

# 橋梁周辺に発生する迂回流の 流れと河岸浸食特性

FLOW AND BANK EROSION CHARACTERISTICS OF  
DETOUR FLOW FORMED AROUND A BRIDGE

和田 高宏<sup>1</sup>・竹林 洋史<sup>2</sup>・久加 朋子<sup>3</sup>・眞間 修一<sup>4</sup>・藤田 正治<sup>5</sup>  
・岡本 隆明<sup>6</sup>・戸田 圭一<sup>7</sup>

Takahiro WADA, Hiroshi TAKEBAYASHI, Tomoko KYUKA, Syuichi MAMA  
, Masaharu FUJITA, Takaaki OKAMOTO and Keiichi TODA

<sup>1</sup>正会員 工学学士 八千代エンジニアリング株式会社 東北支店 河川・水工部  
(〒980-0802 仙台市青葉区二日町 1-23)

<sup>2</sup>正会員 博士 (工学) 京都大学准教授 防災研究所 (〒612-8235 京都市伏見区横大路下三栖東ノ口)

<sup>3</sup>正会員 修士 (工学) 北海道大学大学院工学研究院 (〒060-8628 北海道札幌市北区北 13 条西 8 丁目)

<sup>4</sup>正会員 工学学士 八千代エンジニアリング株式会社 総合事業本部 河川部  
(〒161-8575 東京都新宿区西落合 2-18-12)

<sup>5</sup>正会員 工学博士 京都大学教授 防災研究所 (〒612-8235 京都市伏見区横大路下三栖東ノ口)

<sup>6</sup>正会員 博士 (工学) 京都大学助教 工学研究科 (〒615-8540 京都市西京区京都大学桂)

<sup>7</sup>正会員 Ph.D 京都大学教授 工学研究科 (〒615-8540 京都市西京区京都大学桂)

Detour flow around a bridge causes floods and bank erosions every year all over the world. However, the flow and the bank erosion characteristics of detour flow around a bridge are not studied well, as a result, the countermeasures for the detour flow are not taken well to design levees and bridges. In this study, the flow and bank erosion characteristics of detour flow around a bridge are discussed by using plane two dimensional bed deformation analysis. The results show that the non-dimensional shear stress at the top edge of a levee in the downstream area of the bridge is large, because the detour water flow back to the main channel there. As a result, the bank erosion is initiated there. Subsequently, the road connecting to a bridge suppresses the progress of the bank erosion to the upstream of a bridge. Additionally, the bank erosion in the downstream of the bridge is also suppressed.

**Key words:** detour flow, bridge, bank erosion, bed deformation analysis, levee

## 1. はじめに

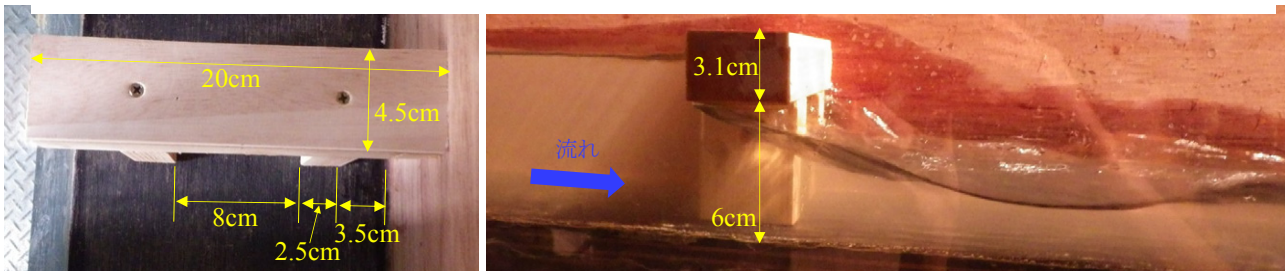
橋梁は、洪水時の河川流や流木の流下を阻害する構造物である。そのため、近年新しく建設された橋梁は、橋脚による河川流に対する遮蔽面積が河積の5%以下となるように設計され、この条件を満たさないときは別途対策を実施することとなっている。しかし、建設時期の古い橋梁はこのような設計基準を満たしていないまま、現在も存在する。特に橋脚間の距離が流木の長さスケール以下の中小河川の橋梁では流木やゴミが橋梁に引っかかり、河道内の水の

疎通能力が低下し、低流量でも氾濫して橋梁を迂回する迂回流が形成される。また、流木やゴミが橋梁に引っかからなくても水位が堤防の天端よりも高くなり始めると、流れが橋桁によって遮られ、氾濫流量が増加して迂回流は強くなる。

橋梁を迂回する流れによる水害・土砂災害は毎年のように発生しているが、迂回流の流況特性や河岸浸食特性に関する研究は皆無に等しい。これは、橋梁の構造や河岸の状況によって迂回流の流量や浸食プロセスが異なってくることや堤防の護岸の状況を再現した水路実験が困難なためと考えられる。そのため、迂回流の流況特性や河岸の浸食プロセス等の



図-1 熊野市五郷町における迂回流及び氾濫原からの水の流れによる河岸・道路・農地の浸食



(a) 水路上方から見た橋梁模型

(b) 水路側方から見たCase 0の流れ

図-2 橋梁模型の幾何形状と Case0 の流況

知見が不足しており、迂回流対策が十分に実施されていないのが現状である。そこで本研究では、迂回流発生直後に実施した河岸浸食状況の現地調査、橋桁に水が衝突する場を対象とした水路実験、護岸及び道路等の非浸食域を考慮した平面二次元流れの河岸・河床変動解析を用いて、迂回流の流況及び河岸浸食特性の検討を行った。

## 2. 2011 年紀伊半島豪雨時に三重県熊野市五郷町で発生した橋梁周辺の迂回流による災害

図-1 に示すように、三重県熊野市五郷町では橋梁の左岸側を迂回する迂回流及び氾濫原からの水の流れによって、河岸・道路・農地の浸食が発生していた。橋梁は、北山川の支川の大又川に架かっており、七色ダムの上流に位置している。橋に続く浸食された道路の東の家屋の住民によると、2011 年 9 月 4 日

の午前 5 時頃、急激に浸食が発達したとのことである。また、午前 5 時の時点では、一面水浸しで避難は不可能な状態だったとのことである。広域図を見るとわかるように、被災地は、少し広い谷に形成された谷底平野の下流に位置し、ちょうど谷が細くなっており、迂回流に起因した氾濫流が貯留しやすい地形的特徴も有している。図に示すように、橋桁には多くの植生が引っかかっており、増水した水が橋桁まで達していたことがわかる。

## 3. 水路実験の概要

次章での橋脚及び橋桁に水が衝突した流れ場の数値解析の再現性を確認するために水路実験を行う。実験で用いた橋梁の模型を図-2 (a) に示す。水路幅は 20cm、河床勾配は 0.0067 の直線水路である。橋

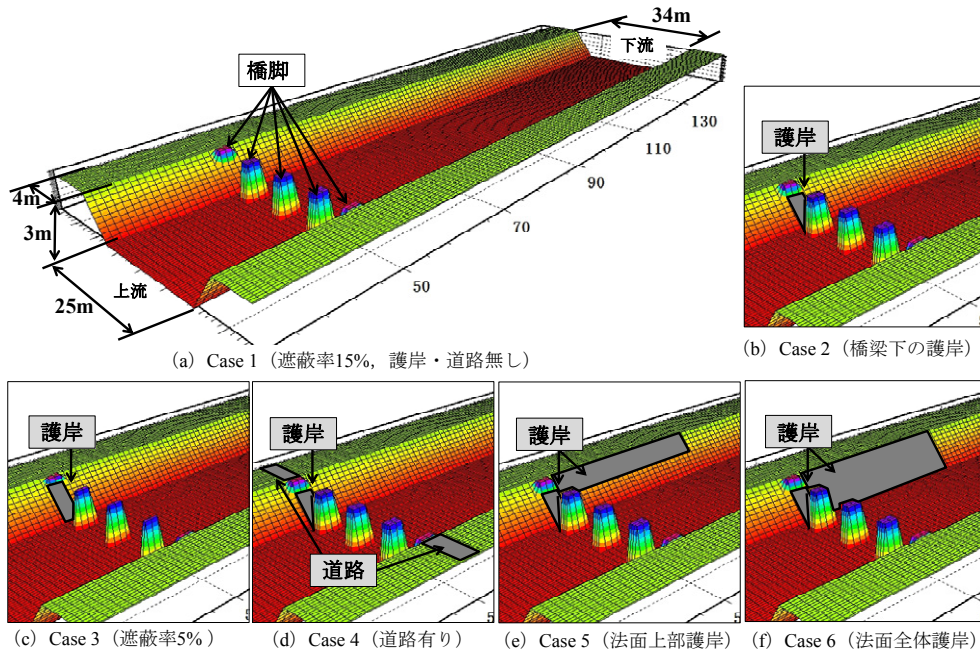


図-3 解析に用いた水路、橋梁、護岸、道路の条件 (Cases1~6)

脚の本数は2本であり、各橋脚の太さは2.5cmである。河床から橋桁下面までの高さは6cmであり、橋桁の厚さは3.1cmである。上流からの給水流量は橋桁に水が衝突する0.0056m<sup>3</sup>/s (Case 0) の定常給水とした。

#### 4. 数値解析

##### (1) 基礎方程式

解析に用いた基礎方程式は、竹林<sup>1)</sup>と同様の一般座標系で記述された式であるが、本計算では解析格子を長方形としたため、デカルト座標系で記述された Takebayashi<sup>2)</sup>と同様の式となる。流れの質量保存則と運動量保存則は以下のようなものである。

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

$$\frac{\partial hu}{\partial t} + \frac{\partial hu}{\partial x} + \frac{\partial huv}{\partial y} = -gh \frac{\partial z}{\partial x} - \frac{\tau_x}{\rho} + \frac{\partial \sigma_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial y} \quad (2)$$

$$\frac{\partial hv}{\partial t} + \frac{\partial huv}{\partial x} + \frac{\partial hv}{\partial y} = -gh \frac{\partial z}{\partial y} - \frac{\tau_y}{\rho} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{yy}}{\partial y} \quad (3)$$

ここに、 $t$ は時間、 $x$ および $y$ は、それぞれ流下方向および横断方向の座標、 $h$ は水深、 $z$ は水位、 $u$ および $v$ は、それぞれ流下方向および横断方向の水深平均流速、 $g$ は重力加速度、 $z_b$ は河床位、 $\tau_x$ および $\tau_y$ は、それぞれ流下方向および横断方向の河床せん断力であり、 Manning則で評価する。また、 $\sigma_{xx}$ 、 $\sigma_{yy}$ 、 $\tau_{xy}$ および $\tau_{yx}$ は乱流応力であり、0次方程式で評価している。橋脚側面の粗度は、橋梁近傍の計算格子において、Manning則で径深を用いて評価した。なお、

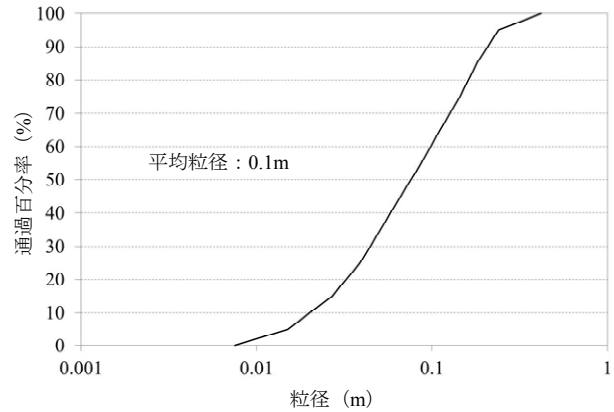


図-4 解析に用いた河岸材料の粒度

橋梁側面の粗度係数は河床と同じものを用いた。上流からの流れは橋桁の上流側の面に当たっているため、橋桁下面より上は壁面として扱い、橋脚下面より下の部分と橋脚両岸の道路部分(迂回流)から下流に水が流れるものとしている。本解析の全ての条件で、図-2 (b) に示すように橋桁下面と水面とは接触しないため、橋桁下面による表面摩擦は考慮していない。河床近傍の流速は Engelund<sup>3)</sup>と同様に、水深平均流速の流線の曲率より予測し、二次流強度の係数は7を用いた。流砂量は掃流砂のみを考慮した。流砂量は芦田・道上式<sup>4)</sup>に河床の局所的な勾配が流砂ベクトルに及ぼす影響を考慮した芦田・江頭・劉<sup>5)</sup>の方法により求める。本解析では、橋梁に繋がる堤防を横断する道路や堤防法面の護岸を考慮した解析を実施する。そのため、移動床と固定床が混在する状態となるため、竹林<sup>1)</sup>の掃流砂層モデルを用いて固定床上の流砂を扱った。河岸材料は混合砂として扱い、粒径階の数を10とした。粒度の計算は交換層の下に遷移層を導入した芦田・江頭・劉<sup>5)</sup>による方法を用いた。土砂の各粒径階の質量保存則と河床

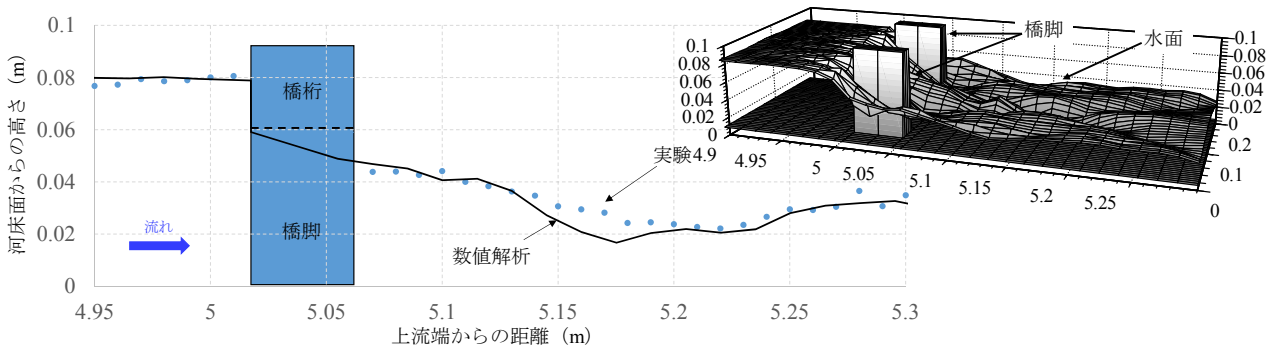


図-5 実験と数値解析の水面形の比較 (Case 0, 鳥瞰図では橋桁は示していない)

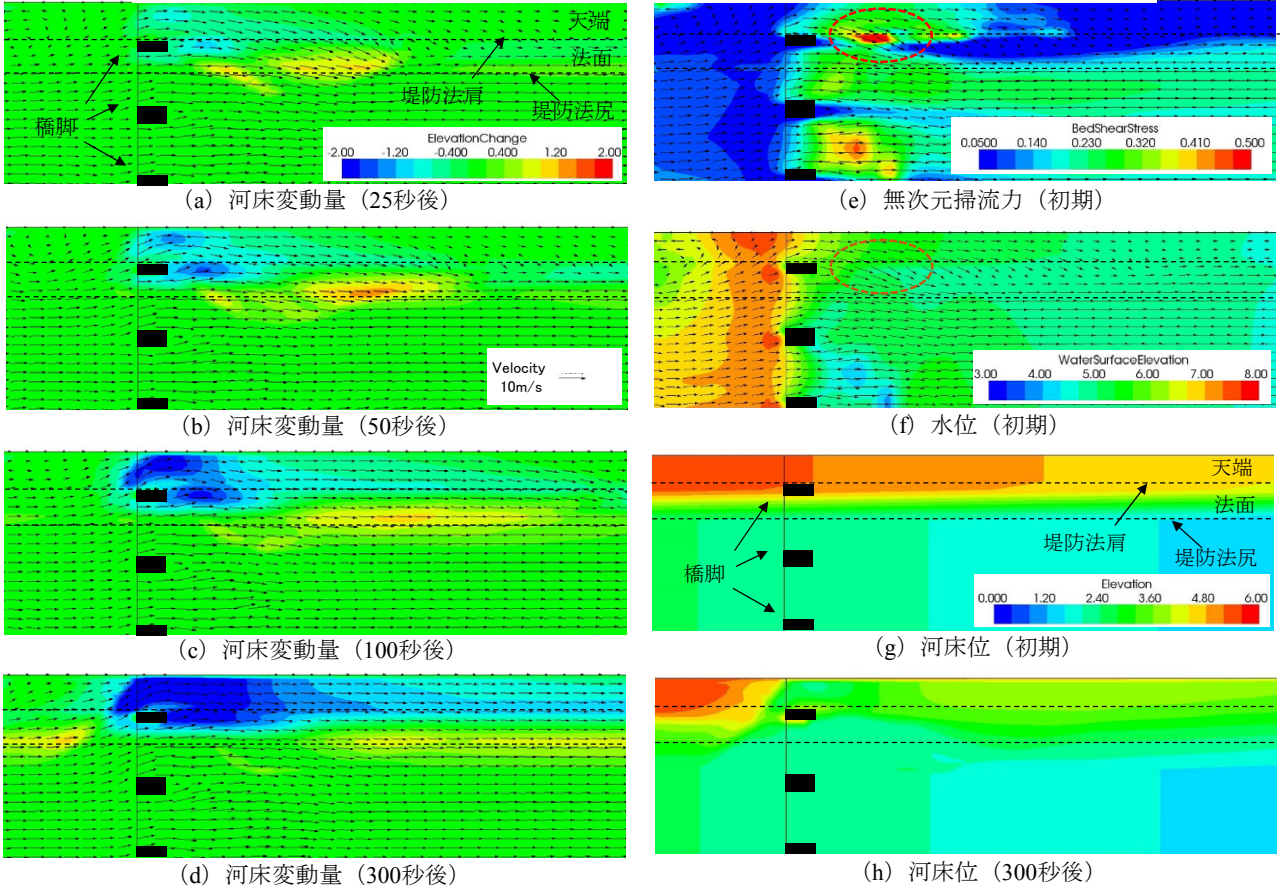


図-6 Case 1 の河床変動量, 無次元掃流力, 水位, 河床位の平面分布

位方程式は以下のようなになる。

$$\frac{\partial c_b E_b f_{bi}}{\partial t} + (1-\lambda) F_{bi} \frac{\partial z_b}{\partial t} + \frac{\partial q_{bxi}}{\partial x} + \frac{\partial q_{byi}}{\partial y} = 0 \quad (4)$$

$$\frac{\partial c_b E_b}{\partial t} + (1-\lambda) \frac{\partial z_b}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left( \sum_{i=1}^n q_{bxi} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( \sum_{i=1}^n q_{byi} \right) = 0 \quad (5)$$

ここに、 $c_b$  は掃流砂の濃度、 $E_b$  は掃流砂層厚、 $f_{bi}$  は掃流砂層内の  $i$  粒径階の土砂の存在率、 $q_{bxi}$  と  $q_{byi}$  は、それぞれ、流下方向と横断方向の  $i$  粒径階の掃流砂量、 $\lambda$  は河床面以下の土砂の空隙率、 $d_m$  は掃流砂の平均粒径、 $\theta$  は河床勾配、 $\phi$  は砂の内部摩擦角、 $n$  は粒径階の数、 $\tau_{*m}$  は平均粒径に対する無次元掃流力である。 $F_{bi}$  は河床上昇の場合と河床低下の場合で異なる。

り、河床上昇の場合は掃流砂層内の  $i$  粒径階の存在率、河床低下の場合は河床面以下の土砂の  $i$  粒径階の存在率である。掃流砂の濃度は河床面以下の土砂濃度の半分とし、掃流砂層厚は固定床上に存在する土砂量に比例するものとして与えた。

## (2) 解析条件

解析条件は、前述の三重県熊野市五郷町の大又川の橋梁を想定した。図-3 に河道及び橋梁の幾何条件を示す。河道の幅は、両堤防の河道側の法肩間距離で 34m、両堤防の河道側の法尻間距離で 25m であり、堤防高さ 3m、堤防天端幅 4m の直線水路である。河道と反対側の法肩には、家屋などを想定して垂直壁が存在するとしている。河床勾配は 0.015 である。橋脚の数は 5 本であり、その内の 2 本は両堤防の法

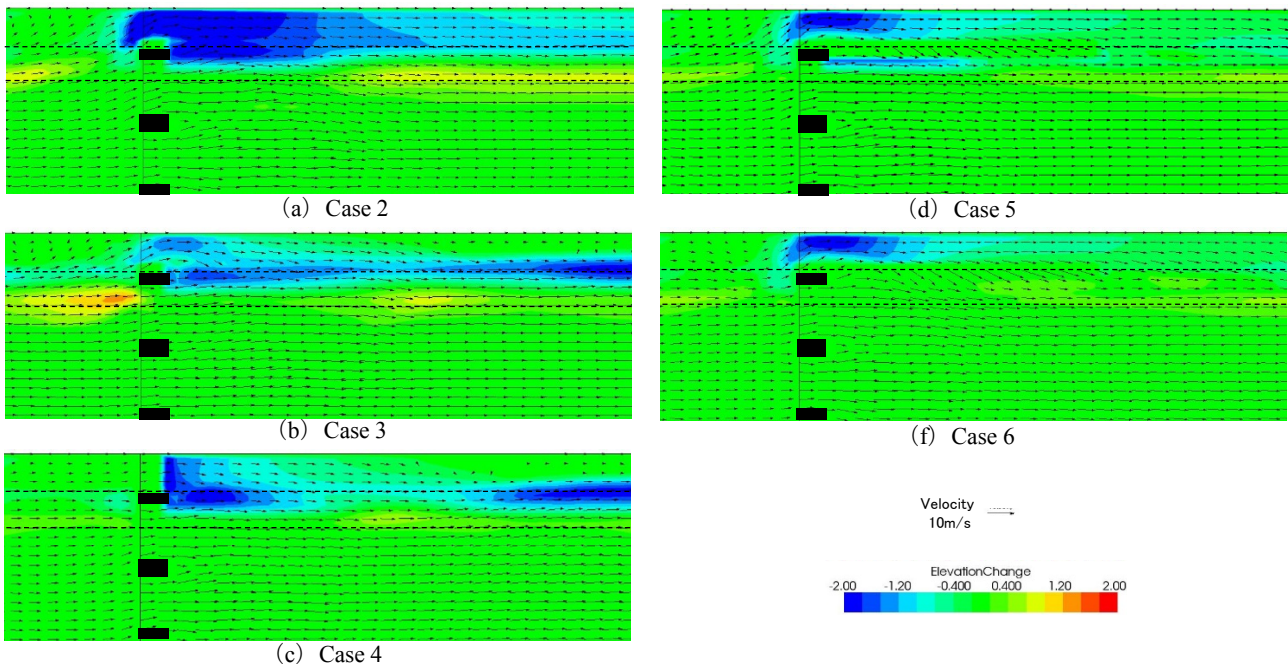


図-7 300s後の河床変動量 (Case 2～Case 6)

面上にある。橋脚の幅は2.5m、橋脚と橋脚の間隔は5.5mであり、断面遮蔽率は15%である。Case 1は天端のアスファルト舗装や法面の護岸は考慮していない。Case 2は橋梁の下の堤防法面のみを護岸で防護している。Case 3はCase 2と同様の堤防の条件であるが、橋脚の幅を1.5mに細くし、断面遮蔽率を5%とした。Case 4は、橋梁下の護岸に加えて、橋梁に繋がる道路を設置した。Case 5は、橋梁下の護岸に加えて、堤防法面の上部のみに護岸を設置した。なお、護岸は橋梁下流域のみに20mの長さで設置した。Case 6はCase 5と同様の条件であるが、堤防法面の下部も含めて護岸を設置した。なお、これらの護岸や道路は破壊・浸食されない固定床として取り扱う。上流からの給水流量は $600\text{m}^3/\text{s}$ の一定値とし、下流端の水位は、橋梁がない場における等流水深から得られる水位とした。初期条件は、これらの境界条件で定常場を形成したものである。河岸の土砂の粒度は図-4に示すような混合砂であり、平均粒径は0.1mである。なお、解析では迂回流による河岸の浸食プロセスのみを検討するため、両堤防の河道側の法尻間の河床は固定床とし、河岸から供給された土砂は堆積するが、初期河床以下には浸食されないものとした。このような条件は、山地河川で岩が露出したり、コンクリート三面張りの中小河川など、非常に多く存在する。また、橋脚及び橋桁に水が衝突した流れ場の再現性を確認するために実験と同一条件のCase 0の解析も行った。

## 5. 結果と考察

### (1) 橋脚及び橋桁に水が衝突した流れ場の解析

図-5に、実験と数値計算によって得られたCase 0

の水路中央における水位の縦断分布と計算によって得られた水面形の鳥瞰図を示す。なお、鳥瞰図では橋桁は示していない。図より、本解析モデルによって橋桁の上流側の面に流れが当たることによる橋梁上流域の堰上げ、橋梁下流域の水位低下を良く再現できていることがわかる。また、水位の平面分布の測定はできていないが図-2 (b)の写真に見られるような、橋脚直下流での水位低下などの水面形状の平面的な分布特性も再現できていることがわかる。これらの比較は、迂回流そのものの比較とはなっていないが、堰上げ水位が適切に再現されていることから、本解析のように迂回流による水の一部が側方へ流出しない場合は、迂回流の流量は適切に評価可能である。また、図-5に示したように、橋脚を迂回した直後の橋梁直下流の水位の平面分布特性が再現されていること、対象としている堤防の法面勾配が土砂の安息角より緩やかであるため迂回流による流れの三次元性は強くないことなどから、本モデルで橋桁を迂回する流れ場の再現もある一定レベルで可能と判断できる。

### (2) 迂回流による河岸浸食プロセス

図-6にCase 1における河床変動量と水深平均流速ベクトルの平面分布の時間変化、初期の水位と無次元掃流力の平面分布、初期と300秒後の河床形状を示す。なお、図には橋梁断面周辺の左岸側半分のみを示している。図-6 (e)の赤の破線の円で示すように、初期において堤防法肩の一部で無次元掃流力が大きくなっていることがわかる。流速ベクトルから、この地点は迂回流の主流が河道に戻る地点であることがわかる。また、水位の平面分布からわかるように、橋梁による疎通能力の減少による河道内の流量

低下と橋梁上流端における水位上昇に起因した橋梁断面から下流域での流速の増加に伴って、橋梁直下流域では水位が低下している。一方、橋梁を迂回した流れは、堤防上を流れてきて水位低下した橋梁の下流域で河道に戻るため、図-6 (f) の茶色の破線の円で示すように、水面の横断勾配が大きくなり、無次元掃流力を大きくしていることがわかる。その結果、迂回流による河岸の浸食は、茶色の破線の円で示した橋梁下流域の堤防の法肩から発生し、時間とともに上流に進行していくことがわかる。そのため、堤防法肩の護岸の強度は、橋梁下流域で大きくすると迂回流による耐浸食性が高まると考えられる。また、本解析では平均粒径 0.1m の比較的大きい粒径の土砂を河岸材料として用いているが、わずか数分で橋梁周辺の河岸が完全に浸食されることがわかる。

### (3) 迂回流による河岸浸食対策

図-7 (a) に橋梁の下の堤防法面に護岸を設置した場合である Case 2 の 300 秒後の河床変動量を示す。法面上の橋脚周辺の浸食が無くなり、河岸浸食による橋脚の倒壊の危険は無くなっているが、迂回流による河岸浸食に大きな影響を与えていないことがわかる。図-7 (b) に橋脚による遮蔽率 5% である Case 3 における 300 秒後の河床変動量の平面分布を示す。Case 2 と比較すると、迂回流の流量が低下しているため、河岸浸食速度が大きく低下していることがわかる。図-7 (c) に橋梁に繋がる道路を考慮した Case 4 の解析結果を示す。図に示すように、道路は堤防の天端を横断するように敷設されているため、迂回流による河岸浸食が橋梁断面及び橋梁上流へ進行することを抑制している。また、橋梁下流域の堤防の浸食量も大きく低下しており、橋梁に続く道路が迂回流による浸食の抑制に大きく寄与していることがわかる。なお、本解析では道路が破壊しないことを前提に計算を実施している。実現象では、道路直下流の堤防の天端がある程度浸食されると道路も破壊し始めると考えられる。そのため、道路と堤防天端の境界部分に別途道路破壊対策を実施すれば、道路も破壊されず、迂回流による河岸浸食を大幅に抑制できると考えられる。なお、Case 3 と Case 4 で見られるのり面下流での浸食も迂回流に起因したものであり、橋梁直下流での浸食が小さいため、堤防上を下流まで流れる流量が大きくなり、下流でも浸食を発生させている。図-7 (d) に堤防法面上部のみにも護岸を設置した Case 5 の解析結果を示す。堤防上部のみにも護岸を設置したのは、Case 1 の無次元掃流力の平面分布より、無次元掃流力の最大値が堤防法肩で発生していたためである。図より、法面上部のみを防護することによって堤防天端の浸食量は大きく減少していることがわかる。しかし、堤防法面の下部

は、護岸が無い場合浸食が発生しており、実現象では護岸が破壊されると考えられる。一方、堤防の法面全体に護岸を設置した Case 6 は、堤防天端の浸食は Case 5 と同様に抑制されており、堤防下部の浸食も無くなっているため、護岸そのものの破壊も発生しにくいと思われる。

## 6. 結論

本研究で得られた主な結果をまとめると以下のようである。

- (1) 迂回流が河道に戻る地点は掃流力が大きくなるため、堤防法肩を急速に浸食する。そのため、迂回流による河岸浸食は橋梁下流域の堤防法肩から始まり、時間とともに上流に進行する。これらの結果より、堤防法肩の護岸の強度を橋梁下流で大きくすると迂回流による耐浸食性が高まると考えられる。
- (2) 河床材料の平均粒径を 0.1m とし、比較的大きい粒径とした計算を行ったが、迂回流による河岸浸食によって、わずか数分で橋梁周辺の河岸が完全に浸食された。
- (3) 橋梁に続く道路は、迂回流による河岸浸食が上流に進行することを抑制するとともに、迂回流による堤防の浸食も抑制する。しかし、道路直下流の堤防の天端がある程度浸食されると道路も破壊すると考えられるため、道路と堤防天端の境界部分に矢板を埋設するなどの道路破壊対策を実施すると、迂回流による河岸浸食を抑制できる。
- (4) 掃流力の大きい堤防上部のみを護岸すると、迂回流による浸食は大きく減少する。しかし、堤防法面下部も浸食されて護岸が破壊される可能性が高いため、護岸は堤防法面全体を覆う必要がある。

### 参考文献

- 1) 竹林洋史：河川中・下流域の河道地形，ながれ，第 24 巻，第 1 号，pp. 27-36, 2005.
- 2) Hiroshi Takebayashi and Takeshi Okabe : Braided streams with vegetation presence under unsteady flow, *Water Management*, Institution of Civil Engineers, Thomas Telford Publishing, Volume 162, Issue 3, pp. 189 -198, 2009.
- 3) Engelund, F. Flow and bed topography in channel bends. *Jour. of Hy. Div. ASCE*, Vol. 100, No. HY11, 1974.
- 4) 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，土木学会論文報告集，第 206 号，pp.59-69, 1972.
- 5) 芦田和男，江頭進治，劉炳義：蛇行流路における流砂の分級および河床変動に関する数値解析，*水工学論文集*，第 35 巻，pp.383-390, 1991.

(2014. 9. 30 受付)