

混成堤および潜堤の基礎地盤の波浪応答と局所洗掘に関する研究

水谷法美*・Ayman M. Mostafa**

1. 緒 言

防波堤の耐波安定性は、従来、波・構造物の相互作用の観点から検討されてきたが、近年、海底地盤の液状化現象が重要視され、マウンドや基礎地盤も含めた波・構造物・海底地盤の相互作用問題として検討され始めている(例えば Mase ら, 1994)。一方、防波堤やマウンド前面では、底質の移動による局所洗掘が生じやすく、これも構造物の安定性の面から重要な問題である。したがって、海底支持地盤の液状化現象のみならず局所洗掘の発生機構とその発生位置、およびその規模を明らかにしておくことも構造物の耐波安定上極めて重要である。底質の移動は、これまで主に流れを外力として検討されてきており、例えば Sumer・Fredsoe (1997) は防波堤の堤頭部の洗掘はそこに生じる定常的な流れが重要な要因であるとしている。しかし、砂層表層で液状化が生じると砂はより容易に移動しうると考えられ、構造物基部などの局所洗掘は、海底地盤の波浪応答とも関連づけた解析が必要であるといえる。

本研究は、波浪制御構造物として混成堤と潜堤を取りあげ、これらを砂で構成される海底地盤上に設置し、海底地盤の波浪応答と洗掘状況を水理実験により計測するとともに、波の非線形性を考慮した海底地盤の波浪応答の数値解析結果と関連づけて局所洗掘の発生機構について考究するものである。

2. 数値解析

水平な不透過の海底の一部に有限な長さの透水性海底地盤があり、その上に混成堤、あるいは潜堤が設置される場合を考える。この透水性海底地盤の波浪応答を水谷・Mostafa (1997) が提案した BEM-FEM モデルと Poro-Elastic FEM モデルを使って解析した。すなわち、構造物外部領域の流体運動は速度ポテンシャルによる記述が可能であると仮定し、BEM により水位変動と速度ポテンシャルを、海底地盤を含めた透水域の流体運動は非回転運動を仮定せず、連続式と運動方程式を基礎方

式として FEM により流速と圧力を、それぞれ未知数として連成させて解いた。さらに、この BEM-FEM モデルで求めた透水域表面での圧力を境界条件として Poro-Elastic FEM モデルにより海底地盤の波浪応答を計算した。

なお、Poro-Elastic FEM モデルは、透水域の流れに線形ダルシー則を仮定している。海底地盤内のような流速の遅いところでは仮定に問題はないと考えられるが、潜堤内や混成堤マウンド内は空隙は大きく、したがって、地盤内よりも流速は大きくなる。そのため、線形ダルシー則では潜堤内の流れの挙動は正確に計算できない可能性が高いため、Poro-Elastic FEM モデルには非線形ダルシー則に基づく透水係数を使用することとした(Mizutani ら, 投稿中)。

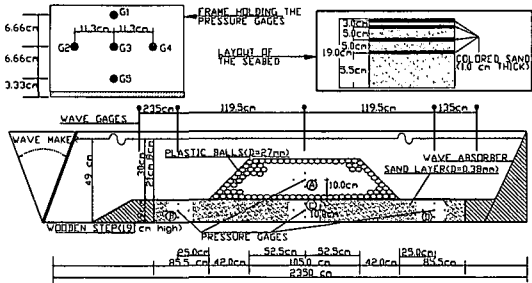
3. 水理実験

二次元造波水槽内に、高さ 19 cm のステップ型水平床を設置し、その一部に長さ 360 cm、深さ (d_0) 19 cm のサンドプールを設置した。サンドプールには、中央粒径 0.38 mm の珪砂を充たし、海底地盤模型とした。この際、図-1 に例示するように、厚さ 1 cm の着色砂を 4 層にわたって敷設した。この地盤上に法面勾配 1/2、天端長さ 105 cm、高さ 21 cm の潜堤を設置した。混成堤の場合は、さらにその上にベニア板で作成したケーソン模型を設置した。なお、ステップ上の静水深 h を選定の場合に 30 cm、混成堤の場合に 32 cm とした。

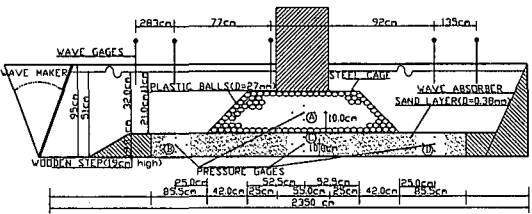
入射波は規則波とし、その周期 T を、潜堤の場合は 1.0, 1.4, 1.8 s、混成堤の場合は 1.4, 1.8, 2.2 s とそれぞれ 3 種類変化させ、さらにそれぞれの周期に対し波高 H_1 を 3 種類 (3, 5, 7 cm) 変化させた。実験では、構造物周辺の水位変動、及び間隙水圧の計測を約 2 分間行い、50 Hz で離散化したデータを光磁気ディスクに記録した。なお、間隙水圧は 5 個のセンサーを十字に配置したものを図-1 に示すように、マウンド内を含む 4ヶ所移動させ、合計 20 点で計測した。さらに、代表的なケースを対象に、8 時間波を連続して作用させた。この際、1 時間毎に間隙水圧と水位変動を計測するとともに、ビデオとカメラにより地形の撮影を行った。さらに 8 時間後の海底

* 正会員 工博 名古屋大学助教授 工学研究科土木工学専攻

** 正会員 工博 名古屋大学助手 工学研究科土木工学専攻



(a) 潜堤



(b) 混成堤

図-1 実験の概要 1.0

そのような高周波数成分の変動は生じていない。これは、高次周波数成分の鉛直方向の減衰の程度が基本周波数成分より大きいことにより、潜堤内部まで影響が及ばないためであると考えられる。また、BEM-FEMモデルでも間隙水圧の振幅は再現できるが位相にずれがあり、地盤の変形を考慮した Poro-Elastic FEMモデルのほうが再現性は高い。さらに海底地盤内のC点では、A点よりさらに間隙水圧の位相が遅れるが、Poro-Elastic FEMモデルはこの位相差も再現できていることがわかる。同様の傾向は、潜堤前面のB点および背後のD点においても確認されており、本解析手法の妥当性が確認できる。

4.2 混成堤

図-3に混成堤の場合のA点、B点とC点の間隙水圧 P 、およびB点上の水位変動 η の比較例を示す(図中の γ は水の単位体積重量)。なお、透水係数は $K_n=16.0\text{ cm/s}$ を使用した。それ以外のパラメータ値は表-1と同じである。

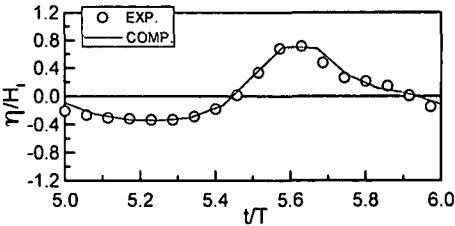
混成堤前面の点Bは、部分重複波の節に近く、このため高次周波数成分の変動が顕著に現れる。この高次の周波数の変動は地盤中の間隙水圧にも伝播し、点B

4. 数値解析手法の検証

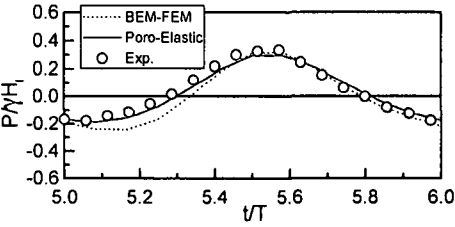
本研究で採用したBEM-FEMモデルとPoro-Elastic FEMモデルの妥当性は既に水谷・Mostafa(1997)によって行われているが、そこで使用されている砂は粗砂であり、今回実験で使用した砂は細砂の範疇に入る(Bear・Verruijt, 1992)。そこで、まず、細砂に対する数値解析手法の妥当性の検証を行う。

4.1 潜堤

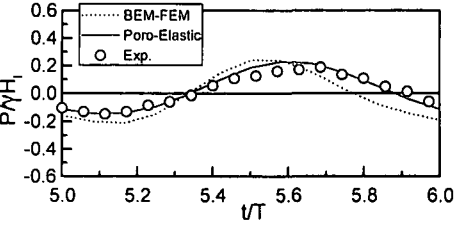
図-2にA点、C点での間隙水圧、及びA点上の水位変動の実験結果と計算結果を例示する。なお、計算に使用したパラメータは表-1に示すとおりであり、圧力は全て中央の圧力計の位置の値である。潜堤上では、高次周波数成分の波が成長するため、波峰後方に小段のような盛り上がりができるが、計算結果もその現象を忠実に再現している。一方、潜堤内の間隙水圧の時間変化には



(a) A点上での水位変動



(b) A点での間隙水圧

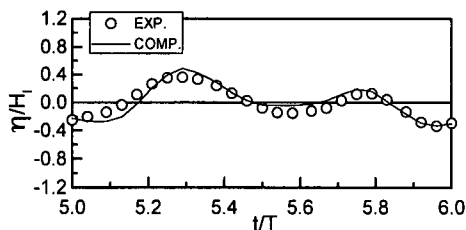


(c) C点での間隙水圧

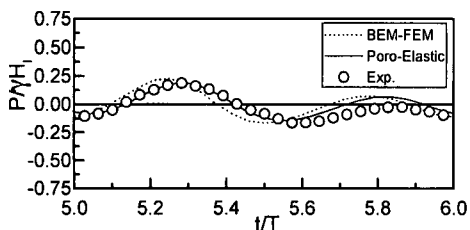
表-1 計算に使用したパラメータ

パラメータ	潜堤 (マウンド)	海底地盤
空隙率 m	0.24	0.30
粒径 D (cm)	2.7	0.038
付加質量係数 C_a	-0.04	0.10
抗力係数 C_{D1}	0.45	0.35
線形抗力係数 C_{D2}	25.0	70.0
透水係数 K_n (cm/s)	18.0	0.04
勇断弾性係数 G_s, G_r (10^8 N/m^2)	10.0	5.0
ポアソン係数 ν	0.33	0.33
体積弾性係数 β (10^8 N/m^2)	1.0	1.0

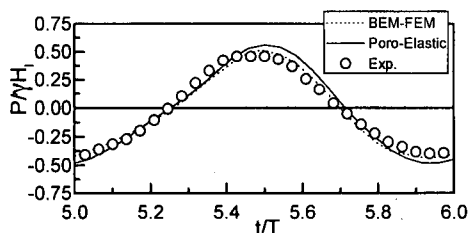
図-2 潜堤近傍の水位変動と間隙水圧



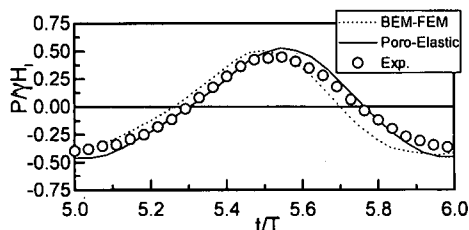
(a) B 点上の水位変動



(b) B 点での間隙水圧



(c) A 点での間隙水圧



(d) C 点での間隙水圧

図-3 混成堤近傍の水位変動と間隙水圧

での間隙水圧の変動にも顕著に認められる。計算結果は、点 B での間隙水圧の後半の極大値近傍で差が多少大きくなるものの実験で認められる変動を良好に再現しているといえる。この高次周波数成分の変動は、ケーソン下部を伝播する間に減衰し、ケーソン下部の点 A と点 C ではほとんど認められない。また、マウンド内では空隙が大きいので、A 点では 2 つの計算手法に大きな位相差は無いが、地盤内の C 点では BEM-FEM モデルは位相差まで再現できない。一方、Poro-Elastic FEM モデルは位相差まで良好に再現している。

いずれの構造物の場合も、細砂の方が間隙水圧の位相差は粗砂よりも大きくなるが、本計算手法はこのような

位相差も含め、妥当に現象を再現しているといえる。

5. 構造物近傍の局所洗掘

5.1 実験結果

実験では、 $T=1.8$ s, $H_1=5$ cm の波を 8 時間入射させたが、潜堤と混成堤のいずれの場合でも液状化は認められなかった。Sakai ら (1992) は、通常の砂を使用した模型実験では液状化を生起させることは困難であることを指摘しているが、本実験でも同様の結果となった。

一方、構造物周辺での地形変化は以下のものであった。すなわち、潜堤の沖側では、混成堤の場合よりも地形変化は大きく、潜堤沖側の $x/L=1.68$ で最大洗掘深 2.8 cm となった。なお、潜堤の法先は $x/L=1.75$ である。混成堤の場合、洗掘領域は 2ヶ所形成され、 $x/L=2.03\sim 2.05$ で最大洗掘深が 1.4 cm, $x/L=1.94\sim 1.98$ で 1.7 cm であった。なお、マウンド法先は $x/L=2.07$ である。いずれの構造物の場合も、砂れんの形成が認められているが、その高さは 5~8 mm 程度であり、洗掘深に比べて小さいことを確認している。

5.2 地盤の波浪応答と洗掘

上記の洗掘結果を波浪応答の数値解析結果と関連づけて以下に考察する。海底地盤の不安定性には液状化が代表的なものとして挙げられるが、それ以外の要因も挙げられる。例えば、地盤内の応力が負値、すなわち引張応力になると、砂粒子間の拘束力がなくなり、砂粒子は容易に移動することになる。実験で液状化は認められなかったが、計算結果から液状化が発生する前に、前述の引張応力の発生が確認された。

a) 潜堤

図-4 に潜堤の場合の地盤表面の水平応力の時間変化を示す。図-5 はさらに潜堤の場合の基礎地盤に対して静的荷重も考慮した水平応力の最大値の鉛直分布を示したものである。Irie・Nadaoka (1984) は、防波堤前面の洗掘を $u_{b,max}/W_f$ ($u_{b,max}$ は底面最大流速, W_f は砂粒子の沈降速度) とアーセル数により L 型と N 型に分類している。

図-7 と図-8 に地盤表面での砂層内の水平方向流速と流体域の水平方向流速を示す。なお、流体域の流速は速度ポテンシャルの水平方向微分による値である。両者には位相差があるが、これは流体域は非粘性を仮定しており、実際の現象で形成される境界層を考慮していないことによると考えられる。底面流速として流体域の水平流速を使用すると、本実験での $u_{b,max}/W_f$ は 5.5 となる。構造物の形状は異なるが、Irie・Nadaoka と同様の分類を行うと掃流漂砂が卓越した N 型に相当することになる。実験で得られた波高分布から部分重複波の腹は $x/L=1.9, 1.3$ 付近、また、節は $x/L=1.57$ 付近であり、

最も洗掘されている場所はこの中間に位置しており、N型の地形変化に相当する。このことは洗掘位置の予測には Irie・Nadaoka の指標が使用できる可能性を示唆するが、その機構については後述する。

図-8は洗掘深、引張応力の最大発生深と最大流速の空間分布をまとめて示したものである。なお、砂れんを除いた平均的な地形をしめした。同図より、洗掘深は引張応力の発生する深さに近いことがわかる。ただし、

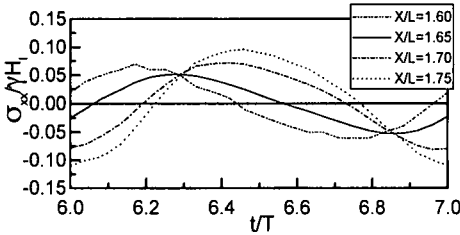


図-4 海底地盤表面での水平応力

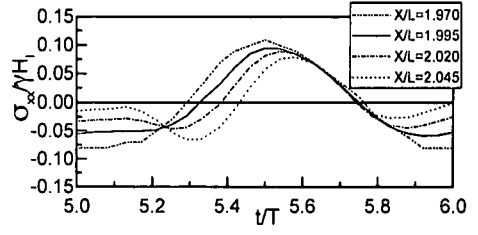


図-9 地盤表面の水平応力

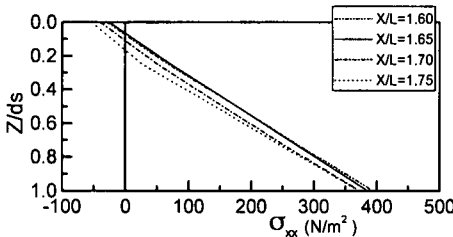


図-5 海底地盤内の最大水平応力の鉛直分布

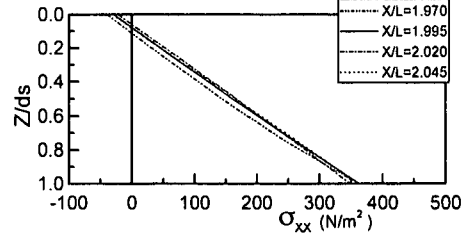


図-10 最大水平応力の鉛直分布

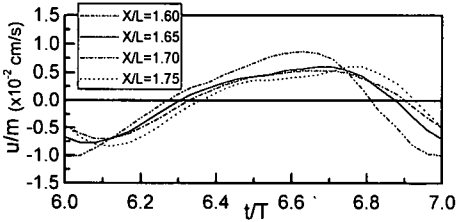


図-6 地盤表面での空隙内の水平方向流速

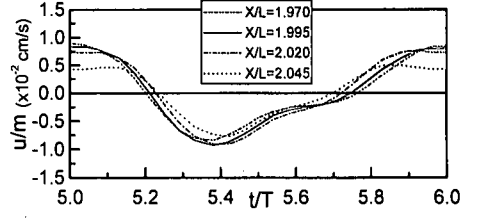


図-11 地盤表面の空隙内の水平流速

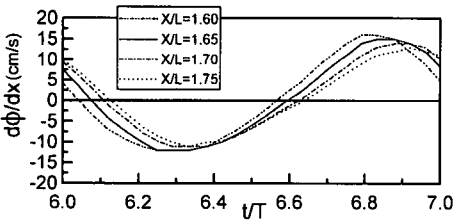


図-7 流体域の底面流速

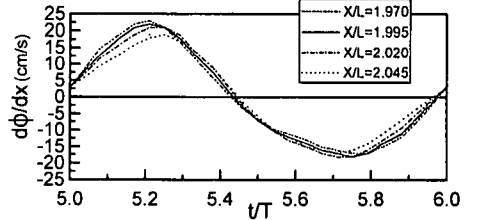


図-12 流体域の底面流速

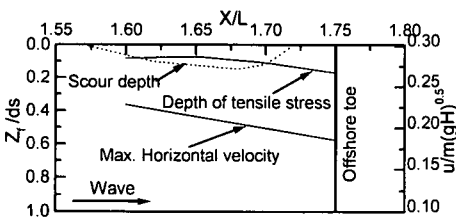


図-8 洗掘深、引張応力の発生深、最大底面流速の分布

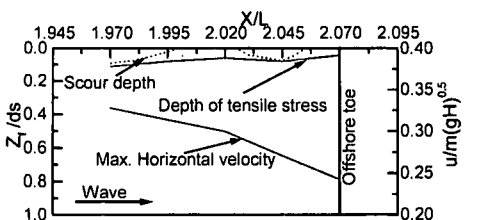


図-13 洗掘深、引張応力発生深と最大流速の分布

$x/L=1.75$ と 1.70 に対応する引張応力の最大深はそれぞれ 0.165 ds (3.2 cm) と 0.11 ds (2.1 cm) となっている。一方、実験で観察された最大洗掘深は $x/L=1.68$ での 2.8 cm であり、 $x/L=1.75$ では逆に堆積されており、必ずしも引張応力の発生が最も深くなる位置で最大洗掘が生じるとは限らない。

図一7より、 $x/L=1.75$ での最大流速は $x/L=1.65\sim 1.70$ での値よりも小さい。一方、図一4と図一7より最大引張応力が発生する位相は、 $x/L=1.65\sim 1.70$ での水平流速が最大となる位相に非常に近く、それ以外の場所では両者に位相差がある。したがって、この範囲の砂が他の場所よりも波の外力により移動しやすいといえる。しかし、 $x/L=1.75$ の位置は法先であり、砂移動はここで止められ堆積したと考えられる。したがって、引張応力が発生したときに流速が大きくなる位置が最も洗掘されやすく、さらに、図一6、7に示されるように、非線形性をおびた流速の時間変化が net の底質移動を生じさせて (Irie・Nadaoka, 1984) 洗掘が進行し、そこが最大洗掘深の発生位置となったと考えられる。

b) 混成堤

混成堤の基礎地盤の水平応力の時間変化と最大値の鉛直分布をそれぞれ図一9と図一10に示す。引張応力が発生する最大深は、 $x/L=1.97$ と 2.045 でそれぞれ 0.108 ds (2.0 cm) と 0.08 ds (1.6 cm) で、これらは実験で観測された洗掘深より若干小さいものの、ほぼ一致する。また、腹の位置は $x/L=2.25$ と 1.75 であり、節の位置は $x/L=1.96$ である。また、本実験の $u_{b\max}/W_f$ は 8.5 、アーセル数は約 21 であり、これも N 型に分類され、最大洗掘の発生位置は節の位置から若干ずれている。また、図一11と図一12に例示した砂層内の表面流速と流体域の底面流速の時間変化は非線形性をおびており、net の底質移動が生じうものとなっている。したがって、現象は Irie・Nadaoka の結果と共通しているといえる。

図一13は図一8と同様の結果を混成堤の場合について示したものである。洗掘の実験結果は引張応力の最大深の分布とよく似ている。図一12と図一9に示した流速と水平応力の時間波形より、 $x/L=1.97$ の位置では、両者の最大値の位相差は大きいものの、水平応力の絶対値が他の場所に比べて全体的に大きいため、流速最大時の引張応力は他の位置より大きい。一方、もう一つの洗掘領域に相当する $x/L=2.02\sim 2.045$ では、最大流速とその発生時の水平応力にも明瞭な差はないが、 $x/L=1.995$ での流速に比べると大きい。したがって、同様の引張応力が生じていても、より流速の大きい場所が洗掘されて実験結果のような地形が形成されたと考えられる。したがって、洗掘位置は、地盤の応力と流速に支配され、引張応力が作用したときにより大きな外力 (流速) が作用

する場所となるといえる。すなわち、応力と流速の位相関係が洗掘発生位置の重要な要因であるといえよう。なお、 $x/L=1.97$ はサンドプールの端部に位置するため、その要因もある程度は混在していると考えられるが、潜堤の場合は端部でも洗掘は生じておらず、上記の機構が洗掘の主な要因であると考えられる。

6. 結 言

本研究で得られた主要な結論を以下に要約する。

- 1) 細砂の場合、粗砂よりも間隙水圧の位相差が大きくなるが、このような波浪応答も本解析手法により精度よく予測できる。
- 2) 構造物前面の海底地盤内では、液状化が発生する前に水平方向応力に引張力が作用する範囲が出現する。
- 3) 洗掘は引張応力作用時に底面流速が大きくなる範囲で発生する傾向がある。これは、引張力が作用する範囲では、砂粒子間の拘束力が小さくなって砂が移動しやすくなり、そこに流れによる外力が作用することによる。
- 4) 最大洗掘深は、海底地盤内に引張力の発生する最大深さとはほぼ一致する。
- 5) 底面流速分布、引張力の発生範囲は、それぞれ構造物と波の条件により変化し、最大底面流速の発生位置と引張力の最大深の発生位置は必ずしも一致しないが、両者が一致するとより洗掘が生じやすい条件となり、構造物の安定性に支障をきたす可能性がある。

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郎教授に感謝の意を表する。

参 考 文 献

- 水谷法美・Mostafa A. M. (1997): 波の非線形性を考慮した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44巻 (2), pp. 926-930.
- Bear, A. and Verruijt, J. (1992): Modelling Groundwater Flow and Pollution, D. Reidal Publishing Company, 414 p.
- Irie, I. and Nadaoka, K. (1984): Laboratory reproduction of seabed scour in front of breakwaters, Proc. 19th ICCE, ASCE, pp.1715-1731.
- 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.
- Mizutani, N., Mostafa, A. M. and Iwata, K. (投稿中): Numerical modelling of the nonlinear interaction between wave and composite breakwater over a sand seabed, J. Hyd., Coast. & Env. Eng., JSCE.
- Sakai, T., Hatanaka, K. and Mase, H. (1992): Wave-induced effective stress in seabed and its momentary liquefaction, J. WatWay, Port, Coastal Ocean Eng, ASCE, 118, pp. 202-206.
- Sumer, B. M. and Fredsoe, J. (1997): Scour at the head of a vertical-wall breakwater, Coastal Eng., Elsevier, 29, pp. 201-230.