

潮汐貯水池を用いた河口堆積制御に関する研究

A Study on the Control of the Estuary Sedimentation
Using a Tidal Reservoir

澤井健二^{*}・沈建華^{**}

By Kenji SAWAI and Jian Hua SHEN

Estuary sedimentation sometimes reduces the capacities of drainage and navigation in a river. Recently, an idea of a tidal reservoir 'Marine Hollow' was proposed by Akai as a device of the control of estuary sedimentation. In this study, the effect of the nearshore reservoir for the control of the sedimentation in a tide dominated estuary is discussed through a numerical simulation based on a two dimensional bed variation model and some laboratory experiments. It is found that a tidal reservoir enhances tidal currents and scours the bed at least near the mouth of the reservoir.

Keywords: sediment control, estuary sedimentation, tidal current, marine hollow, tidal reservoir

1. まえがき

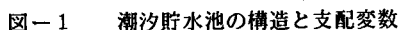
土砂流出の多い河川では、しばしば河口堆砂のために、河口閉塞による洪水疎通障害や航行障害がおきており、その防除対策として、莫大な量の浚渫や堤防のかさ上げが行われている。それには膨大な費用を要するとともに、堤防のかさ上げは、ある意味で危険度を増大させることにもなり、より適切な対策が待たれるところである。潮汐作用を利用して河口部の土砂をフラッシュさせようという考えは、古くからあったようであるが、最近、赤井¹⁾はこれを「海洋の空(ウツロ)の動」と呼び、黄河や長江の河口に適用することを提案している。

本研究は、これを土砂水理学的な観点から検討し、その効果や適用条件を明らかにしようとするものである。

「海洋のウツロ」とは、沿海部(海岸部や河川感潮域)における堤防等で囲まれた囲繞水域をさし、その静穏化作用を利用して水質の浄化や水域の有効利用、土地の造成等を図るとともに、水域に出入りする潮流の洗掘力を利用して、堆積制御を行おうとするものである²⁾。ここでは、それを「潮汐貯水池」と呼ぶことにする。

* 正会員 工博 京都大学助教授 防災研究所宇治川水理実験所
(〒612 京都市伏見区横大路下三栖)

** 学生員 京都大学大学院 工学研究科土木工学専攻



上流端給水量: Q_{in}	5.0 (l/sec)
上流端給砂量: Q_{bin}	1.9 (cm ³ /sec)
下流端平均水位: H_a	5.0 (cm)
下流端潮汐振幅: a	1.3 (cm)
下流端潮汐周期: T	60 (sec)
河床勾配: S_1	1/200
海底勾配: S_2	1/50
砂粒徑: d	0.175 (mm)
水路長: L_1	5.0 (m)
水路幅: B_1	0.3 (m)
海域長: L_2	5.0 (m)
海域幅: B_2	3.0 (m)
貯水池面積: A_r	1.5 × 5.0 (m ²)
接続水路幅: B_i	0.2 (m)
接続水路長: L_i	0 (m)
接続水路位置: L_3	0.5 (m)

このような潮汐貯水池を有する河口部の流れと堆砂過程を規定する要因としては、河道および河口地形、上流から流入する水と土砂、潮汐、波浪、風、塩分濃度ならびに貯水池や接続水路の形状など、多くのものが挙げられるが、ここでは、河川流と潮汐の卓越する河口を考え、波浪や風の影響は考えない。また、現段階では、塩分の影響すなわち密度流や微細土砂の凝集等の効果についても考慮しない。

河口部の堆砂過程のように、状態が急激に変化する場での現象を解析するには、厳密には3次元的な取扱が必要であるが、長期間に及ぶ現象を解析する場合には計算量が膨大になり、現象をかなり平均化して取り扱うことが必要となる。著者ら³⁾は、以前に流れの広がり幅を仮定した1次元モデルによる検討を行ったが、予測法として不完全であるだけでなく、精度的にも不十分であったので、ここでは、水深方向に平均化した2次元モデルで流れを記述し、掃流砂量式と連続式に基づいて河床位の時間変化を追跡する、いわゆる2次元河床変動解析法を適用する。

境界条件は、下流端（海側）で水位の時間変化、上流端で流量と流砂量の時間変化を既知量として与え、壁面では、それに直交する流速成分を0とおく。

底質の特性は、代表粒径と密度に集約させ、流砂量式としては、当面は、底面勾配の影響を考慮した掃流砂量公式を適用する。

—730—

状を計算するという手順をとる。なお、流れの初期条件としては、全領域で水位一定の静止状態を与える。

流れの計算の基礎式を示すと、次のようである。

$$\frac{\partial H}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}(hu) + \frac{\partial}{\partial y}(hv) = 0 \quad (1)$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} - fv + g \frac{\partial H}{\partial x} - K_a \frac{\kappa u \cdot h}{6} \left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \right) + \frac{gu\sqrt{u^2+v^2}}{hC^2} = 0 \quad (2)$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + fu + g \frac{\partial H}{\partial y} - K_a \frac{\kappa u \cdot h}{6} \left(\frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial y^2} \right) + \frac{gv\sqrt{u^2+v^2}}{hC^2} = 0 \quad (3)$$

$$V/u_* = 6.0 + 2.5 \ln(h/k_s) \quad (4)$$

ここに、 x, y :それぞれ流下方向および横断方向座標、 t :時間、 H :水位、 z :河床高、 $h=H-z$:水深、 u, v :それぞれ x, y 方向の流速成分、 $f=2\omega \sin \phi$ 、 ω :自転の角速度、 ϕ :緯度、 g :重力加速度、 K_a :水平渦動粘性係数比、 κ :カルマン常数、 u_* :摩擦速度、 $C=h^{1/6}/n$ 、 n :粗度係数、 $k_s=\alpha d$:相当粗度、 d :砂粒径、 $V=\sqrt{u^2+v^2}$ である。

一方、河床変動の計算の基礎式は以下のものである。

$$\frac{\partial z}{\partial t} + \frac{1}{1-\lambda} \left(\frac{\partial q_{Bx}}{\partial x} + \frac{\partial q_{By}}{\partial y} \right) = 0 \quad (5)$$

$$q_{Bx} = q_{Bs} \cos \beta - q_{Bn} \sin \beta \quad (6)$$

$$q_{By} = q_{Bs} \sin \beta + q_{Bn} \cos \beta \quad (7)$$

$$\tan \beta = v/u \quad (8)$$

$$\frac{q_{Bs}}{\sqrt{sgd^3}} = 17 \tau_{*o}^{3/2} \left(1 - \frac{\tau_{*o}}{\tau_*} \right) \left(1 - \frac{u_{*c}}{u_*} \right) \quad (9)$$

$$\frac{q_{Bn}}{q_{Bs}} = - \sqrt{\frac{\tau_{*o}}{\mu_s \mu_k \tau_*}} \frac{\partial z}{\partial n} \quad (10)$$

$$\frac{\partial z}{\partial n} = \frac{\partial z}{\partial x} \frac{\partial x}{\partial n} + \frac{\partial z}{\partial y} \frac{\partial y}{\partial n} = -\sin \beta \frac{\partial z}{\partial x} + \cos \beta \frac{\partial z}{\partial y} \quad (11)$$

$$\tau_* = u_*^2/(sgd) \quad (12)$$

$$\tau_{*o} = u_{*o}^2/(sgd) \quad (13)$$

$$\tau_{*c} = u_{*c}^2/(sgd) \quad (14)$$

$$V/u_{*o} = 6.0 + 2.5 \ln(h/(d(1+2\tau_*))) \quad (15)$$

ここに、 λ :空隙率、 q_{Bx}, q_{By} :それぞれ x および y 方向単位幅流砂量、 q_{Bs}, q_{Bn} :それぞれ流線方向およびそれに直交方向の単位幅流砂量、 β :流向角、 s :砂の水中比重、 μ_s :静摩擦係数、 μ_k :動摩擦係数、 τ_* :無次元掃流力、 τ_{*o} :無次元有効掃流力、 τ_{*c} :無次元限界掃流力、 u_{*o} :有効摩擦速度、 u_{*c} :限界摩擦速度である。

また貯水池との接続は、次の式で表す。

$$Q_r = KB_i h_i \sqrt{2g\Delta H} \quad (16)$$

$$dh_r/dt = Q_r/A_r \quad (17)$$

ここに、 Q_r :貯水池への出入流量、 K :流量係数、 B_i :接続水路の幅、 h_i :流入口での水深、 h_r :貯水池内の平均水深、 $\Delta H=h_i-h_r$ 、 A_r :貯水池の面積である。

現段階では、計算モデルの構築が主目的であることから、計算条件としては、現地問題との相似性は考慮せず、貯水池の効果が大きく現れてかつ実験による検証の可能なものとして、表-1のようなものを設定した。なお、諸係数の値は次のように与えた。 $K_a=30$; $\kappa=0.4$; $\alpha=10$; $n=0.015$; $\lambda=0.4$; $s=1.65$; $\mu_s=1.0$; $\mu_k=0.8$; $K=0.6$ 。また限界摩擦速度は岩垣式により与えた。

3. 解析結果

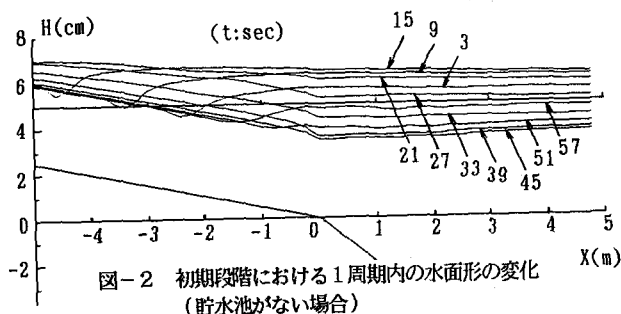


図-2 初期段階における1周期内の水面形の変化
(貯水池がない場合)

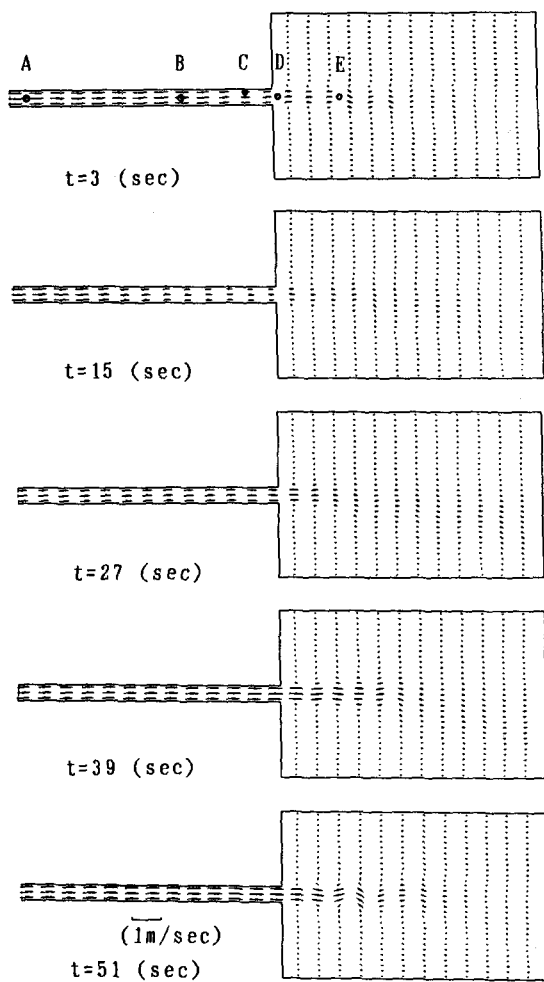


図-3 1周期内の流速ベクトル分布の時間変化
(貯水池がない場合)

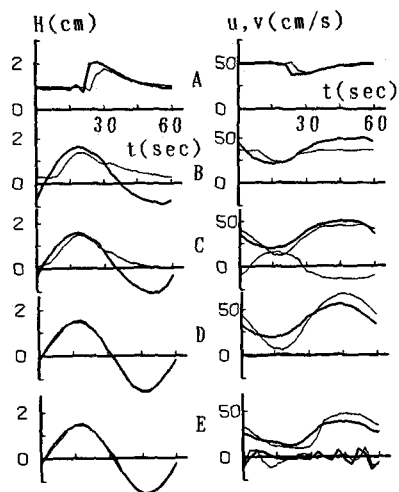


図-4 水位ならびに流速の時間変化
(太線: 貯水池がない場合、
細線: 貯水池がある場合)

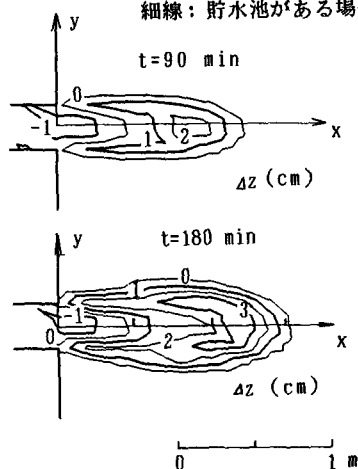


図-5 河床高変化量の等値線
(貯水池がない場合)

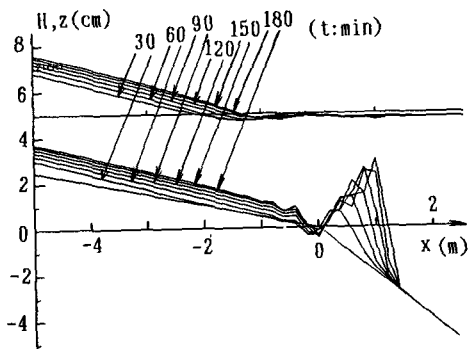


図-6 縦断水面および底面形状の時間変化
(貯水池がない場合)

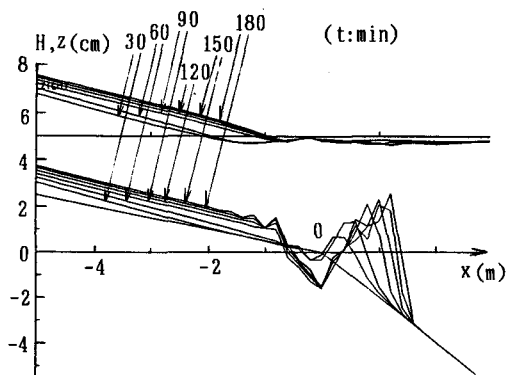
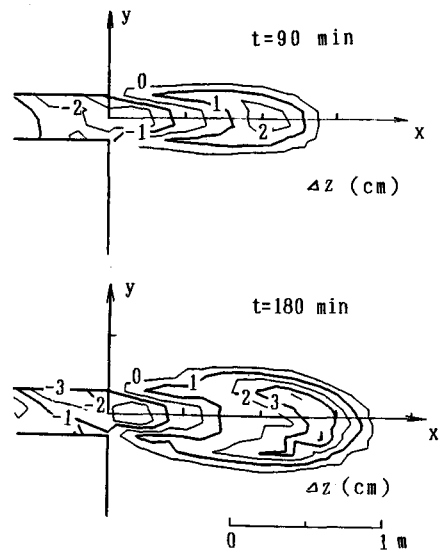
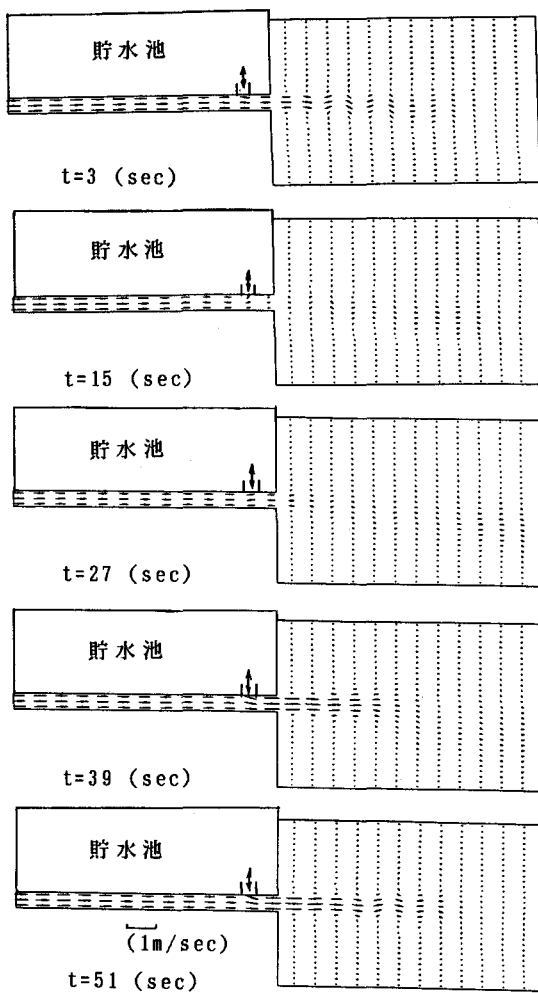
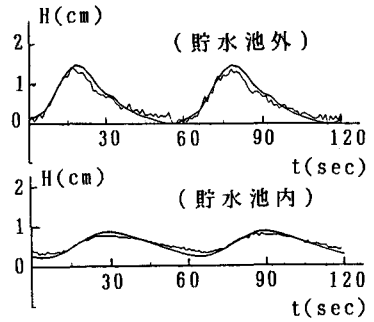
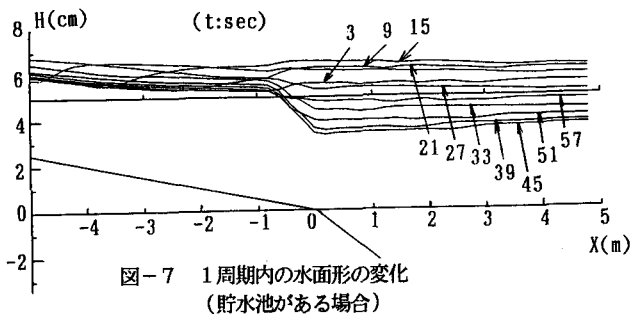


図-8 流速ベクトルの時間変化
(貯水池がある場合)

図-11 縦断水面および底面形状の時間変化
(貯水池がある場合)

3.1 潮汐貯水池がない場合の河口部の流れと堆砂

図-2は、貯水池がない場合の流れの特性を把握するために、初期河床のままで、固定床として潮汐を数周期与え、周期解が得られた段階で、 $y=0$ の中心線に沿う1周期内の水面形の変化を示したものである。下げ潮時には、水路部の水面形が全域で順勾配となっているが、上げ潮時には、下流部で逆勾配が生じ、水位の極小点が河口部から上流に向かって遡上する。

図-3は、1周期内の流速ベクトル分布の時間変化を示したものである。水路内においても潮位の時間変化に応じて流速が変化するものの、この条件下では、逆流が生じるまでには至っていない。河口部よりも海側では、順流域の幅がわずかに拡大するものの、噴流的な様相が強く、両側の水塊を連行しながら弱い循環流を形成している。

図-4は、水路の上流端、中央付近、貯水池接続部、河口部直下流および海域中央部における $y=0$ の線上（貯水池接続部では、 $y=10\text{cm}$ ）の点での水位ならびに流速の時間変化を示したものである。この図によれば、水路上流部では、順勾配から逆勾配への移行時に水位が一度わずかに上昇した後、わずかに下降し、次に急激に上昇した後、ゆるやかに下降していくという、上げ潮時と下げ潮時とで非対称な水位変化が生じていることがよくわかる。その特徴は下流へ行くに従って目だたなくなり、河口よりも下流では、ほぼ正弦波状に水位が変化している。一方、流速の u 成分は、水位変化とほぼ逆の位相で変化しているが、下流海域の中央付近で半周期成分が現れている。このような高周波成分は、横断方向の流速成分にも見られる。

図-5は、初期状態を基準にした河床高の変化量の等値線を示したものの、図-6は、 $y=0$ に沿う、位相0における縦断水面および底面形状の時間変化を示したものである。水路内では、初期に上流側に顕著な堆積が生じて勾配が大きくなり、その後はほぼ同一の勾配を保って河床全体が上昇している。その上昇速度は初期に大きく、時間とともに漸減しているが、3時間経過後でもなおかなりの速度で上昇し続けている。また、水路内では、河床の上昇に伴って水位もほぼ同量上昇している。河口の直近では、局所的に洗掘が生じているが、これは、図-2に見られた下げ潮時の低下背水のために生じたものであろう。河口部の下流側では、顕著なデルタが発達し、その前縁は上昇しながら前進している。

3.2 潮汐貯水池による潮流の増幅と河床洗掘

図-7は、貯水池を設けた場合の水面形の時間変化を示したものである。これを貯水池がない場合の図-2と比較すると、貯水池接続部よりも上流の水路内において、水位変化の範囲が狭くなるとともに、平均水位が上昇している。図-8は、貯水池を設けた場合の流速ベクトルの時間変化を示したものであるが、貯水池がない場合の図-3と比べると、貯水池接続部よりも上流側の水路内では、流速の変化範囲が狭くなる一方、下流側で変化範囲が大きくなっている。

先の図-4には、貯水池を設けた場合の各点における水位と流速の時間変化が合わせて示してあるが、貯水池を設けると、河口部よりも下流の海側では、若干水位変化が大きくなっていることがわかる。また、 v 成分流速の変化より、貯水池の接続部近傍では、潮位変化とほぼ同位相で、貯水池への流出入が生じていることがわかる。

図-9は、貯水池接続部近傍の水位と貯水池内の平均水位の時間変化を示したものであるが、貯水池内の水位変化は水路内よりもかなり小さく、また、大きな位相の遅れを伴っている。

図-10と図-11は、計算開始から1時間後に貯水池を設けた場合の河床高の変化量と $y=0$ に沿う位相0における縦断水面および河床形状を示したものである。貯水池がない場合に比べて、河口部での洗掘量がかなり大きく、デルタがより低い高さでより速く前方に形成されている。また、貯水池接続部から斜めに洗掘域が広がっているのも特徴的である。

4. 実験による検証

上記の解析モデルを検証するために、次のような実験を行った。実験装置は、以前に著者ら⁵⁾が定常水位のもとでの実験に用いたものに、上下の水槽間で水を循環させる潮汐発生機構と貯水池を付加したものである。潮位は、上槽下流端中央部の底面付近に設置した圧力計によって検出し、パーソナルコンピュータによって、所定の潮位と比較しながら下槽から上槽への汲み上げ量を調節する方式により、制御した。

図-12と図-13は、各点における水位変化の実測値をプロットして、計算値と比較したものである。計測された水位には、ある程度のゆらぎはあるものの、ほぼ両者は似通っている。先の図-9には、貯水池内外における水位変化の計測値を併せて示してあるが、計測値と計算値はよく対応している。図-14は、その計測値から、式(16)の妥当性を検討したもので、 $K=0.5$ 程度がよく当てはまるようである。図-15は、表面に紙片のトレーサーを流して上方からビデオ撮影し、流速の変化を読み取って、河口部直下流における流速の時間変化を示したもので、実験値は、計算値よりもやや振幅が小さくなっている。

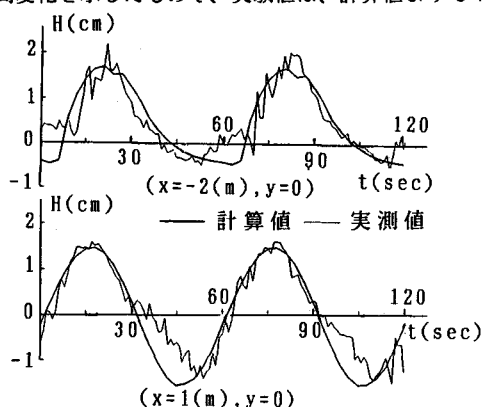


図-12 水位変化の実測値と計算値の比較
(貯水池がない場合)

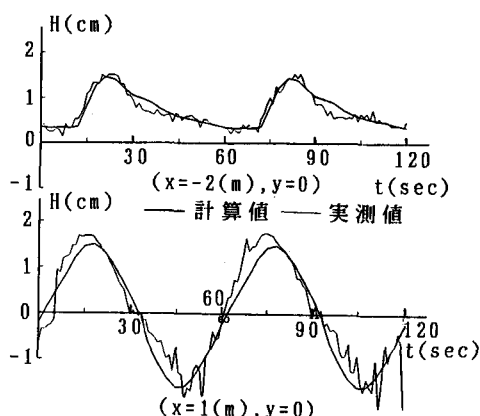


図-13 水位変化の実測値と計算値の比較
(貯水池がある場合)

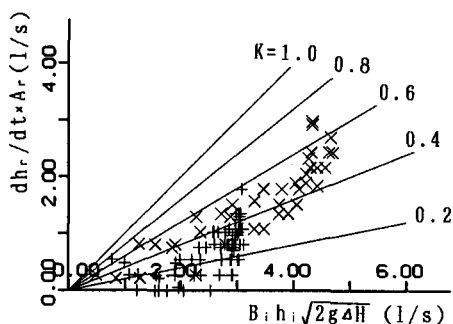


図-14 流量係数の検討

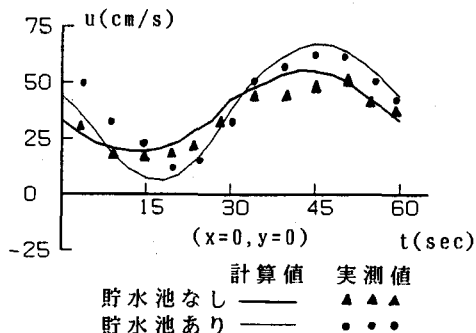


図-15 河口部直下流における流速の時間変化

図-16～図-19は、貯水池がない場合と1時間経過後に貯水池を設けた場合のそれぞれにおける河床形状を示したもので、いずれも河口部の下流に顕著なデルタが発達するが、水路内ではむしろ時間とともに河床が低下する傾向が見られる。特に、貯水池を設けた場合の接続部近傍の洗掘は顕著で、その深さは約10cmにも達している。また、貯水池を設けた場合には、それが無い場合に比べてデルタの幅が広がっている。これらの結果は先の数値シミュレーションの結果とはかなり異なっているが、これは、数値解析では掃流砂を想定しているのに対し、実験では流れの速い部分でかなり浮遊砂が存在しているからではないと思われる。

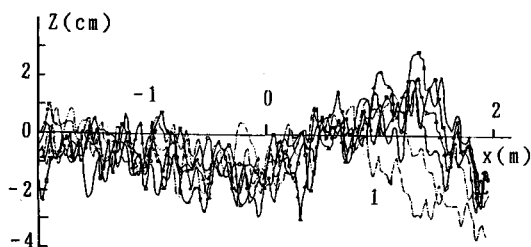


図-16 河床形状の時間変化（貯水池がない場合）

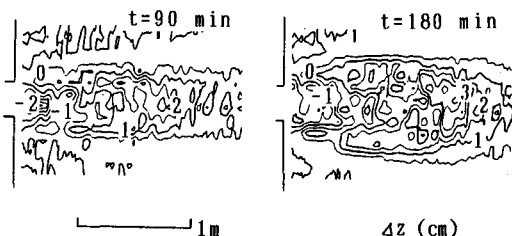


図-18 河床高の変化量（貯水池がない場合）

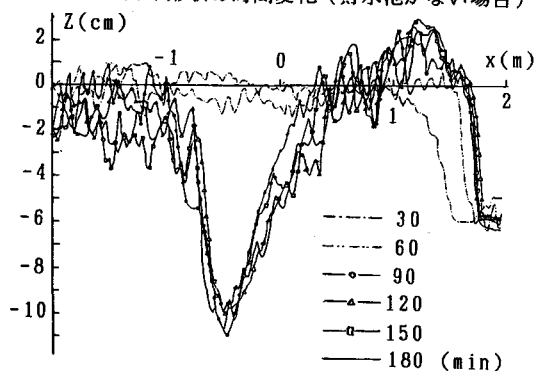


図-17 河床形状の時間変化（貯水池がある場合）

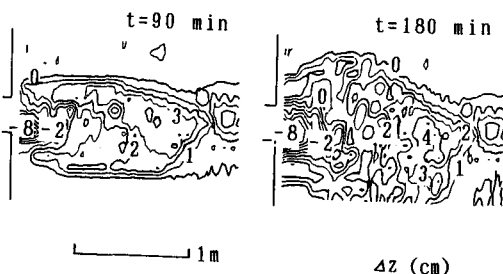


図-19 河床高の変化量（貯水池がある場合）

5. あとがき

以上、潮汐貯水池を用いた河口堆積制御について、数値解析を行うとともに、その適用性を実験によって検討した。その結果、流れの特性に関しては、かなりの確かな解析ができていますが、河床変動に関しては、改善する必要があることが認められた。しかしながら、定性的には、貯水池の設置によって、潮流が増強され、少なくとも局所的には河床を洗掘させ得ることがわかった。

今後、モデルの改良を図るとともに、さらに詳細な検討を行いたいと考えている。

なお、本研究を進めるに当たっては、文部省特定研究「水害に関連する水理現象の解析と計測制御のインテリジェント化に関する研究」（研究代表者：京都大学防災研究所高橋保教授）ならびに河川環境管理財団河川整備基金助成事業「海洋のウツロによる河口堆積制御に関する研究」（事業者：赤井一昭）の補助を受けた。また、芦田和男京都大学名誉教授からは、種々の助言をいただいた。記して謝意を表す。

参考文献

- 1) 赤井一昭・上田伸三・和田安彦・上嶋英機：「海洋の空」の「動」—遡上水路の構想—、第9回海洋工学シンポジウム、1989。
- 2) 澤井健二：中国海洋開発視察団および海洋の空に関するシンポジウムに参加して、月刊「開発」、1990、No.10、pp.42-50。
- 3) 芦田和男・澤井健二・沈建華：潮汐を利用した貯水池による河口堆砂制御に関する研究、平成4年度関西支部年次学術講演会講演概要、1992、pp.II-87-1-2。
- 4) 金子安雄・堀江毅・村上和男：AD I法による潮流汚染拡散の数値計算、港湾技術研究所報告、第14巻、第1号、1975。
- 5) 澤井健二・芦田和男・謝正倫：河口部における河川流出土砂による三角州の発達機構に関する研究、第32回水理講演会論文集、1988、pp.221-226。