

# 河川合流部の洪水流と河床変動の非定常三次元解析

Flow and Bed Topography in a River Confluence by Three-Dimensional Unsteady Flow Analysis

福岡捷二\*・五十嵐崇博\*\*・西村達也\*\*\*・宮崎節夫\*\*\*\*

By Shoji FUKUOKA, Munehiro IGARASHI, Tatsuya NISHIMURA and Setsuo MIYAZAKI

An unsteady flow analysis becomes essential to obtain a solution of hydraulic phenomena in river confluence and diversion. This study attempts to develop an unsteady three-dimensional numerical model of a flow and bed variations in channel with river confluence. The simulation result shows fairly good agreement in the flow and bed topography with river's data. Comparison of the result of this model with that of a steady flow simulation model, gives the similar result in this case.

keywords : three dimensional numerical analysis, unsteady flow analysis,  
river confluence, flow and bed topography

## 1. 序論

福岡ら<sup>1)</sup>は、河川合流部など複雑な平面形状、水理特性を有する河川に準定常状態の仮定のもとに、三次元定常計算を適用し、流れと河床変動の解析を行っている。

しかし、河川分合流部や河道の貯留効果が考えられる場合、また、感潮区間など複雑な水理現象を呈する実河川の洪水流では、流れの非定常性が問題となる。そこで、本研究では、流れの非定常性が議論となる合流部や分流部の流れの解析に直交曲線座標系による非定常三次元計算モデルを開発し、準定常計算によるさきの解析結果<sup>1)</sup>と非定常計算による解析結果とを比較し、適合性の検討を行った。

- 
- \* 正会員 工博 Ph.D 広島大学教授 工学部第四類（建設系）  
（〒724 東広島市鏡山1-4-1）
- \*\* 正会員 工修 建設省中国地方建設局河川部河川計画課長  
（〒730 広島市中区上八丁堀6-30）
- \*\*\* 正会員 工修 (株)建設技術研究所 技術第3部  
（〒103 中央区日本橋堀留町1-7-7）
- \*\*\*\* 正会員 (株)建設技術研究所 技術第3部  
（ 同上 ）

## 2. 計算手法

### 2.1 基礎式

座標系は  $s-n-z$  による直交曲線座標系を用いる。川幅が曲率半径に比べ十分小さく（河道中央の曲率半径  $r_0$  / 曲率半径  $r \approx 1$ ）、静水圧分布が成り立つものとし、河床  $z_0$  から高さ  $z$  まで積分した連続式を  $s$  及び  $n$  方向の運動方程式に代入すると次式が得られる。

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial s} + v \frac{\partial u}{\partial n} - \left\{ \frac{\partial}{\partial s} \int_{z_0}^z u \, dz + \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial n} \int_{z_0}^z r v \, dz \right\} \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{u v}{r} \\ = -g \frac{\partial H}{\partial s} + \frac{\partial}{\partial s} \left\{ \varepsilon \frac{\partial u}{\partial s} \right\} + \frac{\partial}{\partial n} \left\{ \varepsilon \frac{\partial u}{\partial n} \right\} + \frac{\partial}{\partial z} \left\{ \varepsilon \frac{\partial u}{\partial z} \right\} \quad \dots\dots\dots(1)$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial s} + v \frac{\partial v}{\partial n} - \left\{ \frac{\partial}{\partial s} \int_{z_0}^z u \, dz + \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial n} \int_{z_0}^z r v \, dz \right\} \frac{\partial v}{\partial z} - \frac{u^2}{r} \\ = -g \frac{\partial H}{\partial n} + \frac{\partial}{\partial s} \left\{ \varepsilon \frac{\partial v}{\partial s} \right\} + \frac{\partial}{\partial n} \left\{ \varepsilon \frac{\partial v}{\partial n} \right\} + \frac{\partial}{\partial z} \left\{ \varepsilon \frac{\partial v}{\partial z} \right\} \quad \dots\dots\dots(2)$$

ここに、 $u, v$  は、 $s, n$  方向の流速、 $H$  は水位、 $\rho$  は水の密度、 $r$  は曲率半径、 $g$  は重力加速度、 $\varepsilon$  は渦動粘性係数である。

連続式を河床から水面まで積分し、水面と河床における運動学的条件を用いると、次式が得られる。

$$\frac{\partial H}{\partial t} + \frac{\partial (u_0 h)}{\partial s} + \frac{1}{r} \frac{\partial (r v_0 h)}{\partial n} = 0 \quad \dots\dots\dots(3)$$

ここに  $u_0, v_0$  は  $u, v$  の水深平均流速である。

河床変動計算には、流砂の連続式と流砂量式を用いる。

$s, n$  方向の流砂量式は、それぞれ Meyer-Peter & Muller の式及び長谷川の式を用いる。

$$\frac{\partial z_0}{\partial t} + \frac{1}{1-\lambda} \left\{ \frac{\partial q_{Bs}}{\partial s} + \frac{1}{r} \frac{\partial (r q_{Bn})}{\partial n} \right\} = 0 \quad \dots\dots\dots(4)$$

$$q_{Bs} = 8 \sqrt{(\rho_s / \rho - 1) g d^3 (\tau_*' - \tau_{*c})^{1.5}} \quad \dots\dots\dots(5)$$

$$q_{Bn} = q_{Bs} \left\{ \frac{v_b}{u_b} - \sqrt{\frac{\tau_{*c}}{\mu_s \mu_k \tau_*}} \frac{\partial z_0}{\partial n} \right\} \quad \dots\dots\dots(6)$$

ここに  $z_0$  は河床高、 $\rho_s$  は砂礫の密度、 $d$  は河床材料の粒径、 $\lambda$  は河床材料の空隙率、 $\tau_*$  は無次元せん断力、 $\tau_*'$  は無次元有効せん断力、 $\tau_{*c}$  は無次元限界せん断力、 $\mu_s$  及び  $\mu_k$  は静止及び動摩擦係数、 $u_b, v_b$  は河床付近の  $s, n$  方向の流速、 $q_{Bs}, q_{Bn}$  は  $s, n$  方向の掃流砂量を示す。

### 2.2 数値計算手法

(1), (2)式及び(3)式の計算手法については、福岡ら<sup>2)</sup>の方法を用い、 $s, n$  方向流速  $u, v$  の水深方向の分布形を、次式に示す余弦関数を用いたフーリエ級数で与え、その際のフーリエ係数 ( $u_0, u_1, u_2, v_0, v_1, v_2$ ) は、「1」、「 $\cos \pi (z - z_0) / h$ 」、「 $\cos 2\pi (z - z_0) / h$ 」を重み関数として、水深方向に積分することによって離散化した運動方程式を差分化することによって求める。

$$\left. \begin{aligned} u &= u_0 + u_1 \cos \pi (z - z_0) / h + u_2 \cos 2\pi (z - z_0) / h \\ v &= v_0 + v_1 \cos \pi (z - z_0) / h + v_2 \cos 2\pi (z - z_0) / h \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots(7)$$

また、 $z$  方向の拡散項は、河床のせん断力により次式で与える。

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon \frac{\partial u}{\partial z} \Big|_{z=z_0} &= C_B u_b \sqrt{u_b^2 + v_b^2} \\ \varepsilon \frac{\partial v}{\partial z} \Big|_{z=z_0} &= C_B v_b \sqrt{u_b^2 + v_b^2} \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots(8)$$

ここに、 $C_B$  は河床の摩擦係数である。

次に河床変動の計算については、算定された  $s, n$  方向の流速  $u, v$  から、河床附近のせん断力を算定し、(4)式の流砂の連続式、(5), (6)式の流砂量式を用いることにより、 $\Delta t$  後の河床高を算定する。

### 3. 実河川における計算結果

前節に示した解析法を用いて、実河川における再現計算を行いモデルの適用性を検討する。

#### 3.1 計算対象河川および計算条件

計算対象とした河川は、中国地方の一級河川である江の川である。江の川は、中国山地を源とし、広島・島根の両県を流下して日本海に注ぐ、流路延長1,661km、流域面積3,870km<sup>2</sup>の一級河川である。江の川三川合流部は江の川の中上流部の広島県三次市に位置しており、江の川本川、馬洗川、西城川の三川が合流する地点である。

計算範囲は河道の平面形状をもとに、図-1に示す江の川138.2k~141.8k、馬洗川0.0k~3.0k、西城川0.0k~1.4kの区間とし、再現対象洪水は江の川における既往最大出水である昭和47年7月洪水を用いる。

計算を行うためには、上流端河道流量と下流端水位が必要である。本モデルは非定常計算モデルであるため、1時間間隔で整理されている実測の水位資料と水位資料よりH-Q式により換算された流量資料を用い、正時以外の水位・流量は前後の記録より、直線内挿により補間する。図-2に計算に用いた水位・流量ハイドログラフを示す。また、計算対象期間は洪水のピークから前後4時間を対象に行った。計算条件は、表-1に示す通りである。

差分計算に用いるメッシュは、図-1に示すように、合流部の河道平面形状と横断測量地点を考慮し、縦断方向には70m~200m間隔で、江の川は37分割、馬洗川は24分割、西城川は13分割した。横断方向には河川毎の流路中央にs軸をとり、特に合流部では洪水時の流況を参考とし分割を行った。また、計算が不安定になることを避けるため、高水敷と低水路を区別し分割し

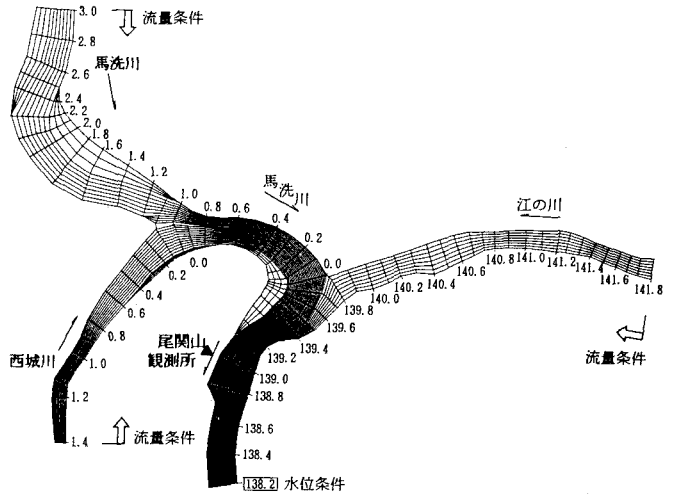


図-1 差分計算メッシュ図

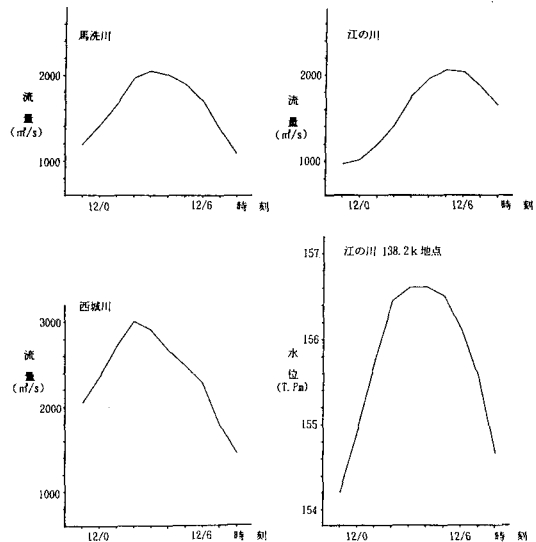


図-2 流量・水位ハイドログラフ  
(昭和47年7月洪水)

表-1 計算条件

対象洪水	昭和47年7月洪水
流量	図-2参照
下流端水位	江の川 138.2k 地点の水位 (図-2参照)
初期河床形状	昭和44年測量結果
粗度係数	江の川 138.2k~139.6k $n=0.030$
	江の川 139.8k~141.8k $n=0.035$
	馬洗川 0.0k~0.8k $n=0.030$
	馬洗川 1.0k~3.0k $n=0.035$
西城川 0.0k~1.4k $n=0.035$	
河床材料	平均粒径 5.0 cmを使用
河床材料の密度	2.65
静止摩擦係数	0.8
動摩擦係数	0.5
計算対象時間	7月12日0時から12日8時まで

ている。

### 3.2 計算結果

図-3は、洪水ピーク時付近(12日3時)の水深平均流速ベクトルを示したものであり、図-4は計算ステップ毎に得られる水位の最大値の縦断分布を洪水痕跡と比較したものである。水位Hの縦断形を見ると、計算結果は江の川の138.2k~139.8k区間及び馬洗川0.0k~0.6k区間の彎曲部の左右岸の水位差をよく表わしていることがわかる。しかし、西城川では水位の説明が十分ではない。また、馬洗川0.8k~1.0k区間や江の川の139.6k~139.8k区間の水深平均流速ベクトルを見ると、合流部の流況は、複雑な流れを呈していることがわかる。図-5は、江の川139k地点に位置する尾関山水位流量観測所(上流境界から3~4km下流)地点における計算流量と上流端の境界での三川の流量を合計したもの及び尾関山観測所における実績流量を示したものである。計算流量値は洪水の立ち上がりからピーク付近まで上流で与えた流量を下回る傾向を示しているが、減水部では上流で与えた流量を若干上回る結果となっている。この点については更に検討を要するが、非定常計算による河道貯留と洪水の遅れを表したものと考えられる。

次に、河床変動計算結果を示す。図-6は昭和47年7月洪水において破堤が発生した馬洗川の0.8k地点及び1.0k地点の洪水終了後の横断測量結果と計算結果とを比較したものである。この図を見ると、計算結果と測量結果には若干の差は見られるが、計算結果は、

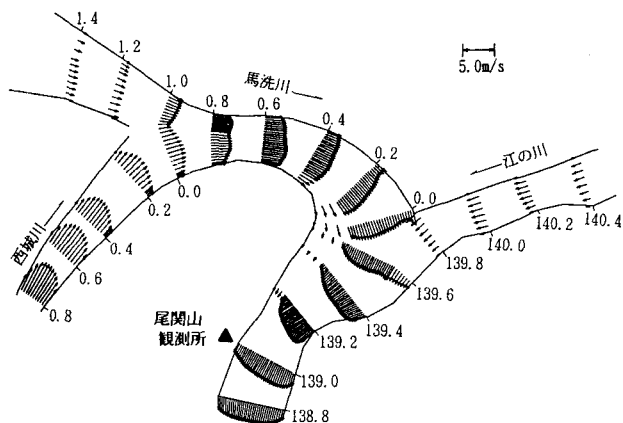


図-3 水深平均流速ベクトル図  
(非定常計算, 洪水ピーク付近)

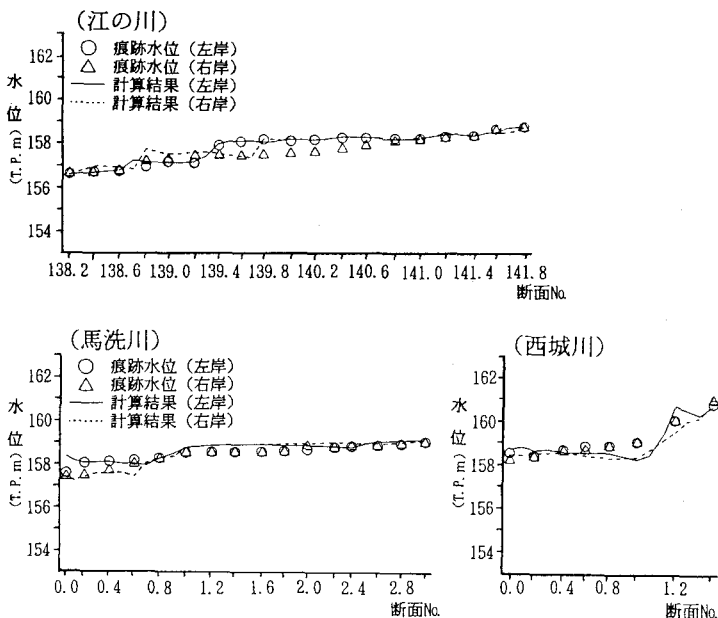


図-4 水位の縦断変化  
(非定常計算, 洪水ピーク時)

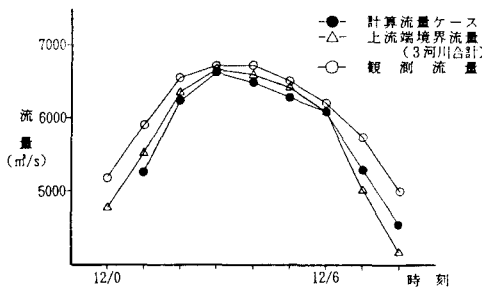


図-5 尾関山流量波形図

洪水終了後の河床変動状況を概ね再現することができていることがわかる。以上の結果、本解析法によって三川合流部の複雑な流況および河床変動状況を概ね再現することが可能であることがわかる。

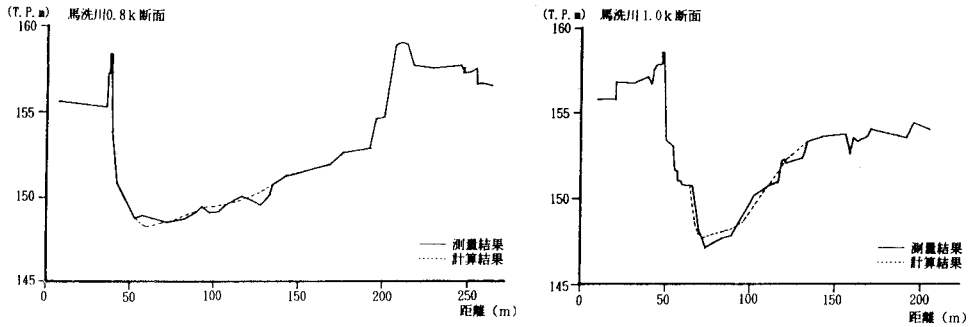


図-6 河床変動状況（非定常計算，洪水終了後）

#### 4. 準定常計算結果との比較

前節で検討を行った計算条件と同様の条件のもとに準定常計算により解析を行い、非定常計算結果との比較を行った。なお、準定常計算では、上流端流量及び下流端水位の境界条件は、図-7に示すように階段状に与えることになる。

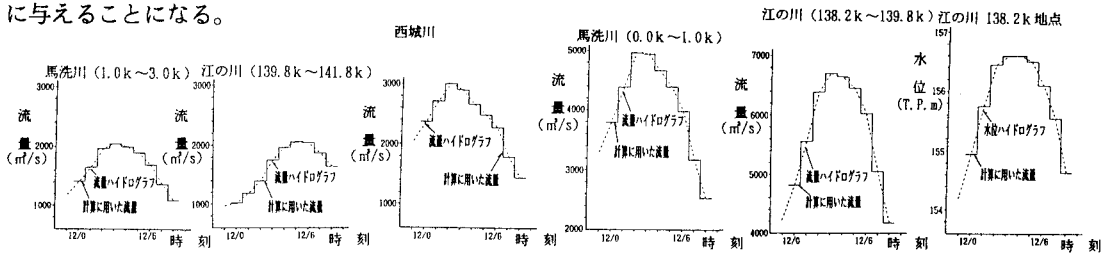


図-7 流量水位ハイドログラフ（昭和47年7月洪水，準定常境界条件）

非定常計算結果と同様に図-8に水深平均流速ベクトル図，図-9に計算水位の最大値を縦断図として示す。計算水位は、江の川，馬洗川では非定常，準定常計算結果ともほぼ同様な結果となっている。図-8の準定常計算による流速ベクトルと図-3の非定常計算による流速ベクトルを比較すると非定常計算による流速分布は横断方向に丸みを帯びた結果となっている。これは、非定常計算では計算を安定させるために、時間ステップを進める過程で計算結果の流速を隣合う上下流、左右岸側の5点を用いて、平滑化している影響である。

図-10は準定常計算による河床変動計算結果を示すが、非定常計算結果と大きな相違は見られない。図-11は三川合流下流区間での洪水の増水時（12日1時）と減水時（12日6時）の流量がほぼ等しい時刻の非定常計算水位と準定常計算水位を示したものである。増水時、減水時とも水位、水面勾配について非定常計算、準定常計算による大きな違いは認められない。

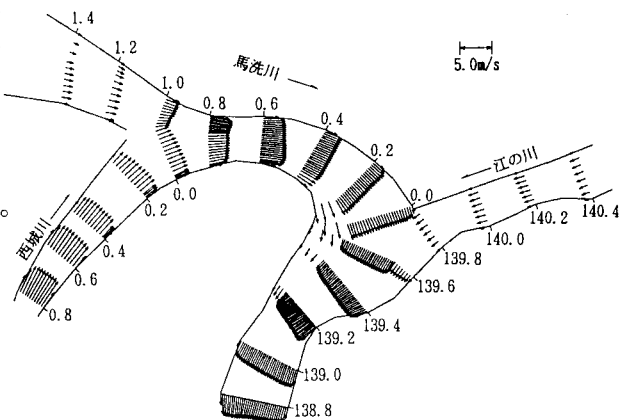


図-8 水深平均流速ベクトル図（準定常計算，洪水ピーク付近）

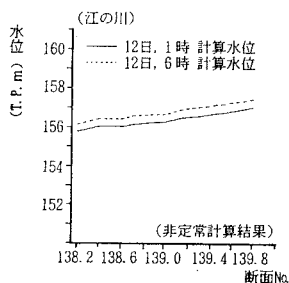
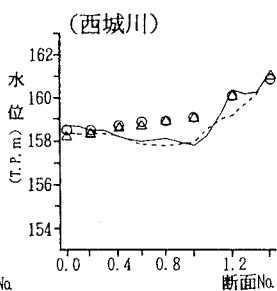
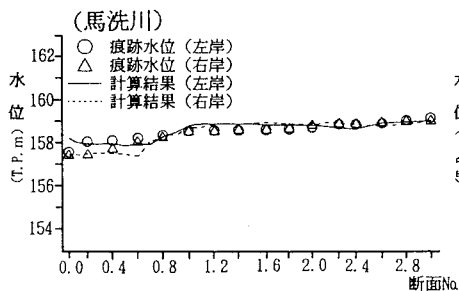
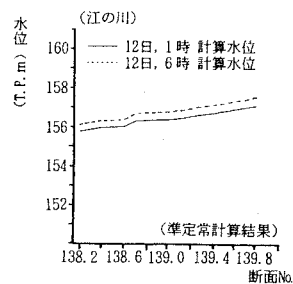
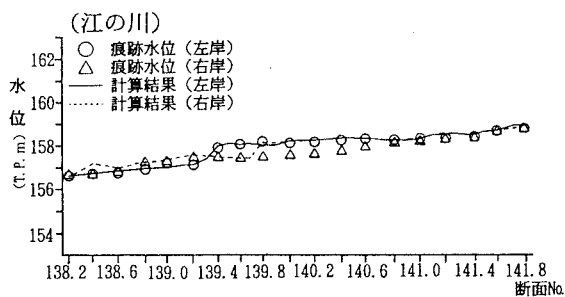


図-9 水位の縦断変化 (準定常計算, 洪水ピーク時)

図-11 縦断水位の比較

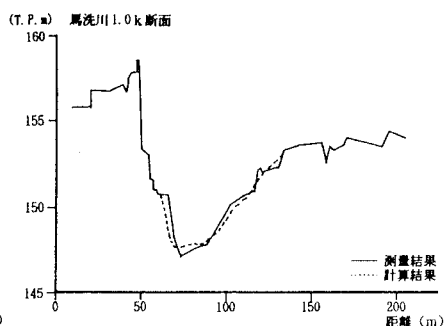
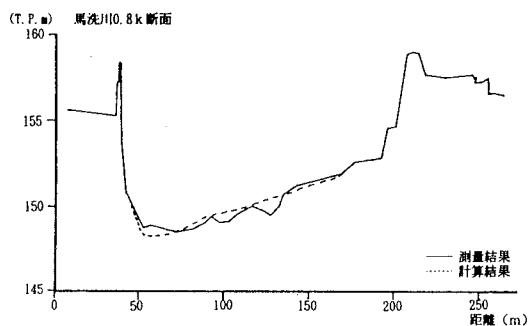


図-10 河床変動状況 (準定常計算, 洪水終了後)

## 5. おわりに

本研究では、三次元非定常計算モデルの開発を行い、実河川においてモデルの適用性を検討するとともに準定常計算モデルによる計算結果との比較を行った。本検討で対象とした江の川においては、水位、河床変動計算とも非定常、準定常計算結果に大きな相違は見られなかった。これは、上流端の境界から合流点までが1~2km程度と比較的近いため、大きな合流時差が現れないためと考えられる。合流時差の大きな河川や洪水到達時間や河道の貯留効果の大きな緩流河川では、非定常計算が有効と考えられ、今後は、これについても本計算法を適用してみるつもりである。

## 参考文献

- 1) 西村・金尾・福岡：河川合流部の洪水流と河床変動，第48回年次講学術講演会概要集
- 2) 福岡・渡辺・西村：水制工の配置法の研究，土木学会論文集，No.443，II-18，1992.