

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE	13
CHAPITRE 01 : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE	15
1.1. INTRODUCTION.....	15
1.2. PHENOMENE DE LIQUEFACTION DES SOLS	15
1.2.1. GENERALITES.....	15
1.2.2. DESCRIPTION DE PHENOMENE	16
1.2.3. EXPLICATION DE PHENOMENE.....	17
1.3. EFFETS INDUITS PAR LA LIQUEFACTION	18
1.3.1. FONDATIONS PROFONDES.....	18
1.3.2. BARRAGES.....	19
1.3.3. FONDATIONS SUPERFICIELS.....	20
1.4. FACTEURS INFLUENÇANT LA LIQUEFACTION.....	20
1.4.1. AGE ET ORIGINE DES SOLS	20
1.4.2. TYPE DE SOL ET REPARTITION DES GRAINS.....	21
1.4.3. DENSITE RELATIVE	22
1.4.4. DEGRE DE SATURATION	22
1.4.5. CONTRAINTE VERTICALE ET SURCONSOLIDATION	23
1.4.6. EPAISSEUR DE LA COUCHE DE SABLE.....	23
1.4.7. CARACTERISTIQUES DE CHARGEMENT SISMIQUE	24
1.5. TRAITEMENT DES SOLS LIQUEFIABLES	24
1.5.1. METHODE D'AMELIORATION DES CARACTERISTIQUES DE RESISTANCE DU SOL :.....	25
1.5.1.1. Compactage dynamique	25
1.5.1.2. Vibro-flottation	26
1.5.1.3. Colonnes ballastées	27
1.5.1.4. Substitution	27
1.5.1.5. Technique de drainage.....	27
1.6. CONCLUSION.....	28
CHAPITRE 02 : EVALUATION DU POTENTIEL DE LIQUEFACTION A PARTIR DE L'ESSAI CPT.	29
2.1. INTRODUCTION	29
2.2. PRINCIPE D'EVALUATION	29
2.3. RAPPORT DE LA CONTRAINTE CYCLIQUE "CSR"	30
2.4. EVALUATION DU RAPPORT DE RESISTANCE CYCLIQUE "CRR"PAR L'ESSAI C.P.T.	33
2.4.1. LE TEST DE PENETRATION DE CONE (C.P.T).	33
2.4.1.1. PRINCIPE DE L'ESSAI.....	33

2.4.1.2.	METHODES DE MESURE.....	36
2.4.1.2.1.	Sondage discontinu.....	36
2.4.1.2.2.	Sondage continu.....	36
2.4.1.3.	INTERPRETATION.....	37
2.4.1.3.1.	Résistance à la pénétration du cône ou résistance de pointe.....	37
2.4.1.3.2.	Effort total d'enfoncement.....	37
2.4.1.3.3.	Effort de frottement latéral sur l'ensemble du fut.....	37
2.4.1.3.4.	Frottement latéral unitaire local.....	37
2.4.1.3.5.	Rapport de frottement.....	37
2.4.1.3.6.	Indice de frottement.....	38
2.4.1.4.	PRESENTATION DES RESULTATS.....	38
2.4.2.	METHODES D'EVALUATION DU CRR PAR L'ESSAI C.P.T.....	39
2.4.2.1.	DETERMINATION DE « CRR » PAR LA METHODE DE ROBERTSON ET WRIDE (1998).....	40
2.4.2.2.	DETERMINATION DE « CRR » PAR LA METHODE D'ANDRUS ET AL (2004).....	44
2.4.2.3.	DETERMINATION DE « CRR » PAR LA METHODE D'IDRISS ET BOULANGER (2006).....	45
2.5.	LE COEFFICIENT DE SECURITE "FS".....	46
2.6.	ESTIMATION DE LA PROBABILITE DE LIQUEFACTION « P_L ».....	47
2.7.	CONCLUSION.....	48
CHAPITRE 03 : PRESENTATION DU SITE ETUDIEE (SITE MOSTAGANEM).....		49
3.1.	INTRODUCTION.....	49
3.2.	PRESENTATION DU SITE.....	49
3.1.1.	LOCALISATION.....	49
3.1.2.	SISMICITE.....	51
3.1.3.	CONTEXTE GEOLOGIQUE.....	51
3.1.1.1.	Géologie régionale.....	51
3.1.1.2.	Géologie locale.....	51
3.3.	PROGRAMME DE RECONNAISSANCE DU SITE.....	52
3.4.	RESULTATS DES RECONNAISSANCES GEOTECHNIQUES.....	53
3.1.4.	EXPLOITATION DES RESULTATS DES SONDAGES CAROTTES.....	53
3.1.5.	LEVES PIEZOMETRIQUE.....	55
3.1.6.	RESULTAT DE TEST DE PENETRATION DE CONE (C.P.T).....	55
3.1.7.	RESULTAT DES ESSAIS AU LABORATOIRE.....	58
3.5.	CONCLUSION.....	60
CHAPITRE 04 : EVALUATION DU POTENTIEL DE LA LIQUEFACTION A PARTIR DE L'ESSAI CPT (SITE DE MOSTAGANEM).....		61
4.1.	INTRODUCTION.....	61

4.2.	ETUDE DETERMINISTE DU POTENTIEL DE LIQUEFACTION DU SITE.	61
4.1.1.	CLASSIFICATION DES SOLS EN ESSAI « C.P.T »	61
4.1.2.	DETERMINATION DE LA RESISTANCE EQUIVALENTE D'UN SABLE PROPRE	63
4.1.3.	CALCUL DU « CRR », « CSR » ET « FS ».....	66
4.1.3.1.	SONDAGE N° 01 :	66
4.1.3.2.	SONDAGE N° 03 :	67
4.1.3.3.	SONDAGE N° 03 :	68
4.1.3.4.	SONDAGE N° 04 :	69
4.1.4.	ANALYSE DETERMINISTE.....	70
4.3.	EVALUATION DU POTENTIEL DE LA LIQUEFACTION.....	71
4.4.	CONCLUSION.....	74
	CONCLUSION GENERAL.....	75
	ANNEXES	79
	A.1: CLASSIFICATION DES SOLS EN ESSAI « C.P.T) » (LES SONDAGES 06, 07, 08,09 et 11)	80
	A.2: DETERMINATION DE LA RESISTANCE EQUIVALENTE D'UN SABLE PROPRE (LES SONDAGES 06, 07, 08,09 et 11).....	81
	A.3: RESULTATS DU « CRR », « CSR » ET « FS » (LES SONDAGES 06, 07, 08,09 et 11)	83

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1: représentation de liquéfaction a) et b) état initial,c) pendant la liquéfaction (d'après Johansson,2000) cité par Mohamed,Mekerbi.	17
Figure 1.2: Rupture du pont de Showa, à Niigata au Japon	19
Figure 1.3: Effondrement du parement amont du barrage de San Fernando pendant Le séisme de 1971.	19
Figure 1.4: Bâtiments renversés (Séisme de Coceali, Adpazari,1999)	20
Figure 1.5: Limites dans les courbes de gradation séparant les sols liquéfiables et non liquéfiables (Tsuchida, 1970)	21
Figure 1.6: courbes limites pour l'identification de l'épaisseur de la couche superficielle (Ishihara, 1985).	24
Figure 1.7: technique de compactage dynamique.....	26
Figure1.8: densification du sol par vibroflottation	26
Figure 1.9: installation des colonnes ballastées.....	27
Figure 1.10: technique de drainage.....	28
Figure 2.1: Méthodologie d'évaluation de susceptibilité à la liquéfaction	29
Figure 2.2: les conditions assumées pour le développement de la relation du CSR	30
Figure 2.3: Procédure pour détermination de la contrainte de cisaillement maximale (τ_{max}) (Seed et Idriss, 1982).....	32
Figure 2.4: Schéma de principe de test de pénétration de cône (C.P.T)	34
Figure 2.5: Exemple de point pénétrométrique	34
Figure 2.6: Schéma de la pointepénétrométrique	35
Figure 2.7: Principe de mesure pénétrométrique	36
Figure 2.8: Exemple de pénétoigramme statique (AFNOR NF P94-113 ,1996)	38
Figure 2.9: Estimation du type du sol	39
Figure 2.10: Courbe de calcul de CRR en fonction de « qc_{1N} » reproduite par (Robertson et Wride 1998):	41
Figure 2.11: Méthode de Robertson et Wride 1998.....	43
Figure 2.12: Courbe simplifiée pour le calcul de CRR pour MW =7.5 (Andrus et Al, 2004)	44
Figure 2.13: Courbe simplifiée pour le calcul de CRR pour MW =7.5 (Idriss et Boulanger ,2006)	45
Figure 3.1: Situation du projet (GOOGLE EARTH).....	49
Figure 3.2: Difficulté d'accès du aux dunes de sable de mer.....	50
Figure 3.3: Difficulté d'accès du aux dunes de sable de mer.....	50
Figure 3.4: consistance de différentes compagnes de reconnaissance.....	52
Figure 3.5: l'implantation des sondages dans le site d'étude.....	53
Figure 3.6: Variation des valeurs de résistance à la pointe « qc » d'essai C.P.T avec la profondeur pour le site étudié.....	57

Figure 3.7: Variation de la profondeur de refus pour le site étudié.	58
Figure 4.1: Classification du sol (Sondage N°01, 02, 03, 04).....	62
Figure 4.2: Profile de I_c ($n=1$) des sondages N°01, 02, 03 et 04.....	63
Figure 4.3: Profile de I_c ($n=0.5$) des sondages N°01, 02,03 et 04.....	65
Figure 4.4: Variation de CRR, CSR et FS en profondeur (sondage N°01).....	67
Figure 4.5: Variation de CRR, CSR et FS en profondeur (sondage N°02).....	68
Figure 4.6: Variation de CRR, CSR et FS en profondeur (sondage N°03).....	69
Figure 4.7: Variation de CRR, CSR et FS en profondeur (sondage N°04).....	70
Figure 4.8: CSR - qc_{1N} (tous les sondages)	71
Figure 4.9: Résultat de la probabilité de liquéfaction pour chaque sondage.....	72
Figure 4.10: la variation du potentiel de liquéfaction du site étudié.....	73

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1: Les démentions normalisé du test de pénétration de cône (C.P.T)	35
Tableau 2.2: Classes du potentiel de liquéfaction des sols (Juang et al. 2012).....	48
Tableau 3.1 : Récapitulatif représentant les valeurs de résistance à la pointe « qc » d'essai CPT	56
Tableau 4.1.: Relation entre « Ic » et le type du sol (Robertson et al. 2000)	62
Tableau 4.2: Résultats de calcul de Fs (sondage N°01).....	66
Tableau 4.3: Résultats de calcul de Fs (sondage N°02).....	67
Tableau 4.4: Résultats de calcul de Fs (sondage N°03).....	68
Tableau 4.5: Résultats de calcul de Fs (sondage N°04).....	69
Tableau 4.6: La classification du potentiel de liquéfaction pour chaque sondage	72
Tableau 4.7: le potentiel de liquéfaction moyenne pour tout le site	74

NOTATIONS

C.P.T : Essai de test de pénétration de cône.

CSR : Rapport de résistance cyclique

CRR : Rapport de contrainte cyclique générée par le séisme.

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

F : La force horizontale exerce sur la colonne du sol en (KN/m²).

a_{max}: Accélération maximale du sol en surface en (m/s²).

m : La masse de la colonne en (Kg).

Z : La longueur de la colonne en (m).

γ : Poids volumique du sol en (KN/m³).

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

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

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

τ_{max} : La contrainte de cisaillement maximale.

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

r_d: Facteur de réduction de contrainte lié à la flexibilité de la colonne de sol.

q_c : Résistance à la pénétration du cône ou résistance de pointe.

Q_c : l'effort de pointe

A_c : de 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.

n : Un exposant.

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

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

M_w : La magnitude du séisme.

MSF : Le facteur de correction de la magnitude

K_σ : facteur de correction du au poids des terres appliqué au $CRR_{7.5}$.

f : Est en fonction de densité relative.

P_L : La probabilité de liquéfaction.

$P_{L\text{ MOY}}$: La probabilité de liquéfaction moyenne.

W_L : limite de liquidité

I_p : indice de plasticité

INTRODUCTION GENERALE

Certains sols constitués de grains fins (sable, silts) dont la granulométrie s'inscrit dans un certain fuseau critique favorisent, lorsqu'ils baignent dans la nappe phréatique et se trouvent dans un état initial lâche, l'apparition du phénomène de liquéfaction.

Ce phénomène est 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.

Le phénomène de liquéfaction des sables a été déjà responsable des dommages très importants à travers le monde, notamment aux états unis et au japon, suite aux séismes d'Alaska et de Niigata en 1964, ainsi que du tremblement de terre de Chlef de 1980, du tremblement de terre de l'Ain Timouchent en 1999 et du tremblement de terre de Boumerdes en 2003..

Durant un séisme, le déclenchement de la liquéfaction dépend de certains facteurs qui affectent le comportement cyclique du sol, l'état de saturation ou la densité relative du sol par exemple, jouent un rôle très important. Les pressions interstitielles générés dans le cas des sols non saturés sont faibles ainsi la résistance cyclique des sols ayant une densité relative supérieurs à 70% est plus élevée. Il est donc nécessaire d'appréhender sur l'effet de ces paramètres afin de mieux comprendre le comportement cyclique des sables.

La prédiction du risque de liquéfaction des sables en fonction d'une intensité sismique donnée, constitue un enjeu économique et humain notamment en zones à haut risque sismique. Le développement des méthodes d'évaluation de potentiel de liquéfaction a été sujet à des recherches extensives durant les dernières années, plusieurs approches analytiques et numériques ont été développées pour l'évaluation de la résistance à la liquéfaction d'un site. Parmi ces approches on a l'approche en contrainte totales, la plus utilisé dès son apparition en 1971, consiste à comparer les contraintes induites par le séisme et la résistance à la liquéfaction obtenus par la corrélation des résultats des essais au laboratoire ou des essais in-situ.

L'objectif de ce projet de fin d'études est de faire une analyse du potentiel de liquéfaction par des méthodes analytiques en utilisant les résultats de l'essai in-situ « le test de pénétration de cône (C.P.T) ».

Le présent mémoire est structuré en quatre (04) chapitres :

Le premier chapitre : est consacré à une recherche bibliographique issue de la littérature, concernant le phénomène de la liquéfaction des sables, et après les méthodes d'améliorations des caractéristiques de résistance du sol.

Le deuxième chapitre : Ce chapitre présente la procédure pour l'évaluation de potentiel de liquéfaction basée sur les résultats de l'essai in-situ (le test de pénétration de cône « C.P.T »).

Le troisième chapitre : l'objectif annoncé dans ce chapitre est la présentation du site d'étude (site Mostaganem), le contexte géologique et géotechnique est analysé. Les reconnaissances géotechniques réalisées ainsi que les conclusions auxquelles elles ont abouti sont présentées.

Le quatrième chapitre : L'objectif annoncé dans ce chapitre est l'évaluation du potentiel de liquéfaction pour le site de Mostaganem à partir des résultats de l'essai CPT. Un calcul déterministe et la probabilité de liquéfaction a été réalisé pour déterminer le risque du potentiel de liquéfaction sur le site en considération.

1.1. INTRODUCTION

Ce premier chapitre est un condensé d'une partie de l'information disponible dans la littérature abordant le domaine de la liquéfaction.

Nous y décrivons dans un premier temps le phénomène de liquéfaction des sols en vue de préciser les mécanismes le régissant ainsi que ses causes et effets.

1.2. PHENOMENE DE LIQUEFACTION DES SOLS



1.2.1. GENERALITES

Il semblerait que Hazen (1920), ait été le premier à utiliser le terme «liquéfaction» pour décrire et expliquer le mode de rupture du barrage Calaveras en 1918 en Californie, où 700000 m³ de sol constituant le pied amont du barrage ont été emportés sur une distance de 100 m sans aucune cause apparente (M.DJEMAL Abderrahmane, 2017). Hazen (1920) a expliqué ce phénomène par une concentration de pressions induite par un mouvement ou une déformation dans le matériau. Lorsque ceci se produit rapidement, l'eau contenue entre les pores est mise sous pression l'augmentation continue de cette pression interstitielle conduit à une diminution des forces inter- granulaires dans le sol, et le matériau perd toute sa résistance lorsque la pression interstitielle devient égale à la contrainte totale initiale.

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

Bien que certaines études utilisant les paramètres de la mécanique de sols ont été menées par Casagrande en 1936 (Seed et Idriss, 1982), ce n'est qu'en 1948 qu'apparaît 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 de Mogami et Kubo en 1953 (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).

La liquéfaction correspond à une soudaine perte de résistance du sol, qui se comporte alors comme un liquide. Cette rupture en écoulement est attribuée à la forte augmentation de la pression interstitielle, qui n'a pas pu se dissiper sous la sollicitation. La liquéfaction peut intervenir sous chargement monotone ; typiquement toutes les ruptures observées lors de la mise en place de remblais, ou la construction d'îles artificielles. Mais les ruptures les plus spectaculaires sont celles engendrées par des mouvements dynamiques tels que les séismes. On a longtemps admis que la liquéfaction intervenait préférentiellement dans des milieux granulaires, en conditions non drainées et saturées.

1.2.2. DESCRIPTION DE PHENOMENE

De façon générale la liquéfaction est un phénomène qui se produit sous sollicitations statiques ou cycliques (sismiques) se traduisant par une perte de résistance d'un matériau pulvérulent saturé qui subit une transition vers un comportement fluide, due à l'augmentation de la pression interstitielle engendrée par les déformations cycliques et par l'annulation des contraintes effectives régnant dans le sol.

La liquéfaction qui se produit lors d'un séisme est le résultat d'une accumulation des pressions interstitielles sous l'effet des cycles répétés de cisaillement.

Les études menées montrent que la granulométrie du matériau a une certaine importance, les sols susceptibles de liquéfier sous chargement cyclique étant limoneux à sableux et à granulométrie serrée. C'est généralement des sables propres ou limoneux situés dans les vingt (20) premiers mètres de profondeur, saturés d'eau et présentant une granulométrie relativement uniforme, (M.DJEMAL Abderrahmane, 2017).

1.2.3. EXPLICATION DE PHENOMENE

Le passage d'une onde sismique provoque, dans certaines formations géologiques, la perte de résistance d'un matériau sableux saturé en eau dans un état lâche, liée à une augmentation de la pression interstitielle engendrée par les déformations cycliques.

La déconsolidation brutale du matériau se traduit par la déstructuration du sol, rendant particulièrement instables les constructions reposant sur ces formations.

A l'échelle microscopique le phénomène peut être représenté comme sur la (figure 1.1).

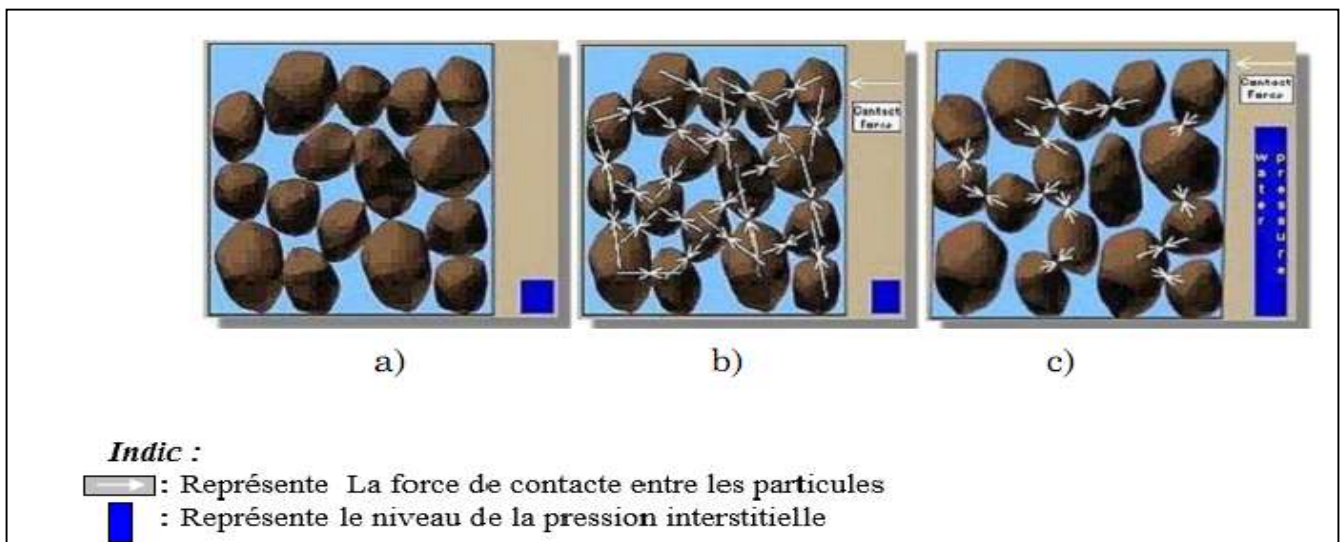


Figure 1.1: représentation de liquéfaction a) et b) état initial, c) pendant la liquéfaction (d'après Johansson, 2000) cité par Mohamed, Mekerbi.

A l'état initial les grains sont au repos, ils sont dans un environnement saturé et dans un état relativement lâche, ils sont en contact les uns avec les autres permettant la transmission des efforts s'exprimant à plus grande échelle par la notion de contraintes effectives. Lors d'un chargement dynamique une réorganisation des grains se produit, en conditions non drainées cette réorganisation se traduit par une montée en pression de l'eau interstitielle puisque les grains n'occupent plus un volume suffisant pour entretenir la transmission des contraintes effectives initiales. Celles-ci s'annulent donc ce qui a pour conséquence l'augmentation de la pression de l'eau jusqu'à égaler les contraintes totales.

Le contact entre les grains est alors très faible et l'ensemble se comporte comme un liquide.

1.3. EFFETS INDUITS PAR LA LIQUEFACTION

La liquéfaction des sols est un problème sérieux capable de causer des dégâts souvent irréparables, tant à des ouvrages existants qu'à des nouvelles constructions, ainsi la liquéfaction peut provoquer :

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

1.3.1. FONDATIONS PROFONDES

Lorsque la liquéfaction s'est produite durant le séisme de Nigata (1964) l'épandage latérale dans le sol a causé le déplacement du sol sous le lit de la rivière ce qui a imposé des pressions sur les pieux de fondation qui ont par la suite subi une déflexion et se sont déplacés (figure 1.2).



Figure 1.2: Rupture du pont de Showa, à Niigata au Japon

1.3.2. BARRAGES

L'augmentation de La pression de l'eau peut également déclencher des éboulements et causer l'effondrement des barrages, Le barrage de San Fernando (figure 1.3) a souffert d'un effondrement du parement amont pendant le séisme de San Fernando, 1971. Heureusement, l'effondrement à peine évité de barrage, empêchant de ce fait un désastre potentiel d'inondation des secteurs urbains fortement peuplés.

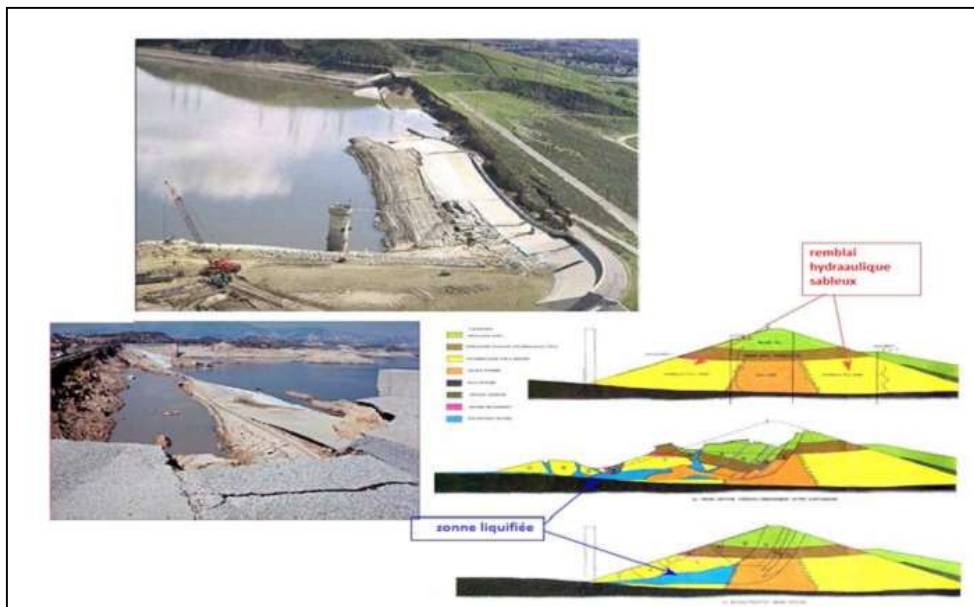


Figure 1.3: Effondrement du parement amont du barrage de San Fernando pendant Le séisme de 1971

1.3.3. FONDATIONS SUPERFICIELS

Lorsque la liquéfaction se produit la résistance du sol diminue et la capacité portante d'un dépôt de sol constituant la fondation des bâtiments se réduit significativement en provoquant le basculement ou la flottaison de l'ouvrage (figure 1.4)



Figure 1.4: Bâtiments renversés (Séisme de Cocaeli, Adpazari, 1999)

1.4. FACTEURS INFLUENÇANT LA LIQUEFACTION

1.4.1. AGE ET ORIGINE DES SOLS

Les dépôts naturels d'origine alluviale et fluviale ont généralement des grains de sol en état d'emballage lâche. Ces dépôts sont jeunes, faibles et exempts de force due à la cimentation et au vieillissement.

Youd et Hoose (1977) ont déclaré qu'en règle générale, les dépôts alluviaux plus anciens que le Pléistocène tardif (10000 à 130000 ans) ne se liquéfieront probablement qu'en cas de fortes séismes, alors que les dépôts tardifs de l'Holocène (1000 ans ou moins) sont susceptibles de se liquéfier, et les dépôts antérieurs de l'Holocène (1 000 à 10 000 ans) sont moyennement liquéfiables.

1.4.2. TYPE DE SOL ET REPARTITION DES GRAINS

Le type de sol le plus sensible à la liquéfaction est celui dans lequel la résistance à la déformation est mobilisée par frottement entre les particules.

Autres facteurs tels que la forme du grain, le coefficient d'uniformité et la densité relative influencent la résistance au frottement du sol sans cohésion.

Tsuchida (1970) a résumé les résultats des analyses des tamis effectuées sur un certain nombre des sols alluviaux et diluviaux dont on savait qu'ils étaient liquéfiés ou non liquéfiés pendant les tremblements de terre. Il a proposé des plages de courbes granulométriques séparant les sols liquéfiables et non liquéfiables comme le montre la (figure 1.5).

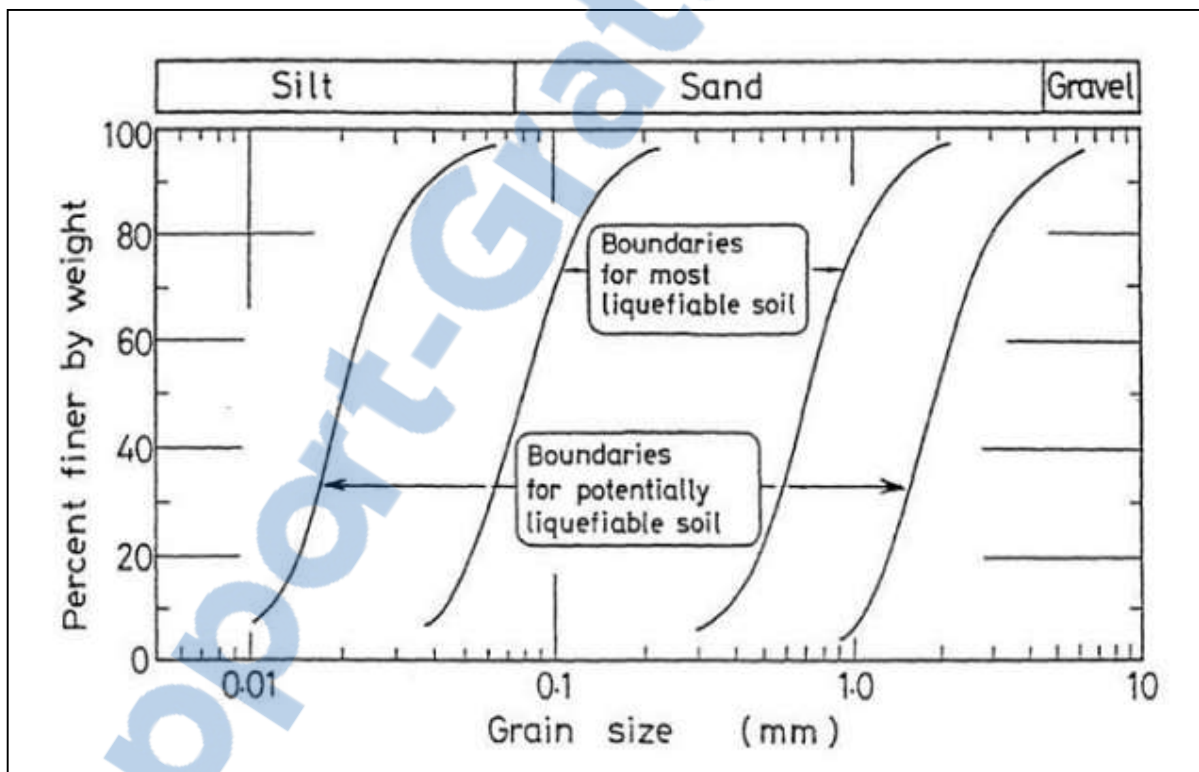


Figure 1.5: Limites dans les courbes de gradation séparant les sols liquéfiables et non liquéfiables

(Tsuchida, 1970)

La superficie des deux courbes intérieures de la Figure (1.5) représente les sables et les sables limoneux, les sols présentant la plus faible résistance à la liquéfaction.

Un sol avec une courbe de gradation tombant dans les zones entre les courbes externes et internes est moins susceptible de se liquéfier. Les sols avec un pourcentage plus élevé de graviers tendent à mobiliser une résistance plus élevée pendant le cisaillement et à dissiper les pressions de pores en excès plus rapidement que les sables. Cependant il existe des cas qui indiquent que la liquéfaction s'est produite dans les sols graviers lâches (Seed, 1968, Ishihara, 1985, Andrus et al, 1991).

Il existe également de nombreuses preuves permettant de montrer que les matériaux à gradient uniforme ayant généralement un coefficient d'uniformité inférieur à cinq sont plus sensibles à la liquéfaction que les matériaux bien calibrés (Ross et al, 1969, Lee et Fitton, 1969). Les sables fins ont tendance à se liquéfier plus facilement que les sables grossiers, les sols graviers, les limons ou l'argile.

1.4.3. DENSITE RELATIVE

Les résultats des tests de laboratoire et les antécédents de cas indiquent que pour un sol donné le rapport des vides initial ou la densité relative est l'un des facteurs les plus importants de contrôle de la liquéfaction.

La liquéfaction se produit principalement dans les sables saturés propres et les sables limoneux ayant une densité relative inférieure à 50%.

Pour les sables denses cependant leur tendance à se dilater lors du cisaillement cyclique engendrera des pressions d'eau interstitielle négatives et augmentera leur résistance au cisaillement.

La limite inférieure de densité relative au-delà de laquelle la liquéfaction ne se produira pas est d'environ 75%, (M.DJEMAL Abderrahmane, 2017).

1.4.4. DEGRE DE SATURATION

La liquéfaction ne se produira pas dans les sols secs. Seul l'établissement par suite de la densification pendant l'agitation peut être un sujet de préoccupation, on sait très peu sur le potentiel de liquéfaction des sables partiellement saturés.

Les résultats des tests de laboratoire disponibles (Sherif et al.1977) montrent que la résistance à la liquéfaction des sols augmente avec un degré de saturation décroissant et que les échantillons de sable à faible degré de saturation ne peuvent se liquéfier que sous des excitations sévères et de longue durée.

1.4.5. CONTRAINTE VERTICALE ET SURCONSOLIDATION

Il est bien connu qu'une augmentation de la contrainte verticale effective augmente la capacité du support et la résistance au cisaillement du sol et augmente ainsi la contrainte de cisaillement nécessaire pour provoquer la liquéfaction et diminue le potentiel de liquéfaction.

D'après les observations faites sur le terrain, un certain nombre d'enquêteurs ont conclu que les sables saturés situés à plus de 15 à 18 m ne sont probablement pas liquéfiables. Ces profondeurs sont en général d'accord avec Kishida (1969) qui affirme qu'un sol sablonneux saturé n'est pas liquéfiable si la valeur de la surpression effective dépasse 190 KN/m^2 .

Les données théoriques et expérimentales montrent que pour un sol donné un taux de surconsolidation plus élevé entraîne une pression latérale supérieure au repos et augmente ainsi le taux de contrainte de cisaillement nécessaire pour causer la liquéfaction, (M.DJEMAL Abderrahmane, 2017).

1.4.6. EPAISSEUR DE LA COUCHE DE SABLE

Afin d'induire des dommages importants à la surface du sol à partir de la liquéfaction, la couche de sol liquéfiée doit être suffisamment épaisse pour que la pression d'élévation et la quantité d'eau qui en résultent puissent provoquer une rupture du sol comme l'ébullition et la fissuration du sable (Ishihara, 1985, Dobry, 1989).

Si la couche de sable liquéfié est mince et enfouie dans un profil de sol, la présence d'une couche de surface non liquéfiable peut empêcher les effets de la liquéfaction en profondeur d'atteindre la surface.

Ishihara (1985) a établi un critère pour fixer une valeur de seuil pour l'épaisseur d'une couche superficielle non liquéfiable afin d'éviter les dommages au sol dus à la liquéfaction comme le montre la (Figure 1.6).

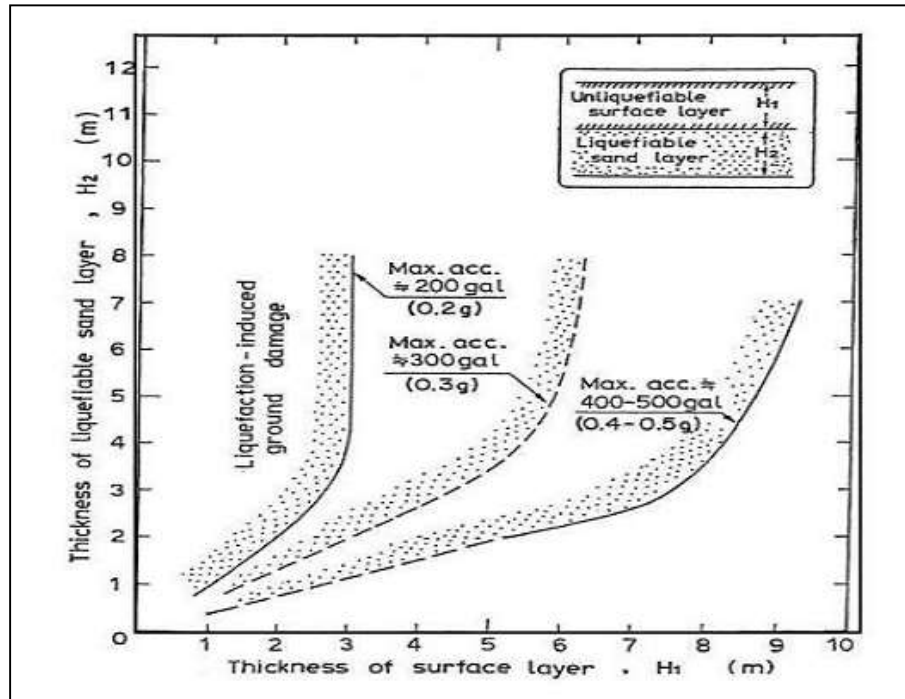


Figure 1.6: courbes limites pour l'identification de l'épaisseur de la couche superficielle (Ishihara, 1985).

1.4.7. CARACTERISTIQUES DE CHARGEMENT SISMIQUE

La vulnérabilité de tout sol sans cohésion à la liquéfaction au cours du tremblement de terre dépend de l'amplitude et du nombre de cycles de contraintes ou de sollicitations induites par le tremblement de terre. Ceux-ci sont liés à l'intensité, à la fréquence prédominante et à la durée du Tremblement de terre.

1.5. TRAITEMENT DES SOLS LIQUEFIABLES

La réduction du risque dû au phénomène de liquéfaction devient nécessaire pour préserver la stabilité de la structure durant un séisme. Plusieurs techniques sont disponibles pour améliorer les faibles caractéristiques des sols susceptibles à la liquéfaction; elles peuvent être subdivisées en deux catégories comme énumérées ci-dessous :

1.5.1. METHODE D'AMELIORATION DES CARACTERISTIQUES DE

RESISTANCE DU SOL :

Les méthodes d'amélioration des sols sont l'un des outils dont dispose l'ingénieur pour résoudre les problèmes de stabilité ou de déformations qu'il rencontre lors de l'élaboration d'un projet. De nombreuses techniques ont été développées par les ingénieurs géotechniciens au cours du 20ème siècle. Elles permettent l'amélioration des caractéristiques géotechniques et les propriétés mécaniques des terrains, et sont jugées efficaces. Et le but de ces technologies est :

- Augmenter la capacité portante et/ou la résistance au cisaillement
- Diminuer les tassements, tant absolus que différentiels, et le cas échéant les accélérer.
- Diminuer ou éliminer le risque de liquéfaction en cas de tremblement de terre ou de vibrations importantes.

Parmi ces méthodes, nous citons:

1.5.1.1. Compactage dynamique

Cette technique est particulièrement applicable aux sols granulaires lâches a placée près de la surface au sol. Il s'agit d'un procédé qui consiste à pilonner le sol en surface avec une masse. L'énergie transmise par chaque impact pénètre dans le sol et produit une déstructuration, Cette méthode de compactage est largement utilisée, cependant elle possède certains inconvénients.

En effet, d'une part elle cause des vibrations et des bruits qui influencent sur le bon comportement des structures avoisinantes, et d'autre part, le compactage des sols possédant une grande quantité de particules fines est assez difficile.



Figure 1.7: technique de compactage dynamique.

1.5.1.2. Vibro-flottation

La vibroflottation est un procédé dans lequel un dispositif est introduit dans le terrain lâche afin de le compacter par une vibration et une saturation simultanée. Lorsque le dispositif vibre l'eau est injectée par pompage à une vitesse telle qu'elle ne peut pas être absorbée par le sol. 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.

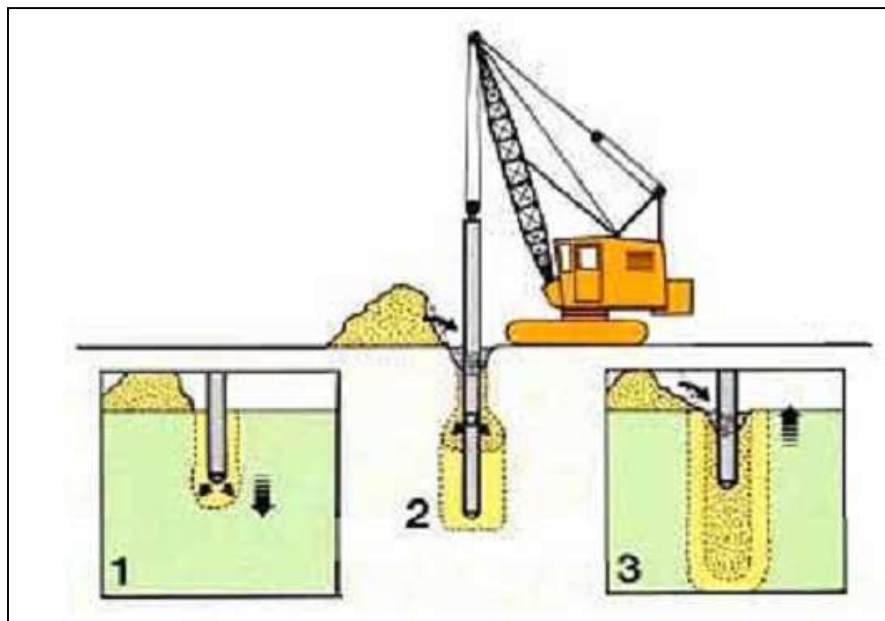


Figure1.8:densification du sol par vibroflottation

1.5.1.3. Colonnes ballastées

Les colonnes ballastées consistent en une incorporation par compactage de matériau granulaire, dans un terrain présentant des faibles caractéristiques géotechniques. De façon générale elles améliorent les caractéristiques mécaniques des sols par augmentation de leurs capacités portantes et réduction de leurs tassements sous les charges appliquées. Les colonnes ballastées peuvent aussi jouer le rôle d'un drain et réduire les risques de liquéfaction dans les zones sismiques.

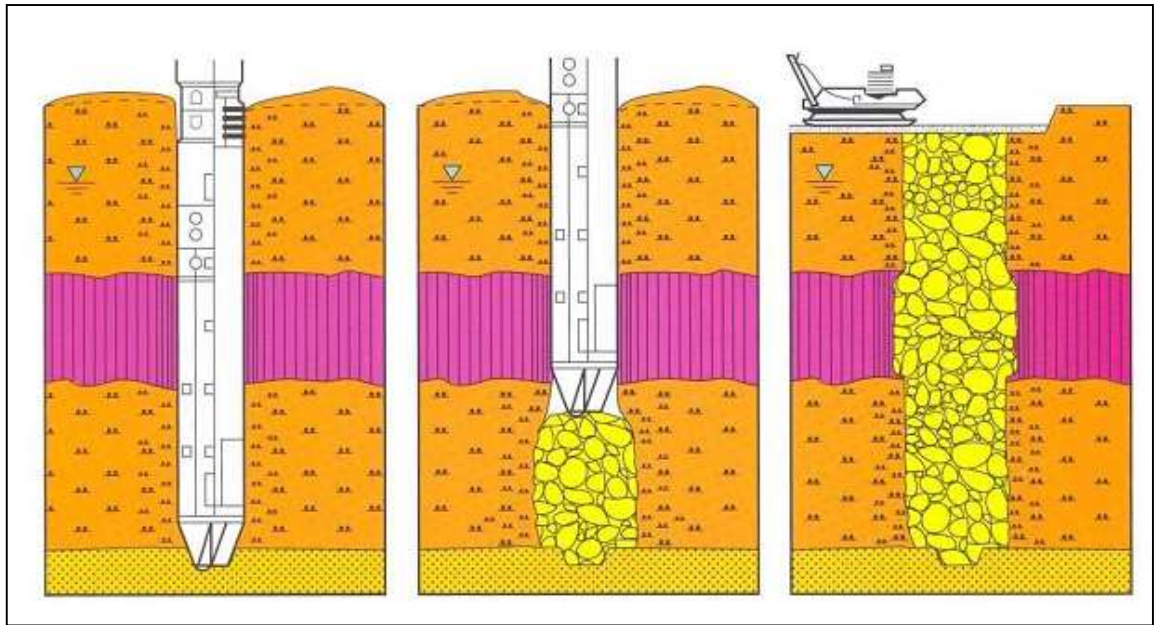


Figure 1.9: installation des colonnes ballastées

1.5.1.4. Substitution

La substitution du profil de sol par un matériau qui ne se liquéfie pas est appelée méthode de substitution. Les graviers et les sols mixés avec du ciment sont des matériaux non-liquéfiables et sont utilisés dans la réduction du risque de liquéfaction.

1.5.1.5. Technique de drainage

On peut réduire l'effet de la liquéfaction par l'amélioration du système de drainage du sol. Si l'eau interstitielle existe dans le sol peut s'écouler librement, la pression excessive d'eau interstitielle sera réduite. Les techniques de drainage incluent l'installation des drains de gravier, du sable ou des matériaux synthétiques. Les drains synthétiques de mèche peuvent être installés à divers angles, contrairement aux

drains de gravier ou de sable qui sont généralement installés verticalement. Les techniques de drainage sont souvent utilisées en combinaison avec d'autres types des techniques d'amélioration de sol pour une réduction plus pertinente du risque de liquéfaction.

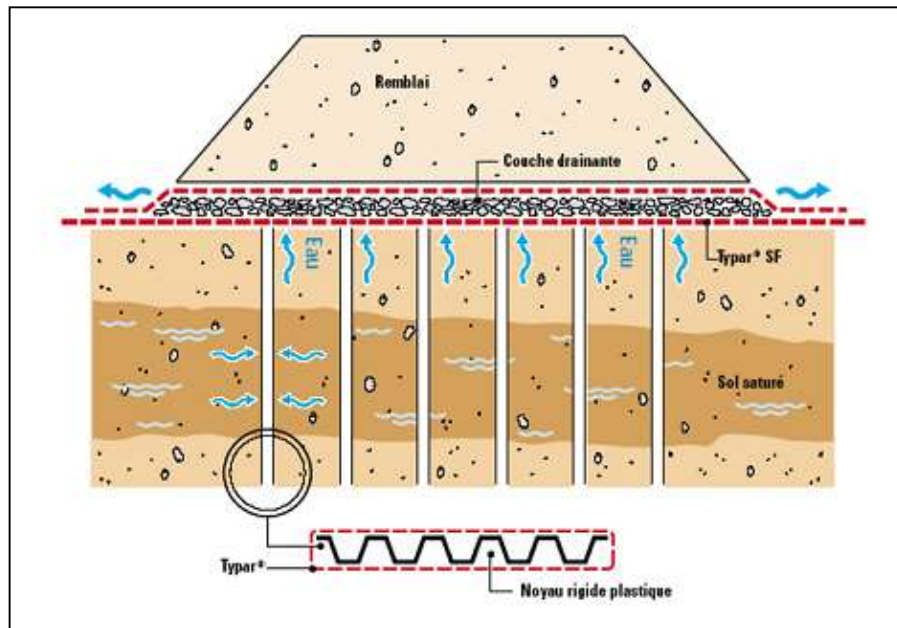


Figure 1.10: technique de drainage

1.6. CONCLUSION

Dans ce chapitre nous avons présenté l'essentiel qui existe dans la littérature sur le phénomène de la liquéfaction des sols. A travers cette recherche bibliographique la définition et l'explication du phénomène ont été présentées, ainsi les paramètres influençant la liquéfaction et les effets induits par ce phénomène. Finalement quelques techniques de traitement des sols liquéfiables ont été présentées.

Dans le chapitre suivant on présentera en détail la procédure pour l'évaluation de potentiel de liquéfaction basée sur les résultats de l'essai in-situ (Essai à la pénétration statique « C.P.T »).

CHAPITRE 02 : EVALUATION DU POTENTIEL DE LIQUEFACTION A PARTIR DE L'ESSAI CPT.

2.1. INTRODUCTION

La liquéfaction d'un site est un aspect particulier aux sols granulaires lâches et peut causer de graves dommages aux constructions, il est donc important d'être en mesure de prédire le comportement des sols face à la problématique de la liquéfaction.

Ce chapitre présente la procédure pour l'évaluation de potentiel de liquéfaction basée sur les résultats de l'essai in-situ (Le test de pénétration de cône « C.P.T »).

2.2. PRINCIPE D'EVALUATION

Dans l'approche basée sur les données obtenues à partir des essais in-situ, l'évaluation de potentiel de liquéfaction consiste à déterminer un facteur de sécurité vis-à-vis la liquéfaction défini par la comparaison entre le rapport de résistance cyclique (CRR) et le rapport de contrainte cyclique générée par le séisme (CSR).

$$FS = \frac{CRR}{CSR} \quad (2.1)$$

Si la valeur de F_s supérieure à 1, le sol n'est pas susceptible à la liquéfaction et si le F_s est inférieur à 1 il y a un risque de liquéfaction

Les zones considérées susceptibles à la liquéfaction sont donc celles où le CSR est supérieur au CRR, tel que représenté à la (Figure 2.1).

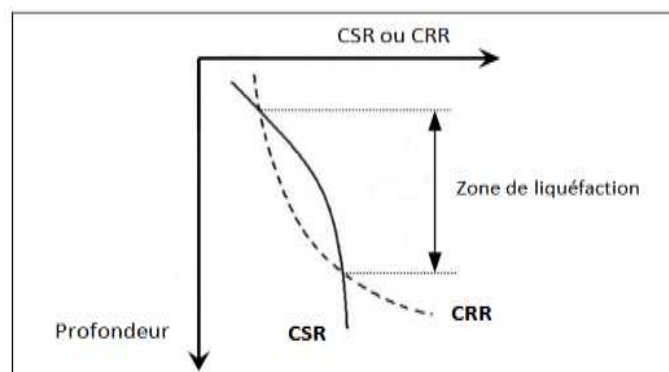


Figure 11: Méthodologie d'évaluation de susceptibilité à la liquéfaction

2.3. RAPPORT DE LA CONTRAINTE CYCLIQUE "CSR"

Une colonne du sol à une largeur et une longueur unitaires et se déplace horizontalement comme un corps rigide sous l'effet d'un tremblement de terre

La (Figure2.2) montre la colonne du sol, telle que W le poids de la colonne du sol a une profondeur donnée Z.

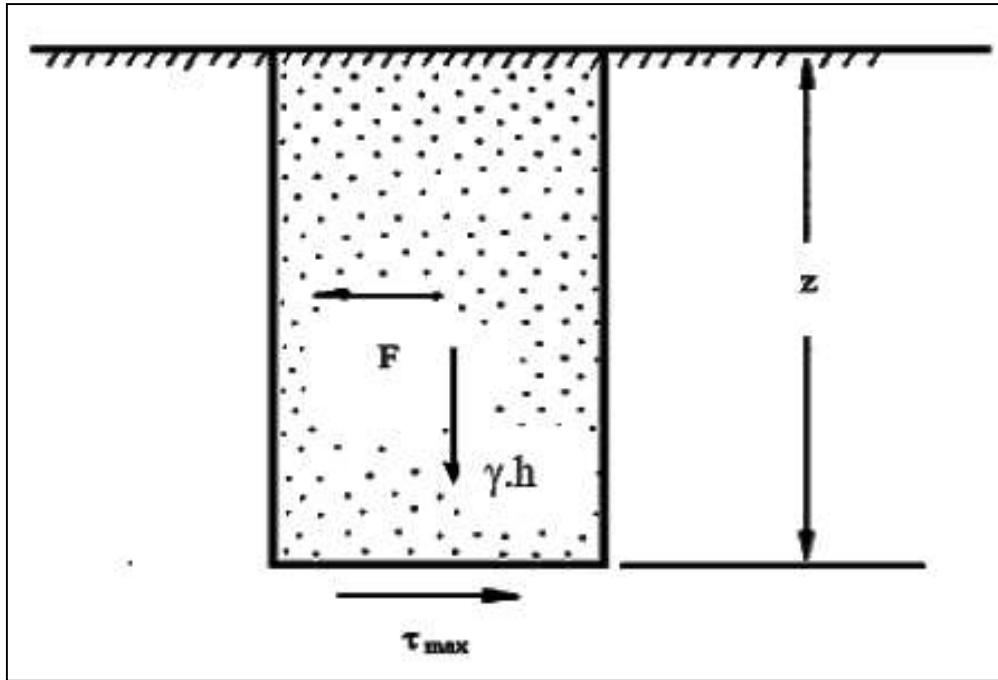


Figure 12: les conditions assumées pour le développement de la relation du CSR

En appliquant l'équation fondamental de la dynamique, La force horizontale maximale agissant sur la colonne de sol est donnée par :

$$F = m \cdot a_{\max} = \left(\frac{W}{g}\right) \cdot a_{\max} = \left(\frac{\gamma \cdot Z}{g}\right) \cdot a_{\max} = \sigma_{v0} \left(\frac{a_{\max}}{g}\right) \quad (2.2)$$

F : La force horizontale exerce sur la colonne du sol en (KN/m²).

a_{max}: Accélération maximale du sol en surface en (m/s²).

m : La masse de la colonne en (Kg).

Z : La longueur de la colonne en (m).

\gamma : Poids volumique du sol en (KN/m³).

\sigma_{v0}: La contrainte verticale totale du sol a la profondeur « Z » en (KPa).

Cette force « F » est égale à la force de cisaillement maximal à la base de la colonne de sol :

$$F = \tau_{\max} = \sigma_{v0} \left(\frac{amax}{g} \right) \quad (2.3)$$

Pour la simplification, (Seed et al,1975) ont converti le diagramme qui représente la contrainte de cisaillement (τ) 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 :

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

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

En raison du fait que le sol se comporte comme un corps déformable, comme le montre la (Figure 2.3), la contrainte de cisaillement réelle développée sera inférieure à celle prévue par l'équation (2.5), pour une valeur donnée de l'accélération à la surface du sol, $a(t)$.

Un facteur de réduction des contraintes, r_d , doit être incorporé dans l'équation (2.5) pour devenir comme suit :

$$\tau_{cyc} = 0.65 \tau_{\max} \cdot r_d \quad (2.6)$$

Pour calculer le facteur r_d plusieurs modèles ont été proposés. Lia et Whithman (1986) ont proposés les relations suivantes :

$$r_d = 1 - 0.00765 Z \quad \text{pour} \quad Z < 9.15 \text{ m} \quad (2.7)$$

$$r_d = 1.174 - 0.0267 Z \quad \text{pour} \quad 9.15 \text{ m} < Z < 20 \text{ m}$$

Avec : Z est la profondeur du sol en mètre (m).

Comme alternative pour les équations (2.6), Blake (1999) propose une seule équation pour le calcul de r_d :

$$r_d = \frac{1 - 0.4113 \cdot Z^{0.5} + 0.04052 \cdot Z + 0.001753 \cdot Z^{1.5}}{1 - 0.4177 \cdot Z^{0.5} + 0.05729 \cdot Z + 0.006205 \cdot Z^{1.5} + 0.001210 \cdot Z^2} \quad (2.8)$$

Au japon, r_d est simplement pris égal à : $r_d = 1 - 0.0015 Z$.

Les facteurs influençant « r_d » à considérer dans les petits projets sont la profondeur et les valeurs moyennes obtenues par les équations proposées.

En général, la méthode simplifiée n'est pas vérifiée pour des profondeurs supérieures à 15m. C'est ainsi que pour des projets importants, les valeurs de r_d sont à discuter.

La réévaluation des données et de leur interprétation ont amené Idriss (1999) à proposer les expressions suivantes (Figure 2.3).

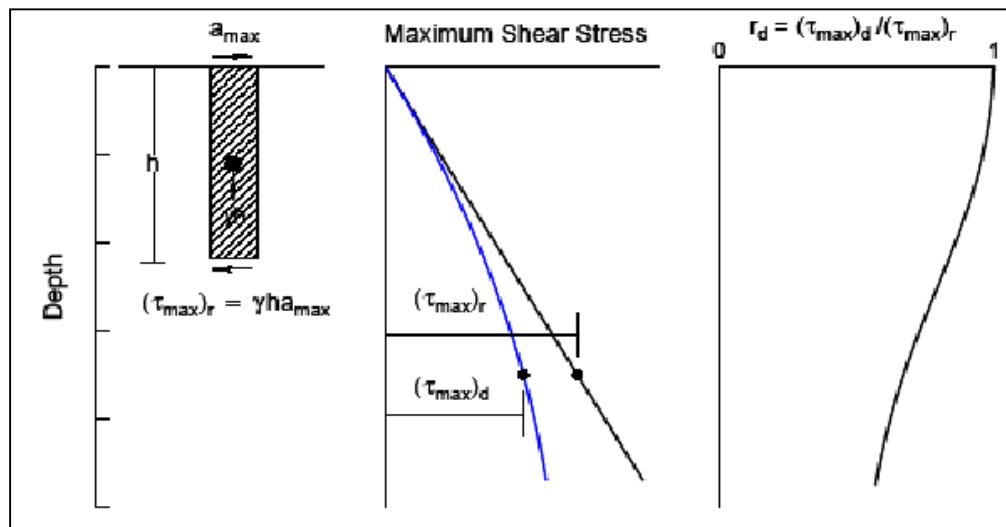


Figure 13: Procédure pour détermination de la contrainte de cisaillement maximale (τ_{max}) (Seed et Idriss, 1982)

Si on divise les deux côtés de l'équation (2.6) par « σ'_{v0} » on trouve :

$$\frac{\tau_{cyc}}{\sigma'_{v0}} = 0.65 \frac{\tau_{max}}{\sigma'_{v0}} = 0.65 \cdot \frac{a_{max}}{g} \cdot \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \cdot r_d \quad (2.9)$$

Seed et Idriss ont donné la formule de CSR comme suit :

$$CSR = 0.65 \cdot \frac{a_{max}}{g} \cdot \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \cdot r_d \quad (2.10)$$

CSR : rapport des contraintes cycliques.

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

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

r_d : Facteur de réduction de contrainte lié à la flexibilité de la colonne de sol.

2.4. EVALUATION DU RAPPORT DE RESISTANCE CYCLIQUE "CRR" PAR L'ESSAI C.P.T.

2.4.1. LE TEST DE PENETRATION DE CONE (C.P.T).

2.4.1.1. PRINCIPE DE L'ESSAI

L'essai de pénétration de cône est normalisé (AFNOR NF P94-113 ,1996).Il 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 par seconde).

On mesure directement :

- L'effort de pointe « Q_c »
- L'effort total d'enfoncement « Q_t »
- Sur certains appareils, on mesure directement le frottement latéral « Q_s »

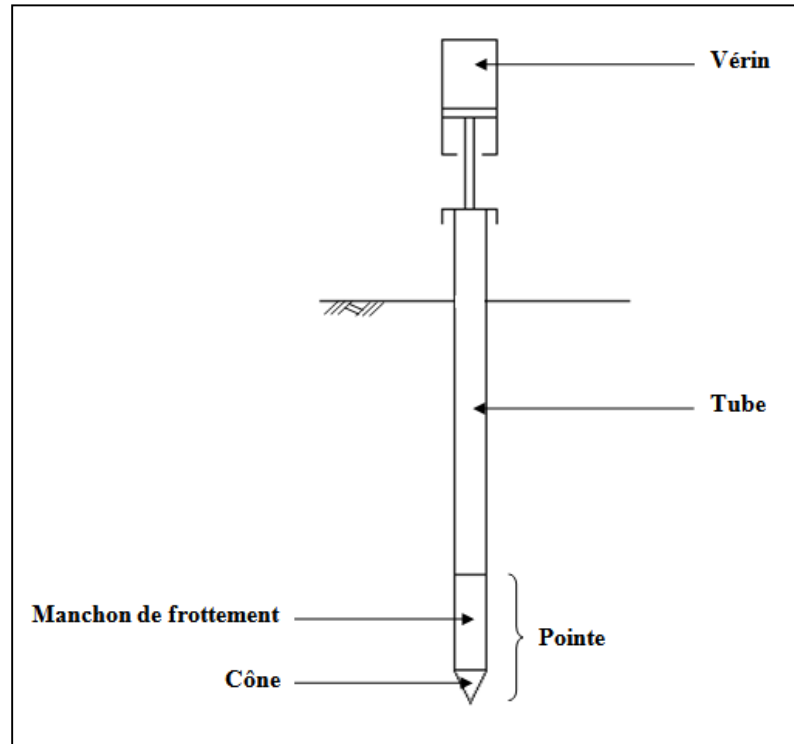


Figure 14: Schéma de principe de test de pénétration de cône (C.P.T)



Figure 15: Exemple de point pénétrométrique

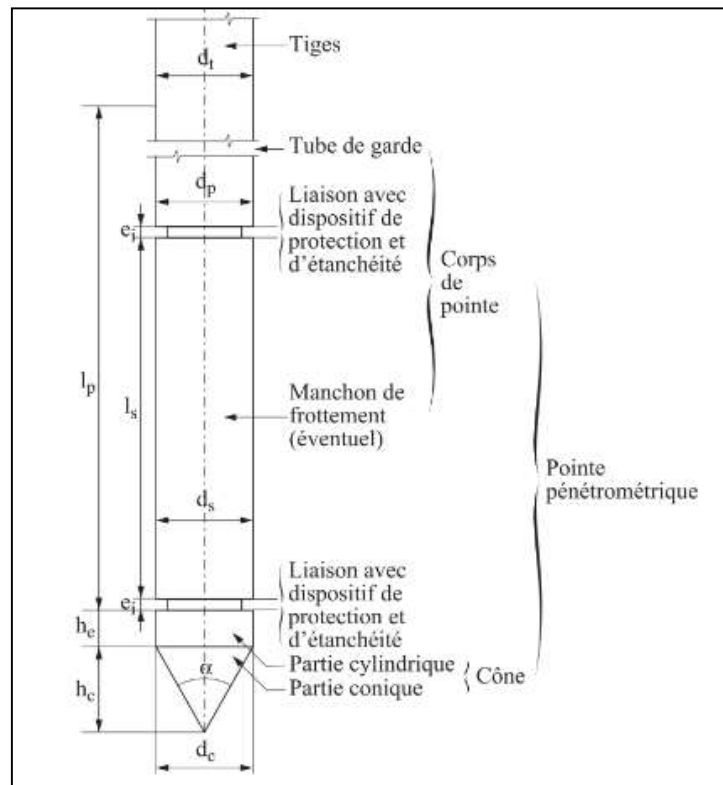


Figure 16: Schéma de la pointe pénétrométrique

Tableau 2.1: Les dimensions normalisées du test de pénétration de cône (C.P.T)

Désignation		Symbole	Unité	Valeur	Tolérance d'utilisation	
Système de fonçage à la pointe		Vitesse de fonçage	v	mm/s	20	± 5
Pointe	Corps de la pointe	Longueur	l_p	m	$\geq 1,0$	—
		Diamètre	d_p	mm	$d_p \leq d_c$	—
	Cône	Diamètre	d_c	mm	35,7	± 0,3
		Hauteur de l'élément conique	h_c	mm	31,0	-2 +0,3
		Hauteur de la partie cylindrique	h_e	mm	$7 \leq h_e \leq 10$	—
	Manchon de frottement	Diamètre	d_s	mm	$d_c \leq d_s \leq 36,5$	—
		Longueur	l_s	mm	133,7	0 +1
Liaison avec dispositif d'étanchéité et de protection		e_i	mm	≤ 5	—	
		A_i	mm ²	< 10	—	

2.4.1.2. METHODES DE MESURE

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

2.4.1.2.1. 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 (Figure 2.7) 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.

2.4.1.2.2. Sondage continu

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

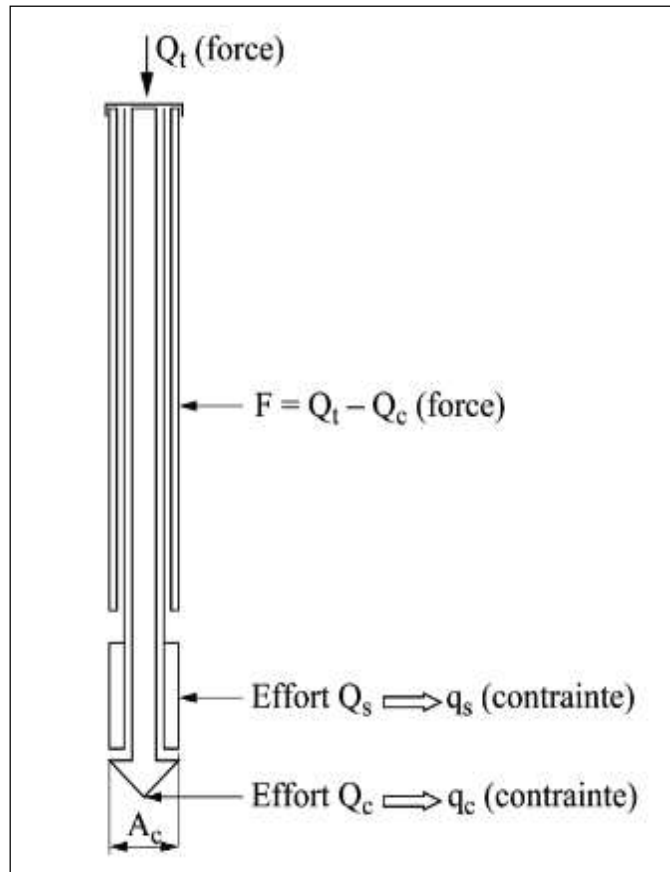


Figure 17: Principe de mesure pénétrométrique

2.4.1.3. INTERPRETATION

Le pénétromètre permet de mesurer plusieurs paramètres.

2.4.1.3.1. Résistance à la pénétration du cône ou résistance de pointe.

Cette résistance, qui est notée « q_c », est obtenue en divisant l'effort de pointe « Q_c » par la surface « A_c » de la plus grande section droite de la pointe, selon la relation (2.11) ; q_c et on l'exprime en Mpa.

$$q_c = \frac{Q_c}{A_c} \quad (2.11)$$

2.4.1.3.2. Effort total d'enfoncement.

On le note « Q_t » et on l'exprime en KN. C'est la somme des efforts sur le tube extérieur, sur le manchon et sur le cône (Figure 2.7).

2.4.1.3.3. Effort de frottement latéral sur l'ensemble du fut.

On note « Q_{st} » et on exprime en KN. Il s'obtient par la différence ci-dessous :

$$Q_{st} = Q_t - Q_c \quad (2.12)$$

2.4.1.3.4. 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 » :

$$f_s = \frac{Q_s}{A_s} \quad (2.13)$$

2.4.1.3.5. 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 (et non pas au même instant). R_f est exprimé en pourcentage :

$$R_f = \frac{f_s}{q_c} \quad (2.14)$$

2.4.1.3.6. 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 (et non pas au même instant).

$$I_f = \frac{q_c}{f_s} \tag{2.15}$$

2.4.1.4. PRESENTATION DES RESULTATS.

On représente l'évaluation de ces résultats en fonction de la profondeur sur un graphique type (Figure 2.8).

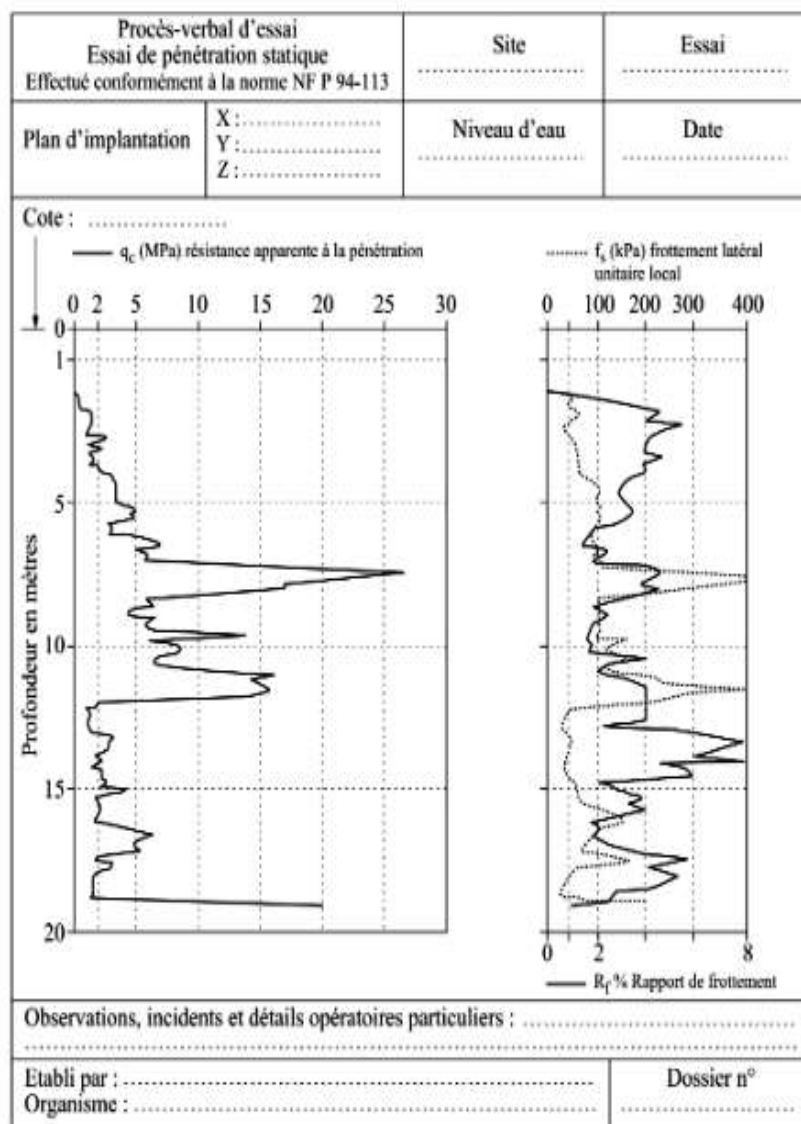


Figure 18:Exemple de pénétrogramme statique (AFNOR NF P94-113 ,1996)

2.4.2. METHODES D'EVALUATION DU CRR PAR L'ESSAI C.P.T.

La résistance de la pointe « q_c » obtenue par l'essai C.P.T nécessite une normalisation.

La résistance de la pointe corrigée est donnée par :

$$q_{c1N} = C_Q \left(\frac{q_c}{p_a} \right) \tag{2.16}$$

Ou :

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

$$C_Q = \left(\frac{p_a}{\sigma'_{v0}} \right)^n \tag{2.17}$$

(n) Un exposant varie de 0.5 à 1.0 dépend des caractéristiques des grains du sol (Olsen 1997). Robertson et Wrid (1998) ont établi une carte (Figure 2.9) permet l'estimation du type du sol.

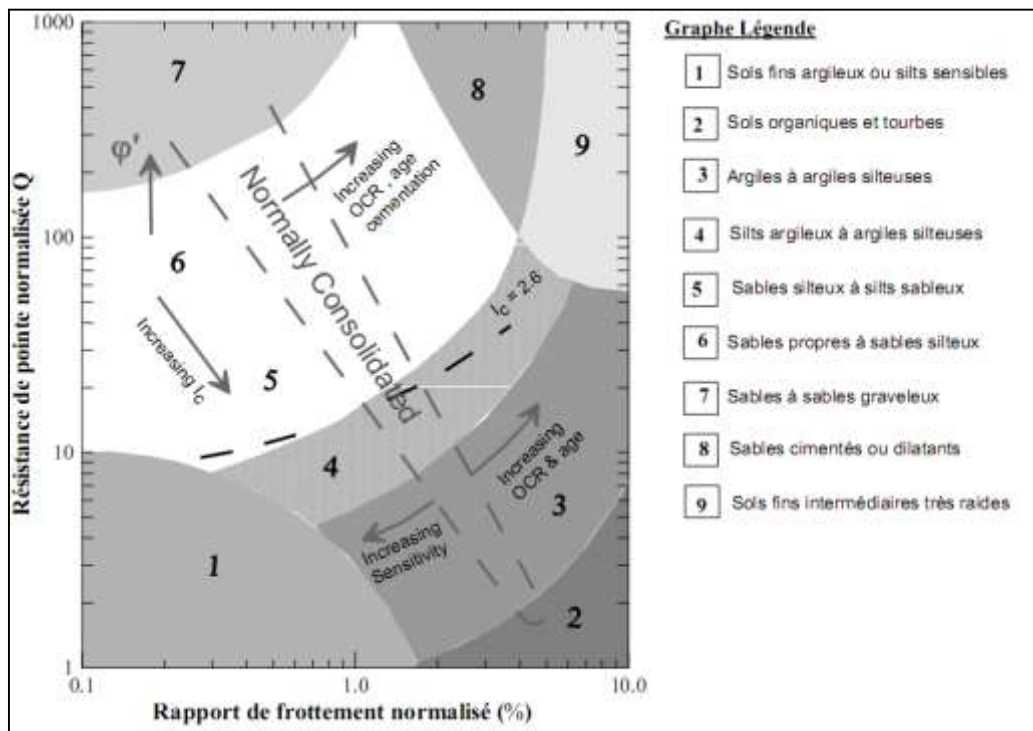


Figure 19: Estimation du type du sol

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

$$I_c = [(3.47 - \log Q)^2 + (1.22 + \log F)^2]^{0.5} \quad (2.18)$$

Avec :

$$Q = \left[\frac{q_c - \sigma_{v0}}{p_a} \right] \left[\left(\frac{p_a}{\sigma'_{v0}} \right)^n \right] \quad (2.19)$$

$$F = \left[\frac{f_s}{(q_c - \sigma_{v0})} \right] \cdot 100\% \quad (2.20)$$

Ou :

Q : la résistance de pointe normalisée.

F : le taux de frottement normalisé du manchon pénétrométrique.

f_s : Le frottement latéral est mesuré sur le manchon de friction lors de l'essai au C.P.T.

Les paramètres Q et F sont également utilisés pour classer le sol, à la profondeur étudiée, au moyen d'un diagramme de classification empirique, tel que proposé par Robertson (1990) sur la (figure 2.9).

2.4.2.1. DETERMINATION DE « CRR » PAR LA METHODE DE ROBERTSON ET WRIDE (1998).

La figure (2.10) fournit une courbe préparée par Robertson et Wride (1998) pour la détermination de CRR en fonction de la résistance de la pointe normalisée « q_{cIN} ».

Cette courbe a été établie à partir des données de l'histoire compilées à partir de plusieurs enquêtes y compris celles de Strak et Olsen (1995) et de Suzuki et Al (1995).

Idriss(2006) a suggéré d'effectuer des modifications sur la courbe, alors que la majorité des participants à l'atelier de (National Center for Earthquake Engineering Research) ont soutenu une courbe dans sa position actuelle.

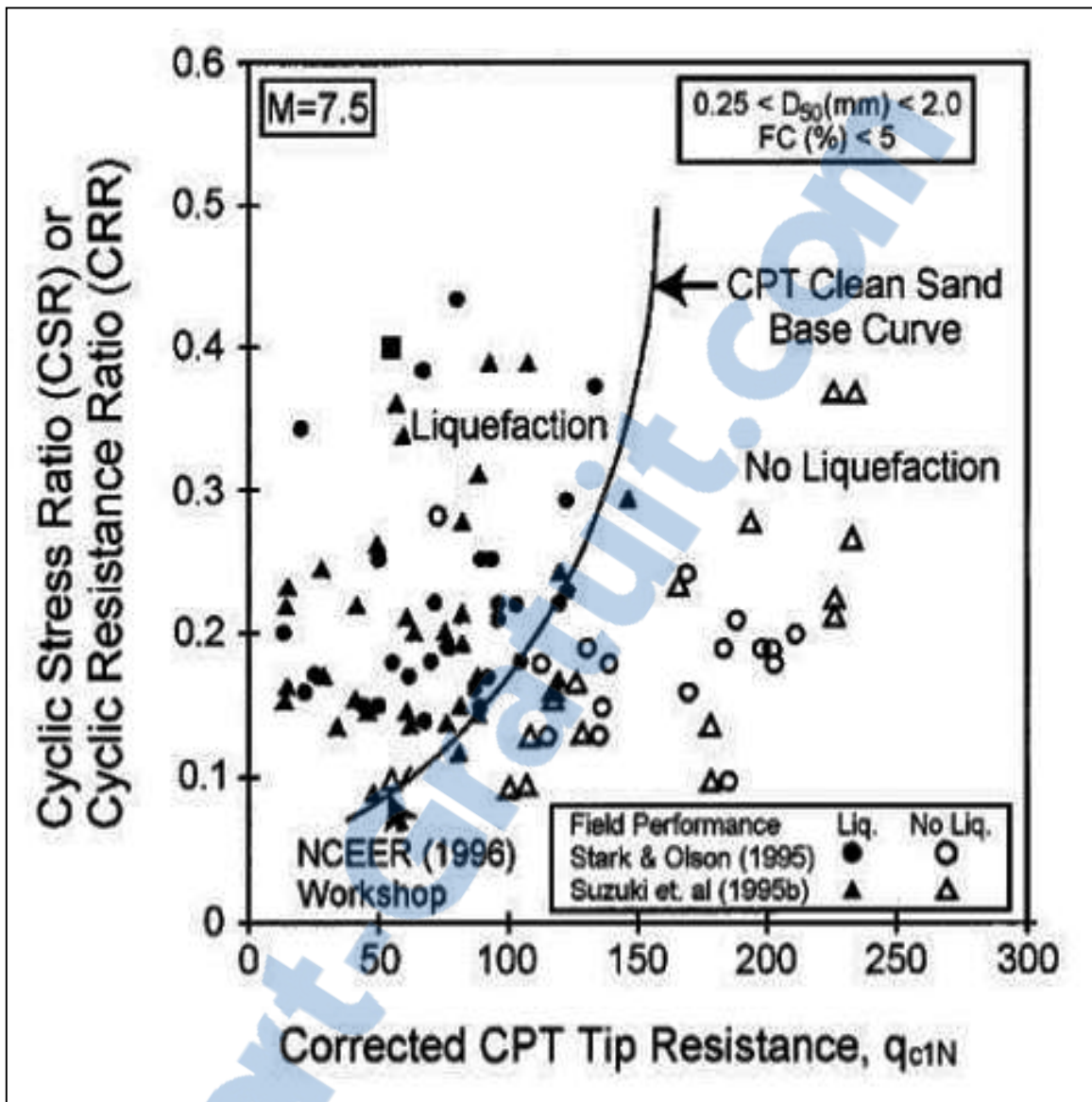


Figure 20: Courbe de calcul de CRR en fonction de « q_{c1N} » reproduite par (Robertson et Wride 1998):

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

La courbe (Figure 2.10) est approchée par l'équation suivante donnée par Robertson et Wride 1998.

$$CRR_{7.5} = 0.833 \left(\frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000} \right) + 0.05 \quad \text{si } (q_{c1N})_{cs} < 50 \quad (2.21)$$

$$CRR_{7.5} = 93 \left(\frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000} \right)^3 + 0.08 \quad \text{si } 50 \leq (q_{c1N})_{cs} < 160 \quad (2.22)$$

Avec :

$(q_{c1N})_{cs}$: est la résistance à la pénétration normalisé a environ (1 atm) exprimée par la relation suivante :

$$(q_{c1N})_{cs} = K_C * q_{c1N} \quad (2.23)$$

q_{c1N} : Résistance à la pointe corrigée.

K_C : Facteur correcteur dépend de (I_C) défini par l'équation de Robertson et Wride(1998):

$$K_C = 1 \quad \text{pour} \quad I_C \leq 1.64 \quad (2.24)$$

$$K_C = 0.403I_C^4 + 5.581I_C^3 - 21.63I_C^2 + 33.75 I_C - 17.88 \quad \text{pour} \quad I_C > 1.64 \quad (2.25)$$

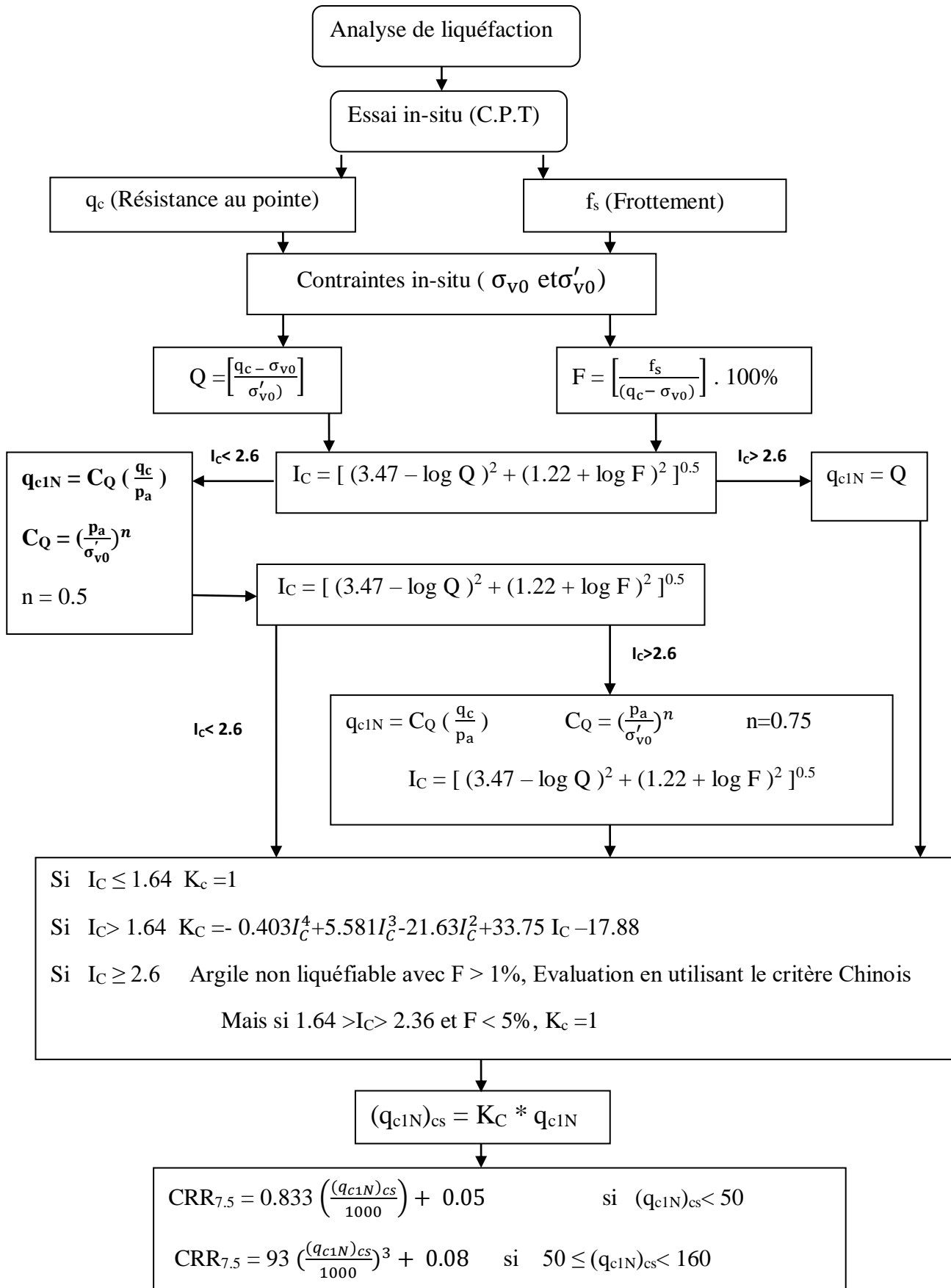


Figure 21: Méthode de Robertson et Wride 1998

2.4.2.2. DETERMINATION DE « CRR » PAR LA METHODE D'ANDRUS ET AL (2004)

A partir la courbe représentée dans la (Figure 2.12) une expression de CRR est donné par Andrus et Al (2004) :

$$CRR = 0.0086(q_{c1N,cs})^{0.462} + 2.8 \left[\frac{1}{215 - (q_{c1N,cs})^{0.213}} - \frac{1}{215} \right] \quad (2.26)$$

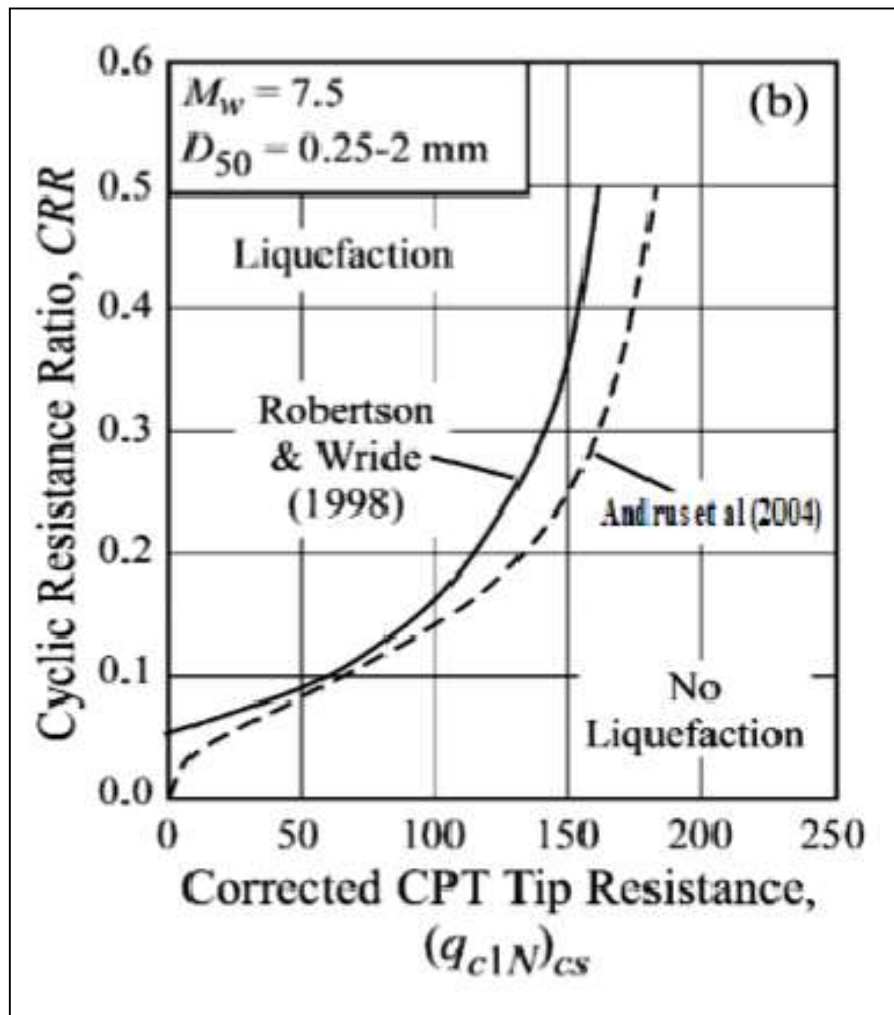


Figure 22: Courbe simplifiée pour le calcul de CRR pour $MW = 7.5$ (Andrus et Al, 2004)

2.4.2.3. DETERMINATION DE « CRR » PAR LA METHODE D'IDRISS ET BOULANGER (2006)

En utilisant la courbe de la (Figure 2.13) le CRR est exprimé par l'équation suivante :

$$CRR = \exp \left[\frac{q_{c1N}}{540} + \left(\frac{q_{c1N}}{67} \right)^2 - \left(\frac{q_{c1N}}{80} \right)^3 + \left(\frac{q_{c1N}}{114} \right)^4 - 3 \right] \quad (2.27)$$

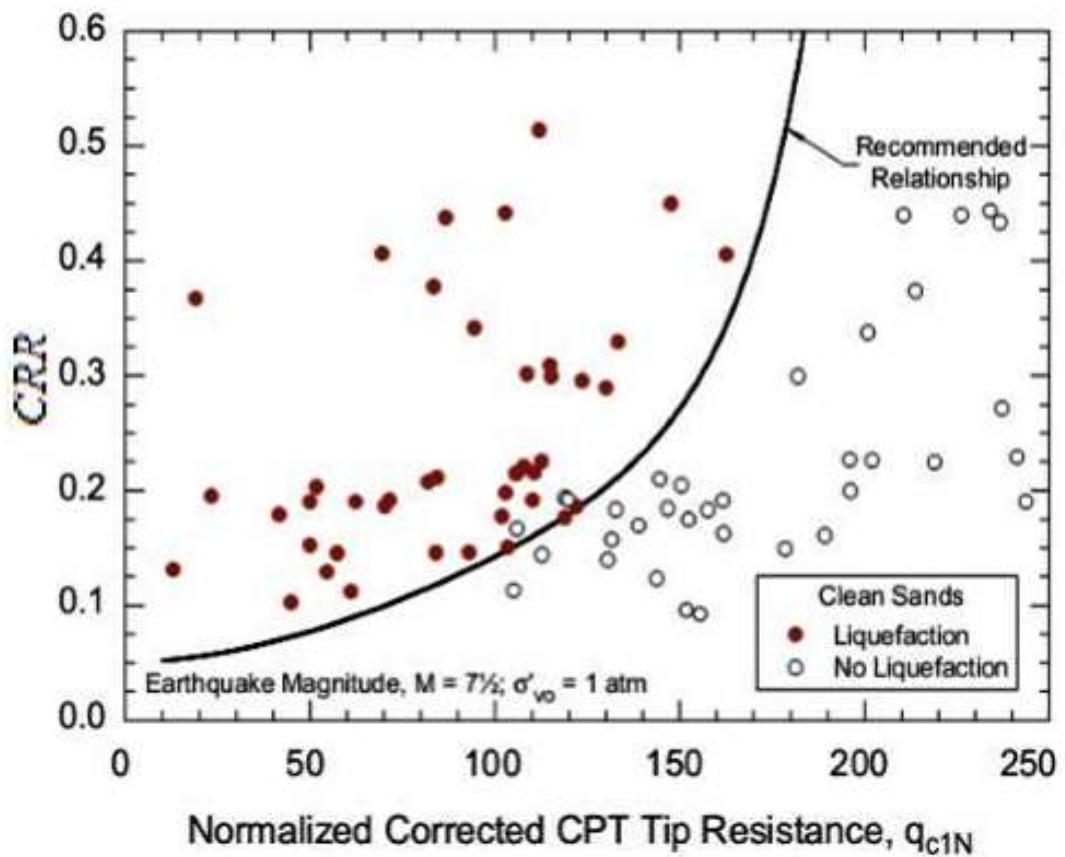


Figure 23: Courbe simplifiée pour le calcul de CRR pour MW = 7.5 (Idriss et Boulanger, 2006)

2.5. LE COEFFICIENT DE SECURITE "FS"

Deux facteurs correcteurs MSF et K_σ ont été introduits respectivement par Seed et Idriss (1982) et par Kramer (1996) dans la formule du coefficient de sécurité (Equation 2.1)

Le premier pour la correction de la magnitude et le deuxième pour tenir compte l'effet de la contrainte de cisaillement supérieur à 100 KPa.

Le coefficient de sécurité « Fs » est exprimé donc comme suit :

$$FS = \frac{CRR_{7.5}}{CSR} \cdot MSF \cdot K_\sigma \quad (2.28)$$

Le facteur de correction de la magnitude « MSF » est une fonction de la magnitude du séisme et il est exprimé par Youd et al (2001) par :

$$MSF = \left(\frac{M_w}{7.5}\right)^{-2.56} \quad (2.29)$$

Avec :

M_w : La magnitude du séisme.

Youd et al. (2001) proposent l'expression suivante pour calculer le facteur K_σ .

$$K_\sigma = \left(\frac{\sigma'_{v0}}{p_a}\right)^{f-1} \quad (2.30)$$

Avec :

K_σ : facteur de correction du au poids des terres appliqué au $CRR_{7.5}$

p_a : Pression atmosphérique égale 100 KPa.

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

f: Est en fonction de densité relative.

f varie de 0.7 à 0.8 pour $40\% \leq D_r \leq 60\%$

f varie de 0.6 à 0.7 pour $60\% \leq D_r \leq 80\%$

(2.31)

Boulangier et Idriss (2004) ont proposé une formule révisée :

$$K_{\sigma} = 1 - C_{\sigma} \ln \left(\frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right) \leq 1 \quad (2.32)$$

Avec :

C_{σ} : Facteur de correction ($C_{\sigma} < 0.3$).

D_r : la densité relative.

$(N_1)_{60}$: la valeur corrigée de N_{spt} .

q_{cIN} : La résistance de pointe corrigée.

2.6. ESTIMATION DE LA PROBABILITE DE LIQUEFACTION « P_L ».

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

$$P_L = \int_0^H F_L \left(10 - \frac{Z}{2} \right) dz = \sum_{i=1}^N (10 - 0.5 Z_i) F_{Li} (H_{i+1} - H_i) \quad (2.33)$$

Telle que :

$$F_L = 1 - FS \quad \text{Si} \quad FS \leq 1 \quad (2.34)$$

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

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

$$P_{L \text{ MOY}} = \frac{\sum_i^N P_L}{N} \quad (2.35)$$

Le tableau (2.2), présente la classification du potentiel de liquéfaction proposé par Juang et al. (2012).

Tableau 2.2: Classes du potentiel de liquéfaction des sols (Juang et al. 2012)

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

2.7. CONCLUSION

Dans ce chapitre nous avons exposé les démarches de l'évaluation de potentiel de liquéfaction basée sur les résultats de l'essai in-situ (Le test de pénétration de cône "C.P.T »). A travers ce chapitre il a été montré que:

La détermination des contraintes de cisaillement cycliques est effectuée en utilisant l'accélération horizontale maximale qui estimée sans pris en compte les pressions interstitielles développées dans le massif.

Plusieurs facteurs de correction doivent être introduits pour mieux estimer la résistance à la liquéfaction.

Les méthodes basées sur cette approche persistent plusieurs incertitudes peuvent sous-estimer ou surestimer la résistance à la liquéfaction tel que les incertitudes liés aux matérielles d'essais utilisés et a l'état du sol, par exemple le cas de la non-saturation n'est pas intégré dans le calcul.

Une application de cette approche avec l'utilisation des méthodes basées sur des essais in-situ (Le test de pénétration de cône « C.P.T ») sera abordée dans le chapitre suivant.

CHAPITRE 03 : PRESENTATION DU SITE ETUDIEE (SITE MOSTAGANEM)

3.1. INTRODUCTION

L'objectif annoncé dans ce chapitre est la présentation du site d'étude (site Mostaganem), le contexte géologique et géotechnique est analysé. Les reconnaissances géotechniques réalisées ainsi que les conclusions auxquelles elles ont abouti sont présentées.

3.2. PRESENTATION DU SITE

3.1.1. LOCALISATION

Le terrain étudié est localisé 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. (Figure 3.1).

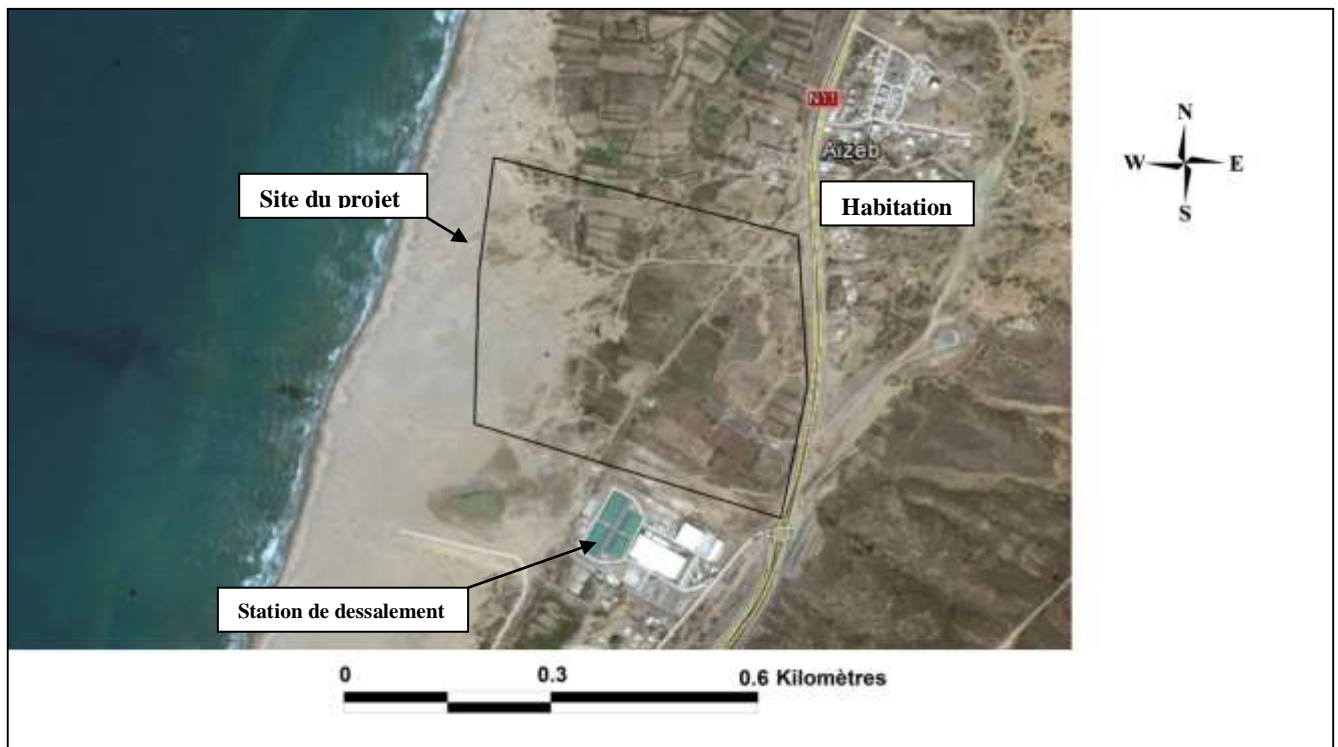


Figure 24:Situation du projet (GOOGLE EARTH)

Le site réservé au projet est relativement plat avec quelque dune de sable (Figure 3.2, Figure 3.3)



Figure 25: Difficulté d'accès du aux dunes de sable de mer



Figure 26: Difficulté d'accès du aux dunes de sable de mer

3.1.2. SISMICITE

La région de Mostaganem est située dans une zone de moyenne sismicité (zone II) d'après le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).

3.1.3. CONTEXTE GEOLOGIQUE

3.1.1.1. Géologie régionale

La feuille de Mostaganem et celle de Belle – cote qui lui fait suite dans l'angle Nord – Est entièrement recouverte par le grand plateau grès – sableux de Mostaganem, qui sépare la plaine de Debrouse ville de la mer. Au Nord, ce plateau est interrompu par la vallée du Chélif, laquelle se resserre vers l'embouchure en une gorge profonde qui coupe l'arrêt de Quartzites Medjaniens (Djebel Diss, Dj. Aizeuli, Dj. Zegmoum) et les formations de l'Oligocène et du Miocène inférieur qui marquent l'extrémité occidentale du Dahra et qui manquent plus au sud. Sur la rive droite du fleuve, le plateau reprend et s'étale sur la feuille voisine de Bousquet.

Au sud, les grès du plateau de Mostaganem s'élèvent au dessus de la grande dépression qui s'étend jusqu'à Perrégaux, constituée aux dépens des marnes sahéliennes qui affleurent sous le Pliocène et probablement aussi par le Trias, dont un important lambeau se montre, dans une situation assez anormale, à Noisy les Bains.

Le plateau de Mostaganem est irrégulier et présente quelques saillies élèvent à 389 mètres au Djebel Trek el Touires. Son altitude moyenne est de 200 mètres, mais il s'abaisse lentement et progressivement vers l'Ouest pour tomber à une centaine de mètres à l'embouchure de la Macta. Il se poursuit d'ailleurs dans cette direction sur la feuille Saint Louis, d'où il se relie aux grès Pliocène de la région d'Oran. En fin, vers l'Est, le plateau de Mostaganem s'étend sur la feuille de Bel Acel, ou il participe aux plissements qui ont ridé le Dahra en chaînons de direction Sud - Ouest – Nord – Est.

3.1.1.2. 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.

3.3. PROGRAMME DE RECONNAISSANCE DU SITE

Le programme de l'étude géotechnique du site étudié comprend plusieurs essais : (voir plan d'implantation des essais in –situ Figure 3.5).

- Sept (07) sondages carottés dont :
 - Quatre (04) de 30 m de profondeur notés Sc 02, Sc 04, Sc 08 et Sc 10
 - Trois (03) de 20 m de profondeur équipés de piézomètre notés Sc01, Sc 06 et Sc 11
- neuf (09) essais à la pénétration de cône (C.P.T) poussés jusqu'au refus.
- Essais de laboratoire

La consistance de ces campagnes est rappelée dans la figure 3.4

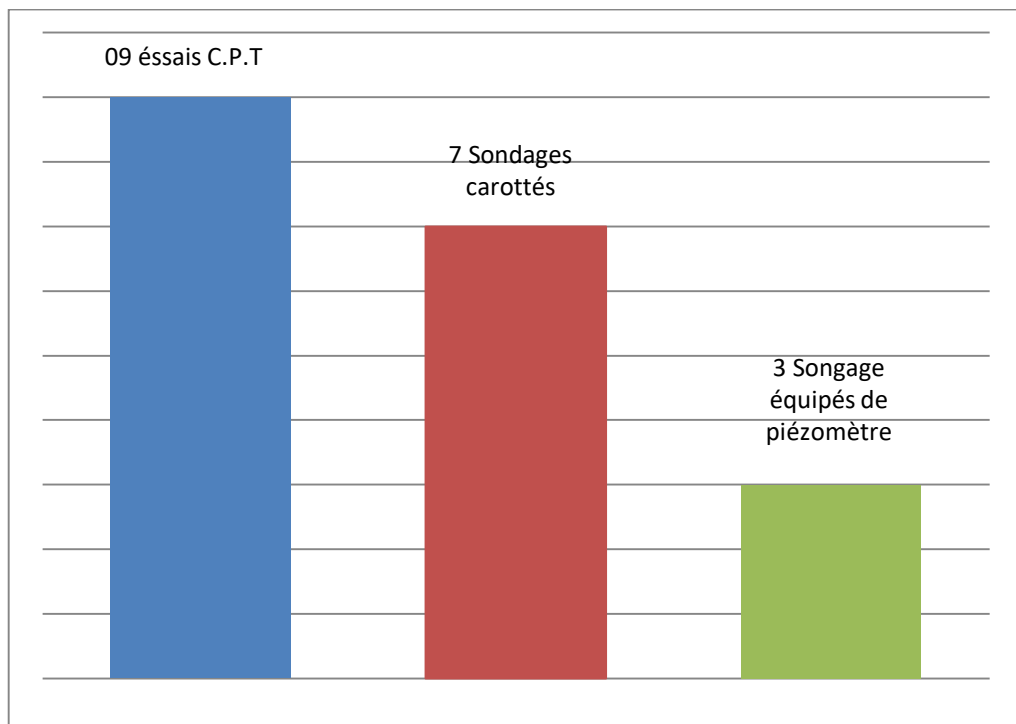


Figure 27:consistance de différentes campagnes de reconnaissance

La figure (3.5) montre l'implantation des sondages dans le site d'étude.



Figure 28: l'implantation des sondages dans le site d'étude.

3.4. RESULTATS DES RECONNAISSANCES GEOTECHNIQUES

Le terrain du site d'étude est constitué de dunes de sable et contient plusieurs points bas provoqués par l'extraction de sable dont certains avec résurgence de l'eau de mer (points plus bas que le niveau de la mer) et recouvert d'une végétation éparse.

3.1.4. 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 grés 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 grés 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.

- **Sondage Sc 01 :**

0.00 – 9.50 m : Sable fin jaunâtre carbonaté

9.50 – 20.00 m : Sable fin verdâtre à gris claire argileux carbonaté

- **Sondage Sc 02 :**

0.00 – 15.50 m : Sable fin jaunâtre carbonaté

15.50 – 20.00 m : Marne finement sableuse grise verdâtre

20.00 m – 20.50 m : Grès conglomératique ocre à jaunâtre de moyenne qualité

20.50m – 30.00 m : Marne grise claire indurée avec des cassures conchoïdales

- **Sondage Sc 04 :**

0.00 – 9.50 m : Sable fin jaunâtre carbonaté

9.50 m – 12.00 m : Grès conglomératique ocre à jaunâtre de moyenne qualité

12.00m – 30.00 m : Marne grise claire indurée avec des cassures conchoïdales

- **Sondage Sc 06 :**

0.00 – 15.50 m : Sable fin jaunâtre carbonaté

15.50m – 19.90 m: Sable fin argileux carbonaté gris verdâtre à jaunâtre avec des traces de matière organique

19.90 m – 20.00 m : Marne grise claire indurée avec des cassures conchoïdales

- **Sondage Sc 08 :**

0.00 – 6.50 m : Sable fin jaunâtre carbonaté

6.50m – 18.50 m : Sable fin gris verdâtre peu argileux

18.50m – 30.00 m : Marne grise bleuâtre indurée avec des cassures conchoïdales d'aspect rocheux

- **Sondage Sc 10 :**

0.00 – 3.00 m : Sable fin rougeâtre graveleux

3.00 m – 13.50 m : Sable fin jaunâtre

13.50m –30.00 m : Marne grise bleuâtre indurée avec des cassures conchoïdales d'aspect rocheux

- **Sondage Sc 11:**

0.00 – 13.50 m : Sable fin jaunâtre

13.50m – 14.00 m : Passage de grès à ciment calcaire ocre à jaunâtre de bonne qualité

14.00m –20.00 m : Marne grise bleuâtre indurée avec des cassures conchoïdales d'aspect rocheux

3.1.5. LEVES PIEZOMETRIQUE

Les levés piézométriques installés dans les sondages carottés **Sc 01**, **Sc06** et **Sc11** ont permis de détecter une présence d'eau variable entre 1.5m de profondeur jusqu'à la surface en s'approchant de la mer.

3.1.6. RESULTAT DE TEST DE PENETRATION DE CONE (C.P.T)

Les résultats des essais à la pénétration de cône obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous

Tableau 3.1 : Récapitulatif représentant les valeurs de résistance à la pointe « qc » d’essai CPT

Z(m)	qc(Mpa)								
	S01	S02	S03	S04	S06	S07	S08	S09	S11
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	4.05	4.83	4.76	3.66	7.14	0.55	8.36	4.18	3.1
5	3.09	1.46	3.17	3.62	4.82	3.25	9.19	2.82	2.72
6	3.5	3.32	3.81	4.57	4.52	3.73	6.47	3.51	3.52
7	6.53	3.61	6.04	6.08	3.524	3.5	4.8	1.7	5.34
8	10.13	5.41	1.74	7.3	3.44	3.68	5.97	5.8	4.89
9	4.2	4.72	6.27	2.514	7.52	4.602	14.253	1.68	1.68
10	2.14	4.34	5.77	1.6	3.94	5.86	4.59	4.66	3.5
11	5.25	4.44	4.97	3.82	7.61	6.27	8.87	5.56	4.1
12	3.32	4.94	4.37	4.82	10.18	6.3	7.94	7.05	5.69
13	6.32	5.44	6.99	5.97	6.2	5.18	2.55	5.39	7.63
14	8.57	6.86	7.27	5.17	5.54	7.04	7.65	1.06	3.8
15	1.95	1.52	0.81	1.05		5.25		0.854	2.43
16	2.215	0.92	1.02	1.51		1.46		0.97	0.68
17	0.79	1.06	1.61	0.415		2.57		1.15	0.96
18	0.69	1.66	0.7	0.87		1.24		2.154	2.07
19	2	0.85	0.92	0.415		0.83		2.153	
20	1.22	1.256	0.4	0.51		1.76		0.75	
21	3.254	0.98	0.61	0.65		0.64		0.89	
22		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
qc de refus	15.88	67.58	95.58	89.31	5.32	27.92	7.38	3.37	11.20

Figure (3.6), représente la variation des valeurs de résistance à la pointe « qc » d’essai C.P.T avec la profondeur pour le site étudié.

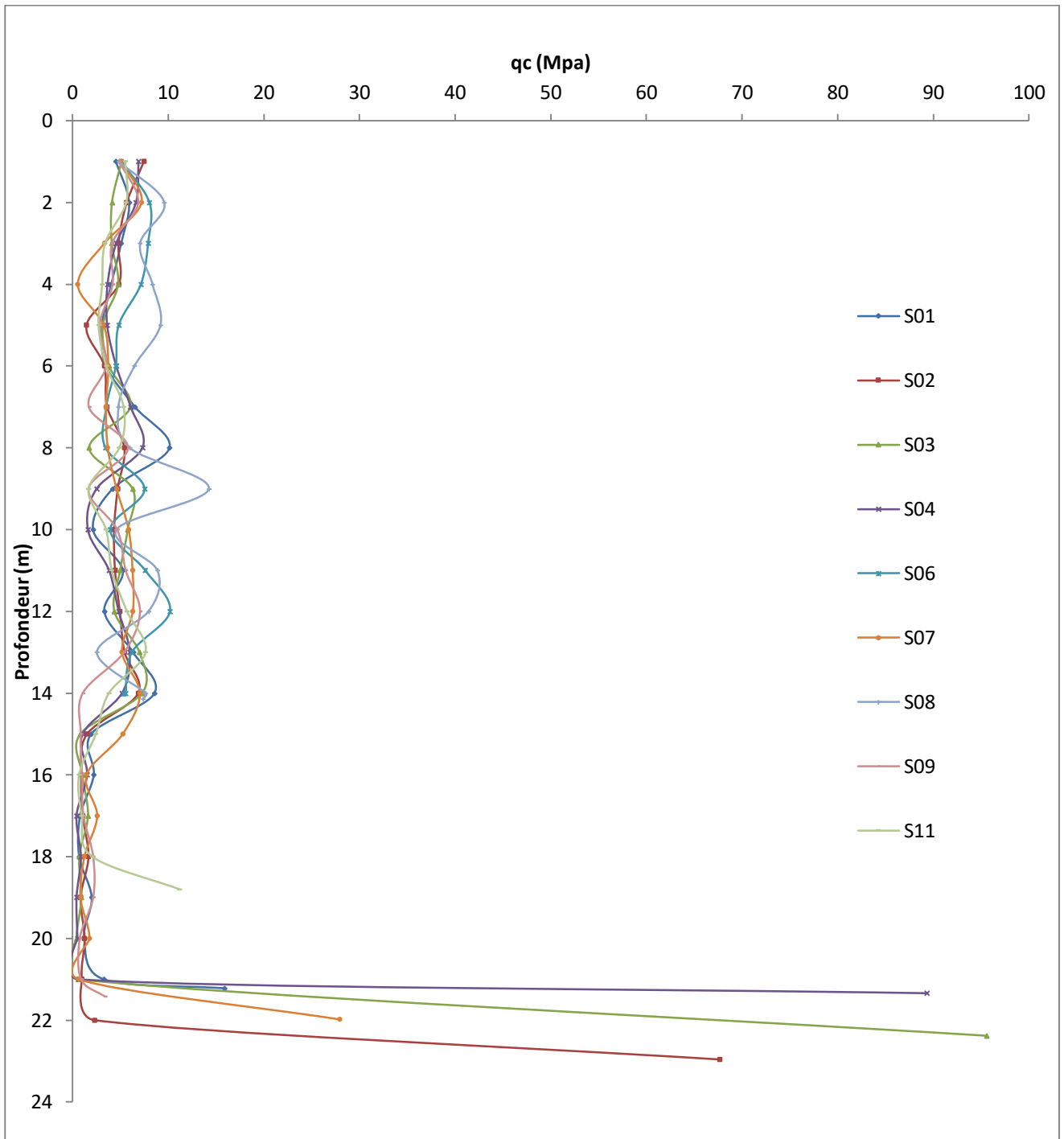


Figure 29: Variation des valeurs de résistance à la pointe « q_c » d’essai C.P.T avec la profondeur pour le site étudié.

Figure (3.7) représente la variation de la profondeur de refus pour le site étudié.

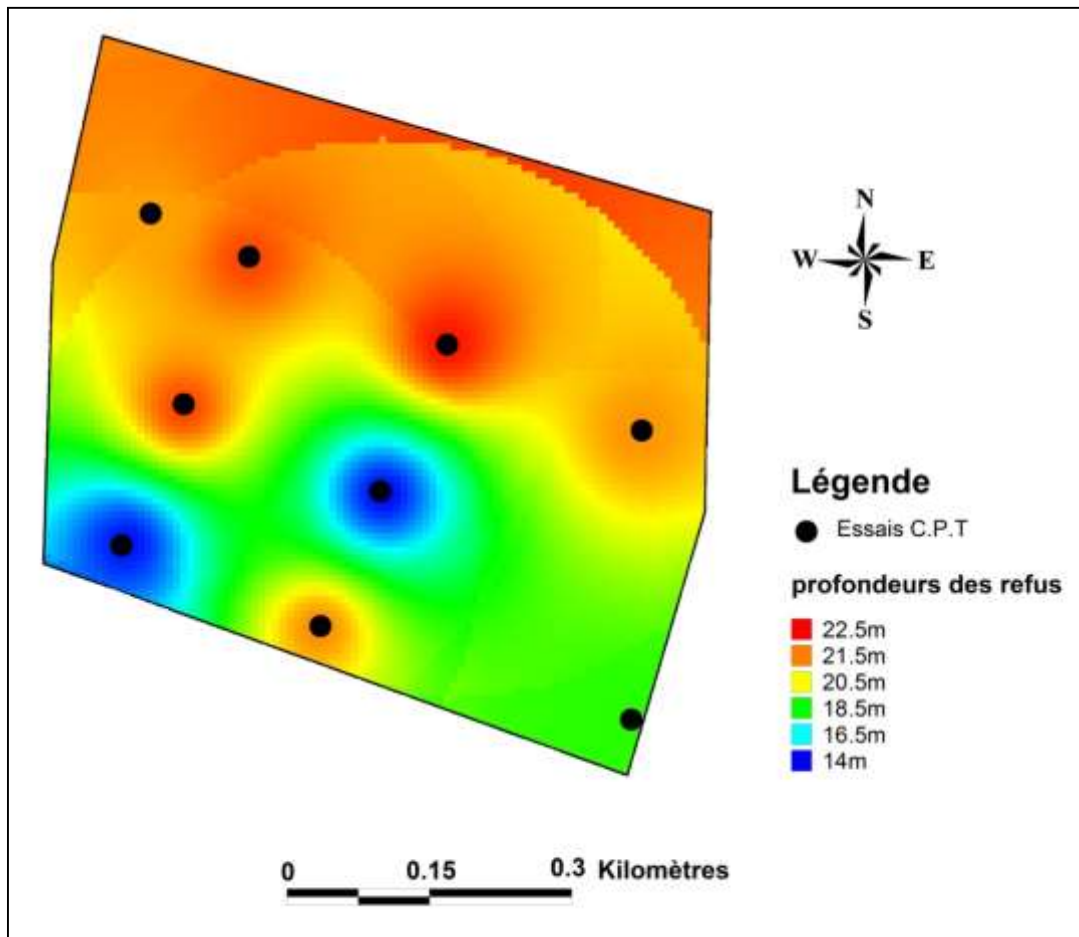


Figure 30: Variation de la profondeur de refus pour le site étudié.

Les résultats de ces essais 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 18.80 mètres à 22.38 mètres pour sept (07) essais, il s'agit des essais situés dans la zone Nord à Nord-Ouest du site.
- ❖ Profondeurs moyennes comprises entre 14.02 mètres et 14.14 mètres pour les cinq (02) autres essais situés dans la zone Sud à Sud-est du site.

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.

Ces essais montrent aussi que l'épaisseur de ces couches pulvérulentes est plus importante (20 mètres environ) dans la zone Nord (proximité de la mer) et dans la zone Nord-Ouest et l'est moins (14 mètres environ) dans la zone Sud et Sud-Est du site c'est-à-dire en s'éloignant de la mer.

3.1.7. RESULTAT DES ESSAIS AU LABORATOIRE

Les Essais géotechniques réalisés au niveau du site étudié à la plage Sonachter Mostaganem a permis de distinguer la présence de deux horizons homogène :

A. Sable fin jaunâtre à verdâtre :



Les essais de granulométries réalisée sur différents échantillons au niveau des sept sondages ont montré que le sol est dominé par la fraction grossière, le pourcentage des éléments inférieur à 80 μm est inférieur à 50 %, ce qui permet de classer ces sables comme sol pulvérulent (grenu).

B. Marne grisâtre (substratum marneux) :

a. Densité sèche et humide

Les essais ont été réalisés sur des échantillons de marnes dont les carottes correspondent à différentes profondeurs au niveau des sept sondages carottés. Ces données des valeurs de densité sèche variable de 1.59 t/m³ à 2.18 t/m³, ils montrent que le sol a une densité moyenne à élevée, alors que la densité humide varie de 2.17 à 2.42 t/m³.

i. Teneur en eau

Les valeurs de la teneur en eau varient de 7.41 à 22.68 %.

ii. Degré de saturation

Les valeurs de degré de saturation varient de 85 % à 100%, qui indiquent que cette marne est saturée.

b. Essais d'identifications

i. Analyse granulométrie :

L'analyse des courbes granulométriques montre que ces marnes sont dominées par la fraction fine, le pourcentage des éléments inférieur à 80 μm est supérieur à 50 %, ce qui permet de classer ces marnes comme sol fin.

ii. Limite d'Atterbeg :

Cet essai nous permet de classer le sol selon son état de plasticité dans le diagramme de Casagrande. Les paramètres de liquidité (WL) et de plasticité (IP) donnés par quelques essais, montre que ces marnes se trouvent dans un état peu plastique.

$$35.50 < WL < 50.10 \quad \text{et} \quad 17 < IP < 23$$

Les valeurs de l'indice de consistance sont comprises entre : $0.88 < I_c < 1.68$ qui correspondent à une marne très ferme à dure.

Cette marne est classée suivant la Classification L.C.P.C des sols fins comme argiles peu plastiques

3.5. 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 surmontant un substratum marneux.

Les résistances de pointe obtenues 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.

4.1. INTRODUCTION

L'objectif annoncé dans ce chapitre est l'évaluation du potentiel de liquéfaction pour le site de Mostaganem à partir des résultats de test de pénétration de cône C.P.T. Un calcul déterministe et la probabilité de liquéfaction a été réalisé pour déterminer le risque du potentiel de liquéfaction sur le site en considération.

4.2. ETUDE DETERMINISTE DU POTENTIEL DE LIQUEFACTION DU SITE.

4.1.1. CLASSIFICATION DES SOLS EN ESSAI « C.P.T »

L'avantage que présente un essai CPT est de reconnaître directement le profil stratigraphique et la nature du terrain traversé puisqu'il fournit une lecture continue avec la profondeur. A cet effet, Robertson et Wride (1998) proposent de déterminer les caractéristiques des particules du sol au moyen d'un abaque (Figure 2.9), représentant le comportement des couches rencontrées, où figurent des matériaux de différentes natures. Sur cet abaque, les frontières séparant les zones indiquées (2 à 7) peuvent être rapprochées à des cercles concentriques. Le rayon de chaque cercle est utilisé comme un indice de comportement « I_c » dont la valeur est globalement utile pour identifier les propriétés du sol. (Tableau 4.1)

Avec :

- I_c : indice de comportement est calculé par l'équation (2.18)
- Q : la résistance de pointe normalisée est calculée par l'équation (2.19)
- F : le frottement latéral normalisé est calculé par l'équation (2.20)

Tableau 4.1.: Relation entre « Ic » et le type du sol (Robertson et al. 2000)

Ic	Type de comportement de sol	Description
<1.31	7	Sable gravier à sable dense
1.31-2.05	6	Sable propre à sable silteux
2.05-2.60	5	Sable mélangé
2.60-2.95	4	Argile et silt
2.95-3.60	3	Argile silteuse à argile pure
>3.60	2	Sol organique

La Figure (4.1) représente la classification du sol pour les sondages N°01, 02, 03 et 04.

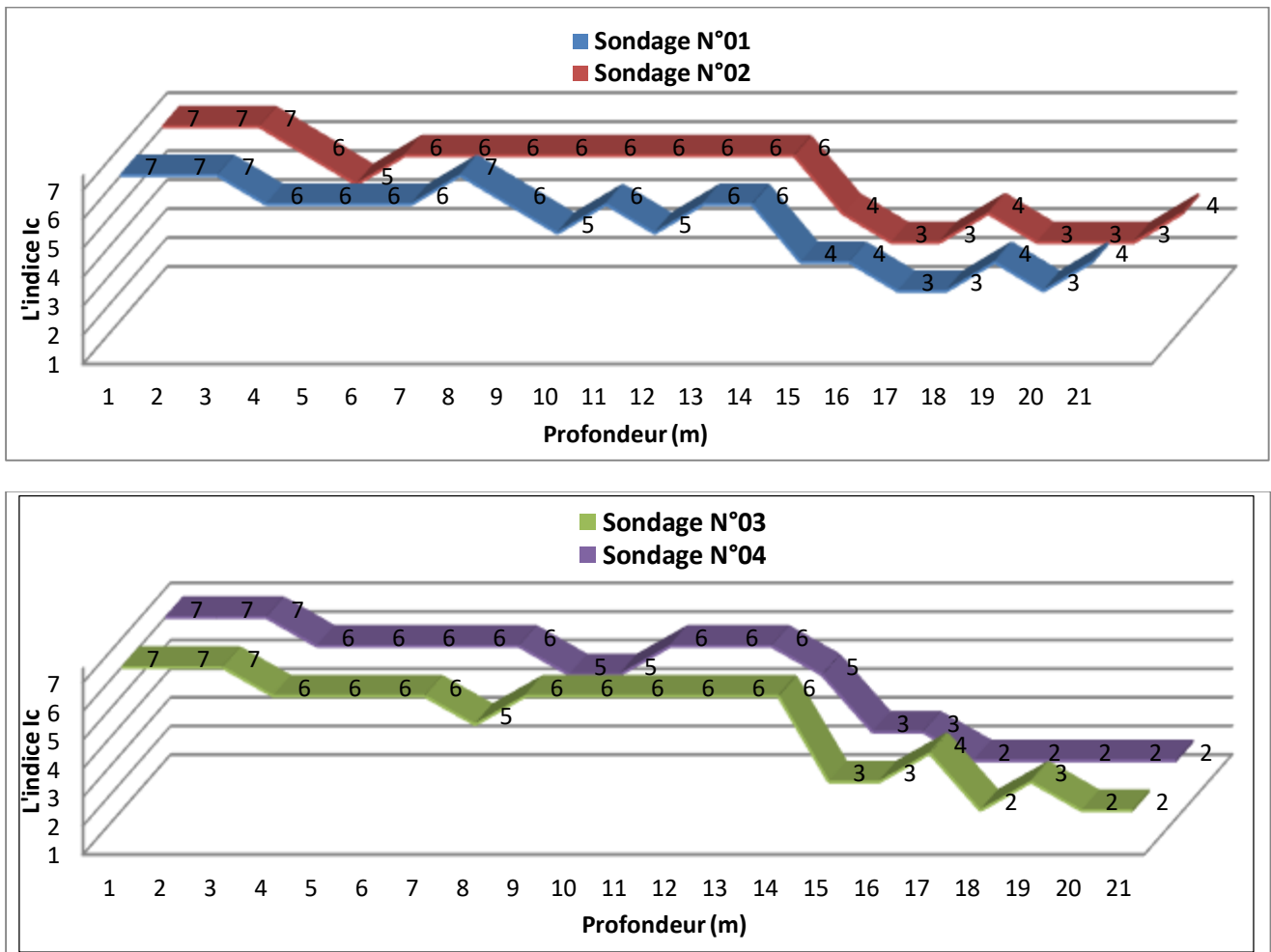


Figure 31:Classification du sol (Sondage N°01, 02, 03, 04)

4.1.2. DETERMINATION DE LA RESISTANCE EQUIVALENTE D'UN SABLE PROPRE

D'après Robertson et Wride (1998), il est nécessaire de corriger la résistance de pointe afin d'améliorer la résistance à la liquéfaction sous l'effet d'un accroissement du pourcentage des fines.

L'approche de Robertson et Wride (1998) fait donc appel à une distinction entre les horizons granulaires, pour lesquels ce genre de correction est envisageable, et ceux à comportement argileux pour lesquels certains critères doivent être vérifiés.

Parmi ces critères on distingue le critère chinois (Youd et al. 1997) qui se base sur l'indice de comportement « I_c », calculé pour $n = 1$

Les couches identifiées comme argileuses sont situées au-delà de la droite limite correspondant à un indice I_c égal à 2,6. La Figure (4.2) représente le profil de I_c ($n=1$) des sondages N°01, 02, 03 et 04.

Remarque : pour les résultats des sondages (06, 07, 08,09 et 11), voir l'annexe.

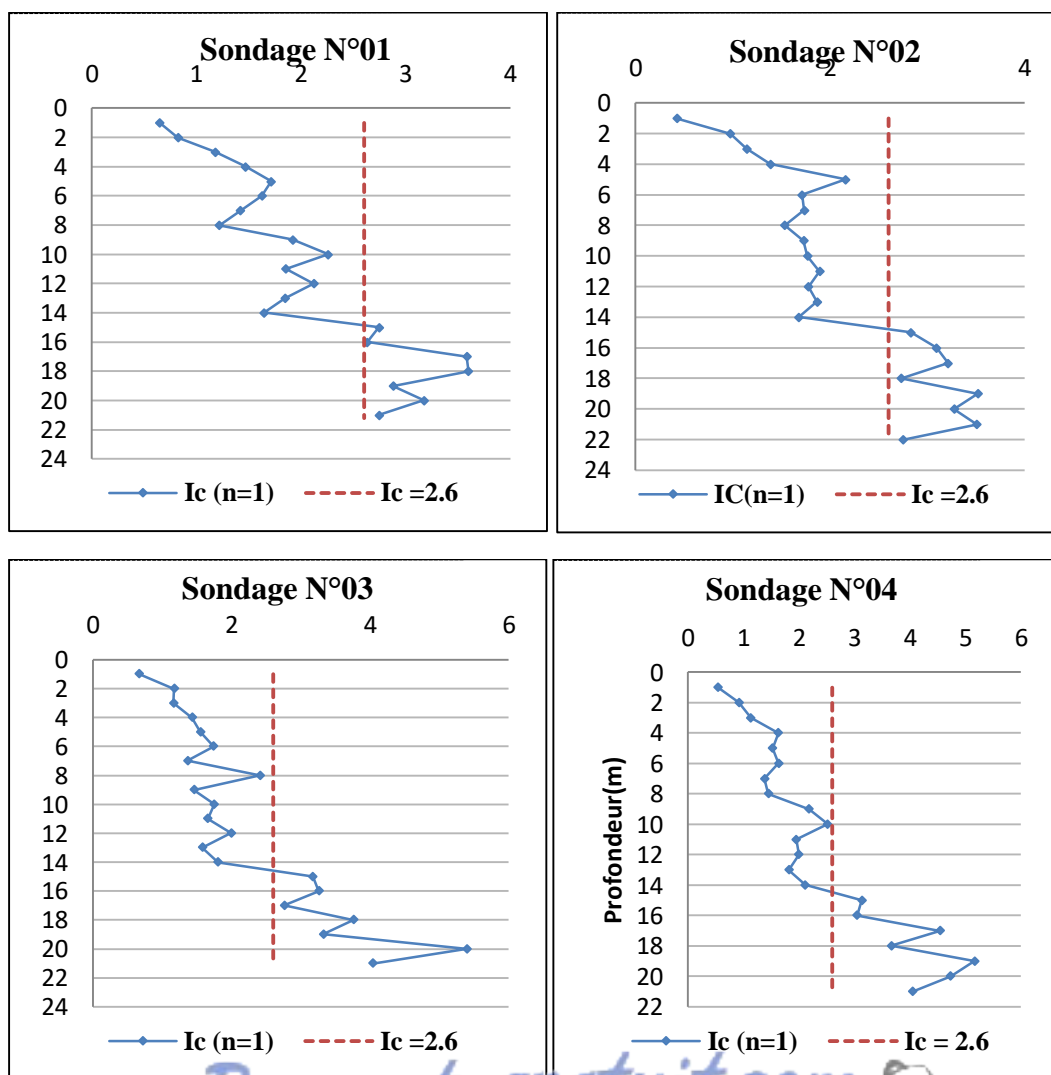


Figure 32: Profil de I_c ($n=1$) des sondages N°01, 02, 03 et 04

La figure 4.2 montre que pour les sondages N° 01, 02,03 et 04, le comportement argileux se trouve entre 15 m à 21 m de profondeur.

En effet, le critère chinois stipule que la liquéfaction ne pourra se produire que si les conditions suivantes sont réunies (Youd et al, 1997):

- 1) Le pourcentage d'argile présente dans le sol est inférieur à 15 %
- 2) La limite de liquidité W_L est inférieure à 35%
- 3) La teneur en eau ne dépasse pas 90% de la limite de liquidité.

D'après les résultats des essais au laboratoire est surtout l'essai Limite d'Atterberg pour les sols fins, la limite liquidité W_L est supérieure à 35% ($35.29 < W_L < 50.13$). Alors l'un des conditions du critère chinois n'est pas vérifié.

Il en ressort donc que les couches argileuses pour tous les sondages ne sont pas sensibles à la liquéfaction.

Le potentiel de liquéfaction cyclique dans les limons et les argiles est souvent gouverné par les dimensions des particules du sol, la limite de liquidité et la teneur en eau.

Selon Robertson et al. (1998), si l'indice de comportement du sol I_c est minimum par rapport à sa valeur limite, le sol est classé comme granulaire et un calcul de I_c s'avère nécessaire avec un changement de l'exposant « n » pour juger si les couches granulaires sont plastiques ou non plastiques.

Dans ce cas, des profils de l'indice de comportement I_c ont été tracés, pour n égal à 0,5 afin de caractériser la plasticité des couches.

Sur la Figure (4.3) nous avons présenté le profile de I_c ($n=0.5$) des sondages N°01, 02,03 et 04.

Remarque : pour les résultats des sondages (06, 07, 08,09 et 11), voir l'annexe.

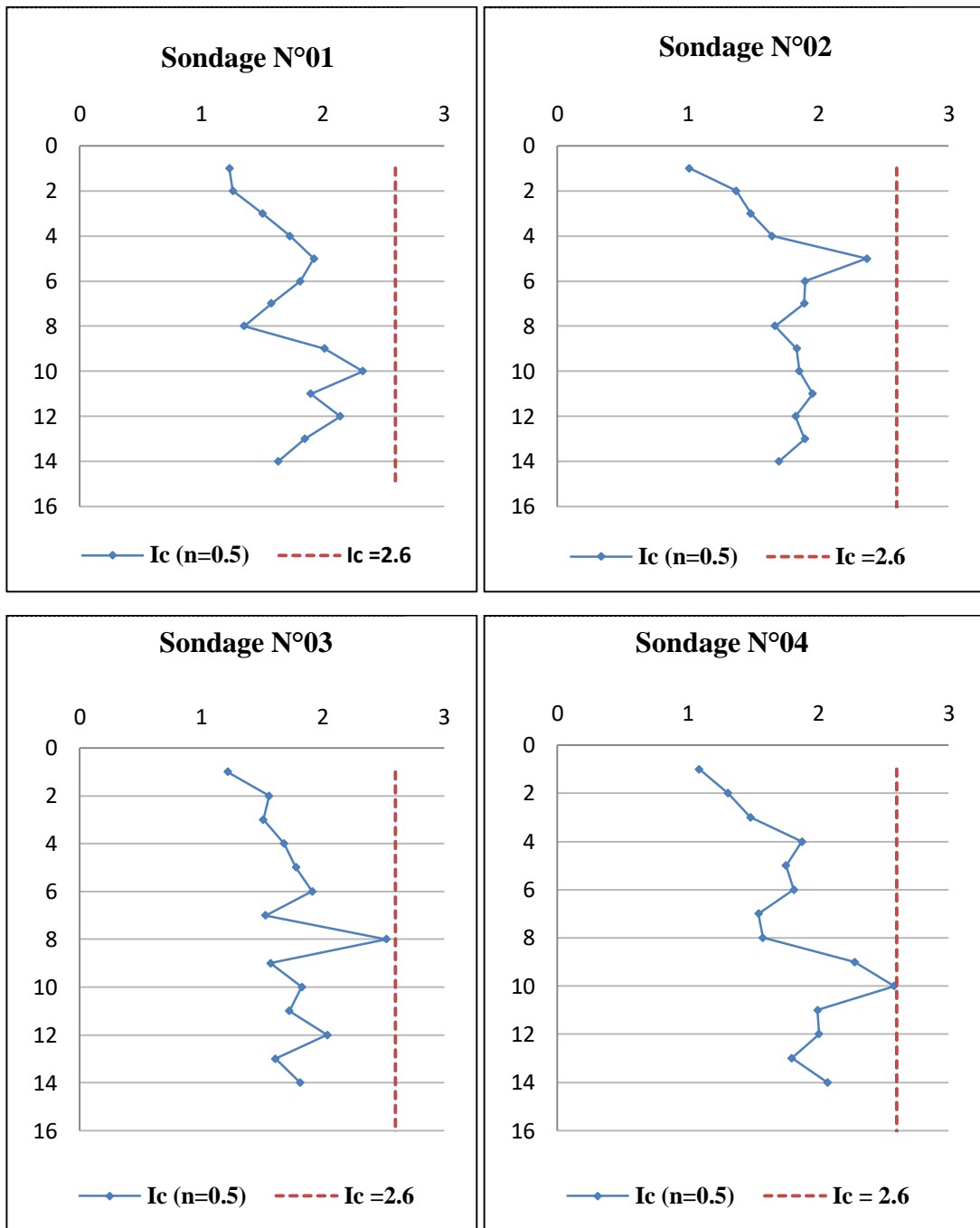


Figure 433: Profile de I_c ($n=0.5$) des sondages N°01, 02,03 et 04.

La figure 4.3 montre que pour les sondages N° 01, 02,03 et 04, les couches granulaires ne sont pas plastiques.

4.1.3. CALCUL DU « CRR », « CSR » ET « FS ».

Pour le calcul de la résistance cyclique on a utilisé les équations (2.21) et (2.22) de Robertson et Wride 1998, et l'équation (2.23) pour q_{cIN} , et les équations (2.24) et (2.25) pour K_c .

Pour le calcul des taux de contraintes cycliques on utilise l'équation (2.10) de Seed et Idriss (1971), l'accélération maximale est prise égale à 0.3g selon les recommandations de RPA et r_d déterminé par l'équation (2.7) de Iiaet whithman (1996).

Pour le calcul de facteur de sécurité F_s on utilise l'équation (2.1).

Remarque : pour les résultats des sondages (06, 07, 08,09 et 11), voir l'annexe.

4.1.3.1. SONDAGE N° 01 :

Sur le tableau (4.2), nous avons présenté les résultats de calcul de CSR, CRR et FS et sur la figure (4.4), on représente la Variation de CSR, CRR, FS en profondeur pour le sondage N°01.

Tableau 4.2:Résultats de calcul de F_s (sondage N°01)

Sondage 01	Z (m)	CSR	CRR	Fs
Sable fin jaunâtre carbonaté	1	0.487	0.588	1.207
	2	0.483	0.474	0.981
	3	0.479	0.214	0.447
	4	0.475	0.131	0.275
	5	0.472	0.104	0.220
	6	0.468	0.100	0.214
	7	0.464	0.158	0.341
	8	0.460	0.322	0.700
	9	0.457	0.111	0.242
Sable fin verdâtre à gris claire argileux carbonaté	10	0.437	0.090	0.207
	11	0.416	0.109	0.262
	12	0.398	0.092	0.232
	13	0.381	0.112	0.295
	14	0.365	0.129	0.352
	15	couches argileuses n'est pas sensibles à la liquéfaction.		
	16			
	17			
	18			
	19			
20				
Marne grise	21			

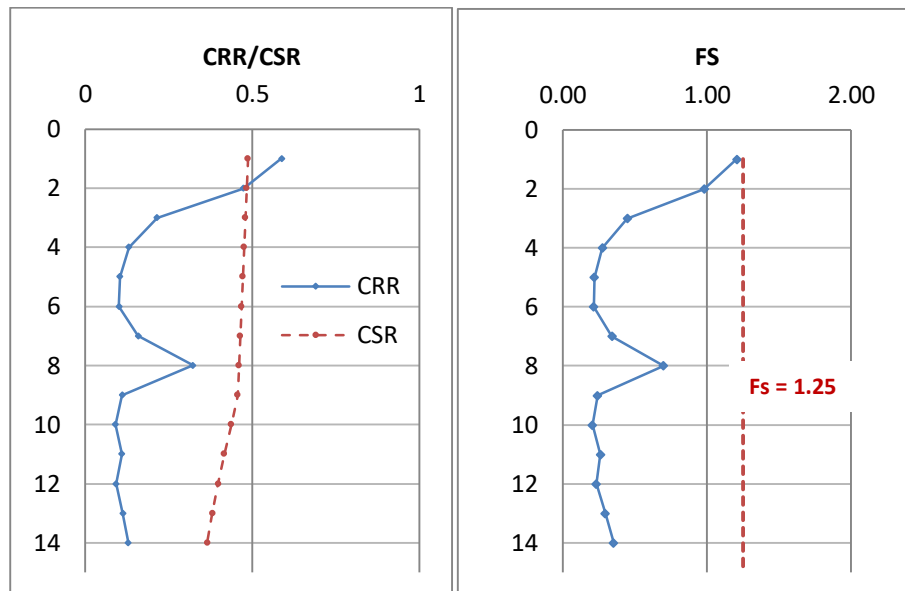


Figure 34: Variation de CRR, CSR et FS en profondeur (sondage N°01)

4.1.3.2. SONDAGE N° 03 :

Sur le tableau (4.3), nous avons présenté les résultats de calcul de CSR, CRR et FS et sur la figure (4.5), on représente la Variation de CSR, CRR, FS en profondeur pour le sondage N°02.

Tableau 4.3: Résultats de calcul de Fs (sondage N°02)

sondage	Z (m)	CSR	CRR	Fs
Sable fin jaunâtre carbonaté	1	0.487	2.342	4.812
	2	0.483	0.427	0.885
	3	0.479	0.194	0.405
	4	0.475	0.153	0.322
	5	0.472	0.093	0.198
	6	0.468	0.100	0.215
	7	0.464	0.100	0.216
	8	0.460	0.117	0.254
	9	0.457	0.108	0.236
	10	0.448	0.099	0.220
	11	0.436	0.102	0.234
	12	0.423	0.100	0.236
	13	0.410	0.107	0.262
	14	0.397	0.113	0.286
Marne finement sableuse grise verdâtre	15	couches argileuses n'est pas sensibles à la liquéfaction.		
	16			
	17			
	18			
19				
20				
Marne grise claire indurée avec des	21			
	22			

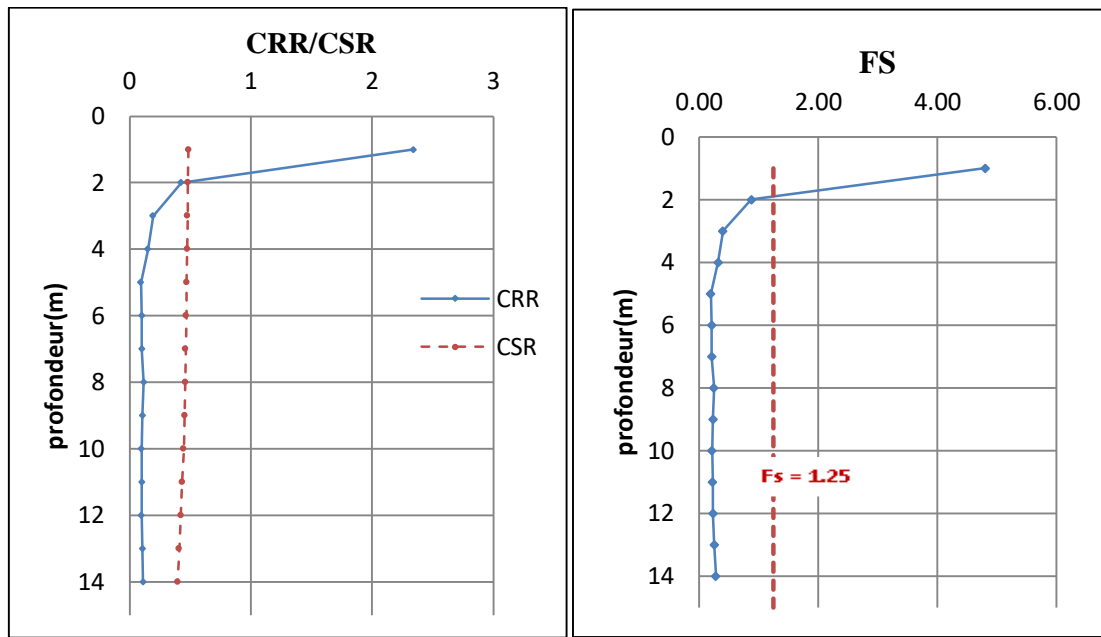


Figure 35: Variation de CRR, CSR et FS en profondeur (sondage N°02)

4.1.3.3. SONDAGE N° 03 :

Sur le tableau (4.4), nous avons présenté les résultats de calcul de CSR, CRR et FS et sur la figure (4.6), on représente la Variation de CSR, CRR, FS en profondeur pour le sondage N°03.

Tableau 4.4: Résultats de calcul de Fs (sondage N°03)

sondage	Z (m)	CSR	CRR	Fs
Sable fin jaunâtre	1	0.487	0.805	1.653
	2	0.483	0.212	0.440
	3	0.479	0.150	0.313
	4	0.475	0.156	0.327
	5	0.472	0.099	0.209
Sable fin gris noirâtre avec des débris de coquille marine	6	0.468	0.113	0.241
	7	0.464	0.142	0.305
	8	0.460	0.104	0.226
	9	0.457	0.127	0.277
	10	0.448	0.123	0.274
	11	0.436	0.099	0.227
	12	0.423	0.103	0.244
	13	0.410	0.116	0.284
	14	0.397	0.130	0.328
Marne grise claire	15	couches argileuses n'est pas sensibles à la liquéfaction.		
	16			
	17			
	18			
	19			
	20			
	21			

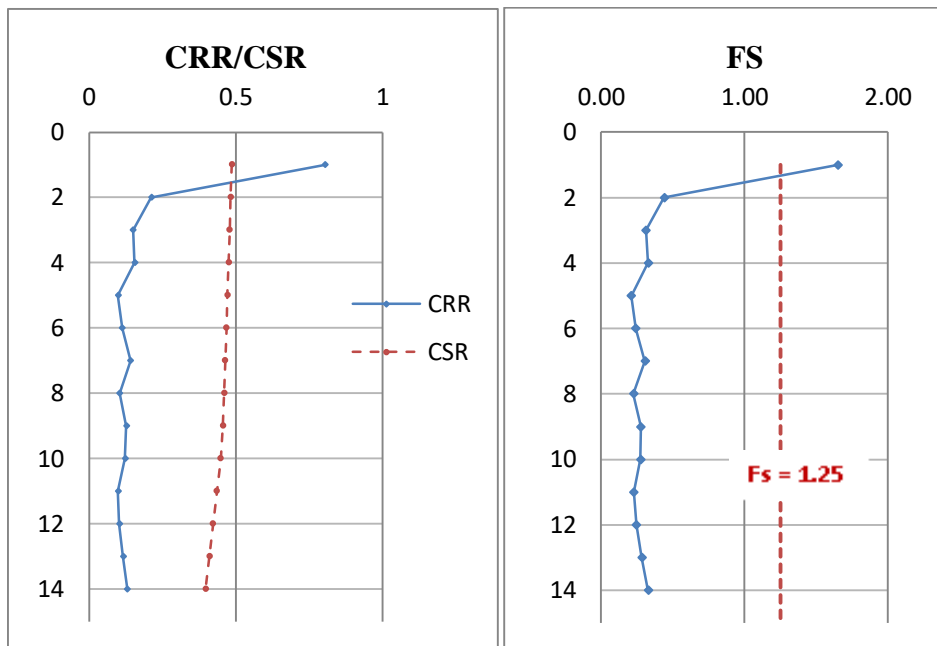


Figure 36: Variation de CRR, CSR et FS en profondeur (sondage N°03)

4.1.3.4. SONDAGE N° 04 :

Sur le tableau (4.5), nous avons présenté les résultats de calcul de CSR, CRR et FS et sur la figure (4.7), on représente la Variation de CSR, CRR, FS en profondeur pour le sondage N°04.

Tableau 4.5: Résultats de calcul de Fs (sondage N°04)

sondage	Z (m)	CSR	CRR	Fs
Sable fin jaunâtre carbonaté	1	0.487	1.865	3.832
	2	0.483	0.635	1.316
	3	0.479	0.177	0.370
	4	0.475	0.129	0.272
	5	0.472	0.106	0.226
	6	0.468	0.125	0.268
	7	0.464	0.143	0.308
	8	0.460	0.169	0.368
	9	0.457	0.098	0.214
Grès conglomératique ocre à jaunâtre de	10	0.431	0.095	0.221
	11	0.407	0.093	0.228
Marne grise claire indurée avec des cassures conchoïdales	12	0.379	0.101	0.267
	13	0.356	0.100	0.281
	14	0.336	0.101	0.302
	15	Couches argileuses n'est pas sensible à la liquéfaction.		
	16			
	17			
	18			
	19			
	20			
	21			

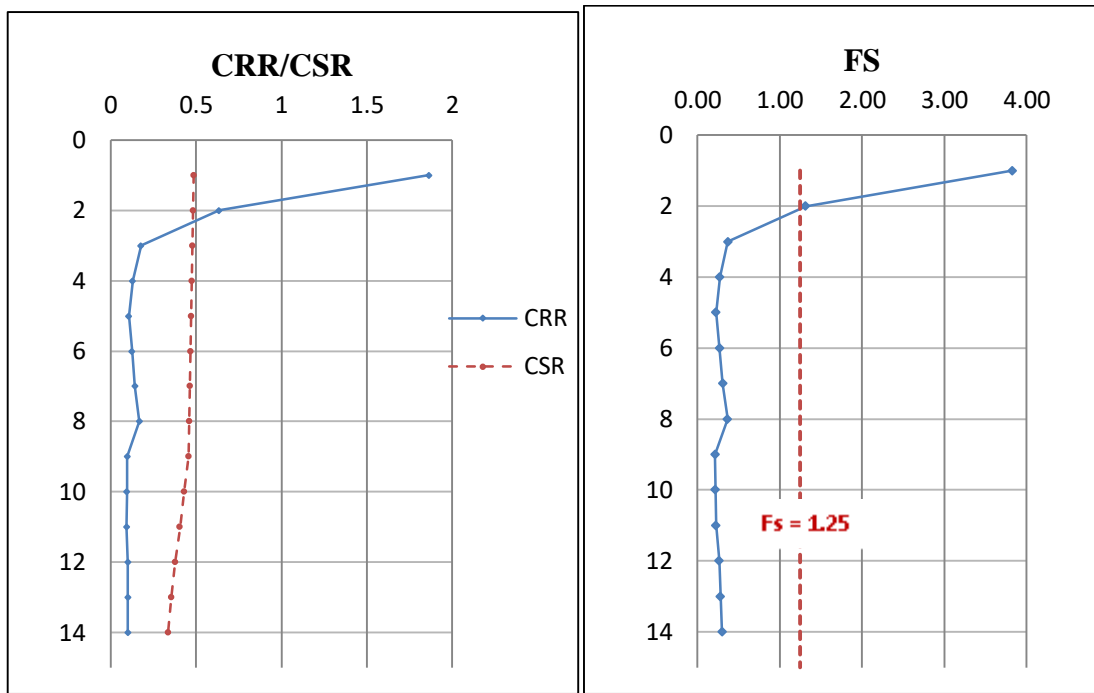


Figure 37: Variation de CRR, CSR et FS en profondeur (sondage N°04)

4.1.4. ANALYSE DETERMINISTE

L'évaluation déterministe du potentiel de liquéfaction est réalisée en utilisant la valeur du coefficient de sécurité (FS), qui est donné par le rapport entre CRR et CSR.

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 $1 < F_s < 1.25$, selon le RPA 99 corrigé en 2003, le coefficient de sécurité est de 1.25. (Benahchili at Zendagui, 2016).

Si on prend en compte le coefficient de sécurité de 1.25 donné par le R.P.A 2003, le site présente un risque de liquéfaction dans des couches pour différents sondages.

On remarque clairement, que le risque de liquéfaction basé sur l'étude déterministe et le coefficient de sécurité donne des couches liquéfiable entre 1m à 14 m pour le sondage N°01, et entre 2 à 14 m pour les sondages N° 02 et N° 03, entre 3 à 14 m pour les sondages N° 04, N° 06 et N° 08 ,entre 3 à 15 m pour le sondage N° 07, entre 3 à 13 m pour le sondage N° 09, et entre 2 à 15 m pour le sondage N° 11.

La figure (4.8), représente CSR en fonction de q_{c1N} pour tous les sondages.

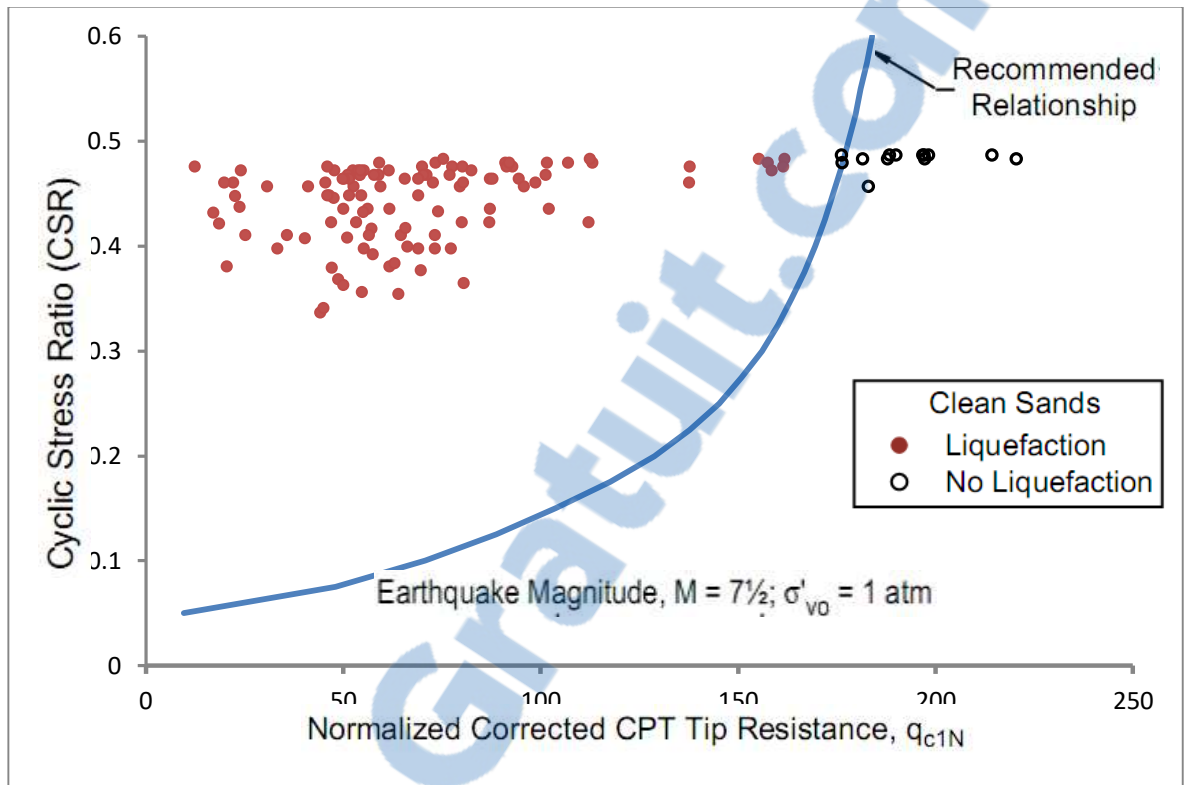


Figure 38: CSR - q_{c1N} (tous les sondages)

4.3. EVALUATION DU POTENTIEL DE LA LIQUEFACTION

La probabilité de liquéfaction « P_L » pour chaque sondage est calculée par la relation (2.33) et (2.34).

La classification du potentiel de liquéfaction est basée sur le tableau (2.2) « la classification du potentiel de liquéfaction proposé par Juang et al. (2012) ».

Sur le tableau (4.13), nous avons présenté la classification du potentiel de liquéfaction pour chaque sondage

Tableau 4.6: La classification du potentiel de liquéfaction pour chaque sondage

SONDAGE	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	Liquéfaction et non-liquéfaction également susceptible
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

La figure (4.9), représente les résultats de la probabilité de liquéfaction pour chaque sondage.



Figure 39: Résultat de la probabilité de liquéfaction pour chaque sondage

La figure (4.10), représente la variation du potentiel de liquéfaction du site étudié.

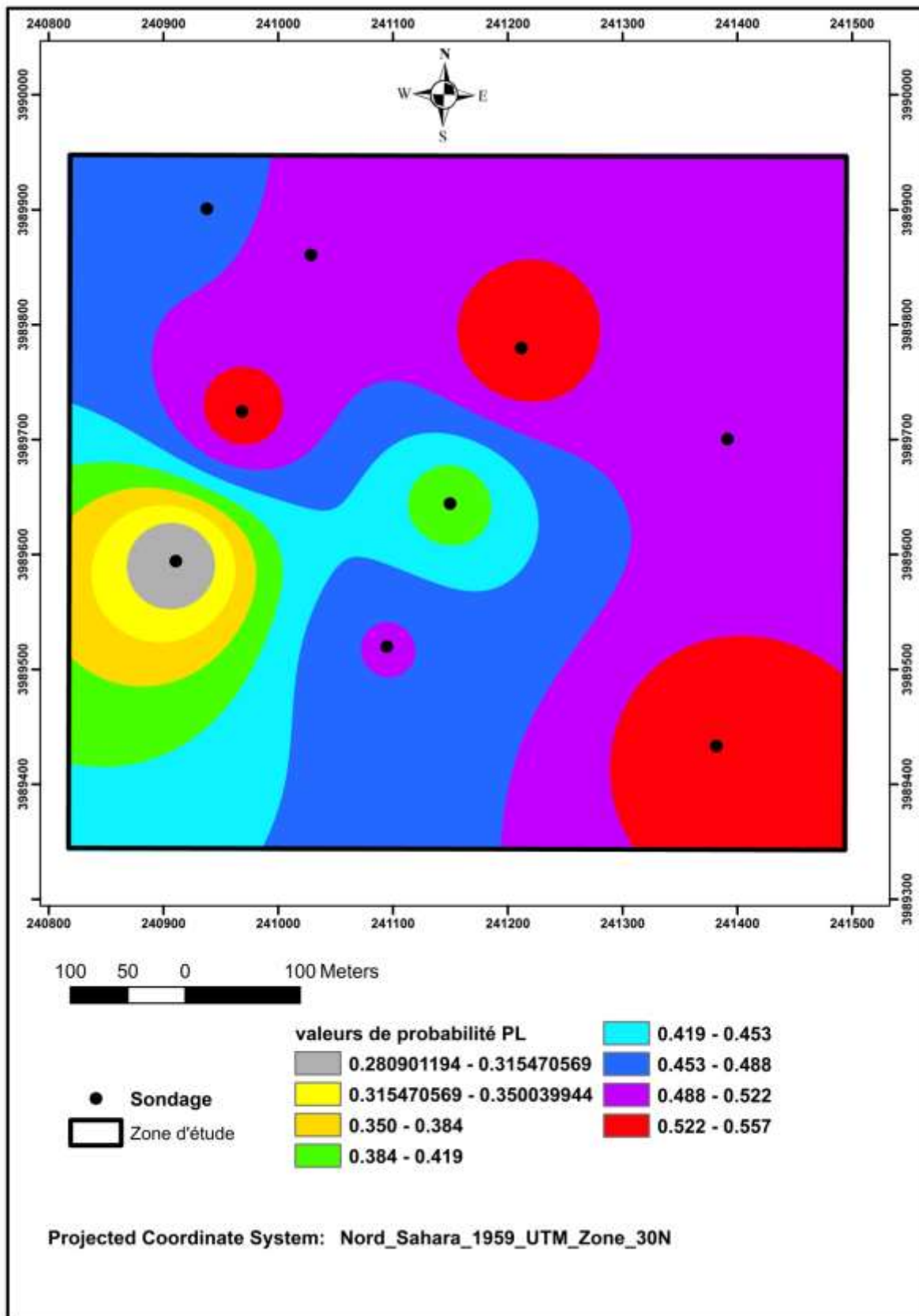


Figure 40: la variation du potentiel de liquéfaction du site étudié

Pour déterminé le potentiel de la liquéfaction pour tout le site on calcul la moyenne « $P_{L\text{ MOY}}$ » entre tous les sondages par la relation (2.35).

Sur le tableau (4.7), nous avons présenté le potentiel de liquéfaction moyenne pour tout le site
Tableau 4.7: le potentiel de liquéfaction moyenne pour tout le site

$P_{L\text{ MOY}}$ (%)	Classe	Description (Probabilité de liquéfaction)
47.90%	3	Liquéfaction et non-liquéfaction également susceptible

L'évaluation du potentiel de la liquéfaction de site étudié présente une probabilité moyenne de liquéfaction de la classe 03 (liquéfaction et non-liquéfaction également susceptible)

4.4. CONCLUSION

L'objectif de cette étude était l'évaluation du potentiel de la liquéfaction à partir des données de l'essai in-situ « Le test de pénétration de cône (C.P.T) ».

Si on prend en compte le coefficient de sécurité de 1.25 donné par le RPA 99 version 2003, le site présente un risque de liquéfaction dans des couches pour différents sondages.

On constate qu'il n'y a pas de risque de liquéfaction du sol dans les couches superficielles qui sont approximativement comprises entre 0 mètre et 1,5 mètre, ainsi que les couches profondes qui sont en dessous de 15 mètres. Quant aux couches intermédiaires existant entre les deux couches citées ci-dessus, il y a un risque de liquéfaction du sol.

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) suivant la classification du potentiel de liquéfaction proposé par Juang et al. (2012).

A la fin nous pouvons dire que la fiabilité de ces méthodes est conditionnée par une définition adéquate de la stratigraphie du sol et la fiabilité des mesures des essais réalisés.

CONCLUSION GENERAL

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

Cette étude se concentre sur l'étude du potentiel de liquéfaction par des méthodes basées sur les résultats de l'essai in-situ « Le test de pénétration de cône (C.P.T) ».

Nous concluons du travail que nous avons effectué ce qui suit :

- Le teste de pénétration de cône (CPT) s'est avéré un outil précieux pour caractériser les conditions souterraines et pour évaluer diverses propriétés du sol, y compris l'estimation du potentiel de liquéfaction sur un site. Les principaux avantages de l'utilisation du CPT sont qu'il fournit un enregistrement continu de la résistance à la pénétration, alors que son principal inconvénient est l'indisponibilité d'un échantillon.
- Plusieurs méthodes ont été développées pour l'estimation de la résistance à la liquéfaction, la plus utilisée est celle basée sur les résultats des essais in-situ proposée par Seed et Idriss (1971).
- Les méthodes basées sur cette approche persistent plusieurs incertitudes peuvent sous-estimer ou surestimer la résistance à la liquéfaction tel que les incertitudes liés aux matérielles d'essais utilisés.
- La nature du sol, l'état de la saturation et de la densité relative se sont des facteurs influencent le déclenchement de la liquéfaction.
- Et 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 1,5 mètre et 14 mètre, et on peut également dire que les zones nord et nord-est ont des valeurs plus élevées que les zones sud et sud-ouest en terme de valeur du potentiel de liquéfaction des sols, et on peut dire aussi que le site étudié a un potentiel de liquéfaction moyen de selon la classification du potentiel de liquéfaction proposée par Juang et al. (2012).

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

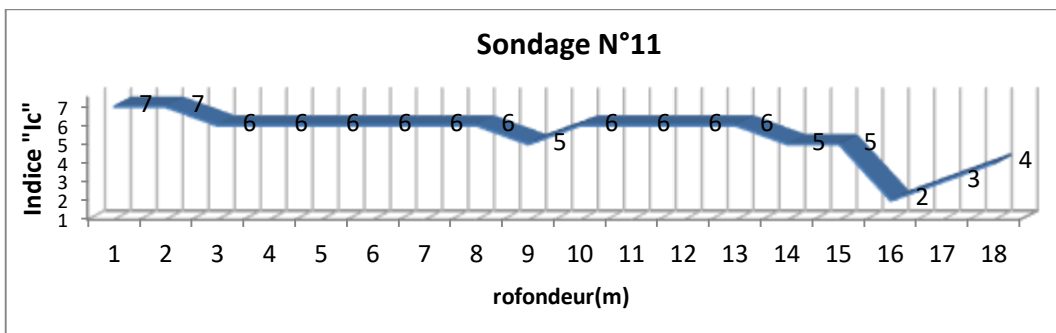
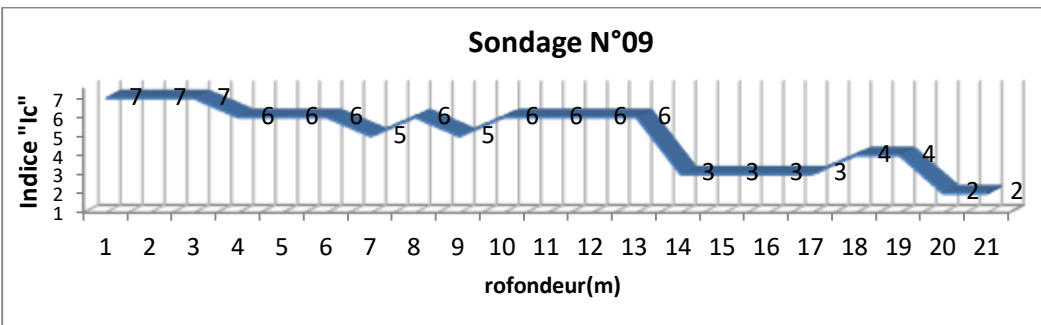
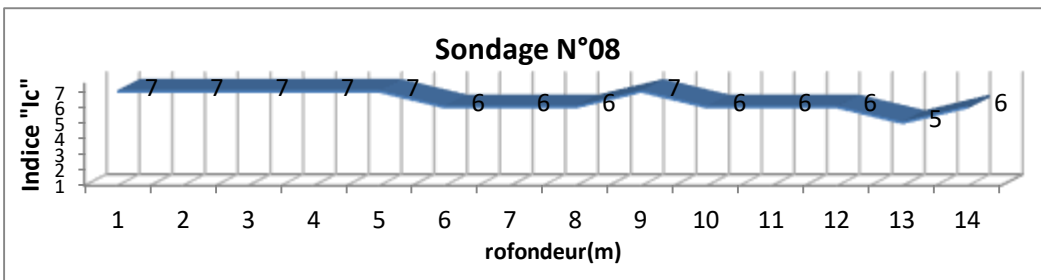
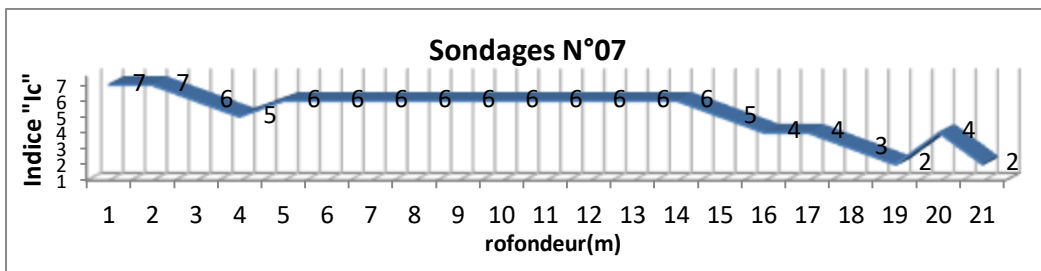
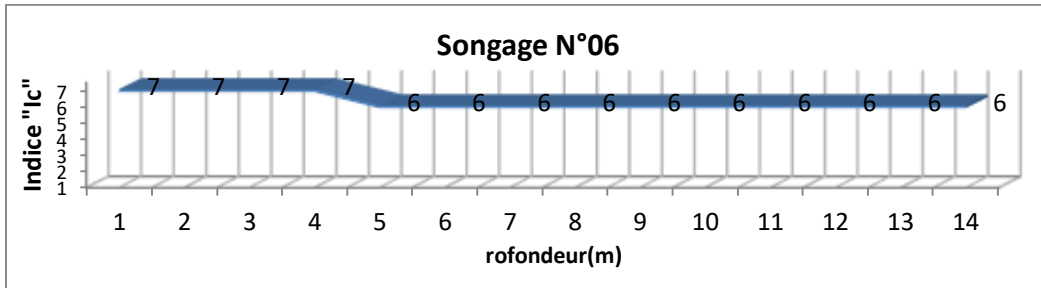
1. AYAD, Fatima. Analyse fiabiliste du potentiel de liquéfaction des sols, thèse de Doctorat, 27/11/2014. Université Abou bakr Belkaid, Tlemcen, Algérie, 180 p.
2. BENAHCILIF Souad, Zendagui Djawad, Bouguerba Salah, Etude fiabiliste de la liquéfaction du sol. 24/06/2015. <https://hal.archives-ouvertes.fr/hal-01167740>,
3. BENAHCILIF Souad. Vers une mise en place d'une approche fiabiliste pour l'estimation du potentiel de liquéfaction, Thèse De Doctorat, 27/06/2016, Université Abou bakr Belkaid, Tlemcen, Algérie. 199p.
4. BENAHCILIF et Zendagui. Assessing of liquefaction in Boumerde (Algeria) using reliability analysis. 2016 <http://geomatejournal.com/articles/2016/10/22>.
5. Blake, T. F. (1999). Guidelines for Analyzing and Mitigating Landslide Hazards in California. Recommended Procedures for Implementation of DMG Special Publication 117. Southern California Earthquake Center University.
6. IDRISS, I.M. An update to the Seed-Idriss simplified procedure for evaluating liquefaction potential. 1999. Proceedings in, TRB Workshop on New Approaches to Liquefaction, Publication No. FHWARD-99-165, Federal Highway Administration, January.
7. IDRISS, I. M., Boulanger, R.W. 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, D.2004. Stallion Press, Vol. 1, pp. 32–56.
8. IDRISS, I.M., and Boulanger, R.W. Semi-empirical procedures for evaluating liquefaction potential during earthquakes. 2006. J. Soil Dynamics and Earthquake Eng. 26, 115–30.
9. Ishihara, K. (1985). "Stability of Natural Deposits During Earthquakes," Proceedings of the Eleventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, 1985.
10. JUANG, C.H., Ching, J., Luo, Z., and Ku, C.K. New models for probability of liquefaction using standard penetration tests based on an updated database of case histories. 2012. Engineering Geology 133–134 85–93.
11. Kramer, Steven L. (1996). "Geotechnical Earthquake Engineering." Prentice Hall, Inc., Upper Saddle River, NJ.

12. 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.
13. LIAO, S.S.C., and Whitman, R.V. Overburden Correction Factor for SPT in Sand.1986. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 112, No. 3: 373-377.
14. M.DJEMAL Abderrahmane,2017, Mémoire de Master Académique, Université M'hamed Bougara,Boumerdes, Algérie.
15. Mekerbi et Ismail Benabderrahmane,(2009).Liquéfaction des sols, USTHB.
16. Robertson, P.K. et Wride, C.E. (1998). Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test. *Canadian Geotechnical Journal*, 35(3), pp. 442-459. Seed,H. B. (1968). "Landslides During Earthquakes," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol. 94, No. SM5.
17. Robertson P.K., Wride C., Biggar K.W., Campanella R.G., Hofmann B.A., Hughes J.M.O., Küpper A., Woeller D.J., 2000. Interpretation of in situ test results from the CANLEX sites. *Canadian Geotechnical Journal*, No 37: 505–529.
18. Seed , H. B.(1968). "Landslides During Earthquakes," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol. 94, No. SM5.
19. Seed B., Idriss I.M.1971. Simplified procedures for evaluating soil liquefaction potential. *PROC.JSME*, ASCE, Vol 97,SM9,PP 1249-1273.
20. Seed HB, Mori K, Chan CK. Influence of Seismic History on the Liquefaction Characteristics of Sands, Report No. EERC 75-25, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, August 1975.
21. 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.
22. Seed HB, Idriss IM. *Ground motions and soil liquefaction during earthquakes*. Berkeley, CA: Earthquake Engineering Research Institute; 1982.
23. 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.
24. Sherif, M. A., Ishibashi, I., and Tsuchiya. (1977). "Saturation Effects on Initial Soil Liquefaction," *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol. 103, No. GT8.
25. Tsuchida , H. (1970). "Prediction and Countermeasure Against the Liquefaction in Sand Deposits," *Abstract of the Seminar in the Port and Harbor Research Institute (in Japanese)*.

26. 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.
27. 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.
28. 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.

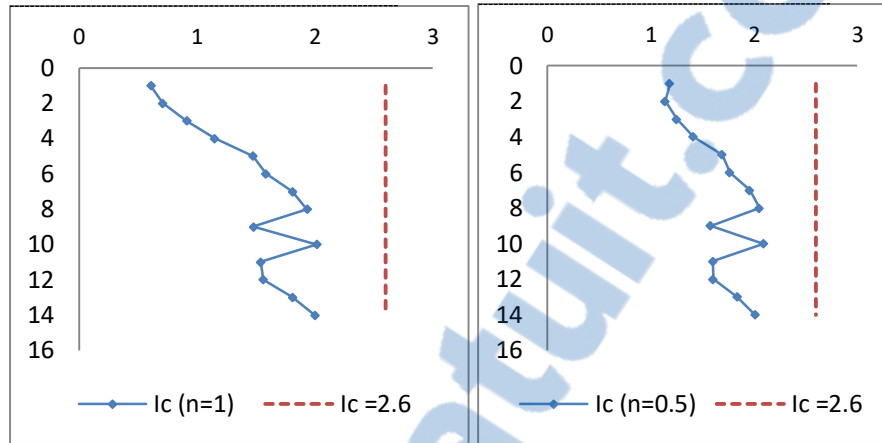
ANNEXES

A.1: CLASSIFICATION DES SOLS EN ESSAI « C.P.T » (LES SONDAGES 06, 07, 08,09 et 11)

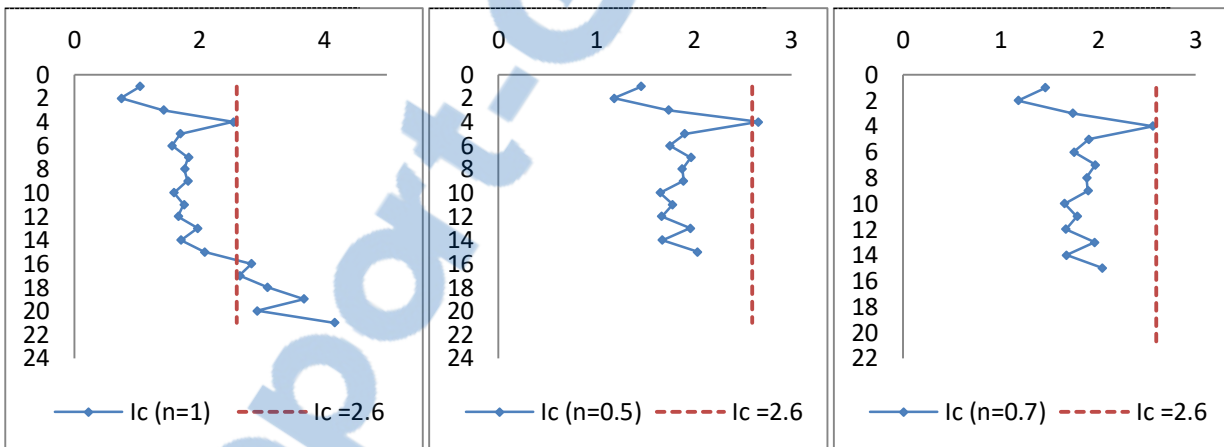


A.2: DETERMINATION DE LA RESISTANCE EQUIVALENTE D'UN SABLE PROPRE (LES SONDAGES 06, 07, 08,09 et 11)

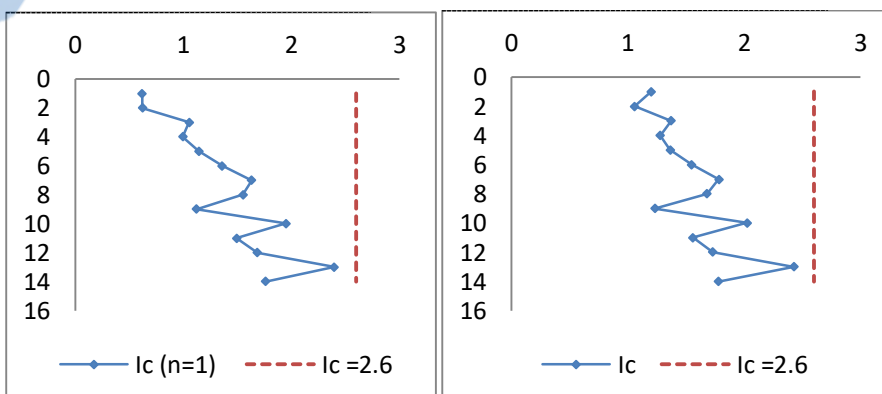
➤ Sondage N°06



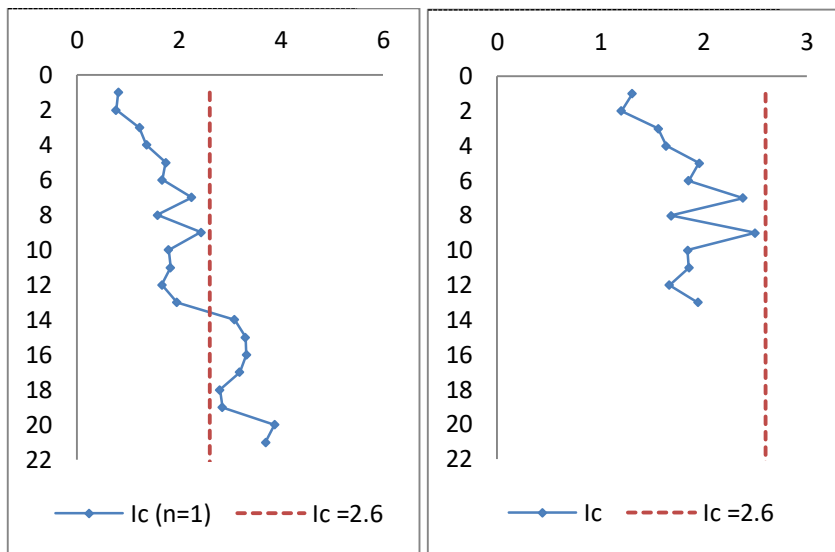
➤ Sondage N°07



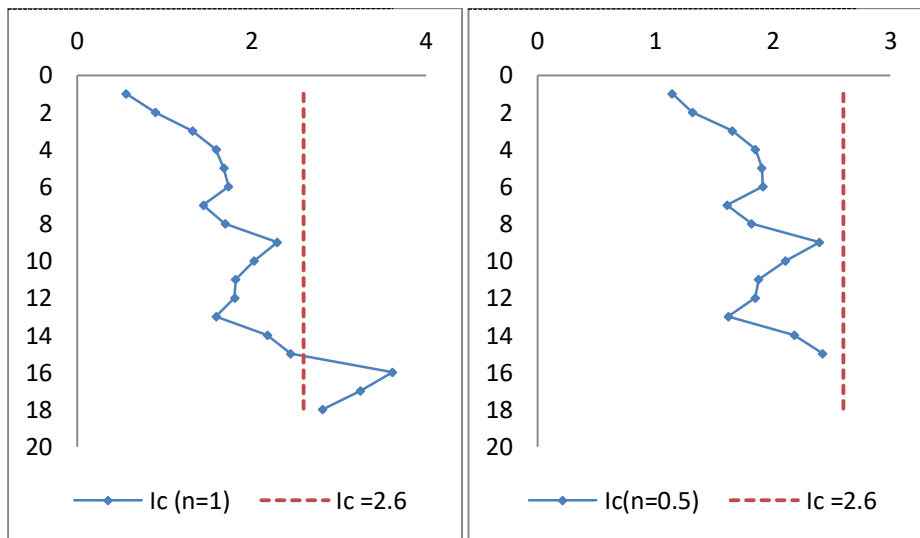
➤ Sondage N°08



➤ **Sondage N°09**



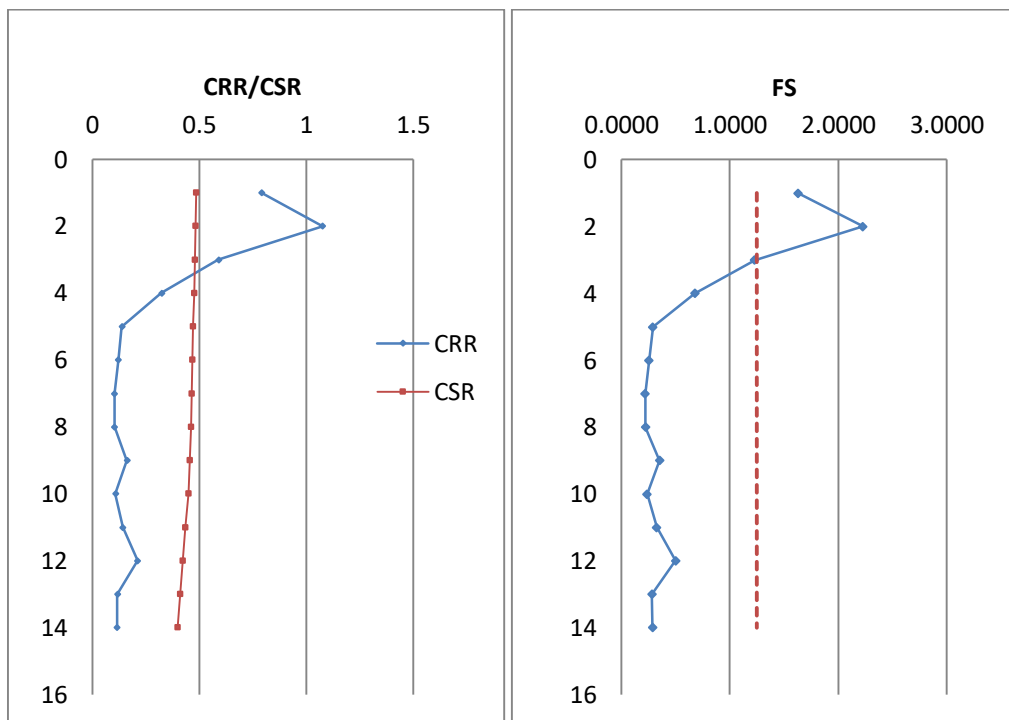
➤ **Sondage N°11**



A.3: RESULTATS DU « CRR », « CSR » ET « FS » (LES SONDAGES 06, 07, 08,09 et 11)

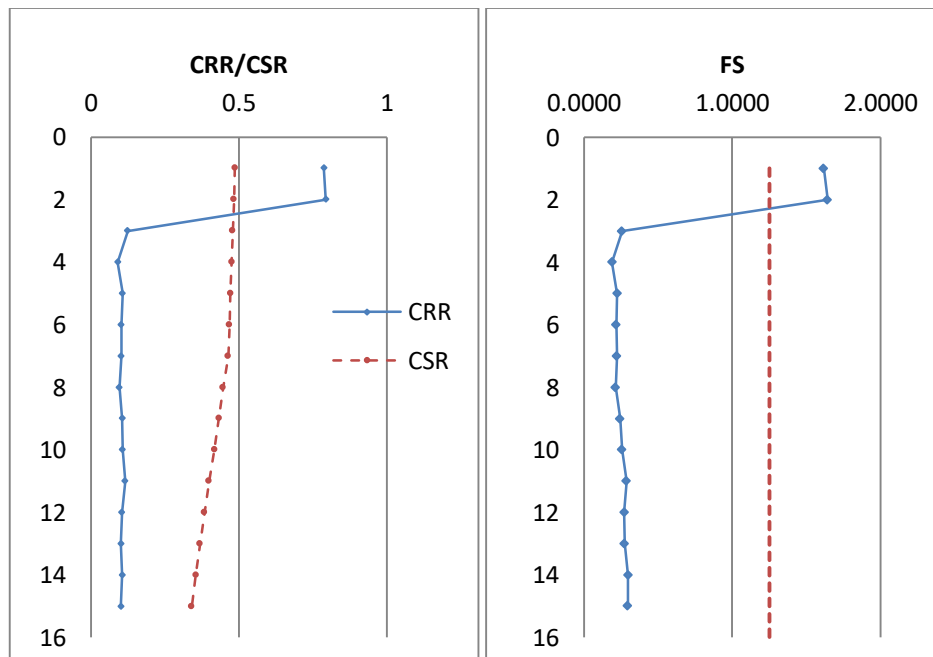
➤ **Sondage N°06**

Sondage N°06	Z (m)	CSR	CRR	Fs
Sable fin jaunâtre carbonaté	1	0.4867026	0.7920226	1.6273236
	2	0.4829506	1.0754031	2.2267353
	3	0.4791986	0.5896796	1.2305536
	4	0.4754466	0.3226602	0.6786465
	5	0.4716947	0.136584	0.2895602
	6	0.4679427	0.1202725	0.2570239
	7	0.4641907	0.1024141	0.2206294
	8	0.4604387	0.1023715	0.2223346
	9	0.4566868	0.1613414	0.3532869
	10	0.4482755	0.1072603	0.2392731
	11	0.4355236	0.1416011	0.3251284
	12	0.4227718	0.2111871	0.4995298
	13	0.41002	0.1160547	0.2830463
	14	0.3972682	0.1149201	0.2892757



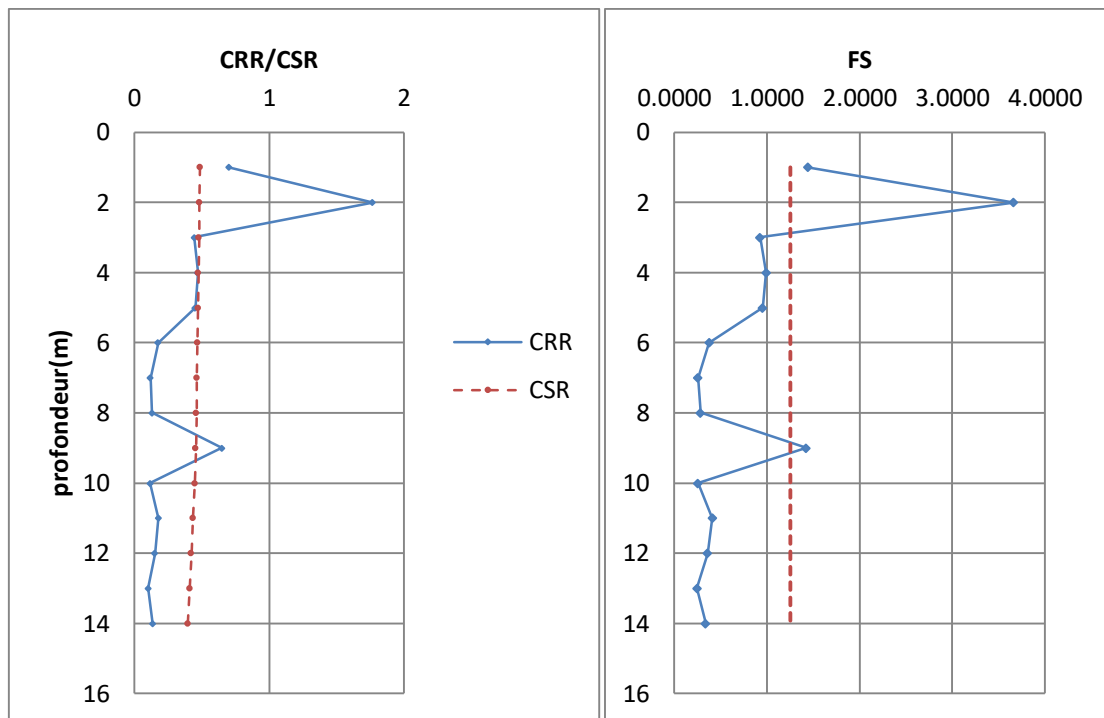
➤ **Sondage N°07**

Sondage 07	Z (m)	CSR	CRR	Fs
Sable fin jaunâtre	1	0.4867026	0.7878122	1.6186729
	2	0.4829506	0.7938351	1.6437191
	3	0.4791986	0.1236782	0.2580937
	4	0.4754466	0.090186	0.1896869
	5	0.4716947	0.1061946	0.2251342
	6	0.4679427	0.1018088	0.2175668
	7	0.4641907	0.1028002	0.2214611
Sable fin gris noirâtre avec des débris de coquille marine	8	0.4459974	0.0957971	0.214793
	9	0.4322136	0.1054229	0.2439139
	10	0.4168244	0.1067805	0.2561761
	11	0.3993785	0.1149801	0.2878976
	12	0.38336	0.1040991	0.2715439
	13	0.3683747	0.1009307	0.2739892
	14	0.3541612	0.105612	0.2982031
	15	0.3405396	0.1008557	0.2961645
Marne grise claire	16	couches argileuses n'est pas sensibles à la liquéfaction.		
	17			
	18			
	19			
	20			
	21			



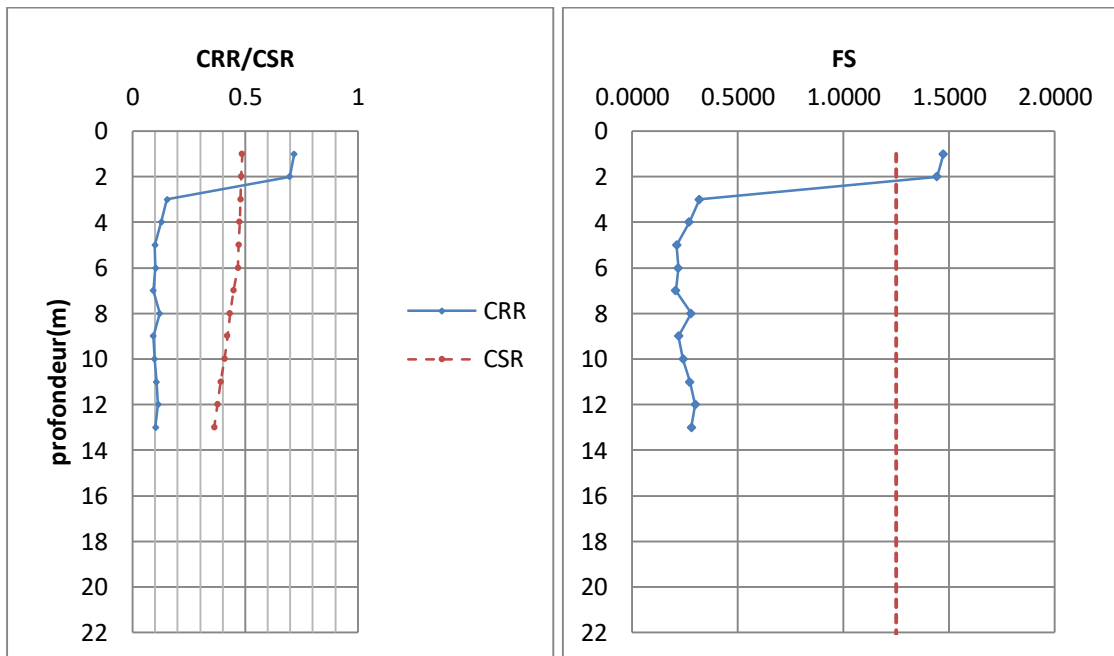
➤ **Sondage N°08**

sondage	Z (m)	CSR	CRR	Fs
Sable fin jaunâtre carbonaté	1	0.4867026	0.7008734	1.4400446
	2	0.4829506	1.7694343	3.6637998
	3	0.4791986	0.443644	0.9258039
	4	0.4754466	0.4711167	0.9908928
Sable fin gris verdâtre peu argileux	5	0.4716947	0.4505425	0.9551571
	6	0.4679427	0.1764807	0.3771416
	7	0.4641907	0.119259	0.2569181
	8	0.4604387	0.131073	0.2846699
	9	0.4566868	0.6498929	1.4230605
	10	0.4482755	0.1149274	0.2563767
	11	0.4355236	0.1785706	0.4100136
	12	0.4227718	0.1512316	0.3577144
	13	0.41002	0.1006775	0.2455429
	14	0.3972682	0.1346799	0.3390149



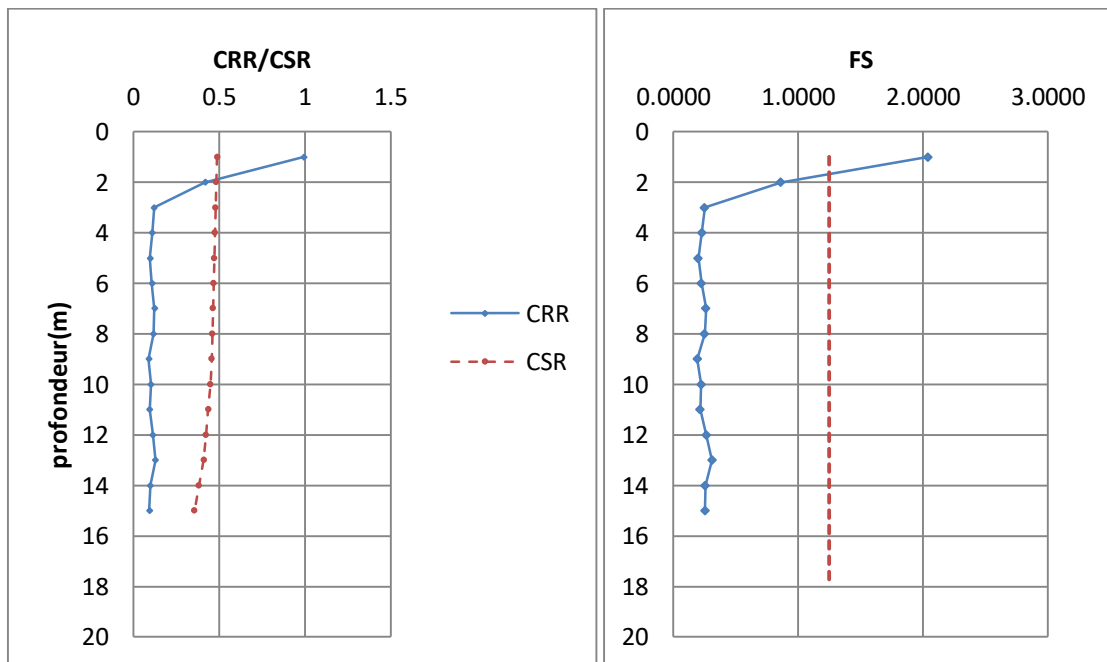
➤ **Sondage N°09**

sondage	Z (m)	CSR	CRR	Fs
Sable fin jaunâtre	1	0.4867026	0.7167944	1.4727567
	2	0.4829506	0.6967125	1.4426165
	3	0.4791986	0.1522302	0.3176766
	4	0.4754466	0.1277247	0.2686415
	5	0.4716947	0.0992216	0.2103513
	6	0.4679427	0.1021338	0.2182614
Sable fin gris noirâtre avec des débris de coquille marine	7	0.4476747	0.0918957	0.2052735
	8	0.4329855	0.1202675	0.2777634
	9	0.4215402	0.0923122	0.2189879
	10	0.4079078	0.0979673	0.2401703
	11	0.3918466	0.1065045	0.2718016
	12	0.3768975	0.1123657	0.2981334
	13	0.3627618	0.1015789	0.2800156
Marne grise claire	14	couches argileuses n'est pas sensibles à la liquéfaction.		
	15			
	16			
	17			
	18			
	19			
	20			
	21			



➤ **Sondage N°11**

sondage	Z (m)	CSR	CRR	Fs
Sable fin jaunâtre	1	0.4867026	0.9942401	2.0428085
	2	0.4829506	0.416339	0.8620737
	3	0.4791986	0.1201784	0.2507904
	4	0.4754466	0.1085666	0.2283465
	5	0.4716947	0.0951617	0.2017443
	6	0.4679427	0.1057054	0.225894
	7	0.4641907	0.1222162	0.2632889
	8	0.4604387	0.1163655	0.2527274
	9	0.4566868	0.0878732	0.1924147
	10	0.4482755	0.1002089	0.2235431
	11	0.4355236	0.0943247	0.2165777
	12	0.4227718	0.1124065	0.2658797
	13	0.41002	0.1276919	0.3114285
Marne grise bleuâtre indurée avec des cassures conchoïdales d'aspect rocheux	14	0.3804148	0.0978484	0.2572149
	15	0.3558181	0.0909104	0.255497
	16	couches argileuses n'est pas sensibles à la liquéfaction.		
	17			
	18			



A.4: COUPES LITHOLOGIQUES DES SONDAGES CARITTES

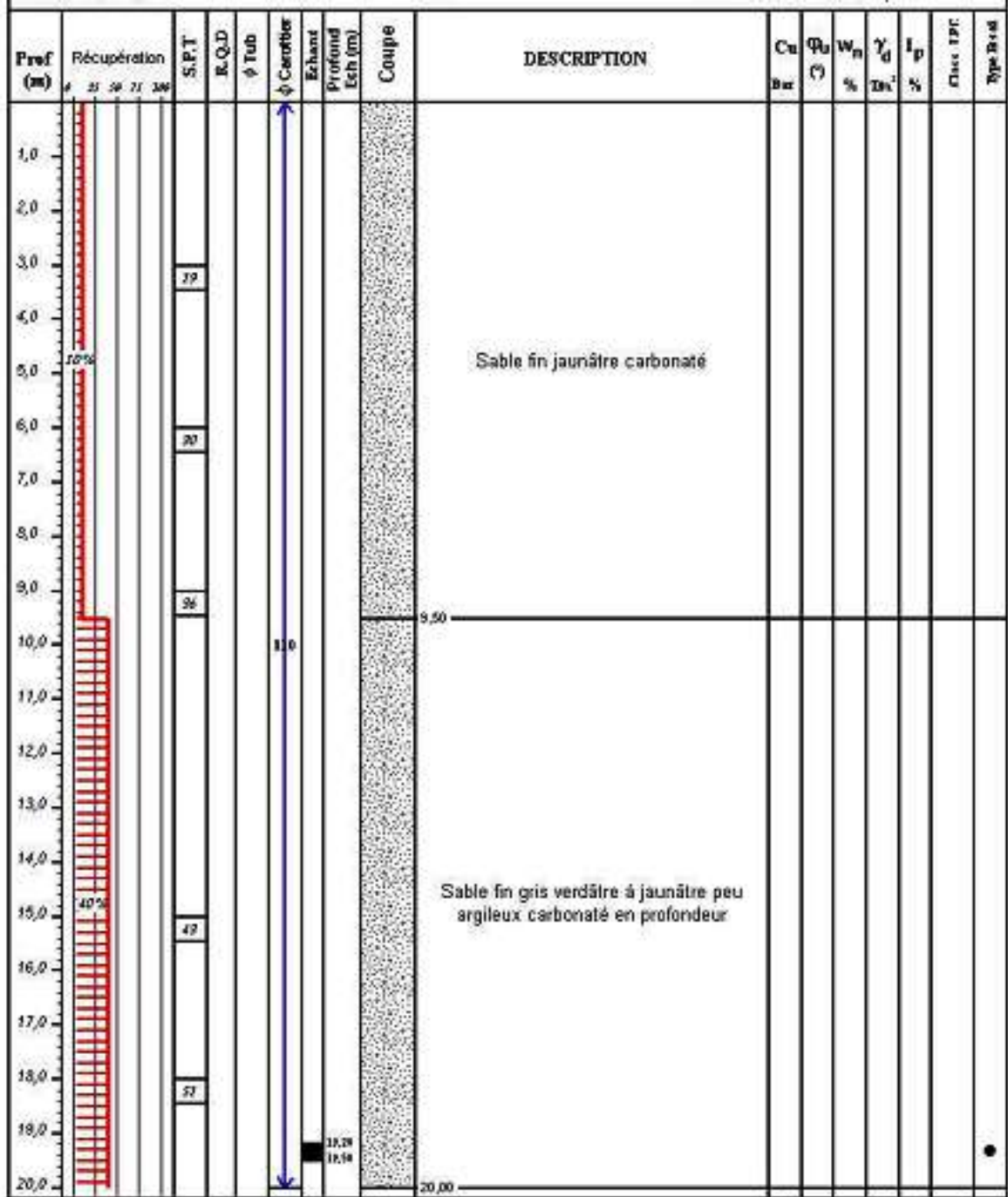


Figure A.4.1 : Sondage N°01

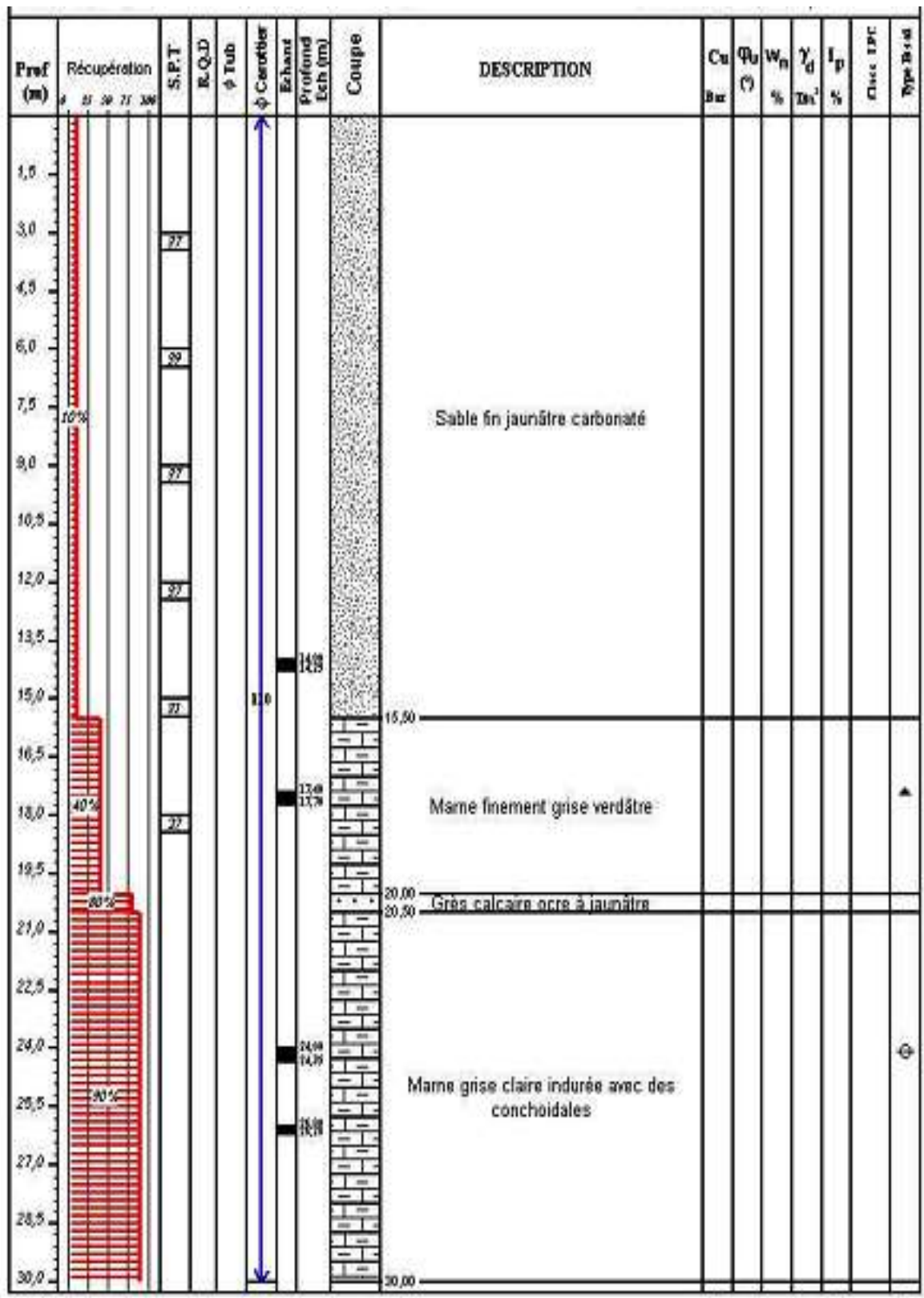


Figure A.4.2 : Sondage N°02

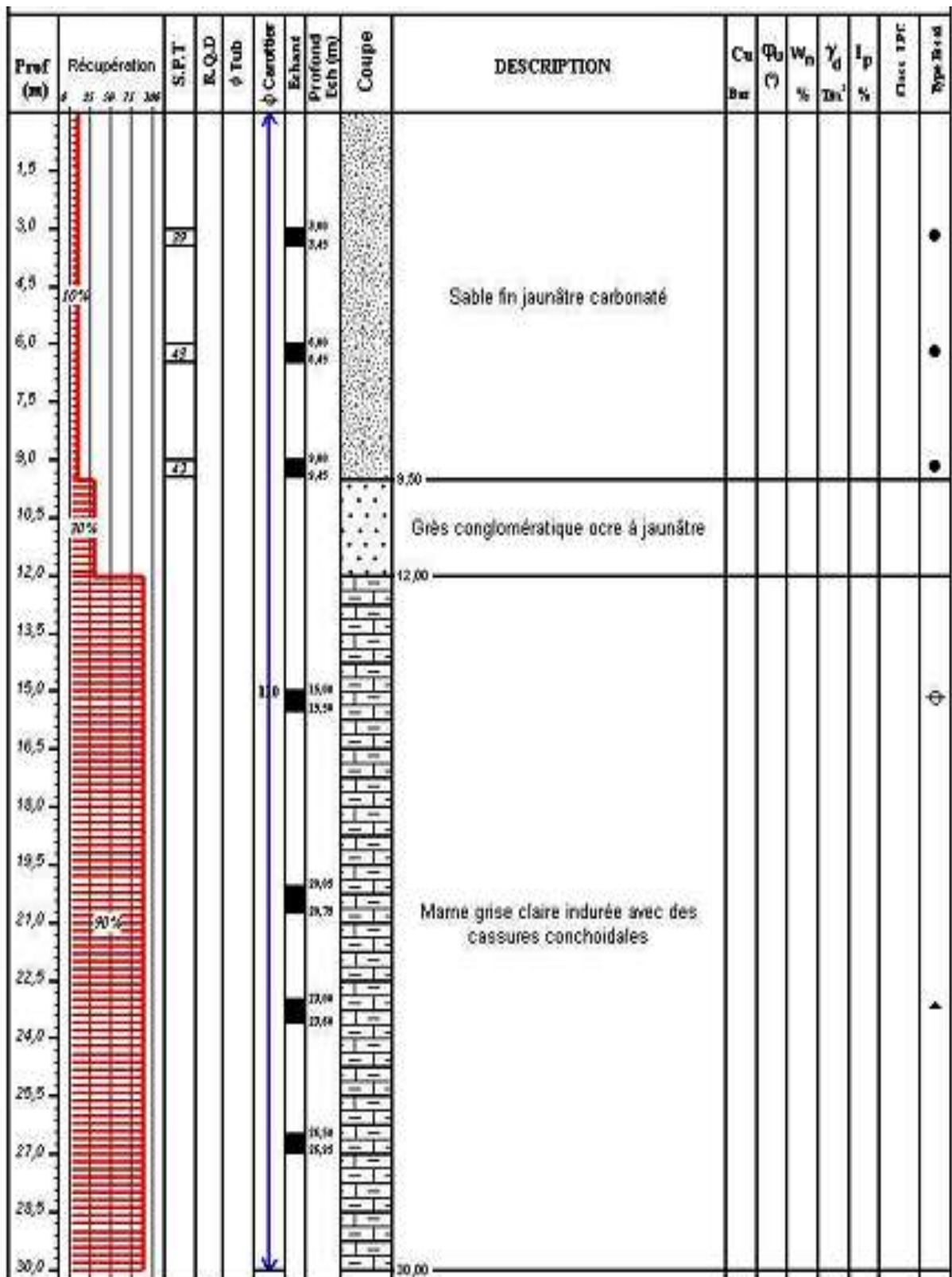


Figure A.4.3 : Sondage N°04

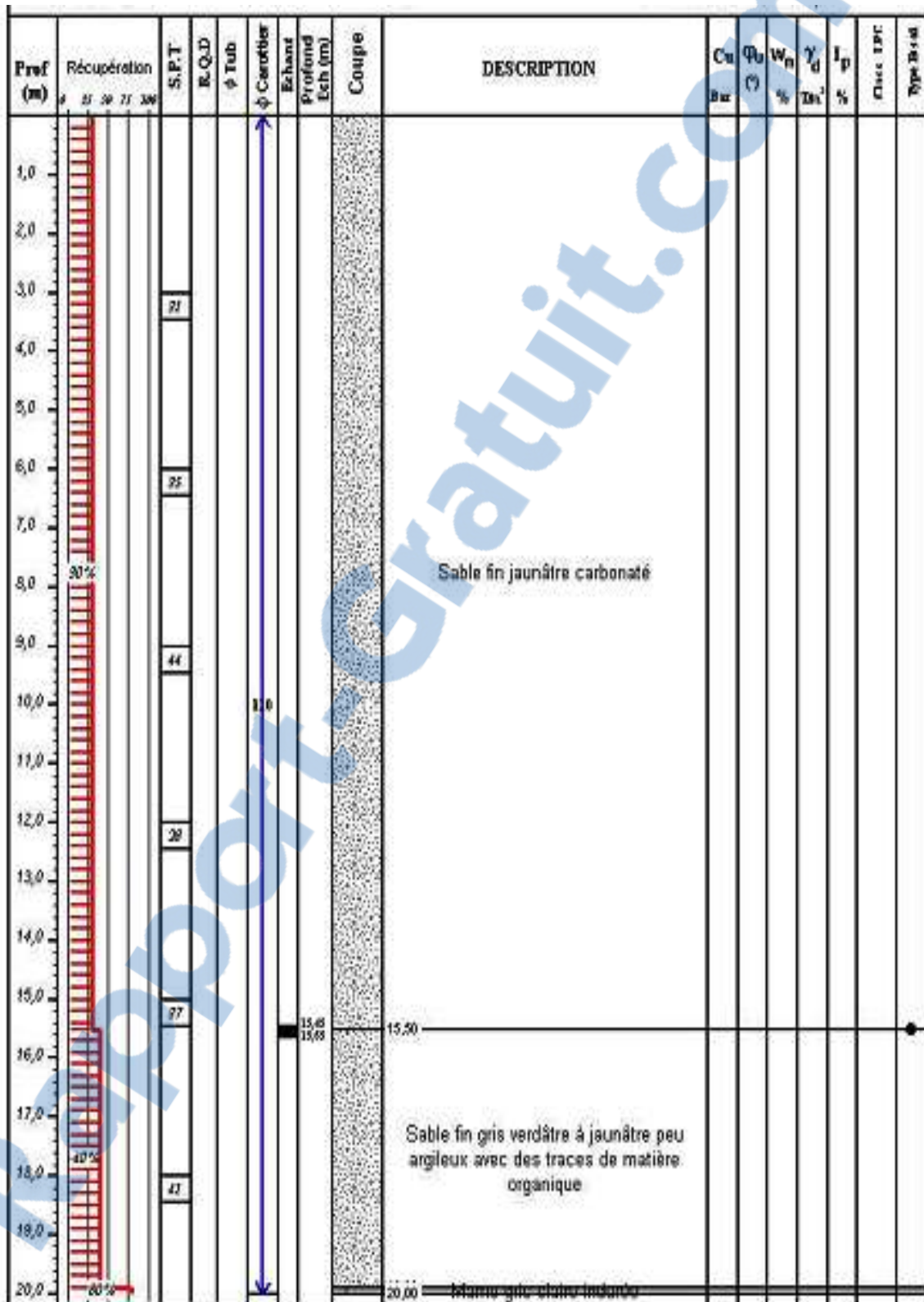


Figure A.4.4 : Sondage N°06

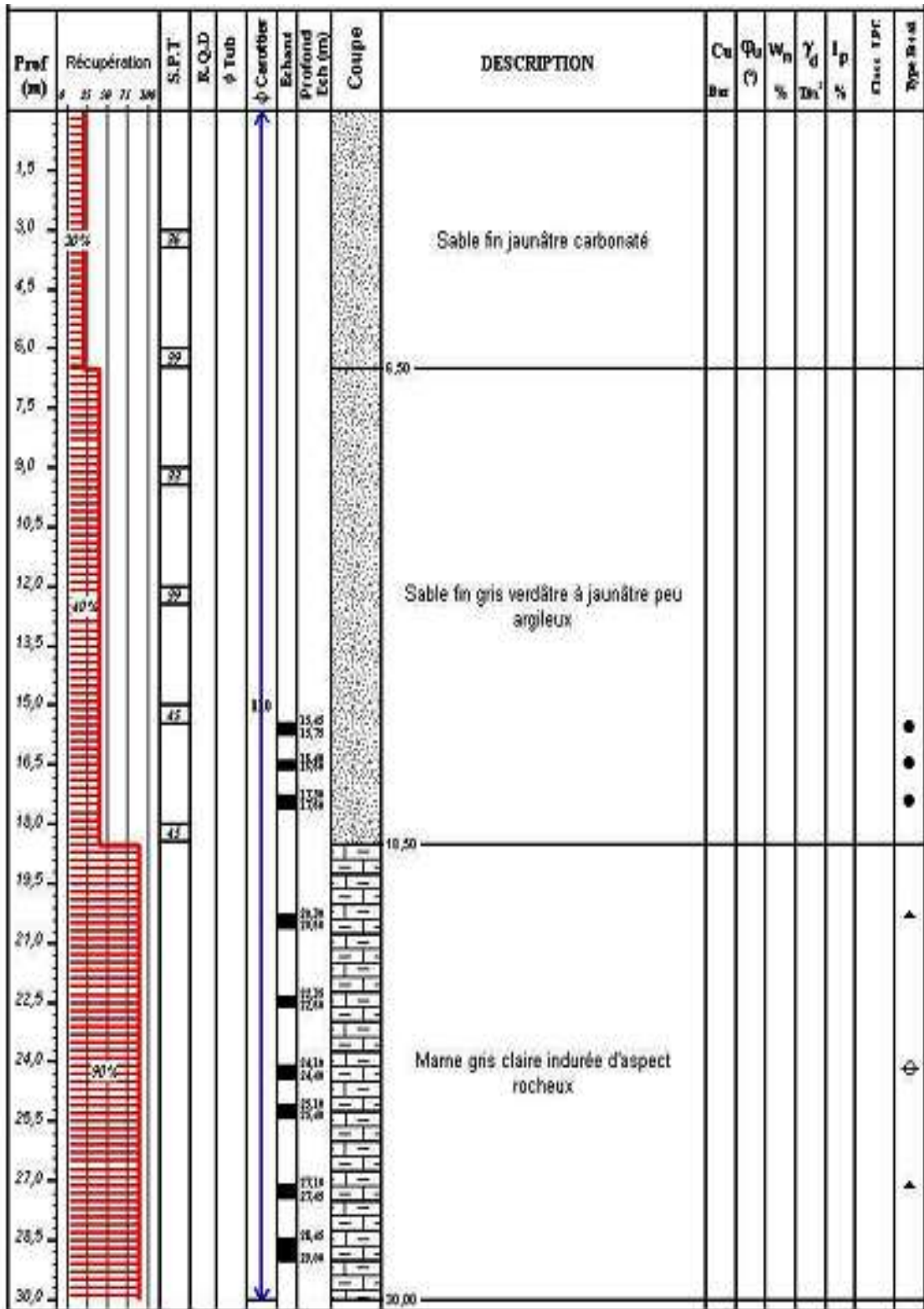


Figure A.4.5 : Sondage N°08

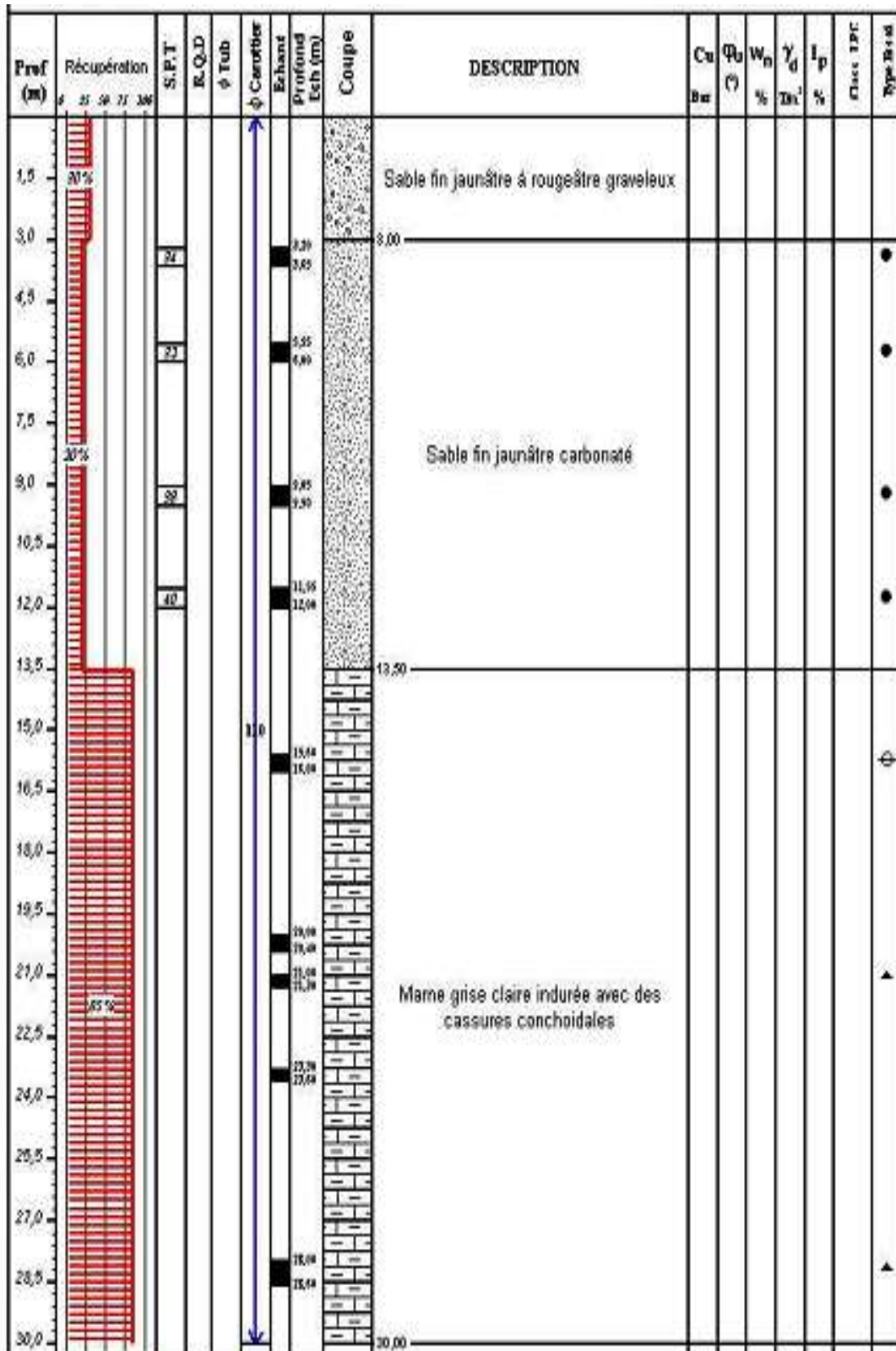


Figure A.4.6 : Sondage N°10

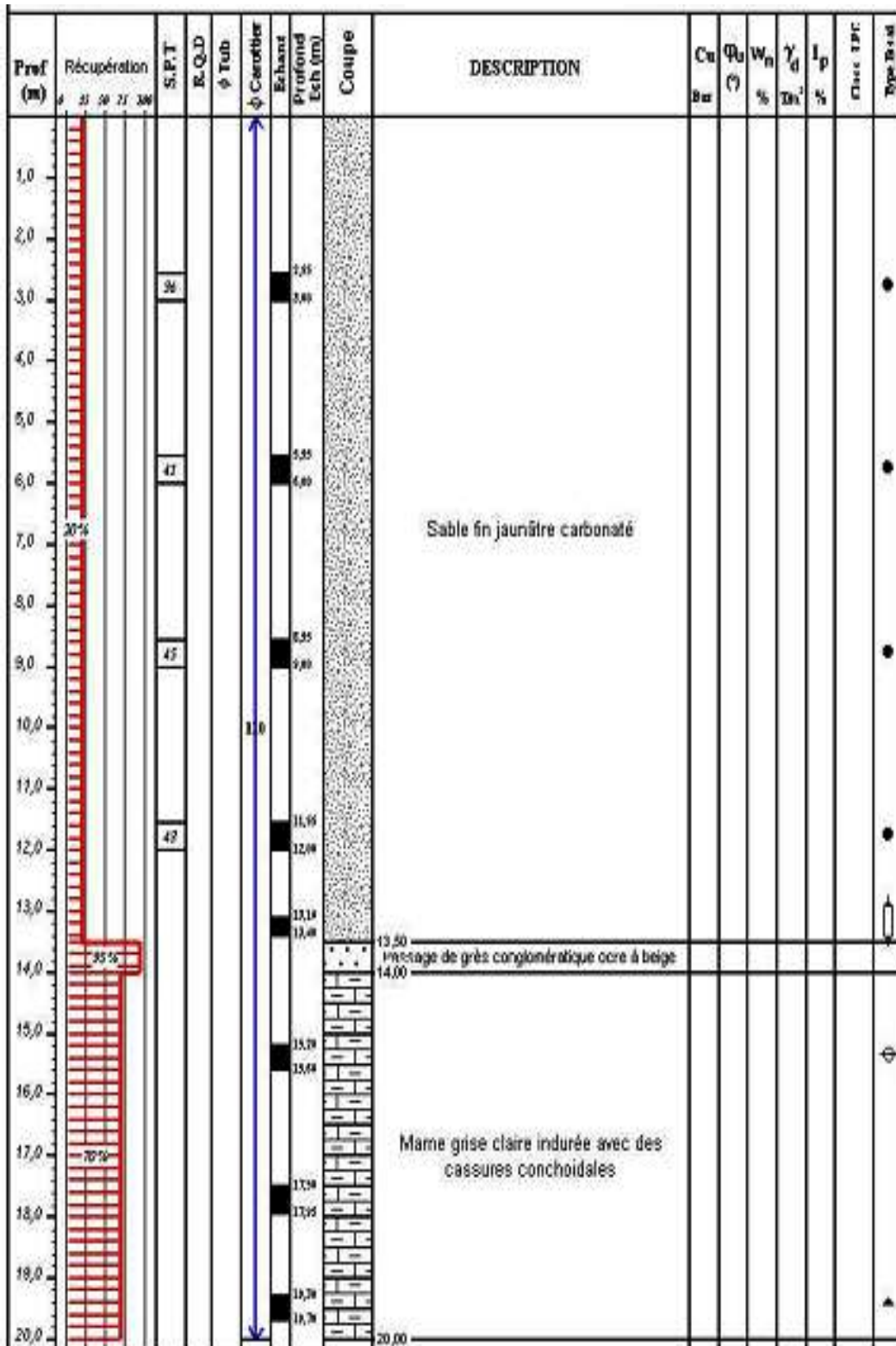


Figure A.4.7 : Sondage N°11