

捨石防波堤内部と基礎海底地盤の波浪応答に関する研究

間瀬 肇*・坂本雅信**・酒井哲郎***

1. はじめに

防波堤の直立部の安定性は滑動、転倒、基礎支持力に対して検討されるが、波浪によって生じる基礎地盤内の間隙水圧変動や有効応力変動はほとんど考慮されることはない。しかし、近年、波によって海底砂地盤の液状化が生じ、それが構造物の崩壊に寄与することが指摘されている (Maeno and Nago, 1988; 善ら, 1987)。

捨石防波堤に関しては、被覆石あるいはブロックの安定重量に及ぼす波高および周期の影響、波の不規則性、捨石マウンドの透水性、形状といった種々の影響を調べる研究が主で、波によって生じる捨石防波堤内の流れや応力についてはあまり考慮されることがなかった。最近になって捨石防波堤の内部特性、あるいは地盤工学的な挙動、加えて海底地盤の挙動を把握することの重要性が認識されてきた。Barends ら (1983) は波によって海底砂地盤の液状化が生じることがあり、それに伴い防波堤法先の崩壊と被覆工の崩落がおこることを指摘している。

本研究では、捨石防波堤前面に形成された重複波によって引き起こされる防波堤内部とその周辺基礎海底地盤内の過剰間隙水圧変動および有効応力変動を間瀬ら (1991) の数値モデルにより解析するとともに、水理模型実験 (Oumeraci and Partensky, 1990) で得られている間隙水圧変動の特徴と比較・検討する。

2. 数値モデル

用いる基礎式は、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して取り扱う、Biot の圧密方程式である。波長 L 、角周波数 ω 、海底面での波圧振幅 P_0 、代表的なせん断弾性係数 G_0 を用いて

$$\left. \begin{aligned} (x', z') &= (x, z)/L, \quad t' = \omega t, \quad p' = p/P_0, \\ (V'_x, V'_z) &= (V_x, V_z)/(P_0 L/G_0), \end{aligned} \right\} \dots (1)$$

のように無次元化した Biot の圧密方程式は以下のよう

に表される。

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

$$\frac{G}{G_0} \left\{ \nabla'^2 V'_z + \frac{1}{1-2\nu} \frac{\partial}{\partial z'} \left(\frac{\partial V'_x}{\partial x'} + \frac{\partial V'_z}{\partial z'} \right) \right\} - \frac{\partial p'}{\partial z'} = 0 \dots (3)$$

$$\frac{k G_0}{\rho g L^2 \omega} \nabla'^2 p' - \frac{n G_0}{\beta} \frac{\partial p'}{\partial t'} - \frac{\partial}{\partial t'} \left(\frac{\partial V'_x}{\partial x'} + \frac{\partial V'_z}{\partial z'} \right) = 0 \dots (4)$$

ここで、 V'_x および V'_z はそれぞれ土粒子変位の x' および z' 方向成分、 t' は時間、 ν および G は土粒子骨格のポアソン比およびせん断弾性係数、 p' は間隙水圧、 ∇' は $(\partial/\partial x', \partial/\partial z')$ なる勾配ベクトルである。無次元化によって各式の係数のオーダーがそろい、有限要素法解析において桁落ちの恐れが少なくなる。上式の有限要素法の定式化の過程は間瀬ら (1991) を参照されたい。

3. 捨石防波堤の諸元および計算条件

(1) 解析条件

図-1 は有限要素メッシュおよび座標系を示したものである。防波堤は直線的に無限に続いており、2次元的存在とする。捨石防波堤に作用する波は、斜面上で碎波することが多い。そのような波を入力条件とするのが望ましいが、捨石防波堤上の波の特性自体明らかでない。一つの方法として、Kobayashi and Otta (1987) のような数値モデルを用いて斜面上の波をまず計算し、そ

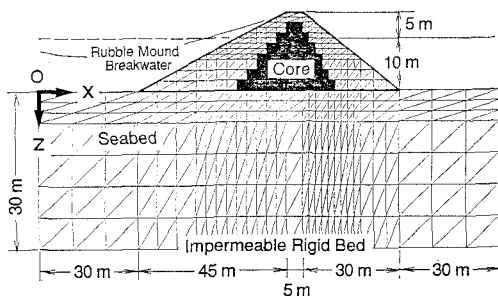


図-1 有限要素メッシュおよび座標系

* 正会員 工博 京都大学助手 工学部土木工学科

** 学生会員 京都大学大学院工学研究科

*** 正会員 工博 京都大学教授 工学部土木工学科

の結果を入力条件とすることが考えられるが、これは別の機会に譲るとして、ここでは平常状態の波高の小さな波を対象とし、防波堤の前面では重複波が形成されている場合を対象とする。港内側には波はないものとする。すなわち、波の越波および透過は考えない。

海底地盤については平面ひずみ状態を仮定する。海底地盤の下層部は不透水層とする。

(2) 波、海底地盤、捨石防波堤の諸条件

入射波の条件は、波高 H を 2.5 m、周期 T を 10 秒とした。海底地盤の土質定数は、Mei and Foda (1981) を参考にして、ポアソン比 ν 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} m/s とした。

捨石堤の地盤定数は次のように与えた。透水係数は砂地盤のそれより大きいはずであるから捨石防波堤のコア部では $k=1.0 \times 10^{-2} \text{ m/s}$ 、外層部では $k=1.0 \times 10^{-1} \text{ m/s}$ とした。ポアソン比 ν は外層部では 0.4、コア部では砂地盤と同じ値の 0.33、間隙率 n は外層およびコア部とも 0.28 とした。せん断弾性係数 G は、間瀬ら (1991) によると $G=6.0 \times 10^6 \sim 1.2 \times 10^7 \text{ N/m}^2$ と推定されるので、捨石防波堤外層部では $G=1.0 \times 10^7 \text{ N/m}^2$ 、コア部では $G=1.0 \times 10^8 \text{ N/m}^2$ を用いた。このケースを Case 1 とする。捨石防波堤のコア部を設けず外層部の地盤定数のみを用いた均一の捨石防波堤も計算の対象にしたが、このケースを Case 2 とする。

(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。時間刻みは入射波周期の $1/24$ とした。

波の作用を受ける港外側の砂層表面および捨石防波堤表面では有効応力を 0 とし、また波を斜面上での重複波 (Bessel 関数で与えられる) と一様水深部での重複波の解を斜面法先部で接続させたもので表現し、静水圧近似により波圧 (= 間隙水圧) を次のように与えた。

$$p = \rho g H \cos \left\{ \frac{2\omega}{\sqrt{sgL_1}} (L_1 - x) - \frac{\pi}{4} \right\} \sin \omega t; \\ 0 \leq x < L_2 - L_1 \quad \dots\dots\dots (5)$$

$$p = \rho g H \left(\frac{\pi^2 \omega^2 L_1}{sg} \right)^{1/4} J_0 \left(2\omega \sqrt{\frac{L_2 - x}{sg}} \right) \sin \omega t; \\ L_2 - L_1 \leq x \leq L_2 \quad \dots\dots\dots (6)$$

ここで ω は角周波数、 J_0 は Bessel 関数、 $L_1=30 \text{ m}$ は法先から汀線までの水平距離、 $L_2=60 \text{ m}$ は原点から汀線までの水平距離、 $s=1/3$ は法面勾配である。ただし、式 (6) において、計算される水位が捨石防波堤表面より下にくる場合は表面が露出したものとし、防波堤表面から静水位までの距離 h を用いて $p = -\rho g h$ とした。防波堤表面が静水位より上の部分 ($x > L_2$) では、水位は $x=L_2$ でのそれと等しいとし、捨石防波堤表面から

水位までの鉛直距離 h を用いて $p = \rho g h$ とした。

波の影響の及ばない港内側の海底地盤表面および捨石防波堤表面では、有効応力および波圧を 0 とした。砂層底部は不透過とし、また土粒子変位を 0 とした。

港外側の側方境界では、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 V_x, V_z, p を与えた。港内側の側方境界では、波の作用は及ばないとして土粒子変位および間隙水圧を 0 とした。

4. 解析結果および考察

(1) 間隙水圧変動

図-2 は、Case 1 の波圧振幅 $\rho g H$ で無次元化した捨石防波堤内部とその周辺地盤の過剰間隙水圧の等圧線を示したものである。(a) 図は位相 $\omega t = \pi/2$ 、(b) 図は $3\pi/2$ についてのものである。間隙水は間隙水圧の大きいほうから小さいほうへ等圧線に垂直に流れる。図-2(a) によると、港外側の捨石防波堤内部の表面近くでは、静水位より上方の部分で上向きの流れが、静水位より下の部分で下向きの流れが生じる。このような防波堤内部の浸透力が捨石に作用することになる。波の週上時には防波堤表面における波の直接的な作用による上向き掃流力に加えて、防波堤内部でも上向きの浸透力が捨石に作用することになり、捨石の安定性には防波堤内部の水理現象が係わることが理解される。図-2(b) は防波堤前面の水位が最も低下した場合である。波の流下時には捨石に波による下向き掃流力が作用するとともに、防波堤内部に生じる下向きの浸透力が作用する。また後に

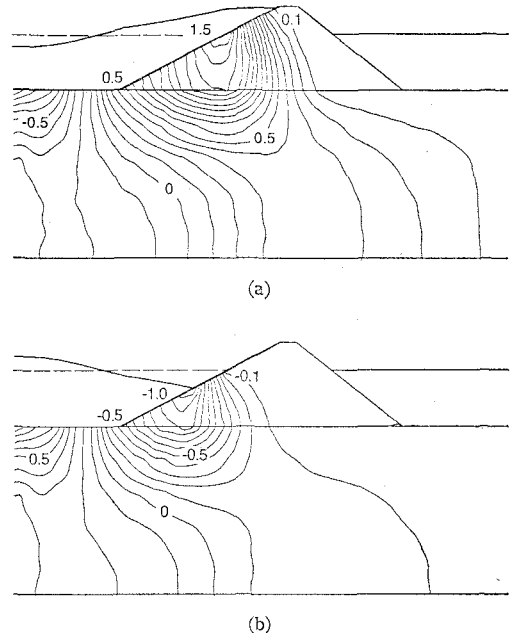


図-2 無次元過剰間隙水圧の等圧線

示すように、捨石は上向きの力を受け見かけの自重が減少するので、捨石の安定性が減ずることになる。

Case 2 の等間隙水圧線は Case 1 のそれとあまり変わらない。

図-3 は Case 1 の $z=-8\text{ m}$ および -10 m における水平方向の過剰間隙水圧分布を各位相ごとに示したものである。 $z=-10\text{ m}$ が静水位の位置である。横軸の x' は捨石防波堤表面を原点として港内側に向かって計った水平座標である。(a) 図では $x'=15\sim 30\text{ m}$, (b) 図では $x'=12\sim 22\text{ m}$ がコア部である。こうした図から過剰間隙水圧は捨石防波堤内部のある地点から指数関数的に減少するのがわかった。Case 2 の結果は図-3 に比べ港内側の方で値が大きくなる。すなわち、透水係数が大きいほど間隙水圧が伝達しやすい。

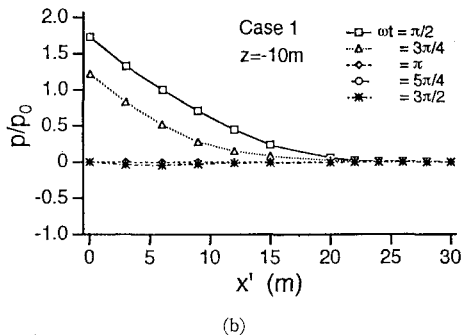
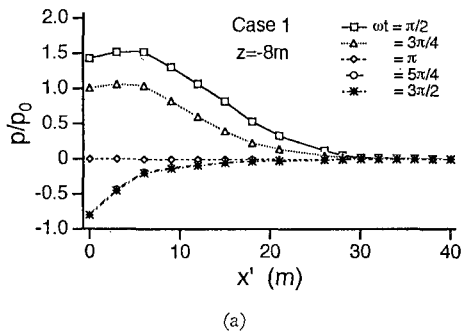


図-3 無次元過剰間隙水圧の水平分布

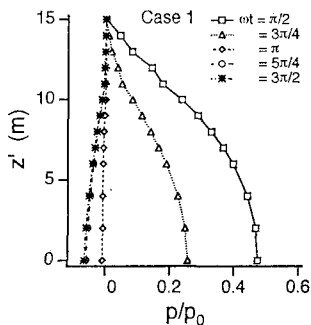


図-4 無次元過剰間隙水圧の鉛直分布

図-4 は Case 1 の過剰間隙水圧の鉛直分布を示したものである。 z' 軸は、 $x=75\text{ m}$, $z=0\text{ m}$ を原点とし、上向きに正とする。図によると、過剰間隙水圧は単調な変化をし、ピークを持たない。

(2) 土粒子変位

図-5 は Case 1 の土粒子（捨石防波堤では石粒子）の変位ベクトルを図示したものである。(a) 図では防波堤前面水位の上昇により下向きに波圧が作用しているので、それに応じて土粒子骨格が下向きの力を受け下方に変位している。(b) 図では捨石防波堤前面での水位が低下し、波圧は静水位状態に比べ負になり土粒子は上向きの力を受け上向きに変位する。

図-6 は Case 2 についての結果である。図-6 は、図-5 に比べ、コア部のせん断弾性係数が小さいために同じ作用力に対して大きな変位を生じることになる。その変位の増加はコア部のみならず、捨石防波堤の港内側の表層にまで及んでいる。図-5(a) ではコア部により変位が押さえられ、捨石防波堤の港内側表面の変位は小さくなっている。このことから、コア部は締め固めによってせん断弾性係数を大きくすることが重要である。

防波堤前面の水位が最も低下した場合を比較すると、Case 2 の方が変位は大きい、防波堤前面の水位が最大となる位相の場合と比較してその差はそれほど大きくない。すなわち、防波堤前面の水位が最大となるときにコア部の影響が最も顕著になる。

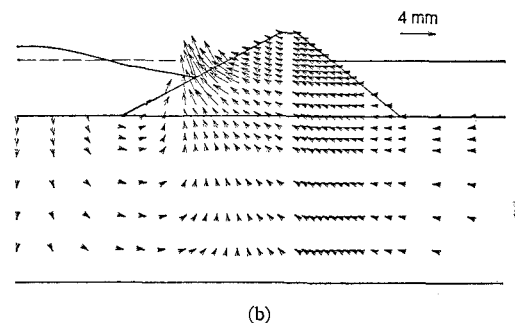
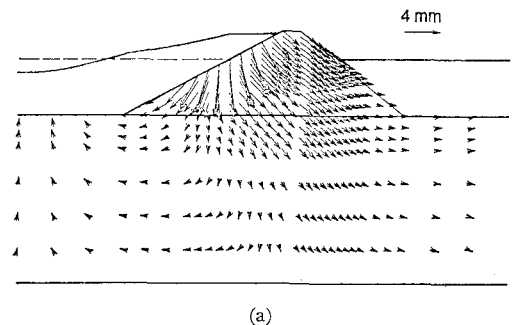


図-5 Case 1 の捨石の変位

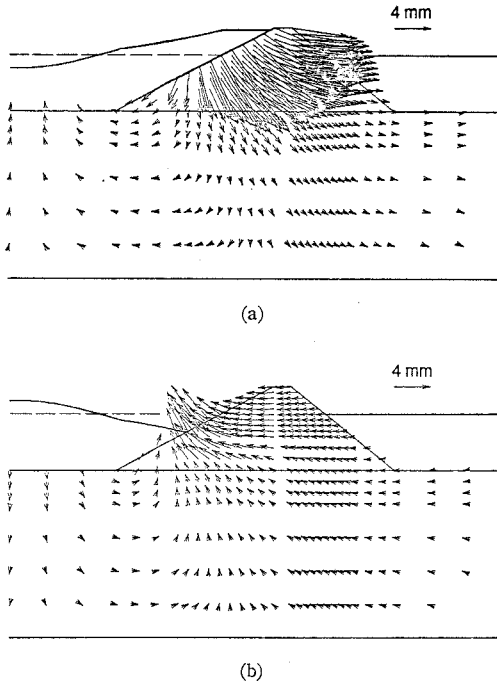


図-6 Case 2 の捨石の変位

(3) 有効応力変動

図-7 は Case 1 の $z=-8\text{m}$ における有効応力の水平分布を示したものであり、(a) 図は水平有効応力 σ_{xx} 、(b) 図は鉛直有効応力 σ_{zz} 、(c) 図はせん断応力 σ_{xz} である。これらの有効応力は波圧振幅 $\rho g H$ で無次元化してある。コア部は $x'=15\sim 30\text{m}$ である。値が大きいのは σ_{zz} の圧縮応力であり、波圧振幅 $\rho g H$ とほぼ同じである。 σ_{xx} や σ_{xz} はコア部で大きくなる。その大きさは $\rho g H$ の半分程度である。Case 2 では港内側で Case 1 に比べ値が少し大きくなる。

(4) 実験結果との比較

Oumeraci and Partensky (1990) は、捨石防波堤内部の間隙水圧、反射率および防波堤被覆層による波の減衰に関する大規模模型実験を行なった。模型は、天端高約 4.7m 、港外側の勾配が $1:1.5$ の捨石防波堤である。静水面は防波堤基底から約 3.1m の高さにある。外層には重さ 50kg のテトラポッド、その下の層には重さ $0.5\sim 5.0\text{kg}$ の礫を、コア部には重さ $25\sim 125\text{g}$ の砂利を用いた。

彼らの論文の Fig. 6 は、静水面下約 75cm における間隙水圧の水平方向分布を示したものである。 x' は PC 15 の位置を原点とした座標であり、それを波長で無次元化したものが横軸である。縦軸は PC 15 での波圧全振幅 p_0 で無次元化した間隙水圧である。その図によると間隙水圧は指数関数的に減少しており、また減衰率は水底に近いほど小さくなるとのことである。本研究の解

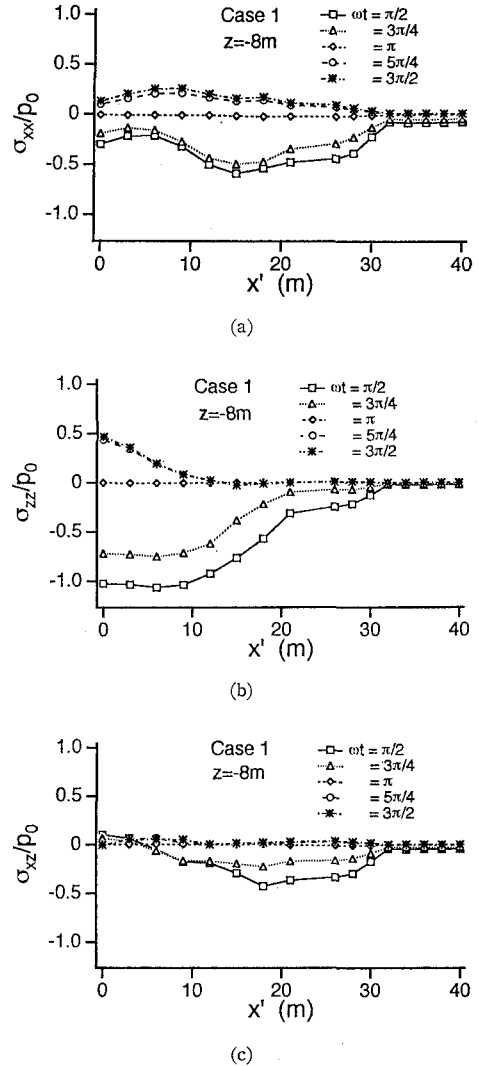
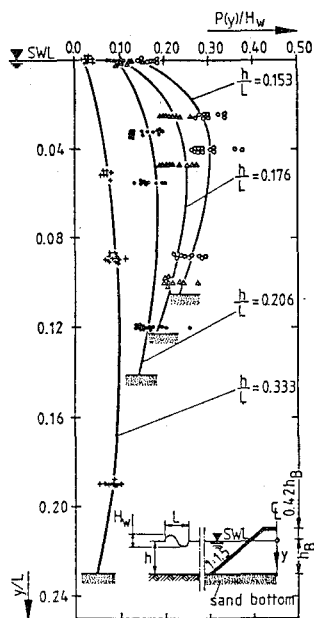


図-7 無次元有効応力の水平分布

析結果も、図-3 のように、同様な傾向を示した。

図-8 は防波堤頂部の中心における間隙水圧の鉛直分布を転写したものである。図-8 では水深波長比によって分布形が異なっている。本計算条件は $h/L=0.1$ である。実験結果では水面下でピークがみられるが、図-4 ではピークはない。この理由として、防波堤の形状の相違の他に、本計算モデルでは碎波を考慮していないことが挙げられる。碎波の影響により図-8 のように静水面下でピークを持つのではないかと考えられた。そこで、水位が最大となる位相 $\omega t=\pi/2$ とその Δt 分だけ前後の位相において、防波堤港外側表面の $z'=-8, -9, -10\text{m}$ の地点で式 (6) で与えられる波圧をそれぞれ 1.5 倍、 3 倍、 1.5 倍した (碎波圧をモデル化した) 計算を行なったが、図-8 のような静水面下でピークを持つ鉛直分布は得られなかった。



図—8 過剰間隙水圧の鉛直分布の実験結果
(Oumeraci and Partensky, 1990)

今回の解析で用いた Biot の方程式は加速度が省略された準静的なつり合い方程式である。碎波のように短時間に大きな波圧が作用する場合には加速度の影響がきいてくる。解析結果が実験結果と異なった理由の一つは、実験では加速度の効果が現われていたのに対し、解析モデルでは加速度の効果を考慮していないためではないかと考えられる。

5. ま と め

重複波の作用による防波堤内部およびその周辺海底地盤内の過剰間隙水圧変動と有効応力変動を解析した本研究の主要な結論は次のとおりである。

(1) 波の遡上あるいは流下に伴い、直接的な波の作

用による掃流力に加えて、防波堤内部に生じる過剰間隙水圧変化に伴う浸透力が捨石に作用する。同時に、捨石に波の遡上および流下時それぞれ下向きおよび上向き応力が作用する。

(2) 過剰間隙水圧の等圧線はコア部の透水係数、せん断弾性係数、ポアソン比の影響をほとんど受けない。

(3) 過剰間隙水圧の水平分布は捨石防波堤内部のある地点から指数関数的な変化を示す。これは水理実験結果と同様である。

(4) 土粒子変位は捨石防波堤のコア部の影響を大きく受ける。特に防波堤前面での水位が最大となったときコア部の影響が顕著に現われる。

本研究では数値モデルによる解析を行なったが、実験結果と比較すると一致しない点があった。その理由の一つは加速度項の影響である。したがって、加速度項を含めた数値モデルの開発が今後の課題である。

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, 港湾技術研究所報告, 第 26 巻, 第 4 号, pp. 125-180.
- 間瀬 肇・川迫郁夫・酒井哲郎 (1991): 混成堤基礎地盤の波浪応答に関する研究, 海岸工学論文集, 第 38 巻, pp. 821-825.
- Barends, F. B. J., H. Van del Kogel, F. J. Vijtewaal, and J. Hagenaar (1983): Westbreakwater, Sines, Dynamic-geotechnical stability of breakwater, Proc. Coastal Structure '83, ASCE, pp. 31-44.
- Kobayashi, N. and A. K. Otta (1987): Hydraulic stability analysis of armor unit, Jour. Waterway, Port, Coastal, and Ocean Eng., ASCE, Vol. 113, No. 2, pp. 171-186.
- Maeno, S. and H. Nago (1988): Settlement of a concrete block into a sand bed under wave pressure variation, Modelling Soil-Water-Structure Interactions, Ed. by Kolkman et al., Balkema, pp. 67-76.
- Oumeraci, H. and H. W. Partensky (1990): Wave-induced pore pressure in rubble mound breakwaters, Proc. Coastal Eng. Conf., ASCE, pp. 1334-1347.