



Etude comparative des méthodes d'évaluation de la liquéfaction à partir des essais SPT et CPT

Muhsin Elie Rahhal et Dona Zakhem

Ecole Supérieure d'Ingénieurs de Beyrouth ESIB – Université Saint Joseph, Beyrouth, LIBAN

ABSTRACT

This paper analyses the evaluation of the liquefaction potential based on in situ CPT and SPT tests. The four studied methods are those recommended by the NCEER and those proposed by Boulanger and Idriss (2004). The case study is a site next to the town of Doha in Qatar. Hundreds of CPT and SPT have been carried out at this site where the foundation soil is calcareous sand, this kind of soil being not commonly considered in the literature. Correlations between tests have been established. As far as factors of safety against liquefaction are concerned, the results are very close in general, and correspond to the geological and geotechnical soil profile. Analysis shows that the CPT Boulanger and Idriss method is the most conservative. Moreover, it has been possible to determine linear relations between factors of safety calculated using the four methods.

RÉSUMÉ

Cet article traite l'évaluation du potentiel de liquéfaction des sols à partir des essais in situ CPT et SPT. Les quatre méthodes étudiées sont celles recommandées par le NCEER et celles proposées par Boulanger et Idriss (2004). Le cas d'un site proche de la ville de Doha au Qatar est investigué. Des centaines d'essais CPT et SPT ont été réalisés sur ce site dont le sol de fondation est formé de sable calcaire, ce genre de sable n'étant pas communément abordé dans la littérature. Des corrélations ont été faites entre les essais. En termes de facteur de sécurité contre la liquéfaction, les résultats obtenus demeurent en général très proches, et correspondent au profil géologique et géotechnique du sol. L'analyse a aussi montré que la méthode de Boulanger et Idriss pour les CPT est la plus conservatrice. De plus, il a été possible de déterminer des relations linéaires entre les facteurs de sécurité obtenus par les quatre méthodes.

1 INTRODUCTION

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 lesquels 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. Lorsque le sol est fin ou contient des particules fines, une cohésion ou adhésion tend à se développer entre ces particules, les empêchant ainsi de se séparer. En conséquence, les sables contenant une certaine fraction fine révèlent une meilleure résistance à la liquéfaction que les sables propres. Durant une longue période, les sols fins ont été considérés comme non-liquéfiés, ou à faible potentiel de liquéfaction. Cependant, en 1999, deux grands séismes ont dramatiquement contredit cette idée : Le séisme de Kocaeli dans la ville d'Adapazari en Turquie, et celui de Chi-Chi dans les villes de Wu Feng, Yuang Lin, et Nanton en Taiwan. Dans ces villes, des dégâts significatifs dus à la liquéfaction, tels le tassement excessif et/ou la perte partielle ou totale de la capacité portante des structures à fondations superficielles, se sont produits dans des sites où les sols révèlent une cohésion considérable. Quant aux sols graveleux, ceux-ci sont généralement beaucoup plus perméables que les sols sableux, et donc peuvent rapidement dissiper les

pressions interstitielles excessives générées par un chargement cyclique.

Les conséquences de la liquéfaction peuvent être très sévères, on cite notamment: Des tassements excessifs, dont l'ordre de grandeur peut atteindre 5% de l'épaisseur de la couche liquéfiée. Les tassements sont parfois uniformes, mais dans la plupart des cas ils sont brusques et non-uniformes (les tassements différentiels). Il y a aussi la perte du support latéral, comme par exemple le cas de pieux qui s'étendent jusqu'à la couche de sol liquéfiée, la perte de la capacité portante, la flottaison des ouvrages souterrains, et enfin le mouvement latéral excessif.

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

Cet article présente une analyse de différentes méthodes d'évaluation du potentiel de liquéfaction basées sur les essais in situ comme le SPT et le CPT. Le site étudié se trouve au Qatar dans la région du golfe persique où d'énormes projets de Génie Civil sont

réalisés à l'heure actuelle, ce qui met en valeur les résultats obtenus par la présente étude. L'analyse de la grande banque de données de CPT et SPT existante permet d'aboutir à des conclusions intéressantes tant en ce qui a trait à l'analyse comparative des méthodes qu'à la compréhension du comportement des sols sous sollicitations sismiques.

2 LES NOTIONS DE BASE POUR L'EVALUATION DU POTENTIEL DE LIQUEFACTION

2.1 Les Contraintes engendrées par un Séisme - CSR

Seed et Idriss (1971) ont proposé une approche simplifiée pour évaluer les contraintes engendrées par un séisme. Ils ont estimé que la contrainte de cisaillement maximale engendrée à une profondeur z est donnée par la formule suivante:

$$\tau_{\max} = \frac{a_{\max} \times r_d \times \sigma_v}{g} \quad [1]$$

avec a_{\max} étant l'accélération maximale du séisme donnée en fonction de l'accélération de la pesanteur g , σ_v étant la contrainte verticale à la profondeur z , et r_d étant un facteur de réduction de contraintes introduit pour tenir compte de la déformabilité de la colonne de sol située au-dessus du point considéré. La contrainte de cisaillement cyclique uniforme équivalente engendrée par un séisme est par suite donnée par:

$$\tau_{\text{cyclique}} = 0.65 \times \tau_{\max} \quad [2]$$

Par la suite, les contraintes de cisaillement cycliques uniformes sont normalisées par rapport à la contrainte effective verticale initiale σ'_{v0} . Ainsi, le taux de contraintes cycliques (Cyclic Stress Ratio) ou CSR est défini par la formule suivante:

$$\text{CSR}_{\text{chantier}} = \frac{\tau_{\text{cyclique}}}{\sigma'_{v0}} = \frac{0.65 \times a_{\max} \times r_d \times \sigma_v}{g \times \sigma'_{v0}} \quad [3]$$

Ishihara (1993) a décrit les méthodes d'estimation du coefficient r_d . Au début, Seed et Idriss (1971) ont proposé une variation du coefficient r_d en fonction de la profondeur. Juang et al. (2000) ont adopté les formules linéaires suivantes de r_d pour les emplois usuels et les projets non-critiques:

$$r_d = 1 - 0,00765 z(m) \quad z \leq 9.15 \text{ m} \quad [4]$$

$$r_d = 1 - 0,0267 z(m) \quad 9.15 < z \leq 23 \text{ m} \quad [5]$$

Plus tard, Idriss et Boulanger (2004), ont proposé de relier r_d à la profondeur z exprimée en mètres, et à la magnitude de moment du séisme; ces relations sont appropriées pour une profondeur $z < 34$ mètres:

$$\ln(r_d) = \alpha(z) + \beta(z)M \quad [6]$$

$$\alpha(z) = -1.012 - 1.126 \sin\left(\frac{z}{11.73} + 5.133\right) \quad [7]$$

$$\beta(z) = 0.106 + 0.118 \sin\left(\frac{z}{11.28} + 5.142\right) \quad [8]$$

2.2 La Résistance à la Liquéfaction - CRR

D'autre part, le taux de résistance à la liquéfaction (Cyclic Resistance Ratio), ou CRR, est défini comme le CSR qui cause la liquéfaction. Plusieurs méthodes ont été développées afin de déterminer le CRR. Elles peuvent être groupées en deux catégories: Les méthodes basées sur les essais de laboratoire, et les méthodes basées sur les essais in situ.

Les essais de laboratoires, notamment l'essai de cisaillement cyclique et l'essai triaxial cyclique présentent l'inconvénient primordial du remaniement des échantillons. En effet, il est difficile de prélever des échantillons intacts qui reproduisent exactement les conditions gouvernant in situ, problème devenant plus compliqué en présence d'une nappe phréatique. Les techniques de prélèvement d'échantillons intacts, tels le tubage ou le gel sous la nappe phréatique, s'avèrent compliquées et onéreuses en même temps.

Concernant les essais in situ, les SPT (Essai de pénétration standard, ou standard penetration test), et CPT (Essai de pénétration au cône, ou Cone penetration test) sont parmi les essais les plus employés dans l'évaluation du CRR. Le CRR peut être déterminé par deux approches: Premièrement, corréler les valeurs de l'indice N (nombre de coups au SPT) ou q_c (résistance en pointe du CPT) avec l'histoire de contraintes du sol pour savoir s'il a subi une liquéfaction ou pas; N ou q_c en fonction de CSR permet d'identifier la limite (CRR) entre les échantillons qui ont subi une liquéfaction et ceux qui ne l'ont pas. Deuxièmement, déterminer CRR à partir d'essais de laboratoire et les corréler avec N ou q_c .

Les résultats d'une analyse traditionnelle du potentiel de liquéfaction s'appuyant sur les procédures simplifiées sont généralement présentés sous forme de coefficient de sécurité, F_s , défini comme le rapport de CRR / CSR. En théorie, la liquéfaction est prévue de se produire lorsqu'un coefficient de sécurité $F_s \leq 1$ est obtenu. Cette approche, basée sur la notion de coefficient de sécurité, est désignée comme la méthode déterministe.

Pendant, dû aux incertitudes du modèle et des paramètres utilisés, un coefficient de sécurité $F_s > 1$ obtenu par l'approche déterministe ne correspond pas toujours à la non-liquéfaction. Il en est de même pour un $F_s \leq 1$. Récemment, les efforts croissent dans une tentative de quantifier le degré d'incertitude dans les calculs précédents et d'évaluer le potentiel de liquéfaction en terme de probabilité de liquéfaction. Cette approche est désignée bien entendu comme l'approche probabiliste.

2.3 Les Essais SPT et CPT

Le SPT est un essai in-situ qui présente une procédure simple caractérisée par la facilité et la rapidité d'exécution. Cet essai fournit des échantillons représentatifs qui permettent d'effectuer d'autres essais au laboratoire. Il est capable de pénétrer dans les couches de sol dense, les graviers, et les remblais. De plus, de nombreux cas historiques de liquéfaction durant les séismes sont documentés à partir des valeurs SPT.

Toutefois, le SPT présente aussi quelques désavantages. Il ne fournit pas des lectures continues, l'intervalle des essais étant de l'ordre de 0,5m au minimum. Ainsi, la présence de couches de faible épaisseur peut ne pas être détectée. Enfin, les valeurs SPT sont fonction de la taille des particules du sol, de l'âge et de l'histoire de contraintes du dépôt, en plus de la pression de confinement et de la densité relative.

Concernant le CPT, celui-ci présente quelques avantages comparativement au SPT. Le CPT permet d'effectuer des mesures continues de la résistance de pointe, de la friction sur le manchon, et de la pression interstitielle, contrairement au SPT, qui ne permet qu'une mesure non-continue de la résistance de pénétration. Des inclinomètres peuvent être introduits dans les forages afin de contrôler la déflexion du CPT. De plus, l'avantage principal que présente le CPT par rapport au SPT se concrétise par sa capacité à détecter les couches minces de sol lâche puisqu'il fournit des lectures continues avec la profondeur. Comme pour le SPT, de nombreux cas historiques de liquéfaction durant les séismes sont disponibles avec des valeurs CPT. Cependant, il faut noter que le CPT ne permet pas l'obtention d'échantillons, qu'il donne des résultats non fiables dans les sols graveleux et les tills d'origine glacière qui risquent d'endommager le pénétromètre, et que sa mobilisation nécessite une plateforme spéciale impliquant des coûts plus élevés.

2.4 Les Corrections

Les principales corrections affectant la résistance à la liquéfaction normalisée CRR se divisent en quatre catégories: Les corrections pour les couches minces, pour la magnitude du séisme, pour la surcharge et la contrainte de cisaillement statique, et enfin pour le pourcentage des fines.

Dans un essai CPT, la résistance de pointe peut être affectée par la présence de couches plus molles de part et d'autre de la couche liquéfiable, d'où la nécessité de corriger les valeurs de résistance de pointe q_c mesurées dans de telles couches minces.

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

CSR requis pour causer la liquéfaction et le nombre de cycles de contraintes uniformes. Pour des magnitudes de séisme inférieures à 7,5, la limite supérieure des valeurs de MSF recommandées par Youd et Idriss (2001) est donnée par la formule suivante:

$$MSF = \left(\frac{M}{7,5} \right)^{-2,56} \quad [9]$$

Idriss et Boulanger (2004), après l'examen de toutes les relations, ont adopté celle explicitée par l'équation 10. Lorsqu'utilisée en combinaison avec les formules qui relient r_d à z et à la magnitude M (Equations [6], [7], [8]) et non uniquement à la profondeur, elle fournira des résultats plus conservateurs, surtout dans le cas des faibles profondeurs:

$$MSF = 6.9 \exp\left(\frac{-M}{4}\right) - 0.058 \leq 1.8 \quad [10]$$

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

$$CRR_{\alpha, \sigma} = CRR_{\alpha=0, \sigma'_{v0} < 100 kPa} \times K_{\alpha} \times K_{\sigma} \quad [11]$$

$$\alpha = \frac{\tau_{\text{horizontal-statique}}}{\sigma_{v0}} \quad [12]$$

K_{α} et K_{σ} étant respectivement des coefficients de correction qui tiennent compte de la contrainte de cisaillement initiale et de la contrainte verticale effective. Ces coefficients varient selon le type du sol et doivent être déterminés pour chaque site lorsque c'est possible. Les évaluations de K_{α} ont été discutées par Rahhal et Lefebvre (2001). Ultérieurement, Boulanger et Idriss (2004) ont à leur tour révisé les valeurs de K_{α} et K_{σ} .

Bien entendu, le CRR augmente avec la teneur en fines. L'usage pratique a consisté à considérer une augmentation de N ou q_c , ΔN ou Δq_c , pour tenir compte de l'amélioration de la résistance à la liquéfaction avec la teneur en fines, ou bien de majorer CRR par un facteur qui dépend des caractéristiques de plasticité du sol. Cependant, il est nécessaire de distinguer entre les sols à comportement granulaire pour lesquels ce genre de correction est applicable, et ceux à comportement argileux pour lesquels des critères spécifiques propices doivent être considérés.

2.5 Normalisation N et q_c

Généralement, les résistances à la pénétration N et q_c sont normalisées pour une pression équivalente σ'_{v0} de 100 kPa, et ce afin d'obtenir des valeurs reliées uniquement à la densité relative du sable, indépendamment de la profondeur. Les valeurs normalisées de N_{60} et q_c sont désignées respectivement par $(N_1)_{60}$ et q_{c1} . De plus, une correction additionnelle est suggérée pour les valeurs de q_{c1} afin d'obtenir des valeurs adimensionnelles. Cette correction consiste à normaliser la valeur de q_{c1} par rapport à une pression de référence de 100 kPa. La valeur q_{c1N} est ainsi obtenue. Robertson et Wride (1998) ont proposé de calculer la résistance de pointe équivalente à un sable propre (clean sand) par $(q_{c1N})_{cs}$. Plus récemment encore, les courbes de CRR en fonctions de $(q_{c1N})_{cs}$ ont été revues par Idriss et Boulanger (2004).

3 LA METHODOLOGIE UTILISEE ET LE CAS ETUDIE

Dans cette étude, quatre méthodes ont été analysées en les appliquant sur un site au Qatar dans le golfe persique. Les deux premières méthodes ont été adoptées par le NCEER (Youd et al. 2001): c'est la méthode CPT de Robertson et Wride (1998) et la méthode SPT de Youd et al. (1997). Les deux autres méthodes SPT et CPT ont été étudiées par Boulanger et Idriss (2004). Les calculs suivant les quatre méthodes précitées ont été effectués en supposant l'absence de contrainte de cisaillement statique initiale (donc $K\alpha = 1$). Dans le cas où les valeurs de N ne sont pas obtenues par des essais SPT sur site, celles-ci seront corrélées à partir des valeurs de q_c .

Le site étudié constitue une partie d'une zone destinée à constituer l'emplacement de complexes résidentiels et industriels. Cette zone est située sur la côte du golfe persique, au Nord de la ville de Doha au Qatar. Les travaux consistent à remblayer la côte dans la zone en question, moyennant les matériaux disponibles à partir des travaux de dragage voisins. Les matériaux remblayés sont compactés par la méthode dynamique (passages répétitifs), qui consiste à faire passer un compacteur de 25 tonnes à plusieurs reprises après la mise en place du remblai. Le site a été investigué par des sondages carottés pour lesquels des essais SPT et des essais d'identification au laboratoire ont été effectués, ainsi que par des essais CPT. Un total de 6 sondages et de 18 forages CPT sont examinés. Les mesures sont reprises dans 4 des forages CPT après 6, 12, et 30 passages du compacteur. Un total de 8417 valeurs CPT ont été mesurées pour différentes profondeurs.

3.1 Géologie de la Région

La péninsule de Qatar fait partie, du point de vue géologique, du bassin du Golfe persique. Ce bassin s'étend du Plateau Arabe à l'Est, jusqu'au pli de Zagros en Iran, sur une largeur de 1200 km. Les formations de la péninsule de Qatar sont toutes d'âge Tertiaire à Quaternaire. La surface de la région de Doha est généralement constituée de dépôts superficiels d'âges

Holocène et Pléistocène, formés de sables et limons éoliens. Les formations tertiaires majeures sous-jacentes sont divisées en: Calcaires Simsima (Formation de Dammam Supérieure); argilite de Midra (Formation de Dammam Inférieure), et enfin la formation de Rus.

La majorité des terrains de Qatar consiste d'un horizon calcaire uniforme d'âge Eocène Moyen, le calcaire Simsima, qui fait partie de la formation de Dammam supérieure. Les calcaires de cette formation sont de résistance médiocre à moyenne, et occasionnellement résistante. On rencontre souvent dans cette formation de fines bandes ou lentilles de roche limoneuse carbonatée et de marne, des vides interconnectés et cavités remplis de limon, marne, calcite, ou gypse.

L'argilite de Midra fait partie de la formation de Dammam Inférieure, d'âge Eocène Moyen. Elle consiste d'argilite laminée, brunâtre/jaunâtre et occasionnellement verdâtre. Ces argilites contiennent des bancs discontinus et minces de calcaires beiges crayeux à cristallins. Des fossiles de dents de requin sont rencontrés dans cette formation.

La formation de Rus, surmontée par les argilites de Midra, est d'âge Eocène Inférieur. Elle est généralement constituée de calcaire dolomitique crayeux mou. Des intercalations minces d'argile verdâtre et brunâtre sont occasionnellement rencontrées.

3.2 Contexte Géologique et Géotechnique du Site

Les sondages carottés sont consistants avec la géologie régionale de Doha. On observe une couche superficielle de sable limoneux dense, fin à grossier, et contenant des coquilles et des fragments grossiers de graviers de calcarénite. L'épaisseur approximative de cette couche est de 3,5m. Cette couche est surtout constituée de matériaux importés durant les travaux de remblayage faisant partie des activités en cours. Cette couche recouvre dans la plupart des sondages une couche mince de calcarénite très à moyennement tendre, dont l'épaisseur, lorsque cette couche existe, varie entre 0,3 et 1m au maximum. Elle est caractérisée par la présence de vides de dimension atteignant 150mm, et de fractures horizontales à subhorizontales étroitement espacés, et est rencontrée surtout au Nord du site. Après cette couche ou directement après la première couche, on retrouve du sable limoneux lâche, fin à grossier, contenant de coquilles, et d'épaisseur de l'ordre de 3-4m. Le substrat rocheux suit. Il est constitué de calcaire conglomératique, moyennement à fortement altéré, surmontant de la calcisiltite, et généralement tendre à moyennement tendre. Il est caractérisé par un état fracturé. Les niveaux d'eau mesurés durant les travaux de forage indiquent la présence de la nappe souterraine à une profondeur de 2-3m approximativement.

Il faut noter que la particularité de ce site réside dans la nature de sa couverture sableuse. En effet, contrairement à la majorité de sables rencontrés et qui sont constitués de silice, les sables en question sont calcaireux, vu leur origine attribuée au calcaire sous-jacent. D'autre part, le sable calcaireux qui se fragmente plus facilement, présente une moins bonne résistance à la pénétration et à l'écrasement que le sable siliceux. Les

caractéristiques de résistance de cette couverture sableuse, ainsi que son comportement avant et après compactage doivent donc être examinés avec précaution.

3.3 Séismicité de la Région

Le Golfe Arabe est situé dans la zone d'une collision majeure, la ceinture Alpine-Himalayenne. Le mouvement graduel de la plaque tectonique du Plateau Arabe vers la plaque Eurasienne résulte en une compression de la croûte terrestre entre eux. Ce mouvement est de l'ordre de 20mm par an actuellement. La compression affecte principalement l'Iran, sous forme de subduction de la plaque Arabe sous la plaque Eurasienne à des profondeurs supérieures à 50 km, ou bien sous forme de compression superficielle affectant la croûte jusqu'à 50 km de profondeur, se manifestant par des plissements et des failles (zone plissée de Zagros).

En se dirigeant vers le Sud de cette région, la séismicité devient plus faible. Le Plateau Arabe est considéré comme stable tectoniquement, et il est généralement présumé qu'aucune activité sismique majeure ne s'est produite dans les dernières 10 millions années au Sud. L'activité sismique intra-plaque extrêmement faible reflète un doux pli dans la plaque Arabe. En résumé, dans le Golfe Arabe, l'activité sismique augmente en s'approchant de la zone plissée active de Zagros en Iran.

Une étude a été menée afin d'évaluer l'aléa sismique dans deux régions du Qatar, Ras Laffan au Nord-est et Umm Said au Sud-est, en tenant compte des différentes sources possibles et en appliquant des équations d'atténuation convenables, les résultats suivants ont été obtenus: La magnitude de séisme maximal le plus probable est de 6,0 à 6,5. Pour la zone d'Umm Said, des accélérations de 0,02g et de 0,07g correspondant respectivement au séisme de base d'opération (période de retour de 500 ans) et au séisme maximal de dimensionnement (période de retour de 10000 ans) sont calculées. Pour la zone de Ras Laffan, des accélérations de 0,06g et de 0,21g correspondant respectivement au séisme de base d'opération (période de retour de 500 ans) et au séisme maximal de dimensionnement (période de retour de 10000 ans) sont calculées.

D'autre part, une évaluation de l'effet du séisme qui a frappé l'Ouest de l'Iran le 31 Mars 2006, effectuée par le USGS confirme ces résultats, où elle indique des accélérations maximales allant de 0,02-0,04g au Sud jusqu'à 0,08-0,16 g au Nord du Qatar.

La ville de Doha, et donc le site étudié étant situé à l'Est et au milieu du Qatar, une accélération maximale de 0,15g est suggérée pour le calcul. La magnitude maximale de 6,5 est aussi considérée.

4 ANALYSE ET DISCUSSION

Les quatre méthodes de calcul présentées dans la section précédente sont utilisées pour les profils de CPT disponibles. A titre illustratif, la Figure 1 présente un profil CPT représentatif du sol étudié, c'est le profil CPT311 tel que mesuré in situ. La Figure 2 présente les valeurs corrigées du CPT311 en termes de q_{C1N} et $(q_{C1N})_{CS}$.

Evidemment ces corrections sont faites suivant les deux méthodes CPT (1998 et 2004) étudiées. Enfin, la Figure 3 donne le profil du SPT N_{60} déduit par calcul à partir du profil CPT311 pour le même endroit. Les corrections montrées $(N_1)_{60}$ et $(N_1)_{60,CS}$ sur la Figure 3 proviennent aussi des méthodes de calcul SPT (1997 et 2004) étudiées dans ce travail. Pour le cas illustré, les résultats des calculs du facteur de sécurité F_s , effectués suivant les quatre méthodes sont donnés dans la Figure 4. La Figure 5 présente le profil du SPT N_{60} tel que mesuré in situ au même endroit, les points de mesure du SPT dans le sondage carotté sont joints pour montrer la tendance: c'est le profil P4-03. La Figure 6 de son côté présente les résultats de calcul du Facteur de sécurité obtenu suivant les deux méthodes SPT.

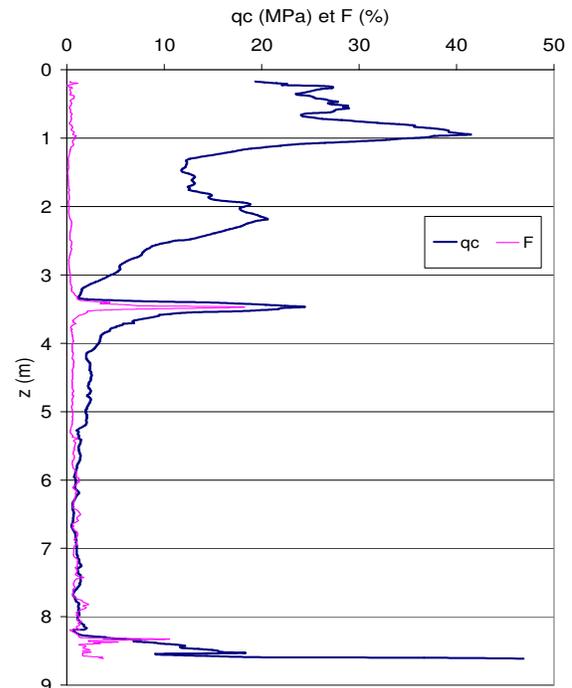


Figure 1. Profil CPT-311 typique obtenu au Site du Qatar

On remarque que les facteurs de sécurité calculés par les différentes méthodes indiquent un risque de liquéfaction pour la couche de calcarénite, située autour de la profondeur de 3m, ainsi que pour les sables situés au-dessous. De même, les facteurs de sécurité calculés à partir des sondages indiquent des valeurs inférieures à l'unité pour cette couche et celle de sable sous-jacent. Ces résultats indiquent que le site est prône à manifester des phénomènes de liquéfaction entre les profondeurs de 3 et 7m approximativement, dans le cas où un séisme de magnitude 6,5 et caractérisé par une accélération maximale de 0,15g affecte la région.

Comme les montrent les résultats, les profils CPT et SPT dévoilent une analogie, et mettent en relief la couche de calcarénite tendre située à 3m de profondeur approximativement. Ainsi, la tendance générale des facteurs de sécurité dérivant des essais CPT est bien en

accord avec celle des facteurs de sécurité calculés à partir des SPT effectués dans les sondages. Bien entendu, les profils CPT sont continus et permettent de détecter les variations avec des faibles épaisseurs, contrairement aux profils SPT qui fournissent des lectures à des intervalles de 1 à 1,5m.

En ce qui a trait au compactage, les résultats des CPT réalisés pour le sol dans l'état initial puis après chaque étape de compactage indique que le compactage n'affecte pas la résistance du sol (en terme de q_c et donc de CRR) au-delà de 2m de profondeur. Bien entendu la résistance du sol augmente avec l'énergie de compactage croissante, mais la profondeur d'influence du compacteur ne peut pas dépasser les 2m de profondeur.

En observant les résultats des calculs, on remarque que pour la majorité des forages CPT et des profondeurs, la méthode de calcul de Boulanger et Idriss (2004) pour les CPT est la plus conservatrice, fournissant les facteurs de sécurité les plus petits.

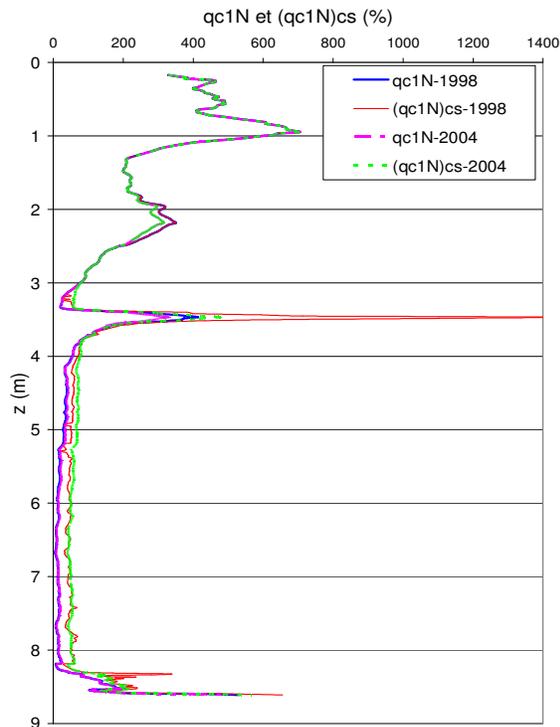


Figure 2. La résistance de pointe q_c corrigée selon les méthodes CPT-1998 et CPT-2004 pour le même profil CPT-311

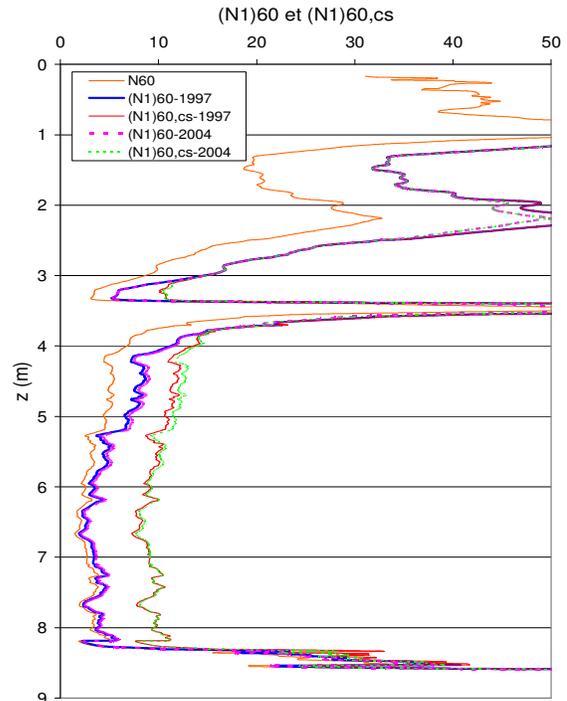


Figure 3. Le profil de $(N_1)_{60}$ et $(N_1)_{60cs}$ obtenu suivant les méthodes SPT-1997 et SPT-2004 pour le même profil CPT-311

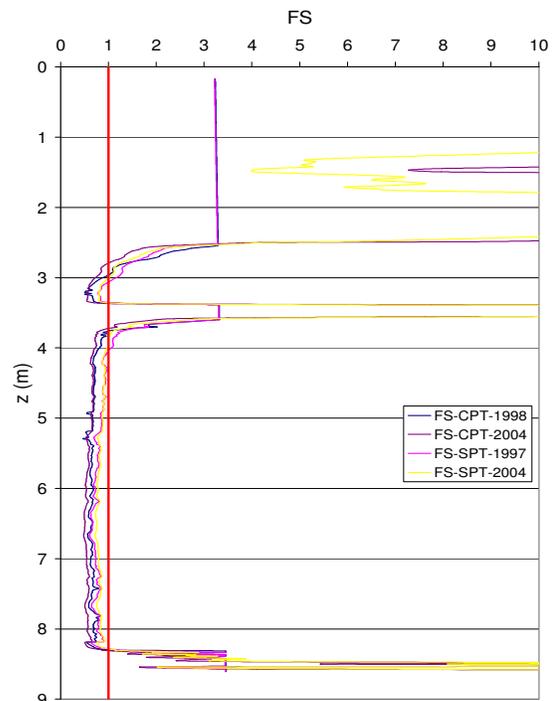


Figure 4. Le facteur de sécurité en fonction de la profondeur, pour le même site (CPT-311) et suivant 4 méthodes de calcul

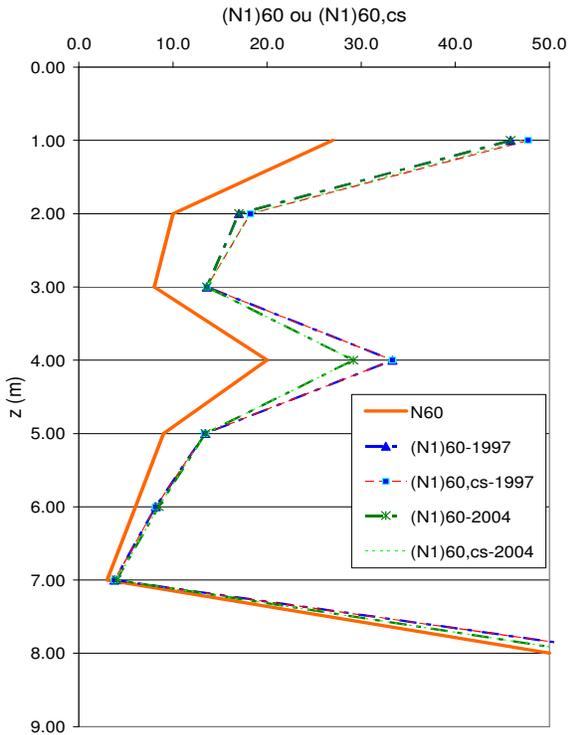


Figure 5. Les valeurs de N corrigées suivant les méthodes SPT-1997 et SPT-2004, pour le sondage P4-03

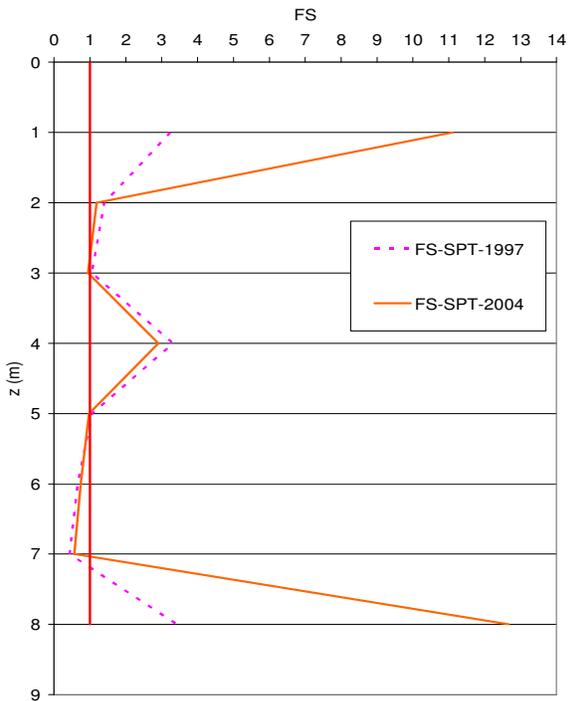


Figure 6. Le facteur de sécurité suivant les méthodes SPT-1997 et SPT-2004, pour le sondage P4-03

Il faut noter que tous les calculs sont effectués en négligeant la présence de contraintes de cisaillement initiales ($K_\alpha = 0$). Or dans le cas de présence de telles contraintes, les valeurs de CRR seront majorées pour des $(N_1)_{60,cs}$ supérieurs à 12, et minorées dans le cas contraire. Ceci implique que le facteur de sécurité pour les calcarénites et sables à plus de 3m de profondeur diminuera davantage, sachant qu'au-delà de cette profondeur les facteurs de sécurité calculés sont inférieurs à 1 et indiquant ainsi une zone liquéfiable, même dans l'absence de contraintes de cisaillement initiales.

La variation des facteurs de sécurité obtenus pour chaque méthode par rapport à ceux des autres méthodes est présentée dans la Figure 7. De plus, on a effectué une analyse de régression linéaire afin de déduire la tendance linéaire entre les divers facteurs de sécurité calculés. Cette analyse est basée sur la méthode des moindres carrés.

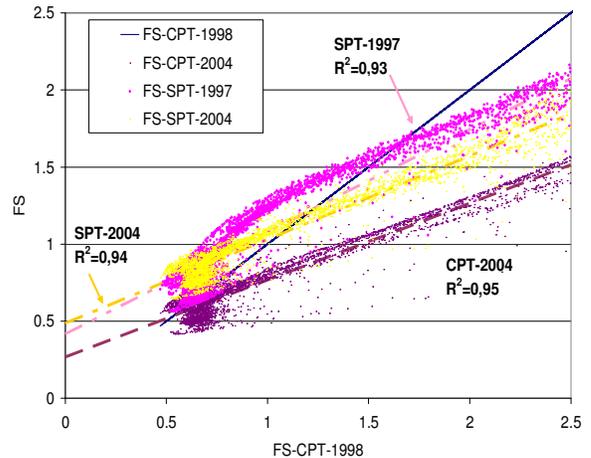


Figure 7. Exemple de relation (régression linéaire) entre les facteurs de sécurité obtenus suivant les différentes méthodes

L'analyse de régression, avec la Figure 7, montre que toutes les méthodes sont linéairement dépendantes, avec des valeurs R^2 (coefficient de détermination) variant entre 0,86 et 0,96. En général, les valeurs R^2 varient entre 0 et 1 et donnent une indication sur la dispersion des données originales par rapport à la courbe linéaire estimée. Cette courbe est la plus fiable lorsque R^2 est proche ou égal à 1. De plus, les valeurs R^2 obtenues pour les différents coefficients de sécurité indiquent que les régressions linéaires déduites représentent les valeurs expérimentales avec un haut degré de fiabilité. D'ailleurs, les valeurs de R^2 montrent que les facteurs de sécurité de Boulanger et Idriss pour les CPT et SPT (2004) sont les moins linéairement dépendantes ($R^2 = 0,86$). Aussi, elles indiquent que les facteurs de sécurité des méthodes CPT (Boulanger et Idriss, 2004, et Robertson et Wride, 1998) d'une part, et celles des méthodes SPT (Youd et al., 1997, et Boulanger et Idriss, 2004) d'autre part,

présentent des dépendances parfaitement linéaires ($R^2 = 0,95$ et $0,96$).

5 CONCLUSIONS

La liquéfaction étant l'une des séquelles d'un séisme, son étude s'avère d'une importance capitale. Dès lors, plusieurs méthodes ont été développées afin d'évaluer la résistance des sols à la liquéfaction. Dans le présent travail, la comparaison des méthodes de calcul adoptées par le NCEER en se basant sur le CPT (Robertson et Wride, 1998), et le SPT (Youd et al. 1997), et celles développées par Boulanger et Idriss en 2004 pour les CPT et SPT, a démontré que la méthode de Boulanger et Idriss pour les CPT est la plus conservatrice, en d'autres termes qu'elle fournirait les facteurs de sécurité les plus faibles. De plus, il a été possible de déduire une dépendance linéaire entre les facteurs de sécurité des différentes méthodes de calcul.

La présente étude effectuée par les auteurs constitue une base pour des développements ultérieurs dans le domaine de calcul du potentiel de liquéfaction. Ayant abouti à des résultats plus dispersés pour les méthodes de calcul basées sur le CPT, des études comparatives additionnelles concernant de sites variables seront indispensables pour conclure sur la convergence de ces méthodes. De plus, la consolidation de ces résultats, pour les méthodes SPT ainsi que CPT, par des essais de laboratoire, serait bien entendu intéressante. D'autre part, il serait bénéfique d'examiner encore plus judicieusement l'effet des fines sur la résistance à la liquéfaction des sols, thème qui est digne de créer un sujet de recherche à lui seul. Le travail est poursuivi par les auteurs et les résultats devraient être publiés bientôt.

REFERENCES

- Boulanger, R.W. and Idriss, I.M. 2004. Evaluating the Potential for Liquefaction or Cyclic Failure of Silts and Clays. *Report No. UCD/CGM-04/01, December 2004*. Center for Geotechnical Modeling— Department of Civil and Environmental Engineering— College of Engineering – University of California at Davis, USA.
- Idriss, I.M. and Boulanger, R.W. 2004. Semi-empirical Procedures for Evaluating Liquefaction Potential during Earthquakes. *Proceedings of the Joint 11th International Conference on Soil Dynamics & Earthquake Engineering (ICSDEE) and the 3rd International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering (ICEGE) – January 7 – 9, 2004, Berkeley, California, USA*. pp. 32-56.
- Ishihara, K. 1993. The Rankine Lecture – Liquefaction and Flow Failure during Earthquakes. *Géotechnique*, 43(3): 351-415.
- Juang, C.H., Chen, C.J., Jiang, T., and Andrus, R.D. 2000. Risk-based Liquefaction Potential Evaluation using Standard Penetration tests. *Canadian Geotechnical Journal*, 37(6): 1195-1208.
- Kramer, L.S. 1996. *Geotechnical Earthquake Engineering*, Prentice Hall, USA, 653 p.
- Rahhal, M.E., and Lefebvre, G. 2001. Understanding the Effect of Static Driving Shear Stress on the Liquefaction resistance of medium dense sand. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering Journal*, 8(5-8): 397-404.
- Robertson, P.K. and Wride, C.E. 1998. Evaluating Cyclic Liquefaction Potential using the Cone Penetration test. *Canadian Geotechnical Journal*, 35(3): 442-459.
- Seed, H.B. and Idriss, I.M. 1971. Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential. *Journal of Soil Mechanics and Foundations, ASCE*, 97(SM9): 1249-1273.
- Seed H.B. 1979. Soil Liquefaction and Cyclic Mobility Evaluation for Level Ground during Earthquakes. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 105(GT2), 201-255.
- Seed, H.B. and Idriss, I.M. 1982. Ground Motions and Soil Liquefaction during Earthquakes. *Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley, USA*, 134p.
- Seed, H.B., Tokimatsu, K., Harder, L. F., and Chung, R.M. 1985. Influence of SPT Procedures in Soil Liquefaction Resistance Evaluations. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 111(12). 1425-1445.
- Seed, R.B., Cetin, K.O., Moss, R.E.S., Kammerer, A.M., Wu, J., Pestana, J.M., and Riemer, M.F. 2001. Recent Advances in Soil Liquefaction Engineering and Seismic Site Response Evaluation. *Proc. 4th International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, San Diego, California, Paper SPL-2.
- Seed, R.B., Cetin, K.O., Moss, R.E.S., Kammerer, A.M., Wu, J., Pestana, J., Riemer, M., Sancio, R.B., Bray, J.D., Kayen, R.E., and Faris, A. 2003. Recent Advances in Soil Liquefaction Engineering: A Unified and Consistent Framework. *Keynote presentation, 26th Annual ASCE Los Angeles Geotechnical Spring Seminar*, Long Beach, CA, USA.
- Youd, T.L., Idriss, I.M., Andrus, R.D., Arango, I., Castro, G., Christian, J.T., Dobry, R., Finn, W.D.L., Harder, L.F. Jr., Hynes, M.E., Ishihara, K., Koester, J.P., Liao, S.S.C., Marcuson, W.F.III., Martin, G.R., Mitchell, J.K., Moriwaki, Y., Power, M.S., Robertson, P.K., Seed, R.B., and Stokoe, K.H.II. 1997. Summary Paper, *Proceedings, NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils*, NCEER-97-0022, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, Buffalo, N.Y.
- Youd, T.L., Idriss, I.M., Andrus, R.D., Arango, I., Castro, G., Christian, J.T., Dobry, R., Finn, W.D.L., Harder, L.F. Jr., Hynes, M.E., Ishihara, K., Koester, J.P., Liao, S.S.C., Marcuson, W.F.III., Martin, G.R., Mitchell, J.K., Moriwaki, Y., Power, M.S., Robertson, P.K., Seed, R.B. and Stokoe, K.H.II. 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 Engineering, ASCE*, 127(10): 817-833.