日本地震工学会論文集　第14巻、第1号、2014

# 液状化地盤における免震メカニズムのエネルギー的検討

國生剛治[1)]

1) 正会員　中央大学理工学部教授　工博
e-mail : kokusho@civil.chuo-u.ac.jp

**要　約**

砂地盤の液状化現象では、支持力の減少と同時に地震波エネルギーが伝達しにくくなることによる「免震効果」あるいは「ベースアイソレーション効果」が表れることが経験的に知られている。免震効果によって構造物へ入射する波動エネルギーが減少すれば、上部構造物の地震慣性力による被害は軽減することにつながるが、そのメカニズムを理論的に検討する試みは稀であった。ここでは均質砂層を対象とした単純なモデルにより、液状化にともなうS波速度$V_s$の低下と内部減衰定数$D$の変化が地震波動エネルギーの地表への伝達率に与える影響を検討した。その結果、免震メカニズムは主に液状化層中の$V_s$の大幅な低下により、非液状化・液状化層境界でエネルギー伝達率が低減する効果と、液状化層中で地震波の波長が短くなり内部減衰による距離減衰が増大する効果に分けられ、液状化層が厚い場合ほど距離減衰が増大する効果の方が大きくなることを示した。

*キーワード：　液状化免震、地震波動エネルギー、インピーダンス比、距離減衰*

## 1．はじめに

砂地盤の液状化現象では、支持力の減少と同時に地震波エネルギーが伝達しにくくなることによる「免震効果」あるいは「ベースアイソレーション効果」が発揮されることが知られている。免震性が実際に表れた地震記録としては1964年新潟地震の川岸町の強震計記録が有名である[1)]。これはN値10程度以下の極めて緩い飽和砂地盤上に直接基礎で建てられた4階建て鉄筋コンクリート県営アパートにおいて記録されたものである。基礎と屋上に置かれた地震計のいずれにおいても、初期微動後に主要動が数秒間続いたあと長周期のゆったりした動きのみとなる。それには表面波成分が多少含まれている可能性も考えられるが、密度の緩い砂地盤の典型的な液状化を反映していると考えられる。

近年では強震観測点が増加するにつれて、液状化により地震動後半の揺れが低減するような地震記録が多数得られるようになってきた。米国カリフォルニア州で起きた1987年インペリアル・バレー地震のWildlife 地点での記録は、サイクリックモビリティー型の波形が実際に記録された初期の例である[2)]。そこでは加速度記録の他に地盤中での間隙水圧上昇の記録も得られ、液状化発生を裏付けている。さらに1992年釧路沖地震での釧路港の鉛直アレーで得られた地表記録[3)]にもサイクリックモビリティー型の液状化の特徴を持つ波形が表れている。1995年兵庫県南部地震のポートアイランド（PI）鉛直アレー記録では液状化地盤による水平加速度の減少が深度別の実測記録により初めて実証され[4)]、その記録を使った計算から液状化層で大きな波動エネルギー損失が起きたことが示された[5)]。また2007年新潟県中越沖地震でのK-NET柏崎の記録[6)]、2011年東北地方太平洋沖地震でのK-NET稲毛の記録にも液状化によ

る震動低減効果が表れ[7]、決して珍しい現象でないことが分かってきた。

これらのうち前述の新潟市川岸町の記録は特に免震効果が高く主要動の後半で長周期の波形以外はほとんど遮断されているが、他地点の記録では振幅の減少後もある程度の震動が伝わっている。このような免震効果の程度の違いには、液状化地盤の物性変化の程度が関わっていると考えられる。

一方、液状化地盤の免震効果によって構造物へ入射する波動エネルギーが減少するため、上部構造物の慣性力による被害が減少する傾向はこれまでも地震の度に認識されてきた。例えば、新潟市川岸町のRCアパートの被災後の写真[8]からは、窓ガラス破損や壁の亀裂など震動による直接的被害は見られない。1995年兵庫県南部地震の際には、液状化した湾岸埋立地域を通過する阪神高速高架道路では基礎構造物には被害が集中したが、上部構造物には慣性力による直接的被害がほとんど見られず、対照的に数㎞内陸の非液状化地盤を通過する同種の上部構造物では激しい倒壊が起きた[9]。また1999年トルコゴジャエリ地震では、アダパザーリ市での建物の被害のうち慣性力被害が集中した地域と地盤被害が集中した地域が重なっていないこと[10]、2004年新潟県中越地震では見附市の家屋の屋根瓦損傷被害が液状化発生地域で極めて少なかったこと[11]、2011年東北地方太平洋沖地震での東京湾岸液状化地域では構造物の慣性力による直接被害がほとんど見られなかったことなど枚挙にいとまがない。このように傾向的には広く認識されている液状化地盤での免震効果であるが、個別の解析モデルについて液状化が構造物や基礎の加速度応答に及ぼす数値解析的検討は散見されるものの[12][13]、その基本的メカニズムの理論的分析を試みた研究は極めて稀である。

免震効果を評価する指標としては加速度・速度やエネルギーが考えられる。従来から地震に対する設計では加速度が使われてきたが、構造物の被害は必ずしも加速度の大きさだけでは決まらず、むしろ地盤や構造物に生じるひずみに直結した速度や波動エネルギーと密接に関連していると考えられる。このような考え方に立ち、筆者らは鉛直アレー地震記録を用いて表層地盤での地震波動エネルギーフローについて検討を重ねてきた[14][15][16]。

本検討でも波動エネルギーフローに着目し、液状化が引き起こす免震メカニズムの基本特性を調べる。まず液状化による砂の物性変化を非排水三軸繰返し載荷試験で定量化する。その物性変化と免震効果の関連を単純な条件下で把握するために、均質な砂地盤モデルを想定し、その液状化の進行により下部の非液状化層から地表への波動エネルギー伝達率がどのように変化するかを単純な1次元波動伝播理論により検討する。

## 2. 検討用地盤モデルと免震効果メカニズム

液状化地盤が免震効果を発揮するメカニズムを単純な条件で調べるために、**図 1** のように地下水位が地表に一致した均質な飽和砂層を想定し、その地表から層厚 $H$ の部分が地震動による非排水繰返しせん断を受けて液状化すると考える。その下は同じ砂層であっても何らか（年代効果など）の理由で液状化抵抗が高いため液状化しないと仮定する。

液状化前の砂層の密度を $\rho$、地震時等価せん断ひずみ振幅に対応したせん断剛性を $G_1$、S 波速度を $V_{s1}=\sqrt{G_1/\rho}$ 、非粘性（振動数非依存型）減衰定数[17]を $D_1$ とする。この砂層が地震を受けて地表から厚さ $H$ の部分は均一に液状化し、発生ひずみ振幅が増加するとともに $G_1 \rightarrow G$、$V_{s1} \rightarrow V_s$、$D_1 \rightarrow D$ に変化すると仮定する。単純化のため非液状化層では物性値は全く変化せず、その結果、明確な物性値不連続境界を持つ 2 層系地盤に変化すると考える。この場合、砂層を図 1 のように液状化層と非液状化層からなる 2 層系でモデル化し、調和 SH 波入力による定常応答を計算する。層境界を原点として $z$ 座標を鉛直上向きにとり、調和 SH 波の振動数と角振動数を $f$ と $\omega=2\pi f$ 、地表での上昇波変位振幅を $A_s$、境界直上での上昇波と下降波の振幅を $A_1$、$B_1$、境界直下での上昇波と下降波の振幅を $A_2$、$B_2$ として、液状化層と非液状化層の変位 $u_1$、$u_2$ を次式で表わす。

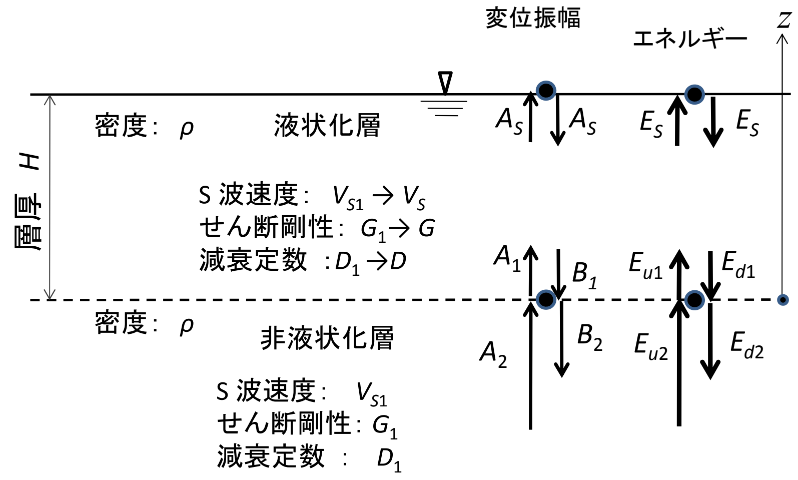


図 1　液状化層と非液状化層からなる 2 層系地盤モデル

$$u_1 = A_1 e^{i\left(\omega t - k^* z\right)} + B_1 e^{i\left(\omega t + k^* z\right)} \tag{1}$$

$$u_2 = A_2 e^{i\left(\omega t - k_1^* z\right)} + B_2 e^{i\left(\omega t + k_1^* z\right)} \tag{2}$$

ここに $k^*=\omega/V_s^*$、$k_1^*=\omega/V_{s1}^*$ は表層と基盤での複素波数であり、複素 S 波速度 $V_s^* = \left(1+2iD\right)^{1/2} V_s$ と $V_{s1}^* = \left(1+2iD_1\right)^{1/2} V_{s1}$ により表わしている。

層境界 $z$=0 における変位と応力の連続条件と地表 $z$=$H$ でせん断応力ゼロの条件から、液状化層下端と非液状化層上端の間の振幅比として次式が得られる [14]。

$$\frac{A_1}{A_2} = \frac{2}{\left(1+\alpha^*\right) + \left(1-\alpha^*\right) e^{-2ik^* H}} \tag{3}$$

$\alpha^*$ はインピーダンス比 $\alpha = \rho V_s / \rho_1 V_{s1}$ から次式で表わされる複素インピーダンス比である。

$$\alpha^* = \frac{\rho V_s^*}{\rho_1 V_{s1}^*} = \alpha \left( \frac{1+2iD}{1+2iD_1} \right)^{1/2} \tag{4}$$

また、地表と液状化層下端の間の振幅比は次式で表わされる。

$$\frac{A_s}{A_1} = e^{-ik^* H} \tag{5}$$

したがって、地表と非液状化層上端との振幅比は式(3)(5)から次式のようになる [14]。

$$\frac{A_s}{A_2} = \frac{2}{\left(1+\alpha^*\right) e^{ik^* H} + \left(1-\alpha^*\right) e^{-ik^* H}} \tag{6}$$

次に波動エネルギーについては、図 1 に示すように非液状化層上端での上昇と下降のエネルギーを $E_{u2}$、と $E_{d2}$、液状化層下端での上昇と下降のエネルギーを $E_{u1}$ と $E_{d1}$、さらに地表でのエネルギーを $E_S$ とすると、式(3)(5)(6)の振幅比に対応したエネルギー比はそれぞれ次式で表される [14]。

$$\frac{E_{u1}}{E_{u2}} = \left|\alpha^* \frac{A_1^{\,2}}{A_2^{\,2}}\right| = \left|\alpha^* \left[\frac{2}{\left(1+\alpha^*\right)+\left(1-\alpha^*\right)e^{-2ik^*H}}\right]^2\right| \tag{7}$$

$$\frac{E_s}{E_{u1}} = \left|\frac{A_s^{\,2}}{A_1^{\,2}}\right| = \left|e^{-2ik^*H}\right| \tag{8}$$

$$\frac{E_s}{E_{u2}} = \left|\alpha^* \frac{A_s^{\,2}}{A_2^{\,2}}\right| = \left|\alpha^* \left[\frac{2}{\left(1+\alpha^*\right)e^{ik^*H}+\left(1-\alpha^*\right)e^{-ik^*H}}\right]^2\right| \tag{9}$$

ところで、液状化現象は上記の定常振動応答からはほど遠い非定常現象であることは言うまでもない。液状化層では砂地盤の S 波速度 $V_s$ あるいはせん断剛性 $G$ は非液状化層に比べて液状化の進行と共に大幅に低下する。ちなみに、兵庫県南部地震 PI 地点での鉛直アレー記録の逆解析からは、液状化層の $V_s$ が最終的に初期値の約 20%にまで低下したとの結果が得られている [4)]。また、液状化の進行により内部減衰が増加する傾向も同じ逆解析から得られている [4)]。このような物性変化により、液状化層でのエネルギー損失が増えて層下端での下降波の振幅 $B_1$ がほぼ無視しうるレベルまで減少すると仮定した場合、式(1)における表層での下降波振幅を $B_1=0$ と置くことにより、層境界でのエネルギー伝達率として式(7)に代わり次式が得られる。

$$\frac{E_{u1}}{E_{u2}} = \left|\alpha^*\right|\left|\frac{A_1^{\,2}}{A_2^{\,2}}\right| = \frac{4\alpha}{\left(1+\alpha\right)^2} \tag{10}$$

この式は、図 1 において地表面の上まで無限の均質地盤が続いており反射による下降波が生まれない条件での層境界エネルギー伝達率に相当している [14)]。なお式(10)においては減衰定数の影響を無視し $\alpha^* \rightarrow \alpha$ と置き換えているが、その影響は最大でも 2%程度で実質上問題にならない。ちなみに、式(10)では式(7)と異なり $k^*$に関わらず、インピーダンス比のみでエネルギー比が決まるため、不規則波をフーリエ級数の重ね合わせで表した場合に、各振動次数に対応する振幅ごとに式(10)を当てはめることができることから、任意の不規則地震波に適用可能である。

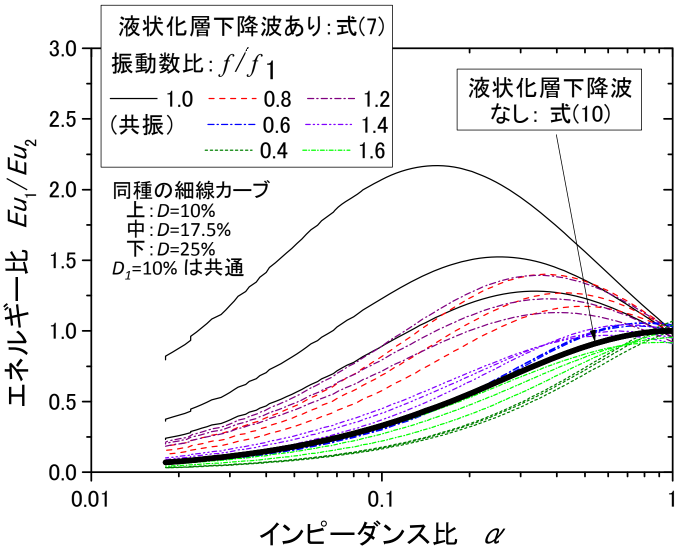


図 2　2 層系地盤での層境界エネルギー比とインピーダンス比の関係

このような下降波の影響を無視した近似が液状化層中の波動伝播にどの程度当てはまるかを見るために調和波定常応答に戻り、式(7)により層境界でのエネルギー比 $E_{u1}/E_{u2}$ のインピーダンス比 $\alpha$ に対する変化を $D_1$ をパラメータとして計算し、**図 2** において式(10)と比較している。図中の多数の細線カーブは下降波エネルギーを考慮した式(7)による結果である。式(7)の計算では三軸液状化試験結果（後出の図 4）を参考に、液状化層で $D_1$=10、17.5、25%と高めに設定している。非液状化層では強震時の減衰定数として $D_2$=10%一定としたが、その設定値の違いは結果にほとんど影響は与えないことを確認している。そして入力振動数 $f$ の表層共振振動数 $f_1 = V_{s1}/(4H)$ に対する振動数比を $f/f_1$=0.4、0.6、0.8、1.0、1.2、1.4、1.6 と段階的に変化させた場合について、定常振動状態でのエネルギー比 $E_{u1}/E_{u2}$ を細線カーブで示している。同じ種類の 3 本のカーブは上から下に $D_1$=10、17.5、25%に対応している。図 2 より、$f/f_1$= 0.8、1.0、1.2 の共振時またはその近傍については表層でのエネルギー蓄積効果により $E_{u1}/E_{u2}$>1.0 となるケースもあるが、共振から外れた $f/f_1$=0.6 以下や 1.4 以上の場合は $E_{u1}/E_{u2}\leq 1.0$ となる。

図中に重ね書きしている 1 本の太線カーブは、下降波エネルギーなしの式(10)による値である。共振から外れた定常応答による $E_{u1}/E_{u2}\sim\alpha$ 関係は定常応答であっても下降波エネルギーを無視した式(10)の太線カーブとほぼ整合した傾向を示すことが分かる。地盤の液状化は不規則地震波により地盤剛性の非線形化が逐次進行する現象であり、定常波による共振応答が生じる条件には全くない。つまり液状化地盤では共振に近い現象は起こり得ないため、エネルギーフローは $f/f_1$=0.6 以下や 1.4 以上の非共振状態での傾向に類似しており、この状態は事実上下降波エネルギーを無視した式(10)により近似できることが図 2 から読み取れる。

次に、層境界を通過した上昇エネルギーは液状化層を伝達して地表に到達するが、その間のエネルギー伝達率 $E_s/E_{u1}$ は式(8)で与えられる。その際 $D << 1.0$ と仮定すれば、式(8)中の複素波数を $k^* = \omega/V_s^*$ $= k/(1+2iD)^{0.5} \approx k(1-2iD)^{0.5} \approx k(1-iD)$ と表わすことにより次式となる 。

$$\frac{E_s}{E_{u1}} = \left| e^{-2ik^* H} \right| \approx e^{-2\frac{\omega D}{V_s}H} = e^{-2\beta H} \tag{11}$$

ここに　$\beta = \omega D/V_s$　は内部減衰により発生する距離減衰定数であり、大ひずみ時の主に履歴減衰が関わる液状化問題であるため減衰定数 $D$ については非粘性減衰を仮定している [17]。

以上の検討に基づけば、液状化層による免震効果を非液状化層から地表までのエネルギー伝達率 $E_s/E_{u2}$ で表現した場合、それは下記のメカニズム(a)とメカニズム(b)の積の形に分解でき、式(12)で表せることになる。

(a) $V_s$ の低下で非液状化層との層境界でインピーダンス比 $\alpha$ が低下するため、上昇エネルギーの伝達率 $E_{u1}/E_{u2}$ が式(10)により低下する。実際は非液状化・液状化層のインピーダンスの変化は必ずしも境界のみで集中的に起きるわけではなく境界付近のある区間で連続的に起きる可能性があるが、ここでは単純化のため境界面に集中してこのメカニズムが発揮されると考える。

(b) 地盤が液状化するとその中をあるひずみ振幅で 1 次元伝播する上昇波動が伝播中に履歴減衰定数 $D$ によるエネルギー損失を起こし、$z$=0 の境界から $z=H$ の地表に伝わるまでのエネルギー伝達率 $E_S/E_{u1}$ が式(11)により低下する。ここでは液状化層中での深度による物性変化や不均一性は考えず、地表まで均一に液状化し全層厚で均等にエネルギー損失を起こすと考える。

$$E_s/E_{u2} = E_{u1}/E_{u2} \times E_s/E_{u1} \tag{12}$$

## 3.　三軸液状化試験での物性値変化

液状化進行にともなう砂の物性変化を調べるために、以前に中型三軸試験機を用いて行った応力制御液状化試験（有効拘束圧 $\sigma_c'$ =98kPa）の結果を用いた。試験の供試体径は 10cm、高さは 20cm で、液状化

の起きやすい条件（目標相対密度 $D_r$=30、50%、細粒分含有率 $F_c$=0、 10、20%）の試験結果を用いた。試験材料は千葉県富津の埋立砂をふるい分けしたクリーンサンドであり、細粒分として低塑性シルト（$I_p$=6）を用いている。液状化試験の主要な条件と結果を**表 1** にまとめているが、詳細については文献 18）を参照いただきたい。

**図 3** には軸応力$\sigma_d$から計算したせん断応力$\tau=0.5\sigma_d$と軸ひずみ$\varepsilon$から計算したせん断ひずみ$\gamma=1.5\varepsilon$の関係を例示している。図示のように載荷回数 1 サイクル目での応力～ひずみ履歴カーブの正負の頂点を結ぶ割線剛性を $G_1$ とし、それ以降の各回での割線剛性を $G$ とする。また応力～ひずみカーブ 1 サイクル ABB'CD の履歴面積$\Delta W$ と三角形 OBB'に対応した最大ひずみエネルギー$W$ より $\Delta W/(4\pi W)$ で求められる減衰定数の各サイクルの値を $D$ とする。

**図 4** には表 1 の条件で行った三軸液状化試験（有効拘束圧$\sigma_c'$=98kPa）に基づき、両振幅せん断ひずみが繰返し載荷開始時の $\gamma_{DA}$=0.1%付近から 20%以上まで増大する間の各サイクルの $G$ を 1 サイクル目の $G_1$ で基準化したせん断剛性比 $G/G_1$ と履歴ループより算定した減衰定数 $D$ の変化を $\gamma_{DA}$ に対しプロットしている。今回対象とした試験条件では 1 サイクル目での両振幅せん断ひずみが $\gamma_{DA}$=0.08～0.13%で、供試体条件（相対密度や細粒分含有率）に大きく依存せず平均的に $\gamma_{DA}$≈0.1%となっている。また、同一供試体毎にせん断ひずみの増大による物性値の変化を細い点線で結んで表わしている。塗潰し記号で表わした剛性比は $\gamma_{DA}$ の増大とともに $G/G_1$=1.0 から 0 近くまで単調に減少するのに対し、白抜き記号の減衰

**表 1　　三軸液状化試験**

| 目標相対密度 $D_r$(%) | 細粒分含有率 $F_c$(%) | 試験直前相対密度 $D_r$（%） | 繰返し応力比 $\sigma_d/2\sigma'_c$ | 繰返し載荷回数 $N_c$ | | | | Nc=20回での応力比 $R_{L20}$ | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | $\varepsilon_{DA}$ | | | $\Delta u/\sigma c'$ | $\varepsilon_{DA}$ | | | $\Delta u/\sigma c'$ |
| | | | | 2% | 5% | 10% | 1.0 | 2% | 5% | 10% | 1.0 |
| 30 | 0 | 27 | 0.118 | 32 | 32 | 32 | 33 | 0.122 | 0.122 | 0.122 | 0.123 |
| | | 36 | 0.124 | 16 | 16 | 17 | 17 | 0.122 | 0.122 | 0.123 | 0.122 |
| 50 | 0 | 51 | 0.146 | 34 | 34 | 34 | 35 | 0.157 | 0.157 | 0.158 | 0.158 |
| | | 52 | 0.157 | 17 | 17 | 18 | 18 | 0.154 | 0.154 | 0.155 | 0.155 |
| | | 53 | 0.150 | 12 | 12 | 13 | 13 | 0.140 | 0.140 | 0.141 | 0.141 |
| 50 | 10 | 48 | 0.096 | 33 | 33 | 33 | 34 | 0.105 | 0.105 | 0.105 | 0.106 |
| | | 49 | 0.123 | 10 | 10 | 10 | 10 | 0.109 | 0.108 | 0.109 | 0.108 |
| 50 | 20 | 49 | 0.082 | 37 | 37 | 37 | 38 | 0.090 | 0.090 | 0.090 | 0.092 |
| | | 54 | 0.103 | 7.6 | 7.6 | 7.6 | 8.5 | 0.089 | 0.089 | 0.089 | 0.089 |

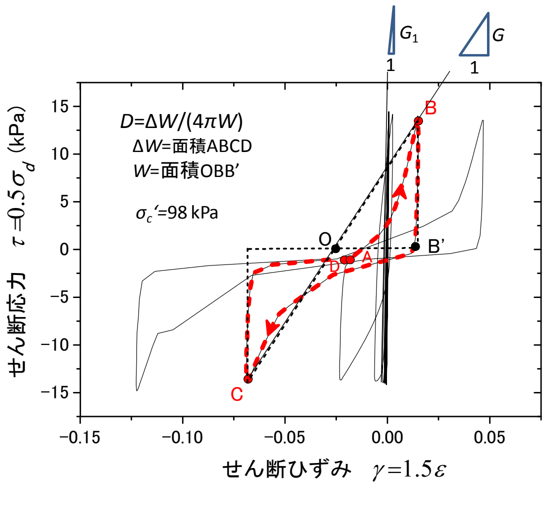


**図 3　せん断応力～せん断ひずみ関係の一例**

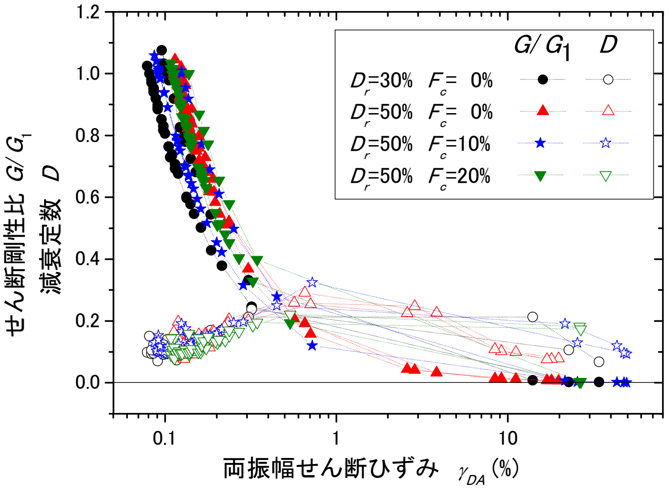


図 4　液状化試験での両振幅せん断ひずみ $\gamma_{DA}$ に対するせん断剛性比 $G/G_1$ と減衰定数 $D$ の変化

定数は 1 サイクル目の $D$≈10%からひずみ増加とともに $\gamma_{DA}$=0.5%付近で $D$=25%かそれ以上まで増加したあと最終的に 10%～20%の値に落ち着くことが分かる。特に白抜き三角で表わした $D_r$=50%で $F_c$=0 の砂については一旦増加してからの低下傾向が顕著で、この供試体条件は液状化途上での体積膨張特性とそれに起因したサイクリックモビリティー特性を反映していると考えられる。このようなサイクリックモビリティー特性の典型的例は図 3 に示す実験例（$D_r$=50%、$F_c$=0%）での繰返し載荷後半部に明瞭に現れている。

## 4.　モデル地盤での免震性の計算

以上の三軸液状化試験での物性値を使って､図 1 のモデル地盤の免震効果を計算する｡前述のように、初期状態ではモデル地盤は全く均質で物性値は拘束圧のみに依存して連続的に変化しているが、地震時には繰返し荷重により地表から厚さ $H$ の表層部分で間隙水圧が上昇し、その影響で $G_1 \rightarrow G$、$V_{s1} \rightarrow V_s$、$D_1 \rightarrow D$ に変化すると考える。実際の地震による液状化過程は地震動の不規則性によって様々であろうが、ここでは単純化のため一定応力振幅の調和波が地盤各深度の要素に直接加わるとして応力制御三軸試験の結果を適用し、載荷繰返し数の増加による液状化進行の程度を地盤に発生する両振幅せん断ひずみによって表わす。非液状化層ではやはり単純化のため物性値は全く変化しないと仮定し、その結果、物性値の不連続境界を持つ 2 層系地盤に変化すると考える。つまり実際には地震・地盤条件ごとに異なる液状化過程については逐次非線形解析に依らざるを得ないが、それらに共通した普遍的免震メカニズムを理解するために、ここでは両振幅せん断ひずみを液状化進行パラメータとし、一定応力振幅非排水繰返し三軸試験での各液状化進行程度において地震波動が液状化層を通過する場合の免震性発揮度合をエネルギー伝達率により評価する。つまり、両振幅せん断ひずみに対応した液状化段階での免震性の変化を見ていることになる。また、実際の地盤では地表付近に薄い非液状化層が残る場合が多いが、それがここで検討する免震メカニズムの本質に変化を与えることにはならない。

前述のように、2 層系地盤境界でのエネルギー伝達率 $E_{u1}/E_{u2}$ はインピーダンス比 $\alpha$ により式(10)で表される。一方、液状化層中のエネルギー伝達率 $E_s/E_{u1}$ は式(11)で表わされる。以下では図 4 に示すせん断ひずみ両振幅 $\gamma_{DA}$～$G/G_1$、$\gamma_{DA}$～$D$ 関係を用いて、図 1 の地盤モデルでの $E_{u1}/E_{u2}$ と $E_S/E_{u1}$ の液状化進展に伴う変化を計算する。そのため、液状化・非液状化層境界でのインピーダンス比　$\alpha = \rho V_S / \rho V_{S1} = \sqrt{G/G_1}$ と　$\beta H = \omega DH/V_s = 2\pi DfH / (G/\rho)^{0.5}$　を計算する。この際、液状化問題であることを考慮し、含まれる変

数の典型的な値として地震動に含まれる代表的振動数については 1995 年兵庫県南部地震のポートアイランド地震記録[4)]などを参考に $f$=1.0 Hz と設定する。液状化層厚は $H$=10 m を標準値とし、$H$=5 m、2.5 m とした場合についても影響を調べる。砂の密度と間隙比については砂層の標準的な値である $\rho$=1.9 t/m$^3$ と $e$=0.89 を仮定する。また、液状化層での第 1 波目のせん断剛性 $G$ は非液状化層でのせん断剛性 $G_1$ と等しいと考える。

砂層の深度が初期せん断剛性に与える影響を考慮するために、静止土圧係数を $K_0$=0.5 として液状化層中間深さと底面深さでの初期平均主応力（初期有効拘束圧）$\sigma'_c$ を計算し、三軸液状化試験の拘束圧 $p_0$=98kPa で得られたせん断剛性 $G$ を拘束圧補正して用いる。具体的には、まず砂地盤の初期せん断剛性 $G_0$ を以下の式で算出する[19) 20)]。

$$G_0/p_0 = 840\frac{(2.17-e)^2}{1+e}(\sigma'_c/p_0)^{0.5} \tag{13}$$

さらに初期せん断剛性 $G_0$ についてのせん断剛性比と基準化せん断ひずみ $\gamma/\gamma_r$ を結ぶ Hardin-Drnevich モデルの式[21)]

$$G_1/G_0 = 1/(1+\gamma/\gamma_r) \tag{14}$$

を適用して液状化試験の 1 サイクル目に対応する両振幅 $\gamma_{DA}$≒0.1%（式(14)では片振幅 $\gamma$=0.05%）での砂層の $G_1$ と $V_{s1}=\sqrt{G_1/\rho}$ を設定した。ここに指標ひずみ $\gamma_r$ は拘束圧の平方根に比例するとし[21)]、標準的な砂の値として既往のデータを参考として $\gamma_r = 0.8\times10^{-3}\times(\sigma'_c/p_0)^{0.5}$ により設定している[22)]。なお減衰定数については両振幅せん断ひずみ $\gamma_{DA}$≒0.1～20%の変化に対し $D$=10～25%程度の範囲の値であり、深度による初期有効拘束圧の違いを指標ひずみ $\gamma_r$ で補正してもせん断剛性ほどの大きな影響はないため、図 4 に示す値を深度に関わりなく用いている。このように決定した物性値を使って、式(10)に用いるインピーダンス比 $\alpha$ は液状化層の代表値として中間深さの $\rho V_s$ と非液状化層上端の $\rho_1 V_{s1}$ の比により算定し、式(11)に用いる液状化層中の減衰定数 $D$ や S 波速度 $V_s$ も中間深さの代表値により算定している。

以上の条件の下で、図 1 に示す均質な液状化地盤に地震波が下の非液状化地盤から入射して上方に伝播すると仮定し、境界でのエネルギー伝達率 $E_{u1}/E_{u2}$ と液状化層内のエネルギー伝達率 $E_S/E_{u1}$ を式(10)と(11)により計算し、両振幅ひずみ $\gamma_{DA}$ に対してプロットしたのが**図 5** である。ただし式(11)については、

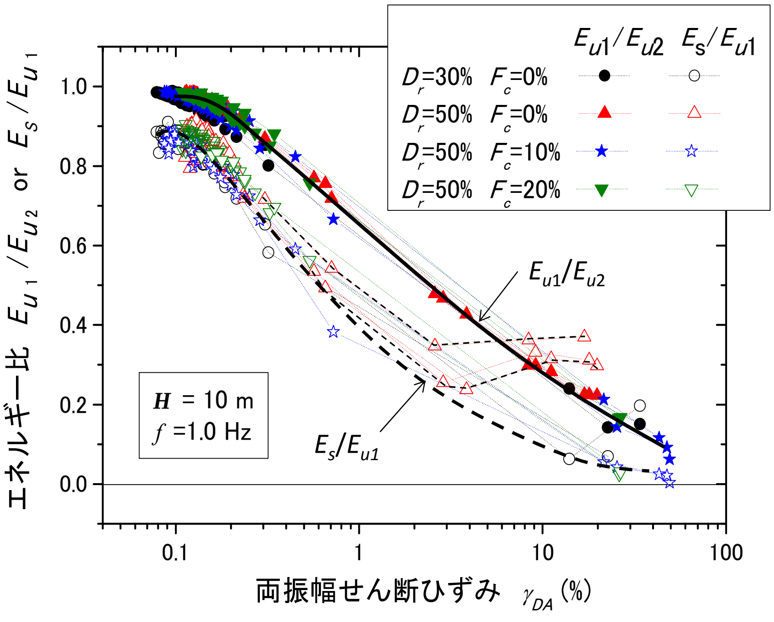


図 5　2 層系地盤で計算したエネルギー比 $E_{u1}/E_{u2}$ と $E_s/E_{u1}$ の両振幅せん断ひずみ $\gamma_{DA}$ に対する変化

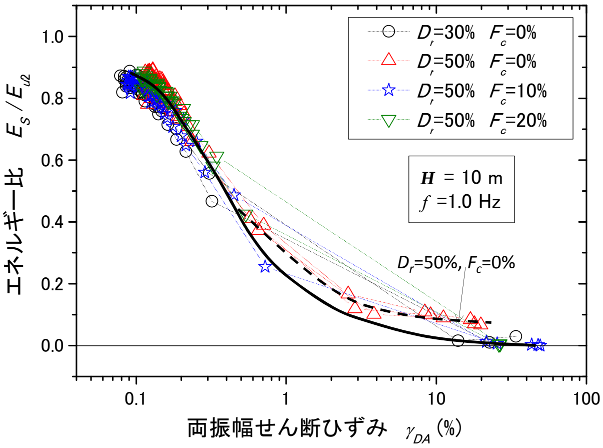


**図 6　2 層系地盤で計算した非液状化層から地表までのエネルギー伝達率 $E_s/E_{u2}$**

近似式が減衰定数が小さい範囲で成り立つのに対し、今回の減衰定数が $D$=10~25%以上の比較的大きな値をとるため、実際には近似する前の式(8)により $E_S/E_{u1}$ を計算した。近似式(11)で計算した場合の誤差は大部分で数%以下であるが、中には 20%程度までの誤差が表れる場合（サイクリックモビリティーに対応）もあることを確認している。図 5 のプロットは三軸供試体ごとに載荷サイクルに伴う値の変化が読み取れるように細い点線で結んでいる。両振幅ひずみ $\gamma_{DA}$ を液状化の程度を表わす指標と考えれば、このグラフは液状化の進行と共に 2 種類のエネルギー伝達率がどのように変化するかを表わしていることになる。

図 5 より $E_{u1}/E_{u2}$、$E_S/E_{u1}$ ともに今回選んだ供試体条件では砂の相対密度 $D_r$ や細粒分含有率 $F_c$ の違いにあまり依らず、ある幅の範囲で $\gamma_{DA}$ に対しほぼ一意的に変化することが分かる。その幅のほぼ中心を通るカーブを、$E_{u1}/E_{u2}$ については太い実線で、$E_S/E_{u1}$ については太い破線で図中に示す。大半のプロットはこの線に沿っているが、$E_S/E_{u1}$ については $\gamma_{DA}$ >10%で $E_S/E_{u1}$<0.1 まで単調減少する太い破線に沿ったプロットと $\gamma_{DA}$ の途中から枝分かれする二本の中細破線に沿ったプロットが見られる。白抜き△の $D_r$=50%で $F_c$=0 の砂に対応しており、この土質条件では液状化途上での体積膨張特性とそれに起因したサイクリックモビリティー特性が表れやすいためと考えられる。これにより、細粒分を含み体積収縮性に富んだ $F_c$ =10%・20%の土質条件に比べて免震性が十分には発揮されない傾向となる。一方、サイクリックモビリティーが $E_{u1}/E_{u2}$ に与える影響はほとんど表れないことが図 5 から分かる。

上記の枝分かれした一部のプロットを除けば、すべてのひずみ範囲で $E_{u1}/E_{u2}$ に比べて $E_s/E_{u1}$ の方が小さい値となり、特に通常液状化開始条件とされる $\gamma_{DA}$=7.5%以上では、$E_s/E_{u1}$ の方が $E_{u1}/E_{u2}$ に比べてはるかに小さく、距離減衰による免震効果の方が顕著であることが分かる。図 4 に示すように、振幅 $\gamma_{DA}$ の増加とともに減衰定数 $D$ はそれほど変動しないが、$G$ すなわち $V_s$ が激減するため同じ振動数 $f$ の波動に対して波長 $\lambda = V_s/f$ が極端に短くなり、距離減衰定数 $\beta = \omega D/V_s = 2\pi D/\lambda$ が急増することがその理由であることは式(11)から容易に分かる。

**図 6** は図 5 にプロットした $E_{u1}/E_{u2}$ と $E_s/E_{u1}$ の値を乗じて式(12)で計算した $E_s/E_{u2}$（非液状化層上端から地表までのエネルギー伝達率）を $\gamma_{DA}$ に対して表わしている。供試体条件の違いに関わらずプロットの差異は限定的であり、図中の実線カーブによりほぼ近似できる。これによれば $\gamma_{DA}$=0.1%程度でも表層の初期状態での距離減衰による $E_s/E_{u2}$=0.85 程度のエネルギー減少があることになるが、$\gamma_{DA}$ の増加に伴い急激に低下する。そして $\gamma_{DA}$=7.5%以上で液状化した後は究極的に $E_s/E_{u2}$→0 に近づくが、白抜き三角で表わした $D_r$=50%で $F_c$=0 の砂については $E_s/E_{u2}$=0.05～0.10 程度に収束する。これは前述のように $D_r$=50%、$F_c$=0%の場合には体積収縮性が乏しく完全な免震性が生じにくいためである。

以上の結果は定量的には設定条件（層厚 $H$=10 m、入力振動数 $f$=1.0 Hz）の影響を受ける。そこで層厚については $H$=2.5、5.0、10 m の 3 段階にとり他は同じ条件で計算したのが**図 7** である。その際、図 4 に

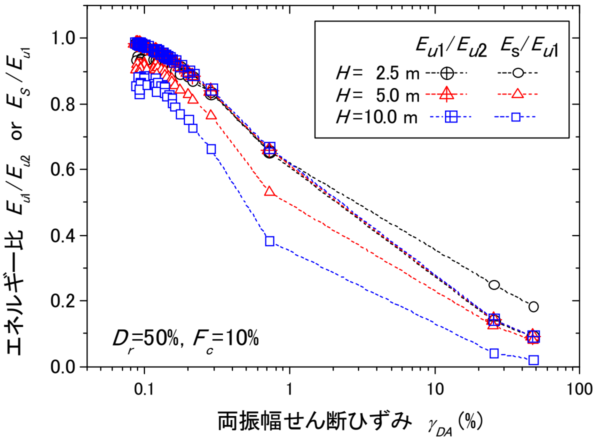


図 7　2 層系地盤で計算したエネルギー比 $E_{u1}/E_{u2}$ と $E_s/E_{u1}$ の両振幅せん断ひずみ $\gamma_{DA}$ に対する変化
（層厚 $H$=2.5m、5m、10m に変化）

示す $D_r$=50%で $F_c$=10%の実験結果を使って計算している。前述のように静止土圧係数は $K_0$=0.5 とし、液状化層厚の中間と底面の深さで計算した有効拘束圧を用いている。層厚が減少するほど $E_S/E_{u1}$ は大きくなり（免震効果が減少し）、$H$=2.5 では $E_{u1}/E_{u2}$ に近づく結果となるが、数 m 程度以上の液状化層厚については $E_s/E_{u1}$ は明らかに $E_{u1}/E_{u2}$ より小さい（免震効果が大きい）。

一方、振動数については実際の地震動の中で一定でないため代表値を決めることは難しいが、ここでは前述までのケースと同様に $f$=1.0Hz とした結果を示している。振動数 $f$ がこれより高くなるとした場合、式(10)と式(11)から明らかなように $E_{u1}/E_{u2}$ は $f$ に無関係に決まるのに対し、$E_s/E_{u1}$ については液状化層中の波長 $\lambda = V_s/f$ が短くなることにより $\beta = \omega D/V_s = 2\pi D/\lambda$ が大きくなり、免震性がさらに強まることになる。

以上より、図 1 のような単純な設定条件ではあるが、2 つの液状化免震メカニズムのうち、インピーダンスの低下による免震メカニズム(a)は層境界のみで生じるのに対し、波動距離減衰による免震メカニズム(b)は液状化層厚全体で生じるため液状化層厚が厚くなるほど大きな影響を及ぼすことが分かる。ただし、砂地盤には低透水性層を挟む成層構造がよく見られるが、緩い砂地盤が液状化した場合成層構造が原因して間隙の再配分現象による水膜が発生する可能性が指摘されている [23) 24)]。極めて緩い砂地盤が液状化しこのような水膜が水平方向にほぼ連続的に厚く成長した場合、S 波は全く伝達せず $E_1/E_2 \approx 0$ となり、免震メカニズム(a)の効果が上記検討とは異なり圧倒的に大きくなる可能性も考えておく必要がある。

## 5.　まとめ

これまで漠然と認識されてきた液状化地盤での免震メカニズムを理論的に検討するため、単純化した均一砂地盤モデルを対象に、液状化に伴って発生するせん断ひずみに対する波動エネルギー伝達率の変化を試算した。主要な結果を以下にまとめる。

1) 液状化層では下降波エネルギーがほぼ無視できることを前提に、液状化層下部の非液状化層から地表までのエネルギー伝達率を (a)液状化層底面の液状化・非液状化層境界でのエネルギー伝達率と(b)液状化層内のエネルギー伝達率の積で表わした。
2) 単純な地盤モデルに室内三軸液状化試験での物性値を当てはめてこれらを計算した結果、液状化層が厚いほど(a)よりも(b)によるエネルギー伝達率が低下し、(b)による免震効果が強まることが分かった。

3)　(a)による免震効果は液状化によりインピーダンス比が低下する液状化・非液状化層境界でのみ起こるが、(b)による免震効果はS波速度が低下して地震波の波長が短くなり波動の内部減衰に起因した距離減衰定数が増すことにより液状化層全体にわたり生じる。
4)　細粒分を含まずせん断により体積膨張し易い土質条件では、(b)の免震効果は作用するもののサイクリックモビリティー特性により多少制限され、液状化状態が強まっても完全な免震状態には達しにくいことが分かった。

以上のように、液状化地盤で免震性が表れる基本的メカニズムを、単純化した均一砂地盤モデルでの液状化進展による波動エネルギー伝達率の変化により明らかにした。実務設計で実際の液状化免震性を評価するためには、本研究で得られた免震メカニズムの基本特性に基づき、より現実的な地震入力条件や地盤条件による具体的検討が必要である。

## 参考文献


1) Kanai, K.: A short note on the seismological features of the Niigata earthquake, *Soils & Foundations*, Vol.VI, No.2, 1966, pp.8-13.
2) Adalier, K., Zeghal, M. and Elgamal, A-W.: Liquefaction mechanism and countermeasures, *Seismic Behaviour of Ground and Geotechnical Structures*, Balkema, 1997, pp.155-162.
3) Iai, S., Morita, T., Kameoka, T., Matsunaga, Y. and Abiko, K.: Response of a Dense Sand Deposit During 1993 Kushiro-Oki Earthquake, *Soils & Foundations*, Vol.35, No.1, 1995, pp.115-131.
4) Sato, K., Kokusho, T., Matsumoto, M. and Yamada, E.: Nonlinear seismic response and soil property during strong motion, Special Issue on Geotechnical Aspects of the January 17, 1995 Hyogoken Nambu Earthquake, *Soils & Foundations*, 1996, pp. 41-52.
5) Kokusho, T. and Motoyama, R.: Energy dissipation in surface layer due to vertically propagating SH wave, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol.128, No.4, 2002, pp.309-318.
6) 2007 年新潟県中越沖地震災害調査委員会：2007 年新潟県中越沖地震災害調査報告書，地盤工学会，平成21年2月.
7) Tokimatsu, K., Tamura, S., Suzuki, H., and Katsumata, K.: Building damage associated with geotechnical problems in the 2011 Tohoku Pacific Earthquake, *Soils & Foundations*, Vol. 52, No.5, 2012, pp. 956-974.
8) 新潟地震の記録：新潟日報社，1964年
9) Matsui, T. and Oda, K.: Foundation damage of structures, Special Issue on Geotechnical Aspects of the January 17 1995 Hyogo-ken Nambu Earthquake, *Soils & Foundations*, 1996, pp.189-200.
10) Yoshida, N., Tokimatsu, K. Yasuda, S. Kokusho, T. and Okimura, T.: Geotechnical Aspects of Damage in Adapazari City during 1999 Kocaeli, Turkey Earthquake, *Soils & Foundations*, Vol.41, No.4, 2001, pp.25-45.
11) 坂東和郎，斎藤浩之，浦山智晴，椿木紀男： 2004 年新潟県中越地震における見附市街地での建物被害と地盤の関係，第40回地盤工学研究発表会概要集，2005，pp. 2121-2122.
12) 福武毅芳：液状化現象を逆手に取った地盤免震技術，土と基礎，51-3（542），2003，pp.31-33.
13) Taiebat, M., Jeremic, B., Dafalias, Y. Kaynia, A. M. and Cheng, Z.: Propagation of seismic waves through liquefied soils, *Soil Dynamics & Earthquake Engineering*, Vol. 30, 2010, pp.236–257.
14) 國生剛治、本山隆一、万谷昌吾、本山　寛：表層地盤における地震波のエネルギーフローと性能設計、日本地震工学会論文集、第4巻、第4号、2004、pp. 1-20.
15) 國生剛治，鈴木 拓：強地震鉛直アレー記録に基づいた地盤中の波動エネルギーフロー，日本地震工学会論文集　(電子ジャーナル）第11 巻、第1 号、14-31、2011.
16) 國生剛治，鈴木　拓（2012）：強地震鉛直アレー記録に基づいた地盤中の波動エネルギーフロー（補遺）、日本地震工学会論文集　(電子ジャーナル）第12 巻、第7号、62-68.
17) 石原研而：土質動力学の基礎，鹿島出版会，1976.
18) 伊藤文樹，國生剛治，長尾洋太：非塑性細粒分を含む砂の液状化強度～コーン貫入抵抗関係への年代効果の影響、土木学会論文集C、Vol.67、No.1、2011、pp. 26-35.

19) Hardin, B. O. and Richart, F. E.: Elastic wave velocities in granular soils, Proc. ASCE, Vol. 89, No. SM1, 1963, pp. 33-65.
20) Kokusho,T.: Cyclic triaxial test of dynamic soil properties for wide strain range, *Soils & Foundations*, Vol.20, No.2, 1980, pp. 45-60.
21) Hardin, B. O. and Drnevich, V. P.: Shear modulus and damping in soils: Measurement and parameter effects, *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, 98 (SM6), 1972, pp. 603-624.
22) 國生剛治，本山隆一：等価線形解析の大ひずみレベルへの適用の試み（せん断剛性のひずみ依存カーブにおける基準ひずみの簡易評価）、土木学会第53回年次学術講演会概要集I-B255、2008、pp.510-511.
23) National Reasearch Council, Liquefaction of soils during earthquakes, Committee of Earthquake Engineering, Commission of Engineering and Technical Systems, Washington DC.: National Academy Press; 1985.
24) Kokusho, T. and Kojima, T.: Mechanism for post-liquefaction water film generation in layered sand, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol.128, No.2, 2002, pp. 129-137.

（受理：2013年7月23日）
（掲載決定：2013年12月26日）

# Seismic Base-Isolation in Liquefied Layer in Terms of Energy

KOKUSHO Takaji[1)]

1) Member, Professor, Department of Civil & Environment Engineering, Chuo University, Dr. Eng.

**ABSTRACT**

Seismic base isolation effect in a liquefied sand layer was investigated in terms of energy transmission based on soil properties measured in a series of undrained cyclic triaxial tests. Transmission of seismic wave energy in a soil model consisting of a liquefied surface layer and an underlying non-liquefied layer was calculated, considering liquefaction-induced changes in S-wave velocity and internal damping. Among two different base-isolation mechanisms, it was found that drastic increase of wave attenuation in a liquefied layer due to shortening wave length gives a greater impact on the base isolation than abrupt change of seismic impedance between the liquefied and non-liquefied layer with increasing thickness of the liquefied layer. Also indicated was that cyclic mobility characteristics mobilized in dilative sand containing little fines tends to reduce the seismic isolation effect to a minor extent.

*Key Words: Liquefaction, Seismic wave energy, Base isolation, Impedance ratio, Wave attenuation*