

# 多孔質弾性体理論による防波堤に作用する揚圧力および 周辺地盤内の変動間隙水圧の解析

## ANALYSIS OF WAVE-INDUCED UPLIFT FORCE ACTING ON CAISSON AND PORE-WATER PRESSURE AROUND BREAKWATER BY USING PORO-ELASTIC THEORY

間瀬 肇\*・酒井哲郎\*\*・西村喜弘\*\*\*・前野賀彦\*\*\*\*

By Hajime MASE, Tetsuo SAKAI, Yoshihiro NISHIMURA and Yoshihiko MAENO

The wave-induced pore-water pressure acting on the bottom of a caisson and around the composite breakwater is analyzed by a poro-elastic theory, Biot's consolidation theory, using a finite element method. Effects of the stiffness and permeability of a rubble mound and the rocking of the caisson are examined. The spatial distribution of uplift force mainly depends on the permeability of the rubble mound. When the permeability is large, the distribution is almost linear at any phase of standing waves in front of the caisson. However, when the permeability is small, the distribution is not linear and the profile is different at each phase of standing waves; furthermore, it is affected by the magnitude of rocking of the caisson. The rocking of the caisson increases the upward pore-water pressure gradient which seems to increase the occurrence probability of a seabed liquefaction around the toe of rubble mound as one of the causes of scouring at the toe and sinking of foundation materials.

*Keywords: wave-induced pore-water pressure, uplift force, poro-elastic theory, finite element method, seabed liquefaction*

### 1. ま え が き

波浪による水圧変動は、海底地盤内の間隙水圧や有効応力の変動を引き起こす。高波浪時には、変動間隙水圧が海底地盤内のパイプラインを浮かび上がらせる可能性がある<sup>1)</sup>。また、波浪による海底地盤の液化化（流動化）は構造物の沈下や防波堤の被災原因の1つとして指摘されている<sup>2),3)</sup>。その他、波の作用による海底地盤のせん断破壊やすべり破壊といった問題がある<sup>4),5)</sup>。こうした海底地盤の安定性の問題は、海岸・海洋構造物の耐波設計において重要視されるようになってきた。

一般に地盤をモデル化する際、特に粘土のように弾性体として扱えない場合は、地盤骨格と間隙水の2つの相からなる地盤を一相として扱い、その塑性変形を考慮する。しかしながら砂地盤で上述のような間隙水の挙動が問題になる場合は、地盤骨格と間隙水を二相として扱う必要がある。ただしその場合は、地盤骨格はその塑性まで考慮するには至っていない。すなわち、海底地盤の変

形や間隙水圧等の解析にあたって、海底地盤は次のようにモデル化される。①海底地盤の土粒子構造骨格を多孔質剛体、間隙水を非圧縮性とする。②土粒子構造骨格を多孔質剛体、間隙水を圧縮性とする。③土粒子構造骨格を多孔質弾性体、間隙水を圧縮性とする。④海底地盤を間隙のない均一弾性体とする。①、②および④は、③の特別な場合である。③のモデルによる基礎式（Biotの圧密方程式<sup>6)</sup>）に基づいて、Yamamotoら<sup>4),7)</sup>、Madsen<sup>8)</sup>、Mei-Foda<sup>9)</sup>、Nago-Maeno<sup>10)</sup>、Okusa<sup>11)</sup>およびSakaiら<sup>12)</sup>は、海底地盤内の有効応力や変動間隙水圧を求めている。

直立堤に作用する揚圧力は、耐波設計において、前趾（し）である値  $p_u$  をとり、後趾で0となる三角形分布が用いられる。しかし、この根拠を明確に示した研究は見当たらない。Liu<sup>13)</sup>は、①のモデル（基礎式はラプラス方程式となる）に基づいて、有限層厚の地盤に設置されたケーソンに作用する揚圧力の解析解を誘導している。その結果によると、揚圧力分布は無次元地盤厚（地盤厚のケーソン幅に対する比）や無次元ケーソン幅（ケーソン幅の波長に対する比）に依存し、一般に三角形分布とは異なる。Mynett-Mei<sup>14)</sup>は、③のモデルに基づいて、無限深さの海底地盤上におかれたケーソン周辺の海底地盤内応力および変動間隙水圧の理論解を求めている。Tsaiら<sup>15)</sup>もMynett-Mei<sup>14)</sup>と同様な理論を展開している。

\* 正会員 工博 京都大学助手 工学部土木工学科  
(〒606 京都市左京区吉田本町)

\*\* 正会員 工博 京都大学助教授 工学部土木工学科

\*\*\* 五洋建設(株)

\*\*\*\* 正会員 農博 舞鶴工業高等専門学校助教授 土木工学科

が、最終結果は陽に与えられておらず、理論式の係数を求めるために数値計算が必要である。Lindenberg ら<sup>16)</sup>は、ケーソン周辺地盤の波浪に対する応答を有限要素法により計算しているが、側方の開境界およびケーソン設置部における境界条件の取扱いが不明である。なお、これらの研究はケーソンに作用する揚圧力そのものについては検討していない。名合<sup>17)</sup>はケーソンに働く揚圧力を有限要素法により解析しているが、有限要素方程式の定式化の手順に疑問な点があり、荷重項が取り扱いにくい形になっている<sup>10)</sup>。また、空間きざみが粗く揚圧力の分布形の詳細が明らかでない。

本研究は、Biot の圧密方程式を基礎式とし、混成堤のケーソンに作用する揚圧力および防波堤周辺の海底地盤内の変動間隙水圧分布を有限要素法により解析するものであり、捨石マウンドの剛性、透水性、波によるケーソンの動揺（ロッキング運動）が揚圧力や変動間隙水圧分布に及ぼす影響、ならびに海底地盤の液状化発生の可能性について検討するものである。

2. 解析に用いる基礎式および有限要素方程式

(1) 基礎式

海底面に沿って波の伝播方向に  $x$  軸、海底面に鉛直下向きに  $z$  軸をとる。土粒子そのものは非圧縮性とし、間隙水は気泡の混入を考慮して圧縮性を有するものとする。慣性項と重力項を無視した Biot の圧密方程式は次のように表わされる<sup>9)</sup>。

$$G \left\{ \nabla^2 u + \frac{1}{1-2\nu} \frac{\partial(\nabla \cdot \mathbf{u})}{\partial x} \right\} - \frac{\partial p}{\partial x} = 0 \dots\dots\dots (1)$$

$$G \left\{ \nabla^2 w + \frac{1}{1-2\nu} \frac{\partial(\nabla \cdot \mathbf{u})}{\partial z} \right\} - \frac{\partial p}{\partial z} = 0 \dots\dots\dots (2)$$

$$\frac{k}{\rho g} \nabla^2 p - \frac{n}{\beta} \frac{\partial p}{\partial t} - \frac{\partial(\nabla \cdot \mathbf{u})}{\partial t} = 0 \dots\dots\dots (3)$$

ここで、 $\mathbf{u}=(u, w)$  は静的つり合い状態からの土粒子の変位ベクトル、 $p$  は変動間隙水圧、 $G$  はせん断弾性係数、 $\nu$  はポアソン比、 $k$  は速度の次元をもつ透水係数、 $\rho$  と  $\beta$  はそれぞれ間隙水の密度と体積弾性係数、 $g$  は重力加速度、 $n$  は間隙率、 $\nabla$  は二次元の勾配ベクトル、 $t$  は時間である。

Mei-Foda<sup>9)</sup> は、代表的な諸量を用いて、慣性項と重力項は式 (1)~(3) の各項に比べてオーダー的に小さいことを示した。Sakai ら<sup>12)</sup> は、理論および数値計算によりそれらの項の影響が小さいことを示した。

(2) 有限要素方程式

解析領域を有限個の三角形要素群に分割する。節番番号が  $i, j, k$  の三角形要素内の  $u$  をその節点値  $\{U\}^T = [U_i, U_j, U_k]$  を用いて次のように表わす ( $w, p$  についても同様にする)。

$$u(x, z, t) = [\phi] \{U\} = [\phi_i, \phi_j, \phi_k] \{U\} \dots\dots\dots (4)$$

$\phi_i, \phi_j, \phi_k$  は基底関数であり、節点の座標を  $(x_i, z_i), (x_j, z_j), (x_k, z_k)$  とすると、 $\phi_i$  は

$$\phi_i = (a_i + b_i x + c_i z) / 2A \dots\dots\dots (5)$$

$$a_i = x_j z_k - x_k z_j \dots\dots\dots (6)$$

$$b_i = z_j - z_k \dots\dots\dots (7)$$

$$c_i = x_k - x_j \dots\dots\dots (8)$$

と表わされる。 $\phi_j$  および  $\phi_k$  は式 (5)~(8) における添字を回転順に変えたものである。なお、式 (5) における  $A$  は三角形の面積である。

式 (1)~(3) に Galerkin 法を適用して以下の方程式を得る。

$$\sum_{i=1}^{n_e} \{ [A] \{U\}_i + [B] \{W\}_i + [C] \{P\}_i \} = \{D\} \dots\dots\dots (9)$$

$$\sum_{i=1}^{n_e} \{ [E] \{U\}_i + [F] \{W\}_i + [G] \{P\}_i \} = \{H\} \dots\dots\dots (10)$$

$$\sum_{i=1}^{n_e} \{ [J] \{U\}_i + [K] \{W\}_i + [L] \{P\}_i \} = \{M\} \dots\dots\dots (11)$$

ここで  $n_e$  は要素数であり、マトリックス  $[A]$  から  $[M]$  は以下のとおりである。

$$[A] = \int_{S^e} \{ (\lambda + 2G) [\phi]_x^T [\phi]_x + G [\phi]_z^T [\phi]_z \} dS^e \dots\dots\dots (12)$$

$$[B] = \int_{S^e} \{ \lambda [\phi]_x^T [\phi]_z + G [\phi]_z^T [\phi]_x \} dS^e \dots\dots\dots (13)$$

$$[C] = \int_{S^e} [\phi]^T [\phi]_x dS^e \dots\dots\dots (14)$$

$$[D] = \int_{\Gamma} \{ n_x \sigma_{11} + n_z \sigma_{33} \} [\phi]^T d\Gamma \dots\dots\dots (15)$$

$$[E] = \int_{S^e} \{ \lambda [\phi]_z^T [\phi]_x + G [\phi]_x^T [\phi]_z \} dS^e \dots\dots\dots (16)$$

$$[F] = \int_{S^e} \{ (\lambda + 2G) [\phi]_z^T [\phi]_z + G [\phi]_x^T [\phi]_x \} dS^e \dots\dots\dots (17)$$

$$[G] = \int_{S^e} [\phi]^T [\phi]_z dS^e \dots\dots\dots (18)$$

$$[H] = \int_{\Gamma} \{ n_x \sigma_{31} + n_z \sigma_{13} \} [\phi]^T d\Gamma \dots\dots\dots (19)$$

$$[I] = \int_{S^e} [\phi]^T [\phi]_x dS^e \dots\dots\dots (20)$$

$$[J] = \int_{S^e} [\phi]^T [\phi]_z dS^e \dots\dots\dots (21)$$

$$[K] = \int_{S^e} (n/\beta) [\phi]^T [\phi] dS^e \dots\dots\dots (22)$$

$$[L] = \int_{S^e} (k/\rho g) \{ [\phi]_x^T [\phi]_x + [\phi]_z^T [\phi]_z \} dS^e \dots\dots\dots (23)$$

$$[M] = \int_{\Gamma} (k/\rho g) (\partial p / \partial n) [\phi]^T d\Gamma \dots\dots\dots (24)$$

$$\lambda = \frac{2\nu G}{1-2\nu} \dots\dots\dots (25)$$

$$\sigma_{11} = 2G \left( \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\nu}{1-2\nu} \nabla \cdot \mathbf{u} \right) \dots\dots\dots (26)$$

$$\sigma_{33} = 2G \left( \frac{\partial w}{\partial z} + \frac{\nu}{1-2\nu} \nabla \cdot \mathbf{u} \right) \dots\dots\dots (27)$$

$$\sigma_{13} = \sigma_{31} = G \left( \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x} \right) \dots\dots\dots (28)$$

下付き添字の  $x, z, t$  はそれらの変数に関する微分を意味する。また、 $\int_{se} [\cdot] dS^e$  は各三角形要素についての領域積分、 $\int_r [\cdot] d\Gamma$  は境界積分、 $\partial/\partial n$  は境界における外向き法線微分、 $(n_x, n_z)$  は法線ベクトルの成分である。式 (25) における  $\lambda$  は、Lamé 定数とよばれる。式 (26) ~ (28) は Fooke の法則を表わしており、 $\sigma_{11}, \sigma_{33}, \sigma_{13}, \sigma_{31}$  は有効応力である。Nago-Maeno<sup>10)</sup> の有限要素方程式にはこれらの有効応力項が出てこない。

海底地盤が非均一の場合、各地点の土質定数を対応する三角形要素の土質定数として割り当てればよい。

式 (9) ~ (11) をそれぞれ全体マトリックスを用いて表示すると、

$$AU + BW + CP = D \dots\dots\dots (29)$$

$$EU + FW + GP = H \dots\dots\dots (30)$$

$$IU_t + JW_t + KP_t + LP = M \dots\dots\dots (31)$$

となる。式 (31) における時間微分項は、たとえば  $U_t$  について、次のように差分化する。

$$U_t = (U^{t+\Delta t} - U^t) / \Delta t \dots\dots\dots (32)$$

また式 (29) ~ (31) の未知量は、たとえば  $U$  について、次のようにおく。

$$U = (U^{t+\Delta t} + U^t) / 2 \dots\dots\dots (33)$$

式 (32) と (33) を用いると、式 (29) ~ (31) は次のように書き表わされる。

$$AU^{t+\Delta t} + BW^{t+\Delta t} + CP^{t+\Delta t} = (D^{t+\Delta t} + D^t) - (AU^t + BW^t + CP^t) \dots\dots\dots (34)$$

$$EU^{t+\Delta t} + FW^{t+\Delta t} + GP^{t+\Delta t} = (H^{t+\Delta t} + H^t) - (EU^t + FW^t + GP^t) \dots\dots\dots (35)$$

$$IU^{t+\Delta t} + JW^{t+\Delta t} + (K + L\Delta t/2)P^{t+\Delta t} = (M^{t+\Delta t} + M^t)\Delta t/2 + IU^t + JW^t + (K - L\Delta t/2)P^t \dots\dots\dots (36)$$

適切な境界条件のもと、初期条件を与えて式 (34) ~ (36) の連立方程式を解けばよい。

土質定数が均一な海底地盤の場合について、進行波によって引き起こされる地盤内の土粒子変位および変動間隙水圧に関して Yamamoto<sup>4)</sup> の理論解と有限要素法による数値計算結果を比較したところ、両者はほとんど一致することが確かめられた。

### 3. 計算条件

#### (1) 解析の対象

解析にあたっては、防波堤は直線状に無限に続いており、波は防波堤に対して直角に入射し重複波が形成され、現象は二次元的であると仮定する。海底地盤については平面ひずみ状態を仮定する。

図-1 は、解析領域ならびに座標系を示したものである。捨石マウンドは波の場を乱さないものとし、またケーソンとマウンドの間にはすべりはしないものとする。海

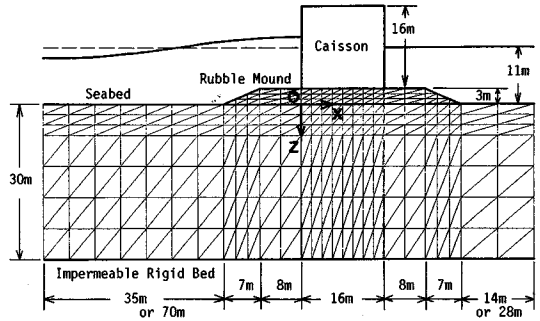


図-1 解析領域

底地盤(砂層)の下層部は不透水層とする。さらに、港内側には波はないものとする。ケーソンのロッキングを考慮する計算においては、ロッキングの影響が周辺地盤の広範囲に及ぶので解析領域幅を144mとし、その他は95mとした。ケーソン前趾および後趾ではそれぞれの±10cmの地点に節点を設けた。

#### (2) 波、海底地盤(砂層)および捨石マウンドの諸条件

入射波の波高  $H$  は2mとし、周期  $T$  は10秒および7秒の2種類とした。

砂層の土質定数は、Mei-Foda<sup>9)</sup> の Table 1 を参考にして、ポアソン比  $\nu$  を0.33、間隙率  $n$  を0.28、せん断弾性係数  $G$  を  $1.5 \times 10^8 \text{ N/m}^2$ 、透水係数  $k$  を  $10^{-3} \text{ m/s}$  とし、間隙水の体積弾性係数  $\beta$  を  $9.5 \times 10^5 \text{ N/m}^2$  (飽和度95%の場合) とした。

大小さまざまな捨石のかみ合わせからなる捨石マウンドの諸特性は、捨石の粒度分布、材質、締固めの程度など種々の要因に依存すると思われる、一般的な土質定数は明らかではないので、ここではポアソン比  $\nu$  を0.40、間隙率  $n$  を0.25とし、せん断弾性係数  $G$  は砂のオーダーのものから砂岩のものまで、透水係数  $k$  は砂のオーダーのものから二桁オーダーの大きいものまで含むように表-1のように設定した。

#### (3) 初期条件および境界条件

初期条件としては、土粒子変位と変動間隙水圧をすべて0とした。時間きぎみは入射波周期の1/24倍であり、数ステップ後から安定した計算結果が得られる。

境界条件には、値そのものが与えられる基本境界条件と勾配値が与えられる自然境界条件がある。本研究で用いた境界条件は以下のとおりである。

港外側の砂層表面およびマウンド表面では、

$$n_x \sigma_{11} + n_z \sigma_{13} = n_x \sigma_{31} + n_z \sigma_{33} = 0 \dots\dots\dots (37)$$

$$p_m = \rho g H \frac{\cosh mz}{\cosh mh} \cos \sigma t \cos mx \dots\dots\dots (38)$$

を与える。ここで、 $m$  は波数、 $\sigma$  は角周波数、 $h$  は海

表-1 計算条件

Case No.	T(sec)	G(N/m <sup>2</sup> )	k(m/sec)	k <sub>z</sub> <sup>0</sup> (N/m <sup>3</sup> )	k <sub>φ</sub> <sup>0</sup> (N/m <sup>2</sup> )
1	10	1.5×10 <sup>8</sup>	10 <sup>-1</sup>	1.5×10 <sup>8</sup>	6.0×10 <sup>6</sup>
2			10 <sup>-2</sup>		
3			10 <sup>-3</sup>		
4			10 <sup>-1</sup>		
5			10 <sup>-2</sup>		
6		10 <sup>-3</sup>			
7		10 <sup>-1</sup>			
8		10 <sup>-2</sup>			
9		10 <sup>-3</sup>			
10		1.5×10 <sup>10</sup>	10 <sup>-1</sup>		
11	7	1.5×10 <sup>9</sup>	10 <sup>-2</sup>	∞	∞
12			10 <sup>-3</sup>		
13			10 <sup>-1</sup>		
14			10 <sup>-2</sup>		
15			10 <sup>-3</sup>		
16		10 <sup>-1</sup>			
17		10 <sup>-2</sup>			
18		10 <sup>-3</sup>			
19		10 <sup>-1</sup>			
20		1.5×10 <sup>9</sup>	10 <sup>-2</sup>		
21	10	1.5×10 <sup>9</sup>	10 <sup>-3</sup>	∞	∞
22			10 <sup>-1</sup>		
23			10 <sup>-2</sup>		
24			10 <sup>-3</sup>		

(注) T: 周期; G: せん断弾性係数; k: 透水係数;  
k<sub>z</sub><sup>0</sup>: 水平地盤係数; k<sub>φ</sub><sup>0</sup>: 回転地盤係数

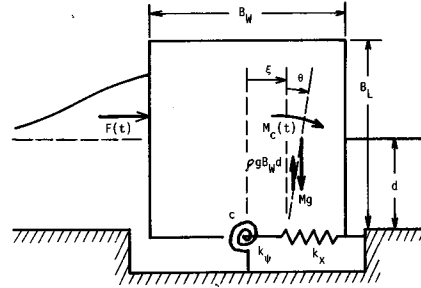


図-2 ロッキングの概要図

ある。鉛直振動、水平振動、および回転運動に対する3種類の地盤係数  $k_z$ ,  $k_x$  および  $k_\phi$  は、ばね定数  $k_z$ ,  $k_x$ ,  $k_\phi$  と次の関係がある。

$$k_z = k_z^0 A \dots\dots\dots (43)$$

$$k_x = k_x^0 A \dots\dots\dots (44)$$

$$k_\phi = k_\phi^0 I_\phi \dots\dots\dots (45)$$

ここで、 $A$  は構造物底面の面積、 $I_\phi$  は底面の中心を通る水平軸回りの断面二次モーメントである。合田<sup>18)</sup>が地盤係数について従来の研究を整理したところによると、3種類の地盤係数は相互に関連があり、近似的あるいは実用上

$$k_x^0 = 0.5 k_z^0 \dots\dots\dots (46)$$

$$k_\phi^0 = 4.0 k_x^0 \dots\dots\dots (47)$$

である。また、衝撃載荷試験により、防波堤の基礎としての捨石マウンドおよび地盤は、現地防波堤を対象として、水平地盤係数の値で  $k_x^0 = 1 \sim 2 \times 10^6 \text{ N/m}^3$  と推定している。本研究では、 $k_x^0 = 1.5 \times 10^6 \text{ N/m}^3$  とそれより10倍大きい  $1.5 \times 10^7 \text{ N/m}^3$ 、および地盤係数が無限大でケーソンが動揺しない場合を考える。

このばね定数を用いれば、波力からケーソンの変位が計算できる。図-2において、ケーソン底面の中心点  $c$  が水平方向に  $\xi$  だけ変位し、さらに  $c$  点まわりに  $\theta$  だけ回転した場合を考えると、ロッキング運動の式は次のように表わされる。

$$M(\ddot{\xi} + B_L \ddot{\theta}/2) + k_x \xi = F(t) \dots\dots\dots (48)$$

$$I \ddot{\theta} + (k_\phi - Mg B_L/2 + \rho g B_w d^2/2) \theta = M_c(t) \dots\dots\dots (49)$$

ここで、 $M$  はケーソンの付加質量も含めた単位奥行き幅質量 ( $5.6 \times 10^5 \text{ kg/m}$  とした)、 $I$  はケーソンの  $c$  点まわりの慣性モーメント、 $B_w$  および  $B_L$  はそれぞれケーソン幅および高さ、 $d$  はマウンド上の水深、 $F(t)$  は波による水平波力、 $M_c(t)$  は  $c$  点まわりのモーメントであり、微小振幅波理論によると次のように表わされる。

ケーソン前面の水位  $\eta (= H \cos \psi; \text{ただし、} \psi = \sigma t)$  が静水面より上にあるとき：

$$F(t) = \frac{\rho g \eta}{m \cosh mh} \{ \sinh mh - \sinh m(h-d) \}$$

底面上の水深である。式 (37) は砂層およびマウンド表面における  $x, z$  方向の有効応力が0であることを表わしており、これは自然境界条件である。式 (38) は微小振幅波理論による重複波圧を表わしており、基本境界条件である。

港内側の砂層およびマウンド表面では、

$$n_x \sigma_{11} + n_z \sigma_{33} = n_x \sigma_{31} + n_z \sigma_{13} = p = 0 \dots\dots\dots (39)$$

とする。

砂層底部は不透過、また土粒子変位は0とし、次式で与える。

$$u = w = 0, \quad \partial p / \partial z = 0 \dots\dots\dots (40)$$

変位については基本境界条件、間隙水圧については自然境界条件である。

港外側の側方境界では、Yamamoto<sup>4)</sup>による進行波に対する解に逆行波の解を足し合わせた重複波に対する理論解  $u, w, p$  を与える。港内側の側方境界では、波の作用は及ばないものとし、

$$u = w = p = 0 \dots\dots\dots (41)$$

とする。

ケーソンが設置されているマウンド表面では、ケーソンを介して伝達されるせん断力および鉛直応力を与える代わりに、地盤係数とケーソンに働く波力から算定される変位および不透過条件

$$\partial p / \partial z = 0 \dots\dots\dots (42)$$

を用いる。

地盤係数という概念は、地盤を質量のないばねに置き換えたとき、その仮想のばねのばね定数という考え方で

$$+ \rho g \eta^2 / 2 \dots\dots\dots (50)$$

$$M_c(t) = \frac{\rho g \eta}{m^2 \cosh mh} \{ m(h-d) \sinh m(h-d) - mh \sinh mh - \cosh m(h-d) - \cosh mh \} + \rho g \eta (h^2 + h\eta + \eta^2 / 3) \dots\dots\dots (51)$$

水位が静水面下にあるとき：

$$F(t) = \frac{\rho g \eta}{m \cosh mh} \{ \sinh m(h+\eta) - \sinh m(h-d) \} \dots\dots\dots (52)$$

$$M_c(t) = \frac{\rho g \eta}{m^2 \cosh mh} [ m \{ (h-d) \sinh m(h-d) - (h+\eta) \sinh m(h+\eta) \} - \{ \cosh m(h-d) - \cosh m(h+\eta) \} ] \dots\dots\dots (53)$$

問題を簡単化するため、加速度項を無視し静的な場合を考えると、水平方向変位  $\xi$  および回転角  $\theta$  は次のように求められる。

$$\xi = F(t) / k_x \dots\dots\dots (54)$$

$$\theta = M_c(t) / (k_\phi - MgB_L / 2 + \rho g B_w d^2 / 2) \dots\dots\dots (55)$$

式 (54) および (55) を用いてマウンド表面の水平変位  $u$  と垂直変位  $w$  を

$$u = \xi \dots\dots\dots (56)$$

$$w = (x - B_w / 2) \theta \dots\dots\dots (57)$$

で与える ( $x$  はケーソン前趾からの距離である)。式 (1)

~(3) は、マウンドやケーソンが設置され圧密が十分に進行し平衡状態になった後の、静的つり合い状態からの変位および間隙水圧変動を支配する式である。本研究では、ケーソンとマウンドの間にすべりは無いものとし、ケーソンの変位がそのままマウンド表面の変位に等しいと仮定している。式 (57) における  $w$  が負になるということは、マウンドが膨らむことを表わしている。

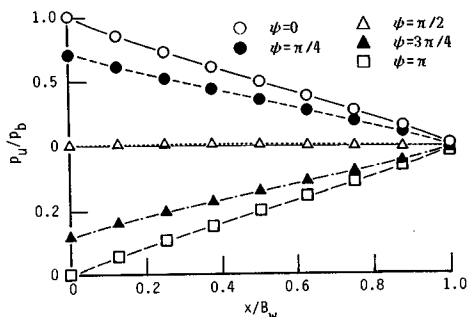
以上の式に現われる各変数の値については、図-1 を参照されたい。

### 4. 解析結果および考察

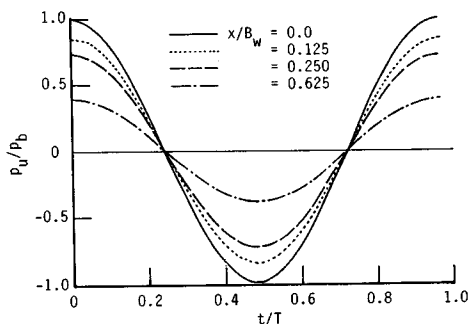
#### (1) ケーソンに働く揚圧力の空間および時間変化

図-3 および 図-4 は、それぞれ Case 4 と Case 6 (表-1 参照) の揚圧力の空間および時間変化を示したものである。ただし、揚圧力  $p_u$  はケーソン前面の底部における作用波圧振幅  $p_b$  で無次元化されており、前趾からの距離  $x$  はケーソン幅  $B_w$  で無次元化されている。また、ケーソン前面における水位が最大となる位相を、 $\psi = 0$  としている。ケーソンの最大水平変位  $u_{max}$  は約 7 mm、最大鉛直変位  $w_{max}$  は約 3 mm である。

図-3 では、揚圧力はどの位相においてもほぼ直線的に変化しており、また各地点の揚圧力の時間変化には位相差がみられない。これは捨石マウンドの透水係数が大

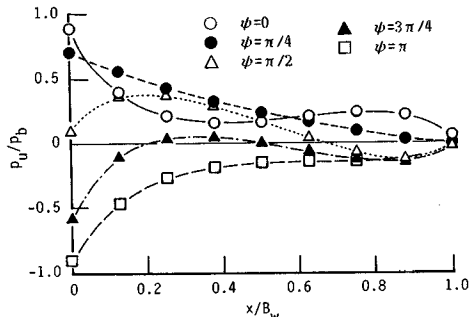


(a) 空間変化

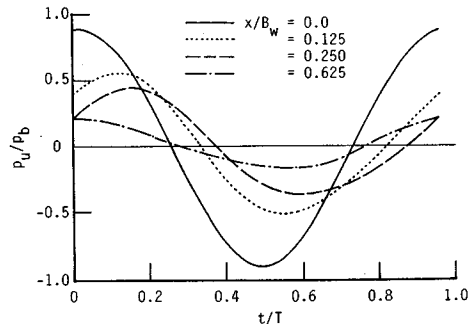


(b) 時間変化

図-3 ケーソンに働く揚圧力の空間および時間変化 (Case 4 :  $k = 10^{-1}$  m/s)



(a) 空間変化



(b) 時間変化

図-4 ケーソンに働く揚圧力の空間および時間変化 (Case 6 :  $k = 10^{-3}$  m/s)

きい場合（ここでは  $10^{-1}$  m/s）にみられる傾向である。図-4においては、各位相における揚圧力の空間分布は直線的ではなく複雑であり、 $\psi=0$ において  $x/B_w$  が0.6から1.0でロッキングの効果による揚圧力成分が卓越している。また各地点の揚圧力の時間変化にはかなりの位相差が現われている。これはマウンドの透水係数が小さい場合（ $10^{-3}$  m/s）にみられる傾向である。

直立堤に作用する揚圧力は、従来の設計法では三角形分布が仮定されるが、捨石マウンドの特性や直立堤のロッキング等により三角形分布とはかなり異なる場合がある。以下、揚圧力分布に及ぼす各種要因を調べる。ただし、揚圧力分布は位相が0におけるものを対象とする。

(2) 揚圧力分布に及ぼす捨石マウンドの剛性の影響

揚圧力分布に及ぼす捨石マウンドの剛性の影響を調べるために、Case 1, 4, 7（透水係数が大きい場合）および Case 3, 6, 9（透水係数が小さい場合）の無次元揚圧力分布を3つずつ重ねて図-5(a) および (b) にプロットした。これらは、ケーソンが波浪によってロッキングする ( $u_{max}=7$  mm,  $w_{max}=3$  mm) 場合の計算結果である。

図-5(a) によると、揚圧力分布に及ぼすマウンドの剛性の影響はほとんどないことがわかる。図-5 (b) では、揚圧力分布に若干の差がみられるが、マウンドの

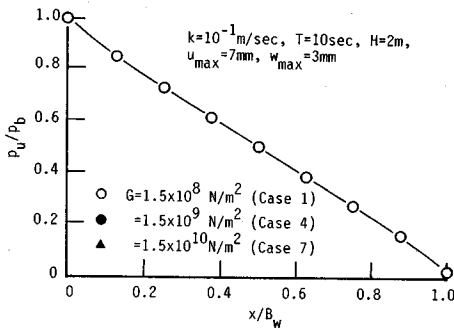
剛性の影響はあまり顕著でない。

(3) 揚圧力分布に及ぼす波の周期の影響

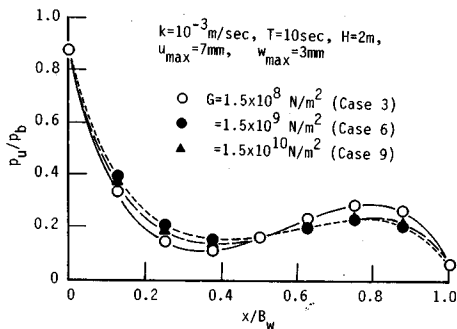
本研究では、ケーソン幅を固定して計算を行っているので、周期を変化させることは結局ケーソン幅の波長に対する比(無次元ケーソン幅)  $mB_w$  を変えたことになる。Liu<sup>(13)</sup>によれば、無次元ケーソン幅  $mB_w$  が大きくなるほど(周期が短くなるほど)揚圧力が伝わりにくくなり、その分布形は凹型分布あるいは少しS字型をした分布となる。ただし、Liuの理論では揚圧力分布に及ぼす地盤の透水性の影響を考慮することができない。

捨石マウンドの透水係数が  $10^{-1}$  m/s および  $10^{-2}$  m/s の場合、揚圧力分布の計算結果には波の周期の影響を見出せなかった。

図-6は、捨石マウンドの透水係数が最も小さい  $10^{-3}$  m/s の場合の揚圧力分布に及ぼす波の周期の影響を調べたものである。(a) 図はケーソンのロッキングを考慮した場合、(b) 図はケーソンが静止している場合の結果である。図-6(b) においては、Liuの結果と同様に周期が短くなると揚圧力が伝達されにくくなっている。図-6(a) のケーソンがロッキングする場合には、 $x/B_w < 0.5$  で周期の短い方が  $p_u/p_b$  が小さくなっているが、後趾付近では逆に周期が短い場合の方が  $p_u/p_b$  が大きくなっている。

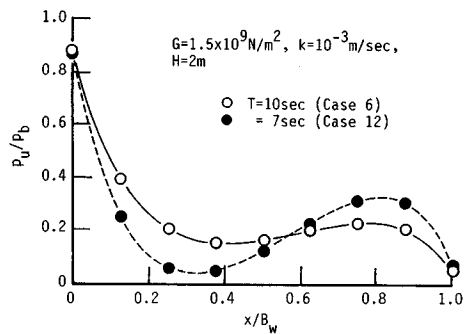


(a) Case 1, 4, 7 の計算結果

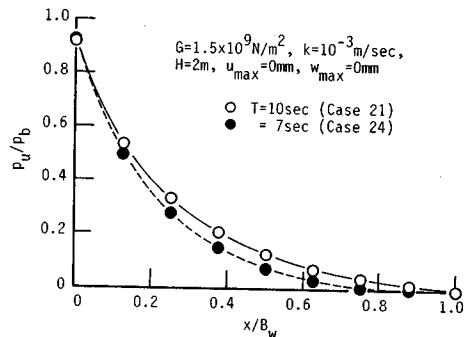


(b) Case 3, 6, 9 の計算結果

図-5 揚圧力分布に及ぼす捨石マウンドの剛性の影響



(a) Case 6, 12 の計算結果



(b) Case 21, 24 の計算結果

図-6 揚圧力分布に及ぼす波の周期の影響

(4) 揚圧力分布に及ぼすケーソンのロッキングの影響

揚圧力に及ぼすケーソンのロッキングの影響に関しては、図-6にみられるが、改めて透水係数が  $10^{-1}$  m/s である Case 4, 13, 19 の計算結果を比較したところ、三者にはほとんど差がないこと、透水係数が  $10^{-3}$  m/s である Case 6, 15, 21 の計算結果を比較したところ、ケーソンが静止している Case 21 およびケーソンのロッキングが小さい Case 15 ( $u_{max}=0.7$  mm,  $w_{max}=0.3$  mm) の揚圧力は下に凸の曲線分布となること、ケーソンのロッキングが大きい Case 6 ( $u_{max}=7$  mm,  $w_{max}=3$  mm) の揚圧力はS字型の分布となることがわかった。

(5) 揚圧力分布に及ぼす捨石マウンドの透水性の影響

以上(1)から(4)より、揚圧力に関しては、捨石マウンドの透水性が重要な影響を及ぼすことがわかった。

透水性の影響については、図-5の(a)と(b)の比較からもわかるが、ここでは捨石マウンドの透水係数が異なる場合の無次元揚圧力分布の計算結果を3つずつ重ねて図-7に示す。ここで、(a)図はケーソンのロッキングを考慮した Case 4, 5, 6 ( $u_{max}=7$  mm,  $w_{max}=3$

mm), (b)図はケーソンが静止している Case 19, 20, 21 の計算結果である。

これらの結果によると、捨石マウンドの透水係数が  $10^{-1}$  m/s の場合には揚圧力はほぼ三角形分布しており、前趾近傍の揚圧力はケーソン前面の底部における波圧と等しい。透水係数が  $10^{-2}$  m/s では、揚圧力分布は直線分布から凹型分布に変化する。透水係数が  $10^{-3}$  m/s と小さい場合には、ケーソンが静止しているとき揚圧力分布は凹型分布をなすが、ケーソンがロッキングするときS字型分布となる。ケーソンのロッキングを考慮した場合、位相  $\psi=0$  においては、ケーソンの底面の中心から後趾の部分のマウンドを押しさえつけることにより、構造骨格の体積を減少させ変動間隙水圧を発生させる。マウンドの透水係数が大きい場合には変動間隙水圧の消散は容易で揚圧力分布は三角形分布となるが、透水係数が小さい場合にはその消散が妨げられるため、このようなS字型の分布が形成されるものと考えられる。

その他、捨石マウンドの透水係数が小さいと、全揚圧力はマウンドの透水係数が大きい場合のそれと比べてかなり小さくなること(名倉<sup>17)</sup>の結果と同様)、前趾近傍の揚圧力はケーソン前面の底部に働く波圧と比べて約0.9倍となり、波圧が伝達されにくくなることが確かめられた。

(6) 防波堤周辺地盤の変動間隙水圧分布

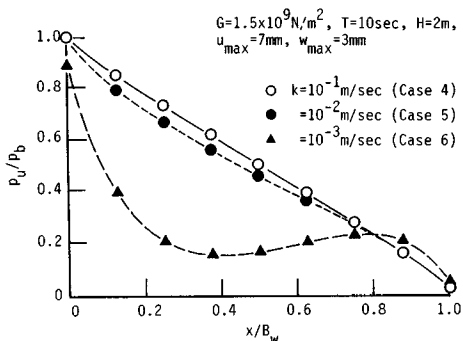
防波堤周辺地盤の変動間隙水圧分布を、位相が0および  $\pi$  の場合について、図-8に示す。ただし、これらの図において、変動間隙水圧  $p$  は砂層表面に作用する波圧振幅  $p_0$  で無次元化されており、0.1ごとの等圧線で示されている。図-8の(a)はケーソンの最大水平変位が7mmおよび鉛直変位が3mm(Case 4), (b)はケーソンの最大水平変位が0.7mmおよび鉛直変位が0.3mm(Case 13), (c)はケーソンが静止している場合(Case 19)の計算である。

揚圧力分布については、Case 4, 13, 19の三者にはほとんど差がなく三角形分布をしているが、防波堤周辺の変動間隙水圧分布にはケーソンのロッキングの影響がはっきり現われている。すなわち、ケーソンがロッキングする場合には等圧線が密になり、また港内側の海底地盤内にも変動間隙水圧が発生している。

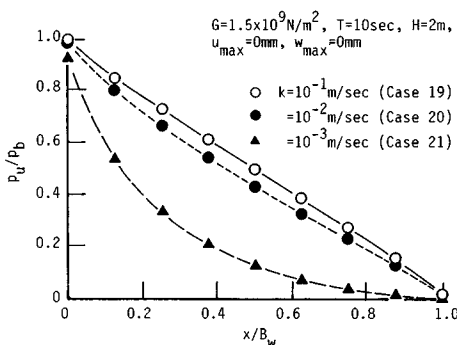
変動間隙水圧に及ぼす捨石マウンドの剛性の影響を調べた結果は次のようであった。マウンドのせん断弾性係数が大きいと、ケーソンの変位はマウンド内で吸収されず砂層表面に直接伝わり砂層内の土粒子構造骨格の体積ひずみが大きくなるため、マウンドのせん断弾性係数が小さい場合と比べて等変動間隙水圧線が密になる。

(7) 防波堤周辺地盤の液状化の可能性

波により海底地盤が液状化するかどうかについてはま

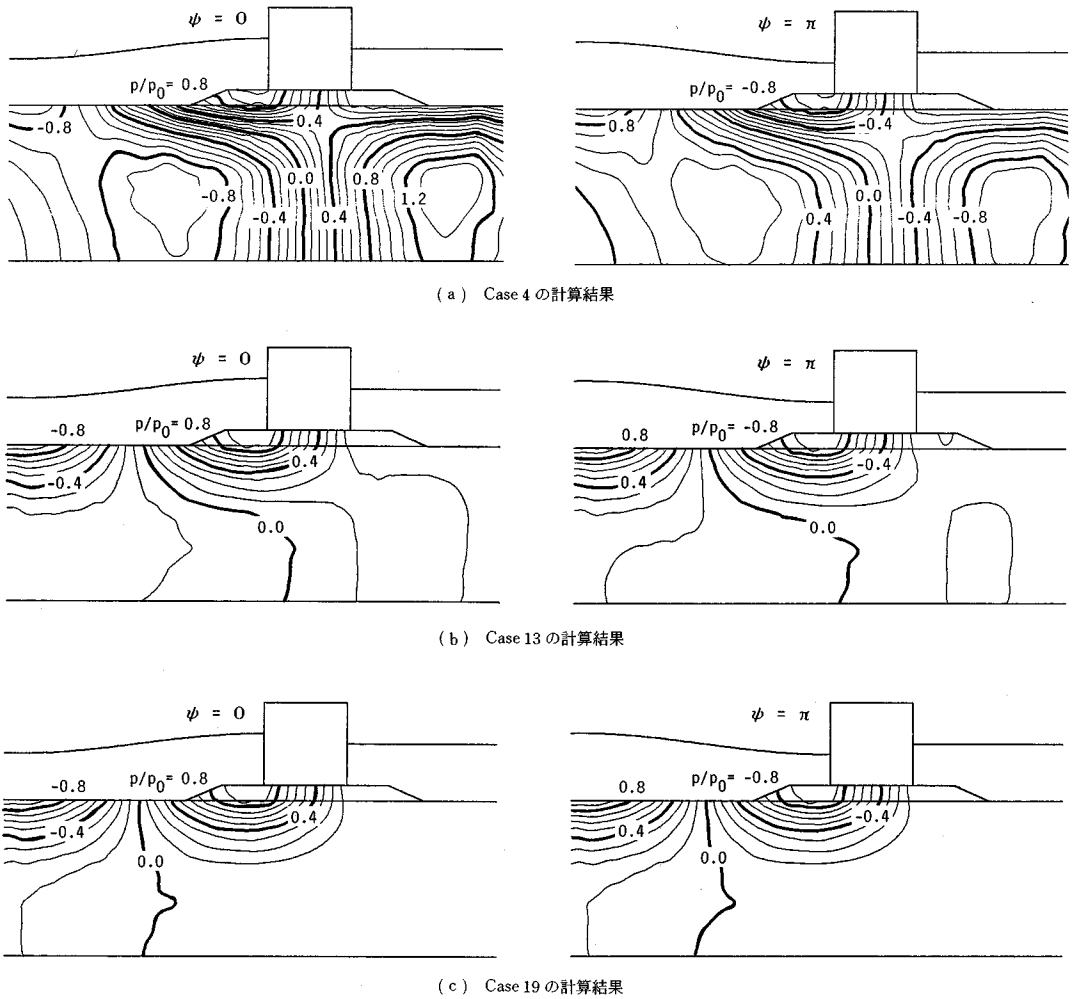


(a) Case 4, 5, 6 の計算結果



(b) Case 19, 20, 21 の計算結果

図-7 揚圧力分布に及ぼす捨石マウンドの透水性の影響



図—8 防波堤周辺地盤内の変動間隙水圧分布

だははっきりと確認されたわけではないが、善ら<sup>3)</sup>によると、海底地盤の液状化は次の条件で与えられる。

$$\sigma_v = \sigma_{v0} + (p_m - p) < 0 \dots\dots\dots(58)$$

ここで、 $\sigma_{v0}$  は波がない場合の有効鉛直応力、 $p_m$  は海底面に働く波圧、 $p$  は変動間隙水圧である。これによると、液状化は  $(p_m - p)$  の負の値が大きいほど生じやすくなる。これは波の谷の位相において起こり、海底面に作用する波圧が地盤内へ伝達しにくいほど、すなわち、鉛直上向きの動水勾配（変動間隙水圧の  $z$  方向の勾配）が大きいほど生じやすい。

こうした観点から、図—8をみると、ケーソンのロッキングは動水勾配を大きくし（等変動間隙水圧線を密にし）、海底地盤の液状化を起りやすくすることが推測できる。捨石マウンド下の海底地盤では、土の自重とともにマウンドおよびケーソンの上載荷重により式（58）

における  $\sigma_{v0}$  が大きいので液状化は生じにくいと考えられるが、マウンドのり先付近の海底地盤においては液状化が生じる可能性が高くなる。こうした変動間隙水圧に伴うマウンドのり先付近の地盤の液状化は砂を動きやすくし、水粒子運動および波動運動に伴う流れの作用とあいまって、洗掘、ブロックの崩壊および沈下の原因となっているのではないかと考えられる。

### 5. あとがき

本研究は、Biotの圧密方程式に基づいて、混成堤のケーソンに作用する揚圧力および防波堤周辺の海底地盤内の変動間隙水圧分布を解析したものであり、主要な結論は次のとおりである。

(1) 揚圧力分布に及ぼす捨石マウンドの剛性および波の周期の影響は、マウンドの透水係数が大きい場合に



はほとんどみられず、透水係数が小さい場合に若干みられる。

(2) 揚圧力分布に及ぼすケーソンのロッキングの影響は、捨石マウンドの透水係数が大きい場合にはほとんどみられないが、透水係数が小さい場合にはその影響が現われる。すなわち、ケーソンが静止している場合およびケーソンのロッキングが小さい場合の揚圧力は凹型分布をなし、ケーソンのロッキングが大きくなると揚圧力はS字型の分布をする。

(3) 揚圧力に関しては、捨石マウンドの透水性の影響が重要である。マウンドの透水係数が大きい場合には揚圧力はほぼ三角形分布をしており、前趾近傍の揚圧力はケーソン前面の底部における波圧と等しい、マウンドの透水性が小さくなると、揚圧力分布は直線的ではなくなり、前趾近傍の揚圧力はケーソン前面の底部に働く波圧に比べて小さく、また全揚圧力もマウンドの透水係数が大きい場合のそれに比べてかなり小さくなる。

(4) ケーソンのロッキングは、防波堤周辺地盤内の動水勾配を大きくし、マウンドのり先付近の海底地盤においては液状化発生の可能性を高める。

謝 辞：本研究を行うにあたり、京都大学工学部西村直志助手には貴重なご助言を頂き、ここに深く感謝の意を表します。最後に、本研究は文部省科学研究費奨励研究(A)(No.01750505)および国際学術研究(No.01044137, 代表者：前野賀彦)の一部であることを付記し、謝意を表します。

#### 参 考 文 献

- 1) MacPherson, H. : Wave forces on pipelines buried in permeable seabed, *Jour. Waterway, Port, Coastal and Ocean Div.*, Vol.104, No. WW4, ASCE, pp. 407~419, 1978.
- 2) 名合宏之：砂層内水圧変動と液状化, 第18回水工学に関する夏期研修会講義集, 土木学会, pp. A-9-1~A-9-15, 1982.
- 3) 善 功企・山崎浩之・渡辺 篤：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4号, pp. 125~180, 1987.
- 4) Yamamoto, T. : Wave induced instability in seabeds, *Proc. Coastal Sediments '77*, ASCE, pp. 898~913, 1977.
- 5) Henkel, D.J. : The role of waves causing submarine landslides, *Geotechnique*, Vol.20, No.1, pp. 75~80, 1970.
- 6) Biot, M. A. : General theory of three-dimensional consolidation, *Jour. Appl. Phys.*, Vol.12, pp.155~164, 1941.
- 7) Yamamoto, T., Kening, H. L., Sellmeijer, H. and Van Hijum, E. : On the response of a poro-elastic bed to water waves, *Jour. Fluid Mech.*, Vol.87, pp.193~206, 1978.
- 8) Madsen, O. S. : Wave-induced pore pressure and effective stresses in a porous bed, *Geotechnique*, Vol.28, No.4, pp.377~393, 1978.
- 9) Mei, C. C. and Foda, M. A. : Wave-induced responses in a fluid-filled poro-elastic solid with a free surface—A boundary layer theory, *Geophys. Jour. R. Astr. Soc.*, Vol.66, pp.597~631, 1981.
- 10) Nago, H. and Maeno, S. : Pore water pressure in sand bed under oscillating water pressure, *Memoirs of the School of Eng., Okayama Univ.*, Vol.19, No.1, pp.13~32, 1984.
- 11) Okusa, S. : Wave-induced stresses in unsaturated submarine sediments, *Geotechnique*, Vol.32, No.3, pp.517~532, 1985.
- 12) Sakai, T., Mase, H. and Matsumoto, A. : Effects of inertia and gravity on seabed response to ocean waves, *Modelling of Soil-Water-Structure Interactions (Proc. of International Symposium, IAHR)*, Kolkman *et al.* (eds.), Balkema, pp.61~66, 1988.
- 13) Liu, P. L. -F. : Wave-induced pressure under gravity structure, *Jour. Waterway, Port, Coastal and Ocean Eng.*, Vol.111, No.1, ASCE, pp.111~120, 1985.
- 14) Mynett, A. E. and Mei, C. C. : Wave-induced stresses in a saturated poro-elastic sea bed beneath a rectangular caisson, *Geotechnique*, Vol.32, No.3, pp.235~247, 1982.
- 15) Tsai, Y. -T., McDougal, W. G. and Sollitt, C. K. : An analytical model for ocean wave-soil-caisson interaction, *Proc. 20th Int. Conf. on Coastal Eng.*, ASCE, pp.2314~2328, 1986.
- 16) Lindenberg, J., Swart, J. H., Kenter, C. J. and den Boer, K. : Wave induced pressures underneath a caisson—A comparison between theory and large scale tests —, *Proc. Int. Conf. on Behaviour of Off-shore Structures*, pp.337~357, 1982.
- 17) 名合宏之：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, 昭和60年度文部省科学研究費自然災害特別研究(1)研究成果報告書, 35 p., 1986.
- 18) 合田良実：衝撃砕波圧を受ける混成防波堤の挙動に関する考察, 港湾技術研究所報告, 第12巻, 第3号, pp.3~29, 1973.

(1989.3.9・受付)