

QUELQUES CONSIDERATIONS PRATIQUES AUTOUR DE L'UTILISATION DE LA METHODE « NCEER » POUR L'ETUDE DU RISQUE DE LIQUEFACTION DES SOLS

SOME PRACTICAL CONSIDERATIONS ON THE « NCEER » METHOD FOR THE ANALYSIS OF SOIL LIQUEFACTION HAZARD

Manuel HOCDE¹, Fahd CUIRA¹, Françoise ROPERS¹

¹ TERRASOL, Paris, France

RÉSUMÉ – La procédure semi-empirique « NCEER » s'est imposée comme la référence internationale pour la quantification de l'aléa de liquéfaction des sols. Nous présentons ici une réflexion sur la conduite des études de liquéfaction par cette méthode vis-à-vis de son domaine de validité originel et dans le contexte normatif applicable en France. L'analyse se penche ensuite sur les indicateurs complémentaires permettant une analyse multicritères de l'aléa.

ABSTRACT – Semi empirical « NCEER » method has become the international reference in matters of liquefaction hazard quantification. We here present a reflection on its application nowadays in France regarding with the initial validity domain and the applicable normative context. We then focus on some complementary indicators that allow a multicriteria analysis of the liquefaction hazard.

1. Introduction

Les études sur l'aléa de liquéfaction des sols représentent un enjeu considérable auprès des maîtrises d'ouvrage. Face à leur demande croissante, les ingénieries géotechniques se trouvent confrontées à des difficultés de différents niveaux. Les premières sont d'ordre technique et liées à la complexité du point de vue phénoménologique d'un aléa certes bien connu des régions plus actives sismiquement mais auquel on est moins sensibilisés en France métropolitaine. Dans la pratique courante des études, le terme générique de « liquéfaction » semble ainsi recouvrir différents phénomènes affectant à la fois les sols pulvérulents et les argiles molles sollicités cycliquement qu'il convient pourtant de correctement distinguer dans le cadre des analyses quantitatives par les méthodes simplifiées. Dans l'attente de la publication des règlements parasismiques révisés du PS2020, les deuxième difficultés relèvent du cadre « législatif » existant (normes, guides de recommandations spécifiques) où l'on recense certaines ambiguïtés et/ou insuffisances. Il en résulte, malgré la systématisation du recours à des outils d'analyse communs, au premier lieu desquelles la méthode dite « NCEER » au centre des présentes réflexions, des divergences parfois sensibles entre analyses produites par différents organismes ou bureaux d'études.

A travers l'expérience quotidienne du géotechnicien, l'objectif est ici de mener une réflexion sur les points d'achoppement de l'application de la méthode « NCEER » (indépendamment de ses fondements) vis-à-vis de son domaine de validité originel et dans le contexte normatif applicable aujourd'hui en France. La réflexion est ensuite portée sur certains indicateurs complémentaires qui dépassent le cadre strict de la méthode apportant notamment un éclairage spatial et ouvrant ainsi la porte à des analyses multicritères.

2. Définition et organisation usuelle des études de liquéfaction

2.1 Définition

Le phénomène de liquéfaction est en toute rigueur représentatif d'une instabilité caractéristique des sables contractants (états lâche à très lâche), saturés, susceptibles de développer des surpressions interstitielles élevées en conditions non drainées à l'origine de leur perte de résistance (Canou et al., 2002). Dans certaines conditions, ce phénomène peut également se dérouler sous chargement monotone (liquéfaction statique). Sous sollicitation cycliques, des phénomènes distincts bien qu'également caractérisés par un comportement à volume constant ou pratiquement constant (matériaux saturés non drainés) peuvent affecter les sables dilatants (mobilité cyclique) et les argiles molles (adoucissement cyclique) ; ces phénomènes ne sont pas ici abordés.

2.2 Organisation des études de liquéfaction et introduction aux méthodes « simplifiées » de quantification de l'aléa

Les études de liquéfaction sont usuellement conduites suivant une approche graduelle, dont le principe a été schématisé par Javelaud (2015) dans le logigramme ci-après.

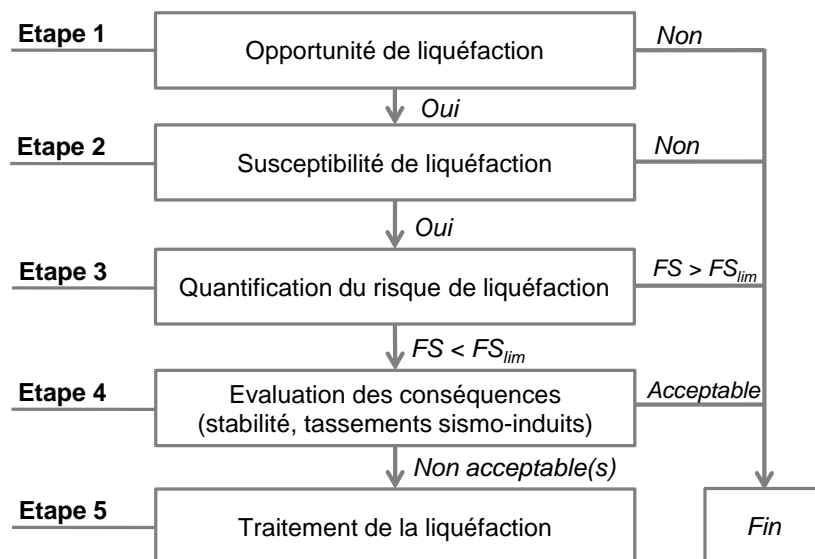


Figure 1. Organisation schématique des études de liquéfaction (FS est le facteur de sécurité vis-à-vis de la liquéfaction)

Nous nous intéressons ici spécifiquement la quantification de l'aléa (étape 3) au moyen de méthodes simplifiées directes et basées sur l'exploitation d'essais in situ, par opposition aux méthodes directes pouvant également se baser sur l'exploitation d'essais cycliques en laboratoire, et aux méthodes indirectes relevant de modélisation numériques. Les méthodes simplifiées reposent sur l'introduction de facteurs de sécurité basés sur la comparaison entre la contrainte de cisaillement induite par le séisme de projet (*Cyclic Stress Ratio*, CSR) et de la résistance au cisaillement cyclique offerte par les matériaux du site (*Cyclic Resistance Ratio*, CRR).

Si cette dernière a historiquement été définie à partir d'essais cycliques en laboratoire, les difficultés de prélèvement et de conditionnement d'échantillons intacts ont progressivement ouvert la voie aux exploitations à partir de régressions statistiques sur des résultats d'essais in situ, en premier lieu desquels le SPT (*Standard Penetration Test*, essai de battage au carotier standard) puis le CPT(u) (*Cone Penetration Test*, essai de pénétration statique à la pointe électrique ou au piézocône avec mesure des pressions interstitielles) .

3. Rappels sur la méthode « NCEER »

En 2001, Youd et Idriss ont publié un article synthétisant les conclusions de deux séminaires respectivement organisés aux Etats Unis par le NCEER (*National Center for Earthquake Engineering*) en 1996 puis le NCEER/NSF (*National Science Foundation*) en 1998 autour de l'évaluation de la résistance des sols à la liquéfaction. Ces groupes de travail y ont formalisé une méthodologie initiée par Youd (1971) puis Seed (1985) attachée à l'évaluation de facteurs de sécurité vis-à-vis du risque de liquéfaction et reposant sur l'exploitation d'essais in situ d'usage assez largement répandu et bénéficiant d'un retour d'expérience aujourd'hui éprouvé : essais de pénétration standard au carottier (SPT), essais de pénétration statique à la pointe électrique ou au piézocône (CPT(u)), mesures des vitesses d'ondes de cisaillement (Vs), essais de pénétration normalisé au carottier Becker (BPT, *Becker Penetration Test*, essai très peu pratiqué dans l'hexagone mais populaire aux Etats Unis où il est utilisé en substitution du SPT pour des sols graveleux avec $d_{\text{éq.}} > 20$ mm).

Couramment appelée « NCEER » en référence à l'organisme de recherche américain en ingénierie parasismique, cette méthode est actuellement considérée comme la référence internationale pour l'analyse de liquéfaction des sols.

3.1 Domaine de validité et hypothèses de calcul

Il est important de rappeler que cette méthode a été développée semi-empiriquement à partir de l'exploitation d'essais in situ et en laboratoire pratiqués sur échantillons constitués de matériaux alluvionnaires siliceux Holocènes (dépôts sédimentaires jeunes, < 10k ans), prélevés à faible profondeur, et issus de sites majoritairement californiens ayant ou non liquéfié à la suite de séismes de magnitude de moment $M_w = 7,5$. Il s'agit d'une approche déterministe en contraintes totales qui considère l'hypothèse de conditions de site en champ libre, c'est-à-dire en supposant la/les couche(s) liquéfiable(s) non contrainte(s) spatialement et pouvant être librement mise(s) en mouvement.

Ces hypothèses sont fortes, et il convient de fait de toujours replacer les résultats d'une telle analyse dans le contexte géologique (et topographique) du site étudié : interstratification des couches liquéfiables, présence de réseaux lenticulaires, âge des dépôts sédimentaires...

3.2 Principe de la méthode

Pour un séisme de magnitude quelconque, la méthode consiste à évaluer un coefficient de sécurité FS vis-à-vis de la liquéfaction défini comme le rapport entre la résistance normalisée au cisaillement cyclique des terrains dans le cas d'un séisme de référence de magnitude 7,5 ($CRR_{M_w=7.5}$) d'une part, et le cisaillement normalisé équivalent généré par le séisme (CSR) d'autre part, en tout point de la colonne de sol auscultée où l'on dispose de mesures. Ce rapport est ensuite corrigé par le terme MSF (*Magnitude Scaling Factor*) qui permet de tenir compte de la magnitude réelle du séisme considéré, et de l'effet éventuellement conjugué de la pression de confinement (K_σ) et de l'inclinaison des terrains (K_α) le cas échéant. Le coefficient de sécurité FS s'exprime alors :

$$FS = \frac{CRR_{M_w=7.5}}{CSR} MSF \cdot (K_\sigma \cdot K_\alpha) \quad (1)$$

Conventionnellement, il y a liquéfaction lorsque le facteur de sécurité FS est inférieur à l'unité.

3.2.1 Construction du terme « d'action » CSR

Le cisaillement cyclique normalisé en champ libre est exprimé comme suit :

$$CSR = \frac{\tau_e}{\sigma'_{v0}} = 0,65 \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} r_d \quad (2)$$

Où le rapport $\frac{\tau_e}{\sigma'_{v0}}$ représente la contrainte de cisaillement cyclique normalisée, a_{max} est l'accélération de pic au niveau du sol et g l'accélération de la pesanteur, σ_{v0} et σ'_{v0} sont respectivement les contraintes verticales totale et effective et r_d est un coefficient de réduction des contraintes en profondeur découlant de la souplesse des sols.

3.2.2 Construction du terme de « résistance » $CRR_{Mw=7,5}$

La résistance cyclique au cisaillement est de son côté déterminée à partir des résultats normalisés d'essais in situ : nombre corrigé de coups SPT pour un équivalent « sable propre » (*clean sand*, CS) $(N_1)_{60CS}$ dans le cas d'essais SPT ou résistance en pointe corrigée équivalente pour un « sable propre » $(q_{c1N})_{CS}$ dans le cas d'essais de pénétration statique au CPT(u). Elle peut également être déterminée à partir du nombre de coups N_{BC} au carottier battu type Becker (essai BMT) ou des vitesses normalisées d'ondes de cisaillement (Vs_1) . Ces méthodes bénéficient toutefois d'un retour d'expérience moindre et ne devraient être utilisées qu'en complément d'autres essais.

3.3 Cadre normatif applicable aux études de liquéfaction

Réglementairement, les études de liquéfaction pour les bâtiments à risque normal et les ICPE (Installations Classées pour la Protection de l'Environnement) relèvent des Eurocodes. L'annexe B (normative) de l'EC8-5 intègre les « diagrammes empiriques de liquéfaction » dérivés de la méthode « NCEER ». La méthodologie n'est cependant strictement définie que pour l'exploitation des sondages SPT : rien n'est indiqué relativement aux sondages CPT(u) ou aux mesures de vitesses d'ondes de cisaillement. On peut ici déplorer ce « vide » qui est source de confusions, d'autant plus que les sondages CPT(u) sont a priori plus répandus en France que les essais SPT. A noter par ailleurs que le niveau de sécurité cible est de $FS_{lim} = 1,25$ aux Eurocodes.

4. Difficultés récurrentes liées à l'implémentation de la méthode « NCEER »

4.1 Hypothèses de construction

Une erreur fréquemment observée dans les analyses courantes concerne la définition des états de contraintes pour le calcul des termes $CRR_{Mw=7,5}$ et CSR. Celles-ci doivent en effet être distinguées de manière à tenir compte des spécificités du site avant travaux (conditions en « site vierge »), qui conditionnent la capacité des sols à résister au cisaillement cyclique, de celles permettant de qualifier l'intensité de l'action sismique qui dépend d'une approche probabiliste. Deux modèles de sol distincts doivent donc être définis pour tenir compte :

- De l'évolution des conditions topographiques/stratigraphiques du site : éventualité d'un remblaiement ou d'un décaissement du site en phase de travaux sur une emprise de grandes dimensions par rapport aux conditions préexistantes sur « site vierge ». Ces variations dans la physionomie globale du site sont à distinguer des surcharges apportées par les ouvrages qui ne doivent pas être prises en compte, l'analyse étant faite en champ libre ;

- Les variations de niveau de nappe entre les mesures piézométriques moyennes sur « site vierge » au moment de la réalisation des essais et les niveaux d'eau de projet concomitants aux actions sismiques.

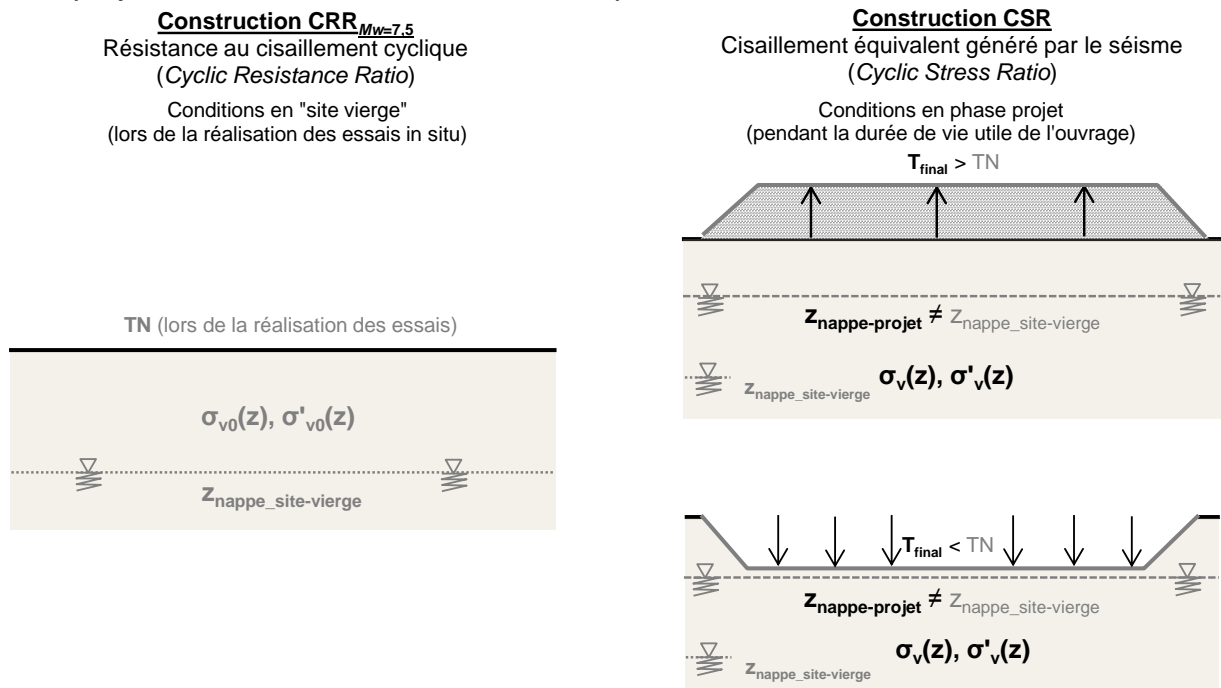


Figure 2. Distinction des états de contraintes pour le calcul de CRR_{Mw=7,5} et CSR

Pratiquement, les termes normalisés $(N_1)_{60CS}$ ou $(q_{c1N})_{CS}$ qui interviennent dans la construction de CRR_{Mw=7,5} sont – entre autres – basés sur l'introduction du facteur correcteur C_N défini par la méthode en fonction du profil de contraintes verticales effectives en place lors de la réalisation des essais. Pour des sables, il est admis que la modification de l'état de contraintes effectives (suite à un remblaiement/déblaiement du site sur une grande emprise par exemple, ou à une variation du niveau de la nappe) n'implique pas de variations sensibles des indices de vide, d'où l'absence d'impact sur le calcul de CRR_{Mw=7,5} qui peut être basé sur l'exploitation d'essais in situ avant travaux.

4.2 Choix du facteur correcteur des magnitudes sismiques réelles MSF

Une ambiguïté forte surgit du fait que la formulation de facteur MSF diffère sensiblement entre celles proposées originellement par la méthode « NCEER » et celle imposée normativement par l'Eurocode. La méthode « NCEER » préconise un fuseau de MSF pour des magnitudes de moment M_w comprises entre 5,5 et 8,0 et l'associe à facteur réducteur des contraintes r_d décroissant en profondeur (Liao et Whitman, 1986).

Tableau 1. Formulation de MSF d'après la méthode « NCEER »

Bornes du fuseau « NCEER »	Formulation MSF
Basse (préconisé pour $M_w < 7,5$)	$MSF = 10^{2,24} / M_w^{2,56}$ (Idriss 1982 corrigé)
Haute	$MSF = (M_w / 7,5)^{-3,3}$ (Andrus et Stokoe 1997)

L'Eurocode 8-5 introduit de son côté une formulation de MSF en fonction de la magnitude des ondes de surface M_s ($\neq M_w$) d'après Ambraseys (1988), que l'on a approchée par une expression polynomiale (cf. équation 3).

$$MSF = -0.012M_s^4 + 0,26M_s^3 - 1,785M_s^2 + 2,545M_s + 10,582 \quad (3)$$

Le choix du facteur r_d n'est explicité que pour les essais SPT ; pour lesquels il est retenu constant et unitaire.

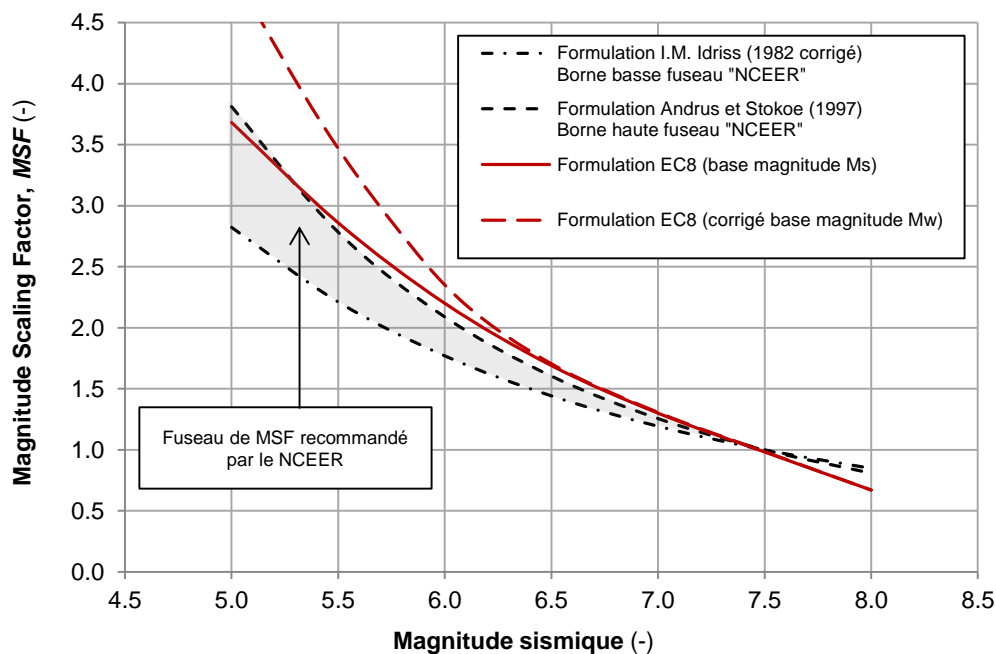


Figure 3. Evolution de MSF en fonction des magnitudes sismiques

Tableau 2. Hypothèses de construction de la méthode « NCEER » et l'EC8

	Procédure « NCEER »	Eurocode 8
Essais applicables	SPT, CPT(u), mesure Vs	SPT
Choix de MSF	Idriss (1982 corr.) / $M_w < 7,5$ / M_w	Ambraseys (1988) / M_s
Coefficient r_d	$r_d = f(z) \leq 1,0$	$r_d = cste = 1,0$
Corrélation empirique bilinéaire entre M_s et M_w (Scordilis, 2006) pour des séismes peu profonds (< 70 km) :		
- $3,0 \leq M_s \leq 6,1 \rightarrow M_w = 0,67(\pm 0,005)M_s + 2,07(\pm 0,03)$		
- $6,2 \leq M_s \leq 8,2 \rightarrow M_w = 0,99(\pm 0,02)M_s + 0,08(\pm 0,13)$		

4.3 Facteurs correcteurs complémentaires : K_σ et K_α

Ces facteurs, qui sortent du cadre de la procédure simplifiée, permettent la prise en compte du fait que la résistance des sols au cisaillement cyclique augmente avec la pression de confinement (K_σ), et de l'influence des contraintes de cisaillement statiques sur la liquéfaction des sols (K_α). La définition de K_α ne fait à la date l'objet d'aucun consensus, son implémentation dans les calculs de coefficient de sécurité est de fait fortement déconseillée ($K_\alpha = 1,0$). Le facteur K_σ est pour sa part exprimé comme la contrainte verticale effective normalisée (σ_{v0} / P_a avec $P_a = 100$ kPa) élevée à une puissance qui dépend de la densité relative D_r du matériau. Cette définition est cependant problématique car non indépendante de la nature des sols, et n'est en toute rigueur pertinente que pour des sols pulvérulents, dont la teneur en fines (pourcentage de passant en poids au tamis de $80 \mu\text{m}$) est inférieure à 15%. Ceci est d'autant plus problématique dans le cadre de l'exploitation d'essais CPT(u), où en l'absence de prélèvements d'échantillons il n'est possible de remonter à la lithologie présumée de matériaux que par succession de corrélations. En l'état actuel, il convient donc de ne pas tenir compte de ce paramètre ($K_\sigma = 1,0$) pour des sols « fins » (teneur en fines > 15%), bien que ceci tende a priori à surestimer les facteurs de sécurité au sein de ces matériaux.

5. Indicateurs complémentaires

5.1 Analyses en déformation : tassements irréversibles sismo-induits

Au sens de l'Eurocode 8, le niveau de sécurité cible est de $FS_{lim} = 1,25$. En deçà de cette valeur, on considère qu'il y a amorce de déformations volumiques irréversibles liées au phénomène de liquéfaction.

En retenant l'hypothèse de déformations volumiques ε_v à peu près égales aux déformations axiales principales ε_1 en se plaçant en conditions œdométriques, les tassements post-liquéfaction peuvent être estimés par une formulation empirique reliant les déformations volumiques au facteur de sécurité et à aux paramètres d'essai normalisés $(q_{c1N})_{cs}$ ou $(N_1)_{60CS}$ (Zhang, Robertson, Brachman, 2002). L'évaluation de ces déformations peut constituer un complément d'analyse visant à statuer sur les effets de la liquéfaction en l'absence de traitement anti-liquéfaction.

Des études de sensibilité sur l'estimation des facteurs de sécurité, en particulier vis-à-vis du choix de MSF ($FS_{MFS=borne-basse}^{min}$, $FS_{MFS=borne-haute}^{min}$), sont vivement recommandées pour juger de l'acceptabilité des tassements sismo-induits évalués sur les des ouvrages projetés.

On attire ici l'attention sur le fait que l'intégration continue des déformations volumiques calculées en tout point de la colonne de sol suppose implicitement que le tassement en profondeur généré par une couche liquéfiée est intégralement répercuté en surface, indépendamment des conditions de stratification du site et du développement d'effets de voûte. Les déformations volumiques estimées semi-empiriquement par cette méthode le sont en considérant uniquement une matrice fine, sans tenir compte de la présence éventuelle d'éléments grossiers de diamètre plus ou moins important (incompressibles) et dont le réarrangement limiterait nécessairement les tassements en surface. Les tassements ainsi estimés correspondent donc dans tous les cas à une borne supérieure.

5.2 Notion d'indice de liquéfaction

Il est intéressant d'étendre la notion de facteur de sécurité FS vis-à-vis de l'aléa de liquéfaction, calculé de façon discrète en chaque point d'un sondage, à un paramètre global caractérisant toute la colonne de sol auscultée. Pour les essais CPT(u), Iwasaki et al. (1978) ont en ce sens proposé l'introduction d'un indice de liquéfaction (*liquefaction potential index*, LPI), déterminé par intégration des facteurs de sécurité FS(z) sur 20 m – au-delà desquels le risque est considéré négligeable par les auteurs – en les associant à une fonction de pondération $w(z)$ pilotant la décroissance de l'importance relative de FS en profondeur :

$$LPI = \int_0^{20} FS(z). w(z). dz \quad (4)$$

D'autres indicateurs ont récemment vu le jour, c'est le cas de « l'indice de sévérité » LSN (*liquefaction severity number*) développé par le bureau Tonkin & Taylor en Nouvelle Zélande, dont la bonne correspondance avec les dégâts macroscopiques observés à la suite du séisme de Christchurch en 2001 a été mise en évidence par Van Ballegooy (2015). Cet indice pondère les déformations volumiques calculées empiriquement par Zhang et al. (2002) par la profondeur :

$$LSN = 1000 \int \frac{\varepsilon_v}{z} dz \quad (5)$$

Une plus grande importance est ainsi donnée aux couches liquéfiées à faible profondeur, permettant une appréhension plus fine des sites fortement stratifiés. L'indice varie de 0 à 50, l'importance des dégâts macroscopiques croissant avec le LSN.

6. Conclusions

La quantification de l'aléa de liquéfaction par la méthode « NCEER » s'est imposée par la facilité d'accès aux données d'entrée (résultats d'essais in situ bon marché) conjuguée à la simplicité d'implémentation de la procédure dans des outils de calcul courants (tableurs).

Son domaine de validité se trouve dans la pratique parfois dépassé, soit par méconnaissance, soit parce que le cadre normatif existant n'est pas toujours en adéquation avec les hypothèses de construction originelles.

Si son application rigoureuse donne des bases de réflexion solides, il n'en est pas moins souhaitable pour les études de liquéfaction – y compris dans les cas courants – de réaliser des analyses de sensibilité et de multiplier les critères d'analyse.

Les calculs en déformations (estimation des tassements 1D), associés à des critères complémentaires d'évaluation globale de sensibilité d'un site (LPI, LSN, épaisseur et disposition des couches liquéfiables) permettent d'apporter un éclairage spatial pour orienter la réflexion du géotechnicien en évitant de la restreindre à la seule notion de coefficient de sécurité.

7. Références bibliographiques

- Youd T.L. & Idriss I.M. (2001). Liquefaction resistance of soils: summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction of soils, *JGGE, ASCE*. 127
- Javelaud E. (2015). Etat de l'art des méthodes d'évaluation du risque de liquéfaction, cas des ouvrages à risque normal et spécial en France , *9ème Colloque AFPS, Marne la Vallée*.
- Zhang G., Robertson P.K. & Brachman R.W.I. (2002). Estimating liquefaction-induced ground settlements from CPT for level ground, *CGJ, vol. 39*.
- Canou J., Benhamed N., Dupla J.-C. & De Gennaro V. (2002). Instabilités de liquéfaction et phénomène de mobilité cyclique dans les sables, *RFG N°98 premier trimestre 2002*.
- Ishihara K. & Yoshimine M. (1992). Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquakes, *Soils and Foundations Vol. 32, N°1, 173-188, Mar. 1992 / JSCE*.
- Scordilis E.M. (2006). Empirical global relations converting M_s and m_b to moment magnitude, *Journal of Seismology (2006) 10: 225-236*.
- Iwasaki T., Tokida K. & Tatsuoka F. (1981). Soil Liquefaction Potential Evaluation with Use of the Simplified Procedure, *First International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*.
- Van Ballegooy S., Lacrosse V., Simpson J. & Malan P. (2015). Comparison of CPT-based simplified liquefaction assessment methodologies based on Canterbury Geotechnical Dataset, 12th Australia New Zealand Conference on Geomechanics, Wellington, New Zealand.
- Robertson P.K. and Cabal K.L. (Gregg Drilling & Testing, Inc.) (2015). Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering, 6th Edition.s