

流域規模での洪水流出および土砂流出特性について

Runoff and Sediment Transport Characteristics on the Catchment Scale

清水康行

Yasuyuki SHIMIZU

北海道大学大学院 工学部研究科 教授

要 旨

洪水時の流域からの土砂流入や河道内の土砂移動のメカニズムを解明することは、河川構造物の維持管理や海域への影響などを把握する上で非常に重要である。昨年度は流域全体を細かな斜面や河道群に分けて、降雨から、降雨による土砂の斜面侵食、斜面に沿った土砂輸送、小河川からの河道への侵入、河床変動を伴う河道に沿った土砂輸送、氾濫による氾濫原や高水敷への堆積、再侵食と河道への戻し、海域への流出という機構を大雑把ではあるが、土砂輸送を一貫して定量的に計算する手法の検討を行った。

今年度は、昨年度までのモデルをより現実的なものへと改良するための基礎的研究として、流域・河道の土砂輸送上重要な要因のいくつかに焦点を絞り、それらの基礎的特性について検討を行う。本年度で報告を行う要素は、小規模河床形態と流砂量の関係について、中規模河床形態における水みちの形成要因とその挙動について、感潮域における土砂輸送と地形形成について、の3項目とする。これらの項目は流域の土砂輸送を考える上で、未解決の部分が多く含まれる領域であり、本年度の検討は基礎的なものであるが、今後の発展に期待される分野でもある。

《キ - ワ - ド：土砂流入；土砂移動；河床変動；小規模河床形態；中規模河床形態》

第 章 . 小規模河床形態における流砂量に関する研究

1 . はじめに

移動床流れでは、流れと流砂過程の相互作用によって様々な河床形態が現れる。このような河床形態の中でも、小規模河床形態に分類される砂堆 (Dune) は流れの抵抗に大きな影響を与え、同時に流砂量にも大きな影響を与えるということが知られている。この砂堆について理論的、実験的にも従来盛んに研究が行われてきた。近年では、数値計算によって小規模河床形態の再現計算が行われるようになり、中でもGiri & Shimizu¹⁾が行なった鉛直二次元流れの河床変動シミュレーションでは砂堆の形状を良好に再現している。

Giri & Shimizuの数値シミュレーションでは、鉛直二次元の流れに対して確率過程モデルで表される流砂量式を適用している。この計算では、流れと流砂量の相互作用の結果として現れる河床形状が再現され、また同時に、底面せん断力と砂粒のstep lengthを介して流砂量と河床変動の相互作用が表現されている。

本研究では、流砂量と河床形状に着目した実験を行い、砂堆河床における流砂量と河床形状について数値シミュレーションと実験結果との比較を試みた。

2 . 実験

(1) 実験方法

実験に用いた水路を図 -1に示す、水路はアクリル製で、水路長は10m、幅は10cmで、上流端には高さ5cm、長さ2mのアクリル製の固定床を築けている。下流端にも低下背水による洗屈と、水深及び流速の変化を防ぐために高さ5cm、長さ50cmのアクリル製の固定床と堰がある。



図 -1 実験水路

実験は河床勾配を0.002、粒径0.28mmの均一砂径とし、一定流量の下で行った。通水時の初期条件として、砂の河床高さが5cm厚になるようを水路一様に敷き詰めた。また、予備実験により、下流端の水面形が低下背水になると流砂量が多く出ることがわかった。そのため上流側の水深を維持するため、下流端の水深を堰で調節した。給砂量と給砂方法については、通水初期時は平均の河床高さが変化しないよう、なおかつ固定床と砂層の境界部に洗屈が生じないように十分に配慮し手動で行った。河床が平衡状態になったのを確認した後、流量と水深を測定した。平均の河床高さと同境界部の洗屈に配

慮しながら，給砂を行った．また，実験で生じる河床形態の変化を観察するため，いくつかのケースではデジタルカメラを用い1分間隔でインターバル撮影を行った．

流砂量の計測時間は1800秒とし，それぞれのケースで計測を3回行い，その3回の平均値を実験のデータとして用いた．

(2) 有効せん断力と流砂量について

本研究では実験の有意性を調べるために，有効せん断力を用いて掃流砂量式から求められる流砂量を検討することにした．

砂堆が形成された場合は，全抵抗に河床形態の形状抵抗が加わり，全抵抗が砂堆形成前に比べ増加することが知られている．土砂の移動に寄与するのは有効せん断力と考えられているため，表面抵抗と有効せん断力を分けて考える必要がある．また，砂堆の形成に伴い水深も上昇することがわかっている．岸・黒木²⁾によると砂堆が発生した場合の全抵抗 τ_* は以下のように表現される．

$$\tau_* = \tau_*' + \tau_*'' \dots\dots\dots (1)$$

ここで， τ_*' は有効せん断力， τ_*'' は形状抵抗である．また，全抵抗 τ_* と有効せん断力 τ_*' はそれぞれ次式で表すことができる．

$$\tau_* = \frac{hI}{R_s d}, \tau_*' = \frac{h'I}{R_s d} \dots\dots\dots (2, 3)$$

ここで， I は河床勾配， d は砂の粒径， R_s は砂の水中比重であり1.65を用いた． h および h' は，それぞれ全水深と有効せん断力に対応する水深である．

岸・黒木によると有効せん断力に対応する水深は次式で表される．

$$\bar{U} = \frac{q}{h} = \sqrt{gh'I} \left[6.0 + 5.75 \log_{10} \left(\frac{h'}{k_s} \right) \right] \dots\dots\dots (4)$$

ここで， \bar{U} は砂堆発生時の平均水深， q は単位幅流量， g は重力加速度， k_s は粗度高さで $k_s = m \times d$ と表され， m は粗度高さの係数であり本研究では一般的に用いられている2.5を用いた．

掃流砂量 q_B は次の式で表される．

$$q_B = q_{B*} \sqrt{R_s g d} \dots\dots\dots (5)$$

ここで， q_{B*} は無次元掃流砂量であり，理論公式である芦田・道上の掃流砂式と，実験式であるMeyer-Peter & Mullerの掃流砂式などにより求める．以下に芦田・道上の掃流砂式(7)とMeyer-Peter & Mullerの掃流砂式(8)を示す．

$$q_{B*} = K(\tau_*)^{3/2} \left(1 - \sqrt{\frac{\tau_{c*}}{\tau_*}} \right) \left(1 - \frac{\tau_{c*}}{\tau_*} \right) \dots\dots\dots (6)$$

$$q_{B*} = 8 \times (\tau_*)^{3/2} \left(1 - \frac{\tau_{c*}}{\tau_*} \right)^{3/2} \dots\dots\dots (7)$$

ここで， τ_{c*} は無次元限界せん断力であり，岩垣により提案されている実験式によって求めた．

この2つの掃流砂量式を用い，式(7)と式(8)のせん断力 τ_* に式(3)で求められる有効せん断力を代入し，流砂量を計算する．そして，実験値と比べることにより実験の有意性を調べた．

(3) 実験結果

今回の実験は、単位幅流量 $170\text{cm}^2/\text{s}$ から $320\text{cm}^2/\text{s}$ の範囲で行った。

図-2に実験値での有効せん断力と無次元掃流砂量の関係を示す。黒丸は流量 $300\text{cm}^2/\text{s}$ 程度以上の実験値、中抜き丸は $300\text{cm}^2/\text{s}$ 程度以下の実験値を表している。図-2には芦田・道上とMeyer-Peter & Mullerの掃流砂量式を図示した。この図から2つの掃流砂量式と実験値に比較的良好な一致が見られることが分かる。しかし、流量 $300\text{cm}^2/\text{s}$ 程度以上の無次元掃流砂量は、有効せん断力の増加はみられるが、公式の値よりも大幅に少ない値となっている。これは次節で検討するように側壁の影響ではないかと考えられる。

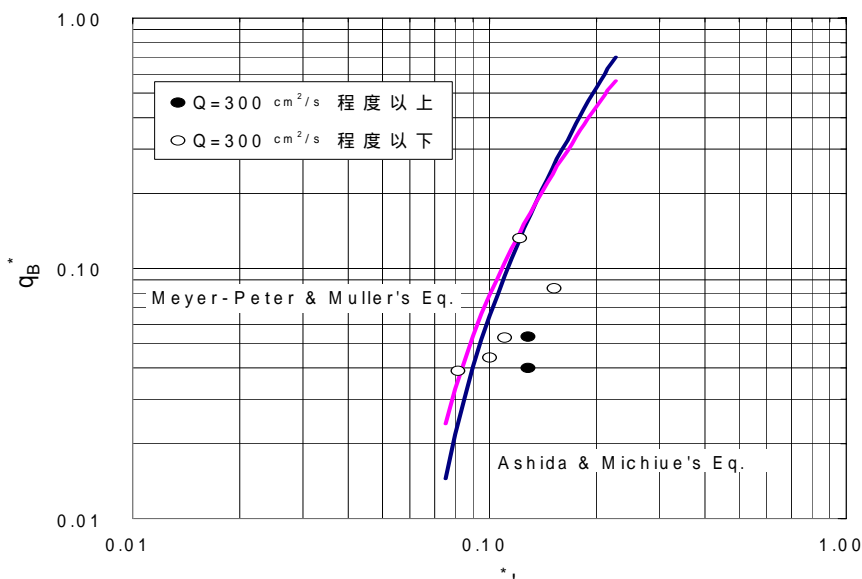


図-2 実験値と掃流砂式の比較

(4) 側壁の影響について

図-3では水深と流量の関係を示した。図-3から流量の増加とともに、水深が増加し、流量 $300\text{cm}^2/\text{s}$ 程度以上になると水深の変化量が大きくなることがわかる。図-4は河床の全抵抗と有効せん断力を示したものである。流量が $300\text{cm}^2/\text{s}$ 程度以上の全抵抗の増加分は大きく、有効せん断力はあまり増加していないことがわかる。このように全抵抗が急激に増加する要因として、流量 $300\text{cm}^2/\text{s}$ 程度以上では形状抵抗が急激に大きくなっている可能性が考えられる。しかし、実験で流量 $300\text{cm}^2/\text{s}$ 程度以上の河床形態と、流量が $300\text{cm}^2/\text{s}$ 程度以下の河床形態を見比べると、前者の方が波高も低く波長も長い、つまり河床形態は前者の方が平坦に近く、形状抵抗が急激に増加しているとは考えにくい。

このため、全抵抗が急激に増加するその他の要因として、側壁の影響が考えられる。流量と共に水深が上昇すると、側壁の粗度の影響が支配的となる。このとき全抵抗は急激に増加するため、有効せん断力は側壁の影響によって減少することになる。このため、図-2が示すように、流量の大きい範囲での実験値は掃流砂量式の示す値を大きく下回っていると考えられる。本実験の条件の下では、流量 $300\text{cm}^2/\text{s}$ 程度以上の実験値は有意性を失うと考えられる。

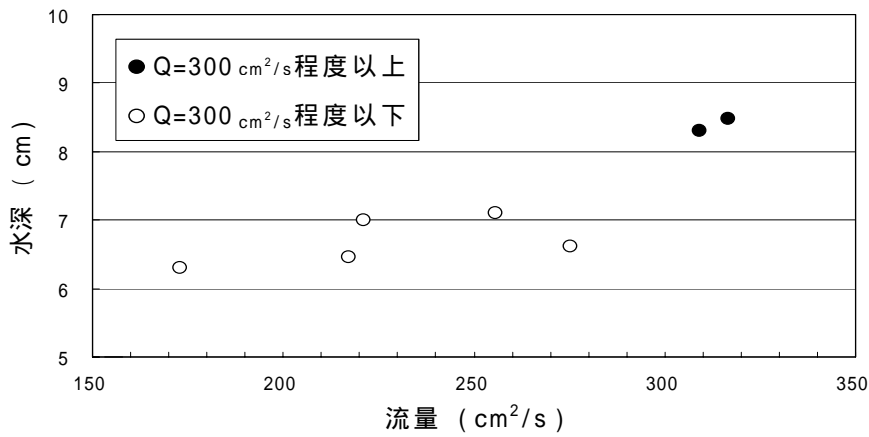


図 -3 流量と水深の関係

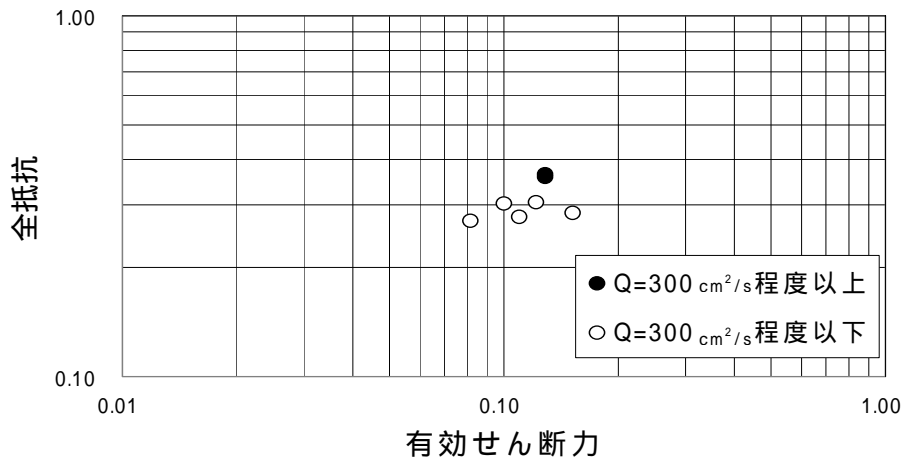


図 -4 河床の全抵抗と有効せん断力の関係

3. 数値計算との比較

(1) 数値計算の概要

Giri & Shimizuは鉛直2次元流れに次式で表されるような流砂モデルを適用した河床変動計算を行うことによって、砂堆形状の再現している。

$$q_B = q_{B*} \sqrt{R_S g d} d = \frac{A_3}{A_2} d \int_{-\infty}^x p_s(x') \int_{x-x'}^{\infty} f_s(s) ds dx' \dots\dots\dots (8)$$

$$\frac{\partial y_b}{\partial t} + \frac{1}{1-\lambda} \left[\frac{A_3}{A_2} (p_d - p_s) d \right] = 0 \dots\dots\dots (9)$$

ここで、上式は中川・辻本³⁾の確率過程モデル式を用いた河床の時間変化を表す式であり、 y_b は河床高さ、 λ は砂粒の空隙率、 A_2 、 A_3 は砂粒の2、3次元形状係数を表している。また、式中の p_s はpick-up rate (単位時間当たりの移動開始確率密度)、 p_d はdeposite rate (単位時間当たりの砂粒1個の占める面積当たりの砂粒落下個数)であり、以下の式で表される。

$$p_{s*} = p_s \sqrt{d/R_S g} = 0.03 \tau_* (1 - 0.035/\tau_*)^3 \dots\dots\dots (10)$$

$$p_d = \int_0^{\infty} p_s(x-s)f_s(s)ds \dots\dots\dots (11)$$

$$f_s(s) = \frac{1}{\Lambda} \exp\left(-\frac{s}{\Lambda}\right) \dots\dots\dots (12)$$

ここで、 Λ は平均のstep length、 $f_s(s)$ はstep lengthの確率密度関数である。

Giri & Shimizuの鉛直2次元流れの流砂モデルは浮遊砂も考慮されているが、本研究では掃流砂のみの条件で計算した結果を用いた。

(2) 数値計算値と実験値

ここでは側壁の影響が小さく、数値計算との比較に有意性があると考えられる流量221.05cm²/s時の数値計算と実験値について比較、検討を行った。数値計算ではstep lengthによる河床形状および流砂量の違いを検討するために、step lengthが砂の粒径の20倍と50倍の2ケースについて計算を行なった。

表 -1に、数値計算と実験値の平均水深と無次元掃流砂量、有効せん断力について示す。それぞれの値は計算を開始してから5400秒から7200秒（1800秒間）の平均値である。

表 -1 数値計算の値と実験値

	平均水深 (cm)	無次元掃流砂量	有効せん断力
20d	5.87	0.02447	0.1317
50d	5.63	0.07112	0.1402
実験値	7.00	0.04420	0.1004

図 -5はstep lengthが20dと50dの場合の、計算を開始してから7200秒後の河床形態を表している。砂堆の波長についてみるとstep lengthが20dの時、波長は約18cmであり、step lengthが50dの時は、約24cmである。これより、step lengthが50dの場合の波長は20dの場合に比べ長いことがわかる。

図 -6は通水してから120分後の河床形状を表している。図より実験で現れた砂堆の波長は約25cmであることがわかる。

図 -5, 6より数値計算と実験の河床形状を比べると、step lengthが50dの時と実験値はほぼ一致している

図 -7はstep lengthが20dと50dの場合の、水深と無次元掃流砂量の時間的变化を示している。この図から計算開始直後は、無次元掃流砂量が大きい値を示しており、水深が増加すると無次元掃流砂量が減少していることがわかる。

図 -8は掃流砂量式と数値計算値、実験値を比較したものである。河床形状がほぼ一致した結果を示している。step lengthが50dの数値計算の結果を実験値と比べると、数値計算の方が有効せん断力および無次元流砂量は大きい値を示している。実験値は多少とも側壁の影響を受けていることや計算に用いたstep lengthの不確定さなどを考慮すると、ある程度は一致していると考えられる。

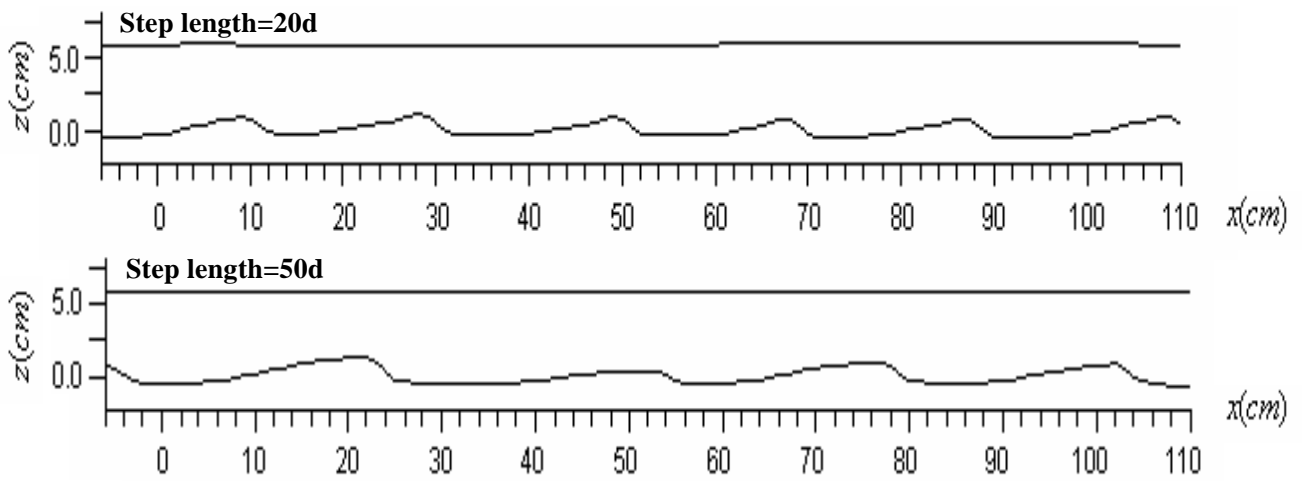


図 -5 数値計算の河床波の波長



図 -6 通水開始から120分後

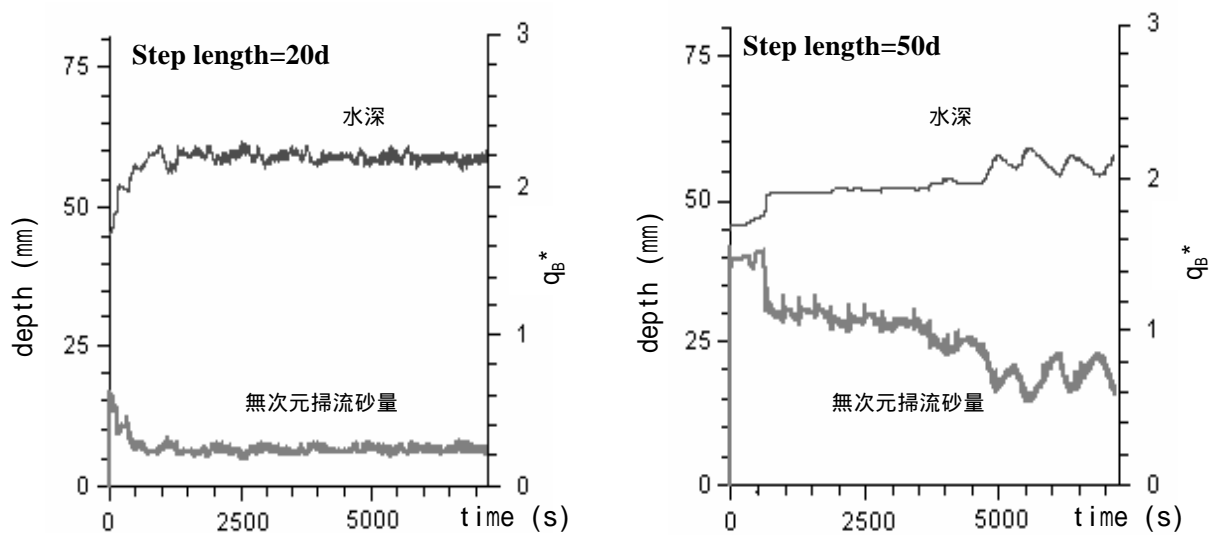


図 -7 水深と無次元掃流砂量の時間変化

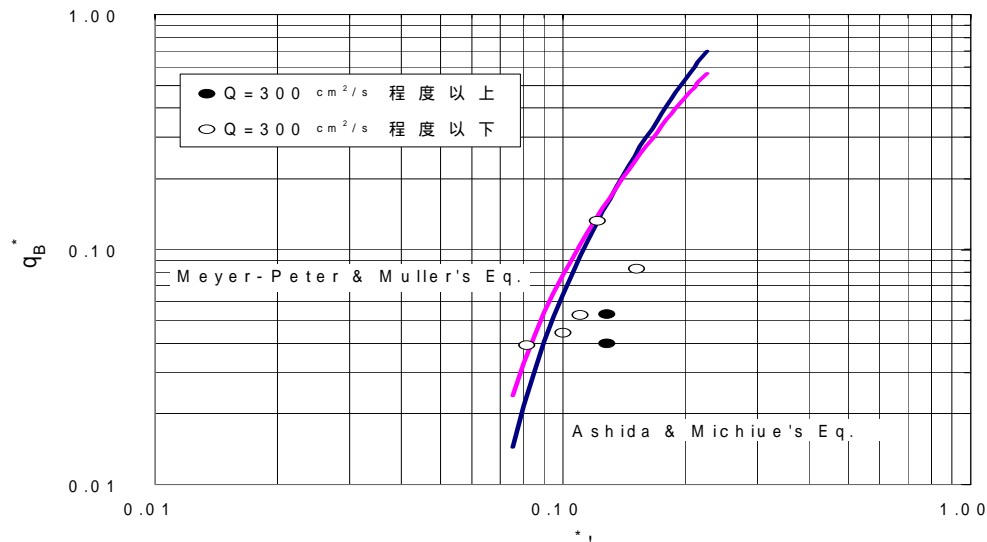


図 -8 掃流砂式と数値計算値，実験値の比較

4. おわりに

本研究では，河床形状と掃流砂について実験を行い，Giri & Shimizuの数値シミュレーションとの比較を行った．数値計算においてstep lengthが50dのときに，本実験での河床形状を良好に再現することがわかった．このときの流砂量について比較したところ，数値計算によって求められた流砂量のほうが実験値よりも大きな値を示す結果となった．実験値が多少とも側壁の影響を受けていることや数値計算に用いられているstep lengthの不確定さなどによって両者に差が生じていると考えられる．本研究では，側壁の影響など実験条件の制約から1ケースのみの比較しか行っていないが，今後様々な実験条件の下で比較，検討を行なう必要がある．

参考文献

- 1) S. Giri and Y. Shimizu: Numerical Computation of Sand Dune Migration with Free Surface Flow, Water Resources Research, Vol.42, w10422, doi:10.1029/2005WR004588, 2006.
- 2) 岸 力・黒木幹男：移動床における河床形状と流体抵抗（ ），北海道大学工学部研究報告，1972.
- 3) 中川博次・辻本哲郎：砂礫の運動に伴う移動床砂面の擾乱発生過程，土木学会論文報告集，第291号，pp.53-62.

第 章 . 中規模河床形態における水みちの形成要因とその挙動に関する研究

1 . はじめに

中規模河床形態の形状特性や、それが要因となる河川の蛇行などに関して、これまで多くの研究が行われてきた。しかし、実河川では流量の複雑な変化により砂州が形成され、水みちが形成されていく。そのような地形の変遷を調べた実験例は少なく、まだ把握されていない現象は多い。

洪水時の砂州の変化については、洪水ハイドロを想定した条件で渡邊ら¹⁾、三輪ら²⁾が実験的に、またTubinoら³⁾、渡邊ら⁴⁾が理論解析を用いてそれぞれ検討しており、洪水中に砂州が履歴効果を伴って変化することを指摘している。さらに、長期的時間スパンの流量変化による河床の変化は、上流からの土砂供給の変化の視点で三輪ら⁵⁾が、自己形成流路という立場から竹林ら⁶⁾が、砂州と平水時流量との関係から寺本ら⁷⁾がそれぞれ実験あるいは数値計算を用いて検討を行い、条件によって様々な変形過程をとることを示している。

本研究では大流量時に形成された中規模河床形態がその後の小流量時にどのような変化過程を示して蛇行流路に至るかに着目し、水理実験を行った。

2 . 実験条件

出水時に形成された中規模河床形態がその形成流量 Q_a よりも小規模な流量 Q_b 時にどのように変形するかを把握する目的で、大流量通水後に小流量を通水した。

平坦河床から洪水時に形成される河床波を想定した初期河床形状を形成させるために用いた流量 Q_a は、複列砂州が形成され単列砂州へ移行するものを用いた。そのうちCase1は通水時間が長く初期に形成された複列砂州が単列砂州へ移行したことを確認した後に流量を減少させたもの、Case2は複列砂州が形成されてすぐに流量を減少させたものの2種類である(表 -1, 図 -1)。小規模出水時を想定した流量 Q_b は、実河川の洪水時流量と平常時流量における掃流力を参考にし、水路幅0.9mとした場合に限界掃流力以下となる流量とした。なお、 Q_a の通水時間を T_a 、 Q_b の通水時間を T_b とする。

表 -1 実験条件

実験名	初期流路幅 B_a (m)	Q_a 大流量			Q_b 小流量		
		Q_a (l/sec)	τ^*	T_a 通水時間(min)	Q_b (l/sec)	τ^*	T_b 通水時間(min)
Case1	0.9	5.3	0.137	360	0.5	0.033	120
Case2	0.9	5.3	0.137	20	0.5	0.033	120
Case3	0.3				0.5	0.069	50

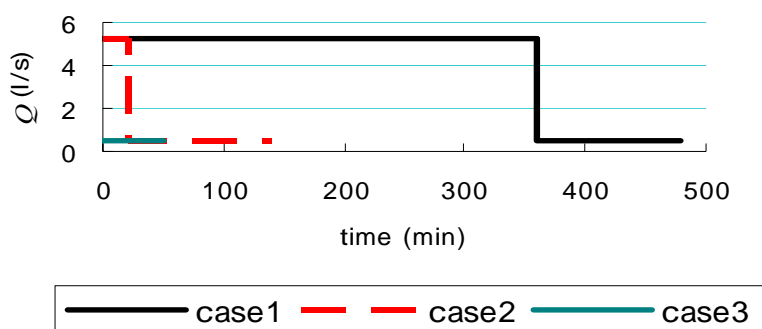


図 -1 流量ハイドログラフ

実験に用いた水路は長さ50m，幅0.9mの直線水路である．水路の側壁には河岸にも粗度をもたせるため粒度60のサンドペーパーを貼付した．水みちによる蛇行流路形成には，河床材料の細粒成分が重要な働きをすると考え，河床は4号珪砂（ $d=0.764\text{mm}$ ），7号珪砂（ $d=0.154\text{mm}$ ）をそれぞれ6：1の割合で混合し，平均粒径0.66mmのものをを用いた．勾配は1/80になるように敷均して初期河床とし，水路の上下流端には初期河床高と同じ高さの固定堰を設けている．また，実験中の下端の固定堰を落下する掃流砂を計測し同量の砂を給砂している．通水中は10～30分毎に水路の上から写真観測（観測区間は水路下流端の15m上流から26m）を，30分毎に水面上から河床波の波長，波高，水位について観測を行った．

所定の時間（ $T_a + T_b$ ）を通水後，水路下流端の10.5m上流から26.25m上流までの縦断距離で約15mの区間について縦断方向15cm，横断方向5mm間隔で河床を測定した．ここで砂州形成流量時の水理量について a ，水みち形成時の水理量について b をそれぞれ添字としている．測定された河床における水面及び流れの状況を把握するため，セメント粉を河床にふりかけ固定させた後，再度通水して水面及び流況を測定し，レーザー砂面計を用いて河床を測定した．また，今回Case1，Case2との比較のため初期通水幅を0.3mとした小流量自由蛇行実験（Case3）も行った．Case1，Case2ともに小流量時の水面幅はおよそ0.15m～0.4mで，平均は0.3m程度であった．よってCase3では，初期流路幅を0.3mに設定した．

3．実験結果

（1）砂州の形状変化

a) Case1

Case1の砂州の変化を写真で撮影したものが図 -2である．黄色い線で示したものが砂州の前縁を表したものである．大流量 Q_a を20分通水する頃には複列砂州が形成され，その後1時間を越えたあたりから単列砂州へとモード移行が見られた．単列砂州に移行してからは30分から1時間周期で砂州の先端が前進と停止を繰り返していた．それに伴い波長と波高も変化し，波長が長くなる（9m）時には波高は低く（1.1cm）なり，波長が短くなる（6m）時には波高は高く（1.9cm）なった．6時間経過後には十分に単列砂州に移行したと判断し流量を減少させた．この時の状態は波長と波高が周期的な変化に対して平均値となる状態である．流量を低下させ Q_b を通水した直後は河床全体に広がるように流れていたが，1時間を経過するころから水みちが形成され始め最終的に図 -3のカウンター図で示すような一本の蛇行する水みちが見られた．

b) Case2

大流量を約20分程通水させると図 -2のような複列砂州が形成された．砂州の波長は2.75m，波高は1cmである．その後流量を減少させ観測を続けた．流量を低下した直後は砂州によって形成された河床の低みに水みちが集中していた．その中には砂州の前縁に沿うものもあれば，壁沿いに形成された砂州の先端を流れる水みちも見られた．1時間程度経過すると細かい粒径の河床砂が掃流され水みちが二つに集約していった．流量を低下してから2時間がたつころには図 -4で示す河床が形成された．水みちの中に砂州が形成され流路が分断され網状化する箇所も見られ，流路が一本化されることはなかった．

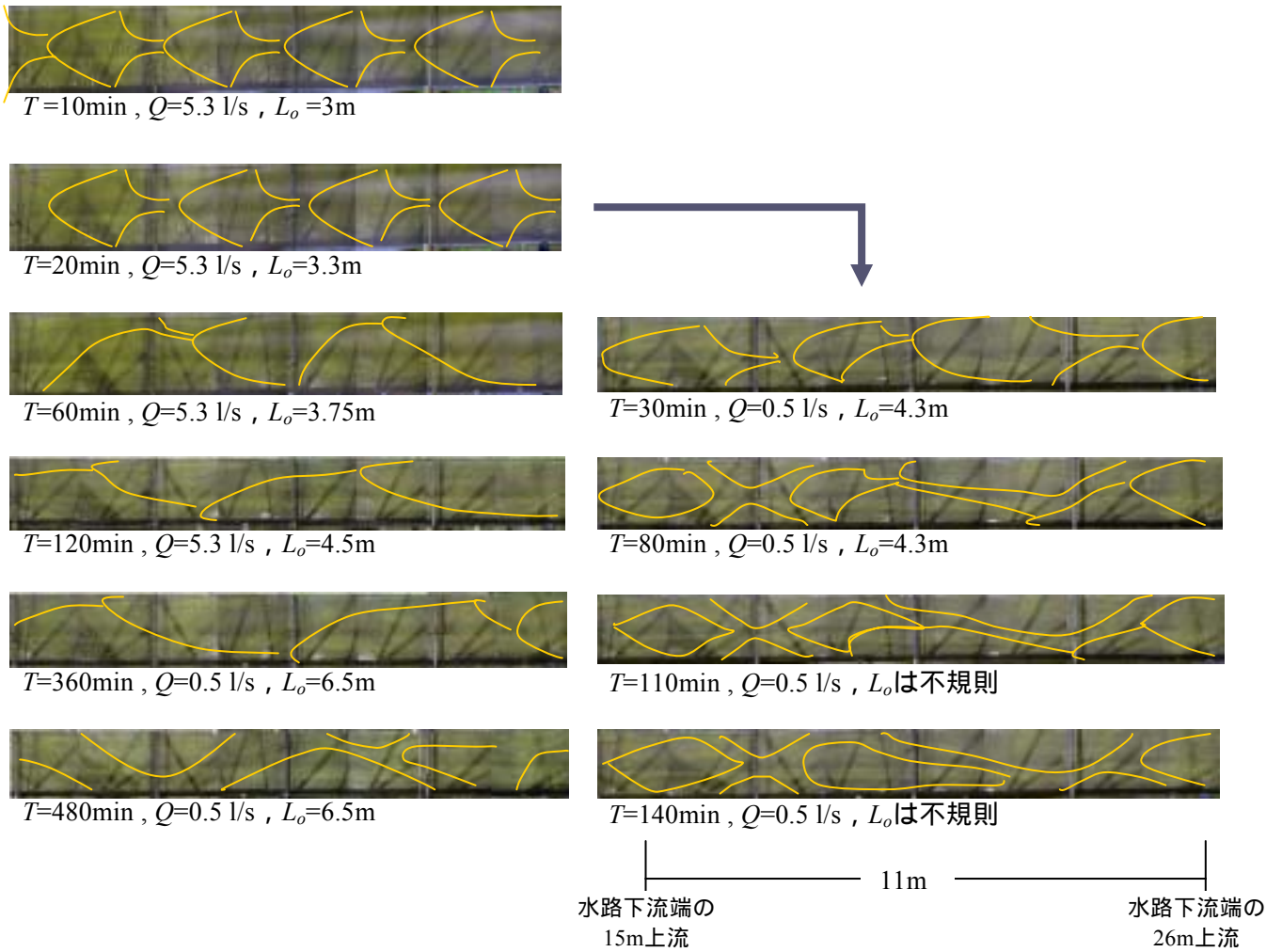


図 -2 砂州の形状変化 (左: case1 右: case2)

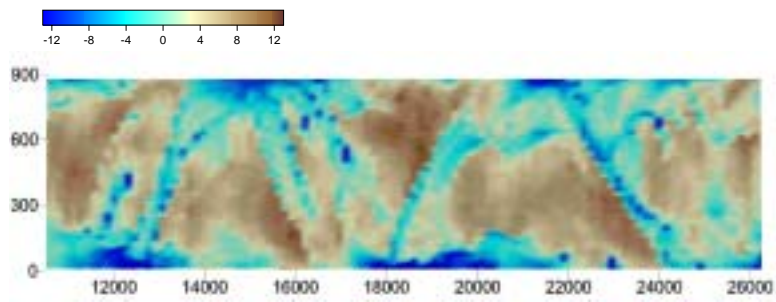


図 -3 砂州のコンター図 (case1, 480min, 単位mm)

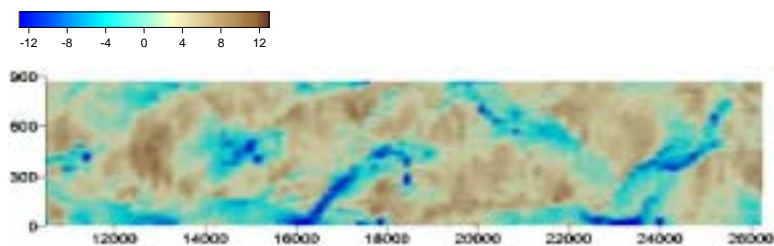


図 -4 砂州のコンター図 (case2, 140min, 単位mm)



図 -5 河床固定後の斜め写真（左：Case1 右：Case2）

c) Case3

今回Case1, Case2と比較するために小流量における自由蛇行実験も行った．結果は図 -6の写真である．砂州形成条件としては複列と単列の間の条件である．通水開始から30分程で単列砂州が形成され，単列砂州が形成されると深掘れ箇所の側壁が削られ始め50分がたつ頃には図 -6右のような蛇行流路へ変化していった．

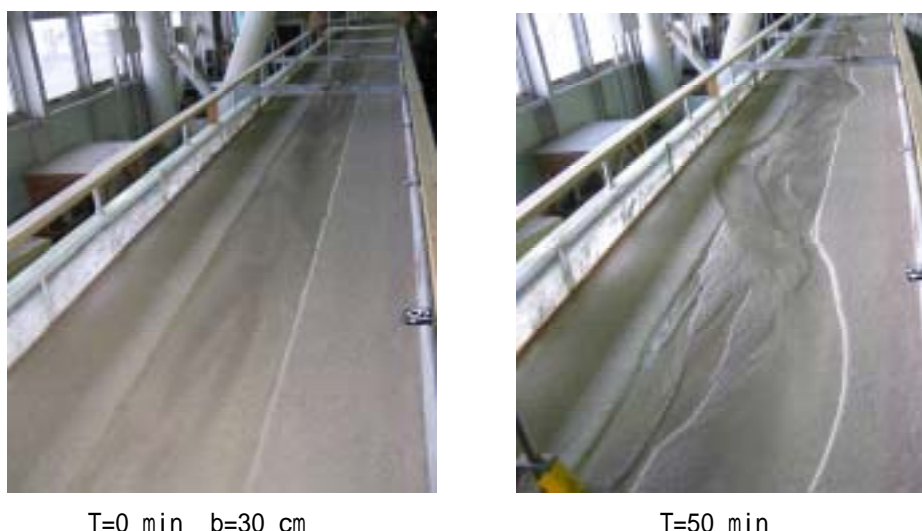


図 -6 小流量自由蛇行実験 Case3

(2) 水みちの形成過程

Case1, Case2において実験時の観測結果から水みちに発達すると考えられる箇所は図 -7に示すように主に二つあった．一つは砂州の前縁に沿った低みに従い蛇行し流下するもの（青線），もう一つは側壁に沿ってまっすぐ流下するもの（黄線）である．形成された砂州をそれぞれ比較したところ，これらが水みちの形成へ至るか否かの要因は，砂州波高，砂州波長，砂州の形状などで決定される河床の縦横断方向の局所勾配が関係していると考えられる．実験では波長が長く，波高が高い箇所において横断方向の流れが卓越した．すなわち，横断方向への流れが卓越することにより蛇行した水みちが形成された．

また，水みちは下流側から砂州による深掘れ箇所を起点に斜め上流方向にヘッドカット状に掘られて形成される．特にCase1の時には砂州波高が高いためその落差から顕著に現された．その時混合粒

径の細粒成分が活発に流砂し、水みちは深く発達した。時間により浸食のスピードには大きな差があるが侵食が進むときには約10秒に1cmの割合で進み、水みちが発達していった。また水みちの中には局所洗掘が発生するところもあり水みちの挙動に大きく影響を与えていた。

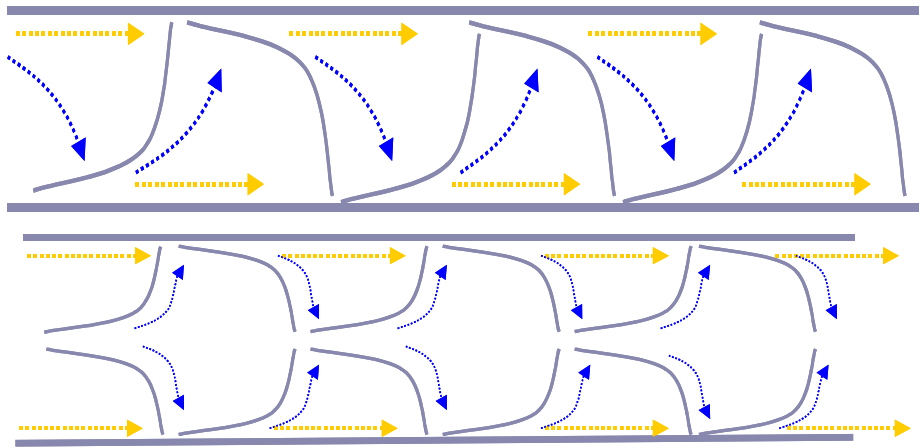


図 -7 流量減少後に考えられる水みち（上：単列時，下：複列時）

（3）蛇行波長値との比較

実験で得られたデータを表 -2に示した。また、交互砂州の線形安定性理論や河道の蛇行の発達に関する線形理論から求めた流路内に形成される単列交互砂州の波長と実験値との比較を表 -3に示した。

表 -2 実験結果

	ケース名	Q_a (l/s)	T_a (min)	Q_b (l/s)	T_b (min)	B_a (m)	B_b (m)	h_a (cm)	h_b (cm)	I	d (mm)	Z (cm)	実験値 L_o (m)
実験値	Case1	5.3	360	0.5	120	0.9	0.3	1.2	0.6	1/80	0.66	1.97	6.5
	Case2	5.3	20	0.5	120	0.9	0.4	1.2	0.5	1/80	0.66	1.65	不規則
	Case3			0.5	50	0.3	0.4	0.6	0.5	1/80	0.66	1.1	2.3

表 -3 実験結果の水理量からの砂州波長計算値と実験値の比較

	実験値 L_o (m)	L_{ca} (m)	L_{cb} (m)	L_{ea} (m)	L_{eb} (m)
Case1	6.5	6.652	2.23	9	3
Case2	不規則	6.652	2.39	9	4
Case3	2.3	-	2.39	-	4

ここで、 I は勾配、 d は粒径、 Z は砂州波高、 L_o は砂州の実測波長で、 L_c は式(1)⁸⁾を L_e は式(2)⁹⁾を用いて計算したものである。

$$L_c = 5 \sqrt{\frac{Bh}{C_f}} = \frac{5Q}{h\sqrt{Bgl}} \dots\dots\dots (1)$$

$$C_f = \frac{ghI}{v^2} \dots\dots\dots (2)$$

$$L_e = 5 \sim 15B (\approx 10B) \dots\dots\dots (3)$$

式(1)において Q 、 h 、 B 、 I は実験結果の水理量を用いた。なお C_f は摩擦係数である。

計算結果と実験結果を比較するとCase1の場合，式(1)による水みち形成時流量の計算値 $L_{c b}$ と実験結果 L_o には大きな差ができ，砂州形成時流量の計算値 $L_{c a}$ とほぼ一致した．また，実河川で用いられている波長関係式，式(2)の計算値 $L_{e b}$ と比較したが，実験値 L_o が計算値 $L_{e b}$ よりも2.1倍ほど大きな値を示した．これらの結果から分かるように大流量時にできた砂州の影響が水みちに大きく影響していると言える．

Case2では，水みちが複数に分かれてしまい規則的な波長を観測できなかった．

Case3では，実験値 L_o と計算値 $L_{c b}$ がほぼ同様な値を示し，式(1)の関係式は今回の実験においても適合している．計算値 L_e においては若干数値に差があるが，実河川で用いられている簡略化した式であるため，許容できる範囲といえる．

また，今回の実験では，平坦床から小流量で通水したと仮定した時に想定される蛇行波長よりも，砂州形成後に小流量を通水した蛇行波長は3倍程度大きな値であった．

4．結論

今回，大流量時に形成された砂州が，その後の小流量時にどのような形成過程で水みちとなり，またどのような挙動を示すかを検討するために水理実験を行った．その結果を以下に示す．

(a)砂州の形状によって，砂州の前縁に沿った低みに従い蛇行するものとそうでないものがある．

(b)実験値と計算値を比較することで，大流量で形成された地形の持つ砂州波長によって，小流量の時に形成される水みちの蛇行波長が決定される．

参考文献

- 1) 渡邊康玄・M. Tubino・G. Zolezzi：非定常流における交互砂州の安定解析，土木学会第56回年次学術講演概要集第二部，pp.172-173，2001.
- 2) 三輪浩・池田香織・谷和憲：正弦波状流量変化による交互砂州の発達・変形過程，土木学会第55回年次学術講演会講演概要集第二部，pp.540-541，2000.
- 3) M. Tubino and G. Zolezzi: Growth of Alternative Bars in Unsteadily Flow, Water Resources Research, Vol27, No1, pp.37-52, 1991.
- 4) 渡邊康玄・佐藤耕治・大山史晃：非定常流の下での砂州形成実験，土木学会水工学論文集，第46巻，pp.725-730，2002.
- 5) 三輪浩・大同淳之・横川純：交互砂州における水みちの形成過程に及ぼす土砂供給と砂礫の分級の影響，土木学会水工学論文集第49巻，pp.949-954，2005.
- 6) 竹林洋史・江頭進治：自己形成流路の形成過程と形成水理条件，土木学会論文集，Vol.677，pp.75-86，2001.
- 7) 寺本敦子・辻本哲郎：砂州形状の特性と平水時の流路構造，土木学会水工学論文集第50巻，pp.961-966，2006.
- 8) 池田駿介：詳述水理学，技報堂出版，pp.392-403，1999.
- 9) 末次忠司：河川の減災マニュアル，山海堂，pp.8，2004.

第 章. 感潮域における地形形成シミュレーション

1. はじめに

地球上には様々な地形が存在するが、感潮域における複雑な平面形状を有する水路も、その1つである。このような水路は世界中に存在し、イタリアのベニスラグーン(図 -1)やオランダのトゥエンテ(図 -2)のものが有名である。一方、このような水路は我が国にも存在し、例えば北海道に存在する野付半島湿原(図 -3)のように、植生の繁茂によって美しい景観を創出している。しかしながら、このような水路は長い年月をかけて形成されたものであるため、どのように形成されたかが未だ解明されておらず、自然保護の観点からも、その形成過程を明らかにすることは非常に重要な課題である。

図 -3を見ても分かるように、これらの水路は上流からの陸水によって形成された河川ではない。一般に、このような水路は潮位変動の影響で形成されたといわれており、近年ではD'Alpaosら¹⁾の比較的簡易なモデルによる再現計算や、Tambroni & Seminara²⁾によるベニスラグーンにおける土砂輸送解析等が行われているが、物理的な土砂輸送モデルを用いて水路自体を再現した例は少ない。本研究では、このような潮位変動によって形成された水路(以降「タイダルクリーク」と呼ぶ)の形成過程を明らかにするために、既存の比較的簡易な2次元河床変動計算モデルを用いて、潮位変動の影響による水路形成のシミュレーションを行った。



図 -1 イタリア・ベニス (Google Mapより)



図 -2 オランダ・トゥエンテ (Google Mapより)



図 -3 野付半島湿原³⁾

(1) 数値計算モデルの概要

a) 流れの計算モデル

本研究では、流れの計算モデルとして2次元浅水流方程式を用いた。連続の式を式(1)に、 x, y 方向の運動方程式を式(2)、式(3)に、それぞれ示す。

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial(uh)}{\partial x} + \frac{\partial(vh)}{\partial y} = 0 \dots\dots\dots(1)$$

$$\frac{\partial(uh)}{\partial t} + \frac{\partial(u^2h)}{\partial x} + \frac{\partial(uvh)}{\partial y} = -gh \frac{\partial H}{\partial x} - \frac{\tau_x}{\rho} + \frac{\partial}{\partial x} \left[v_t \frac{\partial(uh)}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[v_t \frac{\partial(uh)}{\partial y} \right] \dots\dots\dots(2)$$

$$\frac{\partial(vh)}{\partial t} + \frac{\partial(uvh)}{\partial x} + \frac{\partial(v^2h)}{\partial y} = -gh \frac{\partial H}{\partial y} - \frac{\tau_y}{\rho} + \frac{\partial}{\partial x} \left[v_t \frac{\partial(vh)}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[v_t \frac{\partial(vh)}{\partial y} \right] \dots\dots\dots(3)$$

ここで、 x, y ：それぞれ互いに直行する平面状の座標、 t ：時間、 u, v ： x, y 方向の水深平均流速、 ρ ：水の密度、 h ：水深、 H ：水位、 g ：重力加速度、 v_t ：水深平均に関する渦動粘性係数である。また、渦動粘性係数は式(4)によって求める。

$$V_t = \frac{K}{6} U^* h = 0 \dots\dots\dots(4)$$

なお、 τ_x, τ_y は、それぞれ x, y 方向の河床せん断力を表し、式(5)、式(6)によって算出する。

$$\tau_x = \frac{\rho g n^2 u \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{\frac{1}{3}}} \dots\dots\dots(5)$$

$$\tau_y = \frac{\rho g n^2 v \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{\frac{1}{3}}} \dots\dots\dots(6)$$

ここで、 g ：重力加速度(9.8)、 n ：マンシングの粗度係数である。

b) 土砂輸送計算モデル

本研究では、掃流砂と浮遊砂を考慮した土砂輸送モデルを用いた土砂輸送計算モデルを用いた。式(7)に全流砂連続式を示す。

$$\frac{\partial z}{\partial t} + \frac{1}{1-\lambda} \left(\frac{\partial q_{bx}}{\partial x} + \frac{\partial q_{by}}{\partial y} + q_{su} - w_f c_b \right) = \alpha \left(\frac{\partial^2 z}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 z}{\partial y^2} \right) \dots\dots\dots (7)$$

ここで、 z ：河床高、 λ ：空隙率、 q_{bx}, q_{by} ：それぞれ x, y 方向の単位幅掃流砂量、 q_{su} ：河床からの土砂浮上量、 w_f ：土砂の沈降速度、 c_b ：基準点浮遊砂濃度である。また、 λ は若干の試行計算の結果0.00001とした。

掃流砂量の算出には、式(8)の芦田・道上の式⁴⁾を用いる。

$$q_b = 17\tau_*^{3/2} \left(1 - \frac{\tau_{*c}}{\tau_*} \right) \left(1 - \frac{u_{*c}}{u_*} \right) \sqrt{sgd} \dots\dots\dots (8)$$

ここで、 τ_{*c} ：無次元限界掃流力、 τ_* ：無次元掃流力、 u_{*c} ：限界摩擦速度、 u_* ：摩擦速度、 s ：砂の水中比重(1.65)、 g ：重力加速度、 d ：河床材料粒径をそれぞれ表す。また、基準点浮遊砂濃度は式(9)より算出する。

$$c_b = \frac{\langle c \rangle \beta}{[1 - \exp(-\beta)]} \dots\dots\dots (9)$$

ここで、 $\langle c \rangle$ ：水深方向平均浮遊砂濃度、 β ： $w_f h / \varepsilon$ 、 ε ： $\kappa u_* h / 6$ 、 κ ：カルマン定数(=0.4)である。上式中における、水深方向平均浮遊砂濃度 $\langle c \rangle$ は各計算地点によって異なり、次の浮遊砂濃度連続式によって求める。

$$\frac{\partial(\langle c \rangle h)}{\partial t} + \frac{\partial(u \langle c \rangle h)}{\partial x} + \frac{\partial(v \langle c \rangle h)}{\partial y} = q_{su} - w_f c_b \dots\dots\dots (10)$$

また、河床からの土砂浮上量 q_{su} には、次式の板倉・岸の式⁵⁾を用いる。

$$q_{sui} = K \left(\alpha_* \frac{sgd}{u_*} \Omega - w_f \right) \dots\dots\dots (11)$$

ここで、 K ：0.008、 α_* ：0.14である。また、 Ω の算出には次式を用いる。

$$\Omega = \frac{\tau_* \int_{a'}^{\infty} \frac{1}{\sqrt{\pi}} \exp(-\xi^2) d\xi}{B_* \int_{a'}^{\infty} \frac{1}{\sqrt{\pi}} \exp(-\xi^2) d\xi} + \frac{\tau_*}{B_* \eta_0} - 1 \dots\dots\dots (12)$$

ここで、 B_* ：0.143、 a' ： $B_* \gamma_*^{-1} / \eta_0$ 、 η_0 ：0.5である。なお、土砂の沈降速度 w_f は、以下のRubeyの式によって算出する。

$$w_f = \sqrt{\frac{2}{3} sgd} + \left(\frac{6\nu}{d} \right)^2 - \frac{6\nu}{d} \dots\dots\dots (13)$$

ここで、 ν ：水の動粘性係数(0.01cm²/s)である。

2. 計算条件

本研究では、図 -3で示したようなタイダルクリークが数値計算モデルによって再現可能かどうかを確認するために、ある程度の計算スピードを得られるように、計算領域を200m×400m、 $\Delta x=5.0\text{m}$ 、 $\Delta y=5.0\text{m}$ とし、勾配を1/1000、粒径を0.01mm、粗度係数を Manning・ストリクラーの式を用いて算出した。また、境界条件については、上流端と両サイドでの水と土砂の出入りは無いものとし、下流端水位として潮位を、下流端浮遊砂量として 0.00005m^3 をそれぞれ与え、掃流砂については自由流出とした。なお、計算時間間隔 Δt は次式によって算出した。

$$\Delta t = C_t \min \left(\min \frac{\Delta x}{|u_{ij}| + \sqrt{gh_{ij}}}, \min \frac{\Delta y}{|v_{ij}| + \sqrt{gh_{ij}}} \right) \dots\dots\dots (14)$$

ここで、 C_t ：クーラン数 ($0 < C_t < 1$) である。

計算条件の概念図を図 -4、図 -5に示す。

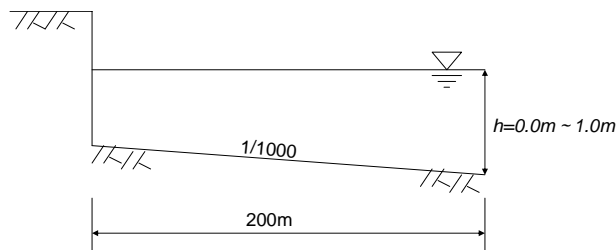


図 -4 計算条件概念図 (側面)

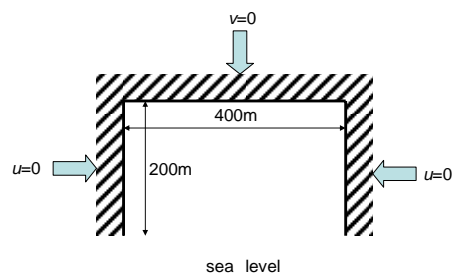


図 -5 計算条件概念図 (平面)

3. 再現計算結果

再現計算0日後、5日後、50日後、100日後、150日後の河床コンター図を図 -6に、180日後の河床コンター図を図 -7にそれぞれ示す。図 -6を見ると、時間が経過するごとに水路が形成されていく様子が分かる。また、図 -7をみると、蛇行した水路形状が数本形成されていることから、既存の数値計算モデルを用いたシミュレーションによって、ある程度タイダルクリークを再現することが可能であると考えられる。また、タイダルクリークが河岸の地盤が高くなっており、自然堤防に類似した現象ではないかと考えられる。なお、形成された水路の水路幅は約10~20m程度、横断方向水路間隔は20~100m程度であった。

4. まとめ

本研究では、2次元河床変動モデルを用いて、感潮域におけるタイダルクリークの再現計算を行った。本研究で得られた結果を以下に列挙する。

- (1) 2次元河床変動モデルを用いた再現計算によって、タイダルクリークの再現が可能であることを確認できた。
- (2) 200m×400mの計算領域において潮位差を1mとした場合、150日程度の再現計算で水路が形成されることが確認できた。
- (3) 再現計算によって形成されたタイダルクリークの水路幅は約10~20m程度、横断方向水路間隔は約20~100m程度であった。

なお、本研究で行った再現計算は、現地スケールに基づいたものではなく、今後の課題として、実際の現地条件に基づいた再現計算を行う必要がある。また、再現されたタイダルクリークの水路幅や

水路間隔等が、どのような要因に左右されているかは未だ不明であり、様々な条件で再現計算を行うことにより、タイダルクリークの形成要因を把握することが今後の課題となる。さらに、本研究で行った再現計算は、計算格子間隔を5mとしたため、計算格子間隔を変化させて再現計算を行った場合、タイダルクリークの水路幅がどのように変化するかを確認する必要がある。

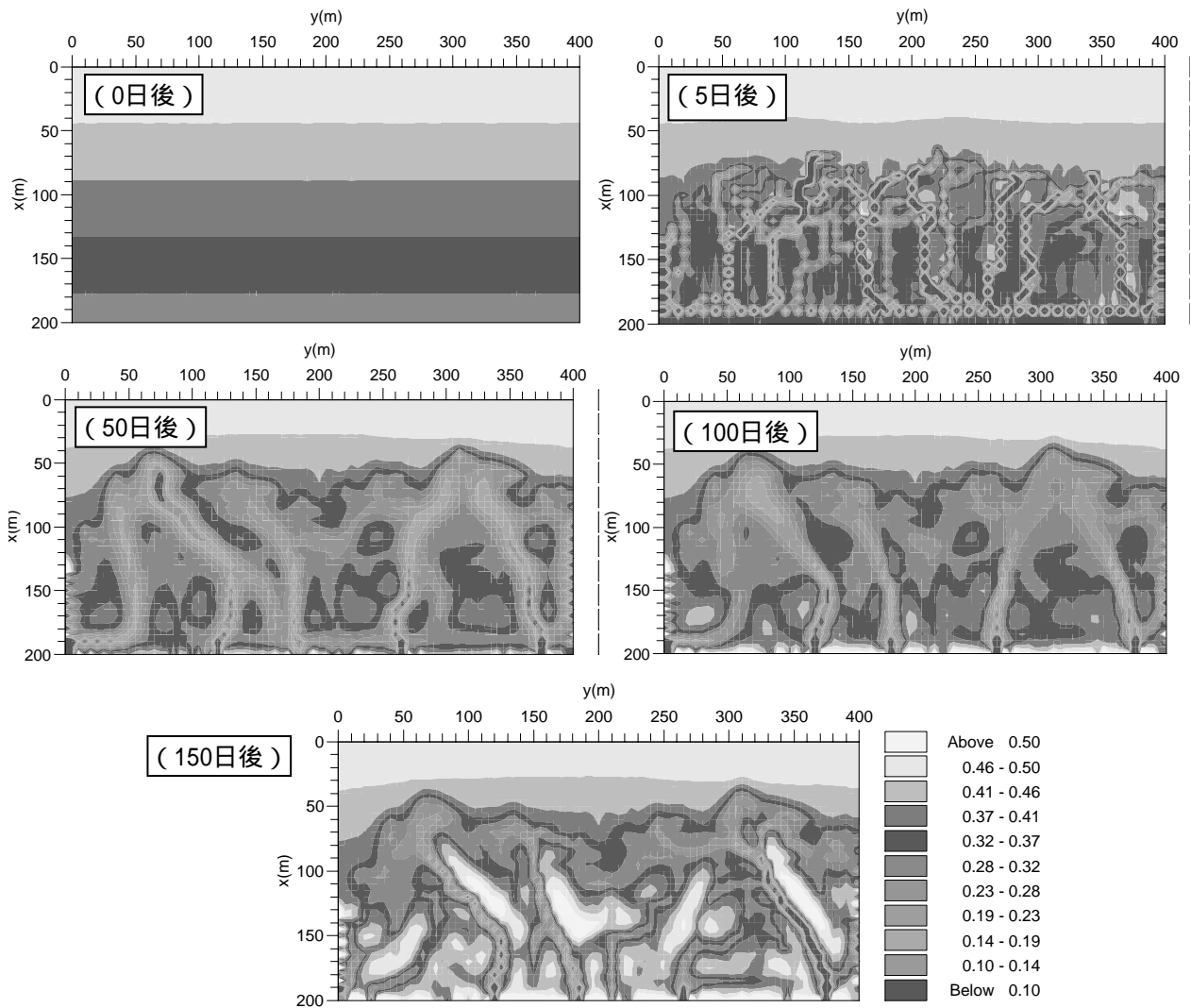


図 -6 再現計算河床コンター図

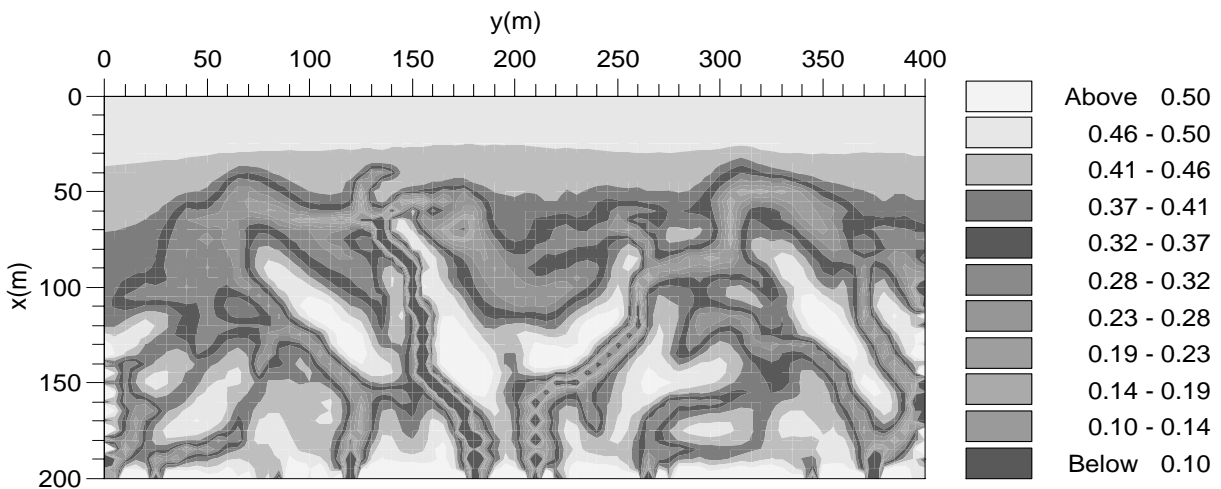


図 -7 再現計算河床コンター図 (180日後)

参考文献

- 1) A. D'Alpaos, S. Lanzoni, M. Marqni, and A. Rinaldo: On the Morphodynamic evolution of Tidal Environments, Proceeding of the 4th IAHR Symposium on River, Coastal and Estuarine Morphodynamics., pp.597-607, 2005.
- 2) N. Tombroni and G. Seminara: The Role of the Inlets in the Morphological Degradation of Venice Lagoon, Proceeding of the 4th IAHR Symposium on River, Coastal and Estuarine Morphodynamics., pp.635-643, 2005.
- 3) 辻井達一・岡田 操：北海道の湿原，北海道大学図書刊行会，2003.
- 4) 芦田和男・道上正規：混合砂れきの流砂量と河床変動に関する研究，京都大学防災研究所年報，No.14B, 1971.
- 5) T. Itakura and T. Kishi: Open Channel Flow with Suspended Sediments, Proc. of ASCE, No.106(HY8) , pp.1325-1343, 1980.