

変動水圧任意波形型液状化試験装置の開発と 海底地盤の液状化特性

泉宮 尊司*・石橋 邦彦**・田辺 剛***・奥山 和之****

1. 緒 論

これまで、波浪による海底地盤の応答解析モデルが数多く提案され、変動間隙水圧や地盤内応力の理論的予測が行われてきた (Madsen, 1978; Yamamoto et al., 1978; Mei・Foda, 1981)。これらの研究により、波浪に伴う圧力変動によって、海底地盤内の有効応力が減少し、支持力の低減や液状化現象が生じることが明らかにされつつある。しかしながら、実験室内において地盤の液状化現象を再現する方法としては、要素試験が中心であり、現実の地盤の挙動を再現するのは極めて困難である。また、現地における高波浪時の地盤内の有効応力や間隙水圧の観測データは極めて少なく、波浪による液状化特性は未解明な点が多い。

そこで本研究では、現地波浪規模に近い任意の変動圧力波形を発生させることのできる液状化発生装置を開発し、圧力変動による海底地盤の応答や液状化特性を詳細に調べ、それらの特性を明かにすることを目的とする。また、理論的に予測される液状化発生条件と実測データとを比較し、これまでの理論的な取扱いが、実用的に適用可能かどうかを検証する。

2. 変動水圧任意波形型液状化試験装置の開発

名合 (1984, 1986) は、変動水圧による構造物の沈下特性を調べるために、アクリル製容器に変動空気圧を作用させることによって、変動水圧を発生させている。この装置は、容器の上部に自由水面があり、変動空気圧が直接水面に作用することによって、水圧が変動するようになっている。この装置では、周期が2 s以内で変動水圧の全振幅が水頭換算で約0.7 mの変動水圧が得られている。一方、善ら (1987) は、変動水圧型液状化試験装置を作成し、変動水圧の全振幅が8~9 mと現地規模の水圧変動を発生させることに成功している。この装置は、アクリル円筒部と変動水圧制御部から成り、バルーンタンクにより正弦的に変動する空気圧を水圧変動に

変換している。この実験では、正弦的に変動する水圧による地盤内の応答が詳しく調べられている。

本研究では、浅海域の波による変動水圧波形を得るために、任意の変動水圧波形を発生させることが可能で、しかも砂地盤が液状化するような変動圧力振幅を起こすことのできる装置を開発した。この装置は、図-1に示すように、コンプレッサー、フィルタレギュレータ、圧力比例弁、プレッシャーコンバータおよび高さ約2.2 mの円筒形状の観測部から成っている。まず、コンプレッサーを始動させて空気圧を発生させ、フィルタレギュレータを用いて貯留する空気圧を設定する。圧力比例弁は、外部からの信号電圧に応じて、ある一定の関係で開閉するため、適切な信号を作成することによって、任意の変動圧力波形を得ることができる。また、一定の信号電圧を送ることによって、最大8 barの一定圧力を発生させることが可能である。プレッシャーコンバータにより変動空気圧を水圧に変換し、その水圧を観測部の円筒に送る仕組みになっている。観測部は長さ2.192 m、内径40 cm、厚さ1.32 cm、耐圧5.0 kgf/cm²の塩化ビニール管で

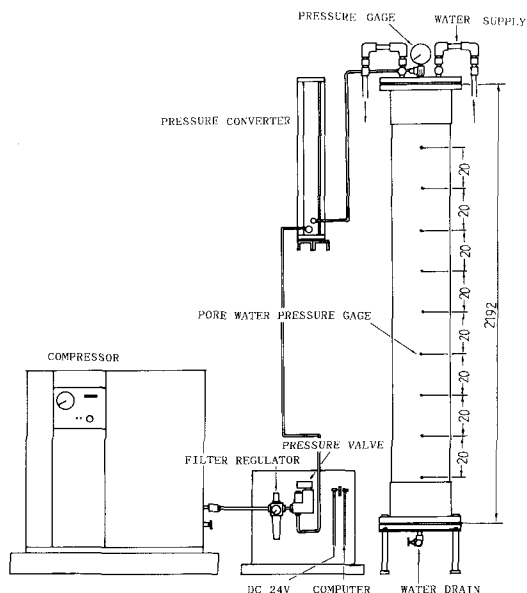


図-1 変動水圧任意波形型液状化試験装置

* 正会員 工博 新潟大学助教授 工学部建設学科
 ** 正会員 新潟大学技官 工学部建設学科
 *** 学生員 新潟大学大学院 工学研究科
 **** 新潟県

できている。この円筒管には間隙水圧計を設置するために、20 cm 間隔にネジを切った孔を開けており、その位置で間隙水圧を計測するようになっている。円筒上部には、圧力計と給水管および排水管が取り付けられており、この圧力計を用いて、静的な水圧検定を行うことができる。

3. 実験の概要

変動水圧による海底地盤の液状化に関する実験は、上述の実験装置を用いて行われた。まず、平均粒径 0.18 mm の砂を円筒部に深さ 1.82 m になるように、締め固めながら入れた。間隙水圧計を地盤面より 5 cm 上と深さ 15 cm および 35 cm に設置した。間隙水圧計の検定は、コンピュータから一定電圧を圧力比例弁に送ることによって、一定の水圧を発生させ円筒部の上の圧力計の数値を読み取って行った。間隙水圧計のデータは、データレコーダによりサンプリング周波数 50 Hz で記録した。

実験条件は、表-1 に示されている。周期は 2.41 s ~ 6.12 s で、砂地盤の層厚はすべて 1.82 m である。圧力変動で u_{bt} は trough の最小圧力値を示し、 u_{bc} は crest での最大圧力値を示す。上段の数値は kgf/cm² 単位、下段のそれは kPa 単位の値を示している。全圧力振幅はすべて 1 m 以上であり、CASE 5 は 3.5 m にも及んでいる。予備実験では、最大 5 m の全圧力振幅を得ることができたが、間隙水圧計の測定保証範囲が 35 kPa であったので、この範囲内で本実験を行うことにした。

表-1 実験条件

CASE No.	周期 T (s)	層厚 l (m)	圧力変動 (kgf/cm ²)		全圧力振幅 u_b (kgf/cm ²) 下段 (kPa)
			u_{bt} trough	u_{bc} crest	
1	4.90	1.82	-0.066	0.137	0.203
			-6.472	13.44	19.91
2	2.67	1.82	-0.068	0.127	0.195
			-6.668	12.45	19.12
3	3.87	1.82	-0.038	0.091	0.129
			-3.727	8.924	12.65
4	2.41	1.82	-0.072	0.112	0.184
			-7.061	10.98	18.04
5	6.12	1.82	-0.145	0.205	0.350
			-14.22	20.10	34.32
6	2.43	1.82	-0.062	0.100	0.162
			-6.080	9.807	15.89
7	2.43	1.82	-0.058	0.100	0.158
			-5.688	9.807	15.50

4. 変動間隙水圧の理論的解析

波による海底地盤内の変動間隙水圧を推定する方法と

して、Terzaghi 型の圧密方程式を用いる方法と Biot 型の圧密方程式を用いる方法の 2 種類がある。Biot 型の圧密方程式を用いる方法は、弾性体の釣合方程式とカップリングして間隙水圧と応力とを求める手法で、数種類の弾性定数を定める必要がある。しかしながら、今回のように地盤の液状化まで解析する場合には、これらの弾性定数を定めるのはかなり困難であり、Fooke 則等の構成式を用いると逆に精度が低下する恐れもある。したがって、本研究では善ら (1987) の拡張された圧密方程式を用いて解析を行うことにした。

善ら (1987) の変動間隙水圧に関する基礎方程式は、

$$C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \alpha \frac{\partial u}{\partial t} - \frac{\partial u_B}{\partial t} \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 u および u_B は地盤中および海底面上での変動間隙水圧、圧密係数 C_v および伝達係数 α は、次式で与えられる。

$$C_v = \frac{k}{\gamma_w m_v}, \quad \alpha = 1 + \frac{nm_w}{m_v} \dots\dots\dots (2)$$

ここに、 k は透水係数、 γ_w は間隙水の単位体積重量、 n は間隙率、 m_v は土粒子骨格の体積圧縮係数、 m_w は間隙水の圧縮率である。

圧密係数 C_v および伝達係数 α を求めるには、個々の地盤の物理量を測定し、式 (2) を用いて評価してやればよいが、載荷荷重や試験回数によってこれらの物理量が大きく変化すること、および試験装置内の地盤の物理特性を再現することは難しいことから、今回の計算では間隙水圧の深さ方向の減衰特性から試行錯誤により求めた。また、式 (1) の計算は、Crank-Nicolson 法を用いて行った。

5. 実験結果と計算値との比較

図-2 の左図は、CASE 5 の実測された間隙水圧の変動を示している。周期は 6.12 s で、変動の全振幅は 0.35 kg/cm² で水頭に直すと 3.5 m である。3 つの実曲線は、海底面上、深さ 0.15 m および 0.35 m の位置における間隙水圧の変動を示している。この図より、海底面上の水圧変動波形は、前傾化して crest 部分で尖っている形状となっている。変動間隙水圧の振幅は、深さが増すにつれて小さくなっているが、crest 側と trough 側とでは減衰率が異なっていることが分かる。すなわち、crest 側の方がその減衰率が大きい。また、位相遅れについても crest 側と trough 側とでは異なり、crest 側の方が位相遅れが大きい。これらの原因については、数値計算結果と比べた後で述べることにする。

図-2 の右図は、CASE 5 の間隙水圧の計算結果を示している。この計算では圧密係数 C_v を 0.16 m²/s、伝達係数 α を 1.9 としたときの結果である。両図を見比べて

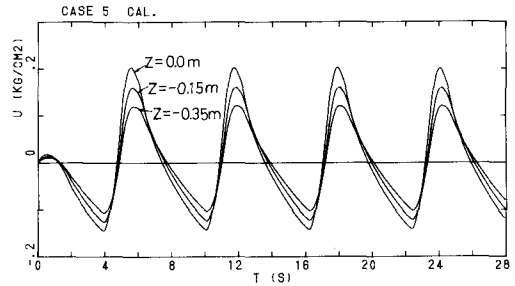
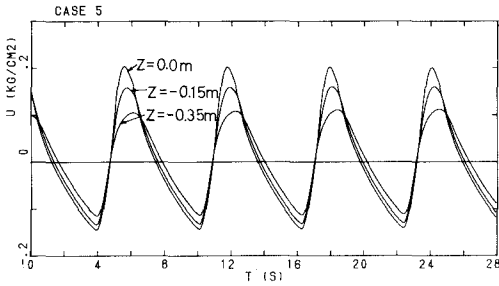


図-2 変動間隙水圧の比較 (左図:実測値,右図:計算値, CASE 5)

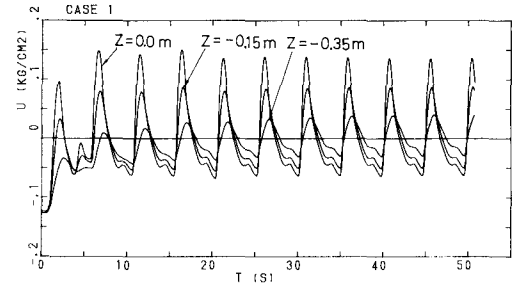
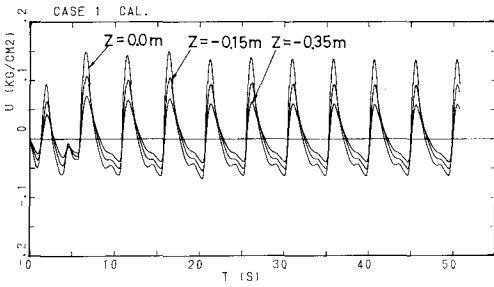


図-3 変動間隙水圧の比較 (左図:実測値,右図:計算値, CASE 1)

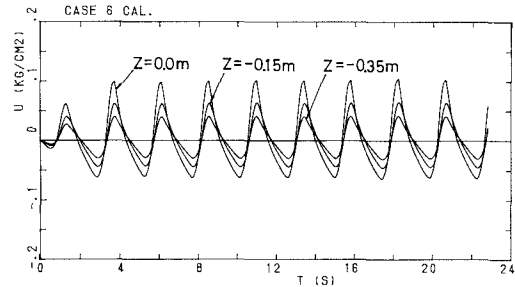
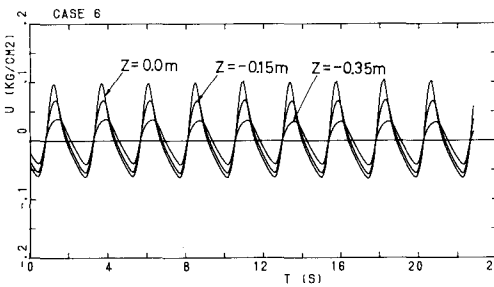


図-4 変動間隙水圧の比較 (左図:実測値,右図:計算値, CASE 6)

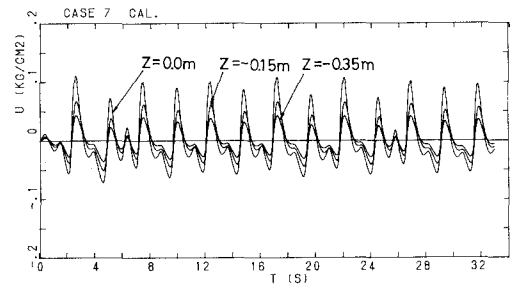
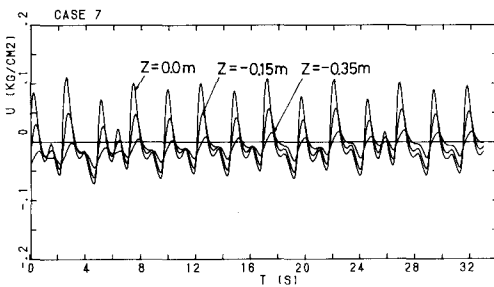


図-5 変動間隙水圧の比較 (左図:実測値,右図:計算値, CASE 7)

みると、計算結果の方が crest 側でより尖っており、trough 側では逆の結果となっている。また、位相遅れについても、計算結果の方が crest 側で実測値よりも位相遅れが小さく、trough 側では逆の結果となっている。こ

のことは、圧密係数および伝達係数が一定値ではなく、水圧変動に応じて変化していることを示唆するものである。

図-3 から 図-5 は、それぞれ CASE 5, CASE 1,

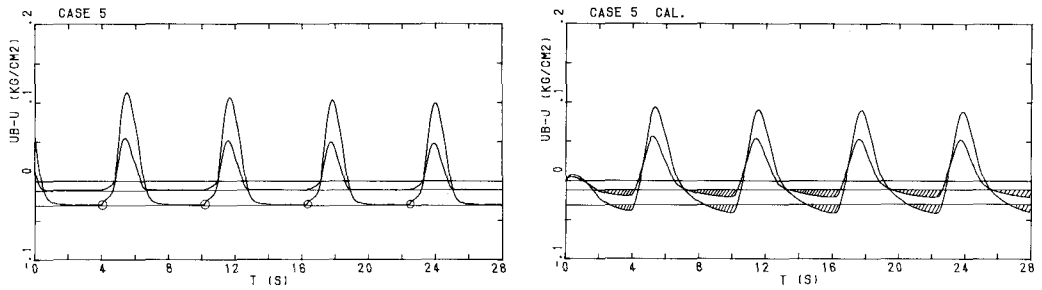


図-6 変動過剰間隙水圧と初期鉛直有効応力との比較 (左図:実測値, 右図:計算値, CASE 5)

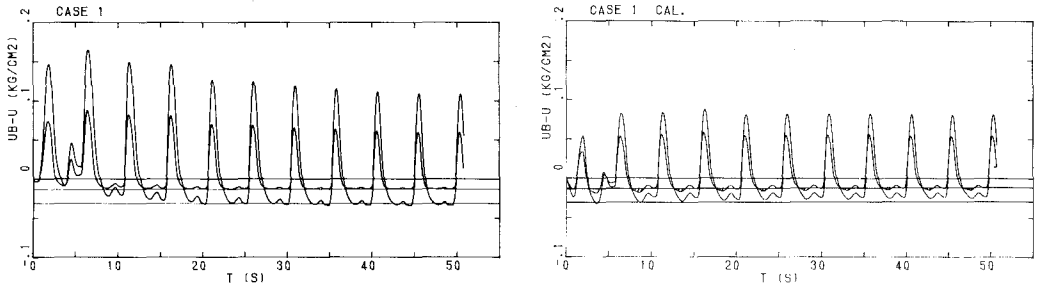


図-7 変動過剰間隙水圧と初期鉛直有効応力との比較 (左図:実測値, 右図:計算値, CASE 1)

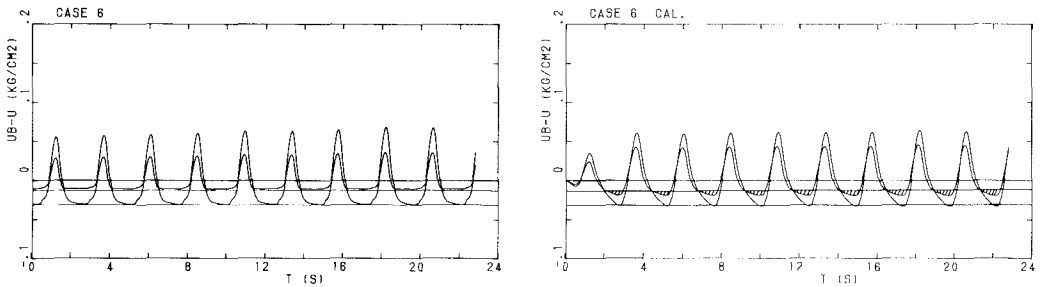


図-8 変動過剰間隙水圧と初期鉛直有効応力との比較 (左図:実測値, 右図:計算値, CASE 6)

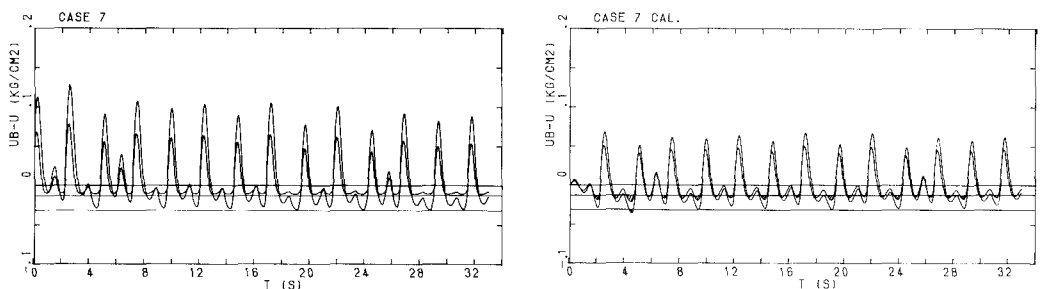


図-9 変動過剰間隙水圧と初期鉛直有効応力との比較 (左図:実測値, 右図:計算値, CASE 7)

CASE 6 および CASE 7 の間隙水圧の実測値および計算値を示したものである。これらの計算では、圧密係数 C_v は同じく $0.16 \text{ m}^2/\text{s}$ であるが、伝達係数 α は 2.4 としている。これは、これらのケースは CASE 5 よりも周期が

半分程度と短く、平均水圧値も小さいので、間隙水の伝達率が低下しているためである。これらの図より、深さ 0.15 m の間隙水圧の変動は計算値の方が多少尖っているが、全体的にはほぼ一致していると言える。一方、深

さ 0.35 m の間隙水圧の変動は、計算値の方が振幅が有意に大きくなっている。

図-6 は、CASE 5 の変動過剰間隙水圧 $u_B - u$ と間隙水圧測定位置における初期鉛直有効応力との関係を示したものである。右図が実測値で左図が計算結果を示しており、図中の 2 本の直線がそれぞれの深さにおける初期鉛直有効応力の符号を変えた値を示している。善ら (1987) は、鉛直方向の間隙水による浸透力と重力との釣合を考へて、次のような液状化発生条件式を提案している。

$$\sigma'_v = \sigma'_{v0} + (u_B - u) \leq 0 \quad \dots\dots\dots (3)$$

ここに、 σ'_v および σ'_{v0} は鉛直有効応力および初期鉛直有効応力である。図-6 から図-9 までの実測値は、液状化が発生すると波形によらず、 $-(u_B - u)$ の値は初期鉛直有効応力の値を越えることなく一定値を保っていることが分かる。このことは、液状化発生条件式 (3) の妥当性が示されたとともに、本実験の精度が良好であったことを示すものである。計算値の方は式 (3) の関係を満たした時、液状化発生時間帯として斜線で示しているが、おおよそ実験による液状化発生時間帯とほぼ一致していると言える。

6. 結 論

任意波形の変動水圧を発生させることのできる液状化試験装置を開発し、地盤の液状化特性を詳細に調べた結

果、以下のことが明らかとなった。(1) 変動間隙水圧の実測値と圧密方程式による計算値と比較したところ、ほぼ一致した結果が得られた。(2) 本実験により、善らの液状化発生条件式の妥当性が確かめられた。また、液状化が発生すると $u_B - u$ の値が一定値となることから、現地海岸での液状化発生の有無の判定に役立てることができると。(3) 拡張された圧密方程式を用いて、海底地盤の液状化の発生の予測が実用的には可能であることが検証された。

参 考 文 献

- 善 功企・山崎浩之・渡辺 篤 (1987): 海底地盤の波浪による液状化および高密度化, 港湾技術研究報告, 第 26 卷, 第 4 号, pp. 125-180.
- 名合宏之 (1984): 変動水圧による砂層の液状化と局所洗掘防止に関する研究, 文部省科学研究費・自然災害特別研究 (1) 研究成果報告書, p. 28.
- 名合宏之 (1986): 変動水圧による砂地盤の強度低下と構造物の破壊に関する研究, 文部省科学研究費・自然災害特別研究 (1) 研究成果報告書, p. 35.
- Madsen, O. S. (1978): Wave-induced pressures and effective stresses in a porous bed, *Geotechnique*, Vol. 28, pp. 377-393.
- Mei, C. C. and M. A. Foda (1981): Wave-induced stresses around a pipe laid on a poro-elastic bed, *Geotechnique*, Vol. 35, No. 4, pp. 517-532.
- Yamamoto, T., H. L. Koning, H. Sellmeijer and E. V. Hijum (1978): On the response of poro-elastic bed to water waves. *Jour. of Fluid Mech.* Vol. 87, pp. 193-206.