

混成堤基礎地盤の波浪応答に関する研究

間瀬 肇*・川迫 郁夫**・酒井 哲郎***

1. はじめに

波浪が主たる外力である防波堤の安全でかつ経済的な設計法の確立に当たって、従来精力的な研究が行われてきた。直立堤および混成堤直立部の安定性は、滑動、転倒および地盤支持力によって評価される。これまではあまり考慮されていなかったが、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し、場合によっては、海底地盤に液化化（流動化）が生じ防波堤が被災することがあると指摘されている（名合，1982；善ら，1987）。したがって、海岸・海洋構造物の耐波設計では、構造物周辺の海底地盤の波浪に対する応答も考慮しなければならない要因である。

本研究は、Biot の圧密方程式を基礎式とし、混成堤のケーソン前面に重複波が形成されている場合の捨石マウンド内および周辺海底地盤内の間隙水圧変動および有効応力変動を有限要素法により解析し、その特性を検討するものである。間瀬ら（1989）は、ケーソン設置部における境界条件として不透過条件と、捨石マウンドの地盤係数を仮定してケーソンに作用する波力から算定した変位を与えて地盤内の特性を解析したが、ケーソンの変位を算定するに当たり揚圧力を無視した。ここでは、ケーソン自体も剛性が大きくてかつ透水性が小さい多孔質弾性体として、地盤と構造物を一体として取り扱うことにより、ケーソン設置部での境界条件は不要とする。

2. 解析手法

(1) 基礎式

ここで用いる基礎方程式は、海底地盤を気泡の混入を考慮した圧縮性流体で満たされた多孔質弾性体とモデル化した Biot の圧密方程式である。波長 L 、角周波数 ω 、海底面に作用する波圧振幅 p_0 、せん断弾性係数の代表値 G_0 により無次元化した Biot の式は次のように表される。

$$\frac{G}{G_0} \left\{ \bar{p}^2 \bar{V}_z + \frac{1}{1-2\nu} \frac{\partial(\bar{V} \cdot \bar{V})}{\partial \bar{z}} \right\} - \frac{\partial \bar{p}}{\partial \bar{z}} = 0 \dots\dots\dots (1)$$

$$\frac{G}{G_0} \left\{ \bar{p}^2 \bar{V}_z + \frac{1}{1-2\nu} \frac{\partial(\bar{V} \cdot \bar{V})}{\partial \bar{z}} \right\} - \frac{\partial \bar{p}}{\partial \bar{z}} = 0 \dots\dots\dots (2)$$

$$\frac{k G_0}{\rho g L^2 \omega} \bar{p}^2 \bar{p} - \frac{n G_0}{\beta} \frac{\partial \bar{p}}{\partial \bar{t}} - \frac{\partial(\bar{V} \cdot \bar{V})}{\partial \bar{t}} = 0 \dots\dots\dots (3)$$

$$\left. \begin{aligned} x &= L \bar{x}, z = L \bar{z}, t = \bar{t} / \omega, p = p_0 \bar{p}, \\ V_x &= (p_0 L / G_0) \bar{V}_x, V_z = (p_0 L / G_0) \bar{V}_z \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4)$$

バーが付いた変量が無次元量であるが、以下省略する。ここで、 $\mathbf{V}$ は土粒子の変位ベクトル、 V_x 、 V_z はその成分、 p は間隙水圧、 G はせん断弾性係数、 ν はポアソン比、 ρ および β はそれぞれ間隙流体の密度および有効体積弾性係数、 k は速度の次元を持つ透水係数、 n は間隙率、 ∇ は勾配ベクトル、 t は時間であり、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 軸とする。以上の式は静的つりあい状態からの変動量についての支配方程式である。関口ら（1988）は、関西国際空港島の連絡橋取り付け部の地盤の変形挙動を二次元弾塑性有限要素法によって解析したが、対象としたのは荷重が載荷された以後の圧密変形である。圧密完了後は変動外力に対する変位応答は小さく非線形性は小さいと考えられ、線形弾性体の取り扱いが妥当であると考えられる。

(2) 有限要素法解析

解析領域を有限個の三角形要素群に分割し、節点番号が i, j, k の三角形要素内の変数を一次の基底関数 ϕ_i, ϕ_j, ϕ_k を用いて線形内挿する。式（1）～（3）に Galerkin 法を適用して以下の方程式を得る。

$$\sum_{i=1}^{n_e} \{ [A] \{U\} + [B] \{W\} + [C] \{P\} \} = \{D\} \dots\dots\dots (5)$$

$$\sum_{i=1}^{n_e} \{ [E] \{U\} + [F] \{W\} + [G] \{P\} \} = \{H\} \dots\dots\dots (6)$$

$$\sum_{i=1}^{n_e} \{ [I] \{U\}_e + [J] \{W\}_e + [K] \{P\}_e + [L] \{P\} \} = \{M\} \dots\dots\dots (7)$$

ここで、 $\{U\}$ 、 $\{W\}$ および $\{P\}$ はそれぞれ三角形要素の頂点の x, z 方向の土粒子変位および間隙水圧を表す列ベクトル、 n_e は要素数であり、マトリックス $[A]$ から $[M]$ は次のように表される。

$$[A] = \int_{S^e} (G/G_0) \{ (\lambda+2) [\phi]_x^T [\phi]_x + [\phi]_z^T [\phi]_z \} dS^e \dots\dots\dots (8)$$

* 正会員 工博 京都大学助手 工学部土木工学科

** 五洋建設(株)

*** 正会員 工博 京都大学助教授 工学部土木工学科

$$[B]=\int_{S^e} (G/G_0) \{ \lambda [\phi]_x^T [\phi]_z + [\phi]_z^T [\phi]_x \} dS^e \quad \dots\dots\dots (9)$$

$$[C]=-\int_{S^e} [\phi]_x^T [\phi]_x dS^e \quad \dots\dots\dots (10)$$

$$[D]=\int_{\Gamma} \{ n_x (\sigma_{xx} - p) + n_z \sigma_{xz} \} [\phi]^T d\Gamma \quad \dots\dots\dots (11)$$

$$[E]=\int_{S^e} (G/G_0) \{ \lambda [\phi]_z^T [\phi]_x + [\phi]_x^T [\phi]_z \} dS^e \quad \dots\dots\dots (12)$$

$$[F]=\int_{S^e} (G/G_0) \{ (\lambda + 2) [\phi]_z^T [\phi]_z + [\phi]_x^T [\phi]_x \} dS^e \quad \dots\dots\dots (13)$$

$$[G]=-\int_{S^e} [\phi]_z^T [\phi]_x dS^e \quad \dots\dots\dots (14)$$

$$[H]=\int_{\Gamma} \{ n_x \sigma_{zx} + n_z (\sigma_{zz} - p) \} [\phi]^T d\Gamma \quad \dots\dots\dots (15)$$

$$[I]=\int_{S^e} [\phi]^T [\phi]_x dS^e \quad \dots\dots\dots (16)$$

$$[J]=\int_{S^e} [\phi]^T [\phi]_z dS^e \quad \dots\dots\dots (17)$$

$$[K]=\int_{S^e} \frac{nG_0}{\beta} [\phi]^T [\phi] dS^e \quad \dots\dots\dots (18)$$

$$[L]=\int_{S^e} \frac{kG_0}{\rho g L^2 \omega} \{ [\phi]_x^T [\phi]_x + [\phi]_z^T [\phi]_z \} dS^e \quad \dots\dots\dots (19)$$

$$[M]=\int_{S^e} \frac{kG_0}{\rho g L^2 \omega} (\partial p / \partial n) [\phi]^T d\Gamma \quad \dots\dots\dots (20)$$

$$\lambda = \frac{2\nu}{1-2\nu} \quad \dots\dots\dots (21)$$

$$\sigma_{xx} = 2(G/G_0) \left(\frac{\partial V_x}{\partial x} + \frac{\nu}{1-2\nu} \nabla \cdot \mathbf{V} \right) \quad \dots\dots\dots (22)$$

$$\sigma_{zz} = 2(G/G_0) \left(\frac{\partial V_z}{\partial z} + \frac{\nu}{1-2\nu} \nabla \cdot \mathbf{V} \right) \quad \dots\dots\dots (23)$$

$$\sigma_{xz} = \sigma_{zx} = (G/G_0) \left(\frac{\partial V_x}{\partial z} + \frac{\partial V_z}{\partial x} \right) \quad \dots\dots\dots (24)$$

本研究では式(1)および(2)の p の勾配の項に対して部分積分を施したので、式(10)、(11)、(14)、(15)は間瀬ら(1989)の式と異なっている。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、 $\int [\cdot] dS^e$ は各三角形要素についての領域積分、 $\int [\cdot] d\Gamma$ 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(22)~(24)はHookeの法則を表しており、 $\sigma_{xx}, \sigma_{zz}, \sigma_{xz}, \sigma_{zx}$ は有効応力である。

式(5)~(7)を全体マトリックスを用いて以下のように表示する。

$$AU + BW + CP = D \quad \dots\dots\dots (25)$$

$$EU + FW + GP = H \quad \dots\dots\dots (26)$$

$$IU_t + JW_t + KP_t + LP = M \quad \dots\dots\dots (27)$$

式(27)における時間微分は前進差分を用い、 P は次のようにおく。

$$P = (P^{t+\Delta t} + P^t)/2 \quad \dots\dots\dots (28)$$

最終的に式(25)~(27)は次のように書き表される。

$$AU^{t+\Delta t} + BW^{t+\Delta t} + CP^{t+\Delta t} = D^{t+\Delta t} \quad \dots\dots\dots (29)$$

$$EU^{t+\Delta t} + FW^{t+\Delta t} + GP^{t+\Delta t} = H^{t+\Delta t} \quad \dots\dots\dots (30)$$

$$IU^{t+\Delta t} + JW^{t+\Delta t} + (K + L\Delta t/2)P^{t+\Delta t} \\ = (M^{t+\Delta t} + M^t)\Delta t/2 + IU^t + JW^t \\ + (K - L\Delta t/2)P^t \quad \dots\dots\dots (31)$$

式(29)~(31)は間瀬ら(1989)と若干異なっている。与えられた境界条件のもと、初期条件を与えて式(29)~(31)の連立方程式を解けばよい。

3. 解析条件および計算条件

(1) 解析の対象

図-1は、解析領域を示したものである。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て重複波が形成され、現象は2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。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との間にはすべりはないものとする。海底地盤(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。

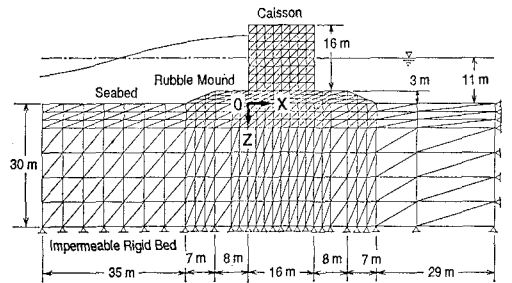


図-1 解析の対象

(2) 解析条件

入射波の条件としては、波高 $H=4$ m、周期 $T=10$ 秒とした。砂層の土質定数としては、ポアソン比 $\nu=0.33$ 、間隙率 $n=0.28$ 、せん断弾性係数 $G=1.5 \times 10^8$ N/m²、透水係数 $k=10^{-3}$ m/sとした。また水の体積弾性係数 $\beta=9.5 \times 10^8$ N/m²(飽和度95%の場合)とした。ケーソンの材料定数は、コンクリートの平均的な値である $G=10^{10}$ N/m²、 $\nu=0.20$ とするともに、透水係数が極めて小さい多孔質弾性体であるとし、間隙率 $n=0.10$ 、透水係数 $k=10^{-10}$ m/sとした。

捨石マウンドの諸特性は、捨石の粒度分布、材質、締め固めの程度など種々の要因に依存すると思われ、一般的な土質定数は定かではないが、透水係数は砂に対する

ものより1桁および2桁オーダーの大きいものを設定した。捨石マウンドの G は、以下のように設定した。捨石マウンドの水平ばね定数 k_x' は合田 (1973) により $k_x' = 1 \times 10^6 \sim 2 \times 10^6 \text{ N/m}^3$ のように推定されている。ばね定数は荷重と変位の線形関係を表すものであり、簡単なケースについては弾性体理論によりばね定数とせん断弾性係数を結び付けることができる。16m×16m の底面積を持つ剛なケーソンが半無限弾性体の表面におかれた場合の単位奥行き幅当りのばね定数 k_x^* とせん断弾性係数 G との関係は以下のものである (Richart et al., 1970)。

$$k_x^* = 2\beta_x(1+\nu)G \quad (32)$$

ここで、 β_x は基礎の幅と長さの比の関数であるが、その値は約1である。この関係式を用いると、合田 (1973) による k_x' から捨石マウンドのせん断弾性係数が $6 \times 10^6 \sim 1.2 \times 10^7 \text{ N/m}^2$ となるので、この下限値と上限値を G として用いるとともに、より剛なマウンドの場合も想定し $G = 1.2 \times 10^8 \text{ N/m}^2$ も計算の対象とした。ポアソン比 ν は 0.40、間隙率 n は 0.25 とする。本研究では、結局捨石マウンドの G および k のみを表-1のように変化させた。

表-1 計算条件

Case No.	$G (\text{N/m}^2)$	$k (\text{m/sec})$
1	6.0×10^6	10^{-1}
2		10^{-2}
3	1.2×10^7	10^{-1}
4		10^{-2}
5	1.2×10^8	10^{-1}
6		10^{-2}

(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。時間きざみは入射波周期の1/24倍とした。

港外側の砂層表面およびマウンド表面では、

$$n_x \sigma_{xx} + n_z \sigma_{xz} = n_x \sigma_{zx} + n_z \sigma_{zz} = 0 \quad (33)$$

$$p = \rho g H \frac{\cosh mz}{\cosh mh} \cos \sigma t \cos mx \quad (34)$$

を与える。ここで、 m は波数、 σ は角周波数、 h は水深である。ケーソン表面では式 (33) および作用波圧を与える (波の作用がない所では $p=0$ とする)。港内側の砂層表面およびマウンド表面では、

$$n_x \sigma_{xx} + n_z \sigma_{xz} = n_x \sigma_{zx} + n_z \sigma_{zz} = p = 0 \quad (35)$$

とする。砂層底部は不透過、また土粒子変位は0とする。

$$V_x = V_z = 0, \partial p / \partial z = 0 \quad (36)$$

港外側の側方境界では、Yamamoto (1977) の解を利用して重複波に対する理論解 V_x, V_z, 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、

$$V_x = V_z = p = 0 \quad (37)$$

とする。また別の条件として

$$V_x = 0, \partial p / \partial n = 0 \quad (38)$$

を与える場合の計算も行った。

4. 解析結果および考察

(1) 港内側側方境界条件および単精度・倍精度計算の相違による計算結果への影響

側方境界条件の相違 (式 (37) と (38)) による計算結果を比較した。その結果、防波堤近辺の地盤の波浪応答に限れば側方境界条件の設定の違いによる変動間隙水圧および土粒子変位の計算結果への影響はほとんどないことが確かめられた。次に、単精度計算および倍精度計算による計算結果の比較を行ったが、計算結果の差は高々0.1%であった。基礎式を無次元化せずに計算するとせん断弾性係数 G と透水係数 k のオーダーが非常に異なるため、単精度計算では桁落ちのおそれが生じ不十分な場合があるが、本研究は基礎を数値計算するに当たって無次元化しているので、各係数のオーダーの差が縮まり単精度計算でも十分な結果が得られるが確かめられた。

(2) ケーソン底面に働く揚圧力の空間分布

図-2 は Case 1, 2 および 6 の揚圧力の空間分布を示したものであり、揚圧力は海底面に作用する波圧振幅 p_0 で、前趾からの距離 x はケーソン幅 B で無次元化されており、ケーソン前面における水位が最大となる位相を $\theta=0$ としてある。Case 1 と 2 のケーソン底部の最大水平変位 $u_{\max}$ および最大鉛直変位 $w_{\max}$ はそれぞれ約 10 mm および約 4 mm、Case 6 の $u_{\max}$ および $w_{\max}$ はそれぞれ約 1 mm および約 1 mm である。

捨石マウンドの透水係数が 10^{-1} m/s と大きい場合の図-2(a) をみると、揚圧力はどの位相においてもほぼ直線的な分布をしている。捨石マウンドの透水係数が 10^{-2} m/s であつ剛性が小さい図-2(b) では、揚圧力分布は直線的ではなくなっている。透水係数が小さい場合でも剛性が大きい図-2(c) では、揚圧力は図-2(a) と同様位相によらず直線的な分布となる。

防波堤周辺地盤の変動間隙水圧の伝達特性は二つの要因からなる。一つは海底面および捨石マウンド表面に作用する波圧により伝達される変動間隙水圧であり、他の一つは構造物の変位に伴う地盤骨格の圧縮・引張による変動間隙水圧の発生である。マウンドの透水性が良い場合には、マウンドの剛性の大小にかかわらず、変動間隙水圧の伝達がスムーズに行われ、揚圧力は三角形分布を

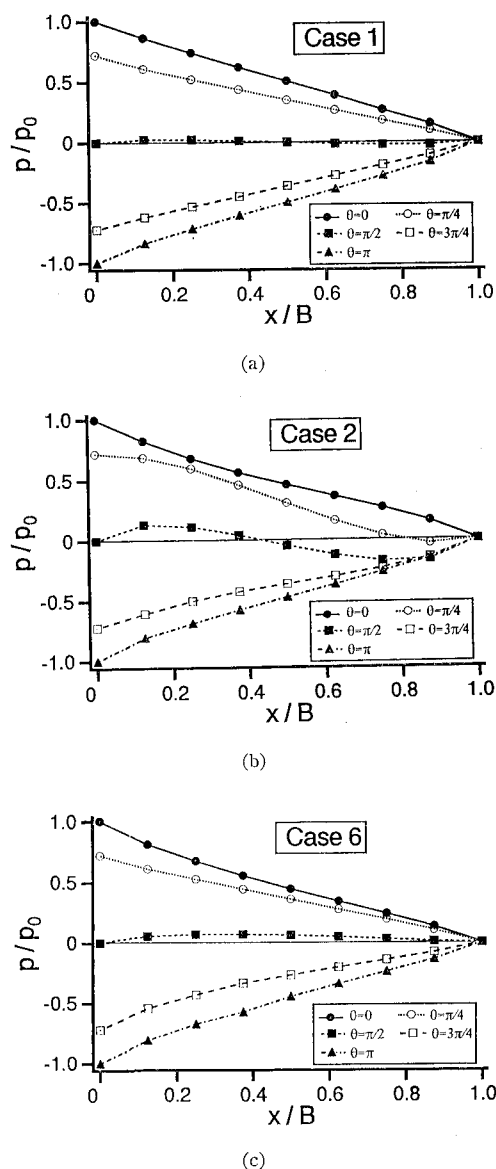


図-2 ケーソン底面に働く揚圧力の空間分布

なすとともにその時間変化はケーソン前趾での波圧変化と同位相である。しかし、マウンドの透水性が悪い場合には変動間隙水圧の伝達に時間差が生じ、揚圧力は直線的な分布とはならず、その時間変化と前趾での波圧変化との間には位相差が生じることになる。またマウンドの剛性が小さい場合にはケーソンの変位による変動間隙水圧も発生することになる。

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ている。これは捨石マウンドの透水性が大きい場合あるいは透水性がある程度小さくてもマウンドの剛性が大きい場合の結果であり、一般には三角形分

布とは少し異なる。

(3) 変動間隙水圧の鉛直分布

図-3 は Case 3 のケーソン前趾における変動間隙水圧の鉛直分布を示したものであり、海底面から鉛直下向きの距離 z は砂層厚 D で無次元化してある。変動間隙水圧の鉛直分布は、マウンドの透水係数が砂層のそれより大きいため、マウンド内では鉛直圧力勾配が小さく鉛直下向きにはほぼ一様であり、砂層内では変動間隙水圧が次第に減少して境界条件で設定したように $\partial p / \partial n = 0$ になっている。図で示していないが、後趾における変動間隙水圧の鉛直分布はマウンド表面で 0 であるが、マウンドの変位にともなう変動間隙水圧の発生が $z/D = 0.1$ 付近でみられる。これらに対する捨石マウンドの剛性の影響は無視でき、透水性の変化によりマウンド内の圧力勾配が若干変化するが砂層の圧力勾配には影を及ぼさない。捨石マウンド法先部での変動間隙水圧の鉛直分布はマウンドの特性による影響はなく、波の条件で決まる。

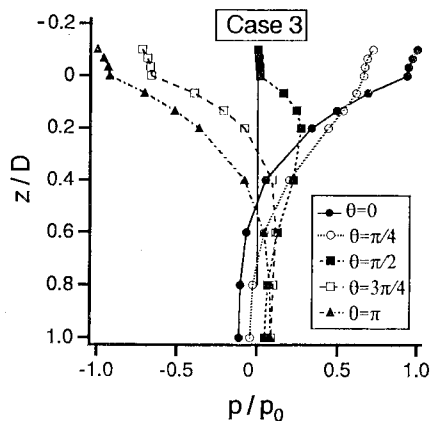


図-3 ケーソン前趾における変動間隙水圧の鉛直分布

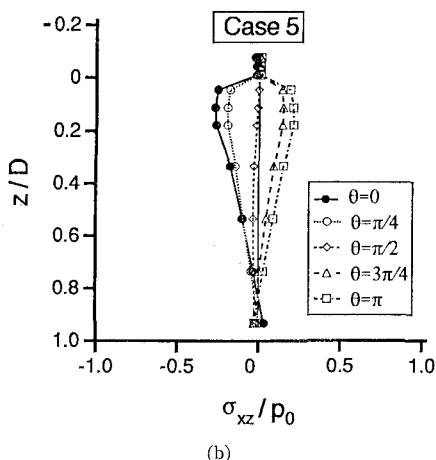
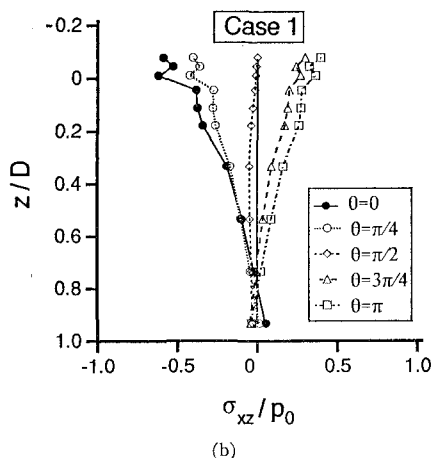
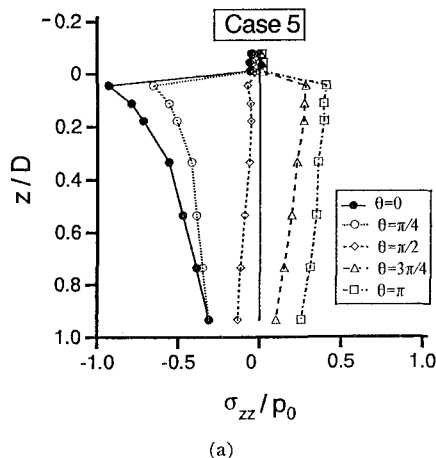
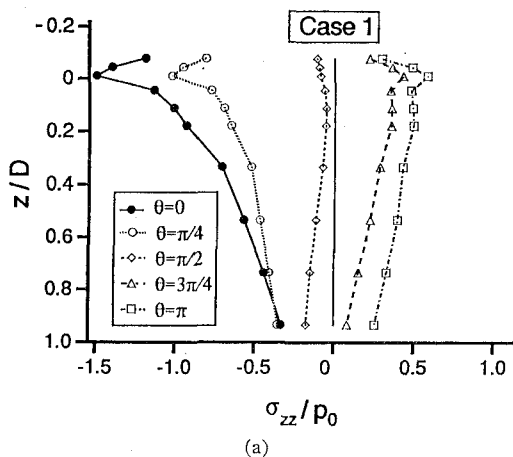
(4) 有効応力の鉛直分布

有効応力は海底面に作用する波圧振幅 p_0 で無次元化する。捨石マウンド法先部における有効応力の鉛直分布は、すべてのケースでほとんど一致しており、マウンドの特性による相違は現れず、波の条件で決まる。

図-4 は、Case 1 のケーソン後趾における鉛直有効応力 σ_{zz} とせん断応力 σ_{xz} の鉛直分布、図-5 は Case 5 に対するそれらを示す。図-4 と図-5 の比較から、捨石マウンドの剛性を大きくすると、マウンド内および海底地盤内の有効応力変動量が減少する。捨石マウンドの透水性の影響はほとんどなかった。

5. あとがき

本研究は、Biot の圧密方程式に基づいて、混成堤基礎



図—4 Case 1 のケーソン後趾における有効応力の鉛直分布 ($\sigma_{zz} > 0$: 引張)

図—5 Case 5 のケーソン後趾における有効応力の鉛直分布 ($\sigma_{zz} > 0$: 引張)

地盤の波浪応答の解析手法を提案し、ケーソン底面に作用する揚圧力を含めた防波堤周辺地盤の変動間隙水圧および有効応力変動を解析した。こうした解析法を發展させ構造物基礎地盤の波浪に対する安定性の評価を行うことによって、海底地盤をも考慮した耐波設計法が確立されるものと期待される。

謝辞：本研究の遂行に当たり、著者のひとり間瀬が米国 Univ. of Delaware に出張中、Prof. Nobuhisa Kobayashi には貴重な御助言を頂き、ここに感謝致します。海外出張に当たっては京都大学後援会の助成を受けることができ、ここに謝意を表します。また、本研究は文部省科学研究費国際学術研究 (No. 0204419) の一部であることを付記する。

参考文献

- 合田良実 (1973): 衝撃砕波圧を受ける混成防波堤の挙動に関する考察, 港研報告, 第 12 巻, 第 3 号, pp. 3-29.
- 関口秀雄・柴田 徹・三村 衛・角倉克治 (1988): 大水深護岸の変形解析, 京大防災研年報, 第 311 号, B-2, pp. 123-145.
- 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, 港研報告, 第 26 巻, 第 4 号, pp. 125-180.
- 名合宏之 (1982): 砂層内水圧変動と液状化, 第 18 回水工学研究会講義集, 土木学会, pp. A-9-1-A-9-15.
- 間瀬 肇・酒井哲郎・西村喜弘・前野賢彦 (1989): 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, 土木学会論文集, 第 411 号, II-12, pp. 217-225.
- Richart, F. E., J. R. Hall and R. D. Woods (1970): Vibration of soils and foundation, Prentice-Hall, Inc., 342 p.
- Yamamoto, T. (1977): Wave induced instability in sea-bed, Proc. Coastal Sediments '77, ASCE, pp. 898-913.