



## 由良川流域の概要

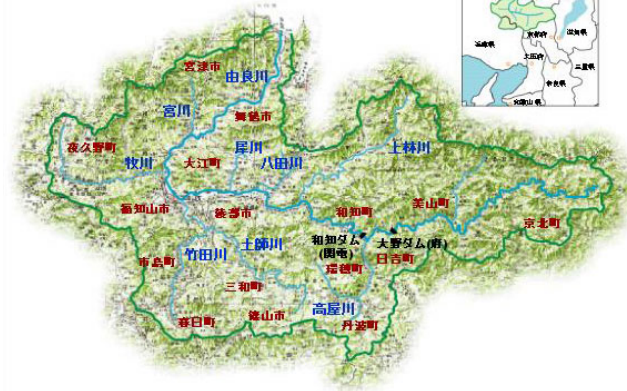


図-1 由良川流域（国土交通省HP北近畿マルチチャンネル<sup>1)</sup>よりダウンロード）

に耐えうるものかを考察する。

## 2. 既往洪水と2004年洪水

ここでは、由良川の2004年洪水と既往洪水を概観してみよう。表1に過去の既往主要洪水を掲載する（由良川河川整備計画<sup>2)3)4)5)</sup>より抜粋し微修正）。この表中、雨量は流域平均総雨量を、水位と流量は福知山観測所（水文資料、流量年表値より）で計測された値を示している。また図2、図3には表中の最大流量と最高水位をグラフ化したものをそれぞれ示す。これらの値から、1953年（昭和28年）台風13号と2004年（平成16年）台風23号による洪水が飛びぬけて大規模（それぞれ流量 $6500(m^3/s)$ 、水位 $7.8m$ 、 $5300(m^3/s)$ 、 $7.35m$ ）あったことがわかる。流量に着目すると、1959年、1972年、1982年、1983年は約 $3500\sim 4500(m^3/s)$ 程度の流量を示しており、他は $2000(m^3/s)$ 代となっている。なお、これよりやや小規模の洪水はほぼ毎年起こっていることに注意されたい。

図4には最近の現地調査の際に撮影した2004年洪水の痕跡を示す。この写真は大江町付近の国道173号沿線の飲食店跡で撮影したものである。水位は一階天井にまで達しており、同地域の河道沿いの一部ではいまだに大洪水の跡が残っているのがわかる。

現在、由良川水系河川整備基本方針によると、基本高水流量は上記の1953年9月洪水を基に設定することとし、ピーク流量を福知山基準地点において $6500m^3/s$ 、このうち流域内の洪水調節施設で $900m^3/s$ を処理し、河道への配分流量を $5600m^3/s$ としている。したがって、こうした基本高水策定の基礎となっている1953年9月洪水に匹敵する規模の2004年洪水の実測データを

表-1 由良川水系の主要洪水

西暦	発生日	要因	総雨量 (mm)	年最高水位 (m)	年最大流量 $m^3/s$
1953	昭和 28.9.25	台風 13 号	360.2	7.80	6500
1959	昭和 34.9.26	伊勢湾台風	261.1	7.10	4384
1961	昭和 36.10.28	台風 26 号	231.7	5.10	2402
1965	昭和 40.9.17	前線	252.8	5.42	2833
1972	昭和 47.9.16	台風 20 号	183.2	6.14	4063
1982	昭和 57.8.1	台風 10 号	190.1	5.45	3636
1983	昭和 58.9.28	台風 10 号	246.4	5.57	3608
1990	平成 2.9.20	台風 19 号	251.6	4.64	2469
1995	平成 7.5.12	低気圧	245.5	4.23	2242
1998	平成 10.9.22	台風 7 号	127	4.49	2178
1999	平成 11.6.30	梅雨前線	121	4.57	2203
2004	平成 16.10.20	台風 23 号	279	7.55	5297

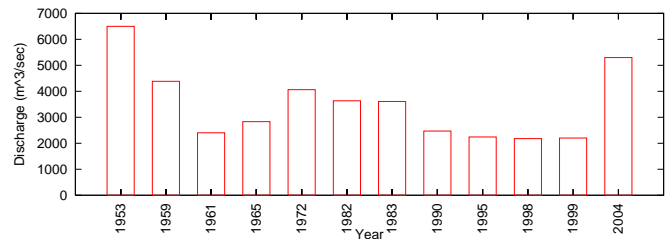


図-2 由良川主要洪水の最大流量

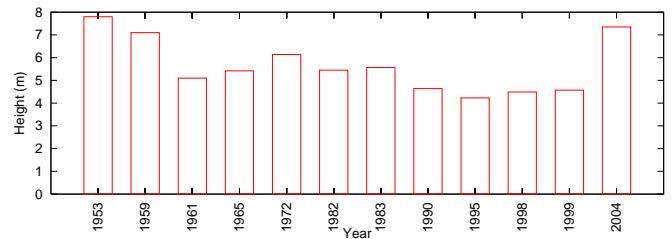


図-3 由良川主要洪水の最高水位

を用いて、分布型流出モデルがこの洪水を再現できるかという検証を行うことは大変有用である。次節に本稿で用いた分布型流出モデルについて説明する。

## 3. 分布型流出モデル

流域地形モデルにより由良川流域地形をモデル化し、分布型流出モデルにより降雨流出解析を行う。それぞれのモデルの概要を説明する。

### (1) 流域地形モデル

流域地形のモデル化には椎葉らによる流域地形の数値表現形式<sup>6)7)</sup>を採用した。具体的手順は大筋以下のとおりである。まず、国内で整備されている国土数値情報（流路位置ファイルKS-272、河川単位流域台帳KS-271）をもとに河道網点列データセットを作成する。次に国



図-4 洪水の被害を受けた建造物(大江町)

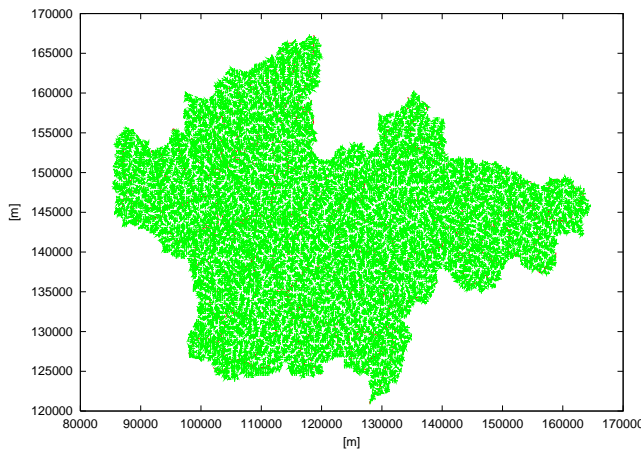


図-5 由良川流域(網掛け部分)及び由良川河道網(実線)。

土地院が発行する数値地図メッシュ(標高)データの格子点と河道網を構成する個々の河道点が一致するように河道網を修正する。その後、各格子点の標高データを用いて各河道に属する斜面要素と斜面での流れ方向を一次的に決定する。この手順に従い、今回は計算時間を考慮し 250m メッシュ(標高)を用いて流域地形をモデル化した。その結果を図5に示す(座標原点は北緯 34°, 東経 134° 地点を UTM 座標に変換した位置とする)。これによる流域面積は 1866km<sup>2</sup>(公称 1880km<sup>2</sup>)であった。

## (2) 分布型流出モデル

流出モデルは市川らが開発した分布型流出モデル<sup>8)</sup>を用いる。このモデルでは、斜面流、河道流ともに Kinematic Wave 法<sup>9)10)</sup>にもとづいて追跡する。

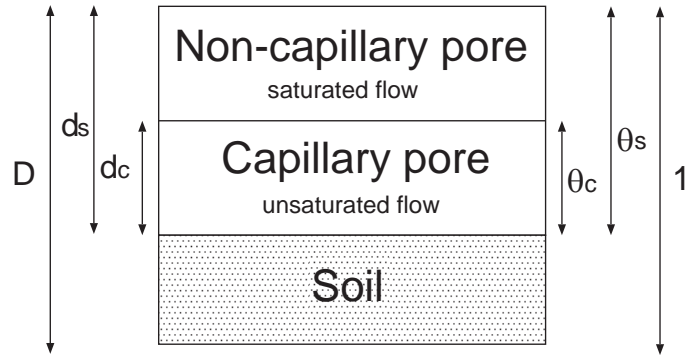


図-6 流量流積関係模式図

### a) 斜面流の追跡

斜面流に関する Kinematic Wave 法の基礎方程式は以下ようになる。

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial x} = r(t) \quad (1)$$

ここに  $t$  は時間,  $x$  は斜面上流端からの距離,  $h$  は水深,  $q$  は単位幅流量を表す。単位幅流量については立川らの流量流積関係<sup>11)</sup>から計算することにする。立川らのこの関係(図6参照)では土壌内の流水が水深により、毛管水として毛管水帯を流れる場合 ( $0 \leq h \leq d_c$ ), 重力水として大空隙を流れる場合 ( $d_c < h \leq d_s$ ), さらに土壌から表面流として流出する場合 ( $d_s < h$ ) に分類して流速を計算し、その流速から単位幅流量を求める。具体的には以下のように流量流積関係式を定める。

$$q(h) = \begin{cases} v_c d_c \left(\frac{h}{d_c}\right)^\beta, & (0 \leq h \leq d_c) \\ v_c d_c + v_a (h - d_c), & (d_c < h \leq d_s) \\ v_c d_c + v_a (h - d_c) + \alpha (h - d_s)^m, & (d_s < h) \end{cases} \quad (2)$$

ここに  $v_c = k_c i$ ,  $v_a = k_a i$ ,  $\alpha = \sqrt{i}/n$  で、 $v_c$  は毛管水の流速,  $k_c$  は毛管帯での飽和透水係数,  $i$  は斜面勾配,  $v_a$  は大空隙での重力水の流速,  $k_a$  は大空隙での飽和透水係数,  $n$  はマンニングの粗度係数である。ただし、ここでは流量の連続性を満たすために  $\beta k_c = k_a$  とする。 $\beta$  は通常 2~6 程度の値となる。

具体的な計算方法としては、上記の流量流積関係式から伝播速度  $c = \frac{\partial q}{\partial h}$  をもとめ、連続式を

$$\frac{\partial q}{\partial t} + c \frac{\partial q}{\partial x} = cr(t) \quad (3)$$

と変形し、差分解法により  $q$  を求める。この場合、モデルパラメータは、全空隙に相当する層厚  $d_s$ , 毛管帯の層厚  $d_c$ , 粗度係数  $n$ , 大空隙での飽和透水係数  $k_a$ , 大空隙の飽和透水係数と毛管帯の飽和透水係数の比  $\beta$  となる。本稿のモデルでは、国土地院が発行する数

値地図 250m メッシュ(標高) をもとに斜面要素の流れ方向を決定し、すべての斜面要素での流れを追跡する。  
b) 河道流の追跡

河道流に関する Kinematic Wave 法の基礎方程式は以下のものである。

$$\frac{\partial W}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q(t) \quad (4)$$

ここに、 $W$  は河道流断面積、 $Q$  は河道流量、 $q$  は斜面単位幅流量である。流量流積関係が Manning 則に従うと仮定すると

$$Q = \frac{1}{n} W R^{\frac{2}{3}} I^{\frac{1}{2}} \quad (5)$$

を得る。ここに、 $n$  は河道の粗度係数、 $R$  は径深、 $I$  は河道勾配である。ここで径深  $R$  を定数  $K_1$ 、及び  $Z$  を用いて、

$$R = K_1 W^Z \quad (6)$$

として式(5)に代入し変換すると

$$Q = \frac{K_1^{\frac{2}{3}} I^{\frac{1}{2}}}{n} W^{(1+\frac{2}{3}Z)} \quad (7)$$

を得る。これにより河道断面から  $K_1$  と  $Z$  を推定し、河道勾配  $I$  と粗度係数  $n$  とから  $Q$  を計算する。この式と(4)式を連立させて差分法により  $Q$  を求める。

#### 4. 計算条件と結果の考察

前述のモデルを用いて、台風 23 号の通過期間 2004 年 10 月 16 日～21 日(表-2 の event1) の流出解析を行う。地域気象観測(アメダス)データを用いて補正されたレーダ・アメダスデータ(時間分解能 1 時間、空間分解能 約 2.8km) を降雨情報として入力し、降雨流出解析を行う。各レーダ・アメダス値は図 7 の格子点上で得られる。図 8 上図には福知山水位観測所(図 1 福知山市付近)より上流でのレーダ・アメダスデータにより計算された流域平均降雨量の時間推移を示している。

観測流量は福知山水位観測所の水位を H-Q 近似曲線を用いて変換した。図 8 下図にこの H-Q 曲線により得られた観測流量(実線)を示す。上記の降雨を入力情報として計算した福知山水位観測所における計算流量(破線)も図 8 下図に重ねて示す。ここで、計算に使用された分布型流出モデルパラメータは計算結果が観測結果に近づくよう調整した。使用された調整後のモデルパラメータを表-3 に示す。さらに、計算・観測ハイドログラフの適合度の定量的な評価をするため表-4 では Nash-Sutcliffe 指標、観測流量と計算流量のピーク流量の差(PE)、ピーク流量の差の観測流量に対する割合(RPE)、およびピーク生起時刻(TE)の差を示して

表-2 モデルの評価に用いる洪水データ

Flood	Flood term	Max Discharge
event1	2004/10/19 0:00 - 10/21 23:00	5271.2 m <sup>3</sup> /s
event2	1998/10/16 0:00 - 10/19 6:00	1675.1 m <sup>3</sup> /s
event3	1999/6/28 0:00 - 6/30 23:00	2203.0 m <sup>3</sup> /s

表-3 決定したモデルパラメータの値

Flood	Distributed models				
	$n$ (m <sup>-1/3</sup> sec)	$k_s$ (m <sup>3</sup> /s)	$d_c$ (m)	$d_s$ (m)	$\beta$ -
event-1	0.2	0.001	0.275	0.375	4.0

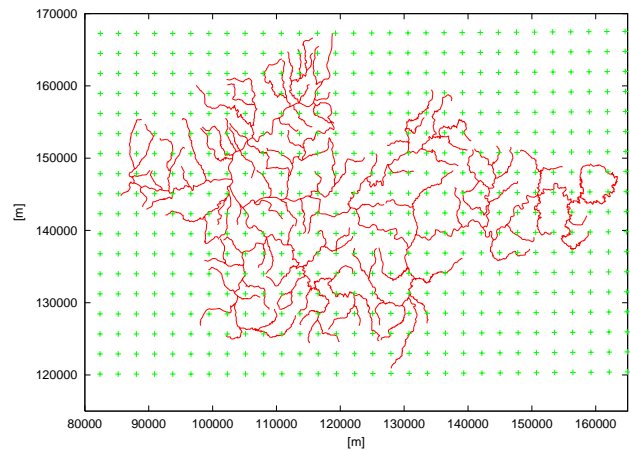


図-7 由良川河道網(実線)およびレーダ・アメダス格子点(2004年)

表-4 モデルパラメータ決定時の再現精度の評価

Flood	NS 指標	PE(m <sup>3</sup> /s), RPE(%)	TE(min)
event1	0.877	2.3 (0.043)	44.3
event2	0.925	92.9 (5.5)	148
event3	0.889	179.3 (8.1)	51.3

NS 指標: Nash-Sutcliffe 指標, PE(m<sup>3</sup>/s): ピーク流量の違い, RPE(%): ピーク流量の違いと観測ピーク流量の割合, TE(min): ピーク生起時刻の違い。負の値は計算流量のピーク時刻が観測流量よりも早いことを表す。

いる。なお Nash-Sutcliffe 指標と RPE は以下のように計算する。

$$NS = 1 - \frac{\sum (Q_o - Q_s)^2}{\sum (Q_o - \bar{Q}_o)^2} \quad (8)$$

$$RPE = \frac{Q_o^{max} - Q_s^{max}}{Q_o^{max}} \quad (9)$$

ここに  $Q_o$ 、 $Q_s$  は一時間毎の観測流量と計算流量、 $\bar{Q}_o$  は観測流量の時間平均値、 $Q_o^{max}$ 、 $Q_s^{max}$  は観測流量と計算流量の期間中の最大値である。

これらの結果から、分布型流出モデルは今年の由良川の大規模洪水を概ね良好に再現してことがわかる。特

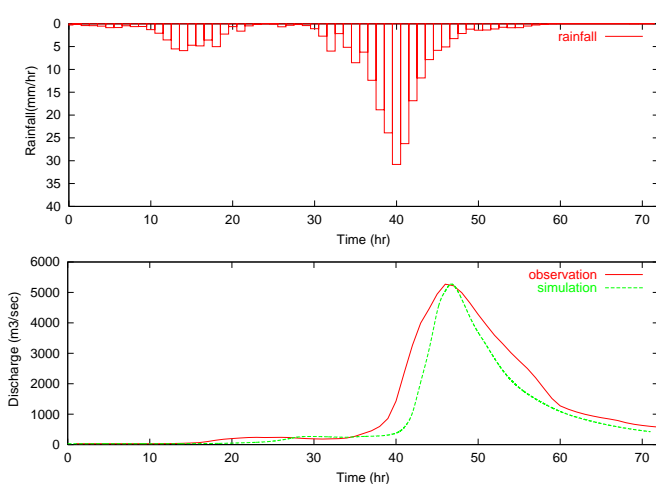


図-8 2004年洪水の計算流量と観測流量の比較

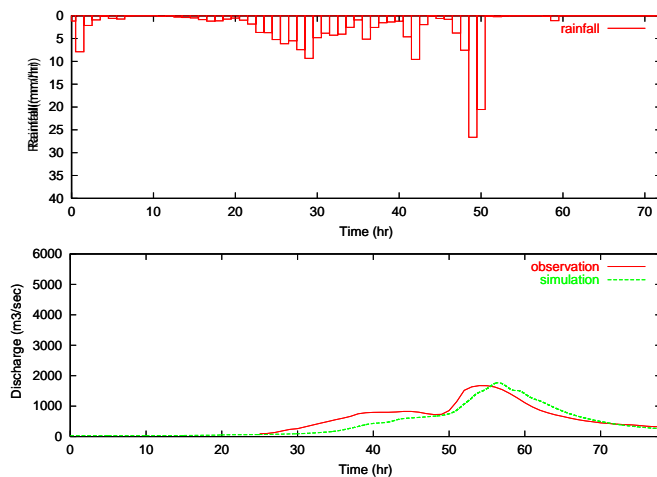


図-10 1998年洪水の計算流量と観測流量の比較

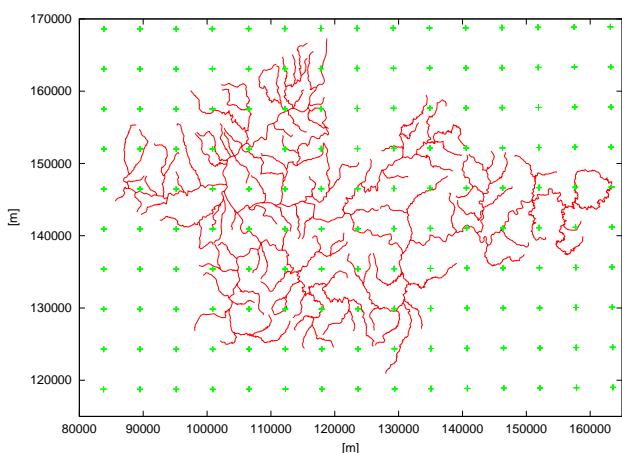


図-9 由良川河道網(実線)およびレーダ・アメダス格子点(1998年, 1999年)

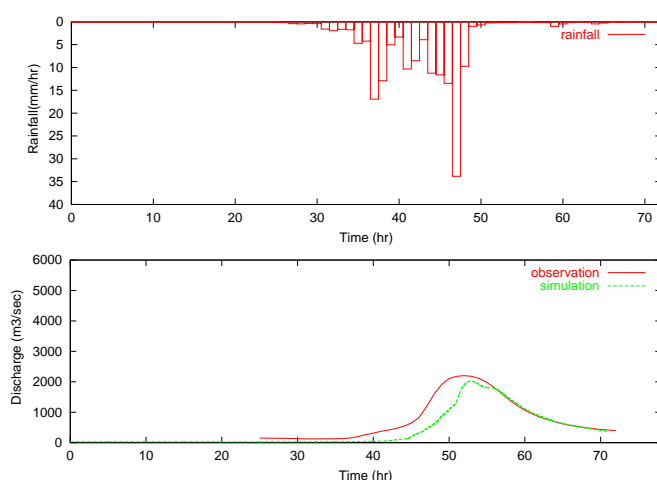


図-11 1999年洪水の計算流量と観測流量の比較

に PE, RPE 値からピーク流量が極めて良好に再現できていると言えよう。Nash 指標も概ね良好な値を示している。全体の傾向としては、計算結果はハイドログラフの立ち上がりがやや遅く、逆に流量の逓減はやや早いですが、これらは今回適用した流量流積関係式で土壌内の雨水の滞留・移動に影響を及ぼす  $d_s$ ,  $d_c$ ,  $k$  を微調整することにより、さらに精度良く再現できると思われる。これらのパラメータ同定問題については今後最適化手法を用いてより詳細に検討する予定である。

次にこうした大規模洪水を再現できるよう調整されたモデルが、過去の小・中規模洪水も同様に再現できるかを検討した。ここでは1998年(平成10年)10月16日~19日(表-2の event2, 最大観測流量が  $1675.1 \text{ m}^3/\text{s}$ )、および1999年(平成11年)6月28日~30日(表-2の event3, 最大観測流量が  $2203.0 \text{ m}^3/\text{s}$ )に起こった洪水を対象とする。これらの洪水は、ピーク流量から見た

規模としては2004年洪水のそれぞれ3分の1, 2分の1程度である。図10, 図11下図に event2, event3の観測流量曲線(実線)を示す。これらの観測流量は H-Q 曲線を用いて観測水位から求めたものである。図中では、実際に洪水が観測された10月17日以降(event2), 6月29日以降(event3)の流量のみプロットしてある。今回もレーダ・アメダスデータ(時間分解能1時間, 空間分解能約5.5km)を降雨情報として入力し、降雨流出解析を行う。各レーダ・アメダス値は図9の格子点上で得られる。図10, 図11上図にはレーダ・アメダス値をもとに計算した福知山観測所より上流の流域平均降雨量の推移を示した。これらの降雨を入力情報とし、前計算と同様のモデルパラメータを用いて計算を行った。計算結果を図10, 図11下図に破線で示す。またこれらの観測・計算ハイドログラフの適合度指標を表-4に記載する。

これによると、Nash 指標は event2, event3 とともに 0.9 前後の値を示しており、これらの中小規模洪水も今回の計算によって概ね良好に再現されているのがわかる。PE, RPE も event1 と比較するとやや精度は落ちるものの、それでも十分な再現性を示していると考えられる。全体を見てみると、両計算結果ともハイドログラフの立ち上がりやや遅い。これは event1 でも見られた現象である。この理由として、今回用いたパラメータが土壌内の雨水の滞留効果をやや大きく算定しているために、結果として流出時間が全体に遅れているということが考えられる。この点については今後さらに検討するが、しかしながら、全般には 2004 年の計画規模に匹敵する大洪水も、これらの中小規模洪水も大変良く再現できていると考えられる。

## 5. おわりに

以上述べたように、この分布型流出モデルを用いることにより、同じモデルパラメータの値を用いて、中小洪水から計画規模に匹敵するような大洪水まで良好に再現できることがわかった。様々なパターンの洪水を再現することができる理由として、ここで用いているモデルが降水や地形の空間分布情報を組み込んでいること、流量流積関係式が低水から高水までを考慮していることが、その重要な要素と考えているが、同じモデルを用いたこれまでの分析から、流域ごとにモデルパラメータの値が異なることがわかっている<sup>11)12)13)</sup>。また、流域によってはモデルパラメータの同定が難しい場合も存在する<sup>14)</sup>。これらの違いがなぜ起こるのか、つまり、流域ごとにことなるモデルパラメータ値はどこにその説明を求めることができるのか、このモデルによる予測結果がうまく機能しない場合は、その原因がモデルの構造にあるのか、あるいは入力データ自身の問題なのかを分析することを今後の課題としたい。

謝辞：由良川に関する各種資料は国土交通省福知山河川国道事務所に、また本研究で用いた水文データは(株)ニュージェックに提供していただきました。また、京都大学地球環境学堂の市川温博士には貴重な助言をいただきました。ここに記して感謝いたします。

## 参考文献

- 1) 国土交通省近畿地方整備局福知山河川国道事務所：北近畿地方マルチチャンネル、<http://www.kkr.mlit.go.jp/fukuchiyama/index.html>
- 2) 国土交通省近畿地方整備局福知山河川国道事務所：由良川水系河川整備計画 [直轄管理区間]
- 3) 国土交通省近畿地方整備局福知山河川国道事務所：由良川改修 50 年のあゆみ
- 4) 国土交通省近畿地方整備局福知山河川国道事務所：由良川水系風土記
- 5) 国土交通省近畿地方整備局：平成 16 年台風 23 号による災害について (速報)、<http://www.kkr.mlit.go.jp/index.html>
- 6) 椎葉充晴・市川 温・榊原哲由・立川康人：河川流域地形の新しい数値表現形式, 土木学会論文集, No. 621/II-47, pp. 1-9, 1999.
- 7) 椎葉充晴・立川康人・市川 温：流域地形の新しい表現形式とその流域モデリングシステムとの結合, 京都大学水文研究グループ研究資料, No. 1, pp. 5-44, pp. 61-82, 1998.
- 8) 市川 温・村上将道・立川康人・椎葉充晴：流域地形の新たな数値表現形式に基づく流域流出系シミュレーションシステムの開発, 土木学会論文集, No. 691/II-57, pp. 43-52, 2001.
- 9) 水理公式集例題プログラム集, 平成 13 年版, 土木学会, 水文編例題 1-8, 2002.
- 10) 水理公式集例題プログラム集, 平成 13 年版, 土木学会, 水文編例題 1-9, 2002.
- 11) 立川康人・永谷 言・竇 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, pp. 7-12, vol. 48, 2004.
- 12) 竇 馨・立川康人・児島利治・可児良昭・池淵周一：降雨流出に及ぼす山腹斜面の影響 - いわゆる「緑のダム」の洪水調節効果の流域水文学的検討 -, 京都大学防災研究所年報, 47B, pp. 171-182, 2004.
- 13) 佐山敬洋・立川康人・竇 馨・市川温：広域分布型流出予測システムを用いた ダム群治水効果の分析, 土木学会論文集, 印刷中.
- 14) 立川康人・田窪遼一：足羽川流域における洪水流出の再現と予測, 2004 年土木学会北陸豪雨調査団報告書, pp. 173-184, 2005.

(2005. 9. 30 受付)