

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
République Algérienne Démocratique et Populaire  
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique  
المدرسة الوطنية العليا لعلوم البحر و تهيئة الساحل  
Ecole Nationale Supérieure des Sciences de la Mer et de l'Aménagement du Littoral



**Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme de Master en sciences de la mer  
Option : Aménagement du littoral**

**Thème**

**Etude de sol, problème de liquéfaction**

**-Zéralda-**

**Présenté par:**

**- BELKACEMI Lamia**

**Soutenu le 19/12 /2013devant le jury suivant :**

**- Mme BOUAICHA-BOURABAINÉ Maitre assistante A                      Présidente  
(ENSSMAL)**

**- Mlle BOUAZIZ F                      Maitre assistante A                      Examinatrice  
(ENSSMAL)**

**- Mme MEHDID S Maitre assistante A                      Examinatrice  
(ENSSMAL)**

**- Mr BOUAICHA F Maitre-assistant A                      Promoteur  
(ENSSMAL)**

**- Mr MENCHI M Directeur des études                      Co-promoteur  
(ENSSMAL)**

**Promotion : 2012/2013**

# Remerciements

---

Je tiens à remercier tout d'abord les membres du laboratoire central des travaux publics pour avoir mis gracieusement ses équipements à ma disposition.

Je tiens à remercier chaleureusement et particulièrement Monsieur **MENCHI**, directeur des études de LCTP pour confiance qu'il m'a témoignée en me donnant la chance d'effectuer le stage pratique au sein de son laboratoire.

J'adresse mes plus sincères remerciements à Mademoiselle **HAROUNE** qui a suivi ce projet depuis son commencement, dont la bonne humeur quotidienne et la grande humanité ont accompagné sa réalisation dans les meilleures conditions, pour tout cela je lui témoigne ma profonde gratitude.

A Monsieur **BERKIA** sans qui je n'aurais pas pu effectuer ce stage, je lui suis reconnaissante pour m'avoir toujours encouragée et rassurée sur le déroulement du projet.

A Monsieur **BOUAICHA** qui me fait l'honneur de m'encadrer. Tous mes remerciements pour son enseignement prodigué au cours de mes études.

A Madame **BOUAICHA-BOURABABAINÉ** qui me fait l'honneur de présider cette soutenance. Tous mes remerciements pour son enseignement prodigué au cours de mes études.

J'adresse mes remerciements à Mademoiselle **BOUAZIZ** et Madame **MEHDID** qui me font l'honneur de prendre connaissance de ce travail et d'en être juré.

Je tiens à remercier ma meilleure amie LAMIA, dont l'amitié exprimée fut un soutien essentiel.

Au membres de ma famille : **Samir Zaidennour ,Djamila ,Naima ,Siheme ,Lyes ,Saida ,Hanene ,Yuba et meriem.**

Enfin, je terminerai par remercier et rendre hommage à ma maman **ZINA** son encourage et ses qualités humaines ont imprégné l'éducation sans laquelle je ne serai pas ce que je suis aujourd'hui. Elle est mon modèle de l'architecte de ma vie. J'espère qu'en ce jour je pourrai lui rendre la fierté que je ressens d'être sa fille.

# SOMMAIRE

---

Introduction générale	1
Chapitre I : Généralité sur la liquéfaction	
1. Notion de liquéfaction	2
1.1. Description du phénomène	2
1.2 Explication du phénomène	4
1.3 Evaluation de la susceptibilité à la liquéfaction d'un sol	6
1.3.2 Critères géologiques	6
1.3.3 Critères compositionnels	6
1.3.4 Critères d'état de sol	7
1.3.5 Autres critères	8
2. Evaluation du potentiel de liquéfaction	8
2.1 Evaluation du risque de liquéfaction à partir de l'essai SPT Méthode de Seed & Idriss, 1971	9
2.2 Evaluation du risque de liquéfaction à partir de l'essai CPT-Méthode de Seed & Idriss, 1982	9
2.3 Evaluation du risque de liquéfaction à partir de la célérité $V_s$ (Méthode de l'Institut NIST, 1999)	9
Chapitre II : Les techniques d'amélioration du sol	
1. Pré chargement	12
1.1. Principe	12
1.2. Domaine d'application	13
2. Accélération de la consolidation par drains verticaux	13
2.1 Principe	13
3. Le renforcement des sols par inclusions rigides	13
3.1. Définition du renforcement par inclusions rigides verticales	13
3.2 Domaine d'application	14
4. Vibrocompactage	15
4.1 Principe	16
4.2. Domaine d'application	16
5. Le compactage dynamique (ou pilonnage)	16
5.1 Principe	16
5.2 Domaine d'applicabilité	16
6. Le procédé du Jet Grouting " Soilcrete"	17
6.1. Définition	17
6.2 Propriétés du Soilcrete	17
7. Colonnes ballastées	18
7.1 Objectif du traitement	18

# SOMMAIRE

---

7.2 Domaine d'application	18
8. Les géosynthétiques	19
8.1. Historique d'utilisation des géosynthétiques	19
8.2. Différents types de géosynthétiques	21
8.2.1. Les géomembranes	21
8.2.2. Les géogrilles	21
8.2.3. Les géotextiles	21
8.3. Les avantages de l'utilisation des géosynthétiques	21

## Chapitre III : Etude de cas

1. Présentation du projet	23
2. Etude de site	23
2.1. Situation du site	23
2.2. Topographie du site	23
3. Géologie	23
4. Sismicité	24
5. Programme d'investigation géotechnique	24
5.1. Sondage carotté	25
5.2. Essais au pénétromètre dynamique lourd	25
5.3. Essais au SPT standard pénétration test	26
5.4. Essai en laboratoire	27
6. Résultat de la reconnaissance	27
6.1. Renseignements apportés par les sondages	27
6.2. A partir des essais pénétromètre dynamique	30
6.3.1. Principe	31
6.3.2. Calcul du nombre de coups exact mesuré par l'essai SPT	31
6.3. Résultat des essais SPT	31
6.3.1. Principe	31
6.3.2. Calcul du nombre de coups exact mesuré par l'essai SPT	31
7. Mode de fondation et profondeur d'ancrage	32
8. Contrainte admissible	33
8.1. Partie I	33
8.1.1. A partir des essais pénétrométriques	33
8.1.2. A partir DES ESSAIS SPT	34
8.2. Partie II	37
8.2.1. A partir des essais pénétrométriques	37
8.2.2. A partir des essais SPT	37
9. Stabilité	39
Conclusion et recommandation	44
Références bibliographiques	45

# Liste des figures

---

- Figure I.1 :** effondrement du parement amont de San (Le séisme de 1971)
- Figure I.2 :** Ebullition de sable (Zéralda.2010)
- Figure I.3 :** Effondrement des tabliers (Niigata, 1964)
- Figure I.4 :** Déplacement latéral et longitudinal du pont d'Isser (Boumerdes, 2003)
- Figure I.5:** Phénomène de la liquéfaction à l'échelle microscopique
- Figure II.1:** vue de chantier de remblai ferroviaire, visualisation des têtes d'inclusion avant l'édification du remblai (2002)
- Figure II.2:** domaine d'application des inclusions rigides
- Figure II.3 :** Vue d'un chantier de Vibrocompactage
- Figure II.4 :** un cône d'affaissement apparait autour du vibreur
- Figure II.5 :** domaine d'application des colonnes ballastées
- Figure II.6 :** vue d'un chantier de réalisation des géosynthétiques.

# Liste des tableaux

---

- Tableau 01 :** Résultat des valeurs des essais physiques
- Tableau 02 :** Résultat de la granulométrie
- Tableau 03 :** Résultats des Essais de compressibilité à l'œdomètre et essai au gonflement libre
- Tableau 04 :** Résultat des Essais de cisaillement à la boîte de casagrande
- Tableau 05 :** Résultat des analyses chimiques
- Tableau 06 :** Résultat des essais pénétromètre dynamique
- Tableau 07 :** Résultat des essais SPT

## Liste des Abréviations

---

**W<sub>L</sub>** : Limite de liquidité.

**RP** : Résistance de pointe.

**W** : Teneur en eau.

**γ<sub>h</sub>** : Densité humide.

**γ<sub>d</sub>** : Densité sèche.

**S<sub>r</sub>** : Degré de saturation.

**SC 01** : sondage carotté 01.

**SC 02** : sondage carotté 02.

**SPT**: standard pénétration test.

**CSR** : La contrainte de cisaillement induite par le séisme.

**CPT**: Essai de pénétration statique.

**Q<sub>adm</sub>** : Contrainte admissible.

**σ<sub>limite</sub>** : contrainte.

**D<sub>f</sub>**: (Profondeur d'ancrage).

**L** : (Longueur de radier).

**I** : (Largeur du radier).

**N** : nombre de coup.

**CSR** : contrainte de cisaillement cyclique.

**MSF** : Le facteur d'échelle de la magnitude

**FS** : Le facteur de sécurité.

**σ'<sub>v0</sub>** : La contrainte effective.

**σ<sub>v</sub>** : La contrainte total.

**r<sub>d</sub>** : Le coefficient réducteur.

**a<sub>max</sub>** : Accélération maximale en surface = A x coefficient d'amplification.

**NIST** : Institut national des normes et de la technologie

# **INTRODUCTION**

# Introduction Général

---

Pendant des millénaires, les règles de constructions furent essentiellement empiriques et basées sur l'expérience des constructeurs, transmis, en grand secret, de génération en génération. Il résulte, donc, que des problèmes de fondation et d'exécution très délicats se posent de plus en plus fréquemment, et que ces problèmes ne peuvent plus être résolus à partir de simples considérations qualitatives et empiriques (**HAROUNE.2003**).

L'équilibre et la sécurité des constructions fondées sur un sol peuvent être menacées par plusieurs phénomènes tels que les tassements (absolus ou différentiels), le gonflement et enfin le risque de liquéfaction surtout pour les sols lâches et saturés sous l'effet d'un événement sismique, qui empêche le développement urbains.

Le sol qui sert de support pour les ouvrages est considéré comme le domaine le moins connu par rapport au reste de l'ouvrage. Il est donc indispensable de connaître avec exactitude les propriétés géotechniques et prévoir de façon rationnelle le comportement de ce sol.

En effet, La reconnaissance des sols permet d'appréhender les problèmes qui peuvent se poser lors de l'étude d'un projet de construction ou lors de l'expertise d'un sinistre. La reconnaissance des propriétés d'un terrain constitue le lien entre la cause d'un sinistre et les remèdes que l'on propose de mettre en place. Il y a sommairement, deux catégories de moyens de reconnaissances qui complètent les investigations géologiques de surface (**A.BOUAFIA, 2003**) :

- Les méthodes d'observation du terrain, soit en place, soit à l'aide d'échantillons (prolongement en profondeur de la géologie de surface) : puits, tranchées, sondages...
- Les méthodes de mesure "in situ" basées sur la mesure d'une propriété physique du terrain, dont font parti les essais géophysiques.

A cet effet nous nous sommes intéressés dans notre projet de master à un phénomène qui empêche le développement urbain, notamment l'Etude de sol, un problème de liquéfaction dans la zone de ZERALDA.

Afin d'atteindre nos objectifs, nous avons suivi le plan suivant :

**La première partie** présente une synthèse bibliographique dans laquelle on traite en premier chapitre le problème de liquéfaction en suite en deuxième chapitre on cite les principales techniques d'amélioration des sols ainsi que leurs domaines de validité.

**La deuxième partie** est consacrée au cas d'étude qui comporte une identification du sol puis une interprétation des résultats brutes d'essais géotechniques effectués par les organismes suscité qui portent sur les analyses physiques et mécaniques des sols au laboratoire en troisième chapitre.

# **PARTIE I**

---

## **SYNTHÈSE BIBLIOGRAPHIQUE.**

## 1. Notion de liquéfaction:

### 1.1 Description du phénomène:

La **liquéfaction** est un phénomène dans lequel la résistance au cisaillement d'un sol est réduite par les secousses d'un séisme ou d'un autre chargement rapide. La **liquéfaction** se produit dans les sols pulvérulents saturés d'eau ; la présence d'eau provoque une pression interstitielle sur les particules de sol, ce qui fait la diminution des contraintes effectives régnant dans le sol et donc une diminution de sa résistance au cisaillement qui, à l'état ultime, peut devenir nulle.

Avant un séisme, la pression de l'eau est relativement basse. Cependant, les secousses d'un séisme peuvent causer une augmentation considérable de la pression d'eau interstitielle jusqu'au point où les particules de sol peuvent facilement se déplacer l'une par rapport à l'autre.

Lorsque la **liquéfaction** se produit, la résistance du sol diminue et la capacité portante d'un dépôt de sol constituant la fondation des bâtiments et des ponts se réduit significativement en provoquant le basculement ou la flottaison de l'ouvrage. Le sol liquéfié exerce également une pression plus élevée sur les murs de soutènement, qui peuvent à leur tour causer l'inclinaison ou le glissement de ces derniers.

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.1**) 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.1** : effondrement du parement amont de San fernando (Espagne)  
(Le séisme de 1971)

Durant le séisme de Niigata (1964) et de Boumerdes (2003), des ébullitions de sable et des fissures de sol ont été observées sur différents sites à Niigata et à Boumerdes (**figure I.2**). Durant le séisme de Loma Prieta (1989) aux Etats-Unis, de nombreuses ébullitions de sable ont été observées en un certain nombre de sites à savoir l'aéroport d'Oakland, le long de la fleuve de salinas, et la station marine de Moss Landing. Aussi, il a été observé que la **liquéfaction** a causé le mouvement latéral des fondations du pont de Showa à Niigata (**figure I.3**) en provoquant les effondrements des tabliers et le déplacement latéral et longitudinal des fondations du pont d'Isser à Boumerdes (**figure I.4**).



**Figure I.2 :** Ebullition de sable ( Zeralda , 2010)



**Figure I.3 :** Effondrement des tabliers (Niigata, 1964)



**Figure I.4 :** Déplacement latéral et longitudinal du pont d'Isser (Boumerdes, 2003)

Les glissements latéraux de sols légèrement inclinés entraînant des déplacements horizontaux pouvant atteindre plusieurs mètres c'est un phénomène courant. Des preuves de

liquéfaction ont été observées dans les abords de l'Oued Isser (Boumerdes, 2003) et aussi lors du séisme du Japon 2001 (Bhuj). Ce phénomène se traduit par un déplacement horizontal des terrains avec apparition de larges fractures parallèles au cours d'eau. Ces fractures affectent une zone large de plusieurs dizaines de mètres et le déplacement total devrait atteindre plus de 3 mètres.

## 1.2 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).

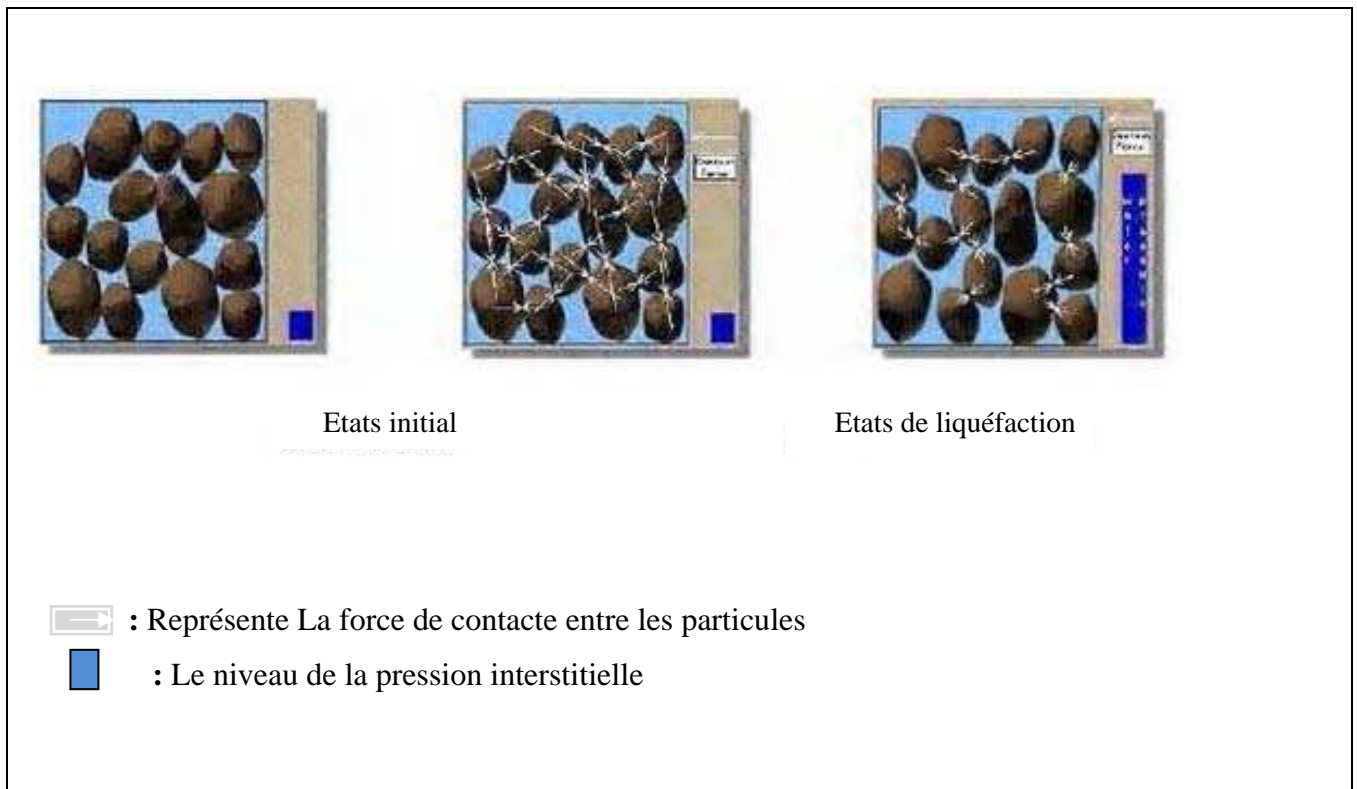
Le passage d'une onde sismique provoque, dans certaines géologiques, la perte de résistance d'un matériau sableux saturé en eau dans un état lâche, liée à une augmentation de la pression interstitielle engendrée par les déformations cycliques. La déconsolidation brutale du matériau se traduit par la 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 I.5**, 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 y a **liquéfaction** du matériau.



**Figure I.6 :** Phénomène de la liquéfaction à l'échelle microscopique

### 1.3 Evaluation de la susceptibilité à la liquéfaction d'un sol :

En premier lieu, il est déconseillé de construire sur des sols susceptibles de se liquéfier. Il existe divers critères pour déterminer la susceptibilité à la liquéfaction d'un sol. Dans ce qui suit, on va citer les critères adoptés par Kramer (1996) :

Les observations des tremblements de terre ont fourni beaucoup d'informations au sujet de la susceptibilité à la liquéfaction de certains types de sols. Les sols qui se sont liquéfiés dans le passé peuvent encore le faire suite à de futurs tremblements de terre. L'étude de la susceptibilité est reliée à l'étude des tremblements de terre antérieurs.

Il est attendu que l'information soit disponible sous forme de cartes sur lesquelles sont mentionnées les zones où la liquéfaction s'est produite dans le passé et/ou elle pourrait avoir lieu.

### **1.3.2 Critères géologiques :**

Le type de processus géologique qui a créé un dépôt de sol a une forte influence sur sa susceptibilité à la liquéfaction. Les dépôts de sols saturés qui ont été créés par sédimentation en fleuve et lacs (dépôts fluviaux et alluviaux), les dépôts de débris ou de matériel érodé (dépôts colluviaux), ou les dépôts constitués sous l'action du vent (dépôts éoliens) peuvent être très susceptibles de se liquéfier. Ces processus trient les particules sous forme de grains de tailles uniformes et les déposent dans un état lâche qui tend à se densifier une fois secoués par les tremblements de terre.

La tendance pour la densification mène à la croissance de la pression interstitielle et à la décroissance de la capacité portante. Les dépôts synthétiques de sol, en particulier ceux créés par le processus du remplissage hydraulique, peuvent également être susceptible à la liquéfaction.

### **1.3.3 Critères compositionnels :**

La susceptibilité à la liquéfaction dépend du type de sol. Un sol argileux, en particulier les sols sensibles, peut montrer le comportement de ramollissement de contrainte semblable à celui du sol liquéfié, mais il ne se liquéfie pas de la même manière que les sols sableux. Les sols composés de particules qui sont toutes de tailles à peu près identiques sont plus susceptibles à la liquéfaction que les sols avec un éventail de dimensions particulières. Dans le cas des sols formés de particules de différentes tailles, les petites particules ont tendance à s'infiltrer dans les vides entre les particules les plus grandes réduisant de ce fait la tendance à la densification et le développement de la pression interstitielle une fois soumis à une secousse. Le processus géologique (décrit au-dessus) produit des particules arrondies. Le frottement entre les particules angulaires est plus grand que celui entre les particules arrondies, par conséquent un dépôt de sol avec les particules angulaires est normalement plus résistant et moins susceptible à la liquéfaction.

Historiquement, les sables ont été considérés comme le seul type de sol susceptible de se liquéfier, mais aussi la liquéfaction a été également observée en gravier et limon. le ramollissement de contrainte des sols granuleux fins peut produire des effets semblables à

ceux de la liquéfaction. Les sols fins sont susceptibles à ce type de comportement s'ils satisfont les critères suivants (Wang, 1979) :

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

La susceptibilité à la liquéfaction dépend également de la forme des particules. Les dépôts de sol avec des particules arrondies, usuellement trouvées dans les types de dépôts décrits dans les critères géologiques, sont plus susceptibles à la liquéfaction que les sols avec des particules angulaires.

#### 1.1.3.4 Critères d'état de sol :

L'état initial d'un sol est défini par sa densité et sa contrainte effective lorsqu'il est soumis à un chargement rapide. À un niveau donné de cette contrainte, les sols lâches sont plus susceptibles à la liquéfaction que les sols denses. Pour une densité donnée, les sols à des contraintes effectives élevées sont généralement moins susceptibles à la liquéfaction que les sols à de basses contraintes effectives.

Il y a beaucoup de facteurs qui peuvent être incorporés dans l'état de dépôt de sol. Certains d'entre eux sont décrits ici. À une pression de confinement constante, la résistance à la liquéfaction augmente avec la densité relative  $D_r$ , et à une densité relative constante, la résistance à la liquéfaction augmente avec l'augmentation de la pression de confinement. Au laboratoire, on constate que la résistance au cisaillement cyclique est pratiquement proportionnelle à la densité relative pour des valeurs comprises entre 0 et 75%, pour des valeurs plus grandes, la résistance est encore plus importante.

Diverses investigations (Castro, 1969 – Kramer et Seed, 1988) ont montré que la préexistence de contrainte statique de cisaillement dans un dépôt de sol fait augmenter la possibilité à la susceptibilité de subir une liquéfaction statique. Plus les efforts de cisaillement initiaux sont hauts, plus le potentiel de liquéfaction est grand et plus la perturbation nécessaire pour que le sol soit liquéfié est petite.

#### 1.3.5 Autres critères :

- **Sollicitations dynamiques antérieures:** La résistance au cisaillement cyclique croît en fonction de l'amplitude et du nombre de sollicitations antérieures. Par contre, elle décroît pour un échantillon ayant atteint la condition de liquéfaction et ceci par rapport à un échantillon vierge, bien que la contrainte antérieure n'ait causé aucun changement significatif sur la densité du sable.

- **Influence de l'effort appliqué:** Si l'effort appliqué augmente, le nombre de cycles pour l'obtention de la liquéfaction diminue. Cette constatation est en accord avec les observations réelles car la résistance à la liquéfaction diminue avec une augmentation de l'accélération maximale.
- **Durée de l'application de la charge :** En appliquant des charges importantes et pour de longues durées sur le sol, la résistance à la liquéfaction est fortement augmentée ; elle peut être supérieure à celle d'un dépôt récent de 40 à 60%. Ceci peut s'expliquer par une cementation des grains.
- **Influence de la sur consolidation:** La sur consolidation s'accompagne généralement d'une augmentation du coefficient de poussée des terre au repos ( $K_0$ ). Cette augmentation de  $K_0$  pour un nombre de cycle donné produit une augmentation de la résistance au cisaillement cyclique.
- **Mode de vibration:** En général, les vibrations verticales ne mènent qu'à des tassements; par contre les fortes vibrations horizontales engendrent la liquéfaction. Au laboratoire, les essais sont faites sous des vibrations unidirectionnelles; en réalité les vibrations sont multidirectionnelles et sont plus sévères que les premières. Les chercheurs ont trouvé une différence de résistance au cisaillement cyclique entre ces deux modes de 10%.
- **L'air dans les interstices :** Si l'air est emprisonné dans les pores avec l'eau, une partie de la pression interstitielle développée va se dissiper à cause de la compression de l'air, d'où une réduction des risques de liquéfaction .

## 1.2 Evaluation du potentiel de liquéfaction

Au milieu des années 60, de grands efforts ont été fait pour traiter les problèmes liés à la liquéfaction de sol. La raison pourrait être le tremblement de terre de Niigata en 1964 , où le phénomène s'est produit intensivement . cependant, il y avait également de plus en plus de demandes des industriels afin de réduire ce risque de liquéfaction , nom seulement pour les centrale nucléaires mais également barrage, raffineries ou usines de produits chimique, où les ruptures de constriction ou de sol pourrait avoir de conséquences catastrophiques.

Il existe deux grandes catégories de méthode d'évaluation de la liquéfiabilité d'un sol. La première étant basée sur les essais de laboratoire notamment l'essai triaxial cyclique, la seconde est celle est basée sur les essais in-situ.

On se propose dans ce paragraphe de présenter les principales méthodes utilisées en pratique pour évaluer le potentiel de liquéfaction.

## **2.1 Evaluation du risque de liquéfaction à partir de l'essai SPT –Méthode de Seed & Idriss, 1971**

A l'heure actuelle, l'essai SPT est très utilisé dans la caractérisation d'un site liquéfiable. La raison est que cet essai, outre sa simplicité et sa rapidité, est bien adapté aux sites pulvérulents siège principal à la liquéfaction.

La méthode de Seed & Idriss, couramment appelée « *la procédure simplifiée* », est limitée aux sollicitations sismiques modérées, induisant des accélérations maximums en surface entre 0.2 à 0.5 fois celle de la gravité terrestre. Pour les sollicitations sismiques fortes, il est recommandé d'utiliser les méthodes d'analyse non linéaire en contraintes effectives, disponibles en pratique sous forme de logiciels. Dans le cadre de cette méthode, le risque de liquéfaction est évalué à la base de l'essai SPT et des caractéristiques d'identification du matériau sableux et/ ou limoneux, selon la méthodologie présentée en annexe B.

## **2.2 Evaluation du risque de liquéfaction à partir de l'essai CPT-Méthode de Seed & Idriss, 1982**

Cette méthode est basée sur la celle de l'essai SPT où les données de l'essai CPT ont été converties aux données SPT équivalents. Les auteurs ont proposé un diagramme donnant  $CRR_{7.5}$  en fonction de la résistance pénétrométrique corrigée  $q_c^1$  dans les sables propres, équivalent à celui de la méthode SPT. L'annexe B explique avec plus de détails la méthodologie à suivre.

## **2.3 Evaluation du risque de liquéfaction à partir de la célérité $V_s$ (Méthode de l'Institut NIST, 1999)**

En général, la célérité des ondes S est obtenue par la méthode sismique réfraction. L'inconvénient principal de cette méthode est qu'elle est limitée aux sols comportant des couches de capacité qui augmente avec la profondeur. En pratique, on utilise d'autres essais pour combler cet inconvénient tel que les essais de forage: Down-Hole, Cross-Hole et Up-Hole (figure 1.10).

- Essai Down-Hole : le choc est provoqué en surface à l'aide d'un marteau et l'enregistrement des ondes se fait à la base du forage par des géophones.
- Essai Up-Hole : le choc est provoqué à la base du forage et l'enregistrement se fait en surface.
- Essai Cross-Hole : le choc et l'enregistrement se font en profondeur (à la base du forage).

Connaissant la profondeur du forage, on peut calculer la célérité des ondes S.

L'inconvénient de cette méthode est qu'elle est limitée aux célérités inférieures à 200m/s. S'il est nécessaire de construire sur un sol qui peut se liquéfier lors d'un séisme pour des raisons de restriction d'espace, d'un emplacement favorable, 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 d'amélioration des sols sont l'un des outils dont dispose l'ingénieur pour résoudre les problèmes de stabilité ou de déformations qu'il rencontre lors de l'élaboration d'un projet. Certaines de ces méthodes sont très anciennes, comme le battage des inclusions de bois dans les sols de faible portance. D'autres sont plus récentes, comme les méthodes d'injection, de pilonnage ou de congélation. Elles ont connu, depuis une vingtaine d'années, un développement considérable et sont maintenant utilisées comme un élément à part entière des projets.

On peut diviser les techniques d'amélioration de sols en trois catégories de la manière avec laquelle l'amélioration est obtenue :

- Dans la première catégorie on trouve celle qui conduisent à réduire l'indice des vides et à densifier le sol où on trouve le **pilonnage**, le **vibrocompactage**, les **colonnes ballastées**, le **pré chargement**, les **drains verticaux**,...etc.
- En deuxième catégorie on trouve les techniques d'injection (Jet Grouting,...etc.) qui se base sur la notion de former un nouveau matériau plus résistant en injectant un liant dans le sol.
- Dans la troisième catégorie on trouve celles qui utilisent un autre matériau pour combler les défauts du matériau sol (les géo synthétiques par exemple pour reprendre les efforts de traction).

La question qui se pose à l'ingénieur est quelle est la technique à choisir pour un projet donné et avec un sol donné ? Les figures et diagrammes qui suivent vont essayer de répondre à cette question.

## Les techniques d'amélioration du sol

Les techniques d'amélioration des sols sont l'un des outils dont dispose l'ingénieur pour résoudre les problèmes de stabilité ou de déformations qu'il rencontre lors de l'élaboration d'un projet. Certaines de ces méthodes sont très anciennes, comme le battage des inclusions de bois dans les sols de faible portance. D'autres sont plus récentes, comme les méthodes d'injection, de pilonnage ou de congélation. Elles ont connu, depuis une vingtaine d'années, un développement considérable et sont maintenant utilisées comme un élément à part entière des projets (N.HAROUNE, 2009).

Après amélioration des terrains par ces techniques, il est possible de construire :

- Des aéroports (sécurisation des terrains supportant les pistes, hangars, zones de frets) ;
- Des zones commerciales ;
- Des complexes industriels ;
- Des silos de stockage ;
- Des raffineries (réservoirs, etc...) ;
- Des zones d'habitation.

On peut diviser les techniques d'amélioration de sols en trois catégories de la manière avec laquelle l'amélioration est obtenue (N. SERTIER, 2005)

Dans la première catégorie on trouve celle qui conduisent à réduire l'indice des vides et à densifier le sol où on trouve le **pilonnage**, le **vibrocompactage**, les **colonnes ballastées**, le **pré chargement**, les **drains verticaux**,...etc.

En deuxième catégorie on trouve les techniques d'injection (Jet Grouting,...etc.) qui se base sur la notion de former un nouveau matériau plus résistant en injectant un liant dans le sol.

Dans la troisième catégorie on trouve celles qui utilisent un autre matériau pour combler les défauts du matériau sol (les géo synthétiques par exemple pour reprendre les efforts de traction).

### 1. Pré chargement

Cette méthode est utilisée sur des terrains dont le tassement évolue durant plusieurs années.

#### 1.1. Principe

Cette technique consiste à placer sur le terrain une charge égale à la charge définitive  $P_f$  augmentée éventuellement d'une surcharge  $P_s$  qui assure tout ou partie des effets suivants

- produire un développement rapide des tassements de consolidation primaire et accélérer réapparition et le développement des tassements de consolidation secondaire; on peut rendre ainsi le sol traite plus rapidement constructible, sans redouter a moyen ou a long terme des tassements absolus ou différentiels importants;
- augmenter la résistance au cisaillement et la capacité portante du massif de sol.

## **1.2. Domaine d'application**

On applique généralement ces méthodes sur des mauvais terrains composés principalement de sols fins (faible perméabilité).

## **2.Accélération de la consolidation par drains verticaux**

### **2.1 Principe**

Dans les dépôts des sols fins, les vitesses de consolidation sont en général faibles parce que l'eau interstitielle doit parcourir un long chemin pour sortir du massif de sol. Il s'ensuit que les tassements peuvent durer pendant de longues périodes (plusieurs mois, années ou dizaines d'années, suivant les sites), ce qui est souvent inacceptable, tant pour les ouvrages définitifs que pour les opérations de pré chargement. La mise en place de réseaux drainants dans le massif de sol (drains verticaux ou tranches drainantes) réduit la distance que l'eau doit parcourir pour atteindre une surface drainante et sortir du sol fin, ce qui a un effet très bénéfique sur les temps de consolidation.

## **3. Le renforcement des sols par inclusions rigides**

### **3.1. Définition du renforcement par inclusions rigides verticales**

Le renforcement par inclusions rigides verticales est envisagé pour des ouvrages de types remblais, dallages, silos... lorsque le sol est trop compressible pour supporter sans tassements importants l'ouvrage à construire. On caractérise le renforcement par inclusions rigides verticales par la combinaison entre les inclusions qui assurent le renforcement et une plateforme de transfert de charge disposée entre le réseau d'inclusions et l'ouvrage ; cette plateforme assure la répartition de la charge entre les inclusions et le sol compressible (**Figure II.1**). Les inclusions peuvent être de différentes natures et construites par différentes méthodes que nous détaillerons par la suite. Ce type de fondation peut être défini par le fait que la charge s'applique simultanément aux têtes d'inclusions et au sol compressible, ce qui la différencie des méthodes de fondation traditionnelles. Le dimensionnement du réseau

d'inclusions et de la plateforme de transfert de charge doit être tel que la part transmise aux inclusions soit beaucoup plus grande que celle transmise au sol.



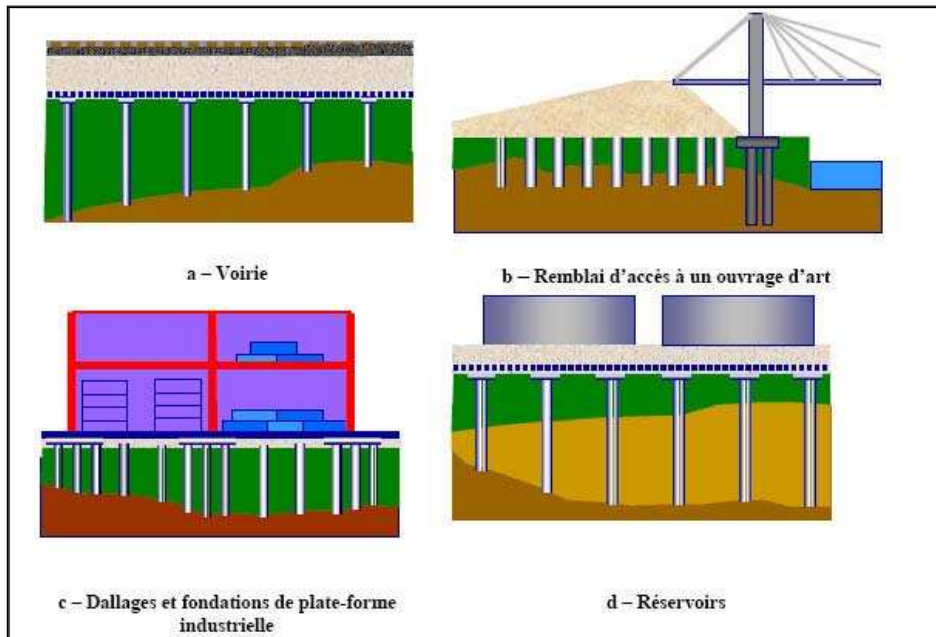
**Figure II.1** : vue de chantier de remblai ferroviaire, visualisation des têtes d'inclusion avant l'édification du remblai (2002)

Le rôle des inclusions est de transmettre la charge due au poids de l'ouvrage et les charges de service vers le substratum afin de réduire ou même annuler les tassements. Pour cela, les inclusions sont posées sur la couche dure ou légèrement ancrées dans celle-ci. Les inclusions peuvent aussi être coiffées par une tête plus large afin d'augmenter le taux de couverture et optimiser l'efficacité du dispositif. Les inclusions sont mobilisées d'une part par la charge directement appliquée sur leur tête mais aussi par l'effet d'accrochage du sol encaissant lorsque celui-ci tasse sous le chargement appliqué par le poids de l'ouvrage.

La plateforme de transfert de charge a un rôle tout aussi important puisque les mécanismes assurant la répartition de la charge s'y développent. Cette plateforme peut être composée de matériaux granulaires traités ou non traités ; elle peut être renforcée ou non par une ou plusieurs nappes géo synthétiques ; sa hauteur et ses caractéristiques mécaniques sont des paramètres importants vis à vis du développement des mécanismes de transfert de charge.

### 3.2 Domaine d'application

La technique du renforcement des sols compressibles par inclusions rigides verticales a connu un grand essor depuis les années 70 mais son utilisation en France n'est courante que depuis une dizaine d'années. **La figure II.2** présente différents domaines d'application : les remblais routiers ou ferroviaires (a), les remblais d'accès à des ouvrage d'art (b), les fondations pour plates formes industrielles (c), réservoir de stockage ou stations d'épuration.



**Figure II.2:** domaine d'application des inclusions rigides

## 4. Vibrocompactage

### 4.1 Principe

Cette technique s'applique aux sols granulaires non cohérents tels que sables et graviers. Elle consiste à provoquer une vibration entretenue dans le sol au moyen d'une aiguille vibrante (**figure II.3**) (**Figure II.4**). Cette vibration provoque une densification du matériau qui se traduit par l'affaissement du sol autour du vibreur. Les vibreurs actuellement utilisés comportent, à l'intérieur de l'aiguille vibrante, un ou plusieurs balourds entraînés par un moteur hydraulique ou électrique. Leur puissance est de l'ordre de 75 à 150 kW. L'appareil est suspendu à un engin de levage et s'introduit dans le sol sous l'effet de son propre poids et de la vibration, avec éventuellement un lancement à l'air ou à l'eau. La résistance du sol après traitement dépend de la granulométrie du terrain et de l'adéquation du type de vibreur.



**Figure II.3 :** Vue d'un chantier de Vibrocompactage (*Document de Keller®*)



**Figure II.4:** un cône d'affaissement apparaît autour du vibreur (*Document de Keller®*)

## 4.2. Domaine d'application

Le Vibrocompactage est habituellement utilisé dans des terrains sableux et graveleux. Pratiquement il s'agit de sols ayant moins de 20 à 25% d'éléments fins de diamètre inférieur ou égal à 0.06mm.

Les épaisseurs de sol couramment traitées varient de 8 à 10m, mais on peut actuellement atteindre 30m de profondeur. Cette méthode est plus particulièrement adaptée à des traitements localisés : amélioration du sol de fondation sous les fondations d'un ouvrage d'art, d'un bâtiment, d'un réservoir, d'un bassin de traitement, d'un remblai mal compacté, etc.

## 5. Le compactage dynamique (ou pilonnage)

### 5.1 Principe

Le procédé consiste à faire chuter de façon méthodique et répétée de lourds pilons d'acier sur la surface des sols à traiter. Les impacts qui en résultent créent de puissantes ondes de choc qui se propagent en profondeur provoquant le resserrement des sols traités et l'amélioration de leurs caractéristiques géotechniques. À l'aide de puissantes grues sur chenilles adaptées, les pilons sont levés pour ensuite retomber en chute quasi-libre. La masse de ces pilons varie généralement entre 10 et 18 tonnes métriques, mais avec un système de levage spécial elle peut être portée à 30 tonnes ou davantage pour augmenter la profondeur du traitement. La hauteur de chute varie habituellement entre 10 et 25 mètres au dessus de la surface de travail.

## 5.2 Domaine d'applicabilité

L'utilisation la plus fréquente du compactage dynamique, et celle susceptible de générer les plus importantes économies de temps et de coûts, concerne l'amélioration des sols pour la construction d'un dallage sur sol et de fondations superficielles pour bâtiments ou ouvrages de génie. Le compactage dynamique remplace souvent l'excavation et le remplacement des sols en place ainsi que les fondations profondes avec des inclusions rigides.

Le compactage dynamique est également utilisé pour :

- support fiable pour fondations superficielles de tous types de structures par l'amélioration des caractéristiques de portance et la satisfaction des critères de tassement total et différentiel sévères ;
- assurer la bonne tenue du revêtement dans les aires de stockage ou de manutention de matériaux hautement chargées, telles celles des entrepôts, pistes d'aéroport, terminaux de conteneurs, etc. ;
- réduire le potentiel de liquéfaction des sols dans les zones à haute sensibilité sismique ;
- stabiliser pentes, barrages, digues, etc. ;
- réduire les vides dans les dépotoirs ;
- défoncer cavernes et mines abandonnées ;
- densifier des sols marins et remblais placés sous l'eau, etc.

## 6. Le procédé du Jet Grouting " Soilcrete"

### 6.1 .Définition

Le nom «**Soilcrete**» vient de la rencontre des notions de «**soil**» (sol) et «**concrete**» (béton en anglais). Du sol avec une consistance de béton, une description qui caractérise ce type de stabilisation de sol .Le procédé de jet grouting «Soilcrete» se définit comme une stabilisation de sol à l'aide de ciment. Le sol est découpé grâce à des jets sous haute pression d'eau ou de coulis de ciment (éventuellement enrobés d'air), présentant des vitesses supérieures ou égales à 100m/sec en sortie de buse.

Le sol découpé autour du forage est mélangé au coulis de ciment. Ce mélange sol/coulis est en partie refoulé jusqu'en haut du forage par l'espace annulaire entre les tiges et la paroi du forage. Différentes configurations géométriques d'éléments de Soilcrete peuvent être réalisées. Le rayon de découpage du jet, qui peut atteindre 2,50m, varie en fonction du type de sol à traiter, du type de procédé Soilcrete et de la nature du fluide à haute énergie.

### 6.2 Propriétés du Soilcrete

- En fonction du but à atteindre, le Soilcrete est utilisé soit comme un moyen de stabilisation, soit comme un élément étanche. Une combinaison de ces deux propriétés est nécessaire de plus en plus fréquemment. La résistance en compression du Soilcrete.

- Varie de 2 à 25 MPa et dépend de la quantité de ciment utilisé et de la proportion de sol restant dans la masse de Soilcrete. L'effet d'étanchéité du Soilcrete contre les infiltrations d'eau est obtenu en sélectionnant la composition adéquate du coulis à utiliser, avec si nécessaire l'ajout de bentonite. Le type et la quantité de coulis injecté, ainsi que la nature et le volume de sol restant dans la masse de Soilcrete, déterminent ses propriétés vis-à-vis de l'étanchéité.

## 7. Colonnes ballastées

Les colonnes ballastées sont des colonnes constituées de matériaux granulaires, sans cohésion, mis en place par refoulement dans le sol et compactés par passes successives. Ces colonnes ne comportent en particulier aucun liant sur leur hauteur. Elles peuvent être réalisées en maillages réguliers ou variables, en lignes, en groupes ou même de manière isolée. Leur dimensionnement tient compte du type d'ouvrage, de la nature des charges, des tassements absolus et différentiels ainsi que de la nature du sol à traiter .

## 7.1 Objectif du traitement

L'amélioration de sol par colonnes ballastées consiste à mettre en œuvre un «maillage » de colonnes constituées de matériaux ou graveleux, amenant une densification des couches compressibles et les rendant aptes à reprendre des charges issues de fondations.

Le traitement d'un sol par colonnes ballastées conjugue les actions suivantes :

- Augmenter la capacité portante du sol ;
- Diminuer les tassements totaux et différentiels ;
- Diminuer le temps de consolidation par création d'éléments drainant ;
- Diminuer les risques induits par les phénomènes de liquéfaction lors des séismes.

## 7.2 Domaine d'application

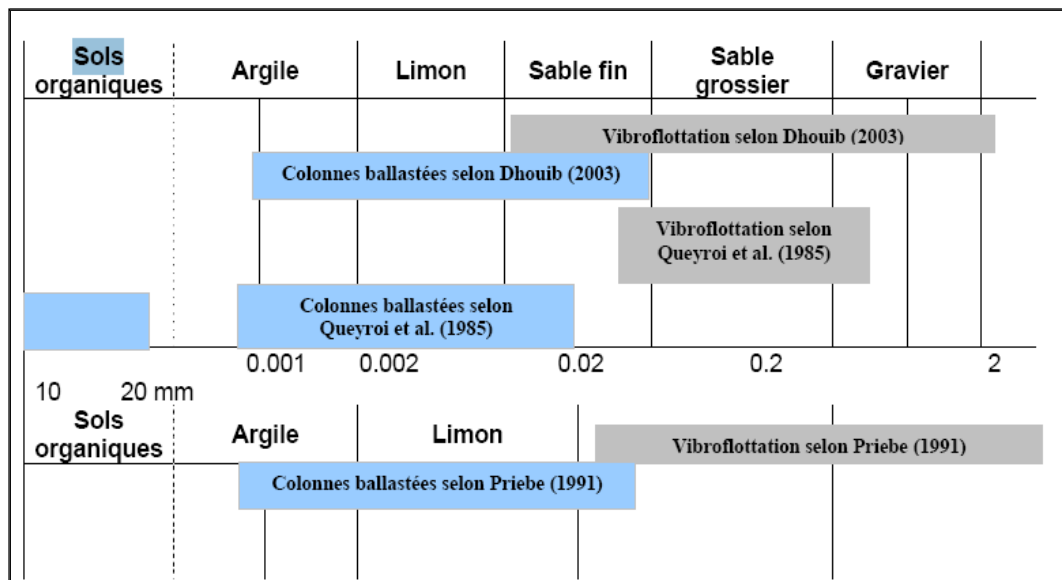


Figure II.5 : domaine d'application des colonnes ballastées

## 8. Les géosynthétiques

Les géo synthétiques sont des matériaux fabriqués à partir de composés synthétiques à base de polymères ou à partir de produits naturels tels que le coton (**Figure II.6**).

### 8.1 Historique d'utilisation des géosynthétiques :

Les premières expériences de l'utilisation des matériaux géosynthétiques remontent à l'époque de la civilisation romaine, où on utilisait les corps végétaux pour stabiliser et renforcer les sols. Le problème qui se pose pour l'utilisation de ces matériaux est qu'ils sont dégradables à cause de leur sensibilité aux différentes conditions d'utilisation (exemple : conditions climatiques) ce qui va attribuer un caractère aléatoire de la durabilité des ouvrages renforcés par ces matériaux.

Pour résoudre ces problèmes, les techniques chimiques voient le jour, à titre d'exemple additifs à base de chaux ou de ciment.

Parallèlement à ces techniques, les matériaux géosynthétiques se développent rapidement.

Les géosynthétiques ont été créés dans le but de renforcer les sols afin de pouvoir assoir les ouvrages sur un sol ayant une grande portance et assurer à ceux-ci une meilleure durabilité.

Dans notre époque, la première utilisation de ces matériaux (géosynthétiques) était en 1926 en Caroline du Sud aux (U.S.A) où les premières parcelles de routes ont été réalisées par des tissus de coton dont les résultats étaient probants, puisque la route reste en bon état jusqu'à ce que le matériau se dégrade. Ainsi s'est ouvert un marché pour des matériaux synthétiques, de même que la possibilité de remplir deux fonctions par ces produits, soit la séparation et le renforcement des sols.

La deuxième innovation qu'a connue ce domaine était l'utilisation de textile technique comme drain et comme filtre. Le fait que le liquide traverse un matériau poreux tout en retenant le sol adjacent a permis le développement d'un matériau synthétique plus performant. Ainsi, le géotextile permet de remplacer une couche de sable, drainante et filtrante. L'intérêt que celui-ci présente est la possibilité d'en contrôler la qualité à l'usine, et permet de remplacer un matériau naturel parfois non disponible et donc pouvant être très cher.

Ainsi, la fonction de filtration de l'eau que des sols a vu le jour et a permis aux géosynthétiques d'avoir leur succès à partir de 1930.

C'est à partir de cette année que les industriels de textiles européens ont commencé à développer de nouvelles gammes de produits spécifiquement orientés vers une utilisation en géotechnique.

Enfin, une troisième application importante des géosynthétiques était la réalisation de barrière imperméable permettant d'empêcher le mouvement des liquides.

Au Québec, l'utilisation des géotextiles de renforcement était dans les années 60 notamment dans le domaine routier où les fondations étaient de très faible portance. Au début des années 70, les géosynthétiques ont pris tout leur essor dans le domaine du génie routier (renforcement de sol à faible portance, séparation, filtration, drainage) et ont permis à des

fabricants de textile technique de se développer grâce aux grands projets hydroélectriques.



**Figure II.6 :** vue d'un chantier de réalisation des géosynthétiques.

En Algérie, l'utilisation des géosynthétiques de renforcement apparaît dans les années 90 au niveau des infrastructures aéroportuaires.

Les applications liées au génie routier et l'intérêt évident de l'utilisation de tels matériaux en substitution aux matériaux naturels ont permis de considérer les géosynthétiques comme des matériaux hautement techniques qui sont indispensables dans certains cas .

## 8.2 Différents types de géosynthétiques

Il existe trois grandes familles de géosynthétiques :

**8.2.1. Les géomembranes :** Les géomembranes sont des produits minces, souples et continus, utilisés dans le but d'assurer l'étanchéité d'une structure.

En effet, les géomembranes sont parfaitement imperméables, elles restent étanches même sous les contraintes imposées par la structure.

Les deux grandes classes de matériaux de base utilisés pour fabriquer des géomembranes sont :

- Les polymères synthétiques (PVC, PEHD,...),
- Les produits à base de bitumes : - bitumes sans polymères,
- bitumes modifiés par des polymères.

**8.2.2. Les géogrilles :** Ils sont utilisés comme renfort de sol.

**8.2.3. Les géotextiles :** Ils n'ont aucun rôle d'étanchéité mais ils peuvent remplir d'autres fonctions comme le renforcement, le drainage, ... .

### **8.3. Les avantages de l'utilisation des géosynthétiques :**

Si on fait une comparaison entre les géosynthétiques et les matériaux naturels qu'ils doivent remplacer, on trouve (A.BOUAFIA, 2003) :

- **Une performance généralement meilleure :** Les géosynthétiques sont fabriqués pour remplir une ou deux fonctions spécifiques où chacune d'elles est optimisée au sein du produit. Par exemple, un produit drainant développe la fonction unique de drainage où ses propriétés hydrauliques sont spécifiquement développées pour répondre ce besoin, ce que ne peut faire un autre produit comme le sable dont les caractéristiques sont difficiles à prévoir sur site.

- **Une qualité supérieure :** Les géosynthétiques sont fabriqués dans un espace conditionné et leur contrôle en usine est possible dans des conditions idéales à une fréquence régulière et adaptable.

- **Un coût généralement plus économique :** Quelle que soit la région où le projet a lieu, la nature des matériaux naturels et leur quantité est présente sur site. Dans certains cas, il pourra être avantageux de favoriser l'utilisation locale de qualité et en quantité suffisante.

- **Une durabilité plus grande :** Les géosynthétiques sont fabriqués pour assurer une ou deux fonctions principales. La durabilité des produits qui est facile à assurer dépend du choix qui à son tour dépend de la fonction du géotextile (choix des résines, des additifs,

produits synthétiques non ou faiblement dégradables). Par exemple, Un géotextile de filtration pourra être réalisé d'une fibre traitée contre l'effet des rayonnements UV.

Nous avons exposé dans cette phase les procédés d'amélioration du sol les plus utilisés en pratique. La question qui se pose à l'ingénieur est quelle est la technique à choisir pour un projet donné et avec un sol donné.

## **PARTIE II**

---

### **CAS D'ÉTUDE**

## 1. Présentation du projet :

Il est d'une importance capitale dans tous travaux s'appuyant sur le sol, dont les travaux publics et génie civil, de bien connaître le terrain sur le quel on va fonder ou bâtir, ce qui sert de support aux routes, aux réservoirs, aux barrages, et aux bâtiments etc. ..., et c'est donc en premier lieu de sa résistance sa stabilité que dépendent la robustesse et la durée de l'ouvrage construit.

La reconnaissance du sol fait appel à différentes techniques de sondage et d'essais sur le site (in-situ) et au laboratoire en vue de déterminer les caractéristiques des diverses couches du terrain rencontré.

Le présent projet consiste à l'étude de sol d'un terrain devant servir à la réalisation du projet BELDI PARK à Zéralda – Alger comprenant deux parties :

- Partie I : Des bâtiments en R+3+sous sol.
- Partie II : Des bâtiments en R+1.

## 2. Etude de site



**Figure III.1** : Image satellitaire de la zone d'étude  
(Google earth 2013)

## 2.1. situation du site

Le site se situe à Zéralda-Alger, l'assiette recouvre une superficie de 15000 m<sup>2</sup>, elle se délimite par la mer au nord, à l'Ouest et le sud par un terrain nu et à l'est par une route.

Les coordonnées approximatives UTM métrique du centre de l'assiette sont :

X=482729.903m

Y=4061288.964m

## 2.2. Topographie du site

La visite de site effectuée, nous a permis de constater que le terrain est relativement plat.

## 3. Géologie

### ➤ Géologie régionale

La région d'Alger est subdivisée en grand ensembles identifiés par des caractéristiques morphologiques et géologiques spécifiques. Le cordon littoral dunaire se développe à l'ouest d'Ain Benian jusqu'à Zéralda où il forme des piémonts du sahel marneux. Dans cette zone la topographie est en forme de marches d'escalier et recoupés par des oueds de direction E-W.

D'après la carte géologique de Koléa N° 41 à 1/50 000, la région de Zéralda est cartée.

Correspondant successivement aux :

-alluvions récentes.

-grès et sable de Zéralda (essentiellement)

Ce sont des terrains sédimentaires récents. En dessous des terrains plus anciens (carténien) sont représentés par les argiles et marnes.

### ➤ Géologie locale :

D'après la carte géologique de Kola N° 41 à 1/50 000, la région de Zéralda est représentée par des terrains quaternaires constitués des alluvions anciennes surmontées par des grès et sable avec dépôt alluvionnaire récent

## 4. Sismicité

La région d'Alger est située dans la zone III, zone de forte sismicité. La conception et la réalisation des ouvrages projetés devront tenir compte de la sismicité de la région et du règlement parasismique algérien en vigueur.

## 5. Programme d'investigation géotechnique

Le programme de la campagne de reconnaissance géotechnique a consisté en l'exécution de :

- Deux (02) sondage carottés de 10.00 mètres de profondeurs notés SC1, SC2 .
- Six (06) essais au pénétromètre dynamique poussés jusqu'au refus notés P01, P02, P03, P04, P05, P06.

Ce programme est partagé suit :

Partiel (des bâtiments en R+3+sous sol) : Sondage carotté SC01 et pénétromètre dynamique P01, P02 et P03.

Partie 02 ( des bâtiments en R+1) : Sondage carotté SC02 et pénétromètres dynamique P04,P05 et P06 (voir schéma d'implantation des essais in situ en annexes).

### 5.1. Sondage carotté

Les sondages carottés réalisés nous ont permis de déterminer la nature des formations en place (voir les coupes des sondages en annexes)et de récupéré des échantillons intacts, transmis au laboratoire pour subir les différents essais physiques et mécaniques.

### 5.2. Essais au pénétromètre dynamique lourd :

Principe de l'essai au pénétromètre dynamique lourd :

L'essai au pénétromètre dynamique lourd est un essai in situ, le principe consiste en l'enfoncement d'une tige normalisée dans le sol à l'aide d'une masse 'mouton' (à poids et hauteur de chute définis) et a compter le nombre de coup nécessaire pour un enfoncement de 20 cm de la tige dans le sol. Les résultats de chantier sont ensuite reconvertis en résistance de pointe donnée à partir d'une formule de battage, dans le cas de la formule des Hollandais :

$$RP = M^2 .H / \{A.e (M+P)\}$$

Avec :

**M** : Poids du mouton (N)

**P** : Poids (pointe +accessoires + tiges )

**e** : Poinçonnement du pieu (cm)

**H** : hauteur de la chute du mouton

**A** : section de la pointe (cm<sup>2</sup>)

Les pénétrogrammes ainsi obtenus, nous permettent d'avoir un aperçu sur la variation de la résistance du sol en fonction de la profondeur, de définir un horizon de fondation et de déterminer une contrainte admissible en corrélation avec la géologie du site.

### 5.3. Essais au SPT standard pénétration test :

#### Principe :

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

L'essai est peu précis dans le cas suivant :

- Lorsque le matériau de la couche étudiée contient des éléments de grosseur supérieure à 2cm.
- En fait, lorsque le nombre de coups pour enfoncer le carottier sur une profondeur de 15 cm et supérieur à 50, la présence d'un bloc ou d'un gros gravier est presque sûrement indiquée (à moins bien entendu qu'il ne s'agisse d'un rocher ou d'un sable fortement cimenté).

Les valeurs brutes obtenues  $N_1, N_2$  et  $N_3$  de l'essai SPT réalisé et dont, seules les valeurs  $N_2$  et  $N_3$  seront prises en considération, car la valeur  $N_1$  correspond à la partie remaniée du sol et donc à éliminer ainsi la valeur de  $N$  que nous prendrons en considération sera :  $N_2$  et  $N_3$ .

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

#### Observations :

L'essai standard pénétration test et un essai de pénétration dynamique. Il est réalisé à l'intérieur du forage. Il s'agit d'un essai supposé standard. L'expérience a montré que les résultats peuvent être influencés par plusieurs facteurs.

Les résultats ne sont fiables que si l'essai est convenablement exécuté par un sondeur expérimenté avec les précautions suivantes lors de sa réalisation :

- Le fond du trou doit être aussi propre que possible.
- Le tubage ne doit pénétrer que d'une dizaine de centimètres en dessous du fond du trou.
- Les surfaces intérieures du carottier doivent être en bon état, c'est-à-dire que le carottier ne doit être ni rouillé, ni bosselé.

- Avant le début de l'essai proprement dit ,le carottier doit avoir pénétré de 15 cm dans la couche à coups N nécessaire à l'enfoncement du carottier de 30 cm en deux fois 15 cm.
- Le poids du mouton doit être 63 kg.
- La hauteur de chute de 76 cm.

#### **5.4. Essai en laboratoire :** ces essais sont au cours de réalisation

➤ **Essai physiques**

- 1- La densité sèche et la densité humide
- 2- La teneur en eau
- 3- Degré de saturation

➤ **Essai d'identification**

- 1- L'analyse granulométrique et sédimentométrique

➤ **Essai mécaniques**

- 1- L'essai de compressibilité à l'oedomètre
- 2- L'essai de cisaillement à la boîte de Casagrande

## **6. Résultat de la reconnaissance**

### **6.1. Renseignements apportés par les sondages**

Les coupes lithologiques des sondages réalisés révèlent les résultats suivants :

#### **Le sondage SC1 :**

00.00-01.00m : Remblais constitués de terre végétale.

01.00-3.50m : Sable moyen de couleur brunâtre.

3.50-10.00m : Sable moyen graveleux grisâtre consolidé entre 4.90 m – 5.00 m avec un passage de marne très plastique grisâtre entre 6.50 m et 7.60 m.

#### **Le sondage Sc2 :**

00.00-01.10 m : Remblais constitués de terre végétale.

01.10-04.00 m : Sable grossier très coquillé de couleur brunâtre

04.00-10.00m : Sable moyen à grossier avec peu de galets coquillés de couleur grisâtre, consolidé entre 9.50 m – 9.60 m et 9.80m-10.00 m et avec un passage de marne très plastique grisâtre entre 4.00 m et 4.55 m (voir les coupes de sondage en annexe).

➤ **Essais physiques :**

Humidité :

W : Teneur en eau.

$\gamma_h$  : Densité humide.

$\gamma_d$  : Densité sèche.

$S_r$  : Degré de saturation.

**Tableau 1** : Résultat des valeurs des essais physiques

Sondages N°	Profondeur (m)	W %	$\gamma_h$	$\gamma_d$	$S_r$	Observation
SC 01	EP : 7.00 - 7.50	51.85	1.67	1.10	96.17	Sol non saturé, peu dense
SC 02	EP : 4.10 – 4.50	45.02	1.66	1.14	89.37	Sol non saturé, peu dense

➤ **Granulométrie :**

- % < 2 mm : pourcentage du passant inférieur à 2 mm.
- % < 80 $\mu$  : Pourcentage des passants inférieurs à 80 $\mu$ .
- % < 2 $\mu$  : Pourcentage des passants inférieurs à 2 $\mu$ .

**Tableau 02** : Résultat de la granulométrie

Sondage N°	Profondeur (m)	% < 2mm	% < 80 $\mu$	% < 2 $\mu$	Interprétation des résultats suivant la classification L.C.P.C
SC 01	SPT : 2.55 – 3.00	99.00	20.88	11.00	Sol grenu
	SPT : 8.00 – 8.45	98.73	19.00	11.00	Sol grenu
	EP : 7.00 – 7.50	100	64.87	28.00	Sol fin
SC 02	SPT : 3.00 – 3.45	59.88	17.12	5.00	Sol grenu
	SPT : 8.55 – 9.00	66.84	15.24	9.00	Sol grenu
	EP : 4.10 – 4.50	100	98.25	54.00	Sol fin

▪ **Essais de compressibilité à l'œdomètre et essai au gonflement libre :**

**Légende :**

$P_c$  : Pression de consolidation.

$C_G$  : Coefficient de gonflement.

$C_C$  : Coefficient de Compressibilité .

$P_g$  : Pression de gonflement .

**Tableau 03 :** Résultats des Essais de compressibilité à l'œdomètre et essai au gonflement libre

Sondage N°	Profondeur (m)	$P_c$ (bars)	$C_C$ (%)	$C_G$ (%)	$P_g$ (bars)	Interprétation des résultats
SC 01	7.00 – 7.50	Essai impossible à réaliser			/	/
SC 02	4.10 – 4.50	/	/	/	0.380	Sol non gonflant

▪ **Essais de cisaillement à la boîte de casagrande**

L'essai de cisaillement rectiligne non consolidé, non drainé (UU), qui est un essai à cours terme, a donné les résultats suivants :

**Légende :**

$C$  : Cohésion ( $\text{Kg} / \text{cm}^2$ ).

$\emptyset$  : Angle de frottement interne en degré.

**Tableau04 :** Résultat des Essais de cisaillement à la boîte de casagrande

Sondage N°	Profondeur (m)	Type d'essai	UU	
			$C$ (bars)	( $^\circ$ ) $\emptyset$
SC 02	4.10 – 4.50	Uu Sat	0.44	4.60

**Analyses chimiques :****Tableau 05 : Résultat des analyses chimiques**

Sondages	Profondeurs (m)	Teneur exprimé en %				
		Anhydride Carbonique ( CO <sub>2</sub> )	Chlorures ( NaCl )	Carbonates ( CaCO <sub>3</sub> )	Sulfates (CaSO <sub>4</sub> , 2H <sub>2</sub> O)	Matière organique
SC 01	7.00 – 7.50	9.03	0.58	20.51	traces	Néant
SC 02	4.10 – 4.50	10.53	0.41	23.93	traces	Néant

les résultants montrent que les sols analysés ne sont pas agressifs (la norme française NF P18-011).

**6.2. A partir des essais pénétromètre dynamique**

Les six (06) essais pénétrométriques ont été exécutés et poussés jusqu'au refus. Les pénétrogrammes ont une allure en dents de scie qui montre de bonnes résistances en pointes, et qui augmentent en profondeur.

Le tableau suivant récapitule les résultants des essais pénétrométriques:

**Tableau 06 : Résultat des essais pénétromètre dynamique**

N° d'essai	Profondeur (m)	Résistance de la pointe Rp (bars)	Observations
01	0.00 - 3.80m À partir de 3.80 m	20 < Rp < 128 Rp > 50	Refus à 12.40 m, avec RP = 405.00 bars
02	0.00 - 4.00 m à partir de 4.00m	20 < Rp < 150 Rp > 25	Refus à 12.60 m, avec RP = 405.00 bars
03	0.00-4.20 m à partir de 4.20m	67 < Rp < 125 Rp > 20	Refus à 11.80 m, avec RP = 423.00 bars
04	0.00-4.80 m	14 < Rp < 217	Refus à 11.60 m,

	à partir de 4.80m	$R_p > 20$	avec $RP = 423.00$ bars
05	0.00-6.00 m à partir de 6.00m	$12 < R_p < 150$ $R_p > 40$	Refus à 11.80 m, avec $RP = 423.00$ bars
06	0.00-6.00 m à partir de 6.00m	$19 < R_p < 167$ $R_p > 50$	Refus à 12.80 m, avec $RP = 405.00$ bars

L'examen des résultats obtenus à partir des essais au pénétromètre dynamique, dont les pénétrogrammes sont présentés en annexes, nous permet de constater que le refus à été obtenu entre 11.60 m et 12.80 m avec des résistances de pointes variables en fonction de la profondeur.

L'allure des pénétrogrammes nous permet de déterminer le sol devant servir d'assiette de fondation du projet ,il s'agit d'un sol homogène représenté par une formation sableuse avec un passage d'une lentille marneuse grisâtre . La résistance de pointe minimale de cette formation de 12 à 67 bars.

### 6.3. Résultat des essais SPT

#### 1. Principe

L'essai standard pénétration test et un essai de pénétration dynamique. Il est réalisé à l'intérieur du forage .Il s'agit d'un essai supposé standard.

L'essai SPT consiste à battre dans le sol un carottier normalisé et à compter le nombre de coup N nécessaire pour enfoncer le carottier de 30 cm à raison de deux passes de 15 cm. c'est un essai très indiqué dans les sols pulvérulents (où il est souvent impossible de récupérer des échantillons intacts pour les essais en laboratoire), car il permet à partir du nombre de coups mesures et grâce à des corrélations d'estimer l'angle de frottement , la compacité et la force portante des sables. Les valeurs brutes obtenues N1, N2 et N3 de l'essai SPT réalisé et dont seules les valeurs N2 et N3 seront prises en considération, car la valeur N1 correspond à la partie remaniée du sol et donc à éliminer.

Les principales caractéristiques de l'essai sont

- Le poids du mouton doit être 63 Kg.
- La hauteur de chute de 76 cm.

## 2. Calcul du nombre de coups exact mesuré par l'essai SPT

Les valeurs brutes obtenues  $N_1$ ,  $N_2$ ,  $N_3$ , de l'essai SPT réalisé et dont, seules les valeurs  $N_2$  et  $N_3$  seront prises en considération, car la valeur  $N_1$  correspond à la partie remaniée du sol et donc à éliminer ainsi la valeur de  $N$  que nous prendrons en considération sera :  $N = N_2 + N_3$

⇒ Le nombre  $N$  est appelé **résistance à la pénétration**.

Les Résultats des SPT réalisés au niveau du site sont consignés sur le tableau donné ci-dessous :

**Tableau 07** : Résultat des essais SPT

Sondage N°	Profondeur (m)	N1	N2	N3	N	Interprétation selon (XP P94-011)
SC 01	2.55 - 3.00	4	7	12	19	Sol moyennement compacte
	8.00 – 8.45	7	11	16	27	Sol moyennement compact
SC 02	3.00 – 3.45	4	6	9	15	Sol moyennement compact
	8.55 – 9.00	6	9	11	20	Sol moyennement compact

Les résultats des essais, montre les valeurs de la résistance à la pénétration  $N$ , ce qui indique la présence d'un sol moyennement compact.

**Note :** D'après notre visite effectuée sur le site ,l'état actuel des lieux n'indique aucun signe d'instabilité apparente de type glissement de terrain ,toute fois ,il serait utile de rappeler la nécessité de réaliser l'ouvrage en question suivant les règles de l'art ,et de prévoir un soutènement pour le sous sol .

### 7.1. Mode de fondation et profondeur d'ancrage

Au vu des résultats obtenus par pénétrömètre dynamique, deux modes de fondations peuvent être envisagé (à l'appréciation du bureau d'étude) :

Fondation superficielles :

- **1<sup>ère</sup> variante :**

Mode superficiel de type semelles isolées enchainées par des longines de liaison ou filantes croisées dans les deux sens ancré a partir de moins (-6.00 m) de profondeur par rapport au niveau du terrain naturel actuel ,dans la couche sableuse ,tout en prévoyant un à deux sous sols.

- **2<sup>ème</sup> variante :**

Mode semi profond de type faux puits, en remontant avec du gros béton de remplissage à partir de moins (-6.00 m) de profondeur par rapport au niveau de terrain naturel actuel, ancré dans la couche sableuse.

### 7.2. Contrainte admissible:

#### 7.2.1. A partir des essais pénétrométriques

**a /La partie I :** une profondeur d'ancrage à partir de - 6.00 m ,par rapport à la cote actuelle du terrain naturel au niveau de la couche sableuse.

La contrainte admissible **Q<sub>adm</sub>** sera déterminée dans le cas des fondations superficielles fondées à une profondeur D, sur la base des résultats des essais P01,P02,P03, obtenus par les essais au pénétrömètre dynamique en appliquant la formule suivante

$$Q_{adm} = R_p / \alpha$$

**Q<sub>adm</sub>** : contrainte admissible (bar)

**$\alpha$**  : Coefficient réducteur ( **$\alpha = 20$** )

$R_p$  : résistance de pointe (bar)

L'analyse des pénétrogrammes obtenus à partir des essais au pénétromètre dynamique nous permet de déterminer une résistance de pointe minimale à une profondeur donnée par rapport au terrain naturel dont le résultat du calcul de la contrainte admissible  $Q_{adm}$  donne :

$$Q_{adm} = 30 / 20$$

$Q_{adm} = 1.50 \text{ bars}$
-------------------------------

### 7.3.2. A PARTIR DES ESSAIS SPT :

La contrainte admissible  $Q_{adm}$  sera déterminée dans le cas des fondations superficielles fondées à une profondeur  $D$ , sur la base des résultats obtenus à partir des essais au standard pénétration Test.

A partir des abaques de Terzaghi et peck , pour le cas des sables , les pressions admissible pour des semelles posées sur la surface d'un sable ,sont calculées avec un facteur de sécurité contre la rupture égale à 3.

On peut exprimer la relation entre  $N$  et l'angle de frottement interne et calculer la charge portante d'une fondation à partir de la formule classique de Terzaghi :

$\sigma_{limite} = A \cdot \gamma_h \cdot B \cdot N_\gamma \cdot D_f \cdot N_q$
---

La contrainte admissible du sol est :

$\sigma_{adm} = \sigma_{limite} / \alpha + \gamma_h \cdot D$
--

Avec :

$A$  = Coefficient de forme = 0.50 pour semelle filante ou rectangulaire.

= 0.40 pour semelle carrée.

=0.30 pour semelle circulaire.

**B** = Largeur de la semelle en pied.

**D<sub>f</sub>** = Profondeur d'encastrement en pied (pied = 30<sup>cm</sup> 48).

**D** = Profondeur d'encastrement en mètre.

$\gamma_h$  = Densité humide de la couche porteuse.

**N<sub>q</sub>** : Facteur de portance dépendant l'angle de frottement interne  $\varphi$  (terme de profondeur proportionnel à D).

**$\alpha$**  : Coefficient de sécurité = 3.

### Exemple de calcul :

#### Sondage S01

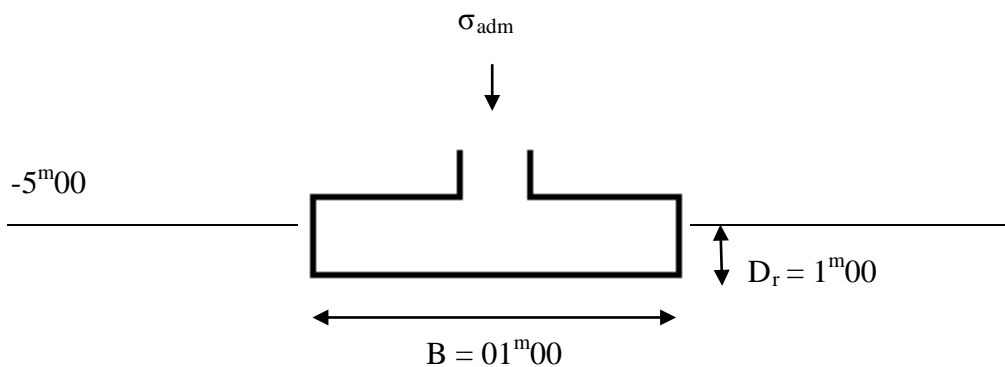
1- En utilisant la formule

**D<sub>f</sub>** : (profondeur d'ancrage) = 1<sup>m</sup> 00 = 3.28 pieds.

**L** : (longueur du radier) = 01<sup>m</sup> 00 = 3.28 pieds .

**I** : (Largeur du radier) = 01<sup>m</sup> 00 = 3.28 pieds.

TN



Couche sableuse.

$$\sigma_{\text{limite}} = \sigma_{\text{limite}} = A \cdot \gamma_h \cdot B \cdot N_\gamma \cdot D_f \cdot N_q$$

Avec :

$$A = 0.40$$

$$\gamma_h = 1.80 \text{ t/m}^3$$

$$B = 1^{\text{m}}00$$

Pour  $N = 27$  :

$$N_\gamma = 41.1$$

$$N_q = 33.3$$

$$D_f = 1^{\text{m}}00$$

### Application numérique : Pour $N = 27$

$$\sigma_{\text{limite}} = 89.53 \text{ t/m}^2 = 8.95 \text{ bars.}$$

$\sigma_{\text{limite}} = 8.95 \text{ bars}$
--

$$\sigma_{\text{adm}} = 89,53 / 3 + 1.8 \times 1 = 3.16 \text{ bars}$$

$\sigma_{\text{adm}} = 3.16 \text{ bars}$
---

### 2- En utilisant les abaques de TERZAGHI et PECK :

A titre indicatif, on prendra le cas d'une semelle carrée avec un angle de frottement  $\phi = 30^\circ$ .

D'après les valeurs obtenues à l'essai SPT, on remarque que ces sables sont de forte compacité. la contrainte admissible déduite à partir des essais SPT est : ( voir Abaque de Terzaghi et Pack) :

Détermination de la contrainte admissible en fonction de la profondeur d'encastrement et du nombre de coup N).

Pour  $N = 27$  et  $D = 1 \text{ m}$

$Q_{\text{adm}} = 2.50 \text{ bars}$
--------------------------------------

**Observations :**

Toutes les contraintes admissibles préconisées (d'après TERZAGHI) tiennent compte la limitation du tassement absolu.

Par ailleurs, les tassements sur ce type de sol sont absorbés en phase de construction.

**De ce qui précède, la contrainte admissible à adopter cette construction sera la plus défavorable entre celle calculée par la formule et celle lue à partir des abaques pour l'essai SPT et ainsi calculée par la pénétromètre dynamique.**

➤ **Commentaire :** les deux calculs précédents ont donné une contrainte admissible variant entre 3.16 et 1.15bars.

Donc la contrainte à adopter pour cette construction sans risque de tassement ou de rupture est de 1.50 bars.

**-La partie II :** Une profondeur d'ancrage à partir de -6.00 m ,par rapport à la cote actuelle du terrain naturel dans les sables.

**7.3 .à partir des essais pénétrométriques :**

L'analyse des pénétrogrammes obtenus à partir des essais au pénétromètre dynamique P04, P05, P06, nous permet de déterminer une résistance de pointe minimale à une profondeur donnée par rapport au terrain naturel dont le résultat du calcul de la contrainte admissible  $Q_{adm}$  donne :  $Q_{adm} = 30/20$

$Q_{adm} = 1.50 \text{ bars}$
-------------------------------

**7.3.2. A partir des essais SPT :**○ **Sondage S02**

1- En utilisant la formule

$D_f$  : ( Profondeur d'ancrage) =  $1^m 00 = 3.28$  pieds.

$L$  : ( Longueur de radier ) =  $01^m 00 = 3.28$  pieds.

$I$  : (Largeur du radier) =  $01^m 00 = 3.28$  pieds.

$$\sigma_{\text{limite}} = A \cdot \gamma_h \cdot B \cdot N_\gamma \cdot D_f \cdot N_q$$

Avec :

$$A = 0.40$$

$$\gamma_h = 1.80 \text{ t/m}^3$$

$$B = 1^{\text{m}00}$$

Pour N= 20

$$N_h = 18.1$$

$$N_q = 18.4$$

$$D_f = 1^{\text{m}00}$$

**Applicationn numérique : Pour N =20**

$$\sigma_{\text{limite}} = 46.15 \text{ t/m}^2 = 4.61 \text{ bars}$$

$$\sigma_{\text{limite}} = \mathbf{4.61 \text{ bars}}$$

$$\sigma_{\text{limite}} = 46.15 / 3 + 1.80 \times 1.00$$

$$\sigma_{\text{limite}} = \mathbf{1.71 \text{ bars.}}$$

$$\sigma_{\text{limite}} = \mathbf{1.71 \text{ bars}}$$

## 2- En utilisant les abaques de TERZAGHI ET PECK

A titre indicatif ,on prendra le cas d'une semelle carrée avec un angle de frottement  $\phi = 35^\circ$ .D'après les valeurs obtenues à l'essai SPT ,on remarque ces sables sont forte compacité.

La contrainte admissible déduite à partir des essais SPT est : (voir Abaque de Terzaghi et Peck) ;

Détermination de la contrainte admissible en fonction de la profondeur d'encastrement et du nombre de coup N).

$$Q_{\text{adm}} = 1.50 \text{ bars}$$

Pour  $N = 20$  et  $D = 1.00$  m.

### **Observations :**

Toutes les contraintes admissibles préconisées (d'après TERZAGHI) tiennent compte de la limitation du tassement absolu.

Pour toutes les contraintes admissible calculées à partir des essais SPT ,**le tassement est inférieur ou égale à 2 cm<sup>50</sup>.**

Par ailleurs, les tassements sur ce type de sol sont absorbés en phase de construction.

**De ce qui précède , la contrainte admissible à adopter pour cette construction sera la plus défavorable entre celle calculée par formule et celle lu à partir des abaques pour l'essai SPT et ainsi calculée par la pénétromètre dynamique.**

Les deux calculs précèdent ont donné une contrainte admissible variant entre 1.71 et 1.50 bars aussi nous retiendrons pour le dimensionnement de cette semelle carrée une contrainte admissible de 1.50 bars.

Donc la contrainte à adopter cette construction sans de tassement ou de rupture est de 1.50 bars.

### **7.3.2. Stabilité**

Vu le caractère granulaire de la couche de fondation ,le tassement est instantané sous l'effet de la charge appliquée, cependant nous attirons votre attention sur le risque de liquéfaction dont nous en évaluons le potentiel afin de vérifier si le sol est liquéfiable ou non.

#### **a- Potentiel de liquéfaction**

La liquéfaction des sols durant un séisme est un processus de diminution de leur résistance de cisaillement ; elle est observée le plus souvent dans les dépôts sableux saturés.

Evaluation du potentiel de liquéfaction par la méthode du Standard pénétration Test (SPT)

Parmi les différentes méthodes d'évaluation du potentiel de liquéfaction, la plus communément utilisée est celle développée par **Seed et al.** Cette méthode prend en considération l'analyse des corrélation entre les caractéristiques de liquéfaction des sols et

le SPT ; nous précisons que suite à un récent consensus l'évaluation du potentiel a été conduite par le NCEER et a été éditée par Youd et Idriss dont nous présenterons les différentes étapes dans le présent projet.

Ainsi, si la **Contrainte de cisaillement induite par le séisme**

$CSR = \tau_{av} / \sigma'_v$  est **inférieur** à la **contrainte de cisaillement cyclique  $CRR_{7,5}$**  **il n'y a pas de risque de liquéfaction** . de même que ,un **facteur de sécurité** est déterminé à partir du **rapport de la contrainte de cisaillement cyclique  $CRR_{7,5}$  (Séisme de référence de magnitude 7.5) à la contrainte de cisaillement induite par le séisme multiplié par le facteur d'échelle de la magnitude.**

Les différents étapes pour le calcul sont la détermination de :

- 1- La contrainte effective au milieu de la couche de sable
- 2- La contrainte totale au milieu de la couche de sable
- 3- Facteur de réduction de la contrainte  $r_d$ .

$$r_d = 1 - 0.00765h \text{ pour } h < 9.15 \text{ m}$$

$$r_d = 1.174 - 0.00267 h \text{ pour } 9.15 \text{ m} < h < 23 \text{ m}$$

- 4- La contrainte de cisaillement induite par le séisme CSR

$$CSR = \tau_{av} / \sigma'_0 = 0.65 (a_{max} / g) (\sigma_0 / \sigma'_0) r_d$$

Avec

$a_{max}$  : accélération maximale en surface = A x coefficient d'amplification.

A : Accélération au rocher.

g : Accélération de la pesanteur.

$r_d$  : Coefficient traduisant la flexibilité du sol.

$\gamma$  : poids spécifique du sol ( $t/m^3$ ).

h : Profondeur (m).

- 5- La correction des facteurs des valeurs des essais SPT

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

Avec :

$N_m$  : Valeur de N mesurée avec  $N_m = N_2 + N_3$ .

$C_N$  : Facteur de correction du poids des terres =  $(P_a / \sigma'_0)^{0.5}$ .

$C_E C_B C_R C_S$  : Facteurs de correction dont la valeur est unitaire.

Lorsque les valeurs  $(N_1)_{60}$  sont supérieures à 30, on peut s'attendre à ce qu'il n'y ait aucun risque de liquéfaction et facteur de sécurité est élevé.

- 6- La correction du pourcentage des fines dans le cas où il est supérieur à 5 (le pourcentage des fines pouvant être variable).

$$(N_1)_{60cs} = \alpha + \beta(N_1)_{60}$$

Avec :

$$\alpha = \exp [1.76 - \{[190 / (\text{pourcentage des fines})^2]\}]$$

$$\beta = [0.99 + [(\text{pourcentage des fines})^{1.5} / 1000]]$$

**Rq** : dans le cas où le pourcentage est inférieur à 5%,  $\alpha = 0$  et  $\beta = 1$ .

- 7- La contrainte de cisaillement cyclique  $CRR_{7,5}$  donnée en fonction de  $(N_1)_{60cs}$

$$CRR_{7,5} = [1/34 - ((N_1)_{60cs})] + [(N_1)_{60cs} / 135] + [50 / (10((N_1)_{60cs} + 45))^2] - [1/200]$$

- 8- Le facteur d'échelle de la magnitude MSF pour une magnitude donnée

$$MSF = 10^{2.24/M} / M^{2.56}$$

- 9- Le facteur de sécurité FS avec FS inférieur à 1 indiquant la liquéfaction du sol

$$FS = (CRR_{7,5} / CSR) \times MSF$$

**Si**  $FS < 1.25$  on peut s'attendre à ce qu'il y ait **un risque de liquéfaction**.

**Si**  $FS > 1.25$  on peut s'attendre à ce qu'il n'y ait **aucun risque de liquéfaction**.

### ➤ Application numérique

#### Sondage N°01

Nous considérons les résultats du SPT obtenus au niveau du sondage n°1 la profondeur de 8.00 -4.45 m

Et les valeurs sont :  $N_1=7$  ;  $N_2=11$  ;  $N_3=16$  d'où  $N_m = N_1+N_2+N_3=27$

Le calcul sera effectué pour la couche de sable dont la densité est  $\gamma_d=1.6t/m^3$  surmonté par un remblai de 1.00m d'épaisseur de densité  $\gamma=1.80t/m^3$ .

1- La contrainte effective :  $\sigma'_{v0} = 1.80 \times 1.00 + 7.45 \times 0.6 = 6.27t/m^2$

2- La contrainte total :  $\sigma_v = 1.80 \times 1.00 + 7.45 \times 1.60 = 13.72t/m^2$

3- Le coefficient réducteur  $r_d = 1 - 0.00765 \times 7.45 = 0.94$

4- La contrainte de cisaillement induite par le séisme CSR

$a_{max}$  : accélération maximale en surface = A x coefficient d'amplification

A : accélération au rocher tiré du tableau 4.1 page 26 RPA99/version 2003.

$A=0.3$

$CSR = \tau_{av} / \sigma'_{v0} = 0.65 (a_{max} / g) (\sigma_0 / \sigma'_{v0}) r_d = 0.65 \times (0.30g/g) (13.72/6.27) \times 0.94 = 0.40$

5- Correction des facteurs des valeurs des essais SPT

$(N_1)_{60} = N_m C_N C_E C_B C_R C_S = 27 \times (10/6.27)^{0.5} = 27.1.24 = 34.09$

Lorsque les valeurs de  $(N_1)_{60}$  sont supérieures à 30, on peut s'attendre à ce qu'il n'y ait aucun risque de liquéfaction et le facteur de sécurité est élevé.

### Sondage N°02

Nous considérerons les résultats du SPT obtenus au niveau du sondage N°2 à la profondeur 8.55-9.00 m et les valeurs sont :  $N_1=6$  ;  $N_2=9$  et  $N_3=11$  d'où  $N_m = N_2+N_3 = 20$ .

Le calcul sera effectué pour la couche de sable dont la densité est  $\gamma=1.80 t/m^3$

1- La contrainte effective :  $\sigma'_{v0} = 1.8 \cdot 1.10 + 7.90 \cdot 0.60 = 6.72t/m^2$

2- La contrainte total :  $\sigma_v = 1.8 \cdot 1.10 + 7.90 \cdot 1.60 = 14.62 t/m^2$

3- Le coefficient réducteur  $r_d = 1 - 0.00765 \cdot 7.90 = 0.93$

4- La contrainte de cisaillement induite par le séisme CSR

$a_{max}$  : accélération maximale en surface = Ax coefficient d'amplification

A : accélération au rocher tiré du tableau 4.1 page 26 rpa99/version 2003.

$A=0.3$

$CSR = \tau_{av} / \sigma'_{v0} = 0.65 (a_{max} / g) (\sigma_0 / \sigma'_{v0}) r_d = 0.65 \cdot (0.30g/g) (14.62/6.72) \cdot 0.93 = \mathbf{0.39}$

- 5- Correction des facteurs des valeurs des essais SPT

$$(N_1)_{60} = N_m C_N C_E C_B C_R C_S = 20 \cdot (10/6.72)^{0.5} = 20 \cdot 1.20 = 24.39$$

Lorsque les valeurs de  $(N_1)_{60}$  sont inférieures à 30, on peut s'attendre à ce qu'il ait un risque de liquéfaction.

- 6- La correction du pourcentage des fines dans le cas où il est supérieur à 5 (le pourcentage des fines pouvant être variable)

$$(N_1)_{60cs} = \alpha + \beta(N_1)_{60}$$

$$\alpha = \exp [1.76 - \{[190/(\text{pourcentage des fines})^2]\}]$$

$$\beta = [0.99 + [(\text{pourcentage des fines})^{1.5}/1000]]$$

Calcul

$$\alpha = \exp [1.76 - \{[190/(15.24)^2]\}]$$

$$\beta = [0.99 + [(15.24)^{1.5}/1000]]$$

$$(N_1)_{60cs} = \alpha + \beta(N_1)_{60}$$

$$(N_1)_{60cs} = 2.58 + 1.04 \cdot 24.39 = \mathbf{27.94}$$

- 7- La valeur de contrainte de cisaillement cyclique  $CRR_{7,5}$  donnée en fonction de  $(N_1)_{60cs}$  est :

$$CRR_{7,5} = [1/34 - (N_1)_{60cs}] + [(N_1)_{60cs}/135] + [50/(N_1)_{60cs} + 45]^2 - 1/200$$

$$CRR_{7,5} = [1/34 - 27.94] + [27.94/135] + [50/10(27.94) + 45]^2 - 1/200$$

<b><math>CRR_{7,5} = 0.36</math></b>
--------------------------------------

- 8- Facteur d'échelle de la magnitude MSF pour une magnitude donnée telle que :  $M = 7$  ;  
il a pour expression :  $MSF = 10^{2.24}/M^{2.56} = 173/145 = \mathbf{1.19}$

- 9- Le facteur de sécurité FS

$$FS = (CRR_{7,5} / CSR) * MSF = 1.19 * (0.36 / 0.39)$$

<b>FS = 1.09</b>
------------------

**Le facteur de sécurité étant inférieur à 1.25**  $\implies$  **Le sol est liquéfiable**

### **Recommandation**

Le sol étant liquéfiable, nous recommandons un traitement et un compactage dynamique du sol.

# CONCLUSION

## Conclusion et recommandation

---

Le présent projet expose les résultats de l'étude de sol d'un site devant recevoir le projet de BELDI PARK à Zéralda –Alger.

L'investigation géotechnique in-situ effectué sur l'endroit choisi pour la réalisation du projet, nous a permis de reconnaître un sol constitué par une formation sableuse avec un passage grisâtre.

Le sol étudié est grenu, avec un passage fin, non saturé, peu dense, non gonflant.

Les résultats des essais au pénétromètre dynamique ont permis de caractériser le sol par des résistances moyennes à fortes en profondeur constituée du sable moyenne.

Au vue des résultats obtenue, deux modes de fondation peuvent être envisagés (à l'appréciation du bureau d'étude).

### **Fondations superficielles :**

- **Première variante :** mode superficielle de type semelle isolées enchainées par des longrines de liaison au filante croisés dans les deux sens ancrés à partir de moins (-6.00 cm) de profondeur par rapport au niveau du terrain naturel actuel, dans la couche sableuse ,tout en prévoyant un à deux sous sol.

- **Deuxième variante :** mode semi profond de type faux puits, en remontant avec des gros bétons de remplissage à partir de moins (-6.00) de profondeur par rapport au niveau du terrain naturel actuel. Ancré dans la couche sableuse.

La charge admissible sans risque de tassement ou de rupture sera limitée

- **Partie 01 :** Une contrainte admissible à 1.50 bars.

- **Partie 02 :** Une contraint admissible à 1.50 bars.

Vue la nature perméable des sols en place, des venues d'eau à prévoir lors des travaux de terrassement. La présence d'eau (proximité de la plage) risque noyer la fondation, il est donc impératif de prévoir un béton de bonne qualité ayant une compacité maximum et un enrobage des aciers appropriés afin de protéger les armatures des eaux souterrains, ces eaux devront donc faire l'objet d'un drainage adéquat.

Vue le caractère granulaire de la couche de fondation, le tassement est instantané sous l'effet de la charge appliquée, cependant nous attirons votre attention sur le risque de liquéfaction dont le sol est liquéfiable, nous recommandons un traitement et compactage dynamique du sol.

Finalement, nous pensons que la technique des colonnes ballastées est la plus adéquate pour l'amélioration des sols médiocres, vu les avantages qu'elles apportent dans les terrains à capacité portante faible en prenant compte de l'aléa sismique (réduction du risque de liquéfaction).

**REFERENCES**

**BIBLIOGRAPHIQUES**

# Références bibliographique

---

**A.BOUAFIA, 2003 :** Ouvrage : Les essais in-situ dans les projets de fondations.

**A.BOUAFIA, 2003 :** Ouvrage : Introduction au calcul des fondations

**Alem K, Belbekkouche L, 2007 :** Etude géologique et géotechnique du site côtier « Zéralda ouest » en vue de l'aménagement d'une zone d'extension touristique. Mémoire d'ingénieur- ESSMAL-Alger.

**G.PHILIPPONAT, 2003 :** Ouvrage : Fondation et ouvrage en terre.

**N.HARROUNE, 2003 :** Traitement de liquéfaction par les procédés de renforcement du sol par colonne ballastée. Mémoire d'ingénieur-BLIDA

**Norme : XP1801 :** Normes française de classification des sols.  
**Normes : XP94011 :**

**H.BOUGHARARA, 2011 :** Caractérisation géologique et géotechnique de la partie occidentale de la Baie d' Alger. Mémoire d'ingénieur-ESSMAL-Alger.

**N.SERIER, 2005 :** Ouvrage : Amélioration des sols.

**Rapport de LCTP, 2010 :** Etude de sol de projet BELDI PARK -Zéralda -

## Sites :

<http://fr.slideshare.net/Soukainalta/chap3-gotechnique-s5-1>

<http://www.soletanche-bachy.com/SBF/sbf.nsf/technique/amelioration-de-sol>

# **ANNEXES**

## Méthodes d'évaluation du risque de liquéfaction

### B.1 Evaluation du risque de liquéfaction à partir de l'essai SPT (Méthode de Seed-Idriss1971) [15]

#### Etape 1:

Evaluer la contrainte de cisaillement maximum  $\tau_{\max}$  mobilisée par le séisme à la profondeur étudiée  $Z$ , à partir d'une analyse de la réponse sismique du site en champ libre. Une alternative simplifiée de calcul de  $\tau_{\max}$  est celle du modèle d'une colonne rigide ayant une hauteur  $Z$  et sollicitée en surface par une accélération  $a_h^{\max}$ , suite à la propagation verticale des ondes de cisaillement. Ces dernières ne développent en fait aucune contrainte normale latérale sur les facettes verticales de la colonne, ce qui conduit à :

$$\tau_{\max} = \frac{\sigma_v}{a} a_{\max} \quad (\text{B.27})$$

On retient en général comme valeur représentative de la contrainte de cisaillement de calcul, une fonction égale à deux tiers de  $\tau_{\max}$ .

Pour tenir compte de la flexibilité de la colonne du sol, Seed et Idriss ont proposé d'effectuer un abattement à l'aide du coefficient de réduction des contraintes, noté  $r_d$ . Ce dernier est égal à 1 en surface et diminue par la suite avec la profondeur. La Figure 47 illustre la variation de  $r_d$  en fonction de la profondeur, obtenue par analyse de la réponse sismique des sites sableux de différentes densités. La courbe moyenne peut être utilisée pour des profondeurs n'excédant pas 12 m.

On peut aussi utiliser la formule de Robertson et Wride (1997) :

$$r_d = 1.0 - 0.00765 \times z \quad \text{pour } z \leq 9,15 \text{ m,}$$

$$r_d = 1.174 - 0.0267 \times z \quad \text{pour } 9,15 \text{ m} < z \leq 23 \text{ m,}$$

$$r_d = 0.744 - 0.008 \times z \quad \text{pour } 23 \text{ m} < z < 30 \text{ m,}$$

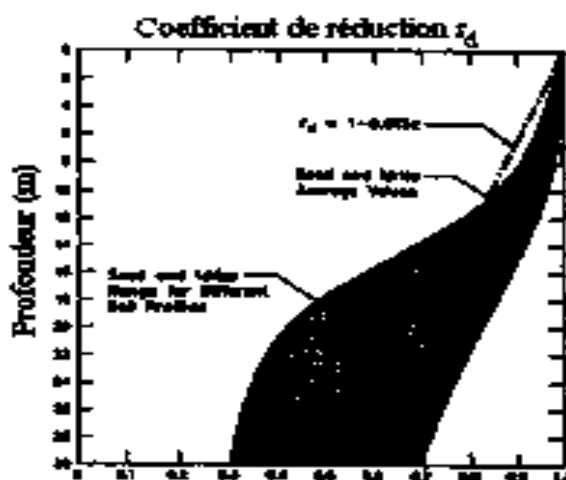


Figure 1 : coefficient de réduction des contraintes de cisaillement

**Etape 2:**

Evaluer le rapport des contraintes cycliques CSR, défini à une profondeur donnée comme étant le rapport de la contrainte de cisaillement à la contrainte effective:

$$\text{CSR} = \frac{\tau}{\sigma_v} = \frac{2}{3} \frac{\tau_{max}}{\sigma_v} \quad (\text{B.28})$$

En cas d'utilisation du modèle de la colonne rigide, on aura :

$$\text{CSR} = \frac{\tau}{\sigma_v} = \frac{2}{3} \frac{a_{max}}{\phi} \frac{\sigma_v}{\sigma_v} r_d \quad (\text{B.29})$$

**Etape 3:**

Evaluer, à chaque profondeur de l'essai SPT, le nombre de coups normalisé à un rapport d'énergie ER de 60%, et corrigé par l'effet de la profondeur (ou effet des pressions de confinement) par le biais du coefficient  $C_N$ . En cas d'un équipement SPT non standard, la correction du nombre de coups s'écrit:

$$(N_{spt}^1)_{60} = C_N \cdot C_{60} \cdot N_{spt} \quad (\text{B.30})$$

Le coefficient  $C_N$  égal à 1 pour une contrainte verticale effective  $\sigma'_v$  du poids des terres de 100 kPa. il est exprimé par :

$$C_N = \sqrt{\frac{100}{\sigma'_v}} \quad (\text{B.31})$$

Ce coefficient doit être compris entre 0,5 et 2,0 selon Liao et Whitman (1986), il faut limiter  $C_N$  à 2, pour des profondeurs inférieures à 3 m.

$C_{60}$  est le produit de plusieurs facteurs de correction des résultats de l'essai SPT, tenant essentiellement compte des dimensions des tiges, et enfin du diamètre du forage dont les valeurs sont regroupées au tableau 04:

## Annexe

**Tableau 01:** Facteurs de correction du nombre de coups

Correction due à	Facteur de correction	correction
Mouton non standard	$C_{HT}$	-mouton avec corde et poulie: Si ER =0.45 ;alors: $C_{HT} = 0.75$  -mouton avec trajet automatique: Si ER = 0.8, alors: $C_{HT} =1.3$
Masse M et/ou hauteur de Chute H non standards	$C_{HW}$	$C_{HW} = \frac{H(mm).M(Kg)}{760*63.5}$
Carottier échantillonneur non standard (sans fourreaux)	$C_{SS}$	- $C_{SS} = 1.10$ pour sable lâche - $C_{SS} = 1.20$ pour sable dense
Carottier échantillonneur non standard (avec fourreaux)	$C_{SS}$	- $C_{SS} = 0.90$ pour sable lâche - $C_{SS} = 0.80$ pour sable dense
Longueur de tiges	$C_{RL}$	- $C_{RL} = 0.75$ pour longueur =3-4m - $C_{RL} = 0.85$ pour longueur =4-6m - $C_{RL} = 0.95$ pour longueur =6-10m - $C_{RL} = 1.00$ pour longueur =10-13m
Diamètre de forage non standard	$C_{BD}$	- $C_{BD} = 1.00$ pour diamètre =65-115m - $C_{BD} = 1.05$ pour diamètre =150m - $C_{BD} = 1.15$ pour diamètre =200m

### **Etape 4 :**

Déterminer à la profondeur étudiée le rapport de résistance cyclique  $CRR_{7.5}$  correspondant à une magnitude sismique  $M_w$  de 7.5, à partir de la figure 48 pour un sable propre ( $FC \leq 5\%$ ) ou de la figure 49 pour des sables contenant des fines.

Il est à noter que sur la figure 48, la courbe limitant la zone de la liquéfaction de celle de la non liquéfaction, a une allure linéaire en deçà d'un nombre de coups de 20, et peut être ajusté par la relation suivante :

$$CRR_{7.5} = \frac{(N_{spt}^1)_{60}}{90}$$

**(B.32)**

Les courbes des figures 48 et 49 font partie du règlement parasismique chinois pour les bâtiments.

## Annexe

On peut aussi calculer directement CRR en fonction du nombre de coups normalisé et corrigé  $(N_{spt}^1)^f_{61}$ , en effectuant au préalable une correction du nombre normalisé  $(N_{spt}^1)^f_{61}$  pour tenir compte de la teneur en particules fines (% des particules inférieures à 75  $\mu$ m), La présence des particules fines (argiles et/ou limons) a un effet stabilisateur sur la résistance à la liquéfaction du sable. On peut adopter la méthode de Seed et Idriss (1982) formulée comme suit, en notant le pourcentage des fines par FC (%) (Fines Content in %) :

$$(N_{spt}^1)^f_{60} = a' + b'(N_{spt}^1)^f_{60} \quad (\text{B.33})$$

Avec :

$$\begin{aligned} a' &= 0 \text{ et } b' = 1.0 && \text{pour } FC \leq 5\% \\ a' &= \exp [1.76 - (190/FC^2)] \text{ et } b' = 0.99 + FC^{1.5}/1000 && \text{pour } 5 < FC < 35\% \\ a' &= 5.0 \text{ et } b' = 1.2 && \text{pour } FC \geq 35\% \end{aligned}$$

$$CRR_{7.5} = \frac{a + c.x + e.x^2 + g.x^3}{1 + b.x + d.x^2 + f.x^3 + h.x^4} \quad (\text{B.34})$$

**avec:**

$$x = (N_{spt}^1)^f_{60}$$

$$a = 0.048;$$

$$b = -0.1248;$$

$$c = -0.004721 ;$$

$$d = 0.009578 ;$$

$$e = 0.0006136;$$

$$f = -0.0003285 ;$$

$$g = -1.673 \times 10^{-5};$$

$$h = 3.714 \times 10^{-6};$$

### **Etape 5:**

Corriger la valeur de CRR<sub>7.5</sub> en cas de magnitudes différentes de 7.5 en la multipliant par le coefficient de correction K<sub>M</sub> donné par la figure 50.

### **Etape 6:**

Corriger la valeur de  $CRR_{7.5}$  pour tenir compte des contraintes effectives verticales du poids des terres plus grandes que 100 kPa, par le coefficient  $K_{\sigma}$  adonné par la figure 51.

### **Etape 7:**

Corriger la valeur de  $CRR_{7.5}$  pour tenir compte des contraintes de cisaillement initiales  $\tau_{h0}$  en la multipliant par le coefficient  $K_{\alpha}$  donné par la figure 52, en fonction du rapport des contraintes initiales et de la densité relative. En cas d'un terrain horizontal, le coefficient  $K_{\alpha}$  est égal à l'unité. En présence d'un terrain en pente ou sous les ouvrages et les remblais, la théorie d'élasticité fournit des solutions exactes utiles pour la détermination des contraintes initiales.

Les différentes corrections du rapport de la résistance au cisaillement cyclique peuvent se formuler comme suit:

$$CRR = CRR_{7.5} \cdot K_M \cdot K_{\sigma} \cdot K_{\alpha}$$

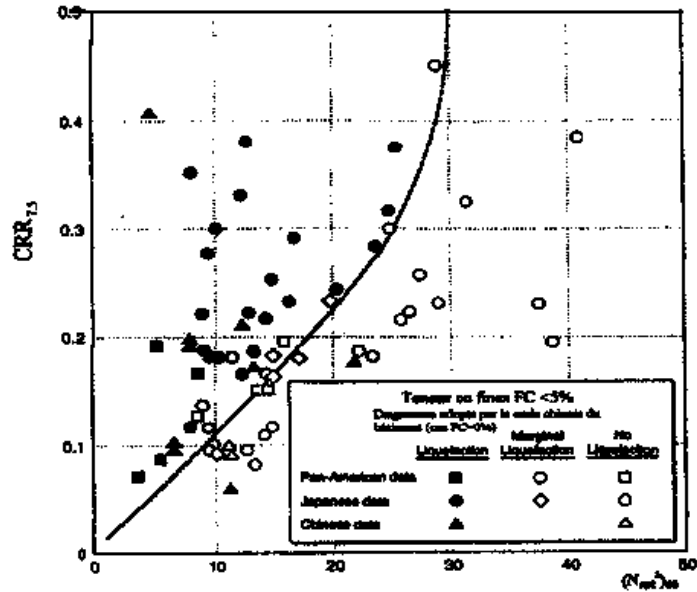
**(B.35)**

### **Etape 8:**

Calculer le coefficient de sécurité locale vis-à-vis de la liquéfaction (à une profondeur  $z$ ), tel que :

$$F_L = \frac{CRR}{CSR}$$

**(B.36)**



**Figure 2:** digramme donnant CRR des sables propre (FC ≤ 5%) en fonction de  $(N_{spt})_{60}$  pour une magnitude de Mw de 7.5

On considère théoriquement que la stabilité vis-à-vis de la liquéfaction est assurée pour un coefficient de sécurité égal à l'unité. On peut augmenter le niveau de sécurité en considérant plutôt une valeur minimale de 1.33.

**Etape 9:**

Evaluer le risque global à la liquéfaction du site, en calculant le potentiel de liquéfaction, ce qui peut se faire en utilisant l'équation suivante de la méthode de Tatsuoka et al (1980) en considérant une zone utile de 20 m de profondeur par rapport au terrain naturel:

$$P_1 = \int_0^{20} F(z) \left(10 - \frac{z}{2}\right) dz \quad (B.37)$$

Ou  $F(z) = 1 - F_L$  si  $F_L \leq 1$ , et  $F(z) = 0$  si  $F_L > 1$ .

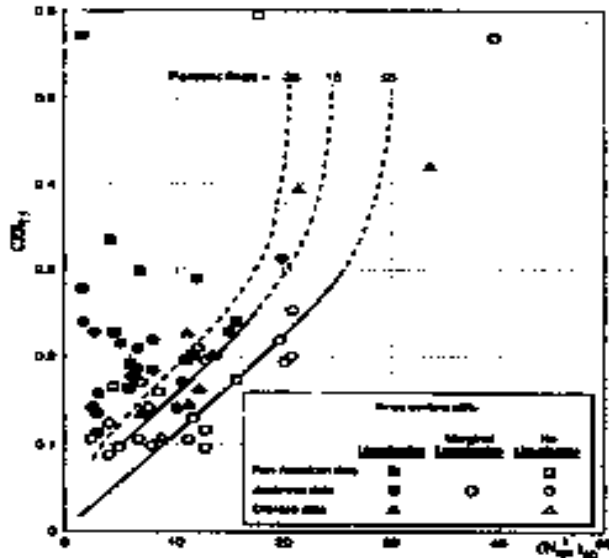
En pratique, l'intégral est remplacée par la somme pour simplifier les calculs .

$$P_1 = \sum_{z=0}^{z=20} \text{trapéze de } F(z) \cdot \left(10 - \frac{z}{2}\right) \quad (B.38)$$

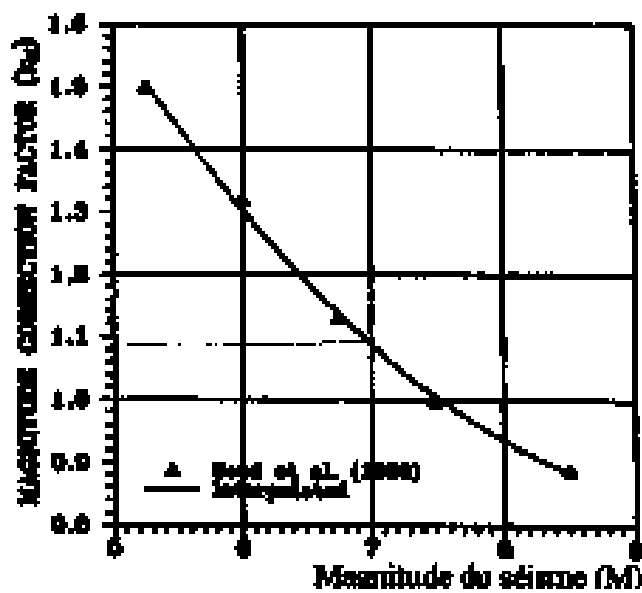
Selon Corté (1985), il n'y aura pas de risque global de liquéfaction si le potentiel  $P_1$  est deçà de 5 %, et que le risque de liquéfaction est important si  $P_1 > 15$  %. Selon le règlement Français PS-90, on a deux vérifications à faire:

## Annexe

- ☒ Vérification du risque global à la liquéfaction, où on trouve trois cas:
  - ❖ Si  $P_1 < 5\%$  : pas de risque;
  - ❖ Si  $P_1 > 15\%$  : risque important;
  - ❖ Si  $5 < p_1 < 15\%$  : cas intermédiaire, il faut pousser l'investigation (reconnaissance géotechnique approfondie).
- ☒ Vérification à la liquéfaction locale :
  - ❖ Si  $FI(Z) \leq 1.33$ , il y a risque de liquéfaction à la profondeur Z. [16]



**Figure 3 :** digramme donnant CRR des sables contenant des fines en fonction de  $(N_{spt}^1)_{60}$  pour une magnitude  $M_w$  de 7.5



**Figure 4 :** courbe donnant le coefficient de correction de la magnitude

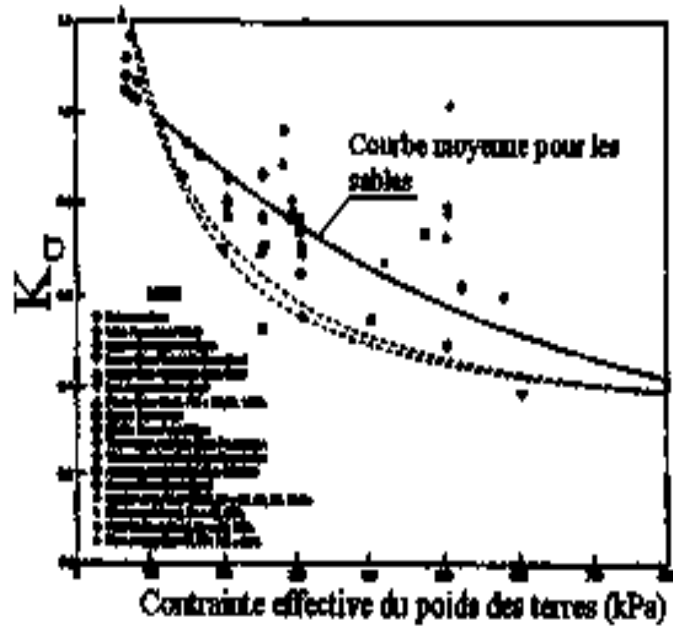


Figure 5: courbe donnant le coefficient  $K_{\sigma}$  en fonction des contraintes effectives initiales  $\sigma_{v0}$

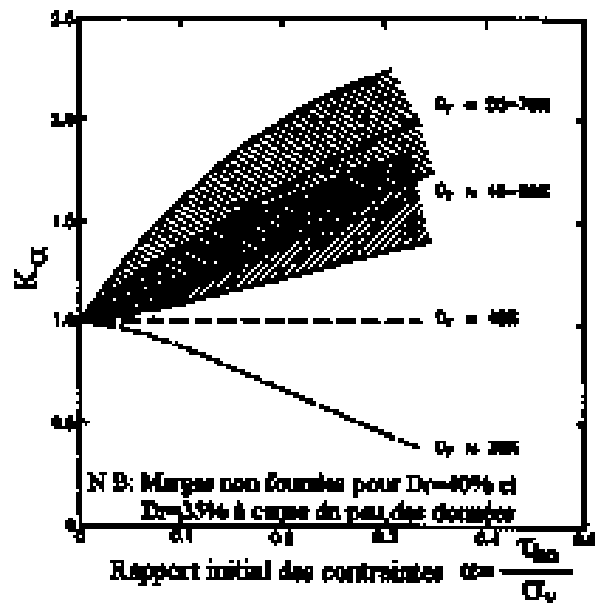


Figure 6 : courbe donnant le coefficient du rapport initial des contraintes de la densité relative  $D_r$

## B.2 Evaluation du risque de liquéfaction à partir de l'essai CPT (Méthode de Seed & Idriss, 1982) [15]

La méthodologie de l'analyse est comme suit:

### Etape 1:

## Annexe

Normaliser la résistance pénétrométrique mesurée  $q_c$  à la profondeur étudiée, à une contrainte verticale effective de 100 kPa, afin de tenir compte de l'effet de la profondeur (ou des contraintes de confinement) sur la résistance pénétrométrique. La résistance normalisée  $q_c^1$  est évaluée comme suit:

$$q_c^1 = q_c \cdot C_q \quad (\text{B.39})$$

$$C_q = \frac{1.8}{0.8 + \frac{\sigma_{v0}}{\sigma_{ref}}} \quad (\text{B.40})$$

Où  $\sigma_{v0}$  est la contrainte verticale effective due au poids des terres, en kPa et  $\sigma_{ref}$  est une contrainte de référence égale à 100 kPa.

### **Etape 2:**

Corriger la résistance pénétrométrique normalisée, pour tenir compte de l'effet stabilisateur des particules fines, en ajoutant un incrément  $\Delta q_c^1$ , évalué par l'équation de Stark et Olsen (1995) :

$$q_c^1 f = q_c^1 + \Delta q_c^1 \quad (\text{B.41})$$

$\Delta q_c^1$  est à déterminer à partir de la courbe de la figure 53 en fonction du pourcentage des fines.

### **Etape 3:**

Déterminer le rapport CRR correspondant à une magnitude de 7.5, en fonction de la résistance pénétrométrique normalisée et corrigée  $q_c^1 f$ , à partir de la figure 54. Le paramètre  $q_c^1 f$  représente une résistance pénétrométrique équivalente à celle du sable propre, et peut donc être utilisé pour déterminer  $CRR_{7.5}$  à partir de cette figure.

Sur la figure 53, les courbes de Seed & De Alba (1986), dépendant du diamètre moyen  $D_{50}$ , peuvent être utilisées à cette fin.

### **Etape 4:**

Corriger la valeur de  $CRR_{7.5}$  en cas de magnitudes différentes de 7.5, en la multipliant par le coefficient de correction  $K_M$  donné par la formule suivante, dans laquelle  $M$  désigne la magnitude du séisme :

$$K_M = \frac{10^{2.24}}{M^{2.56}} \quad (\text{B.42})$$

**Etape 5:**

Corriger la valeur de  $CRR_{7.5}$  pour tenir compte des contraintes effectives verticales du poids des terres plus grandes que 100 kPa, par le coefficient  $K_\sigma$  donné par la figure 51.

**Etape 6:**

Corriger la valeur de  $CRR_{7.5}$  pour tenir compte des contraintes de cisailment initiales  $\tau_{h0}$  en la multipliant par le coefficient  $K_\alpha$  donné par la figure 52, en fonction du rapport des contraintes initiales et de la densité relative .

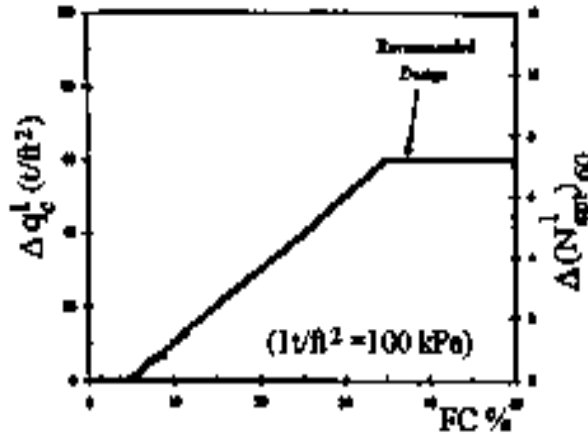


Figure 7: détermination de l'incrément de résistance

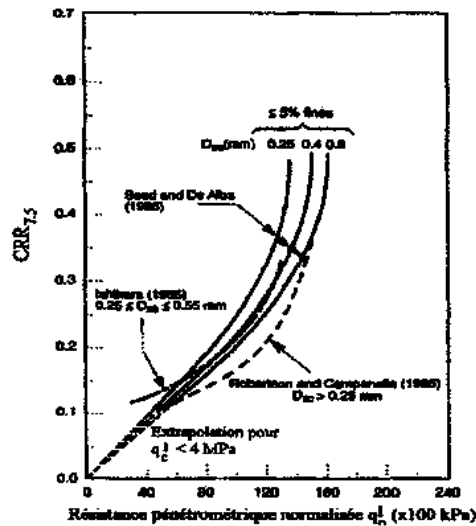


Figure 8 : Diagramme donnant  $CRR_{7.5}$  des sables propres ( $FC \leq 5\%$ ) en fonction de  $q_c^1$  pour une magnitude  $M_w$  de 7.5

Les différentes corrections du rapport de la résistance au cisailment cyclique peuvent se formuler comme suit :

$$CRR = CRR_{7.5} \cdot K_M \cdot K_\sigma \cdot K_\alpha \quad (B.43)$$

### **Etape 7:**

Evaluer le rapport des contraintes cycliques CSR, défini à une profondeur donnée comme étant le rapport de la contrainte de cisaillement à la contrainte effective :

$$\text{CSR} = \frac{\tau}{\sigma_v} = \frac{2}{3} \frac{\tau_{max}}{\sigma_v} \quad (\text{B.44})$$

En cas d'utilisation du modèle de la colonne rigide, on aura:

$$\text{CSR} = \frac{\tau}{\sigma_v} = \frac{2}{3} \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma_v}{\sigma_v} r_d \quad (\text{B.45})$$

### **Etape 8:**

Calculer le coefficient de sécurité locale vis-à-vis de la liquéfaction, tel que :

$$F_L = \frac{CRR}{CSR} \quad (\text{B.46})$$

### **Etape 9:**

Evaluer le risque global à la liquéfaction du site, en calculant le potentiel de liquéfaction selon la méthode de Tsuoka décrite précédemment.