

出石川流域における洪水流出予測 と2004年台風23号出水時の氾濫解析

FLOOD RUNOFF PREDICTION IN THE IZUSHI RIVER CATCHMENT AREA,
AND AN INUNDATION ANALYSIS AT THE TIME OF TYPHOON NO. 23, 2004

石森久仁子¹・土屋十罔²

Kuniko ISHIMORI, Mitsukuni TSUCHIYA

¹学生会員 前橋工科大学大学院 工学研究科建設工学専攻 (〒371-0816 群馬県前橋市上佐鳥町460-1)

²正会員 工博 前橋工科大学教授 社会環境工学科 (〒371-0816 群馬県前橋市上佐鳥町460-1)

In this study, we were the subject of the Izushi River catchment area that is a branch of the Maruyama River, made investigated into flood runoff prediction, and an inundation analysis with the typhoon No.23. The rain response characteristics were clarified from two elements, namely, the catchment area and the rainfall distribution characteristics, and method of the flood runoff prediction was examined. As a result, three correlations on the two parameters in the runoff model and rainfall distribution characteristics were able to make analyzed. These were expressed with valid correlation formulas, and the prediction discharge of flood overflowing from river channel was estimated. Moreover, in order to prove the validity of these correlation formulas, flood analysis at the time of the typhoon No.23 was conducted, and it was compared to the survey figure of inundation. The reproducibility of this flood analysis was very good, and the validity of three correlation formulas was showed.

Key Words : *flood runoff prediction, three correlation formulas, the second changing point, rainfall characteristics, inundation analysis*

1. はじめに

平成16年10月に発生した台風23号は、兵庫県北部を流れる円山川流域に、浸水面積4,083haにも及ぶ甚大な浸水被害をもたらした。立野水位観測所では、過去最高水位8.29mを記録し、円山川全流域に25箇所の越水、本川と出石川にそれぞれ1箇所の破堤が生じた。その被害要因としては、12時間で流域平均雨量が206mmにも達していたこと、円山川の河床勾配が、上流は急勾配であるのに対し、下流は非常に緩やかであり、豊岡市街地付近から河口までの流下能力が低くなること、本川からの逆流の影響を受けやすく内水氾濫が発生しやすいこと、また、内水被害が発生した支流の奈佐川は、大量の洪水を流すには困難なほどの狭い川幅であることがあげられる¹⁾。円山川は、平成2年台風19号で浸水被害を受けて以来大水害は無く、今回の水害は想定外力を超える規模であった。現在、同年12月の河川激甚災害対策特別緊急事業の適用を受けて、河道掘削、堤防強化、遊水池の設置や内水対策として、排水ポンプの増強など、さまざまなハ-

ード対策が進められている。また、洪水被害を軽減するためには、ソフト対策も重要であり、効率的な水防活動も検討されている。特に、行政の避難指示と住民対応が問題になったため、今後、地域住民の円滑な避難を確保するためには、想定外力を超える降雨に対する洪水予測を的確および迅速に行い、その河川情報に基づいて避難勧告・避難指示を出せるシステムづくりが必要である²⁾。

出石川の氾濫に関する既往研究では、大藪³⁾らは、台風23号に伴う出石川沿いの鳥居地区の氾濫を対象とし、破堤地点からの氾濫流の挙動を分析し、家屋に作用する流体力と家屋被害の関係を検証している。内田ら⁴⁾は、同区間、同洪水を対象に、氾濫水に加え土砂流出の影響も考慮した解析モデルを構築し、破堤氾濫において、土砂輸送と家屋被害の関係性を分析している。本研究では、出石川全流域に着目し、出石川の河川勾配や山地斜面形状の流域特性を考慮した降雨応答特性を検討する。さらに、台風23号出水時において、越水や破堤によって不明であった、観測地点の洪水ピーク流量の推定を行うことで、観測地点より上流域で越流しなかった場合の流出波形を再現する。そして、その流出波形を境界条件として

$$\frac{\partial H(X,t)}{\partial t} + \frac{1}{B(X)} \frac{\partial}{\partial X} \{B(X)Q(x,t)\} = r_e(X,t) \cos \theta, \quad 0 \leq X \leq L \quad (1a)$$

$$Q(X, t) = \alpha H(X, t)^m \quad \alpha = \frac{\sqrt{\sin \theta}}{n}, m = \frac{5}{3} \quad (1b)$$

ここで、 X : 斜面上端からの距離、 t : 時間、 $B(x)$: 斜面幅、 $H(X, t)$: 流れ方向に垂直にとった実質の水深、 $Q(X, t)$: 単位幅あたりの流量、 $r_e(X, t)$: 有効降雨強度、 θ : 斜面勾配、 L : 流下方向に計った斜面長とする。

流出過程は短期流出で大規模洪水を対象としているため、地表面流出のみを考慮したモデルを適用している。パラメータは流出係数と分割斜面のManningの粗度係数であり、流出係数は、実降雨量に対する直接流出分の割合としている。

(2) MIKE11を用いた一次元河道流出解析

弘原水位観測所を検証地点(図-4)とし、MIKE11を用いた河道流出解析によるパラメータの同定計算を行った。同定条件は、流出波形の上昇部とピーク流量およびピーク流量発生時刻が一致した時点とする。河道流出解析にはMIKE11を用い以下の式により計算を行う。

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = q \quad (2a)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial \left(\alpha \frac{Q^2}{A} \right)}{\partial t} + gA \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{gQ|Q|}{C^2 AR} = 0 \quad (2b)$$

ここで、 Q : 流量(m^3/s)、 A : 流下断面積(m^2)、 q : 横流入量(m^3/s)、 h : 基準面からの高さ(m)、 C : シェジ抵抗係数、 R : 径深(m)、 α : 運動量の分布に関する係数とする。境界条件として、上記の(1)項で算定された各斜面からの流出量を横流入量として設定した。また、解析時に弘原地点の水位変動に影響を与えないよう円山川本川合流地点から河道を仮想的に引き伸ばし、最下流端には一定の水位0m(T.P.=6.5m)を設定した。河道には、円山川合流地点から22km上流の唐川合流地点まで55個の横断面を設定した。なお、河床のManningの粗度係数は0.03~0.04を与えた。この根拠は、12個の降雨イベントに対する流出解析を行った際、この範囲の値ですべての水位、流量ともに波形が良く一致したことである。

(3) パラメータと降雨特性の相関性の検討

表-1に、キャリブレーションにより得られた12個の降雨イベントに対するパラメータを示した。また、図-5に、

前方、中央、後方集中型など代表的な降雨波形に対する解析結果を示した。これらのパラメータと降雨分布特性にどのような相関性が存在するかについて、検証したところ、以下の①、②、③に示す項目の相関性が高いことがわかった。流出波形には緩やかに上昇し始める時点と、急激に上昇し始める時点が存在し、それぞれを第一変化点、第二変化点と呼ぶことにする(図-6)。

① 第二変化点からピーク雨量到来までの時間と第二変化点からピーク流量到達までの時間

② 流出係数と第二変化点からピーク流量到達までの累加雨量

③ Manningの粗度係数と第二変化点からピーク雨量到来までの時間

また、第一変化点、第二変化点は次のような方法で算定する。まず、1時間から4時間の各時間間隔の流量増加量を算定する((3a)式)。このとき、減衰部分については、マイナスの増加量を0として計算する。さらにその流量増加量の変化量、つまり増水加速度を算定し((3b)式)、各時間間隔の増水加速度を積算すると図-6のような波形が描ける。この波形の正の値の最大値を第二変化点、次に大きい値を第一変化点とした。

$$\frac{Q' - Q}{t' - t} = \frac{\Delta Q}{\Delta t} \quad (3a)$$

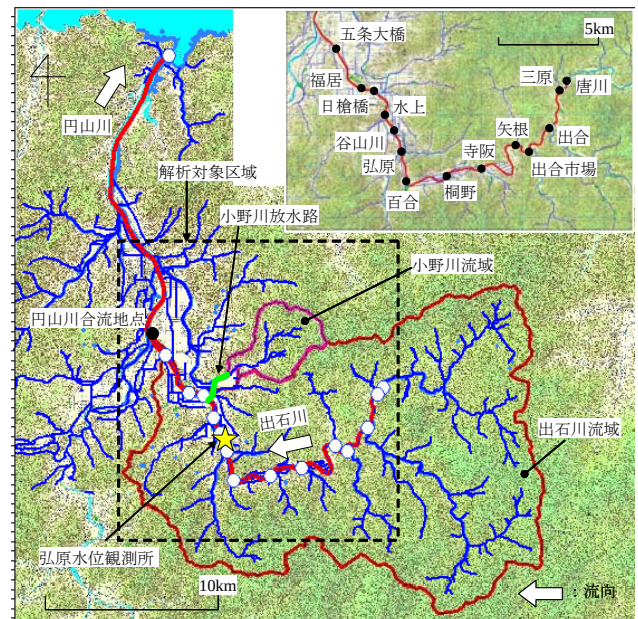


図-4 一次元河道流出解析の模式図

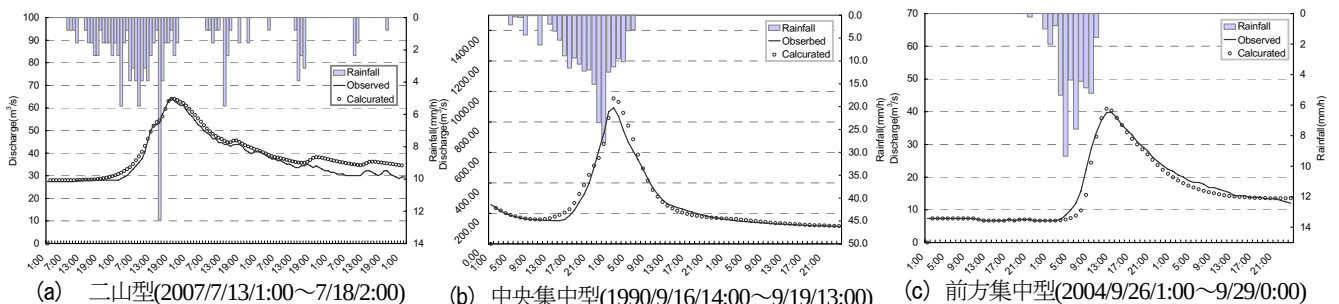


図-5 計画高水流量を超えない過去の洪水に対する流出解析結果

$$\frac{\left(\frac{\Delta Q}{\Delta t}\right)' - \left(\frac{\Delta Q}{\Delta t}\right)}{t' - t} = \frac{\Delta^2 Q}{\Delta t^2} \quad (3b)$$

ここで、 Δt ：一定時間間隔(h)、 t ：時刻(h)、 t' ： Δt 時間後の時刻(h)、 Q ：時刻 t の流量(m^3/s)、 Q' ：時刻 t' の流量(m^3/s)、 $\Delta Q/\Delta t$ ：流量増加速度(m^3/s)とする。

また、表-2に示す項目についても検討を行ったが、これらの項目における相関性は見られなかった。図-7から図-9は、前述した①から③の項目についての相関図であり、それぞれの近似曲線式は以下の通りである。3式とも比較的高い相関性を示している。

$$\textcircled{1}\text{式 } y = 1.2194x + 0.5488 \quad R^2 = 0.9278 \quad (4a)$$

y ：第二変化点からピーク流量到達までの時間、 x ：第二変化点からピーク雨量到来までの時間

$$\textcircled{2}\text{式 } y = 0.0028x + 0.075 \quad R^2 = 0.8603 \quad (4b)$$

y ：流出係数、 x ：第二変化点からピーク流量到達までの累加雨量

$$\textcircled{3}\text{式 } y = 0.032x + 0.0319 \quad R^2 = 0.8912 \quad (4c)$$

y ：Manningの粗度係数、 x ：第二変化点からピーク流量到達までの時間

4. 弘原地点の洪水流出予測

上記の(3)項で、2つのパラメータと降雨特性の検討をした結果、各要素に高い相関性が得られた。この相関式を用いて、超過降雨に対する洪水流出予測を行った。本研究では、平成16年台風23号出水時の弘原地点における流出予測を行った。即ち、弘原地点上流域から流出した実洪水流出量を求めるために、その流域内河道区間で越流しない場合の流量を算定しようということである。以下の計算手順により各パラメータを算定した。

3章(3)より第二変化点は、20日13:00と算定され、ピーク雨量到来時刻は図-10より17:00であることがわかる。よって第二変化点からピーク雨量到来までの時間は4時間である。これより、相関式(4a)を用いて第二変化点からピーク流量到達までの時間を算定する。

$$y = 1.2194 \times 4 + 0.5488 = 5.42(h)$$

次に、相関式(4b)を用いて流出係数を算定する。ここで、ピーク流量到達時間が5.42時間と算定されたが、計算時間間隔が1時間と幅広いため、ピーク流量到達時刻に誤差が生じることを考慮し、5時間と6時間の2ケースにおいて計算を行った。第二変化点からピーク流量到達までの時間が5時間の場合、即ち、ピーク流量到達時刻が10月20日の18:00の場合と、同様に6時間の場合、即ち、19:00の場合のそれぞれの累加雨量は149.6mm、179.7mmとなっている(図-10)。

a) ピーク流量到達時刻が第二変化点から5時間後－10月20日18:00－の場合の流出係数

$$y = 0.0028 \times 149.6 + 0.075 = 0.494$$

b) ピーク流量到達時刻が第二変化点から6時間後－10月

表-2 降雨特性と各パラメータの相関係数

解析期間	総降雨量 (mm)	時間最大雨量 (mm/h)	降雨形態	流出係数 f	Manningの 粗度係数
1989/8/26～8/29	111.2	14.3	後方集中型	0.30	0.60
1983/6/28～7/2	159.5	19.0	二山型	0.25	0.40
1990/9/16～9/23	256.1	35.7	後方集中型	0.24	0.15
1990/9/19～9/23	206.2	27.8	中央集中型	0.48	0.30
1994/9/28～10/2	139.9	15.3	中央集中型	0.19	0.08
1998/9/21～9/24	145.5	39.2	後方集中型	0.15	0.22
2004/8/30～9/2	84.4	19.4	中央集中型	0.20	0.35
2004/9/26～9/29	46.7	9.3	前方集中型	0.45	0.15
2005/9/6～9/9	47.1	19.7	一時的な強雨	0.30	0.25
2006/9/6～9/29	130.4	13.7	後方集中型	0.27	0.15
2006/10/5～10/8	178.3	15.5	三山型	0.55	0.28
2007/7/13～7/18	88.4	12.5	二山型	0.42	0.25

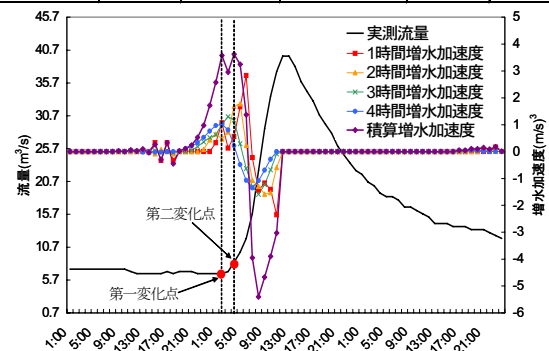


図-6 第一変化点、第二変化点の算定手法

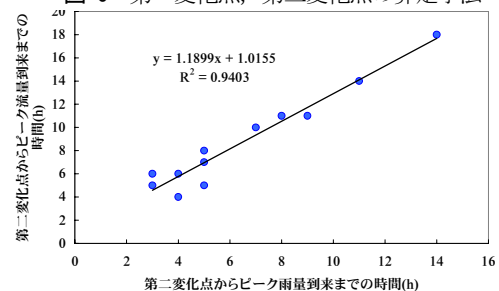


図-7 第二変化点からピーク流量到達までの時間と第二変化点からピーク雨量到来までの時間

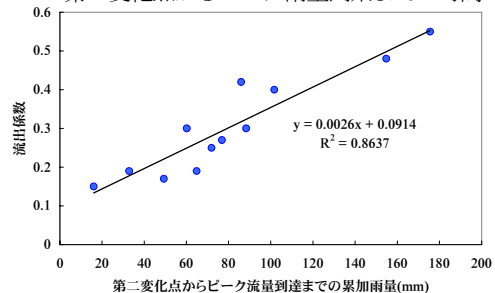


図-8 流出係数と第二変化点からピーク流量到達までの累加雨量

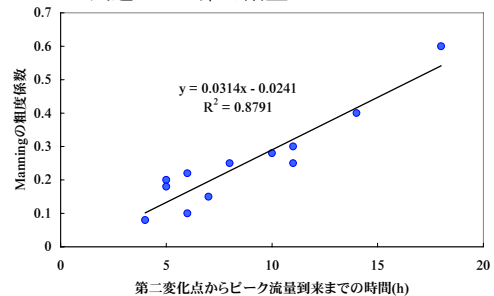


図-9 Manningの粗度係数と第二変化点からピーク流量到達までの時間

20日19:00－の場合の流出係数

$$y = 0.0028 \times 179.7 + 0.075 = 0.578$$

最後に、相関式(4c)を用いてManningの粗度係数を算定する。

$$y = 0.032 \times 4 + 0.0319 = 0.16$$

5. 出石川流域における2次元不定流解析

(1) 解析条件の設定

4章において、弘原地点上流で越流しなかった場合の流量を予測するためのパラメータを算定することができた。ここでは、ピーク流量到達時刻が18:00と19:00の場合の2ケースのパラメータを用いて越流条件を設定し、本川合流地点までの区間の2次元不定流計算を行う。そして、浸水実績との比較を行い、再現性が比較的良好であれば、4章で算定したパラメータをさらに3項目の相関図に追加し、小規模から計画高水を超える降雨に対する流出予測を行えるよう相関式の精度を高める。弘原地点から合流地点までの区間の横流入量は、この区間の流出特性が弘原地点上流域と同様とみなし、4章で算定したパラメータを用い、各斜面の流出量を再度算定した。本研究では、MIKE21モデルを用い、以下の連続式(5a)および運動方程式(5b)、(5c)により浸水深を算定する。

$$\frac{\partial \zeta}{\partial t} + \frac{\partial p}{\partial x} + \frac{\partial q}{\partial y} = \frac{\partial d}{\partial t} \quad (5a)$$

$$\frac{\partial p}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{p^2}{h} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{pq}{h} \right) + gh \frac{\partial \zeta}{\partial x} + \frac{gp\sqrt{p^2 + q^2}}{C^2 \cdot h^2} - \frac{1}{\rho_w} \left[\frac{\partial}{\partial x} (h\tau_{xx}) + \frac{\partial}{\partial y} (h\tau_{xy}) \right] - \Omega_q - fV V_x + \frac{h}{\rho_w} \frac{\partial}{\partial x} (p_a) = 0 \quad (5b)$$

$$\frac{\partial q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{q^2}{h} \right) + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{pq}{h} \right) + gh \frac{\partial \zeta}{\partial y} + \frac{gq\sqrt{p^2 + q^2}}{C^2 \cdot h^2} - \frac{1}{\rho_w} \left[\frac{\partial}{\partial y} (h\tau_{yy}) + \frac{\partial}{\partial x} (h\tau_{xy}) \right] + \Omega_p - fV V_y + \frac{h}{\rho_w} \frac{\partial}{\partial y} (p_a) = 0 \quad (5c)$$

ここで、 $h(x, y, t)$ ：水深(m)、 $d(x, y, t)$ ：時間毎の水深(m)、 $\zeta(x, y, t)$ ：地表面高(m)、 $p, q(x, y, t)$ ： x, y 方向の流量フラックス($m^3/s/m$)、 $C(x, y)$ ：シェージー抵抗係数(m^3/s)、 g ：重力加速度(m/s^2)、 $f(v)$ ：風の摩擦因子、 $V, V_x, V_y(x, y, t)$ ： V ；風速(m/s)、 V_x, V_y ： x, y 方向の風速(m/s)、 $\Omega(x, y)$ ：コリオリの力、 $\Omega_p = f \cdot p$ (f ；コリオリのパラメータ(s^{-1}))、 $p_a(x, y, t)$ ：大気圧($kg/m \cdot s^2$)、 ρ_w ：水密度(kg/m^3)、 x, y ：距離座標(m)、 t ：時間(s)、 $\tau_{xx}, \tau_{xy}, \tau_{yy}$ ：有効せん断力とする。本解析では $V, V_x, V_y(x, y, t)$ 、 f 、 Ω 、 p_a は考慮しなかった。

出石川流域の地盤高および土地利用状況は50mメッシュでモデル化した。Manningの粗度係数は、土地利用毎に、水田・田畑0.025、道路0.043、山地0.060、市街地0.067、宅地0.040として設定した。計算条件としては、上流端から円山川合流地点まで本間の越流公式を適用し、氾濫域の初期水深は0mを設定した。また、20日の23時以降、鳥居橋地点に100mの破堤断面を設定した。また、平成9年に創設された小野川放水路からの流入量を考慮し日槍橋地点の流入量に加えた。小野川放水路は六方川流域の1/4の雨水を直接出石川へ放流し、六方川の内水

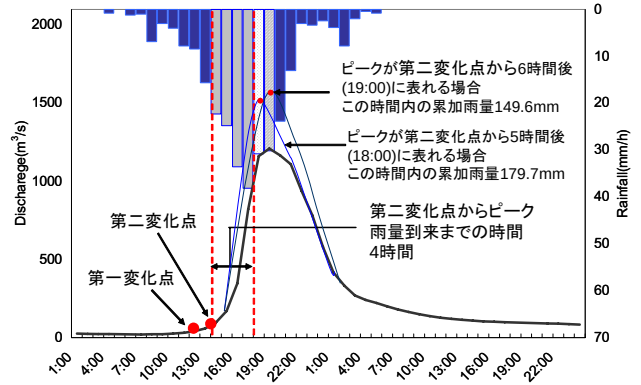


図-10 洪水流出予測手法の模式図

氾濫を軽減している。なお、本川からの逆流の影響は考慮せず、3章(2)と同様の下流端条件を設定した。

(2) 解析結果

ピーク時刻が19:00として洪水流出予測を行った場合(以下Case2と示す)の方が、弘原地点より上流域の浸水区域の時系列的な広がり、浸水深ともに再現性が良かった。神戸新聞の災害記録⁹⁾と比較すると、18:00に寺阪の消防本部で40cmの浸水深が記録されているが、Case2で約50cmの浸水が認められた。また、19:00に出石警察署で、20:00に出石町福住の関西電力出石変電所で水が流れ込んだと記録されているが、Case2でそれぞれ約1m、約80cmの浸水が認められた。また、出石警察署で1.10m、鍛冶屋の水田区域で1.16m、福住小学校付近で1.16m、日野辺で1.33mの最大水深が認められ、浸水実績とほぼ同様の結果が得られた。洪水時に下流側での破堤があれば上流の河川水位および浸水区域に影響を与えるが、破堤時刻23:00より前の21:00をピークに破堤箇所より上流の浸水区域は逡減しており、ここでは破堤による浸水区域の増減に影響はなかったと考えられる。この時刻の弘原上流域の浸水区域は0.67km²であり、実測浸水区域0.71km²と比較すると94%の再現結果が得られた。一方、ピーク流量到達時刻が18:00の場合(以下Case1と示す)は、上記の災害記録に対する浸水は認められなかった。また、ピーク発生時刻が1時間早いCase1は、上流の氾濫は全く無かったが、Case2は、下流から上流まで徐々に浸水区域が広がっていく傾向が見られ、下流域の流下能力の低下し、下流域から越流が発生していったことがわかった。図-11は、二次元氾濫解析により越流した場合と洪水流出予測によって得られた上流で越流しなかった場合の弘原地点における流出波形を示している。この解析結果から、洪水流出予測では、1700m³/sもの流出量が押し寄せていたこと、また、弘原地点より上流の越流によって500m³/sのピークカットが生じたことがわかる。越流した場合の計算波形と実測波形はほぼ一致し、弘原地点より上流域の再現性は良かったといえる。図-12はCase2の破堤直前と破堤後の解析結果を示している。破堤直前の鳥居地区の浸水面積は、1.70km²、破堤後は、1.92km²であり、破堤前後において浸水区域に殆ど変化が無かった

が、下流に近い区域で浸水深に変化が見られた。破堤前では1.8～2.0mの区域が0.62km²、浸水区域の30%を占めていたが、破堤後では、2.2～2.4mの区域が0.59km²、浸水区域の33%を占めており、浸水実績図と同様の値を再現することができた。鳥居地区の浸水面積は2.67km²であるのに対し、解析結果は1.92km²であり、72%の浸水区域が再現できたが、破堤付近の家屋密集区域の浸水は再現できなかった。つまり、実際は洪水予測流量よりも大きい流出量であったといえる。今回は、下流域の流出特性が弘原地点上流域と同じであると考え、同じパラメータを用いて降雨流出解析を行い、横流入量を設定した。しかし、弘原地点上流域と下流域では下流域の方が再現性は悪く、浸水実績図と比較すると、浸水域、浸水深ともに小さい結果が得られた。これは上流域とは異なる流域特性を持ち、下流域は市街地が多く、流出しやすいと推察できる。従って、今後は弘原地点より下流域の洪水流出予測の検討が必要である。

6. 結論

本研究では、出石川流域の降雨応答特性を検討し、超過洪水、即ち実際に発生したと考えられる洪水流出予測を行った。更に、得られた想定流量を用いて二次元不定流解析を行い、再現結果と浸水実績を比較することでその予測手法の妥当性を検討した。以下に結論を示す。

- 1) 過去の降雨イベントに対し、洪水流出解析を行ったところ、流出係数と斜面のManningの粗度係数の2つのパラメータと降雨特性に3つの相関性を導き、近似式に表すことができた。
- 2) 3つの相関式を用いて、弘原地点における2004年台風23号出水時に実際に発生した洪水流出量を再現することができた。
- 3) 想定流出量を用いて二次元不定流解析を行ったところ、破堤による影響を受けた鳥居地区以外は、時系列的空間的な浸水区域の広がり再現性は良かった。
- 4) 2004年台風23号出水時において、実際の洪水ピーク流量、即ち越流しなかった場合のピーク流量到達時刻は10月20日19:00であり、ピーク流量は1700m³/sに達していたこと、また、越流により500m³/sのピークカットが生じたことが、洪水流出予測により明らかになった。
- 5) 今後さらに流出解析を行い、パラメータを追加することで相関式の精度を向上させることが可能である。流出の急激な立ち上がりの時刻と降雨波形(ピーク発生時刻と急激な立ち上がりからの累加雨量)が予測できれば、さらに正確なピーク流量および流出波形を予測できると考えられる。

謝辞：本研究を行うにあたり、国土交通省豊岡河川国道事務所

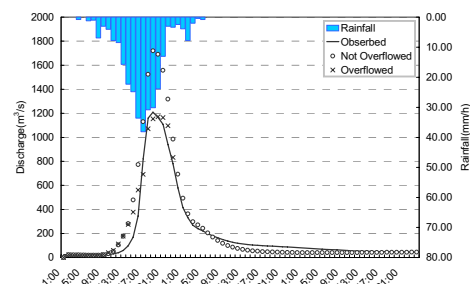


図-11 洪水流出予測結果と氾濫解析によるピーク流量低減結果

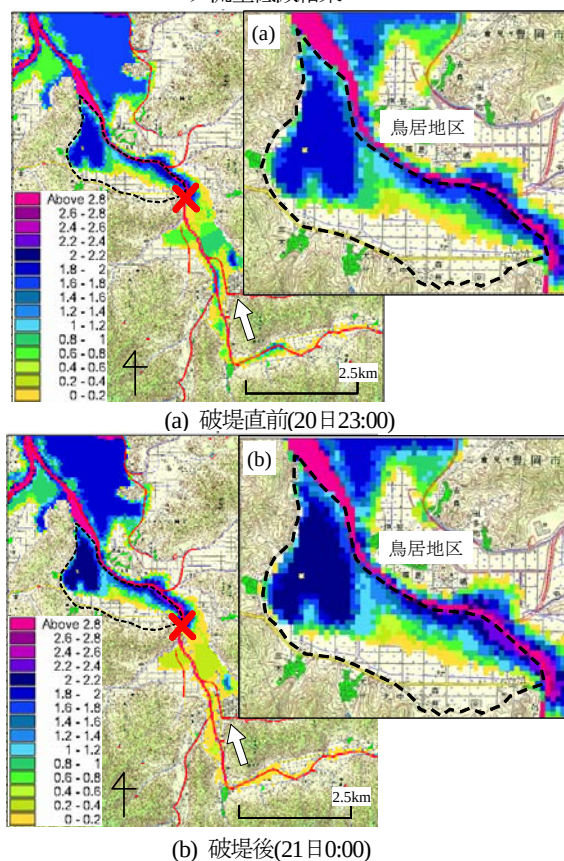


図-12 二次元不定流解析結果

から貴重な資料を提供して頂きました。また、多忙の中にもかかわらず、現場調査のご協力を頂きました。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 豊岡河川国道事務所：円山川の今・・・，2005。
- 2) 土木学会水工学委員会：2004年度豪雨・洪水災害調査報告，pp.3，2005。
- 3) 大藪政志，椿涼太，藤田一郎，川谷健：2004年10月出石川氾濫を対象とした現地調査に基づく高解像度氾濫解析，水工学論文集，第50巻，pp.685-690，2006。
- 4) 内田龍彦，見上哲章，河原能久，湧川勝己，幸弘美：2004年10月出石川破堤氾濫における洪水の被害調査と氾濫解析に基づく検討，河川技術論文集，第13巻，pp.303-308，2007。
- 5) 豊岡河川国道事務所：2004年台風23号浸水実績図【円山川下流域版】，2005。
- 6) 豊岡河川国道事務所：円山川堤防調査委員会報告書，2005。
- 7) 土木学会：水理公式集例題プログラム集2001年度版，2000。
- 8) 神戸新聞Web News：台風23号円山川水系記録，2005。

(2007. 9. 30受付)