

# 砂州前縁部における常流射流混在流れの 構造に関する基礎的研究

STRUCTURE OF THE OPEN CHANNEL FLOW WITH  
HYDRAULIC JUMP ON SAND BAR FRONT

古川保明<sup>1</sup>・須賀如川<sup>2</sup>・池田裕一<sup>3</sup>・岩崎太志<sup>4</sup>

Yasuaki KOGAWA, Nyosen SUGA, Hirokazu IKEDA, Futoshi IWASAKI

<sup>1</sup>正会員 中央技術株式会社 (〒310-0902 茨城県水戸市渡里町 3082)

<sup>2</sup>フェロー員 工博 宇都宮大学名誉教授 河相工学研究堂 (〒276-0023 千葉県八千代市勝田台 4-2-4)

<sup>3</sup>正会員 博士 (工) 宇都宮大学助教授 (〒321-8585 栃木県宇都宮市陽東 7-1-2)

<sup>4</sup>非会員 宇都宮大学工学部建設学科 (〒321-8585 栃木県宇都宮市陽東 7-1-2)

It is important for river management to consider natural characteristics of the river. The upper reach of the KINU-river is characterized by the steep bed slope and the large channel width with sand bars. The purpose of this study is to analyze the flow that contains both sub-critical flow and super-critical flow on the sand bars numerically by using SIMPLE method. It is shown that the flow has super-critical area when the rate of discharge becomes small as for the obtained findings, and the water surface is found wavy in the super-critical area. The sub-critical flow and the super-critical flow are formed at the area of the downstream left side of slanting slope termination. The superficial hydraulic jump position is found in the central part of slanting slope termination.

**Key Words:** *super-critical flow, hydraulic jump, sand bars, SIMPLE method, 2D flow*

## 1. 緒 論

近年の河川整備は、例えば低水路河岸に関しては、コンクリートなどの人工材料を用いた対策工に代わって、ある程度の侵食を許容しつつ河道のもつ自立形成機能に期待するなど、河川本来の機能を生かした川づくりを指向するようになった。また、河川本来の姿を目標とした自然再生事業が多摩川・鉦路川等で実施されている。

利根川支川の鬼怒川についても、現在、鬼怒川の特性を生かした河道復元をテーマに、様々な検証・分析が行われている。特に山地より抜け出た上流部(92km~97km, 写真-1)は、比較的急流で知られており、広大な礫河道にはカワラノギクなどの礫河道特有の生態系が多く生息・生育していた。しかし近年、砂利採取の影響などで河床低下が著しく進み、カワラノギクは激減する傾向にある。こうした鬼怒川特有の生物を保全しながら、河川の自立形成機能を生かした河道復元が望まれるところである。

鬼怒川上流部の特徴は、写真-1に見られるように、河道内では河床低下によるみお筋が鮮明化され、冠水頻度

が減少している河岸側では樹林化が進んでいる。こういった地点の砂州上では、流量が小さい場合に局所的に水面勾配が急になる領域が生じ、そこで射流となることが少なくない。このように2次元的に常流・射流が混在する場合には、流れの構造はもとより河床変動も複雑になるであろう。鬼怒川上流部のように、礫と砂が混在するような混合砂礫河床ではなおさらである。

こうした状況が大洪水時の減水期及び中小出水時など、流量が小さい場合に生じることを考えると、比較的長い時間スケールの中で常流・射流が混在し、局所洗掘及び河岸侵食の大きな一因にもなり得る。流れおよび河床変動の力学的な構造の理解と知見の集積が必要となる。しかし現状では、解析的及び実験的研究共に問題点が残されている。

常流・射流混在流れの計算法としては、MacCormack法<sup>1~3)</sup>、SIMPLE法<sup>4~7)</sup>及びFDS法<sup>8~10)</sup>等があり、いくつかの例で考察はされているものの、鬼怒川上流部のように河床勾配が比較的大きい砂州地形上における2次元現象についての検討はいまだ十分ではない。

また、水路勾配及び平面形状が変化する実験は古くか

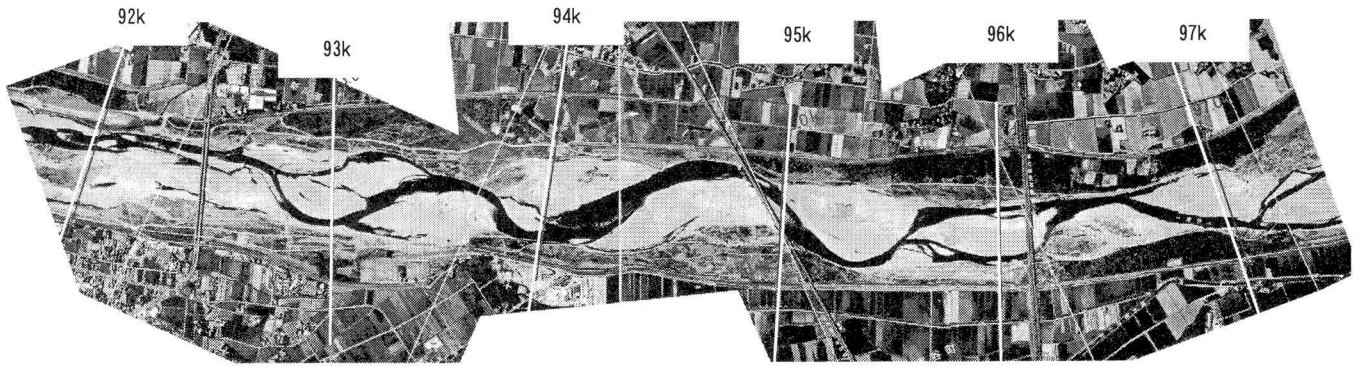


写真-1 鬼怒川航空写真 (92km~97km, 平成14年5月撮影)

表-1 計算条件表

|                     | CASE1              | CASE2              | CASE3              |
|---------------------|--------------------|--------------------|--------------------|
| 流路長(m)              | 6.0                | 6.0                | 6.0                |
| 河道幅(m)              | 0.5                | 0.5                | 0.5                |
| x方向及びy方向の空間分割数      | 120, 10            | 120, 10            | 120, 10            |
| 河床の粗度係数             | 0.012              | 0.012              | 0.012              |
| 基本河床勾配              | 0.005              | 0.005              | 0.005              |
| 流量(l/s)             | 5.0                | 4.0                | 3.0                |
| 渦動粘性係数の係数           | 0.14               | 0.14               | 0.14               |
| 不足緩和係数(u, v, P', P) | 0.3, 0.3, 0.1, 0.1 | 0.3, 0.3, 0.1, 0.1 | 0.3, 0.3, 0.1, 0.1 |
| 最大時間ステップ数           | 25000              | 25000              | 25000              |
| 1ステップでの繰返し回数        | 1                  | 1                  | 1                  |
| 時間刻み(sec)           | 0.1                | 0.1                | 0.1                |

ら数多く行われている。石井ら<sup>11)</sup>は、単列砂州を対象として砂州の変形過程と低水流路の形成過程の固定床実験を行い、河岸侵食の位置の予測を試みている。藤長ら<sup>12)</sup>は対称及び非対称の急縮部とその下流の水面形と流速分布を測定している。岡部ら<sup>3)</sup>は支配断面及び平面形状が曲線となる跳水、そして剥離が同時に発生している流れの実験を行っている。芦田<sup>13)</sup>は断面の漸拡・漸縮に関する詳細な実験を行っている。鈴木ら<sup>14)</sup>は段落ち部における波状跳水・潜り噴流及び流れの移行過程について実験を行っている。藤田ら<sup>15)</sup>は交互砂州の初期形状を模擬した、流向に斜交する斜め段落ち上流れの水利条件の相違に対する変化について実験を行っている。しかしながらこれらのいずれも、河床形状や断面形状の変化が大きく不連続なために、特異点となる箇所が容易に予測できる水利現象を対象としている。

そこで本研究では、鬼怒川上流部を対象とした小出水時の流れ・河床変動の予測計算を行う前段階として、直線河道内に模擬的に与えた滑らかな砂州前縁部の形状(固定床)を対象として、室内実験及び数値実験を行った。実験により局所射流の存在位置及びその現象の内容を把握し、小流量時に砂州上及び前縁部で局所射流が発生する際の基本的な知見を得ることとした。

## 2. 数値計算方法

### (1) 計算方法とプログラム

本研究では、富永<sup>4)</sup>のSIMPLE法改良プログラムに以下に示す3点の修正・追加をして、砂州上の2次元流れの計算を行った。ここで用いられているSIMPLE法は、他の方法に比べて数式が比較的単純で計算時間も短くて済むといわれている。また、将来的に河床変動計算に発展させる際に、常流・射流混在の影響を受けにくいと考えられることからスタッガード格子を導入した。なお、富永の研究では、解析対象としている運動方程式が、慣性項の水深変化を無視した形になっており、我々の解析対象に多少は不向きではある。しかし、開水路急拡部での激しい水深変化を計算した実績があるので、まずはこのままで全体的な傾向を再現できるか検討し、そのうえで今後、慣性項での水深変化の影響を考慮できるようにプロ

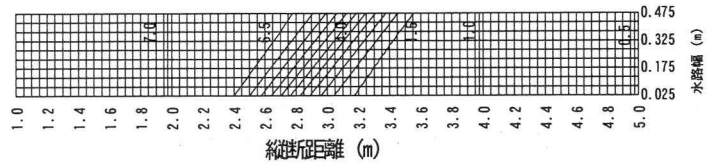


図-1 計算に用いた河床高コンター  
(図の上部の数値は等高線値, 単位: cm)

グラムを改良することにする。

富永によるプログラムとの変更点は、第一に直角格子座標の長方形平面において、流れのない遮蔽ブロックを両岸に設定し、河床形状は平坦ではなく任意のものをファイルから読み込むようにした。第二に、最下流端水深は、固定値を特に与えずに、始めに等流水深を計算するようにした。第三に、富永のプログラムでは、流れ方向流速成分のみを用いて局所的なフルード数を計算していたところを、本研究では流下方向流速と横断方向流速も考慮し、流速ベクトルの絶対値を用いて計算するようにした。

### (2) 計算条件

計算に用いた各パラメータの値を表-1に示す。水路長・幅、粗度係数などは、後述する水路実験に合わせたものである。流量は3通り変えるものとする。河床形状は図-1に示すようなものであり、勾配1/200の水路上の高低差を縦断方向にはsinカーブで滑らかにつなげている。斜面の方向は水路縦断方向に対して45°とした。

また、初期条件として、各断面の水位が一定で、断面平均水深が等流水深(河床勾配と粗度係数から算出)になるように設定してから、時間進行法によって計算を進め、各格子のフラックスの平均残差が基準値以下になるまで、又は最大時間ステップに至るまで計算を繰り返した。

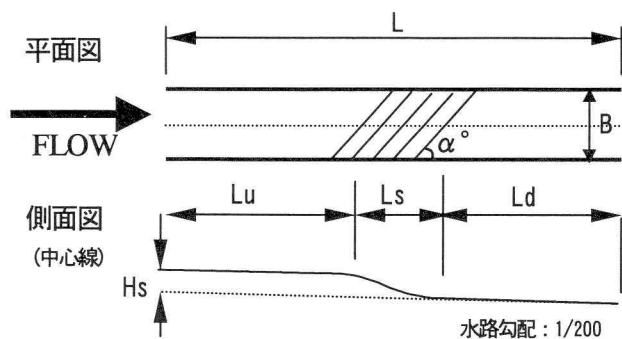


図-2 水路模型概略図

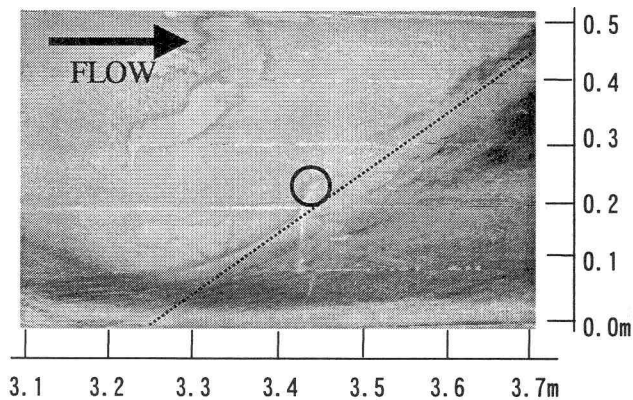


写真-2 斜めスロープ上の垂直写真  
(丸は跳水位置, 点線は斜めスロープ終端)

### 3. 水路実験

流れの実現象の特徴を把握し、今回の数値計算の再現性を評価するために室内実験を行った。

#### (1) 実験装置及び方法

実験には、幅 0.5m、水路長 6.0m の長方形断面開水路を用いた。図-2 に水路模型概略図を、また表-2 に実験条件表を示す。本研究では、水路模型は上流端及び下流端から 2.5m の位置に斜めスロープを設置し、滑らかに接続させるように設置した。斜めスロープは水路の中央で 45° 傾けて右岸側に流れが集中させるようにした。水路勾配は  $S=0.005$  (1/200) に固定し、斜めスロープ部は約 1/20 の勾配とした。流量は  $Q=3.01/s$  の一定値に調整し通水した。測定は、水深が非常に小さいためポイントゲージによって水深測定のみを行い、流速測定は行わなかった。また粘性の効果は無視した。水路下流端は段落とし、堰上げは行わなかった。

#### (2) 実験結果及び考察

写真-2 は、流れの様子を垂直写真である。写真の点線が斜めスロープの終端を表している。着色部分は染料で流れを可視化したものである。流れは斜めスロープ上流端にて水路全幅で一様に射流となる。その後、斜めスロープに従って流れが右岸側に集中していくために(写真左下部)、右岸側から 0.1m の幅の領域において水深が大

表-2 実験条件表

|       |      |        |     |                    |     |
|-------|------|--------|-----|--------------------|-----|
| L(m)  | 6.0  | B(m)   | 0.5 | $\alpha(^{\circ})$ | 45  |
| Lu(m) | 2.5  | Ls(m)  | 1.0 | Ld(m)              | 2.5 |
| Hs(m) | 0.05 | Q(l/s) | 3.0 |                    |     |

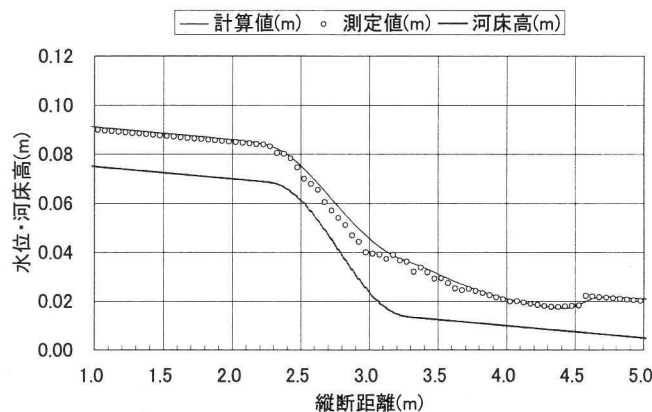


図-3 計算値と測定値の比較図 (右岸側,  $y=0.025m$ )

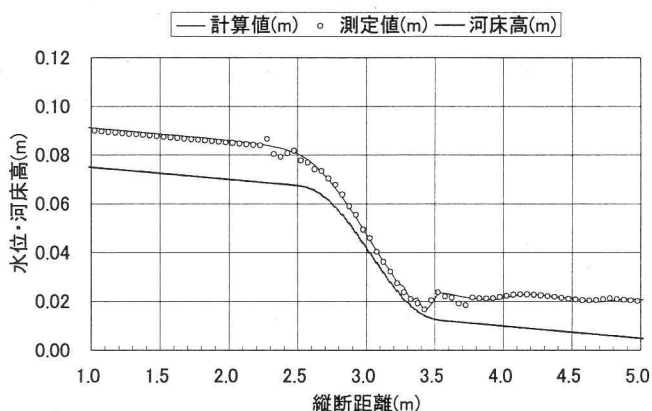


図-4 計算値と測定値の比較図 (中央部,  $y=0.275m$ )

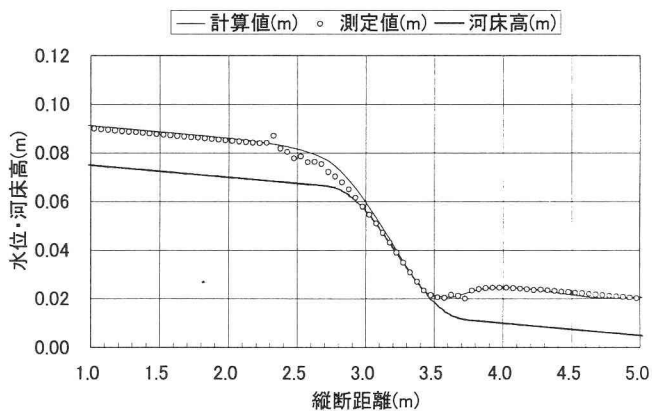


図-5 計算値と測定値の比較図 (左岸側,  $y=0.475m$ )

きく、それ以外では小さくなっていった。

スロープ終端では、水路のほぼ中央部(写真の丸印)で跳水が発生していたが、それより左岸側では確認できなかった。なお跳水形成は、目視により水路中央部で渦が確認できたことから判断した。右岸側では水深が増大していた。スロープ上で右岸側に集中した流れはスロープ終端になると左岸側へ拡がりつつ反転していた。また左岸側ではスロープ終端周辺で弱い逆流域が見られ、流れが側壁から剥離していることが確認できた。

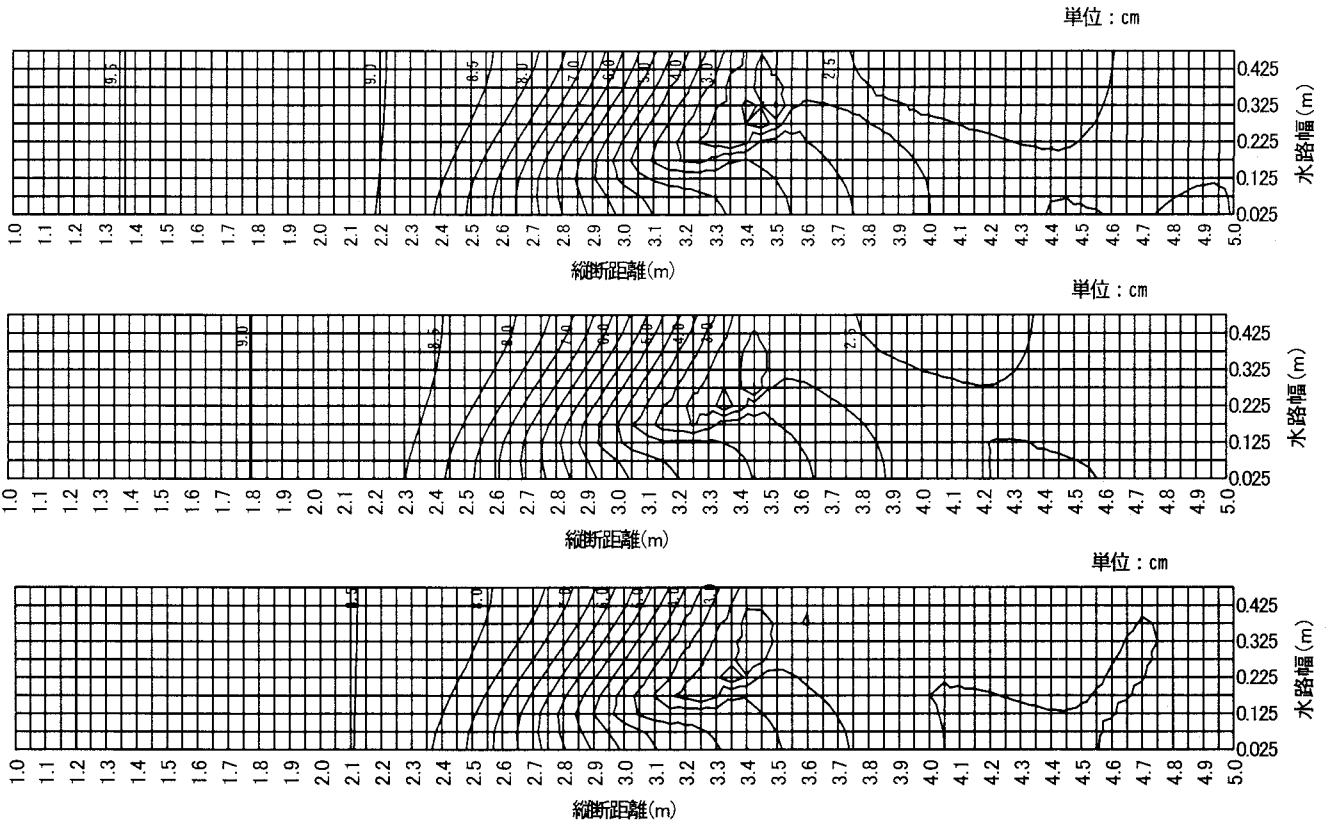


図-6 水位コンター図 (上から  $Q=5.0, 4.0, 3.01/s$ )

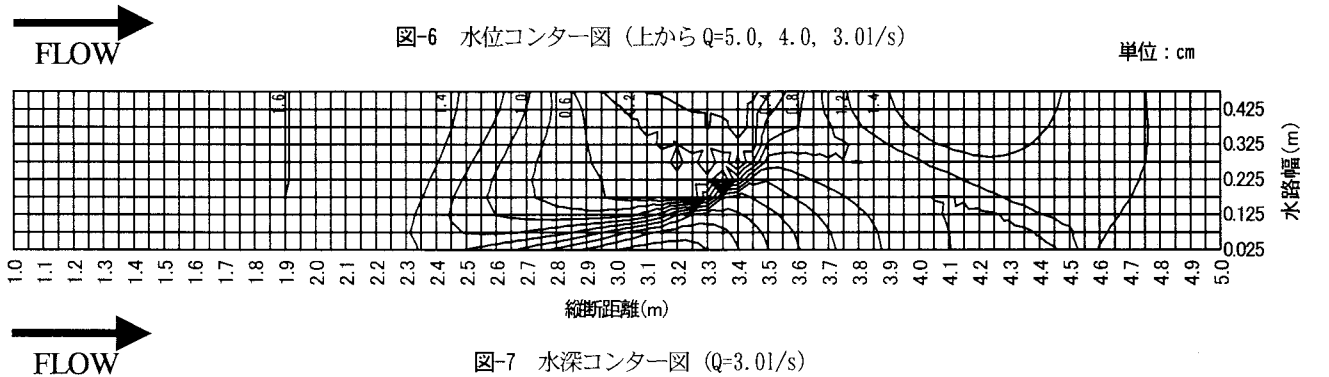


図-7 水深コンター図 ( $Q=3.01/s$ )

図-3、図-4及び図-5は、測定した水位の縦断分布と計算で得られた値を比較したものである。右岸側及び左岸側では斜めスロープ上の水深が、計算値より測定値の方がやや小さい値であるが、跳水位置及び波形についてはおおむね良く再現できている。

#### 4. 数値実験による流れの検討

室内実験において今回の数値計算の再現性がある程度評価できたことから、数値実験により流速も含めて流れの構造に関する検討を行った。

##### (1) 水面形

図-6と図-7にそれぞれ、水位コンター図、水深コンター図を示す。これらの図から、第一に流れが集中する右岸側の水面形は、 $x=3.2\text{m}$ 付近で水面勾配が緩やかになり、その位置から約  $1.2\sim 1.4\text{m}$  下流まで緩勾配の水面形が見られた。これは流量が変化してもほぼ同様の変化である。第二に流れが横断方向にも生じる中央部では、 $x=3.4\text{m}$ 付

近で水面形が急変し、跳水が生じていると考えられる。跳水位置は、数値実験の結果では流量の大小に関らず変化していない。第三に流れが斜面途中で剥離する左岸側では、 $x=3.15\text{m}$ で水深が0となり、下流端及び右岸側の影響は  $x=3.4\text{m}$ からとなっていることがわかる。ほぼ実験と同じ結果である。また、右岸壁  $x=3.2\text{m}$ からの衝撃波は左岸側に伝播し、左岸壁  $x=3.7\text{m}$ から右岸壁に伝播し、右岸壁  $x=4.2\text{m}$ 付近は水深が小さい。これもほぼ実験と同じ結果である。

##### (2) 流速ベクトル

図-8に流速ベクトル図を示す。ただし図中の最も側壁寄りのベクトルは側壁上のものでなく、右岸では  $y=0.075\text{m}$ ライン、左岸では  $y=0.475\text{m}$ ラインのものを示している。流速ベクトルは、斜めスロープ上の水路右岸に向かう流れが徐々に大きくなり、右岸沿いを進行した後、左岸側に向かう流れが生じている。右岸沿いの平均流速が最大となるのは、 $x=3.675\text{m}$ 地点(斜めスロープ終端から  $0.675\text{m}$ )で  $0.82\text{m/s}$ である。また、左岸側  $x=3.25\text{m}$ に

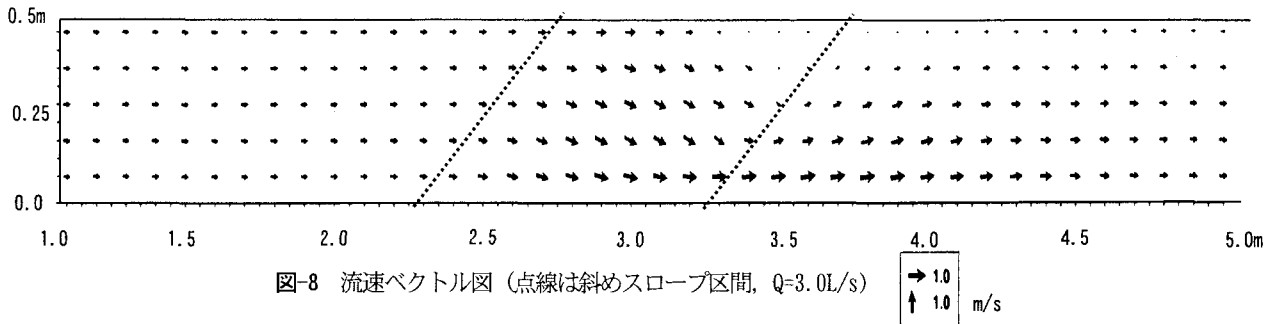


図-8 流速ベクトル図 (点線は斜めスロープ区間,  $Q=3.0\text{L/s}$ )

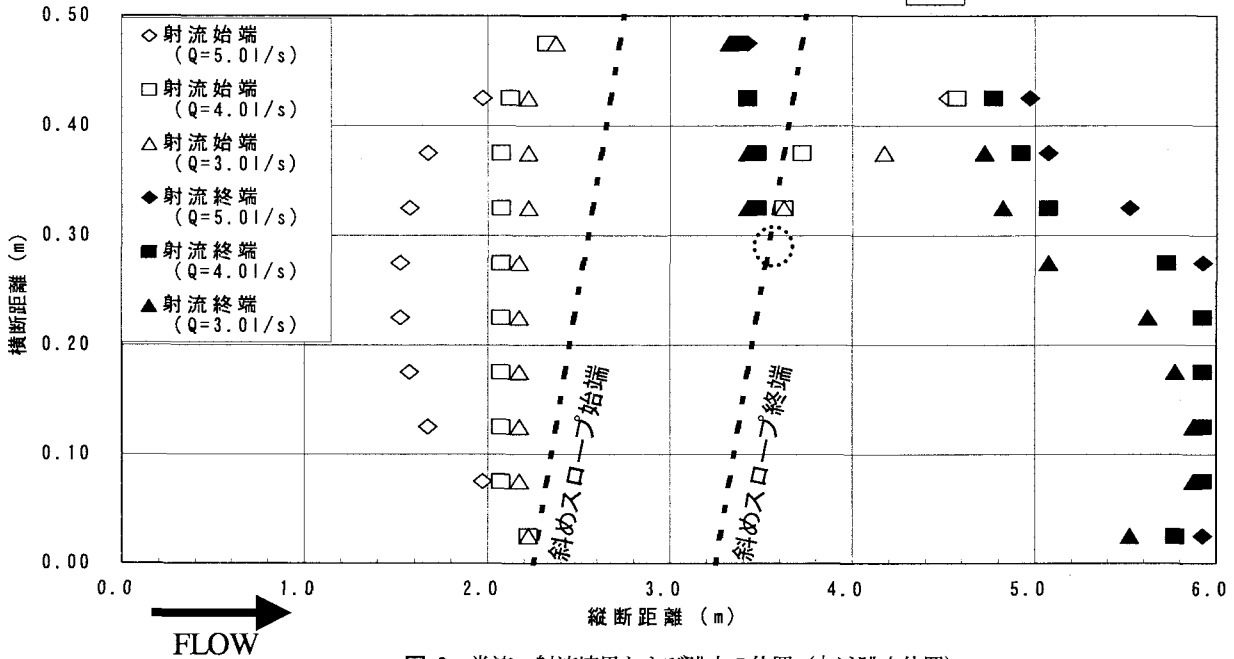


図-9 常流・射流境界および跳水の位置 (丸は跳水位置)

て流速が0になり,  $x=3.45\sim 3.75\text{m}$  では流れが逆流している。斜めスロープ末端を境界にして流れは下流に向かう。

この条件の流れは, 斜めスロープ末端の左岸側では, 河床地形に左右されず, スロープ末端右岸側からの拡がりの影響を受けている区間と位置付けられる。

### (3) 常流・射流領域及び跳水位置

図-9は, 局所的なフルード数を算出した結果と縦断的な水面形から, 常流・射流の境界と跳水の位置図を示したものである。ここでフルード数は, 圧力定義点, すなわちコントロールボリュームの中心における水深と流速の絶対値から算出した。右岸側では, 斜めスロープの始端である  $x=2.25\text{m}$  付近が支配断面となり, これより下流の斜めスロープのかなり下流 ( $x=5.4\text{m}$ ) まで射流状態にあることがわかる。

また中央部では常流と射流が混在し, 跳水が生じる。この位置は実験と比較して  $5\text{cm}$  程左岸側であるが, 微妙な現象であることを考えるとほぼ一致していると言える。ここで流量が  $3.0\text{L/s}$  の時に  $x=3.2\text{m}$  からフルード数の振動が確認された。また水路下流端まで射流の影響は継続し, 波状跳水が生じると考えられる。こうした数値的振動は局所的なメッシュ形成法等により改善の余地があるとは思われるが, ここではその検討事項からは外すこととした。左岸側では, 斜めスロープ上で流れが右岸側に向かい, 流れの剥離域が生じることから, 本研究の条件

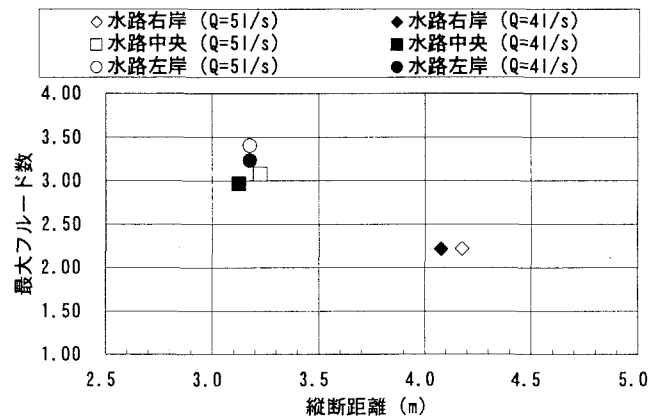


図-10 フルード数の最大値

では左岸側はほぼ水路下流端の影響に支配されると考えられる。

このように, 平面的な水面形及びフルード数の分布からも, 今回の計算条件においては斜めスロープ上で射流が生じ, その下流側では横断方向に, ある一定の幅で常流・射流が混在する様子が再現できたといえる。

流速ベクトル図から見られた, 右岸側への流れの集中とその後の左岸側への拡がりは, フルード数の変化からも読みとることができる。図-10は, 最大フルード数が生じる地点を書き出したものである。これより, 中央部及び左岸側では, 斜めスロープ末端 ( $x=3.15\sim 3.25\text{m}$  及び  $x=3.2\text{m}$ ) で最大になるのに対し, 右岸側ではその下流側 ( $x=4.1\sim 4.2\text{m}$ ) で最大になることからもうかがえる。跳

表-3 最大誤差の生じた横断面とその誤差率

| 流量<br>(l/s) | 検証した横断面<br>(m) | 誤差率<br>(%) |
|-------------|----------------|------------|
| 5.0         | x=4.3750       | 0.20       |
| 4.0         | x=4.7250       | 0.25       |
| 3.0         | x=3.2250       | 0.13       |

水位位置は、流量を変化させても平面的にほとんど変化がないことが確かめられた。これは水位・水深・流速等に関係せず、河床形状のみの条件によって支配されている可能性が大きい。一方で、常流・射流領域の境界線は、流量が大きいときは水路横断方向に伸び、流量が小さいときは縦断方向に伸びるようになる。自然河道では、前縁線に沿って周りよりも大きな石が集まっている場所が白く波立っている現象が見られる。この現象をうまく再現できているのではないかと考えられる。

#### (4) 計算誤差

表-3 は計算過程での最大誤差の生じた横断面とその誤差率を示したものである。流量が小さい場合に斜めスロープ上に数値的な振動と考えられる現象が生じたことは、今回採用した計算手法で改良すべき点を示唆しており、数値解析手法を発展させていく上で、重要な知見を示しているといえる。これは、数値計算の過程が多少不安定だったこともあるので、水面形を安定して計算するために、水位補正アルゴリズム<sup>16)</sup>などについて改善することも可能であると考えられる。しかし誤差率は非常に小さく、ある程度の精度が得られている。

## 5. 結論

本研究では、鬼怒川上流部のように、急勾配でありながら広大な川幅を有する河川での砂州上の2次元流について、SIMPLE法による数値解析を試みた。また、流況及び計算値との適合性を把握するために、長方形水路を用いて実験を行った。その結果得られた知見は以下のものである。

(1) 急流河川における砂州上の流れは、ある流量を下回ると、砂州前縁線周辺において局所的な射流領域が現れ、常流・射流が混在する流れとなる。

(2) その位置は、平面的に前縁線終端の中央部である。このことは、数値実験結果と水路実験結果とのほぼ一致した結果であることから確かめられる。

(3) 流れが集中する右岸側では、斜面上で射流となり、その流れは下流端まで進行し、波状跳水・弱跳水・波状跳水を経て常流に遷移する。水路実験でも同様の結果となっている。

(4) 砂州中央部では、斜面上で射流となり、前縁線終端に至る間に波状跳水・弱跳水を経て常流に遷移する。このことについてもほぼ同様の水路実験結果が得られた。

(5) 今回の解析方法では、常流・射流が混在する場合に

水面がやや振動する傾向があったが、局所的な射流領域の出現をある程度うまく表現することができた。

また、今後の課題として以下のような項目が挙げられる。第一に実スケールでの現象の再現を試みる必要がある。第二に本研究では、流れの解析のみを行ったが、今後は実際の土砂動態を調査するために河床変動計算も行い、常流・射流が混在する場合の影響を検討しなければならない。

自然河道の現象を考えると、河川は自然的・社会的インパクトによって流路等の姿は変化する。今回は流量を一定とした定常流解析であったが、今後は、実際の流れの波形を与えて非定常流解析を試みる必要がある。特に鬼怒川のように河床に大礫・砂利・砂が混合している場合においては、一洪水起ると低水路が移動するような現象が確認されている<sup>17)</sup>。こういった現象も再現できるように調査・研究を進めていく予定である。

#### 参考文献

- 1) 日下部重幸ら：マッコーマック法を用いた砂防ダム上流の堆砂計算法に関する研究，水工学論文集，第40巻，pp977-982，1996。
- 2) 河村三郎ら：TVD-MacCORMACK法による常・射流混在流の数値計算法，水工学論文集第37巻，pp763-768，1993。
- 3) 岡部健士ら：常・射流が混在する2次元浅水流の数値計算法，水工学論文集第39巻，pp403-408，1995。
- 4) 冨永晃宏：SIMPLE法を用いた開水路断面急変流の計算，水工学における計算機利用の講習会講義集，土木学会水理委員会基礎水理部会，pp33-42，1999。
- 5) 荒川忠一：数値流体工学，東京大学出版会，1994。
- 6) スハス・V・パタンカー（水谷幸夫ら訳）：コンピュータによる熱移動と流れの数値解析，森北出版，1985。
- 7) 香月正可ら：熱流動の数値シミュレーション，森北出版，1990。
- 8) 重枝末玲ら：FDSを用いた1次元河床変動数値モデル，水工学論文集，第47巻，pp667-672，2003。
- 9) 大川秀典ら：FDSを用いた開水路における流れの数値計算，土木学会論文集，No.614/II-46，pp37-49，1999。
- 10) 藤井孝蔵：流体力学の数値計算法，東京大学出版会，1994。
- 11) 石井千万太郎ら：砂州河道における河岸侵食と低水流路，第33回水理講演会論文集，pp379-384，1989。
- 12) 藤長賢二ら：開水路急縮部の流れ構造とその数値計算，土木学会中部支部研究発表会講演概要集，pp217-218，1998。
- 13) 芦田和男：開水路断面急拡部の水理とその適用に関する研究，京都大学防災研究所年報，第5号A，pp223-251，1962。
- 14) 鈴木幸一ら：段落ち部の流況特性，第29回水理講演会論文集，pp615-620，1985。
- 15) 藤田裕一郎ら：斜め段落ち流れに関する実験的研究，土木学会年次学術講演会講演概要集第2部，33巻，pp513-514，1978。
- 16) 史 亜傑ら：SIMPLEアルゴリズムにおける水位計算法の改良，土木学会年次学術講演会講演概要集第2部，47巻，pp.606-607，1992。
- 17) 関根正人ら：鬼怒川網状区間を対象とした洪水期間中の流路変動とその予測に関する研究，河川技術論文集，第9巻，pp323-328，2003。

(2004.9.30 受付)