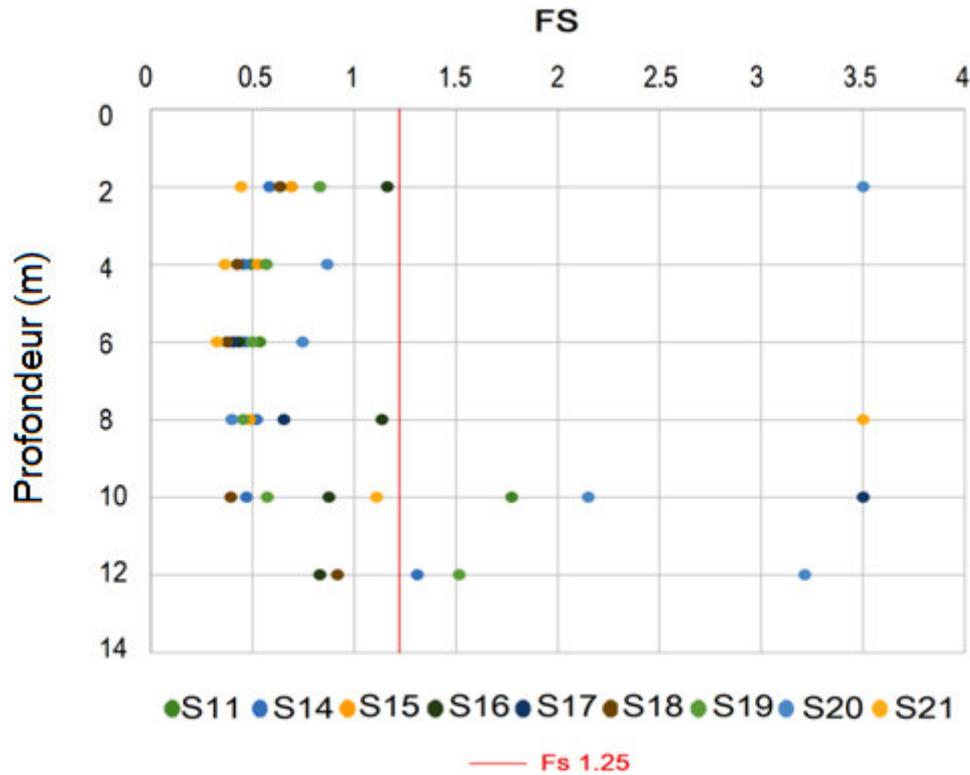


Figure IV.6: Variation des FS en profondeur Au niveau de môle El-Hadjar.

- Les résultats obtenus présentent un risque de liquéfaction jusqu'à 8 à 12 mètre de profondeur, les valeurs de FS sont faibles et ne dépassent pas la limite (1,25).

**IV.2.2.2. Calcul basé sur l'essai CPT :**

A titre indicatif le calcul du taux de résistance cycliques (CRR) et le coefficient de sécurité (FS) est illustré en détail pour un seul sondage (CPT 13). Indices CRR ont été calculés par la méthode Robertson et Wride 1998.

Tableau IV.5 : Résultats de facteur de sécurité (CPT N°13).

Z (m)	$\sigma'v_0$ (Kpa)	$\sigma'v_0$ (Kpa)	$q_c$ (Mpa)	Cq	$q_{C1N}$ (Mpa)	$(q_{C1N})_{CS}$ (Mpa)	CRR <sub>7,5</sub>	CSR <sub>7,5</sub>	$K\sigma$	Fs
2	34	34	4.27	1.91	81.57	124.95	0.26	0.25	1	1.02
4	80	63	2.14	1.31	28.23	73.88	0.11	0.32	1	0.36
6	120	83	2.41	1.11	26.95	72.76	0.11	0.35	1	0.32
8	160	103	4.20	0.98	41.26	88.31	0.14	0.37	0.99	0.38
10	200	123	6.31	0.88	55.72	105.27	0.18	0.38	0.98	0.48
12	240	143	4.13	0.80	33.32	140.37	0.33	0.37	0.97	0.88

- La zone considérée susceptible à la liquéfaction est celle où le CSR est supérieur au CRR, tel que représenté à la figure IV.7.

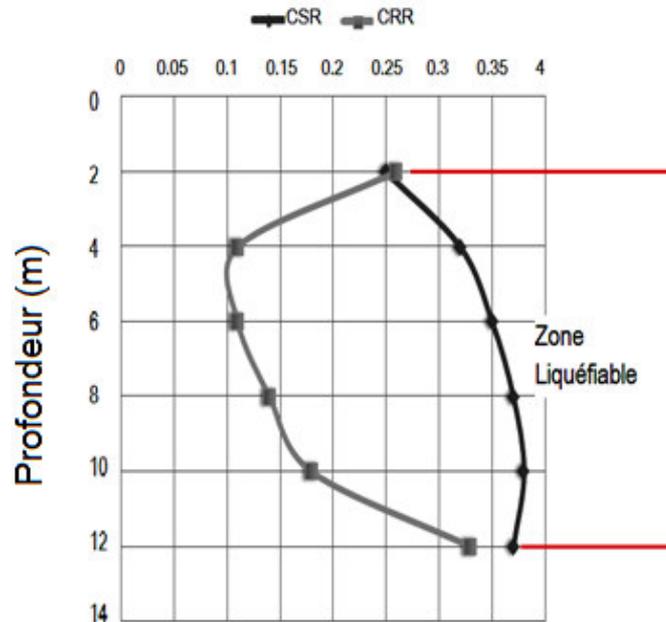


Figure IV.7 : Méthodologie d'évaluation de susceptibilité à la liquéfaction (CPT N°13)

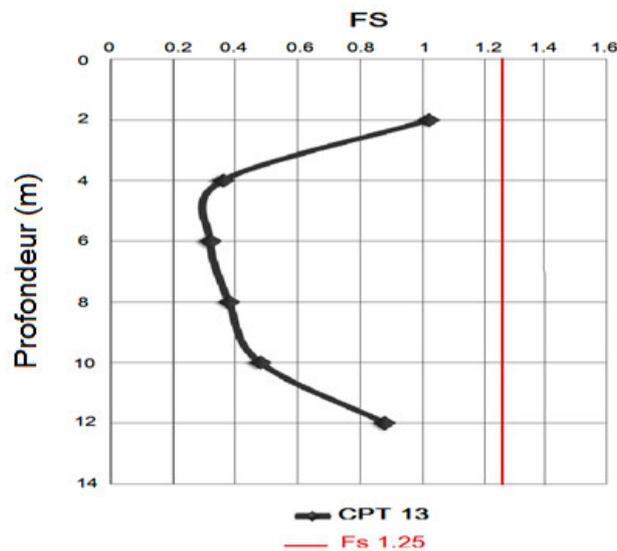


Figure IV.8: Variation de FS en profondeur (CPT N°13).

- Les résultats obtenus présentent un risque de liquéfaction sur toute la profondeur de la couche, les valeurs de FS sont faible et ne dépassent pas la limite (1.25).

## IV.2.2.2.1. Analyse du potentiel de liquéfaction. Au niveau de l'ancienne Darse n°7 :

Tableau IV.6: Résultats des facteurs de sécurité Au niveau de l'ancienne Darse n°7.

Z (m)	Fs (09)	Fs (11)	Fs (13)
2	0.50	0.65	1.12
4	0.34	0.35	0.37
6	0.37	0.37	0.32
8	0.27	0.34	0.38
10	0.31	2.05	0.48
12	Refus	Refus	0.21

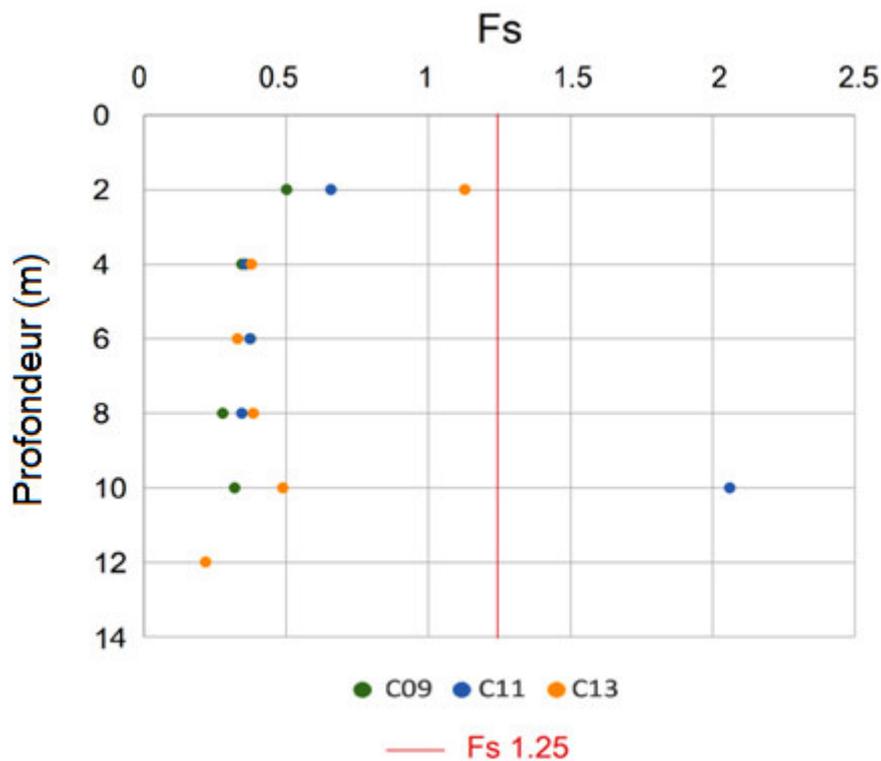


Figure IV.9: Variation des FS en profondeur Au niveau de l'ancienne Darse n°7.

- Les résultats obtenus présentent un risque de liquéfaction jusqu' 10 à 12 mètre de profondeur, les valeurs de FS sont faibles et ne dépassent pas la limite (1,25).

IV .2.2.2.2. Analyse du potentiel de liquéfaction Au niveau de môle El-Hadjar :

Tableau IV.7 : Résultats des facteurs de sécurités Au niveau de môle El-Hadjar.

Z (m)	Fs (10)	Fs (14)	Fs (15)	Fs (17)	Fs (18)	Fs (19)	Fs (20)	Fs (21)	Fs (22)
2	0.58	0.65	0.85	2.03	0.41	7.67	0.64	0.58	2.32
4	0.37	0.32	1.26	refus	0.33	2.04	0.36	refus	0.82
6	0.36	0.30	0.54		0.30	20.60	0.45		refus
8	0.42	0.29	0.69		1.47	Refus	18.95		
10	0.76	0.37	refus		0.26		refus		
12	0.50	0.44			2.37				

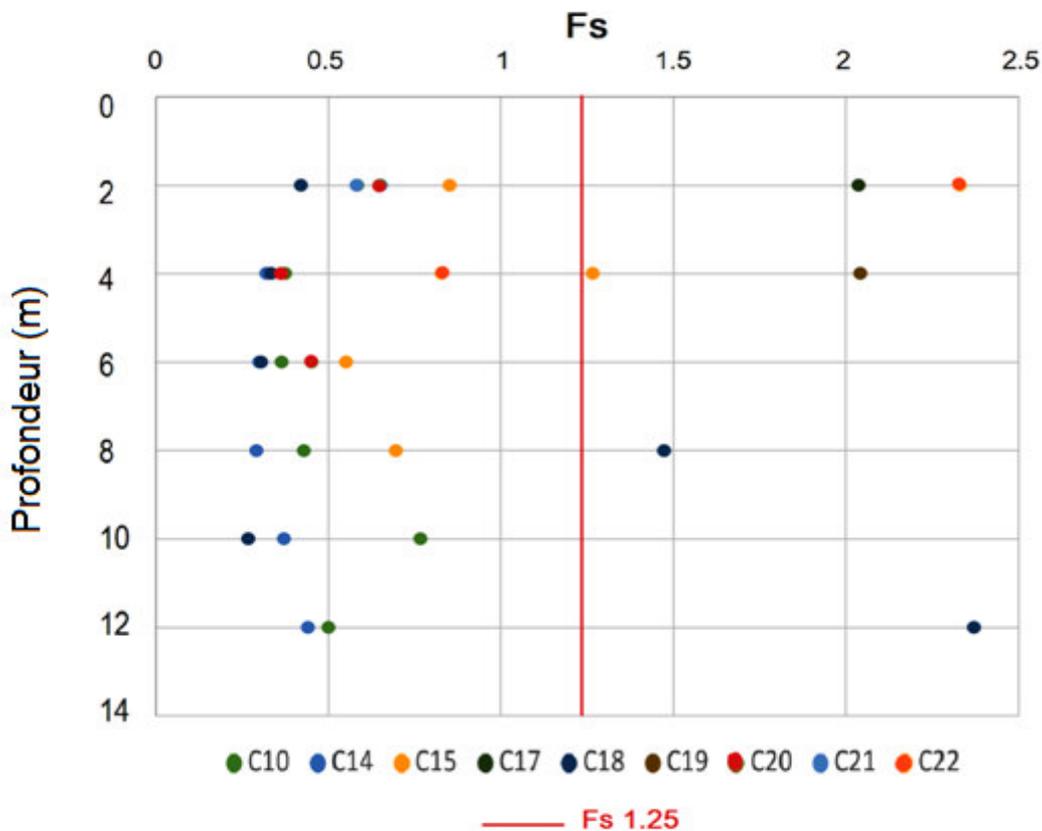


Figure IV.10: Variation des FS en profondeur Au niveau de môle El-Hadjar.

- Les résultats obtenus présentent un risque de liquéfaction jusqu'à 8 à 12 mètre de profondeur au niveau des sondages (C10, C14, C15, C18). On remarque une grande variation des facteurs fs qui dépasse la limite dans les sondages (C19, C20, C21, C22).

### IV.3. Calcul de potentiel de la liquéfaction par les méthodes numérique :

Dans cette partie, nous avons calculé le coefficient de sécurité de la liquéfaction FS par logiciel SHAKE 2000 qui prend en charge le test de pénétration standard (SPT) et le test de pénétration au cône (CPT). le calcul de CSR et CRR se fait par les même méthodes appliqué manuellement (méthodes empiriques), On regroupe les résultats obtenus sur les figures IV.12,13,14,15,16. L'organigramme suivant (figure IV.11) résume les étapes qu'on a suivie pour le calcul de Fs.

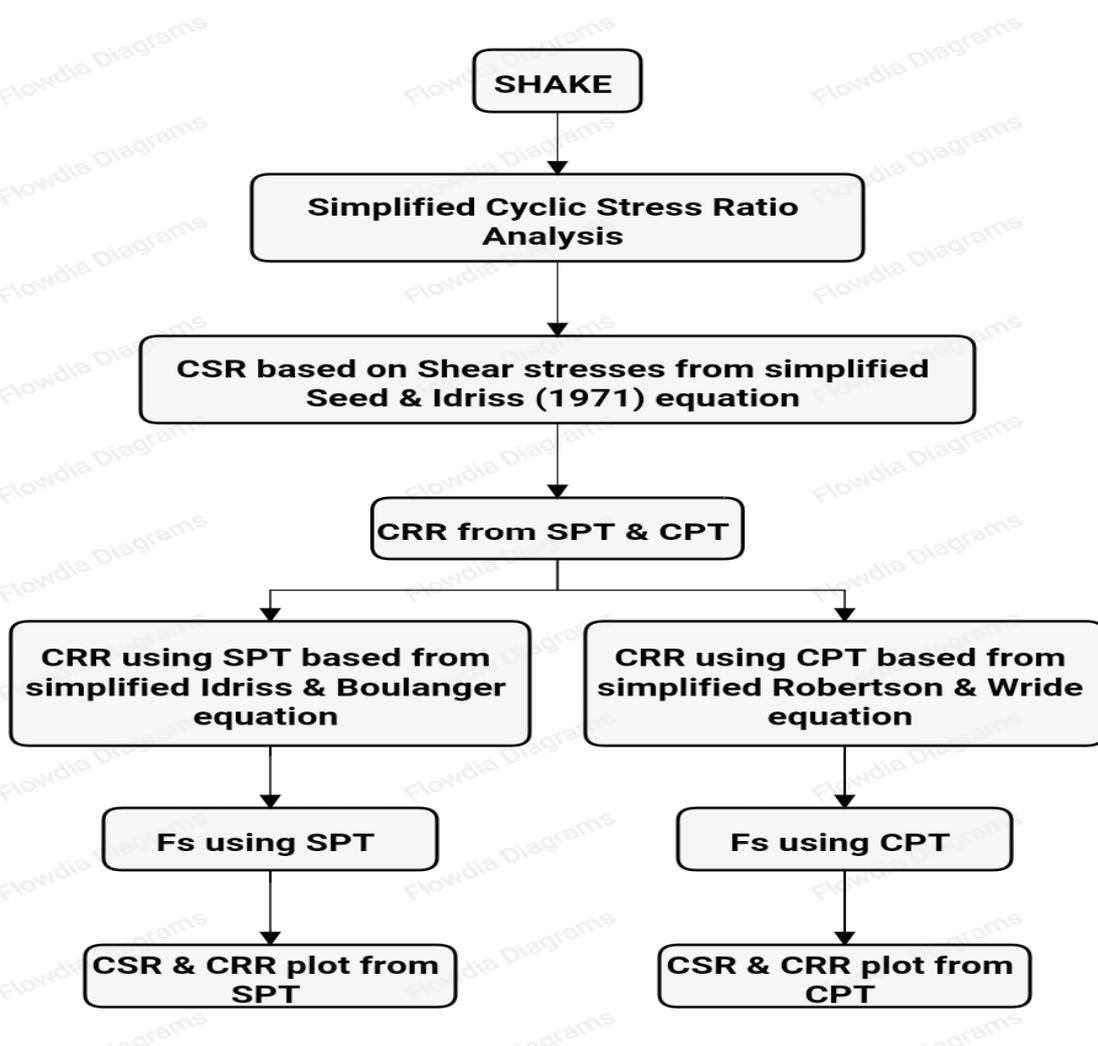


Figure IV.11 : Les différentes étapes d'un calcul de CSR, CRR, Fs, avec le logiciel SHAKE2000.

**Note :** Logiciel SHAKE 2000 ne calcule Pa la valeur de CRR et FS qui sont au dessus du niveau de la nappe phréatique.

IV.3.1. Calcul du taux de contrainte cyclique CSR :

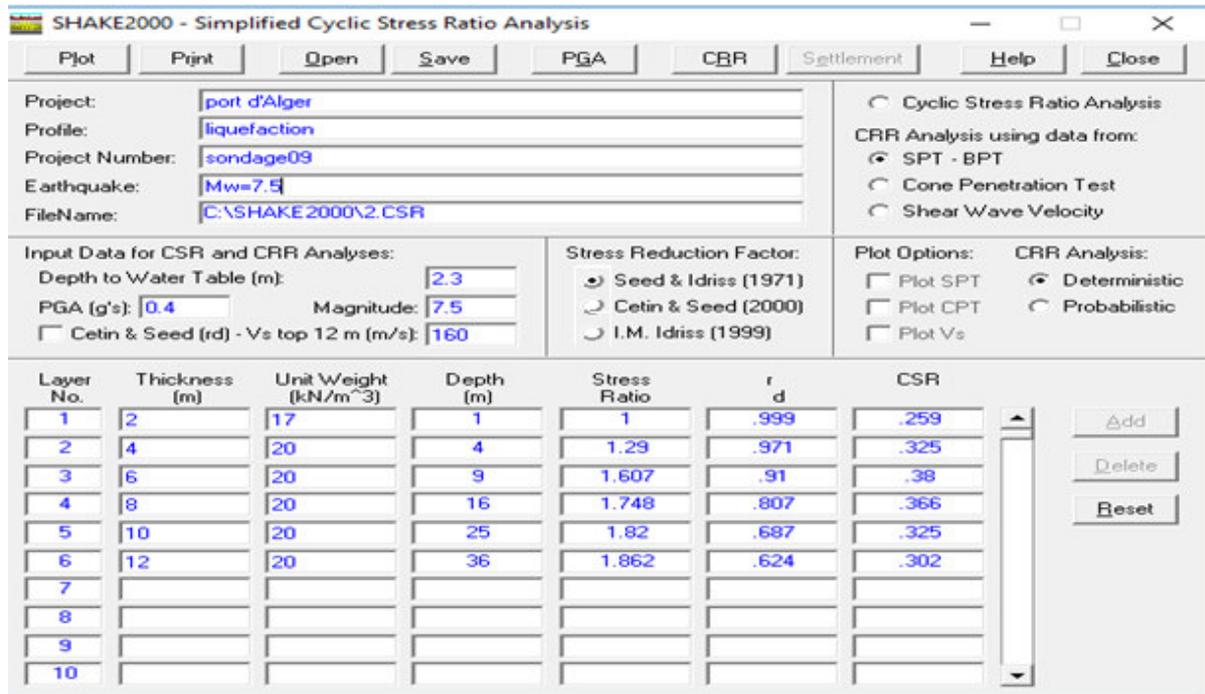


Figure IV.12: Résultats de CSR.

IV.3.2. Calcul de taux de la résistance cyclique (CRR) et le coefficient de sécurité (FS) :

IV.3.2.1. Calcul basé sur l'essai SPT :

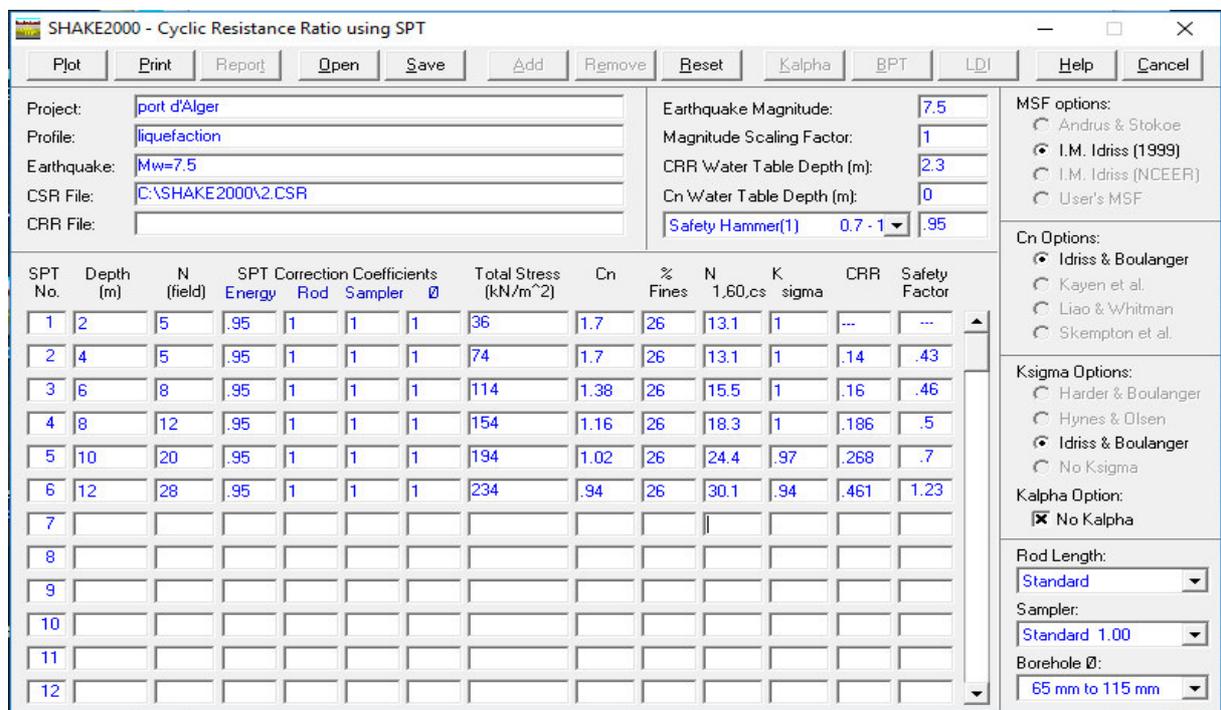


Figure IV. 13 : Résultats de rapport de résistance cyclique (CRR) et le facteur de sécurité Fs (SPT N°09).

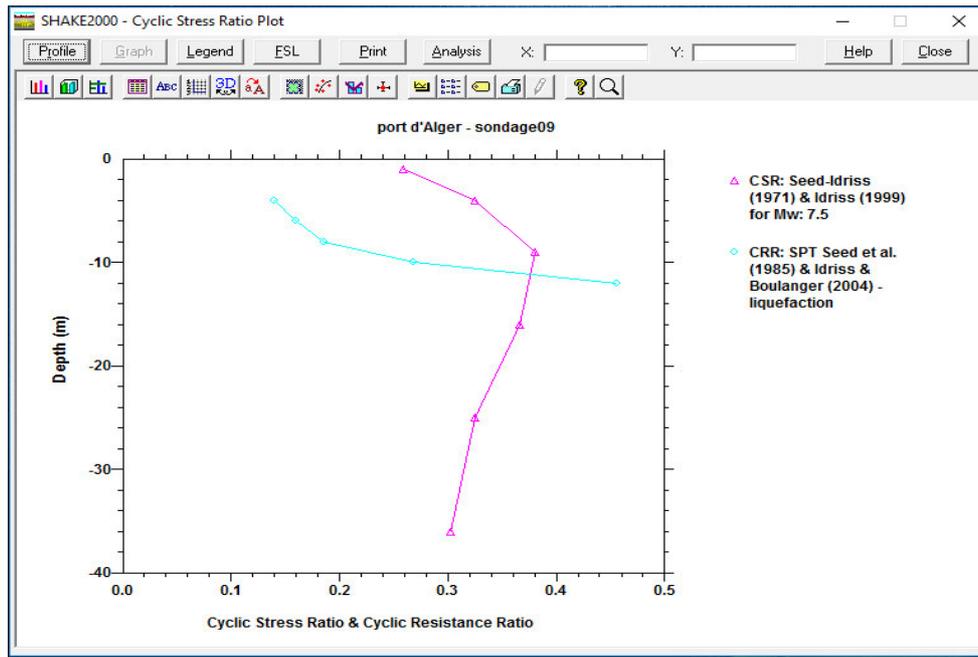


Figure IV.14 : Présentation des Résultats graphiques, Méthodologie d'évaluation de susceptibilité à la liquéfaction (SPT N°09).

IV.3.2.2. Calcul basé sur l'essai CPT :

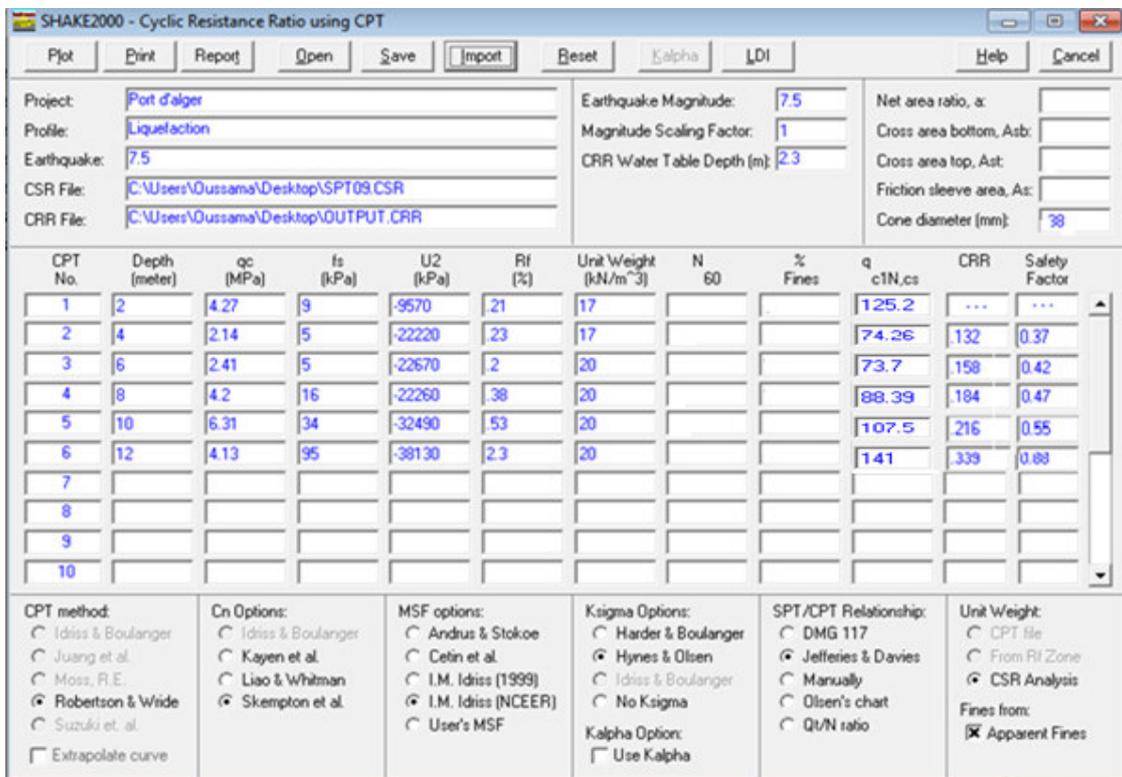


Figure IV.15 : Résultats de rapport de résistance cyclique (CRR) et le facteur de sécurité Fs (CPT n°13).

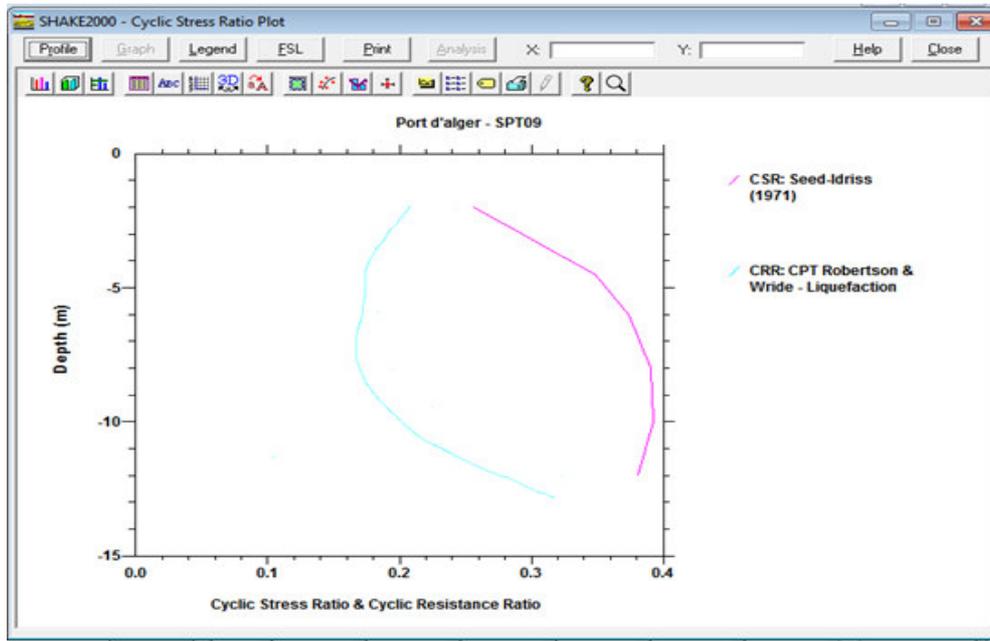


Figure IV.16 : présentation des Résultats graphiques, Méthodologie d'évaluation de susceptibilité à la liquéfaction (CPT n°13).

**IV.4. Études comparatives :**

**IV.4.1. Comparaison entre l'ancienne Darse n°7 et le môle El-Hadjar :**

**IV.4.1.1. Comparaison basée sur l'essai SPT :**

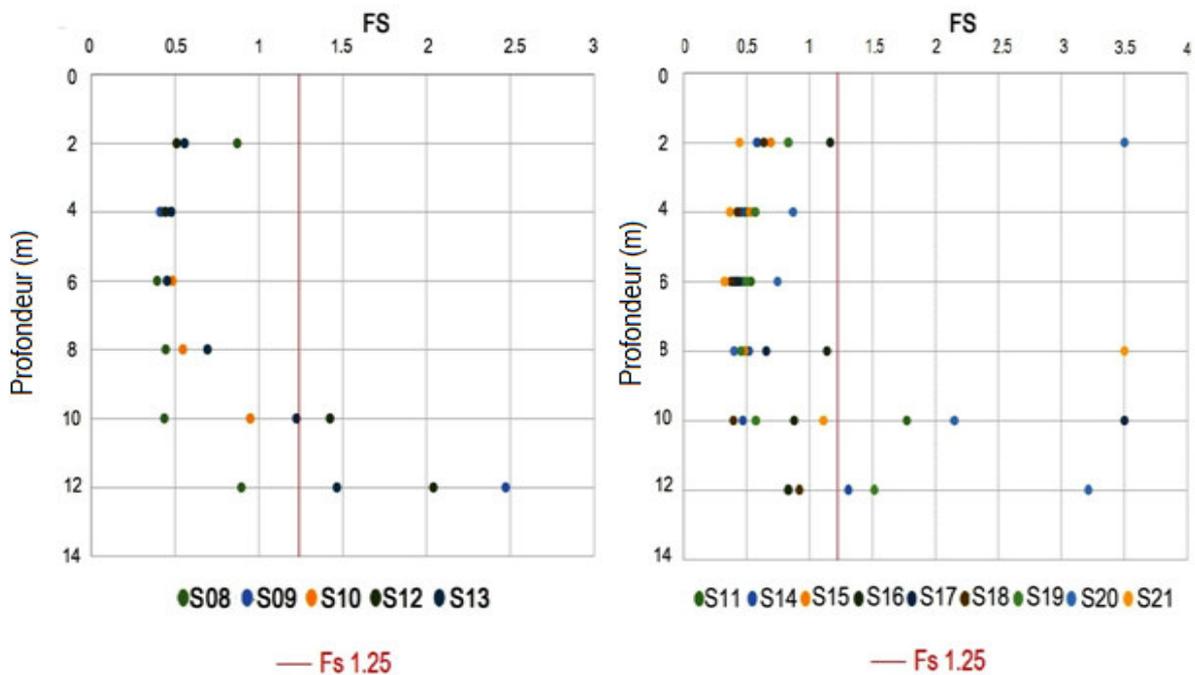


Figure IV.17: Variation des FS en profondeur obtenu par l'essai SPT Au niveau des deux zones

- Les résultats obtenus montrent que les deux zones sont presque exposées au même risque de la liquéfaction. On remarque une augmentation des facteurs  $f_s$  qui dépasse la limite dans le môle El-Hadjar plus que l'ancienne Darse n°7 sur la profondeur de 8 à 12 mètres.

#### IV.4.1.2. Comparaison basée sur l'essai CPT :

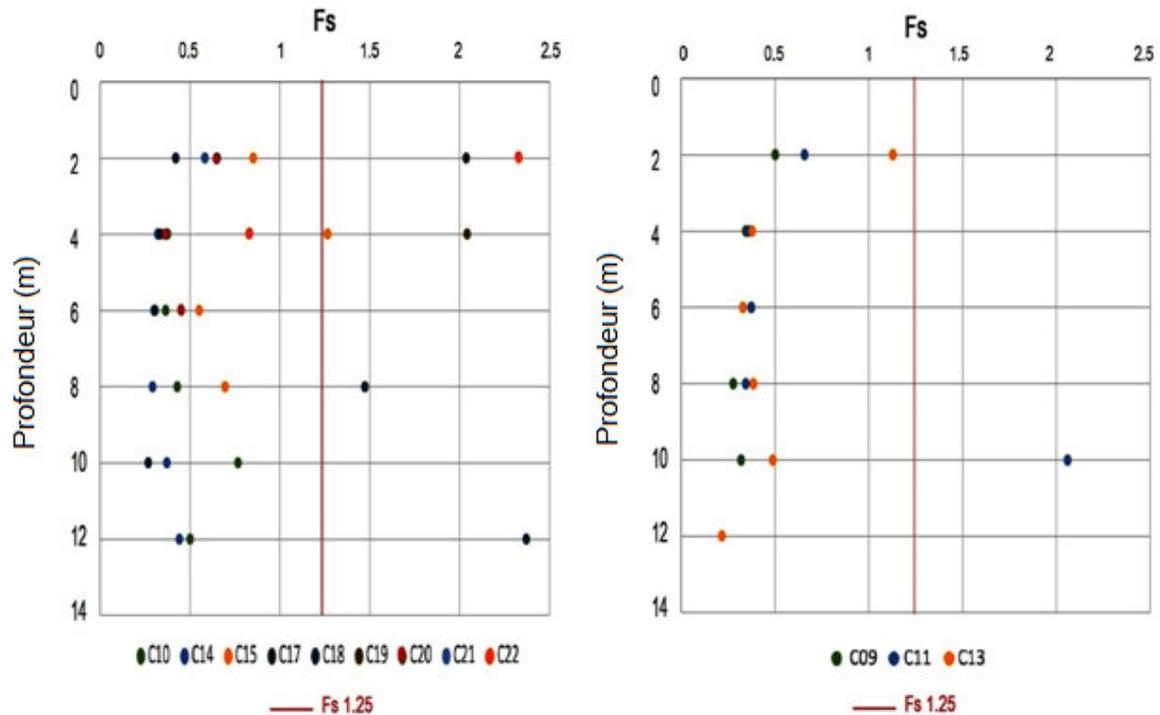


Figure IV.118: Variation des FS en profondeur obtenu par l'essai CPT Au niveau de deux zones.

- Les résultats obtenus montrent que l'ancienne Darse n°7 est plus liquéfiable que môle El-Hadjar.

#### IV.4.2. Comparaison entre les méthodes empiriques basées sur les essais SPT et CPT :

Il est clairement montré que le risque de la liquéfaction est fortement probable par les deux méthodes de calcul, en particulier dans les deux zones dont la profondeur varie de 2 à environ 12m, mais on observe une légère différence entre les valeurs de FS obtenu par la méthode basée sur l'essai SPT et l'autre méthode qui est basée sur l'essai CPT. On peut dire que cette différence est causée par la méthode de fonctionnement de chaque appareil. L'essai CPT fonctionne sur une mesure continue de la résistance à travers des couches très minces peut être détectée, mais on remarque que la majorité des sondages CPT sont arrêtés à des profondeurs superficielles à cause des passages des cailloux, par contre l'essai SPT s'effectue sur tout terrain, tout au plus, en changeant l'échantillonneur cylindrique creux avec une extrémité conique pour les matières grossières mais il fonctionne sur une mesure discontinu et ponctuel.

**IV.4.3. Comparaison entre les méthodes empiriques et numériques :**

A travers les résultats obtenus, Nous avons montré que les résultats manuels sont conformes aux résultats obtenues par le logiciel SHAKE2000.

**IV.5. Simulation :**

Au cours du processus d'évaluation, nous avons conçu une application par Excel. Cette application nous permet de calculer le coefficient de sécurité  $F_s$ , en sélectionnant la méthode de calcul et de saisie de données principales ( $Z$ ,  $N_{spt}$ ,  $q_c$ ,  $\sigma_v$ ). L'organigramme suivant (figure IV.19) résume les étapes de fonctionnement.

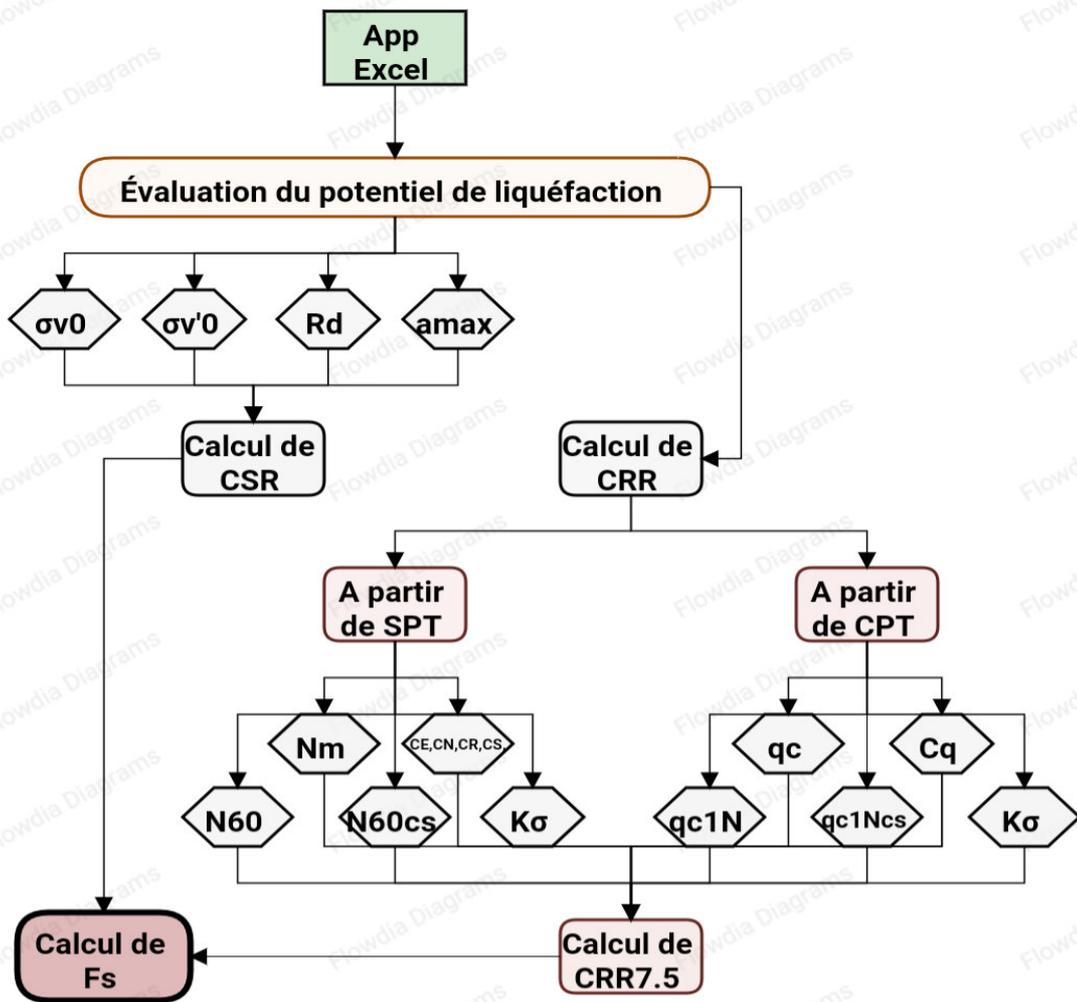


Figure IV.19 : Les étapes de fonctionnement de l'application

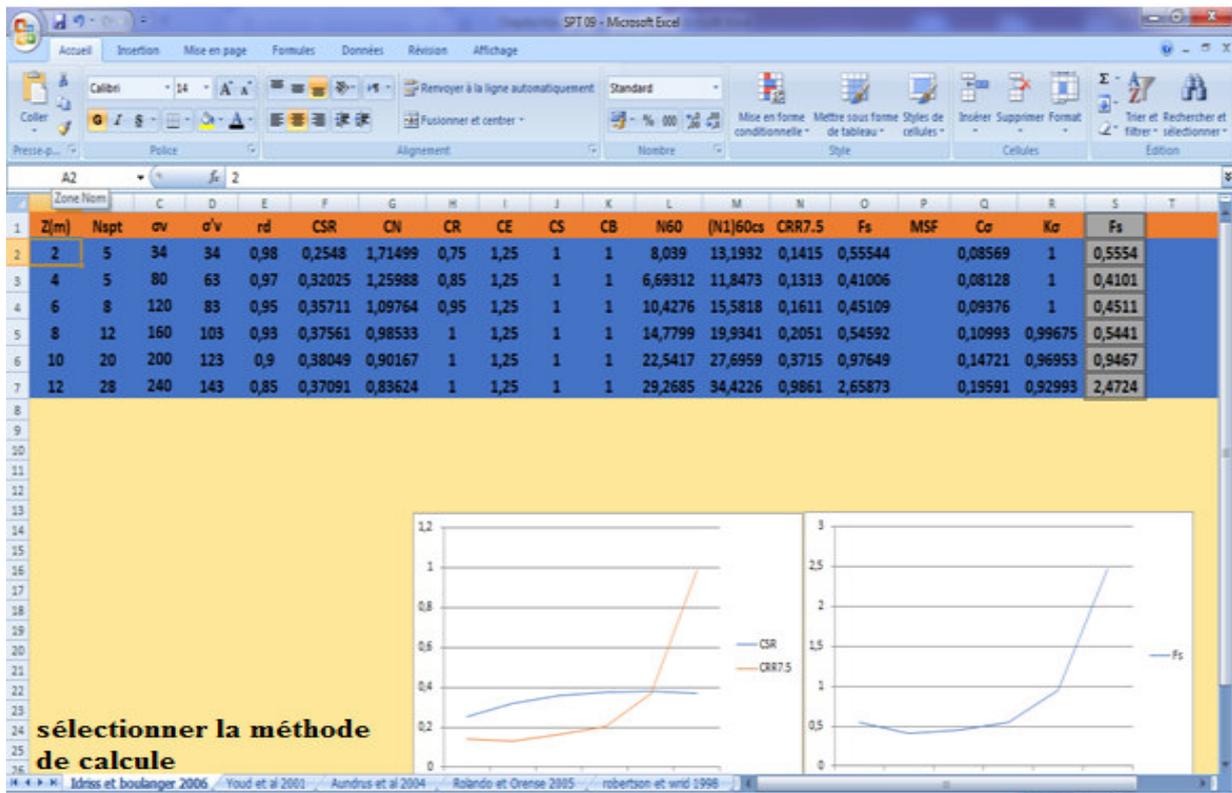


Figure IV.20 : Résultats de facteur de sécurité (SPT N°09).

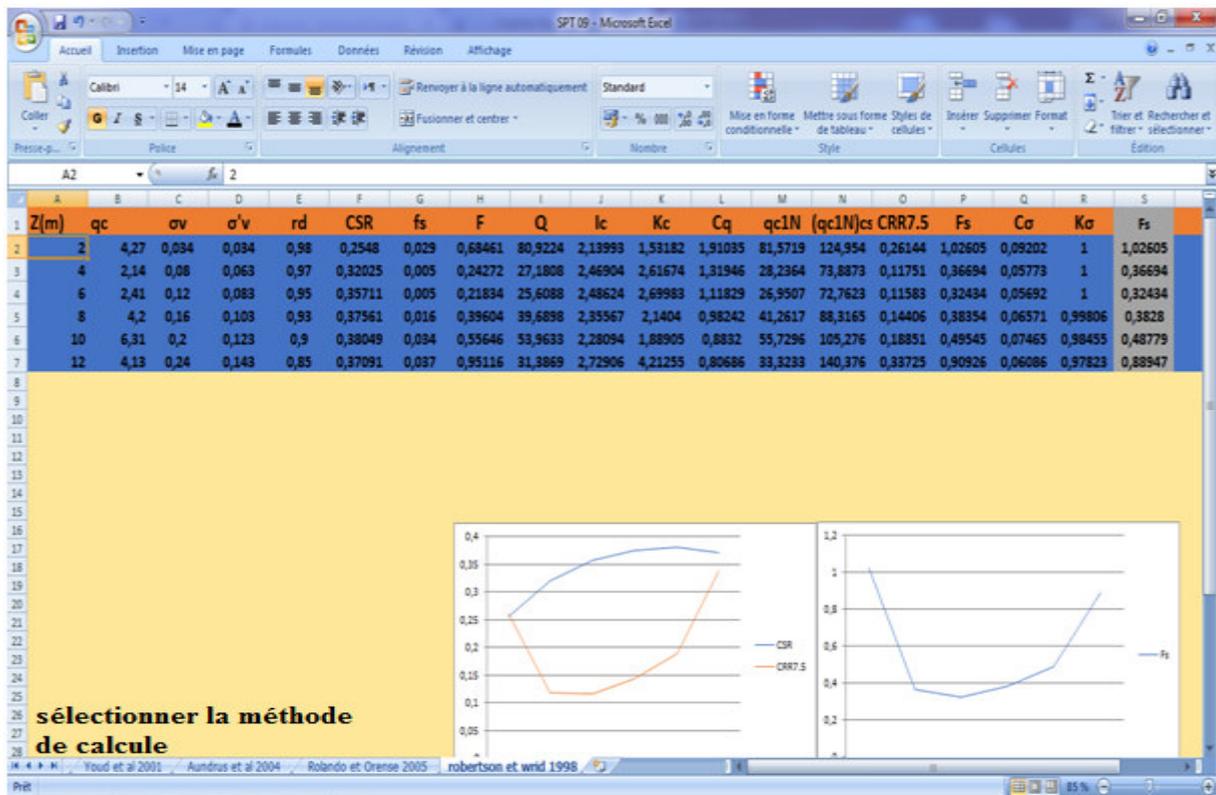


Figure IV.21 : Résultats de facteur de sécurité (CPT N°13).

#### **IV.6. Conclusion :**

Le but de cette étude était de faire une analyse du potentielle de liquéfaction en utilisant l'approche simplifiée, et de comparer les différentes méthodes disponibles entre elles. Cette analyse est faite suivant des méthodes les plus utilisées dans le monde et adoptée en Algérie (CGS).

Lors du calcul des taux de contraintes cycliques (CSR) dues au séisme, une accélération maximale de 0.4g a été utilisée. Pour le calcul de la résistance cyclique, les calculs ont été effectués en considérant la situation de la non prise en considération des surcharges dues au projet. Au terme des analyses réalisées dans le cadre de cette étude, il a été montré que :

- Les deux méthodes prédisent la liquéfaction avec des facteurs de sécurité similaire. Cette légère différence est peut être attribuée aux méthodes d'exécution des essais qui sont différentes à savoir l'essai SPT est dynamique alors que l'essai CPT est statique.
- les résultats obtenus par la méthode de SPT ont été plus élevés que prévu par la méthode CPT.
- les résultats obtenus montrent une corrélation avec la stratigraphie du site étudiée (voir chapitre 3)
- À la fin nous pouvons dire que la fiabilité de ces méthodes est conditionnée par une définition adéquate de la stratigraphie du sol et la fiabilité des mesures des essais réalisés.

# Chapitre V

Traitement anti-liquéfaction

### V.1. Introduction :

S'il est nécessaire de construire sur un sol qui peut se liquéfier lors d'un séisme pour des raisons de restriction d'espace, il peut être possible d'améliorer les caractéristiques du sol pour diminuer les dommages du phénomène de la liquéfaction et pour éviter les grandes augmentations des pressions interstitielles pendant le séisme. Les techniques développées pour l'amélioration des sols présentant de faible caractéristique géotechnique, sont largement utilisées à travers le monde. Dans ce chapitre nous avons fait une étude bibliographique globale sur le renforcement des sols liquéfiable, ces techniques peuvent être divisées en catégories, en fonction de la manière avec laquelle l'amélioration est obtenue. Ensuite, nous avons choisi la meilleure solution pour renforcer notre site et on propose d'illustrer les fameuses méthodes de dimensionnement pour cette sélection.

### V.2. Traitement anti-liquéfaction :

Le potentiel de liquéfaction des sols peut être atténué avec des procédés d'amélioration et de renforcement de sol soit en les densifiant, soit en les drainant, soit en réduisant les sollicitations sismiques soit enfin, en combinant certaines de ces actions.

#### V.2.1. Définition de renforcement et de l'amélioration de sol :

##### V.2.1.1. Amélioration de sol :

« L'amélioration de sol peut se comprendre comme l'augmentation de certaines caractéristiques mécaniques avec ou sans ajout de matériaux en agissant sur la réduction de l'indice des vides : réarrangement des grains par action mécanique (voire figure V.1), consolidation, injection, vibration ou congélation.

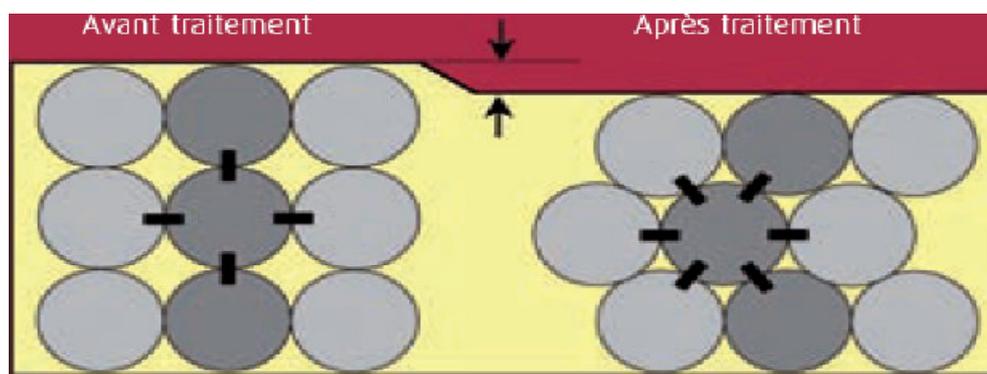


Figure V.1 : réarrangement des grains par action mécanique.

Le terme « amélioration des sols dans la masse » est également employé pour désigner les techniques comme le pré-chargement avec ou sans drainage, le compactage dynamique, le vibrocompactage.

##### V.2.1.2. Renforcement de sol :

Le renforcement de sol regroupe plus particulièrement l'ensemble des techniques conduisant à inclure des éléments verticaux dans le sol (inclusions) afin d'en améliorer la tenue sous l'effet

d'une charge statique ou dynamique apportée par un ouvrage (fondations superficielles ou remblai) ou sous l'action de la poussée des terres dans le cas des ouvrages de soutènement ou de stabilisation des talus naturels.

Le terme « inclusion » employé dans ce guide concerne des éléments verticaux regroupant :

Les inclusions « souples » telles que les colonnes ballastées et les plots ballastés et les inclusions « rigides » comme les pieux.

**V.3. Techniques de renforcement et de l'amélioration des sols liquéfiabiles :**

Le tableau V.1, résume la classification des méthodes d'amélioration et de renforcement des sols liquéfiabiles selon leur type de sol.

Tableau V.1 : procédés d'amélioration et de renforcement des sols.

Méthode	Types de sol					
	Matériaux évolutifs TOURBE	Argiles très molles	Argiles – limons compressibles	Remblais fins	Sables / graviers	Cailloux Remblais à blocs
Amélioration de sols dans la masse	PRECHARGEMENT + DRAINAGE					
				VIBROCOMPACTAGE		
				COMPACTAGE DYNAMIQUE		
				INJECTION SOLIDE		
Renforcement des sols par inclusions souples	COLONNES BALLASTEES					
	PLOTS BALLASTEES PILONNES (épaisseur < 5 m)					
Renforcement des sols par inclusions et éléments rigides	.. DE TYPE PIEUX A REFOULEMENT / SANS REFOULEMENT et JET GROUTING					
	... DE TYPE COLONNE DEEP SOIL MIXING					

### V.3.1. Aperçu sur quelques techniques d'amélioration des sols liquéfiabiles :

#### V.3.1.1. Vibrocompactage ou 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. Dans cet état, les forces intergranulaires sont quasiment annulées, et les grains sont réarrangés dans une configuration plus dense présentant de meilleures caractéristiques mécaniques. Cette technique est couramment mise en œuvre à très grande échelle pour le compactage de terre-pleins en sable gagnés sur la mer par remblaiement hydraulique (voir figure V.2).



Figure V.2 : Vibrocompactage - Nouveau Port de Tanger-Méditerranée (Maroc) – 2004.

##### V.3.1.1.1. Mode opératoire :

Le mode opératoire est le suivant :

- 1- Fonçage de l'outil jusqu'à la cote de traitement, le vibreur est descendu par deux actions : la vibration et un fluide de lançage (généralement de l'eau).
- 2- Lorsque la profondeur est atteinte, le vibreur est légèrement remonté de quelques décimètres et un cône d'affaissement va se créer. Ce dernier sera comblé soit par des matériaux d'apport ou en décapant progressivement les matériaux du site.
- 3- Le vibrocompactage est exécuté ainsi par passes successives jusqu'à la plateforme d'intervention.

Au démarrage du chantier, une planche d'essais est réalisée avec pour objectif de valider le maillage des points de vibrocompactage en fonction des performances à obtenir.

À chaque phase de la production, des points de contrôles (enregistrement de paramètres, sondages...) assurent les caractéristiques et l'intégrité du traitement.

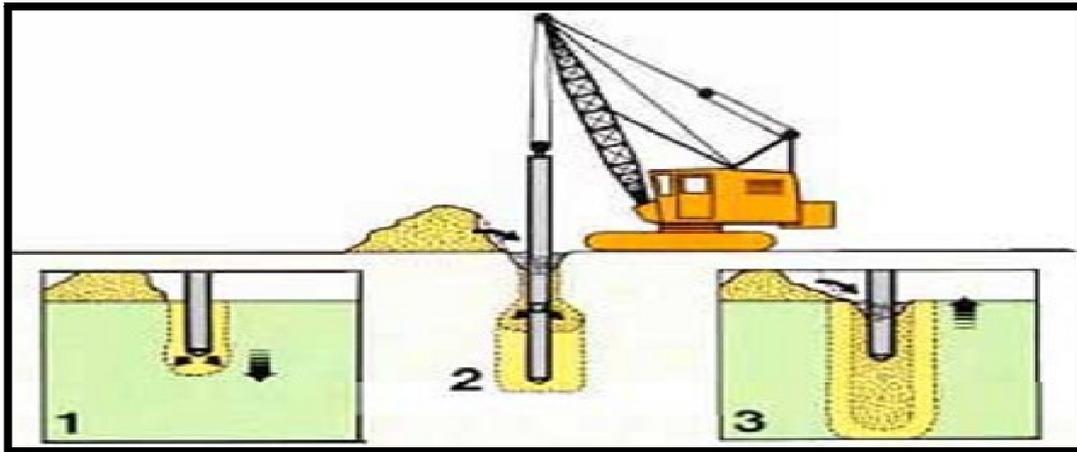


Figure V.3 : Mode opératoire de la vibroflotation.

### V.3.1.2. Compactage dynamique :

Procédé très ancien qui consiste à pilonner le terrain afin de réduire l'indice des vides, le compactage dynamique fonctionne essentiellement dans les terrains non cohésifs. La technique a été inventée et développée par Menard dans les années 60 (voir figure V.4).

Le compactage dynamique se traduit par un phénomène immédiat et un phénomène différé :

- L'effet instantané : cet effet, prépondérant dans la plupart des applications de mise en œuvre, est une réduction immédiate de l'indice des vides du sol traduite par le tassement du terrain sous l'impact.
- L'effet différé : dans certains cas où les sols sont saturés, l'impact entraîne une augmentation de la pression interstitielle qui peut aller jusqu'à la liquéfaction locale du sol. Celle-ci est ensuite suivie d'une phase de dissipation progressive de la surpression interstitielle et par la restructuration du matériau dans un état plus dense.



Figure V.4 : Renforcement de sol par compactage dynamique (port de Montréal).

### V.3.1.2.1. Mode opératoire :

Le compactage dynamique met en œuvre des masses de 12 à 40 tonnes en chute libre d'une hauteur de 10 à 40 mètres, elle est lâchée plusieurs fois sur un quadrillage qui recouvre le site pour réaliser une première passe. Deux ou trois passes de compactage peuvent ensuite être nécessaires par site, selon le type et l'état du sol. Les empreintes formées après chaque passage de compactage sont remplies de matériau granulaire (voir figure V.5).

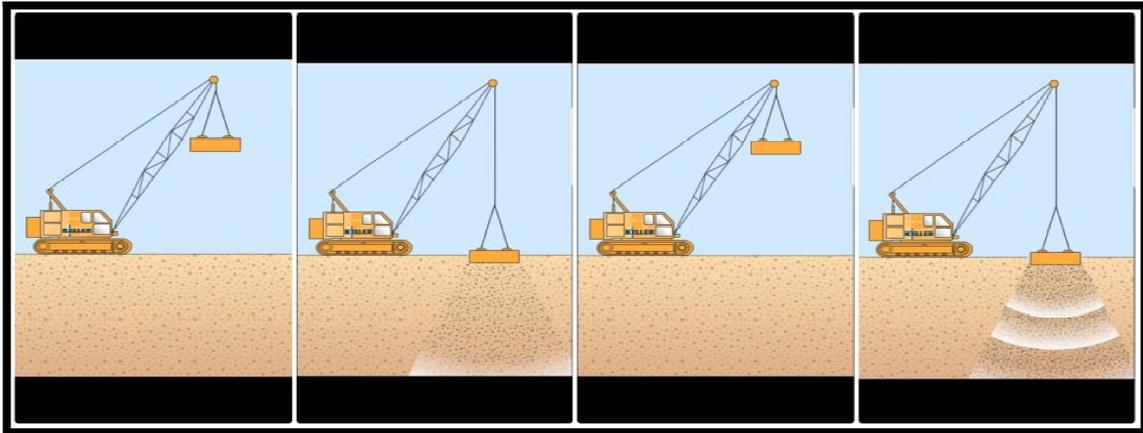


Figure V.5 : Mode opératoire de compactage dynamique.

### V.3.2. Aperçu sur quelques techniques de renforcement :

#### V.3.2.1. Renforcement par inclusion des éléments rigides :

##### V.3.2.1.1. Deep Soil Mixing (DSM):

Employé depuis de nombreuses années au Japon et dans les pays d'Europe centrale, les techniques de mixage du sol visant à créer un « béton de sol » sont en plein développement pour d'évidentes raisons écologiques liées à des déblais moindres et une plus faible consommation de ciment. Le Deep Soil Mixing consiste à mélanger le sol en place avec du coulis de ciment, par des moyens mécaniques de type pales fixes ou mobiles. Un outil de Deep Soil Mixing est constitué d'une première partie permettant la perforation du terrain (tarières, dents) et l'injection de coulis à l'aide de buses spécifiques, et d'une deuxième partie permettant le mélange entre le sol et le coulis à l'aide de pales de malaxage (voir Figure V.6).



Figure V.6: Renforcement des sols par Deep Soil Mixing (DSM)-(USA 2016).

#### V.3.2.1.2. Mode opératoire :

Une colonne de Deep Soil Mixing se réalise en deux phases :

1. **Insertion de l'outil jusqu'à la cote retenue :** L'outil pénétrant n'étant pas continu, les déblais ne remontent pas à la surface. Après cette première phase, le terrain compris dans le volume de la colonne est déstructuré.
2. **Phase de malaxage et d'injection :** Elle se caractérise par des allers et retours de l'outil sur toute la hauteur de la colonne. L'injection est réalisée à basse pression, et elle est continue pendant toute la durée du malaxage. La quantité totale du coulis injecté, par contre, est un des critères principaux de contrôle. L'effet mécanique de malaxage permet d'obtenir un mélange sol-coulis homogène.

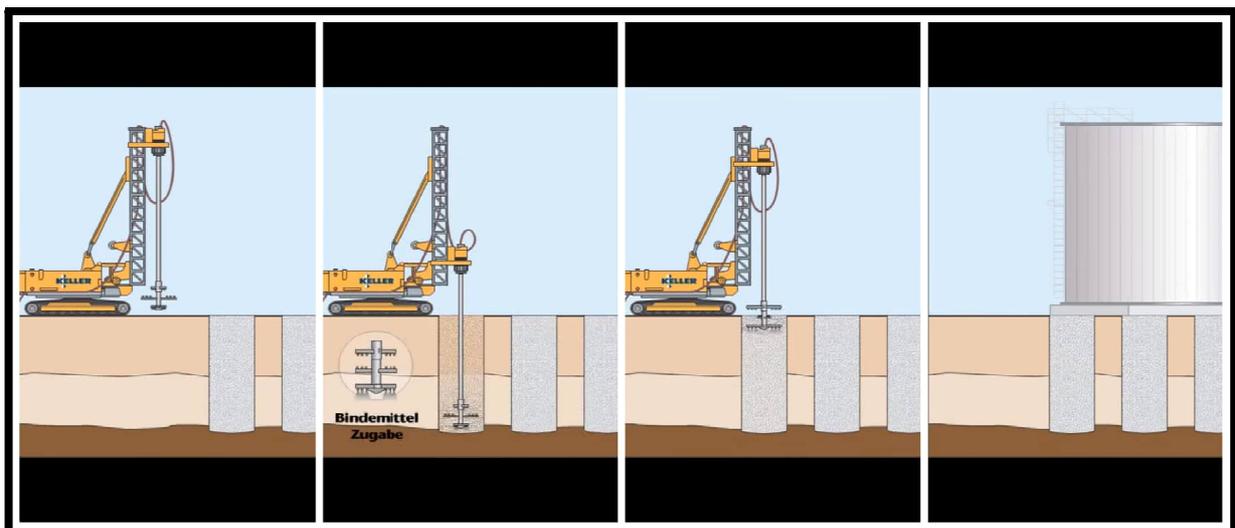


Figure V.7 : Mode opératoire de Deep soil Mixing (DSM).

### V.3.2.2. Renforcement par inclusion des éléments souples :

#### V.3.2.2.1. Colonnes ballastées :

Le procédé des colonnes ballastées a été développé à la fin des années 1950 par Keller. Sont des colonnes constituées de matériaux granulaires, sans cohésion, mise en place par refoulement dans le sol et compactés par passes successives.

Les sols cohésifs ont souvent une portance insuffisante. Lorsqu'ils comportent plus de 10 à 15 % de limons et argiles, ils peuvent être améliorés par un réseau de colonnes ballastées. Ce procédé est également utilisable dans les remblais non évolutifs, tels que déblais de constructions, scories ou remblais hétérogènes. À noter que dans le cas de passages évolutifs, le gravier de la colonne peut être remplacé par du béton prêt à l'emploi.



Figure V.8: Renforcement d'un sol par les colonnes ballastées (SGC Travaux Spéciaux).

#### V.3.2.2.2. Techniques de mise en œuvre :

La réalisation des colonnes ballastées se fait soit :

- **Par voie humide** : On utilise le lançage à l'eau.
- **Par voie sèche** : On utilise le lançage à l'air.

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.
- Des caractéristiques des matériaux d'apport.

V.2.2.2.3. Schéma de l'outil :

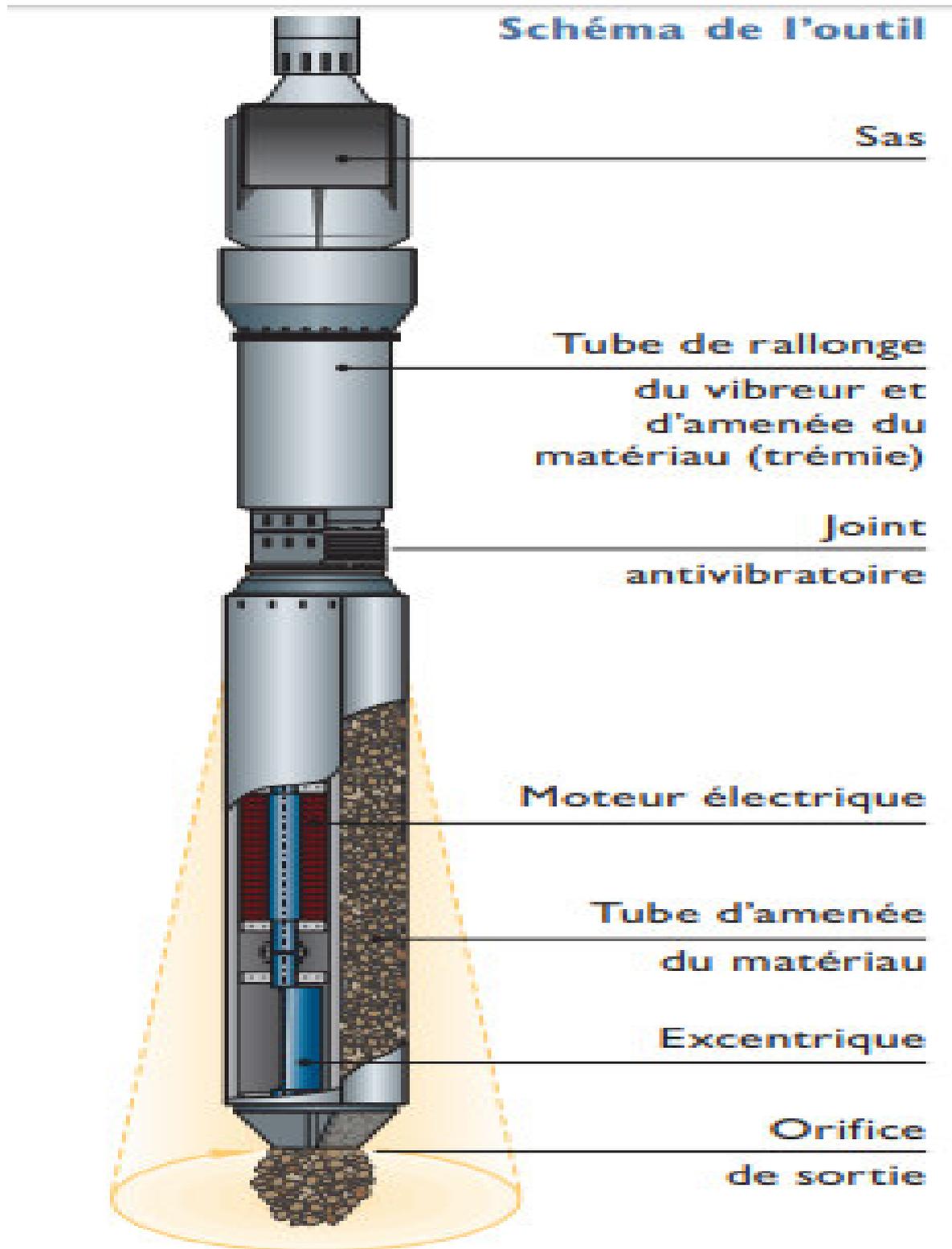
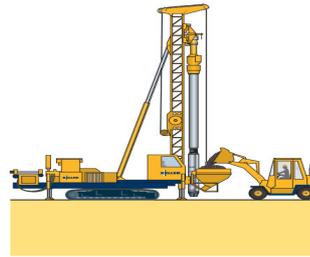


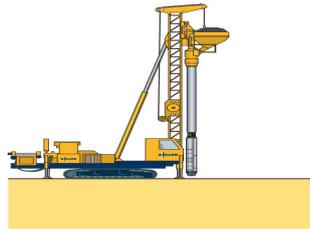
Figure V.9 : Schéma de l'outil.

## V.2.2.2.4. Principe de réalisation :

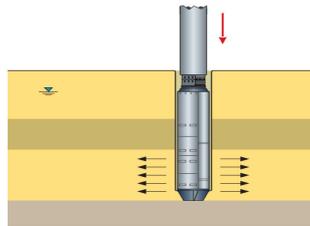
**1) Préparation :** La machine est mise en station au-dessus du point de fonçage, et stabilisée sur ses vérins. Un chargeur à godet assure l'approvisionnement en agrégats.



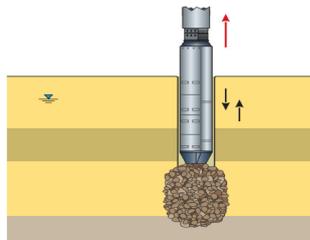
**2) Remplissage :** Le contenu de la benne est vidé dans le sas. Après sa fermeture, l'air comprimé permet de maintenir un flux continu de matériau jusqu'à l'orifice de sortie.



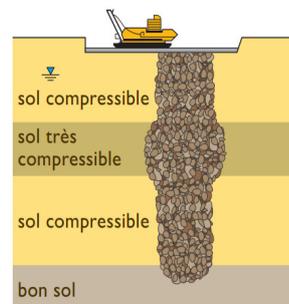
**3 Fonçage :** Le vibreur descend, en refoulant latéralement le sol, jusqu'à la profondeur prévue, grâce à l'insufflation d'air comprimé et à la poussée sur l'outil.



**4 Compactage :** Lorsque la profondeur finale est atteinte, le vibreur est légèrement remonté et le matériau d'apport se met en place dans l'espace ainsi formé. Puis le vibreur est redescendu pour expansé le matériau latéralement dans le sol et le compacter.

**5) Finition :**

La colonne est exécutée ainsi, par passes successives, jusqu'au niveau prévu. Les semelles de fondations sont alors réalisées de manière traditionnelle.



#### V.2.2.2.5. Exécution du matelas de répartition :

Le DTE 13,2 (document technique unifié pour les fondations profondes/2003) stipule qu'un groupe de colonnes ballastées est toujours coiffé par une couche de répartition ; il s'agit d'une couche épaisse de matériaux graveleux de sorte à avoir la même nature que les matériaux constitutifs des colonnes ballastées, et c'est souvent la plate-forme de travail elle-même qui joue le rôle de couche de répartition des charges (figure V.10).

Lorsque le matelas de répartition sert de plate-forme de travail, son reprofilage et son compactage final, avec éventuellement un complément de matériau d'apport pour régler l'épaisseur demandée, doivent être réalisés après exécution totale des colonnes ballastées.

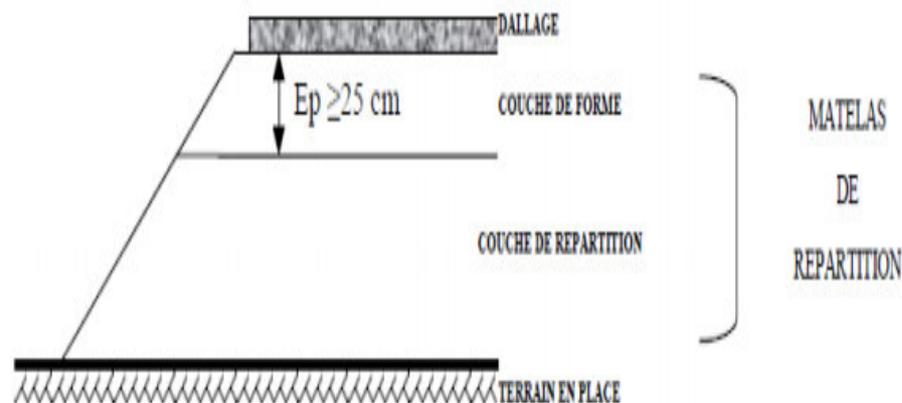


Figure V.10 : Matelas de répartition.

#### V.2.2.2.6. Matériaux d'apport :

Les matériaux d'apport doivent être de qualité et de granulométries contrôlées et homogènes. Le choix se portera sur des graves naturelles, roulées ou concassées.

Les caractéristiques minimales des matériaux d'apport sont les suivantes :

- $LA < 35$  ..... (LA : essai Los Angeles, norme NF EN 1097-2)
- $MDE < 30$  ..... (MDE : essai Micro Deval, norme NF EN 1097-1)
- $LA + MDE < 60$

La granulométrie dépend essentiellement du matériel. Les vibreurs avec alimentation en pied y sont plus sensibles : une granulométrie inadaptée est source de bouchons dans le tube.

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 : les passants inférieur à 80 µm est inférieur à 5%.

**V.4. Choix de la méthode de traitement du sol du terminal a conteneur :**

L'amélioration et le renforcement des sols a en effet un domaine d'action optimale pour chaque technique qui dépend de la nature des sols (lithologie et granulométrie), mais aussi de leur état de compacité et sur consolidation.

La figure montre les différents domaines d'application des techniques de traitement en fonction de la granulométrie et de la résistance à la pénétration de la pointe ( $q_c$ ).

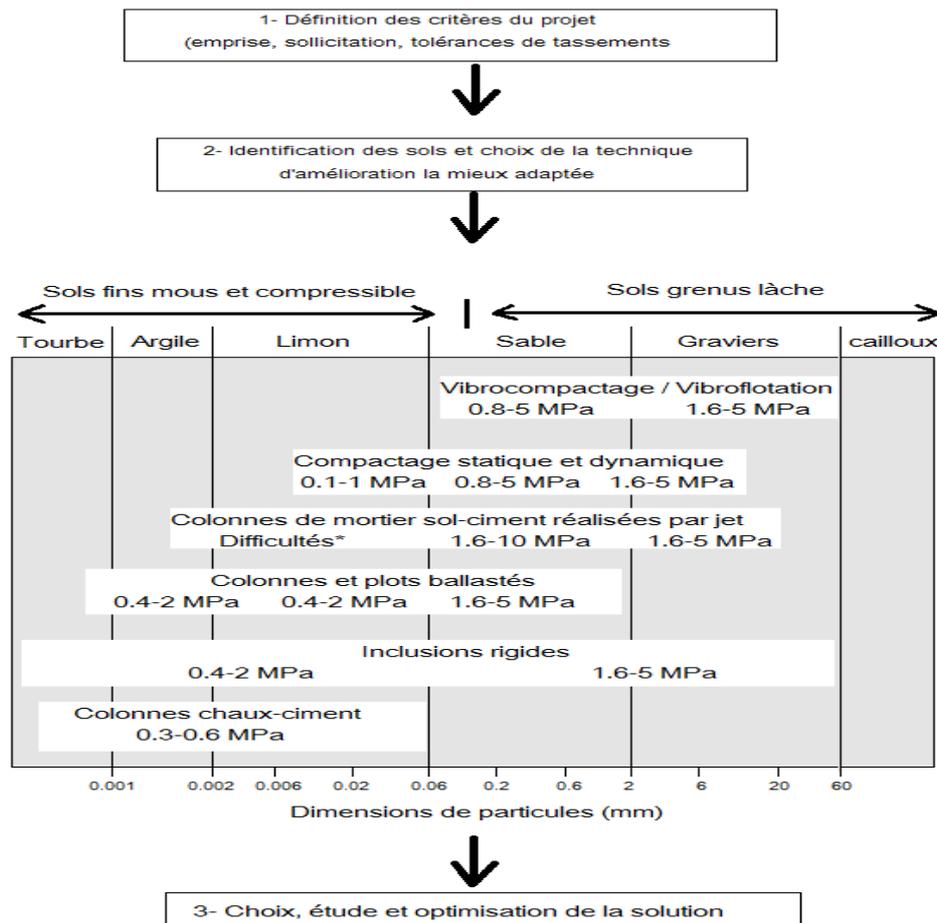


Figure V.11 : schéma générale de l'application des techniques d'amélioration des sols. Limites et domaine de validité -Dhouib et al, 2004 : dans Aissat A, Terni A. (2008).

A partir des résultats d'essais de pénétromètre statique obtenus (voir chapitre III) et la figure V.10, nous avons choisi les colonnes ballastées comme une solution pour améliorer et renforcer le sol du terminal à conteneur.

### ***V.5. Dimensionnement des colonnes ballastées :***

Le dimensionnement des colonnes ballastées est indissociable des caractéristiques du sol à traiter et du procédé de mise en œuvre. Les justifications à apporter dans la note de calculs se rapporteront dans le cas général aux deux critères suivants :

- charge admissible globale sur le sol amélioré après traitement et justification des différents types de fondations vis-à-vis de la rupture.
- tassement absolu des divers éléments de structure au sein d'un même ouvrage, justification des tassements différentiels au sein de la structure ou entre structure et dallage, en fonction des tolérances admissibles propres à chaque ouvrage et des règlements en vigueur.

Lorsque d'autres actions sont recherchées, la justification de ces effets doit être alors produite :

- Dans le cas de la liquéfaction des sols, il convient de démontrer que les colonnes ont réduit ce risque.
- Si l'effet drainant est recherché pour accélérer la consolidation, un calcul du temps de consolidation est établi.
- Dans le cas de la stabilisation de talus, le calcul porte sur la sécurité obtenue vis-à-vis des glissements circulaires.

### ***V.6. Méthodes de dimensionnement des colonnes ballastées :***

#### ***V.6.1. Méthodes statiques :***

##### ***V.6.1.1. Méthodes de Mattes et Poulos (1969)- dimensionnement vis-à-vis du tassement :***

En 1969, Mattes et Poulos ont proposé une solution analytique basée sur la théorie d'élasticité linéaire pour une prédiction préliminaire du tassement d'un pieu isolé dans l'absence des essais de chargement. Balaam (1978) précise que la méthode développée par Mattes et Poulos (1969) pour les pieux est applicable aussi bien pour les colonnes ballastées. Greenwood et Kirsh (1983) et Madhav (1982) rappellent que cette méthode est à usage courant pour les colonnes ballastées dans de nombreux pays. D'après les résultats d'analyse de Mattes et Poulos (1969) en éléments finis, l'expression suivante a été proposée afin de prédire le tassement en tête d'un pieu isolé dans un milieu d'épaisseur  $h$  infini.

$$s = \frac{\sigma}{E_s * L_c} * I_p$$

Où :

$\sigma$  : Contrainte appliquée en tête de la colonne.

$E_s$  : Module de Young du sol en place.

$L_c$  : Longueur du pieu.

$I_p$  : Facteur d'influence.

La Figure V.12 .a illustre les valeurs du facteur d'influence  $I_p$  en fonction du rapport de la rigidité du pieu à celle du sol en place ( $k = E_p/E_s$ ), ou  $E_p$  est le module de Young du pieu. Les valeurs du facteur d'influence ont été données pour plusieurs valeurs du rapport entre la longueur et le diamètre du pieu ( $L/D$ ) pour un coefficient de poisson du pieu et du sol en place égale à 0.5. Le tassement immédiat  $S_u$ , est calculé en admettant un module de Young non drainé du sol ( $E_s=E_u$ ) et en adoptant un facteur d'influence pour un coefficient de Poisson non drainé ( $\nu'_s = \nu_u$ ). Les auteurs proposent que la partie majeure du tassement total se produise à court terme, c'est à-dire le tassement immédiat est plus important que le tassement de consolidation (Figure V.12.b).

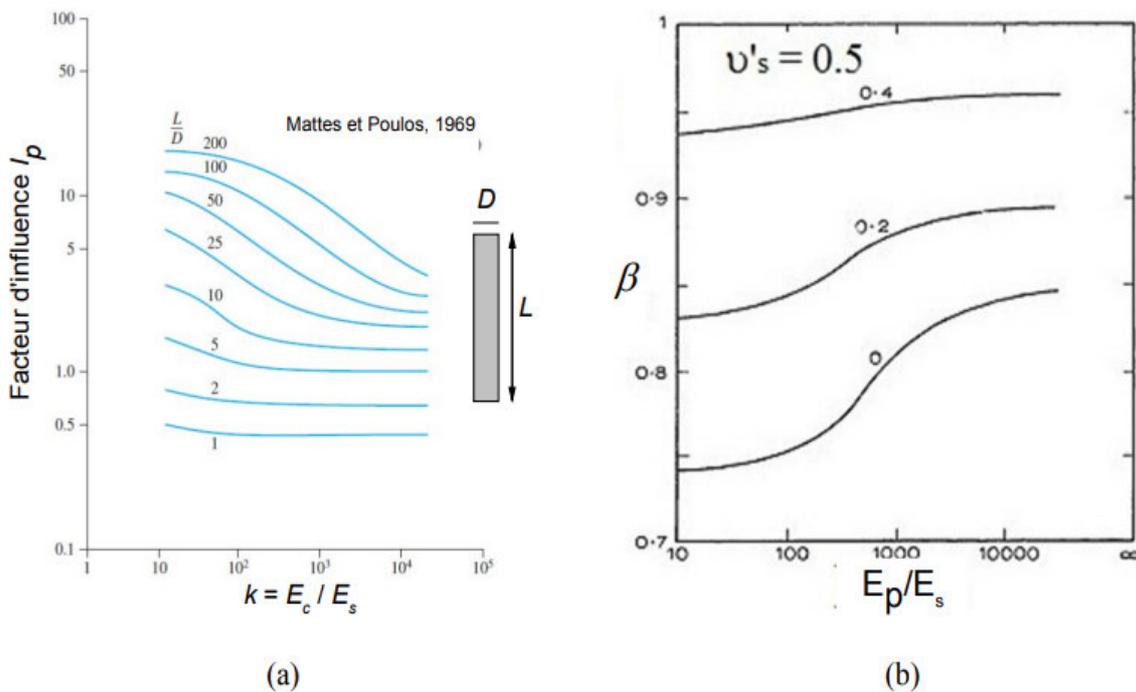


Figure V.12. (a) Facteur d'influence  $I_p$ . (b) Facteur de réduction des tassements  $\beta$  (D'après Mattes et Poulos, 1969).

**V.6.1.2. Hughes et Withers (1974)- dimensionnement vis-à-vis de la capacité portante :**  
 Hughes et Withers ont conduit une série d'essais au laboratoire sur des colonnes ballastées isolées. Une déformation par expansion latérale a été remarquée en tête de la colonne dont elle deviendra négligeable au-delà de quatre fois le diamètre de la colonne (Figure V.13). Les auteurs indiquent que la capacité portante de la colonne dépende essentiellement de l'étreinte latérale offerte par le sol ambiant qui subira cette déformation latérale. Les auteurs proposent que la capacité portante ultime d'une colonne ballastée isolée sous laquelle la colonne subira une expansion latérale ait donné par la formule :

$$\sigma'_v = \left( \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} \right) \cdot (\sigma_{r0} + 4c_u)$$

Où :

$\phi'$ , et  $c_u$  : sont l'angle de frottement interne de la colonne et la cohésion non drainée du sol à traiter respectivement.

$\sigma_{r0}$  : Présente la pression latérale du sol en place.

Cette formule est la plus couramment utilisée dans nos jours pour le calcul de la capacité portante ultime d'une colonne ballastée isolée (Kelly, 2014).

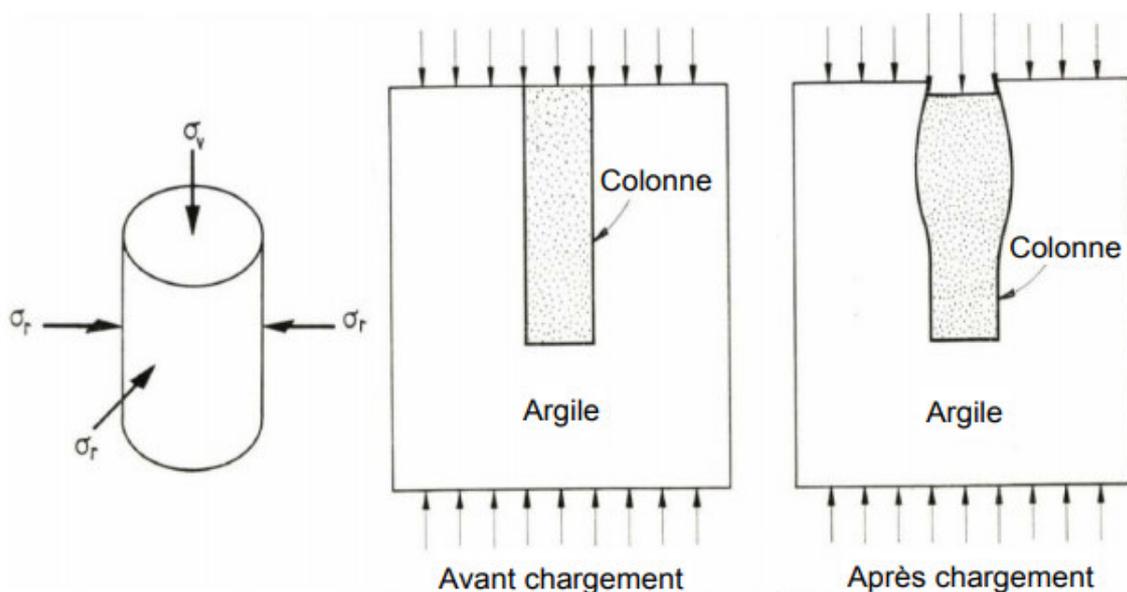


Figure V.13. Expansion latérale d'une colonne ballastée isolée (Hughes et Withers, 1974).

### V.6.1.3. Méthode Balaam et Booker (1981) - dimensionnement vis-à-vis de réseaux des colonnes ballastées :

Dans le cas d'un réseau de colonnes ballastées sous un ouvrage de grande dimension (Figure V.14. a et b), il est d'usage (Besançon) de considérer le comportement d'une "cellule élémentaire" ou unitaire comprenant une colonne et le sol environnant (Figure V.14.c). On suppose alors que cette cellule élémentaire est limitée latéralement par une paroi rigide et lisse et que les déformations verticales sont uniformes sur toute la hauteur.

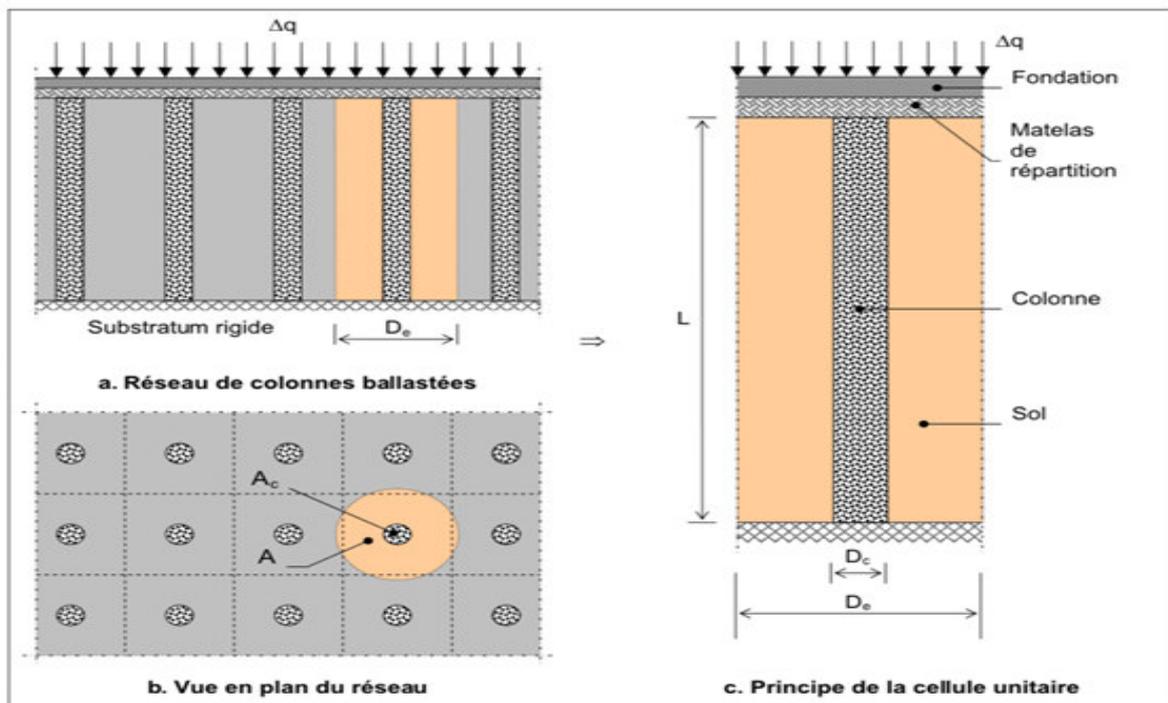


Figure V.14. Réseau de colonnes ballastées : notations.

En général, les colonnes ballastées sont disposées suivant un réseau régulier. Il y a trois arrangements possibles représentés sur la figure V.15, les colonnes sont disposées aux sommets d'un triangle équilatéral, d'un carré ou d'un hexagone régulier. Suivant le type de maille retenue, la figure V.15 définit les diamètres des domaines d'influence équivalents choisis le plus souvent cylindriques par commodité de calcul. Le diamètre  $D_e$  de la cellule représente donc le diamètre d'influence de la colonne.

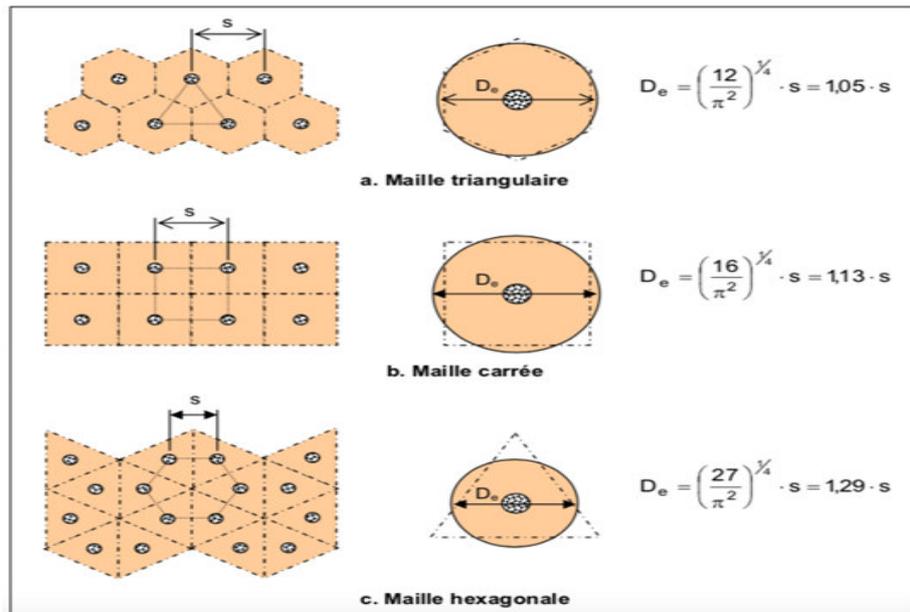


Figure V.15. Diamètre équivalent en fonction du maillage des colonnes (Balaam et Booker (1981)).

Pour déterminer le maillage le diamètre et le nombre de colonnes ballastées il faut suivre les étapes suivantes :

1-Déterminer le diamètre : Le diamètre des colonnes ballastées dépend :

- De l'outil utilisé et de l'adéquation de ce choix au terrain rencontré.
- Des terrains traversés et de leurs caractéristiques.
- De l'énergie totale dépensée (puissance mise en œuvre, poussée verticale éventuelle et temps passé).

Le diamètre de la colonne par voie humide est plus important que par voie sèche (les diamètres usuels par voie humide varient de 80 à 120 cm alors que par voie sèche ils sont compris entre 50 à 80 cm).

2-Déterminer la densité relative du sol liquéfiable à partir données disponibles du sol ( $Dr_1$ ).

3-Déterminer la densité relative qu'on veut attendre pour ne plus avoir de risque de liquéfaction lors d'un séisme ( $Dr_2$ ) c'est à dire qu'il faut retrouver la valeur du nombre de coups  $N_{spt}$  ou de la résistance à la pointe du pénétromètre ( $q_c$ ) qu'il faut atteindre pour avoir un facteur de sécurité  $FS \geq 1.25$ .

4-Déterminer le taux de substitution (a) : Le taux d'incorporation est obtenu par la formule suivante :

$$a = \Delta Dr(\%) = Dr_2 - Dr_1$$

5- Déterminer la maille de référence ( $A_m$ ) : Après avoir déterminé le taux d'incorporation ( $a$ ), on détermine la section de la maille en imposant la section de la colonne suivant le matériel dont dispose l'entreprise. La section de la maille sera égale à :

$$A_m = \frac{A_c}{a}$$

Avec :

$A_c$  : section de la colonne ballastée ( $m^2$ ).

La maille de référence maximale est de  $9 m^2$  et le taux de substitution minimal est 3%, la maille de référence minimale est de  $2,4 m^2$ .

6-Déterminer l'espacement ( $E$ ) : l'espacement dépend de la maille, carré, triangulaire, hexagonal.

7-Déterminer le diamètre d'influence de la colonne ( $D_e$ ) : le diamètre d'influence de la colonne dépend de la maille, carré, triangulaire, hexagonal, (figure V.15).

8- Déterminer le nombre de colonnes : le nombre de colonnes sera obtenu en divisant la section à traiter par la section de la maille.

$$N_{colonnes} = \frac{S}{A_m}$$

Avec :

$S$  : la surface totale du sol.

### **V.6.2. Méthode dynamique :**

#### **V.6.2.1. Méthode Seed et Booker (1975) - dimensionnement vis-à-vis de la liquéfaction :**

La méthode basée sur la théorie unidimensionnelle de la génération et de la dissipation de la pression interstitielle développée par Seed, et al (1974) est généralisée à trois dimensions et appliquée à l'analyse des drains de gravier en colonnes dans diverses conditions de tremblement de terre.

En développant les équations de base régissant la génération et dissipation de la pression de l'eau dans les pores à travers un matériau granulaire, il supposa que le débit de l'eau interstitielle est régi par la loi de Darcy, de sorte que les considérations habituelles de continuité du flux mènent à l'équation:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{k_h}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( \frac{k_h}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left( \frac{k_v}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial z} \right) = \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} \quad (1)$$

Où :

U : Pression hydrostatique en excès des pores.

K<sub>v</sub> et k<sub>H</sub> : Coefficients de perméabilité dans les directions verticale et horizontale.

γ<sub>w</sub>: Poids unitaire de l'eau.

ε: Contrainte volumique, la réduction volumétrique étant considérée Positive.

Pendant un intervalle de temps (dt) la pression d'eau dans un pore du sol subira un changement (du), tandis que l'élément sera également soumis à (dN) cycles de contraintes de cisaillement alternées, ce qui entraînera une augmentation de la pression interstitielle.

(dU<sub>g</sub> / dN • dN), où (g) est la pression interstitielle générée par les contraintes de cisaillement alternées pour les conditions appropriées des antécédents de souches. Il s'ensuit donc, considérant que le changement en vrac est négligeable, que le changement de volume (dε) de l'élément dans le temps (dt) est donné par :

$$d\varepsilon = m_{v3} \left( du - \frac{\partial u_g}{\partial N} \cdot dN \right) \quad (2a)$$

Où

m<sub>v3</sub> : est le coefficient de compressibilité volumique

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial t} = m_{v3} \left( \frac{\partial u}{\partial t} - \frac{\partial u_g}{\partial N} \cdot \frac{\partial N}{\partial t} \right) \quad (2b)$$

Combinaison Eq (1) et (2b) il est constaté que:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{k_h}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( \frac{k_h}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left( \frac{k_h}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial z} \right) = \left[ \frac{\partial u}{\partial t} - \frac{\partial u_g}{\partial N} \cdot \frac{\partial N}{\partial t} \right] \quad (3)$$

Si les coefficients de perméabilité sont constants et le problème présente une symétrie radiale, Eq (3) devient :

$$\frac{k_h}{\gamma_w \cdot m_{v3}} \left( \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} \right) + \frac{k_v}{\gamma_w \cdot m_{v3}} \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \left[ \frac{\partial u}{\partial t} - \frac{\partial u_g}{\partial N} \cdot \frac{\partial N}{\partial t} \right] \quad (4)$$

Et pour un drainage purement vertical réduit à la forme développée par Seed et al (1975).

$$\frac{k_v}{\gamma_w \cdot m_{v3}} \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} - \frac{\partial u_g}{\partial N} \cdot \frac{\partial N}{\partial t} \quad (5)$$

Dans des conditions de drainage purement radial telles qu'elles sont considérées dans la section suivante, Eq. (4) se réduit à

$$\frac{k_h}{\gamma_w \cdot m_{v3}} \cdot \left( \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} \right) = \left[ \frac{\partial u}{\partial t} - \frac{\partial u_g}{\partial N} \cdot \frac{\partial N}{\partial t} \right] \quad (6)$$

Où:

$u_g$  : excès de pression interstitielle générée par les contraintes de cisaillement cyclique.

Seed et Booker 1976 ont résolu l'équation (6) pour un écoulement radial et il a montré que le paramètre  $rg = u_g / \sigma_v$ , est fonction de :

$t_d$  : durée du séisme.

$R_d/R_e$  : rayon du drain formé de gravier / espacement entre les drains.

$N_s/N_i$  :  $N_s$  : nombre de cycle d'application de la contrainte de cisaillement causant la liquéfaction au labo.

$N_i$  : nombre de cycle équivalent ( $N_{eq}$ ) du séisme.

Un paramètre  $T_{ad}$  reliant la durée du séisme à la propriété de consolidation du sol, écrit comme suite

$$T_{ad} = \frac{K_h}{\gamma_w} \cdot \frac{t_d}{m_{v3} \cdot rd^2}$$

Seed et Booker ont développé des abaques pour résoudre l'équation (6) pour déterminer le diamètre et l'espacement entre les colonnes. Les abaques sont donnés dans les figures V.16, 17, 18, 19.

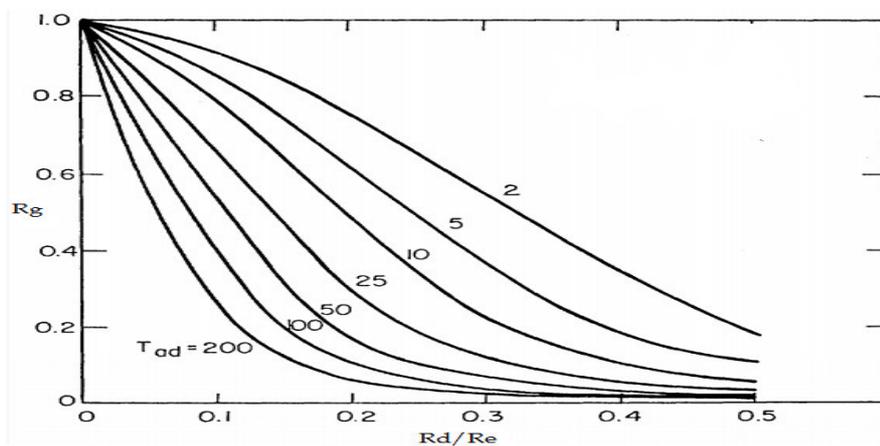


Figure V.16: -A-Relation entre le plus grand rapport de pression de pore et paramètres du système de vidange pour  $N_s / N_i = 1$ .

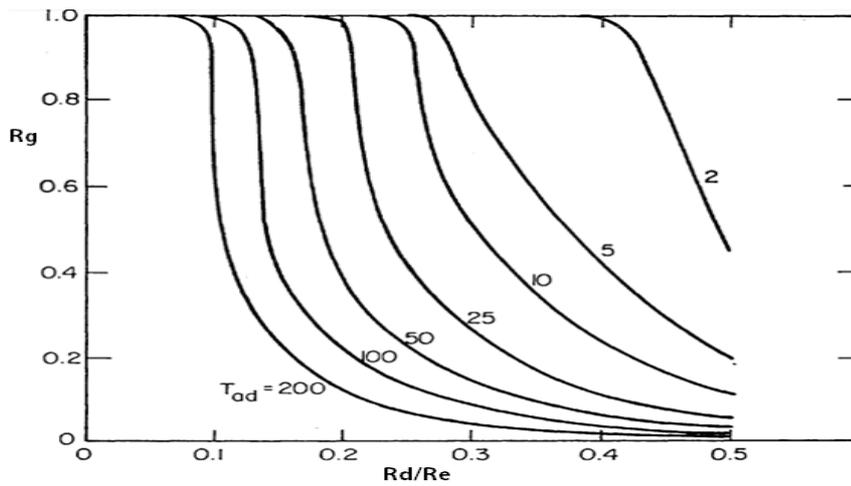


Figure V.17: -B-Relation entre le plus grand rapport de pression de pore et paramètres du système de vidange pour  $N_s / N_i = 2$ .

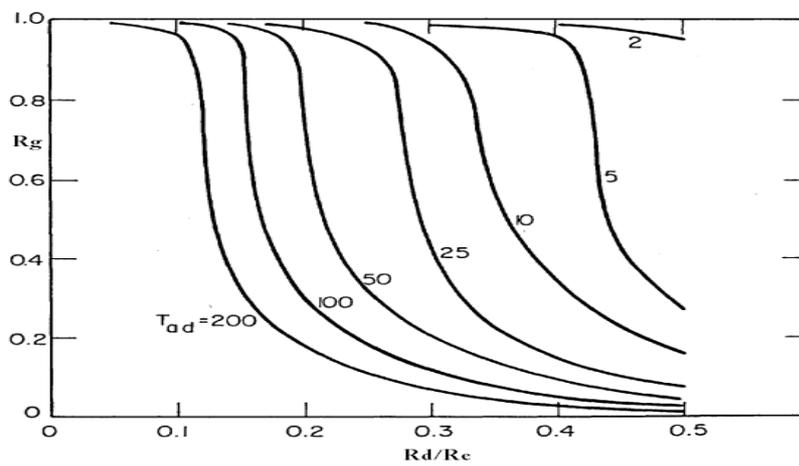


Figure V.18: -C-Relation entre le plus grand rapport de pression de pore et paramètres du système de vidange pour  $N_s / N_i = 3$ .

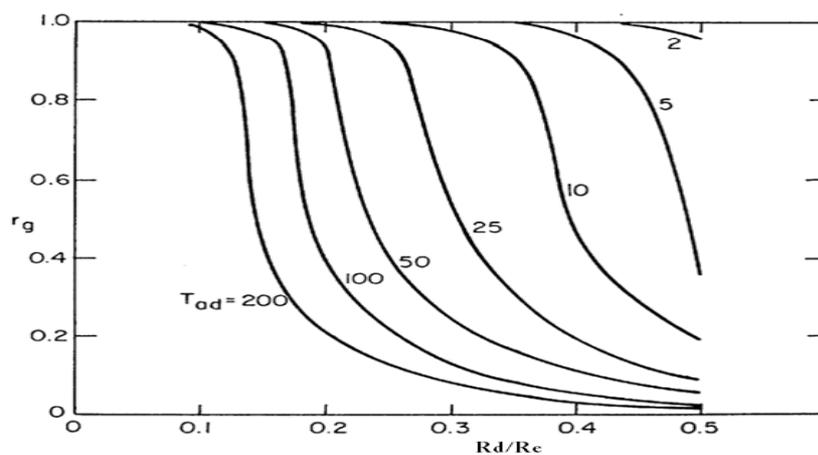


Figure V.19: -D- Relation entre le plus grand rapport de pression de pore et paramètres du système de vidange pour  $N_s / N_i = 4$ .

***V.7. Conclusion :***

Nous avons exposé dans ce chapitre les diverses techniques utilisées en pratique pour l'amélioration des sols liquéfiables, certaines de ces techniques ont connu un grand développement et sont largement utilisées actuellement pour le traitement des sols. En conclusion, à partir des données et résultats d'essais obtenus, nous avons choisi les colonnes ballastées comme une solution pour améliorer et renforcer le sol du terminal à conteneur et nous avons exposé les différentes méthodes de dimensionnement de cette solution. Il y a plusieurs méthodes de dimensionnement mais on peut les regrouper en 2 principales méthodes. L'une est les méthodes statiques et l'autre est les méthodes dynamiques. Le choix de la méthode va dépendre de la nature des couches et du degré de sismicité de la zone.

# Chapitre VI

Dimensionnements des  
colonnes ballastées

**VI.1. Introduction :**

Le terminal a conteneurs du port d'Alger a été construit sur des sols mous, lâches et compressibles, Le problèmes de liquéfaction posés par ces terrains ont conduit à traiter le sol avec des colonnes ballastées. Le chapitre présente le dimensionnement des colonnes ballastées par les méthodes statique et dynamique exposés dans le chapitre précédent. Aussi nous avons exposé une méthode empirique de dimensionnement développé par l'entreprise Keller sur site. Ce chapitre compare les différents résultats obtenus.

**VI.2. Dimensionnement des colonnes ballastées par Keller :**

La méthode utilisée par Keller est une méthode dite observationnelle qui veut dire basé sur site et l'expérience. Le principe de la méthode est donné dans le document "Recommandations sur la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des colonnes ballastées sous bâtiments et sous ouvrages sensibles au tassement, CFMS 2011" et qui est développée ci dessous.

Dans le cas du terminal a conteneurs, l'entreprise de réalisation (Keller) a réalisé les colonnes ballastées par voie humide jusqu'à une profondeur de 7 à 12 m. Elle a choisi un diamètre de 80 cm avec un maillage triangulaire, l'implantation des colonnes est hexagonale (voir Figure VI.1) avec un taux de substitution recherché (pourcentage d'incorporation) de 18,7%.



Figure VI.1: Maillages triangulaires utilisés au niveau du terminal a conteneurs.

Un totale de six (6) planches d’essais ont été réalisé dans le terminal a conteneurs afin de définir les conditions finales de mise en œuvre pour aboutir aux résultats escomptés. Les positions des planches d’essais sont montrées dans la Figure VI.2.

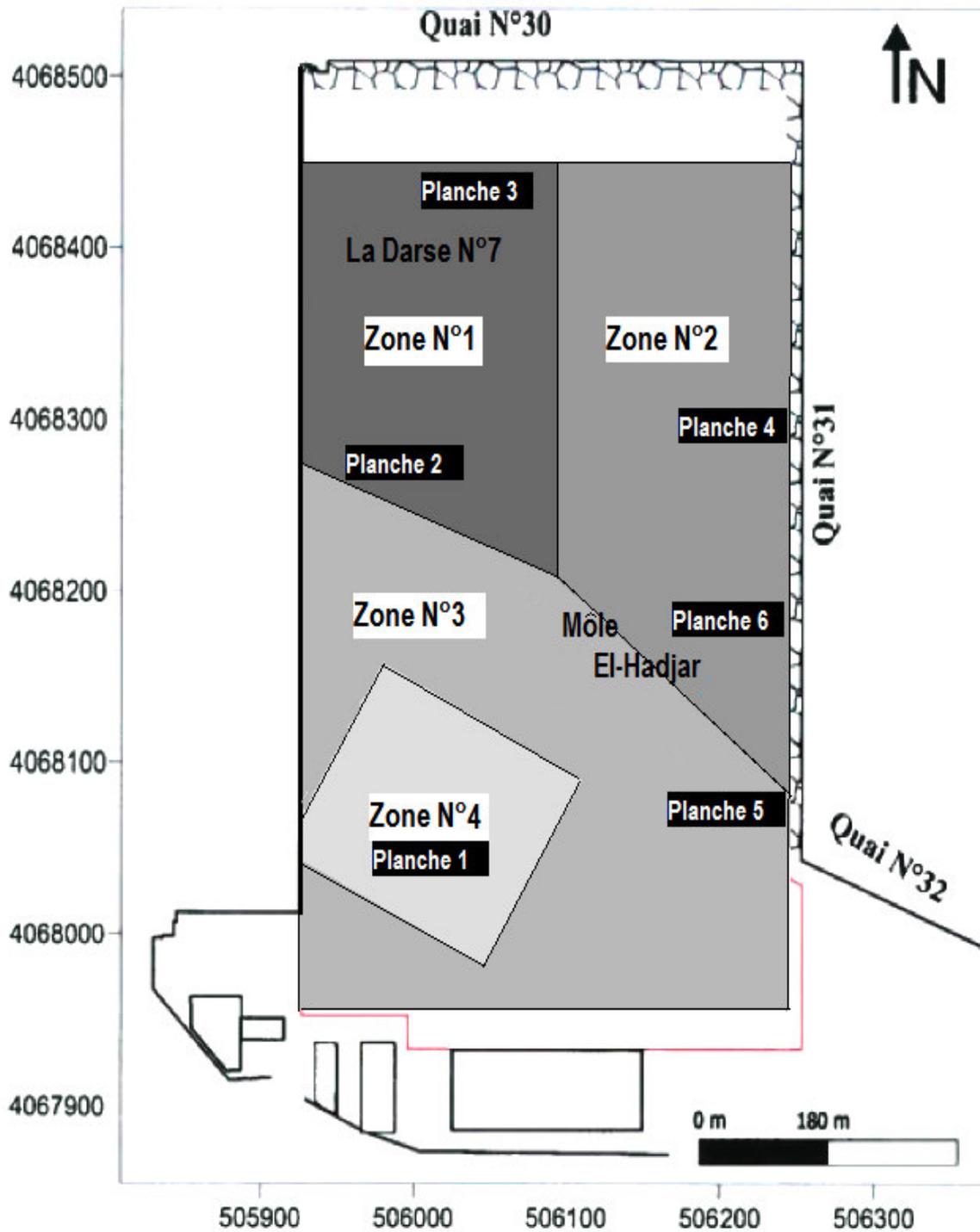


Figure VI.2: Emplacement des planches d’essai dans le terminal a conteneurs.

**VI.2.1. Contrôle en cours d'exécution :**

**VI.2.1.1. Contrôle du matériel d'apport :**

Les graviers concassés, compris entre 30 et 60 mm doivent remplir les critères de recommandation du Comité Français de Mécanique des Sols (CFMS 2011) suivants :

- Angle de frottement interne de 40°.
- Essai los Angeles LA < 35%.
- Essai microdeval humide (MDE) < 30%.
- LA+MDE < 60.

Dans le cas de terminal a conteneur le matériel constitutif des colonnes ballastées, provient de la carrière d'El M'hir (Bordj Bou Arreridj). Le contrôle se fait par des essais de laboratoire pour confirmer les critères ci dessus, les résultats des essais sont comme suit :

Tableau VI.1 : Résultats des essais réalisés au laboratoire sur le ballast.

Essais	Classe granulaire	Résultats
Microdeval humide (%)	25-50	5,25 %
Los Angles (%)	25-50	30,56 %
Coefficient d'aplatissement(%)	25-50	0,93 %
Angle de frottement interne (°)	25-50	40°

Ces valeurs remplissent les critères de recommandation du CFMS, 2011.

**VI.2.1.2. Paramètres d'exécution du système (diamètre, profondeur) :**

A partir des volumes des graviers introduits, on détermine le diamètre équivalent obtenu dans chacune des colonnes. Pour sa détermination, un coefficient réducteur de 1,4 sur le volume des matériaux incorporés est considéré pour tenir compte des pertes a l'exécution, ainsi que du compactage du matériau dans la colonne selon les recommandations du CFMS, 2011. Les résultats obtenus dans les planches d'essais sont comme suit :

- **Au niveau de l'ancienne Darse (zone 1)**

Tableau VI.2 : Résultats des contrôles d'exécution dans la zone 1

Zone1	Nombre de colonnes	Profondeur moyenne (m)	Diamètre équivalent moyen (m)	Volume moyenne (m <sup>3</sup> )	Volume corrige (m <sup>3</sup> )	Espacement entre axe (m)	Taux de substitution (%)
Planche 2	23	12,17	0,92	11,47	8,2	1,85	19,1
Planche 3	27	11,84	0,92	10,5	7,5	1,85	19,1

- Au niveau du môle d'El-Hadjar (zone 2, 3, 4) :

Tableau VI.3: Résultats des contrôles d'exécution dans la zone 2

Zone 2	Nombre de colonnes	Profondeur moyenne (m)	Diamètre équivalent moyen (m)	Volume moyenne (m <sup>3</sup> )	Volume corrigé (m <sup>3</sup> )	Espacement entre axe (m)	Taux de substitution (%)
Planche 4	28	13,22	0,86	11	7,5	1,85	18,7
Planche 6	25	12,07	0,92	11,5	8	1,85	18,7

Tableau VI.4: Résultats des contrôles d'exécution dans la zone 3

Zone 3	Nombre de colonnes	Profondeur moyenne (m)	Diamètre équivalent moyen (m)	Volume moyenne (m <sup>3</sup> )	Volume corrigé (m <sup>3</sup> )	Espacement entre axe (m)	Taux de substitution (%)
Planche 5	27	8,97	0,80	6,5	4,5	1,80	18

Tableau VI.5: Résultats des contrôles d'exécution dans la zone 4

Zone 4	Nombre de colonnes	Profondeur moyenne (m)	Diamètre équivalent moyen (m)	Volume moyenne (m <sup>3</sup> )	Volume corrigé (m <sup>3</sup> )	Espacement entre axe (m)	Taux de substitution (%)
Planche 1	28	7,45	0,86	5,87	4,28	1,7	18,7

Avec :

- Nombre de colonnes : nombre de colonnes réalisées dans chaque planche d'essai.
- Profondeur moyenne : c'est la profondeur moyenne qui attend un bon sol.
- Diamètre équivalent moyen (Deq): le diamètre des colonnes déduit à partir des volumes de graviers introduits.
- Volume moyenne : le volume moyen de matériaux incorporés, dans une colonne.
- V corrigé : volume moyen obtenus tout en considérant un coefficient réducteur de 1,4 dans une colonne.
- Espacement entre axe : distance entre le centre des deux colonnes.

- Taux de substitution : pourcentage d'incorporation.
- Au fur a mesure que les colonnes sont installées, la société a réalisé des essais sur site (essais de chargement, CPT, ...etc.).

**VI.2.2. Contrôles après traitement :**

Les contrôles indiqués sur la figure VI.3, sont réalisés dans les planches d'essais après le traitement.

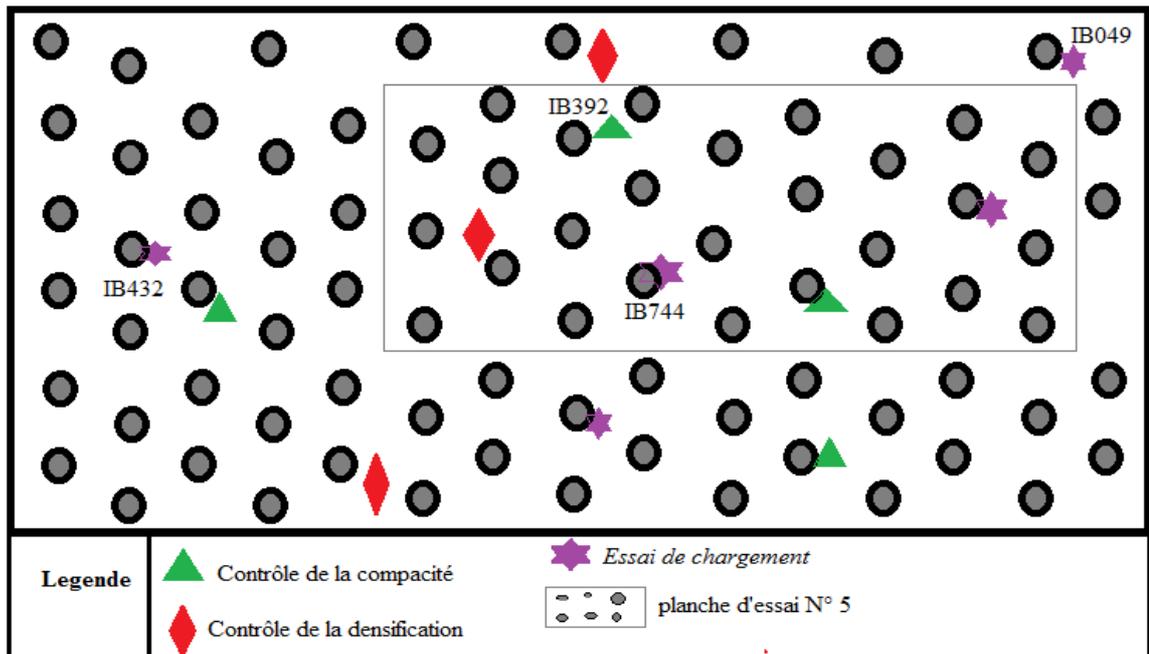


Figure VI.3 : Contrôles réalisés après le traitement.

**VI.2.2.1. Essai de chargement :**

Des essais de chargement (figure VI.4) ont été réalisés à l'aide de 4 comparateurs. Une charge de service ( $Q_s$ ) est appliquée sur la colonne ballastée, dont la valeur variera en fonction du maillage adopté, et il faudra atteindre une valeur de  $1,5Q_s$ .



Figure VI.4 : Schéma explicatif de l'essai de chargement.

Les courbes des tassement mesurées dans chacun des comparateurs pour chacun des essais de chargement réalisés, dans les planche d'essais ont permis de déduire que les tassements des colonnes pour les charges de service sont généralement faible.

En effet les valeurs obtenues sont comme suit :

Tableau VI.6 : Résultats des essais de chargement.

Essai de chargement	l'ancienne Darse	môle d'El-Hadjar
Charge Qs (bars)	86,40	57,60
Tassement mesurée (cm)	0,6 - 1,58	0,55 - 0,8

Ces valeurs sont inférieures à 5 cm, qui est la valeur limite admissible recommandée par le maitre d'ouvrage.

**VI.2.2.2. Contrôle de la compacité et continuité de la colonne :**

La plupart des colonnes ballastées ont présenté des refus superficiels en tête des colonnes avec des résistances en pointe supérieur à 10 MPA, dues à une grande compacité de la colonne, (Figure VI.5). Ce phénomène peut être le signe soit d'un blocage du pénétromètre sur de gros éléments du matériau constitutif de la colonne.

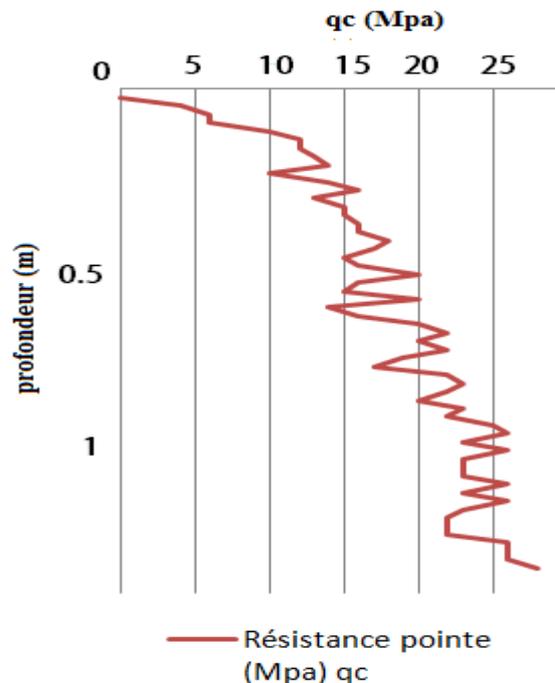


Figure VI.5 : Variation de la résistance en pointe (qc) en fonction de la profondeur pour un CPT réalisé entre axes des colonnes.

Pour le contrôle de la continuité de la colonne même si les engins d'exécution des CPT n'ont pas été capables de traverser les colonnes dans toute leur longueur, les enregistrements des paramètres d'exécution des colonnes (Vibro colonne) sont continues et plus ou moins homogènes dans toute leur longueur (Figure VI.6).

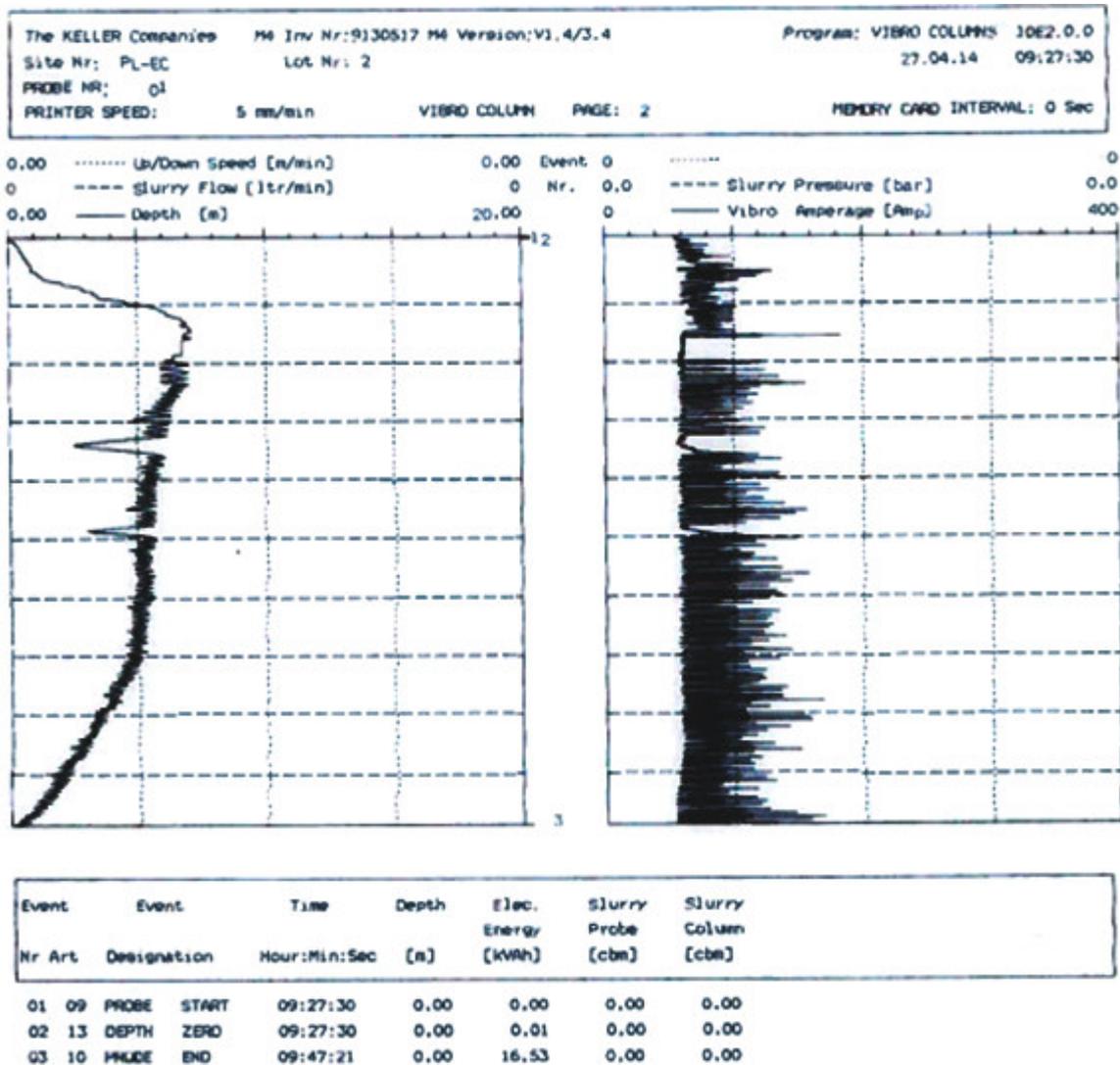


Figure VI.6 : Enregistrement obtenu de la réalisation des colonnes ballastées.

**VI.2.2.3. Contrôle de la densification du sol anthropique :**

L'objectif de la réalisation d'essai CPT entre colonnes est le contrôle de la densification du sol due à l'inclusion des colonnes de graviers.

Lors de la comparaison des résultats obtenus des essais CPT entre le sol traité et le sol non-traité réalisés entre colonnes (Figure VI.7), nous remarquons une amélioration de la résistance a la pointe au niveau de Mole d'El-Hadjar. Cependant nous n'avons pas eu les mêmes résultats au niveau de l'ancienne darse.

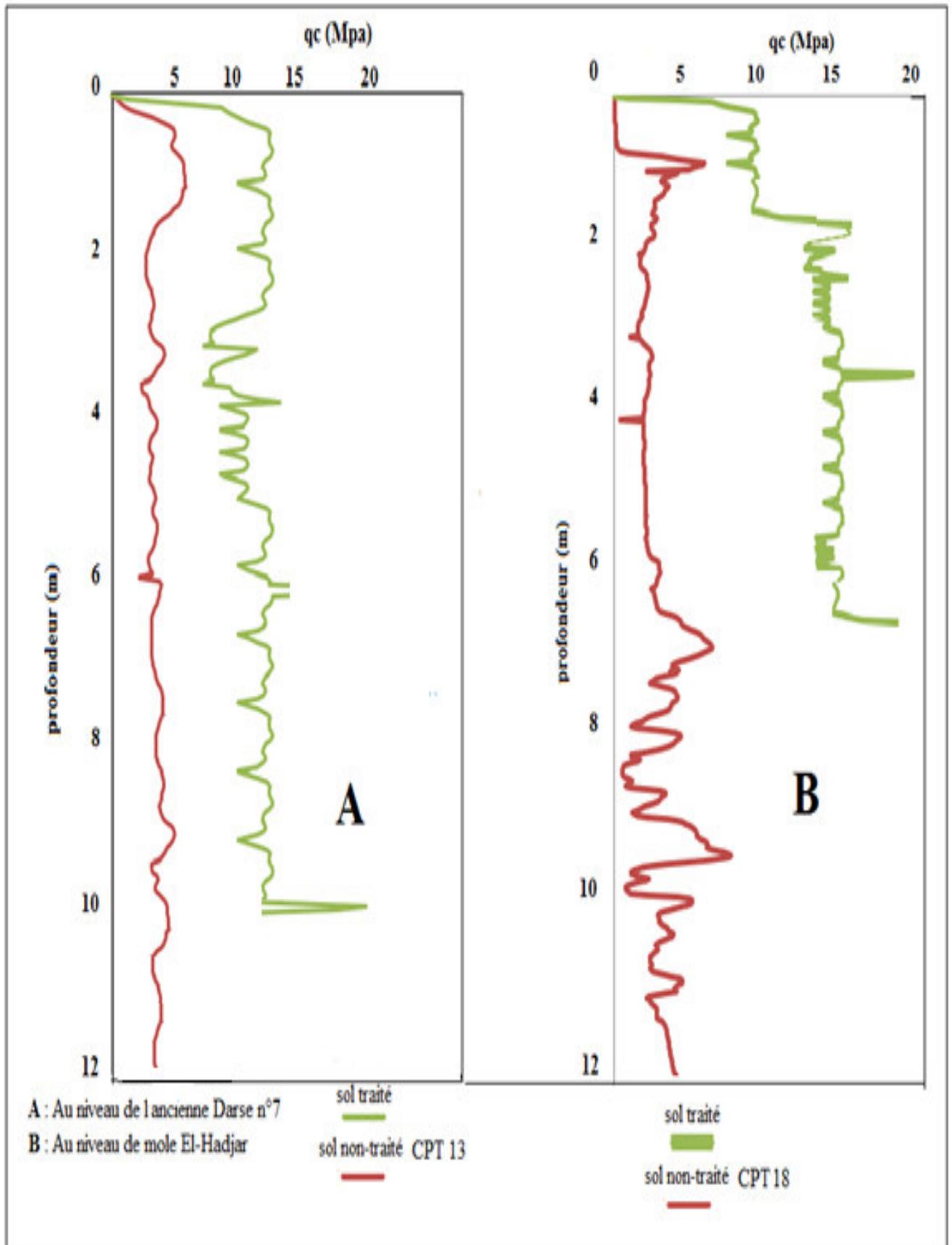


Figure VI.7 : Variation de la résistance en pointe en fonction de la profondeur. Comparaison sol traité avec le sol non-traité.

**VI.3. Dimensionnement par la méthode statique (Balaam et Booker 1981) :**

Nous avons divisé la surface de terminal a conteneurs en quatre zones montrés dans la Figure VI.8. Comme il a été évoqué dans le chapitre III (Présentation et caractéristique géotechnique du site), nous avons pris en considération la Figure III.17 pour connaître la profondeur des colonnes dans chaque zone (les colonnes doivent traverser toute la couche de remblai lâche). Dans notre cas nous avons choisi une réalisation par voie humide et un diamètre de 80 cm, (voir Chapitre V).

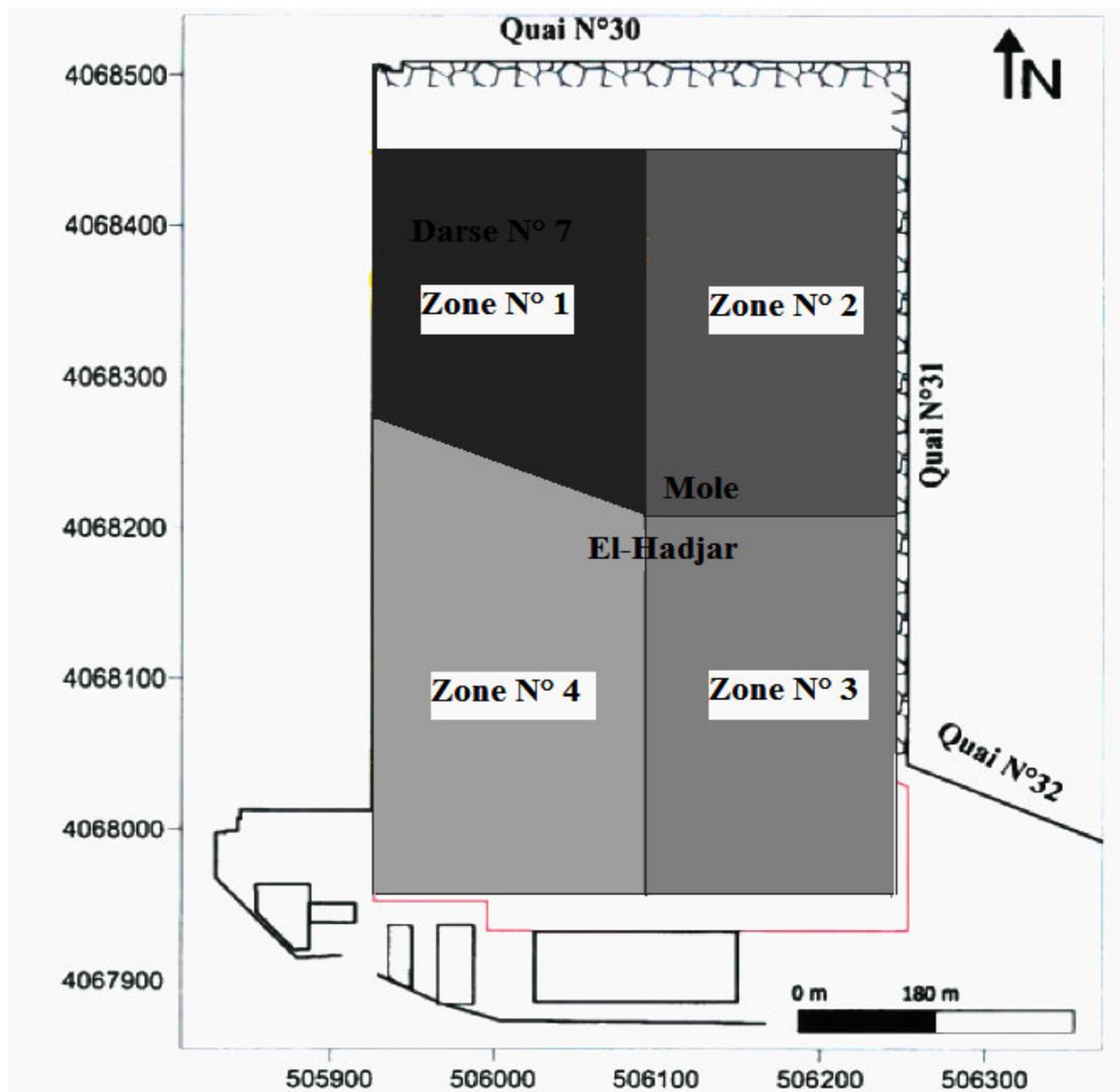


Figure VI.8 : Emplacement des zones dans le terminal a conteneurs.

VI.3.1. Calcul de taux de substitution dans les deux remblais :

$$a = \Delta Dr(\%) = Dr_2 - Dr_1$$

D'après les résultats de l'essai CPT (voir chapitre III), au niveau de l'ancienne darse n°7, les courbes montrent une valeur moyenne de la résistance en pointe de l'ordre de 2,5 MPa, et au niveau du môle El-Hadjar les courbes montrent une résistance en pointe (qc) moyenne de l'ordre de 4 MPa, avec une contrainte effective moyenne de 100 KPa sur tout le terminal a conteneur. Nous avons adopté l'abaque de Baldi (valable pour les sols consolidés) pour la détermination de la densité relative (voir Figure VI.9).

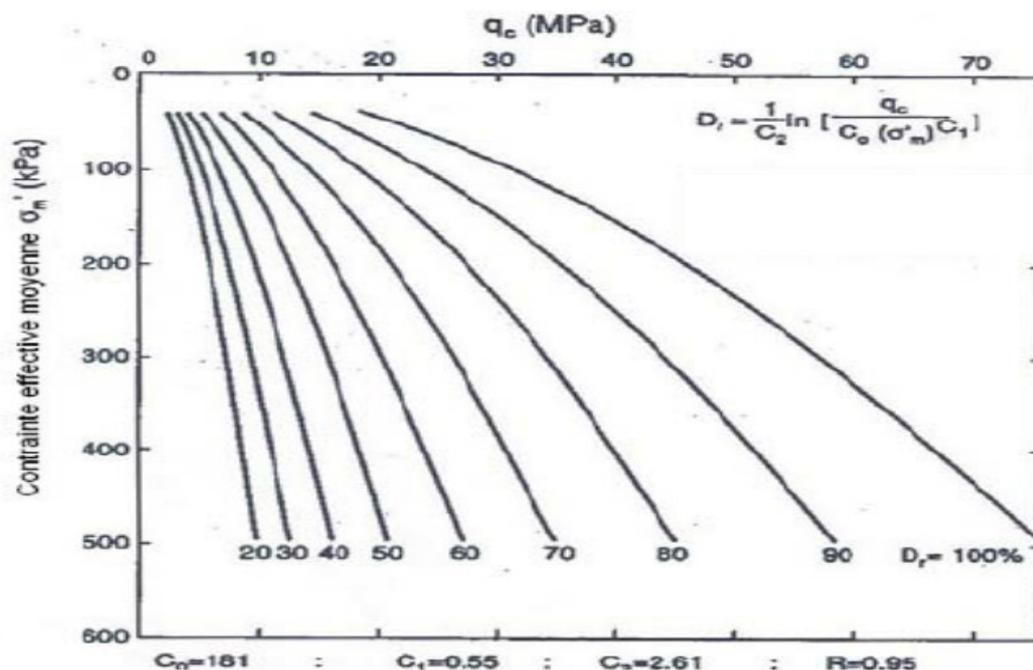


Figure VI.9 : Diagramme de Baldi pour la détermination de la densité relative.

Les résultats de la projection sont comme suit :

Tableau VI.7 : Résultats des densités relatives.

Les remblais	qc moyenne (MPa)	$\sigma'_v$ moyenne (KPa)	Dr <sub>1</sub> (%)
ancienne darse n°7	2.5	100	20
môle El-Hadjar	4	100	25

Les résultats des densités relatives montrent que les deux remblais sont lâches d'après le tableau suivant :

Tableau VI.8 : Classification de la compacité du sol en fonction de la densité relative.

Compacité du sol	Densité relative (%)
Très lâche	< 20
Lâche	20-40
Compact	40-60
Dense	60-80
Très dense	>80

Nous voulons obtenir une densité relative  $Dr_2 = 40\%$  pour que les remblais deviennent compacts, donc le taux de substitution recherché dans les deux remblais est comme suit :

Tableau VI.9 : Résultats des densités relatives des deux remblais.

Les remblais	Taux de substitution (%)
l'ancienne darse n°7	20
môle El-Hadjar	15

**VI.3.2. Dimensionnement au niveau de l'ancienne Darse (zone 1) :**

Tableau VI.10 : Résultats de dimensionnement dans la zone 1.

Zone	Maillage	a (%)	Ø (m)	Ac (m <sup>2</sup> )	Am (m <sup>2</sup> )	E (m)	De (m)	Surface totale (m <sup>2</sup> )	Nombre des colonnes	Profondeur (m)
1	Triangulaire	20	0,8	0.50	2.5	2.41	2.53	35625	14250	12

VI.3.3. Dimensionnement au niveau du môle d'El-Hadjar (zone 2, 3, 4) :

Tableau VI.11: Résultats de dimensionnement dans la zone 2.

Zone	Maillage	a (%)	Ø (m)	Ac (m <sup>2</sup> )	Am (m <sup>2</sup> )	E (m)	De (m)	Surface totale (m <sup>2</sup> )	Nombre des colonnes	Profondeur (m)
2	Triangulaire	15	0,8	0.50	3,35	2,78	2,92	27500	8209	12

Tableau VI.12: Résultats de dimensionnement dans la zone 3.

Zone	Maillage	a (%)	Ø (m)	Ac (m <sup>2</sup> )	Am (m <sup>2</sup> )	E (m)	De (m)	Surface totale (m <sup>2</sup> )	Nombre des colonnes	Profondeur (m)
3	Triangulaire	15	0,8	0.50	3,35	2,78	2,92	19000	5672	10

Tableau VI.13: Résultats de dimensionnement dans la zone 4.

Zone	Maillage	a (%)	Ø (m)	Ac (m <sup>2</sup> )	Am (m <sup>2</sup> )	E (m)	De (m)	Surface totale (m <sup>2</sup> )	Nombre des colonnes	Profondeur (m)
4	Triangulaire	15	0,8	0.50	3,35	2,78	2,92	34125	10187	8

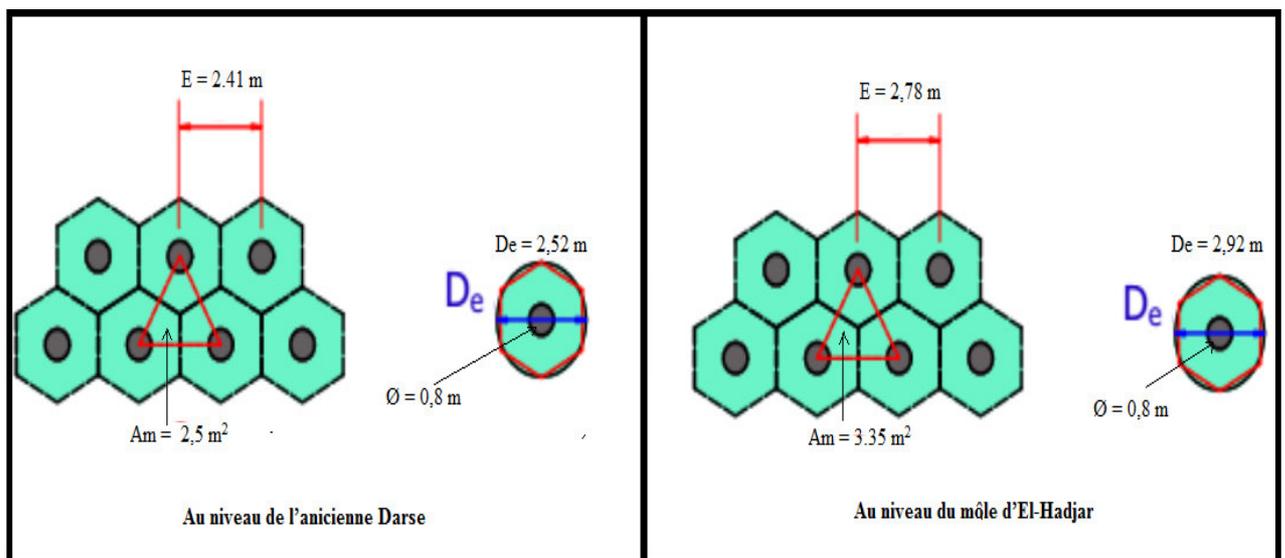


Figure VI.10 : Schéma explicatif de dimensionnement d'un réseau des colonnes ballastées.

**VI.4. Dimensionnement par la méthode dynamique (Seed et Booker 1975) :**

Nous avons pris en considération les données suivantes du séisme de Boumerdes ( $M_w=6.8$ ) :

- Le nombre équivalent de contrainte uniforme :  $N_s = 30$ .
- Le nombre de cycle d'application de contrainte cyclique :  $N_i = 12$
- La durée du séisme :  $t_d=46(s)$ .

La couche de sol de terminal a conteneurs, avec les propriétés suivantes :

- Le coefficient de perméabilité dans les directions horizontales :  $K_h=2.10^{-5}(m/s)$
- Le poids unitaire de l'eau :  $\gamma_w=9,81 (kN/m^3)$
- le coefficient de compressibilité volumique :  $m_{v3}=3.10^{-5}(m^2/kN)$
- Rapport moyen de pression interstitielle = 0,6.

**Application numérique :**

$$\frac{N_s}{N_i} = \frac{30}{12} = 2,5$$

On utilise l'abaque (B) et (C) (Chapitre v, Figure 17 ,18), car :  $2 \leq 2,5 \leq 3$ .

$$T_{ad} = \frac{K_h}{\gamma_w} \cdot \frac{t_d}{m_{v3} \cdot r d^2}$$

$$T_{ad} = \frac{2.10^{-5}}{9.81} \cdot \frac{46}{3.10^{-5} \cdot 0,4^2}$$

$$T_{ad} = 19,54$$

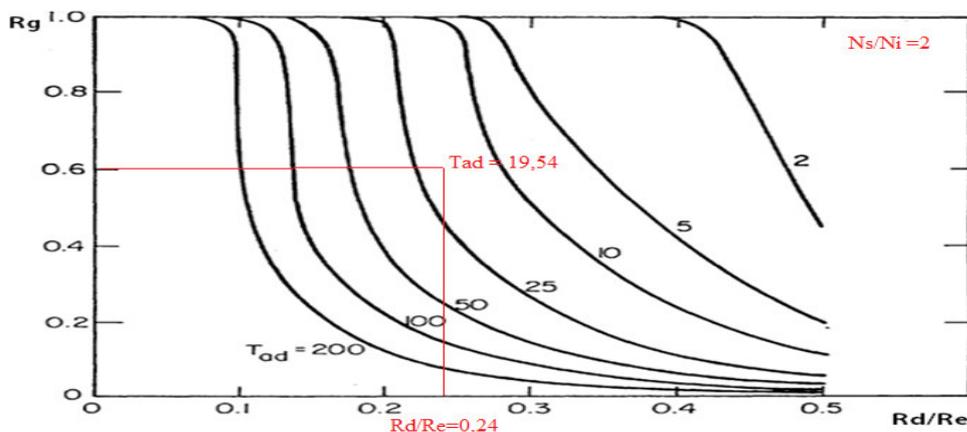


Figure VI.11 : Présentation de la projection dans l'abaque (B) pour  $N_s/N_i = 2$

D'après la projection dans l'abaque (b) :

$$R_d/R_e = 0.24$$

Avec :

$R_d$  : Rayon de la colonne.

$R_e$  : Espacement entre les colonnes.

On a choisi un diamètre de 0,8 m, donc  $R_d = 0,4$  m.

$$R_e = \frac{0,4}{0,24}$$

$$R_e = 1,67 \text{ m.}$$

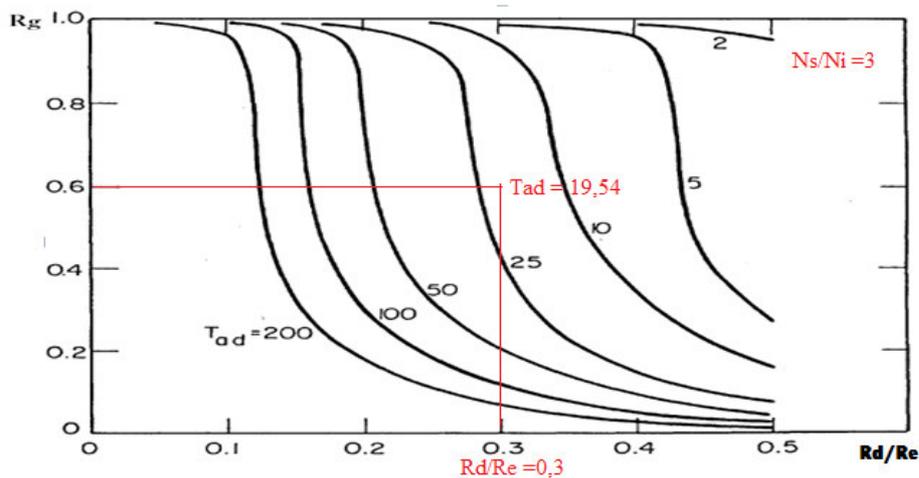


Figure VI.12 : Présentation de la projection dans l'abaque (B) pour  $N_s/N_i = 3$

D'après la projection dans l'abaque (c) :

$$R_d/R_e = 0,3$$

Avec :

$R_d$  : Rayon de la colonne.

$R_e$  : Espacement entre les colonnes.

On a choisi un diamètre de 0,8 (m), donc  $R_d = 0,4$  (m).

$$R_e = \frac{0,4}{0,3}$$

$$R_e = 1,33 \text{ (m)}$$

On calcule l'espace moyen :

$$Re_{moyen} = \frac{Re_1 + Re_2}{2}$$

$$Re_{moyen} = \frac{1,33 + 1,67}{2} = 1,5 \text{ (m)}.$$

**VI.4.1. Dimensionnement au niveau de l'ancienne Darse (zone 1) :**

Tableau VI.14: Résultats de dimensionnement dans la zone 1.

Zone	Maillage	Ø (m)	Ac (m <sup>2</sup> )	Am (m <sup>2</sup> )	E (m)	Surface totale (m <sup>2</sup> )	Nombre des colonnes	Profondeur (m)
1	Triangulaire	0,8	0.50	0,97	1,5	35625	36727	12

**VI.4.2. Dimensionnement au niveau du môle d'El-Hadjar (zone 2, 3, 4) :**

Tableau VI.15: Résultats de dimensionnement dans la zone 2

Zone	Maillage	Ø (m)	Ac (m <sup>2</sup> )	Am (m <sup>2</sup> )	E (m)	Surface totale (m <sup>2</sup> )	Nombre des colonnes	Profondeur (m)
2	Triangulaire	0,8	0.50	0,97	1,5	27500	28351	12

Tableau VI.16: Résultats de dimensionnement dans la zone 3.

Zone	Maillage	Ø (m)	Ac (m <sup>2</sup> )	Am (m <sup>2</sup> )	E (m)	Surface totale (m <sup>2</sup> )	Nombre des colonnes	Profondeur (m)
3	Triangulaire	0,8	0.50	0,97	1,5	19000	19588	10

Tableau VI.17: Résultats de dimensionnement dans la zone 4.

Zone	Maillage	Ø (m)	Ac (m <sup>2</sup> )	Am (m <sup>2</sup> )	E (m)	Surface totale (m <sup>2</sup> )	Nombre des colonnes	Profondeur (m)
4	Triangulaire	0,8	0.50	0,97	1,5	34125	35180	8

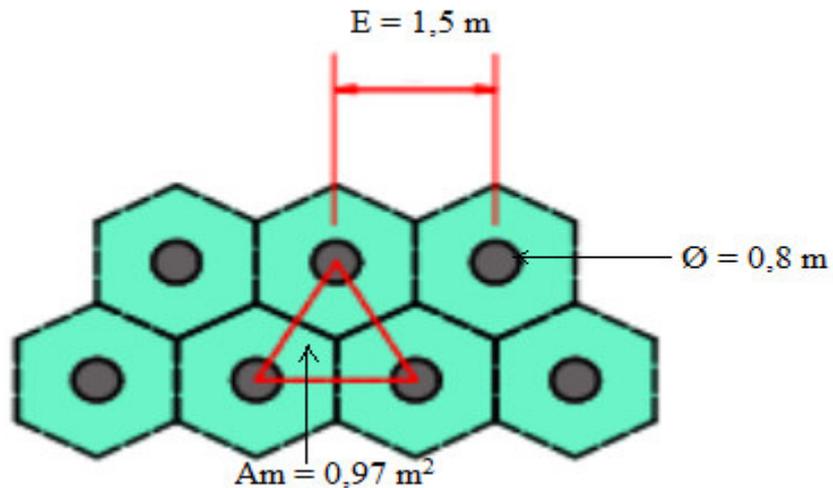


Figure VI.13 : Schéma explicatif de dimensionnement d'un réseau des colonnes ballastées.

Des dispositifs constructives suivants doivent être implémentés en parallèle avec les constructions des colonnes ballastées pour assurer la pérennité de l'installation :

- Il faut réaliser une rangée supplémentaire au minimum au débord de la zone de traitement (dispositions constructives en zones sismiques).
- La mise en place du matelas de répartition, juste après la fin de réalisation des colonnes, pour éviter de colmater les têtes de celles-ci, donc de réduire leur pouvoir drainant.

### VI.5. Comparaison entre les résultats :

Tableau VI.18: Résultats obtenu par les trois méthodes

Méthodes	Keller				Méthode statique (Balaam et Booker 1981)				Méthode dynamique (Seed et Booker 1975)			
	Darse	Mole El-Hadjar			Darse	Mole El-Hadjar			Darse	Mole El-Hadjar		
Zone	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
Ø (m)	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
E (m)	1,85	1,85	1,80	1,70	2,41	2,78	2,78	2,78	1,5	1,5	1,5	1,5
N colonnes	Calculer par Keller				14250	8209	5672	10187	36727	28351	19588	35180
Surface (m <sup>2</sup> )	Calculer par Keller				35625	27500	19000	34125	35625	27500	19000	34125
Profondeur (m)	12	12	10	8	12	12	10	8	12	12	10	8

On remarque que l'espacement entre les colonnes obtenues par la méthode de dimensionnement observationnelle de l'entreprise Keller et la méthode statique (Balaam et Booker 1981), est plus élevée que l'espacement obtenu par la méthode dynamique (Seed et Booker 1975). Par conséquent le nombre des colonnes obtenu par la méthode dynamique est supérieur que le nombre obtenu par les deux premières méthodes. Nous pouvons conclure que cette différence est due au fait que les deux premières méthodes ne prend pas en considération le phénomène de liquéfaction.

**VI.6. Conclusions :**

Nous avons remarqué une différence entre les résultats de dimensionnement entre les trois méthodes :

- La méthode utilisée par Keller est une méthode dite observationnelle qui veut dire basée sur site et l'expérience. Elle a clairement montré que le sol a été amélioré et densifié d'après les essais après traitement. Cependant elle a été utilisée dans le terminal a conteneurs pour réduire le problème de tassement uniquement alors que le sol a été confirmé d'être potentiellement liquéfiable aussi.
- La méthode statique (Balaam et Booker 1981) est utilisée dans le cas d'un réseau de colonnes ballastées sous un ouvrage de grandes dimensions (les ports). Cependant elle n'est pas valable dans le cas des sols liquéfiables car elle ne prend pas en considération les problèmes de sollicitations dynamiques.
- La méthode dynamique est une méthode plus efficace pour stabiliser le problème de la liquéfaction du sol en cas d'un séisme.
- Les résultats des 3 méthodes ont montrés que si on dimensionne en prenant en considération le séisme, le maillage de colonnes ballastées est plus dense.

# Conclusion générale

### ***Conclusion générale :***

Ce modeste travail, fruit de trois mois de formation théorique, et d'un stage pratique effectué sur le site du port d'Alger, nous a été très bénéfique, car il nous a permis de parfaire nos connaissances dans le domaine des calculs du phénomène de la liquéfaction et d'amélioration des sols en général. En particulier ce projet nous a permis d'approfondir nos connaissances dans la technique des colonnes ballastées.

La présente étude est composée de trois parties, la première partie ayant pour but de caractériser les formations du sous-sol par des essais in-situ (CPT, SPT) et des essais au laboratoire afin de déterminer les caractéristiques des couches de sol.

La deuxième partie a pour objectif une analyse de la liquéfaction des sables, en se basant sur des approches empiriques. Ceci nous a permis d'effectuer une analyse du risque de liquéfaction du site du port d'Alger, en appliquant différentes méthodes (in situ et logiciels commerciaux).

La troisième partie de ce travail consistait à dimensionner les colonnes ballastées par les méthodes statique et dynamique. Aussi nous avons exposé une méthode observationnelle de dimensionnement développé par l'entreprise Keller sur site. Ensuite nous avons comparé les différents résultats obtenus.

Ce travail modeste qui présente les résultats d'investigation, de calcul de liquéfaction et construction de la méthode de stabilisation la plus appropriée nous a permis de conclure les différents points suivants :

- Vu l'importance de l'épaisseur du remblai, ses caractéristiques physico-mécaniques médiocres (faible capacité portante du sol, tassement important) et l'aléa sismique de la région (le risque de liquéfaction), le renforcement de ce dernier est une étape primordiale.
- La couche marneuse, située entre 7,65 et 15 mètres de profondeur, possède de bonnes caractéristiques géotechniques.
- Suite à l'étude des caractéristiques géotechniques du sol, notamment la granulométrie du remblai, la technique des colonnes ballastées a été sélectionnée comme l'option est la plus adéquate.

D'après l'évaluation de potentiel :

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

A travers l'analyse de potentiel par la procédure simplifiée on peut tirer les conclusions suivantes :

- L'approche en contrainte totale présente quelques incertitudes, par exemple l'accélération maximale utilisé dans les calculs est estimée sans prise en compte des conditions réels du sol, ainsi les erreurs commises lors la réalisation des essais peuvent influencer l'estimation de la résistance.
- la fiabilité de telle méthode est conditionnée par la fiabilité des résultats des essais utilisés et par une bonne définition de la stratigraphie de sol étudié.
- D'après la comparaison effectuée entre les méthodes utilisées (SPT, CPT), les résultats obtenus montrent une certaine cohérence.

D'après le traitement anti-liquéfaction:

- Les sols admis susceptibles à la liquéfaction peuvent être traité en utilisant les différentes techniques disponibles (compactage dynamique, vibroflotation, colonnes ballastées etc.). Nous avons choisi les colonnes ballastées comme une solution pour améliorer et renforcer le sol du terminal a conteneurs.
- La méthode dynamique de dimensionnement des colonnes ballastées est une méthode plus efficace pour stabiliser le problème de la liquéfaction du sol en cas d'un séisme.
- les colonnes doivent avoir des longueurs suffisantes pour traverser toute la couche sableuse liquéfiable afin de dissiper les pressions interstitielles.
- Il est recommandé de procéder à des contrôles en cours et après exécution des colonnes.

La liquéfaction généralisée due aux tremblements de terre a donné lieu à de nombreuses recherches et orientations, développées au niveau national et international, sur la survenue passée et la vulnérabilité future à la liquéfaction. Il existe également une large compréhension des effets et de la manière de les atténuer. En conséquence de cette prise de conscience, les bâtiments doivent être construits selon les normes les plus récentes qui tiennent compte des zones sismiques et intensités du séisme et par conséquent seront plus résilients que les anciens bâtiments.

# Références bibliographiques

### Références bibliographique :

**Andrus, R.D, and Stokoe, K.H, II (2000)** “Liquefaction resistance of soils from shear-wave velocity.” *J. Geotech and Geoenviron. Engrg. ASCE*, 126(11), 1015-1025.

**Andrus, R.D, and Stokoe, K.H, II (1997).** “Liquefaction resistance based on shear wave velocity.” *Proc., NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils*, Nat. Ctr. for Earthquake Engrg. Res., State Univ. of New York at Buffalo, 89–128.

**Andrus et Stokoe 2000**, reproduits avec la permission de la société américaine des ingénieurs civils, Robert W. Day, 2009.

**Balaam, N. P., and Booker, J. R. (1981).** “Analysis of rigid rafts supported by granular piles.” *Int. J. Numer. and Analytical Methods in Geomech.*, 5, 379–403

**Boulanger, R. W.** ‘Hight overburden stress effects in liquefaction analyses.’ *J Geotechnical and geoenvironmental Engineering*, ASCE, 129(12), 1071-1082, 2003b.

**Casgrande, A. (1976).** Liquefaction and cyclic deformation of sands. A critical review. *Harvard Soil Mechanics Series*, N°88, Harvard University, Cambridge, Mass.

**Dhouib et al, 2004**

**Hazen, A. (1920).** *Transactions of the American Society of Civil Engineers*. 83:1717-1745.

**Idriss I. M. (1999)**, “An update to the seed-Idriss simplified procedure for evaluating liquefaction potential”, *Proc.; TRB Workshop on New Approaches to liquefaction*, January, Publication No. FHWA-RD-99-165, Federal Highway Administration; 1999.

**Idriss, I.M. and Boulanger R. W. (2006).** Semi-empirical procedures for evaluating liquefaction potential during earthquakes, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* N°26 (2006) 115– 130

**Ishihara (1985)**, "Stability of Natural Deposits During Earthquakes," *Proceedings of the Eleventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, San Francisco, 1985.

**Gibbs, H. J., and Holtz, W. G. (1957).** “Research on determining the density of sand by spoon penetration testing.” *Proc., 4<sup>th</sup> Int. Conf. on soil Mech. and Found. Engrg. Vol. I*, 35-39.

**Liao, S., and R. V. Whitman (in press) (1985)** “Overburden Correction Factors for SPT in sand,” technical note submitted to the *ASCE Journal of Geotechnical Engineering* for publication

**Poulos, S. J. (1977)** ‘the Stress-Strain Curves of soils,’ unpublished paper, available from Geotechnical Engineers, Inc, Winchester, Massachusetts..

## Références bibliographique

---

**Robertson, P.K. et Wride, C.E. (1998).**Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test. *Canadian Geotechnical Journal*, 35(3), pp. 442-459.

**Seed, H. B. (1979a)** “Soil Liquefaction and Cyclic Mobility Evaluation for Level Ground During Earthquakes,” *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE* 105(GT2):201-255.

**Seed, H.B., and J.R. Booker. (1977).** “Stabilization of potentially liquefiable sand deposits using gravel drains.” *J.Geotech. Eng. Div., ASCE, Vol. 103(7).* pp.757-68.

**Seed, H. B., and I. M. Idriss (1967)** “Analysis of Soil Liquefaction: Niigata Earthquake,” *Journal of the soil Mechanics and foundations Division, ASCE* 93(SM3):83-108.

**Seed. H.B, Idriss I.M. (1970).**Asimplifiead procedure for evaluating soil liquefaction potentiel. College of Engineering, University of California, Berkeley.Report N°. EERC 70-9.

**Seed, H. B. and Idriss, I. M. (1982).** Ground Motions and Soil Liquefaction during Earthquakes, Earthquake Engineering Research Institute, University of California, Berkeley, 134 pp.

**Seed, H. B. and al. (1983).** Evaluation of liquefaction potential using field performance data. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol.109;* pp. 458-481

**Seed,H. B., and W. H. Peacock (1971)** “Test Procedures for Measuring Soil Liquefaction Characteristics,” *Journal of the soil Mechanics and foundation Division,ASCE*97(SM8):1099-1119.

**Steven L. Kramer. (1996).** “Geotechnical Earthquake Engineering.” Prentice Hall, Inc., UpperSaddle River, NJ.

**Terzaghi,K.(1956),**Varieties of submarine slipe failures. Proc. 8<sup>th</sup> Texas Conf. soil Mech FdnEngng ,41 pp.

**Youd, T. L. and al. (2001).** “Liquefaction resistance of soils: Summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils.” *J. Geotech. And Geoenviron. Engrg., ASCE, 127(10),* 817-833, 2001.

**Youd, T. L. and Idriss, I. M. (2001).** “Liquefaction resistance of soils: Summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils” *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering.* Vol. 127; pp. 817-833.

**L’EERI 2003,** Earthquake Engineering Research Institute, Avril 2003).

**CFMS, 2011.** Comité français de mécanique des sols.

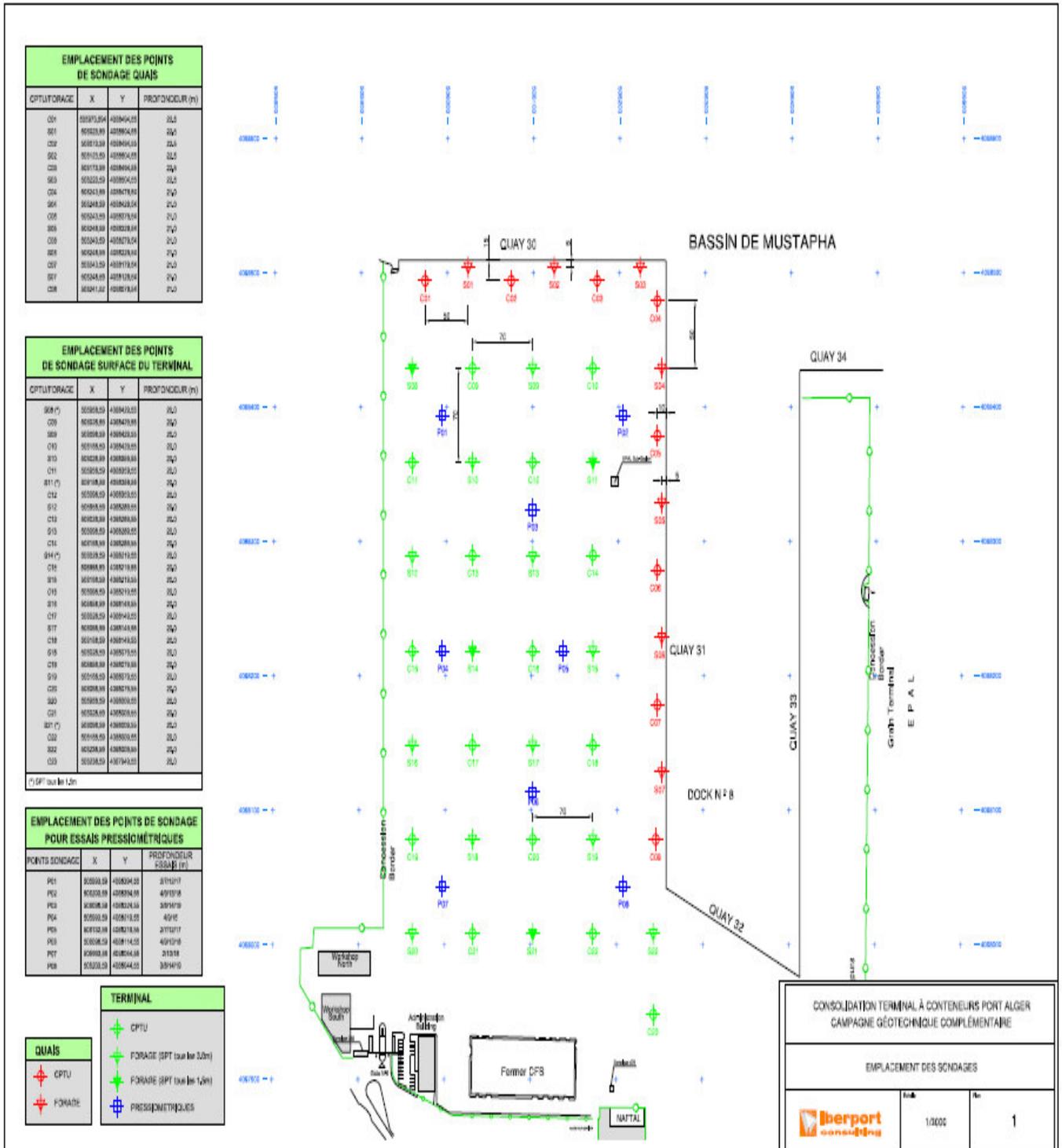
**DTE 13,2.** (document technique unifié pour les fondations profondes/2003).

## Références bibliographique

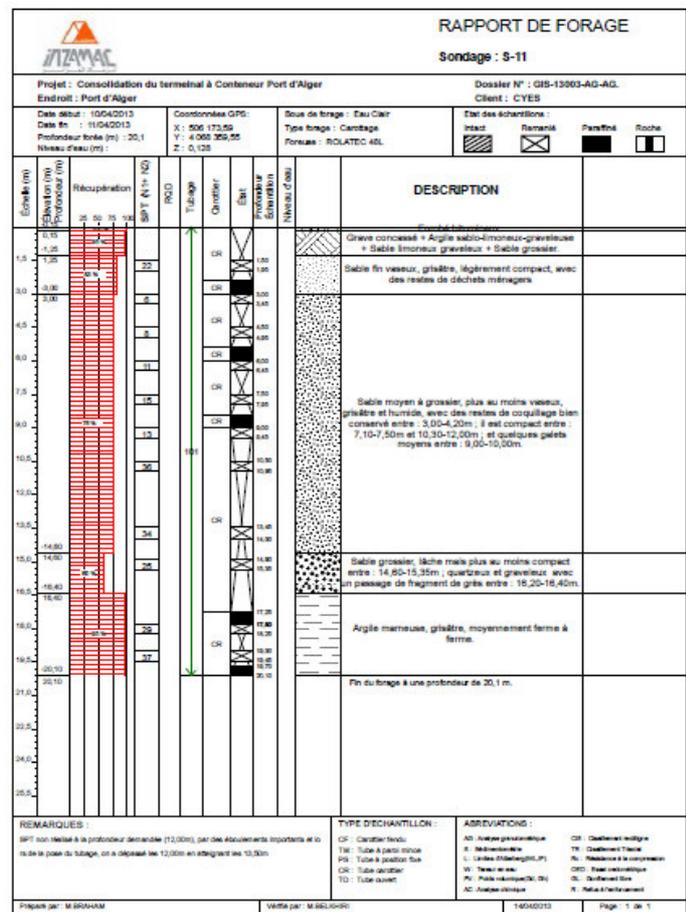
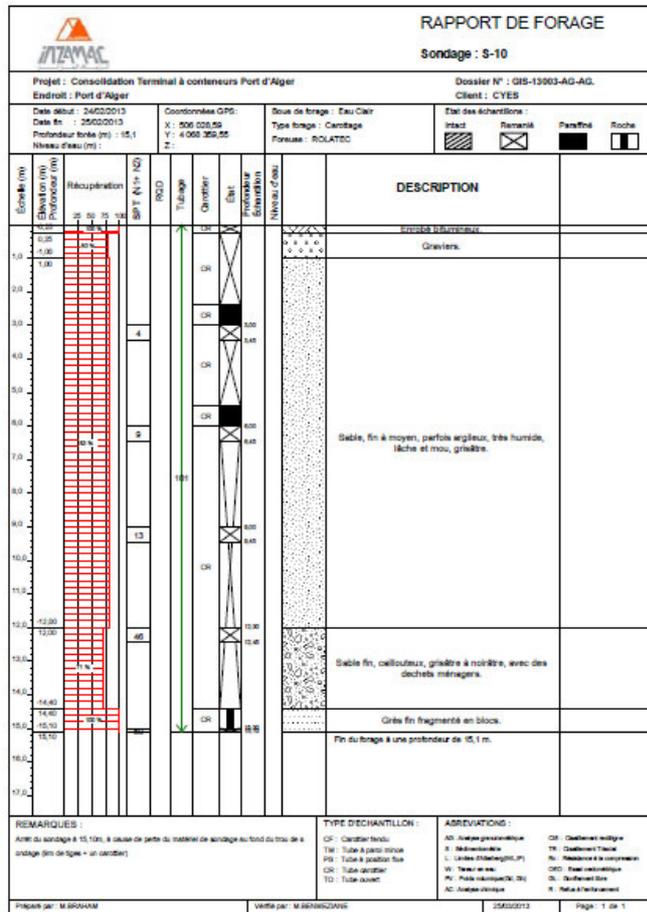
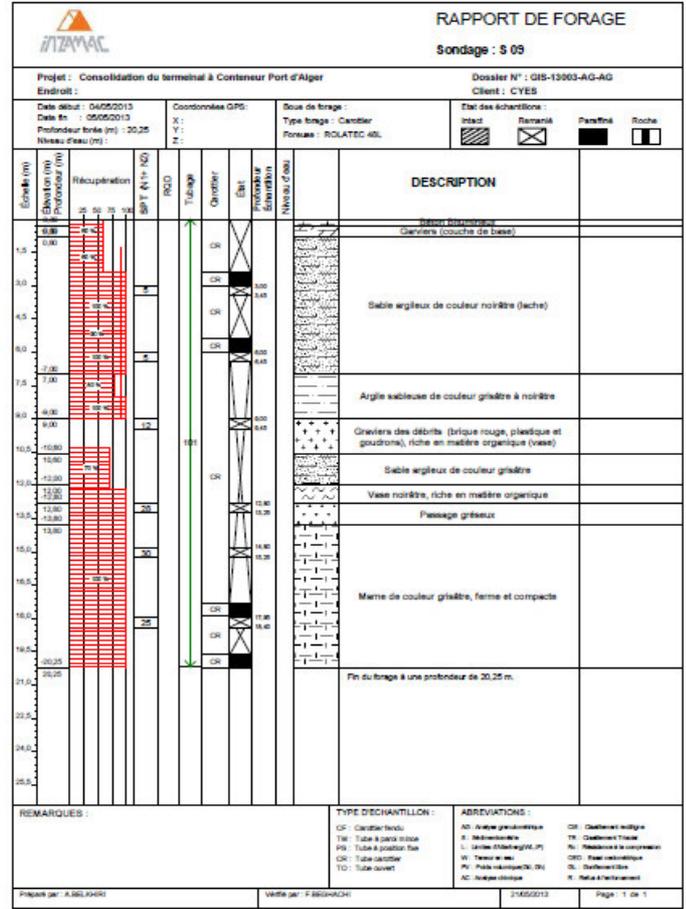
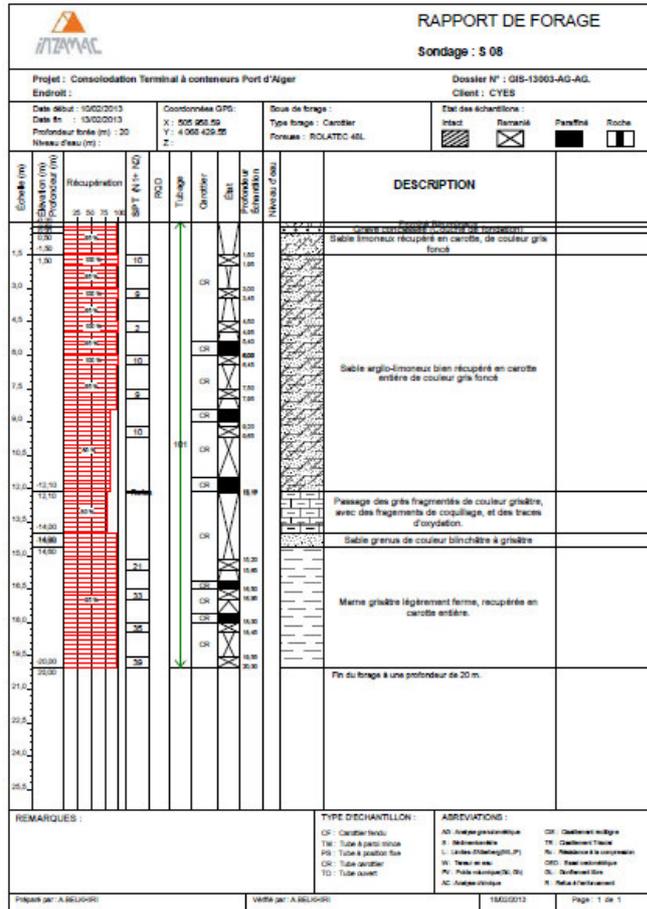
---

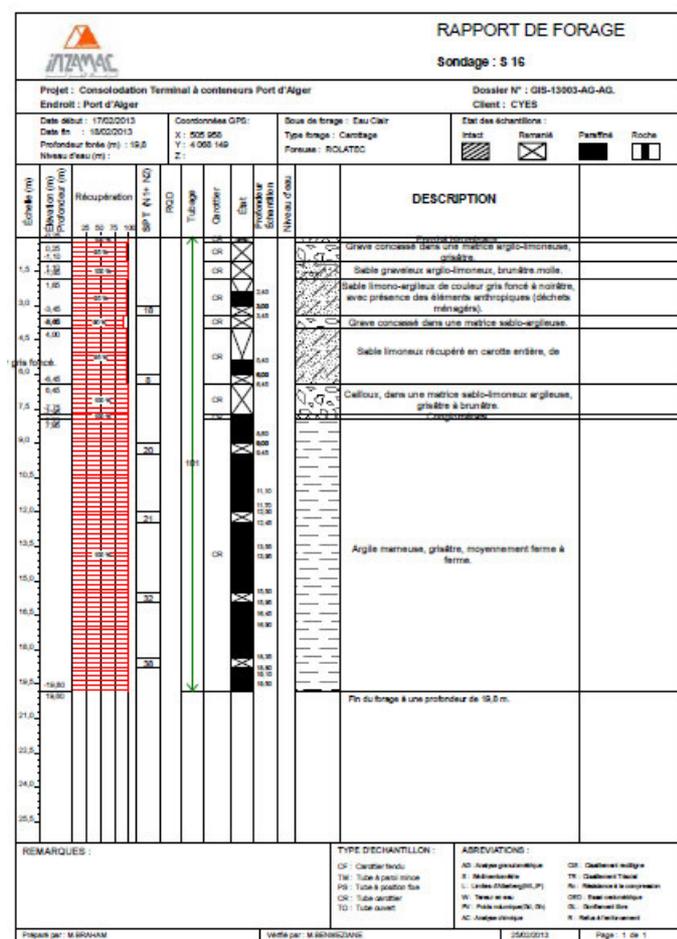
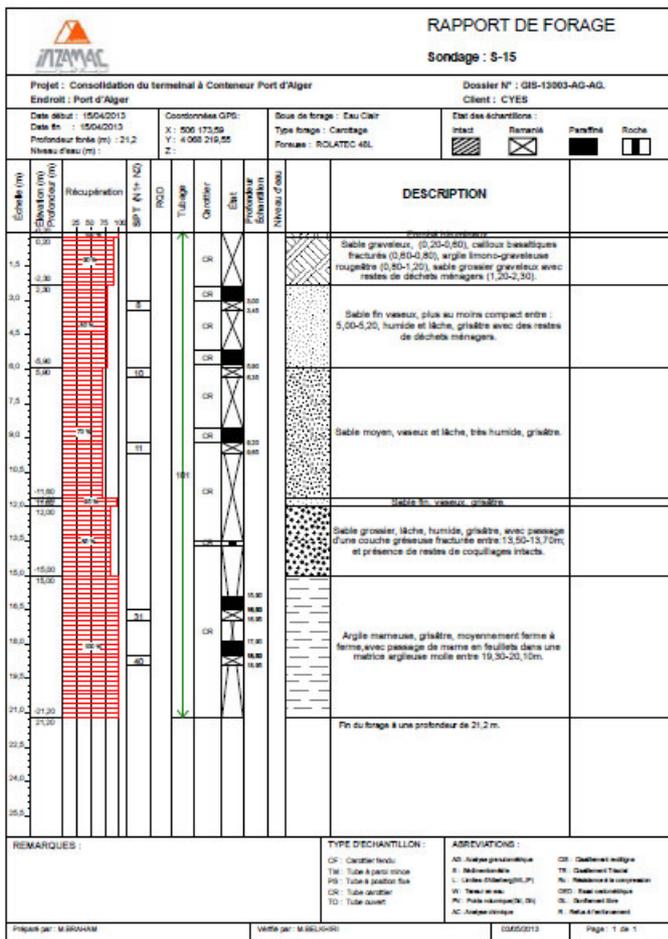
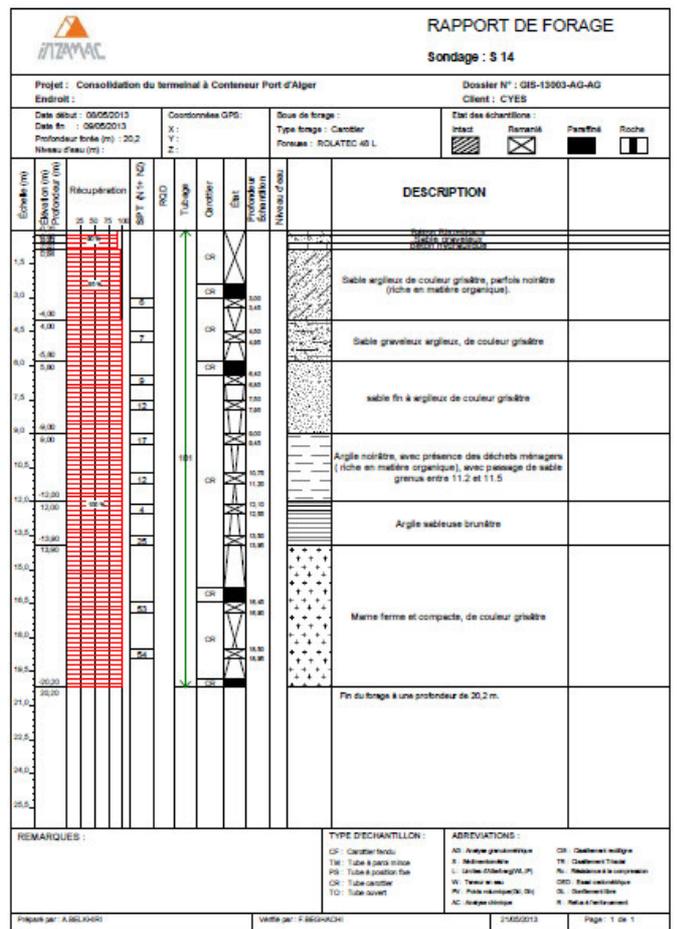
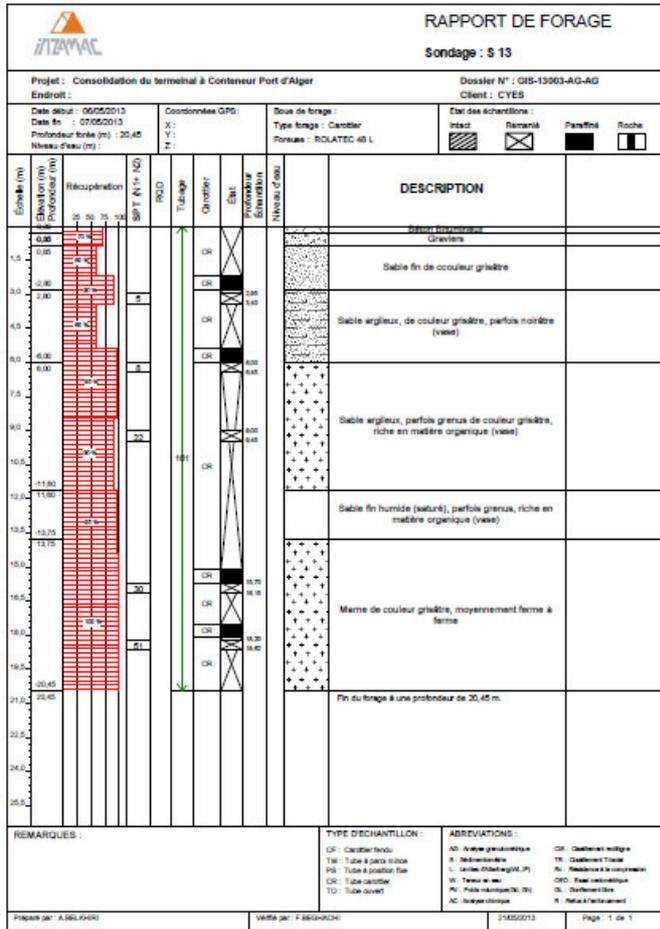
**National Center for Earthquake Engineering Research**, State University of New York, Buffalo, Red Jacket Quadrangle, Box 610025 Buffalo, NY United States 14261-0025.

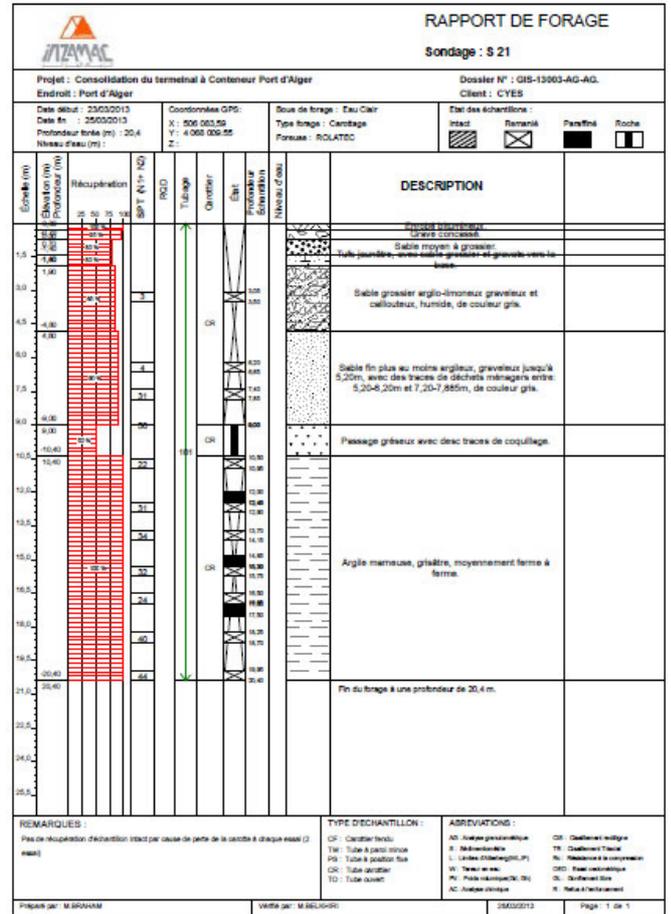
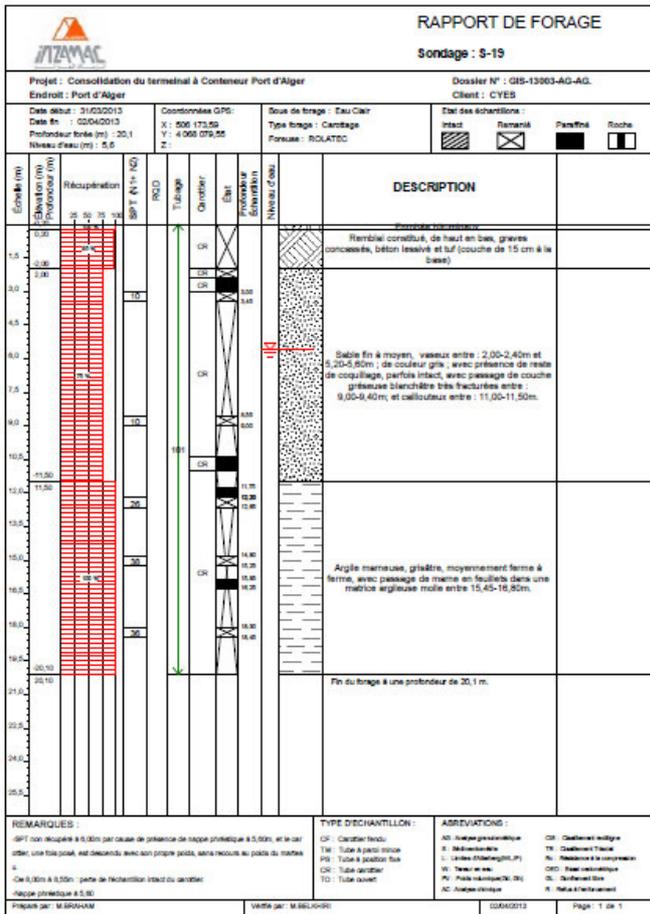
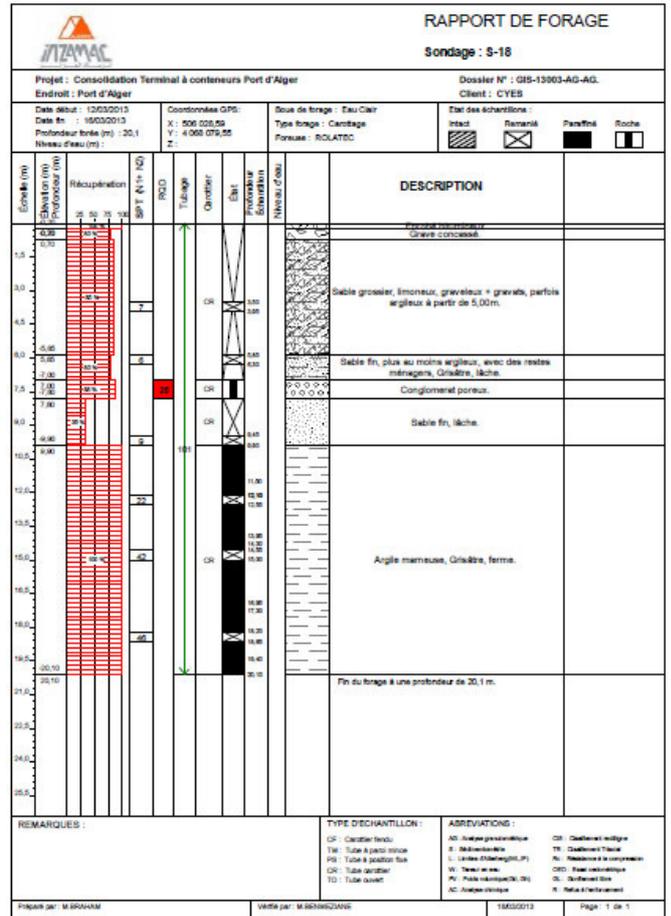
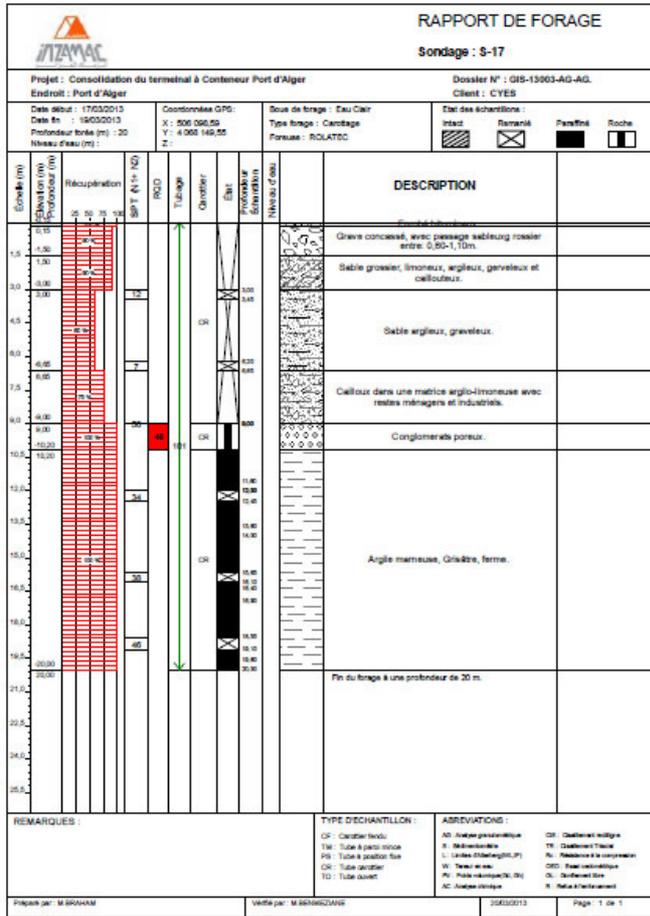
Annexe 1 : Emplacement des sondages



## Annexe 2 : Coupes de sondages (S8, S09, S10, S11, S13, S14, S15, S16, S17, S18, S19, S21)







Annexe 3 : Profils des essais de pénétration statique (CPT) : C09, C10, C11, C13, C14, C15, C17, C18, C18, C19, C21, C22)

