

数値波動水路による放水口ケーソンマウンド内の 底質の吸い出し評価

榊 山 勉*・鈴木 一 広**

1. 緒 論

発電所の放水施設が砂地盤上に建設される場合、洗掘に対する放水構造物の安定性を確保する必要がある。捨石マウンド上に放水口ケーソンが建設される場合にはマウンドはブロックにより被覆されるがマウンド内の流れを完全に防ぐことは困難である。このためマウンド内から砂の吸い出しが放水口ケーソンの安定性に及ぼす影響が懸念される。吸い出しを水理実験により評価することは、実験スケール効果の問題もあり現地適用性が必ずしも保証されない。すなわち、小スケールの実験では砂は動きにくい。また、マウンド内の流速の値から吸い出しを評価するに当たっては水理実験でこれを測定することは困難である。

これまで、放水流による法先洗掘が数値計算モデルを用いて検討されて (牛島・清水, 1990), その対策工が提案されている (清水ら, 1994)。また、構造物と吸い出しに関しては海洋構造物周辺の洗掘防止 (石野ら, 1991) や護岸背後の埋立砂の吸い出し (高橋ら, 1996) の研究が報告されている。しかし、波と放水流が共存する場のような複雑な流況の下でのマウンドからの吸い出しを評価することはこれまでに行われていない。著者の一人は断面 2 次元波浪場を対象に透過性構造物による波の変形を扱える数値計算モデルを開発し、消波護岸の越波流量の評価に適用した (榊山・今井, 1996; 榊山・香山, 1997)。このような数値計算モデルは数値波動水路と位置づけられ、水理実験だけでは評価が困難な現象に対して有力な手段となり得る。そこで、本研究では水理実験と数値計算モデルの両者を相互に補うように適用し、放水口ケーソンのマウンドからの吸い出しに関する検討を行った。

2. 検討方法

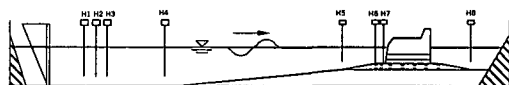
数値計算モデルでは、透過性構造物の幾何学的な効果 (空隙率, 表面開口率) と物理的な効果 (抗力, 慣性力) を考慮した支配方程式 (ポーラスボディモデル) を有限差分法で解く。また、越波や砕波のように流体が不連続

になる現象を計算するために自由表面の計算には VOF 法を適用した。透過性構造物の効果を含む波浪場を計算するためには、あらかじめマウンド、被覆ブロック等の空隙率, 抗力係数 C_D , 慣性力係数 C_M を設定する必要がある。しかし、後者 2 者の係数についてはデータが充分でないため、計算結果を検証する必要がある。水理実験でマウンド内の流速を直接計測することは困難で、精度が確認されない。これに比べ圧力の測定は容易で精度も保証されている。そこで圧力を測定し、計算結果と実験結果の圧力が一致した時の計算結果の流速値からマウンド内の吸い出しの有無を評価することにした。

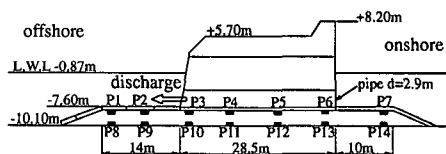
3. 水理実験

実験は 2 次元造波水路 (長さ 50 m, 幅 0.6 m, 深さ 1.2 m) を用いて模型縮尺 1/50 で行った。実験装置を図一に示す。一様水深部の波高計 H1 から H3 は反射率の算出, H4 は数値計算で入射波条件を定めるために用いた。放水口ケーソン前面には H5 から H7 の 3 台の波高計を、透過波の測定のために波高計 H8 を設置した。

水理実験の主たる目的であるマウンド内の波圧を測定するために、図二に示す放水口ケーソンのマウンド内 14 箇所に圧力センサーを設置した。実験では捨石マウンド内に埋設して圧力を測定するので保護用フィルタが付いた間隙水圧計を P1, P2 と P7 から P14 の箇所に使用した。ケーソン底面の圧力測定は通常の揚圧力測定と



図一 実験装置



図二 波圧計の設置位置

* 正会員 工博 (財)電力中央研究所 水理部
** 工修 (株)東北電力

同じであるので P3 から P6 は波圧計を用いた。データサンプリング周波数は 200 Hz である。

現地の放水口ケーソンの放水口は直径 2.9 m の円管で構成される。水理実験ではケーソン模型にアクリル管で放水管を作製し、造波水路幅と放水口ケーソン幅を考慮して放水管の本数を調整した。放水管内の断面平均流速は 4 m/s である。

4. 計算方法

放水口は円管からなる 3 次元形状であり、水理実験でも 3 次元模型を用いて行った。一方、数値計算モデルは断面 2 次元現象を対象とする。そこで放水口前面のマウンド上の放水流速を一致させることにした。別途検討した 3 次元放水流の計算結果より、マウンド上の放水流速の大きさは約 3 m/s であった（牛島・清水, 1997）。この放水流速が一致するように流速を設定した。

現時点での数値計算モデルは入射波境界での反射波の再反射が処理できないため不規則波を適用できないので、規則波を用いて数値計算を行う。一方、設計波は 100 年確率波の有義波を採用する。そこで、砂の吸い出しの判定には設計波と等価なエネルギーをもつ規則波を採用することにした。上記の波浪条件は、放水流や波のマウンド内への影響が最も危険となる低水位の条件での値を採用した。表-1 に低水位の設計波と計算に用いた波浪条件を示す。

表-1 波浪条件（水深 $h=9.23$ m, L.W.L.）

設定条件	有義波高 $H_{1/3}$	有義波周期 $T_{1/3}$
	6.3 m	16.0 s
計算条件 規則波	エネルギー 等価波高 H	周期 T
	4.9 m	16.0 s

計算は、放水流のみの場合、波だけの場合、放水流と波との共存時の 3 ケースについて行った。高波浪時の放水流共存場の吸い出しが対象となるが、放水流のみに対する吸い出しの可能性も検討する。さらに、流れの影響を検討するために波のみにについても計算した。

5. 計算条件

計算領域は水平方向に 2 km とした。入射波境界の一樣水深は 33.23 m, 海底勾配 1/50 の斜面で放水口ケーソンの設置水深 9.23 m に接続する。放水流は計算領域の岸側境界で鉛直方向に一樣に流入させ（水深 9.23 m, 流速 1.04 m/s）、沖の一樣水深部で長さ 597 m の範囲にわたって平均流速 0.016 m/s で流出させることで計算領域内の水量のバランスを保った。流出流速は非常に小さいので流出境界の波の伝播に与える影響は小さいものと考

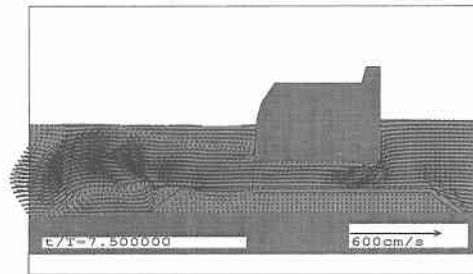


図-3 放水流流速ベクトルの計算結果（ $t/T=7.5$ ）

表-2 マウンド、被覆ブロック条件

計算対象	透過性部分	空隙率	C_D	C_M
水理実験 検証用	マウンド	0.43	1.0	1.2
	斜面部被覆ブロック	0.0		
	水平部被覆ブロック	0.044	1.0	1.2
	水平部被覆ブロック	0.128	1.0	1.2
現地施工 検討用	マウンド	0.401	1.0	1.2
	斜面部被覆ブロック	0.023	1.0	1.2
	水平部被覆ブロック	0.047	1.0	1.2
	水平部被覆ブロック	0.119	1.0	1.2

えられる。放水流の計算においては、所定の放水流量に達するまで線形的に流量を増加させた。

表-2 に今回の計算で最終的に使用した抗力係数と慣性力係数を示す。水理実験と現地施工条件で空隙率が変更されたため、両者の条件で計算を行った。

図-3 に放水流のみの計算結果の流速ベクトルを示した（ $t=120$ s（ $t/T=7.5$ ））。放水口前面の水面直下に時計回りの渦とマウンド法先に反時計回りの渦が形成されている。時間経過とともにマウンド法先の渦が扁平化して沖側に移動した。放水口ケーソン前後の水位差は計算で 0.7 m, 実験で 0.89 m であった。計算では放水口の流入・流出損失、放水路内の壁面摩擦による損失等を考慮していないので小さくなった。

図-4 に法先近傍の水平流速の鉛直分布を示した。マウンド法先で渦が形成されているために、海底面上で岸向きの流れが発生している。マウンド内部の法先近傍の底面流速はほぼ 0 である。これは法先斜面の被覆ブロックの開口率が 0 のためである。マウンド内外の流速を比較すると、 $x=13$ m と 23 m の地点では放水管内平均流速 $U=2.9$ m/s に対して、マウンド内の底面近傍の流速は 0.1 m/s 程度であり、 $0.1/2.9=3\%$ 程度に減衰している。

図-5 に波と放水流が共存する場の水位変動の計算結果と実験結果との比較を示す。比較に当たっては一樣水深部の波高計 H2 のゼロアップクロス点を計算と実験結果で同期させた。この H2 の比較は $t/T=1.5$ から 12.5 まで示してある。その他は第 1 波が到達し始めた $t/$

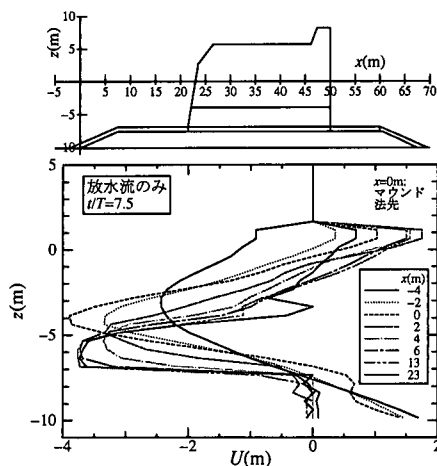


図-4 放水口近傍の放水流速鉛直分布, $t=120$ s ($t/T=7.5$)

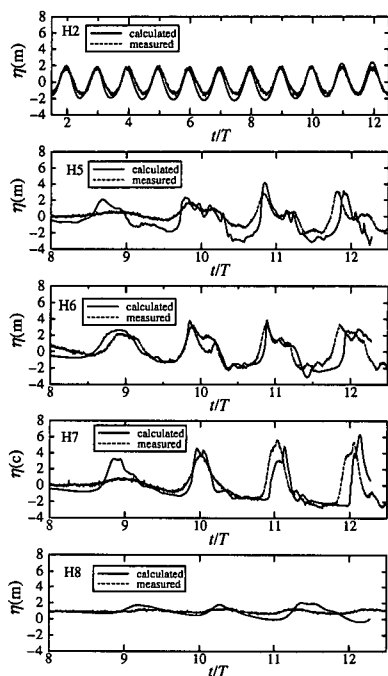


図-5 水位変動の計算結果と実験結果との比較

$T=8$ から 12.5 までを示した。

波高計 H2 の計算結果は実験結果に一致しているが、放水流の影響を受けて平均水位の変動がみられる。放水口ケーソン前面の波高計 H5 から H7 は、計算と実験結果とも遷移過程から定常状態に至る比較である。計算と実験結果に位相のずれが見えるのは両者で水路内の放水流の断面平均流速が異なり、波の伝播速度に差があるためである。計算のほうが放水流の断面平均流速が大きいために逆流中の波速が小さくなり実験結果より位相が遅

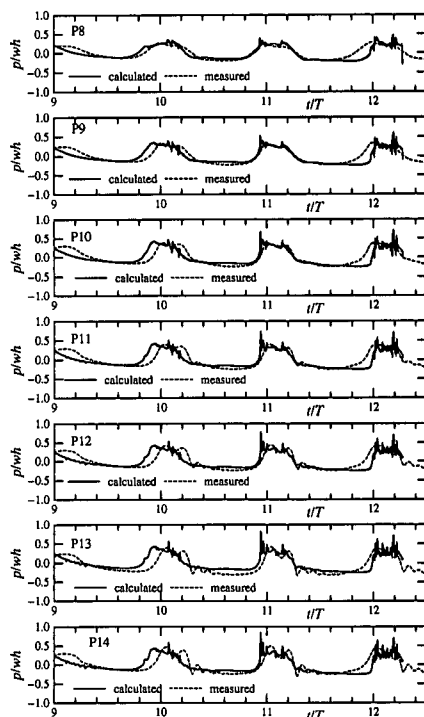


図-6 波圧波形の計算結果と実験結果との比較(マウンド内海底上部)

れる。位相のずれを除けば水面変動の時系列は概ね一致しているといえる。H8 においては実験と計算で放水口の開口率が異なるために計算のほうが透過波が大きくなった。

マウンド内に設置した圧力センサーの測定結果と計算結果との比較をマウンド内海底面上の P8 から P14 について図-6 に示した。両者の比較に当たっては H2 の水位変動に同期した。計算時間の経過とともに圧力波形のクレストに変動が生じることが認められるものの、全体的な波形としてはよく一致しているものと思われる。 $t/T=12$ あたりの圧力波形の立ち上がりの傾向が異なり、圧力波形の変動が顕著になった。この計算は数波越波した後、流下する時点 ($t/T \approx 12.2$) で発散した。

波のみの場合のマウンド内の水平流速を波と放水流共存場の結果と比較して図-7 に示す(測点 P9)。波と放水流が共存する場のほうが波のみの場合より大きくなっている。波のみの場合には、入射波が規則波であるにもかかわらず水平流速波形は倍周波数の成分が生じている。開口率が大きい被覆ブロックの直下で流速が大きい。図には示していないが、これより岸側のケーソンの真下の P10 になると流速は急激に減少した。

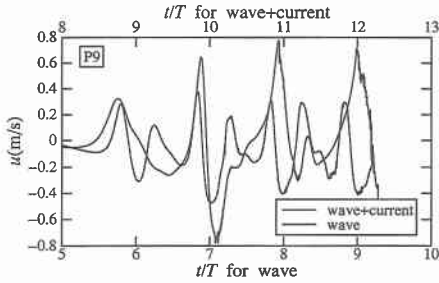


図-7 波+放水流と波のみ場合の水平流速の比較

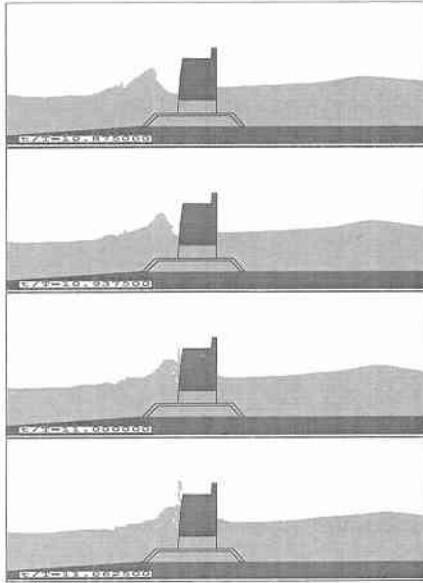
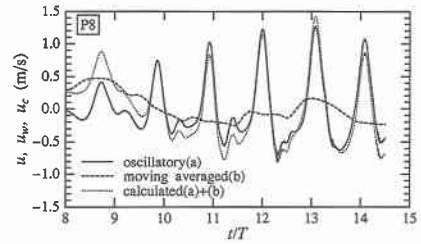


図-8 放水口周辺の波流れ共存場の計算結果

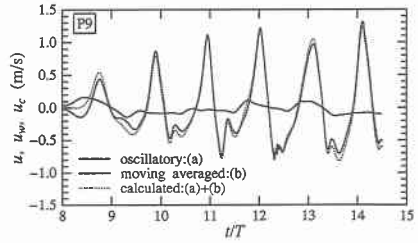
6. 現地施工用計算結果

現地での施工予定のマウンドや被覆ブロックの空隙率、開口率の諸元に合わせて波と放水流が共存する条件のみについて計算した。被覆ブロックの斜面部の開口率が実験条件では不透過としたのに対して施工では空隙率を表-2に示すように与えた。この条件の下では発散することなく $t/T=15$ まで計算した。計算結果の水面波形の時間変化を図-8に示す。波の伝播と放水口ケーソンへの衝突、その後の波の打ち上げの様子を示している。

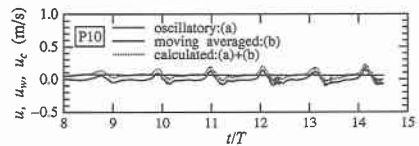
マウンド内からの砂の吸い出しを評価するために、海底砂面近傍の流速に着目する。図-9にマウンド内海底面上の測点 P8, P9, P10 の水平流速の計算結果を示した。水平流速は鉛直格子間隔 Δz の $1/2$ の高さの点で定義されるので、海底砂面に最も近い計算点は砂面上 0.25 m ($\Delta z=0.5$ m) である。図中には時間間隔 16 s で移動平均した定常流成分とこれを差し引いた波動成分に分けて



(a) 測点 P8



(b) 測点 P9



(c) 測点 P10

図-9 マウンド内海底面上の水平流速の計算結果

示した。移動平均により抽出した定常流成分には周期より長い変動が生じ、また波動成分は1周期毎に若干変動している。最大流速は岸向きで測点 P8 と P9 の平均として約 1.2 m/s、沖向きには約 0.7 m/s である。測点 P10 の流速はきわめて小さくなっている。

図-7の水力実験検証用の計算結果では測点 P9 の最大流速は約 0.8 m/s、P8 地点では約 0.2 m/s であった。両者とも現地用の計算結果のほうが大きくなった。これはマウンドの斜面部を実験検証用計算では不透過構造にしたのに対して、現地施工用計算では開口率として、被覆ブロックの目地の幅を考慮に入れたためである。

7. 砂の移動限界と吸出の判定

砂の初期移動限界は図-10に示すシールズ曲線と与えられる (Madson and Grand, 1976)。シールズ数 Ψ (Shields parameter) とパラメタ S_* は次式で定義される。

$$\Psi = \frac{\tau}{\rho(s-1)dg} = \frac{\frac{1}{2}fu^2}{(s-1)dg}, \quad S_* = \frac{d\sqrt{(s-1)dg}}{4\nu} \quad \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 τ : 底面せん断応力、 f : 底面摩擦係数、 u : 底面流速、 d : 砂粒径、 s : 砂の比重、 g : 重力加速度、 ν :

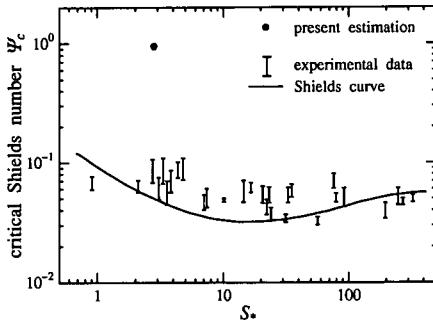


図-10 底質の初期移動限界 (Madsen and Grant, 1976)

動粘性係数である。

対象地点の海底砂の中央粒径 d は約 0.2 mm であり、この粒径に対するパラメタ S_* の値は $S_*=2.8$ で、初期移動限界シールズ数は $\Psi_c=0.05$ を得る。

シールズ数の算出には田中・首藤 (1982) の波と流れ共存場の底面摩擦係数 f_{cw} を用いる。この摩擦係数の導出に当たっては、微小振幅波理論と定常流分布として対数則が仮定されている。捨石マウンド内の波と流れ場はこの仮定に一致しないが他に手段がないので適用することにした。波と流れ共存場の底面摩擦係数 f_{cw} はレイノルズ数 $Re_a = u_w a / \nu$ と相当粗度 a/k 、定常流速と軌道流速比の U_c/u_w の関数である。ここに、 a : 底面での水粒子の軌道振幅である。ここで、相当粗度 k として砂の粒径 d を仮定する。

図-9 より、測点 P8 と P9 での波による軌道流速振幅は $u_w=1.2$ m/s、定常流成分 U_c は $U_c=0.1 \sim 0.2$ m/s である。定常流成分は周期と同じ時間間隔 16 s で移動平均をとり算出した。今回の条件をまとめると、 $(Re_a, a/k, U_c/u_w) = (3.7 \times 10^6, 1.5 \times 10^4, 0.08 \sim 0.17)$ となる。この条件の下で波流れ共存場での底面摩擦係数 f_{cw} を算出し、 $\Psi=0.9 \sim 1.0$ を得た ($f_{cw}=0.0042 \sim 0.0046$)。flow regime は滑面乱流に属する (田中・Thu, 1993)。

以上から、放水流と波との共存場でのシールズ数の値と粒径 0.2 mm の限界シールズ数 Ψ_c を比較すると次の関係が得られる。

$$\Psi=0.9 > \Psi_c=0.05 \dots\dots\dots (2)$$

ここで、 $\Psi=0.9$ はシートフロー状態で砂が移動する条件に入り (香取ら, 1980; 榊山ら, 1984)、高濃度の砂の輸送が生じるものと判断される。水理実験に合わせた抗力係数を用いると実験スケール効果によりマウンド内の流速を過小評価することになるが、今回の結果は移動限界を超えているので実際には現地のほうが動き易く、本結果は安全側の評価を与える。

8. 結 論

本研究では、数値計算モデルを用いて波と流れ共存場を計算し、放水口ケーソンのマウンド内の流速を推定した。計算結果から、マウンド内の砂面に作用するせん断応力は、砂の移動限界せん断応力を越え、シートフロー状態で砂が移動する条件に当てはまることが明らかになった。また、計算結果からマウンド内では循環流が生じていることが明らかになり、高濃度で移動する砂がマウンド内で巻き上げられることが推定された。この結果を踏まえて、放水口ケーソンのマウンド内からの底質の吸い出しの可能性が非常に高いものと判断し、吸い出し防止工として塩化ビニール樹脂製のマットの施工を決定した。

水理実験は、(株)五洋建設 技術研究所で行われ、関本恒浩氏と鶴飼克臣氏の協力を得ました。また、数値計算には、(株)開発計算センター 香山真裕氏の協力を得ました。ここに記して謝意を表します。

参 考 文 献

- 石野和男・大谷英夫・坂巻明人・遠藤信治・那須清吾 (1991): 急潮流下海洋構造物周辺の先頭防止工内の浸透流特性, 海岸工学論文集, 第 38 巻, pp. 191-195.
- 牛島 省・清水隆夫 (1990): 乱流モデルを用いた温排水水中放流による海底洗掘の予測, 海岸工学論文集, 第 37 巻, pp. 389-393.
- 牛島 省・清水隆夫 (1997): 東通原子力発電所水中放流に伴う局所洗掘現象の評価と対策工法の提案, 電力中央研究所報告, 依頼報告, U 97506 (印刷中)。
- 香取完和・渡辺 晃・堀川清司 (1980): シート・フロー状態の底質移動に関する研究, 第 27 回海岸工学講演会論文集, pp. 202-206.
- 榊山 勉・清水隆夫・鹿島遼一・斉藤昭三・丸山康樹 (1984): 大型造波水路における砂運の形状特性と消滅限界, 第 31 回海岸工学講演会論文集, pp. 381-385.
- 榊山 勉・今井澄雄 (1996): 消波堰岸の越波に関する数値シミュレーション, 海岸工学論文集, 第 43 巻, pp. 696-700.
- 榊山 勉・香山真裕 (1997): 砕波をともなう消波堰岸への越波の数値計算, 海岸工学論文集, 第 44 巻, pp. 741-745.
- 清水隆夫・池野正明・氏家久芳・山内一晃 (1994): 放水口前面の洗掘対策 SPAC の設計法, 海岸工学論文集, 第 41 巻, pp. 556-560.
- 高橋重雄・鈴木高二朗・徳淵克正・下迫健一郎・簗 功企 (1996): 防波堰岸の吸い出し災害のメカニズムに関する水理模型実験, 海岸工学論文集, 第 43 巻, pp. 666-670.
- 田中 仁・首藤伸夫 (1982): 波・流れ共存場の抵抗則と境界の区分, 土木学会論文報告集, No. 342, pp. 10-25.
- 田中 仁・Aung Thu (1993): 全ての flow regime に適用可能な波・流れ共存場抵抗則, 土木学会論文集, No.467, II-23, pp. 93-102.
- Madson, O. S. and W. D. Grand (1976): Quantitative description of sediment transport, Proc. 15 th Coastal Engineering Conference, ASCE, pp. 1093-1112.