

## 洪水氾濫モデルに関する二、三の考察

On the Computational Modelling of Overland Flood Flows

京都大学防災研究所 正員 ○大久保賢治 K. Ookubo

京都大学防災研究所 正員 村本 嘉雄 Y. Muramoto

京都大学防災研究所 李 智 遠 Ji-Won Lee

The numerical diffusion of the shallow water model for the overland flood flow and its applicability to the 1983 flood in the Misumi River, Shimane prefecture, are discussed. The calculated results for the flood flow and sedimentation on the flood plain fairly agree with the observed flood mark and fluvial processes of gravel materials due to bed load. The sedimentation by fine suspended load, however, was difficult to simulate because of uncertainty for the inflow sediment constitution and the effect of vegetation on overland flood flow. In order to modify the disadvantage of this primitive model for the computational time and stability of the calculation, the vorticity model is introduced and shows several calculated results of velocity distributions in the simplified overland flood flow.

Keywords: computational modelling, numerical diffusion, vorticity model, overland flood flow, sedimentation

### 1. はじめに

洪水氾濫が頻発している現状を考えると、氾濫水の流動過程を検討し、土地利用計画や氾濫原管理などの治水対策を講じるための実用的な数値解析法の開発が望まれる。そのためには解析精度を高める一方、広範な計算を行うための適切な単純化も必要である。氾濫対策では水位とともに、構造物等の被災と関連する流速の評価が重要で、これは土砂氾濫解析でも同様である。土砂氾濫をもたらす掃流・浮遊機構のうち、掃流力に敏感な浮遊砂の流動・堆積機構をシミュレートするには、流速の評価、すなわち氾濫モデルの改良が必要であり、その拡散過程や流入条件とともに、平面モデルでは鉛直拡散のパラメータ化（底面境界条件）が重要である。

氾濫モデル（水深・流速を扱う基本変数モデル）は全氾濫過程が計算されるが、陽解法で費用と安定性が問題で、流速の計算値が振動すると微細な浮遊砂の扱いは困難となる。また、河道と氾濫原の水深差、氾濫原の街路、植生等の微地形と地被状態で粗度係数が変化することを考慮して土砂流送に有効な掃流力を算定する必要がある。本研究では、2.で洪水氾濫モデルの特徴と現地への適用性を検討し、3.で土砂氾濫解析について浮遊砂堆積の再現計算の問題点について考察する。また、4.では渦度モデルを用いて氾濫原の流速を検討する。

### 2. 洪水氾濫モデル

二次元一層の基本変数モデル<sup>1)</sup>では、連続式と水平2方向(x, y)の運動量式、表1の(1)-(3)式を用いる。差分計算は湛水格子(内点)に適用し、計算の対象領域でも未氾濫域(外点)との間に強い不連続(フロント)が存在する。他の弱い不連続は氾濫初期、河道と氾濫原の水深比が大きいときに起る。河川と堤内地の解の接続のため堤防等を線構造物とみる方法<sup>2)</sup>も示されているが、河道と氾濫原を区別せずに同じ式系で扱うのが便利の場合もある。また、氾濫現象では非線形項が重視され、風上差分が適切とされている。

(2)式のleap-frog形式である(4)式には、以下の考察のため水平粘性項(右辺第3項)が付加されている。なお、 $\Delta x = \Delta y$ とする。(5)-(8)式で下線の量は、図1の領域の代表値で $\underline{h}$ や $\underline{n}$ は単純平均でよいが、 $u$ と $v$

は定義点が異なるので直交成分の評価が複雑で、 $N_{i,j}$ や $V_{i,j}$ は周辺4点の重み付き平均とする。(2)式では $\nu=0$ 、すなわち $\text{DIFF}=0$ としたが、 $\text{XDX}$ と $\text{XDY}$ を(8)式を用いて上流差分すると打ち切り誤差による(11)式の数値粘性<sup>3)</sup>が発生し、差分形式は $\text{DIFF}=0$ でない。底面摩擦に対する $\text{DIFF}$ の比(12)式の $R$ を考えると、正確であるためには $R>1$ 、安定のためには $R<1$ である。安定の条件はCourant数 $A<1$ でよいが、氾濫計算では $A=0.1\sim 0.5$ 程度にとり、数値粘性を増して $R$ を抑えることが多い。

一方、 $n$ を変えて数値解が変わる場合、数値粘性と底面摩擦が同程度で、 $R=1$ より(13)式を得る。例えば、 $\Delta x=100\text{m}$ では、(15)式のように底面摩擦が卓越し、 $n$ は妥当な値になる。 $\Delta x=20\text{m}$ では、数値粘性が減少するが、物理的には水平粘性が重要となり、同程度の安定性を得るためには大きな $n$ を要する。線型解析( $\text{XDX}=\text{XDY}=0$ )でも連続式の数値拡散は残る。地形を細かく表現し越流やフロント伝播は正確になるが、地形の起伏による不安定が起りやすく、これを選けるには水平粘性や粗度係数の変化を考えねばならない。以下では、昭和58年7月の山陰豪雨による三隅川中流の上河内・下河内地区での洪水・土砂氾濫<sup>4)</sup>を対象として基本変数モデルによる解析結果を述べる。

表1 氾濫モデルの基礎式と変数

|                                                                                                                                           |      |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------|
| $\partial H/\partial t + \partial M/\partial x + \partial N/\partial y = 0$                                                               | (1)  |
| $\partial M/\partial t + \partial (uM)/\partial x + \partial (vM)/\partial y = -gh \partial H/\partial x - gn^2 u(u^2+v^2)^{1/2}/h^{1/3}$ | (2)  |
| $\partial N/\partial t + \partial (uN)/\partial x + \partial (vN)/\partial y = -gh \partial H/\partial y - gn^2 v(u^2+v^2)^{1/2}/h^{1/3}$ | (3)  |
| $(1+\text{FRIC}+2\text{DIFF})M^{n+2} = (1-\text{FRIC}-2\text{DIFF})M^n - 2\Delta t(\text{HDX}+\text{XDY}) + \text{DIFF} \cdot E^n$        | (4)  |
| $h = (h_{i-1,j} + h_{i,j})/2, \quad E = (n_{i-1,j} + n_{i,j})/2$                                                                          | (5)  |
| $V = 4(M^2_{i,j} + N^2_{i,j})^{1/2}/(2h^{n-1} + 2h)$                                                                                      | (6)  |
| $\text{HDX} = gh(H_{i,j} - H_{i-1,j})/\Delta x$                                                                                           | (7)  |
| $\text{XDX} = ((uM)_{i,j} - (uM)_{i-1,j})/\Delta x, \quad \text{XDY} = ((vM)_{i,j} - (vM)_{i-1,j})/\Delta y$                              | (8)  |
| $\text{FRIC} = 2\Delta t gn^2 V/h^{4/3}$                                                                                                  | (9)  |
| $\text{DIFF} = 2\nu \Delta t/\Delta x^2, \quad E^n = M_{i-1,j} + M_{i+1,j} + M_{i,j-1} + M_{i,j+1}$                                       | (10) |
| $h$ : 水深, $H$ : 水位, $(M, N)$ : 流量フラックス, $(u, v)$ : 鉛直平均流速, $g$ : 重力加速度, $n$ : Manning粗度係数                                                 |      |
| $(1/2)V\Delta x(1-A), \quad A = V\Delta t/\Delta x$                                                                                       | (11) |
| $R = \text{FRIC}/(2 \cdot \text{DIFF}) = (gn^2/h^{1/3}) (\Delta x/h)/(1-A)$                                                               | (12) |
| $gn^2/h^{1/3} = (h/\Delta x)(1-A)$                                                                                                        | (13) |
| $n = \{(1-A)h^{4/3}/g\Delta x\}^{1/2}$                                                                                                    | (14) |
| $n = 0.035 \sim 0.065 \quad \text{for } h=2\sim 5\text{m}, A=0.5, \Delta x=100\text{m}$                                                   | (15) |
| $n = 0.097 \sim 0.180 \quad \text{for } h=2\sim 5\text{m}, A=0.25, \Delta x=20\text{m}$                                                   | (16) |

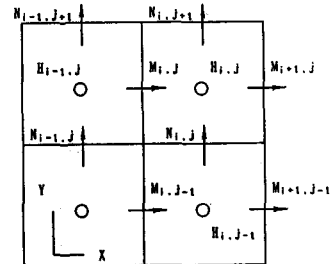


図1 氾濫モデルの変数定義位置

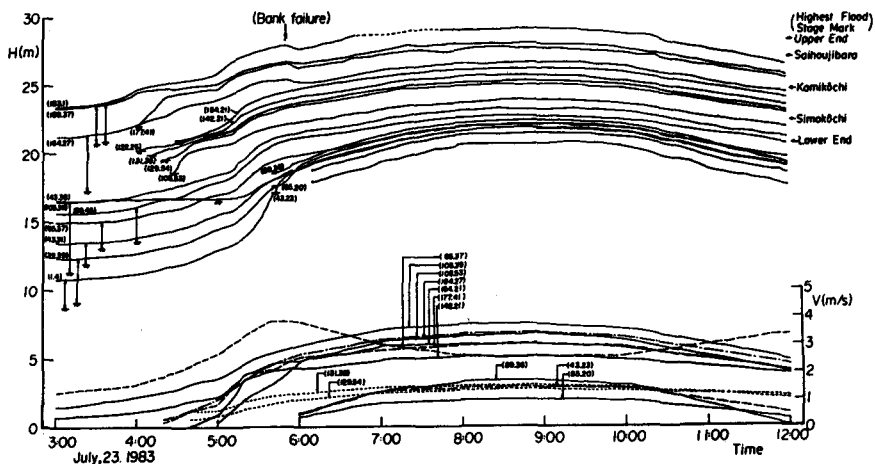


図2 水位・流速の時間変化(小格子計算)

まず、第1段階の洪水氾濫解析<sup>4)</sup>では、堤防や微地形を表すために $\Delta x = \Delta y = 12.5\text{m}$  (192×64、小格子系)の小さい空間格子を用い、水平粘性項は不明なため線形計算とした。粗度係数は河道・堤内地とも洪水痕跡からの推算値 $n = 0.06$ を仮定した。つぎに、浮遊砂を考慮した解析では、計算時間を短縮するために、2倍の $\Delta x = \Delta y = 25\text{m}$  (96×32、大格子系)として計算を行った。なお、大格子系では、上河内上流の破堤部を正確に表せず、破堤後の地形を初期条件とした。

小格子系による水位と流速の時間変化を図2に示す。計算ピーク水位と痕跡水位は上河内より下流区間でほぼ一致し、ピーク時刻も聞込み結果と対応する。下河内の越流は破堤前からすでに始まり、午前6時には下河内全体に氾濫する結果を得た。大格子系では主に減水期を追跡したが、水位に関してみれば両系ではほぼ同様の過程が計算された。

一方、大格子系の計算流況の一例を示すと図3のようである。上河内上流の弯曲流と下流の分岐流、城山の裏側で左岸に偏した収束流、下河内上流部で堤内地に集中的に流入する河岸付近の強い流れなど、主な流況が調査結果と類似している。最大流速は西方寺原中央で $3\text{m/s}$ 、上河内は $3 \sim 3.5\text{m/s}$ で河道部と同程度であるが、下河内は $1 \sim 1.5\text{m/s}$ と半分以下になっている。なお、小格子系と大格子系の流況の相違は、大格子系で河道部の流速が若干小さくなる程度で、堤内地の流速と流況の変化はみられない。

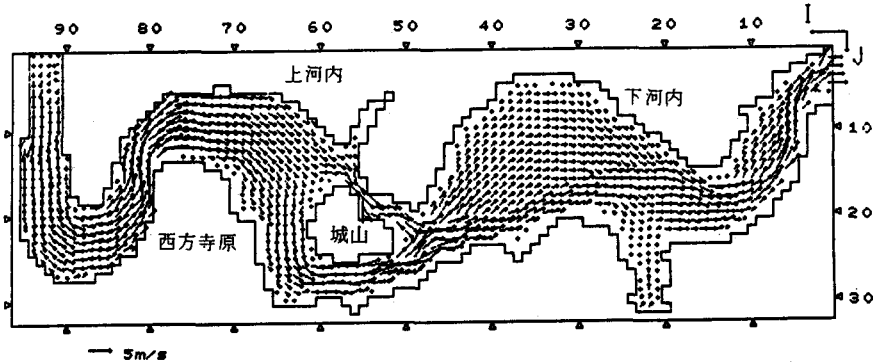


図3 ピーク時の流況 (大格子計算)

### 3. 土砂氾濫解析

掃流砂と浮遊砂を伴う解析には、表2の(17)~(19)式に示す連続式、芦田・道上の掃流砂量式、及び浮遊砂濃度連続式を用いた。 $q_{sx}, q_{sy}$ は $q$ の $x, y$ 成分から計算し、 $dm = 50\text{mm}$ ,  $\lambda = 0.5$ ,  $s = 1.65$ 、流砂の時間差分は $\Delta t_s = 10\Delta t$ とした。

濃度分布補正係数 $k$ は Rouse, Kalinske型の平衡濃度分布に対し、それぞれ(23), (24)式となる。流入端での5粒径の浮遊砂濃度には(25)式を用い、 $f_i$ を(27)式のように与えると、5粒径とも平均した堆積厚を示し、粒度分布もかなり実測と一致したが、全粒径とも最高 $1\text{cm}$ 程度の堆積に留まり、現地より1オーダー以上小さい結果となった。そこで、基準点濃度 $C_0$ の公式を検討し、粗粒径浮遊砂の沈降を抑え、細粒径の

表2 流砂計算の基礎式と変数

$$\begin{aligned} \frac{\partial z}{\partial t} + (1-\lambda) - 1 \{ \frac{\partial q_{sx}}{\partial x} + \frac{\partial q_{sy}}{\partial y} + u_{*c} (C_0 - kC) \} &= 0 & (17) \\ q_s &= 17 u_{*c}^3 (sg) - 1 (1 - u_{*c}/u_{*s}) \{ 1 - (u_{*c}/u_{*s})^2 \} & (18) \\ \frac{\partial C}{\partial t} + u \left( \frac{\partial C}{\partial x} \right) + v \left( \frac{\partial C}{\partial y} \right) &= u_{*c} (C_0 - kC) / h & (19) \\ u_{*s} &= g^{1/2} n q / h^{7/6} & (20) \\ u_{*c} &= (0.05 sg dm)^{1/2} & (21) \\ u / u_{*c} &= 6.0 + 5.75 \log_{10} [h / (dm (1 + 2u_{*c}^2 / sg dm))] & (22) \\ k &= (h / 2d_i) (u_{*c} / 0.48 u_{*s}) & (23) \\ k &= 15 (u_{*c} / u_{*s}) / [1 - \exp(-15 u_{*c} / u_{*s})] & (24) \\ C_{0i} &= 10^{-5} f_i Q & (25) \\ f_i &= (1 / u_{*ci}) / \sum (1 / u_{*ci}) \quad (i = 1 \sim 5) & (26) \\ d_1 &= 18, d_2 = 61, d_3 = 120, d_4 = 190, d_5 = 360 (\mu\text{m}) & (27) \\ D^* &= D_{50} [sg / \nu^2]^{1/3} & (28) \\ T &= (u_{*c} / u_{*c0})^2 - 1 & (29) \\ C_0 &= 0.015 D_{50} T^{1.5} / (a D^* 0.3) & (30) \end{aligned}$$

$z$ : 地盤高,  $\lambda$ : 砂の空疎率,  $u_{*s}$ : 摩擦速度,  $u_{*c}$ : 有効摩擦速度,  $u_{*c}$ : 砂の移動限界摩擦速度,  $s$ : 水中比重,  $k$ : 濃度分布補正係数,  $q_{sx}, q_{sy}$ : 掃流砂量の $x, y$ 成分,  $C$ : 浮遊砂濃度,  $C_0$ : 基準点濃度,  $u_{*c}$ : 砂の沈降速度 (Rubey式),  $dm$ : 掃流砂の平均粒径,  $q$ : 単位幅流量,  $D_{50}$ : 河床材料中央粒径,  $a$ : 基準点高さ (=  $0.02h$ ),  $\nu$ : 動粘性係数

堆積しやすい(30)式<sup>5)</sup>を適用した。ただし、 $k$ の設定値 ( $u_b/u_* = 1$ に相当)を超える場合は濃度の1/10に相当する土砂が瞬時に堆積するとした。

まず、掃流砂による地形変化の計算結果(図4)は、上河内上流部の point bar地形の形成域と礫堆積域、城山の背後で洗掘池の生じた侵食域および下河内上流端の礫堆積域について調査結果とほぼ対応し、西方寺原で侵食が卓越する傾向も合致する。大格子計算の結果も類似していたが、下河内上流端の礫堆積域は明瞭ではなかった。

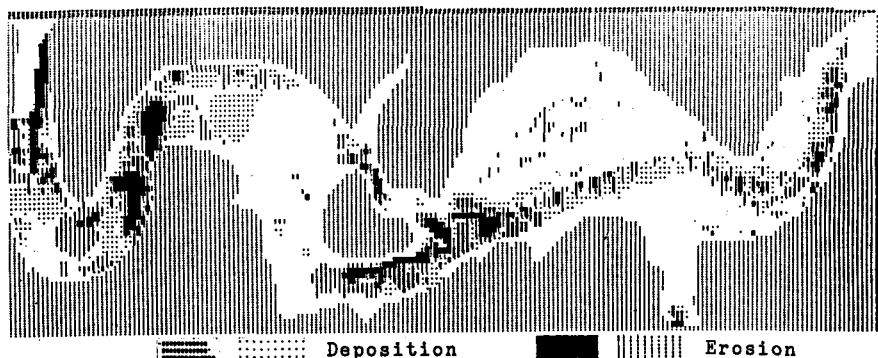


図4 掃流砂による地形変化(小格子計算)

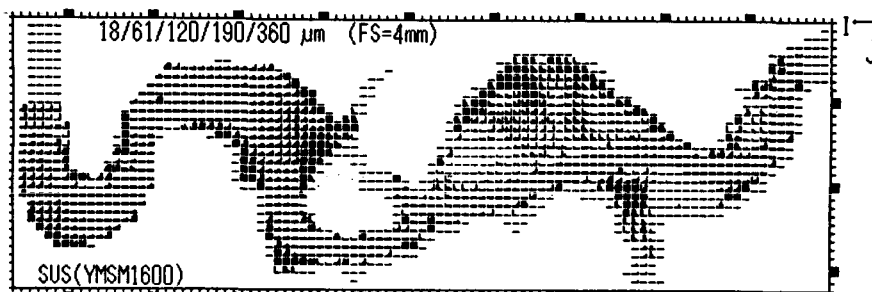


図5 浮遊砂の堆積分布(大格子計算)

一方、浮遊砂の堆積分布を図5に示す。下河内全体で一様に堆積した現地の結果とは合致せず、山際での堆積が顕著となり、河床や氾濫域に堆積する砂が取られた可能性がある。流砂に対する有効掃流力を考慮して摩擦速度を半分に仮定すると、上河内の堆積が顕著となり、下河内では現地の傾向と逆に山際に向かって堆積厚が増大し、中央部から下流側にかけて減少する結果になった。以上のように浮遊砂堆積の再現計算に問題があり、つぎにその原因を流速分布と植生の影響に注目して考察する。

図6に下河内中流 I=33断面の流速・水深分布を示す。河道部が 2m/s、堤内地で 1m/s程度の流速であって、複断面流れと類似しているが、線形モデルであり数値粘性の影響が小さいため、河道・氾濫原の流速分布は数格子で遷移している。

一方、植生の抵抗で有効摩擦速度が減少し、植生内の流速がゼロに近くなる影響<sup>6)</sup>が考えられる。災害当時、水田の稲が40cm程度に生育し、上河内の礫堆積域では倒壊埋没したが、下河内の氾濫原(細砂堆積域)では洪水後も稲は直立し、堆積した泥の間から先端部がみえた。このことから植生上の浮遊砂は純沈降過程に近く、下河内では有効掃流力が減少したと推察される。稲の高さと等しい堆積が完了すると植生

の効果がなくなり、有効掃流力が再び増加するので、減水時には堆積量が小さかったと推察できる。図7にピーク前の8時から30分毎の水理条件(流量すなわち流入濃度)と下河内堤内地の代表摩擦速度を与えて各時点の堆積量を計算した。8時から堆積が開始したとすれば、14時の合計堆積量は約20cmになる。なお、純沈降過程とし、 $C_B=0$ としたので粒径の相違はkのみに現れる。

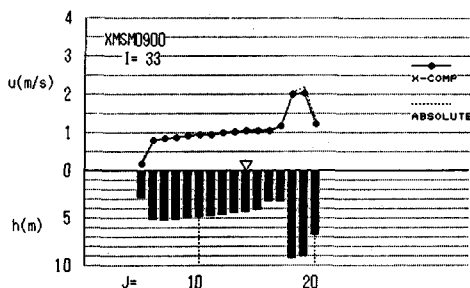


図6 下河内の流速・水深横断分布

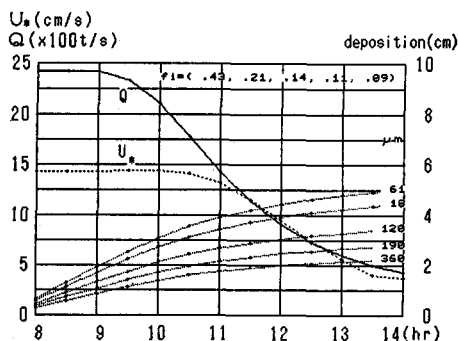


図7 浮遊砂の堆積過程

#### 4. 渦度モデル

河道・氾濫原の流速分布を検討するために、流れ関数を導入し、渦度方程式を用いて単純化した氾濫原での流況計算を試みる。以下の渦度モデルでは水深の時間変化は考慮していないが、氾濫モデルでも河川の一部区間を扱う場合は上・下流端水位を実測で与え、水深が合うよう流速場を計算することを考えれば極端な単純化でない。この方法は短時間で安定な流れが計算され、氾濫原の侵食・堆積計算などにも適すると考えられる。

水深の時間変化を無視すれば(1)式は表3の(31)式になる。(32),(33)式の交差微分から渦度方程式(34)式を得る。抵抗則を鉛直平均流速 $u, v$ で書けば(35)式となる。一方、(31)式より流れ関数(36)式

または流量関数(37)式が導入できるが、ここでは前者を用いる。(34)式に(39)式を用いて、 $h_t=0$ とすると(40)式になる。流速・長さスケール $U, L$ 、時間スケール $L/U$ で無次元化すれば(41)-(43)式となる。なお、渦度境界条件は安定な1次形式とする。

流れ関数 $\phi$ は、(38)式から逐次緩和法で解かれる。下河内を矩形領域で近似し、右岸 $y=0$ で $\phi=0$ 、左岸側の氾濫原外周で $\phi$ は一定とする。底面摩擦と水深分布の項が支配的となり、 $Re$ が大きい場合にも不安定は生じない。河岸高さの水平面で断面を上・下層に分割し、下層(河道)で対数則が成立つとして下層流量を求める。全流量から上層流量を求め、上層厚一定として渦度方程式を解き、上層の流速横断分布を計算する。図8は3種の流量(水位)に対する上層の流速分布であり、計算は下河内の洪水規模を想定し、氾濫モデルで得られた水位-流量関係を参考にしたが、図6の計算流速分布とは異なり、堤内地の河道側に、河道幅程度の拡散領域がみられる。堤内地の相当粗度として $K_r=0.4m$ を与えたが、 $Q=600m^3/s$ では、堤内地の水深 $H_f=0.75m$ であり、粗度が効いた流れとなっている。一方、図7より $Q$ が $1,200m^3/s$ 以上の

表3 渦度モデルの基礎式と変数

|                                                                                                        |       |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------|
| $(uh)_x + (vh)_y = 0$                                                                                  | (31)  |
| $u_t + uu_x + vv_y = -gh_x + \nu \nabla^2 u - (\tau_{bx})/\rho h$                                      | (32)  |
| $v_t + uv_x + vv_y = -gh_y + \nu \nabla^2 v - (\tau_{by})/\rho h$                                      | (33)  |
| $\omega_t + u\omega_x + v\omega_y + (u_x + v_y)\omega = \nu \nabla^2 \omega - (\tau_{1y} - \tau_{2x})$ | (34)  |
| $(\tau_{1x}, \tau_{2y}) = (\tau_{bx}/\rho h, \tau_{by}/\rho h)$                                        | (35a) |
| $= (f/2)(V/h)(u, v)$                                                                                   | (35b) |
| $= (gn^2/h^{1/3})(V/h)(u, v)$                                                                          | (35c) |
| $u = \phi_y, v = -\phi_x$                                                                              | (36)  |
| $uh = \Phi_y, vh = -\Phi_x$                                                                            | (37)  |
| $\omega = u_y - v_x = \phi_{xx} + \phi_{yy}$                                                           | (38)  |
| $Dh/Dt = -h(u_x + v_y)$                                                                                | (39)  |
| $D\omega/Dt = \nu \nabla^2 \omega - (\tau_{1y} - \tau_{2x}) + (\omega/h)(uh_x + vh_y)$                 | (40)  |
| $D\omega/Dt = Re^{-1} \nabla^2 \omega + (G-F)\omega - (uF_y - vF_x)$                                   | (41)  |
| $F = fV/2h = (f/2)(\phi_x^2 + \phi_y^2)^{1/2}/h$                                                       | (42)  |
| $G = (uh_x + vh_y)/h$                                                                                  | (43)  |

範囲では摩擦速度の変化は顕著でなく、図8でも $Q=1,200$ および $2,400\text{m}^3/\text{s}$ の場合はともに同程度の流速が維持されているようである。

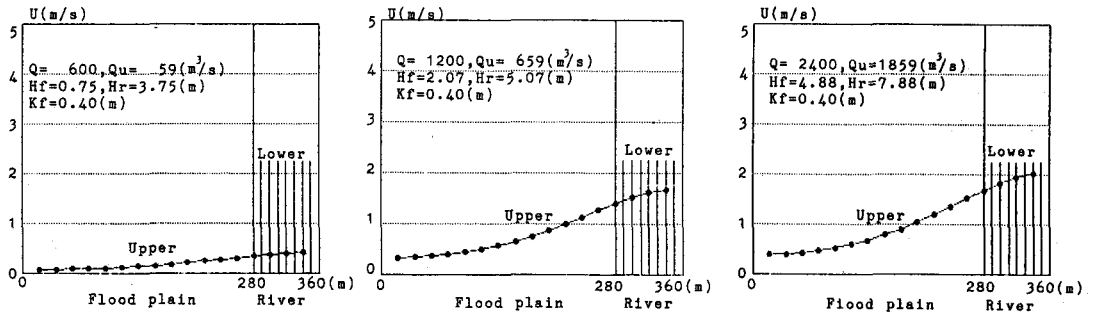


図8 渦度モデルの計算結果

## 5. むすび

氾濫モデルの数値粘性について考察するとともに、三隅川の洪水・土砂氾濫を対象としてその適用性と問題点について考察した。また、こうした計算に必要な流れ場を安定に解く渦度モデルの適用性を検討した。得られた主な結果を要約するとつぎのようである。

- 1) 基本変数モデルは洪水氾濫の全過程を扱える実用的モデルであり、地形変化が緩やかな場合は数値粘性で安定性が得られ、接続やフロント条件の改変も容易といった特長があるが、地形変化が急な場合には、水平粘性の導入や粗度係数の調節が課題となる。
- 2) 洪水氾濫過程および掃流砂の地形変化は氾濫モデルで扱えるが、浮遊砂の堆積では特に微細な浮遊砂の堆積に及ぼす植生粗度の影響が重要であることを示した。
- 3) 平面渦度モデルは安定な流速場が容易に得られるので、洪水の時間変化が緩やかな場合には、適当な時間間隔で洪水の時間変化も求められる。今後、複断面開水路の乱流モデルの結果等とも比較する必要がある。
- 4) 今後、氾濫水の流動と土砂堆積により、空間分布のみならず時間的にも変化する粗度の表現を氾濫モデルに導入する必要があるだろう。

## 参考文献

- 1) 岩佐義朗・井上和也・水鳥雅文：氾濫水の水利に関する数値解析、京大防災研年報23B-2、1980。
- 2) 井上和也：開水路非定常流の数値計算法とその水工学への応用に関する研究、京大学位論文、1986。
- 3) 高橋亮一他訳：コンピューターによる流体力学（P.J. Roache著）、構造計画研究所、1978。
- 4) 村本嘉雄・藤田裕一郎・大久保賢治：洪水氾濫による堤内地の侵食と堆積、京大防災研年報27B-2、1984。
- 5) Rijn, L. C. : Sediment Transport Part II, Suspended Load Transport, Proc. ASCE, Vol. 110, HY11, 1984。
- 6) Christensen, B. A. : Open Channel and Sheet Flow over Flexible Roughness, Proc. 21st IAHR, 1985。