

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
جامعة ابي بكر بلقايد - تلمسان -
Université Abou Bekr Belkaid – Tlemcen –
Faculté de TECHNOLOGIE



MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du diplôme de MASTER

En : Génie Civil

Spécialité : Géotechnique

Présenté par :

BENDAOUDI Latifa et MILOUD ABID Sid Ahmed

Thème

Comparaison entre les méthodes de détermination
du potentiel de liquéfaction

Soutenu devant le jury composé de :

Melle KHELIFI Z.	MCB	Univ. Tlemcen	Président
Mme SMAIL N.	Pr	Univ. Tlemcen	Examinatrice
Melle AYAD F.	MCB	Univ. Tlemcen	Encadrant
Mme BENAHCILIF S.	MCB	Univ. Tlemcen	Co-Encadrant

REMERCIEMENTS

Avant tout nous remercions ALLAH, le tout puissant de nous avoir donné le courage, la force et la patience pour bien mener ce travail.

Nous tenons à exprimer notre profonde reconnaissance et nos sincères remerciements à notre encadreur Melle AYAD Fatima, et notre co-encadreur Mme BENAHCILIF Souad de nous avoir pris en charge, pour leurs disponibilités, orientations et conseils précieux.

Nos vifs remerciements vont aussi à nos enseignants qui ont fait de leurs mieux pour nous donner une formation universitaire solide qui nous a permis de préparer ce modeste mémoire, qui nous sera très utile pour notre avenir professionnel.

Nous remercions le président de jury Melle KHELIFI Z. Ainsi que l'examinatrice Mme SMAIL N. pour l'intérêt qu'elles ont porté à notre mémoire en acceptant d'examiner notre travail

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

Dédicaces

J'ai un grand plaisir de dédier ce modeste travail :

A mon très cher père

Tu as toujours été à mes côtés pour me soutenir et m'encourager. Que ce travail traduira ma gratitude et mon affection.

A ma très chère mère

Quoi que je fasse ou que je dise je ne saurai point te remercier comme il se doit. Ta bienveillance me guide et ta présence à mes côtés a toujours été ma source de force pour affronter les différents obstacles.

A mon très cher frère Amine

A ma très chère sœur Nadira

A tous mes amies et mes collègues le long de mes études particulièrement Ibtissem

A mon binôme MILOUD ABID Sid Ahmed

BENDAOUDI Latifa

Je dédie ce travail ;

A mes parents ;

Ce fut difficile, vous avez été pour moi un exemple à suivre, l'éducation, la rigueur pour le travail bien fait que vous nous avez enseignées nous ont beaucoup aidés, j'espère qu'un jour on dira de moi "tel père et mère telle fils ". Qu'Allah le tout puissant vous garde toujours à mes côtés.

A mon frère et mes sœurs ;

Je n'exprimerai jamais assez tout l'amour que je ressens pour vous. Vous êtes et vous serez toujours mes premiers compagnons pour la vie, je vous souhaite beaucoup de courage et de chance dans la vie pour qu'ensemble nous puissions adoucir et remplir de bonheur nos parents.

A ma chère collègue BENDAOUDI Latifa

MILOUD ABID Sid Ahmed

RESUME

La liquéfaction est l'un des phénomènes les plus importants de la dynamique des sols. C'est une perte de résistance accompagnée d'une augmentation rapide de la pression Interstitielle causant momentanément la dislocation des particules de sol.

Vu l'ampleur des dégâts causés par le phénomène de la liquéfaction, ce dernier est devenu une étape primordiale a étudié avant toute construction surtout dans les zones susceptible à la liquéfaction. L'évaluation de ce phénomène est couramment estimée à partir des essais in situ.

L'objectif de ce travail est de faire une comparaison entre les méthodes de détermination du potentiel de liquéfaction à l'aide des approches analytiques, basées sur la corrélation des résultats des essais in-situ (SPT et CPT).

A travers les résultats obtenus dans notre étude du site de Mostaganem, on peut déduire que les deux méthodes prédisent la liquéfaction mais avec des facteurs de sécurité différents, cette différence peut être attribuée à la non-cohérence entre les résultats des essais.

Mots-Clés : Liquéfaction, essai in situ, pression interstitielle, facteur de sécurité, SPT, CPT

ABSTRACT

Liquefaction is one of the most important phenomena in soil dynamics. This is a loss of strength accompanied by a rapid increase in pore pressure causing momentary dislocation of soil particles.

Considering the amplexness of the damage caused by the phenomenon of liquefaction, the latter become a key step studied before any construction, especially in areas susceptible to liquefaction. The evaluation of the liquefaction potential is frequently estimated from in situ tests.

The objective of this work is to make a comparison between methods for determining the liquefaction potential using analytical approaches, founded on the correlation of the results of in-situ tests (SPT and CPT).

From the results obtained in our study of the Mostaganem site, we can conclude that the two methods predict liquefaction but with different safety factors, this difference can be attributed to the inconsistency between the test results.

Keywords: Liquefaction, in situ test, pore pressure, safety factor, SPT, CPT

ملخص

التسييل أحد أهم الظواهر في ديناميكيات التربة. وهو فقدان المقاومة للتربة الرملية المتواجدة في حالة غير متماسكة تحت الصدمة الزلزالية مصحوبة بزيادة سريعة في ضغط المسام مما يؤدي إلى اختلال جزيئات التربة.

نظرا لضخامة الاضرار الناجمة عن ظاهرة التسييل، فقد أصبحت خطوة أساسية تتم دراستها قبل أي بناء، خاصة في المناطق المعرضة للتسييل. عادة ما يتم تقييم ظاهرة التسييل عن طريق الاختبارات الميدانية.

الهدف من هذا العمل هو اجراء مقارنة بين طرق تقييم ظاهرة التسييل بناء على نتائج الاختبارات الميدانية (SPT و PCT).

من النتائج التي تم الحصول عليها في دراستنا لموقع مستغانم يمكننا ان نستنتج ان كلتا الطريقتين تنبئ بخطر التسييل ولكن بعوامل امن مختلفة ويعود هذا الاختلاف الى عدم التناسق بين نتائج الاختبارات الميدانية.

الكلمات المفتاحية: التسييل، الاختبار في الموقع، ضغط المسام، عامل الأمن، SPT، PCT.

TABLE DES MATIÈRES

REMERCIEMENTS.....	i
DÉDICACES	ii
RÉSUMÉ	iii
TABLE DES MATIÈRES.....	iv
LISTE DES FIGURES.....	vii
LISTE DES TABLEAUX	ix
NOTATIONS.....	xi
INTRODUCTION GENERALE	01
CHAPITRE I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE.....	03
I.1.INTRODUCTION.....	04
I.2. LE PHENOMENE DE LIQUEFACTION DES SOLS.....	04
I.2.1. GÉNÉRALITÉ.....	04
I.2.2. DÉFINITION.....	05
I.3. EFFETS INDUITS PAR LA LIQUEFACTION.....	06
I.4. FACTEUR INFLUENÇANT LA RÉSISTANCE À LA LIQUEFACTION DES SOLS.....	09
I.4.1. L'INTENSITÉ ET LA DURÉE DE TREMBLEMENT DE TERRE.....	09
I.4.2. TYPE DE SOL.....	09
I.4.3. ETAT DE SOL ET DES CONTRAINTES.....	10
I.4.4. DEGRÉ DE SATURATION.....	11
I.4.5. PRÉSENCE DE FINES.....	12
I.4.6. PLASTICITÉ.....	12
I.4.7. ÂGE DU DÉPOT.....	12
I.4.8. HISTORIQUE DE CHARGEMENT.....	13
I.5. TECHNIQUES DE TRAITEMENT DU SOL.....	13
I.5.1. COLONNES BALLASTÉES.....	13
I.5.2. VIBROFLOTTATION.....	14
I.5.3. COMPACTAGE DYNAMIQUE.....	15
I.5.4. TECHNIQUE DE DRAINAGE.....	16
I.5.5. TRAITEMENT AU CIMENT.....	17
I.6. CONCLUSION	17

CHAPITRE II : EVALUATION DU POTENTIEL DE LIQUEFACTION DES SOLS.....	18
II.1. INTRODUCTION.....	19
II.2. EVALUATION DU RISQUE DE LIQUEFACTION.....	19
II.2.1. EVALUATION DU RAPPORT DE CONTRAINTE CYCLIQUE CSR	19
II.2.2. EVALUATION DU RAPPORT DE LA RÉSISTANCE CYCLIQUE CRR	24
II.2.2.1. EVALUATION DU CRR PAR L'ESSAI SPT	26
II.2.2.1.1. ESSAI DE PENETRATION STANDARD SPT	26
II.2.2.1.2. MÉTHODE DE TOSHIO IWASAKI & AL (1984).....	30
II.2.2.1.3. MÉTHODE DE YOUND & AL (2001).....	31
II.2.2.1.4. MÉTHODE D'ANDRUS & AL (2004).....	31
II.2.2.1.5. MÉTHODE DE RONALDO.P & ORENSE (2005).....	32
II.2.2.1.6. MÉTHODE D'IDRISS & BOULANGER (2006).....	33
II.2.2.2. EVALUATION DU CRR PAR L'ESSAI CPT	33
II.2.2.2.1. ESSAI DE PENETRATION STATIQUE CPT	33
II.2.2.2.2. MÉTHODE D'OLSEN & AL (1997).....	38
II.2.2.2.3. MÉTHODE DE ROBERTSON & WRIDE (1998).....	38
II.2.2.2.4. MÉTHODE DE JUANG & AL (2003).....	41
II.2.2.2.5. MÉTHODE D'ANDRUS & AL (2004).....	41
II.2.2.2.6. MÉTHODE D'IDRISS & BOULANGER (2006).....	42
II.2.2.3. COMPARAISON ENTRE L'ESSAI SPT & L'ESSAI CPT	42
II.3. EVALUATION DU FACTEUR DE SÉCURITÉ F_s	44
II.4. ESTIMATION DE LA PROBABILITÉ DE LIQUEFACTION P_L	44
II.5. CONCLUSION.....	45
CHAPITRE III : PRÉSENTATION DU SITE D'ÉTUDE (SITE DE MOSTAGANEM).....	46
III.1. INTRODUCTION.....	47
III.2. PRÉSENTATION DU SITE.....	47
III.2.1. LOCALISATION.....	47
III.2.2. CONTEXTE SISMIQUE.....	48
III.2.3. CONTEXTE GEOLOGIQUE.....	48
III.2.3.1. GEOLOGIE RÉGIONALE.....	48
III.2.3.1. GEOLOGIE LOCALE.....	48

III.3. PROGRAMME DES RECONNAISSANCES GEOTECHNIQUE.....	48
III.4. RÉSULTATS DES RECONNAISSANCES GEOTECHNIQUE.....	50
III.4.1. EXPLOITATION DES RÉSULTATS DES SONDAGES CAROTTES.....	50
III.4.2. RÉSULTATS DE TESTE DE PENETRATION STANDARD SPT.....	51
III.4.3. RÉSULTATS DE TESTE DE PENETRATION STATIQUE CPT.....	52
III.4.4. RÉSULTATS DES RÉSULTATS AUX LABORATOIRES.....	56
III.5. CONCLUSION.....	56
CHAPITRE IV : COMPARAISON ENTRE LES METHODES DE DETERMINATION DU POTENTIEL DE LIQUEFACTION (SITE DE MOSTAGANEM).....	57
IV.1.INTRODUCTION.....	58
IV.2.EVALUATION DU POTENTIEL DE LIQUEFACTION A PARTIR DES RESULTATAS DE L'ESSAI SPT	58
IV.2.1. CALCUL DU FACTEUR DE SÉCURITÉ F_s	58
IV.2.1.1.SONDAGE N°01.....	59
IV.2.1.2.SONDAGE N°02.....	60
IV.2.1.3.SONDAGE N°06.....	61
IV.2.1.4.SONDAGE N°08.....	62
IV.2.2. CALCUL DE LA PROBABILITÉ DE LA LIQUEFACTION P_L	63
IV.3.EVALUATION DU POTENTIEL DE LIQUEFACTION A PARTIR DES RESULTATS DE L'ESSAI CPT	64
IV.3.1. CALCUL DU FACTEUR DE SÉCURITÉ F_s	64
IV.3.1.1.SONDAGE N°01.....	65
IV.3.1.2.SONDAGE N°02.....	66
IV.3.1.3.SONDAGE N°06.....	67
IV.3.1.4.SONDAGE N°08.....	68
IV.3.5. CALCUL DE LA PROBABILITÉ DE LA LIQUEFACTION P_L	69
IV.4.COMPARAISON ENTRE LES RÉSULTATS DES DEUX MÉTHODES.....	70
IV.5.CONCLUSION.....	72
CONCLUSION GÉNÉRALE.....	73
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	76
ANNEXES.....	80

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I.

Figure I.1 : Bâtiments renversés à TAIWAN en 1999(Dr Hsein Juang, 2002).....	06
Figure I.2 : Ebullitions de sable au Comté de Nantou (à gauche) et de Zhanghua (à droite), TAIWAN en 1999(Dr Hsein Juang, 2002).....	06
Figure I.3 : Effondrement des tabliers (à gauche) et déplacement latéral et longitudinal (à droite),pont de Showa, à Niigata au JAPON en 1964(Dr Hsein Juang, 2002).....	07
Figure I.4 : Inclinaison des bâtiments à Niigata au JAPON en 1964(Dr Hsein Juang, 2002).....	07
Figure I.5 : Liquéfaction des sables au niveau du pont Isser-BOUMERDES en 2003 (à droite) le déplacement latéral du sol autour de la semelle de la pile et la remontée de l'eau (à gauche) (Ali Bouafia, 2005).....	08
Figure I.6 : Liquéfaction des sables à la plage de Corso à BOUMERDES en 2003(Ali Bouafia, 2005).....	08
Figure I.7 : Relation schématisée entre la contrainte cyclique maximale et le nombre de cycles nécessaires pour causer la rupture par mobilité cyclique avec l'influence de la contrainte de confinement (figure adaptée de Holtz et Kovacks, 1991).....	10
Figure I.8 : Schéma de réalisation des colonnes ballastées par voie humide.....	14
Figure I.9 : Schéma de réalisation des colonnes ballastées par voie sèche.....	14
Figure I.10 : Schéma de phasage des travaux de vibro-compactage.....	15
Figure I.11 : Technique de compactage dynamique (compactage des sols à l'aide d'une masse en chute libre).....	15
Figure I.12 : Schéma de phasage d'installation des drains verticaux	16
Figure I.13 : Technique de drainage, rabattement de la nappe.....	17

CHAPITRE II.

Figure II.1 : les conditions assumées pour le développement de la relation du CSR (Robert W. Day, 2009).....	20
Figure II.2 : Facteur de réduction r_d en fonction de la profondeur avec les lignes des valeurs moyennes (Andrus et Stokoe, 2000).....	22
Figure II.3 : Abaques pour la détermination de K_σ (d'après Hynes et Olsen, 1999).....	25
Figure II.4 : schéma de principe du pénétromètre SPT	26
Figure II.5 : mise en service du pénétromètre SPT	27
Figure II.6 : courbe de base simplifiée recommandée pour le calcul de CRR à partir des données de SPT (modifiée d'après Seed et al, 1985).....	29
Figure II.7 : Courbe simplifiée pour le calcul du CRR pour $M_w=7.5$ (d'après Andrus et al, 2004)....	31

Figure II.8 : Courbe simplifiée pour le calcul du CRR basée sur $(N_1)_{60}$ pour $M_w=7.5$ (D'après Idriss et Boulanger, 2006).....	33
Figure II.9 : schéma de la pointe du pénétromètre CPT	34
Figure II.10 : Mise en service du pénétromètre CPT	34
Figure II.11 : schéma de principe de mesure du pénétromètre CPT.....	35
Figure II.12 : Exemple de pénétoigramme statique.....	37
Figure II.13 : Exemple de pénétoigramme statique (AFNOR NF P94-113 ,1996).....	37
Figure II.14 : courbe de calcul de CRR en fonction de q_{c1N} (D'après Robertson et Wride, 1998).....	38
Figure II.15 : Abaque représentant la nature du comportement de sol d'un CPT normalisé.....	40
Figure II.16 : Courbe simplifiée pour le calcul de CRR basé sur $q_{c1N,CS}$ pour $M_w=7.5$ (D'après Andrus et Al, 2004).....	41
Figure II.17 : Courbe simplifiée pour le calcul de CRR basé sur q_{c1N} pour $M_w=7.5$ (D'après Idriss et Boulanger, 2006).....	42
CHAPITRE III.	
Figure III.1 : localisation du projet par l'application (Google Earth).....	47
Figure III.2 : Difficulté d'accès du aux dunes de sable de mer.....	47
Figure III.3 : Le plan d'implantation des sondages pour les essais SPT et CPT.....	49
Figure III.4 : Variation du nombre de coups SPT avec la profondeur pour le site étudié.....	53
Figure III.5 : Variation de la résistance de pointe q_c d'essai CPT avec la profondeur pour le site étudié.....	55
CHAPITRE IV.	
Figure IV.1. Variation de CRR, CSR, et F_s en profondeur, l'essai SPT (Sondage N°01).....	59
Figure IV.2. Variation de CRR, CSR, et F_s en profondeur, l'essai SPT (Sondage N°02).....	60
Figure IV.3. Variation de CRR, CSR, et F_s en profondeur, l'essai SPT (Sondage N°06).....	61
Figure IV.4. Variation de CRR, CSR, et F_s en profondeur, l'essai SPT (Sondage N°08).....	62
Figure IV.5. Variation de CRR, CSR, et F_s en profondeur, l'essai CPT (Sondage N°01).....	65
Figure IV.6. Variation de CRR, CSR, et F_s en profondeur, l'essai CPT (Sondage N°02).....	66
Figure IV.7. Variation de CRR, CSR, et F_s en profondeur, l'essai CPT (Sondage N°06).....	67
Figure IV.8. Variation de CRR, CSR, et F_s en profondeur, l'essai CPT (Sondage N°08).....	68
Figure IV.9. Variation de F_s en profondeur, les essais SPT & CPT.....	70
Figure IV.10. Variation du facteur de sécurité pour le site étudié, les essais SPT & CPT.....	71
Figure IV.11. Variation du potentiel de liquéfaction pour le site étudié, les essais SPT & CPT.....	71

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I.

Tableau I.1 : Angle de frottement interne effectif Φ' de sols pulvérulents (d'après Lambe et Whitman, 1979 et Bowles, 1984).....	11
--	-----------

CHAPITRE II.

Tableau II.1 : Différentes valeurs de K_m selon plusieurs auteurs (adopté par Young et Idriss).....	24
--	-----------

Tableau II.2 : correction pour l'essai SPT (Skempton, 1986 ; Kulhawy et Mayne, 1990 ; Robertson et Wride, 1998).....	28
---	-----------

Tableau II.3 : Incrément de résistance en fonction de teneur en fines (D'après Stark et Olsen, 1995).....	30
--	-----------

Tableau II.4 :valeurs de correction α et β en fonction de teneur en fins (D'après Seed et Idriss, 1997).....	30
--	-----------

Tableau II.5 : Indice I_c et type de comportement de sol (Robertson, 1990).....	39
--	-----------

Tableau II.6 : Avantages et inconvénients des essais SPT et CPT.....	43
---	-----------

Tableau II.7 : Comparaison de SPT et CPT pour l'évaluation du potentiel de liquéfaction (D'après Yound et Al.2001).....	43
--	-----------

Tableau II.8 : Classes du potentiel de liquéfaction des sols (D'après Juang et al. 2012).....	45
--	-----------

CHAPITRE III.

Tableau III.1 : Nature lithologique des couches constituant le terrain (D'après le L.C.T.P, Mostaganem, 2014).....	50
---	-----------

Tableau III.2 : Tableau récapitulatif représentant les valeurs brutes des essais SPT (N_1 , N_2 , N_3) (D'après le L.C.T.P, Mostaganem, 2014).....	52
---	-----------

Tableau III.3 : Tableau récapitulatif représentant les valeurs de la résistance de pointe q_c d'essai CPT. (D'après le L.C.T.P, Mostaganem, 2014).....	54
---	-----------

Tableau III.3 : Tableau récapitulatif représentant des résultats des essais aux laboratoires. (D'après le L.C.T.P, Mostaganem, 2014).....	56
--	-----------

CHAPITRE IV.

Tableau IV.1 : Résultats de calcul de F_s , l'essai SPT (sondage n°01).....	59
--	-----------

Tableau IV.2 : Résultats de calcul de F_s , l'essai SPT (sondage n°02).....	60
--	-----------

Tableau IV.3 : Résultats de calcul de F_s , l'essai SPT (sondage n°06).....	61
--	-----------

Tableau IV.4 : Résultats de calcul de F_s , l'essai SPT (sondage n°08).....	62
--	-----------

Tableau IV.5 : La classification du potentiel de la liquéfaction pour chaque sondage, l'essai SPT... 63

Tableau IV.6 : La probabilité de liquéfaction moyenne pour tout le site, l'essai SPT..... 64
--

Tableau IV.7 : Résultats de calcul de F_s , l'essai CPT (sondage n°01).....	65
Tableau IV.8 : Résultats de calcul de F_s , l'essai CPT (sondage n°02).....	66
Tableau IV.9 : Résultats de calcul de F_s , l'essai CPT (sondage n°06).....	67
Tableau IV.10 : Résultats de calcul de F_s , l'essai CPT (sondage n°08).....	68
Tableau IV.11 : La classification du potentiel de la liquéfaction pour chaque sondage, l'essai CPT..	69
Tableau IV.12 : La probabilité de liquéfaction moyenne pour tout le site, l'essai CPT.....	69

NOTATIONS

σ' : contrainte effective (KPa).

σ : contrainte totale (KPa).

u : pression interstitielle (KPa).

a_{max} : Accélération maximale du sol en surface (m/s^2)

g : Accélération de la pesanteur (m/s^2)

M_w : La magnitude du séisme.

K_0 : le coefficient de poussée des terres au repos

OCR : le rapport de surconsolidation

σ_{v0} : La contrainte verticale totale (KPa).

σ'_{v0} : La contrainte verticale effective (KPa).

\bar{B} : coefficient de Skempton

W_L : limite de liquidité

I_p : indice de plasticité

W_p : limite de plasticité

SPT : Essai à la pénétration standard

CPT : Essai à la pénétration statique

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

m : La masse de la colonne de sol (Kg)

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

Z : La longueur de la colonne (m).

γ : Poids volumique du sol (KN/m^2)

τ_{max} : La contrainte de cisaillement maximale

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

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

F_s : Facteur de sécurité

CRR : Rapport de résistance cyclique

CSR : Rapport de contrainte cyclique générée par le séisme.

$CRR_{7.5}$: Taux de résistance cyclique pour une magnitude de 7.5.

N_{SPT} : Nombre de coups obtenu par l'essai SPT

K_σ : Facteur de correction des contraintes supérieur à 100 KPa

MSF : Facteur de correction de magnitude.

P_a : Pression atmosphérique (KPa).

C_{σ} : Facteur de correction.

D_r : La densité relative (%)

N_m : Nombre de coups mesuré

C_N : Facteur de normalisation de N_m par rapport à la contrainte de surconsolidation.

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

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

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

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

$(N1)_{60}$: Nombre de coups corrigé.

$(N1)_{60cs}$: Nombre de coups normalisé.

q_c : Résistance de pointe mesurée par CPT (MPa).

Q_c : l'effort de pointe

A_c : la plus grande section droite de la pointe

Q_t : Effort total d'enfoncement.

Q_{st} : Effort de frottement latéral sur l'ensemble du fut.

f_s : Le frottement latéral unitaire local

R_f : Le rapport de frottement

I_f : Indice de frottement.

q_{c1N} : Résistance à la pointe corrigée.

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

P_a : Pression atmosphérique égale 100 KPa.

Q : la résistance de pointe normalisée.

F : le taux de frottement normalisé du manchon pénétrométrique.

I_c : Indice comportement de sol

K_C : Facteur correcteur

$(q_{c1N})_{cs}$: la résistance à la pénétration normalisé

P_L : La probabilité de liquéfaction.

P_{LMOY} : La probabilité de liquéfaction moyenne.

γ_d : Poids volumique du sol sec (KN/m³)

γ_h : Poids volumique du sol humide (KN/m³)

W : teneur en eau

S_r : degré de saturation

INTRODUCTION GÉNÉRALE

La liquéfaction est l'un des phénomènes les plus importants de la dynamique des sols, l'occurrence de la liquéfaction, ainsi que le taux et l'étendue des déformations en cas de liquéfaction durant un chargement cyclique dépendent des caractéristiques compositionnelles du matériau, comme la granulométrie, la taille et la forme des particules. En effet, les sols dans lesquels la résistance à la déformation est mobilisée par le frottement entre les particules, présentent les types les plus susceptibles à la liquéfaction, lorsque le sol est fin ou contient des particules fines, une cohésion ou adhésion tend à se développer entre ces particules, les empêchant ainsi de se séparer. Ce phénomène est aussi lié à une génération des surpressions interstitielles élevées, qui entraîne une réduction très importante des niveaux de contraintes effectives existant dans le massif, et par la suite une chute importante des résistances au cisaillement mobilisables dans le matériau.

Ce phénomène a été déjà responsable des dommages très importants à travers le monde, des dégâts significatifs dus à la liquéfaction se sont produits dans des sites où les sols révèlent une cohésion considérable, tels les tassements excessifs et/ou la perte partielle ou totale de la capacité portante des structures à fondations superficielles.

Après le séisme de l'Alaska (1964) et celui de Niigata au Japon (1964), Seed et Idriss (1971) ont développé une procédure simplifiée basée sur les essais in-situ pour l'évaluation du potentiel de liquéfaction. Par la suite, cette procédure a subi plusieurs modifications ou améliorations, notamment par Seed (1979), Seed et Idriss (1982), et Seed et al. (1985). En janvier 1996, un atelier sur les problèmes de liquéfaction a été organisé par le NCEER (National Center for Earthquake Engineering Research); les recommandations de cet atelier sont analysées par Youd et al. (2001). Actuellement, l'étude de la liquéfaction s'est développée pour devenir un domaine de recherche à part entière (Seed et al. 2001 ; Seed et al. 2003 ; Juang et al. 2003 ; Boulanger and Idriss. 2004 ; Andrus et al. 2004 ; Monaco et al. 2005; Grasso et Maugeri. 2006; Pai-Hsiang Tsai et al. 2009).

L'objectif de ce travail, après une analyse du potentiel de la liquéfaction par des méthodes analytiques à partir des essais in-situ SPT et CPT, s'intéresse à la comparaison entre les résultats de ces deux approches.

Le mémoire est structuré en quatre chapitres principaux, précédés d'une introduction et suivis d'une conclusion.

Le premier chapitre est une synthèse des connaissances relatives au phénomène de liquéfaction telle que les effets induits par la liquéfaction, les facteurs influençant la résistance à ce phénomène et les techniques de traitement des sols.

Le second chapitre est consacré aux procédures à suivre pour l'évaluation du potentiel de la liquéfaction des sols, qui englobent les méthodes de calcul approché développés par plusieurs chercheurs.

À travers Le troisième chapitre nous présentons le site d'étude (site Mostaganem) et les reconnaissances géotechniques réalisées ainsi les résultats des essais SPT et CPT.

Le quatrième chapitre est consacré à la comparaison entre les méthodes d'évaluation du potentiel de liquéfaction, basées sur les résultats des essais SPT, CPT.

CHAPITRE I :
RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

I.1. INTRODUCTION :

La liquéfaction des sols est un phénomène d'instabilité ou de perte de résistance qui peut avoir lieu sur un milieu généralement granulaire saturé ou partiellement saturé. Elle se manifeste par une augmentation de la pression interstitielle liée au comportement contractant du sol lors de l'application d'un chargement rapide.

Dans ce premier chapitre nous y décrivons le phénomène de liquéfaction des sols en vue de préciser ses causes et effets. Les facteurs influençant la résistance à la liquéfaction seront ensuite exposés, en faisant la synthèse des différentes techniques d'amélioration des caractéristiques géotechniques et les propriétés mécaniques des terrains.

I.2. LE PHÉNOMÈNE DE LIQUÉFACTION DES SOLS :

I.2.1. GÉNÉRALITÉ :

Le phénomène de la liquéfaction des sols est pour la première fois abordé en 1819 par James MacMurdo suite à un tremblement de terre ayant frappé la région située entre Karachi et Bombay, dans le Nord-Ouest de l'Inde. A cette époque, MacMurdo est le représentant de la couronne anglaise dans cette région et il décrit (sans utiliser le terme de liquéfaction) des phénomènes d'eau et de sable éjectés du sol ainsi que des mouvements lents d'affaissement qui sont aujourd'hui assimilés au phénomène. MacMurdo compare également les dommages engendrés aux structures fondées sur différents types de sols, soulignant l'influence locale de ceux-ci sur les effets des tremblements de terre (Seed et Idriss, 1982).

Bien que certaines études utilisant les paramètres de la mécanique des sols ont été menées par Casagrande en 1936 (Seed et Idriss, 1982), ce n'est qu'en 1948 qu'apparait le terme de « liquéfaction spontanée » utilisé par Terzaghi et Peck pour définir un changement soudain dans le comportement d'un dépôt de sable lâche soumis à des perturbations extérieures le conduisant vers un matériau ayant les caractéristique d'un fluide (Terzaghi et Peck, 1967). Le terme « liquéfaction » a également été utilisé dans l'article intitulé « The Behavior of Sand During Vibration » présenté par Mogami et Kubo en 1953 à la troisième conférence sur la Mécanique des Sols et des travaux de fondations à Zurich (Kramer, 1996).

Malgré ces quelques descriptions du phénomène, l'intérêt scientifique sur la question n'apparaît qu'en 1964 suite à deux tremblements de terre majeurs, à Anchorage (Etats-Unis) et Niigata (Japon), ayant causés d'importants dommages à de nombreuses structures qui ont été liés, entre autre, au phénomène de liquéfaction des sols. Depuis lors, les préoccupations concernant la sécurité publique, mais également la sécurité d'ouvrages à hauts risques tels que les barrages et les centrales nucléaires, ont conduit à la réalisation de nombreuses recherches afin de développer une meilleure compréhension ainsi que des outils de prédiction du phénomène. Ce thème représente toujours l'un des sujets les plus importants, intéressants, complexes et controversés de la géotechnique (Kramer, 1996).

I.2.2. DÉFINITION :

De manière générale, la liquéfaction consiste en une génération de pression interstitielle suite à un chargement statique ou dynamique d'un sol pulvérulent saturé, contractant et présentant une capacité de drainage insuffisante. Cette augmentation de pression interstitielle provoque alors une diminution des contraintes effectives en accord avec l'expression de Terzaghi ;

$$\sigma' = \sigma - u \quad [I. 1]$$

où σ' = contrainte effective [kPa]

σ = contrainte totale [kPa]

u = pression interstitielle [kPa]

La liquéfaction a lieu lorsque les contraintes effectives deviennent nulles (ou très faibles), engendrant des déformations importantes suite à des contraintes de cisaillement appliquées supérieures à la résistance du sol. Le sol se comporte alors comme un fluide ayant la densité du sol saturé. Cette définition relativement simple ne laisse cependant pas entrevoir toute la complexité du phénomène. En effet, les mécanismes de génération de pression interstitielle dépendent de nombreux facteurs incluant le type de sol étudié et le comportement qui lui est propre face aux sollicitations extérieures (Nicolas Poncelet, 2012).

I.3. EFFETS INDUITS PAR LA LIQUÉFACTION :

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, après le séisme de Chi-Chi, TAIWAN en 1999, de magnitude 7,6 sur l'échelle de Richter (d'après Dr Hsein Juang, 2002), et qui a causé des différents dommages (figure I.1), (figure I.2)



Figure I.1 : Bâtiments renversés à TAIWAN en 1999
(Dr Hsein Juang, 2002)



Figure I.2 : Ebullitions de sable au Comté de Nantou (à gauche) et de Zhanghua (à droite), TAIWAN en 1999
(Dr Hsein Juang, 2002)

Durant le séisme de Niigata au JAPON en 1964 de magnitude 7.5 sur l'échelle de Richter, (d'après Peter M. Byrne et al, 2008), la liquéfaction a été observée dans les espaces près des rivières. Cette liquéfaction a été accompagnée par des ruptures de fondation, des effondrements des ouvrages de retenue et des épandages latéraux dans le sol ce qui a causé de sévères dommages dans plusieurs structures (figure I.3) et (figure I.4).

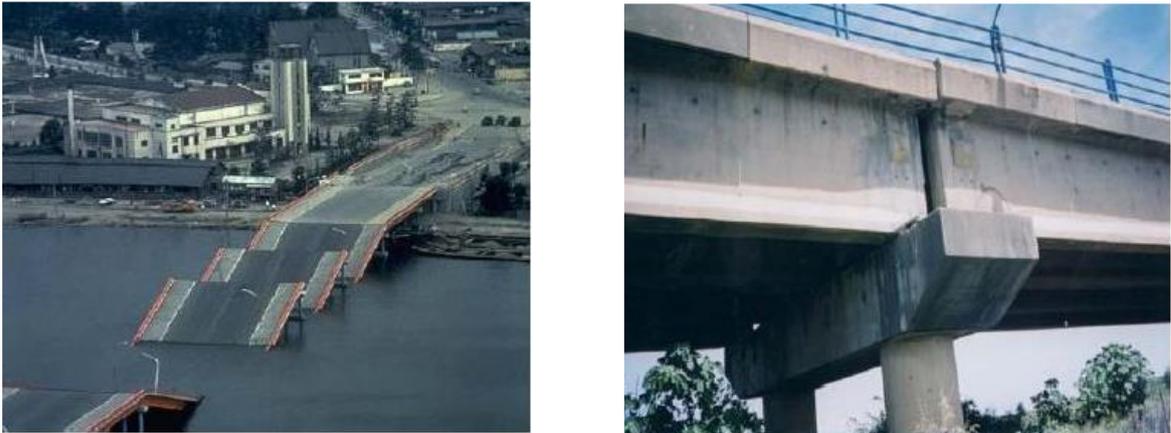


Figure I.3 : Effondrement des tabliers (à gauche) et déplacement latéral et longitudinal (à droite), pont de Showa, à Niigata au JAPON en 1964 (Peter M. Byrne et al, 2008)



Figure I.4 : Inclinaison des bâtiments à Niigata au JAPON en 1964 (Peter M. Byrne et al, 2008)

Le séisme du 21 Mai 2003 à BOUMERDES a été localisé le long de la marge nordique de l'Atlas Tellien. La magnitude locale était de 6.8 sur l'échelle de Richter, (D'après le *EERI* Earthquake Engineering Research Institute, Avril 2003)

Des fractures de la surface du sol ont été observées dans les régions épacentrales : la région de Corso (figure I.6), le port de Zemmouri et près de Dellys. Une grande partie du secteur côtier est constituée de larges plaines alluviales liées du côté sud à la ceinture de l'Atlas par des roches métamorphiques et le niveau de la nappe phréatique est généralement profond.

Bien qu'il soit probable que les insuffisances structurales aient été la cause principale des dommages, les sols sableux de Ben Mered se sont liquéfiés dans les espaces de la nappe phréatique peu profonde ce qui a également contribué aux dommages dans cette région (figure I.5), (Ali Bouafia, 2005)



Figure I.5 : Liquéfaction des sables au niveau du pont Isser-BOUMERDES en 2003 (à droite) le déplacement latéral du sol autour de la se melle de la pile et la remontée de l'eau (à gauche).
(Ali Bouafia, 2005)



Figure I.6 : Liquéfaction des sables à la plage de Corso à BOUMERDES en 2003
(Ali Bouafia, 2005)

I.4. FACTEURS INFLUENÇANT LA RÉSISTANCE À LA LIQUÉFACTION DES SOLS :

I.4.1. L'INTENSITÉ ET LA DURÉE DE TREMBLEMENT DE TERRE :

Afin d'avoir la liquéfaction du sol, il doit y avoir un tremblement du sol. Le caractère du mouvement du sol, telles que l'accélération et la durée de secousse, détermine la déformation de cisaillement qui causent la contraction des particules de sol et le développement d'un excès de pressions interstitielles conduisant à la liquéfaction. La cause la plus commune de la liquéfaction est due à l'énergie sismique libérée lors d'un séisme. Une analyse de la liquéfaction ne serait normalement pas nécessaire pour les sites ayant une accélération horizontale maximale à la surface du sol a_{\max} inférieure à 0,10 g ou une magnitude M_w inférieur à 5.

I.4.2. TYPE DE SOL :

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

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

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

- Fraction de fines inférieures à 0.005 mm < 15%
- Limite de liquidité $w_l < 35\%$
- Teneur en eau normale $> 0.9 w_l$

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

I.4.3. ETAT DE SOL ET DES CONTRAINTES :

Afin de considérer l'influence de l'état des contraintes appliquées, il est utile de distinguer la contrainte de confinement et la contrainte déviatorique. Plus la contrainte de confinement est importante, plus la résistance du sol à la liquéfaction sera élevée. Cette influence peut être perçue à l'aide de la figure 1.7 mettant en relation la contrainte cyclique maximale (correspondant à l'écart entre les pics du signal sinusoïdal) et le nombre de cycle nécessaire pour causer la rupture par mobilité cyclique d'un sol dense ($ID = 0,80$).

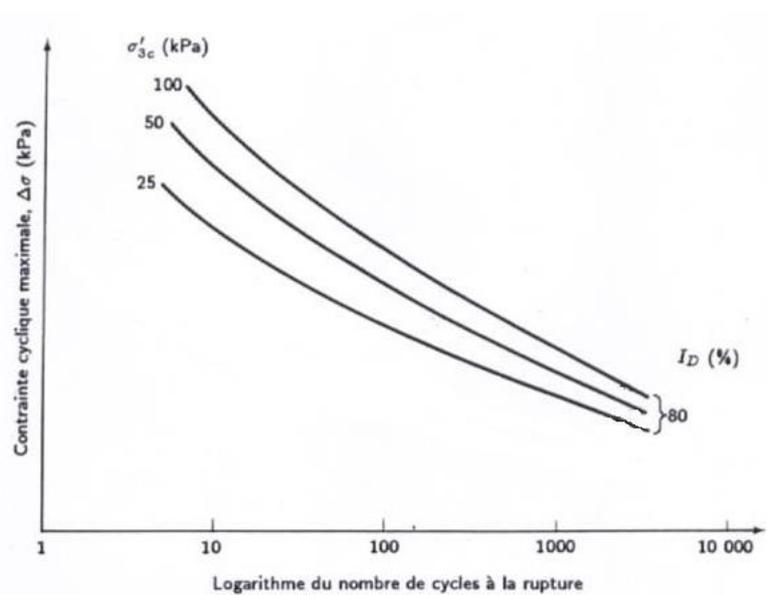


Figure I.7: Relation schématisée entre la contrainte cyclique maximale et le nombre de cycles nécessaires pour causer la rupture par mobilité cyclique avec l'influence de la contrainte de confinement (figure adaptée de Holtz et Kovacks, 1991)

Pour estimer l'état de densité d'un sol à partir de son angle de frottement interne, Lambe et Whitman (1979) et Bowles (1984) proposent des relations disponibles dans le tableau 1.1.

La contrainte déviatorique initiale affecte également la résistance à la liquéfaction. Sous un même niveau de contrainte initiale, un sol dilatant verra sa résistance à la liquéfaction augmentée tandis que l'inverse se produira pour un sol contractant (Harder et Boulanger, 1997).

Les recherches de Vaid et al. (2001) expliquent cette différence de comportement par le fait qu'une contrainte déviatorique initiale permettrait de faciliter l'inversion des contraintes de cisaillements au sein d'un sol lâche lors d'un chargement dynamique. A l'inverse, cette même contrainte déviatorique empêcherait ce phénomène dans le cas de sol dense.

Tableau I.1 : Angle de frottement interne effectif Φ' de sols pulvérulents (d'après Lambe et Whitman, 1979 et Bowles, 1984)

Type de sol	Angle de frottement interne effectif Φ'			
	État lâche		État dense	
	Particules arrondies	Particules angulaires	Particules arrondies	Particules angulaires
Gravier	35°	40°	45°	50°
Gravier et sable	36°	42°	40°	48°
Sable à granulométrie étalée	34°	39°	40°	45°
Sable fin à moyen à granulométrie serrée	30°	35°	37°	43°
Sable limoneux	25° à 35°		30° à 36°	
Silt	28° à 32°		30° à 35°	

Les valeurs du coefficient des terres au repos $K_0 = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v}$ [I. 2]

Le rapport de surconsolidation $OCR = \frac{\sigma'_{vmax}}{\sigma'_{v0}}$ [I. 3]

D'après (Holtz et Kovacks, 1991) pour une contrainte cyclique donnée, une augmentation de la valeur du K_0 ou de l'OCR augmente le nombre de cycles nécessaire pour entraîner la rupture de l'échantillon. Cela s'explique par le fait qu'une augmentation du coefficient des terres au repos K_0 correspond à une augmentation de la contrainte de confinement σ'_{3c} tandis que pour une élévation de l'OCR, la densité augmentera.

I.4.4. DEGRÉ DE SATURATION :

Le degré de saturation est toutefois un autre paramètre important, le sol ne doit pas forcément être dans des conditions de saturation complète pour introduire à la liquéfaction, la résistance à la liquéfaction pouvant être supérieure de 15 à 20% dans le second cas (Xia et Hu, 1991).

Le développement de la succion dans le cas d'un échantillon moins saturé pourrait être à l'origine de cette augmentation de résistance, induisant une cohésion apparente au sein de l'échantillon (James, 2009) son degré de saturation peut-être déterminé expérimentalement à l'aide coefficient de Skempton \bar{B} qui vise à caractériser la réponse du sol sur lequel une contrainte isotrope est appliquée, l'effet de cette contrainte étant directement relié à la réponse du sol. (Yang et al. 2004) ont traité de nombreux résultats provenant d'études sur le degré de saturation et ont conclu que la résistance à la liquéfaction était significativement augmentée lors de la diminution du coefficient de Skempton \bar{B} . (Nicolas Poncelet, 2012)

I.4.5. PRÉSENCE DE FINES :

Plusieurs études visant à caractériser l'influence de la présence de fines sur la résistance à la liquéfaction d'un sol indiquent qu'il s'agit d'un paramètre influent. Chaque sol représente une valeur limite unique en dessous de laquelle la résistance à la liquéfaction diminue avec l'indice des vides du squelette de sable et au-dessus de laquelle cette résistance est relativement constante. D'après James (2009),

I.4.6. PLASTICITÉ :

L'influence de la plasticité peut être évaluée à l'aide des limites d'Atterberg qui permettent de définir l'indice de plasticité ($I_P = w_L - w_P$) associée à la gamme des teneurs en eau à l'intérieur de laquelle le sol se comporte en matériau plastique. Les sols présentant un indice de plasticité I_P modéré à élever ne sont pas sujets à la liquéfaction bien qu'ils puissent subir un ramollissement cyclique La résistance à la liquéfaction augmenterait avec la valeur de l'indice de plasticité. D'après (Kramer, 1996).

I.4.7. ÂGE DU DÉPÔT :

Avec le temps, les particules auront tendance à se réarranger dans une configuration plus dense et à se cimenter (Leon et al.2006) conduisant à une augmentation de la résistance à la liquéfaction d'un dépôt (Youd et al.2001). Cette observation a été confirmée dans le cas de déposition naturelle (Leon et al.2006) et artificielle (Troncoso, 1986) Cette tendance dans le cas des résidus miniers a également été confirmée par (James 2009) lors de l'étude de données fournies par des tests de pénétration standard (SPT) réalisés sur les résidus d'une mine de cuivre de la province du Québec.

I.4.8. HISTORIQUE DE CHARGEMENT :

Il est fréquent que le phénomène de liquéfaction n'apparaisse pas lors d'un chargement cyclique pour cause d'un niveau de chargement trop faible. Les effets de ce chargement induisent une densification des matériaux conduisant à l'augmentation de sa résistance à la liquéfaction d'après (Seed et al. 1975).

James (2009) souligne que la plupart de ceux-ci ont été étudiés expérimentalement, les résultats obtenus pourraient ne pas être adéquats (ou devraient du moins être utilisés avec précaution) lors d'investigations sur le terrain visant à caractériser le déclenchement et le développement de la liquéfaction.

I.5. TECHNIQUES DE TRAITEMENT DU SOL :

S'il est nécessaire de construire sur un sol qui peut se liquéfier lors d'un séisme pour des raisons de restriction d'espace, il peut être possible d'améliorer les caractéristiques du sol pour diminuer les dommages du phénomène de la liquéfaction et pour éviter les grandes augmentations des pressions interstitielles pendant le séisme. Les techniques développées pour l'amélioration des sols présentant de la faible caractéristique géotechnique, sont largement utilisées à travers le monde, et le but de ces techniques est :

- ✓ Augmenter la capacité portante et/ou la résistance au cisaillement
- ✓ Diminuer considérablement les tassements
- ✓ Diminuer ou éliminer le risque de liquéfaction en cas de séisme ou de vibrations importantes.

Parmi ces méthodes, nous citons :

I.5.1. COLONNES BALASTÉES :

Les colonnes ballastées améliorent les caractéristiques mécaniques des sols par augmentation de leurs capacités portantes et réduction de leurs tassements sous les charges appliquées. Les colonnes ballastées sont généralement utilisées avec sables limoneux, limons, limons argileux, argiles, remblais hétérogènes. Cette méthode est applicable aux terrains cohérents tels que limons et argiles lorsque la profondeur de terrain à traiter est trop importante, supérieure à 4 mètres, pour une substitution en surface.

La réalisation des colonnes ballastées se fait soit :

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

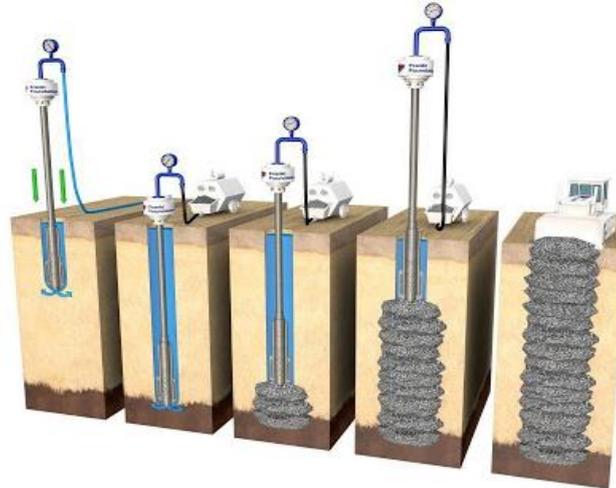


Figure I.8 : Schéma de réalisation des colonnes ballastées par voie humide.

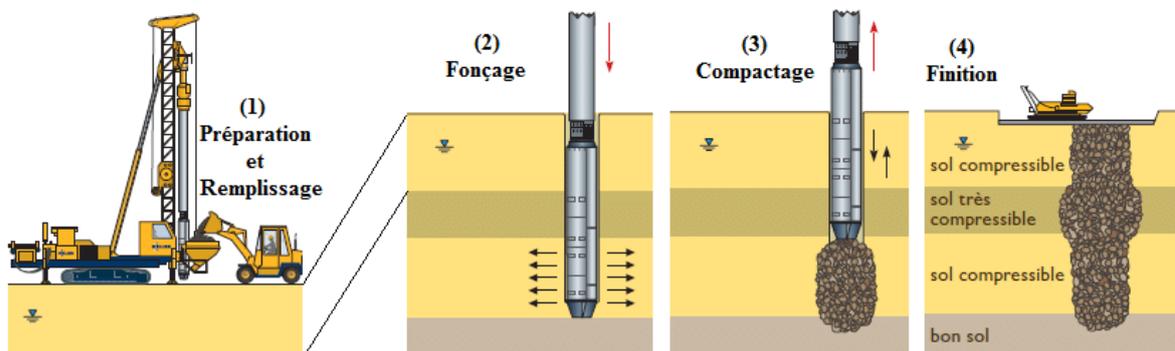


Figure I.9 : Schéma de réalisation des colonnes ballastées par voie sèche.

I.5.2. VIBROFLOTATION :

Le procédé de vibro-compactage consiste à compacter dans la masse les sols grenus sous ou hors nappe à des profondeurs variables par le biais des vibrations émises à l'aide de vibreurs radiaux spécifiques à basses fréquences. L'action de ces vibrations va provoquer un réarrangement des grains du sol grenu, réduisant ainsi l'indice des vides et augmentant la densité relative et la compacité du sol traité. Le vibro-compactage est un procédé d'amélioration des sols bien adapté dans les sols pulvérulents non cohésifs (sable, gravier, cailloux, certains remblais, ...) de compacité faible à moyenne.

Les outils sont suspendus à des grues, mais peuvent aussi, pour des faibles profondeurs, être montés sur porteur, les opérations de vibro-compactage se font par passes successives en remontant l'outil selon des critères géotechniques déterminés au préalable par des essais appropriés et pour des mailles fixées en fonction du degré de compacité des sols à traiter et des objectifs à atteindre.

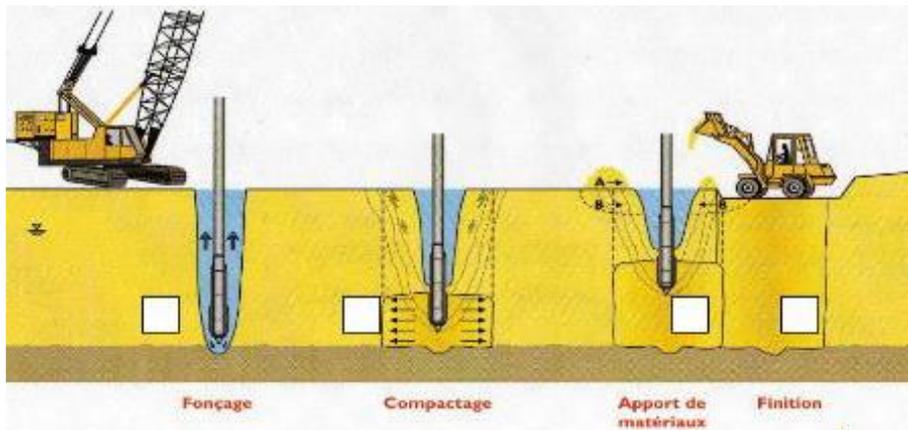


Figure I.10 : Schéma de phasage des travaux de vibro-compactage

I.5.3. COMPACTAGE DYNAMIQUE :

Le compactage dynamique vise l'amélioration des propriétés géotechnique de sols lâche sur de grande profondeur par l'application impacte de très forte intensité, elle nécessite l'emploi de masse de 15 à 40 tonnes en chute libre d'une hauteur de 10 à 40 métrés.

Le procédé s'applique aux sols sablo-graveleux, et aux matériaux argilo-limoneux saturés condition qu'il y ait présence d'air occlus (1 à 4%) (Cas des tourbes ou des remblais récents avec matières organiques). Son emploi peut être intéressant pour consolider des couches sous l'eau.

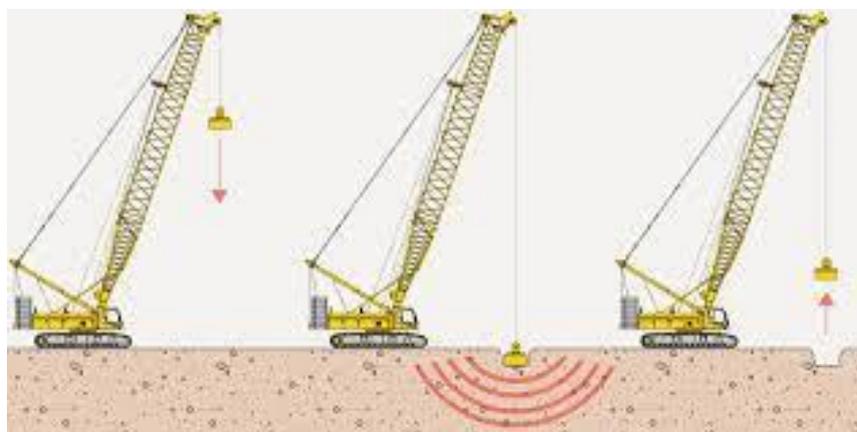


Figure I.11 : Technique de compactage dynamique (compactage des sols à l'aide d'une masse en chute libre)

I.5.4. TECHNIQUE DE DRAINAGE :

❖ Drains verticaux :

Le drainage vertical s'applique aux terrains peu perméables et permet d'augmenter considérablement leur vitesse de consolidation. Les drains verticaux sont utilisés pour l'amélioration de sols saturés en eau (ex : terrains silteux ou argileux). La technique consiste à foncer verticalement dans le terrain, suivant un maillage déterminé, un drain préfabriqué. Au moment de sa mise en service, le drain véhicule l'eau du terrain jusqu'à la surface. Les drains verticaux en plastique souple plats ou cylindriques, peuvent atteindre des profondeurs de 40 mètres ou plus. Selon la nature et la composition des terrains à traiter, les drains peuvent être également réalisés sous forme de colonnes de sable ou de granulats.

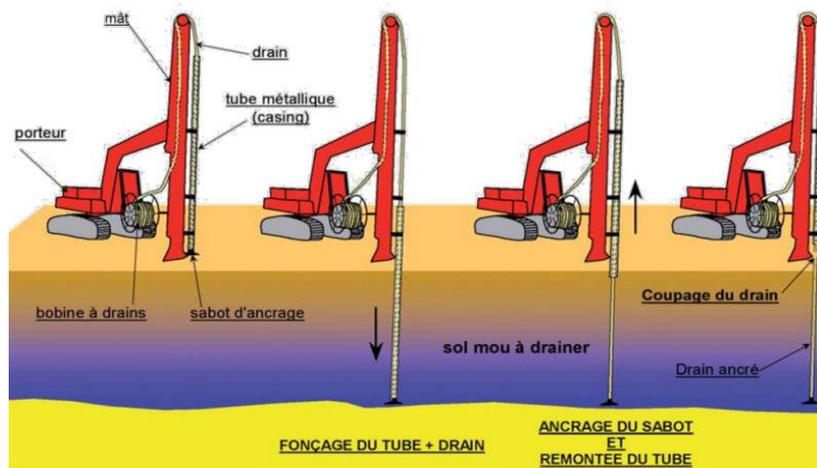


Figure I.12 : Schéma de phasage d'installation des drains verticaux

❖ Drainage, rabattement de nappe :

Ce procédé, simple, concerne les sols ayant une faible cohésion et des fortes teneurs en eau. Le drainage de ces terrains va permettre une accélération du tassement naturel du sol par son propre poids. La plupart du temps, cette opération est irréversible. Sur le terrain, la réduction de la teneur en eau peut s'effectuer : par des barrières étanches en amont de la zone de construction tels que des rideaux de palplanches, des parois moulées, des drains subhorizontaux...par un réseau de puits de pompages permettant un rabattement suffisant du niveau piézométrique de l'aquifère.

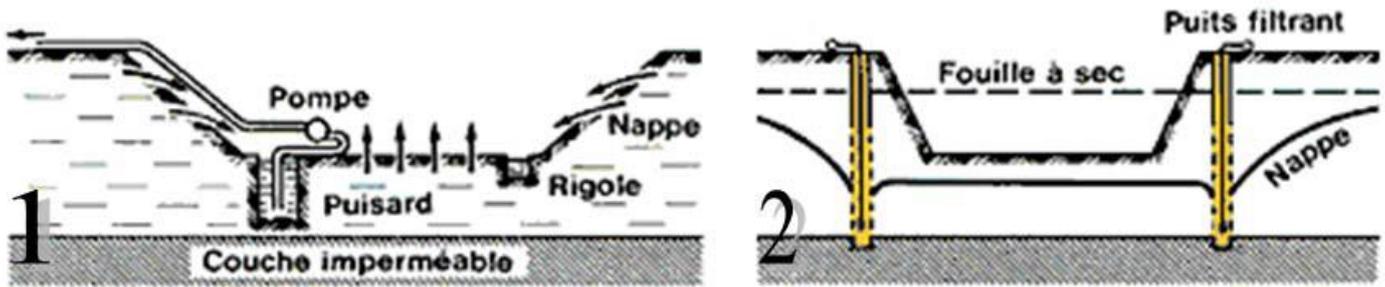


Figure I.13 : Technique de drainage, rabattement de la nappe

- (1) l'utilisation d'une pompe de surface aspirant l'eau arrivant dans un puisard, dans le coin d'une fouille ouverte
- (2) Le pompage dans une nappe entraîne un abaissement de sa surface libre et une modification du champ

I.5.5. TRAITEMENT AU CIMENT :

Cette technique de stabilisation au ciment a pour effet de rendre les sols plus résistants contre les sollicitations causées par la circulation et les facteurs climatiques.

La stabilisation de sols au ciment trouve son application tant pour les couches de surface que pour la zone supérieure de la couche de fondation ou de la sous-couche de fondation ou de la sous-couche de routes et chemins de toute nature.

I.6. CONCLUSION :

La liquéfaction est une perte brutale de la résistance, liée au développement de la pression interstitielle dans les sols saturés non cohérents, sous des conditions non drainées de chargement statique ou cyclique.

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

Dans le chapitre suivant on expliquera en détail les méthodes d'évaluation du potentiel de liquéfaction basées sur les essais in-situ SPT et CPT.

CHAPITRE II :
ÉVALUATION DU POTENTIEL
DE LIQUÉFACTION DES SOLS

II.1. INTRODUCTION :

Par le caractère hétérogène des sols présents en surface, le dimensionnement et la construction de fondation et de structures demandent une bonne connaissance du comportement mécanique du sol et de sa variation spatiale, les essais in-situ constituent ainsi des outils précieux et parmi eux les plus couramment utilisés sont les essais de pénétration qui méritent une place très importante pour la détermination des caractéristique de résistance des sols notamment pour l'étude des fondations et aussi pour l'estimation des épaisseurs des couches des formations superficielle des sols.

Ce chapitre présente la procédure pour l'évaluation du potentiel de la liquéfaction basée sur les résultats des essais in-situ : SPT (l'essai de pénétration standard) et CPT (l'essai de pénétration de cône).

II.2. ÉVALUATION DU RISQUE DE LIQUÉFACTION :

II.2.1. ÉVALUATION DU RAPPORT DE CONTRAINTE CYCLIQUE CSR :

Seed et Idriss ont trouvé une approche très largement utilisée dans la pratique pour estimer le rapport de la contrainte cyclique pour des sables saturés. Ils ont représenté les mouvements du sol dus à des tremblements de terre avec un seul paramètre simple qui est CSR (Cyclic Stress Ratio), le CSR est l'effort de cisaillement cyclique moyen dans une couche (τ_{av}) normalisé par rapport à la contrainte effective due au sol sus-jacent (σ'_{vo}). Il est fonction de l'accélération en surface maximale (a_{max}), de la profondeur au point considéré (Z), des contraintes verticales totales (σ_v) et effectives (σ'_v). (a_{max}) peut être déterminé à partir de l'histoire de l'accélérographe ou bien être estimé à partir des règlements sismique, pour une magnitude de moment $M_w = 7,5$.

Une colonne de sol a une largeur et une longueur unitaires et qu'elle se déplace horizontalement comme un corps rigide en réponse à l'accélération horizontale maximale exercée par le tremblement de terre à la surface du sol, la figure II.1 montre un schéma de ces conditions supposées.

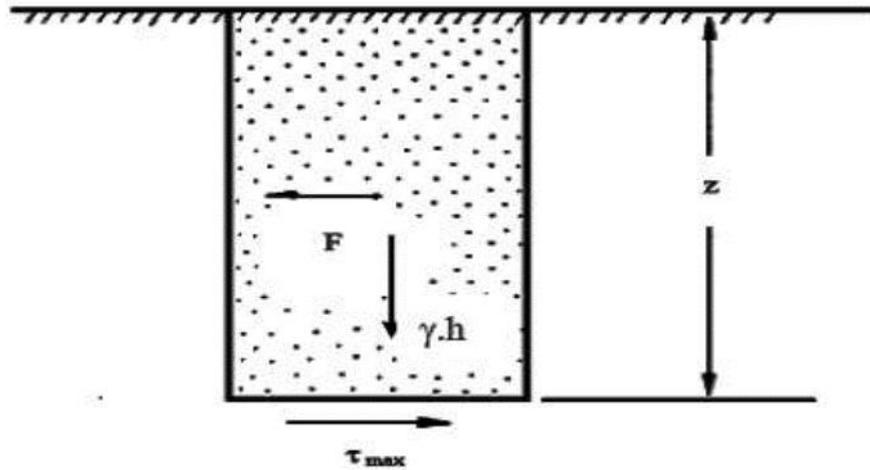


Figure II.1 : les conditions assumées pour le développement de la relation du CSR
(Robert W. Day, 2009)

La force sismique horizontale peut s'exprimer par F telle que :

$$F = m \cdot a = \left(\frac{W}{g}\right) \cdot a = \left(\frac{\gamma \cdot Z}{g}\right) \cdot a_{Max} = \sigma_{vo} \cdot \left(\frac{a_{Max}}{g}\right) \quad [\text{II. 1}]$$

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

m : la masse totale de la colonne (Kg)

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

γ : le poids volumique total de colonne du sol en (KN/m³)

Z : la profondeur de la colonne du sol (m)

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

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

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

Comme il est montré dans la figure II.1 la force horizontale maximale F égale à la force de cisaillement maximale à la base τ_{max} alors :

$$\tau_{max} = F = \sigma_{vo} \cdot \left(\frac{a_{Max}}{g}\right) \quad [\text{II. 2}]$$

Si on divise les deux côtés de l'équation par σ'_{vo} on trouve :

$$\frac{\tau_{max}}{\sigma'_{vo}} = \left(\frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}}\right) \cdot \left(\frac{a_{Max}}{g}\right) \quad [\text{II. 3}]$$

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

$$\frac{\tau_{\max}}{\sigma'_{vo}} = r_d \left(\frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \right) \cdot \left(\frac{a_{\max}}{g} \right) \quad [\text{II. 4}]$$

Seed et al (1975) ont converti le diagramme qui représente la contrainte de cisaillement due aux sollicitations sismiques en un diagramme «équivalent » de N cycles, d'amplitude constante.

La contrainte de cisaillement cyclique du séisme à une profondeur considérée est exprimée comme suit :

$$\tau_{cyc} = 0.65 \tau_{\max} \quad [\text{II. 5}]$$

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

La substitution de l'équation [II.5] Dans de l'équation [II.4], le CSR induit par tremblement de terre est obtenu comme suit :

$$CSR = \frac{\tau_{cyc}}{\sigma'_{vo}} = 0.65 \cdot \left(\frac{a_{\max}}{g} \right) \cdot \left(\frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \right) \cdot r_d \quad [\text{II. 6}]$$

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

σ_{vo} : la contrainte verticale totale (KPa)

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

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

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

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

La figure II.2 présente la gamme en valeurs pour le facteur r_d de réduction de profondeur contre la profondeur au-dessous de surface de sol. Noter qu'avec la profondeur, le facteur de réduction de profondeur diminue pour expliquer le fait que le sol n'est pas un corps rigide, mais plutôt déformable.

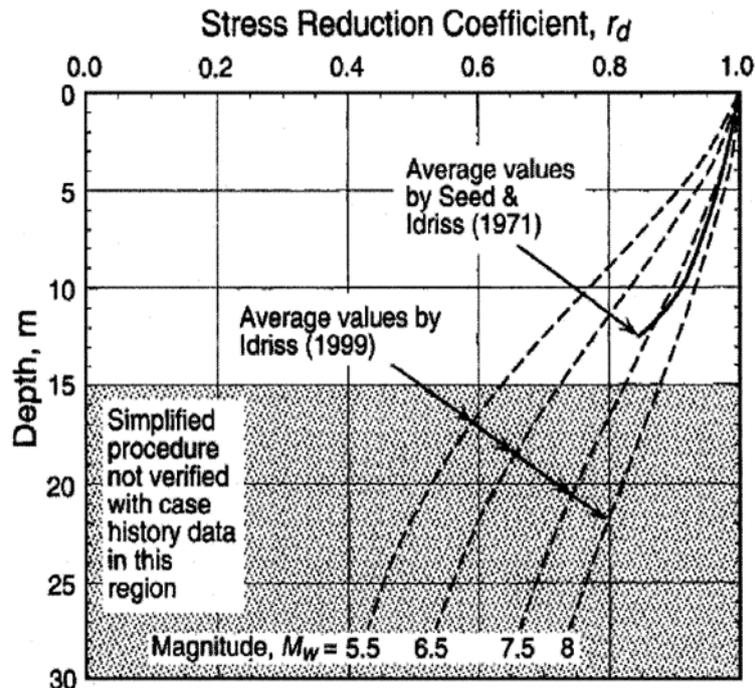


Figure II.2 : Facteur de réduction r_d en fonction de la profondeur avec les lignes des valeurs moyennes (Andrus et Stokoe, 2000)

Plusieurs modèles ont été proposés pour calculer le facteur de réduction, pour les projets de faible risque, les équations suivantes peuvent être utilisées pour la détermination de facteur r_d .

- Lia et Whithman (1986) ont proposés les relations suivantes :

$$\begin{cases} r_d = 1 - 0.00765Z & \text{pour } Z \leq 9.15 \text{ m} \\ r_d = 1.174 - 0.0267Z & \text{pour } 9.15 < Z \leq 23 \text{ m} \end{cases} \quad [\text{II. 7}]$$

- Robertson et Wride (1996) ont ajoutés une partie :

$$r_d = 0.744 - 0.008Z \quad \text{pour } 23 < Z \leq 30 \text{ m} \quad [\text{II. 8}]$$

- Marcuson, un ingénieur de l'armée américaine a proposé la partie suivante :

$$r_d = 0.5 \quad \text{pour } Z > 30 \text{ m} \quad [\text{II. 9}]$$

- Blacke (1999) a proposé une seul équation :

$$r_d = \frac{(1 - 0.4113 \times Z^{0.5} + 0.04052 \times Z + 0.001753 \times Z^{1.5})}{(1 - 0.4177 \times Z^{0.5} + 0.05729 \times Z - 0.006205 \times Z^{1.5} + 0.001210 \times Z^2)} \quad [\text{II. 10}]$$

- Au Japon, r_d est simplement pris égal à :

$$r_d = 1 - 0.0015 \times Z \quad [\text{II. 11}]$$

- Golesorkhi (1989) a proposé l'équation suivante :

$$Z \leq 34\text{m} \rightarrow r_d = \exp \left[\left(-1.012 - 1.126 \sin \left(\frac{Z}{11.37} + 5.133 \right) + 5.133 \right) + \left(0.106 + 1.118 \sin \left(\frac{Z}{11.28} + 5.142 \right) M_W \right) \right] \quad [\text{II. 12}]$$

$$Z > 34\text{m} \rightarrow r_d = 0.12 \exp(0.22 M_W) \quad [\text{II. 13}]$$

Z : la profondeur du sol (m)

M_W : la magnitude du moment

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

Le CSR induit par tremblement de terre de magnitude de 7.5 est obtenu comme suit :

$$CSR_{7.5} = 0.65 \cdot \left(\frac{a_{\text{Max}}}{g} \right) \cdot \left(\frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \right) \cdot \left(\frac{r_d}{\text{MSF}} \right) = \frac{\text{CSR}}{\text{MSF}} \quad [\text{II. 14}]$$

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

$$MSF = \left(\frac{M_W}{7.5} \right)^{-2.56} \quad [\text{II. 15}]$$

Idriss et Boulanger (2004), après l'examen de toutes les relations, ont adopté celle explicitée par l'équation [II. 16]. Lorsqu'ils utilisent la combinaison avec les formules qui relient r_d à Z et à la magnitude M_W et non uniquement à la profondeur, elle fournira des résultats plus conservateurs, surtout dans le cas des faibles profondeurs :

$$MSF = 6.9 \exp \left(\frac{-M_W}{4} \right) - 0.058 \leq 1.8 \quad [\text{II. 16}]$$

II.2.2. ÉVALUATION DU RAPPORT DE LA RÉSISTANCE CYCLIQUE CRR :

La deuxième étape des procédés simplifiés est de déterminer le rapport de résistance cyclique (CRR) du sol, la détermination peut s’effectuer en utilisant des données obtenues à partir des essais in-situ (SPT, CPT, DMT, et la mesure des vitesses d’ondes de cisaillement...), ou à partir d’essais de laboratoire (Triaxial cyclique, cisaillement simple...).

Les corrélations de CRR basées sur l’évaluation du comportement des dépôts suite aux séismes correspondent à une magnitude de référence de 7,5. Elles correspondent aussi à des terrains plats, et à des contraintes verticales effectives de l’ordre de 100 kPa.

Kramer (1996), a proposé de tenir compte de l’effet de la contrainte de cisaillement initiale, dépendant de la pente du dépôt, et de la contrainte effective verticale supérieure à 100 kPa, en corrigeant la valeur de CRR comme suit :

$$CRR = CRR_{7.5} \times K_m \times K_\sigma \times K_\alpha \tag{II. 17}$$

On mentionne trois facteurs important, le facteur d’échelle K_m , le facteur de correction pour grandes pressions de surcharge K_σ et le facteur K_α pour tenir en compte des contraintes de cisaillement importantes dues aux inclinaisons du sol.

- Seed et Idriss ont proposé l’équation suivante pour le calcul de K_m :

$$K_m = \frac{10^{2.24}}{M^{2.56}} \tag{II. 18}$$

Le tableau II.1 représente les différents valeurs de K_m d’après plusieurs chercheurs.

Tableau II.1 : Différentes valeurs de K_m selon plusieurs auteurs (adopté par Young et Idriss)

K _m selon différents auteurs			
Echelle de séisme(M)	Seed et Idriss (1982)	Idriss (1995)	Ambraseys (1988)
5.5	1.43	2.20	2.86
6.0	1.32	1.76	2.20
6.5	1.19	1.44	1.69
7.0	1.08	1.19	1.30
7.5	1.00	1.00	1.00
8.0	0.94	0.84	0.67
8.5	0.89	0.72	0.44

Pour la détermination de K_σ :

- Youd et al (2001) proposent d'utiliser la méthode de Hynes et Olsen (1999) qui corrige la résistance à la liquéfaction des sables et sables limoneux à l'aide de l'expression suivante :

$$K_\sigma = \left(\frac{\sigma'_v}{Pa} \right)^{f-1} \quad [\text{II. 19}]$$

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

Pa : est la pression atmosphérique (Pa = 100 kpa)

f : dépend de la densité relative (Dr).

$$\text{Pour } 40\% \leq Dr \leq 60\% \rightarrow 0.7 \leq f \leq 0.8$$

$$\text{Pour } 60\% \leq Dr \leq 80\% \rightarrow 0.6 \leq f \leq 0.7$$

La figure II.3 présente quelques bases de données pour la détermination de K_σ pour la pratique des ingénieurs.

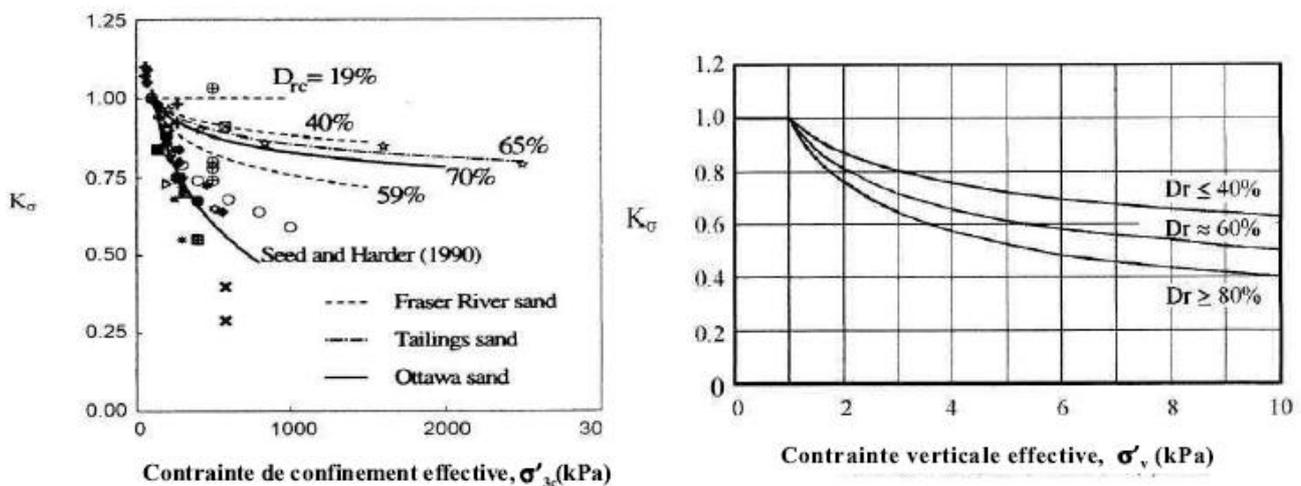


Figure II.3 : Abaques pour la détermination de K_σ (d'après Hynes et Olsen, 1999)

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

$$K_\sigma = 1 - C_\sigma \ln \left(\frac{\sigma'_v}{Pa} \right) \leq 1 \quad [\text{II. 20}]$$

$$\left\{ \begin{array}{l} C_\sigma = \frac{1}{18.9 - 17.3 D_r} \\ \text{ou} \\ C_\sigma = \frac{1}{18.9 - 2.55 \sqrt{(N1)_{60}}} \\ \text{ou} \\ C_\sigma = \frac{1}{37.8 - 8.27 (q_{c1} N)^{0.264}} \end{array} \right. \quad [\text{II. 21}]$$

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

D_r : la densité relative

$(N1)_{60}$: la valeur corrigée de SPT-N

q_{c1N} : La résistance de pointe corrigée

II.2.2.1. ÉVALUATION DU CRR PAR L'ESSAI SPT :

II.2.2.1.1. ESSAI DE PÉNÉTRATION STANDARD SPT :

L'essai consiste à enfoncer dans le terrain par battage de conception et de dimension normalisées, en comptant le nombre de coups de mouton nécessaires pour enfoncer le carottier sur une certaine profondeur, une fois plein le carottier est remonté à la surface, vidé de sa carotte puis redescendu au fond du forage. L'opération est répétée sur toute la hauteur du profil à tester, l'essai permet d'une part de tracer un profil de pénétration et d'autre part de fournir des échantillons de sol remanié qui peuvent servir à la reconnaissance des couches de sol traversées.

L'essai de pénétration au carottier s'applique aux sols fins et aux sols grenus dont la dimension maximale des éléments ne dépasse pas 20 mm. il est effectué à des intervalles de profondeurs réguliers compris entre 0.50 m et 1.50 m. le schéma du pénétromètre standard et représenté dans la figure II.4, tandis que la mise en service sur la figure II.5.

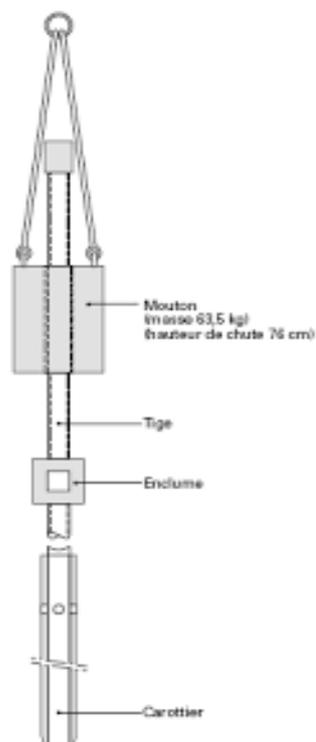


Figure II.4 : schéma de principe du pénétromètre SPT

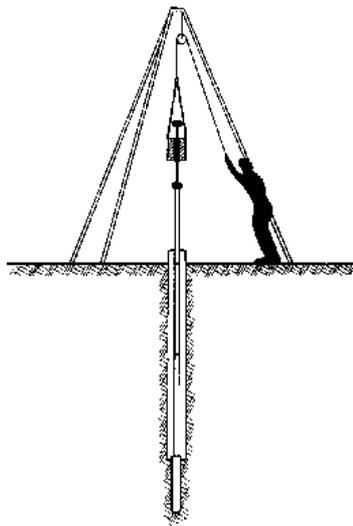


Figure II.4 : mise en service du pénétromètre SPT

Le nombre de coups N mesuré représente la résistance de pénétration, et à ramener au nombre de coups obtenu à 60% de l'énergie théorique soit une énergie restituée noté N_{60} soit :

$$N_{60} = N \cdot C_N \cdot C_E \cdot C_B \cdot C_R \cdot C_S \quad [\text{II. 22}]$$

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

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

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

C_B : facteur de correction du diamètre du forage

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

C_S : facteur de correction du carottier avec ou sans revêtement

Le facteur C_N est calculé par deux méthodes :

- Liao et Whitman (1986) ont proposés la formule suivante :

$$C_N = \left(\frac{Pa}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.5} \quad [\text{II. 23}]$$

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

σ'_{v0} : la contrainte effective

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

- Boulanger (2003) a proposé une relation de C_N basées sur des données théoriques et expérimentales :

$$C_N = \left(\frac{Pa}{\sigma'_{vo}} \right)^m \quad \text{[II. 24]}$$

L’exposant m dépendait linéairement du D_r comme suit:

$$m = 0.784 - 0.521D_r \quad \text{[II. 25]}$$

Le tableau II.2 résume la correction des facteurs selon l’équipement variable pour l’essai SPT.

Tableau II.2 : correction pour l’essai SPT (Skempton, 1986 ; Kulhawy et Mayne, 1990 ; Robertson et Wride, 1998).

Facteur	Terme	Equipement variable	Correction
Rapport d’énergie	$C_E = \frac{ER}{60\%}$	Mouton en Donut	0,5 à 1,0
		Mouton de sécurité	0,7 à 1,2
		Mouton automatique	0,8 à 1,3
Diamètre de forage	C_B	65 mm à 115 mm	1.00
		150 mm	1.05
		200 mm	1.15
Longueur de train de tige	C_R	3m à 4 m	0.75
		4 m à 6 m	0.85
		6 m à 10 m	0.95
		10 m à 30 m	1.00
		> 30 m	< 1.00
Méthode de carottage	C_S	Carottage standard	1.00
		Carottage sans revêtement	1.1 à 1.3

Les critères développés pour évaluer la résistance du sol à la liquéfaction basés sur les essais SPT ont été plutôt robustes. Ces critères sont largement intégrés dans la courbe de CSR en fonction du nombre de coups $(N_1)_{60}$, (figure II.6). Les résistances SPT sont des résistances normalisées, c'est à dire corrigées en fonction du type d'appareil employé pour le battage. Notons que ces courbes sont valables uniquement pour une magnitude de référence fixée à 7,5.

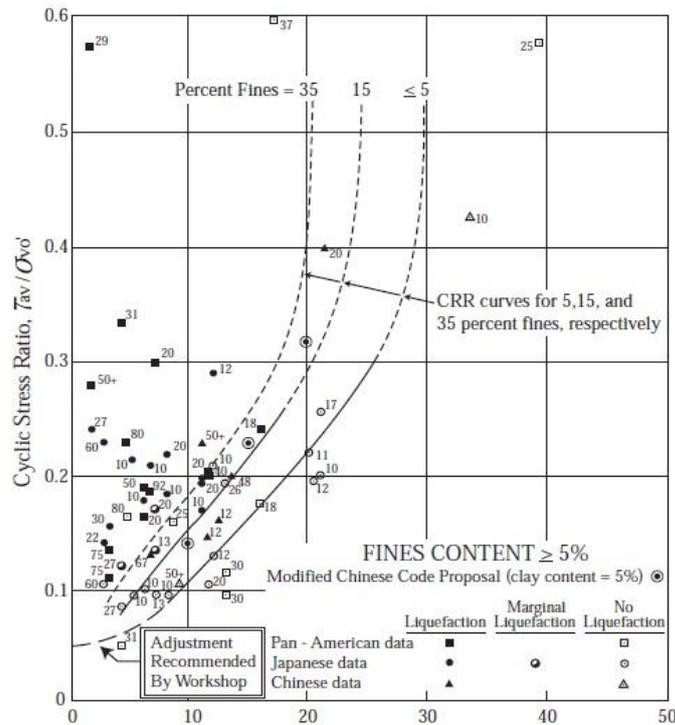


Figure II.6 : courbe de base simplifiée recommandée pour le calcul de CRR à partir des données de SPT (modifiée d’après Seed et al, 1985).

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

- La méthode de Stark et Olsen (1995) consiste à calculer un incrément de résistance à apporter à la mesure au (SPT) :

$$(N_1)_{60CS} = (N_1)_{60} + \Delta(N_1)_{60} \quad [II. 26]$$

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

Tableau II.3 : Incrément de résistance en fonction de teneur en fines (D'après Stark et Olsen, 1995)

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

- Seed et Idriss (1997) ont proposé une correction qui a été validée par le groupe de travail du NCEER (National Centre for Earthquake Engineering Research) :

$$(N_1)_{60CS} = \alpha + \beta(N_1)_{60} \quad [\text{II. 27}]$$

Tableau II.4 : valeurs de correction α et β en fonction de teneur en fins (D'après Seed et Idriss, 1997)

FC (%)	α	β
$FC \leq 5\%$	0	1.0
$5\% \leq FC \leq 35\%$	$\exp \left[1.76 - \left(\frac{190}{FC^2} \right) \right]$	$\left[0.99 - \left(\frac{FC^{1.5}}{1000} \right) \right]$
$35\% \leq FC$	5.0	1.2

Le calcul de CRR est entamé par plusieurs formules établies par les chercheurs :

II.2.2.1.2. MÉTHODE DE TOSHIO IWASAKI & AL (1984) :

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

$$\begin{cases} \text{CRR} = 0.225 \log_{10} \frac{0.35}{D_{50}} + 0.0882 \sqrt{\frac{N}{\sigma'_v + 0.7}} & \text{Pour } 0.04\text{mm} \leq D_{50} \leq 0.6\text{mm} \\ \text{CRR} = -0.05 + 0.0882 \sqrt{\frac{N}{\sigma'_v + 0.7}} & \text{Pour } 0.6\text{mm} \leq D_{50} \leq 1.5\text{mm} \end{cases} \quad [\text{II. 28}]$$

Où

N : le nombre de coups de la pénétration standard

σ'_v : la contrainte effective (KPa)

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

II.2.2.1.3. MÉTHODE DE YOUND & AL (2001) :

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

$$CRR_{7.5} = \frac{1}{34 - (N_1)_{60cs}} + \frac{(N_1)_{60cs}}{135} + \frac{50}{(10(N_1)_{60cs} + 45)^2} + \frac{1}{200} \quad [II. 29]$$

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

II.2.2.1.4. MÉTHODE D'ANDRUS & AL (2001) :

Andrus et al ont proposé l'équation suivant pour le CRR, par l'utilisation de nouvelle courbe de CRR en fonction de $(N_1)_{60c}$ représenté sur la figure II.7 :

$$CRR_{7.5} = 0.017[(N_1)_{60cs}]^{0.506} + 2.8 \left[\frac{1}{215 - 87.7[(N_1)_{60cs}]^{0.253}} \right] - \frac{1}{215} \quad [II. 30]$$

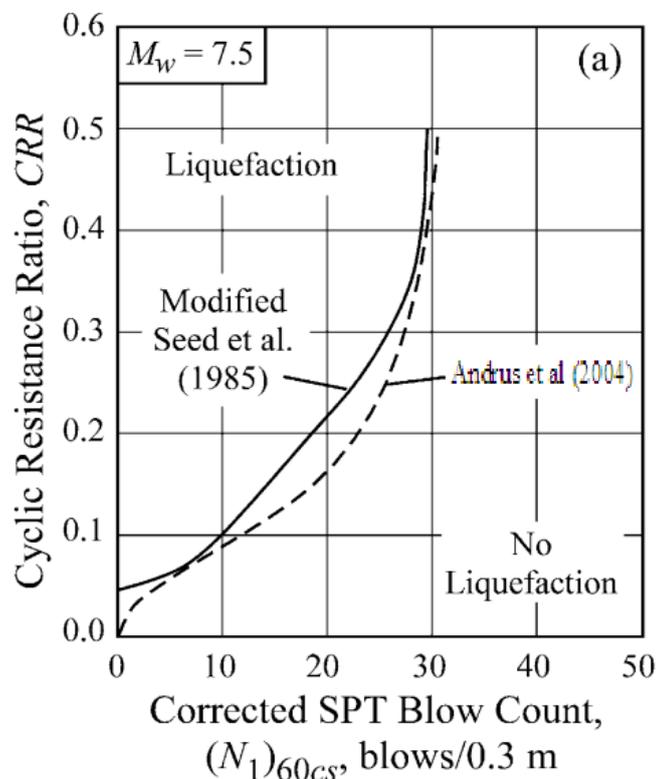


Figure II.7 : Courbe simplifiée pour le calcul du CRR pour $M_w=7.5$ (d'après Andrus et al, 2004)

II.2.2.1.5. MÉTHODE DE RONALDO.P & ORENSE (2005) :

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

$$CRR = c_w \times R_L \quad [II. 31]$$

$$R_L = \begin{cases} 0.0882\sqrt{N_a/1.7} & \text{pour } N_a < 14 \\ 0.0882\sqrt{N_a/1.7} + 1.6 * 10^{-6} * (N_a - 14)^{4.5} & \text{pour } N_a \geq 14 \end{cases} \quad [II. 32]$$

$$C_w = \begin{cases} 1.0 & \text{pour } R_L \leq 0.1 \\ 3.3R_L + 0.67 & \text{pour } 0.1 < R_L \leq 0.4 \\ 2.0 & \text{pour } R_L > 0.4 \end{cases} \quad [II. 33]$$

Pour les sols sableux :

$$N_a = c_1 \times N_1 + c_2 \quad [II. 34]$$

$$N_1 = 1.7 \times \frac{N}{(\sigma'_v + 0.7)} \quad [II. 35]$$

$$c_1 = \begin{cases} 1 & \text{pour } F_C < 10\% \\ \frac{F_C + 40}{50} & \text{pour } 10\% \leq F_C < 60\% \\ \frac{F_C}{20} - 1 & \text{pour } F_C \geq 60\% \end{cases} \quad [II. 36]$$

$$c_2 = \begin{cases} 0 & \text{pour } F_C < 10\% \\ \frac{F_C - 10}{18} & \text{pour } F_C \geq 10\% \end{cases} \quad [II. 37]$$

Pour les graviers :

$$N_a = \left[1 - 0.36 \log_{10} \left(\frac{D_{50}}{2} \right) \right] \times N_1 \quad [II. 38]$$

F_C : Pourcentage de fines (%)

N : le nombre de coups de la pénétration standard

σ'_v : la contrainte effective (KPa)

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

II.2.2.1.6. MÉTHODE D’IDRISS & BOULANGER (2006) :

Idriss et Boulanger ont recommandé l’équation analytique suivante à employer pour déterminer le CRR basé sur des résultats de SPT, comme représenté sur la figure II.8, pour un sol non cohérent avec n’importe quel contenu de fines (F_c) :

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

$$(N_1)_{60cs} = (N_1)_{60} + \exp \left[1.63 + \frac{9.7}{F_c+0.1} - \left(\frac{15.7}{F_c+0.1} \right)^2 \right] \quad \text{[II. 40]}$$

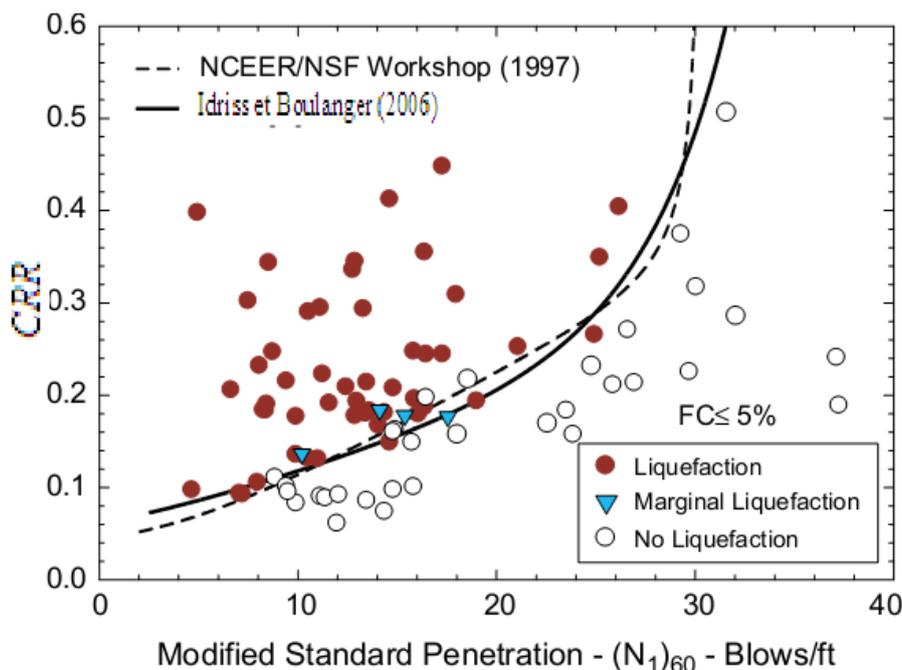


Figure II.8 : Courbe simplifiée pour le calcul du CRR basée sur $(N_1)_{60}$ pour $M_w=7.5$

(D’après Idriss et Boulanger, 2006)

II.2.2.2. ÉVALUATION DU CRR PAR L’ESSAI CPT :

II.2.2.2.1. ESSAI DE PÉNÉTRATION STATIQUE CPT :

Le test du pénétromètre à cône CPT est un test in situ polyvalent qui est devenu un test de routine pour les investigations de sites dans le monde entier pour caractériser les argiles et les sables. Il ne fait aucun doute que le CPT est l’un des tests in situ largement utilisés dans les zones où se trouvent des sols mous et compressibles. Comme le test est un test continu, la variation du profil du sous-sol est capturée avec beaucoup plus de détails par rapport à un essai de cisaillement d’aube ou à un SPT.

C'est un test très utile dans les argiles faibles et les sables. Comme il peut être réalisé dans des conditions de sols rigides et très rigides, dans certains cas, des roches tendres.

L'essai consiste à enfoncer dans le sol un pieu modèle réduit de 30 à 100 mm de diamètre, par vérinage de manière continue avec une vitesse lente et constante 2 cm/s, la résistance de pointe du pénétromètre permet d'estimer la capacité portante des fondations. Le schéma du pénétromètre statique est représenté dans la figure II.9, tandis que la mise en service sur la figure II.10.

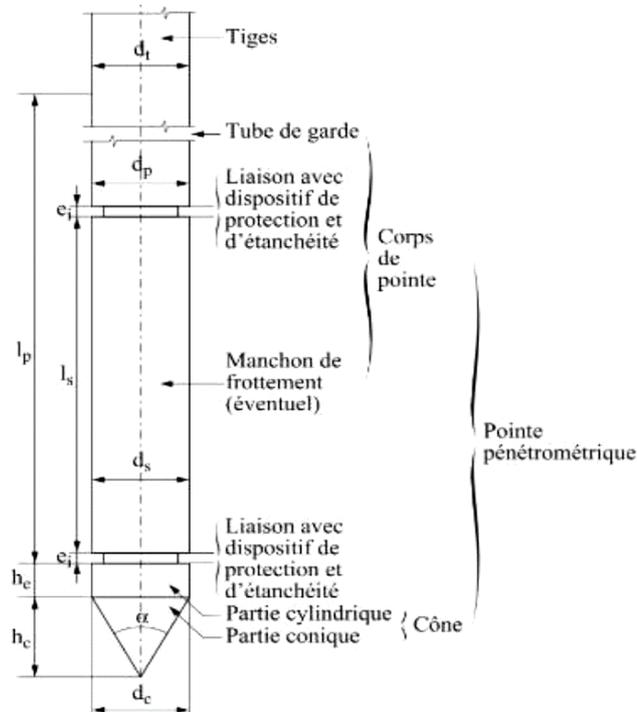


Figure II.09 : schéma de la pointe du pénétromètre CPT



Figure II.10 : Mise en service du pénétromètre CPT

○ **Méthodes de mesures :**

On mesure directement :

Q_c : L'effort de pointe

Q_t : L'effort total d'enfoncement

La résistance à l'enfoncement est mesurée tous les 10 cm au maximum.

- Sondage discontinu :

On enfonce le train de tiges jusqu'à la profondeur de mesure en contrôlant l'effort total d'enfoncement. On agit sur le tube extérieur comme représenté sur la figure II.11, sur une longueur de 10 cm au plus. On enfonce alors le cône seul sur une longueur de 4 cm et on contrôle l'effort de pointe.

- Sondage continu :

On enfonce le pénétromètre sans mesurer l'effort total, en notant seulement l'effort de pointe qui est alors mesuré en continu.

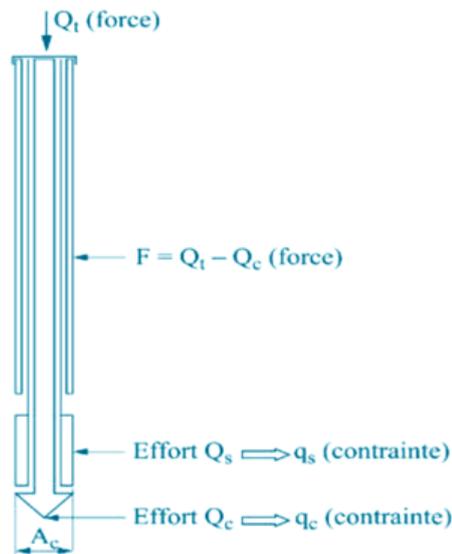


Figure II.11 : schéma de principe de mesure du pénétromètre CPT

○ **Paramètres de mesure :**

Le pénétromètre permet de mesurer plusieurs paramètres.

- Résistance à la pénétration du cône ou résistance de pointe :

$$q_c = \frac{Q_c}{A_c} \quad (\text{MPa}) \quad [\text{II. 41}]$$

Q_c : l'effort de pointe

A_c : la surface de la plus grande section droite de la pointe

- Effort total d'enfoncement :

On le note Q_t (KN) C'est la somme des efforts sur le tube extérieur, sur le manchon et sur le cône.

- Effort de frottement latéral sur l'ensemble du fut :

On note Q_{st} (KN), Il s'obtient par la formule ci-dessous :

$$Q_{st} = Q_t - Q_c \quad \text{[II.42]}$$

- Frottement latéral unitaire local :

Le frottement latéral unitaire local est le rapport de frottement mesuré sur le manchon spécial à l'arrière de point Q_s et la surface du manchon A_s

$$f_s = \frac{Q_s}{A_s} \quad \text{[II.43]}$$

- Rapport de frottement :

Le rapport de frottement est le rapport entre le frottement latéral unitaire local f_s et la résistance de pénétration de cône q_c mesuré à la même profondeur. R_f est exprimé en pourcentage :

$$R_f = \left(\frac{f_s}{q_c} \right) \cdot 100\% \quad \text{[II.44]}$$

- Indice de frottement :

C'est le rapport entre la résistance de pénétration de cône q_c et le frottement latéral f_s mesuré a la même profondeur.

$$I_f = \frac{q_c}{f_s} \quad \text{[II.45]}$$

○ Représentation des résultats :

Un exemple d'évaluation de ces résultats en fonction de la profondeur est représenté sur des graphiques sur les figures II.12 et II.13.

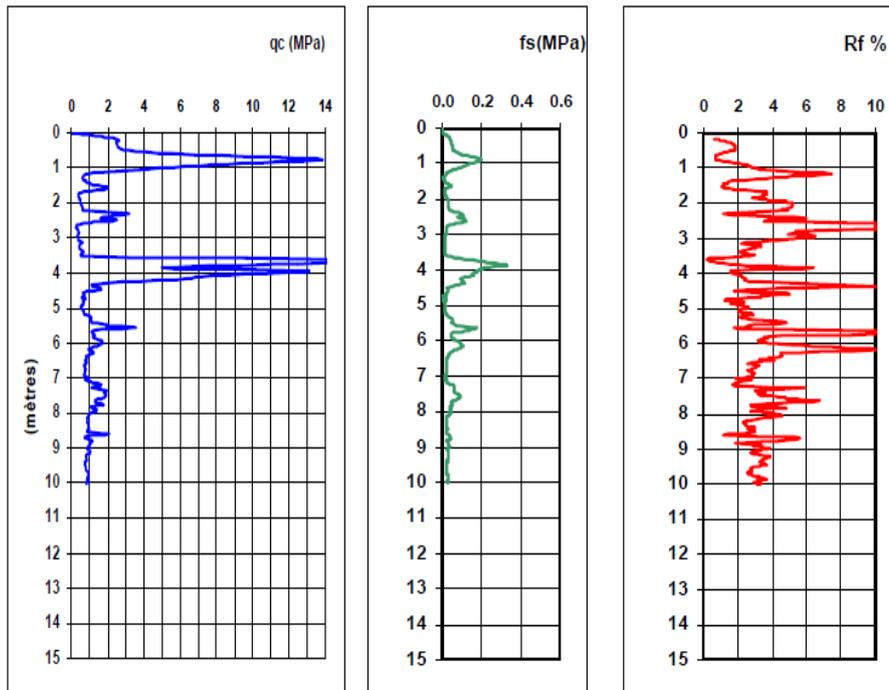


Figure II.12: Exemple de pénétrogramme statique.

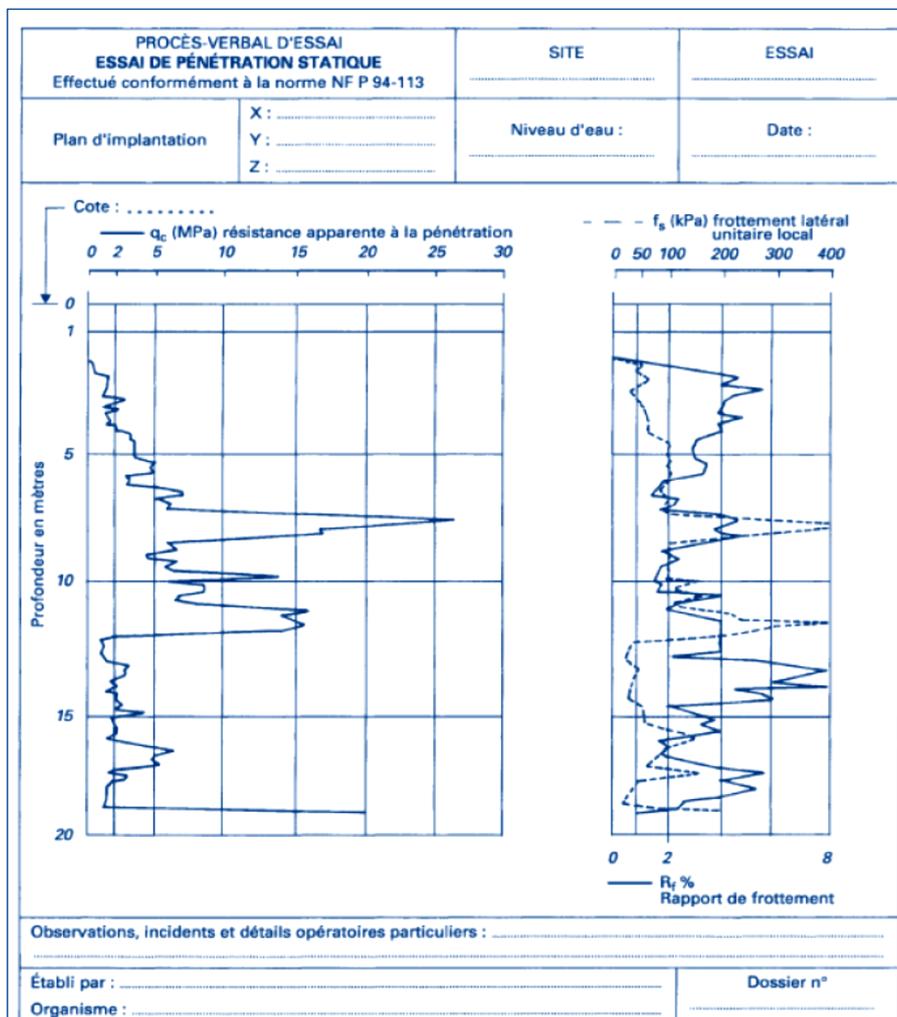


Figure II.13 : Exemple de pénétrogramme statique (AFNOR NF P94-113 ,1996)

Le calcul de CRR est entamé par plusieurs formules établies par les chercheurs :

II.2.2.2.2. MÉTHODE D’OLSEN & AL (1997) :

Olsen propose une méthode simplifiée pour calculer CRR :

$$CRR = 0,00128 \left(\frac{q_c}{(\sigma'_v)^{0.7}} \right) - 0,025 + 0,17R_f - 0,028 R_f^2 + 0,0016 R_f^3 \quad [II.46]$$

Ou :

q_c : La résistance de pointe exprimée en atm

σ'_v : La contrainte effective exprimée en atm

R_f : Un rapport en pourcentage de frottement et est défini comme équation [II.44]

II.2.2.2.3. MÉTHODE DE ROBERTSON & WRIDE (1998) :

La figure II.14 représente une courbe préparée par Robertson et Wride (1998) et établie à partir de plusieurs enquêtes des données de l’histoire y compris celles de Stark et Olsen (1995) et de Suzuki et Al (1995), pour la détermination de CRR en fonction de la résistance de la pointe normalisée q_{c1N} .

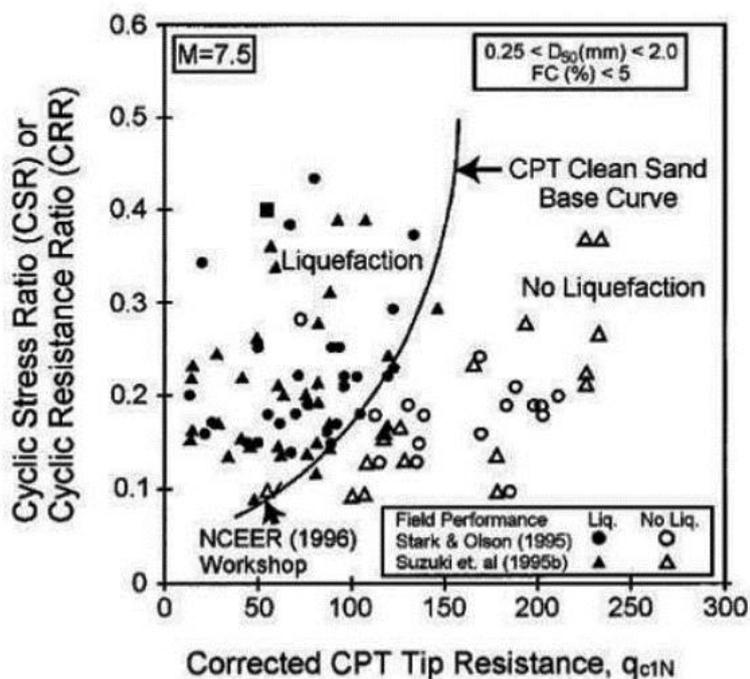


Figure II.14 : courbe de calcul de CRR en fonction de q_{c1N} (D’après Robertson et Wride, 1998)

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

$$CRR = \begin{cases} 0.833 \left(\frac{q_{c1N,cs}}{100} \right) + 0.05 & \text{pour } q_{c1N,cs} < 50 \\ 93 \left(\frac{q_{c1N,cs}}{100} \right)^3 + 0.08 & \text{pour } 50 \leq q_{c1N,cs} < 160 \end{cases} \quad [II.47]$$

Robertson et Wride ont proposé une approche qui était modifiée en 1998, pour l'évaluation du potentiel de liquéfaction basée sur les résultats des essais CPT. Cette méthode propose le calcul de la résistance de pénétration du CPT normalisée équivalent d'un sable propre $(q_{c1N})_{cs}$ à partir de l'équation suivante :

$$(q_{c1N})_{cs} = K_c \times q_{c1N} \quad [II.48]$$

Où

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

q_{c1N} : La résistance de pointe corrigée

$$\begin{cases} K_c = 1 & \text{pour } I_c \leq 1.64 \\ K_c = -0.403I_c^4 + 5.58I_c^3 - 21.63I_c^2 + 33.75I_c - 17.88 & \text{pour } I_c > 1.64 \\ \text{Evaluation en utilisant le critère Chinois} & \text{pour } I_c \geq 2.6 \\ F > 1\% \text{ Argile non liquéfiable} & \end{cases} \quad [II.49]$$

La résistance de la pointe corrigée est donnée par :

$$q_{c1N} = C_Q \cdot \frac{q_c}{P_a}, \quad C_Q = \left(\frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^n \quad [II.50]$$

$$Q = \frac{q_c - \sigma_v}{\sigma_v'} \quad [II.51]$$

Q: Facteur de normalisation de la résistance à la pointe.

n: Dépend des caractéristiques des grains du sol

$$\begin{cases} n = 0,5 & \text{pour sable propre} \\ n = 1 & \text{pour l'argile} \end{cases}$$

P_a : Pression atmosphérique (100 kPa)

σ'_{v0} : Contrainte effective

$$F = \left[\frac{f_s}{(q_c - \sigma_{v0})} \right] \times 100\% \quad [II.52]$$

Les résultats obtenus ont permis la définition d'un indice I_c du comportement de sol, suivant la valeur de I_c on peut déterminer globalement le comportement du sol concerné d'après le tableau II.5.

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

Tableau II.5 : Indice I_c et type de comportement de sol (Robertson, 1990)

I_c	Zone	Type du comportement du sol
$I_c < 1.31$	7	Sable gravier à sable dense
$1.31 < I_c < 2.05$	6	Sable propre à sable silteux
$2.05 < I_c < 2.60$	5	Sable mélange
$2.60 < I_c < 2.95$	4	Mélange de silt : argile-silt
$2.95 < I_c < 3.60$	3	Argile silteuse à pure argile
$I_c > 3.60$	2	Sol organique

Sur la figure II.14, le comportement du sol est schématisé suivant un abaque en fonction de la résistance de pointe normalisée Q , l'indice I_c et le rapport des frottements normalisés F . Par exemple, un sol avec un rapport F de l'ordre de 5%, d'indice I_c de 2,8 et de résistance Q de 20kpa se situe dans la zone 3, c'est-à-dire il a un comportement semblable aux argiles limoneuses.

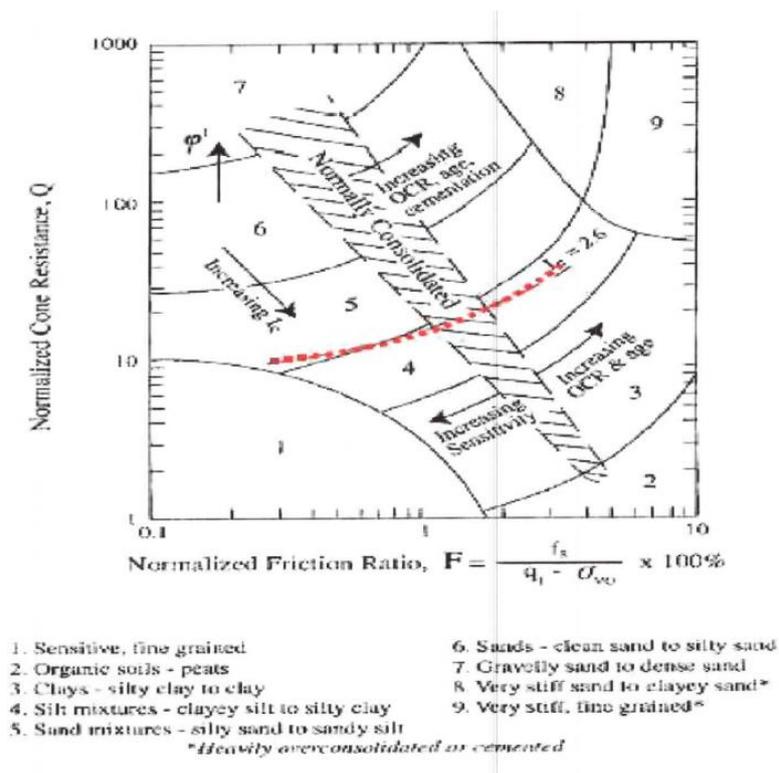


Figure II.15 : Abaque représentant la nature du comportement de sol d'un CPT normalisé.

II.2.2.2.4. MÉTHODE DE JUANG & AL (2003) :

Juang et al ont proposé l'équation empirique suivante :

$$CRR = C_{\sigma} \times \exp \left[-2.957 + 1.264 \left(\frac{q_{c1N,cs}}{100} \right)^{1.25} \right] \quad [II. 54]$$

$$C_{\sigma} = -0.016 \left(\frac{\sigma'_{v}}{100} \right)^3 + 0.178 \left(\frac{\sigma'_{v}}{100} \right)^2 - 0.063 \left(\frac{\sigma'_{v}}{100} \right) + 0.903 \quad [II. 55]$$

$$q_{c1N,cs} = q_{c1N} \times (2.429I_c^4 - 16.943I_c^3 + 44.551I_c^2 - 51.497I_c + 22.802) \quad [II. 56]$$

On note que q_{c1N} n'est pas le même que celui dans la méthode de Robertson :

$$q_{c1N} = 10 \left(\frac{q_c}{(\sigma'_{v})^{0.5}} \right) \quad [II. 57]$$

Par contre I_c et F sont les mêmes dans la méthode précédente équation [II. 52] et [II. 53]

II.2.2.2.5. MÉTHODE D'ANDRUS & AL (2004) :

A partir de la courbe représentée dans la figure II.16 une expression de CRR est donnée par Andrus et Al (2004) :

$$CRR = 0,0086(q_{c1N,cs})^{0,462} + 2,8 \left[\frac{1}{215 - (q_{c1N,cs})^{0,213}} - \frac{1}{215} \right] \quad [II. 58]$$

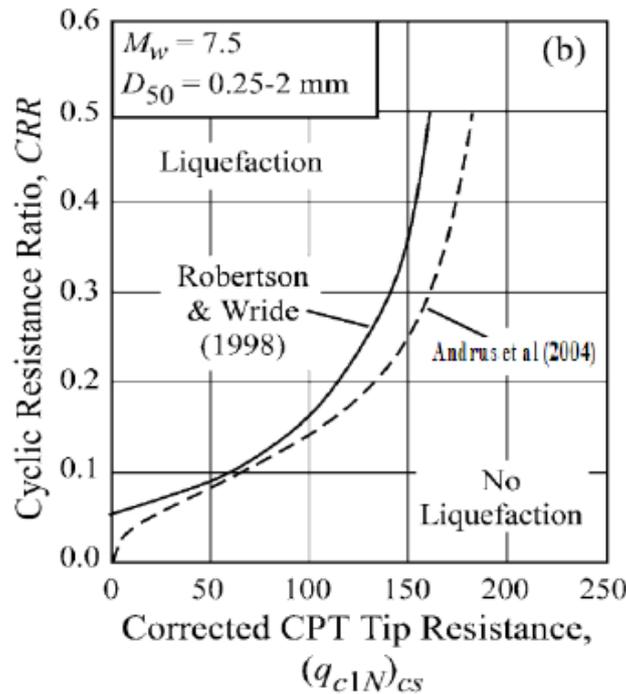


Figure II.16 : Courbe simplifiée pour le calcul de CRR basé sur $q_{c1N,cs}$ pour $M_w=7.5$ (D'après Andrus et Al, 2004)

II.2.2.2.6. MÉTHODE D’IDRISS & BOULANGER (2006) :

D’après Idriss et Boulanger, en utilisant la courbe de la figure II.17 le CRR est exprimé par l’équation suivante :

$$CRR_{7.5} = \exp \left[\frac{q_{c1N}}{540} + \left(\frac{q_{c1N}}{67} \right)^2 - \left(\frac{q_{c1N}}{80} \right)^3 + \left(\frac{q_{c1N}}{144} \right)^4 - 3 \right] \quad [II. 59]$$

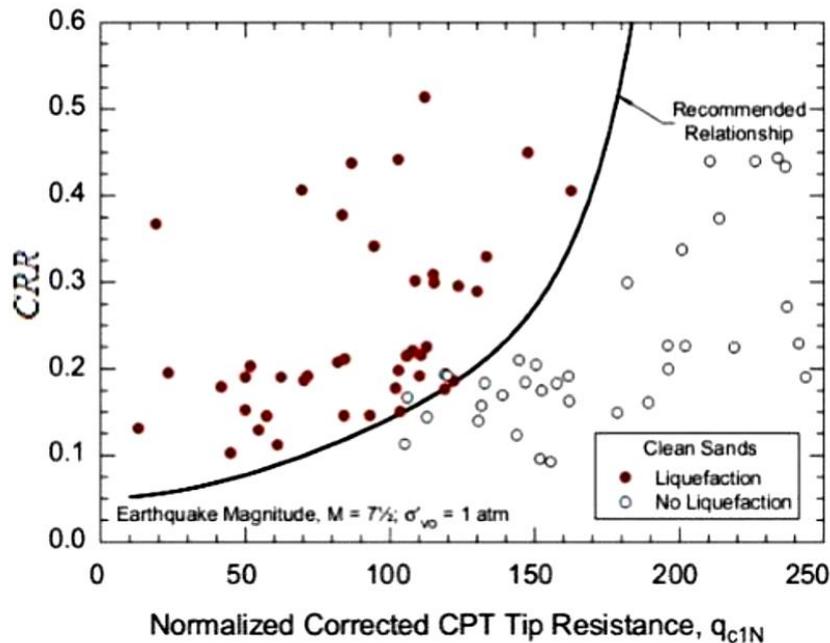


Figure II.17 : Courbe simplifiée pour le calcul de CRR basé sur q_{c1N} pour $M_w=7.5$ (D’après Idriss et Boulanger, 2006)

II.2.2.3.COMPARAISON ENTRE L’ESSAI SPT & L’ESSAI CPT :

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

Les types d’analyse pour déterminer le potentiel de liquéfaction consiste à utiliser l’essai de pénétration standard SPT et l’essai de pénétration de cône CPT, mais lequel entre eux est le plus pratique et surtout le plus précis ! On a représenté une comparaison entre les deux essais sur le tableau II.6.

Tableau II.6 : Avantages et inconvénients des essais SPT et CPT.

SPT	CPT
Avantages	
<ul style="list-style-type: none"> – C'est un test peu coûteux et rapide – La procédure de test est relativement simple à réaliser. – Les échantillons de sol collectés peuvent être utilisés pour l'identification du type de sol. – L'indice de compressibilité et de résistance relative du sol peut être établi à partir des données SPT. – Avec les valeurs SPT-N, la méthode basée sur cet historique peut refléter le comportement réel du sol lors des tremblements de terre, ce qui ne peut pas être simulé en laboratoire. 	<ul style="list-style-type: none"> – Profilage rapide et continu – Économique et productif – Base théorique solide pour l'interprétation – Données reproductibles et fiables (ne dépendante pas de l'opérateur)
Inconvénients	
<ul style="list-style-type: none"> – Les résultats ne peuvent être liés qu'empiriquement avec les paramètres géotechniques, car il simule le comportement du sol sous une charge statique – Les résultats peuvent être fortement influencés par le type d'équipement et les modalités d'exécution. – Il est difficile de retirer l'échantillonneur de la couche dure. – Il est difficile d'obtenir un vrai résultat si une pierre dure est rencontrée. 	<ul style="list-style-type: none"> – Investissement en capital relativement élevé – Aucun échantillon de sol, lors d'un CPT – La pénétration peut être limitée dans les couches de gravier / cimentées – Nécessite des opérateurs qualifiés

Yound et Al ont présenté une comparaison entre les deux essais pour l'évaluation du potentiel de liquéfaction, sur le tableau II.17 ci-dessous.

Tableau II.7 : Comparaison de SPT et CPT pour l'évaluation du potentiel de liquéfaction (D'après Yound et Al.2001)

Fonctionnalité	SPT	CPT
Nombre de mesures d'essai sur les sites de liquéfaction	Abondant	Abondant
Type de test influençant le comportement contrainte-déformation	Partiellement drainé, grandes déformations	Drainé, grandes déformations
Contrôle de qualité et la répétitivité	Pauvre à bon	très bien
Détection de la variabilité des dépôts de sol	Bien	Trés Bien
Types de sol dans lesquels le test est recommandé	Sans gravier	Sans gravier
Le test fournit un échantillon de sol	oui	non

II.3. ÉVALUATION DU FACTEUR DE SÉCURITÉ (F_S) :

L'évaluation du risque de liquéfaction est fondé sur la définition d'un facteur de sécurité F_S qui est défini comme le rapport entre la résistance cyclique normalisée du matériau, CRR (Rapport de Résistance Cyclique), et la sollicitation cyclique normalisée induite par le séisme à la même profondeur, CSR (Rapport de Contrainte Cyclique) :

$$F_S = \frac{CRR}{CSR} \quad [\text{II. 60}]$$

On considère, en général, un coefficient de sécurité nécessaire strictement supérieur à 1 pour s'affranchir du risque de liquéfaction. A l'inverse, un coefficient de sécurité inférieur ou égal à 1 traduit généralement un risque important de liquéfaction.

II.4. ESTIMATION DE LA PROBABILITÉ DE LIQUEFACTION (P_L) :

La dernière étape, Après avoir déterminé le facteur de sécurité F_S on va estimer la probabilité de la liquéfaction par les relations suivantes :

Pour un seul sondage :

$$P_L = \int_0^H F_L \left(10 - \frac{z}{2}\right) dz = \sum_{i=1}^N (10 - 0.5Z_i) F_{Li} (H_{i+1} - H_i) \quad [\text{II. 61}]$$

Telle que :

$$\begin{cases} F_L = 1 - F_S & \text{si } F_S \leq 1 \\ F_L = 0 & \text{si } F_S > 1 \end{cases} \quad [\text{II. 62}]$$

Pour tout le site :

$$P_{LMoy} = \frac{\sum_i P_L}{N} \quad [\text{II. 63}]$$

En utilisant la procédure développée par (Juang et al.2002) la relation entre le facteur de sécurité déterminé par la méthode fondée sur l'essai SPT et la probabilité de liquéfaction est représenté par la relation suivante :

$$P_L = \frac{1}{1 + \left(\frac{F_S}{0.96}\right)^{4.5}} \quad [\text{II. 64}]$$

Juang et al ont proposés une classification du potentiel de liquéfaction présente dans le tableau II.18 ci-dessous

Tableau II.8 : Classes du potentiel de liquéfaction des sols (D’après Juang et al. 2012)

Probabilité	Classe	Description (Probabilité de liquéfaction)
$85 < P_L < 100$	5	Presque certain qu'il va se liquéfier
$65 < P_L < 85$	4	Liquéfaction très probable
$35 < P_L < 65$	3	Liquéfaction et non-liquéfaction également susceptible
$15 < P_L < 35$	2	liquéfaction peu probable
$0 < P_L < 15$	1	Presque certain que le sol ne sera pas liquéfié

II.4. CONCLUSION :

La résistance à la liquéfaction des sols est en général évaluée à partir des méthodes et des procédures développées en se basant sur des essais in situ. Les essais SPT et CPT sont les plus fréquents à cause de leur efficacité.

Ces méthodes qui se reposent sur le calcul d’un facteur de sécurité F_s (rapport de CRR sur CSR) supposent en général des conditions de saturation et de l’état lâche du sol, certaines limitations imposent des incertitudes sur leur utilisation. Par exemple le cas du non saturation n’est pas intégré dans le calcul, plusieurs facteurs qu’on doit prendre en cause et qui imposent des corrections sur le facteur de sécurité, pour cela on doit faire des corrections par l’introduction des facteurs correcteurs pour bien prendre en considération l’état initiale de massif de sol et s’en proche plus en plus sur la réalité.

Dans le chapitre suivant on présentera le site d’étude, et les résultats de reconnaissance géotechnique basée sur des essais in-situ SPT et CPT, pour la détermination du potentiel de liquéfaction.

CHAPITRE III :
PRÉSENTATION DU SITE D'ÉTUDE
(SITE DE MOSTAGANEM)

III.1. INTRODUCTION :

L'objectif annoncé dans ce chapitre est de présenter en détail le site d'étude (site Mostaganem). Dans un premier temps, le contexte géologique et géotechnique du projet est analysé. Ensuite la présentation des résultats des investigations géotechniques basés sur les sondages carottés, les essais statiques, les essais dynamiques et les essais aux laboratoires.

III.2. PRÉSENTATION DU SITE :

III.2.1. LOCALISATION :

Le terrain réservé au projet se trouve à l'Est de la ville de Mostaganem au niveau de la plage Sonachter à côté de la station de dessalement des eaux de mer, comme représenté dans la figure III.1 ci-dessous, le site réservé au projet est relativement plat avec quelque dune de sable, comme représenté sur la figure III.2 ci-dessous.



Figure III.1 : localisation du projet par l'application (Google Earth)



Figure III.2 : Difficulté d'accès du aux dunes de sable de mer.

III.2.2. CONTEXTE SISMIQUE :

La région de Mostaganem est située dans une zone de moyenne sismicité, elle est classée Zone (II) au sens du règlement parasismique Algérien en vigueur (RPA 99 version 2003).

III.2.3. CONTEXTE GÉOLOGIQUE :

III.2.3.1. GÉOLOGIE RÉGIONALE :

En bordure de la mer méditerranée, le plateau de Mostaganem se présente comme une aire tabulaire, comprise entre la vallée du Chélif au Nord, la dépression de la Macta au Sud, enfin la vallée de la Mina et les Monts de Bel Hacel à l'Est.

Ce plateau s'abaisse régulièrement vers l'Ouest en direction de la plaine de l'Habra et du Golfe d'Arzew. Il comporte une série de rides et de dépressions parallèles orientées Sudouest-Nord'est, dont l'altitude voisine 200 m, s'abaisse progressivement jusqu'à 100 m au niveau de la Mactaa.

Au Nord, le plateau surplombe régulièrement la basse vallée du Chélif, montrant une suite de falaises dont les hauteurs varient de 150 m à 200 m. Au Nord-Est, il vient buter sur l'éperon crétacé du Djbel Diss (Dahra) qui culmine à une altitude de 400 m. Au Sud-Est, il est bordé par une ligne de relief matérialisée par les fortes de l'Akboube et d'Ennaro qui le sépare de la plaine de Relizane.

III.2.3.2. GÉOLOGIE LOCALE :

Le terrain est composé de dépôts Quaternaire récent constitués de sable plus ou moins argileux, résultats d'anciennes plages émergées (niveau inférieur) recouvrant ainsi un substratum Pliocène marneux, mis en évidence par des sondages carottés déjà effectués sur le site de la station de dessalement déjà réaliser à côté du site projeté pour recevoir la centrale électrique.

III.3. PROGRAMME DES RECONNAISSANCES GÉOTECHNIQUES :

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

Les essais exécutés sont :

- ◆ Treize (13) sondages carottés avec mesure systématique SPT dans les formations pulvérulentes, dans :
- Huit (08) sondages de 30 m de profondeurs, des essais Down Hole ont été réalisés avec un pas de 01 m

- Cinq (05) sondages de 20 m de profondeur ont été équipés de piézomètre
- ◆ Neuf (09) essais au pénétromètre statique CPT poussés jusqu'au refus.
- ◆ Essais de laboratoire

Le plan d'implantation des essais in –situ est représenté dans la figure III.3

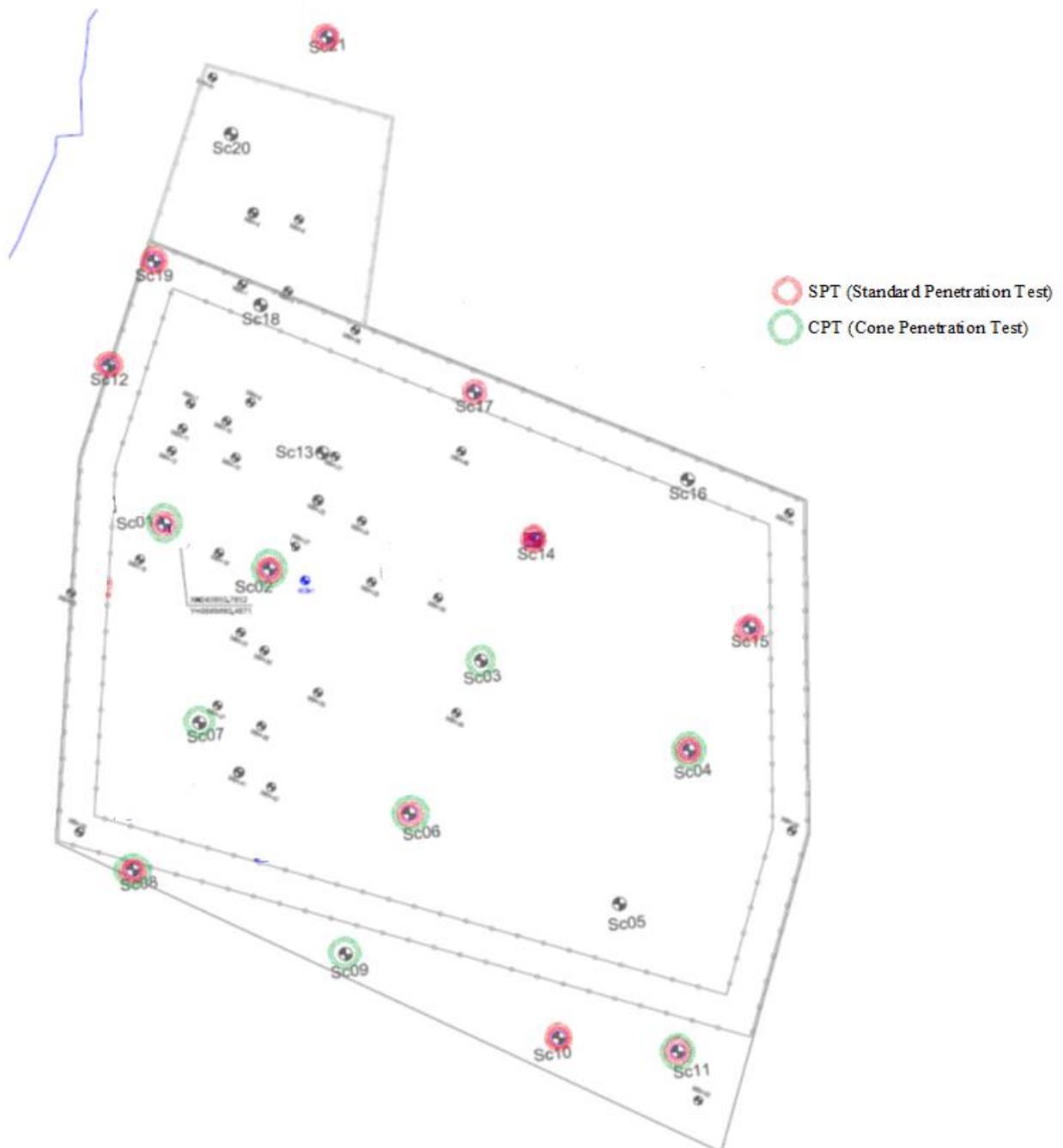


Figure III.3 : Le plan d'implantation des sondages pour les essais SPT et CPT.

III.4. RÉSULTATS DES RECONNAISSANCES GÉOTECHNIQUES :

Les différents sondages carottés réalisés sur le site ont mis en évidence essentiellement les formations géologiques suivantes :

- ◆ Un sable fins avec un peu de silt de couleur jaunâtre à verdâtre, carbonatés avec un peu de graviers, des restes de mollusques, avec présence par endroit de passages d'ordre centimétriques de vases plastique de couleur grisâtre.
- ◆ L'épaisseur de ces sables est variable et décroît dans le sens Nord – Sud, c'est-à-dire tout en s'éloignant de la mer.

III.4.1. EXPLOITATION DES RESULTATS DES SONDAGES CAROTTES :

La réalisation des sondages carottés dans le cadre du projet de la centrale électrique a permis d'établir de haut en bas les coupes lithologiques des formations géologiques suivantes :

- ◆ **Formation de recouvrement** : Il s'agit de sables fins avec un peu de silt de couleur jaunâtre à verdâtre, carbonatés avec un peu de graviers, des restes de mollusques, avec présence par endroit de passages d'ordre centimétriques de vases plastique de couleur grisâtre, l'épaisseur de ces sables est variable et décroît dans le sens Nord – Sud, c'est-à-dire tout en s'éloignant de la mer.
- ◆ **bancs de grès calcaires** : Sous ces sables, on note la présence par endroit de bancs de grès à ciment calcaire ocre à jaunâtre d'ordre centimétrique, très dur, avec des joints fermés horizontaux. Ces bancs de grès calcaire sont signalés de plus en plus en s'éloignant de la mer et en se rapprochant de la montagne.
- ◆ **Marnes grise indurées** : Un substratum marneux induré de couleur grise claire avec des cassures conchoïdales d'aspect rocheux.

Tableau III.1 : Nature lithologique des couches constituant le terrain (D'après le L.C.T.P, Mostaganem, 2014)

Sondages	Profondeur (m)	Nature du sol
Sc 01	0.00 – 9.50m	Sable fin jaunâtre carbonaté
	9.50 – 20.00m	Sable fin verdâtre à gris claire argileux carbonaté
Sc 02	0.00 – 15.50m	Sable fin jaunâtre carbonaté
	15.50 – 20.00m	Marne finement sableuse grise verdâtre
	20.00 – 20.50m	Grès conglomératique ocre à jaunâtre de moyenne qualité
	20.50 – 30.00m	Marne grise claire indurée avec des cassures conchoïdales
Sc 04	0.00 – 9.50 m	Sable fin jaunâtre carbonaté
	9.50 – 12.00m	Grès conglomératique ocre à jaunâtre de moyenne qualité
	12.00 – 30.00m	Marne grise claire indurée avec des cassures conchoïdales

Sc 06	0.00 – 15.50m	Sable fin jaunâtre carbonaté
	15.50 – 19.90m	Sable fin argileux carbonaté gris verdâtre à jaunâtre avec des traces de matière organique
	19.90 – 20.00m	Marne grise claire indurée avec des cassures conchoïdales
Sc 08	0.00 – 6.50m	Sable fin jaunâtre carbonaté
	6.50– 18.50m	Sable fin gris verdâtre peu argileux
	18.50 – 30.00m	Marne grise bleuâtre indurée avec des cassures conchoïdales d'aspect rocheux
Sc 10	0.00 – 3.00m	Sable fin rougeâtre graveleux
	3.00 – 13.50m	Sable fin jaunâtre
	13.50 –30.00m	Marne grise bleuâtre indurée avec des cassures conchoïdales d'aspect rocheux
Sc 11	0.00 – 13.50m	Sable fin jaunâtre
	13.50 – 14.00m	Passage de grès à ciment calcaire ocre à jaunâtre de bonne qualité
	14.00 –20.00m	Marne grise bleuâtre indurée avec des cassures conchoïdales d'aspect rocheux
Sc 12	0.00 – 17.00m	Sable fin jaunâtre carbonaté
	17.00 – 21.00m	Sable fin jaunâtre à verdâtre
	21.00 – 30.00m	Marne grise bleuâtre indurée avec des cassures conchoïdales d'aspect rocheux
Sc 14	0.00 – 8.00m	Sable fin jaunâtre carbonaté
	8.00 – 18.20m	Sable fin jaunâtre à grisâtre très fin limoneux
	18.20 – 19.80m	Passage de grès à ciment calcaire ocre à jaunâtre de bonne qualité
	19.80 – 20.00m	Marne grise claire
Sc 15	0.00 – 13.30m	Sable fin jaunâtre carbonaté
	13.30 – 30.00m	Marne grise bleuâtre indurée avec des cassures conchoïdales d'aspect rocheux
Sc 17	0.00 – 12.50m	Sable fin jaunâtre carbonaté avec passage de vase finement sableuse grise verdâtre
	12.50 – 18.00m	Vase grise claire finement
	18.00 – 30.00m	Marne grise bleuâtre indurée avec des cassures conchoïdales d'aspect rocheux
Sc 19	0.00 – 21.00m	Sable fin jaunâtre carbonaté devenant jaunâtre à verdâtre
	21.00 – 20.00m	Marne grise bleuâtre indurée avec des cassures conchoïdales d'aspect rocheux
Sc 21	0.00 – 15.50m	Sable fin jaunâtre carbonaté
	15.50 – 21.00m	Sable fin limono argileux jaunâtre à verdâtre
	21.00 – 21.20m	Passage de grès poreux lumachéllique
	21.20 – 30.00m	Marne grisâtre indurée avec des cassures conchoïdales d'aspect rocheux

III.4.2. RÉSULTATS DU TESTE DE PÉNÉTRATION STANDARD SPT :

Le calcul du nombre de coups exact mesuré par l'essai SPT : Les valeurs brutes obtenues N_1 , N_2 et N_3 de l'essai SPT réalisés 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_{SPT} que nous prendrons en considération sera : $N_{SPT} = N_2 + N_3$ (Moradi et al, 2011). Le nombre N_{SPT} est appelé résistance à la pénétration.

Le tableau ci-dessous représente les résultats de 13 sondages obtenus par les essais SPT.

Tableau III.2 : Tableau récapitulatif représentant les valeurs brutes des essais SPT (N_1 , N_2 , N_3) (D'après le L.C.T.P, Mostaganem, 2014)

Sondages	Profondeur (m)	N_1	N_2	N_3	$N_{SPT}=N_2+N_3$	Classification du sol selon la norme XP P94-011
Sc 01	3.00-3.45m	06	08	11	19	Sol moyennement dense
	6.00-6.45m	11	13	17	30	Sol moyennement dense
	9.00-9.45m	10	11	25	36	Sol dense
	15.00-5.45m	16	17	26	43	Sol dense
	18.00-18.45m	17	23	28	51	Sol très dense
Sc 02	3.00-3.45m	06	17	20	37	Sol dense
	6.00-6.45m	17	19	20	39	Sol dense
	9.00-9.45m	15	12	25	37	Sol dense
	12.00-12.45m	08	13	25	37	Sol dense
	15.00-15.45m	10	12	19	31	Sol dense
	18.00-18.45m	08	12	15	27	Sol moyennement dense
Sc 04	3.00-3.45m	09	15	25	39	Sol dense
	6.00-6.45m	11	17	27	44	Sol dense
	9.00-9.45m	12	17	25	42	Sol très dense
Sc 06	3.00-3.45m	09	13	18	31	Sol dense
	6.00-6.45m	12	15	20	35	Sol dense
	9.00-9.45m	15	18	27	45	Sol dense
	12.00-12.45m	08	12	16	28	Sol moyennement dense
	15.00-15.45m	13	15	22	37	Sol dense
	18.00-18.45m	11	17	25	41	Sol dense
Sc 08	3.00-3.45m	08	13	23	36	Sol dense
	6.00-6.45m	10	15	25	39	Sol dense
	9.00-9.45m	07	17	16	33	Sol dense
	12.00-12.45m	17	19	20	39	Sol dense
	15.00-15.45m	12	18	27	45	Sol dense
	18.00-18.45m	15	18	27	45	Sol dense
Sc 10	3.20-3.65m	10	13	21	34	Sol dense
	5.55-6.00m	09	13	19	32	Sol dense
	9.05-9.50m	08	15	25	38	Sol dense
	11.55-12.00m	11	15	25	40	Sol dense
Sc 11	2.55-3.00m	09	15	21	36	Sol dense
	5.55-6.00m	11	17	24	41	Sol dense
	8.55-9.00m	13	18	27	45	Sol dense
	11.55-12.00m	15	17	26	43	Sol dense
Sc 12	3.00-3.45m	08	12	18	30	Sol moyennement dense
	6.00-6.45m	09	13	19	32	Sol dense
	9.45-10.00m	12	16	19	35	Sol dense
	12.00-12.45m	08	16	21	37	Sol dense
	18.00-18.45m	11	16	20	36	Sol dense
	20.45-21.00m	12	17	25	41	Sol dense
Sc 14	2.55-3.00m	05	08	12	20	Sol moyennement dense
	5.55-6.00m	05	08	10	18	Sol moyennement dense
	8.55-9.00m	07	12	15	27	Sol moyennement dense
	11.55-12.00m	08	12	17	39	Sol dense
	15.55-15.00m	08	13	18	31	Sol dense

	17.55-18.00m	10	13	19	32	Sol dense
Sc 15	5.55-6.00m	10	13	18	31	Sol dense
	8.55-9.00m	12	15	19	34	Sol dense
	11.55-12.00m	10	15	21	35	Sol dense
Sc 17	3.00-3.55m	07	10	13	23	Sol moyennement dense
	6.00-6.55m	09	13	17	30	Sol moyennement dense
	9.00-9.55m	12	17	21	38	Sol dense
	12.00-12.55m	15	17	25	42	Sol dense
Sc19	3.00-3.45m	06	10	13	23	Sol moyennement dense
	6.00-6.45m	09	12	17	29	Sol moyennement dense
	9.00-9.45m	10	15	21	36	Sol dense
	12.00-12.45m	11	13	17	30	Sol moyennement dense
	15.00-15.45m	07	09	10	19	Sol moyennement dense
	18.00-18.45m	06	08	08	16	Sol moyennement dense
	20.00-21.00m	11	12	15	27	Sol moyennement dense
Sc 21	3.00-3.45m	07	15	22	37	Sol dense
	6.00-6.45m	06	12	23	35	Sol dense
	9.00-9.45m	06	13	18	31	Sol dense
	12.00-12.45m	08	12	15	27	Sol moyennement dense
	15.00-15.45m	07	12	12	24	Sol moyennement dense

La figure III.4 représente la variation du nombre de coups N_{SPT} avec la profondeur pour le site étudié.

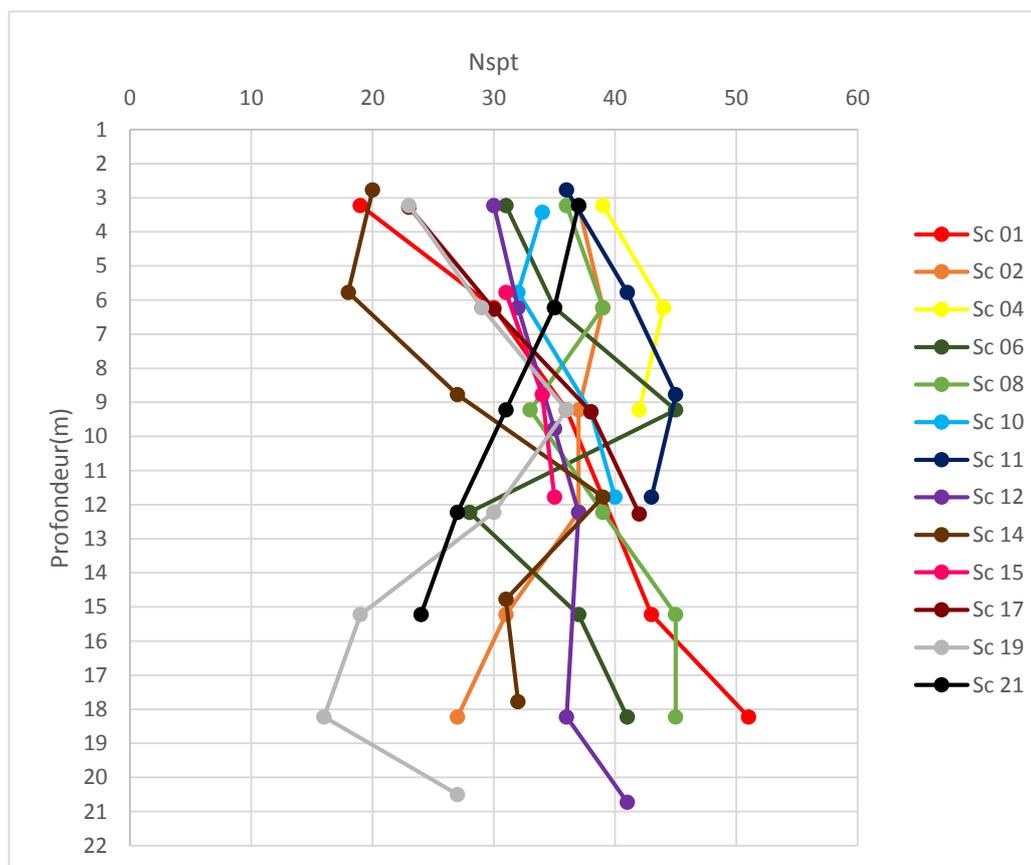


Figure III.4 : Variation du nombre de coups SPT avec la profondeur pour le site étudié.

Les essais SPT ont révélés un sol moyennement dense à dense et d'après les résultats obtenus on remarque que :

- ◆ Profondeurs assez importantes qui varient de 18.22m à 20.5m pour six (06) sondages.
- ◆ Profondeurs moyennes comprises entre 15.22m et 17.77m pour deux (02) sondages.
- ◆ Profondeurs faibles entre 9.22m et 11.77m pour trois (03) sondages.

III.4.3. RÉSULTATS DU TESTE DE PÉNÉTRATION DE CONE CPT :

Le tableau ci-dessous représente les résultats de 9 sondages obtenus par les essais CPT.

Tableau III.3 : Tableau récapitulatif représentant les valeurs de la résistance de pointe q_c d'essai CPT. (D'après le L.C.T.P, Mostaganem, 2014)

Z (m)	q_c (Mpa)								
	Sc 01	Sc 02	Sc 03	Sc 04	Sc 06	Sc 07	Sc 08	Sc 09	Sc 11
1	4,54	7,46	5,11	6,895	5,08	5,07	4,854	4,895	5,52
2	5,91	5,67	4,12	6,625	8,04	7,2	9,584	6,859	5,61
3	5,08	4,81	4,1	4,57	7,895	3,31	7,06	4,14	3,4
4	5,08	4,83	4,76	3,66	7,14	0,55	8,36	4,18	3,1
5	4,05	1,46	3,17	3,62	4,82	3,25	9,19	2,82	2,72
6	3,09	3,32	3,81	4,57	4,52	3,73	6,47	3,51	3,52
7	3,5	3,61	6,04	6,08	3,524	3,5	4,8	1,7	5,34
8	6,53	5,41	1,74	7,3	3,44	3,68	5,97	5,8	4,89
9	10,13	4,72	6,72	2,514	7,52	4,602	14,253	1,68	1,68
10	4,2	4,34	5,77	1,6	3,94	5,86	4,59	4,66	3,5
11	2,14	4,44	4,97	3,82	7,61	6,27	8,87	5,56	4,1
12	2,25	4,94	4,37	4,82	10,18	6,3	7,94	7,05	5,69
13	3,32	5,44	6,99	5,97	6,2	5,18	2,55	5,39	7,63
14	6,32	6,86	7,27	5,17	5,54	7,04	7,65	1,06	3,8
15	8,57	1,52	0,81	1,05		5,25		0,854	2,43
16	1,95	0,92	1,02	1,51		1,46		0,97	0,68
17	2,215	1,06	1,61	0,415		2,57		1,15	0,96
18	0,79	1,66	0,7	0,87		1,24		2,154	2,07
19	0,69	0,85	0,92	0,415		0,83		2,153	
20	2	1,256	0,4	0,51		1,76		0,75	
21	1,22	0,98	0,61	0,65		0,64		0,89	
22	3,254	2,325	5,11	6,895					
Prof refus	21.22	22.96	22.38	14.02	21.98	14.14	21.42	14.30	18.80
q_c de refus	15.88	67.58	95.58	89.31	5.32	27.92	7.38	3.37	11.20

La figure III.5 représente la variation de la résistance de pointe q_c avec la profondeur pour le site étudié.

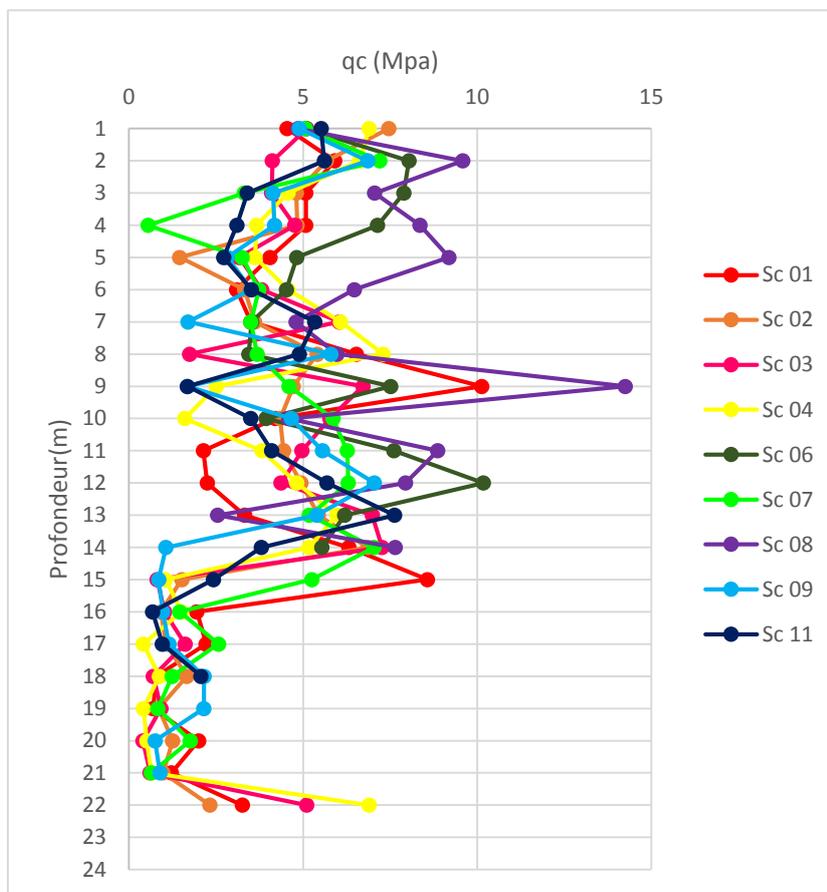


Figure III.5 : Variation de la résistance de pointe q_c d'essai CPT avec la profondeur pour le site étudié.

Les résultats des essais CPT montrent des résistances de pointe irrégulières et relativement faibles que nous pouvons classer en deux catégories selon les profondeurs des refus.

- ◆ Profondeurs assez importantes qui varient de 18.80m à 22.96m pour sept (07) sondages
- ◆ Profondeurs moyennes comprises entre 14.02m et 14.30m pour les deux (02) sondages

La faiblesse des résistances de pointe peut s'expliquer par la nature pulvérulente du sol traversé (sable) surtout en cas de saturation ou de présence de nappe d'eau.

III.4.4. RÉSULTATS DES ESSAIS AUX LABORATOIRES :

Les différents résultats des essais aux laboratoires réalisés sur des échantillons de différentes natures prélevées à partir des sondages carottés sont exposés dans le tableau récapitulatif suivant :

Tableau III.3 : Tableau récapitulatif représentant des résultats des essais aux laboratoires. (D'après le L.C.T.P, Mostaganem, 2014)

Analyse granulométrique			
	Sable fin jaunâtre à verdâtre	Marne grisâtre (substratum marneux)	
le pourcentage des éléments < 80µm	<50 %	>50%	
Classe	Sol pulvérulent (grenu)	sol fin	
Essais physiques (Marne grisâtre)			
$\gamma_d(t/m^3)$	$\gamma_h(t/m^3)$	W(%)	S _r (%)
1.59 à 2.18	2.17 à 2.24	7.41 à 22.63	65.45 à 100
Limite d'Atterberg (Marne grisâtre)			
17.49% < WL < 58.52%	8.97% < IP < 23.16%	0.88 I _c < 1.68	

III.5. CONCLUSION :

La campagne de reconnaissance par sondages carottés a permis de mettre en évidence un sol constitué d'une couche de recouvrement sableuse, peu silteuse, de couleur verdâtre à jaunâtre plus importante dans la direction Sud-Nord, des grés calcaires ponctuels beaucoup plus signalés dans la direction Sud, parfois des vases finement sableuses par endroit, le tout surmonte un substratum marneux grise claire à bleuâtre.

Les essais SPT ont révélés un sol moyennement dense à dense, les résistances de pointe obtenues à partir des essais CPT sont irrégulières et faibles, mais, compte tenu de la nature pulvérulente du sol, de son degré de saturation et de la présence d'eau, ces résultats n'expliquent pas automatiquement une faiblesse de la portance du sol.

Le calcul déterministe du potentiel de la liquéfaction pour le site de Mostaganem à partir des résultats des deux essais SPT et CPT sera abordée dans le chapitre suivant.

CHAPITRE IV :
COMPARAISON ENTRE LES MÉTHODES DE
DÉTERMINATION DU POTENTIEL DE LIQUÉFACTION
(SITE DE MOSTAGANEM)

IV.1. INTRODUCTION :

Le phénomène de la liquéfaction est un problème majeur c'est pourquoi plusieurs études ont été menées dans ce sens, le phénomène de liquéfaction peut être évalué par plusieurs méthodes.

L'objectif annoncé dans ce chapitre est le calcul déterministe du potentiel de la liquéfaction pour le site de Mostaganem, à partir des données basées sur les résultats des deux essais SPT et CPT. En suite une analyse comparative des résultats obtenus est effectuée.

IV.2. EVALUATION DU POTENTIEL DE LIQUEFACTION A PARTIR DES RÉSULTATS DE L'ESSAI SPT :

IV.2.1. CALCUL DU FACTEUR DE SÉCURITÉ :

Dans l'étude déterministe de la liquéfaction, le facteur de sécurité $F_s = CRR/CSR$, a été calculé pour chaque profondeur, à partir des données basées sur l'essai SPT.

1. Pour le calcul de la contraintes cycliques on a utilisé :
 - ◆ L'équation [II. 6] de Seed et Idriss (1971), pour la détermination de CSR
 - ◆ Une accélération maximale égale à 0.3g, selon le (RPA 99 version 2003).
 - ◆ L'équation [II. 7] Lia et whithman (1986), pour la détermination du r_d selon la profondeur.
2. Pour le calcul de la résistance cyclique on a utilisé :
 - ◆ L'équation [II. 39] de Idriss et Boulanger (2006) pour la détermination de $CRR_{7.5}$
 - ◆ L'équation [II. 22] pour déterminer $(N1)_{60}$ avec les facteurs de correction résumer dans le tableau II.2.
 - ◆ L'équation [II. 27] de Seed et Idriss (1997) pour la détermination de $(N1)_{60cs}$.
3. Pour le calcul du facteur de sécurité on a utilisé l'équation [II. 60].

Le sol est supposé être liquéfiable si le facteur de sécurité $F_s < 1$, et il est non liquéfiable si $F_s > 1.25$ Moyenne susceptibilité pour $1 < FS < 1.25$, selon le **RPA 99 corrigé en 2003**, le coefficient de sécurité est de 1.25. (Benahchilif et Zendagui, 2016).

IV.2.1.1.SONDAGE N°01 :

Les résultats de calcul pour le sondage n° 01 sont résumés dans le tableau IV.1, tandis que les diagrammes des variations de CRR , CSR et F_s sont représentés dans la figure IV.1.

Tableau IV.1. : Résultats de calcul de F_s , l'essai SPT (sondage n°01)

Sondage N°01	Z(m)	CRR	CSR	F_s
Sable fin jaunâtre carbonaté	3,225	0,325	0,478	0,681
	6,225	0,411	0,467	0,880
	9,225	0,387	0,455	0,852
Sable fin verdâtre à gris claire argileux carbonaté	15,225	0,220	0,307	0,755
	18,225	0,166	0,275	0,670

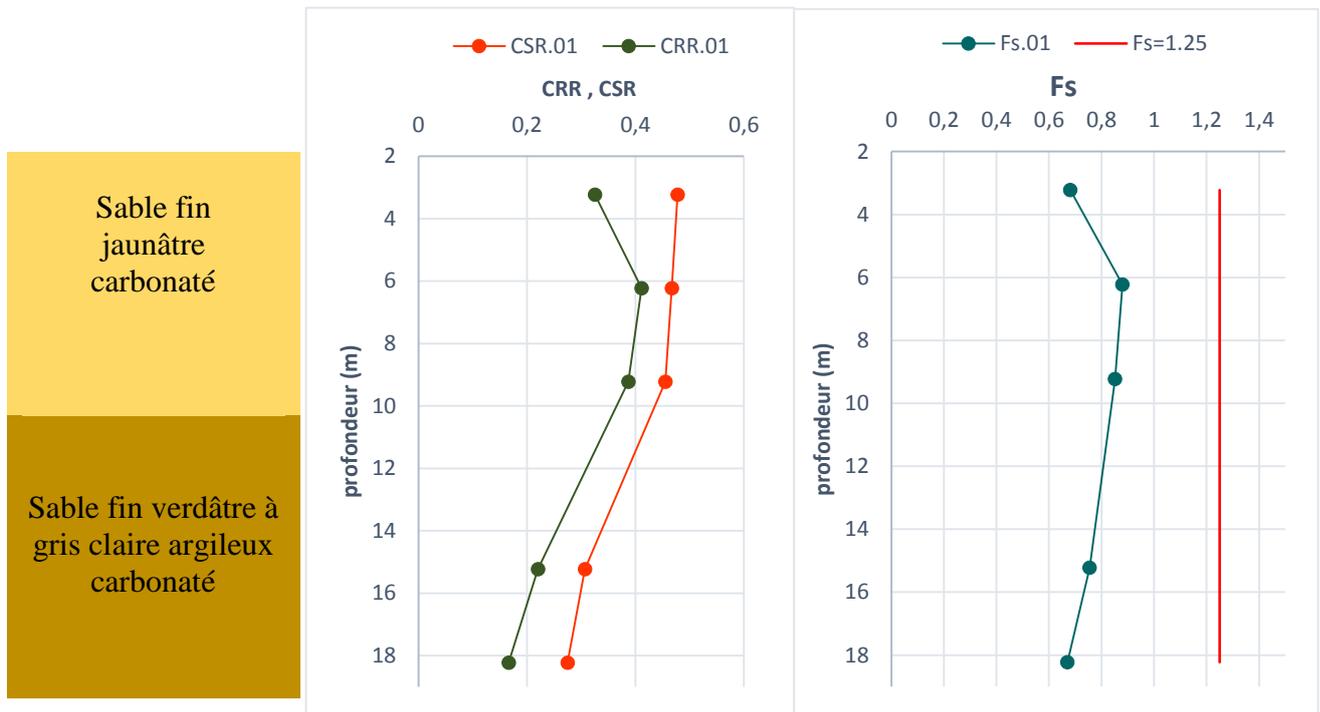


Figure IV.1. Variation de CRR, CSR, et F_s en profondeur, l'essai SPT (Sondage N°01)

- ◆ **Interprétation des résultats :** pour le sondage n° 01 on remarque d'après les résultats obtenus que le risque de liquéfaction basé sur l'étude déterministe et le coefficient de sécurité donne une couche liquéfiable sur toute la profondeur.

IV.2.1.2.SONDAGE N°02 :

Les résultats de calcul pour le sondage n° 02 sont résumés dans le tableau IV.2, tandis que les diagrammes des variations de CRR , CSR et F_s sont représentés dans la figure IV.2.

Tableau IV.2. : Résultats de calcul de F_s , l'essai SPT (sondage n°02)

Sondage N°02	Z(m)	CRR	CSR	F_s
Sable fin jaunâtre carbonaté	3,225	0,619	0,478	1,294
	6,225	0,499	0,467	1,068
	9,225	0,374	0,454	0,823
	12,225	0,344	0,415	0,828
	15,225	0,444	0,376	1,180
Marne finement sableuse grise verdâtre	18,225	0,234	0,275	0,850

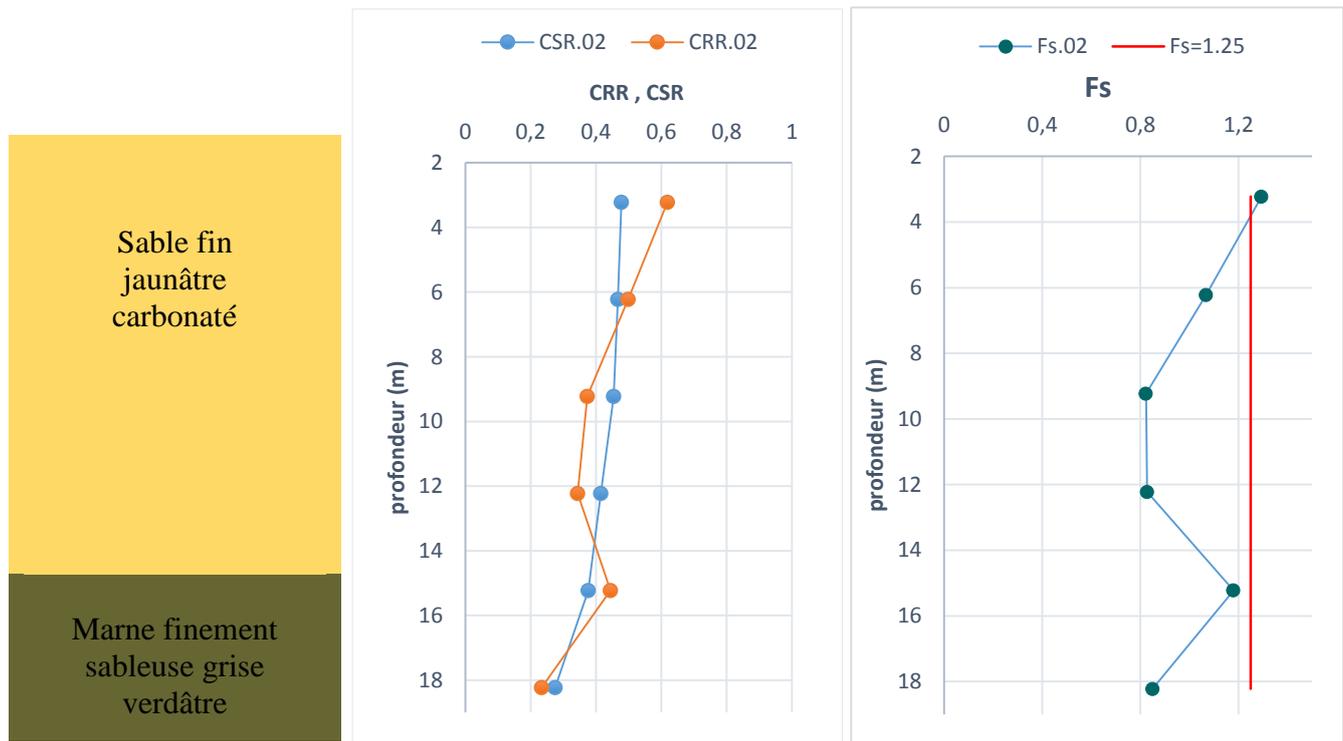


Figure IV.2. Variation de CRR, CSR, et F_s en profondeur, l'essai SPT (Sondage N°02)

- ◆ **Interprétation des résultats :** pour le sondage n° 02, à la profondeur 3.225m le facteur de sécurité dépasse la valeur de limite mettant la couche en stabilité à cet endroit, à les profondeurs 6.225m et 15.225m les valeurs de F_s varient entre 1 et 1.25 équivalent à une moyenne susceptibilité de liquéfaction, les résultats obtenus pour les autres profondeurs présentent un risque de liquéfaction.

IV.2.1.3.SONDAGE N°06 :

Les résultats de calcul pour le sondage n° 06 sont résumés dans le tableau IV.3, tandis que les diagrammes des variations de CRR , CSR et F_s sont représentés dans la figure IV.3.

Tableau IV.3. : Résultats de calcul de F_s , l'essai SPT (sondage n°06)

Sondage N°06	Z(m)	CRR	CSR	F_s
Sable fin jaunâtre carbonaté	3,225	0,542	0,478	1,134
	6,225	0,439	0,467	0,941
	9,225	0,519	0,455	1,142
	12,225	0,190	0,415	0,457
	15,225	0,294	0,376	0,783
Sable fin verdâtre à gris claire argileux carbonaté	18,225	0,171	0,275	0,690

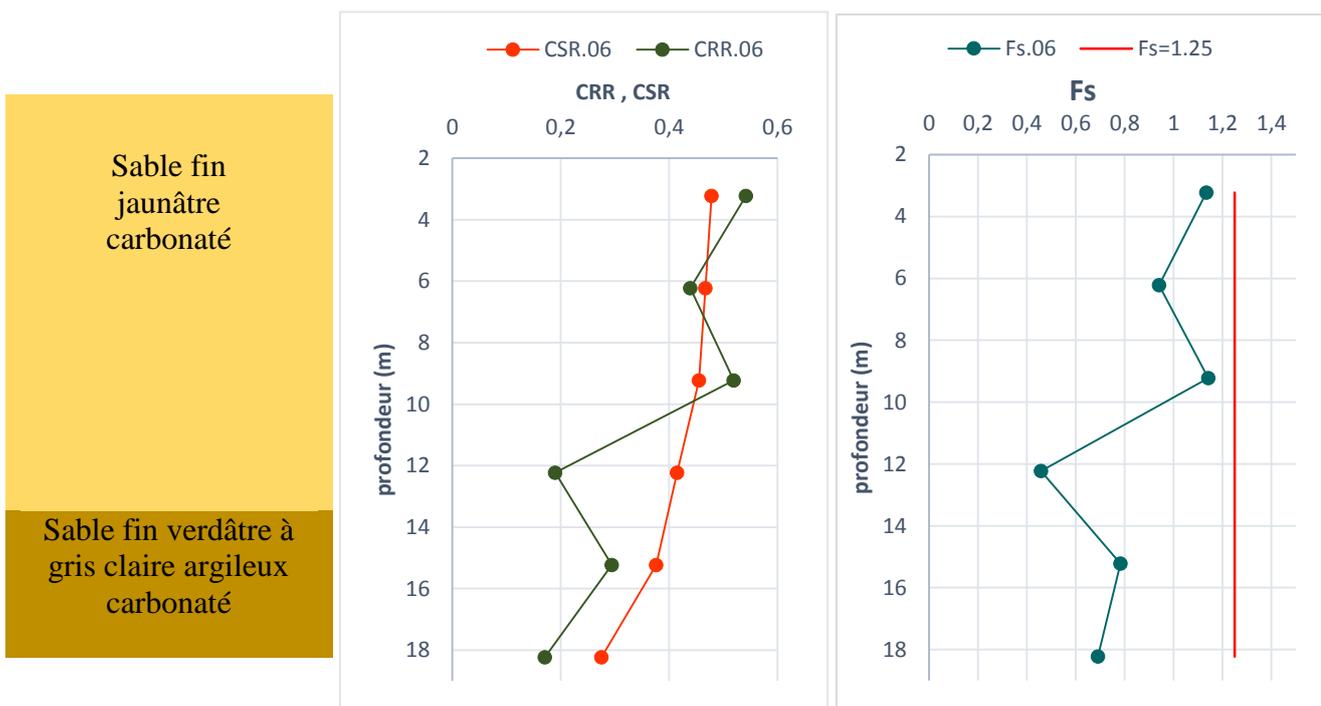


Figure IV.3. Variation de CRR, CSR, et F_s en profondeur, l'essai SPT (Sondage N°06)

- ◆ **Interprétation des résultats :** pour le sondage n° 06, on remarque que le facteur de sécurité varie entre 1 et 1.25 dans les profondeurs de 3.225m et 9.225m, équivalent à une moyenne susceptibilité de liquéfaction, et les résultats obtenus pour les autres profondeurs présentent un risque de liquéfaction.

IV.2.1.4.SONDAGE N°08 :

Les résultats de calcul pour le sondage n° 08 sont résumés dans le tableau IV.4, tandis que les diagrammes des variations de CRR , CSR et F_s sont représentés dans la figure IV.4.

Tableau IV.4. : Résultats de calcul de F_s , l'essai SPT (sondage n°08)

Sondage N°08	Z(m)	CRR	CSR	F_s
Sable fin jaunâtre carbonaté	3,225	0,635	0,478	1,328
	6,225	0,496	0,467	1,062
Sable fin gris verdâtre peu argileux	9,225	0,316	0,371	0,851
	12,225	0,293	0,339	0,864
	15,225	0,334	0,307	1,087
	18,225	0,286	0,275	1,039

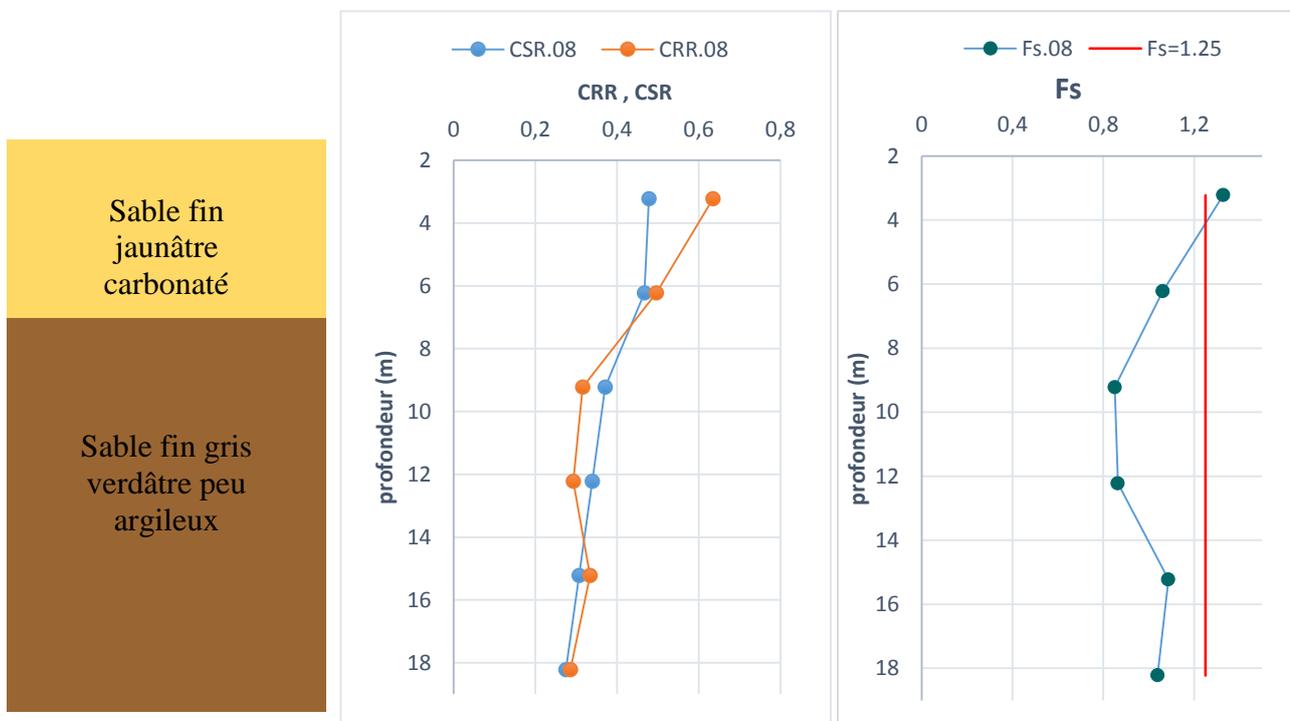


Figure IV.4. Variation de CRR, CSR, et F_s en profondeur, l'essai SPT (Sondage N°08)

- ◆ **Interprétation des résultats :** pour le sondage n° 08, sur la profondeur 3.225m le facteur de sécurité dépasse la valeur de limite mettant la couche en stabilité à cet endroit, au-delà de cette profondeur les résultats obtenus présentent une moyenne susceptibilité de liquéfaction.

Remarque : On a utilisé les mêmes équations pour les autres sondages, les résultats tandis que les diagrammes peuvent être consultés en annexes.

IV.2.2. CALCUL DE LA PROBABILITÉ DE LIQUEFACTION P_L :

La probabilité de liquéfaction pour chaque sondage est calculée par la relation [II. 64] de (Juang et al.2002) et la probabilité moyenne du site est calculée par la relation[II. 63].

La classification du potentiel de liquéfaction est basée sur le tableau II.18 « la classification du potentiel de liquéfaction proposé par Juang et al. (2012) ».

Le tableau IV.5 représente la classification du potentiel de liquéfaction pour chaque sondage.

Tableau IV.5 : La classification du potentiel de la liquéfaction pour chaque sondage, l'essai SPT

Sondages	P_L (%)	Classe	Description (Probabilité de liquéfaction)
01	36.29	3	Liquéfaction et non-liquéfaction également susceptible
02	27.14	2	liquéfaction peu probable
04	11.30	1	Presque certain que le sol ne sera pas liquéfié
06	36.50	3	Liquéfaction et non-liquéfaction également susceptible
08	24.32	2	liquéfaction peu probable
10	29.90	2	liquéfaction peu probable
11	21.23	2	liquéfaction peu probable
12	41.06	3	Liquéfaction et non-liquéfaction également susceptible
14	44.27	3	Liquéfaction et non-liquéfaction également susceptible
15	24.89	2	liquéfaction peu probable
17	27.62	2	liquéfaction peu probable
19	53.02	3	Liquéfaction et non-liquéfaction également susceptible
21	21.79	2	liquéfaction peu probable

Tableau IV.6 : La probabilité de liquéfaction moyenne pour tout le site, l'essai SPT

PL (%)	Classe	Description (Probabilité de liquéfaction)
30.72	2	liquéfaction peu probable

L'évaluation du potentiel de la liquéfaction du site étudié présente une liquéfaction peu probable de la classe 02.

IV.3. EVALUATION DU POTENTIEL DE LIQUÉFACTION A PARTIR DES RÉSULTATS DE L'ESSAI CPT :

IV. 3.1. CALCUL DU FACTEUR DE SÉCURITÉ :

Dans l'étude déterministe de la liquéfaction, le facteur de sécurité $F_s = CRR/CSR$, a été calculé pour chaque profondeur, à partir des données basées sur l'essai CPT.

1. Pour le calcul de la contraintes cycliques on a utilisé :
 - ◆ L'équation [II. 6] de Seed et Idriss (1971), pour la détermination de CSR
 - ◆ Une accélération maximale égale à 0.3g, selon le (RPA 99 version 2003).
 - ◆ L'équation [II. 7] Lia et whithman (1986), pour la détermination du r_d selon la profondeur.
2. Pour le calcul de la résistance cyclique on a utilisé :
 - ◆ L'équation [II. 47] de Robertson et Wride (1998) pour la détermination de CRR
 - ◆ L'équation [II. 49] pou le facteurs K_c
 - ◆ L'équation [II. 50] pour la résistance de la pointe corrigée q_{c1N} .
 - ◆ L'équation [II. 48] pour déterminer $(q_{c1N})_{CS}$
3. Pour le calcul du facteur de sécurité on a utilisé l'équation [II. 60].

Le sol est supposé être liquéfiable si le facteur de sécurité $F_s < 1$, et il est non liquéfiable si $F_s > 1.25$ Moyenne susceptibilité pour $1 < FS < 1.25$, selon le **RPA 99 corrigé en 2003**, le coefficient de sécurité est de 1.25. (Benahchilif et Zendagui, 2016).

IV.3.1.1.SONDAGE N°01 :

Les résultats de calcul pour le sondage n° 01 sont résumés dans le tableau IV.7, tandis que les diagrammes des variations de CRR , CSR et F_s sont représentés dans la figure IV.5.

Tableau IV.7. : Résultats de calcul de F_s , l'essai CPT (sondage n°01)

Sondage N°01	Z(m)	CRR	CSR	F_s
Sable fin jaunâtre carbonaté	1	0,588	0,487	1,207
	2	0,474	0,483	0,981
	3	0,214	0,479	0,447
	4	0,131	0,475	0,275
	5	0,104	0,472	0,220
	6	0,100	0,468	0,214
	7	0,158	0,464	0,341
	8	0,322	0,460	0,700
	9	0,111	0,457	0,242
Sable fin verdâtre à gris claire argileux carbonaté	10	0,090	0,437	0,207
	11	0,109	0,416	0,262
	12	0,092	0,398	0,232
	13	0,112	0,381	0,295
	14	0,129	0,365	0,352

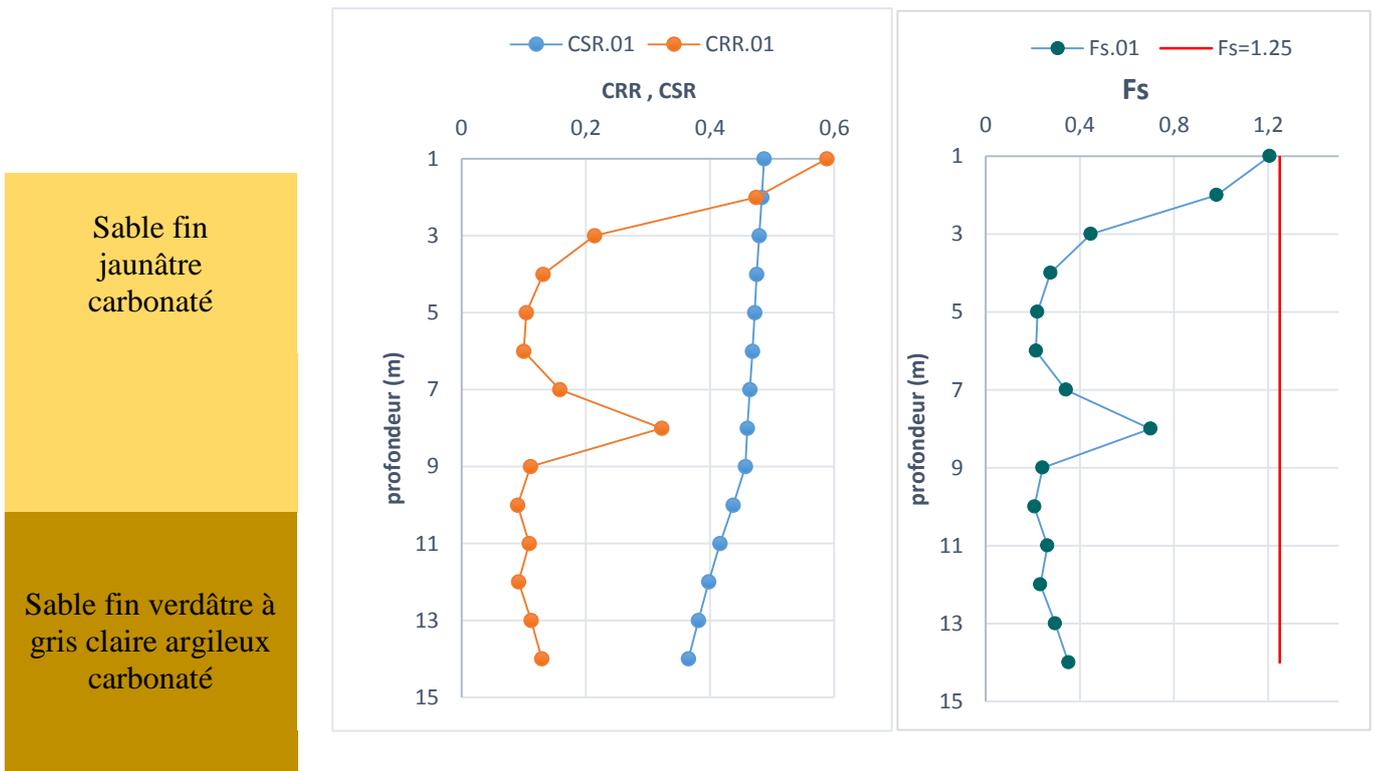


Figure IV.5. Variation de CRR, CSR, et F_s en profondeur, l'essai CPT (Sondage N°01)

- ◆ **Interprétation des résultats :** pour le sondage n°01, à la profondeur de 1m le facteur de sécurité présente une moyenne susceptibilité de liquéfaction, au-delà de cette profondeur les résultats obtenus présentent un risque de liquéfaction.

IV.3.1.2.SONDAGE N°02 :

Les résultats de calcul pour le sondage n° 02 sont résumés dans le tableau IV.8, tandis que les diagrammes des variations de CRR , CSR et F_s sont représentés dans la figure IV.6.

Tableau IV.8 : Résultats de calcul de F_s , l’essai CPT (sondage n°02)

Sondage N°02	Z(m)	CRR	CSR	F_s
Sable fin jaunâtre carbonaté	1	2,342	0,487	4,812
	2	0,427	0,483	0,885
	3	0,194	0,479	0,405
	4	0,153	0,475	0,322
	5	0,093	0,472	0,198
	6	0,100	0,468	0,215
	7	0,100	0,464	0,216
	8	0,117	0,460	0,254
	9	0,108	0,457	0,236
	10	0,099	0,448	0,220
	11	0,102	0,436	0,234
	12	0,100	0,423	0,236
	13	0,107	0,410	0,262
	14	0,113	0,397	0,286

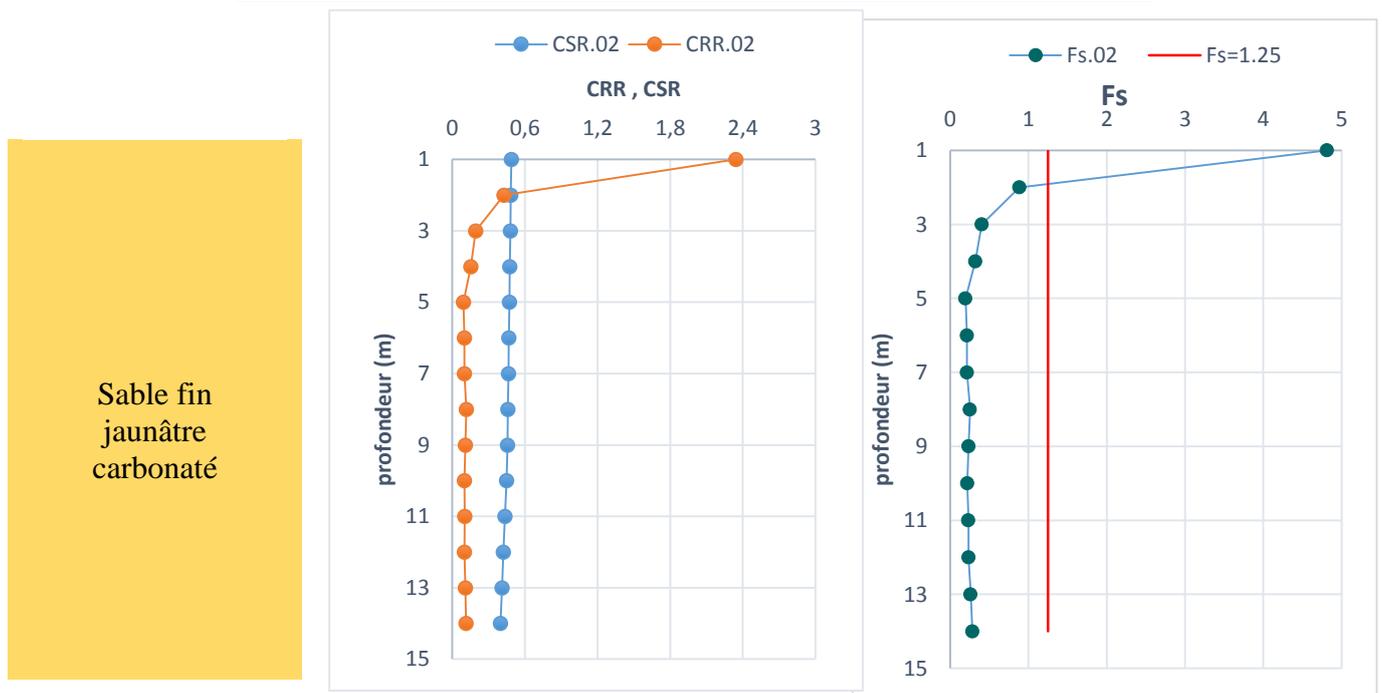


Figure IV.6. Variation de CRR, CSR, et F_s en profondeur, l’essai CPT (Sondage N°02)

- ◆ **Interprétation des résultats :** pour le sondage n° 02, sur 1m de profondeur le facteur de sécurité dépasse la valeur de 1.25 mettant la couche en stabilité à cet endroit, au-delà de cette profondeur une chute des valeurs de F_s est observée, ceci est dû à la diminution du CRR qui est du forçement à la diminution de la résistance pénétrométrique q_c .

IV.3.1.3.SONDAGE N°06 :

Les résultats de calcul pour le sondage n° 06 sont résumés dans le tableau IV.9, tandis que les diagrammes des variations de CRR , CSR et F_s sont représentés dans la figure IV.07.

Tableau IV.9 : Résultats de calcul de F_s , l'essai CPT (sondage n°06)

Sondage N°06	Z(m)	CRR	CSR	F_s
Sable fin jaunâtre carbonaté	1	0,792	0,486	1,627
	2	1,075	0,482	2,226
	3	0,589	0,479	1,230
	4	0,322	0,475	0,678
	5	0,136	0,471	0,289
	6	0,120	0,467	0,257
	7	0,102	0,464	0,220
	8	0,102	0,460	0,222
	9	0,161	0,456	0,353
	10	0,107	0,448	0,239
	11	0,141	0,435	0,325
	12	0,211	0,422	0,499
	13	0,116	0,410	0,283
	14	0,114	0,397	0,289

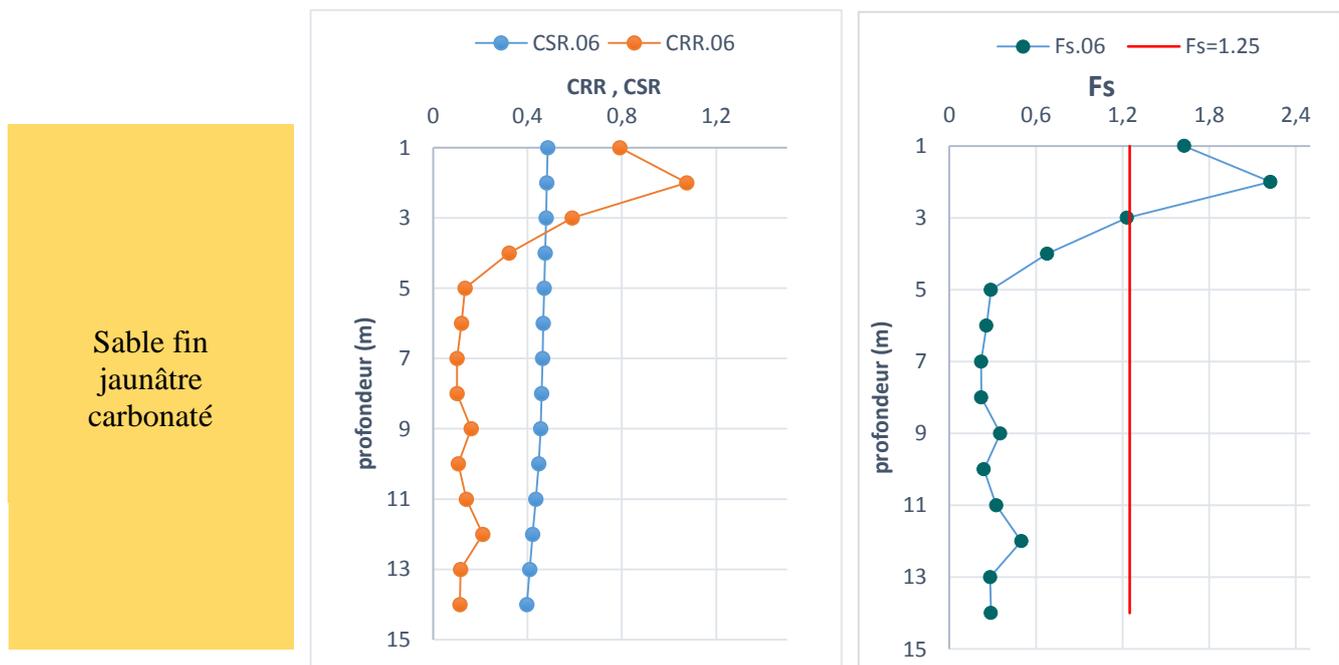


Figure IV.7. Variation de CRR, CSR, et F_s en profondeur, l'essai CPT (Sondage N°06)

- ◆ **Interprétation des résultats :** pour le sondage n° 06, entre la profondeur 1m et 3m le facteur de sécurité dépasse la valeur de limite mettant la couche en stabilité à cet endroit, au-delà de cette profondeur les valeurs de FS sont faible et ne dépassent pas l'unité, en effet on note une diminution de facteur de sécurité en allant de la surface a la profondeur.

IV.3.1.4.SONDAGE N°08 :

Les résultats de calcul pour le sondage n° 08 sont résumés dans le tableau IV.10, tandis que les diagrammes des variations de CRR , CSR et F_s sont représenté dans la figure IV.8.

Tableau IV.10 : Résultats de calcul de F_s , l'essai CPT (sondage n°08)

Sondage N°08	Z(m)	CRR	CSR	F_s
Sable fin jaunâtre carbonaté	1	0,700	0,486	1,440
	2	1,769	0,482	3,663
	3	0,443	0,479	0,925
	4	0,471	0,475	0,990
Sable fin gris verdâtre peu argileux	5	0,450	0,471	0,955
	6	0,176	0,467	0,377
	7	0,119	0,464	0,256
	8	0,131	0,460	0,284
	9	0,649	0,456	1,423
	10	0,114	0,448	0,256
	11	0,178	0,435	0,410
	12	0,151	0,422	0,357
	13	0,100	0,410	0,245
	14	0,134	0,397	0,339

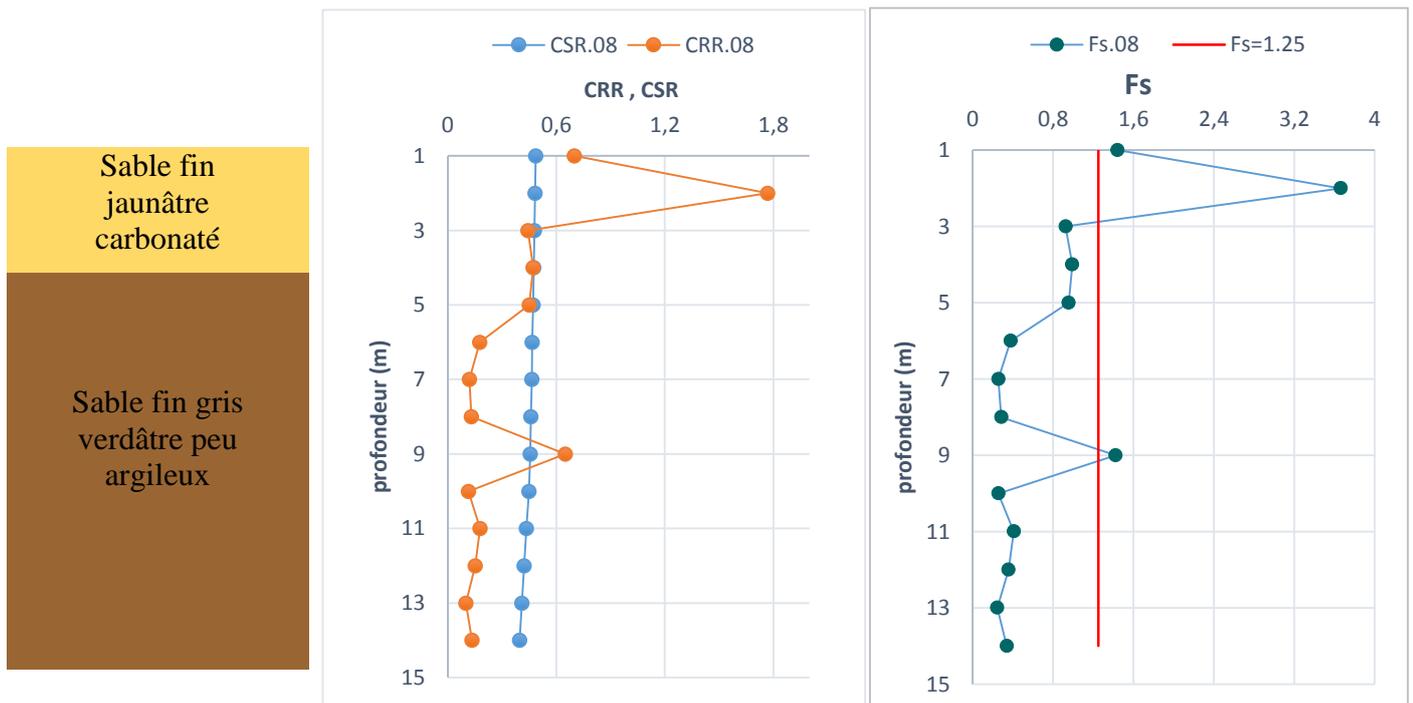


Figure IV.8. Variation de CRR, CSR, et F_s en profondeur, l'essai CPT (Sondage N°08)

- ◆ **Interprétation des résultats :** pour le sondage n° 08, on remarque qu'il n'y a pas de risque de liquéfaction entre les profondeurs 1m et 2m et aussi pour la profondeur de 9m, tandis que les résultats obtenus pour les autres profondeurs présentent un risque de liquéfaction.

Remarque : On a utilisé les mêmes équations pour les autres sondages, les résultats tandis que les diagrammes peuvent être consultés en annexes.

IV.3.2. CALCUL DE LA PROBABILITÉ DE LIQUÉFACTION P_L :

La probabilité de liquéfaction pour chaque sondage est calculée par les relations [II. 61] et [II. 62], la probabilité moyenne du site est calculée par la relation [II. 63]

La classification du potentiel de liquéfaction est basée sur le tableau II.18 « la classification du potentiel de liquéfaction proposé par (Juang et al. 2012) ».

Le tableau IV.11 représente la classification du potentiel de liquéfaction pour chaque sondage.

Tableau IV.11 : La classification du potentiel de la liquéfaction pour chaque sondage, l'essai CPT

Sondages	P_L (%)	Classe	Description (Probabilité de liquéfaction)
01	47.05	3	Liquéfaction et non-liquéfaction également susceptible
02	51.93	3	Liquéfaction et non-liquéfaction également susceptible
03	55.30	3	Liquéfaction et non-liquéfaction également susceptible
04	49.64	3	Presque certain que le sol ne sera pas liquéfié
06	39.87	3	Liquéfaction et non-liquéfaction également susceptible
07	54.25	3	Liquéfaction et non-liquéfaction également susceptible
08	28.09	2	liquéfaction peu probable
09	49.24	3	Liquéfaction et non-liquéfaction également susceptible
11	55.75	3	Liquéfaction et non-liquéfaction également susceptible

Tableau IV.12 : la probabilité de liquéfaction moyenne pour tout le site, l'essai CPT

P_L (%)	Classe	Description (Probabilité de liquéfaction)
47.9	3	Liquéfaction et non-liquéfaction également susceptible

L'évaluation du potentiel de la liquéfaction de site étudié présente une liquéfaction et non-liquéfaction également susceptible de la classe 03.

IV.4.COMPARAISON ENTRE LES RÉSULTATS DES DEUX MÉTHODES :

Après l'évaluation du potentiel de liquéfaction dans plusieurs sondages, les résultats ont montré que le risque de la liquéfaction est fortement probable, comparant le facteur de sécurité calculé avec la valeur 1.25 d'après **RPA 99 corrigé en 2003**.

Une comparaison des facteurs de sécurité calculés à l'aide des approches SPT et CPT est illustrée dans la figure IV.9.

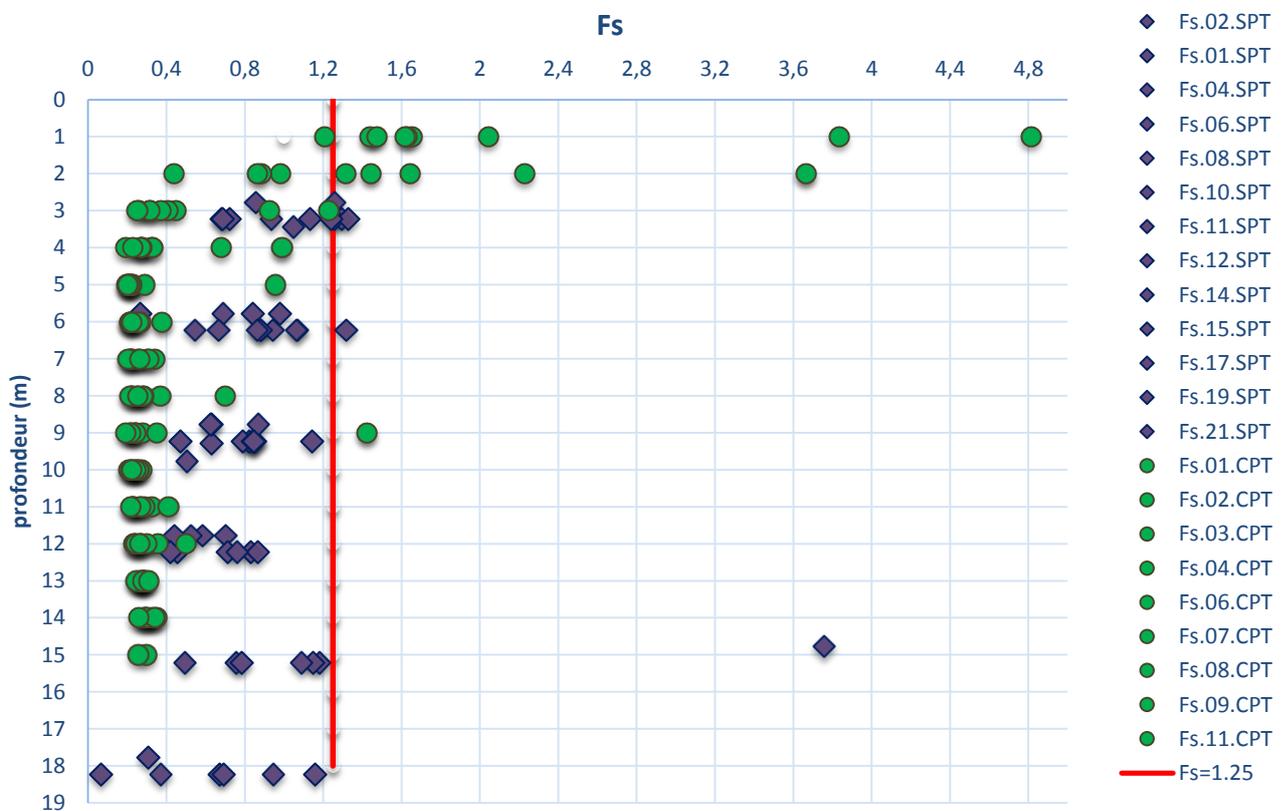


Figure IV.9. Variation de F_s en profondeur, les essais SPT & CPT.

La figure IV.10 représente la variation des facteurs de sécurité calculés à l'aide des approches SPT et CPT sous forme de carte réalisée avec le logiciel GS+ pour le site étudié.

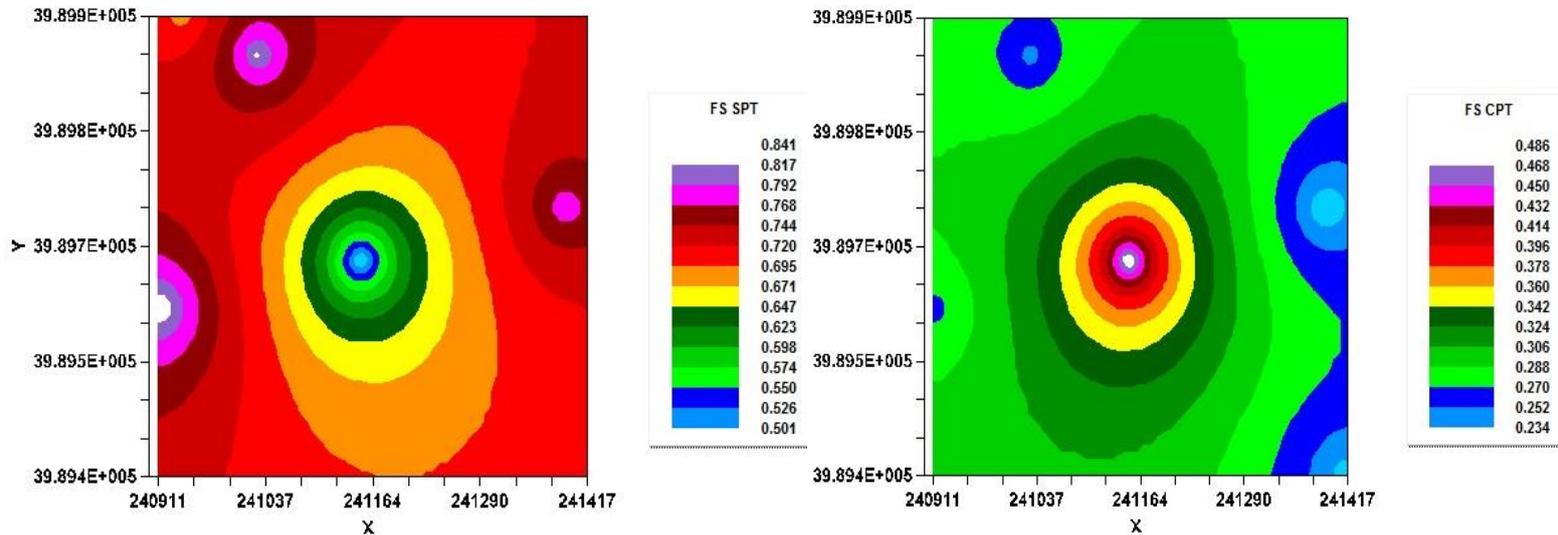


Figure IV.10. Variation du facteur de sécurité pour le site étudié, les essais SPT & CPT.

La figure IV.11 représente la variation du potentiel de liquéfaction à l'aide des approches SPT et CPT sous forme de carte réalisée avec le logiciel GS+ pour le site étudié.

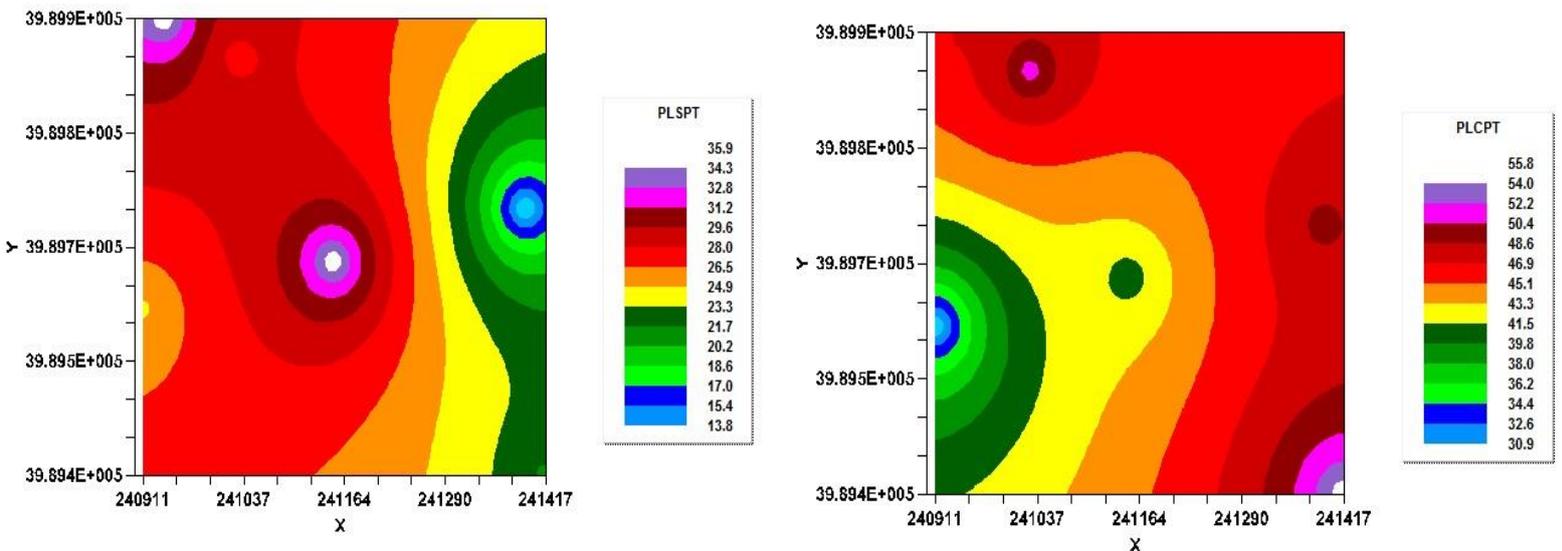


Figure IV.11. Variation du potentiel de liquéfaction pour le site étudié, les essais SPT & CPT.

◆ **Interprétation des résultats :**

En analysant et en comparant l'ensemble des résultats obtenus par les deux méthodes, on constate que :

- Sur la profondeur de 1 à 4m les valeurs de F_s obtenus par la méthode de SPT sont faibles et la majorité ne dépasse pas 1.25, ce qui indique que le risque est important, à ce même endroit les valeurs données par la méthode CPT sont plus élevées et la plupart est supérieur à 1.25, ce qui signifie qu'il n'y a pas de risque de liquéfaction.
- sur la profondeur de 4 jusqu'à 18m les facteurs obtenus par les deux approches ne dépassent pas 1.25.
- la probabilité de liquéfaction varie entre 13.8 et 35.90% d'après la carte de l'essai SPT ce qui signifie que le risque est peu probable, et d'après la carte de l'essai CPT la probabilité varie entre 39.8 et 55.8% ce qui indique que le risque est également susceptible.

IV.5. CONCLUSION :

Le but de cette étude était de faire une analyse du potentiel de la liquéfaction à partir des données des essais in-situ SPT et CPT, et de comparer les résultats de ces deux méthodes.

Au terme des analyses réalisées dans le cadre de cette étude, il a été montré qu'il n'y a pas de risque de liquéfaction du sol dans les couches superficielles qui sont approximativement comprises entre 0 et 2m d'après les résultats de l'essai CPT.

Les deux méthodes prédisent la liquéfaction mais avec des facteurs de sécurité différents, cette différence peut être attribuée à la non-cohérence entre les résultats des essais, pour l'essai SPT les résultats peuvent être fortement influencés par le type d'équipement et les modalités d'exécution, tandis que les résultats de l'essai CPT peuvent être influencés par la diminution de la résistance pénétrométrique, les erreurs commises lors de la réalisation des essais peuvent influencer l'estimation de la résistance.

D'après l'évaluation du potentiel de la liquéfaction le site étudié présente une probabilité moyenne de liquéfaction de la classe 03 (liquéfaction et non-liquéfaction également susceptible) pour l'essai CPT et une faible probabilité de la classe 02 (liquéfaction peu probable) pour l'essai SPT, suivant la classification du potentiel de liquéfaction proposé par Juang et al. (2012).

La fiabilité de telle méthode est conditionnée par la fiabilité des résultats des essais utilisés et par une bonne définition de la stratigraphie de sol étudié.

CONCLUSION GÉNÉRALE

Le phénomène de liquéfaction est un sérieux problème géotechnique, capable de causer des dégâts souvent irréparables, tant à des ouvrages existants qu'à de nouvelles constructions.

Les objectifs principaux assignés à ce travail sont :

- ◆ Recherche bibliographique sur le phénomène de liquéfaction des sols et les méthodes d'évaluation du potentiel de liquéfaction.
- ◆ Comparaison entre les méthodes de détermination du potentiel de liquéfaction à partir des résultats obtenus par les essais in situ SPT et CPT.

L'étude a permis de tirer les conclusions suivantes :

- ◆ La liquéfaction est un phénomène qui engendre beaucoup de dégâts qui mettent la sécurité des ouvrages en cause (effondrement, renversement,etc.)
- ◆ la nature du sol, l'état des contraintes et le degré de saturation se sont des facteurs influencent le déclenchement de la liquéfaction.
- ◆ les sols admis susceptibles à la liquéfaction peuvent être améliorés en utilisant les différentes techniques disponibles (compactage dynamique, vibroflotation, colonnes ballastées.... etc.)
- ◆ La résistance à la liquéfaction des sols est en général évaluée à partir des méthodes et des procédures développées qui se reposent sur le calcul d'un facteur de sécurité F_s en se basant sur des essais in situ.
- ◆ Le teste de pénétration standard (SPT) est un essai très fréquent en géotechnique, en raison de la simplicité de procédure et les échantillons de sol collectés, par contre les résultats peuvent être fortement influencés par le type d'équipement et les modalités d'exécution.
- ◆ Le teste de pénétration de cône (CPT) s'est avéré un outil précieux pour évaluer diverses propriétés du sol, y compris l'estimation du potentiel de liquéfaction sur un site. L'avantage de l'utilisation du CPT c'est le profilage rapide et continu de la résistance à la pénétration, alors que son principal inconvénient est l'indisponibilité d'un échantillon.

- ◆ à travers les résultats obtenus dans notre étude du site de Mostaganem, on peut dire en général qu'il existe un risque de liquéfaction du sol dans les couches sableuses à une profondeur comprise entre 2 m et 18 m.
- ◆ D'après la comparaison effectuée entre les méthodes utilisées (SPT et CPT), il a été montré que les deux méthodes prédisent la liquéfaction mais avec des facteurs de sécurité différents, cette différence peut être attribuée à la non-cohérence entre les résultats des essais, les erreurs commises lors de la réalisation des essais peuvent influencer l'estimation de la résistance. La fiabilité de telle méthode est conditionnée par la fiabilité des résultats des essais utilisés et par une bonne définition de la stratigraphie du sol étudié.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

1. Andrus, R.D, and Stokoe, K.H, II (1997). “Liquefaction resistance based on shear wave velocity.” Proc., NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, Nat. Ctr. for Earthquake Engrg. Res., State Univ. of New York at Buffalo, 89–128.
2. Ali Bouafia.2003. Séisme de Boumerdès 2003- Analyse de la portance sismique et des potentiels de liquéfaction et de fluidisation des sols.
3. AYAD, Fatima. 2014 “Analyse fiabiliste du potentiel de liquéfaction des sols”, thèse de Doctorat .Université Abou bekr Belkaid, Tlemcen, Algérie.180p.
4. BENAHCILIF Souad. 2016. “Vers une mise en place d’une approche fiabiliste pour l’estimation du potentiel de liquéfaction”. Thèse De Doctorat .Université Abou bakr Belkaid,Tlemcen, Algérie.199p.
5. BENAHCILIF Souad, Zendagui Djawad, Bouguerba Salah. 2015. “Etude fiabiliste de la liquéfaction du sol”. <https://hal.archives-ouvertes.fr/hal-01167740>.
6. Chemlal Mohammed,Yahiaoui Hcene. 2020. “Etude de la liquéfaction des sols à partir des données de l’essai C.P.T ”. Mémoire de master. Université Aboubakr Belkaïd, Tlemcen, Algérie.
7. Holtz, R.D. et Kovacks, W.D. 1991, “Introduction à la géotechnique” (édition en français traduite par Jean Lafleur). Montréal, Qc : Éditions de l’École Polytechnique de Montréal.
8. IDRISSE, I. M, Boulanger R.W.2004. “Semi-empirical procedures for evaluating liquefaction potential during earthquakes”, in Proceedings, 11th International Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering, and 3rd International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, StallionPress, Vol. 1, pp. 32–56.
9. IDRISSE, I.M. and Boulanger R.W, 2006, “Semi-empirical procedures for evaluating liquefaction potential during earthquakes”, Soil Dynamics and Earthquake Engineering N°26 (2006) 115– 130.
10. Ishihara, K, 1985, “Stability of Natural Deposits During Earthquakes”, Proceedings of the Eleventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, 1985.
11. Iwasaki, T., T. Arakawa, and K.-I. Tokida, 1984, “Simplified procedures for assessing soil liquefaction during earthquakes”. International Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 3(1): p. 49-58.
12. Jean-Paul Karam.2006. “Etude de la rhéologie des loess du Nord de la France - Application à l’évaluation de leur risque de liquéfaction”. Planète et Univers [physics]. Ecole des Ponts ParisTech, Français.

13. Juang, C. Hsein, et al. 2002, “Assessing CPT-based methods for liquefaction evaluation with emphasis on the cases from the Chi-Chi, Taiwan, earthquake”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 22.3 (2002): 241-258.
14. Kramer, Steven L. (1996). “Geotechnical Earthquake Engineering.” Prentice Hall, Inc., Upper Saddle River, NJ.
15. Lee, K. L, and Fitton, J. A. (1969). “Factors Affecting the Cyclic Loading Strength of Soil”, *Vibration Effects of Earthquakes on Soils and Foundations*, ASTM STP 450, American Society for Testing and Materials.
16. M.Djemal Abderrahmane.2017. “Analyse du potentiel de liquéfaction par les approches empirique et numérique, cas d’un site recevant un ouvrage d’importance vitale”. Mémoire de master. Université M’hamed Bougara de Boumerdes, Algérie.
17. Nicolas Poncelet. 2012. “Élaboration et implémentation d’un protocole de laboratoire pour l’étude du potentiel de liquéfaction de résidus miniers”. Ecole polytechnique de Montréal.
18. Pai-Hsiang Tsai, Der-Her Lee, Gordon Tung-Chin Kung, and C. Hsein Juang, 2009, “Simplified DMT-based methods for evaluating liquefaction resistance of soils”, *Engineering Geology* N° 103 13 –22.
19. Peter M. Byrne, Ernest Naesgaard, and Michael H. Beaty, 2008, “State of Art Dynamic Liquefaction Analysis Procedures”, Itasca FLAC Conference Minnesota August 25, 2008.
20. Robertson P.K, 2010. “Evaluation of flow liquéfaction and liquefied strength using cone penetration test”. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE/June.
21. Robertson, P. and C.E. Wride, 1997, “Cyclic liquefaction and its evaluation based on SPT and CPT”. *Proc. NCEER Work-shop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils*.
22. Robertson, P.K. et Wride, C.E. 1998. “Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test”. *Canadian Geotechnical Journal*, 35(3), pp. 442-459.
23. Seed, H. B. 1968. “Landslides During Earthquakes”, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol. 94, No. SM5.
24. Seed, H.B. and I.M. Idriss, 1971, “Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential”. *Journal of Soil Mechanics & Foundations Div*.
25. Seed, H. B. and Idriss, I. M. 1982. “Ground Motions and Soil Liquefaction during Earthquakes”, *Earthquake Engineering Research Institute, University of California, Berkeley*, 134 pp.
26. Yedjour Khaled. 2012. “Modélisation numérique de la liquéfaction des sols sableux”. Mémoire de magister. Université Mohamed Khider ,Biskra, Algérie.

27. Youd, T. L, and Hoose, S. N, 1977, “Liquefaction Susceptibility and Geologic Setting” , Proceedings of the Sixth World Conference on Earthquake Engineering, Volume 3, Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey.
28. Youd T.L., Andrus M., Idriss M., 1997, “Proceedings of the NCEER workshop on evaluation of liquefaction resistance of soils”, 31 December, New York, USA, 1-40.
29. Youd T.L., Idriss I.M., Andrus R.D., Marcusson F., Robertson P.K., Seed R.B., Stokoe K.H., 2001, “Liquefaction resistance of soils”: Summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental engineering, 817.
30. Rapport d'étude géotechnique et géophysique, Laboratoire Central des Travaux Public, Mostaganem (2014).

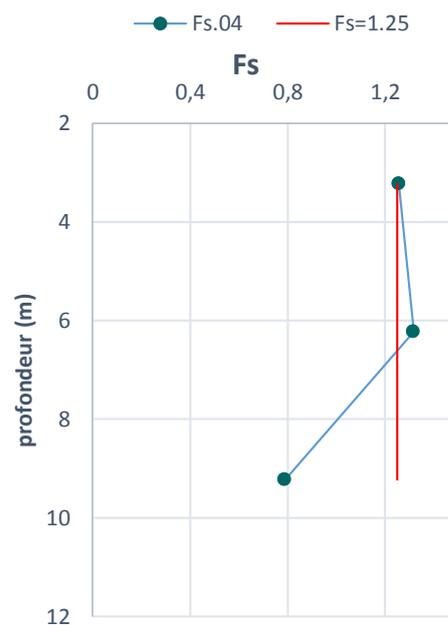
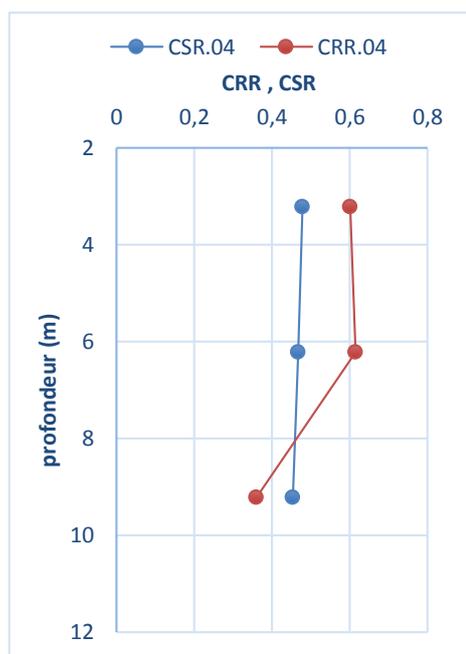
ANNEXES

A-1- Résultats de Fs par l'essai SPT

- Sondage N° 04

Sondage	Z(m)	CRR	CSR	Fs
Sable fin jaunâtre carbonaté	3,225	0,601	0,478	1,257
	6,225	0,615	0,467	1,317
	9,225	0,359	0,454	0,789

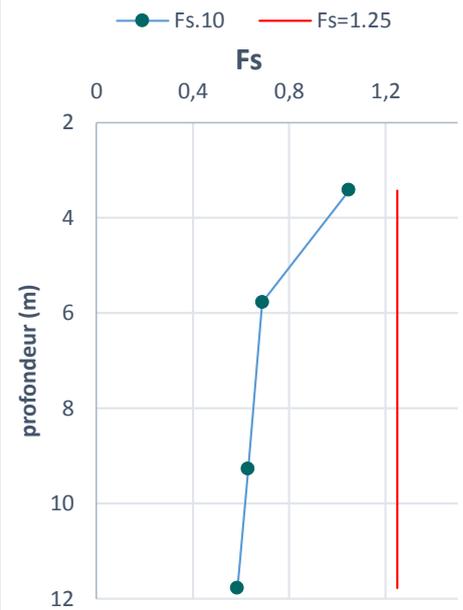
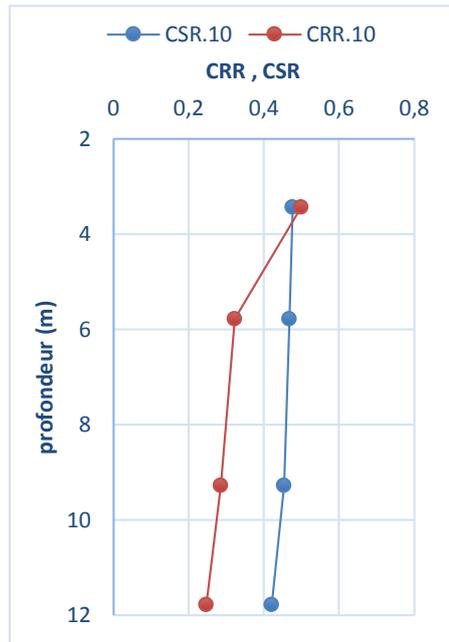
Sable fin jaunâtre carbonaté



- Sondage N°10

Sondage	Z(m)	CRR	CSR	Fs
Sable fin jaunâtre	3,425	0,5	0,477	1,048
	5,775	0,323	0,468	0,689
	9,275	0,286	0,454	0,63
	11,775	0,247	0,421	0,585

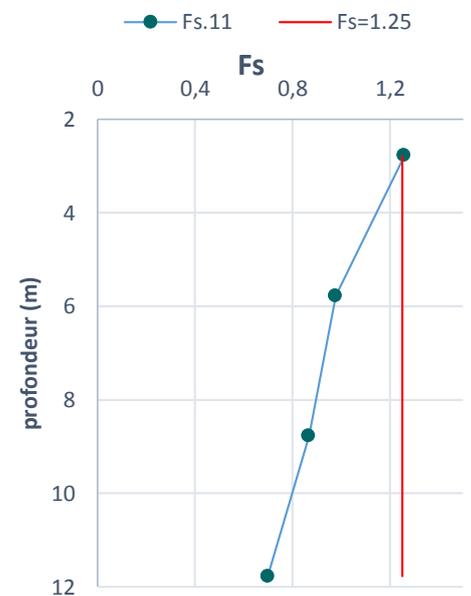
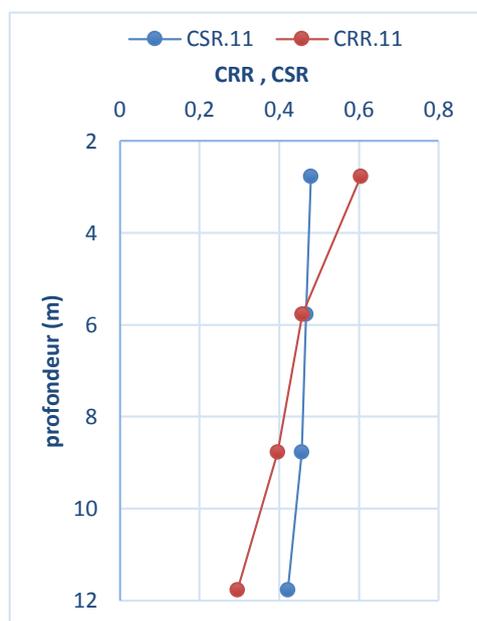
Sable fin jaunâtre



• Sondage N°11

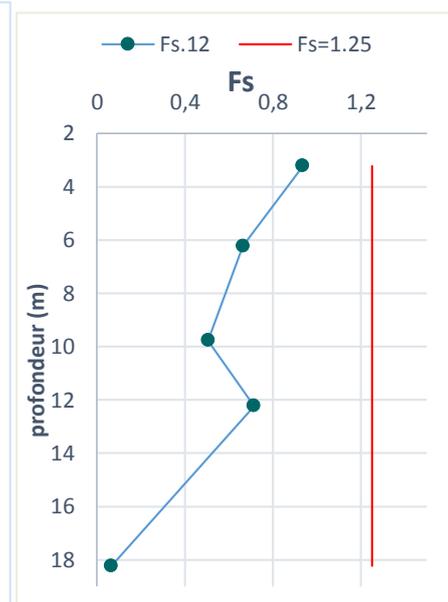
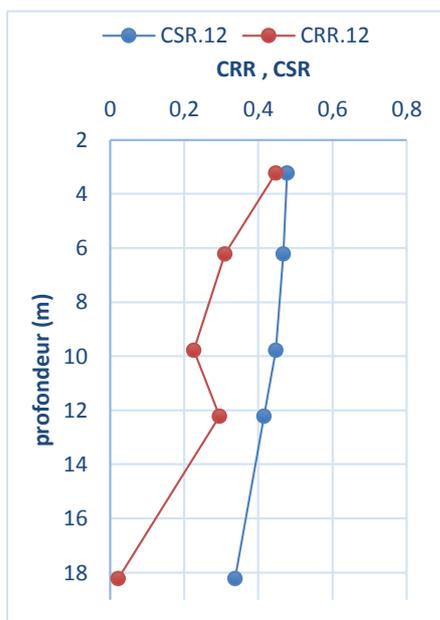
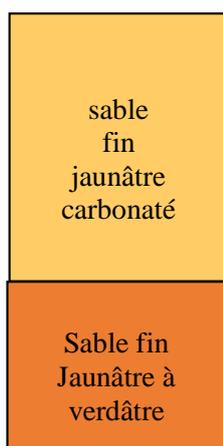
Sondage	Z(m)	CRR	CSR	Fs
Sable fin jaunâtre	2,775	0,604	0,48	1,259
	5,775	0,458	0,468	0,978
	8,775	0,396	0,457	0,867
	11,775	0,295	0,421	0,699

Sable fin jaunâtre



- **Sondage N°12**

Sondage	Z(m)	CRR	CSR	F _s
sable fin jaunâtre carbonaté	3,225	0,447	0,478	0,935
	6,225	0,31	0,467	0,664
	9,775	0,226	0,447	0,505
	12,225	0,296	0,415	0,714
Sable fin jaunâtre à verdâtre	18,225	0,022	0,337	0,065

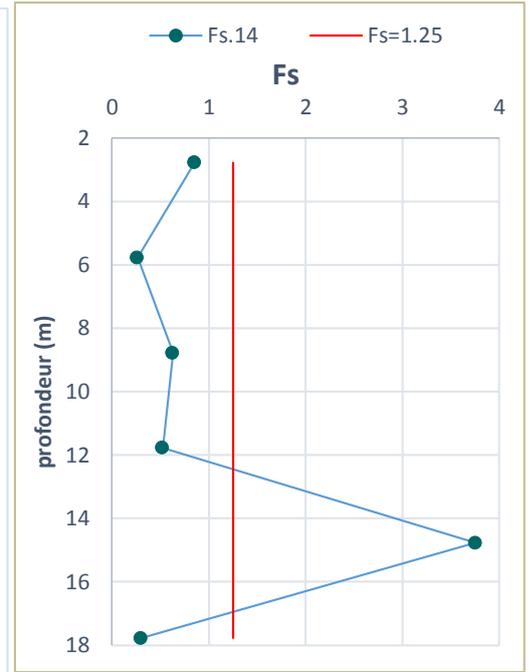
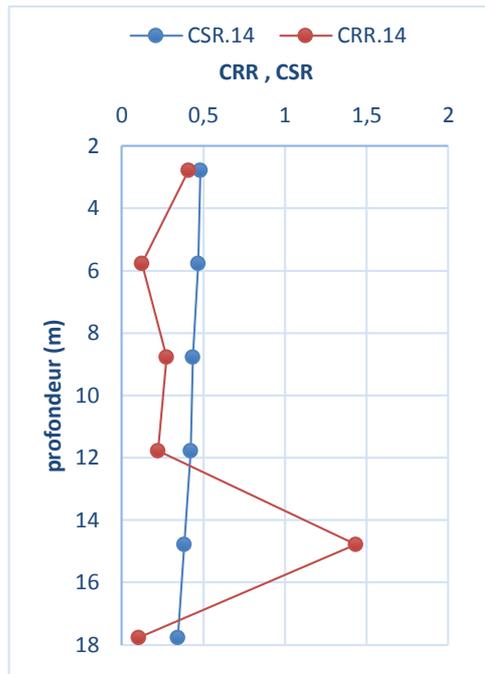


- **Sondage N°14**

Sondage	Z(m)	CRR	CSR	F _s
Sable fin jaunâtre carbonaté	2,775	0,410	0,480	0,855
	5,775	0,124	0,468	0,265
Sable fin jaunâtre à grisâtre très fin limoneux	8,775	0,273	0,434	0,630
	11,775	0,221	0,421	0,524
	14,775	1,435	0,382	3,755
	17,775	0,104	0,343	0,305

Sable fin jaunâtre carbonaté

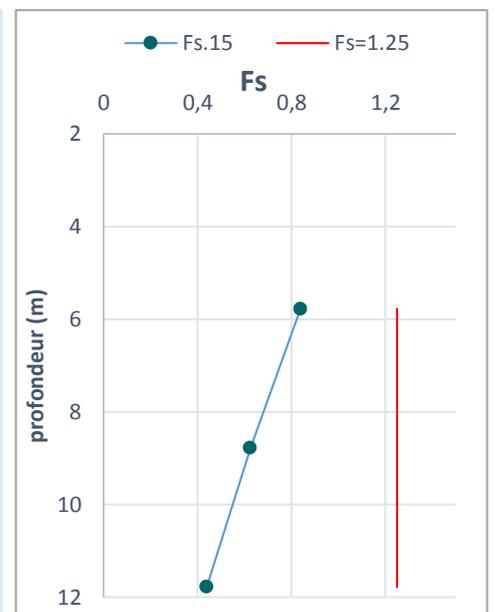
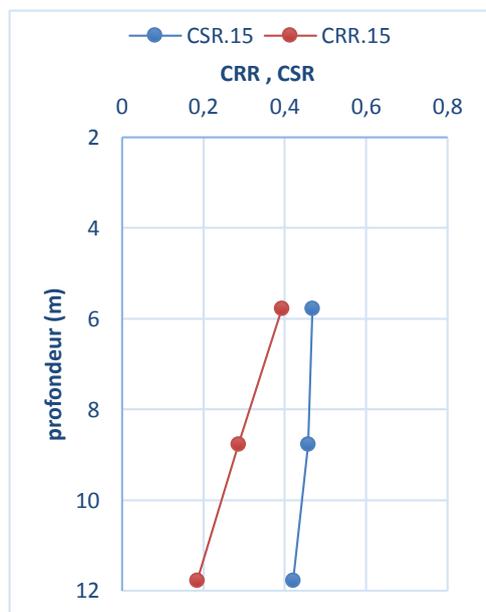
Sable fin jaunâtre à grisâtre très fin limoneux



• Sondage N°15

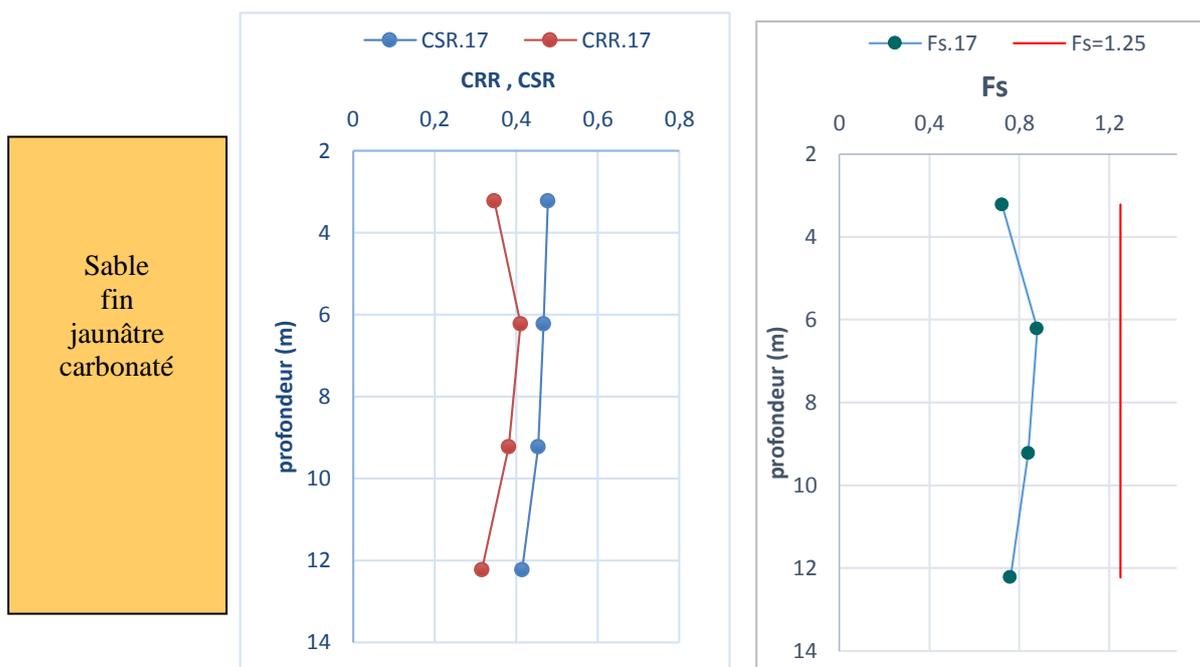
Sondage	Z(m)	CRR	CSR	Fs
Sable fin jaunâtre carbonaté	5,775	0,393	0,468	0,839
	8,775	0,286	0,457	0,626
	11,775	0,185	0,421	0,439

Sable fin jaunâtre carbonaté



- Sondage N°17

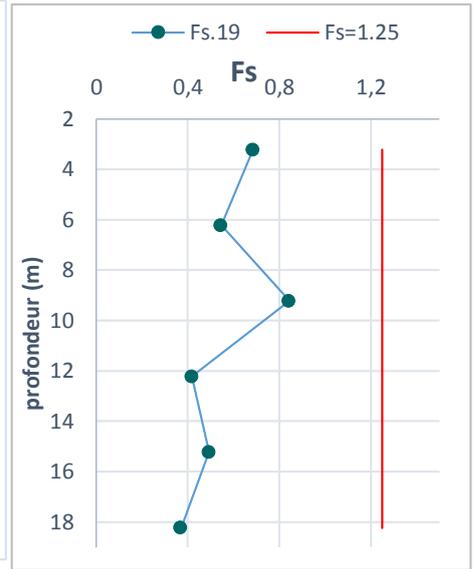
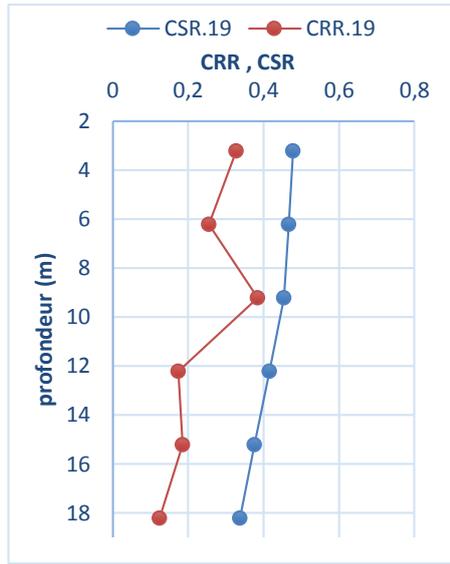
Sondage	Z(m)	CRR	CSR	Fs
sable fin jaunâtre carbonaté	3,225	0,346	0,478	0,723
	6,225	0,411	0,467	0,88
	9,225	0,382	0,454	0,84
	12,225	0,316	0,415	0,761



- Sondage N°19

Sondage	Z(m)	CRR	CSR	Fs
sable fin jaunâtre carbonaté	3,225	0,327	0,478	0,685
	6,225	0,255	0,467	0,546
	9,225	0,384	0,454	0,844
	12,225	0,174	0,415	0,418
	15,225	0,185	0,376	0,493
	18,225	0,124	0,337	0,37

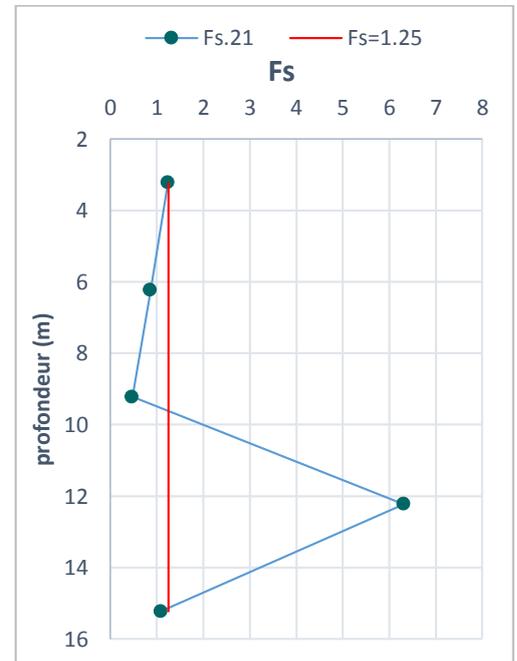
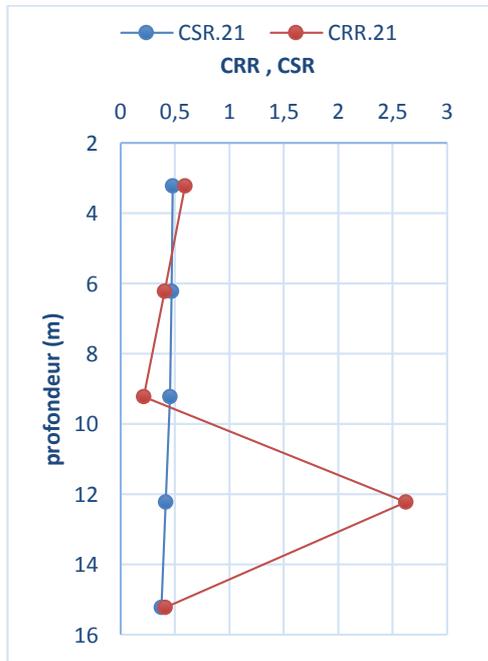
sable
fin
jaunâtre
carbonaté



• Sondage N°21

Sondage	Z(m)	CRR	CSR	Fs
Sable fin jaunâtre carbonaté	3,225	0,593	0,478	1,241
	6,225	0,403	0,467	0,862
	9,225	0,214	0,454	0,471
	12,225	2,624	0,415	6,312
	15,225	0,409	0,376	1,089

Sable
fin
jaunâtre
carbonaté

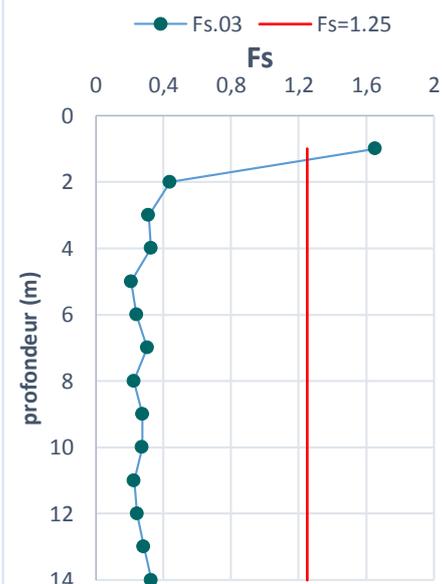
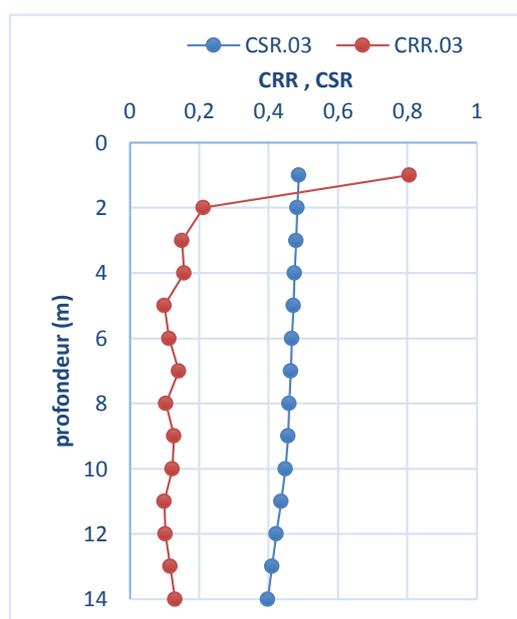


A-2 - Résultats de Fs par l'essai CPT :

- Sondage N° 03

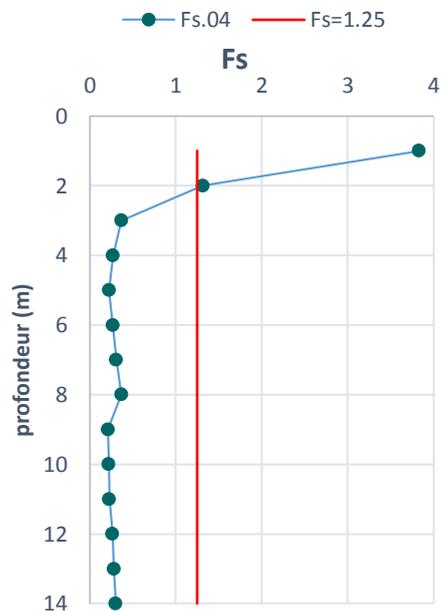
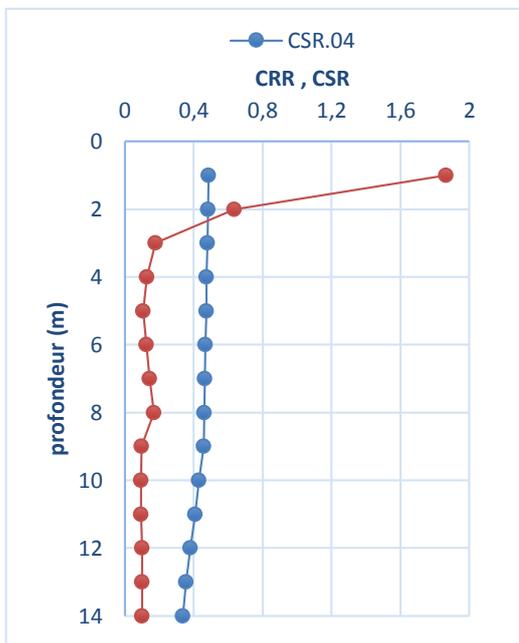
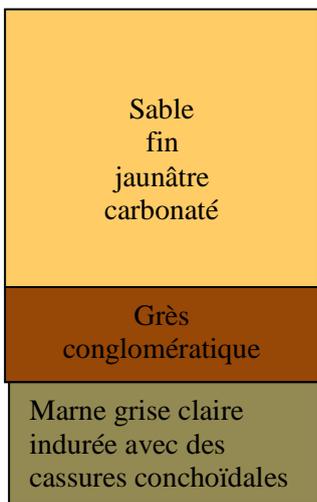
sondage	Z (m)	CRR	CSR	Fs
sable fin jaunâtre	1	0,805	0,487	1,653
	2	0,212	0,483	0,44
	3	0,15	0,479	0,313
	4	0,156	0,475	0,327
	5	0,099	0,472	0,209
sable fin gris noirâtre avec des débris de coquille marine	6	0,113	0,468	0,241
	7	0,142	0,464	0,305
	8	0,104	0,46	0,226
	9	0,127	0,457	0,277
	10	0,123	0,448	0,274
	11	0,099	0,436	0,227
	12	0,103	0,423	0,244
	13	0,116	0,41	0,284
	14	0,13	0,397	0,328

Sable fin jaunâtre
Sable fin gris noirâtre avec des débris de coquille marine



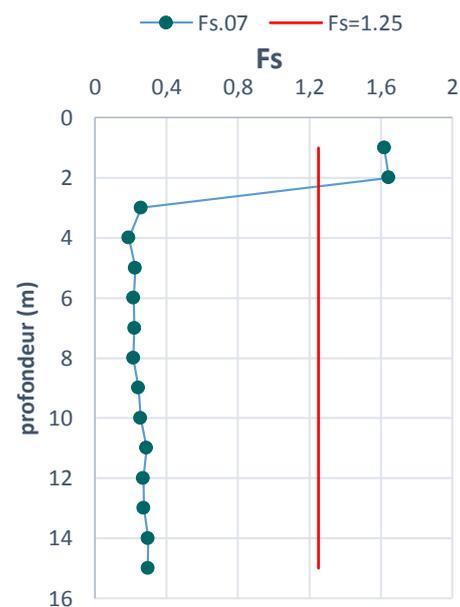
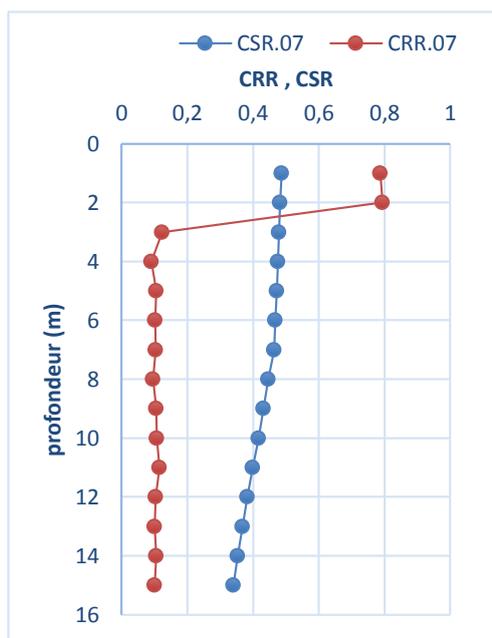
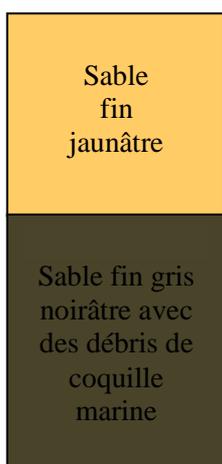
• Sondage N° 04

sondage	Z (m)	CRR	CSR	Fs
Sable fin jaunâtre carbonaté	1	1,865	0,487	3,832
	2	0,635	0,483	1,316
	3	0,177	0,479	0,37
	4	0,129	0,475	0,272
	5	0,106	0,472	0,226
	6	0,125	0,468	0,268
	7	0,143	0,464	0,308
	8	0,169	0,46	0,368
	9	0,098	0,457	0,214
Grès conglomératique	10	0,095	0,431	0,221
	11	0,093	0,407	0,228
Marne grise claire indurée avec des cassures conchoïdales	12	0,101	0,379	0,267
	13	0,1	0,356	0,281
	14	0,101	0,336	0,302



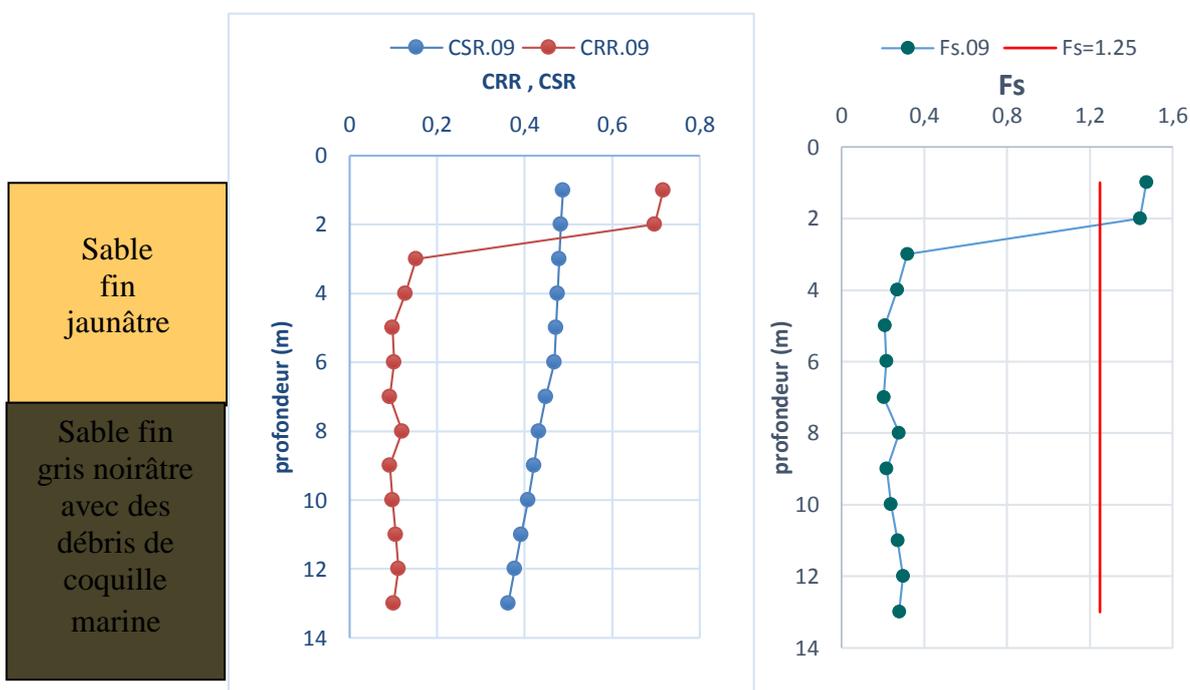
• Sondage N° 07

sondage	Z (m)	CRR	CSR	Fs
Sable fin jaunâtre	1	0,788	0,487	1,619
	2	0,794	0,483	1,644
	3	0,124	0,479	0,258
	4	0,09	0,475	0,19
	5	0,106	0,472	0,225
	6	0,102	0,468	0,217
	7	0,103	0,464	0,221
sable fin gris noirâtre avec des débris de coquille marine	8	0,096	0,446	0,215
	9	0,105	0,432	0,244
	10	0,107	0,417	0,256
	11	0,115	0,399	0,288
	12	0,104	0,383	0,271
	13	0,101	0,368	0,274
	14	0,106	0,354	0,298
	15	0,101	0,34	0,296



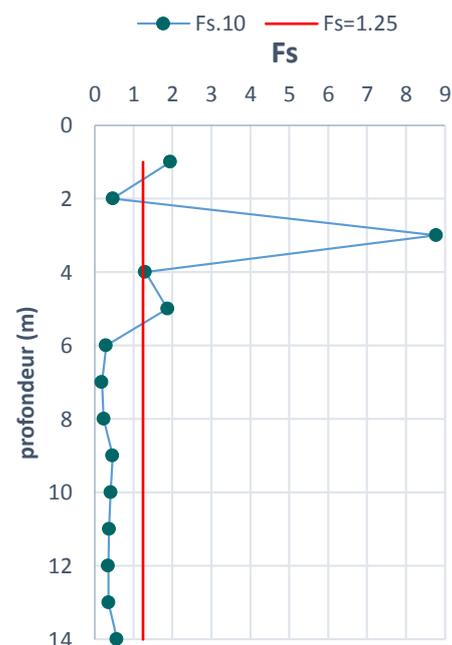
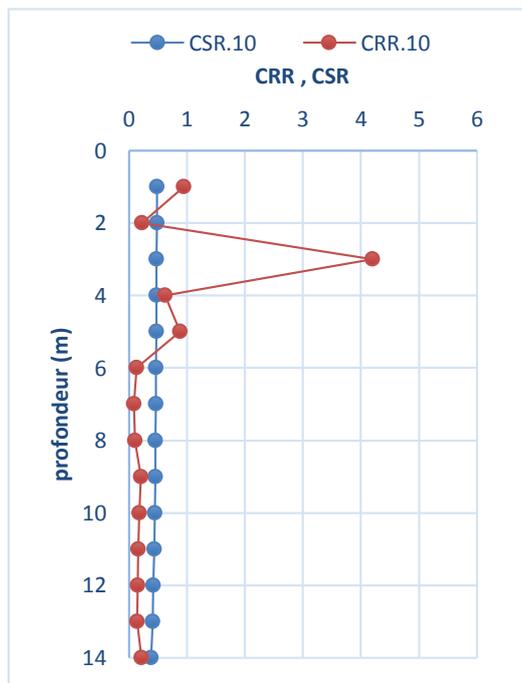
• Sondage N° 09

sondage	Z (m)	CRR	CSR	Fs
Sable fin jaunâtre	1	0,717	0,487	1,473
	2	0,697	0,483	1,443
	3	0,152	0,479	0,318
	4	0,128	0,475	0,269
	5	0,099	0,472	0,21
	6	0,102	0,468	0,218
Sable fin gris noirâtre avec des débris de coquille marine	7	0,092	0,448	0,205
	8	0,12	0,433	0,278
	9	0,092	0,421	0,219
	10	0,098	0,408	0,24
	11	0,106	0,392	0,272
	12	0,112	0,377	0,298
	13	0,101	0,363	0,28

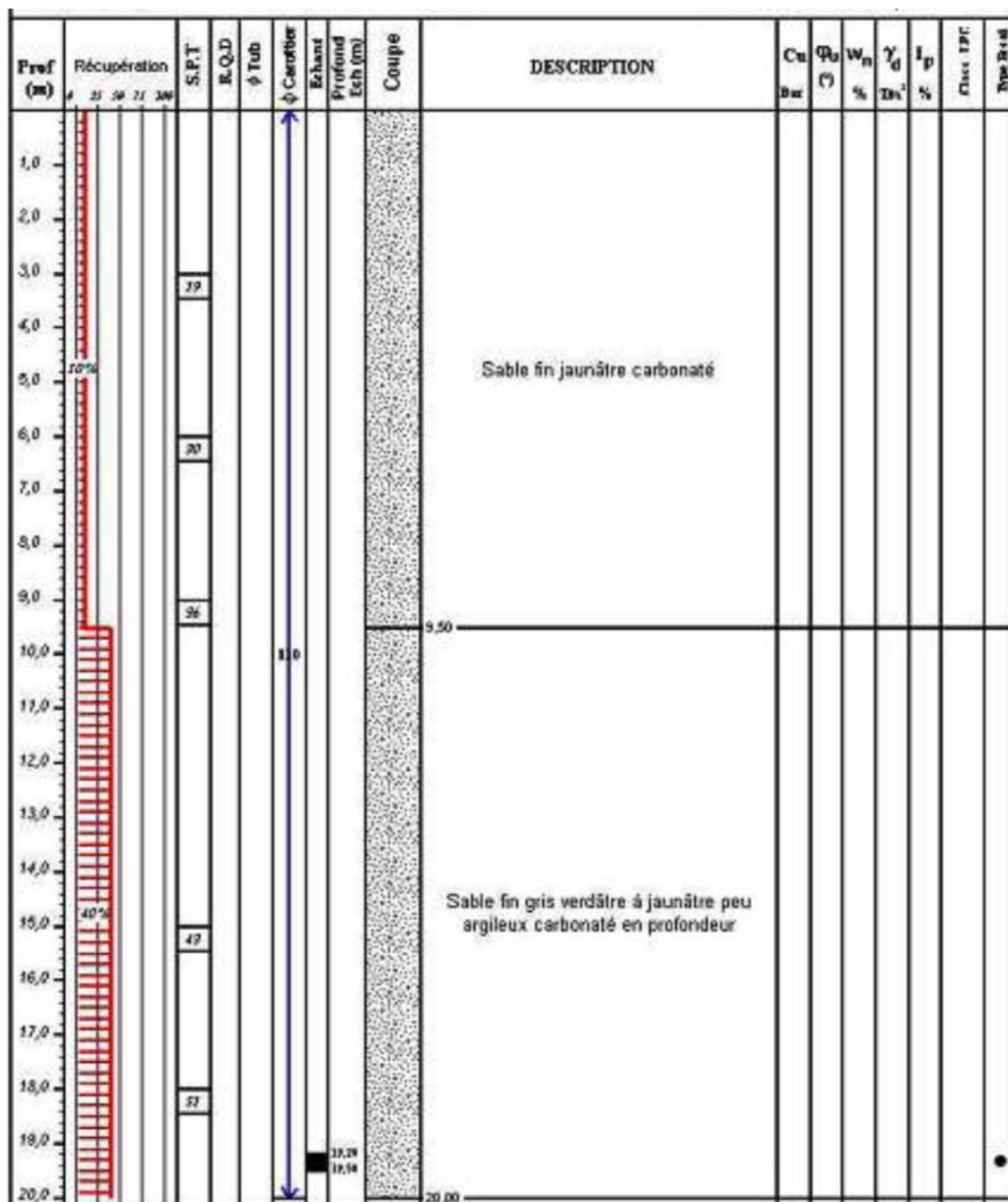


• Sondage N° 10

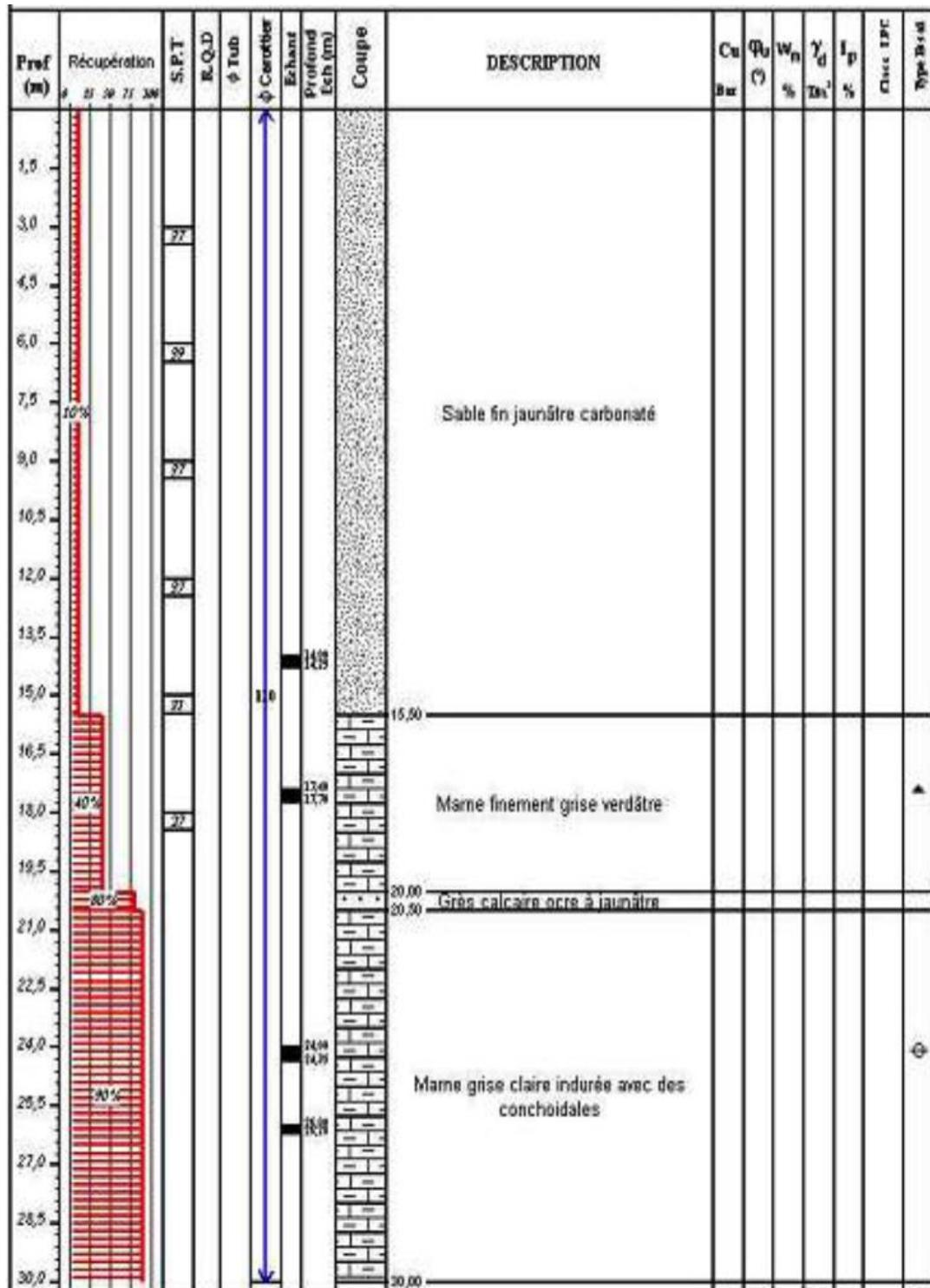
sondage	Z (m)	CRR	CSR	Fs
Sable fin rougeâtre graveleux	1	0,95	0,487	1,952
	2	0,226	0,483	0,469
Sable fin jaunâtre	3	4,204	0,479	8,773
	4	0,62	0,475	1,303
	5	0,883	0,472	1,873
	6	0,138	0,468	0,295
	7	0,087	0,464	0,188
	8	0,109	0,46	0,236
	9	0,21	0,457	0,459
	10	0,184	0,448	0,411
	11	0,162	0,435	0,372
	12	0,15	0,423	0,355
	13	0,147	0,41	0,358
Marne grise bleuâtre Indurée avec des cassures conchoïdales	14	0,217	0,38	0,572



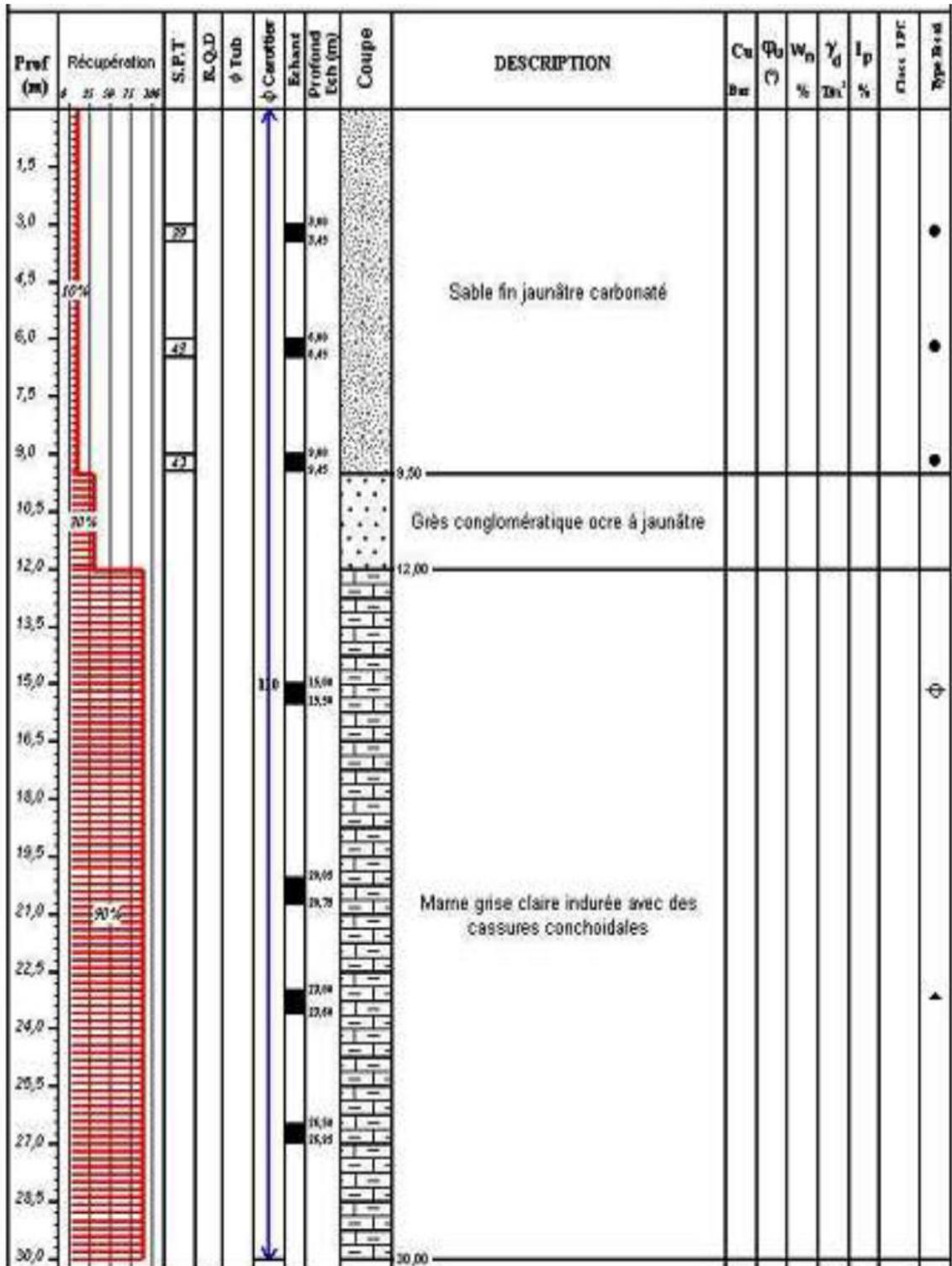
A-3 – Coupes lithologiques des sondages carottés :



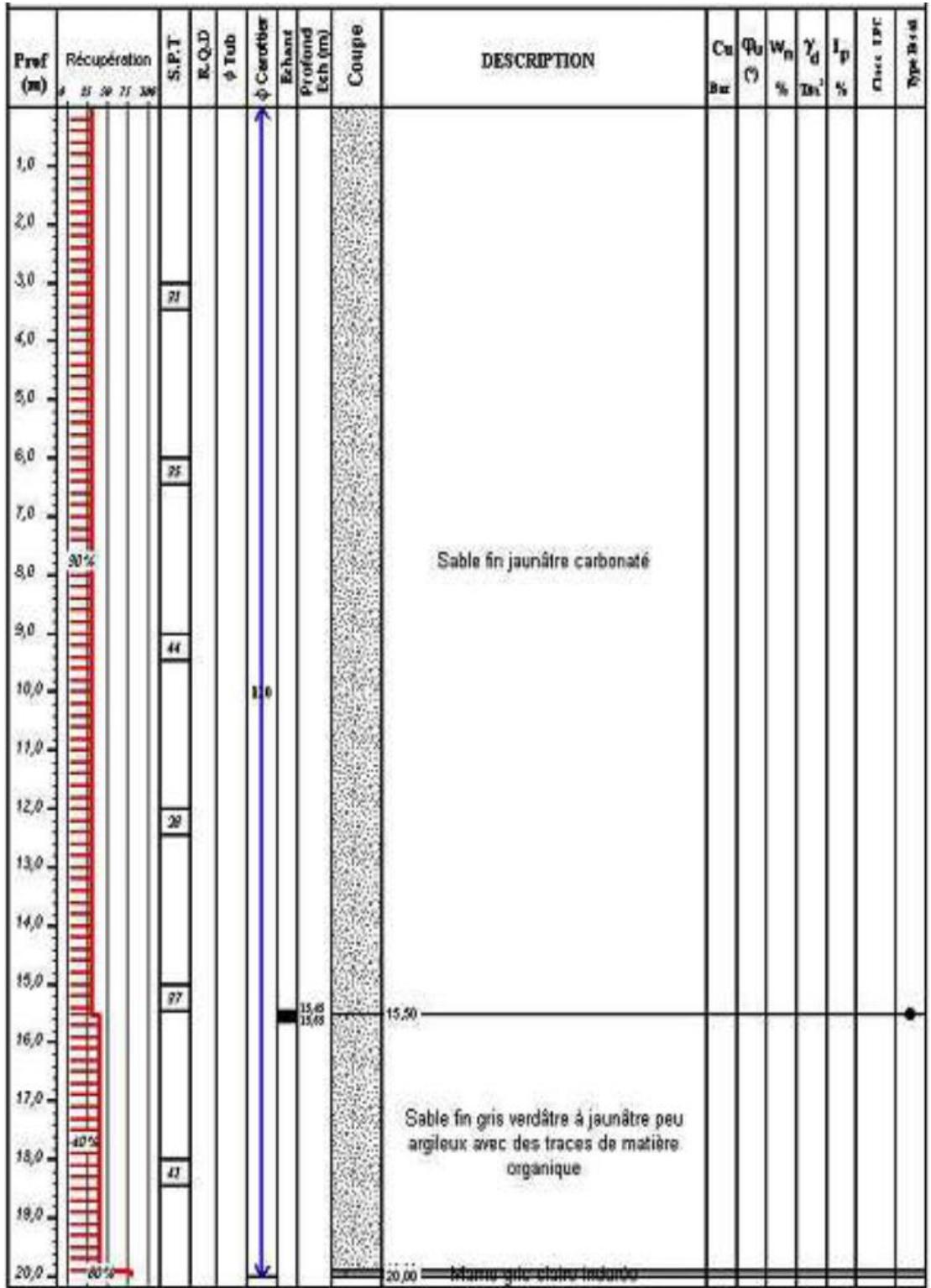
Sondage 01



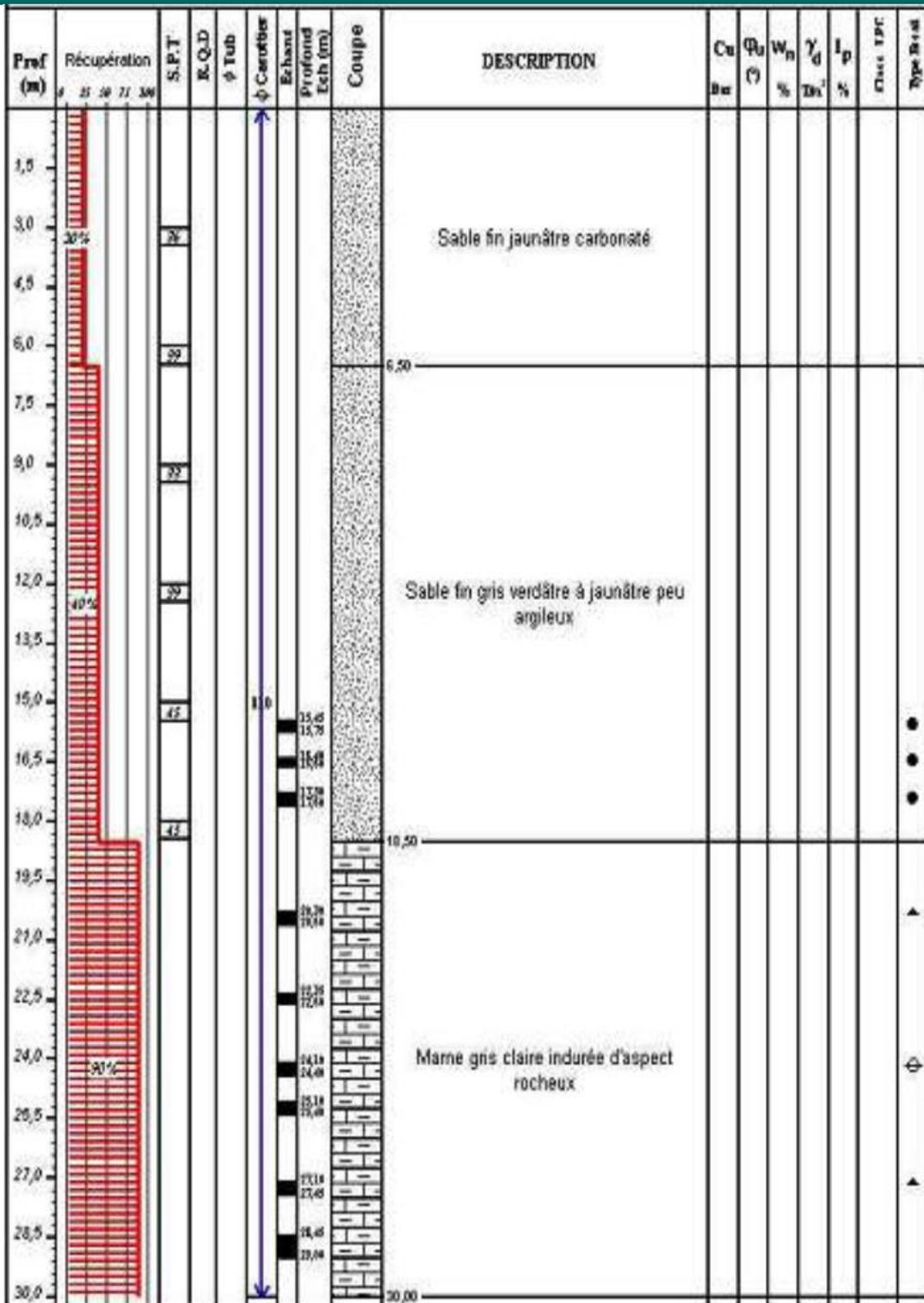
Sondage 02



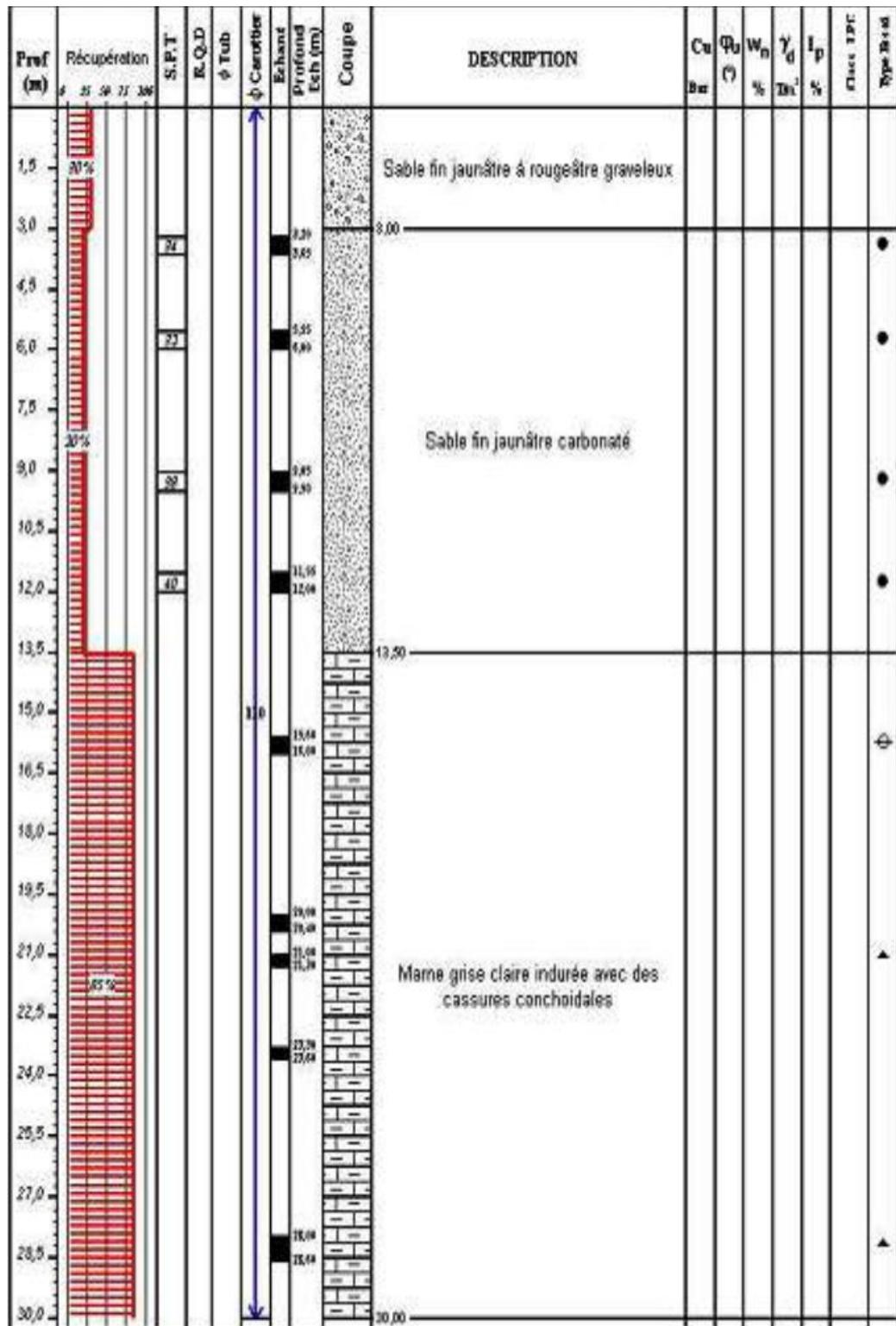
Sondage 04



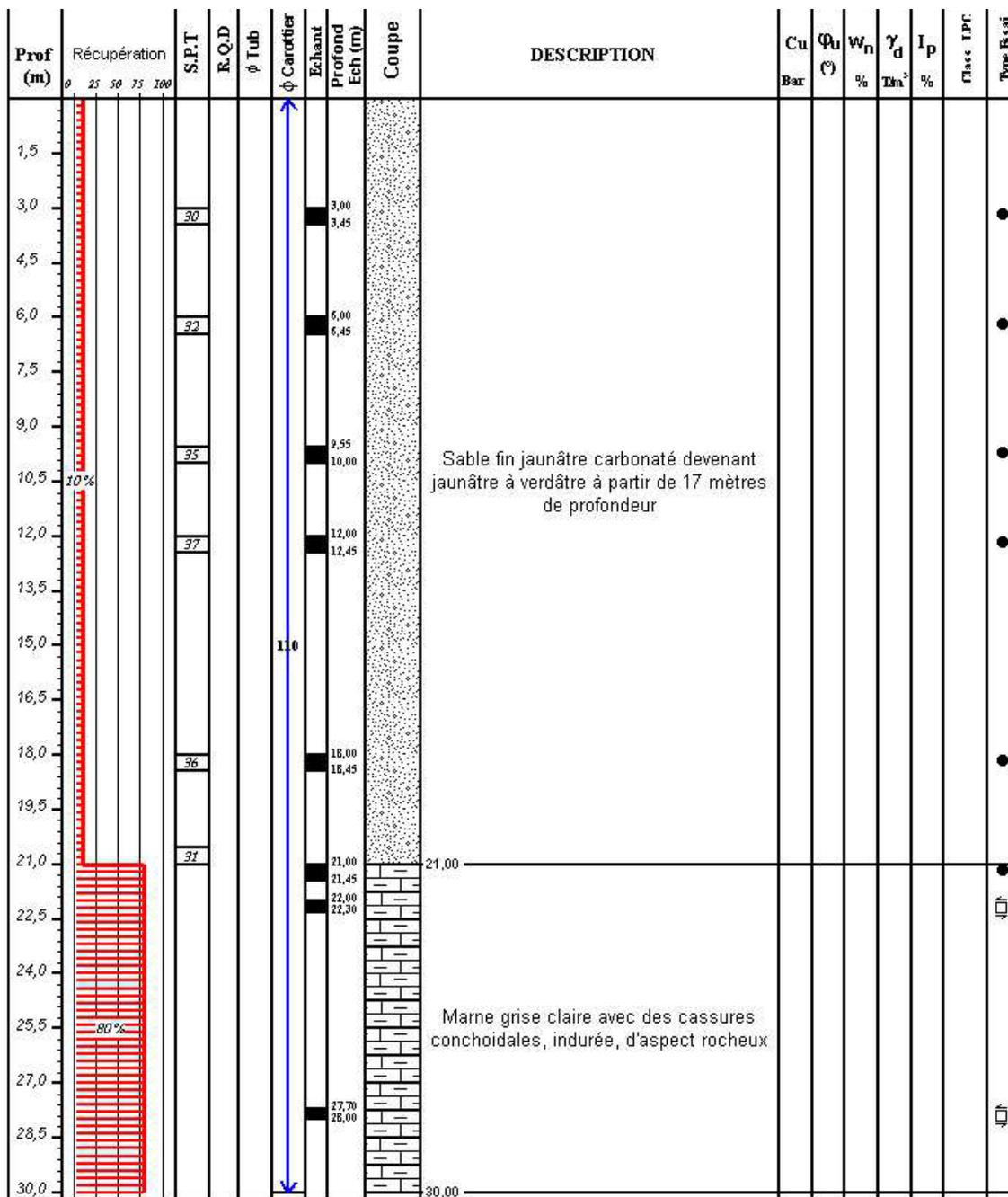
Sondage 06



Sondage 08



Sondage 10



Sondage 12

