

平成 16 年福井豪雨における洪水流量の推定と中小河川流域の 治水計画に関する考察

立川 康人・田窪 遼一*・佐山 敬洋・寶 馨

*京都大学大学院工学研究科都市環境工学専攻

要 旨

平成 16 年 7 月 18 日、福井県の足羽川流域において既往最大となる洪水が発生し、福井市街地で足羽川の堤防が決壊する他、流域全体で甚大な洪水災害が発生した。治水計画を考える場合、ある確率規模の計画降雨を定めて基本高水を算定することが計画の基本とされている。しかし、中小河川ではその算定の元となる水文データの蓄積が十分でなく、特に平成 16 年 7 月洪水のような計画規模を上回る洪水データはモデル同定時にはほとんど利用できない。本研究では、流量規模の異なる既存の洪水から同定したモデルを用いて、今回の洪水をどの程度再現することができるかを分析する。また、ここで得られた流量の推定結果および福井豪雨時の水文データをもとに福井豪雨から得られた教訓を示し、中小河川流域における治水計画に関して考察する。

キーワード：福井豪雨，足羽川，中小河川，洪水，河川計画

1. はじめに

2004 年 7 月 18 日、福井県の足羽川流域において観測開始以来、最大となる洪水が発生し、福井市街地で足羽川の堤防が決壊する他、流域全体で甚大な洪水災害が発生した。

治水計画を考える場合、ある確率規模の計画降雨を定めて基本高水を算定することが計画の基本とされているが、中小河川ではその算定の元となる水文データの蓄積が十分でなく、特に 2004 年 7 月洪水のような計画規模に匹敵する、あるいはそれを上回る洪水データはモデル同定時にはほとんど存在しない。これまで数多くの洪水流出モデルが開発されているが、こうした水文観測が十分でない流域において観測したことがないような大洪水をどの程度、予測・再現できるかは、そのようなデータが存在しないこともあって十分検討されていない。

一般に流域面積が数百 km²の中小河川では降雨の時

間空間分布の仕方によって洪水ピーク流量が大きく変動するため、洪水予測は大河川流域と比べると難しい。水文観測が十分でない数百 km²の流域における河川流量の予測値を予測の不確かさや信頼性と合わせて示し、予測が合わない原因を追究して予測の信頼性を向上させることが、中小河川流域の洪水軽減対策の基本である。

本論では、地形や降雨の空間分布を考慮することができる分布型洪水流出モデル（市川ら，2001）を用い、既存洪水から決定したモデルパラメータを設定して 2004 年洪水の再現結果がどのようなであったかを示す。対象地点は足羽川の計画基準点である天神橋地点（Fig. 1 参照）であり、天神橋上流の流域面積は 351 km²（ここで用いる分布型洪水流出モデル上では 353.6 km²）である。得られた洪水流量の推定結果および 2004 年福井豪雨の水文データをもとに、中小河川における洪水流出予測の課題を示し、中小河川流域における治水計画に関して考察する。

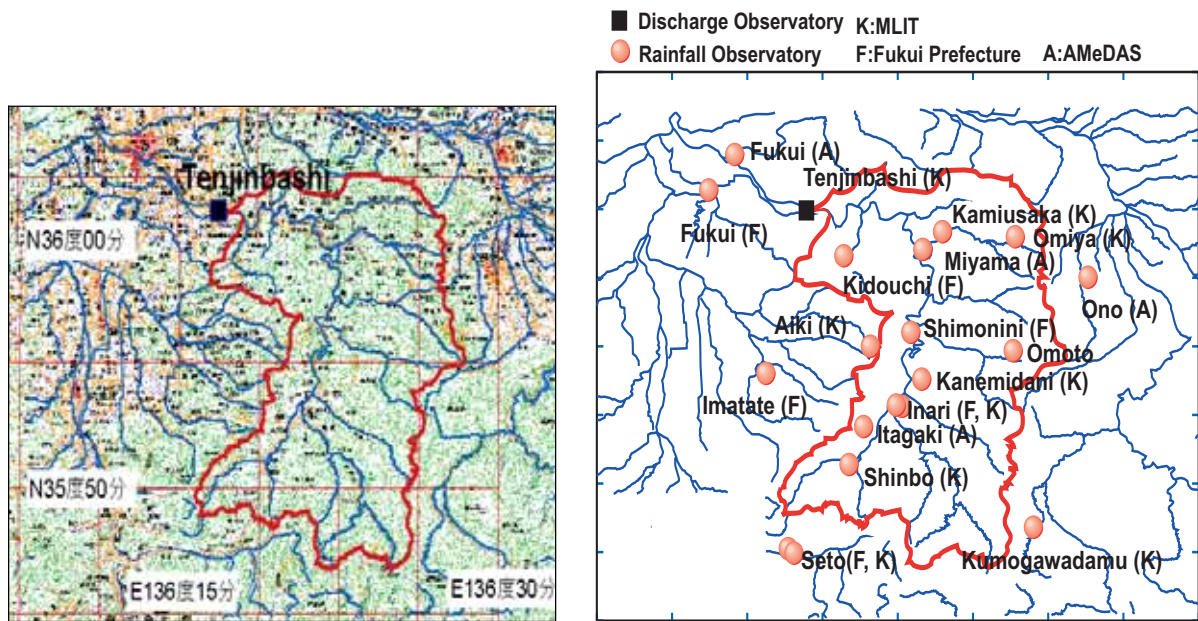


Fig. 1 Asuwa River basin and the locations of hydrologic observatories.

2. 既往洪水と2004年豪雨の特徴

天神橋地点において流量観測データが存在する昭和53年以降のピーク流量が $400\text{m}^3/\text{s}$ 以上の9洪水を対象に水位・流量データ（国土交通省足羽川ダム工事事務所ホームページ）、地上雨量データを収集した。Fig. 1に足羽川流域の水文観測所の観測位置を示す。Table 1は対象とした既往洪水の期間と流量・雨量の概要を示したものであり、天神橋地点での流量、天神橋上流域の面積平均雨量に関する値を示し

ている。Table 2に収集した雨量データ観測地点の一覧を示す。雨量データはそれぞれの年で観測地点数が異なり、年を経るにつれて使用可能な観測地点が増加している。ここでは、流域平均面積雨量の算定や次節での流出計算のために、最近隣法を用いて地点観測雨量を空間分布雨量に変換した。具体的には、対象流域に一辺3kmのメッシュをかけ、グリッドセルの中心から最も近い雨量観測地点の雨量をそれぞれのグリッドセルの雨量とした。Fig. 2は1981年の洪水時における降雨の空間分布の設定例である。

Table 1 River discharge data used in the study for the Asuwa River basin.

Flood Period	Peak discharge (m^3/s)	Discharge before flood (m^3/s)	6 hours rainfall $R_{6h}(\text{mm})$	2 days rainfall $R_{2d}(\text{mm})$	Rainfall ratio R_{6h}/R_{2d}	No. of rainfall stations
1979/9/28/0:00 ~ 10/3/24:00	622	37	84	103	0.82	6
1981/6/30/0:00 ~ 7/5/24:00	1117	65	73	163	0.45	4
1982/7/30/0:00 ~ 8/4/24:00	676	18	42	136	0.31	7
1983/9/26/0:00 ~ 10/1/24:00	758	36	54	169	0.32	4
1985/7/ 5/0:00 ~ 7/10/24:00	542	86	43	116	0.37	10
1989/9/ 5/0:00 ~ 9/10/24:00	608	44	67	174	0.39	10
1990/9/17/0:00 ~ 9/22/24:00	447	17	56	127	0.44	10
1993/7/10/0:00 ~ 7/15/24:00	548	11	60	116	0.52	10
2004/7/18/0:00 ~ 7/19/24:00	2400*	25**	265	297	0.89	12

* estimated value by MLIT , ** supposed value by the authors

Table 2 Hourly rainfall data used in the study (A : AMeDAS, F : Fukui Pref., K : MLIT)

Observatory	1979	1981	1982	1983	1985	1989	1990	1993	2004
No. stations	6	4	7	4	10	10	10	10	12
Fukui(A)									
Fukui(K)									
Miyama(A)									
Oono(A)									
Simonini(F)									
Inari(F)									
Inari(K)									
Itagaki(A)									
Shinbo(K)									
Seto(F)									
Seto(K)									
Kamiusaka(K)									
Oomiya(K)									
Oomoto									
Kidouchi(F)									
Imadate(F)									
Aiki(K)									
Kanemidani(K)									
Kumokawa Dam(K)									

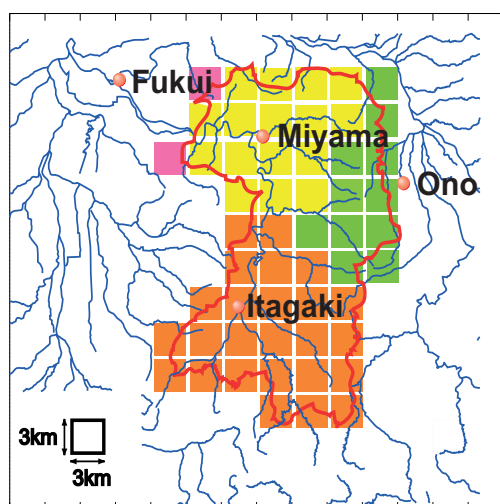


Fig. 2 Setting of spatial rainfall distribution using nearest neighbor method for the 1981 flood.

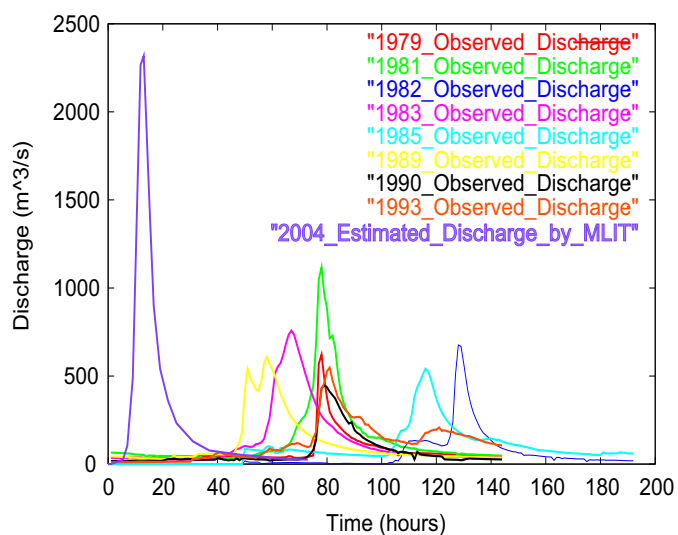


Fig. 3 Historical hydrographs at the Tenjinbashi station, the outlet of the Asuwa River basin.

Table 1 に示した既往洪水の流量ハイドログラフを Fig. 3 に示す。2004 年 7 月洪水の流量データは国土交通省が推定した洪水ハイドログラフから読み

取ったものであり，ピーク流量が約 2,400m³/s と推定されている(九頭竜川流域委員会，2004)。流量観測開始後の約 25 年間の中では 2004 年洪水はこれま

での観測流量の2倍近い値となっている。2004年7月11日の午前6時以降はほとんどの観測地点で降雨は観測されておらず、流域がある程度乾燥した状態から急激に流量が増加した洪水であった。

また、Table 1の流域平均最大6時間雨量、流域平均最大2日間雨量およびそれらの比率を見ると、2004年豪雨がほとんど6時間の中で集中して発生したことが分かる。2004年洪水以外で今回のように時間的に集中した豪雨例は1979年9月の洪水しかない。国土交通省によれば天神橋上流の2日雨量268.8 mmは明治30年以降の記録で既往第3位、その年超過確率は明治30年から昭和51年のデータを用いて1/25、一方、最大6時間雨量228.9 mmは昭和28年から平成10年のデータを用いて1/1000と推定されており(九頭竜川流域委員会, 2004)、この結果からも2004年豪雨がいかに時間的に集中した豪雨であったかがわかる。なお、ここで得た面積雨量と国土交通省による面積雨量は、内挿法や使用する観測地点が異なっていると思われるため一致しておらず、ここでの値は6時間雨量で約36 mm大きな値となっている。

3. 流出モデルの概要

3.1 流域地形モデル

流出モデルは市川らが開発した分布型流出モデル(2001)を用いる。流域モデルは、椎葉らによる流域地形の数値表現形式(1998, 1999)を採用し、国土地理院が発行する数値地図50 mメッシュ(標高)を用い

て50 m分解能で斜面要素の流れ方向を一次的に決定する。Fig. 4に本モデルで用いている足羽川流域(天神橋より上流353.6 km²)の流域モデルを示す。また、Fig. 4の最上流域部の拡大図をFig. 5に示す。位置を表現するための座標系にはUTM座標系(第53帯)を用い、2次メッシュ533651の左下角(東経136度7分30秒、北緯35度45分0秒、UTM座標系で表すと601702.57 m, 3956410.25 m)の座標値を(0, 0)として流域モデルを構築する。

3.2 流れのモデル

Fig. 4, 5に示す流れ方向に従って、すべての斜面要素での流れを一次的に追跡して河道への流出量を算定する。次に、河道における流れを追跡して、流域下端での河川流量を算定する。流れの追跡計算には斜面部、河道部ともキネマティックウェーブモデルを用いる。

斜面部の土層はFig. 6に示すように重力水が発生する大空隙部分と毛管移動水の流れの場であるマトリックス部分から構成されると考える(立川ら2004)。土層厚を D とし、マトリックス部の最大水分量を水深で表した値を d_c 、重力水を含めて表層土壌中に存在し得る最大水深を d_s と考え、次の流量流積関係式を仮定する。この流量流積関係式(1)と連続式(2)とから雨水を追跡する。河道においては、矩形断面を仮定し土層厚をゼロとして表面流のみを考える。

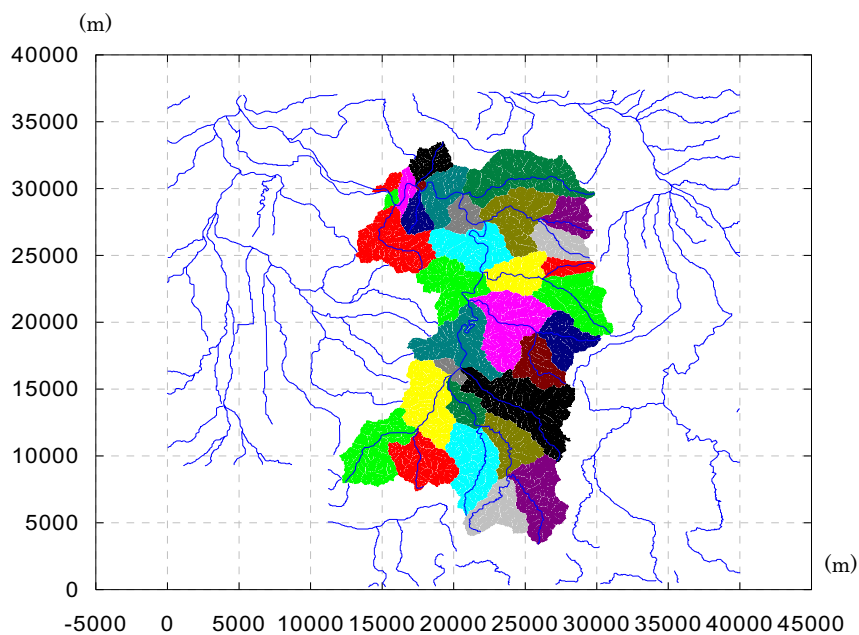


Fig. 4 Watershed model for the Asuwa River basin with the upper part of the Tenjinbashi station. The location is specified using UTM coordinate with m unit.

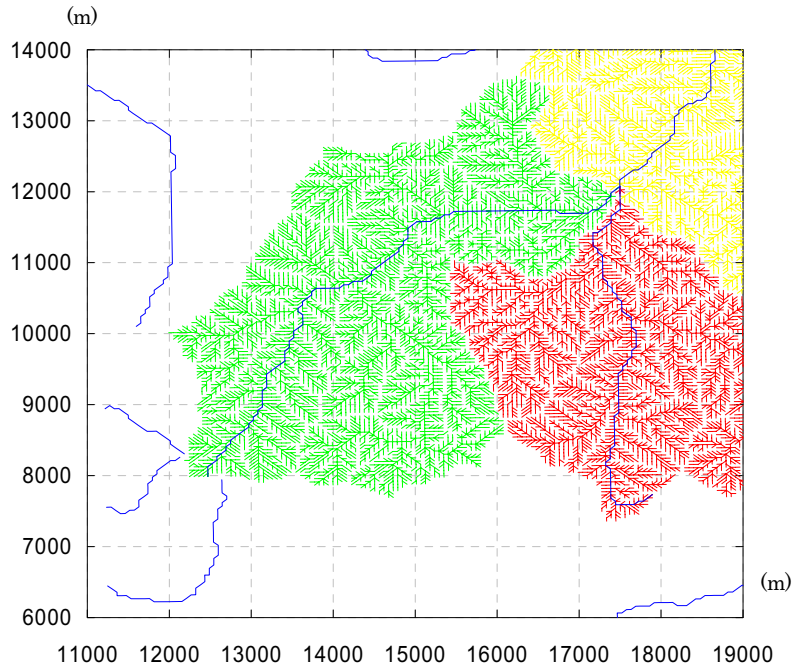


Fig. 5 Enlarged illustration for the uppermost stream of the Asuwa watershed model.

$$q = \begin{cases} v_c d_c (h/d_c)^\beta, & (0 \leq h \leq d_c) \\ v_c d_c + v_a (h - d_c), & (d_c < h \leq d_s) \\ v_c d_c + v_a (h - d_c) + \alpha (h - d_s)^m, & (d_s < h) \end{cases} \quad (1)$$

$$\frac{\partial q}{\partial x} + \frac{\partial h}{\partial h} = r \quad (2)$$

ここで

$$v_c = k_c i, v_a = k_a i, k_a = \beta k_c, \alpha = \sqrt{i} / n$$

であり、モデルパラメータは流量流積関係式を決定する n ($m^{-1/3}s$), k_a (m/s), d_c (m), d_s (m), $(-)$ の 5 からなる。 n は地表面流が発生する場合のマニングの粗度係数, k_a は重力水が卓越する A 層内の透水係数, β は重力水部と不飽和水部との飽和透水係数の比である。

4. 平成 16 年洪水の再現に関する検討

4.1 既往洪水によるモデルパラメータの決定

洪水ごとに流量流積関係式に関連する上記の 5 つのモデルパラメータ値を試行錯誤的に決定する。パラメータ値を決定する基本的な方針として、これまで本モデルを他流域に適用して得ているモデルパラメータ値を出発点とし、雨水の流速を決定するマニ

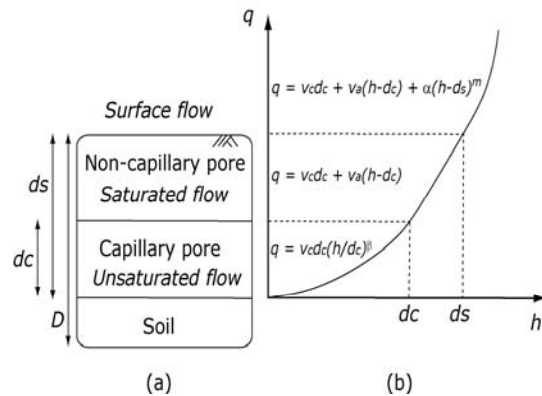


Fig. 6 Model soil structure and discharge stage relationship.

ングの粗度係数 n , A 層内の飽和透水係数 k_a , β はできるだけ変更せず土層厚のパラメータの値を少しずつ変化させ、ピーク流量とピーク生起時間を観測流量と適合させるようにした。それによって適合させることができない場合は k_a , β も変化させることにした。

計算開始時刻は洪水開始前であつそれ以前の降雨から十分時間が経っている時刻を選択した。これにより計算開始時において雨水の移動は定常状態であると仮定し、流域の初期土壌水分量は天神橋地点の観測流量を与えて決定した。すなわち計算開始時において流域のすべての地点からの流出高が等しいと仮定し、流域下端の流量から流出高を与えてすべての計算ノードの水深を計算し初期値とした。Table 3 は決定したモデルパラメータの値である。また河道

での粗度係数はすべての区間で $0.03 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$ とした。

Fig. 7 の左図は 1983 年洪水に適合するようにパラメータの値を決定したときのハイドログラフであり、右図はそのパラメータを 1985 年洪水の再現に用

いた例である。この場合は、かなりよい再現結果を示している。付録の Fig. A (1) ~ (9) にそれぞれの年に適合するようにパラメータを決定したときの流量の再現結果を示す。

Table 3 Identified model parameter values for each year flood.

parameter	1979	1981	1982	1983	1985	1989	1990	1993	2004
$n \text{ (m}^{-1/3}\text{s)}$	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4
$k_a \text{ (m/s)}$	0.01	0.03	0.01	0.03	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
$d_s \text{ (m)}$	0.17	0.4	0.2	0.6	0.2	0.25	0.325	0.25	0.26
$d_c \text{ (m)}$	0.1	0.35	0.15	0.15	0.1	0.18	0.2	0.18	0.16
(-)	4	24	12	12	8	4	8	24	4

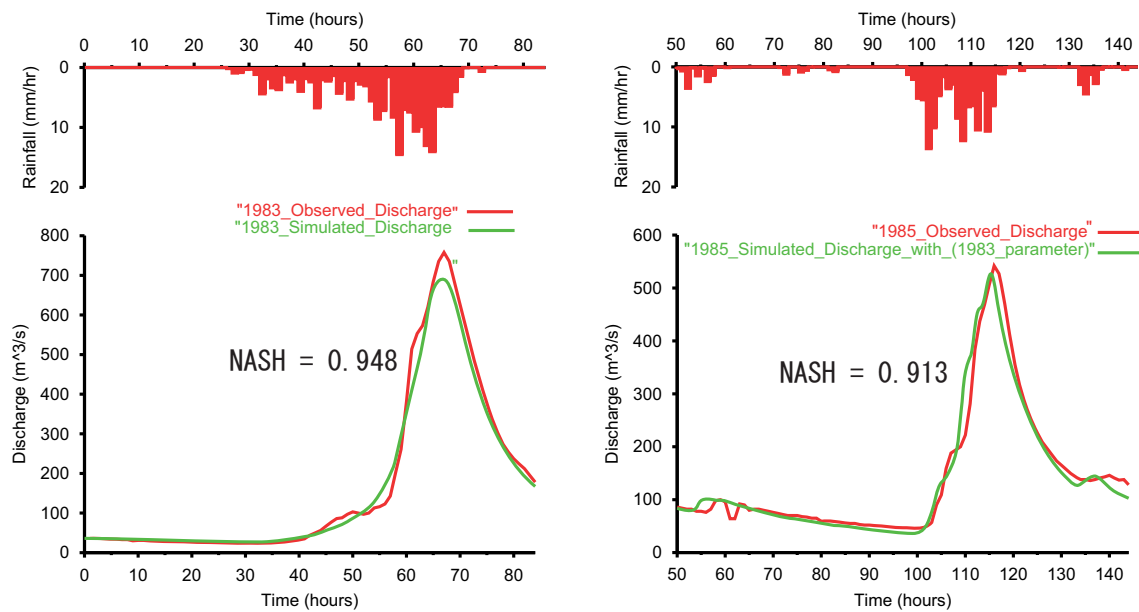


Fig. 7 Parameter tuning using the 1983 flood (left) and validation of the identified model parameter values using the 1985 flood.

4.2 モデルパラメータの適合性の評価と 2004 年洪水の再現結果

パラメータの適合性を評価するためにピーク流量比 P_r と Nash 指標 N_s を用いる。

$$P_r = Q_{s, peak} / Q_{o, peak}$$

$$N_s = 1 - \sum (Q_o - Q_s)^2 / \sum (Q_o - \bar{Q}_o)^2$$

Q_o, Q_s は一時間ごとの観測流量と計算流量、 Q_o は計算期間における観測流量の時間平均値であり、下付き添え字 *peak* がついた値はピーク時の流量を示す。Table 4, 5 にピーク流量比と Nash 指標による適合性の結果を示す。これらの表は、たとえば、1993 年洪水に適合するパラメータを用いてそれぞれの年の洪水を再現したときの評価値を 1993 年の列に示して

いる。また、9 つのすべてのパラメータセットを用いて計算したそれぞれの年に対する洪水のピーク流量比の平均値を求め、その値の小さい方から順に上から下にそれらの評価指標値を並べている。

ピーク流量比を示す Table 4 において、 P_r の値が 0.85 以上 1.15 以下の適合性がよいと判断できるケースを白色で示し、0.85 以下あるいは 1.15 以上の場合をそれぞれ薄い灰色、濃い灰色で示した。また Nash 指標を示す Table 5 では、 N_s の値が 0.80 以上の適合性がよいと判断できるケースを白色で示し、それ以外を灰色で示した。ピーク流量比 P_r の値からパラメータの適合性を見ると、1993 年 1981 年 1982 年のグループ、1985 年 1983 年 1979 年のグループ、1989 年 1990 年 2004 年のグループの 3 グループに分類できるように見える。第 1 グループはそのパラメータ

セットを用いるとそれ以外の年のピーク流量を大きく計算してしまうグループ，第3グループは逆に小

さく計算してしまうグループ，第2グループはその両方のケースが現れるグループである。

Table 4 Evaluation of goodness of fit using peak discharge ratio. In the column of 1993, the peak discharge ratio of each year flood predicted using the parameter values identified with the 1993 flood are shown.

Flood	1993	1981	1982	1985	1983	1979	1989	1990	2004	mean
1993	1.03	0.86	0.91	0.77	0.49	0.69	0.42	0.47	0.47	0.68
1981	0.87	0.88	0.90	0.74	0.60	0.72	0.45	0.48	0.45	0.68
1982	1.02	0.92	0.94	0.87	0.49	0.87	0.46	0.48	0.45	0.72
1985	1.13	0.96	1.06	1.00	0.89	0.91	0.62	0.73	0.62	0.88
1983	1.08	1.03	1.08	0.99	0.91	0.91	0.68	0.75	0.71	0.90
1979	1.77	1.61	1.65	1.17	0.96	1.02	0.52	0.64	0.48	1.09
1989	1.23	1.33	1.20	1.20	1.08	1.13	0.94	0.95	0.91	1.11
1990	1.84	1.65	1.75	1.60	1.42	1.44	0.90	1.04	0.97	1.40
2004	1.85	1.71	1.82	1.58	1.26	1.55	1.08	1.12	1.00	1.44
mean	1.31	1.22	1.26	1.10	0.90	1.03	0.67	0.74	0.67	0.99

Table 5 Evaluation of goodness of fit using the Nash-Sutcliffe model efficiency measures. In the column of 1993, the Nash-Sutcliffe measures of each year flood predicted using the parameter values identified with the 1993 flood are shown.

Flood	1993	1981	1982	1985	1983	1979	1989	1990	2004	mean
1993	0.97	0.93	0.95	0.92	0.62	0.88	0.61	0.67	0.61	0.79
1981	0.95	0.95	0.95	0.92	0.82	0.92	0.66	0.71	0.68	0.84
1982	0.67	0.86	0.92	0.80	0.86	0.80	0.69	0.71	0.64	0.77
1985	0.91	0.87	0.84	0.94	0.91	0.97	0.79	0.90	0.79	0.88
1983	0.94	0.95	0.95	0.98	0.95	0.97	0.84	0.90	0.86	0.93
1979	0.22	0.52	0.51	0.73	0.50	0.78	0.74	0.74	0.70	0.61
1989	0.66	0.78	0.72	0.82	0.88	0.90	0.88	0.93	0.79	0.82
1990	0.16	0.48	0.38	0.45	0.11	0.61	0.76	0.74	0.76	0.49
2004	0.12	0.25	0.00	0.49	-0.12	0.60	0.95	0.95	0.95	0.47
mean	0.62	0.73	0.69	0.78	0.61	0.82	0.77	0.81	0.75	0.73

すべての洪水に適合するようなパラメータセットを見出すことはできず，1979年から1993年までの洪水から得られたパラメータをそれぞれ設定して2004年洪水を再現すると，Fig. 8のようにいずれのパラメータセットを用いた場合も国土交通省の推定する2400 m³/sのピーク流量を上回り，2500m³/sから4200m³/sの範囲にばらつくという結果となった。

次に，2004年洪水を用いてその洪水に適合するパ

ラメータを決定し，他の洪水にそのパラメータを当てはめた。つまり，1979年から1993年の洪水で求めたパラメータを用いて2004年洪水を再現することは規模の小さな洪水から大きな洪水を推定することになるため，逆に規模の大きな洪水から得られたパラメータを用いた場合に，規模の小さな洪水がどのように再現されるかを確認した。Fig. 9に2004年洪水に適合するパラメータを求めた場合の2004年

洪水の再現結果を示す。また、そのパラメータを用いて各年の洪水の再現した計算ハイドログラフを付録の Fig. B (1)から(9)に示す。Fig. 8 に示すケー

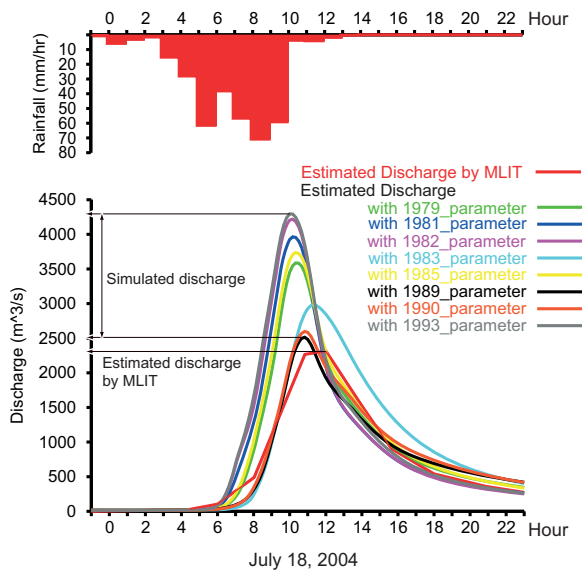


Fig. 8 Reproduction of 2004 flood with identified parameter values.

スとの裏返しで、2004年洪水に適合するモデルパラメータを用いた場合は、すべての洪水のピーク流量を小さく計算するという結果となった。

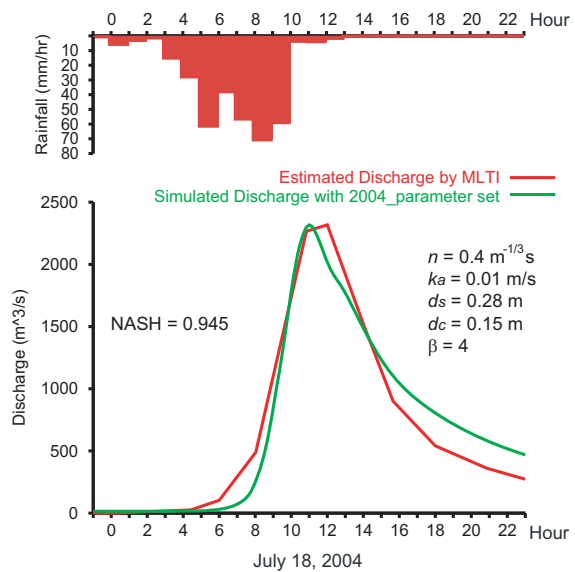


Fig. 9 Parameter identification using 2004 flood.

4.3 考察

以上の結果について考察する。Table 6 はモデルパラメータの同定結果をもとに Table 3 のモデルパラメータの値をグループごとに並べなおし、それに Table 1 の豪雨・洪水の特性を合わせて示したものである。上で分類したように、グループ1はそのパラメータセットを用いるとそれ以外の年のピーク流量を大きく計算してしまうグループ、グループ3は逆に小さく計算してしまうグループ、グループ2はその両方のケースが現れるグループである。Table 4, 5 を見ると、それぞれのグループ内ではピーク流量比、Nash 指標とも高い値を示しており、パラメータの値も近く、どのパラメータセットを用いても洪水の再現性は高いことが分かる。

グループ間のパラメータ値の違いでもっとも特徴があるのは n の値と重力水部の土層厚 d_s 、 d_c の値の違いである。グループ1では n の値が大きく不飽和部の流れが非常に遅いこと、また重力水部の土層厚がグループ3よりも小さいことが特徴である。これらのパラメータセットを用いると、降雨強度が小さく大半の雨水が土層内を流れる場合には、洪水ハイドログラフはなだらかでピーク流量は小さなものとなる。ところが降雨強度が非常に大きくなる場合には、土層がすぐに飽和して地表面流が発生し流量が急激

に増加する。重力水部の土層厚が薄いことがさらに地表面流を発生させやすくしている。

一方、グループ3では n の値が小さく重力水部の土層厚が大きい。 n の値が小さいために不飽和土層内の流速が大きくなり、降雨強度が小さい場合はグループ1の場合よりもピーク流量は大きくなる。ただし、降雨高度が大きい場合は地表面流として流出する流量がグループ1よりも少なくなるため、同じ降水量を与えた場合はグループ3のパラメータを持つモデルの方がピーク流量は小さくなる。グループ2のパラメータの値はこれらの中にある。

このようなパラメータの値の違いがどうして発生するかが問題である。3つのグループ間で、ピーク流量、計算初期流量、雨量、雨量比率とも際立った特徴の違いが見られない。唯一違いが見られるのは雨量観測所の地点数である。グループ3は3年分のすべての洪水において雨量観測の地点数が10地点以上あり、それ以外の年の洪水データよりも雨量観測の精度が高いことが推測される。雨量の観測精度が悪いとモデルパラメータの決定過程に影響を及ぼし、モデルが現実を反映しないものになってしまう。ただし、グループ1, 2とも雨量観測が10地点ある洪水データを一つずつ含んでおり、これらの洪水データとグループ3の洪水データとの条件の違いを考え

る必要がある。

Table 6 からそれらの違いを挙げるとすれば、グループ1の1993年洪水は初期流量が対象とした9洪水の中でもっとも小さいこと、グループ2の1985年洪水は初期流量がもっとも大きいことである。1985年洪水は計算開始時刻以降も明瞭に流量が低減しており、定常状態を仮定して初期状態を決定したことに問題があった可能性がある。降雨は時空間的に分布し、土壌の水分状態にはその時空間分布の履歴が

記憶される。したがって流量が十分低減した状態でない場合は定常状態を仮定できない。1993年洪水の場合は、非常に小さい流量が長期間続いた後で急激に河川流量が増大するため、現在用いているモデルでは、不飽和部の流れを非常に遅くし、ある程度の土壌水分を土層に保持しないと1993年洪水を再現することができない。1993年の低水流量の観測値が正しいとすれば、地下水を含めた低水流量の表現機構と初期状態の設定方法が予測モデル改善の鍵となる。

Table 6 Model parameter values fitted to each year flood and the characteristics of each year heavy rainfall and flood discharge.

Properties	Group 1 (overestimating peak discharge)			Group 2 (over/underestimating peak discharge)			Group 3 (underestimating peak discharge)		
	1993	1981	1982	1985	1983	1979	1989	1990	2004
Parameters									
n ($m^{-1/3}s$)	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4
k_a (m/s)	0.01	0.03	0.01	0.01	0.03	0.01	0.01	0.01	0.01
d_s (m)	0.25	0.4	0.2	0.2	0.6	0.17	0.25	0.325	0.26
d_c (m)	0.18	0.35	0.15	0.1	0.15	0.1	0.18	0.2	0.16
$d_s - d_c$ (m)	0.07	0.05	0.05	0.1	0.45	0.07	0.07	0.125	0.10
(-)	24	24	12	8	12	4	4	8	4
Peak discharge (m^3/s)	548	1117	676	542	758	622	608	447	2400
Discharge before flood (m^3/s)	11	65	18	86	36	37	44	17	25
6 hours rainfall R_{6h} (mm)	60	73	42	43	54	84	67	56	265
2 days rainfall R_{2d} (mm)	116	163	136	116	169	103	174	127	297
Rainfall ratio R_{6h}/R_{2d}	0.52	0.45	0.31	0.37	0.32	0.82	0.39	0.44	0.89
Station number	10	4	7	10	4	6	10	10	12

5. 中小河川流域における治水計画に関する考察と福井豪雨から得られた教訓

今回の福井豪雨は、現行治水計画の基本となっている流域平均2日雨量でみると、最大2日流域平均雨量268.8 mmと推定され、明治30年以降の記録で既往第3位、年超過確率で評価すると1/25（国土交通省推定）であり、これらの数字からすればそれほど大きな洪水ではない。ところが、観測された洪水流量はこれまでのピーク流量を2倍近く上回る観測開始以降の最大洪水であり、計画上の洪水規模と実

際の洪水規模とが大きく異なるという問題点が発生した。以下では、この問題点と中小河川における河川計画について考えたい。

5.1 中小河川での計画降雨の継続時間

今回の福井豪雨は時間的に極めて集中した豪雨であった。降雨強度が大きいほど、また流域面積が小さい流域ほど洪水の到達時間が短くなるのは水文学の基本的知見であるが、それが河川計画に十分生かされていない。足羽川流域(351 km²)程度の大きさでは継続時間として6時間程度が適当と考えられる。

今回の福井豪雨は最大 6 時間雨量で確率評価すると 1/1000 (国土交通省推定)と極めて大きな値を示し、ピーク流量の確率規模とも対応すると考えられる。降雨継続時間とピーク流量、流域サイズとの関連はすでに指摘されており理論的にも明らかである。時間雨量データが蓄積しつつあるので、流域面積を基本情報として継続時間を決めることを技術基準として示すべきであろう。

5.2 治水安全度の提供の重要性

現在の最新の水理・水文データや水理・水文シミュレーションモデルを駆使して、現在の治水に対する安全度を常に示す必要がある。すでに高度に治水施設が設置されている流域では、治水施設がないことを前提として設定される基本高水を求め直すことは難しい。豪雨が発生するたびに基本高水を計算し直すことは現在では意味が少なく、むしろ現在の治水施設の整備状況ではどの程度の洪水に対応できるのか、そしてその洪水の発生頻度は現在どの程度なのかを示し、その発生頻度がどのように変わってきているかを示す必要がある。

また、治水制御の効果を陽に導入した広域の水理・水文モデルを開発し、それをを用いて現状の治水施設が最大限能力を発揮するような流水制御の可能性を検討する必要がある。

5.3 予測情報提供の重要性

河川流量や水位を時々刻々予測し、それを日々、住民に提供する必要がある。予測情報を日々提供する意味は二つある。一つは、情報提供者がその予測結果を日々確認し、予測結果の精度向上に役立てることができること、また住民にそのような予測情報が存在することを普段から認識してもらうことである。天気予報の技術は日々進歩している。これは毎日の予報結果が常に評価されるからであろう。予測情報を提供することが予測技術の進歩につながり、かつ住民の関心と呼ぶことにつながる。普段から予測情報に接することがいざというときの行動につながるはずである。予測情報の出し方も、予測の不確かさを考慮して、今後何時間のうちに危険水位を超える可能性は何パーセントある、といった情報提供の仕方を考える必要がある。

5.4 中小河川は Ungauged Basin

最新の成果を取り入れたと思われる流出モデルを用いても昨年の洪水を精度よく再現することはできなかった。予測の不確かさや信頼性は、降雨・流量の観測データが不十分であること、流出モデルの構

造が不十分であること、モデルパラメータの同定が不十分であることがその原因であるが、中小河川においては、水文データ、特に流量データの蓄積が十分でないためにモデルの同定が十分にできない。また、流域面積が小さいほどピーク流量は降雨の時空間分布に影響されるため、密な降雨観測が要求される。データを蓄積することが将来の精度よい予測を得るための資産となる。

水理・水文データの整備が非常に重要である。同時に単に予測値を出すだけでなく、予測値の不確かさや信頼性を合わせて示すことができるような方法を考える必要がある。新しいモデルは予測値の不確かさをどの程度減少させたか、信頼性をどの程度向上させたかで評価されねばならない。

謝 辞

本研究は土木学会・平成 16 年 7 月北陸豪雨災害緊急調査団 (代表: 玉井信行, 金沢大学) の調査研究の一環として進められた。また科学研究費特別研究推進費「平成 16 年 7 月新潟・福島、福井豪雨災害に関する調査研究 (代表: 高濱信行, 新潟大学)」の補助を得た。

参考文献

- 市川 温・村上將道・立川康人・椎葉充晴 (2001): 流域地形の新たな数理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.
- 国土交通省近畿整備局足羽川ダム工事事務所: 足羽川ダムのホームページ, データ・資料, <http://www.kkr.mlit.go.jp/asuwa/>
- 九頭竜川流域委員会 (2004): 第 23 回九頭竜川流域委員会資料, 説明資料 - 2, 福井豪雨の報告及びダムの効果について, 平成 16 年 8 月 31 日, <http://www.fukui-moc.go.jp/ryuiki/index.html>
- 椎葉充晴・立川康人・市川 温 (1998): 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.
- 椎葉充晴・市川 温・榊原哲由・立川康人 (1999): 河川流域地形の新しい数理表現形式, 土木学会論文集, No. 621/II-47, pp. 1-9.
- 立川康人・永谷 言・竇 馨 (2004): 飽和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, vol. 48, pp. 7-12.

付 録

Fig. A, B にそれぞれ、各洪水に適合するようにパラメータを決定した場合の観測流量と計算流量の適合性、2004 年洪水に合うパラメータを各年の洪水予測に用いた場合の再現性を示す。

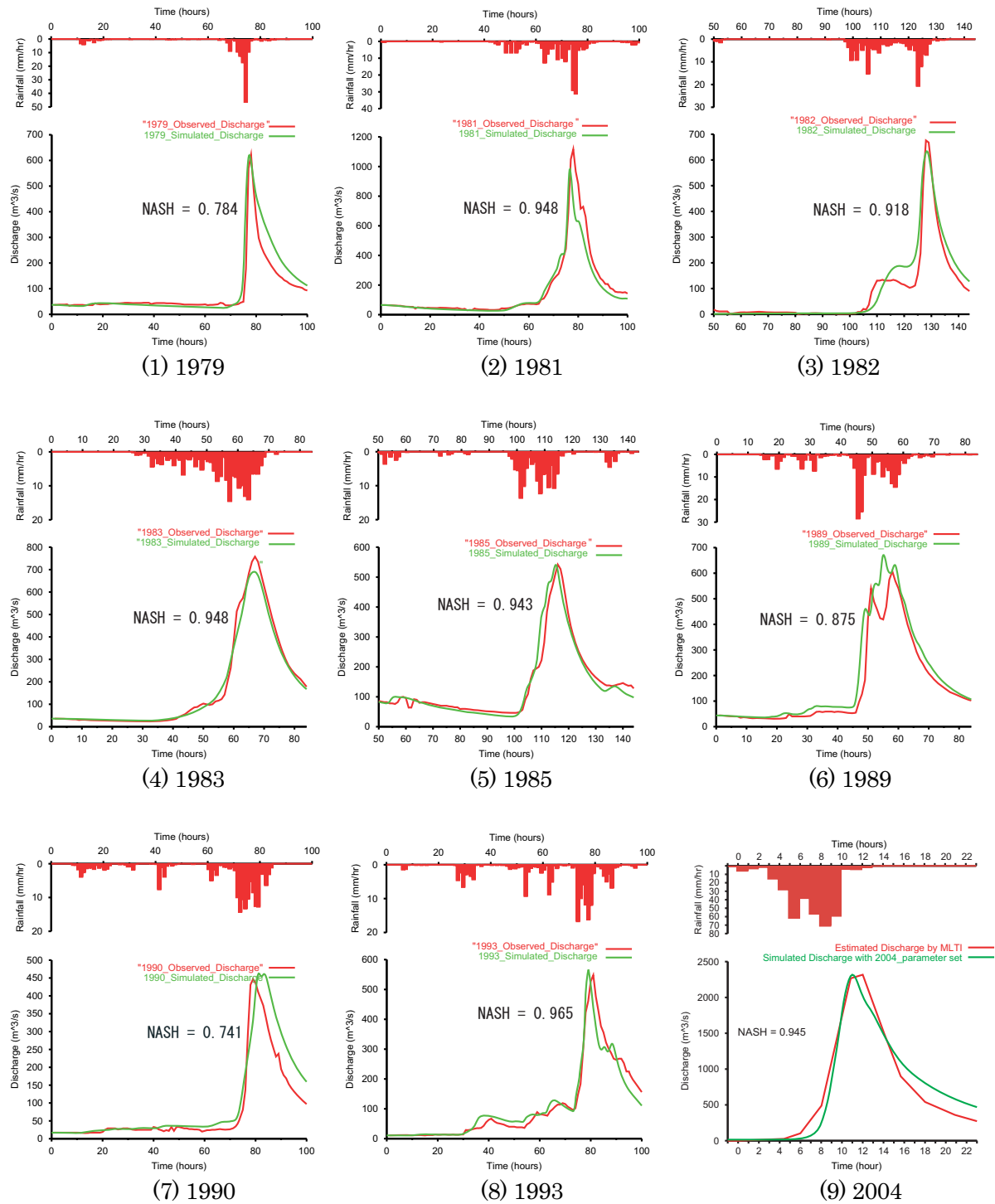


Fig. A Observed and simulated hydrographs when tuning parameter values for each flood.

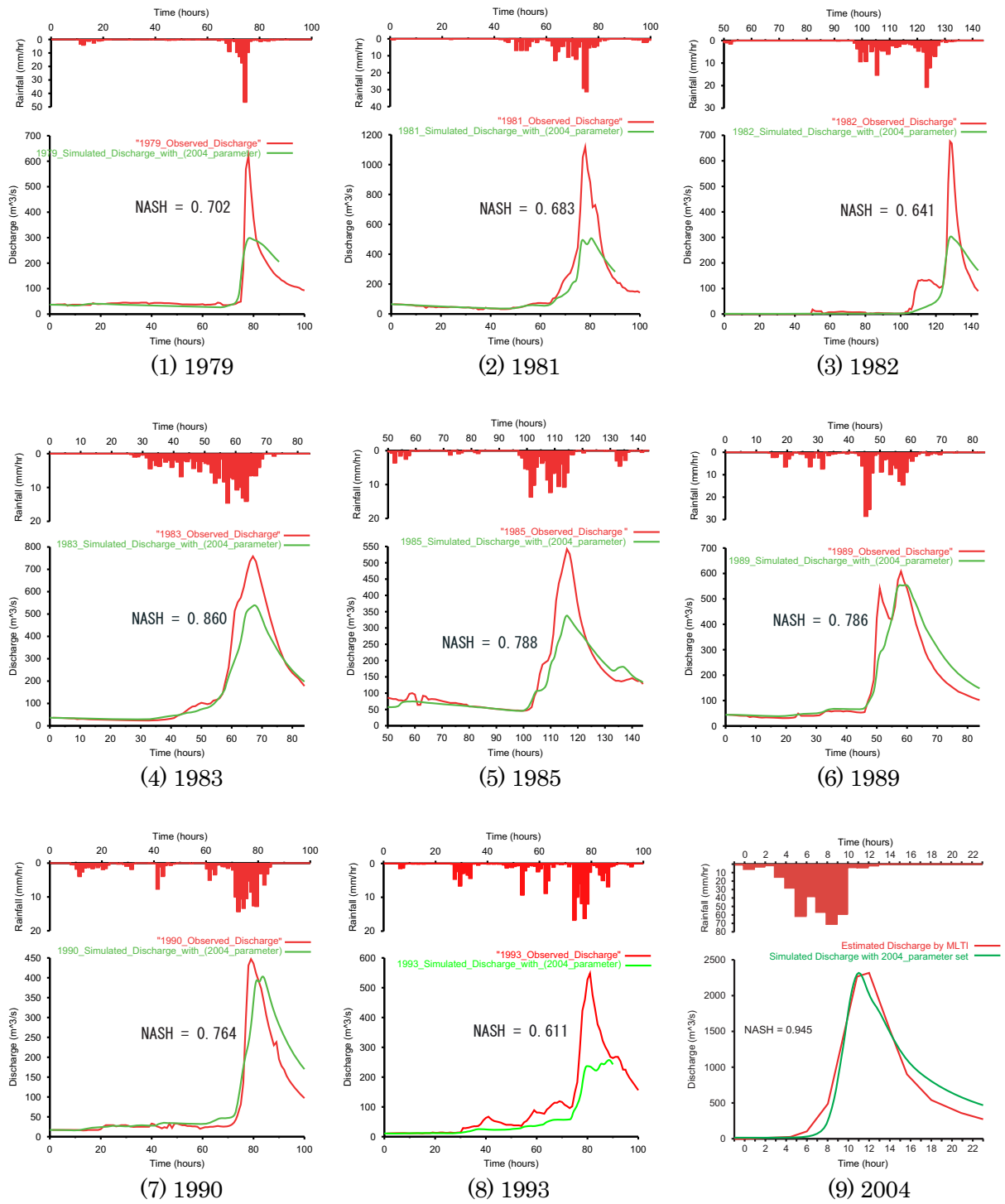


Fig. B Observed and simulated hydrographs with the parameter values identified using the 2004 flood.

**Estimation of Heavy Flood Discharge on Fukui Rainfall Disaster 2004
and Some Recommendations on Flood Control Planning for small scale catchments**

Yasuto TACHIKAWA , Ryoichi TAKUBO* , Takahiro SAYAMA, and Kaoru TAKARA

* Graduate School of Urban and Environmental Engineering, Kyoto University

Synopsis

On July 18, 2004, the largest flood since hydrologic observation has begun happened at the Asuwa River basin in Fukui Prefecture, Japan. The Bai-u front brought heavy rainfall with 265mm in six hours. The city area of Fukui was heavily inundated due to by dyke breaks along the Asuwa River; the upper parts of the Asuwa River basin were severely damaged by flood and sediment disaster. When planning flood control in Japan, to estimate the design flood using a rainfall-runoff model with a design rainfall having some exceedence probability is fundamental. While the acculturation of hydrologic data to estimate a design flood is quite insufficient especially in small scale basins. In particular, information of quite large floods near or above the magnitude of a design flood is less available. In this study, how well the heavy flood in 2004 is predicted using a state of the art distributed rainfall-runoff model. Adding the result of the predicted discharge and observed hydrologic data for the Fukui heavy rainfall, lessons studied from the disaster and flood control planning for small scale ungauged catchment are discussed.

Keywords : Fukui heavy rainfall disaster , Asuwa River , small scale basin, flood, flood control planning