

観測水位を境界条件とした分布型流出・1次元河道網洪水流解析とモデルパラメータの最適化 ～平成24年7月九州北部豪雨時の彦山川流域を対象にして～ DISTRIBUTED RUNOFF AND ONE-DIMENSIONAL RIVER NETWORK FLOOD FLOW ANALYSIS USING OBSERVATION WATER LEVEL AS BOUNDARY CONDITION AND OPTIMIZATION OF MODEL PARAMETERS -FOR THE HIKOSAN RIVER BASIN DURING HEAVY RAIN IN NORTHERN KYUSHU IN JULY 2012-

重枝未玲¹・秋山壽一郎²・Adelaida Castillo DURAN³・

桂 佑樹⁴・勝原 亮介⁵・吉永僚介⁴

Mirei SHIGE-EDA, Juichiro AKIYAMA, Adelaida Castillo DURAN,
Yuuki KATSURA, Ryousuke KATSUHARA and Ryousuke YOSHINAGA

¹正会員 九州工業大学大学院准教授 工学研究院建設社会工学研究系
(〒804-8550 北九州市戸畑区仙水町1-1)

²フェロー会員 九州工業大学名誉教授 (同上)

³学生会員 九州工業大学大学院 工学府建設社会工学専攻博士後期課程(同上)

⁴学生会員 九州工業大学大学院 工学府工学専攻博士前期課程 (同上)

⁵学生会員 元九州工業大学大学院 工学府建設社会工学専攻博士前期課程 (同上)

In this study, the runoff and one-dimensional flood flow simulations with the observed water level as the boundary condition by the distributed runoff and one-dimensional river network model and optimization of its parameters were performed in the Hikosan River basin in a heavy rain of northern Kyushu in July 2012. And its validity was also examined. It showed that the optimization method could sufficiently reproduce the water level/discharge hydrograph and the flood marker, and was useful for the evaluation of the resistance and flow discharge in the river channel. In the future, it is necessary to consider the effects of movable weirs and bed variations to improve reproduction accuracy.

Key Words : Numerical model, distributed runoff and one-dimensional river network model, boundary condition, water level, the Hikosan river basin, Kyushu-hokubu heavy rain in 2014

1. はじめに

近年, 毎年のように記録的な豪雨による水害が発生し, 甚大な被害が生じている¹⁾²⁾³⁾. 洪水時の危機管理を目的に危機管理型水位計の設置も進められており, 洪水時の河道内水位の縦断的な経時変化に関するデータが高精度・高密度に入手できるようになりつつある.

従来の洪水流解析では, 実測流量, 実測水位と水位流量曲線により推定した流量, 流出解析で推定した流量を上流端境界条件, 水位を下流端境界条件として与え, 点情報の境界条件から線情報の水面形に変換してきた. 近年では, 上述のような縦断的な水位情報の充実を踏まえ, 流量を境界条件として必要とせずに, 水位情報のみを用

いた洪水流解析法も構築されており, 同解析法が水面形や流量の経時変化を再現できることも明らかになりつつある⁴⁾⁵⁾⁶⁾⁷⁾. 同解析法を用いることで, 任意の地点の流量を得ることが可能である. その一方で, 解析対象の河道網に水位観測がなされていない河川が含まれる場合には, 同河川からの流入流量を考慮できないために, 上流端流量は再現できるものの, 下流端流量は過小評価される⁴⁾. このような水位情報に基づく洪水流解析で上流端流量を把握し, 流出解析で水位観測がなされていない河川からの流入流量を把握できれば, 水位観測がなされていない河川が含まれる流域においても, 流域全体で流出解析することなく河道内の流量の把握が可能となり, 洪水時の危機管理を行う上で有用な情報を提供できるリアルタイムの水面形予測などにつながると考えられる.

本研究は、以上を踏まえ、平成24年7月九州北部豪雨時の彦山川流域を対象に、著者らの開発した分布型流出・1次元河道ネットワークモデル⁸⁾を用い、観測水位を境界条件とした分布型流出・1次元河道網洪水流解析とモデルパラメータの最適化を実施し、その妥当性について検討したものである。

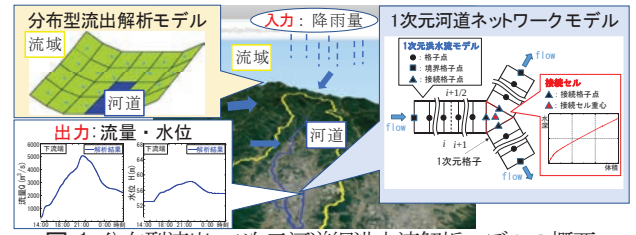


図-1 分布型流出・1次元河道網洪水流解析モデルの概要

2. 解析モデルと最適化法の概要

(1) 分布型流出・1次元河道ネットワークモデルの概要

解析には、分布型流出・1次元河道ネットワークモデル⁸⁾を用いた。同モデルは、降雨を入力条件として流域特性を考慮し流域の雨水の挙動を予測する①セル分布型流出解析モデル⁹⁾と、河道特性を考慮した上で河道での流量・水位ハイドログラフを予測する②1次元河道ネットワークモデル⁸⁾で構成される。図-1に、分布型流出・1次元河道網洪水流解析モデルの概要を示す。

a) セル分布型流出解析モデルの概要⁹⁾

セル分布型流出解析モデル⁹⁾は、1次元河道ネットワークモデルで対象とする洪水流を除き、斜面流と河道の洪水流の挙動解析を、式(1)と(2)に基づくkinematic wave法で行うモデルである。

$$\partial h / \partial t + \partial q / \partial x = r \quad (1)$$

ここに、 t ：時刻、 x ：斜面の距離、 h ：水深、 r ：単位時間当たりの降雨量、 q ：単位幅流量である。

$$q = \begin{cases} v_c (h/d_c)^\beta & 0 < h \leq d_c \\ v_c d_c + v_a (h - d_c) & d_c < h \leq d_s \\ v_c d_c + v_a (h - d_c) + a(h - d_s)^m & d_s < h \end{cases} \quad (2)$$

ここに、 $v_c = k_c S_0$ 、 $v_a = k_a S_0$ 、 $a = \sqrt{S_0} / N$ 、 S_0 ：斜面勾配である。ここに、 N ：等価粗度係数、 k_a ：重力水が卓越するA層内の透水係数、 d_c ：マトリックス部の最大保水量を水深で表した値、 d_s ：重力水を含めて表層土中に保水しうる最大水深、 β ：重力水部と不飽和水部との飽和透水係数の比($=k_a / k_c$)である¹⁰⁾。

b) 1次元河道ネットワークモデルの概要⁸⁾

1次元河道ネットワークモデル⁸⁾は、図-1に示すように、1次元洪水流モデルで各河道の洪水流解析を実施し、接続セルで各洪水流モデルに接続条件を与え、河道網の洪水流解析を行うモデルである。

1次元洪水流モデルの基礎方程式は、式(3)の任意の水路形状に適用可能な1次元浅水流方程式⁸⁾である。堰などの河川構造物については、漸変流近似では運動量・エネルギー補正係数を1とすれば運動方程式とエネルギー保存式が一致することから、基礎方程式にエネルギー損失項 S_L を加えることで簡易的に考慮した⁸⁾。

$$\partial U / \partial t + dE/dx = S \quad (3)$$

$$U = (A \quad Q)^T; E = (Q \quad Q^2/A + gI_1)^T;$$

$$S = (q_s \quad gI_2 + gA(S_0 - S_f - S_L))^T$$

ここに、 t ：時間、 x ：流下方向、 U ：保存量ベクトル、

E ：流束ベクトル、 S ：発生項・消滅項ベクトル、 A ：流積、 Q ：流量、 g ：重力加速度、 q_s ：セル分布型流出解析で算定された流入単位幅流量、 S_0 ：河床勾配、 S_f ：摩擦勾配、 S_L ：エネルギー損失勾配、 I_1 ：静水圧項、 I_2 ：河道幅の変化による静水圧項、水路床勾配 $S_0(= -dz_b/dx)$ と摩擦勾配 $S_f(= n^2 u |u| / R^{4/3})$ 、 h ：水深、 z_b ：河床高、 η ：底面からの位置、 $\sigma(x, \eta)$ ： η での河道幅、 n ：マンニングの粗度係数、 u ：流速($=Q/A$)、 R ：径深である。流束ベクトル E は、独立変数 x 、 U の関数なので、式(3)の空間微分は全微分 d/dx で表している。式(3)中の I_1 や I_2 は、水深方向への積分が必要となり解析手法が複雑となるため、この項を消去し、式(3)の運動方程式を式(4)のように変形した。

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{d}{dx} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + c^2 \frac{dA}{dx} = gA(S_0 - S_f - S_L - \frac{dh}{dx} + \frac{1}{B} \frac{dA}{dx}) \quad (4)$$

ここに、 B ：水面幅、 c ：波速($=gA/B$)⁰⁵⁾である。

以上から、式(3)の基礎方程式は式(5)で表される。

$$\partial U / \partial t + J dU/dx = H \quad (5)$$

$$H = (q_s \quad gA(S_0 - S_f - S_L - dh/dx + 1/B \cdot dA/dx))^T$$

ここに、 J は式(6)で表される流束ヤコビアンであり、対角化可能であることから、固有値 Λ 、右固有行列 R 、左固有行列 R^{-1} を得ることができる。

$$J = \partial E / \partial U = R \Lambda R^{-1} \quad (6)$$

式(5)の離散化には流束差分法¹¹⁾を用いた。また、同手法と同様に、発生・消滅ベクトルの離散化は特性速度で風上化を行った¹²⁾。式(7)に式(5)の離散化式を示す。

$$U_i^{t+\Delta t} = U_i^t - \Delta t / \Delta x [\delta E_{i+1/2}^- + \delta E_{i-1/2}^+] + S_1 \Delta t \quad (7)$$

$$\delta E_{i+1/2}^\pm = \sum_{j=1}^2 \left[\left\{ (1 \pm \text{sgn}(\tilde{\lambda}^j)) / 2 \right\} (\tilde{\lambda}^j \tilde{\alpha}^j - \tilde{\beta}^j) \pm \tilde{v}^j \tilde{\alpha}^j \right] \tilde{e}^j \quad (8)$$

$$\tilde{\lambda}^1 = \tilde{u} - \tilde{c}; \tilde{\lambda}^2 = \tilde{u} + \tilde{c}; \tilde{e}^1 = (1, \tilde{\lambda}^1)^T; \tilde{e}^2 = (1, \tilde{\lambda}^2)^T;$$

$$\tilde{\alpha}^1 = (\tilde{\lambda}^2 \Delta A - \Delta Q) / 2\tilde{c}; \tilde{\alpha}^2 = -(\tilde{\lambda}^1 \Delta A - \Delta Q) / 2\tilde{c};$$

$$\tilde{\beta}^1 = -\tilde{S}_2 / 2\tilde{c}; \tilde{\beta}^2 = -\tilde{\beta}^1;$$

$$\Delta A_{i+1/2} = A_{i+1} - A_i; \Delta Q_{i+1/2} = Q_{i+1} - Q_i;$$

$$\tilde{u} = (u_{i+1} \sqrt{A_{i+1}} + u_i \sqrt{A_i}) / (\sqrt{A_{i+1}} + \sqrt{A_i});$$

$$\tilde{c} = [g(A_{i+1} + A_i) / (B_{i+1} + B_i)]^{1/2}; S_1 = (q_{si}, 0)^T$$

ここに、 Δt 、 Δx ：時間、空間の刻幅、 i ：空間に対する添字、 $\tilde{v}^j$ ：エントロピー補正である⁸⁾。式(8)中の発生消滅項 $\tilde{S}_2$ は、河道形状に関する項 $\tilde{S}_g$ と底面摩擦項とエネルギー損失項を含む $\tilde{S}_r$ 、式(9)のように取り扱う⁸⁾。

$$\tilde{S}_2 = \tilde{S}_g - \tilde{S}_r; \tilde{S}_r = \min \left(\left| \tilde{S}_f \Delta x + \tilde{S}_L \Delta x \right|, \tilde{u}^2 / 2g \right) \tilde{u} / |\tilde{u}| \quad (9)$$

$$\tilde{S}_f = g \tilde{A} n^2 \tilde{Q} |Q| / (\tilde{A}^2 \tilde{R}^{4/3}); \tilde{S}_L \Delta x = \Delta H_e;$$

$$\tilde{S}_g = -g \tilde{A} (\Delta z_b + \Delta h) + \tilde{c}^2 \Delta A$$

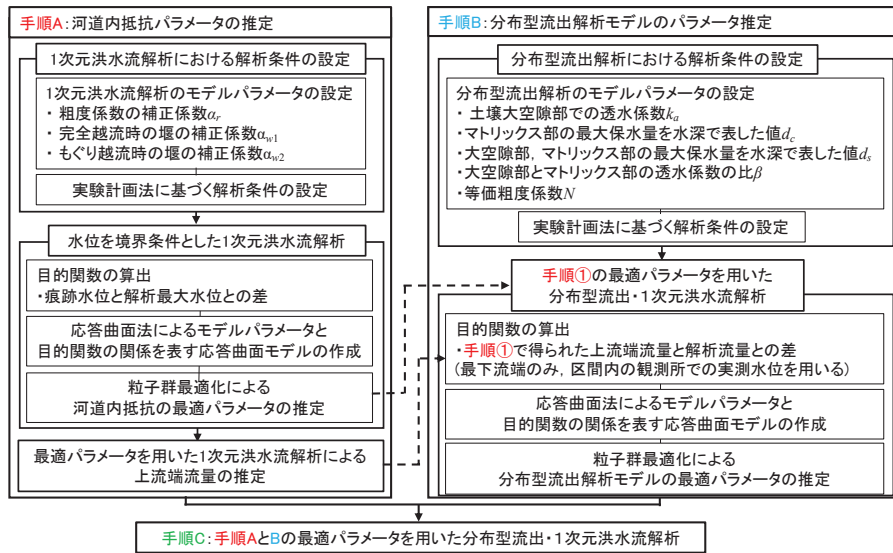


図-2 パラメータ最適化の手順

対象とする河川構造物が堰の場合、 ΔH_e は式(10)となる。

$$\Delta H_e = \alpha_w (\xi u_1^2 / 2g + \xi_{sd} u_2^2 / 2g) \tilde{u} / |\tilde{u}| \quad (10)$$

$$\xi = -1 + (h_1 / h')^2 + 2 / Fr_1^2 (-1 + \Delta z_{b1} / h_1 + h' / h_1);$$

$$\xi_{sd} = -1 + (h_2 / h')^2 + 2 / Fr_2^2 (-1 + \Delta z_{b2} / h_2 + h' / h_2);$$

ここに、下添え字 1, 2 はそれぞれ堰頂を基準とする上流側、下流側を表す添え字、 α_w : 補正係数、 h' : 堰上での水深であり、堰下流の水深が堰高 D を超える場合には、 $h' = (h_1 + z_{b1} + h_2 + z_{b2}) / 2 - D$ を、超えない場合には、 $h' = (h_1 + z_{b1}) - D$ を与えた。補正係数 α_w ¹³⁾は、完全越流時の補正係数 α_{w1} 、潜り越流時の補正係数 α_{w2} とし、上・下流の水位比 $H_2 / H_1 \geq 2/3$ ¹⁴⁾で、式(11)のように H_2 / H_1 に応じて線形で変化させ、簡易的に取り扱った。

$$\alpha_w = \begin{cases} \alpha_{w1} & H_2 / H_1 \leq 2/3 \\ \alpha_{w1} + 3(\alpha_{w2} - \alpha_{w1})(H_2 / H_1 - 2/3) & 2/3 < H_2 / H_1 \end{cases} \quad (11)$$

ここに、 H_1 , H_2 はそれぞれ堰頂を基準とする上流側、下流側水位を示している。

境界条件には式(12)と(13)を用いた。同式は、式(5)のヤコビアン $\mathbf{J}$ を近似ヤコビアン $\tilde{\mathbf{J}}$ とし、 $\tilde{\mathbf{J}}$ を対角化した後、左から右固有ベクトルをかけることで求められる。なお、近似ヤコビアン $\tilde{\mathbf{J}}$ は、 Δt , Δx 間で一定と仮定する。式(12)は、特性速度 $u-c$ に沿って左辺第1項の $\{ \}$ 内の $Q/2c - (1+u/c)A/2$ が、式(13)は、 $u+c$ に沿って左辺第1項の $\{ \}$ 内の $Q/2c + (1-u/c)A/2$ が、それぞれ上流あるいは下流へ伝播することを表している。本研究では、流れの状態が常流として境界条件に水位 W_L を与え、流積 A を算定した後、上流端では式(12)より、下流端では式(13)より流量 Q を求めた。

$$\frac{\partial}{\partial t} \{ Q/2\tilde{c} - (1 + \tilde{u}/\tilde{c})A/2 \} + (\tilde{u} - \tilde{c}) \frac{\partial}{\partial x} \{ Q/2\tilde{c} - (1 + \tilde{u}/\tilde{c})A/2 \} = g\tilde{A} (S_0 - S_f - S_L - dh/dx + 1/\tilde{B} dA/dx) / 2\tilde{c} \quad (12)$$

$$\frac{\partial}{\partial t} \{ Q/2\tilde{c} + (1 - \tilde{u}/\tilde{c})A/2 \} + (\tilde{u} + \tilde{c}) \frac{\partial}{\partial x} \{ Q/2\tilde{c} + (1 - \tilde{u}/\tilde{c})A/2 \} = g\tilde{A} (S_0 - S_f - S_L - dh/dx + 1/\tilde{B} dA/dx) / 2\tilde{c} \quad (13)$$

河道分合流部の接続セルの取り扱いについては、参考文献¹⁵⁾を参照されたい。

(2) 最適化法の概要

本研究では、図-2に示す手順A~Cで1次元河道ネットワークモデルとセル分布型流出解析モデルのパラメータの最適化を実施した。

手順Aでは、水位観測所間の全区間を対象に水位を境界条件とした洪水流解析を実施し、観測水位に基づき河道内抵抗に関する n , α_{w1} , α_{w2} の最適パラメータ値を推定する。この最適パラメータを用い、解析対象区間の上流端流量を推定する。ただし、最下流端については、同位置を上流端とした解析を行うことができないので、手順Bの最適化で基準とする流量ハイドログラフを得ることができない。そのため、下流端を含む解析区間についてのみ、手順Aを実施した後、後述する手順Bの解析対象領域に対して、再度最適化を実施する。

手順Bでは、手順Aの最適パラメータを河道に与えた分布型流出・1次元洪水流解析を実施し、手順Aで推定された河道の流量に基づき、セル分布型流出解析モデルの N , k_a , d_c , d_s , β の最適パラメータ値を推定する。この最適パラメータを用いて解析対象河道への流入流量を推定する。ただし、前述したように、最下流端を含む解析対象領域では、手順Aで同位置の流量ハイドログラフを得ることができないため、解析対象領域の上下流端以外に1つの水位観測所を含めるように解析対象領域を設定する。なお、粗度係数についても、手順Aで求めた粗度係数に再度補正係数を乗じ、補正係数の最適パラメータ値を求めた。

いずれの手順においても、モデルパラメータの最適化には、実験計画法¹⁶⁾、応答曲面法¹⁶⁾、粒子群最適化法¹⁷⁾を用いた。実験計画法で応答曲面モデルを作成する上で効率的な解析条件を設定した後、同条件下の解析結果に基づき、独立変数と目的関数との関係を表す応答曲面モ

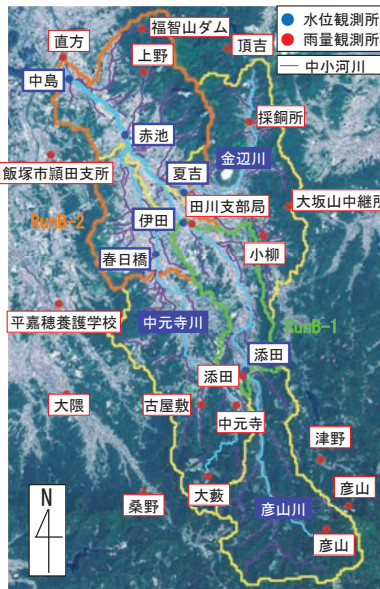


図-3 彦山川流域の概要

デルを作成した上で、粒子群最適化法で目的関数(観測水位や推定流量との差)を最小とする独立変数の組み合わせを求めた。

最後に手順Cで、手順AとBで推定されたモデルパラメータを用い、降雨量を入力条件、水位を上・下流端境界条件とした分布型流出・1次元洪水流解析を行う。

3. 彦山川流域への適用

平成24年九州北部豪雨時の彦山川流域に本最適化法を適用した。

(1) 彦山川流域の概要

彦山川は、一級河川遠賀川の一次支川である。その流域面積は327.6km²、幹線流路延長は43.8kmであり、支川の中元寺川や金辺川が合流する。図-3に、彦山川流域の概要、雨量・水位観測所を示す。

(2) 解析条件

解析対象河川は、水位観測が実施されている彦山川、金辺川、中元寺川とした、解析対象時刻は2012年7月14日0時から15日0時とした。

降雨外力には、ダイナミックウィンドウ法¹⁸⁾に基づき、地上雨量観測所の実績降雨量と気象庁全国合成レーダGPV¹⁹⁾とを合成した合成雨量を用いた。図-4に流域平均降雨ハイトグラフを示す。河道横断面図は出水前の平成23年の断面を用いた。解析区間には17基の堰があり、可動堰は出水時には倒伏していたと仮定し固定部の堰高のみを考慮した。

手順Aでは、添田・伊田観測所間を対象にしたRunA-1、伊田・中島観測所間を対象にしたRunA-2、手順Bでは、図-3中の緑色の流域と添田・伊田観測所間を対象にした

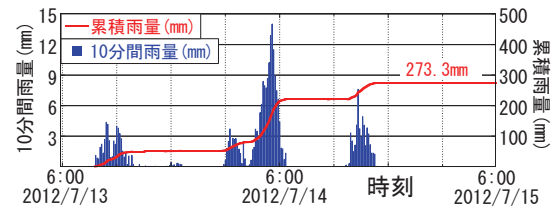


図-4 流域平均降雨ハイトグラフ

表-1 粗度係数の設定区間

	α_{r1}	α_{r2}	α_{r3}	α_{r4}	α_{r5}
RunA-1	彦山川 21.2~25km	彦山川 17~21.2km	彦山川 13.4~17km		
	セグメント1	セグメント1	セグメント2-1		
RunA-2	彦山川 11.6~13.4km	金辺川 7.2~11.6km	彦山川 7.2~11.6km	中元寺川	彦山川 1.2~7.2km
	セグメント2-1	セグメント2-1	セグメント2-1	セグメント2-1	セグメント2-2

表-2 パラメータの設定範囲(手順A)

設定範囲	α_{r1}	α_{r2}	α_{r3}	α_{r4}	α_{r5}	α_{w1}	α_{w2}
RunA-1	0.9~ 1.3	0.8~ 1.2	0.8~ 1.2			0.5~ 1.0	0.01~ 0.1
RunA-2	0.6~ 1.2	0.6~ 1.2	0.8~ 1.4	0.8~ 1.4	0.8~ 1.4	0.5~ 1.0	0.01~ 0.1

表-3 パラメータの設定範囲(手順B)

	ds	dc	ka	β	N				α_r
					森林	田	都市	水域	
RunB-1	0.0~ 0.3	0.0~ 0.3	10 ⁻⁷ ~ 0.10	2.0~ 6.0	0.40~ 0.80	1.0~ 3.0	0.01~ 0.1	0.01~ 0.055	
RunB-2	0.0~ 0.5	0.0~ 0.5	10 ⁻⁷ ~ 0.10	2.0~ 6.0	0.40~ 0.80	1.0~ 3.0	0.01~ 0.1	0.03~ 0.055	0.9~ 1.0

RunB-1、図-3中のオレンジ色の流域と添田・伊田観測所間を対象にしたRunB-2、手順CではRunBの全ての河道と流域を対象にしたRunCを実施した。

手順Aのモデルパラメータは、1次元河道ネットワークモデルの粗度係数 n 、堰の補正係数 α_{w1} 、 α_{w2} である。粗度係数 n については、表-1に示すように各河川及びセグメント毎で設定し、基準を計画粗度係数として、それに補正係数 α_r を乗じることで求めた。パラメータの最適化は、 α_{w1} 、 α_{w2} 、 α_r に対して実施した。表-2にパラメータの設定範囲を示す。目的関数には、RunA-1では解析最大水位と痕跡水位との差の絶対値の総和を、RunA-2では解析最大水位と痕跡水位との差に加え、赤池観測所での水位ハイドログラフの解析値と実測値との差の絶対値の総和を用いた。

手順Bのモデルパラメータは、分布型流出解析モデルの ka 、 dc 、 ds 、 β 、 N と1次元河道ネットワークモデルの粗度係数 n の補正係数 α_r である。表-3にパラメータの設定範囲を示す。目的関数には、RunB-1では伊田観測所のRunA-2による推定流量と解析流量との差の絶対値の総和を、RunB-2では手順Aと同様とした。

(3) 結果と考察

図-5に、RunA-1の痕跡水位と解析最大水位との比較、流量ハイドログラフの実測値と解析結果との比較および解析条件である添田、伊田水位観測所の観測水位を示す。図中には最適解に加え、全解析結果の範囲を示している。

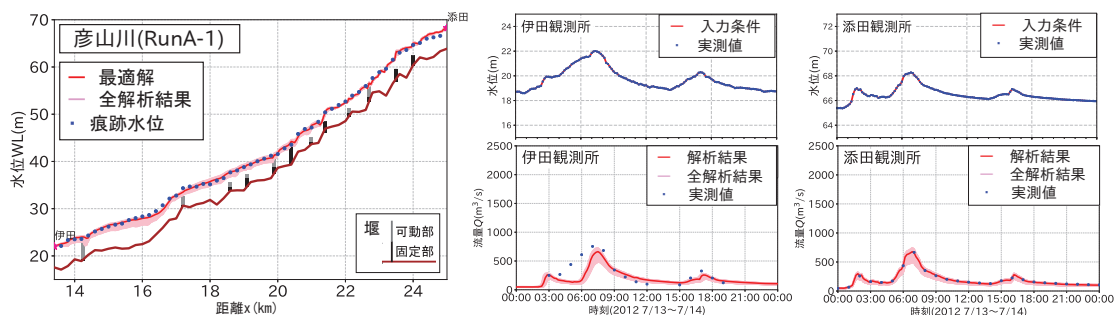


図-5 RunA-1の解析結果と実測値との比較

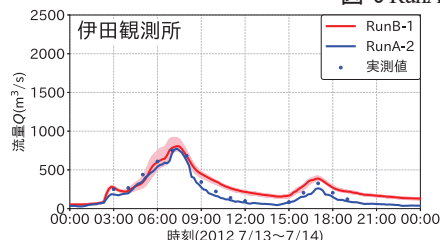


図-6 RunB-1の解析結果と実測値との比較

これより、(1)上流端である添田観測所の流量ハイドログラフについては、全解析結果の変動幅はピーク付近で大きく、最適解は観測流量を概ね再現していること、(2)下流端である伊田水位観測所の流量ハイドログラフについては、残留域や水位観測がなされていない中小河川の流入を考慮していないため、増水時の流量を再現していないこと、(3)痕跡水位については、距離標16km付近で変動幅が大きいものの、最適解は痕跡水位を概ね再現していること、などが確認できる。

図-6に、伊田観測所を上流端としたRunA-2の同観測所での流量ハイドログラフ、実測値、RunB-1の解析結果との比較を示す。これより、(1)流量ハイドログラフの再現性は、RunA-2の解析結果が高いこと、(2)一方で、RunB-1では、RunA-2に比べ、減水期の流量ハイドログラフの再現精度が低下していること、などが確認できる。紙面の都合上割愛するが、RunB-1においても上流端の添田水位観測所の流量は、図-5のように再現できていた。このことを踏まえると、RunA-2に比べ、RunB-1の再現精度が低下した要因は、流出流量の経時変化の再現精度が十分ではないこと、同区間に含まれる可動堰の稼働状況を再現していないこと、などが考えられる。

表-4、5に、手順①、②の最適パラメータ値を示す。

表-4より、粗度係数の補正係数 α_r は、彦山川下流のRunA-2の α_{r3} 、RunA-2の α_{r5} で樹木や砂州等の抵抗要素の影響を受けたため1を超えているが、他の α_r は1割程度の差はあるものの概ね1であることが確認できる。なお、堰の抵抗係数はいずれも実験結果⁴⁾と同程度であった。

表-5より、RunB-2の ds はRunB-1に比べ大きな値となっているが、その他のパラメータはいずれも標準値の平均値程度であることが確認できる。

図-7、8、9に、それぞれ手順CのRunCで得られた彦山川の水面形、上下流端の観測所における流量ハイドログラフ、赤池、伊田観測所における水位・流量ハイドログラフ、

表-4 最適パラメータ値(手順A)

	α_{r1}	α_{r2}	α_{r3}	α_{r4}	α_{r5}	α_{w1}	α_{w2}
RunA-1	0.97	1.01	1.17			0.67	0.06
RunA-2	0.81	1.09	1.30	0.89	1.29	0.71	0.05

表-5 最適パラメータ値(手順B)

	ds	dc	ka	β	N				α_r
					森林	田	都市	水域	
RunB-1	0.190	0.064	0.054	4.641	0.534	2.096	0.045	0.013	
RunB-2	0.415	0.082	0.056	3.995	0.660	2.181	0.055	0.051	0.960

ラフの解析値と実測値の比較を示す。図中には(1)流量を上流端境界条件とした1次元洪水解析³⁾、(2)水位を境界条件とした平面2次元解析¹⁾の結果も示している。図-7より、(1)痕跡水位を概ね再現していること、(2)距離標10.8~12kmの区間において既存の解析結果に比べ精度が向上したものの水位を過小評価していること、などが確認できる。距離標10.8~12kmの区間については11.6km地点の可動堰の稼働状況を適切に再現できていないためと考えられる。図-8より、(1)上流端の添田、夏吉、春日橋観測所では流量を十分な精度で再現されていること、(2)上流端に比べて下流端の中島観測所では実測値との差が大きいこと、などが確認できる。このように、本解析法は上流端流量を十分に再現できることがわかる。図-9より、(1)赤池観測所では減水時の流量を過小評価していること、(2)伊田観測所では減水時の水位と流量を過大評価していること、などが確認できる。赤池観測所での流量は、減水期に過小評価していることから、低水路粗度を過大に評価していること、伊田観測所での水位と流量は減水期に過大評価しており、減水期で伊田よりも添田観測所の観測流量が上回ることを踏まえると、伊田・添田間の可動堰により洪水が貯留されたことが要因と考えられる。このように、本手法は若干の課題は残るものの、既存の解析結果に比べ、水位・流量ハイドログラフ、痕跡水位を十分に再現できることが確認された。

4. おわりに

本研究から、本最適化法は、水位・流量ハイドログラフ、痕跡水位を十分に再現でき、河道内の抵抗及び流入流量の評価に有用であることが確認された。今後は、複数の出水に対する本モデルの検証、可動堰や河床変動の取り扱いの検討が必要と考えている。

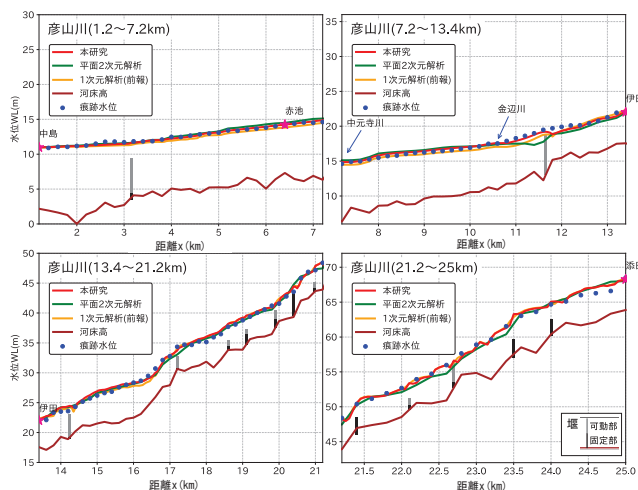


図-7 彦山川の水面形の比較

謝辞：本研究を実施するに当たり，国土交通省九州地方整備局遠賀川河川事務所からデータの提供を受けた．ここに記して感謝の意を表します．

参考文献

- 1) 国土交通省：梅雨前線に伴う平成29年7月5日出水について（第3報），http://www.qsr.mlit.go.jp/site_files/file/bousai_kasen03.pdf，2017(参照 2019/03/19)．
- 2) 国土交通省：平成30年7月豪雨における被害等の概要，http://www.mlit.go.jp/river/shinngikai_blog/shaseishin/kasenbunka_kai/shouuinkai/daikibokouikigou/1/pdf/daikibokouikigou_01_s2.pdf，2018(参照 2019/03/19)．
- 3) 国土交通省：台風19号による被災状況と今後の対応について，<https://www.mlit.go.jp/policy/shingikai/content/001317859.pdf>，2019(参照 2020/01/29)．
- 4) 重枝末玲，秋山壽一郎，大久保剛貴，中島晴紀：水位ハイドログラフを境界条件とした平面2次元洪水解析，土木学会論文集B1(水工学)，Vol.74, No.4, pp.I_1453-I_1458, 2018．
- 5) 渡邊明英，見上哲章，小島崇，松延和彦，鈴木 裕三：不確実な入力条件に対する河川縦断面水面形の同化解析推定量とその分布，土木学会論文集B1(水工学)，Vol.74, No.4, I_727-I_732, 2018．
- 6) 後藤岳久，柴田亮，山本浩之，廣野太志，福岡捷二：多点水位計測システムを用いたリアルタイム水面形・流量推算手法，河川技術論文集，第23巻，pp.257-262, 2017．
- 7) 重枝末玲，秋山壽一郎，中島晴紀，桂佑樹，勝原亮介：水位を境界条件とした洪水氾濫解析による洪水流量と浸水域の推定～平成29年7月九州北部豪雨時の花月川下流域を対象にして～，河川技術論文集，第25巻，pp.309-314, 2019．
- 8) 重枝末玲，秋山壽一郎，中木翔也，勝原亮介，大久保剛貴：平成29年7月九州北部豪雨時の筑後川右岸流域を対象にした分布型流出・1次元河道網洪水解析，河川技術論文集，第24巻，pp.445-450, 2018．
- 9) 重枝末玲，秋山壽一郎，草野浩之，野村心平：高解像度風上解法を用いた遠賀川流域の分布型流出・平面2次元洪水追跡と改修効果の評価，土木学会論文集B1(水工学)，Vol.68,

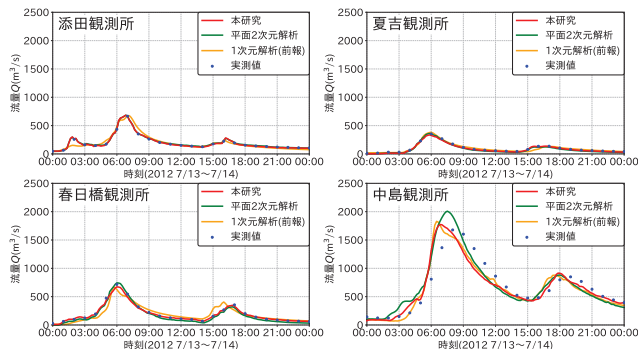


図-8 上下流端の観測所における流量ハイドログラフの比較

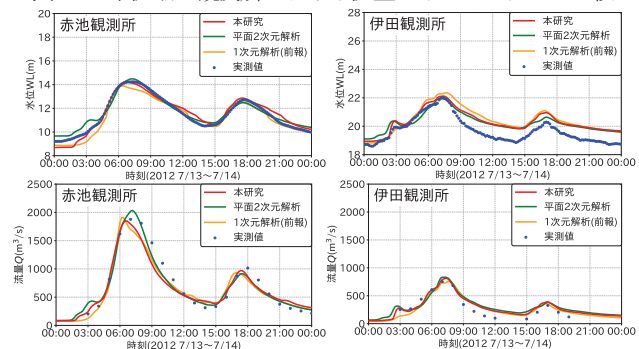


図-9 赤池，伊田観測所における水位・流量の経時変化の比較

No.4, I_1429-I_1434, 2012.

- 10) 立川康人，永谷 言，寶 馨：飽和・不飽和流れの機構を導入した流量流積関係式の開発，水工学論文集，第48巻，pp.7-12, 2004．
- 11) Roe, P. L.: Approximate Riemann solvers, parameter vectors and difference schemes, *Journal of Computational Physics*, Vol.43, pp.357-372, 1981．
- 12) Bermudez, A. and Vazquez, M.: Upwind methods for hyperbolic conservation laws with source terms, *Computers & Fluids*, Vol.8, No.8, pp.1049-1071, 1994．
- 13) 重枝末玲，秋山壽一郎，大久保剛貴，中木翔也：河川横断構造物の簡易的な取り扱いを組み込んだ平面2次元洪水流モデルの構築，土木学会論文集B1(水工学)，Vol.73, No.4, pp.1423-1428, 2017．
- 14) 椿東一郎：基礎土木工学全書6 水理学I，森北出版，p.208, 1973．
- 15) 重枝末玲，秋山壽一郎，Adelaida Castillo DURAN，中木翔也，西山晋平，勝原亮介：1次元河道ネットワークモデルを用いた分布型流出・洪水解析と彦山川流域への適用，土木学会論文集B1(水工学)，Vol.74, No.4, I_1495-I_1500, 2018．
- 16) 岩崎学：統計的データ解析入門 実験計画法，東京図書株式会社，p.121, 2006．
- 17) 多田毅：PSOアルゴリズムによる流出モデルパラメータの最適化，水文・水資源学会誌，Vol.20-5, pp.450-461, 2007．
- 18) 山口高志，北川明，小野寺直，高水克哉，幸弘美：レーダ雨量計の精度向上について，河川情報研究，No.1, pp.91-104, 1993．
- 19) 気象庁：配信資料に関する技術情報(気象編)第162号，気象庁観測部，2004．

(2020. 4. 2受付)