

# ÉTUDE DU COMPORTEMENT DES SOLS NON SATURÉS À LA LIQUÉFACTION

## *INFLUENCE OF SATURATION DEGREE ON SOILS LIQUEFACTION BEHAVIOR*

**Mathilde VERNAY<sup>1</sup>, Mathilde MORVAN<sup>2</sup>, Pierre BREUL<sup>2</sup>**

<sup>1</sup> Institut Pascal, Polytech Clermont-Ferrand, Université Blaise Pascal, 24 avenue des Landais, BP 206, 63174 AUBIERE Cedex France. mathilde.vernay@univ-bpclermont.fr

<sup>2</sup> Institut Pascal, Polytech Clermont-Ferrand, Université Blaise Pascal, 24 avenue des Landais, BP 206, 63174 AUBIERE Cedex France

### 1. INTRODUCTION

Les dégâts importants causés par la liquéfaction au début des années 60 ont stimulé un grand intérêt pour le domaine de la dynamique des sols sous séismes. [SEE 82] font notamment référence sur le sujet, et mettent en évidence l'importance des risques liés à la liquéfaction pour les infrastructures. Il a été admis depuis de nombreuses années que seuls les sols saturés étaient sensibles à la liquéfaction. Or de récents travaux ont montré que les sols non saturés sont eux aussi exposés aux risques de liquéfaction ([UNN 08]). Avant les années 60, peu d'experts se sont intéressés au comportement et propriétés de ces sols. Ainsi, peu d'études ont été réalisées qui auraient pu permettre de déterminer les paramètres gouvernant la liquéfaction en milieu non saturé. Les conditions climatiques changeantes ont un fort impact sur l'état hydrique des terrains ; ils s'assèchent, généralisant les zones de non saturation. La com-

préhension du comportement de ces sols, et notamment leur réponse sous sollicitation sismique, devient donc urgente. Suite à l'émergence de ce sujet, la mise en valeur de son importance, et la prise en compte du facteur environnemental, les recherches s'accroissent depuis une vingtaine d'années. Beaucoup d'auteurs ont montré une différence de comportement entre sol saturé et non saturé ([FRE 93], [CUI 96]). Mais il reste aujourd'hui beaucoup à apprendre sur le comportement à la liquéfaction des sols non saturés.

Dans ce cadre, nous avons dans un premier temps étudié le comportement des sols saturés à la liquéfaction, et l'avons comparé au comportement non saturé afin d'identifier les différences. Pour se faire, nous avons étudié le comportement d'un sable pour trois niveaux de saturation différents. Dans cet article, après un bref rappel de l'état de l'art, nous présentons notre démarche expérimentale et les conditions d'essais. Puis à partir des résultats obtenus, nous discutons

de l'influence du degré de saturation sur le comportement à la liquéfaction des sols non saturés.

## 2. ÉTAT DE L'ART

Le terme liquéfaction a été introduit en Mécanique des Sols pour expliquer la rupture du barrage Calaveras en Californie en 1926. Plus tard, les sinistres de Niigata au Japon et d'Alaska aux États-Unis, en 1964, continuent d'alimenter l'intérêt pour les recherches sur ce phénomène. 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. On parle de liquéfaction statique. 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.

Contrairement à la liquéfaction qui est étudiée depuis plusieurs décennies et qui est à présent bien définie, le comportement des sols non saturés reste relativement mal connu par la communauté. En 1963, Bishop publie un document pionnier sur le sujet ([BIS 63]), dans lequel il met en évidence les différences de comportement qui existent entre sols saturés et non saturés. Un sol non saturé est un milieu tri-phasique. La présence d'une phase gazeuse rend impossible l'application des équations traditionnelles de la Mécanique des Sols. Bishop montre que la succion, différence entre la pression d'air et la pression d'eau dans les pores, est un paramètre d'influence majeure sur le comportement non saturé. Depuis les travaux de Bishop, les

recherches ont été poursuivies. Des auteurs tels que [SHE 77], [CHA 78], [GRO 00], [OKA 06], [MIT 06], [BIA 09], [DEL 10] ont mis en évidence que les sols non saturés résistent mieux à la liquéfaction. D'autres auteurs, spécialistes dans le domaine, tels que [FRE 93] et [CUI 96], ont mis en évidence les différences de comportement, que ce soit sur la résistance au cisaillement ou sur le comportement volumique. Ensuite, d'autres auteurs comme [GRO 00], [OKA 06], [UNN 08], ont poursuivi les recherches et montré qu'en plus de la succion, la compressibilité de l'air marque une différence fondamentale entre sol saturé et non saturé soumis aux chargements cycliques non drainés. [MIC 09] montrent dans leurs travaux que la présence de gaz dans les fonds marins sableux est un paramètre clé vis-à-vis de la résistance à la liquéfaction, induite dans leur cas par les phénomènes dynamiques de houle.

## 3. DISPOSITIF EXPÉRIMENTAL ET CONDITIONS D'ESSAI

L'étude présentée porte sur la liquéfaction des sols non saturés sous séisme. Pour cela, nous étudions en laboratoire le comportement du sol sous sollicitations cycliques non drainées à l'aide de l'essai triaxial. Cet essai permet de reproduire assez fidèlement les conditions dans lesquelles se trouve le sol lorsqu'il est soumis à des sollicitations dynamiques de type séismes. Le dispositif expérimental utilisé pour cette étude est une cellule triaxiale de type Bishop et Wesley [BIS 75], tel que présenté schématiquement en Figure 1. Il s'agit d'un appareil triaxial à chargement hydraulique. Il permet la réalisation d'essais à taux de contrainte ou taux de déplacement imposé. Le chargement axial est réalisé en augmentant la pression à l'intérieur du réservoir, situé en partie basse de la cellule. Un capteur de force immergé, ainsi qu'un capteur de déplacement de type

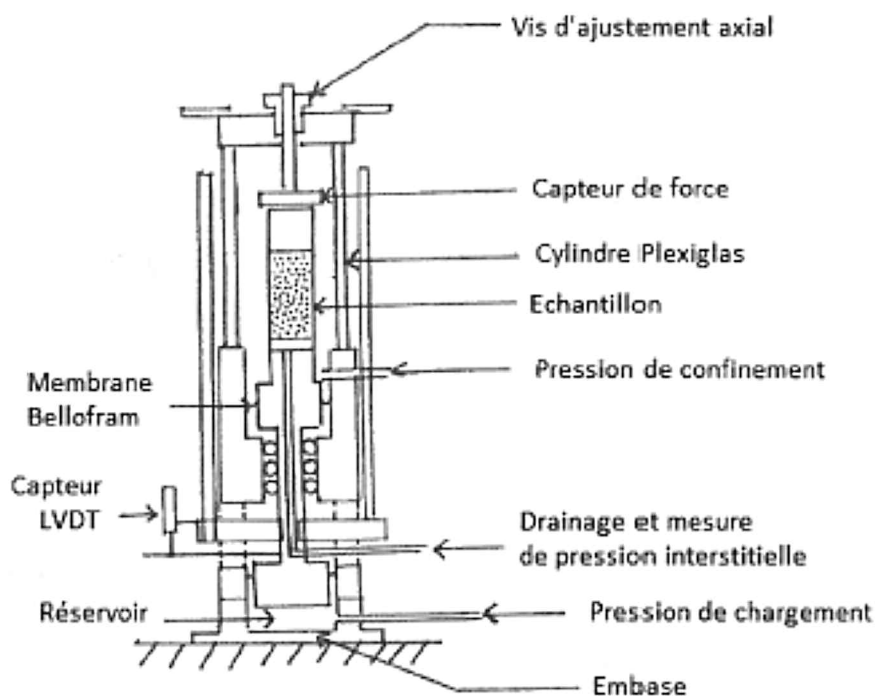


Figure 1 : Schéma de la cellule triaxiale Bishop et Wesley.

LVDT permettent le contrôle et la mesure des paramètres. Deux prises, situées en pied et en tête de l'échantillon permettent l'accès à la pression interstitielle. Le contrôle des différentes pressions (confinement  $\sigma_3$ , interstitielle  $u$  et chargement axial) est réalisé par l'intermédiaire de contrôleurs pression/volume.

Le matériau utilisé pour l'étude est le sable de Fontainebleau normalisé, qui est un sable fin et siliceux. Il possède un  $D_{max}$  de 0,30 mm.

Il est communément admis que le comportement mécanique des sables est fortement influencé par leur état initial, et notamment en termes de densité relative. Plus particulièrement, l'état de densité du matériau va définir son comportement volumique. L'influence de l'état de densité initial a été étudiée par de nombreux auteurs tels que [BAH 97], [VAI 00], [BEN 01] et [HAR 09] entre autres. Dans ce travail, nous nous sommes concentrés sur l'étude du com-

portement des sables lâches sous sollicitations cycliques, puisque ce sont les plus sensibles à la liquéfaction.

La méthode de reconstitution des échantillons constitue également un facteur de forte influence sur les résultats triaxiaux, puisqu'elle conditionne la structure granulaire du sol. Plusieurs auteurs ont travaillé sur le sujet ([VAI 00], [BEN 01]). Dans notre campagne d'essai, les échantillons ont été réalisés par la méthode de la sous-compaction humide par damage. Ce mode de dépôt permet d'obtenir des échantillons très lâches ([BEN 01]). Le fait d'utiliser la sous-compaction permet d'améliorer l'homogénéité de l'échantillon ([HAR 09]). La figure 2 présente un échantillon de sable de Fontainebleau reconstitué par la méthode de la sous-compaction humide.

Les phénomènes de liquéfaction touchent en général les couches superficielles du sol. En effet, ces couches sont souvent les plus récentes dans l'histoire géologique du ter-



**Figure 2 : Échantillon triaxial de sable de Fontainebleau reconstitué par la méthode de la sous-compaction humide.**

rain et sont souvent issues de dépôts sédimentaires, encore peu consolidés. Dans le rapport du US Department of the Interior rédigé à la suite de la catastrophe de Niigata en 1964 ([KAW 68]), on a pu constater par des essais de résistance au cisaillement *in situ* que les résistances les plus faibles étaient observées sur les 18 premiers mètres du sol. Les normes sismiques ([EN 98]) préconisent notamment des études de risques de liquéfaction sur les 20 premiers mètres du terrain. Ces profondeurs correspondent à une gamme de contrainte de confinement de 0 à 100 kPa. Au-delà, on considère que le sol est suffisamment dense pour résister à la liquéfaction. Dans cette étude, nous avons choisi de réaliser les essais à une pression de confinement de 100 kPa, ce qui correspond à des échantillons situés approximativement à 20 mètres de profondeur.

Par ailleurs, afin de définir la sollicitation à appliquer aux échantillons, nous nous sommes basés sur le taux de cisaillement cyclique ( $T_{cc}$ ), défini par l'équation 1 :

$$T_{cc} = \frac{\tau_{cyc}}{\sigma'_c} \quad [1]$$

Où  $\tau_{cyc}$  vaut  $\frac{\Delta q_{cyc}}{2}$ ,  $\Delta q_{cyc}$  est l'amplitude de la sollicitation

cyclique appliquée et  $\sigma'_c$  la contrainte effective de confinement

Nous avons choisi un  $T_{cc}$  de 0,25 ce qui correspond à une sollicitation forte, de type tremblement de terre. Les essais ont été réalisés en contrainte contrôlée pour des raisons principalement techniques. Le chargement dans la cellule Bishop Wesley étant engendré par un contrôleur pression-volume d'eau, le contrôle de l'essai en déformation serait moins précis. Par ailleurs, du fait que nous étudions le comportement d'échantillons de sol situés à des profondeurs d'environ 20 mètres, nous avons opté pour un chargement non alterné. En effet, à ce niveau, le sol est soumis au poids propre des couches supérieures, mais aussi éventuellement au poids des superstructures. De fait, nous estimons que même lors de sollicitations vibratoires, le sol ne peut se trouver en extension.

Le niveau de saturation des échantillons testés a été défini à partir du coefficient de Skempton  $B$ , défini, en conditions non drainées et sollicitation isotrope  $\sigma_3$  par :

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_3} \quad [2]$$

Avec  $\Delta \sigma_3$  la variation de pression de confinement imposée à l'échantillon et  $\Delta u$  la variation de pression interstitielle associée.

On considère le sol saturé lorsque  $B$  est supérieur ou égal à 0,96 ([CHA 78]). Ce coefficient, lié à la compressibilité du fluide de l'échantillon, peut être relié à son degré de saturation  $S_r$ .

Le tableau 1 fournit les principaux paramètres des essais du protocole expérimental réalisé.

## 4. RÉSULTATS

### 4.1. Comportement des sols saturés à la liquéfaction

Un sol entre en liquéfaction lorsque la valeur de la pression interstitielle a augmenté jusqu'à égaler la valeur de pression de confinement, c'est-à-dire lorsque la contrainte effective s'annule. Or c'est la contrainte effective  $\sigma'$  qui régit le comportement mécanique du sol. Elle est définie par Terzaghi telle que :

$$\sigma' = \sigma - u \quad [3]$$

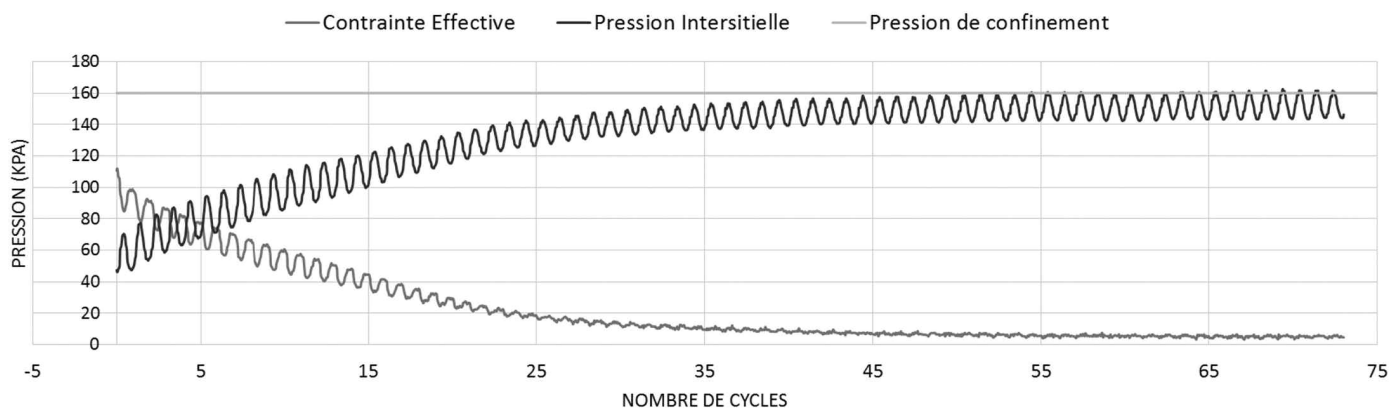
Où  $\sigma$  est contrainte totale et  $u$  la pression interstitielle.

Lorsque la sollicitation cyclique est appliquée à l'échantillon triaxial, on constate tout de suite une perte de contrainte effective comme montré sur la figure 3. Ceci est dû à l'augmentation directe de la pression interstitielle. Cette dernière augmente fortement sur les 25 premiers cycles, ralentit sa progression, jusqu'à égaler la pression de confinement au 45<sup>e</sup> cycle. Mécaniquement, la contrainte effective diminue jusqu'à s'annuler. C'est la liquéfaction. Pour l'ensemble des essais réalisés, malgré l'asservissement en contrainte, la valeur consigne du déviateur n'est pas maintenue jusqu'à la fin de l'essai. En effet, on constate une diminution continue de l'amplitude du déviateur en cours d'essai (figure 4). Ceci est la conséquence d'une limite technique du matériel utilisé ; le sable sollicité perd de sa résistance et se déforme plastiquement. Le dispositif n'arrive plus à atteindre la consigne donnée en contrainte et en vitesse. Mais finalement, cette limite technique du dispositif nous permet de mieux apprécier l'initiation de l'instabilité de liquéfaction, et de bien visualiser un état ultime de résistance résiduelle.

Les conséquences de la liquéfaction du sable sont sa perte de résistance au cisaillement et le développement de

Nom de l'essai	Indice des vides	Densité relative	B
CYCSAT98	0,87	0,18	0,98
CYCSAT95	0,98	-0,1	0,95
CYCUNSAT53	0,97	-0,1	0,53
CYCUNSAT22	0,91	0,1	0,22

Tableau 1 : Protocole expérimental : récapitulatif des essais réalisés.



**Figure 3 : Évolution des pressions de confinement, interstitielle et contrainte effective en fonction du nombre de cycles pour l'essai CYCSAT95 (sable de Fontainebleau,  $\sigma'_c = 100$  kPa,  $q = 50$  kPa)**

grandes déformations. Ces phénomènes sont visibles sur la figure 4. Plus particulièrement, on distingue plusieurs phases dans la réponse cyclique du sable. Sur les 10 premiers cycles, le sable a un comportement régulier. L'amplitude consigne du déviateur est atteinte. Parallèlement, les déformations restent constantes et très faibles (inférieures à 1%) : le sable maintient un comportement élastique. À partir du 10<sup>e</sup> cycle et jusqu'au 45<sup>e</sup> cycle, c'est l'initiation de l'instabilité de liquéfaction : le déviateur entame sa diminution régulière. Au même moment, les déformations axiales commencent à augmenter, ce qui traduit l'entrée dans le domaine des déformations irréversibles d'origine plastique. À partir du 45<sup>e</sup> cycle, le déviateur atteint sa valeur minimale moyenne résiduelle, de l'ordre de 12 kPa ici, et reste constante sur les 28 derniers cycles. On a alors atteint l'état stable, concept notamment décrit par [VER 96], c'est-à-dire un état de plasticité parfaite du matériau : les déformations se poursuivent jusqu'à des valeurs élevées, tandis que la contrainte reste stable.

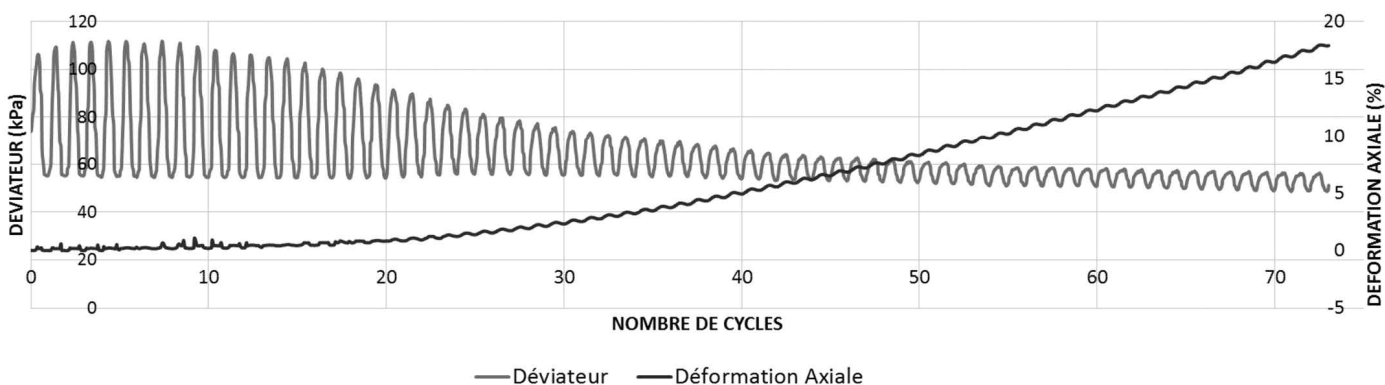
La liquéfaction se traduit donc d'une part par la forte diminution, voire annulation de la contrainte effective, et d'autre part par le développement de grandes déformations.

## 4.2. Comparaison entre les comportements saturés et non saturés

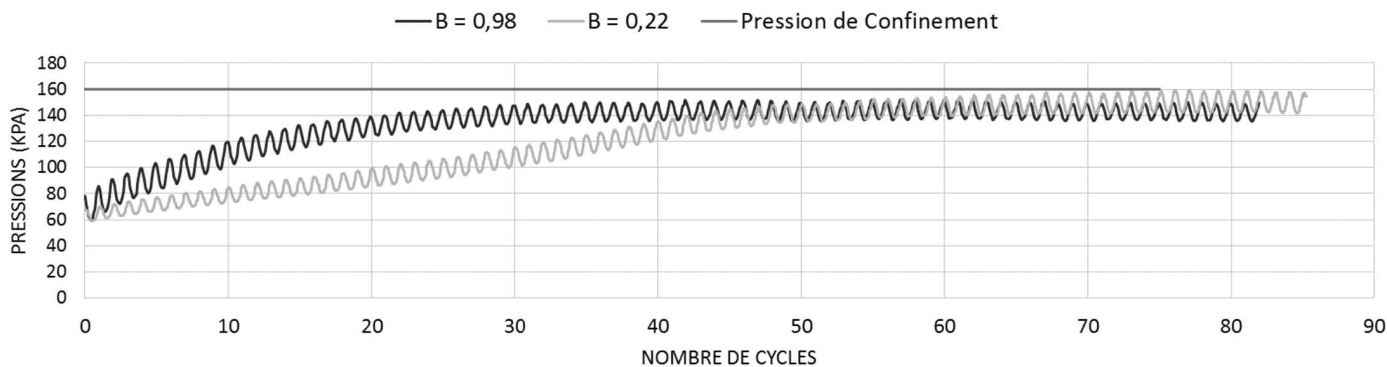
Deux essais sont comparés, afin de mettre en évidence l'influence de la variation du degré de saturation sur la réponse cyclique d'un sable : le premier saturé, avec un B de 0,98, et le deuxième avec un B de 0,22.

Un premier effet de la diminution du degré de saturation est le ralentissement de la génération de surpressions interstitielles. On voit d'après la figure 5 que sur les 15 premiers cycles, la pression interstitielle de l'échantillon saturé augmente plus fortement que celle de l'échantillon non saturé. Ainsi, alors que la pression interstitielle de l'échantillon saturé atteint une valeur constante et élevée (140 kPa en moyenne) au 30<sup>e</sup> cycle, l'échantillon non saturé n'est qu'à 110 kPa de pression interstitielle au même moment. Ce qui signifie que la diminution du degré de saturation a pour effet de retarder l'apparition de la liquéfaction.

Parallèlement, la contrainte effective est elle aussi affectée par le degré de saturation, comme présenté en figure 6. Les courbes montrent qualitativement d'abord que la diminution de la contrainte effective saturée s'initie beaucoup plus rapidement que celle non saturée. Quantitativement,



**Figure 4 : Évolution du déviateur et de la déformation axiale en fonction du nombre de cycles pour l'essai CYCSAT95 (sable de Fontainebleau,  $\sigma'_c = 100$  kPa,  $q = 50$  kPa).**



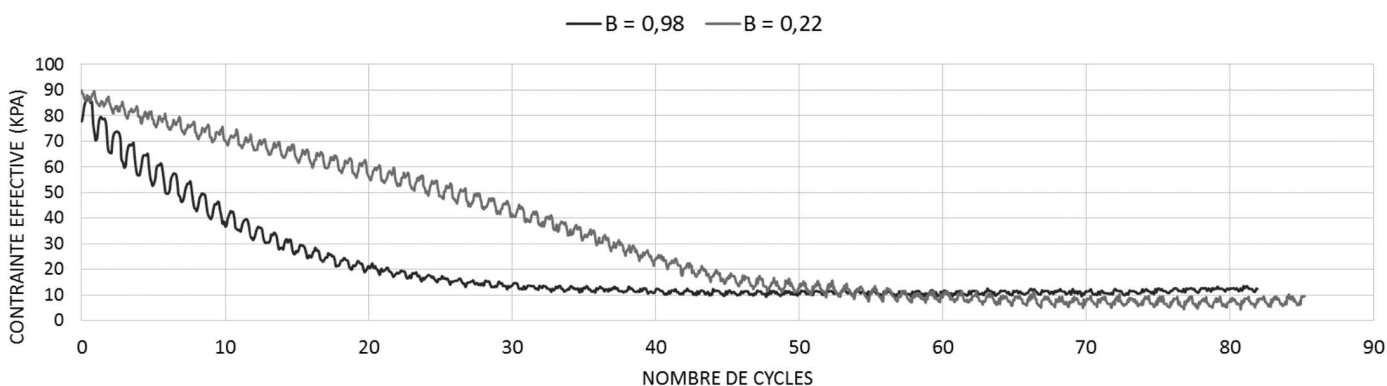
**Figure 5 : Évolution des pressions interstitielles et de confinement en fonction du nombre de cycles. Comparaison entre les essais CYCSAT98 et CYCUNSAT22 (sable de Fontainebleau,  $\sigma'_c = 100$  kPa,  $q = 50$  kPa).**

au 10<sup>e</sup> cycle, l'échantillon saturé a subi une perte de 55% de résistance, tandis que l'échantillon non saturé a enregistré une perte plus faible de 11%. Cependant, bien que ce soit après un plus grand nombre de cycles, l'échantillon non saturé atteint lui aussi la liquéfaction, puisqu'au bout du 55<sup>e</sup> cycle sa contrainte effective atteint la même valeur résiduelle que l'échantillon saturé, soit 10 kPa.

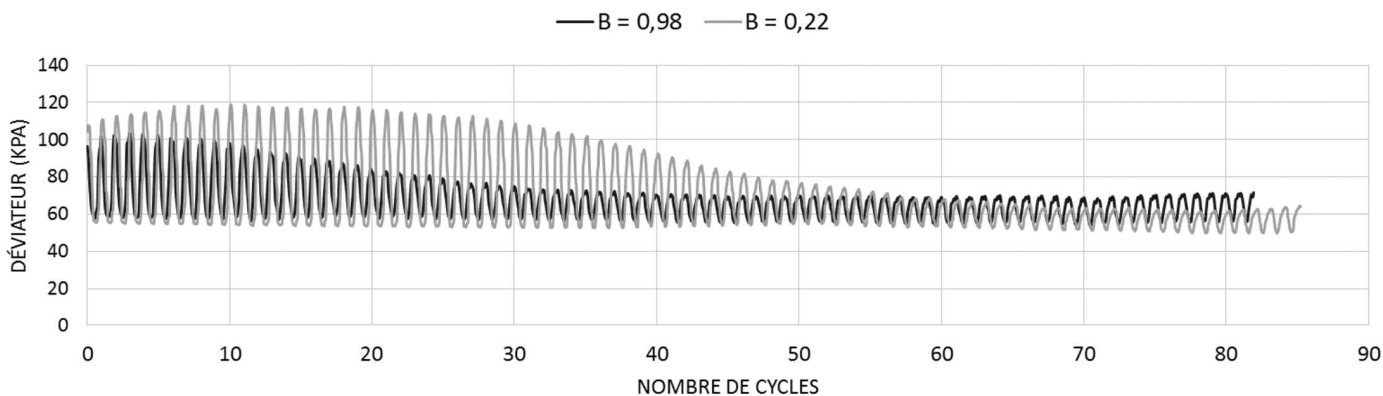
La présence d'air dans le sol impacte également les niveaux de résistance mobilisée. Alors que l'échantillon saturé entame sa phase d'instabilité à partir du 9<sup>e</sup> cycle, qui se traduit par une diminution du déviateur, l'échantillon

non saturé ne montre un comportement instable qu'à partir du 27<sup>e</sup> cycle (figure 7). De la même manière, l'état stable de l'échantillon saturé s'établit au 32<sup>e</sup> cycle, contre le 57<sup>e</sup> pour l'échantillon non saturé. Il semble donc que la présence d'air dans le sol permet non seulement d'augmenter le nombre de cycles avant l'instabilité et la liquéfaction, mais également d'augmenter le niveau de résistance au cisaillement du sol.

Néanmoins, il est primordial de remarquer que, bien que la présence d'air dans le sol retarde l'occurrence de la liquéfaction, elle ne l'empêche pas. En effet, après un certain



**Figure 6 : Évolution des contraintes effectives en fonction du nombre de cycles. Comparaison entre les essais CYCSAT98 et CYCUNSAT22 (sable de Fontainebleau,  $\sigma'_c = 100$  kPa,  $q = 50$  kPa).**



**Figure 7 : Évolution des déviateurs en fonction du nombre de cycles. Comparaison entre les essais CYCSAT98 et CYCUNSAT22 (sable de Fontainebleau,  $\sigma'_c = 100$  kPa,  $q = 50$  kPa).**

nombre de cycles (55), l'échantillon non saturé perd lui aussi toute sa résistance : son déviateur atteint la même valeur résiduelle que l'échantillon saturé, tout comme sa contrainte effective. Les sols non saturés liquéfient.

Enfin, la figure 8 montre que la diminution du degré de saturation permet de retarder l'entrée en grandes déformations du sable. Alors que l'échantillon saturé atteint les 4% de déformation au 30<sup>e</sup> cycle, l'échantillon non saturé n'atteint ce taux qu'au 50<sup>e</sup> cycle. Ce qui signifie que la présence d'air dans le sol permet de limiter l'accumulation des déformations irréversibles d'origine plastique. Cependant, ce constat n'est valable qu'en petites déformations (inférieures à 4%). Les deux échantillons atteignent finalement le même taux de déformation en fin d'essai (19%). Un sable non saturé n'est donc pas exempté du risque de liquéfaction et peut lui aussi entrer en grandes déformations lorsqu'il est soumis à de nombreux cycles de chargement. Par contre, ces résultats ne permettent pas de savoir si ces effets sont ceux de la succion, qui rigidifie l'échantillon, la compressibilité de l'air, qui permet d'absorber les déformations, ou la combinaison des deux.

Il apparaît donc que la présence d'air dans le sol permet de retarder l'apparition de la liquéfaction, en augmentant le nombre de cycles pouvant être supportés par le sol sans altérer ses performances, et en retardant l'entrée en grandes déformations. Mais l'état non saturé n'implique

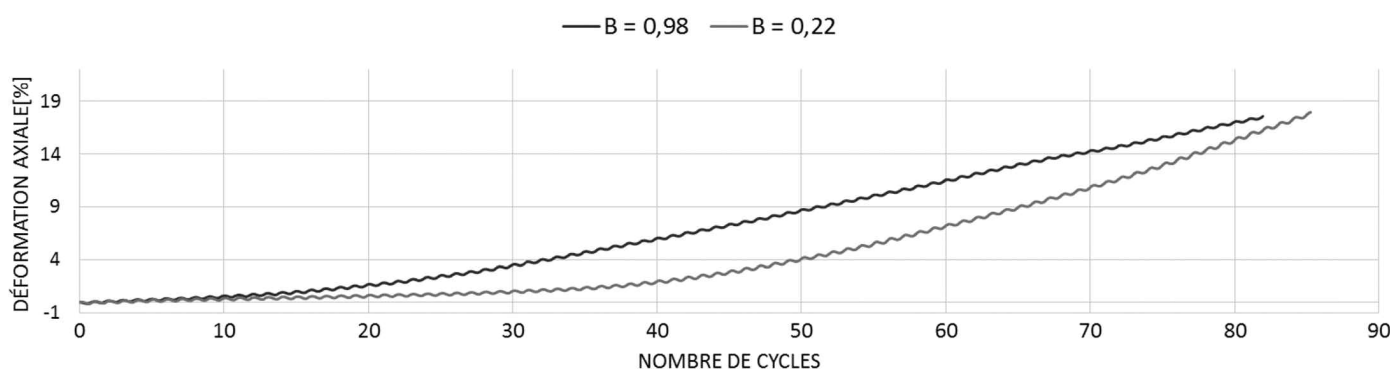
pas la nullité du risque de liquéfaction sous sollicitation cyclique.

### 4.3. Influence du degré de saturation

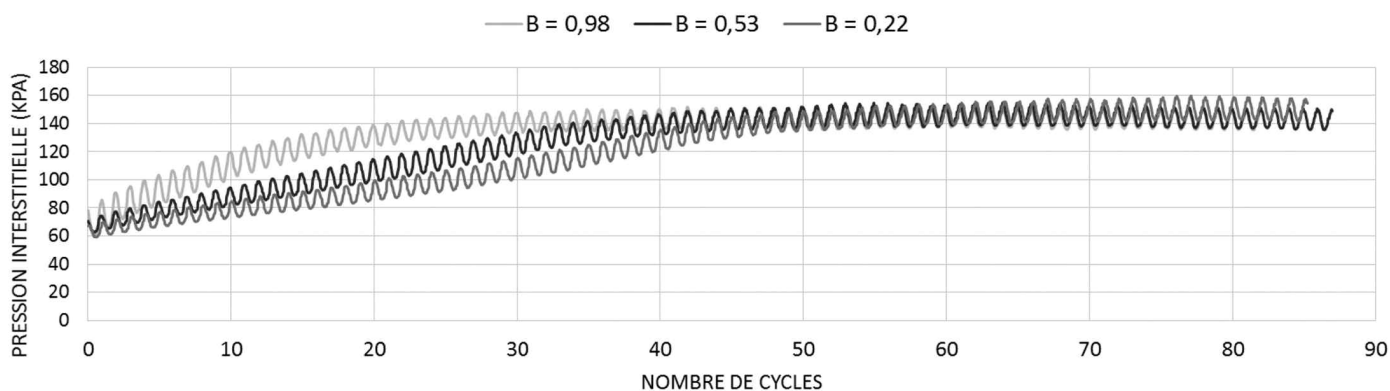
Il est intéressant à présent de regarder dans quelle mesure la saturation impacte les caractéristiques de performances et de déformation des sols. Pour cela, on réalise trois essais sur des échantillons à différentes saturations : les deux premiers essais sont les deux traités précédemment, et le troisième se trouve à un B de 0,53.

D'après le graphe de la figure 9, on constate premièrement que plus la saturation (ou la valeur de B) est élevée, plus l'augmentation de la pression interstitielle en début d'essai est forte. De plus, l'échantillon totalement saturé liquéfie au bout du 25<sup>e</sup> cycle. L'échantillon à B = 0,53 au bout du 40<sup>e</sup> et l'échantillon le moins saturé au bout du 48<sup>e</sup>. Par conséquent, on confirme que la diminution du niveau de saturation permet de retarder l'apparition de la liquéfaction.

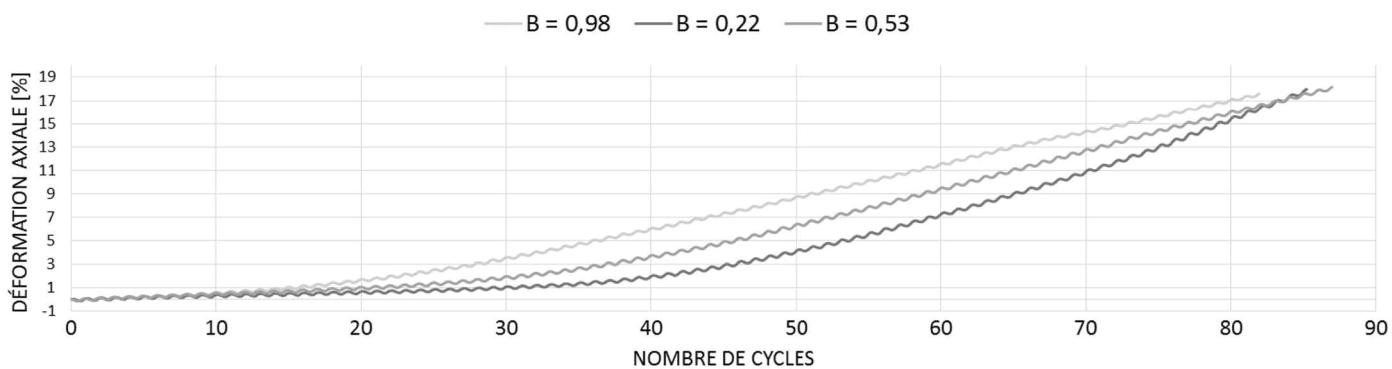
La figure 10 permet de mettre en valeur que plus le degré de saturation est élevé, plus l'apparition des moyennes et grandes déformations est précoce. En complément, le tableau 2 donne pour chacun des essais considérés la valeur de B, le nombre de cycles avant l'entrée en liquéfaction, ainsi que le nombre de cycles avant l'entrée en grandes déformations.



**Figure 8 : Évolution des déformations axiales en fonction du nombre de cycles. Comparaison entre les essais CYCSAT98 et CYCUNSAT22 (sable de Fontainebleau,  $\sigma'_c = 100$  kPa,  $q = 50$  kPa).**



**Figure 9 : Évolution des pressions interstitielles en fonction du nombre de cycles pour les trois niveaux de saturation considérés. Comparaison entre les essais CYCSAT98, CYCUNSAT53 et CYCUNSAT22 (sable de Fontainebleau,  $\sigma'_c = 100$  kPa,  $q = 50$  kPa).**



**Figure 10 : Évolution des déformations axiales en fonction du nombre de cycles pour les trois niveaux de saturation considérés. Comparaison entre les essais CYCSAT98, CYCUNSAT53 et CYCUNSAT22 (sable de Fontainebleau,  $\sigma'_c = 100$  kPa,  $q = 50$  kPa).**

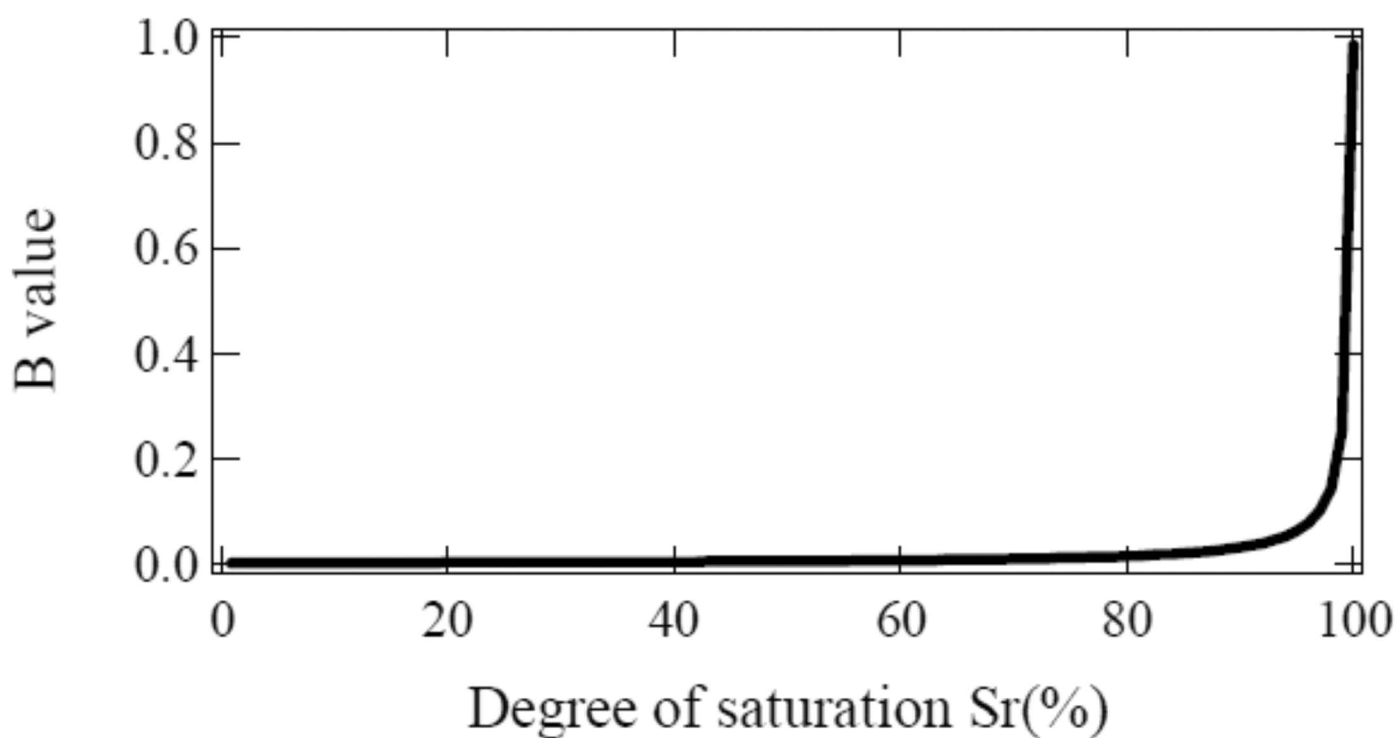
B	Nombre de cycles avant liquéfaction	Nombre de cycles avant grandes déformations
0,98	25	25
0,53	40	37
0,22	48	42

**Tableau 2 : Comparaison des résultats des essais CYCSAT98, CYCUNSAT53 et CYCUNSAT22.**

À ce jour, peu d'auteurs ont réussi à établir une relation directe entre le coefficient de Skempton B et le degré de saturation. En se basant sur les équations de Skempton, Lade ([LAD 77]) propose une relation entre ces deux paramètres, représentée graphiquement en figure 11. On voit donc que la relation entre B et  $S_r$  n'est pas linéaire mais de type fonction inverse.

On voit donc que même avec de faibles valeurs de B, on reste à des degrés de saturation élevés et proches les uns

des autres. Les différences observées précédemment entre les différents échantillons sont donc a priori dues à une petite variation du degré de saturation. Ceci illustre encore la complexité de l'étude du comportement des sols non saturés. Des points restent inconnus, et de nombreuses pistes sont à explorer. On pense notamment à l'influence de la succion sur les variations de comportement observées sur les sols non saturés. Il serait également intéressant de pouvoir quantifier la quantité d'air injecté nécessaire pour



**Figure 11 : Relation théorique entre le degré de saturation et le coefficient de Skempton B pour un sable d'après l'équation de Lade [MIT 08].**



observer des effets significatifs sur les performances du sol.

## 5. CONCLUSION

Il a souvent été considéré que la liquéfaction ne pouvait intervenir qu'en condition de saturation totale du milieu granulaire faiblement compacté. Cet article a montré que contrairement à ce qui était généralement admis, la liquéfaction peut également intervenir dans des milieux non saturés. La présence d'air a donc un effet bénéfique vis-à-vis du phénomène, mais dans certaines limites, comme le soulignent [CHA 78], [GRO 00] et [UNN 08].

Une propriété importante des sols non saturés a été confirmée. La présence d'air dans le sol permet d'une part d'augmenter la résistance mobilisée du sol, mais en plus de retarder l'apparition de l'initiation de l'instabilité puis de la liquéfaction. Ces résultats sont en accord avec ceux obtenus par [UNN 08] et [GRO 00]. On attribue d'une part ces propriétés à la succion, qui a pour effet de rigidifier le sol en augmentant les attractions inter-granulaires. D'autre part, la compressibilité de l'air permet une plus grande absorption des déformations, retardant ainsi leur apparition. De plus, on a pu constater qu'une petite diminution du niveau de saturation est suffisante pour apprécier une nette amélioration de la résistance à la liquéfaction, comme montré par [OKA 06]. Ces résultats ont confirmé le potentiel intérêt des sols non saturés dans la prévention des risques de liquéfaction.

Mais le comportement des sols non saturés n'est pas encore parfaitement connu, le cadre théorique s'avère très complexe à définir et il reste des incohérences. Par ailleurs, des pistes de recherche sont poursuivies dans ce domaine, notamment pour déterminer si les meilleures performances attribuées aux sols non saturés sont dues à la compressibilité de l'air, aux effets de la succion ou aux deux mécanismes combinés.

## 6. BIBLIOGRAPHIE

- [BAH 97] BAHDA F., Etude du comportement du sable à l'appareil triaxial : expérience et modélisation, Thèse de doctorat, École Nationale des Ponts et Chaussées, 1997.
- [BEN 01] BENAHMED N., Comportement mécanique d'un sable sous cisaillement monotone et cyclique : application aux phénomènes de liquéfaction et mobilité cyclique, Thèse de doctorat, École Nationale des Ponts et Chaussées, 2001.
- [BIA 09] BIAN H. and SHAHROUR I., "Numerical model for unsaturated sandy soils under cyclic loading: Application to liquefaction", *Technical Note, Soil Dynamics and Earthquake engineering*, 29, 237-244, 2009.
- [BIS 63] BISHOP A.W. and BLIGHT G.E., "Some aspects of effective stress in saturated and partly saturated soils", *Géotechnique*, Vol. 13, Issue 3, 177-197, Sept. 1963.
- [BIS 75] BISHOP A. W. and WESLEY L. D., "A hydraulic apparatus for controlled stress path testing", *Géotechnique*, Vol. 25, Issue 4, 657-670, 1975.
- [CHA 78] CHANEY R.C., "Saturation effects on the cyclic strength of sands", *ASCE Geotechnical Engineering Division Specialty Conference*, June 19-21, 1978, California.
- [CUI 96] Y.J. CUI and P. DELAGE, "Yielding and plastic behavior of an unsaturated compacted silt", *Geotechnique*, Vol. 46, No.2, 291-311, 1996.
- [DEL 10] DELLA N., MISSOUM H., ARAB A., BALKHATIR M., "Experimental study of the overconsolidation and saturation effects on mechanical characteristics and residual strength of Chlef river sandy soil", *Periodica Polytechnica*, 2010, 107 – 116.
- [EN 98] EN 1998-5 : Eurocode 8 – Calcul des structures pour leur résistance aux séismes – Partie 5 : Fondations, ouvrages de soutènement et aspects géotechniques
- [FRE 93] FREDLUND D.G. and RAHARDJO H., "Soil mechanics for unsaturated soils", *Wiley-Interscience*, 1993.
- [GRO 00] GROZIC J.L.H., ROBERTSON P.K. and MORGENTERN N.R., "Cyclic liquefaction of loose gassy sand", *Canadian Geotechnical Journal*, 37: 843 – 856, 2000.
- [HAR 09] HAREB H., Influence de l'histoire des préchargements drainés sur le comportement à la liquéfaction du sable d'Hostun très lâche, Thèse de doctorat, École Nationale des Travaux Publics de l'État, 2009..
- [KAW 68] KAWASUMI H., "General report on the Niigata earthquake of 1964", *Tokyo Electrical Engineering College Press*, Tokyo, Japan, 1968.
- [LAD 77] LADE P.V. and HERNANDEZ S.B., "Membrane penetration effects in undrained tests", *Journal of the geotechnical division*, ASCE, 1977, 109-125.
- [MIC 09] MICHALLET H., MORY M. et PIEDRA-CUEVA I., "Wave-induced pressure measurements near a coastal structure", *Journal of Geophysical Research*, Vol. 114, 2009.
- [MIT 08] MITSUJI K., "Numerical simulations for development of liquefaction countermeasures by use of partially saturated sand", *The 14<sup>th</sup> World Conference on Earthquakes Engineering*, October 12-17, 2008, Beijing, China.
- [OKA 06] OKAMURA M. and SOGA Y., "Effects of pore fluid compressibility on liquefaction resistance of partially saturated sand", *Soils and Foundations*, Vol. 46, No. 5, 695-700, Oct. 2006.
- [SEE 82] SEED H.B. and IDRIS I.M., "Ground motions and soil liquefaction during earthquakes", *Earthquakes engineering research institute*, 1982.
- [SHE 77] SHERIF M.A., ISHIBASHI I. and TSUCHIYA C., "Saturation effect on initial soil liquefaction", *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, Vol. 103, No. 8, August 1977, pp. 914-917.
- [UNN 08] UNNO T., KAZAMA M., UZUOKA R. and SENTO N., "Liquefaction of unsaturated sand considering the pore air pressure and volume compressibility of the soil particle skeleton", *Soils and Foundations*, Vol. 48, No.1, 87-99, Feb. 2008.
- [VAI 00] VAID Y.P. and SIVATHAYALAN S., "Fundamental factors affecting liquefaction susceptibility of sands", *Canadian Geotechnical Journal*, 37 : 592-606, 2000.
- [YOS 89] YOSHIMI Y., TANAKA K. and TOKIMATSU K., "Liquefaction resistance of a partially saturated sand", *Soils and Foundations*, Vol. 29, No.3, 157-162, Sept. 1989.