

# 海底地盤の不安定化に関する遠心力場波浪実験

Wave-Induced Instability of Sand Bed in a Centrifuge

関口秀雄\*・北 勝利\*・岡本 修\*\*

Hideo. Sekiguchi, Katsutoshi. Kita and Osamu. Okamoto

**ABSTRACT:** This paper concerns the centrifuge experiments on wave-induced instability of sand beds. A flap-type wave generator was developed for the use under centrifugal conditions. The quasi-standing waves were imposed on the horizontal deposits which were submerged into the sea of silicone oil with 50cSt viscosity. The pore pressure time histories indicated that the temporal liquefaction occurred at shallow depths of a loose deposit. A one-dimensional analytical solution was derived to analyze the measured pore pressure response. The poro-elastoplastic solution, which incorporates the cyclic contractancy of soils, favourably reproduced what has been observed.

**Keywords:** (Wave-induced Liquefaction, Pore Pressure, Centrifuge Model Testing)

## 1. はじめに

海洋プラットフォームや海底地盤に埋設されたパイプラインなどの安全性を検討するにあたり、海底地盤の波浪応答は重要なファクターとなる。本研究では、波浪による海底地盤の不安定化現象を解明するために、遠心力場で供用する造波実験装置を開発し、同装置を用いて一様な水平地盤の波浪応答を観測した。本実験の特徴として、①スケールの大きな地盤模型を取り扱うために遠心力場実験を行ったこと、②動的遠心模型実験における時間相似率の整合性を考慮して、間隙流体として高粘性のシリコンオイルを用いたこと、③重複的な波浪による液圧荷重を行ったこと、が挙げられる。以下ではまず、遠心力場波浪実験の概要と主な実験結果について報告する。次に、繰返し荷重による土の塑性体積圧縮を考慮した一次元水圧応答理論解を誘導し、同解を用いて実験で観測された間隙圧応答の解析を試みる。

## 2. 遠心力場における波浪実験の概要

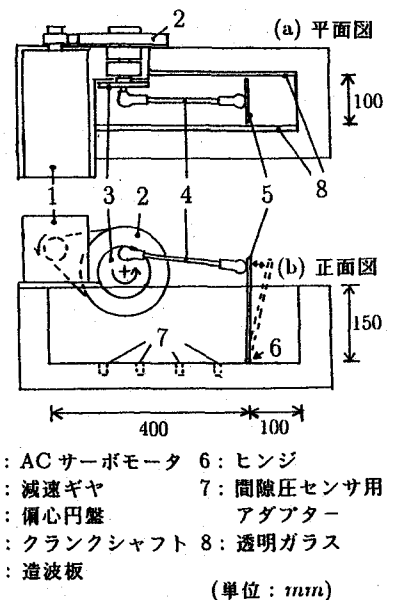
### 2.1 水路および造波装置

本実験で用いた、水路および造波装置の概略図を図-1に示す。水路の大きさは、長さ 500mm×幅100mm×高さ150mmであり、50 gの遠心力場では 25m(長さ)×5m(幅)×7.5m(高さ)に相当する。端面より100mmの位置に造波板がヒンジ結合されており、有効水路長は400mmとなる(50 g遠心力場では 20mに相当)。前後側面は透明ガラス(図-1中8)であり、実験中の水面形や地盤挙動をビデオカメラを通して観察できるようになっている。水路底には、間隙圧センサを収納するためのアダプター(7)が4箇所設置されている。

造波装置は、1.5kW容量のACサーボモータを動力源とする、フラップ型アクチュエータである。観測室内のポテンショメータで指定した周波数に従い、サーボコントローラがモーター(図-1中1)を駆動する。モーターの回転運動は、減速ギヤ(2)、偏心円盤(3)、クランクシャフト(4)を介して、水路底面のヒンジ(6)を軸とした造波板(5)の往復運動へと変換される。造波周波数は0~15Hzである。偏心円盤の回転軸からクランクシャフト取り付け位置までの偏心量で造波板のストロークを変化させることにより、波浪の振幅を概略調節する。

### 2.2 計測および観測システム

本実験では、造波板のクランクシャフト結合部付近の運動方向加速



1: ACサーボモータ 6: ヒンジ  
 2: 減速ギヤ 7: 間隙圧センサ用  
 3: 偏心円盤 アダプター  
 4: クランクシャフト 8: 透明ガラス  
 5: 造波板  
 (単位: mm)

図-1 水路と造波装置の概略図

\* 正会員 京都大学工学部土木工学科 (606 京都市左京区吉田本町)

\*\* 正会員 運輸省

度をトリガーとして、地盤表面での液圧変動、および地盤内部と地盤底部における間隙圧応答を計測した。加速度センサ (TEAC製 501FB型) および間隙圧センサ (共和電業製 BP-K2型) からの信号は、回転アーム上のデジタル動ひずみ計 (東京測器製 DRA10A) に一旦収録・A/D 変換された後、スリッピングを通して観測室内のパーソナルコンピュータへ転送される。

一方目視観測では、プラットフォーム側面に反射鏡を設置し、アーム底面に固定した CCDカメラにより、実験中の水面形や地盤変状を観測した (図-2 参照)。実験終了後、ビデオ画像取込みボードを利用して、液面形および地盤表面形状の定量化を試みた。

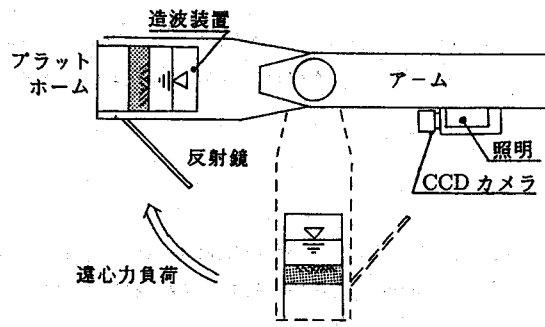


図-2 ビデオ観測装置

### 2.3 実験試料

実験で使用した Leighton Buzzard 砂 (以下 LB 砂) の物理特性を表-1 に示す。模型地盤は、気乾状態の LB 砂を脱気したシリコンオイル中へ落下させることにより作成した。地盤作成途中で、造波板より 220mm (測線 A) および 300mm (測線 N) の水平位置における地盤底面、地盤中および地盤表面の 3 深度に間隙圧センサを配置した (図-3 中 A0~A2 および N0~N2)。

遠心力場における地盤-流体系の動的連成問題では、間隙圧の消散と動的変形に関する時間相似率を一致させるために、高粘性の流体を間隙流体として用いる場合がある (Viscous Scaling)<sup>1)</sup>。本実験では 50g 遠心力場で実験を行うため、(間隙) 流体として水の約 50 倍の粘性をもつシリコンオイルを採用している。

### 2.4 重複波載荷とその意義

本実験では、水路端で消波機構を設けていないため、水路端と造波板の間で重複波的な波浪が形成された。ビデオ画面より読み取った液面形を図-3 に示す。液深 47mm、波浪周波数 8.8Hz (50g 遠心力場では 2.35m の液深、0.176Hz の周波数に相当) の条件で、重複波の節点と測線 N がほぼ一致した。一方測線 A は、節と腹の中間部に位置している。図-3 の液面形より波長は約 500mm であり、古典微小振幅波理論より推定される波長 (520mm) とほぼ一致している。

二次元多孔質弾性理論 (Madsen 解)<sup>2)</sup> によると、進行波による地盤内応力経路は、主応力方向の連続的な回転により特徴づけられる。一方重複波による波浪載荷では、節部直下の地盤要素では単純せん断モードの繰返しせん断、腹部直下の地盤要素では軸差せん断モードの繰返しせん断と、簡明な応力経路を規定するため、模型実験での地盤挙動と要素試験結果との対比が明確となる。

### 3. 波浪による海底地盤の間隙圧応答

緩い地盤 (層厚  $D = 44\text{mm}$ 、初期間隙比  $e = 1.01$ 、相対密度  $D_r = 13\%$ ) の波浪載荷実験において、測線 A (節と腹の中間部) で計測された間隙圧の時刻歴を図-4 に示す。図-4 (a) は地盤表面における流体圧変動を表している。同図 (b) および (c) は、それぞれ地表面より 11mm、および地盤底面の位置における間隙圧の時刻歴を表している。また図中の点線は、過剰間隙圧の平均的推移を示している。地盤中の間隙圧応答 (図-4 (b)) に注目すると、波浪載荷初期より過剰間隙圧が急激に上昇し、以後徐々に消散する "スパイク状" 波形となっている。過剰間隙圧の最大値は約 5kPa であり、初期有効土被り圧 ( $\sigma_{vo} = 4.6\text{kPa}$ ) より大きく、地盤表層付近において液状化が生じている。一方図-4 (c) に注目すると、地盤底面での最大過剰間隙圧は約 1kPa であり、浅部と比較して小さい値となっている。

表-1 Leighton Buzzard 砂の物理特性

土粒子比重, $G_s$	2.649
平均粒径, $D_{50}$	0.15mm
最大間隙比, $e_{max}$	1.067
最小間隙比, $e_{min}$	0.642
均等係数, $U_c$	1.67

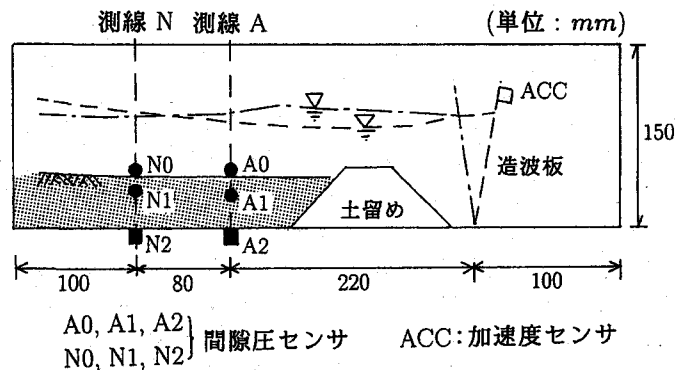


図-3 センサの配置と重複波形

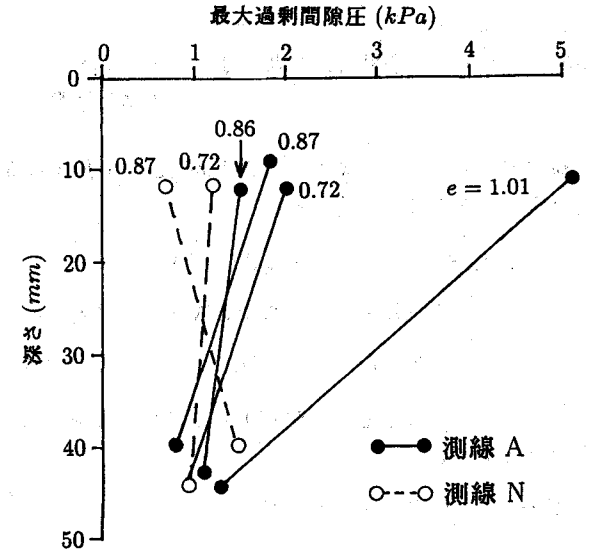
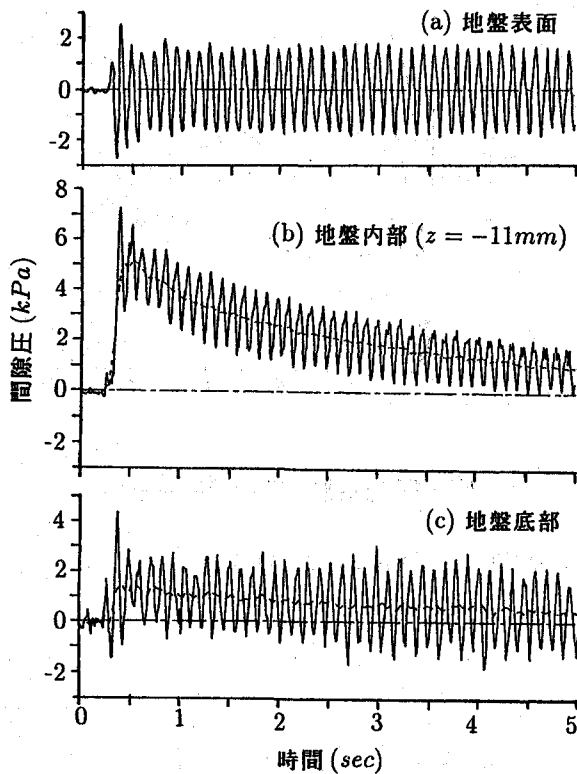


図-5 最大過剰間隙圧の深度分布

図-4 実験で観測された間隙圧の時刻歴 (e = 1.01)

今回行った実験中、同一測線で3深度の間隙圧応答を計測したケースについて、最大過剰間隙圧の深度分布を図-5にまとめる。図中の数値は各実験ケースでの初期間隙比を表し、実線は測線Aでの計測結果、破線は測線Nでの計測結果を示している。図-5より、最大過剰間隙圧は深さとともに減少する傾向にある。無限層厚を仮定したMadsen解によると、繰返しせん断応力比 ( $\tau_{max}/\sigma'_{v0}$ ) は深さとともに小さくなる<sup>2)</sup>。実験で得られた最大過剰間隙圧の深度分布は、弾性論より推定した繰返しせん断応力比の深度分布と、概ね対応している。

#### 4. 土の繰返し塑性を考慮した次元間隙圧応答解析

本節では、緩い地盤の実験で観測された間隙圧応答を解析するために、従来より提案している弾性骨格を仮定した次元間隙圧応答理論<sup>3)</sup>に、繰返しせん断による土の塑性体積圧縮項を導入し、理論解を誘導する。

##### 4.1 理論解の誘導

層厚Dの海底地盤の表面に、正弦波水圧変動  $f(t) = a \cdot \sin \omega t$  が一様に作用する場合を考える(図-6)。間隙圧の変動成分を  $p_e$  とすると、換算間隙圧  $P = p_e - B \cdot f(t)$  は次式を満たす。

$$\frac{\partial P}{\partial t} = C \frac{\partial^2 P}{\partial z^2} + \frac{v^{cp}}{m_v + n\beta} \quad (1)$$

ここに

$$C = \frac{k}{\gamma_f(m_v + n\beta)}, \quad B = \frac{1}{1 + n\beta/m_v} \quad (2)$$

式(1)および式(2)において、 $v^{cp}$ :土の塑性体積ひずみ、 $m_v$ :土骨格の体積圧縮係数、 $n$ :間隙率、 $\gamma_f$ :間隙流体の単位体積重量、 $\beta$ :間隙流体の体積圧縮率、 $k$ :ダルシーの“透水”係数である。

式(1)の右辺第2項は、塑性体積圧縮に伴う過剰(残留)間隙圧の生成項である。ここで、土の塑性体積ひずみの蓄積を、繰返し載荷回数  $N = (\omega/2\pi)t$  の関数として、次式で与える。

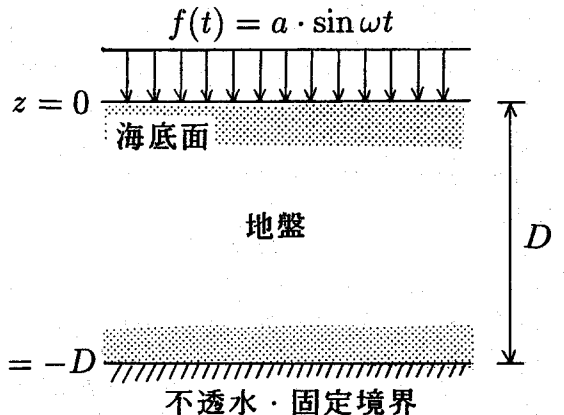


図-6 変動水圧を受ける海底地盤

$$v^{cp} = v_{\infty}^{cp} \cdot (1 - e^{-\alpha N}). \quad (3)$$

塑性体積ひずみの蓄積速度に及ぼすパラメータ  $\alpha$  の影響水準を、図-7 に示す。解析解の誘導に際しては、 $v_{\infty}^{cp}$  や  $\alpha$  は地盤内で一定と仮定する。

海底面における境界条件は、入力変動圧が間隙圧に等しいことより、次式で与えられる。

$$p_e = f(t) \Rightarrow P = (1 - B) \cdot f(t) \quad \text{on } z = 0. \quad (4)$$

砂層底面は不透水境界であるので、次式が成立する。

$$\frac{\partial p_e}{\partial z} = \frac{\partial P}{\partial z} = 0 \quad \text{on } z = -D. \quad (5)$$

一方、初期条件として、時刻  $t = 0$  において地盤内の間隙圧は 0 とする。

$$P = 0 \quad \text{at } t = 0. \quad (6)$$

式(1)に式(3)を代入し、式(4)~(6)の境界・初期条件の下で解くと、次式の表現を得る。

$$p_e = p_e^{(1)} + p_e^{(2)}. \quad (7)$$

ここに、

$$p_e^{(1)} = B \cdot a \cdot \sin \omega t + (1 - B) \cdot a \cdot A \cdot \sin(\omega t + \psi) + (1 - B) \cdot a \cdot \frac{16D^2\omega}{\pi^3 C} \sum_{n=0}^{\infty} \frac{(-1)^n \cdot (2n+1)}{(2n+1)^4 + 64(\zeta D)^4} \cdot e^{-\theta_n t} \cdot \cos\left[\frac{2n+1}{2D} \cdot \pi \cdot (z+D)\right], \quad (8)$$

$$p_e^{(2)} = \frac{v_{\infty}^{cp}}{m_v + n\beta} \cdot [e^{-\alpha N} \cdot \left\{ \frac{\cos[(\alpha/\pi)^{1/2} \cdot \zeta \cdot (z+D)]}{\cos[(\alpha/\pi)^{1/2} \cdot \zeta \cdot D]} - 1 \right\} - \frac{4}{\pi} \cdot \sum_{n=0}^{\infty} \left\{ \frac{(-1)^n \cdot e^{-\theta_n t} \cdot \cos\left[\frac{2n+1}{2D} \pi (z+D)\right]}{(2n+1)[(2\pi/\alpha) \cdot (\theta_n/\omega) - 1]} \right\}]. \quad (9)$$

ただし、

$$A = \frac{\cosh 2\zeta z + \cos 2\zeta z}{\cosh 2\zeta D + \cos 2\zeta D}, \quad \psi = \arg\left\{ \frac{\cosh \zeta z(1+i)}{\cosh \zeta D(1+i)} \right\}, \quad (10)$$

$$\zeta = \left(\frac{\omega}{2C}\right)^{1/2}, \quad \theta_n = \frac{C \cdot (2n+1)^2 \pi^2}{4D^2}. \quad (11)$$

式(8)は間隙圧応答の弾性成分を与えている。式(8)の右辺第1項および第2項は定常応答解である。B = 1 の場合、右辺第2項と第3項はゼロとなり、砂層内の間隙圧応答について振幅の減衰や位相ずれはなくなる。一方式(9)は間隙圧応答の塑性成分を与えている。式(9)の右辺第1項は過剰(残留)間隙圧の蓄積を、また第2項は過剰間隙圧の消散を表現している。式(8)および式(9)の無限級数項に現れる  $\theta_n$  は圧密の固有値であり、式(11)で与えられるとは特性波数である。

#### 4.2 実験結果の解析

前項で誘導した理論解を用いて、緩い地盤の浅部で観測した間隙圧応答の解析を行った。解析に用いたパラメータを表-2に、また解析により得られた間隙圧の時刻歴を図-8に示す。図-8(a)は入力変動圧、同図(b)は  $z = -11\text{mm}$  (実験における間隙圧測定点)での間隙圧応答を表している。また、同図(c)は、弾塑性解析と同じ弾性パラメータを用いた弾性解析結果である。実験結果(図-4(b))と弾塑性解析結果(図-8(b))を比較すると、実験で観測された“スパイク状”の過剰間隙圧の蓄積・消散の過程を、弾塑性解析はよく再現している。一方弾性解析(図-8(c))では、過剰間隙圧の蓄積および消散は認められない。

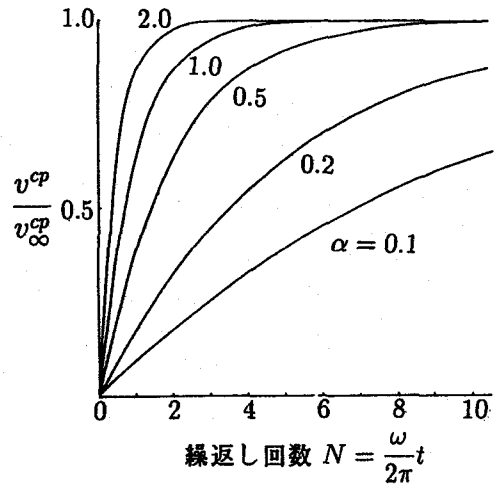


図-7 塑性体積ひずみの蓄積モデル

表-2 解析パラメータ

入力変動水圧片振幅, $a$	1.7 kPa
入力変動水圧角周波数, $\omega$	55.3 rad/s
地盤層厚, $D$	44mm
間隙率, $n$	0.5
土骨格の体積圧縮係数, $m_v$	$2.0 \times 10^{-7} \text{ Pa}^{-1}$
塑性パラメータ, $v_{\infty}^{cp}$	0.002
塑性パラメータ, $\alpha$	1.0
"透水"係数(シリコンオイル), $k$	$3.0 \times 10^{-5} \text{ m/s}$ (50g 場)
間隙流体の単位体積重量, $\gamma_f$	$4.8 \times 10^5 \text{ N/m}^3$ (50g 場)
間隙流体圧縮性, $\beta$	$1.51 \times 10^{-7} \text{ Pa}^{-1}$

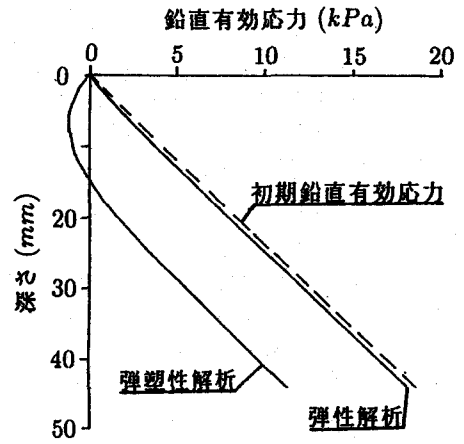
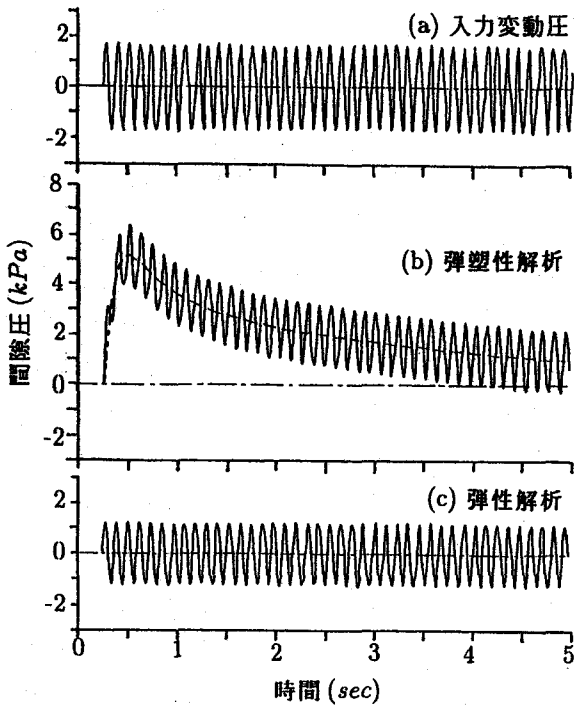


図-9 鉛直有効応力の深さ方向分布 (第3波 trough)

図-8 解析による間隙圧時刻歴

次に、図-8 (b)において間隙圧が最大となる第3波目の、trough時における鉛直有効応力の深度分布を図-9に示す。弾塑性解析では、過剰間隙圧の蓄積により、初期状態より鉛直有効応力が著しく減少している。特に15mm以浅の深さでは有効鉛直応力が負となり、液状化が生じている。一方弾性解析では、鉛直有効応力の減少はわずかであり、全深度にわたり液状化は生じていない。

#### 4.3 Viscous Scaling の意義について

本実験におけるViscous Scalingの効果を調べるために、表-2に示したパラメータ中、透水係数のみを50倍として、間隙流体が水の場合を想定した解析を行った。その結果を図-10に示す。図-10 (a)は、 $z = -11\text{mm}$ における間隙圧の時刻歴である。間隙流体がシリコンオイルの場合(図-8 (b))と比較して、過剰間隙圧の最大値は小さく、消散も速やかである。また間隙圧が最大となる第1波目の、trough時における有効鉛直応力の深度分布を同図(b)に示す。有効鉛直応力は全層にわたり正值であり、液状化は生じていない。

図-10の結果を受けて、波浪载荷により生じる最大過剰間隙圧と材料物性との関係を、理論解を基に検討する。若干の計算の後、間隙圧応答の塑性成分を与える式(9)は、次のように変形できる。

$$\frac{p_e^{(2)}}{P_u} = e^{-(\alpha/2\pi)\omega t} \cdot \left[ \frac{\cos\{(\alpha/T_v^*)^{1/2} \cdot (1+z/D)\}}{\cos\{(\alpha/T_v^*)^{1/2}\}} - 1 \right] - \frac{4}{\pi} \cdot \sum_{n=0}^{\infty} \frac{(-1)^n}{2n+1} \cdot \frac{e^{-(2n+1)^2 \pi \cdot T_v^* \cdot \omega t/8}}{\frac{(2n+1)^2}{4\alpha} T_v^* - 1} \cdot \cos\left\{ \frac{2n+1}{2} \pi (1+z/D) \right\}. \quad (12)$$

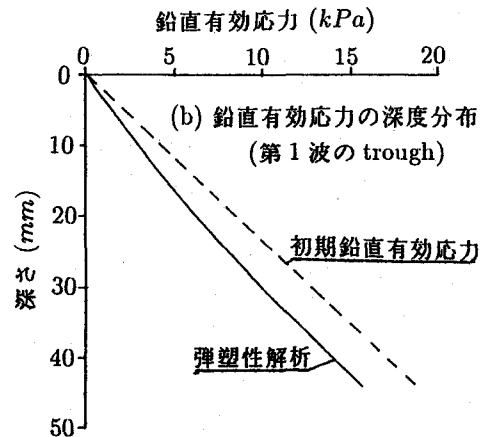
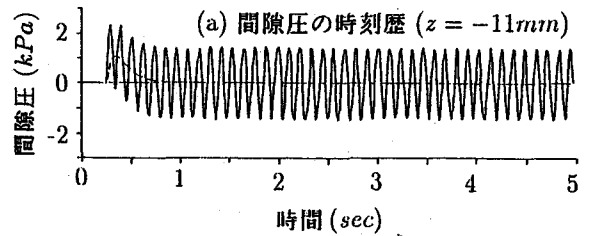


図-10 水を間隙流体とした場合の解析結果

ここに、

$$P_u = \frac{v_{\infty}^{cp}}{m_v + n\beta}, \quad T_v^* = \frac{2\pi}{\omega} \cdot \frac{C}{D^2} \quad (13)$$

ここで  $P_u$  の物理的意味は、非排水せん断により発生する最大過剰間隙圧である。

式(12)の右辺のパラメータのうち、 $\alpha$ 、 $z/D$ 、 $T_v^*$ および $\omega t$ を与えれば、左辺の間隙圧比を計算することができる。ここで $\omega t$ はスケールパラメータ $\omega$ により時間 $t$ を比例変換した形となっており、間隙圧比の最大値には直接関与しない。よって $\alpha$ および $z/D$ を固定すると、最大過剰間隙圧比  $P_{max}/P_u$  とパラメータ  $T_v^*$  の関係はユニークに定まる。

例として、 $z/D = 0.25$  の場合について、パラメータ  $T_v^*$  と最大過剰間隙圧比の関係を図-12に示す。同図中には、本解析で用いたパラメータ(表-2)より計算した  $T_v^*$  値、間隙流体として水を想定した場合の  $T_v^*$  値、および善らの実験<sup>4)5)</sup>における  $T_v^*$  値を示している。同図より Viscous Scaling を導入した今回の実験ケースは、間隙流体が水の場合や、善らの実験と比較して、液状化しやすい地盤条件であったと考えられる。

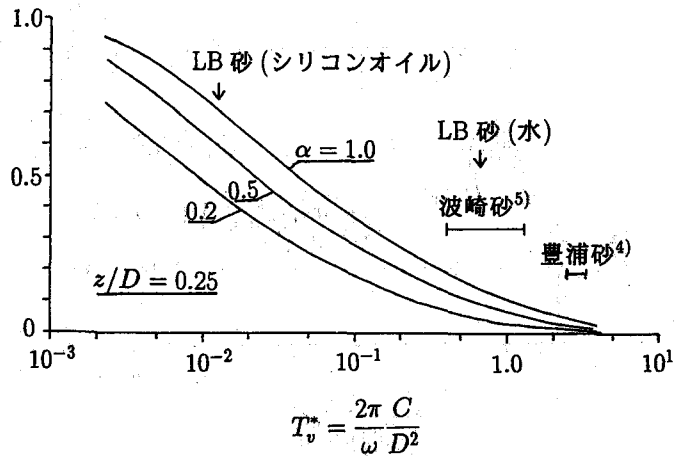


図-11 パラメータ  $T_v^*$  に伴う最大過剰間隙圧比の変化

## 5. まとめ

(1) 高遠心力場で使用しうるフラップ型造波装置を開発し、同装置を用いて水平地盤の間隙圧応答特性を調べた。"Viscous Scaling"を導入した本実験では、"スパイク状"の過剰間隙圧の発生・消散が認められた。特に緩い地盤においては、重複波の節と腹の中間部において過剰間隙圧が著しく上昇し、地盤は液状化に至った。

(2) 繰返しせん断による土の塑性体積圧縮を考慮した、一次元水圧伝播理論解を誘導した。同解を用いて、遠心模型実験で計測された間隙圧応答の解析を行ったところ、緩い地盤の実験で観測された"スパイク状"の過剰間隙圧の蓄積・消散の過程をうまく再現することができた。また理論解を基に、部分排水条件下での繰返し載荷による間隙圧応答に及ぼす、各地盤パラメータの影響の形態について検討し、遠心力場波浪実験におけるViscous Scalingの有効性を確認した。

## 参考文献

- 1) 柴田 徹・北 勝利 (1992) : 地盤の遠心力載荷実験とその研究動向, 自然災害科学, 11-1, pp.1-11.
- 2) Ishihara, K. and I. Towhata (1984) : Analysis of Wave-Induced Liquefaction in Seabed Deposits of Sand, Soils and Foundations, Vol. 24, No. 3, pp.85-100.
- 3) 関口秀雄・並河 努・太田誠二 (1992) : 変動水圧の地盤内伝播に関する考察, 海洋開発論文集, Vol. 8, pp.421-426.
- 4) 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, 港湾技術研究所報告, 第26巻, 第3号, pp.125-180.
- 5) 善 功企・山崎浩之・佐藤 泰 (1989) : 海底地盤の波浪による液状化-現地観測および解析-, 港湾技術研究所報告, 第28巻, 第3号, pp.29-57.