

波の非線形を考慮した混成堤基礎地盤の波浪応答に関する研究

水谷法美*・Ayman M. Mostafa**

1. 緒言

海岸構造物の耐波安定性は、主に波・構造物の相互作用の観点から論じられてきたが、最近、その基礎地盤の安定性も含めた総合的な検討が重要視されるようになってきた。波作用下での海底地盤の応答に関する研究はこれまでにいくつか行われてきているが、その多くはあらかじめ仮定した波の圧力を入力として与え、海底地盤の波浪応答を考究しているが、波の場合は海底地盤の影響も受けるため、必ずしも波と海底地盤の相互作用の影響を取り入れているとは言い難い。

水谷ら (1996) は、幅広潜堤を対象に、境界要素法と有限要素法を結合させた計算モデル (BEM-FEM モデルと称する) により、透水性潜水構造物による非線形な波変形と構造物内部の流れ場の計算手法を導いている。この手法は、容易に海底地盤まで拡張可能である。しかし、この手法は、透水層の変形を考慮していないため、その波浪応答については計算不可能である。Mase ら (1994) は、Biot の圧密理論に基づく Poro-Elastic モデルを使って、混成堤や捨石堤の波浪応答の計算手法を導いている。この手法は、構造物表面の圧力分布を与えて、内部の間隙水圧や変形を計算する手法であるが、Mase らは波動場を単純な微小振幅波で与えている。しかし、マウンド上では波の非線形性が無視できないと考えられ、このような効果は、非線形な波・構造物・海底地盤の相互作用を考えない限り考慮できない。

本研究では、まず、波・構造物・海底地盤の相互作用を BEM-FEM モデルにより解析し、非線形性を考慮した波動場と流れ場を求め、ついで、そこで得られた圧力を境界条件として Poro-Elastic モデルを使った海底地盤及び構造物の波浪応答の計算のスキームを開発した。そして、水理実験を行って、マウンド、及び海底地盤内の間隙水圧の計測を行い、数値解析手法の妥当性を検証するとともに、混成堤、および海底地盤の波浪応答について考究しようとするものである。

2. 数値解析

本研究では、図-1 に示すように、一様水深 h の水平な不透過海底面の一部に有限な長さ bs 、深さ ds の透水性海底地盤があり、その上に混成堤が設置される場合を考える。

2.1 BEM-FEM モデル

まず、混成堤マウンド内の水平・鉛直方向流速 u, w と圧力 p は以下の基礎方程式の解として与えられる (水谷ら, 1996)。

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial w}{\partial z} = 0 \quad \dots\dots (1)$$

$$\frac{1}{mg} \left(1 + \frac{1-m}{m} C_A \right) \frac{\partial u}{\partial t} + \frac{1}{m^2 g} \left(u \frac{\partial u}{\partial x} + w \frac{\partial u}{\partial z} \right) + \frac{1}{\rho g} \frac{\partial P}{\partial x} + \frac{3\nu}{gmdD} C_{D2} u + \frac{1-m}{2m^3 gD} C_{D1} u \sqrt{u^2 + w^2} = 0 \quad \dots\dots (2)$$

$$\frac{1}{mg} \left(1 + \frac{1-m}{m} C_A \right) \frac{\partial w}{\partial t} + \frac{1}{m^2 g} \left(u \frac{\partial w}{\partial x} + w \frac{\partial w}{\partial z} \right) + \frac{1}{\rho g} \frac{\partial P}{\partial z} + \frac{3\nu}{gmdD} C_{D2} w + \frac{1-m}{2m^3 gD} C_{D1} w \sqrt{u^2 + w^2} = 0 \quad \dots\dots (3)$$

ここに、 $P = p + \rho gz$ 、 C_A ：付加質量係数、 m ：空隙率、 ρ ：水の密度、 ν ：水の動粘性係数、 g ：重力加速度、 D ：マウンドの構成要素の代表径、 C_{D1} ：抗力係数、 C_{D2} ：線形抵抗係数、 x ：水平軸、 z ：静水面上に原点を持ち、上向きを正方向とする鉛直軸である。

式 (2) と (3) の係数のうち、 C_A 、 C_{D1} と C_{D2} は、幅

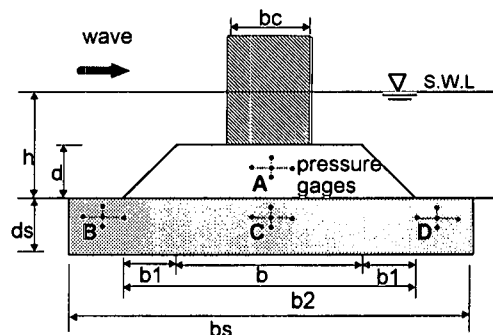


図-1 定義図

* 正会員 工 博 名古屋大学助教授 工学研究科土木工学教室

** 学生会員 M.Eng. 名古屋大学大学院 工学研究科土木工学専攻

広潜堤の被覆材の作用波力より評価・定式化されている(水谷ら, 1996)。本研究では、構造物の形状が異なるが、これらの係数は同じものを使用した。

一方、海底地盤内の砂粒子が球で近似できると仮定すると、海底地盤内の流れも基本的にマウンド内と同じ基礎方程式で表される。ただし、砂粒子に対する係数を被覆材と同様に評価するのは困難であるため、流体抵抗に関する係数は、マウンドと同じ値を使用することとした。

構造物外部の波動場は、速度ポテンシャルによる運動の記述が可能であるとし、大山(1991)による数値波動水槽の理論を適用する。紙面の都合上、詳細は記さないが、混成堤ケーソン表面は不透過、海底地盤表面及びマウンド表面は透過とし、ケーソン背後への波動運動は、マウンドと海底地盤のみを通して伝わるよう、境界条件を設定したこと以外は、大山らの手法と同様である。

以上の手法を、海底地盤及びマウンド内の流れを四角形要素を用いた有限要素法(FEM)により、また、波動場を境界要素法(BEM)により定式化し、両者の解が境界上で流量と圧力の接続条件を満足するよう同時に解くFEM-BEMモデルにより解いた。ただし、この計算方法では、海底地盤やマウンドの変形は考慮できないため、海底地盤内の応力状態などは解析不能である。そこで、海底地盤を含む透水層の変形を、以下に示すBiotの圧密理論に基づくPoro-Elasticモデルにより計算を行った。

2.2 Poro-Elastic モデル

Biotの圧密理論によると透水層の変位、および間隙圧は以下の基礎方程式に支配される。

$$G\nabla^2\xi + \frac{G}{1-2\nu}\frac{\partial\varepsilon}{\partial x} = \frac{\partial p}{\partial x} \quad (4)$$

$$G\nabla^2\xi + \frac{G}{1-2\nu}\frac{\partial\varepsilon}{\partial z} = \frac{\partial p}{\partial z} \quad (5)$$

$$\frac{k}{\gamma}\nabla^2 p = \frac{m}{\beta}\frac{\partial p}{\partial t} + \frac{\partial\varepsilon}{\partial t} \quad (6)$$

ここに、 G ：地盤の剪断弾性係数、 ξ ：水平方向変位、 ε ：鉛直方向変位、 ν ：ポアソン比、 k ：透水係数、 β ：水の見かけの体積弾性係数、 z' ：下向きを正とする鉛直軸、 ε ：式(7)で定義される体積歪、である。

$$\varepsilon = \frac{\partial\xi}{\partial x} + \frac{\partial\varepsilon}{\partial z} \quad (7)$$

水そのものの体積弾性係数 β_0 は $2 \times 10^9 \text{ N/m}^2$ と非常に大きく、通常、非圧縮性と思えるが、水の中にいくらかの空気が含まれているとすると圧縮性を有すると考えてよい。本研究では、空気を含む水の圧縮性を次式により与えた(Verruijt, 1969)。

$$\frac{1}{\beta} = \frac{1}{\beta_0} + \frac{1-S_r}{P_0} \quad (8)$$

ここに、 S_r ：飽和度、 P_0 ：絶対間隙水圧、である。

透水層内の有効応力は、Hookeの法則より次式で求められる。

$$\sigma_{xx} = 2G\left(\frac{\partial\xi}{\partial x} + \frac{\nu}{1-2\nu}\varepsilon\right) \quad (9)$$

$$\sigma_{zz} = 2G\left(\frac{\partial\xi}{\partial z} + \frac{\nu}{1-2\nu}\varepsilon\right) \quad (10)$$

$$\tau_{xz} = G\left(\frac{\partial\xi}{\partial x} + \frac{\partial\varepsilon}{\partial z}\right) \quad (11)$$

ここに、 σ_{xx} ：水平有効応力、 σ_{zz} ：鉛直有効応力、 τ_{xz} ：有効剪断力、である。

これらの式をBEM-FEMモデルの透水層内の計算手法と同様に、四角形要素を用いた有限要素法により解いた。ただし、境界条件を以下のように設定した。

流体場と透水層の境界面上では、圧力の連続条件と応力・剪断力がゼロであるとして、式(12)と式(13)の条件を与えた。

$$p = p_w \quad (12)$$

$$\sigma_{mn} = \tau_{ns} = 0 \quad (13)$$

ここに、 p_w ：波動場の圧力、 n ：法線方向、 s ：接線方向、である。

透水性海底地盤底面、及び側面では、地盤変位がゼロであると同時に圧力勾配がゼロであるとし、それぞれ式(14)と式(15)の条件を課した。

$$\xi = \varepsilon = \frac{\partial p}{\partial z} = 0 \quad (14)$$

$$\xi = \tau_{xz} = \frac{\partial p}{\partial x} = 0 \quad (15)$$

2.3 計算方法

まず、静水状態から、BEM-FEMモデルにより、地盤変形を考慮しない状態で、波変形と透水層内の流速及び圧力の時間変化の計算を行った。この際、波動場と透水層の境界、すなわち、マウンド表面と透水性海底地盤表面の圧力分布を全てのタイムステップで記録した。所定の計算が終了したら、続いてPoro-Elasticモデルによる透水層の波浪応答の計算を行った。すなわち、記録した

表-1 計算に使用したパラメータ値

変数	マウンド	海底地盤
波高 H (cm)	3.0, 4.0	
周期 T (s)	1.4, 1.8	
間隙率 m	0.35	0.30
平均粒径 D	2.0	0.1
透水係数 k (cm/s)	2.0	0.1
剪断弾性係数 G	1.2×10^9	5.0×10^{10}
ポアソン比 ν	0.33	0.33
b_1/L	0.43	—
b_2/L	0.08	—
d/h	0.45	—
d_s/L	—	0.1

各タイムステップの境界面上での圧力分布を各タイムステップの境界条件とし、式(9)～(11)の基礎式を時間発展的に計算した。なお、この際、表-1に示すようなパラメータの値を使用した。さらに、Porosity-Elasticモデルでは、Maseら(1994)にならい、ケーソンに対しても実用上は無視できるような非常に小さい間隙率(10%)と透水係数(10^{-10} m/s)、および非常に大きい剛性(10^{12} dyne/cm²)を与えることにより、Porosity-Elasticモデルのスキームの中でその動的応答の解析も行えるようにした。

3. 水理実験

数値計算の妥当性を検証するため、二次元造波水槽を使って模型実験を行った。図-1に概要を示すように、水槽内に高さ19cmの不透過な水平床を設置し、その中央部に、中央粒径0.8mmの珪砂を満した長さ $b_s=250$ cm、深さ $d_s=19$ cmのサンドプールを設置し、透水性海底地盤模型とした。なお、このときの空隙率は約30%であった。この地盤上に、法面勾配1/2、天端長さ $b=105$ cm、高さ $d=21$ cmのマウンドを、鋼製ネットで作製し、その中に直径 $D=2.7$ cmのプラスチックボールとガラス球を最密状態で詰めることにより作製した。なお、空隙率は26%である。さらに、このマウンド上にベニア板で作製した幅 $bc=55$ cmのケーソン模型を設置した。なお、ケーソンの高さは越波が生じないよう十分高くした。

実験では、構造物前後の水位変動の空間分布を計測するとともに、十字に配置した5個の間隙水圧計を、ケーソン直下のマウンド内(A点)と海底地盤内(C点)、およびマウンド前後の地盤内(B点とD点)の4カ所に設置し、間隙水圧の計測を行った。

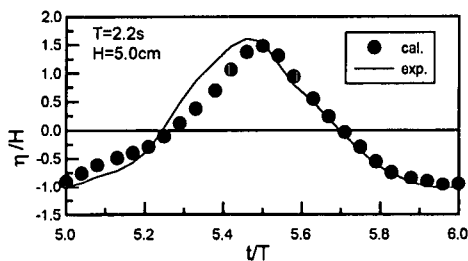
発生波はすべて規則波とし、周期 T を1.4, 1.8, 2.2sの3種類、波高 H を3.0, 5.0, 7.0cmの3種類変化させた。静水深 h は32cmである。計測はすべて10波以上とし、計測したすべての時間変化を50HzでAD変換し、パソコンに収録した。

4. 計算手法の検証

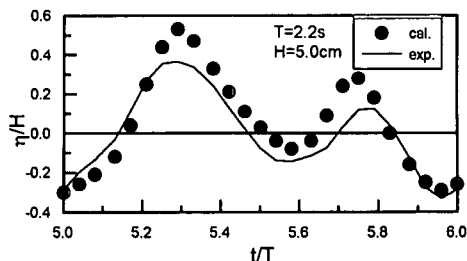
まず、水理実験結果と計算結果を比較することにより、本計算手法の妥当性を検証する。図-2に、ケーソン前後の水位変動の空間分布を水位変動のrms値を使って比較した結果を例示する。なお、水位変動はケーソン前面での値で無次元化し、 x は、水平床先端を原点としている。計算結果は実験結果と良好に一致し、ケーソン前面では部分重複波が形成され、 η_{rms} 値が周期的に変化するとともに、マウンド上では浅水変形のため、極大値が若干大きくなっているなど、物理現象を妥当に再現している。一方、ケーソン背後(岸側)では、波はマウンドと海底地盤内のみを通してしか伝わらないため、非常に静穏な水域となっている。そして、計算値と実験値の対応はここでも良好である。

図-3は、部分重複波の腹の位置と節の位置に近い位置での水位変動の時間変化の計算値と実験値の比較例である。なお、 x はケーソン前面から沖向きを正にとっている。両者の間には若干の差異はあるが、節の位置で2倍周波数成分の水位変動が明瞭に現れるなど、実験値にみられる特性を非常に精度よく再現しているといえる。

図-4は、間隙水圧の時間変化の計算値と実験値の比較例である。なお、BEM-FEMモデル、Porosity-Elasticモデルともに図示してある。本研究で使用した砂は、比較的粗い砂であり、間隙も大きい。そのため、両モデルの差は小さく、ともに実験値を良好に再現している。しかし、詳細にみると、空隙がより小さい海底地盤内では



(a) $x/L=0.04$



(b) $x/L=0.16$

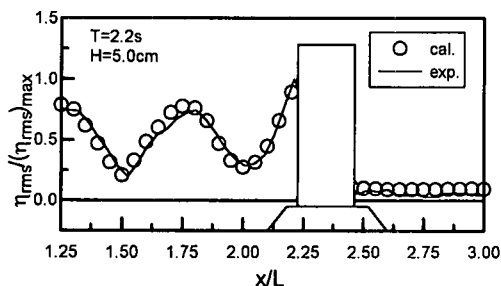


図-2 η_{rms} の比較例

図-3 水位変動の比較例

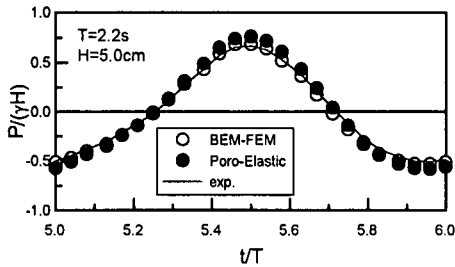
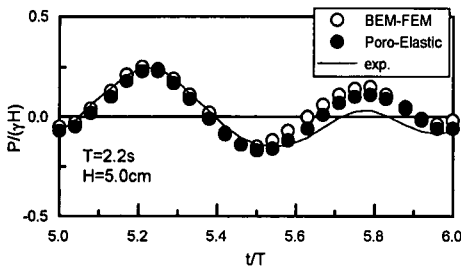
(a) $x/L = -0.04$ (マウンド内)(b) $x/L = 0.16$ (海底地盤内)

図-4 間隙水圧の比較例

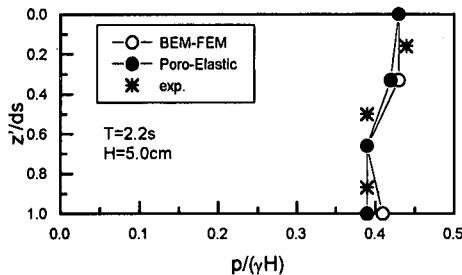


図-5 海底地盤内の間隙水圧の鉛直方向変化

Porosity Elastic モデルの方がより実験値に近い。

図-5に、地盤内の間隙水圧の鉛直分布を例示する。実験値が少なく、詳細な議論は困難であるが、Porosity Elastic モデルの方が地盤底面までより精度よく実験結果を再現しているといえる。また、本研究では取り扱っていないが、潜堤など他の構造物を対象とした結果も含めて判断すれば、Porosity Elastic モデルの方が総合的には実験値との整合性が高いと著者らは判断している。

以上より、BEM-FEM モデルと Porosity Elastic モデルを組み合わせることにより、精度よく波動場、および地盤やマウンド内の間隙水圧の挙動を計算可能であることが明らかとなった。

5. 混成堤および海底地盤の波浪応答

ここでは、数値解析の結果に基づき、マウンド、および海底地盤内の間隙水圧や変形について考察する。

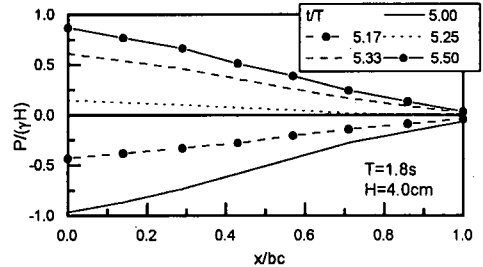


図-6 ケーソン下部の圧力分布

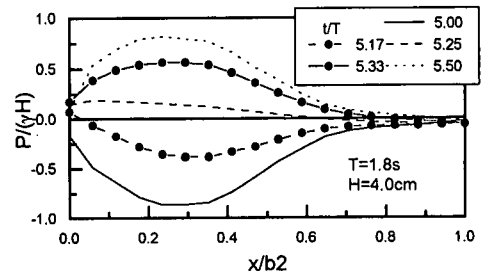


図-7 マウンド下部の圧力分布

図-6にケーソン下部の圧力分布を示す。なお、 x はケーソン前面を原点とし、岸向きを正方向としている。ケーソン下部の圧力は、前面から後面にかけて一様に低減する。その分布は、ほぼ線形分布で近似できるが、詳細には線形分布から若干ずれる。また、後面端部の圧力は、Kortenhausら(1994)の実験結果にも示されているように、透過波の存在により必ずしもゼロにはならない。この圧力は、港内外の水位の位相差によっては、転倒モーメントを増大さす可能性もあり、注意が必要である。

同様に、マウンド底面の圧力分布を示したのが図-7である。なお、 x はマウンド法先を原点とし、岸向きを正方向としており、ケーソン前面と後面はほぼそれぞれ $x/b_2 = 0.35, 0.65$ に位置する。マウンド底面では、 x/b_2 が 0.3 前後を最大に x/b_2 が 0.5 以下では比較的大きな変動を示すが、それ以降、圧力変動の振幅は小さくなる。これは、 x/b_2 が 0.35 以下の範囲では、ケーソン前面に位置し、部分重複波の腹に位置し、ここで水位変動が最大になり、その後、 x/b_2 が小さくなるにしたがい節に近づくため圧力変動は小さくなる。また、ケーソン下部では、透水層内を伝搬するにしたがい波動に伴う水粒子の運動振幅が減衰するため、 x/b_2 が 0.35 以上では圧力変動は減少する。

図-8と9に、マウンド下面の地盤の水平・鉛直変位を例示する。水平変位はケーソン前面で最小となり、その両側で増大し、再度減少する。一方、鉛直変位は、沖側、岸側の法先より若干内側に入ったところで大きくなる。鉛直変位は水平変位に比べて複雑な形状であるが、これ

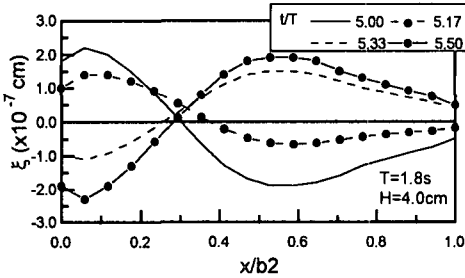


図-8 海底地盤表面の水平方向変位

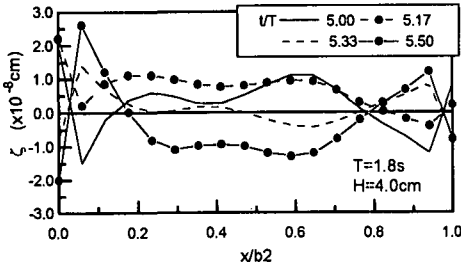


図-9 海底地盤表面の鉛直方向変位

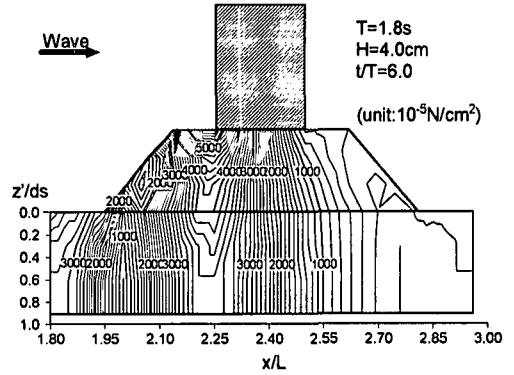


図-10 間隙水圧の分布

は、ケーソンの動的応答の結果である。

図-10は、 $U/T=6.0$ における間隙水圧の空間分布を示した一例である。ケーソン前面、マウンド法面、及び法先部分で等間隙水圧線が密になっている。この結果は、これらの近傍で流れが大きくなりやすいことを示す。すなわち、法先やケーソン前面では洗掘が生じやすいことを示唆する結果であるといえる。図示した結果は、ケーソン前面の水位が谷の位相に相当する瞬間の結果であるが、最大間隙水圧の空間分布を検討した結果、図示しないが、間隙水圧の変動振幅は、水位変動の振幅と密接に関連しており、水位変動が大きくなる場所で大きくなることが明らかとなった。すなわち、ケーソン前面を含む部分重複波の腹の位置で大きくなる。したがって、腹の位置が最も地盤の液状化の可能性が高いといえる。ケーソン前面はマウンドがあり、その下の海底地盤の間隙水圧の振幅はそれほど大きくないが、マウンドより外側の腹の位置が最も液状化が生じやすいといえる。特に、法先に腹の位置が一致すると、間隙水圧の変動が大きくなるばかりでなく、等圧力線も密になるため、波の外力に対しては不安定な条件になるといえる。したがって、マウンドの形状は、このような条件にならないような考慮が必要であるといえる。

6. 結 論

本研究の主な結論を以下に要約する。

- 1) BEM-FEMモデルを海底地盤を含む混成堤周辺

波動場に拡張するとともに、このモデルにより計算した圧力を境界条件として海底地盤の変形、および間隙水圧、応力などの計算に有効な Poro-Elastic モデルを開発した。

- 2) 本解析モデルにより、透水性マウンド、および海底地盤内の間隙水圧の変動特性を精度よく算定可能であることを水理実験により確認した。
- 3) 間隙水圧の変動振幅は、水位変動の大きくなる腹の位置で最大となる。したがって、腹の位置で最も液状化が発生しやすい。
- 4) ケーソン前面、及びマウンド法先の海底地盤では、間隙水圧の空間変化が密であり、流れが加速されやすい。このことは、洗掘の発生が他の場所に比べて高いことを示唆する。
- 5) 海底地盤の安定性の面から判断すれば、マウンド法先が部分重複波の腹になるような条件は危険である。

最後になるが、本研究を遂行する上で多くの助言を賜った名古屋大学の岩田好一朗教授、および実験に多大な協力を得た名古屋大学大学院の高橋大介君に感謝の意を表する。

参 考 文 献

- 大山 巧 (1991): 数値波動水槽の開発と非線形波動解析への応用, 東京工業大学博士学位論文, 132 p.
- 水谷法美・前田健一郎・A. M. Mostafa・W. G. McDougal (1996): 透水性構造物の抵抗係数の評価と波・潜水透水性構造物の非線形相互作用の数値解析, 海岸工学論文集, Vol. 43, pp. 1-10.
- Kortenhaus, A., Oumeraci, H., Kohlhasse, S. and Klammer, P. (1994): Wave-induced uplift loading of caisson breakwaters, Proc. 24th ICCE, pp. 1298-1311.
- Mase, H., Sakai, T. and Sakamoto, M. (1994): Wave-induced porewater pressures and effective stresses around breakwater, Ocean Eng., Vol. 21, No. 4, pp. 361-379.
- Verruijt, A. (1969): Elastic Strage of Aquifers. In flow through porous media, DeWiest, R. J. M. (ed.), Academic press.