

Sensibilité aux séismes d'un matériau de barrage

Seismic sensitivity of a dam material

J.-M. Fleureau & S. Hadiwardoyo

Laboratoire de Mécanique, Ecole Centrale Paris & CNRS, Châtenay-Malabry, France

S. Kheirbek-Saoud

Faculté de Génie Civil, Université Tichhrine, Lattaquié, Syrie

RÉSUMÉ

Les méthodes actuelles de caractérisation des matériaux et de dimensionnement permettent d'estimer de façon relativement fiable la stabilité des barrages sous l'effet de séismes. Actuellement, de nombreuses expertises sont menées sur d'anciens barrages dont on souhaite ré-évaluer la sécurité vis-à-vis des risques de liquéfaction et de rupture. Cette communication décrit l'étude expérimentale réalisée sur les matériaux d'origine glaciaire d'un barrage de grande hauteur, comportant de gros éléments jusqu'à 50 mm. Des essais de caractérisation géotechnique du sol ont été réalisés sur le matériau, complétés par des essais triaxiaux monotones consolidés drainés (CD), qui ont permis de définir le critère de rupture du sol et sa courbe d'état critique. Des essais non drainés ont permis d'étudier le comportement sous l'effet de cycles de chargement répétés, et plus particulièrement le rôle de la granulométrie, des contraintes de consolidation et du déviateur cyclique.

ABSTRACT

Present experimental and numerical methods provide reliable ways to estimate the stability of earthdams under the effect of earthquakes. Currently, many appraisals are led on older dams in order to re-evaluate their safety against the risks of liquefaction and failure. The paper describes an experimental study carried out on the materials of glacial origin of a large height dam, including big elements up to 50 mm. Geotechnical characterization tests have been made on the material, complemented by consolidated drained monotonous triaxial tests (CD), to derive the failure criterion of the soil and its critical state curve. Undrained tests were carried out to study the behaviour under the effect of repeated loading cycles, and in particular the role of the grain size distribution, consolidation stresses and cyclic stress deviator.

1 INTRODUCTION

De très nombreux travaux ont été consacrés au comportement des matériaux granulaires de barrage sous sollicitations cycliques, parmi lesquels ceux de Seed (1966), Castro (1987, 1994), Canou et al. (2002). Dans les sols saturés peu denses, celles-ci entraînent un réarrangement des grains qui conduit à une augmentation de la pression interstitielle si le sol est non drainé. Lorsque la pression interstitielle u devient égale à la contrainte de confinement σ_3 , le sol perd toute résistance et se « liquéfie », ce qui génère de grandes déformations permanentes. De nombreux paramètres influencent le phénomène de liquéfaction : la nature du sol, sa densité initiale, l'intensité de la sollicitation rapportée à la contrainte de consolidation du sol (q_c/σ'_{3c} , où q_c représente l'amplitude du déviateur de contraintes cyclique appliqué), le nombre de cycles, le type d'essai (triaxial ou de cisaillement), la rotation des directions principales du tenseur des contraintes, etc. En revanche, la forme des cycles et leur fréquence ne jouent en général pas de rôle. Parmi les sols les plus liquéfiables, on trouve les sols fins sans cohésion à granulométrie étroite, mis en place à faible densité relative. Notons que, dans la réalité, la perméabilité des matériaux considérés est souvent assez forte, et que la condition « non drainée » ne sera que rarement vérifiée, ce qui, du point de vue de la liquéfaction, va dans le sens de la sécurité. Tous ces caractères se retrouvent dans les matériaux de barrage dont le choix résulte souvent de compromis.

L'étude présentée ci-après porte, d'une part, sur la caractérisation de deux matériaux de barrage, dénommés « matériau 2 » et « matériau 3 » et la mesure de leurs propriétés en moyennes et grandes déformations au moyen d'essais triaxiaux monotones quasi-statiques et, d'autre part, sur la détermination des conditions de rupture et des risques de liquéfaction, sous l'effet d'un chargement répété.

2 MATÉRIAUX ET MÉTHODES

L'étude a été réalisée sur deux matériaux d'origine glaciaire (« till ») prélevés en des points différents du barrage, dont les tailles des grains ont été limitées à 50 mm. Les caractéristiques, les courbes granulométriques et les courbes de compactage sont représentées dans le tableau 1 et les figures 1 et 2. Les granulométries des deux matériaux sont très différentes, avec un pourcentage d'éléments inférieurs à 80 μm qui passe de 21% pour le matériau 3 à presque 0% pour le matériau 2 et une distribution beaucoup plus étalée pour le matériau 3 dont le coefficient d'uniformité C_u est de 230 contre 50 pour le matériau 2.

Tableau 1. Caractéristiques des matériaux

	G_s	W_{nat} %	W_{OPN} %	γ_{DOPN} kN/m^3	e_{min}	e_{max}
Mat. 2	2,83	4,9	6,0	23,0	0,385	0,671
Mat. 3	3,01	5,9	7,7	22,8	0,255	0,493

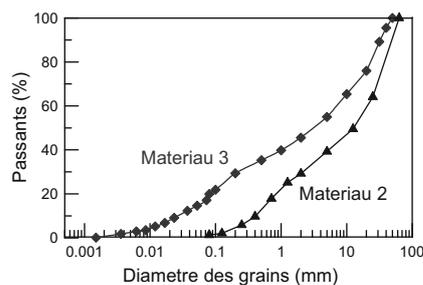


Figure 1. Courbes granulométriques des matériaux étudiés

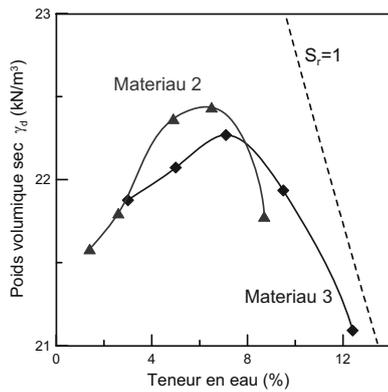


Figure 2. Courbes de compactage des matériaux étudiés

Une fois le matériau humidifié à la teneur en eau choisie (5,5% pour le matériau 2 ; 6% pour le 3), l'échantillon de 30 cm de diamètre et 60 cm de hauteur est compacté au moyen d'une dame Proctor modifiée, en six couches, avec contrôle de la densité de chaque couche, jusqu'à obtenir la densité sèche désirée correspondant aux conditions de mise en place dans le barrage (2,3 Mg/m³ pour le matériau 2 ; 2,4 pour le 3). La cellule est ensuite placée sur une presse hydraulique asservie MTS d'une capacité de 500 kN. Les mesures de force et de déplacement sont effectuées au moyen des capteurs de la presse, de portées 100 kN et 100 mm, respectivement. Les pressions latérales et interstitielles sont imposées par des contrôleurs GDS, qui servent aussi à mesurer les variations de volume avec une précision de $\pm 1 \text{ mm}^3$. Des capteurs de pression interstitielle sont également reliés aux embases drainantes inférieure et supérieure, ainsi qu'à une aiguille placée au centre de l'échantillon. Compte-tenu de la perméabilité relativement élevée du matériau remanié, les différentes pressions mesurées sont toujours restées très proches les unes des autres. Les capteurs sont reliés à une carte d'acquisition 16 bits de marque National Instruments et les mesures sont acquises au moyen du logiciel LabView et stockées dans un microordinateur. Le pilotage de la presse MTS permet d'imposer un pilotage en force ou en déplacement avec des variations monotones ou cycliques à des fréquences allant jusqu'à 10 Hz. La saturation de l'échantillon s'effectue par l'application d'une contre-pression de 800 kPa ; pour tous les essais, la valeur du coefficient B de Skempton est supérieure à 95%.

Deux types d'essais ont été effectués sur les échantillons ainsi préparés :

a) des essais monotones consolidés drainés. Après saturation, les échantillons sont consolidés isotropiquement, puis écrasés, en trois étapes successives (essai « multi-stage »). Les différentes phases sont les suivantes :

- consolidation isotrope de l'échantillon sous une contrainte $(\sigma'_3)_1$;
- écrasement sous la contrainte $(\sigma_3)_1$ jusqu'au maximum de la force axiale ; arrêt de la presse ;
- consolidation isotrope de l'échantillon sous une contrainte $(\sigma'_3)_2$;
- écrasement sous la contrainte $(\sigma_3)_2$ jusqu'à stabilisation de la force axiale ; arrêt de la presse, etc. ;

b) des essais cycliques. La procédure de préparation est la même que pour les essais monotones mais la consolidation isotrope est suivie d'une consolidation anisotrope (chargement axial drainé) de manière à simuler l'état de contrainte de l'ouvrage. On effectue ensuite 50 cycles non drainés de chargement-déchargement à une fréquence de 0,01 Hz ou 0,1 Hz avec un déviateur positif, c'est-à-dire sans rotation des directions principales du tenseur des contraintes.

3 RÉSULTATS ET DISCUSSION

3.1 Essais triaxiaux monotones « multi-stage »

Les résultats obtenus sur le matériau 2 sont présentés sur la figure 3.

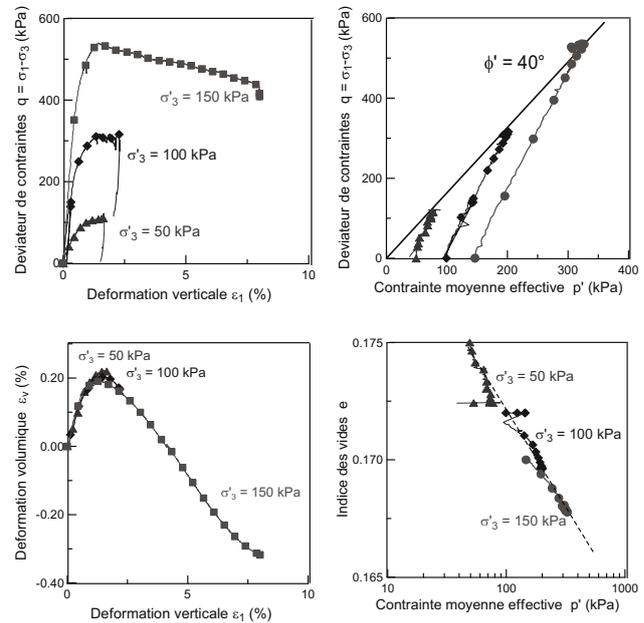


Figure 3. Résultats des essais triaxiaux multi-stage sur le matériau n° 2

L'allure des courbes est caractéristique du comportement d'un matériau granulaire, avec une première phase de contraction (jusqu'à une déformation volumique de 0,2% pour une déformation axiale de 2%), suivie par une phase de dilatance. L'allure des courbes contrainte-déformation indique qu'il s'agit d'un matériau fragile. La pente M du critère de rupture, dans le plan $[p', q]$ est de 1,64, ce qui correspond à un angle de frottement interne effectif ϕ' de 40 degrés environ, avec une cohésion nulle. Dans le plan $[p', e]$, les points finaux des trois phases permettent de définir la droite d'état limite du sol. Compte-tenu de la nature granulaire de celui-ci, on peut s'interroger sur le fait que cette droite représente ou non la droite d'état critique, parallèle à la droite normalement consolidée. Ce n'est probablement pas le cas, comme l'indiquent (i) la très faible pente de la droite (0,009), comparée à celle déduite des corrélations avec e_{\min} et e_{\max} (Biarez et Hicher, 1994), qui est de 0,155, (ii) l'allure des variations de volume, caractéristique d'un matériau surconsolidé, (iii) la forte densité initiale des échantillons (supérieure à la densité maximum normalisée).

Pour le matériau 3, on trouve des résultats très similaires, avec une pente M égale à 1,81 et un angle de frottement ϕ' de 44 degrés.

3.2 Essais triaxiaux cycliques

Les résultats présentés mettent en évidence l'influence de la granulométrie, du déviateur cyclique et des contraintes de consolidation (Hadiwardoyo, 2002).

3.2.1 Influence de la granulométrie

Les résultats des essais sur les deux matériaux sont présentés sur la figure 4. Dans les deux cas, les contraintes de consolidation et les déviateurs cycliques sont du même ordre de grandeur. Dans l'échantillon de matériau 2, qui contient la plus faible proportion de fines, les déformations permanentes se développent

très rapidement dès le premier cycle (d'environ 1% par cycle, l'essai ayant été interrompu au douzième cycle), tandis que les déformations réversibles sont très petites. Dans le plan $[p', q]$, la courbe du déviateur en fonction de la contrainte moyenne effective arrive au contact de la ligne de rupture (pour $\phi' = 40$ degrés). L'augmentation de pression interstitielle reste très limitée, à 25% de σ'_{3c} , pratiquement identique dans les deux cas, de sorte qu'il ne s'agit pas d'une rupture par liquéfaction. Dans le cas du matériau n° 3, les déformations n'atteignent que 7,5% au bout de 50 cycles. Les déformations réversibles diminuent du premier au dernier cycle. Dans le plan $[p', q]$, les contraintes moyennes effectives diminuent pendant l'application des cycles, mais la courbe n'atteint pas la ligne de rupture (pour $\phi' = 44$ degrés) au bout des 50 cycles. L'écart entre les deux granulométries se traduit donc par des différences importantes de comportement lors du chargement cyclique. Ce résultat est en accord avec ceux de la littérature qui indiquent une plus grande instabilité pour les matériaux dont la granulométrie est la plus étroite.

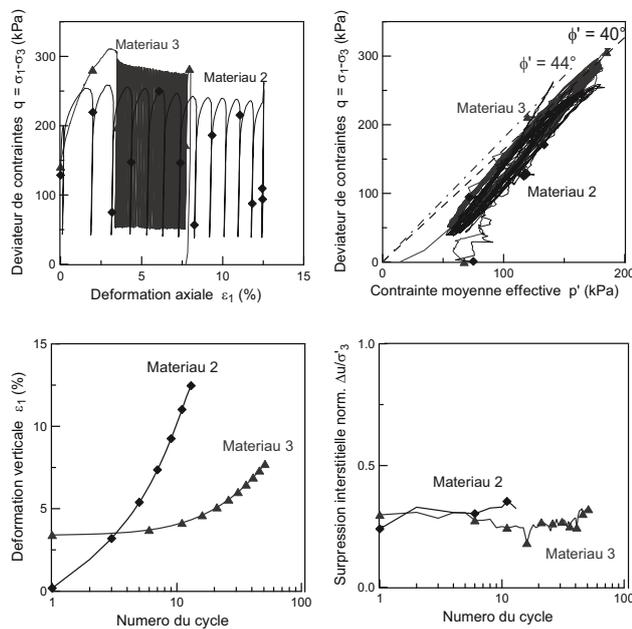


Figure 4. Résultats des essais cycliques sur les matériaux 2 et 3 ($\sigma'_{3c} = 70$ kPa, $\sigma'_{1c} = 200$ kPa $q_c/\sigma'_{3c} = \pm 1.6$)

On note une différence importante dans les teneurs en eau en fin d'essai pour les deux sols : pour le matériau 2, la teneur en eau finale est de l'ordre de 8 à 9% pour tous les essais, tandis que la valeur est d'environ 5 à 7% pour le matériau 3. C'est donc dans le matériau contenant la plus faible proportion de fines que l'augmentation de teneur en eau est la plus forte, augmentation qu'il faut relier aux variations de volume lors de la saturation, les variations lors de la consolidation étant du même ordre de grandeur. Ce phénomène est certainement dû à l'arrangement moins stable du matériau 2, entraînant un gonflement global plus fort. La différence de comportement observée entre les deux matériaux, tant en chargement monotone que cyclique, est probablement liée à l'écart entre les teneurs en eau finales, qui se traduit par une variation relative très sensible de l'indice des vides qui atteint ou dépasse 25%.

3.2.2 Influence du déviateur cyclique

Trois échantillons du matériau 3 ont été préparés dans les mêmes conditions et consolidés sous une contrainte isotrope de 67 kPa et des contraintes déviatoires de 210, 130 et 210 kPa, respectivement. Les échantillons ont été ensuite soumis à des déviateurs cycliques de 65 kPa, 115 kPa et 230 kPa (Fig. 6). Si

l'on compare les échantillons 1 et 3, consolidés de façon identique, on constate que les déformations sont sensiblement plus importantes sous le déviateur cyclique le plus fort puisqu'elles atteignent alors environ 13%, contre seulement 4% sous le déviateur faible. Dans les deux cas, une fraction importante de la déformation finale est obtenue dès la fin du premier cycle : 60% pour le déviateur fort, 75% pour le déviateur faible. La forte contrainte déviatoire de consolidation entraîne une déformation assez importante et une tendance à la dilatance dès le début des cycles, d'où la diminution de pression interstitielle en fin de premier cycle.

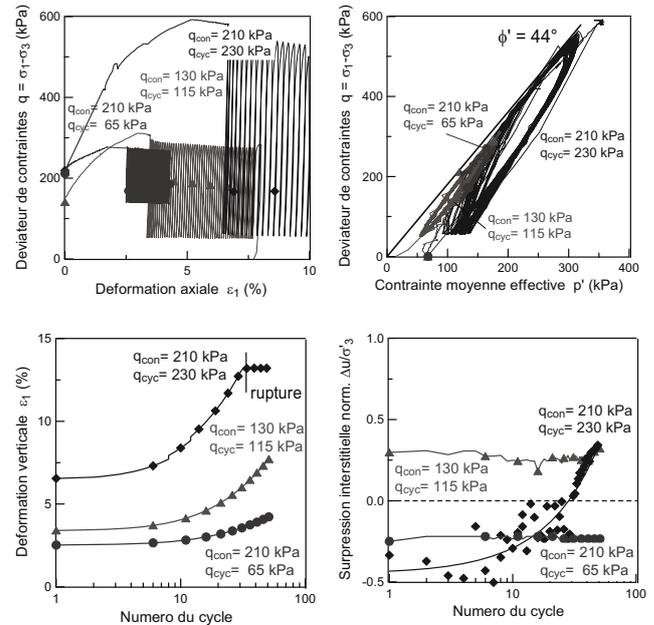


Figure 5. Essais sous différents déviateurs cycliques (matériau 3, $\sigma'_{3c} = 70$ kPa, $q_c/\sigma'_{3c} = 1, 1.6$ et 3.4)

Ensuite, la pression reste constante sous faible déviateur et augmente sensiblement sous fort déviateur mais, compte-tenu de la faible valeur initiale, sa valeur finale n'atteint que 30% de la contrainte latérale de consolidation lorsque se produit la rupture : la rupture observée dans l'échantillon le plus sollicité n'est donc pas non plus une rupture par liquéfaction.

Le comportement de l'échantillon soumis au déviateur cyclique de 130 kPa est intermédiaire entre les deux précédents par beaucoup d'aspects, sauf en ce qui concerne la pression interstitielle. La faible contrainte déviatoire de consolidation n'entraîne que des déformations limitées du matériau qui présente encore un comportement contractant lors du premier cycle : on observe dans ce cas une légère augmentation de la pression lors du premier cycle et non une diminution ; la pression n'évolue pas au cours des cycles suivants. La déformation finale atteint environ 7%, dont 60% de cette valeur en fin de premier cycle. On n'observe pas de rupture.

Pour l'échantillon soumis au déviateur le plus faible, l'essai a été poursuivi jusqu'au 50^{ème} cycle. La déformation permanente augmente de façon régulière tandis que la déformation réversible varie très peu. Dans le plan $[p', q]$, on constate que les cycles évoluent peu jusqu'au dernier cycle. Le matériau faiblement chargé reste assez loin d'un état de rupture.

3.2.3 Influence de la contrainte de consolidation et de la fréquence de sollicitation

Les deux échantillons de matériau 3 ont été consolidés sous des contraintes effectives horizontales de 70 kPa et 100 kPa, respectivement, avec un rapport $\sigma'_{1c}/\sigma'_{3c}$ de 3. La figure 6 montre les

résultats des deux essais sous des déviateurs cycliques approximativement égaux, de l'ordre de 130 kPa.

Tous les auteurs notent que la contrainte de confinement joue un rôle stabilisateur très important dans le phénomène de liquéfaction. Dans le cas de nos essais, les résultats ne sont pas très clairs car les valeurs de contraintes effectives de consolidation sont très proches.

On constate néanmoins que l'échantillon consolidé sous les contraintes les plus faibles présente une déformabilité plus forte que l'autre (8% contre 5% au bout de 50 cycles), mais aucun des deux n'atteint la rupture. Comme précédemment, le déviateur de consolidation le plus élevé conduit à une déformation plus importante du matériau, qui entraîne un caractère moins contractant du sol lors du premier cycle, c'est à dire une augmentation plus faible de pression interstitielle, même si, dans ce cas, cela ne va pas jusqu'à une valeur négative. Cette pression augmente ensuite lentement au cours des cycles pour rejoindre sensiblement celle de l'autre échantillon qui reste stable.

Des essais complémentaires à différentes fréquences de sollicitation (0,01 Hz et 0,1 Hz) ont également été réalisés et n'ont pas mis en évidence d'influence de ce paramètre sur les résultats obtenus.

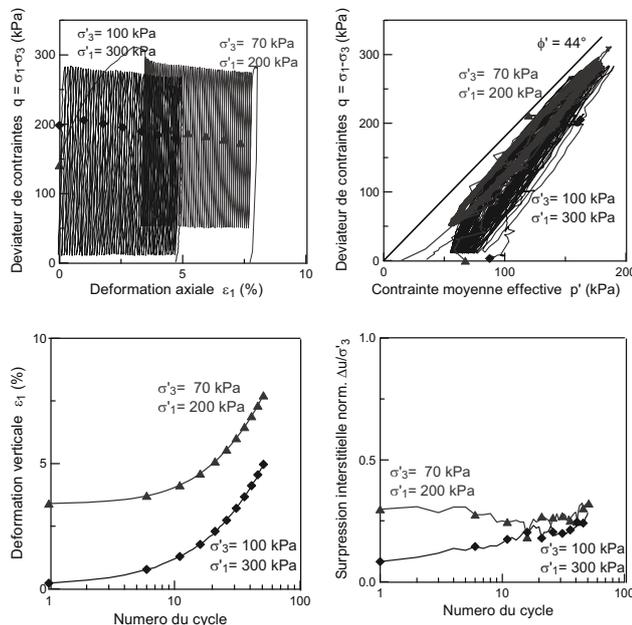


Figure 6. Essais sur des échantillons préparés à différentes contraintes de consolidation (matériau 3, $q_c = 125$ et 115 kPa)

4 CONCLUSION

En dépit de la dimension inhabituelle des grains (jusqu'à 50 mm) et de la nature des matériaux (d'origine glaciaire), ceux-ci présentent toutes les caractéristiques habituelles des matériaux granulaires : comportement surconsolidé dilatant en grandes déformations, angles de frottement usuels, etc.

Les essais cycliques réalisés sur ces matériaux ont montré leur faible sensibilité à la liquéfaction dans le domaine des contraintes qu'un séisme est susceptible d'engendrer dans la région considérée. Cette conclusion est liée d'une part à la densité initiale très élevée des matériaux compactés et, d'autre part, au type de sollicitations appliquées (chargement répété, tel que $q_c > 0$), pour lequel on observe le plus souvent une stabilisation de la pression interstitielle avant d'arriver à la liquéfaction.

En outre, l'étude de sensibilité effectuée sur différents paramètres montre que le matériau n° 2, dont la granulométrie est la plus étroite et qui contient la plus faible proportion de fines, présente une résistance sensiblement plus faible que le matériau n° 3 dans les mêmes conditions de consolidation et de déviateur cyclique. On retrouve par ailleurs l'effet habituel de la contrainte de consolidation, du déviateur cyclique et de la fréquence des sollicitations.

Il faut noter que, dans la mesure où la rupture observée n'est jamais une rupture par liquéfaction, les conditions de drainage du matériau (passage d'un comportement « non drainé » à un comportement « drainé ») ne conduiront pas nécessairement à une augmentation de stabilité de l'ouvrage ; dans certains cas, où la dilatance conduit à une diminution de la pression interstitielle, le drainage peut même entraîner une aggravation de la situation.

En conclusion, les essais effectués peuvent permettre de réaliser une modélisation réaliste du comportement de l'ouvrage vis-à-vis du risque sismique à condition de faire appel à un modèle de comportement du sol prenant en compte la dilataance et le comportement réel des matériaux granulaires.

RÉFÉRENCES

- Biarez J. and Hicher P.-Y. 1994. *Elementary mechanics of soil behaviour*, Balkema, Rotterdam.
- Canou J., Benhamed N., Dupla J.C. et de Gennaro V. 2002. Instabilités de liquéfaction et phénomènes de mobilité cyclique dans les sables, *Revue Franç. Géotechnique*, 98.
- Castro G. 1987. On the behavior of soils during liquefaction – Liquefaction, *Soil Dynamics and liquefaction*, A.S. Cakmak ed., Elsevier, Amsterdam, 169-204.
- Castro G. 1994. Seismically induced triggering of liquefaction failures, *13th I.C.S.M.F.E.*, New Delhi, Japanese Society Soil Mech. ed., 213-218.
- Hadiwardoyo S. 2002. *Caractérisation des matériaux granulaires*. Thèse de Docteur de l'Ecole Centrale Paris.
- Seed H.B. 1966. Liquefaction of saturated sands during cyclic loading, *J. Soil Mech. and Found. Div. ASCE*, vol. 92, SM6, Novembre 1966, 105-134.