

橋梁を簡易的に考慮した 山国川流域の洪水氾濫解析

A FLOOD AND INUNDATION FLOW SIMULATION WITH A SIMPLE
TREATMENT OF A BRIDGE IN THE YAMAKUNI RIVER BASIN

重枝未玲¹・秋山壽一郎²・大久保剛貴³・中木翔也³

Mirei SHIGE-EDA, Juichiro AKIYAMA, Kouta OKUBO and Syouya NAKAKI

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前期課程 (同上)

The 2D free-surface flow model with the treatment of a bridge was constructed. The model treats a bridge as local energy losses. The validity of the model was shown through verifications against experimental data of the dam-break flow with different bridge geometry. A flood and inundation flow simulation in the Yamakuni River basin at Kyushu-hokubu heavy rain in 2012 was performed with distributed hydrological model as well as the model with a simple treatment of a bridge. The simulated results compared with the observed discharge, water level of flood marker and maximum inundation area. It shows that the model has ability to reproduce runoff, flooding and inundation process with reasonable accuracy.

Key Words : Yamakuni river, Kyushu-hokubu heavy rain 2012, stone bridges, radar rainfall, rainfall-runoff, flood flow, inundation flow

1. はじめに

近年、気候変動の影響により記録的な豪雨が頻発している。平成24年九州北部豪雨では、5水系7河川で甚大な被害が生じ、山国川流域では、耶馬溪橋、馬溪橋などの橋梁の堰上げにより多くの区間で氾濫が発生したり、このような災害に対して効果的な防災・減災対策を講じるには、橋梁などの構造物による抵抗を評価し、洪水時の河道内水位を高精度に予測することが不可欠である。

河川構造物は、その形状を与えずに流体力として取り扱うことが標準²⁾とされている。これは、構造物の形状に沿って計算格子を配置することで取り扱う方法では、多大な数の計算格子が必要となり、計算負荷が大きくなるためと考えられる。実務で用いられる準2次元解析では、構造物をエネルギー損失や流体力から求める水位上昇量として取り扱う³⁾。このような実務で培われてきた技術を不定流解析に組み込むことができれば、橋梁などの河川構造物について、計算格子数を増大させることなく、水位が橋桁まで上昇した状況も含め、より高効率で

高精度な不定流解析が可能になると考えられる。

本研究は、以上のような背景を踏まえ、橋梁の簡易的な取り扱いを組み込んだ新たな平面2次元洪水流モデルを構築し、同モデルを橋梁がある場での非定常流実験結果⁴⁾に基づき検証するとともに、九州北部豪雨で甚大な被害を受けた山国川流域へ適用し、前報⁵⁾でレーダ雨量を外力とした流出・洪水氾濫解析をさらに発展させ、橋梁を簡易的に考慮した洪水氾濫解析を実施し、その再現性について検討したものである。

2. モデルの概要

(1) 流域流出・洪水氾濫解析モデルの概要

本研究では、「流域流出・洪水氾濫解析モデル」⁶⁾を用いた。同モデルは、①セル分布型流出解析モデル、②洪水追跡モデル、③氾濫解析モデルの3つのモデルで構成され、それぞれの結果を境界条件あるいは内部境界条件で接続することで、任意の降雨外力から、流域での雨水の挙動を把握した上で、精度の高い本川の洪水追跡を

介して、氾濫原での詳細な浸水プロセスの予測を行うモデルである。モデル①にはkinematic waveモデルを、モデル②と③には非構造格子、有限体積法、流束差分法に基づく、河川構造物の簡易的な取り扱いを組み込んだ平面2次元自由表面流モデル⁷⁾を用いた。kinematic waveモデルの詳細は参考文献⁶⁾を参照されたい。以下では、平面2次元自由表面流モデル⁷⁾の概要を述べる。

(2) 橋梁を簡易的に考慮した平面2次元自由表面流モデルの概要

河川構造物の簡易的な取り扱いを組み込んだ平面2次元自由表面流モデルでは、河川構造物が流れに及ぼす影響を、①その形状をメッシュで再現すること⁸⁾、②エネルギー損失勾配として⁷⁾、③計算メッシュ内に含む抵抗として⁹⁾取り扱う。なお、②の取り扱いは、漸変流では運動量補正係数やエネルギー補正係数を1.0としても実用上問題なく、この場合に運動方程式とエネルギー方程式が同一になること¹⁰⁾、あるいは、エネルギー損失勾配が流体力と同等とみなせることから組み込むことができる取り扱いである。

a) 基礎方程式

本モデルの基礎方程式は、式(1)の2次元浅水流方程式である。

$$\frac{\partial \mathbf{U}}{\partial t} + \frac{\partial \mathbf{E}}{\partial x} + \frac{\partial \mathbf{F}}{\partial y} + \mathbf{S}_1 + \mathbf{S}_2 + \mathbf{S}_3 = \mathbf{0} \quad (1)$$

$$\mathbf{U} = \left(h, \quad uh, \quad vh \right)^T; \quad \mathbf{E} = \left(uh, \quad u^2h + 1/2gh^2, \quad uvh \right)^T;$$

$$\mathbf{F} = \left(vh, \quad uvh, \quad v^2h + 1/2gh^2 \right)^T;$$

$$\mathbf{S}_1 = \left(0, -gh(S_{ox} + S_{Lx}) + F_x, -gh(S_{oy} + S_{Ly}) + F_y \right)^T;$$

$$\mathbf{S}_2 = \left(0, ghS_{fx}, ghS_{fy} \right)^T; \quad \mathbf{S}_3 = \left(q_r, 0, 0 \right)^T$$

ここに、 \mathbf{U} : 保存量ベクトル、 \mathbf{E} 、 \mathbf{F} : x 、 y 方向の流束ベクトル、 \mathbf{S}_1 : 河床・エネルギー損失勾配・消滅項ベクトル、 \mathbf{S}_2 : 摩擦勾配ベクトル、 \mathbf{S}_3 : 発生項ベクトル、 h : 水深、 u 、 v : x 、 y 方向の流速、 g : 重力加速度、 q_r : 単位面積当りの流入流量(-: 流入、+: 流出)、 S_{ox} 、 S_{oy} : x 、 y 方向の河床勾配、 S_{Lx} 、 S_{Ly} : x 、 y 方向のエネルギー損失勾配、 S_{fx} 、 S_{fy} : x 、 y 方向の摩擦勾配、 F_x 、 F_y : x 、 y 方向の物体群による流体力項である。摩擦勾配は、Manningの公式を用いて計算される。なお、エネルギー損失勾配、流体力項については後述する。

b) 数値解析手法

計算領域を分割した微小領域をセル i とし、このセルを検査体積 Ω とした積分形の浅水流方程式を有限体積法に基づき離散化すると式(2)が得られる。

$$\mathbf{U}_i^{t+\Delta t} = \mathbf{U}_i^t - \Delta t \left[1/A_i \cdot \sum_{k=1}^{N_c} \left\{ L_k (\mathbf{f}_k^* \cdot \mathbf{n}_k) \right\} + (\mathbf{S}_1 + \mathbf{S}_2 + \mathbf{S}_3)_i \right] \quad (2)$$

なお、時間積分にはEulerの陽解法を用いた。ここに、 \mathbf{U}_i : セル i での \mathbf{U} の平均値、 A_i : セル i の面積、 t : 時間に対する添字、 k : セル i を構成するセル境界線に対する添

字、 N_c : セルを構成するセル境界線の総数、 Δt : 時間の刻み幅、 L_k : k 番目のセル境界線の長さ、 $\mathbf{f}_k^* \cdot \mathbf{n}_k$: k 番目のセル境界線を流入出する数値流束である。数値流束 $\mathbf{f}_k^* \cdot \mathbf{n}_k$ には、流束差分法(FDS)¹¹⁾を用いた。なお、計算セルには三角形($N_c=3$)の非構造格子を、時間の刻み幅の算定にはクーラン型の安定条件を用いた。

河床・エネルギー損失勾配・消滅項ベクトル \mathbf{S}_1 、摩擦勾配ベクトル \mathbf{S}_2 、発生項ベクトル \mathbf{S}_3 の離散化は、摩擦勾配ベクトル \mathbf{S}_2 、発生項ベクトル \mathbf{S}_3 については計算セルの重心で定義される保存量 \mathbf{U} に基づき、河床・エネルギー損失勾配・消滅項ベクトル \mathbf{S}_1 についてはBurmudez and Vazquez¹²⁾と同様に風上化を行うことで、式(3)のように行った。式(3)に示すように、流体力項の離散式は、流体力とセル中心間の距離の積の仕事で表され、エネルギー損失を表す項となり、エネルギー損失勾配項の離散化式と同様な物理的な意味を持つこととなる。つまり、エネルギー損失勾配項は、流体力と同様な働きをする。

$$\begin{aligned} S_{1i} &= 1/A_i \cdot \sum_{k=1}^{N_c} (L_k S_{1k}^*); \quad S_k^* = \pm \sum_{j=1}^3 (\tilde{\beta}^j \tilde{e}^j)_k \quad (3) \\ \left(\tilde{\beta}^1, \quad \tilde{\beta}^2, \quad \tilde{\beta}^3 \right)^T &= \frac{1}{2\tilde{c}} \left(S_2 n_x + S_3 n_y, \quad 0, \quad -(S_2 n_x + S_3 n_y) \right)^T \\ S_2 &= g\tilde{h}(\Delta z_b + \Delta H) n_x + F_x d_n; \quad S_3 = g\tilde{h}(\Delta z_b + \Delta H) n_y + F_y d_n \\ \tilde{e}^1 &= \left(1, \quad \tilde{u} + \tilde{c}n_x, \quad \tilde{v} + \tilde{c}n_y \right)^T; \quad \tilde{e}^2 = \left(0, \quad -\tilde{c}n_y, \quad \tilde{c}n_x \right)^T; \\ \tilde{e}^3 &= \left(1, \quad \tilde{u} - \tilde{c}n_x, \quad \tilde{v} - \tilde{c}n_y \right)^T \end{aligned}$$

ここに、 $\mathbf{n}=(n_x, n_y)$: 検査体積の境界線の外向き単位法線ベクトル、 z_b : 地盤高、 $\Delta(\bullet)=(\bullet)_R-(\bullet)_L$ で定義されるオペレーター、 ΔH : 損失水頭、 d_n : セル中心間の距離、 \tilde{u} 、 \tilde{v} 、 \tilde{c} および \tilde{h} はそれぞれ式(4)で表される。

$$\begin{aligned} \tilde{u} &= \left(\sqrt{h_L} u_L + \sqrt{h_R} u_R \right) / \left(\sqrt{h_L} + \sqrt{h_R} \right); \\ \tilde{v} &= \left(\sqrt{h_L} v_L + \sqrt{h_R} v_R \right) / \left(\sqrt{h_L} + \sqrt{h_R} \right); \\ \tilde{c} &= \sqrt{g(h_L + h_R)} / 2; \quad \tilde{h} = (h_L + h_R) / 2 \end{aligned} \quad (4)$$

ここに、 L 、 R : セル境界線の左もしくは右側を表す添字で、セル i 側を L としている。

(3) 橋梁の取り扱い

本研究では河川構造物として橋梁を考慮した。記号の定義は図-1に示す通りである。

a) 計算格子で取り扱う方法 (方法1)

同方法は、橋脚形状に沿ってメッシュを配置し、閉境界条件を与える方法である。なお、橋梁の形状によっては、その形状を計算メッシュによって再現できない。

b) エネルギー損失と流体力で取り扱う方法 (方法2)

同方法は、各水位における橋梁の断面積 a をセル境界の情報として与え、水位と橋脚・橋桁の位置関係によって、エネルギー損失で取り扱う方法である。橋梁位置での水位 \tilde{H} が桁下高 H_p より低い場合には、橋脚によるエネルギー損失 ΔH を式(5)中のドビッソン公式¹³⁾で、 \tilde{H} が H_p より高い場合には、橋脚と橋桁に作用する流体力³⁾を

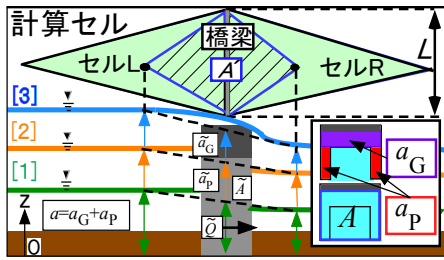


図-1 橋梁の取り扱いの定義図

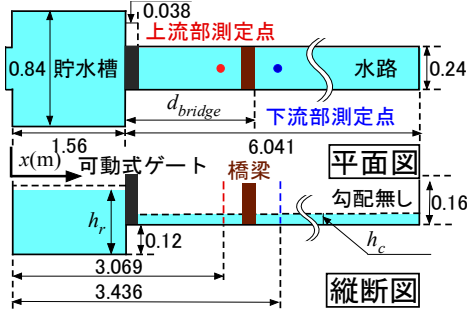


図-2 実験装置の概要

エネルギー損失の形式で表した式(5)で取り扱う。

$$\Delta H = \phi \frac{Q|\bar{Q}|}{2g(\tilde{A} - \tilde{a}_p)^2};$$

$$\phi = \begin{cases} 1/C^2 - 1 & (\tilde{H} \leq H_p) \\ 2 \frac{C_{DG}\tilde{a}_G + C_{DP}\tilde{a}_p}{\tilde{A}} \frac{(1 - \tilde{a}_p/\tilde{A})^2}{(1 - \tilde{a}/\tilde{A})^2} & (H_p < \tilde{H}) \end{cases} \quad (5)$$

ここに、 H : 水位、 Q : 流量、 g : 重力加速度の大きさ、 C : 縮流係数、 C_{DG} : 橋桁の抵抗係数、 C_{DP} : 橋脚の抵抗係数、 \tilde{A} : 河積、 \tilde{a} : 橋梁の投影面積、 \tilde{a}_G : 橋桁の投影面積、 \tilde{a}_p : 橋脚の投影面積である。

3. ダム破壊流れの実験結果⁴⁾に基づく検証

橋梁を簡易的に考慮した平面2次元洪水流モデルを、橋梁が設置されたダム破壊流れの実験結果⁴⁾に適用し、その予測精度について検証した。

(1) 実験の概要

実験は、図-2に示すような水平なアクリル製の水路で行われている。貯水槽と水路の境界には可動ゲートが設けられており、貯水槽に水深 $h_r=0.169\sim 0.227\text{m}$ 、水路に水深 $h_c=0.009\sim 0.011\text{m}$ で水を貯留した後、瞬間的にゲートを開放させ、ダム破壊流れを発生させている。複数の異なる形状の橋梁が、 $x=3.181\sim 3.226\text{m}$ の位置に設置されている。測定項目は水位であり、図中の橋梁上、下流の $x=3.069\text{m}$ 、 3.436m で画像計測がなされている。

(2) 解析の概要

図-2の実験水路を解析対象領域とし、方法1では橋脚形状を再現できるように2,868個のメッシュで、方法2では橋梁の設置位置下流をセル境界線で再現できるように

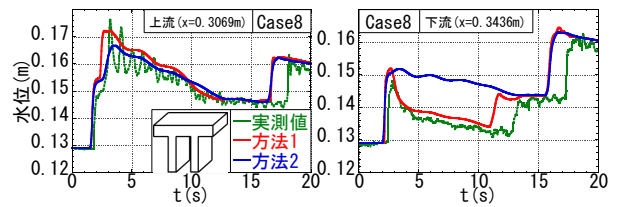


図-3 水位ハイドログラフ (Case8)

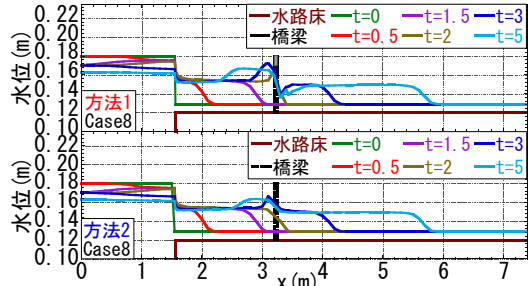


図-4 水面形の経時変化 (Case8)

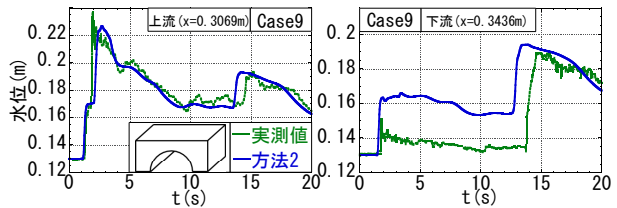


図-5 水位ハイドログラフ (Case9)

1,122個のメッシュで分割した。側壁には閉境界条件を与えた。橋脚の縮流係数 C は0.92¹³⁾、橋桁と橋脚の抵抗係数 C_{DG} と C_{DP} は1.62³⁾、粗度係数は $n=0.011\text{m}^{-1/3}\text{s}$ とした。

(3) 結果と考察

図-3は、Case8⁴⁾の水位ハイドログラフについて、実測値と解析結果を比較したものである。このCaseは水面上昇が橋脚でとどまるCaseであり、方法1、2の適用が可能である。これらより、(1)いずれの方法も橋脚上流側水位は十分な精度で再現していること、(2)下流側の水位は、橋脚形状を考慮できる方法1の精度が高く、方法2では橋梁の形状を考慮しないために予測精度が低下すること、などが確認できる。図-4は、Case8の水面形の経時変化について解析結果を示したものである。これより、方法1と方法2では、先述の橋脚下流部周辺で差異が生じるものの、その下流では大きな差はなく同程度の精度であること、などが確認できる。このように、方法2では、橋梁の形状を考慮しないために、橋脚下流で局所的に予測精度が低下するものの、その下流ではさほど大きな違いは発生しないことが確認された。

図-5は、アーチ橋を設置したCase9の水位ハイドログラフについて、方法2の解析結果と実験値との比較を行ったものである。これより、先ほどのCase8と同様に下流端水位の再現性は低下するものの、上流側水位は概ね再現していることが確認できる。なお、参考文献中⁴⁾のいずれのCaseも、方法2は同程度の再現精度であった。

このように、方法2は様々な形状の橋梁が設置された場でのダム破壊流れを十分な精度で再現できることが確認された。



図-6 山国川流域の概要

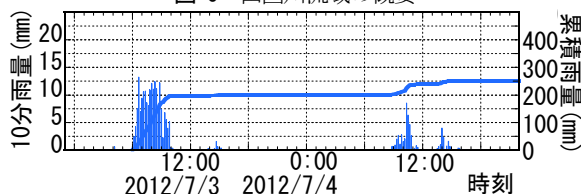


図-7 流域平均雨量ハイトグラフ(7月3日豪雨)

表-1 流出解析に用いたパラメータ

	柿坂上流域					その他流域					
	N	k_a	d_c	d_s	β	N	k_a	d_c	d_s	β	
森林	0.55	0.075	0.062	0.55	2.25	0.47	0.037	0.047	0.064	2.43	
水域	0.011					0.028					
全流域共通											
田	2					都市	0.055			荒地	0.3

4. 山国川流域での洪水氾濫解析

「流域流出・洪水氾濫解析モデル」⁶⁾の②洪水追跡モデルとして、橋梁を簡易的に考慮した平面2次元洪水流モデルを用い、平成24年7月3日豪雨時の山国川流域を対象に、その適用性を検討した。

(1) 山国川流域と平成24年7月3日豪雨の概要

図-6に山国川流域の概要、雨量・水位観測所を示す。同図の背景にはOpenStreetMap¹⁴⁾を用いた。山国川は、流域面積は540km²で、その約91%を山地が占める一級河川である。中流部には、図-6に示すように、耶馬溪橋、羅漢寺橋、馬溪橋の石橋がある¹⁵⁾。

平成24年7月3日豪雨では下郷雨量観測所では観測史上最大1時間雨量73mmを記録した。7月3日の出水では、国土交通省管理の5箇所の水位観測所で既往最高水位を更新し、浸水面積58.1ha、浸水家屋数194戸(床上浸水：132戸、床下浸水：62戸)の浸水被害が生じた。特に、浸水被害の大きかった平田・戸原地区では、そこに位置する馬溪橋による流下阻害がその要因とされている¹⁵⁾。

(2) 解析の概要

平成24年7月3日豪雨を対象に、橋梁と堰を考慮しないRun1、耶馬溪橋、羅漢寺橋、馬溪橋の3つの橋梁と9つ

の堰を考慮したRun2の二つの解析を実施した。

分布型流出解析の対象領域は、山国川流域、平面2次元洪水追跡の対象領域は山国川とその支川の中津川、氾濫解析の対象領域は、山国川と中津川を除く、図-6中の赤枠で示す領域とした。解析対象期間は、2012年7月3日7:00～18:00とした。降雨外力には、ダイナミックウィンドウ法¹⁶⁾に基づく気象庁全国合成レーダGPVの雨量と雨量観測所の実績降雨とを合成した合成雨量を与えた。図-7に、降雨外力とした7月3日の流域平均雨量のハイトグラフを示す。分布型流出解析のモデルパラメータは、前報と同様に、実験計画法、応答曲面法、粒子群最適化法(PSO法)に基づき、土地利用に応じて与えた。表-1に本解析に用いたパラメータ値を示す。洪水氾濫解析の下流端境界条件には、山国川の北門橋観測所、中津川の北門橋観測所で得られた実測の水位ハイトグラフを与えた。橋梁の断面図は参考文献¹⁷⁾に基づき設定した。橋脚の縮流係数 C^{13} 、橋桁と橋脚の抵抗係数 C_{DG} と C_{DP} ¹⁸⁾は、その形状を参考に、耶馬溪橋で0.92、1.62と0.49、羅漢寺橋で0.92、1.62と0.49、馬溪橋で0.80、1.62と1.62とした。

(3) 結果と考察

図-8～10は、それぞれ解析最大水位と痕跡水位、各観測所の水位・流量ハイトグラフの解析結果と実測値、解析浸水域と実測浸水域との比較を示したものである。解析最大水位と痕跡水位の比較から、(1)いずれのRunも痕跡水位を概ね再現していること、(2)耶馬溪橋や羅漢寺橋周辺の距離標15.5km～18kmの区間では、Run1は痕跡水位よりも7.0%程度小さく、Run2は痕跡水位よりも10%程度大きく評価していること、(3)馬溪橋周辺の距離標21.4～22.2kmの区間ではRun2がRun1に比べ再現精度が高いこと、水位と流量ハイトグラフの比較から、(1)いずれのRunについても流量ハイトグラフをおおむね再現していること、(2)下唐原観測所ではRun2がRun1に比べ水位の再現性が若干であるが高いこと、(3)上曾木観測所では、Run1は水位を低めに、Run2は高めに評価していること、(4)柿坂観測所では堰・橋梁の影響を受ける地点でないため、Run1と2は概ね一致していること、などが確認できる。浸水域の比較から、(1)いずれのRunも距離標17km～19km左岸側の最大浸水域を過大に評価していること、(2)Run1では耶馬溪橋、馬溪橋が存在する距離標15.5km右岸、21.2km両岸で浸水が発生していないこと、(3)一方で、Run2では浸水が発生しておりRun1に比べ再現性は高いものの、耶馬溪橋や羅漢寺橋周辺の浸水域を過大に評価していること、などが確認できる。

このように、Run2では橋梁を考慮することで、橋梁周辺の水位や浸水域の再現性は向上する。その一方で、橋梁周辺では、堰上げ効果を過大に評価したため浸水域を過大に評価し、定量的には課題が残る。これは、エネルギー損失の評価に必要な抵抗係数値などを過大に与えた可能性があり、今後の検討課題である。

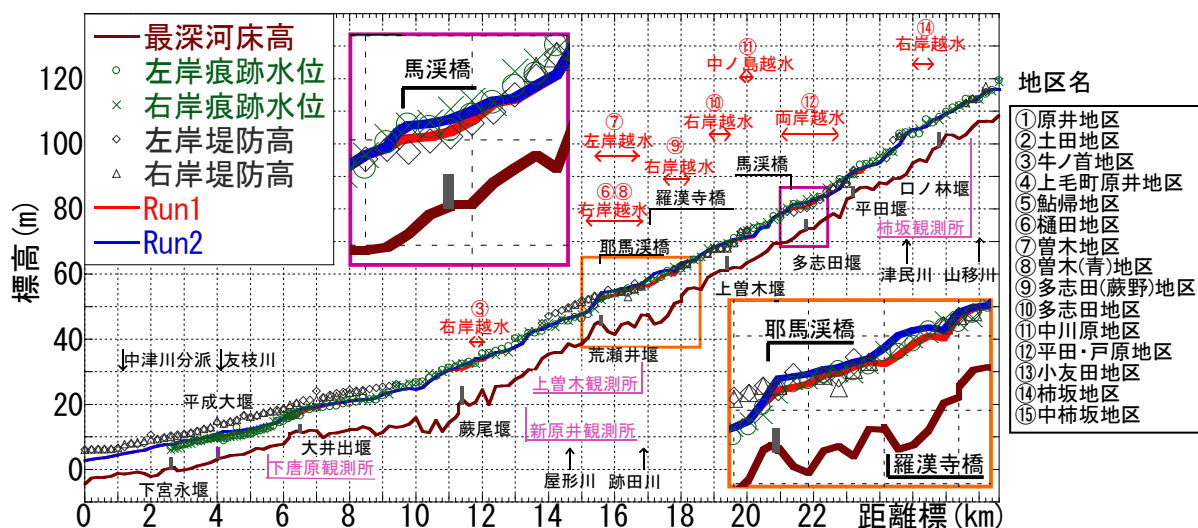


図-8 解析最大水位と痕跡水位の比較

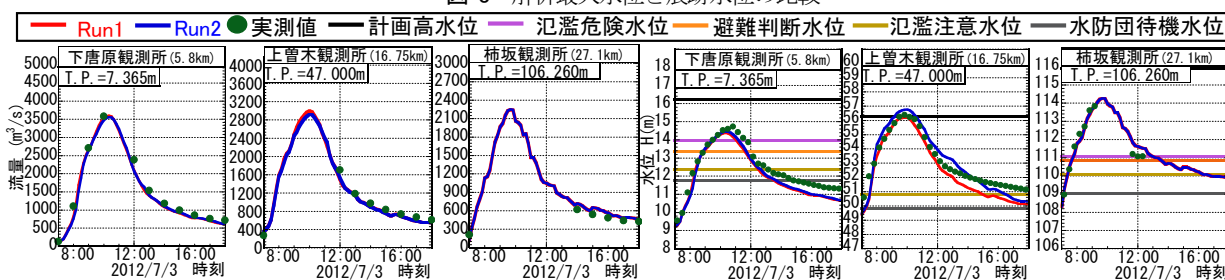


図-9 各観測所における流量ハイドログラフ及び水位ハイドログラフ

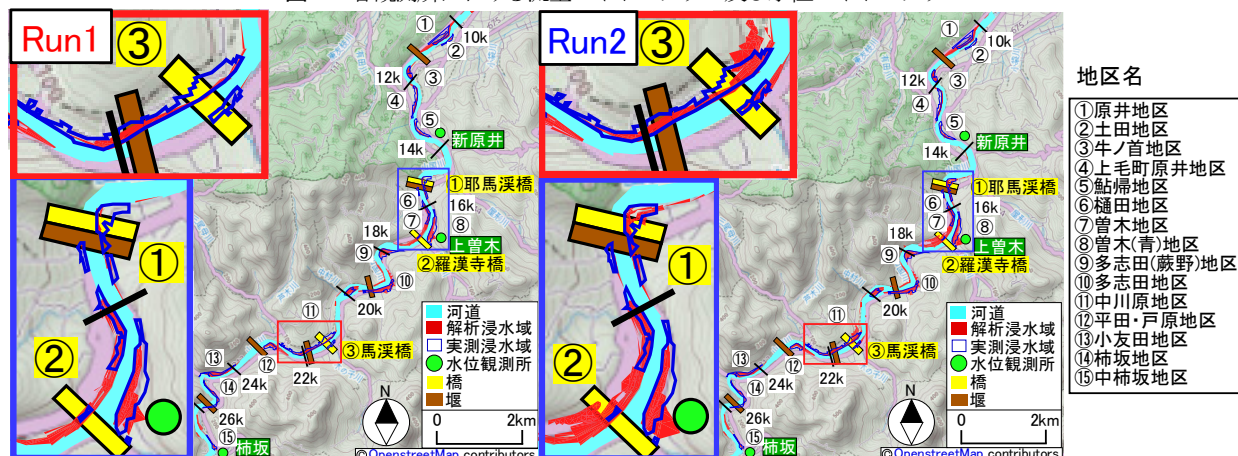


図-10 解析浸水域と実測浸水域との比較

(4) 橋梁の有無による洪水・氾濫プロセスの比較

図-11は、馬溪橋周辺の洪水・氾濫プロセスの解析結果を示したものである。本解析によれば、Run1では、(1)7月3日9時00分頃から、水位が堤防高を越え、図中のa地点の距離標21.3km付近の左岸で越水が、(2)9時10分頃から、b地点の21.8km付近の左岸で越水が生じ、(3)9時50分にピーク水位を迎えた後、(4)10時30分頃には距離標21.3kmと21.8km付近からの氾濫戻しにより氾濫水が減少し、(5)11時50分頃には氾濫水の全てが河道へと戻る。Run2では、(1)水面形の経時変化から明らかなように馬溪橋の影響により洪水流が堰上げられ、Run1に比べ50分程度早い8時10分頃から、図中のa地点の距離標21.3km付近の左岸で越水が、(2)Run1に比べ20分程度早い8時50分頃から、b地点の21.8km付近の左岸で越水が、(3)9時

頃にはRun1では発生しなかったc地点の距離標21.3km付近の右岸で越水が生じ、(4)Run1と同様に、9時50分頃にピーク水位を迎えた後、(5)北東部に浸水域が拡大し、(6)Run1より10分程度遅い10時40分頃には距離標21.3kmと21.8km付近からの氾濫戻しにより氾濫水が減少し、(7)氾濫水が標高の低い水田に留まる箇所を除き、Run1よりも70分程度遅い13時00分頃には氾濫水が河道へと戻る。このように、(1)左岸側浸水については、Run1と2の間に越水開始時刻が50分程度の差があるものの、越流区間が同一であることから、河道の流下能力の不足と馬溪橋の堰上げが要因であり、馬溪橋の堰上げは氾濫水の体積を2.9倍程度増加させその被害を増大させたこと、(2)右岸側浸水域はRun2のみで発生したことから、馬溪橋の堰上げが要因であることなどが確認できる。

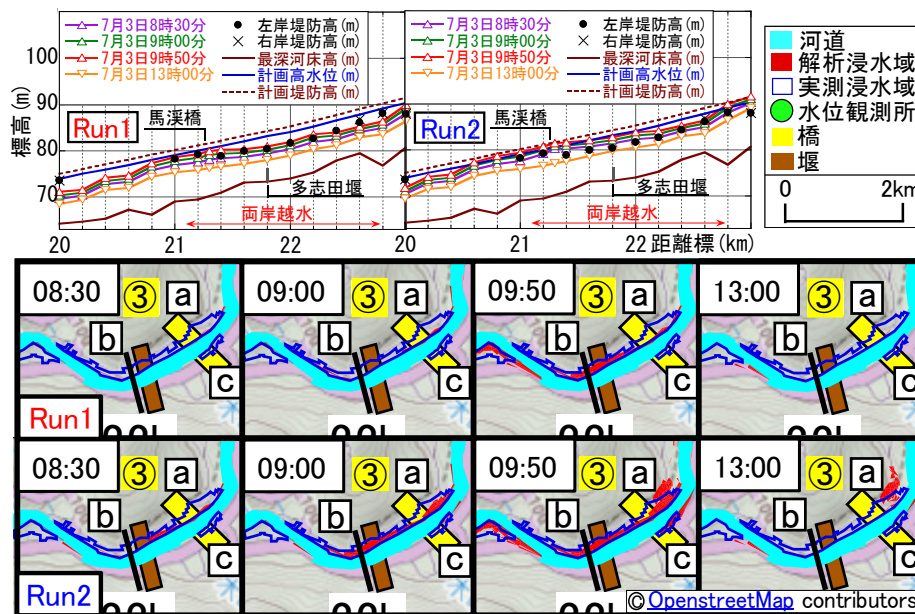


図-11 浸水プロセスの比較

5. おわりに

本研究から、(1)橋梁を簡易的に考慮した本モデルは、橋梁下流側の水位の予測精度は低下するものの、上流側の堰上げを再現可能であること、(2)山国川流域での痕跡水位、水位ハイドログラフの実測値や浸水域などを十分な精度で再現できること、(3)簡易的に橋梁を考慮することで、浸水域の解析精度が向上すること、などが確認された。

謝辞：本研究を実施するに当たり、山国川河川事務所の関係各位には現地調査の実施やデータの提供など多大な協力を得た。また、本研究では、科学研究費基盤研究(C)(課題番号：16K06515、研究代表者：重枝未玲)の助成を受けた。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 土木学会九州北部豪雨災害調査団：平成24年7月九州北部豪雨災害調査団報告書，2013。
- 2) 国土交通省：河川砂防技術基準調査編，http://www.mlit.go.jp/river/shishin_guideline/gijutsu/gijutsukijunn/chousa/pdf/00.pdf，2012。
- 3) 国土技術研究センター(編)：河道計画検討の手引き，山海堂，p.189，2002。
- 4) Ratia, H., Murillo, J. and Garcia-Navarro, P.: Dam-break bridge experiments, <http://fiona.cps.unizar.es/~hector/SteadyFlowBridge-Experiments.zip>, 2014.
- 5) 重枝未玲, 秋山壽一郎, 大久保剛貴, 中木翔也, 松本拓磨：レーダ雨量を外力とした山国川流域の分布型流出・洪水氾濫解析と洪水・氾濫プロセスの検討～平成24年7月豪雨を対象にして～，河川技術論文集，第22巻，pp.13-18，2016。

- 6) 秋山壽一郎, 重枝未玲, 小園裕司：流域特性を考慮した都市域氾濫解析モデルと都市域での浸水プロセスの予知，水工学論文集，第54巻，pp.919-924，2010。
- 7) 重枝未玲, 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, I_1423-I_1428，2017。
- 8) 重枝未玲・秋山壽一郎・浦勝・小林俊彦：洪水氾濫流と構造物に働く流体力の数値シミュレーション，水工学論文集，46巻，pp.833-838，2002。
- 9) 重枝未玲, 秋山壽一郎：数値シミュレーションに基づく堤防に沿った樹林帯の治水機能の検討，土木学会論文集，No.740/II-64，pp.19-30，2003。
- 10) 椿東一郎：基礎土木工学全書6 水理学I，森北出版，p.208，1973。
- 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) 荒木正夫・椿東一郎：水理学演習 下巻，森北出版，p.334，1962。
- 14) OpenStreetMap：<http://openstreetmap.org/>，2016。
- 15) 国土交通省九州地方整備局：山国川水系河川整備計画【原案】- 国管理区間 -，2008。
- 16) 中元道男, 山崎幸栄, 篠崎真哉：山国川馬溪橋における治水と文化財を両立した河川改修について，平成28年度九州国土交通研究会プログラム，<http://www.qsr.mlit.go.jp/n-shiryo/kenkyu/>，2016。
- 17) 国土交通省九州地方整備局：石造アーチの対応方針(案)について～耶馬溪橋、羅漢寺橋～，2016。

(2017. 4. 3受付)