急勾配開水路湾曲部の側岸浸食を考慮した河床変動計算

Numerical Simulations of Bed Variations and Bank Erosion in Curved Open Channel Having a Steep Slope Using Unstructured Meshes

> 出口 恭*・有光 剛**・大江一也***・藤田一郎**** Takashi DEGUCHI, Tsuyoshi ARIMITSU, Kazuya OOE and Ichiro FUJITA

*工修 株式会社ニュージェック 河川グループ(神戸大学) (〒531-0074 大阪府大阪市北区本庄東2-3-20) **博(工) 関西電力株式会社 電力技術研究所 (〒661-0974 兵庫県尼崎市若王寺3-11-20) ***工修 関西電力株式会社 電力技術研究所 (〒661-0974 兵庫県尼崎市若王寺3-11-20) ****学術博 神戸大学大学院教授 工学研究科 (〒657-8501 兵庫県神戸市灘区六甲台町1-1)

For an efficient dam management, it is important to estimate sediment inflow to reservoir accurately. Although behavior of eroded sediment has to be investigated for a proper dam management, detailed information is not available at present. The main purpose of this study is to verify the utility of a two-dimensional bed variation model based on the unstructured grid system. The comparison of the numerical and experimental results revealed that the numerical simulation could appropriately reproduce bank erosion phenomena in curved steep slope rivers. On the other hand, in the case of larger erosion rate, the calculated results underestimate the bank erosion rate.

Key Words : steep river, bed form, bank erosion, secondary flow, sediment transport, unstructured mesh

1. はじめに

ダムは電力や水資源を供給し、人的活動に貢献している. 一方で、河川横断構造物であるダムは、上流域から流出す る土砂のほとんどを捕捉し、ダム下流域の河床低下、河床 材料の粗粒化,洪水後の長期濁水化や上流域では河床上昇 などの問題を引き起こす原因ともなる. さらにダムによっ て捕捉された土砂はダム貯水池に堆積し,ダム貯水容量を 減少させ、ダムが有する治水・利水機能を低下させるとい った問題を生じさせる.現在,計画堆砂量以上の堆砂が進 行しているダムも多く,近年の気候変動によるさらなる進 行も懸念される. このような問題をふまえて近年ではダム 貯水池に堆積した土砂を下流に還元する様々な手法が試 みられている. ただし、これらの方法はいずれも未だ試行 錯誤の段階であり、効果的な堆砂対策手法は確立されてい ない、河道特性に合わせた最適な堆砂対策方法を選択し、 その効率的、効果的な運用方法を検討するためには、河川 上流域における河床変動状況,流下土砂の量や質,さらに 流下土砂が下流の河川環境に及ぼす影響を予測する必要 がある.特に山地河川は、淵、平瀬、早瀬と異なる流れが 連続し、また、河道を遮るように存在する巨石や岩による 狭窄部やその後の急拡など,常時複雑な流れを有しており, 斜面崩壊や崩壊後の斜面および河岸の浸食等も多く発生 する. これらの諸元を定量的に評価し、土砂移動やそれに

伴う河床変動を的確に予測することが今後のダム管理に とって重要となる.しかしながら、山地河川での研究や調 査は労力や費用が大きくなる傾向にあるため、沖積河川と 比較すると遅れているのが現状である.

数値計算モデルを用いた山地河川の河床変動の予測に 関しては、ダム建設などによる大規模な縦断地形変化の予 測に用いられてきた1次元河床変動計算が,現在ある程度 の精度で予測が可能となっており,河道計画立案時には重 要な役割を果たしている.一方で、河床形状の横断的な変 動を考慮してより精度良く河床変動を計算するためには、 平面的な取り扱いが必要となる. 例えば、堆砂対策で考え ると置土やフラッシング排砂での貯水池内のフリーフロ 一時の河床変動を把握しようとした場合などがそれに当 たる.しかしながら、急勾配河川湾曲部における側岸浸食 を含む河床変動に関しては、十分な検討がなされていると は言い難い. 急勾配河川の側岸浸食に関する水理実験は, 芦田ら¹⁾,長谷川²⁾が行っているが,直線水路を用いてお り、湾曲部における流れや側岸浸食に関する議論はなされ ていない. 湾曲部における側岸浸食に関する水理実験は、 福岡ら³⁾,守田ら⁴⁾が一様湾曲水路,清水ら⁵⁾, Rahman and Nagata⁹, Po-hung ら⁷が蛇行流路を用いて実施している. これらの実験に基づき、関根®,清水ら5,長田ら9は側 岸浸食を含む河床変動を構造格子平面二次元モデルによ り検討している.しかし、これらの側岸浸食を考慮した河 床変動計算の対象はいずれも沖積河川であり、急勾配な山



図-1 水理実験装置平面図

地河川への数値計算モデルの適用性については確認され ていない.また,非構造格子を用いた側岸浸食モデルの事 例はほとんどない.

本研究では、急勾配河川の側岸浸食を含む河床変動の予 測手法を確立し、ダムへの流入十砂量の評価に用いること を最終目標としている. 著者ら¹⁰は, その第1ステップと して, 急勾配河川湾曲部の側岸浸食を含む河床変動に影響 をおよぼすパラメータに関する検討を目的とし、急勾配の 単一湾曲水路を用いた移動床実験を実施した.実験では、 急勾配河川湾曲部の外岸において,曲率が急であるほど湾 曲部下流で顕著な浸食が生じ,緩勾配を対象とした実験と 同様の結果を得た.本研究の対象河川は複雑に変化する山 地河川であるため,計算モデルには地形構造を容易に表現 できる非構造格子平面 2 次元河床変動解析モデルを採用 した.本稿では、非構造格子平面2次元河床変動解析モデ ルに側岸浸食過程を適用させ、著者らが実施した移動床実 験結果の再現計算を行い、非構造格子平面2次元河床変動 解析モデルの側岸浸食を含む急勾配河川湾曲部への適用 性を検証することを目的としている.

2. 移動床水理模型実験の概要¹⁰

著者らは、図-1 に示す幅2m,長さ12mの水槽内に設け た湾曲水路を用いた水理模型実験を行っており、この実験 データを基に計算モデルの検証を行う.実験水路は中心角 90°の湾曲部をもち、その上下流に直線区間を設けている.

表-1 実験条件

Case	川幅 B(m)	曲率 半径	流量 O(m ³ /s)	通水 時間	中央平 均水深	代表 Fr 数	代表 Re 数
	~ /	R(m)		T(min)	h(m)		- // -
1	1.0	2.0	0.0085	55	0.017	1.4	600
2			0.0170	15.5	0.024	1.5	930
3		3.0	0.0085	58	0.020	1.4	610
4			0.0170	31	0.025	1.5	1080
5	0.5	2.0	0.0085	57	0.018	1.5	980
6			0.0170	12	0.024	1.7	1720
7		3.0	0.0085	57	0.019	1.5	1020
8			0.0170	21	0.025	1.7	1750
9	0.3	2.0	0.0085	43	0.053	-	-
10			0.0113	21.5	0.066	-	-

河床材料には、ほぼ一様な粒径d=1.86mmの珪砂を用いた. 河床勾配 1/80, 側岸法面勾配 40°の台形断面を整形した. 実験では、表-1 に示すように湾曲部の曲率半径を 2m およ び 3m の 2 種類、川幅を 0.3m, 0.5m および 1.0m の 3 種類 の組み合わせとし、各形状に対して流量を 2 ケースずつ設 定し、合計 10 ケースを対象とした. なお、いずれの流量 も低水路満杯流量以下である.また、Casel では側岸に色 砂を敷設して土砂の動きを追跡する実験も行った.実験水 路の下流端は初期河床の台形断面形状の枠で固定してお り、下流端の水位が等流水深程度になるように沈砂池の水 位を調整している.給砂は固定床と移動床の境界地点から 行った.

3. 数値計算モデルの概要

3.1 流れモデル^{11),12)}

(1) 基礎式

平面2次元流れの基礎式には、浅水流方程式を使用した.

$$\frac{\partial \mathbf{U}}{\partial t} + \frac{\partial \mathbf{E}}{\partial x} + \frac{\partial \mathbf{G}}{\partial y} = \mathbf{S}$$
(1)

$$\mathbf{U} = \begin{pmatrix} h \\ uh \\ vh \end{pmatrix}, \quad \mathbf{E} = \begin{pmatrix} uh \\ u^2h + \frac{gh^2}{2} \\ uvh \end{pmatrix}, \quad \mathbf{G} = \begin{pmatrix} vh \\ uvh \\ v^2h + \frac{gh^2}{2} \end{pmatrix},$$
(2)

$$\mathbf{S} = \begin{pmatrix} 0 \\ gh(S_{ox} - S_{fx}) + \frac{\partial(-\overline{u'^2}h)}{\partial x} + \frac{\partial(-\overline{u'v'h})}{\partial y} \\ + v\left\{\frac{\partial}{\partial x}h\left(\frac{\partial u}{\partial x}\right) + \frac{\partial}{\partial y}h\left(\frac{\partial u}{\partial y}\right)\right\} \\ gh(S_{oy} - S_{fy}) + \frac{\partial(-\overline{u'v'h})}{\partial x} + \frac{\partial(-\overline{v'^2}h)}{\partial y} \\ + v\left\{\frac{\partial}{\partial x}h\left(\frac{\partial v}{\partial x}\right) + \frac{\partial}{\partial y}h\left(\frac{\partial v}{\partial y}\right)\right\} \end{pmatrix}$$
(2)

ここで、h: 水深、u,v: それぞれ、x,y 方向の流速、g: 重 力加速度、 $-\overline{u^2}$ 、 $-\overline{v^2}$ 、 $-\overline{u'v'}$: 水深平均レイノルズ応 力、v: 動粘性係数である.また、 S_{ax} 、 S_{oy} : それぞれ、x,y方向の河床勾配、 S_{ax} 、 S_{b} : それぞれ、x,y 方向の底面摩擦勾 配である.底面摩擦勾配 S_{ax} 、 S_{by} は次式に示すように Manning 則により求めた.

$$S_{fx} = \frac{n^2 u \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{4/3}}, \quad S_{fy} = \frac{n^2 v \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{4/3}}$$
(3)

(2) 乱流モデル

レイノルズ応力および渦動粘性係数 D_h は次式で表される.

$$-\overline{u'^{2}} = 2D_{h}\frac{\partial u}{\partial x} - \frac{2}{3}k, \quad -\overline{v'^{2}} = 2D_{h}\frac{\partial v}{\partial y} - \frac{2}{3}k, \quad (4)$$
$$-\overline{u'v'} = D_{h}\left(\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x}\right), \quad D_{h} = \alpha h u_{*}$$

ここで、k は水深平均乱れエネルギーであり、 $k = 2.07u^{*2}$ で表す¹³⁾. α : 定数(=0.2)¹⁴⁾、 u_* : 摩擦速度である.

3.2 河床変動モデル

(1) 流砂の連続式

平面2次元の流砂の連続式は次式で表される.

$$\frac{\partial z_b}{\partial t} + \frac{1}{1 - \lambda} \left(\frac{\partial q_{bx}}{\partial x} + \frac{\partial q_{by}}{\partial y} \right) = 0$$
(5)

ここに, z:河床高, t:時間, λ :砂の間隙率, $q_{bv} q_{by}$:境 界におけるx, y方向の掃流砂量である.

(2) 掃流砂量式

流砂は主流方向と主流に垂直な二次流方向にわけて考 える. 主流方向である *s* 軸の流砂量式には芦田・道上式¹⁵⁾ を,二次流方向である *n* 軸の流砂量式には Sekine and Paker の式¹⁶⁾を用いた.

$$\frac{q_{bs}}{\sqrt{sgd^3}} = 17\tau_{*c}^{3/2} \left(1 - \frac{\tau_{*c}}{\tau_*}\right) \left(1 - \frac{u_{*c}}{u_*}\right)$$
(6)

$$q_{bn} = q_{bs} \left(-N_* \frac{h}{r} - 0.75 \left(\frac{\tau_{*c}}{\tau_*} \right)^{1/4} \frac{\partial z_b}{\partial n} \right)$$
(7)

ここで、s:河床材料の水中比重、d:河床材料の粒径、 $u_{*c}:$ 移動限界摩擦速度、 $\tau_*:$ 無次元掃流力、 $\tau_{*c}:$ 無次元限界掃流力、 $\tau_{*c}:$ 無次元有効掃流力、 $N_*:$ らせん流の強度を表す係数(ここでは $N_*=11^{17}$ とする)、r:流線の曲率半径である. 流線の曲率半径は Shimizu and Itakura¹⁸⁾による式から求める.

(3) 二次流方向の河床勾配

Sekine and Paker の式¹⁰の算定には二次流方向の河床勾 配が必要となる.本研究では流砂量を計算セルの各辺上で 評価しているため,二次流方向の河床勾配を図-2に示す計 算セルiと隣接するセルjの重心Gおよびセルiとセルj



図-2 重心とセルの辺の端点を結んだ領域

が挟む辺の両端を囲んだ四角形 aG_ibG_jの面平均河床勾配 (∂z/∂x, ∂z/∂y)を基に流れの主流方向と直交する方向の河床 勾配を求めた. x 方向の面平均河床勾配は次式で求める.

$$\begin{pmatrix} \frac{\partial z}{\partial x} \end{pmatrix}_{k=1} = \int_{aGjbGi} \frac{\partial z}{\partial x} dS / A_{aGjbGi} = \left[\left(z_a + z_{Gj} \right) \Delta y_{aGj} + \left(z_{Gj} + z_b \right) \Delta y_{Gjb} + (z_b + z_{Gi}) \Delta y_{bGi} + (z_{Gi} + z_a) \Delta y_{Gia} \right] / 2 A_{aGjbGi}$$

$$(8)$$

y方向の $\partial z/\partial y$ も同様にして求める. セルの各頂点 a, b, c における河床高 z は隣接する全セルの中心河床高 z の距離による重みづけ平均とした.

(4) 側岸浸食モデル

側岸浸食は流砂量式のみでは再現できないため、何らか のモデル化が不可欠である. 側岸浸食モデルはすでにいく つかのモデルが提案されている. 例えば, 長谷川²⁾は, 側 岸の崩落を連続、間欠に分けてモデル化し実験結果を再現 した.長田ら⁹は、長谷川のモデルを参考に実河川を対象 に側岸浸食モデルを開発し、その有効性を示している. ま た、関根19は、斜面崩落の方向やその土砂量を合理的に算 定できるモデルを提案している. これらのモデルは、基本 的に斜面の角度と土砂の安息角を比較し,斜面勾配が安息 角以上の場合に崩壊を発生させるというものである.本研 究においても土砂の安息角を基準に斜面崩壊の有無を判 定するモデルとした.具体的な計算過程は次のようになる. まず,河床変動計算の後,隣り合うメッシュの中心を結ん だ直線上の河床勾配を算定する. 求めた河床勾配が安息角 以上であればその斜面は崩落するものと判定し, 隣り合う メッシュ間で安息角を満たす土砂の移動量を算定し河床 高を変更する. この計算を △北 ごとに全メッシュに対して 実施する. なお、本検討では、安息角は水中部と陸上部で 異なる値を設定して側岸の浸食を表現している. 計算で用 いた安息角は、実験結果を参考に、水中=25°、陸上=65° とした.また、本研究で対象としているような山地河川の 河床材料は、一般的に粒径が粗いことから、ここでは粘着 性を考慮しない.

3.3 計算方法

流れモデルには、今後の現地への適用性を考えて非構造 格子の有限体積法を用いた.計算スキームには非常に厳し



い条件でも安定した計算が可能な FDS 法^{11,12}(流速差分 離法)を,時間積分には Euler の陽解法を適用した.

河床変動モデルに用いる無次元掃流力は Manning 則に より算定している.また,無次元有効掃流力の算定には芦 田・道上の提案式¹⁵を用いた.

計算では、①流れを計算し、②流れ計算後の水理量を元 に河床変動計算を実施、③河床変動後の河床に対して安息 角のチェックを行い、安息角以上なら斜面崩落が発生させ るというステップを計算終了時間まで繰り返す.

4. 実験再現計算

4.1 計算条件

(1) 計算ケース

計算対象は、表-1に示した水理模型実験のうち Casel~



Case8 の 8 ケースである.実験で計測されたのは通水前後の地形のみであるため、計算時間は、実験の通水時間 T と 一致させ、通水後の地形の計算結果と実験結果との比較を 行った.

(2) 計算格子

計算格子には四角形格子を用いた. 格子は水路形状に沿 うように格子を配置している.一例として、川幅B=1.0m、 曲率半径 R=2.0mの Case 1 および Case 2 の計算格子を図-3 に示す. 横断方向の格子間隔を低水路で4cm, 側岸斜面お よび外岸の外側の浸食部は 1cm とした. 縦断方向の計算 格子間隔は, 直線部では 3cm~10cm, 湾曲部では水路中 央において1.7cm(曲率半径r=2mのケースでは0.5°間隔、 曲率半径 r=3m のケースでは 0.333°間隔) とした.四角 形格子の節点数,格子数はケースにより異なるが30000~ 38000 程度である. なお, 三角形格子を用いた計算を Casel に対して実施し、メッシュ形状の違いによる側岸浸食モデ ルへの影響について検討した. 三角形格子を図4 に示す. 三角形格子の格子間隔は,湾曲部で1.3cm 程度,上下流端 付近で5.5cm 程度である. 節点数は18056, 格子数は35506 である. 図-5 に Casel, Case2 の計算格子に設定した初期河 床高の分布図を一例として示す.

(3) 境界条件

開境界における流入条件としては、水位と流量を一定値 として与えた.水位は、水理実験において通水開始直後に 計測した横断水位の平均値から求めた.流量は、表-1に記 載の流量値を用いた.流出条件としては、下流側の情報は 上流側に伝達しないので、特に境界条件を与えていない. 閉境界では、slip 条件を与えている.

4.2 計算結果と実験の再現性について

(1) 実験との比較

図-6,図-7に四角形格子の計算結果と実験結果の河床高



図-6 河床高平面分布の比較(Case1~Case4)



図-7 河床高平面分布の比較(Case5~Case8)





図-11 通水終了直前の湾曲部外岸の状況

平面分布を示す. 両図から全ケースにおいて計算河床で側 岸浸食が発生していることがわかる.全体的には計算河床 は湾曲終了後の直線部で実験河床よりも低い傾向にある. これは下流端条件を詳細に再現できていないために生じ たものと考えられる.実験では下流端の固定枠直上流にて 河床が枠高以下になるような浸食現象が見られなかった が、計算では枠高以下まで浸食が進行する. これは、沈砂 池の湛水による影響を計算モデルでは考慮していないた めとも考えられるが下流端付近については計測していな かったため詳細は不明である.図-6、図-7より、計算結果 は再現度合いにより3つのパターンに分類できる.パター ン①は浸食幅、最大浸食幅の発生地点ともに再現できてい るケース、パターン②は、浸食幅は再現できているが、最 大浸食幅の発生地点が再現できないケース,パターン③は 浸食幅、最大浸食幅の発生地点ともに再現できないケース である. Case1, Case2 はパターン①, Case3~5, Case7 は パターン(2), Case6, Case8 はパターン(3)に分類できると考 える. 図-8~10 に各パターンの代表と考えられる Case1, Case7, Case8 の湾曲部 30°, 60°, 90°, 90°+下流に 1m 位置の河床分布の比較図を示す. 図-8 から Casel は, ほぼ実験の側岸浸食形状を再現している. ただし, 計算で は湾曲 90°+下流に 1mの位置 (No.16)の断面でも側岸が 浸食されている. これは前述のように湾曲後の直線部では 河床が低下しているため、その影響により計算では実験よ りも約0.5m 下流のNo.17 付近まで側岸浸食が発生してい る. 図-9 は、側岸浸食の最大浸食幅の発生位置が異なる Case7 の横断図である.実験では、約 50°の地点で最大浸 食幅をとるが、計算では約70°の地点で最大となる.この パターンが全体の半分を占めるが、この原因はパターン① と同様に湾曲後の直線水路にて河床が実験よりも低下し、 側岸浸食の発生距離を伸ばしたと考えられる. 図-10 は浸 食幅も最大浸食幅の発生位置も異なるパターンである.図 より、Case8の浸食幅は全地点で実験よりも小さい.最大 幅も実験では50~80°付近であるが計算は60~90°と今 までの結果と同様に下流寄りとなる.また,他のケースで は湾曲 60°程度から下流の河床で河床高が実験よりも低 い結果となっているが、このパターン③の計算ケースでは 湾曲上流側の河床高も実験値より低い結果となっている. 実験では、図-11 に示すように河床の上昇に伴い水面も法 肩付近まで上昇している. 側岸で浸食された土砂量が流水 による掃流砂量よりも多くなる速度で側岸浸食が発生し、



河床が上昇したと考えられる. Case8 では実験開始から約 10 分後には法肩付近まで水面が上昇している. その後, 水面は法肩からほぼ一定の高さを保ちながら外岸を削っ ていく. このとき, 側岸浸食量と流水による流砂量および 内岸に堆積する土砂量がバランスしてこれ以上の水面上 昇が発生しなかったと考えられる. 計算では, 下流端の影 響と考えられる河床低下, すなわち流水による流砂量の増 大によりこのバランスを再現できず, 実験と異なる河床形 状になったと考えられる.

図-12 および図-13 に外岸の縦断方向における側岸浸食 速度の実験結果と計算結果を曲率半径別に示す.ここで, 側岸浸食速度とは,河床断面の法肩位置の後退速度とした. 前章で述べたとおり,地形の計測が通水前後のみであるた め,図の縦軸は,表-1 に示した通水時間中の平均浸食速度 を表している.また,横軸は水路中心の縦断距離を湾曲半 径で除したものであり,湾曲部は radian となる.図から, いずれのケースも湾曲部の後半で顕著な浸食が生じてい る.浸食速度の極大値とそれが発生する位置は,川幅や曲



率半径,流量等の条件によって異なるが,実験内での各ケースの関係と計算内の各ケース関係は Case6, Case8 を除いてはおおむね同じである. Case6, Case8 の浸食速度が大きい範囲では,前述の理由から側岸浸食速度を過小評価する傾向がみられる.

以上のように、下流端の影響に起因したと考えられる河 床低下の影響により計算の側岸浸食位置が実験よりも下 流側に最大幅が移動する傾向が見られるが、浸食幅は一部 を除いてほぼ再現されており、また、湾曲上流左岸側に発 達する砂州についても良好に再現している.

(2) 計算格子形状の違いによる影響について

非構造格子では複雑な地形を再現できる反面, 三角形や 四角形などの格子が混在し、複雑なメッシュになることが 多い. そこで格子形状の違いによる解析結果への影響を検 討するため、三角形格子を作成しCaselの再現計算を実施 した. 図-14 に河床高の平面分布を示す. 図-15 に Casel に ついて実験,四角形格子および三角形格子の外岸縦断方向 における側岸浸食速度の比較図を示す.図より、三角形格 子の場合、四角形格子よりも浸食速度は低下し、侵食速度 の最大値が実験結果とはほぼ同等であることがわかる.三 角形格子の浸食速度が低下した要因としては本研究に用 いた側岸浸食モデルが単純に隣り合うメッシュの高さ関 係から斜面勾配を算定し、土砂の移動も隣り合うメッシュ 間で実施する手法を用いているためだと考えられる.四角 形格子では、相当時間、流れに垂直な斜面での崩落が計算 されるが,三角形格子では,各格子で最大斜面とは異なる 方向に斜面崩壊が発生するため、四角形格子よりも移動距



離が伸びてしまい,浸食速度が低下したと考えられる.今後,関根¹⁹が提案する斜面崩落モデル等を非構造格子に拡張し,格子差による影響を解消する.

(3) 流砂の向きについて

図-16 に Casel の側岸を色砂とした実験で得られた流砂 の向きと計算で求めた底面流速の向きを流砂の向きとし て矢印で示し、時系列で整理した.通水開始5分後では実 験と計算の流砂の向きはほぼ同じである.15分後では、 測線11,13の地点で計算の流砂の向きは側岸沿いに向い ているが、実験では内岸方向を向いている.このとき計算 では、実験ではそれほど発達していない砂州が内岸にでき ており、この砂州の影響により流砂の向きが外岸沿いに押 さえ込まれたものと考えられる.25分後には実験におい て内岸に砂州が発達したため、計算同様に測線 No.9,11 地点の流砂の向きは側岸沿いを向いている.また,それより下流の流砂の向きも良好に再現されている.ただし,計算は実験よりも側岸の浸食が早いために湾曲下流末端の流砂の向きは実験の向きとは異なり,浸食された側岸と平行な向きとなっている.なお,色砂の移動床実験については色砂の配置を変えて数ケース実施しており,実験結果を基に新たな知見をとりまとめて今後報告する予定である.

5. まとめ

本研究では、側岸浸食を含む河床変動計算モデルを非構造格子の平面二次元モデルとして構築し、湾曲を有する急勾配移動床実験に対して再現計算を実施し、以下の結論を得た.

(1) 非構造格子を用いた河床変動計算モデルに簡易的な側 岸浸食モデルを適用し, 側岸浸食を含む急勾配湾曲水路の 実験再現計算を実施した結果, 浸食速度が大きい一部のケ ース (Case,6,8) を除いて, 比較的良好に側岸浸食形状を 再現することを確認し, 既存の数値解析法を基にした河床 変動モデルが山地河川にも適用できる可能性を示した. た だし, 実際の山地河川に適用する上では混合粒径モデルへ の改良が必要であるが, 山地河川の幅広い粒径階に対して 既存の混合粒径モデルをそのまま適用できるか検証が必 要である. 特に, 巨石の動きや遮蔽の影響などについては 知見が少ないため, 十分な検証が必要である.

(2) 三角形と四角形の格子形状の違いによる再現計算への 影響を検討した結果, 側岸浸食モデルにおいては三角形格 子の側岸浸食速度が四角形格子よりも低下する結果となった. これは, 隣り合う格子の間でのみ土砂の移動を許容 する本手法に起因するもので,格子形状によらない側岸浸 食モデルに改良が必要である.

(3) 色砂を用いた実験で求めた流砂の向きと計算で求めた 底面流速の向きと比較し、その再現性が良好であることを 確認した.しかしながら、砂州の発達速度が実験よりも早 い等、河床変動量の局所的な問題がありさらに検討する必 要がある.

参考文献

- 7) 芦田和男,江頭進治,加本実:山地流域における侵食 と流路変動に関する研究(2) 一流路の側岸侵食機構
 一,京大防災研年報,第26号B-2,pp.353-361,1983.
- 長谷川和義:非平衡性を考慮した側岸侵食量式に関する研究,土木学会論文報告集, No.316号, pp.37-50, 1981.
- 3) 福岡捷二,山坂昌成,竹内聡,古屋晃,永納栄一:湾 曲水路の側岸浸食,第27回水理講演会論文集, pp.721-726, 1983.
- 4) 守田克成,江頭進治,金海生,青木章浩,大槻英樹: 弯曲河道における流れの集中度と河岸浸食に関する研究,土木学会第52回年次学術講演会概要集,第2部,

pp.434-435, 1997.

- 5) 清水康行,平野道夫,渡辺康玄:河岸侵食と自由蛇行 の数値計算,水工学論文集,第40巻, pp.921-926, 1996.
- Md. M. Rahman and N. Nagata.: Experimental study on morphological process of meandering channels with bank erosion. 水工学論文集, 第40巻, pp.947-952, 1996.
- Po-Hung Y., Namgyu P., Kuang-An C., Hamn-Ching C. and Jean-Louis B. : Maximum Migration Distance of Meander Channel in Sand Using Hyperbolic Function Approach, *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, 135(8): 629–639., 2009.
- 8) 関根正人: 側岸侵食を考慮した河川の流路変動に関す る基礎的研究, 土木学会論文集, No.553/II-34, pp.51-59, 1996.
- 長田信寿,細田尚,村本嘉雄,Md.M. Rahman:移動 一般座標系による側岸侵食を伴う河道変動の数値解析, 水工学論文集,第40巻, pp.927-932, 1996.
- 10) 有光 剛, 大江一也, 出口恭, 森山陽一, 藤田一郎: 急勾配河川湾曲部における流れと側岸浸食に関する実 験的研究, 水工学論文集, 第51巻, pp.775-780, 2007.
- 11) 重枝未玲,秋山寿一郎,浦勝,有田由高:非構造格子 を用いた有限体積法に基づく平面二次元洪水流数値モ デル,水工学論文集,第.45巻,pp.895-900,2001.
- 12)藤田一郎,椿凉太:中小都市河川に設置された側岸凹 部構造物の非構造格子有限体積法による影響評価,水 工学論文集,第47巻, pp.523-528, 2003.
- Nezu, I. and Nakagawa, H.: Turbulence in Open-Channel Flows, IAHR Monograph, Balkema, Rotterdam, 1993.
- 14) 木村一郎,細田尚:開水路せん断混合層の流れ構造に 対する水深積分型修正ゼロ方程式モデルの適用性,水 工学論文集,第48巻, pp.673-678, 2004.
- 15) 芦田和男,道上正規:移動床流れの抵抗と掃流砂量に 関する基礎的研究,土木学会論文集,第206号,pp.59-69, 1972.
- 16) Sekine M., Parker G. : Bed-load transport on transverse slope, *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, 118(4): 513–535., 1992.
- Rozovskii IL. : Flow of water in bends of open channels. Academy of Sciences of the Ukrainian SSR, kiev, U.S.S.R., 1957.
- 18) Shimizu, Y. and Itakura, T.: Calculation of flow and bed deformation with a general non-orthogonal coordinate system, Proc. of XXIV IAHR Congress, Madrid, Spain, C-2, pp.41-48, 1991.
- 19) 関根正人:斜面崩落モデルを用いた網状流路の形成過程シミュレーション,水工学論文集,第47巻, pp.637-642, 2003.

(2010年3月9日 受付)