

肱川水系河川整備基本方針 基本高水等に関する資料（案）

令和 年 月

国土交通省 水管理・国土保全局

目 次

1. 基本高水の検討	1
1.1 工事実施基本計画	1
1.2 河川整備基本方針	1
1.3 河川整備基本方針策定後の状況	3
1.4 新たな流出解析モデルの構築	4
1.5 基本高水ピーク流量の設定	50
1.6 対象降雨の継続時間の設定	50
1.7 河川の整備の目標となる洪水の規模及び対象降雨の降雨量の設定	61
1.8 主要降雨波形の設定	66
1.9 対象降雨の地域分布及び時間分布の検討	68
1.10 主要洪水における降雨量（気候変動考慮）の引き伸ばしと流出計算	72
1.11 アンサンブル予測降雨による検討	78
1.12 総合的判断による基本高水ピーク流量の決定	91
2. 高水処理計画	93
3. 計画高水流量	94
4. 河道計画	95
5. 河川管理施設等の整備の状況	96

1. 基本高水の検討

1.1 工事実施基本計画

昭和 48 年（1973 年）に改定された工事実施基本計画は、以下に示すとおり、基準地点大洲における基本高水のピーク流量を $6,300\text{m}^3/\text{s}$ としている。

- ①昭和 43 年（1968 年）に定められた工事実施基本計画は、昭和 36 年（1961 年）に定められた計画を踏襲していたが、昭和 40 年（1965 年）、昭和 45 年（1970 年）と出水が相次いだこと、肱川流域の資産が増大したこと及び流域の重要度を総合的に勘案し、計画の規模を 1/100 と設定。
- ②計画降雨継続時間は、実績ピーク流量との相関及び主要降雨は 2 日に亘って降っていることから 2 日を採用した。各年最大 2 日雨量を確率処理し、1/100 確率規模の計画降雨量を $340\text{mm}/2$ 日と設定。
- ③流域の代表的降雨分布特性を有する 8 洪水により、貯留関数法による流出計算モデルを同定した。
- ④流域の代表的降雨分布特性を有する 6 降雨波形を計画降雨量まで引き伸ばし、同定された貯留関数法での流出計算モデルにて流出量を算出した。
- ⑤基本高水のピーク流量は、計画降雨量の 6 降雨波形による流出計算結果から、基準地点において、最大値となる波形での流出量より、大洲地点で $6,300\text{m}^3/\text{s}$ に決定。

1.2 河川整備基本方針

平成 9 年（1997 年）の河川法改正を受け、下記に示す手法により肱川水系工事実施基本計画で定められた基本高水のピーク流量を検証した結果、基本方針においても、基準地点大洲の基本高水のピーク流量を $6,300\text{m}^3/\text{s}$ とし、平成 15 年（2003 年）10 月に肱川水系河川整備基本方針を策定した。

①流量確率評価による検証

相当年数の流量データが蓄積されたこと等から、流量データを確率統計処理することにより、基本高水のピーク流量を検証。

②既往洪水からの検証

時間雨量等の記録が存在する実績洪水や過去の著名洪水を、各種条件の下に再現が可能となったことから基本高水のピーク流量を検証。

1) 流量確率による検証

蓄積された洪水時の実測の水位・流量データは、氾濫やダムによる調節等の影響が含まれていることから、鹿野川ダム完成前は $H\cdot Q$ 式による推算や、鹿野川ダム完成後は流域内に時間雨量データが存在する昭和 29 年以降平成 13 年までの実績降雨をもとに再現計算を行い、その流量を用いて確率処理し、検証を行った。確率規模は、氾濫源の重要度や人口・資産の分布状況等を総合的に勘案し、既定計画の計画規模と同様の 1/100 とした。

現在、一般的に用いられている確率分布モデルにより確率処理した結果は、表 1.1 に示すとおり約 $5,000\sim 6,400\text{m}^3/\text{s}$ となった。

表 1.1 1/100 確率流量（大洲地点）

確率分布モデル	確率流量(m ³ /s)
ゲンベル分布	5,100
一般化極値分布	5,200
平方根指数型最大値分布	6,400
対数ピアソンⅢ型分布	5,000
対数正規分布 (岩井法)	5,200
〃 (石原・高瀬法)	5,300
〃 (クオンタイル法)	5,000
3 母数対数正規分布 (積率法)	5,300
2 母数対数正規分布 (積率法)	5,800
〃 (L 積率法)	5,800

2) 既往洪水からの検証

肱川の基準地点大洲における水位データ、雨量データ等をもとに既往最大洪水と目される昭和 18 年 7 月洪水について、上流域での洪水氾濫や既存ダムによる調節がない状態を想定して計算を行った結果は 5,400m³/s となった。

さらに、既定計画について詳細な検証として、計画降雨量である 340mm/2 日について、蓄積された雨量データから確率処理を行うと、1/100 確率降雨量は 316～364mm となり、妥当な値であると確認できた。

最近の洪水である平成 2 年 9 月洪水の降雨分布を計画降雨量まで引き伸ばした流出計算では、大洲地点において 6,300m³/s となった。

1.3 河川整備基本方針策定後の状況

平成 15 年（2003 年）10 月に河川整備基本方針（以降、「既定計画」という。）を策定以降、平成 30 年（2018 年）7 月に基準地点大洲の基本高水のピーク流量 $6,300\text{m}^3/\text{s}$ と同等の洪水が発生している。

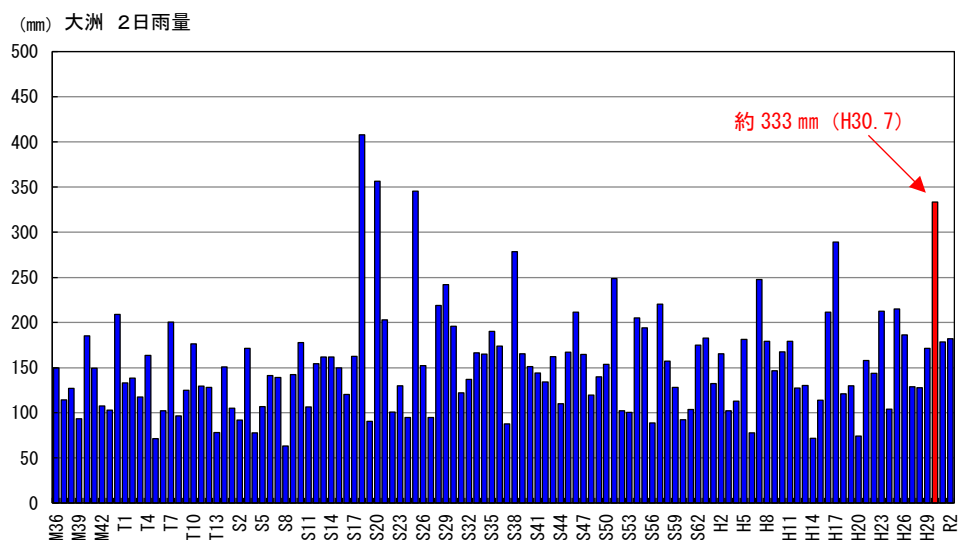


図 1.1 年最大流域平均雨量（基準地点大洲上流域）

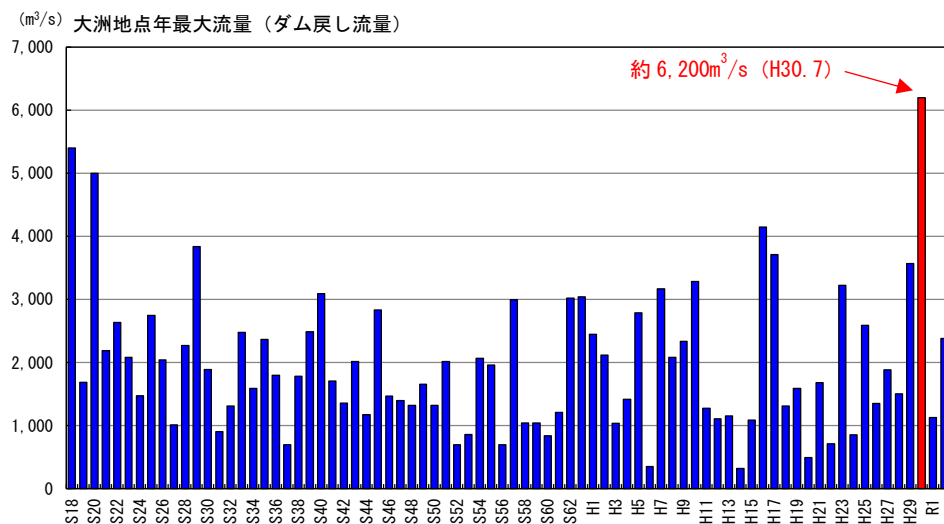


図 1.2 年最大流量（基準地点大洲）

1.4 新たな流出解析モデルの構築

降雨をハイドログラフに変換するために流出計算モデル（貯留関数法）を作成し、流域の過去の主要洪水における降雨分布特性により、モデルの定数を同定した。

1.4.1 モデルの概要

貯留関数法の基礎式は次のとおりである。

【流域の基礎式】

$$\frac{ds}{dt} = f(t) \cdot r(t) - q(t + Tl)$$

$$s(t) = K \cdot q(t + Tl)^p$$

$$q(t) = \frac{3.6 \cdot Q(t)}{A}$$

ただし、

$$\sum R(t) \leq R_0 \quad \text{の場合、} f(t) = 0.0$$

$$R_0 < \sum r(t) < R_0 + R_{sa} \quad \text{の場合、} f(t) = f1$$

$$\sum R(t) > R_0 + R_{sa} \quad \text{の場合、} f(t) = 1.0$$

$$\text{ここで、} R_{sa} = \frac{(R_{sum} - \frac{Q_{sum}}{1000 \cdot A})}{(1-f1)}$$

また、流域からの流出量 $Q_{ca}(t)$ は、基底流量 $Q_b(t)$ を含めて次の式で与える。

$$Q_{ca}(t) = \frac{1}{3.6} \cdot A \cdot q(t) + Q_b(t)$$

$s(t)$: 貯留高(mm)、 $f(t)$: 流入係数、 $r(t)$: 流域平均降雨強度(mm/hr)

$q(t)$: 直接流出高(mm/hr)、 Tl : 遅滞時間(hr)、 K : 定数、 p : 定数、

$Q(t)$: 直接流出強度(m³/s)、 A : 流域面積(km²)、

$\sum R(t)$: 降雨の降り始めから当該時刻までの流域平均降雨強度の和(mm)、

R_0 : 初期損失雨量(mm)、 R_{sa} : 飽和雨量(mm)、 R_{sum} : 総降雨量(mm)、

Q_{sum} : 総直接流出量(m³)、 $f1$: 一次流出率、 $Q_{ca}(t)$: 流域からの流出量(m³/s)、

$Q_b(t)$: 基底流量(m³/s)

【河道の基礎式】

$$S_l(t) = K \cdot Q_l(t)^p - Tl \cdot Q_l(t)$$

$$\frac{dS_l(t)}{dt} = I(t) - Q_l(t)$$

$$Q_l(t) = Q(t + Tl)$$

$S_l(t)$: 見かけの貯留量(m³/s・hr)、 $Q_l(t)$: 遅滞時間 Tl を考慮した流出量(m³/s)、

$Q(t)$: 流出量(m³/s)、 $I(t)$: 流入量(m³/s)、 Tl : 遅滞時間(hr)、

K : 定数、 p : 定数

1.4.2 モデル分割

流域は 19 分割、河道は 7 分割とした。既定計画においては、野村ダム上流域（小流域 1）は単一流域として扱われていたが、平成 30 年（2018 年）7 月洪水の降雨分布特性を考慮し、6 つの小流域に細分化した。

流域分割図を図 1.5、流出モデル模式図を図 1.7、流域・河道モデル分割諸元を表 1.2、表 1.3 に示す。

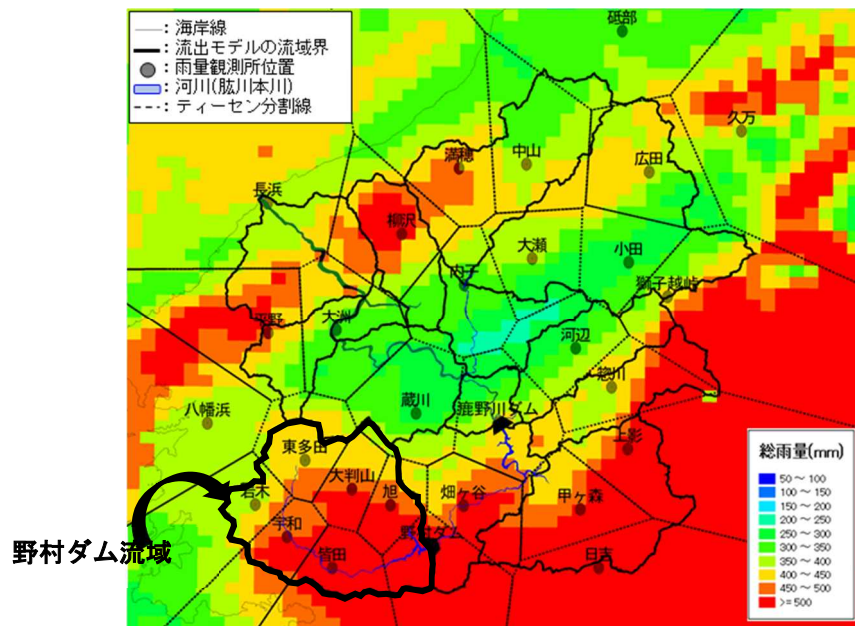


図 1.3 平成 30 年 7 月洪水の肱川流域周辺の降雨分布

注) レーダ雨量分布図 (平成 30 年 7 月 4 日 0 時～8 日 24 時の総雨量)

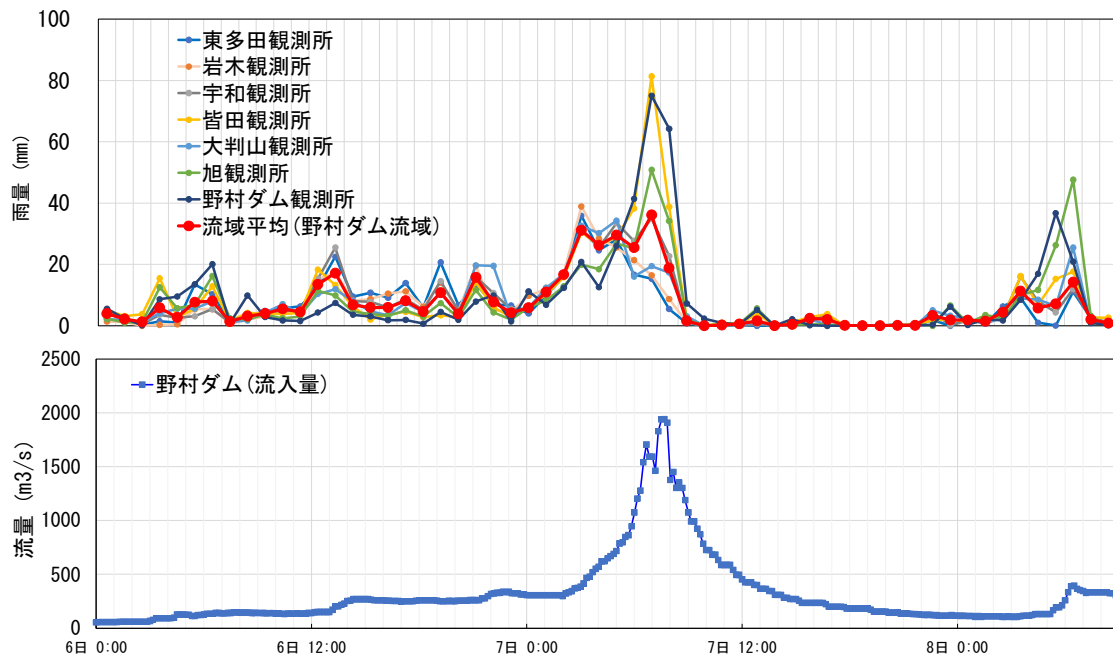


図 1.4 野村ダム上流域の降雨時系列分布とダム流入量 (平成 30 年 7 月洪水)

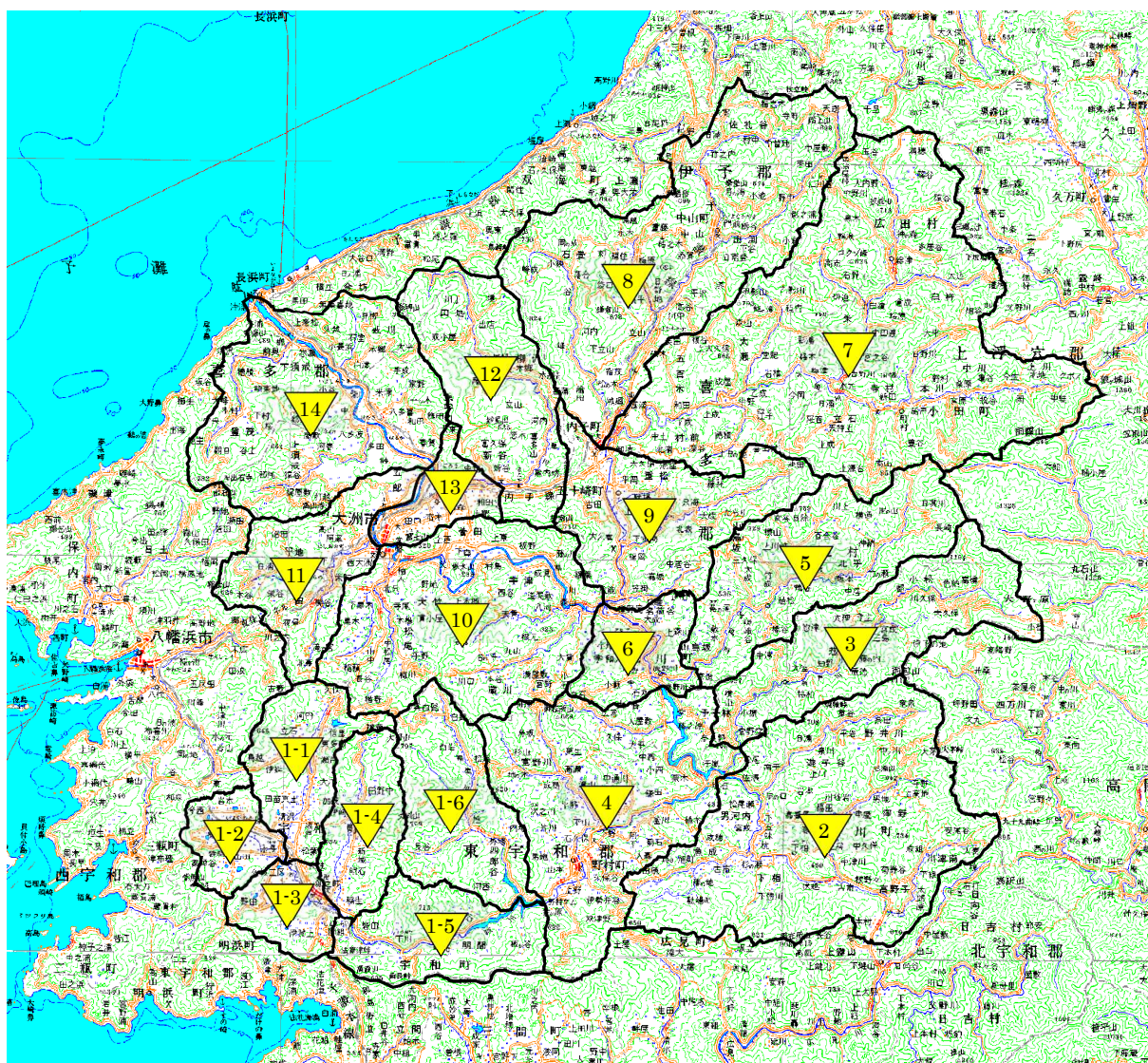


図 1.5 流域分割図

■ 流域1-1 ■ 流域1-2 ■ 流域1-3 ■ 流域1-4 ■ 流域1-5 ■ 流域1-6

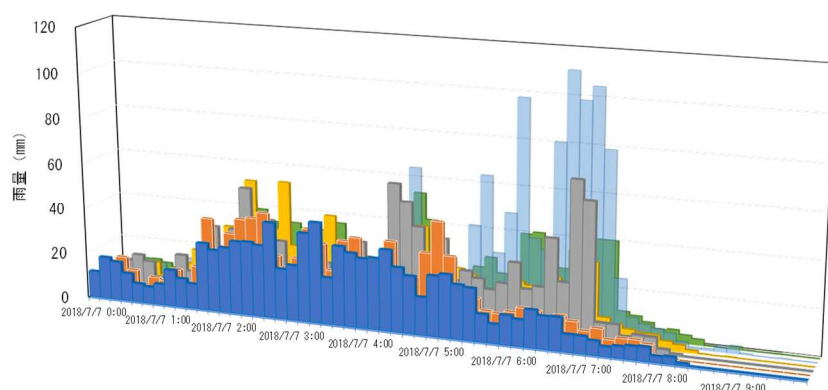


図 1.6 流域細分化後の流域平均雨量（平成 30 年 7 月洪水）

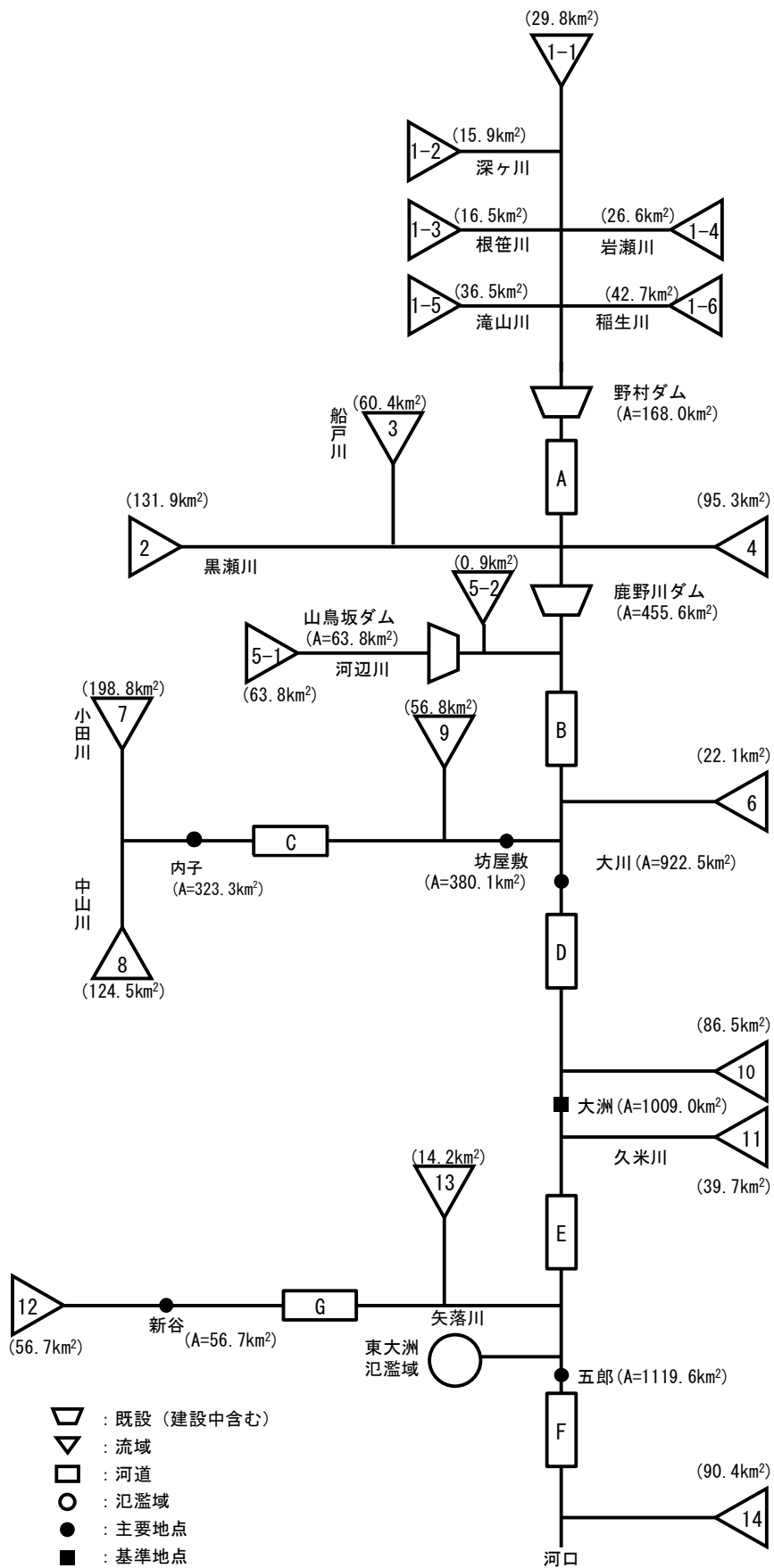


図 1.7 流出モデル模式図

表 1.2 流域モデル分割諸元

流域	流域面積 A (km ²)	備考
流域1-1	29.8	
流域1-2	15.9	
流域1-3	16.5	
流域1-4	26.6	
流域1-5	36.5	
流域1-6	42.7	
流域2	131.9	
流域3	60.4	
流域4	95.3	
流域5	64.7	
流域6	22.1	
流域7	198.8	
流域8	124.5	
流域9	56.8	
流域10	86.5	
流域11	39.7	
流域12	56.7	
流域13	14.2	
流域14	90.4	

表 1.3 河道モデル分割諸元

河道	河川	河道区間	河道延長 (km)	備考
A	肱川	野村ダム-鹿野川ダム	5.6	
B	肱川	鹿野川ダム-大川	7.7	
C	小田川	内子-坊屋敷	8	
D	肱川	大川-大洲第二	16.1	
E	肱川	大洲第二-五郎	5.9	
F	肱川	五郎-長浜	12.1	
G	矢落川	新谷-本川合流点	3.2	

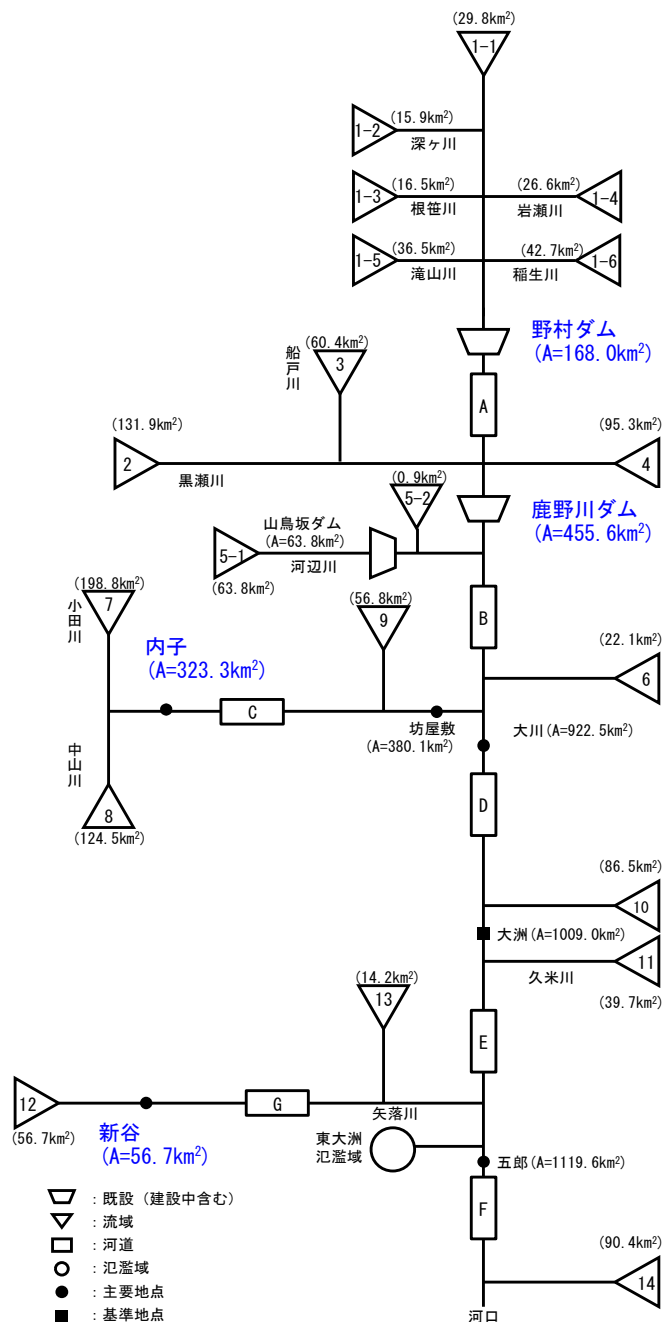
1.4.3 定数の設定

(1) 流域定数 ($f1 \cdot Rsa$) の設定

代表地点の流量・流域平均雨量を用いて、基底流量と表面流出成分を分離し、総雨量と総流出高の関係から $f1$ 、 Rsa を設定した。

1) 設定方針

総流出高と総雨量の関係を比較的正確に把握できる地点として、過去の洪水において、ダム調節・氾濫等の影響を受けない3地点：野村ダム地点・内子地点・新谷地点と、その他ダム地点：鹿野川ダム地点の計4地点で流量・流域平均雨量を用いて、総雨量と総流出高の関係を整理し、 $f1 \cdot Rsa$ を設定した。



2) 検討対象洪水の選定

流域定数の設定にあたっては、各洪水の総雨量・総流出高の関係から、流出率が 1 となる雨量（飽和雨量）を求める必要があり、そのためには、総雨量・総流出高が比較的大きい洪水から小さい洪水まで偏りがないように設定する必要がある。

そのため、ここでは、近年（昭和 57 年：野村ダム供用開始年以降）のデータの中から、大洲地点の年最大流量の平均値（昭和 57 年以降）に相当する約 1,700m³/s 以上を基本として 24 洪水を選定した。

表 1.4 f1・Rsa の検討対象洪水一覧

No	洪水名	大洲地点流量 (m ³ /s)
1	S57. 7. 24	2, 021
2	S57. 8. 26	2, 825
3	S57. 9. 24	1, 826
4	S62. 7. 16	2, 502
5	S63. 6. 2	1, 800
6	S63. 6. 25	2, 442
7	H1. 9. 19	2, 237
8	H2. 9. 19	1, 856
9	H5. 6. 28	1, 820
10	H5. 7. 2	1, 713
11	H5. 7. 26	2, 569
12	H5. 9. 3	2, 477
13	H7. 7. 3	3, 049
14	H8. 7. 19	1, 908
15	H10. 10. 17	2, 403
16	H16. 8. 30	3, 236
17	H16. 9. 29	2, 152
18	H16. 10. 20	2, 063
19	H17. 7. 3	1, 816
20	H17. 9. 6	3, 328
21	H23. 9. 20	3, 193
22	H25. 9. 4	1, 663
23	H29. 9. 17	1, 812
24	H30. 7. 7	4, 442

3) 流出成分の分離

検討対象洪水の実績ハイドログラフの低減部の指数低減性を利用する方法によって、直接流出成分と間接流出成分を分離し、各時刻の直接流出と基底流量を求めた。

一般に、ハイドログラフの低減部を片対数紙に描き、3本の直線で「表面流出成分」、「中間流出成分」、「地下水流出成分」を近似すると、洪水の終わってから1つ目の折れ点が中間流出の終了時点と考えられている。肱川では、流域の96%が自然地形（森林・水田等）であることから、表面流出成分のほかに、側方浸透流（中間流出成分）、地下水流出成分に別れて流出過程をとると想定される。したがって、肱川ではピーク流量時点以降の流量変化を3本の直線で分離し、洪水の終わってから1つ目の折れ点を直接流出の終了点とした。

初期損失雨量の設定については、洪水の立ち上がり以前の洪水は初期損失雨量として取り扱い、総雨量に含めないものとして整理した。

なお、鹿野川ダムにおけるf1、Rsaの検討では、検討期間の野村ダム貯留量を流域面積で除してダム貯留高として整理し、野村ダム下流の流出高に加えて、ダムの影響を考慮した。

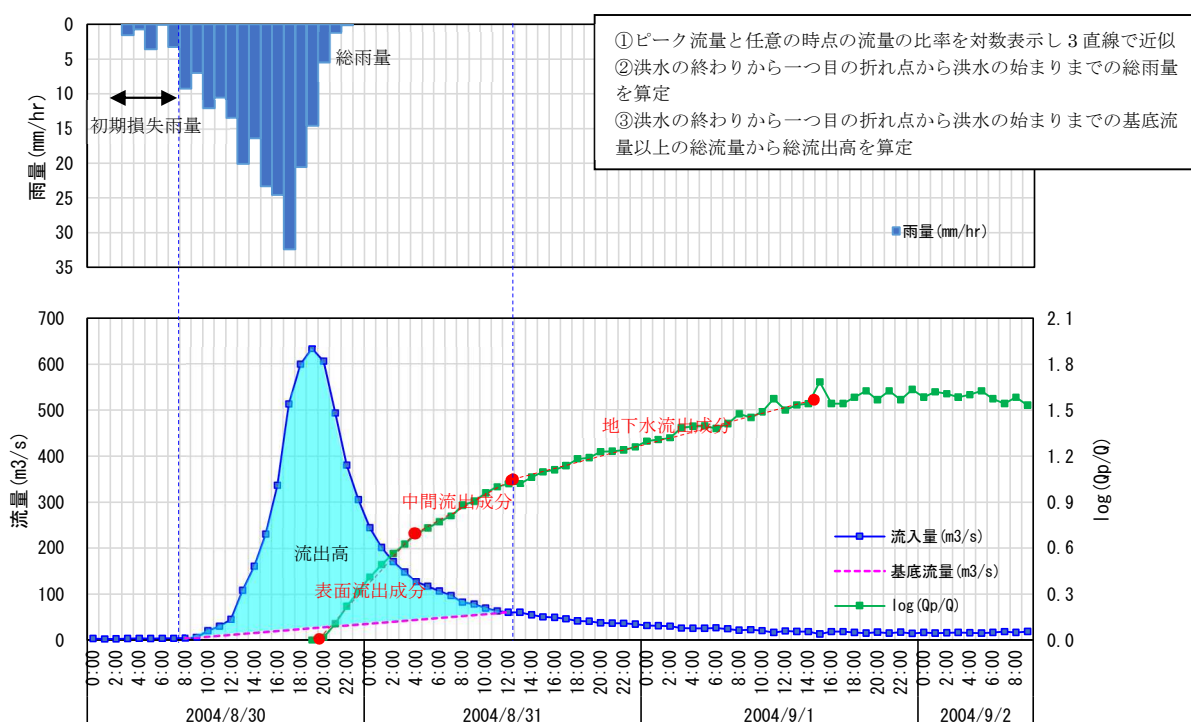


図 1.9 成分分離の例

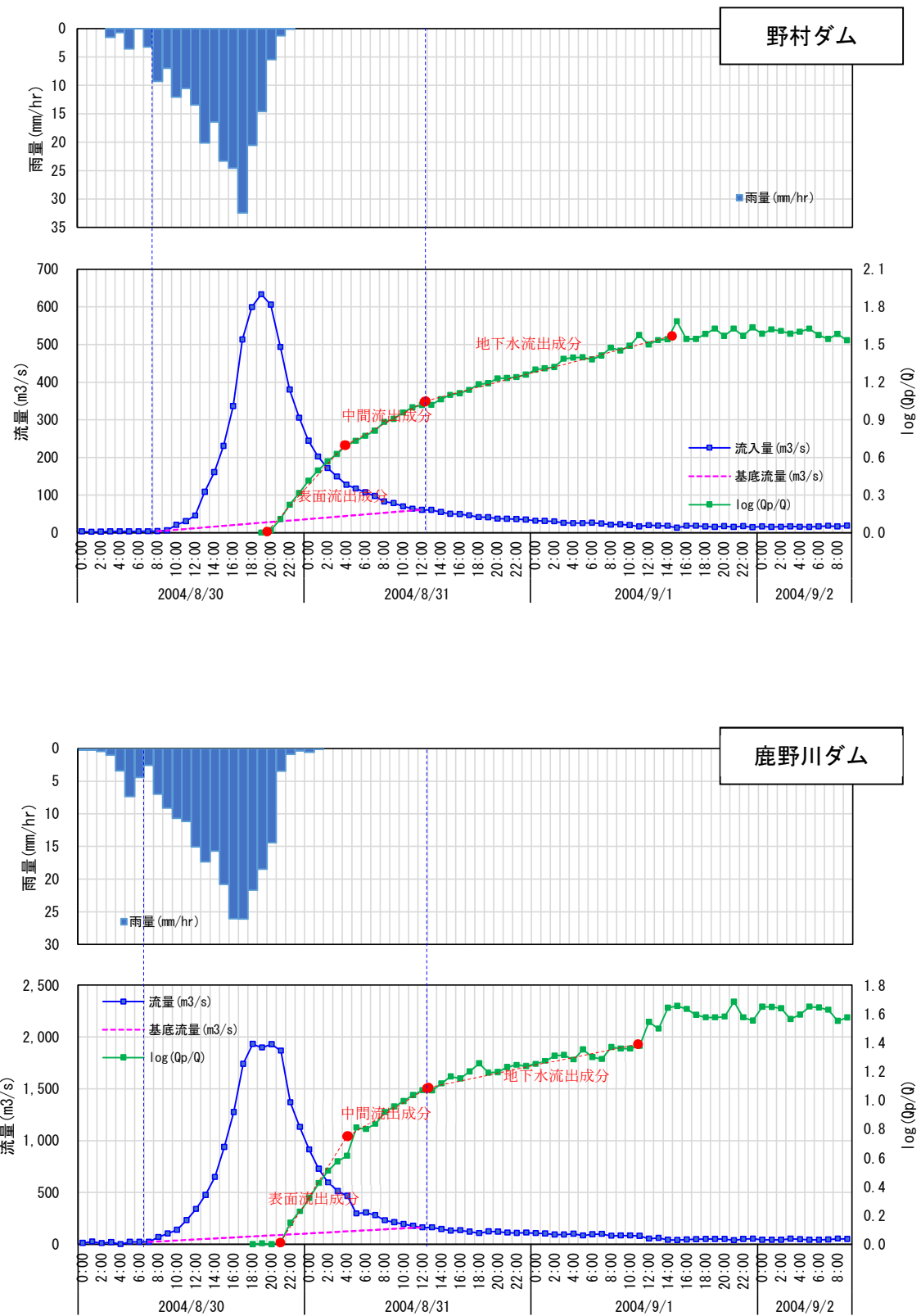


図 1.10(1) 流出成分分離結果例 (H16.8.30 洪水)

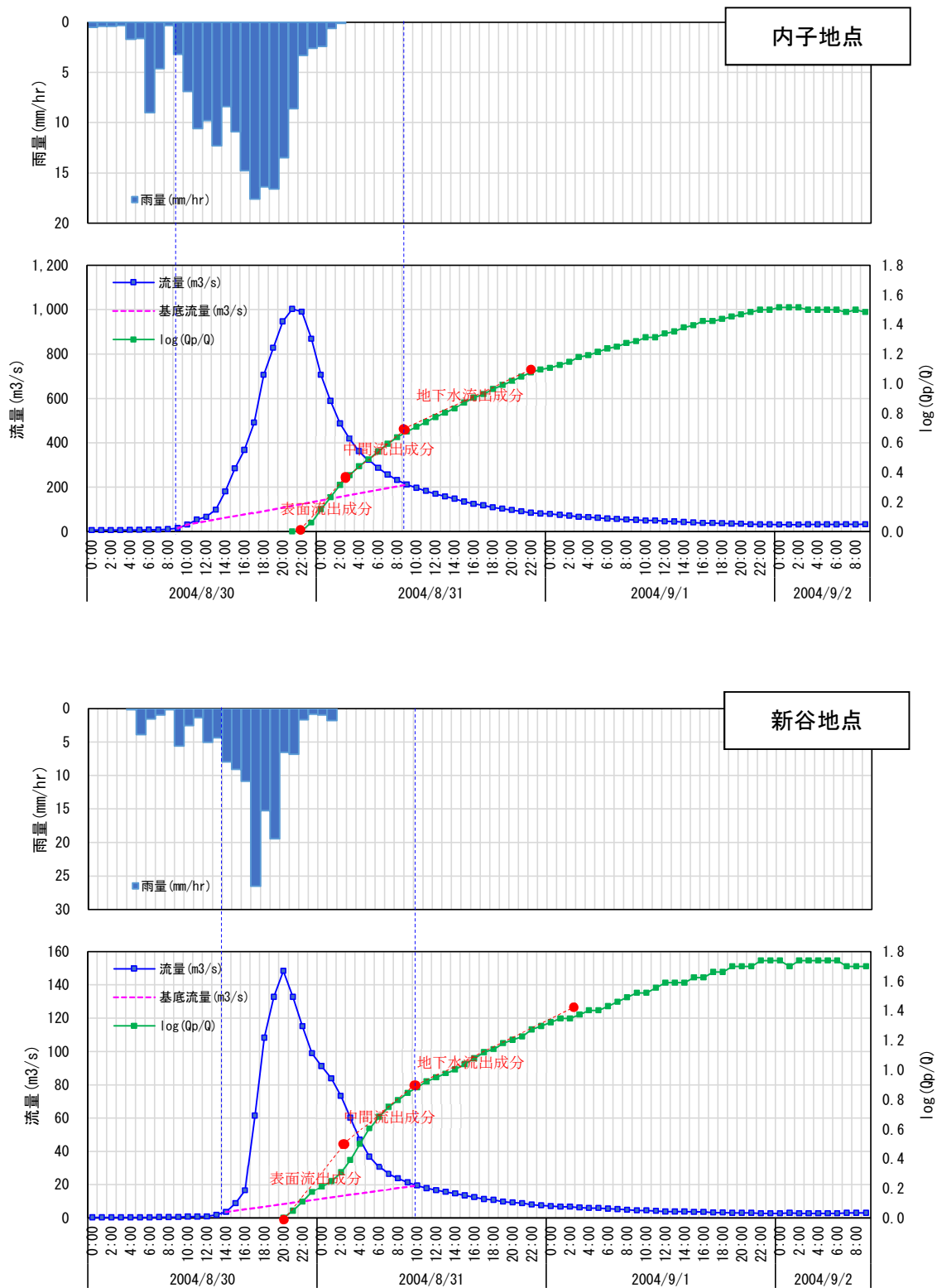


図 1.10(2) 流出成分分離結果例 (H16.8.30 洪水)

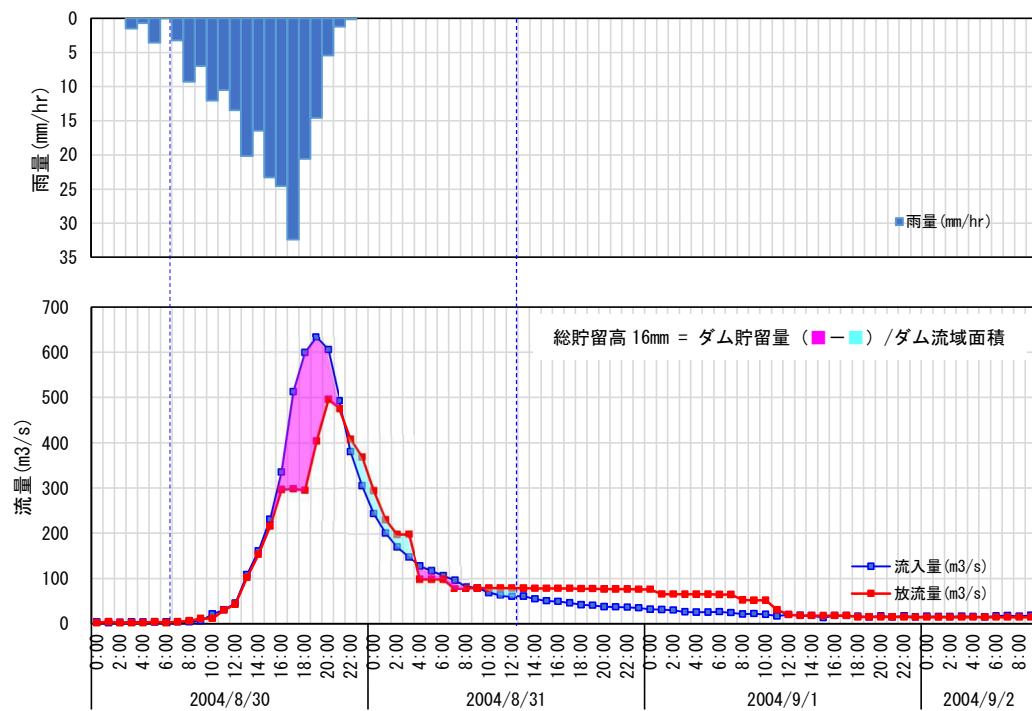


図 1.11 野村ダム貯留高の算定例 (H16.8.30 洪水)

表 1.5(1) 流出成分の分離による総雨量・総流出高の算定結果（野村ダム上流域）

No	洪水名	野村ダム 流入量 (m ³ /s)	総流出高 (mm)	総雨量 (mm)
1	S57. 7. 24	534	178	251
2	S57. 8. 26	328	115	184
3	S57. 9. 24	194	66	127
4	S62. 7. 16	806	123	213
5	S63. 6. 2	412	102	162
6	S63. 6. 25	560	133	225
7	H1. 9. 19	496	100	169
8	H2. 9. 19	187	70	168
9-10	H5. 6. 28-7. 2	381	377	490
11	H5. 7. 26	172	68	138
12	H5. 9. 3	677	111	199
13	H7. 7. 3	433	189	286
14	H8. 7. 19	550	145	230
15	H10. 10. 17	596	90	158
16	H16. 8. 30	633	109	211
17	H16. 9. 29	366	51	100
18	H16. 10. 20	691	101	179
19	H17. 7. 3	12	7	67
20	H17. 9. 6	589	181	287
21	H23. 9. 20	415	109	182
22	H25. 9. 4	369	35	85
23	H29. 9. 17	487	72	151
24	H30. 7. 7	1, 942	357	436

注) H5.6.28-7.2 洪水は 4 山洪水であり、他の洪水波形と総雨量～総流出高の関係が大きく異なることから、計画 f1・Rsa の検討対象外とした。また、H17.7.3 洪水については、他の検討対象洪水波形に比べ野村ダム地点における流量規模が小さすぎるため計画 f1・Rsa 検討対象外とした。

表 1.5(2) 流出成分の分離による総雨量・総流出高の算定結果（野村ダム～鹿野川ダム残流域）

No	洪水名	鹿野川ダム 流入量 (m ³ /s)	総流出高 (mm)	総雨量 (mm)
1	S57. 7. 24	889	71	124
2	S57. 8. 26	1, 370	225	320
3	S57. 9. 24	813	79	145
4	S62. 7. 16	1, 663	220	300
5	S63. 6. 2	1, 005	86	187
6	S63. 6. 25	1, 988	145	232
7	H1. 9. 19	1, 012	50	120
8	H2. 9. 19	900	128	238
9-10	H5. 6. 28-7. 2	729	248	418
11	H5. 7. 26	1, 537	135	225
12	H5. 9. 3	1, 894	95	194
13	H7. 7. 3	1, 021	176	273
14	H8. 7. 19	987	109	167
15	H10. 10. 17	1, 335	91	145
16	H16. 8. 30	1, 932	175	225
17	H16. 9. 29	1, 189	64	114
18	H16. 10. 20	1, 813	110	185
19	H17. 7. 3	214	14	68
20	H17. 9. 6	2, 030	236	343
21	H23. 9. 20	1, 416	141	209
22	H25. 9. 4	776	48	101
23	H29. 9. 17	1, 077	65	138
24	H30. 7. 7	3, 776	387	472

注) H5.6.28-7.2 洪水は 4 山洪水であり、他の洪水波形と総雨量～総流出高の関係が大きく異なることから、計画 f1・Rsa の検討対象外とした。また、H17.7.3 洪水については、他の検討対象洪水波形に比べ鹿野川ダム地点における流量規模が小さすぎるため計画 f1・Rsa 検討対象外とした。

表 1.5(3) 流出成分の分離による総雨量・総流出高の算定結果（内子上流域）

No	洪水名	流量 (m ³ /s)	総流出高 (mm)	総雨量 (mm)
1	S57. 7. 24	233	45	130
2	S57. 8. 26	254	51	184
3	S57. 9. 24	236	29	86
4	S62. 7. 16	773	67	113
5	S63. 6. 2	596	74	139
6	S63. 6. 25	245	46	111
7	H1. 9. 19	1, 069	86	138
8	H2. 9. 19	653	111	181
9-10	H5. 6. 28-7. 2	742	383	425
11	H5. 7. 26	844	124	170
12	H5. 9. 3	699	60	115
13	H7. 7. 3	1, 311	222	274
14	H8. 7. 19	819	80	138
15	H10. 10. 17	1, 168	98	151
16	H16. 8. 30	1, 003	88	159
17	H16. 9. 29	1, 346	74	124
18	H16. 10. 20	1, 053	93	145
19	H17. 7. 3	1, 685	134	199
20	H17. 9. 6	737	116	210
21	H23. 9. 20	1, 635	154	207
22	H25. 9. 4	720	48	87
23	H29. 9. 17	1, 329	93	165
24	H30. 7. 7	1, 430	302	362

注) S57.8.26 洪水については、他洪水に比べ総雨量に対する総流出高が小さく、傾向が異なったため計画 f1・Rsa の検討対象外とした。

表 1.5(4) 流出成分の分離による総雨量・総流出高の算定結果（新谷上流域）

No	洪水名	流量 (m ³ /s)	総流出高 (mm)	総雨量 (mm)
1	S57. 7. 24	225	149	204
2	S57. 8. 26	73	70	158
3	S57. 9. 24	63	47	103
4	S62. 7. 16	162	83	111
5	S63. 6. 2	174	80	130
6	S63. 6. 25	48	59	129
7	H1. 9. 19	250	85	165
8	H2. 9. 19	118	91	138
9-10	H5. 6. 28-7. 2	121	310	385
11	H5. 7. 26	90	82	151
12	H5. 9. 3	121	62	114
13	H7. 7. 3	190	189	244
14	H8. 7. 19	185	112	162
15	H10. 10. 17	282	96	143
16	H16. 8. 30	148	70	108
17	H16. 9. 29	252	85	126
18	H16. 10. 20	111	78	132
19	H17. 7. 3	132	61	133
20	H17. 9. 6	98	85	154
21	H23. 9. 20	180	116	144
22	H25. 9. 4	235	85	101
23	H29. 9. 17	301	97	158
24	H30. 7. 7	345	391	436

5) 解析対象流域の計画 f1、Rsa の設定

流出率 f1 及び飽和雨量 Rsa の計画値は以下の通りに算定した。

- ① 成分分離結果と流域平均雨量を用いて、総降雨量 R(mm)と総流出高 q(mm)をプロット。
- ② Rsa を仮定して、総雨量が Rsa より小さい点群について、その座標と原点を結ぶ直線の傾きの平均値を f1 としたときに、総雨量が Rsa より大きい点群について、総雨量と総流出高の差の平均値が $Rsa \times (1 - f1)$ となることを満足するよう、Rsa を変化させて平均的な Rsa を算出。
- ③ 累加雨量が飽和雨量を上回った後の流出率（飽和流出率は 1 とする）

以上の手順で算定した、各解析地点における計画 f1 及び Rsa の設定結果を表 1.6 に示す。

表 1.6 解析対象地点における計画 f1・Rsa の設定値

対象流域	f1	Rsa(mm)	備考
野村ダム上流域	0.5	170	
野村～鹿野川ダム残流域	0.5	180	野村ダム貯留量を考慮
内子上流域	0.5	120	
新谷上流域	0.6	160	

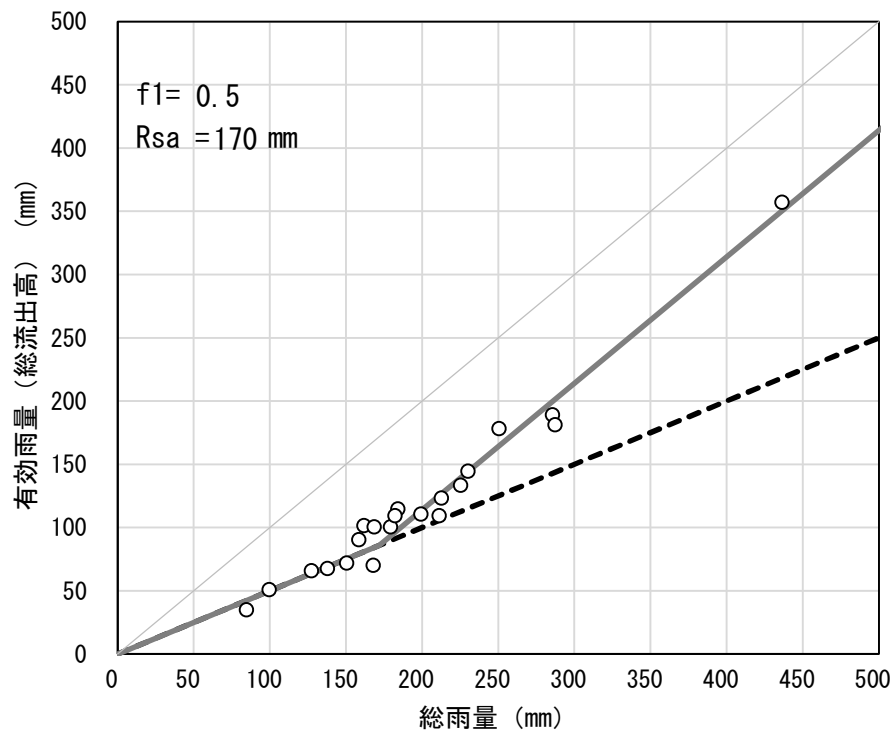


図 1.12(1) 総雨量-総流出高の関係（野村ダム上流域）

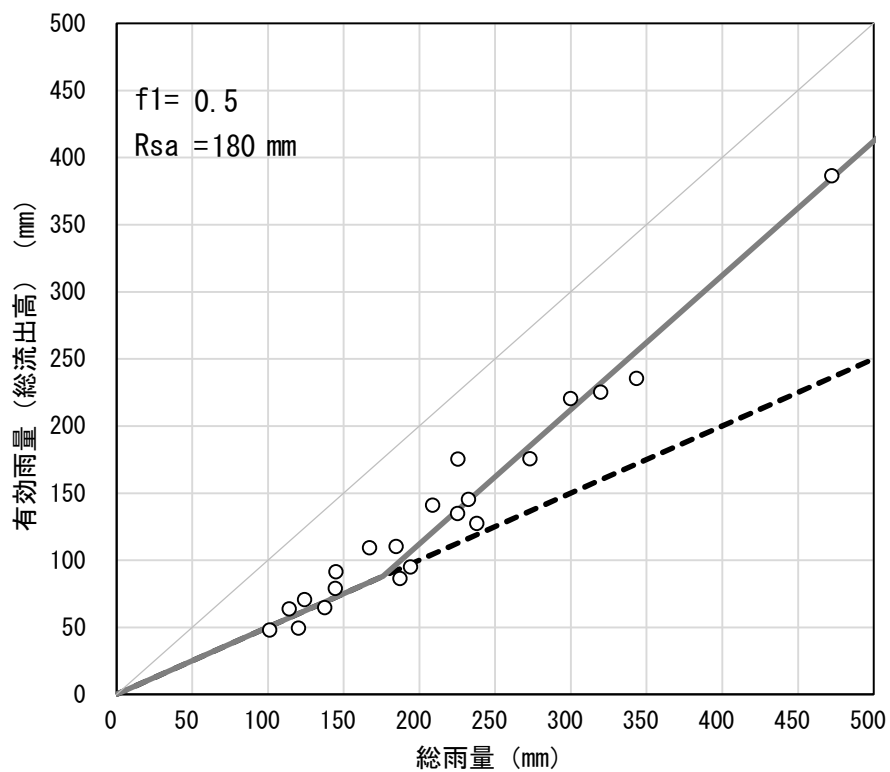


図 1.12(2) 総雨量～総流出高の関係（野村ダム～鹿野川ダム残流域）

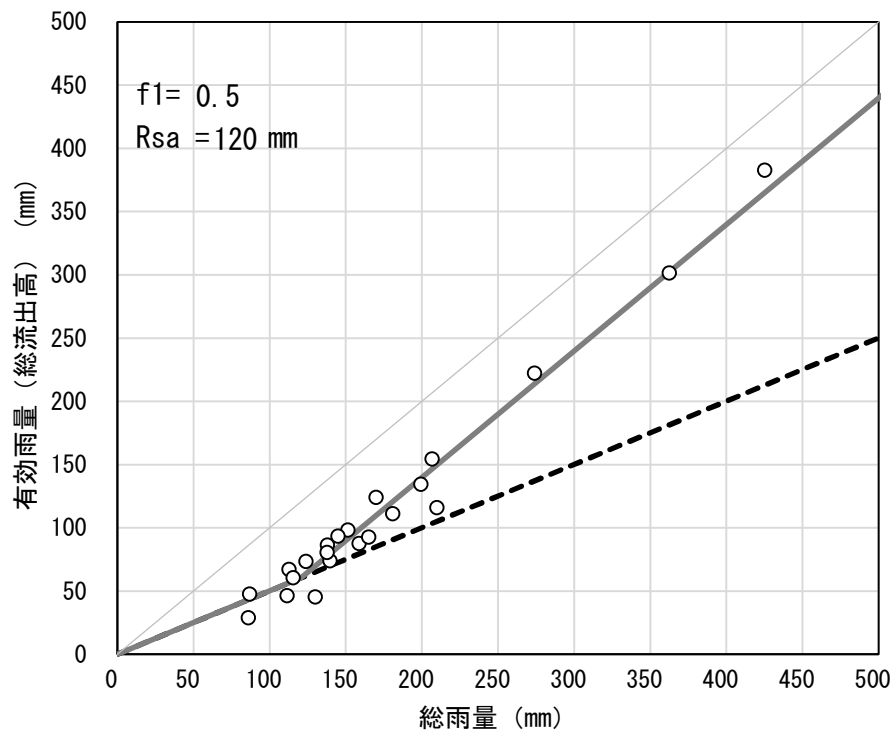


図 1.12(3) 総雨量-総流出高の関係（内子上流域）

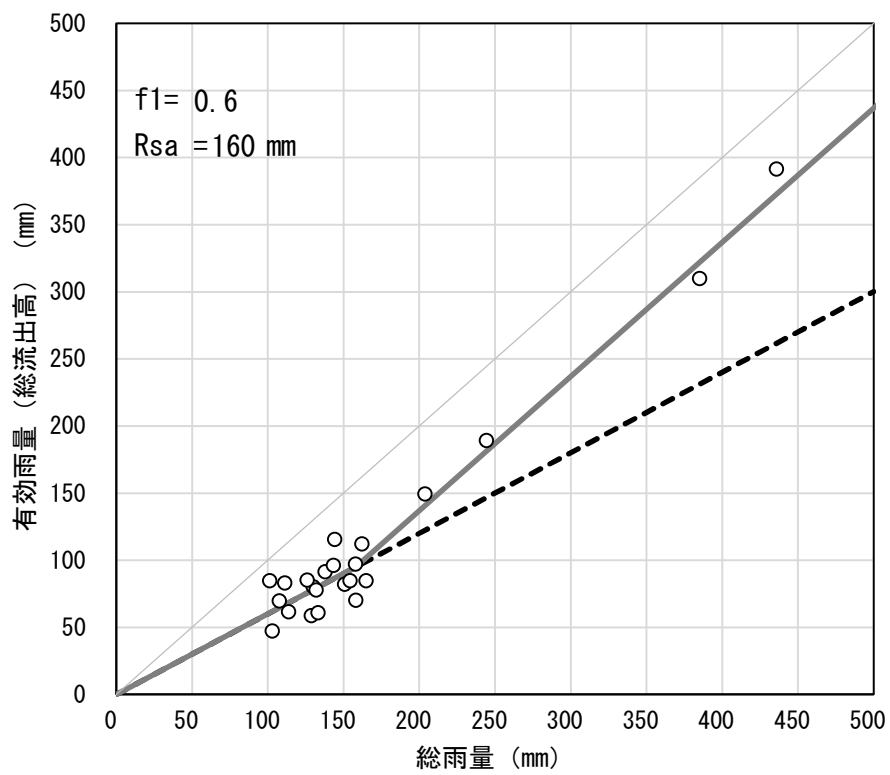


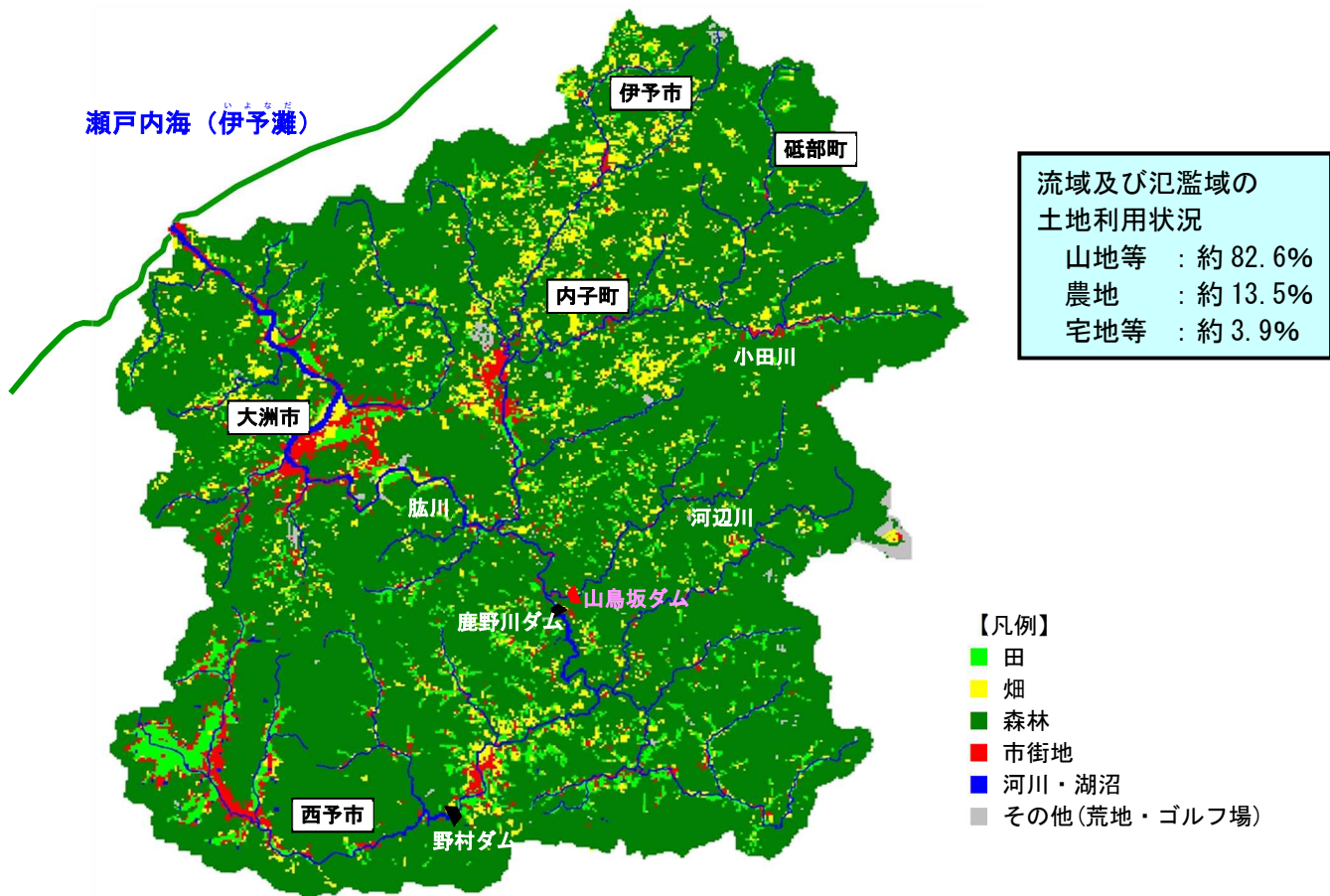
図 1.12(4) 総雨量-総流出高の関係（新谷上流域）

6) 各小流域の計画 f1・Rsa の設定

流域内の土地利用及び地表地質状況を参考に、各小流域の代表地点を決め、代表流域と同じ f1・Rsa を設定した。

国土数値情報の土地利用細分メッシュデータ（平成 26 年度）をもとに土地利用分布を図 1.13 に、シームレス地質図（産業技術総合研究所）をもとに地表地質分布図を図 1.14 に整理した。また、以下に各小流域の代表地点の設定結果を示す。

- ・ 流域内の 8 割以上が山地で占められており、土地利用分布にも大きな偏りがいないため、地表地質分布を参考に各小流域の f1・Rsa の代表地点を設定した。
- ・ 基準地点大洲より上流の肱川本川流域では、野村ダム～鹿野川ダム流域を除いて、秩父帯の前-後期ジュラ紀付加コンプレックス（砂岩）とジュラ紀付加コンプレックス（メランジュ）が主であることから、野村ダム地点を代表地点として野村ダム流域の f1・Rsa を設定した。
- ・ 野村ダム～鹿野川ダム流域においては、前-後期ジュラ紀付加コンプレックス（砂岩）に加え、後期ジュラ紀-前期白亜紀付加コンプレックス（メランジュ）も卓越していることから、鹿野川ダム地点を代表地点として、野村ダム～鹿野川ダム流域の f1・Rsa を設定した。
- ・ 基準地点大洲より下流域と小田川流域は、三波川帯の苦鉄質片岩と泥質片岩が主であることから、本川下流域は新谷地点、小田川流域は内子地点の f1・Rsa をそれぞれ設定した。



出典：国土数値情報 平成26年度土地利用細分メッシュ

図 1.13 肱川流域内土地利用分布図

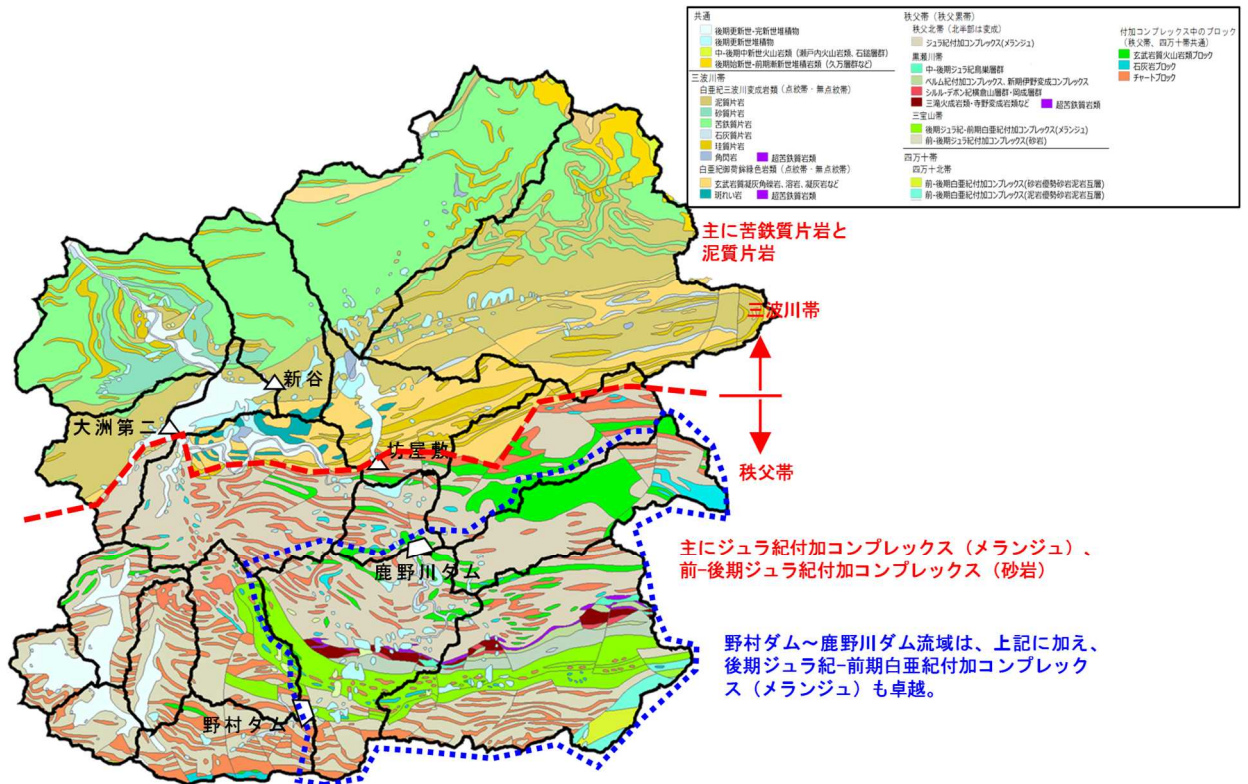


図 1.14 肱川流域内地表地質図

表 1.7 各小流域の計画 f1・Rsa の設定結果

流域	1次流出率 f1	飽和雨量 Rsa (mm)	参照流域
流域1	0.5	170	野村ダム
流域2	0.5	180	野村～鹿野川ダム
流域3	0.5	180	野村～鹿野川ダム
流域4	0.5	180	野村～鹿野川ダム
流域5	0.5	170	野村ダム
流域6	0.5	170	野村ダム
流域7	0.5	120	内子
流域8	0.5	120	内子
流域9	0.5	120	内子
流域10	0.5	170	野村ダム
流域11	0.6	160	新谷
流域12	0.6	160	新谷
流域13	0.6	160	新谷
流域14	0.6	160	新谷

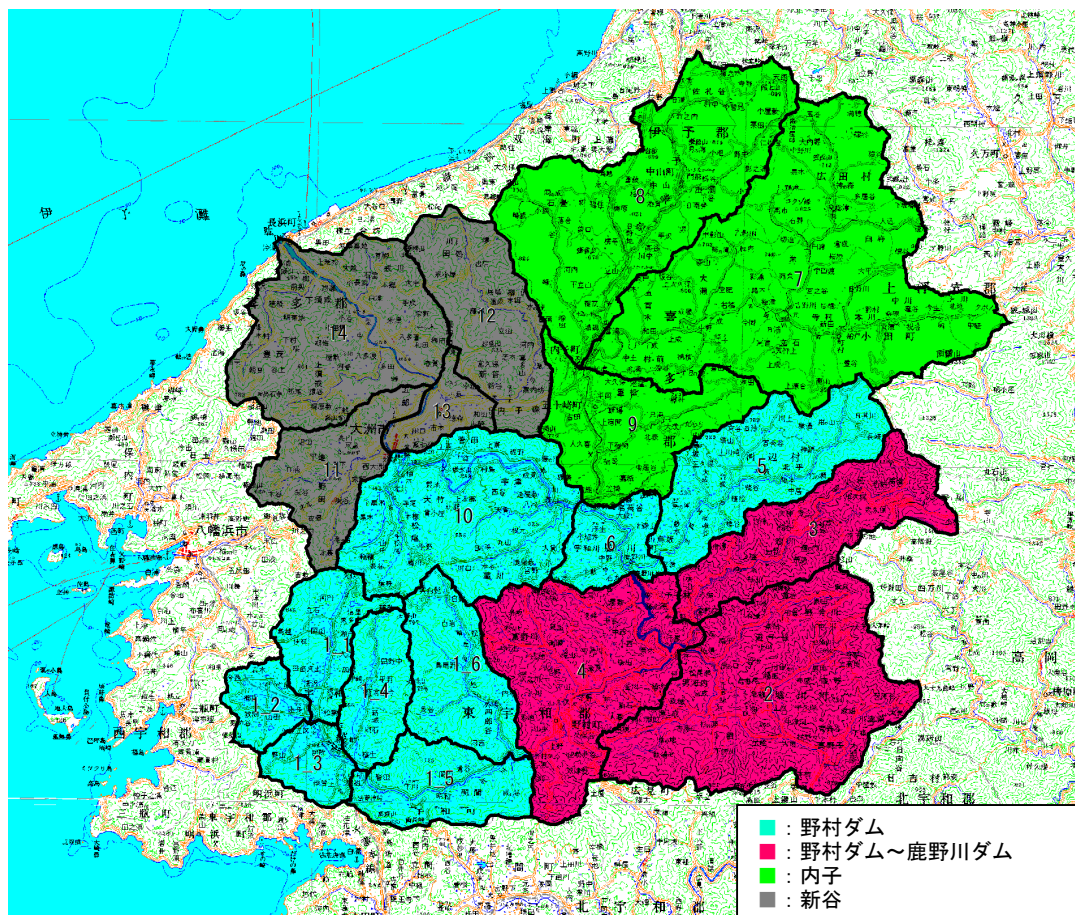


図 1.15 各小流域の f1・Rsa 参照地点の設定結果

(2) 流域定数 ($K \cdot P \cdot TL$) の設定

1) 設定方針

流出計算に用いる流域定数 $K \cdot P \cdot TL$ は、上流域の降雨量と当該地点での流出量の関係から、設定が可能である。ここでは、野村ダム地点・内子地点・新谷地点を解析対象地点として設定した。この3地点において設定した $K \cdot P \cdot TL$ を用いて、流路延長や勾配などの地形特性を考慮した関係式から下流の定数設定を行った。

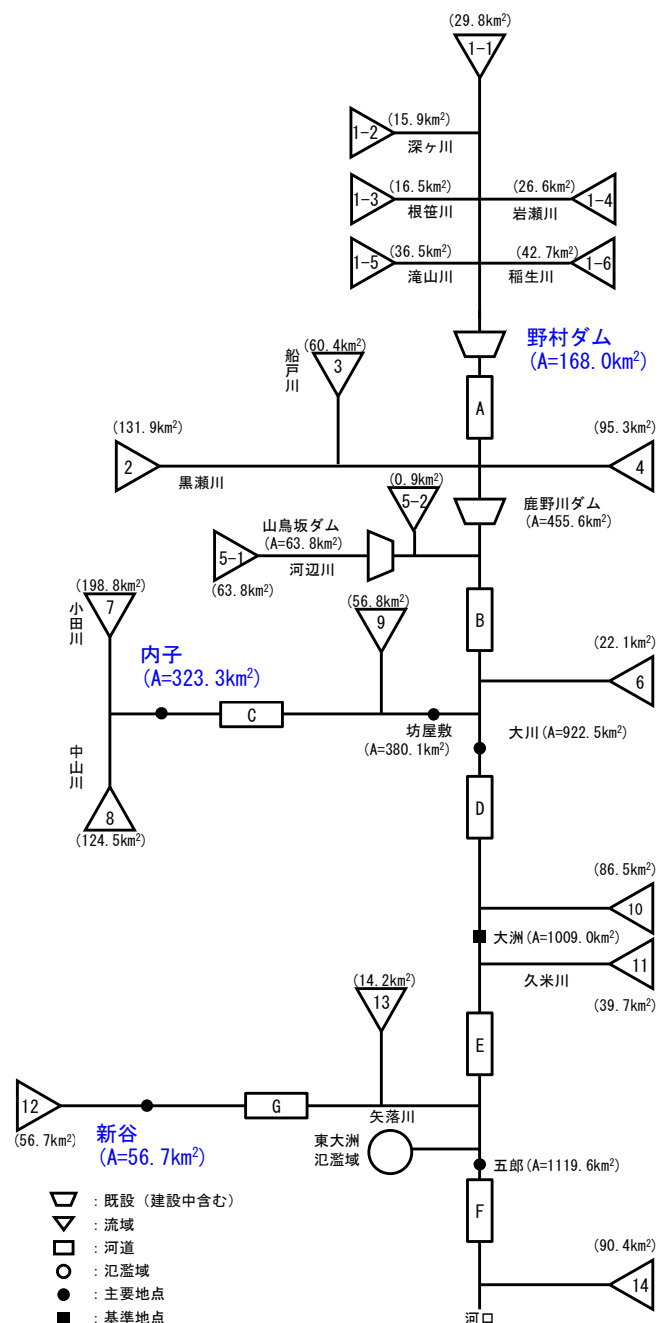


図 1.16 肱川流出モデル図と $K \cdot P \cdot TL$ 解析地点

2) 検討対象洪水の選定

高水検討の定数設定において、計画規模相当のピーク流量を対象とすることから、 $K \cdot P \cdot Tl$ は過去洪水の中で流量規模が大きい降雨量と流出量との関係から得ることが望ましい。

このため、検討対象地点における実績ピーク流量の上位 5 洪水のデータを用いて $K \cdot P \cdot Tl$ を算出した。

なお、 $K \cdot P$ については、流域の斜面勾配や土地利用等に大きく起因し、過去の実績洪水を基に概ね推定できることから、当該地点において最大流量を記録した洪水の定数を用いることを基本とした。ただし、当該地点の検討対象洪水流量が同程度の場合は平均値を採用した。

Tl については、各小流域における流末での流出時間に影響するものであり、基準地点等のピーク流量はこれらの合流のタイミング (Tl の組み合わせ) によって定まることから、対象洪水の平均値を用いた。

表 1.8 解析対象地点ピーク流量上位 5 洪水

No	洪水名	ピーク流量 (m³/s)		
		野村 ダム	内子	新谷
1	S57. 7. 24	534	233	225
2	S57. 8. 26	328	254	73
3	S57. 9. 24	194	236	63
4	S62. 7. 16	806	773	162
5	S63. 6. 2	412	596	174
6	S63. 6. 25	560	245	48
7	H1. 9. 19	496	1, 069	250
8	H2. 9. 19	187	653	118
9-10	H5. 6. 28-7. 2	381	742	121
11	H5. 7. 26	172	844	90
12	H5. 9. 3	677	699	121
13	H7. 7. 3	433	1, 311	190
14	H8. 7. 19	550	819	185
15	H10. 10. 17	596	1, 168	282
16	H16. 8. 30	633	1, 003	148
17	H16. 9. 29	366	1, 346	252
18	H16. 10. 20	691	1, 053	111
19	H17. 7. 3	12	1, 685	132
20	H17. 9. 6	589	737	98
21	H23. 9. 20	415	1, 635	180
22	H25. 9. 4	369	720	235
23	H29. 9. 17	487	1, 329	301
24	H30. 7. 7	1, 942	1, 430	345

注) ■ : K・P・Tl 解析対象選定洪水

3) 解析対象流域における K・P・Tl の設定

K・P・Tl は代表地点の流量と流域平均雨量を用いて、貯留高－流出高関係図から算出した。具体的には、貯留高と流出高を両対数でプロットして貯留高－流出高関係図を作成し、Tl を少しずつ変化させ、最もループが小さくなる Tl を求める。求めた Tl によって両対数でプロットした貯留高－流出高関係図を直線近似し、切片を K、傾きを P とする。

検討対象洪水での K・P・Tl の設定例を図 1.17～図 1.19 に示す。図中上段の 4 つのグラフが Tl を変化させた場合の貯留高と流出高の関係図であり、これらの中で最もループが小さくなる Tl のケースについて、近似直線を求めた結果が図中下段のグラフである。

このようにして洪水毎に設定した K・P・Tl を表 1.9 に示す。また、同表下段には、ピーク流量最大洪水における流域定数（ケース A）、対象洪水の流域定数の平均値（ケース B）、各地点で最終的に採用した定数を合わせて示している。野村ダム地点については、H30.7 洪水の流入量が他洪水に比べて突出して大きいことから、同洪水での流域定数を採用した（ケース A を採用）。一方、内子地点及び新谷地点については、対象洪水の流量が概ね同程度であることから、平均値を採用した（ケース B を採用）。

なお、貯留高 s 及び流出高 q は、以下の式により算定した。

$$s_{(t)} = \sum_{T=0}^{T=t} r_{ave} \times f - \sum_{T=0}^{T=t} q$$
$$q = \frac{3.6}{A}(Q - Q_b)$$

s : 貯留高 (mm)

r_{ave} : 流域平均時間雨量 (mm/hr)

q : 1 時間の直接流出高 (mm/hr)

f : 直接流出開始後の累積降雨が R_{sa} に達するまでは f_1 、達した後は 1.0

Q : 実績流量 (m^3/s)

Q_b : 基底流量 (m^3/s)

A : 流域面積 (km^2)

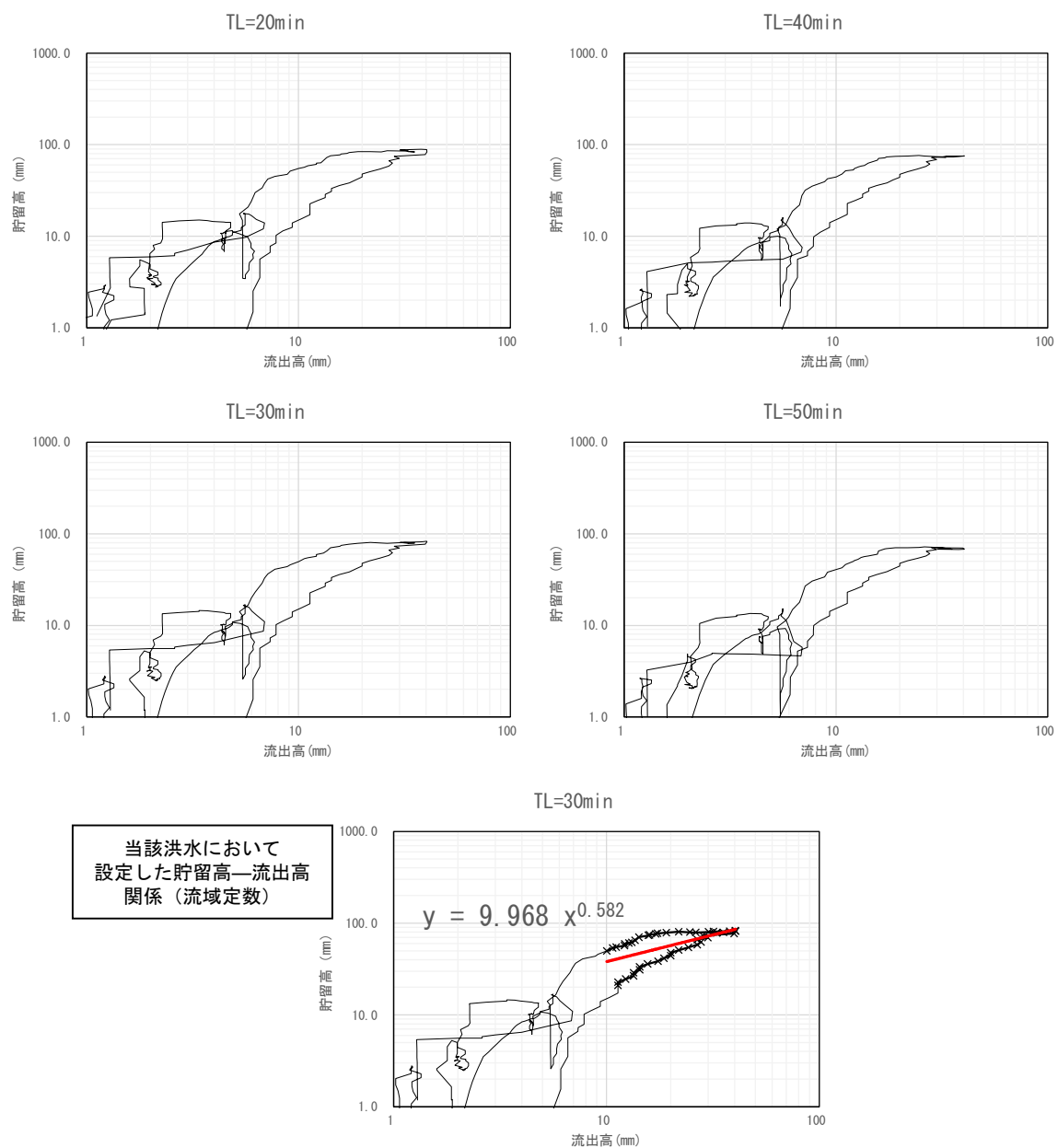


図 1.17 貯留高—流出高関係例（野村ダム上流域 H30.7.7 洪水）

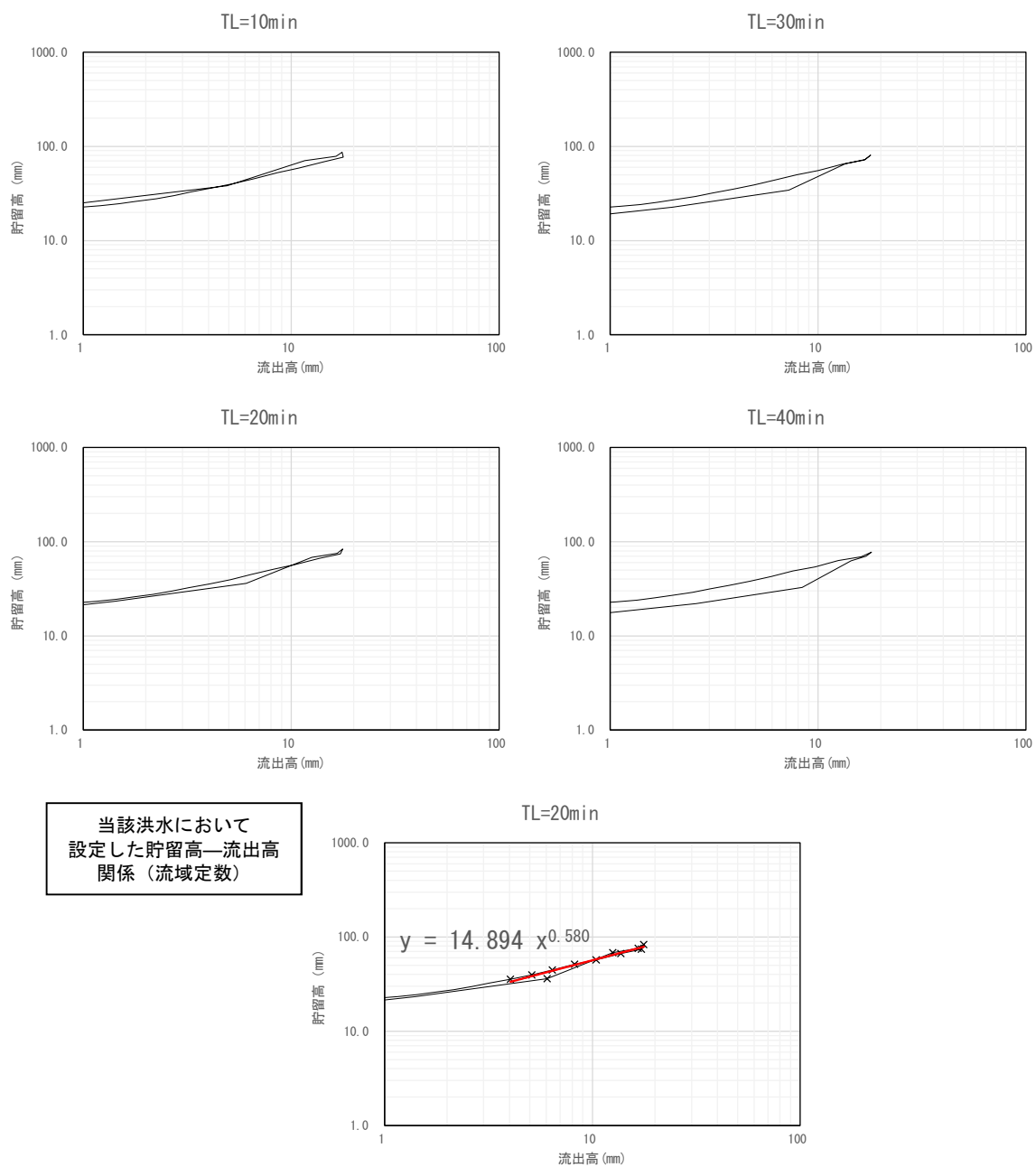


図 1.18 貯留高—流出高関係例（内子上流域 H17.7.3 洪水）

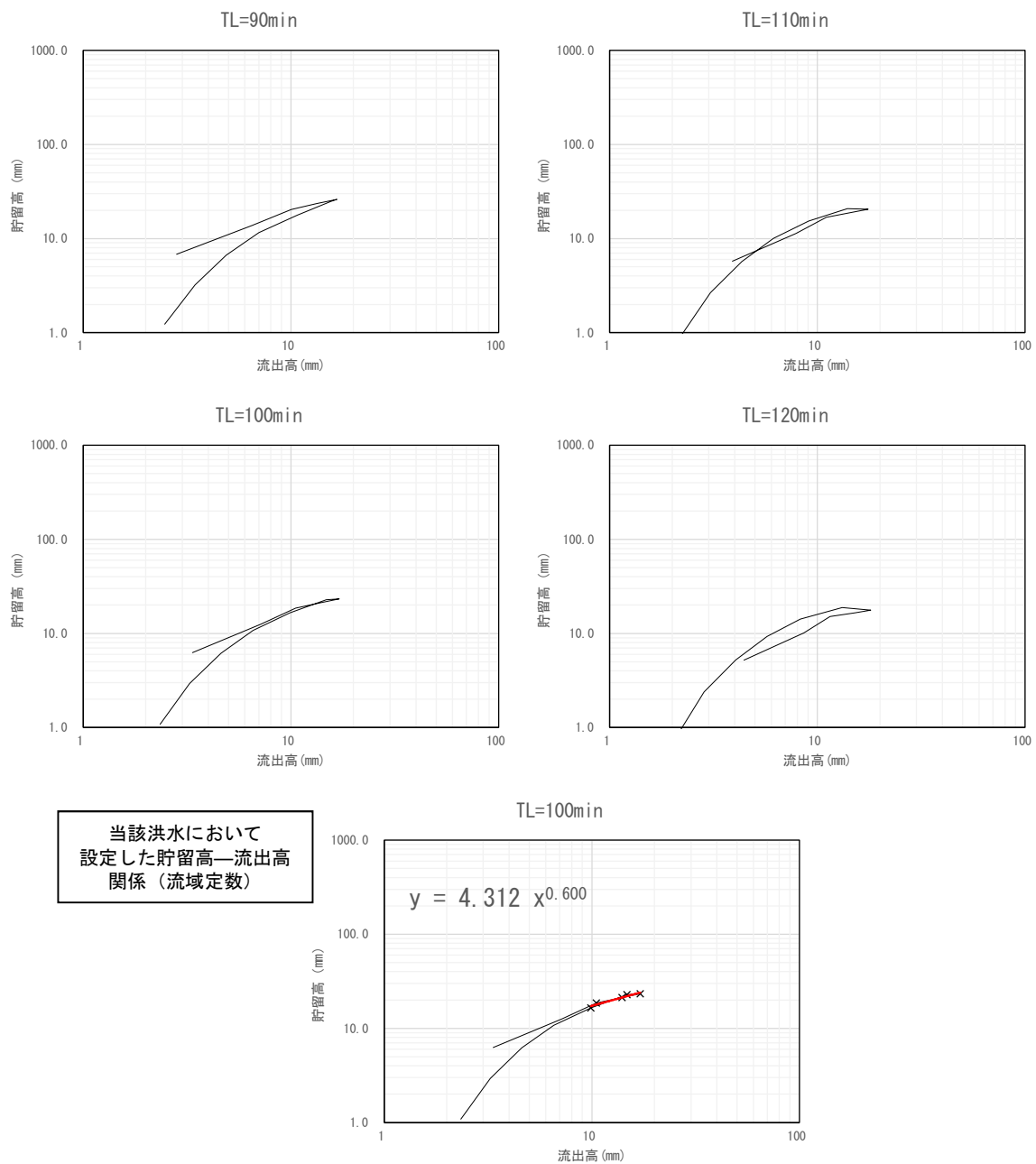


図 1.19 貯留高—流出高関係例 (新谷上流域 H29.9.17 洪水)

表 1.9(1) 流域定数の設定結果 (K・P・TI) (野村ダム上流域)

No	洪水名	実績流量		ケース別 対象洪水		流域定数			備考
		流量 (m ³ /s)	順位	A	B	K	P	TI	
1	S62. 7. 16	806	2		○	9. 677	0. 584	30	
2	H5. 9. 3	677	4		○	21. 232	0. 510	10	
3	H16. 8. 30	633	5		○	18. 183	0. 466	10	
4	H16. 10. 20	691	3		○	10. 670	0. 502	20	
5	H30. 7. 7	1, 942	1	○	○	9. 968	0. 582	30	
ケースA	ピーク流量最大洪水における流域定数					9. 968	0. 582	30	
ケースB	対象洪水の流域定数の平均値					13. 946	0. 529	20	
	採用値					9. 968	0. 582	20	

表 1.9(2) 流域定数の設定結果 (K・P・TI) (内子上流域)

No	洪水名	実績流量		ケース別 対象洪水		流域定数			備考
		流量 (m ³ /s)	順位	A	B	K	P	TI	
1	H16. 9. 29	1, 346	4			---	---	---	ループが狭まらないため検討不能
2	H17. 7. 3	1, 685	1	○	○	14. 894	0. 580	20	
3	H23. 9. 20	1, 635	2			---	---	---	ループが狭まらないため検討不能
4	H29. 9. 17	1, 329	5		○	13. 905	0. 565	40	
5	H30. 7. 7	1, 430	3			---	---	---	ループが狭まらないため検討不能
ケースA	ピーク流量最大洪水における流域定数					14. 894	0. 580	20	
ケースB	対象洪水の流域定数の平均値					14. 400	0. 573	30	
	採用値					14. 400	0. 573	30	

表 1.9(3) 流域定数の設定結果 (K・P・TI) (新谷上流域)

No	洪水名	実績流量		ケース別 対象洪水		流域定数			備考
		流量 (m ³ /s)	順位	A	B	K	P	TI	
1	H1. 9. 19	250	5		○	22. 270	0. 318	30	
2	H10. 10. 18	282	3			---	---	---	ループが狭まらないため検討不能
3	H16. 9. 29	252	4		○	4. 013	0. 410	110	
4	H29. 9. 17	301	2		○	4. 312	0. 600	100	
5	H30. 7. 7	345	1	○		---	---	---	ループが狭まらないため検討不能
ケースA	ピーク流量最大洪水における流域定数					---	---	---	
ケースB	対象洪水の流域定数の平均値					10. 198	0. 443	80	
	採用値					10. 198	0. 443	80	

4) 各小流域における K・P・TI の設定

代表流域においては、実績雨量と実績流量の関係から流域定数を設定した。代表流域以外の小流域の K・P・TI については、以下の通りに設定した。

- ① K 値は以下に示すリザーブ定数を用いた経験式の考え方を利用する。
- ② 代表地点より上流に位置する小流域は、代表地点のリザーブ式を用い、代表地点より下流に位置する小流域は、地質特性から最適なりザーブ式を選定して K 値を算定する。
- ③ P 値は、K 値算定に用いた代表地点の値を一様に採用する。

【リザーブの式】

$$K = \alpha \times C \times I^{-1/3} \times L^{1/3}$$

α : 定数

C : 流域粗度 (自然流域 0.12、都市流域 0.012)

I : 流域勾配

L : 流路長

a) 各小流域・代表流域における流域粗度の設定

各小流域における土地利用別の面積を整理し、流域粗度を設定した。ここでは、土地利用別の流域粗度を、農地・森林 : 0.120、建物用地等・道路・鉄道 : 0.012 として、流域内の平均的な流域粗度 C を算定した。

表 1.10 及び表 1.11 に各小流域及び各代表流域における流域粗度 C の設定結果を示す。

表 1.10 各小流域の流域粗度設定結果

流域番号	流域面積 (km ²)	土地利用別面積比					流域粗度 C
		水面	農地等	森林	建物用地等	道路・鉄道	
		0.000	0.120	0.120	0.012	0.012	
1-1~1-6	168.0	1.8%	11.7%	80.7%	5.5%	0.2%	0.112
2	131.9	0.8%	10.4%	87.4%	1.4%	0.0%	0.118
3	60.4	0.4%	11.5%	87.1%	1.0%	0.0%	0.118
4	95.3	2.4%	19.7%	73.7%	4.1%	0.0%	0.113
5	64.7	0.3%	10.0%	88.9%	0.7%	0.0%	0.119
6	22.1	3.1%	10.5%	83.2%	3.2%	0.0%	0.113
7	198.8	0.4%	12.4%	86.0%	1.2%	0.0%	0.118
8	124.5	0.4%	20.3%	77.5%	1.6%	0.2%	0.118
9	56.8	1.7%	18.0%	74.9%	5.0%	0.5%	0.112
10	86.5	2.4%	12.7%	80.7%	3.9%	0.4%	0.113
11	39.7	1.8%	13.2%	78.1%	6.5%	0.4%	0.110
12	56.7	0.2%	13.4%	85.1%	1.1%	0.1%	0.118
13	14.2	8.9%	22.4%	40.3%	25.5%	2.9%	0.079
14	90.4	3.2%	15.6%	78.0%	2.9%	0.3%	0.113



図 1.20 各小流域の土地利用分類

表 1.11 代表流域の流域粗度設定結果

流域番号	流域面積 (km ²)	土地利用別面積比					流域粗度 C
		水面 0.000	農地等 0.120	森林 0.120	建物用地等 0.012	道路・鉄道 0.012	
野村ダム	168.0	1.8%	11.7%	80.7%	5.5%	0.2%	0.112
内子	323.3	0.4%	15.5%	82.7%	1.4%	0.1%	0.118
新谷	56.7	0.2%	13.4%	85.1%	1.1%	0.1%	0.118

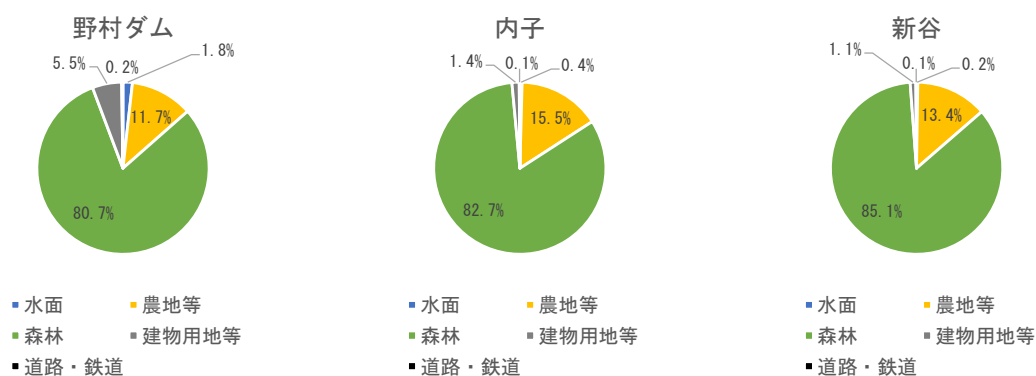


図 1.21 各代表流域の土地利用分類

b) 各小流域における流域勾配・流路長の設定

代表地点上流域における各小流域に流域上流端から末端までの延長（流路長）及び地盤高を計測（なお地盤高は、基盤地図情報の 10m メッシュ地盤高をもとに、河道付近の地盤高を計測）し、流域勾配は、計測した地盤高をもとに、平均的な勾配を算出した（図 1.23）。

流域勾配算定対象河川は、流域の代表性を考慮し、各流域において、最も広範囲の流域をカバーしている河川を基本とした。また、河道モデル構築区間については、左右岸別に流域勾配・流路長を設定した。

上記作業を行い、流域面積比にて代表地点までの平均延長、平均勾配を算出した結果を表 1.12 に示す。

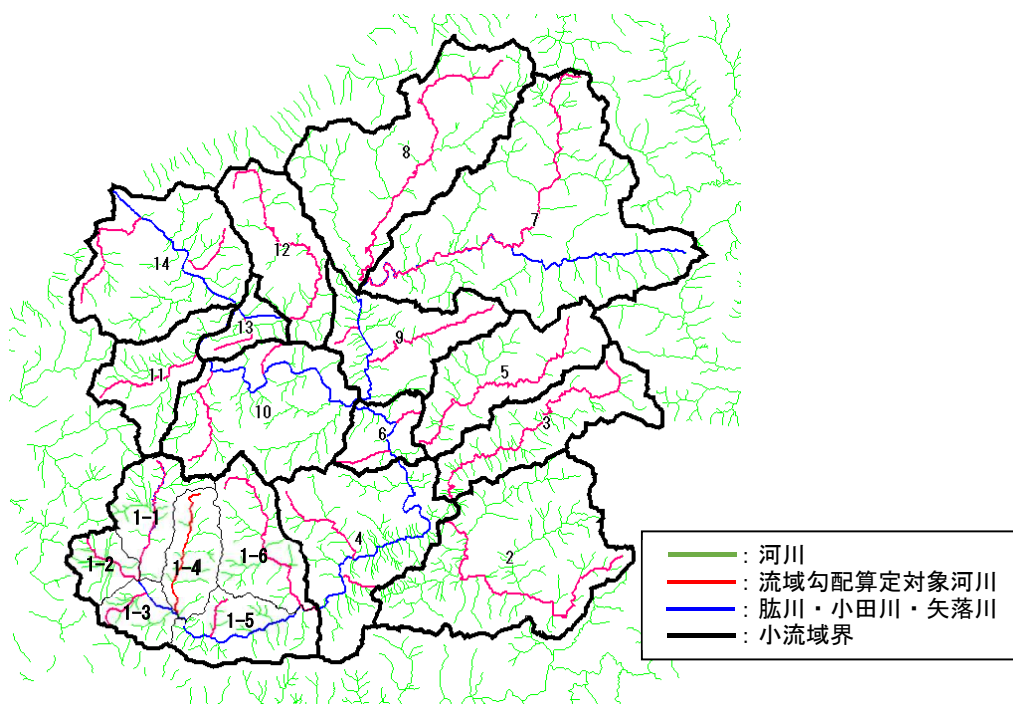


図 1.22 各小流域における流域勾配・流路長の設定対象河川

表 1.12 各小流域の流域勾配・流路長の設定結果

流域	代表河川	単純勾配					平均勾配				
		距離 (km)		標高 (T. P. m)		勾配	距離 (km)		標高 (T. P. m)		勾配
		下流端	上流端	下流端	上流端		下流端	上流端	下流端	上流端	
流域1-1	脇川	0.0	9.5	210.0	315.8	1/89	0.0	9.5	210.0	264.4	1/174
1-2	深ヶ川	0.0	5.4	210.0	374.1	1/33	0.0	5.4	210.0	232.4	1/242
1-3	根世川	0.0	4.2	207.5	417.6	1/20	0.0	4.2	207.5	292.7	1/49
1-4	岩瀬川	0.0	9.6	201.1	450.7	1/39	0.0	9.6	201.1	327.5	1/76
1-5	滝山川	0.0	3.3	189.7	465.5	1/12	0.0	3.3	189.7	364.0	1/19
1-6	稲生川	0.0	11.0	180.0	487.2	1/36	0.0	11.0	180.0	348.9	1/65
流域2	黒瀬川	0.0	22.9	75.2	604.4	1/43	0.0	22.9	75.2	308.9	1/98
流域3	船戸川	0.0	23.1	88.0	948.6	1/27	0.0	23.1	88.0	635.5	1/42
流域4 (左岸)	富野川	0.0	8.2	92.4	325.6	1/35	0.0	8.2	92.4	243.1	1/55
(右岸)	カラ杉川	0.0	2.6	104.6	410.1	1/8	0.0	2.6	104.6	252.7	1/17
流域5	河辺川	0.0	19.2	69.8	698.2	1/31	0.0	19.2	69.8	497.3	1/45
流域6 (左岸)	小藪川	0.0	4.0	47.4	463.0	1/10	0.0	4.0	47.4	341.7	1/14
(右岸)	上森山川	0.0	2.2	39.4	375.5	1/6	0.0	2.2	39.4	286.0	1/9
流域7	玉谷川	0.0	32.9	49.8	689.1	1/51	0.0	32.9	49.8	308.4	1/127
流域8	中山川	0.0	26.1	49.0	634.4	1/45	0.0	26.1	49.0	310.9	1/100
流域9 (左岸)	御祓川	0.0	12.3	39.4	436.2	1/31	0.0	12.3	39.4	249.7	1/58
(右岸)	女体川	0.0	2.2	44.5	449.8	1/6	0.0	2.2	44.5	293.8	1/9
流域10 (左岸)	嵩富川	0.0	8.5	10.0	316.4	1/28	0.0	8.5	10.0	142.2	1/65
(右岸)	郷頭川	0.0	2.8	19.8	467.8	1/6	0.0	2.8	19.8	193.4	1/16
流域11	久米川	0.0	9.3	9.8	328.0	1/29	0.0	9.3	9.8	118.6	1/86
流域12	矢落川	0.0	18.7	17.0	570.8	1/34	0.0	18.7	17.0	329.4	1/60
流域13	都谷川	0.0	4.2	9.6	19.4	1/424	0.0	4.2	9.6	17.1	1/554
流域14 (左岸)	大和川	0.0	10.1	5.4	341.4	1/30	0.0	10.1	5.4	274.4	1/38
(右岸)	清永川	0.0	4.7	7.7	401.4	1/12	0.0	4.7	7.7	164.4	1/30

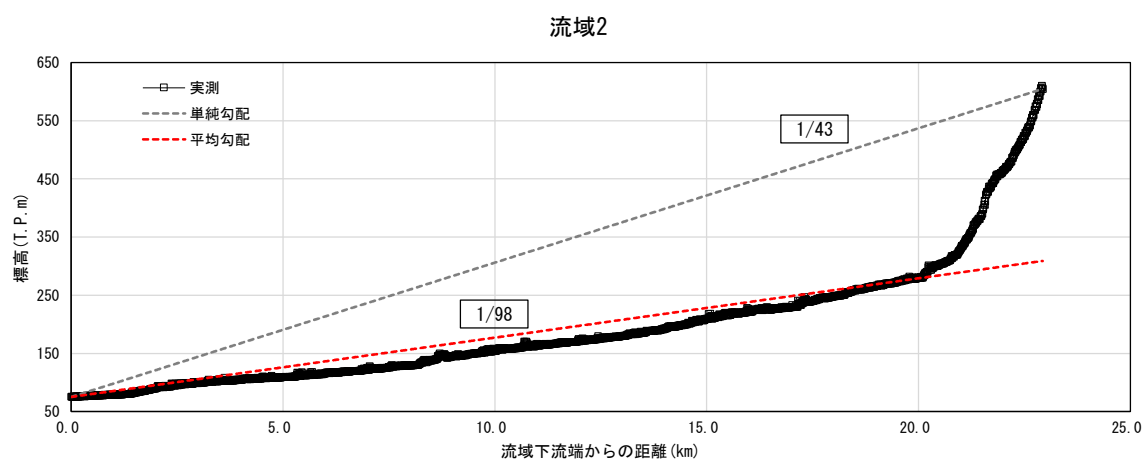


図 1.23 小流域の流域勾配設定例（流域 2）

c) 各小流域における流域定数 $K \cdot P \cdot Tl$ の設定

上記で設定した各小流域における流域粗度・平均的な流域勾配・流路長と解析対象流域の $K \cdot P \cdot Tl$ の設定結果から、リザーブの式により小流域ごとの $K \cdot P \cdot Tl$ を設定した。

河道モデル構築区間においては、左右岸別に定数を設定し、流域面積比により平均的な値を算定した。

また、 $f1 \cdot Rsa$ と同様に、土地利用及び地表地質の分布を参考に各小流域の参照流域を設定した。表 1.15 に各小流域の $K \cdot P \cdot Tl$ の設定結果を示す。

【解析対象地点におけるリザーブ式】

$$K = \alpha \times C \times I^{-1/3} \times L^{1/3}$$

α : リザーブ定数 C : 流域粗度 (自然流域 0.12、都市流域 0.012)

I : 流域勾配 L : 流路長

①解析対象地点における $K \cdot P \cdot C \cdot I \cdot L$ からリザーブ定数 α を求める。

$I \cdot L$ については各流域から解析対象地点までの平均河道延長・平均勾配を用いる。

② P 値は、 K 値算定に用いた解析対象地点の値を一様に採用する。

③各小流域の $P \cdot C \cdot I \cdot L$ 及び解析対象地点の α から各小流域の K を求める。

④ Tl は、解析対象地点における Tl をそれぞれの流域の流路長比により設定する。

表 1.13 解析対象地点におけるリザーブ定数 α 設定結果

地点	$A (km^2)$	C	$L (km)$	I	K	α	備考
野村ダム	168.0	0.112	7.6	0.0210	9.968	12.47	
内子	323.3	0.118	30.3	0.0087	14.4	8.05	
新谷	56.7	0.118	18.7	0.0167	10.198	8.31	

表 1.14(1) 解析対象地点の河道延長、平均勾配算定結果 (各流域～野村ダム)

流域	流域面積 (km ²)		河道延長 (km)			平均勾配		
	①	②	③	④	河道延長	⑤	⑥	平均勾配
	面積A	合計 (Σ①)	延長L	L × A	Σ④/②	勾配I	I × A	Σ⑥/②
流域1-1	29.8	168.0	9.5	281.8	7.6	0.0058	0.1715	0.0210
流域1-2	15.9		5.4	86.1		0.0041	0.0657	
流域1-3	16.5		4.2	69.6		0.0202	0.3334	
流域1-4	26.6		9.6	256.0		0.0131	0.3494	
流域1-5	36.5		3.3	119.4		0.0533	1.9452	
流域1-6	42.7		11.0	468.1		0.0154	0.6576	

表 1.14(2) 河道延長、平均勾配算定結果 (各流域～内子地点)

流域	流域面積 (km ²)		河道延長 (km)			平均勾配		
	①	②	③	④	河道延長	⑤	⑥	平均勾配
	面積A	合計 (Σ①)	延長L	L × A	Σ④/②	勾配I	I × A	Σ⑥/②
流域7	198.8	323.3	32.9	6,541.3	30.3	0.0079	1.5623	0.0087
流域8	124.5		26.1	3,247.3		0.0100	1.2500	

表 1.14(3) 河道延長、平均勾配算定結果（各流域～新谷地点）

流域	流域面積 (km ²)		河道延長 (km)			平均勾配		
	①	②	③	④	河道延長	⑤	⑥	平均勾配
	面積A	合計(Σ①)	延長L	L×A	Σ④/②	勾配I	I×A	Σ⑥/②
流域12	56.7	56.7	18.7	1062.5	18.7	0.0167	0.9453	0.0167

表 1.15 各小流域の K・P・TI の設定結果

流域	流域面積 A (km ²)	K		P	遅滞時間 TI (min)	
流域1-1	168.0	29.8	16.480	16.480	0.582	25
流域1-2		15.9	15.283	15.283	0.582	14
流域1-3		16.5	8.283	8.283	0.582	11
流域1-4		26.6	12.590	12.590	0.582	25
流域1-5		36.5	5.509	5.509	0.582	9
流域1-6		42.7	12.470	12.470	0.582	29
流域2	131.9	131.9	19.284	19.284	0.582	60
流域3	60.4	60.4	14.579	14.579	0.582	61
流域4(左岸)	95.3	57.1	10.780	8.463	0.582	22
流域4(右岸)		38.2	5.001		0.582	7
流域5	64.7	64.7	14.133	14.133	0.582	50
流域6(左岸)	22.1	11.8	5.330	4.598	0.582	10
流域6(右岸)		10.3	3.759		0.582	6
流域7	198.8	198.8	15.315	15.315	0.573	33
流域8	124.5	124.5	13.062	13.062	0.573	26
流域9(左岸)	56.8	42.3	8.078	6.643	0.573	12
流域9(右岸)		14.5	2.456		0.573	2
流域10(左岸)	86.5	69.6	11.558	10.283	0.582	22
流域10(右岸)		16.9	5.034		0.582	7
流域11	39.7	39.7	8.489	8.489	0.443	40
流域12	56.7	56.7	10.198	10.198	0.443	80
流域13	14.2	14.2	8.674	8.674	0.443	18
流域14(左岸)	90.4	56.1	6.819	6.084	0.443	43
流域14(右岸)		34.3	4.881		0.443	20

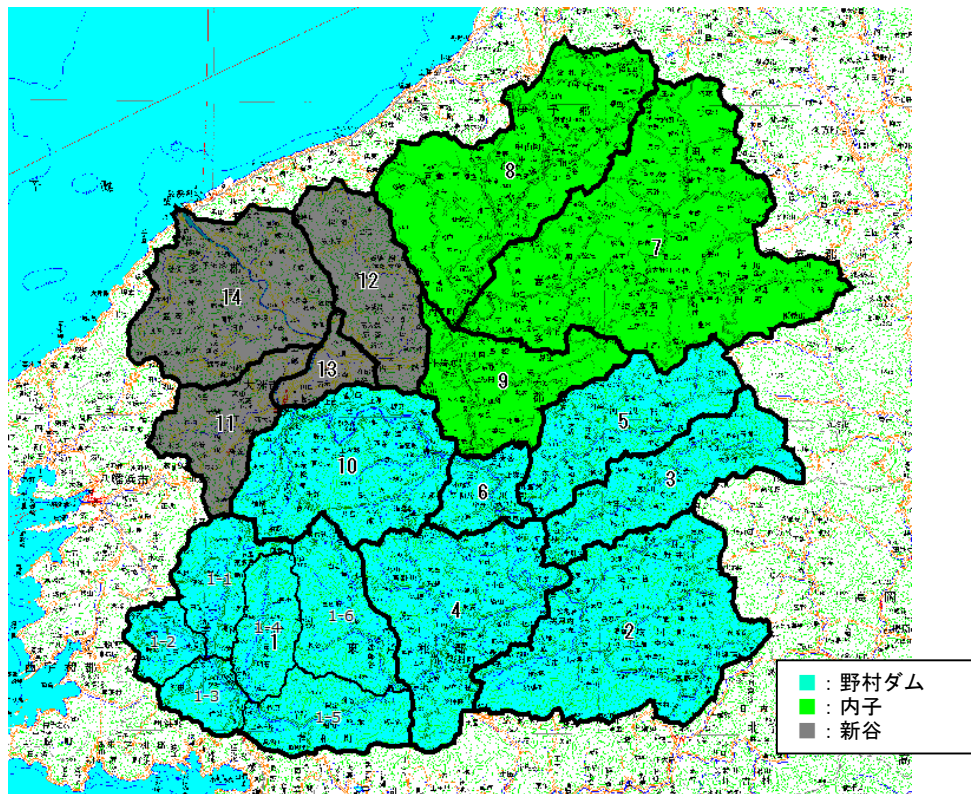


図 1.24 各小流域の K・P・TI 参照地点の設定結果

(3) 河道定数の設定

河道による貯留が顕著となることが想定される区間について、河道モデルを設定し、河道の貯留量と流出量の関係から河道定数を設定した。

また、過去の洪水において流下型の大規模な氾濫が生じた区間については、河道の氾濫を考慮（堤内地まで延伸した河道断面データを用いて 2 段河道）した河道定数を設定した。

1) $K \cdot P$ の設定

$K \cdot P$ については、流量規模別の不等流計算により各河道の流量と貯留量の関係を散布図にプロットし設定した。

肱川では H30.7 月豪雨以前に大規模な河床掘削を実施していないことから、最新の測量成果である H30ALB 測量を用いて、近年の洪水再現検証に使用する現況河道の河道定数を設定した。過去の洪水で大規模な氾濫が生じた、野村盆地（A 河道）及び菅田地区（D 河道）では、堤内地の形状も考慮した不等流計算により 2 段河道を設定した。また、河道区間が短い G 河道については遅滞時間のみ考慮した。

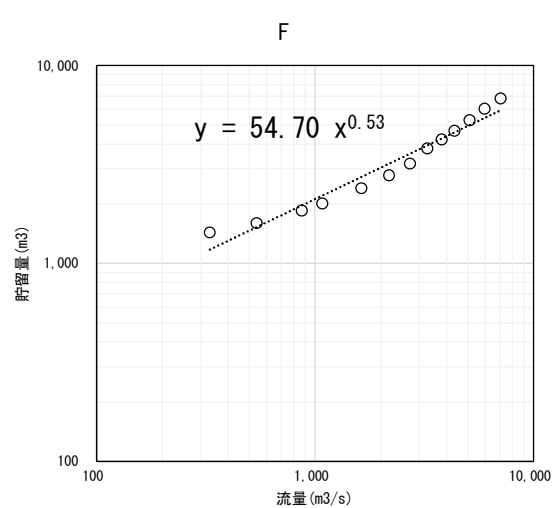
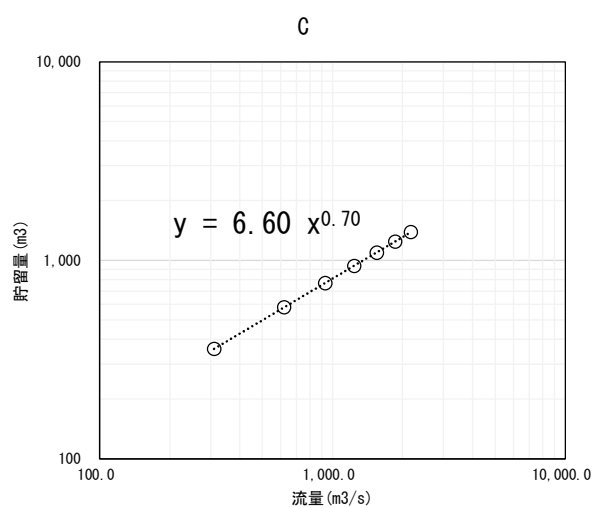
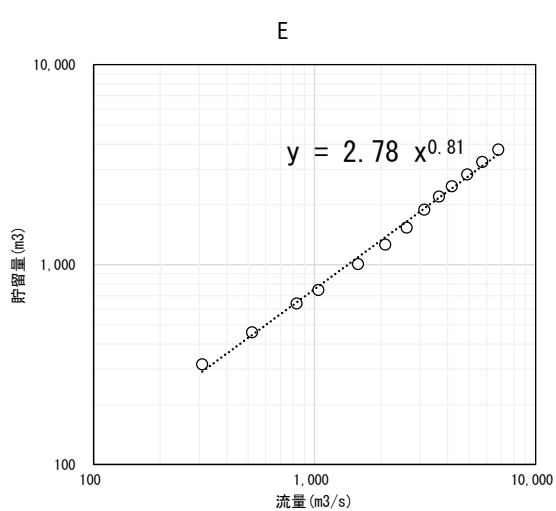
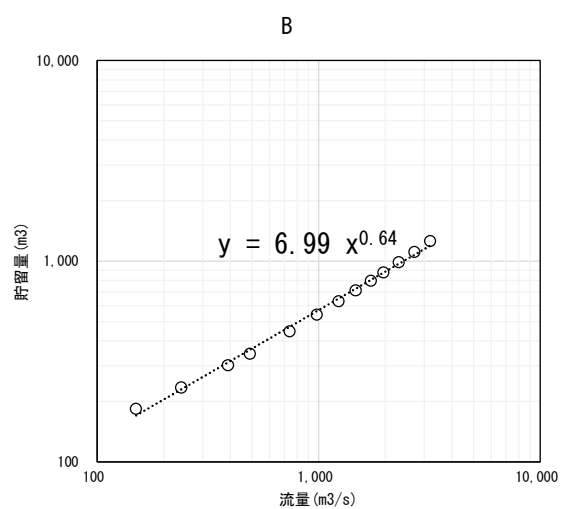
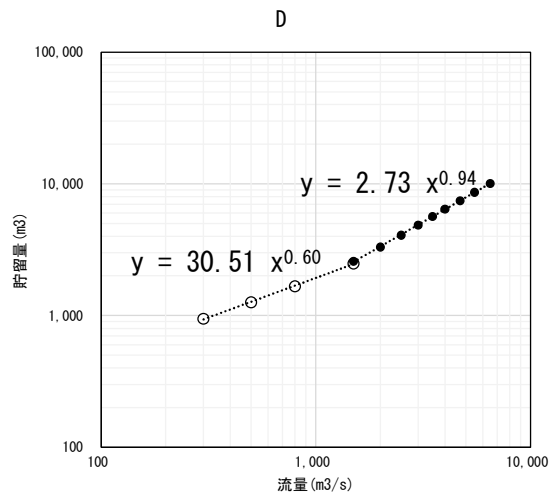
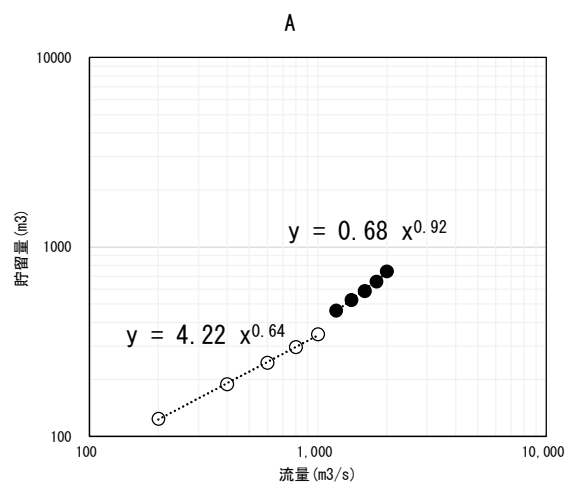


図 1.25 各河道の流量～貯留高の関係（現況河道）

2) T_I の設定

河道の遅滞時間（T_I）は、以下のように、定流の貯留関数と洪水流の関係から求める。
木村によれば、河川の定流の貯留水量と流量から定流の貯留関数を次のように定めている。

$$\phi_s = K_s \cdot Q^{-0.4}$$

$$K_s = 0.185n^{0.6} \cdot L \cdot b^{0.4} \cdot I^{-0.3}$$

ここに、 Q ：流量(m³/s)

n ：粗度係数(m·sec 単位)

L ：流路延長(km)

b ：河幅(m)（河道の断面を長方形として仮定）

I ：勾配

一方で、定流の貯留関数 ϕ_s と、洪水流の貯留関数 ϕ の間には、次式の関係が近似的にあることを示している。

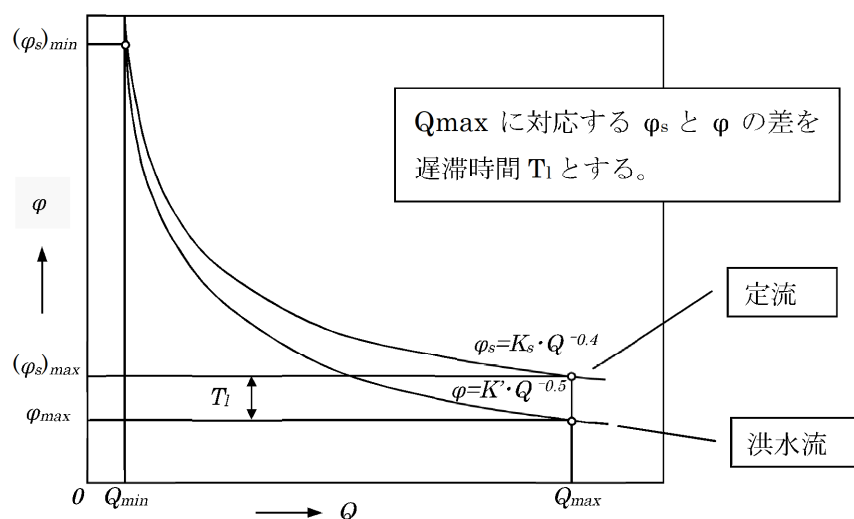
$$\phi_s = \phi + T_I \quad \text{ここに、} T_I \text{：河道の遅滞時間}$$

ここで、次のような仮定を行う。

仮定①：洪水流の貯留関数 ϕ は、流量 Q の^{-0.5}乗に比例する。

$$\text{洪水時貯留関数} \quad \phi = K' \cdot Q^{-0.5}$$

仮定②：定流の貯留関数 ϕ_s と洪水流の貯留関数 ϕ の関係は下図のとおりであり、 Q_{min} に対応する点で交わる。



ここでは、 Q_{min} = 近 15 カ年の低水流量の平均値、 Q_{max} = 計画高水流量×1.2 として設定し、 K' 及び ϕ を算定する。

3) 河道定数の設定結果

以上で設定した各河道の河道定数を下表に一覧で示す。

表 1.16 河道定数の設定結果（現況河道）

河道	河川	河道区間	測量年度	K	P	TL (min)	TLz (min)	備考
A	肱川	野村ダム-鹿野川ダム	平成30年度ALB測量河道	4.22	0.64	10	10	1,100m ³ /s以上
			平成30年度LP	0.68	0.92	10	10	
B	肱川	鹿野川ダム-大川	平成30年度ALB測量河道	6.99	0.64	10	10	
C	小田川	内子-坊屋敷	平成29年度測量河道	6.60	0.70	10	10	
D	肱川	大川-大洲第二	平成30年度ALB測量河道	30.51	0.60	20	110	1,200m ³ /s以上
			平成30年度LP	2.73	0.94	20	110	
E	肱川	大洲第二-五郎	平成30年度ALB測量河道	2.78	0.81	10	10	
F	肱川	五郎-長浜	平成30年度ALB測量河道	54.70	0.53	20	20	
G	矢落川	新谷-本川合流点	平成30年度ALB測量河道	0.00	0.00	10	10	遅滞時間のみ考慮

(4) 流出解析モデルの検証

近年、肱川流域内で大規模な浸水被害をもたらした 4 洪水：平成 16 年台風 16 号、平成 17 年台風 14 号、平成 23 年台風 15 号、平成 30 年 7 月豪雨を対象に、構築した流出解析モデルを用いて、再現計算をおこない、流出モデルを検証した。

再現検証にあたり、初期損失雨量、飽和雨量、基底流量について各洪水の実績値を用いた。なお、野村ダム及び鹿野川ダム地点においては、実績の放流量を与えた。

ダム地点、基準地点を含む主要 6 地点において計算値と実績値を比較したところ、実績値を概ね再現できていることを確認した。

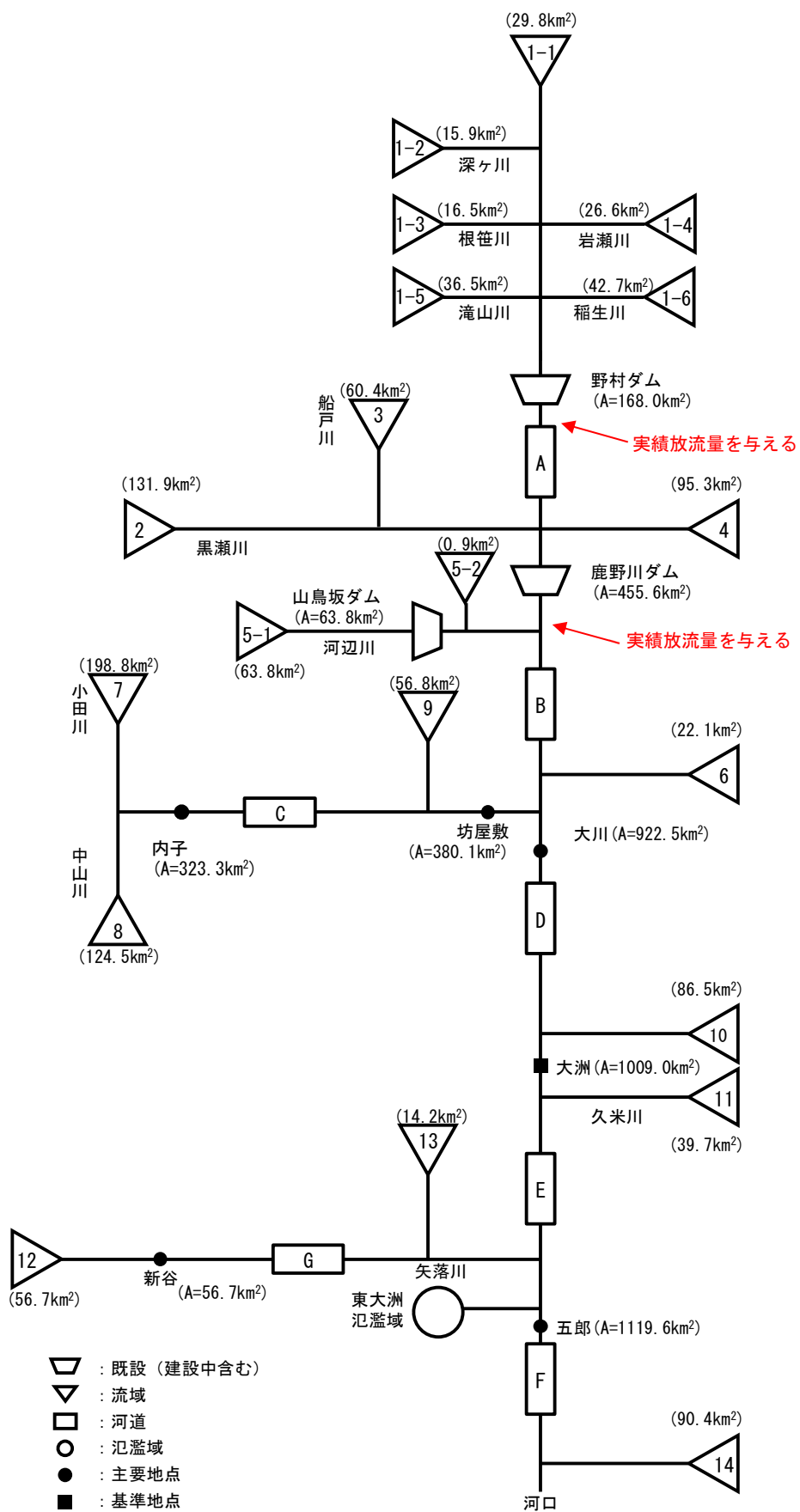


図 1.26 検証地点の設定

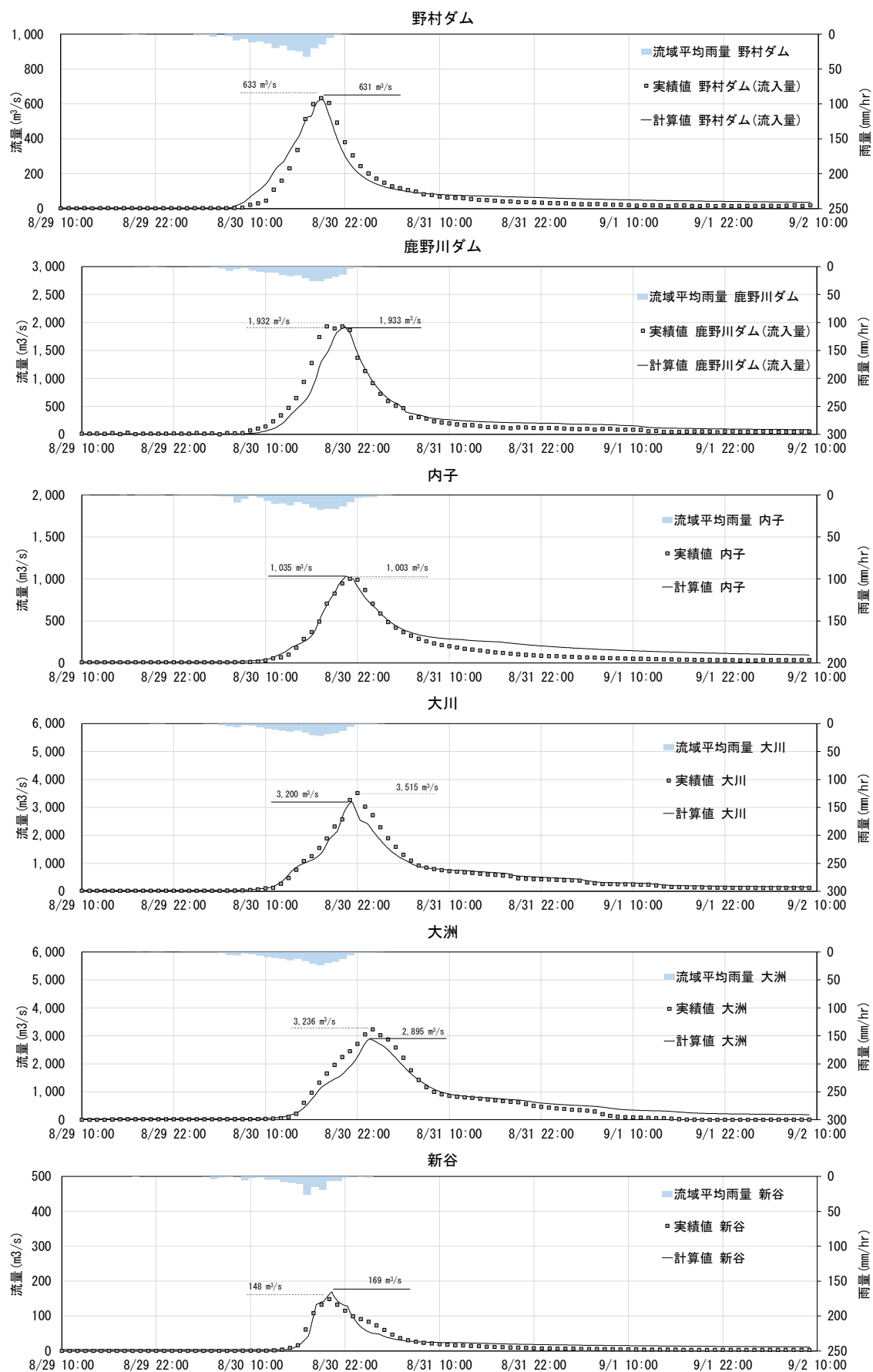


図 1.27(1) 近年洪水の再現計算結果 (平成 16 年台風 16 号)

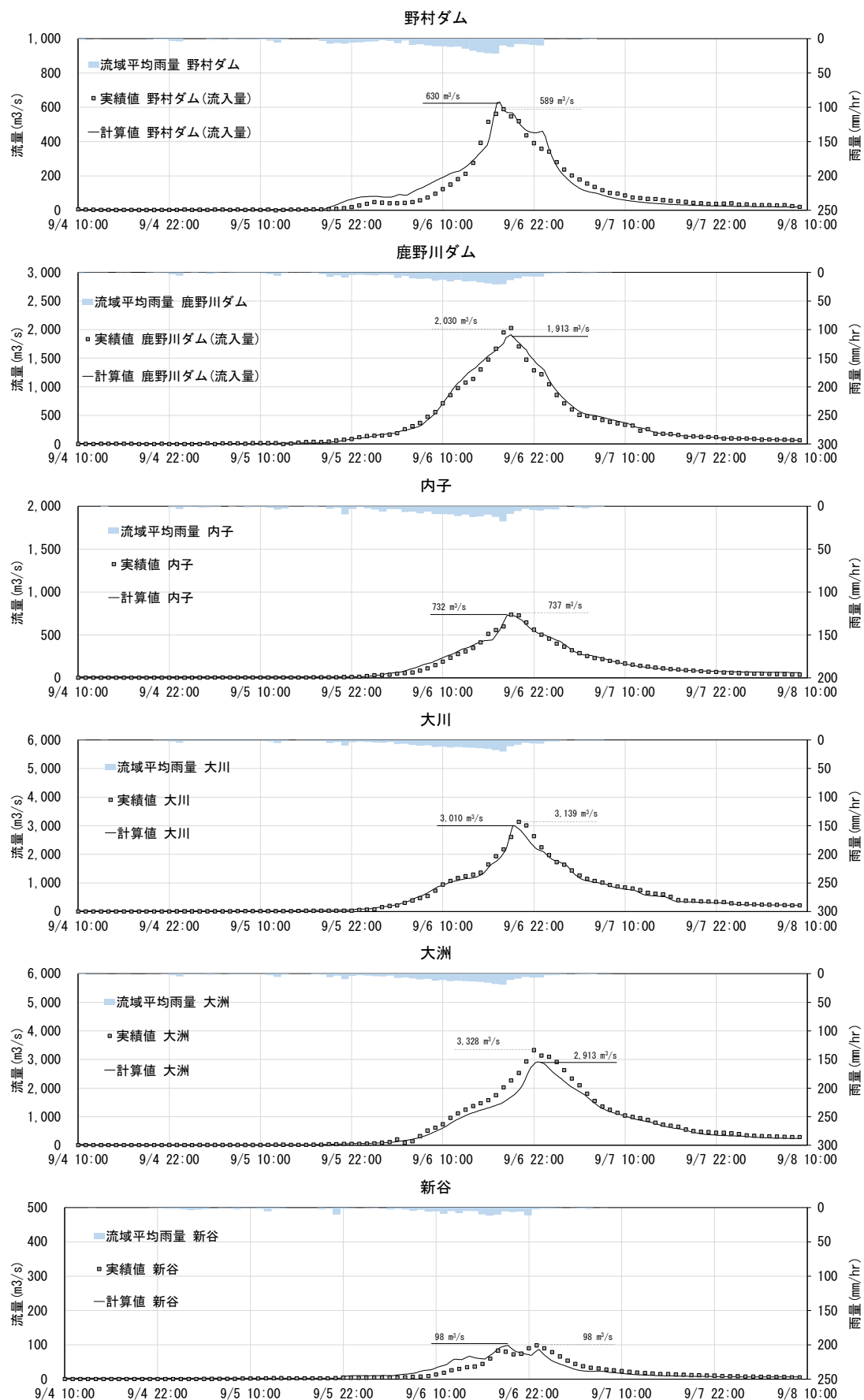


図 1.27(2) 近年洪水の再現計算結果 (平成 17 年台風 14 号)

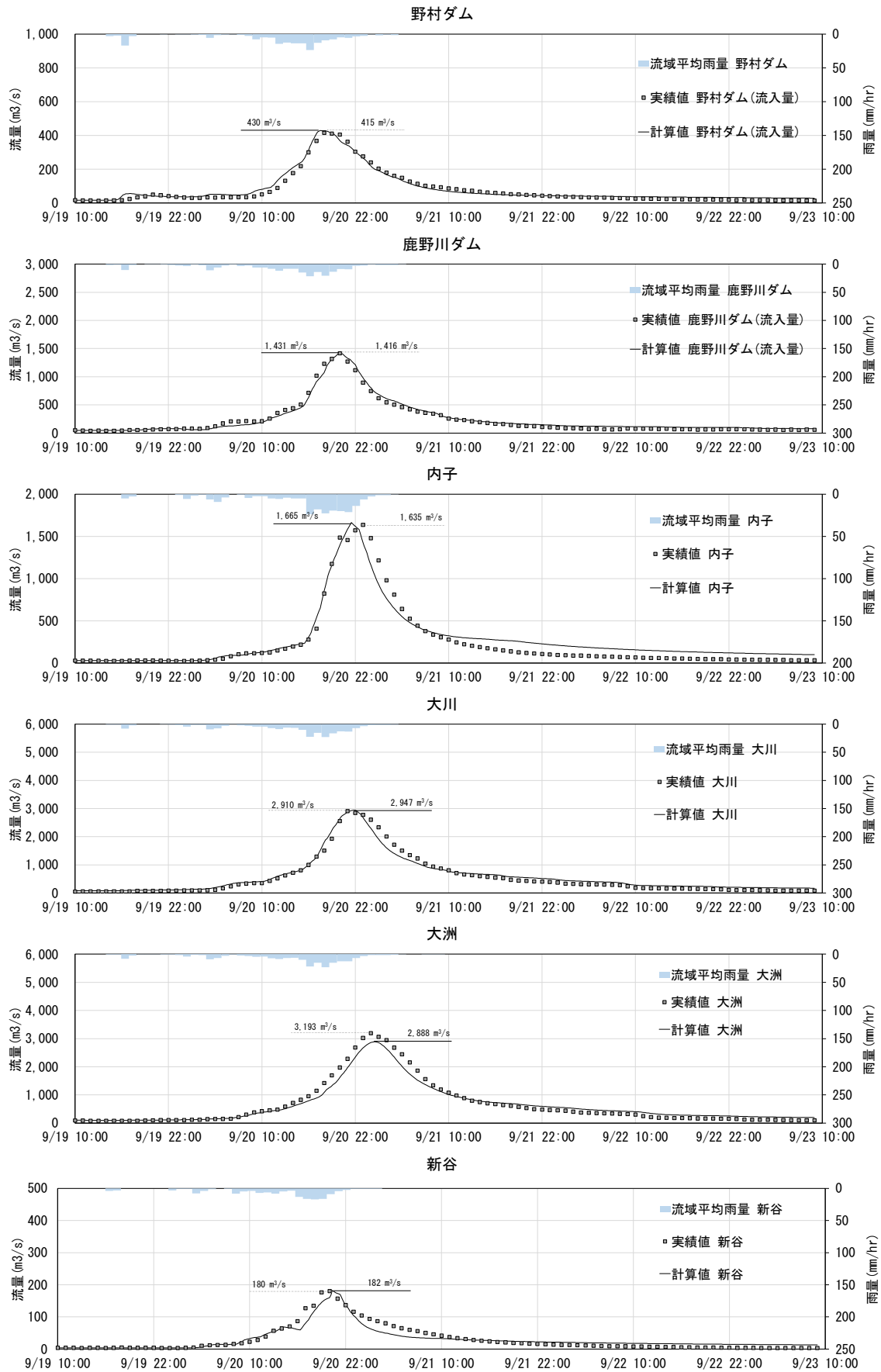


図 1.27(3) 近年洪水の再現計算結果 (平成 23 年台風 15 号)

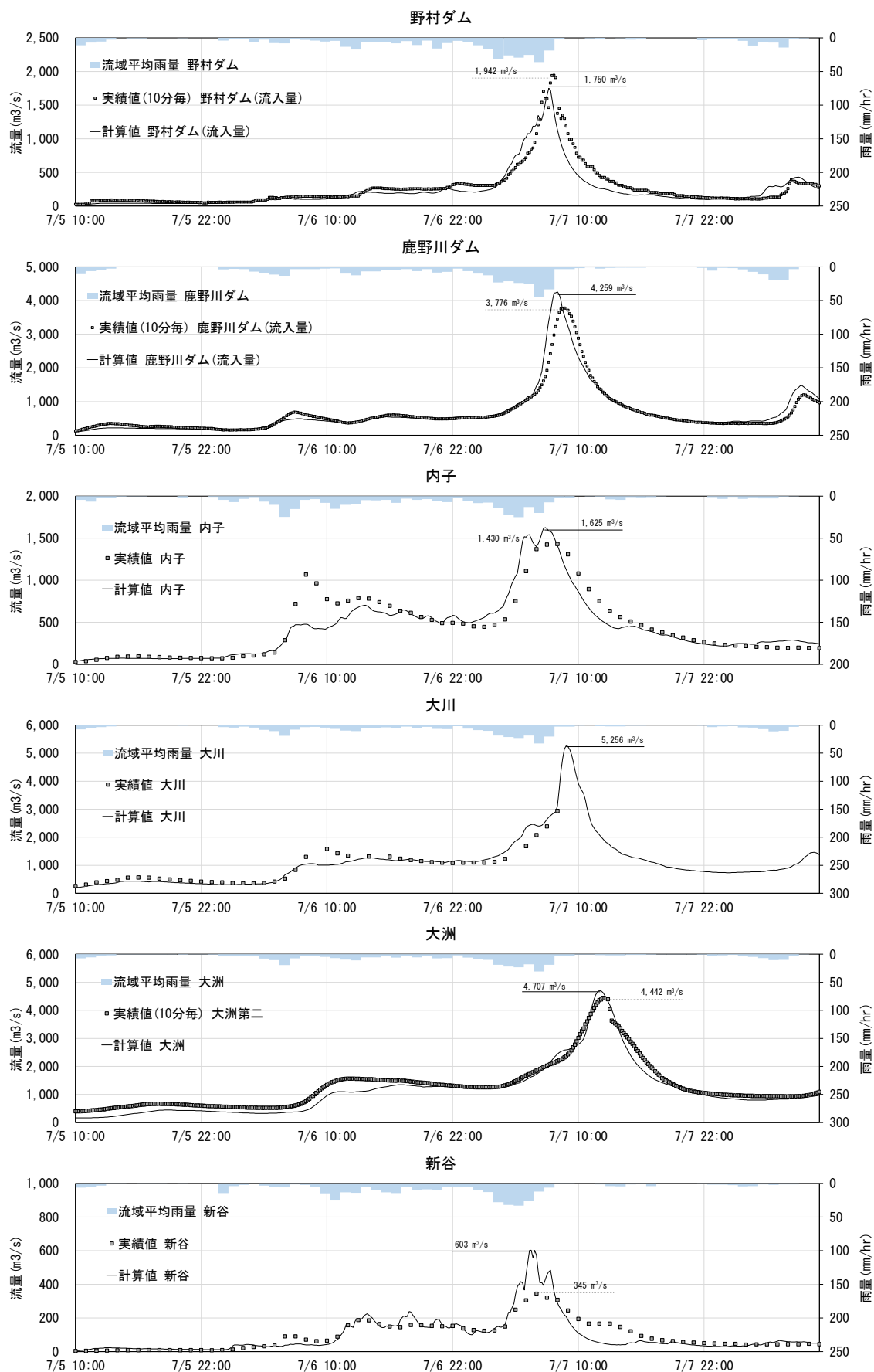


図 1.27(4) 近年洪水の再現計算結果 (平成 30 年 7 月豪雨)

1.5 基本高水ピーク流量の設定

1.5.1 基本高水ピーク流量設定の考え方

基本高水のピーク流量の設定については、前述した流出解析モデルを用いて、以下の項目について総合的に判断し設定した。

- (1) 気候変動を考慮した時間雨量データによる確率からの検討
- (2) アンサンブル予測降雨波形を用いた検討
- (3) 既往洪水からの検討

1.5.2 計画規模の設定

計画規模については、現計画の 1/100 を踏襲するものとした。

1.6 対象降雨の継続時間の設定

1.6.1 対象降雨の継続時間設定の考え方

肱川流域における対象降雨の継続時間については、①洪水到達時間、②ピーク流量と短時間雨量との相関関係及び③強度の強い降雨の継続時間を整理し設定した。

1.6.2 洪水到達時間

洪水到達時間は、以下に示す 1) Kinematic Wave 法に基づく式及び 2) 角屋の式を用いて算定した。対象洪水は、昭和 35 年（1960 年）から令和 2 年（2020 年）までに生起した洪水で、基準地点大洲における年最大流量（ダム・氾濫なし流量）の上位 10 洪水とした。

(1) Kinematic Wave 法による洪水の到達時間

Kinematic Wave 法は矩形斜面上の表面流に Kinematic Wave 理論を適用して洪水到達時間を導く手法である。

(2) 角屋の式による洪水の到達時間

角屋の式は Kinematic Wave 理論の洪水到達時間を表す式に、河道長と地形則を考慮した式である。

(1)及び(2)の計算結果を表 1.17 に示し、洪水ごとの Kinematic Wave 法による洪水到達時間の検討結果を図 1.28 に示す。

- ・ Kinematic Wave 法に基づく算定結果では、5～33 時間であり、平均で 14 時間となる。
- ・ 角屋の式では、8～12 時間であり、平均で 9 時間となる。

表 1.17 洪水到達時間の算定結果

No.	洪水名	ダム・氾濫なし	Kinematic Wave 法	角屋式	
		ピーク時刻	算定結果 (hr)	平均有効降雨 強度 r_e	算定結果 (hr)
1	S40. 9. 17	9/17 14:00	14	8. 2	10. 6
2	S62. 7. 18	7/18 8:00	5	17. 8	8. 1
3	S63. 6. 25	6/25 3:00	23	5. 8	12. 0
4	H7. 7. 4	7/4 9:00	33	7. 4	11. 0
5	H10. 10. 18	10/18 0:00	8	12. 7	9. 1
6	H16. 8. 29	8/30 20:00	6	18. 5	8. 0
7	H17. 9. 6	9/6 20:00	14	13. 0	9. 0
8	H23. 9. 20	9/20 23:00	15	10. 7	9. 7
9	H29. 9. 17	9/17 21:00	11	14. 3	8. 7
10	H30. 7. 7	7/7 9:00	10	15. 9	8. 4
最大		---	33	---	12
最小		---	5	---	8
平均		---	14	---	9

注) 角屋の式に用いる平均有効降雨強度は、KinematicWave 法による到達時間内の平均有効降雨強度を使用

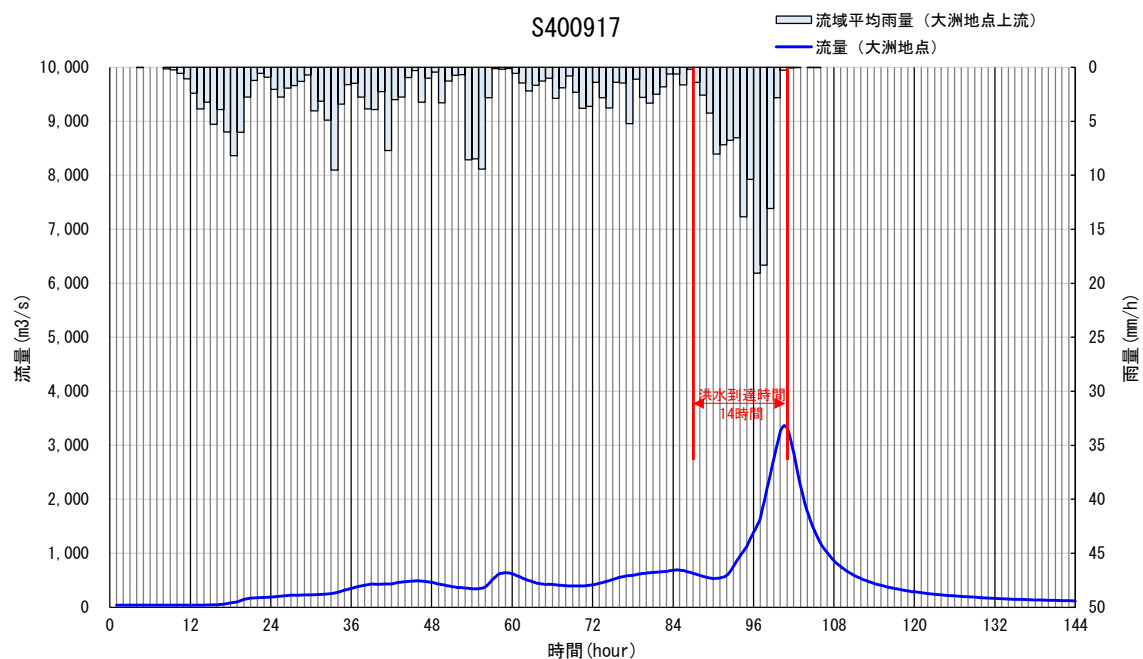


図 1.28 (1) Kinematic Wave 法による洪水到達時間の検討 (S40.9.17 洪水)

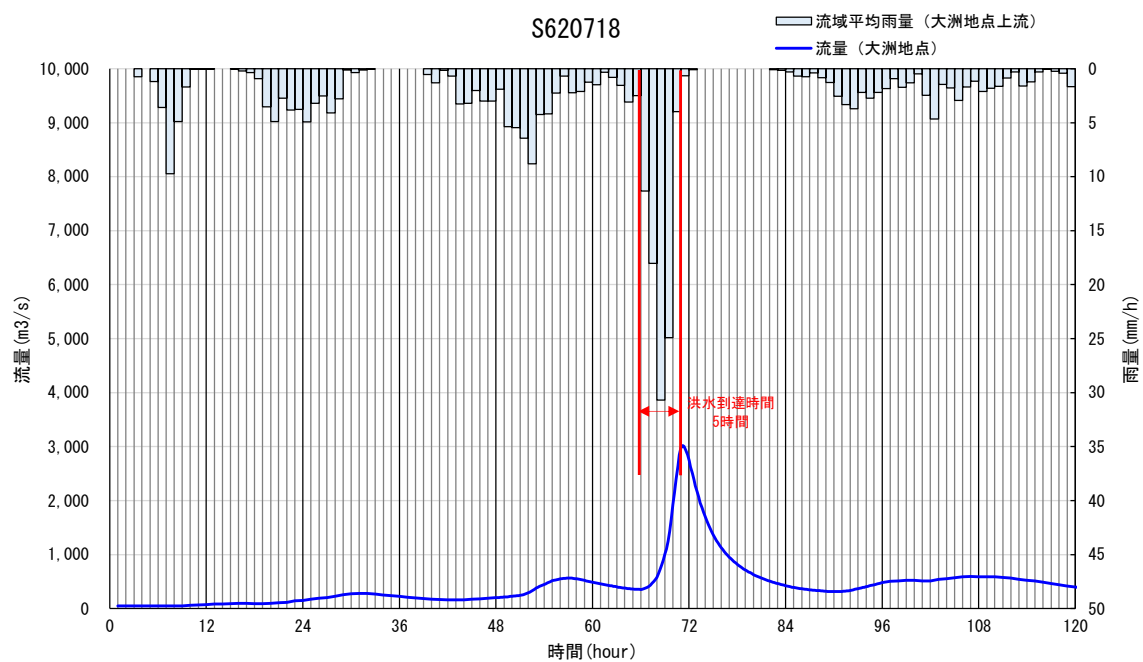


図 1.28 (2) Kinematic Wave 法による洪水到達時間の検討 (S62.7.18 洪水)

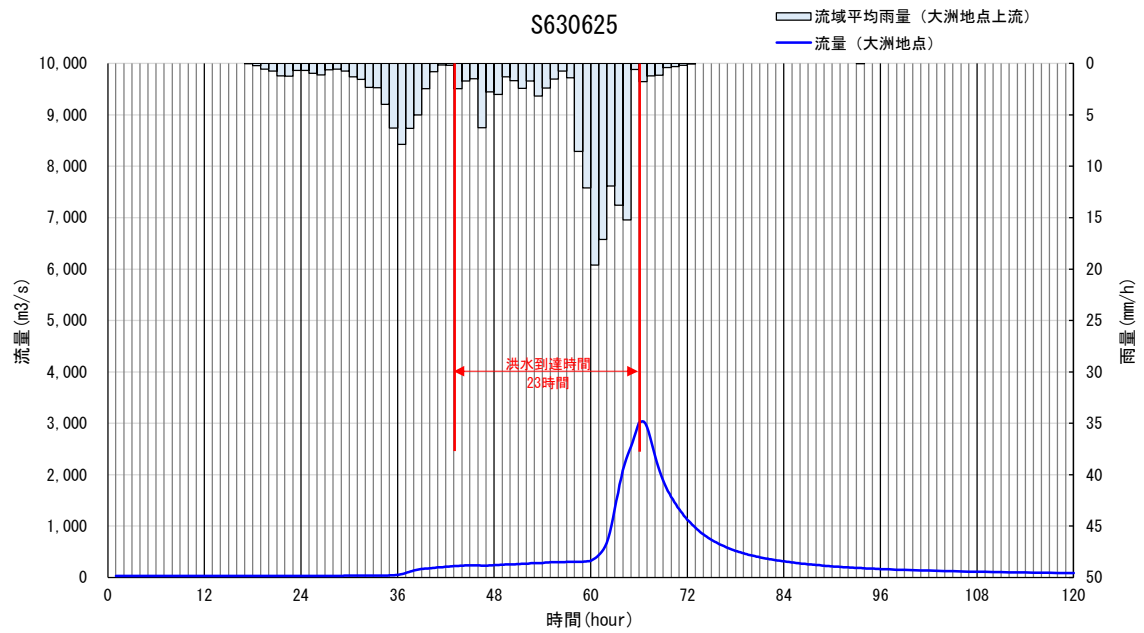


図 1.28 (3) Kinematic Wave 法による洪水到達時間の検討 (S63.6.25 洪水)

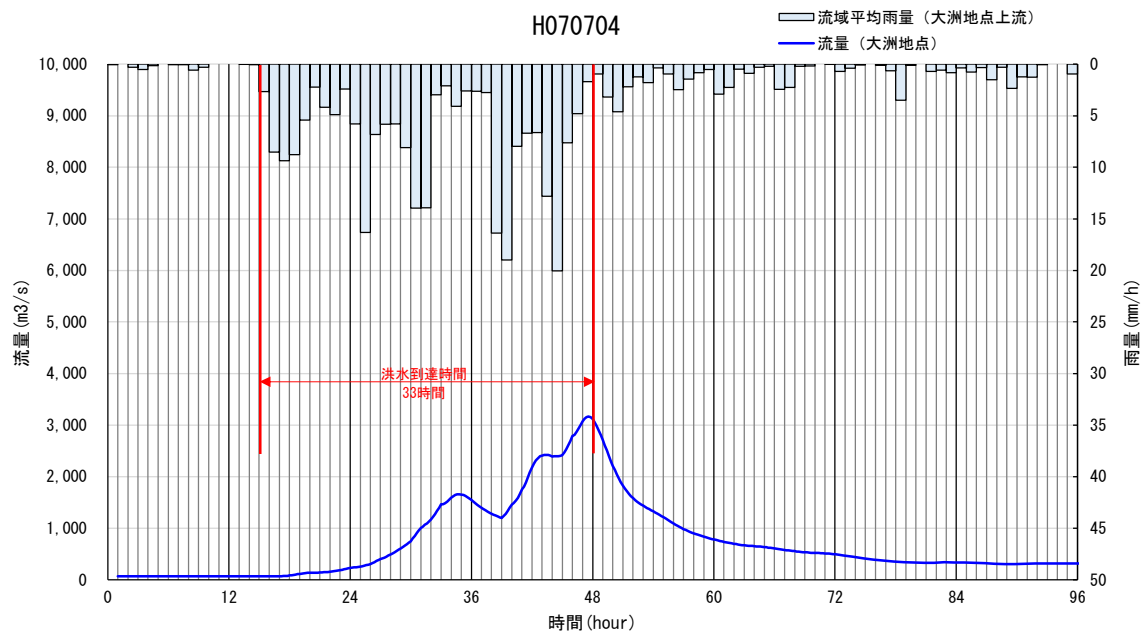


図 1.28 (4) Kinematic Wave 法による洪水到達時間の検討 (H7.7.4 洪水)

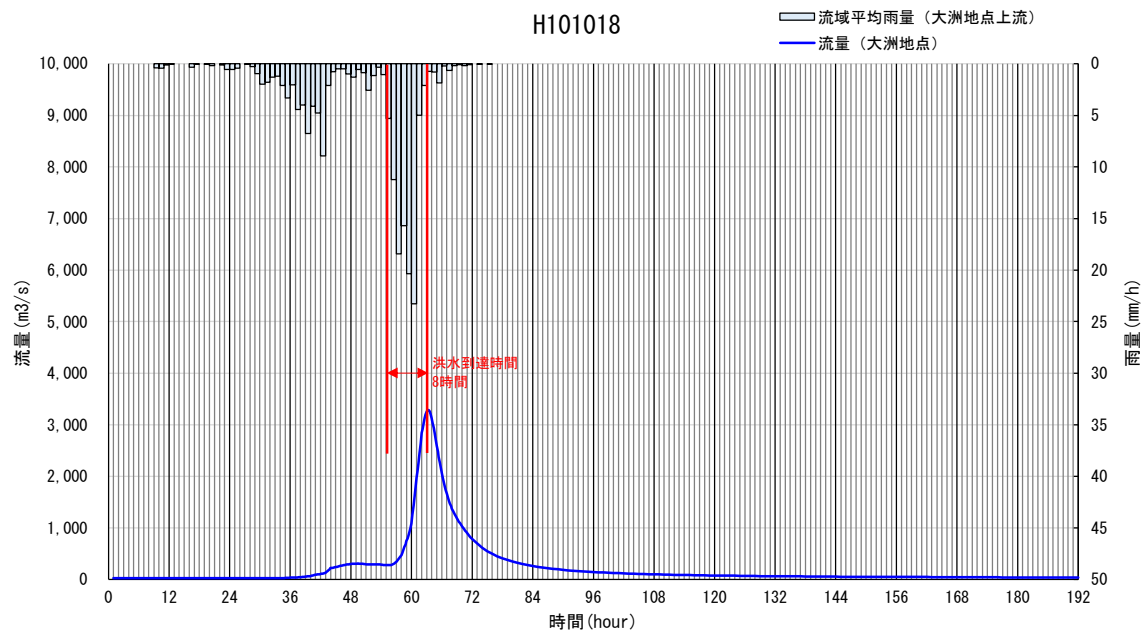


図 1.28 (5) Kinematic Wave 法による洪水到達時間の検討 (H10.10.18 洪水)

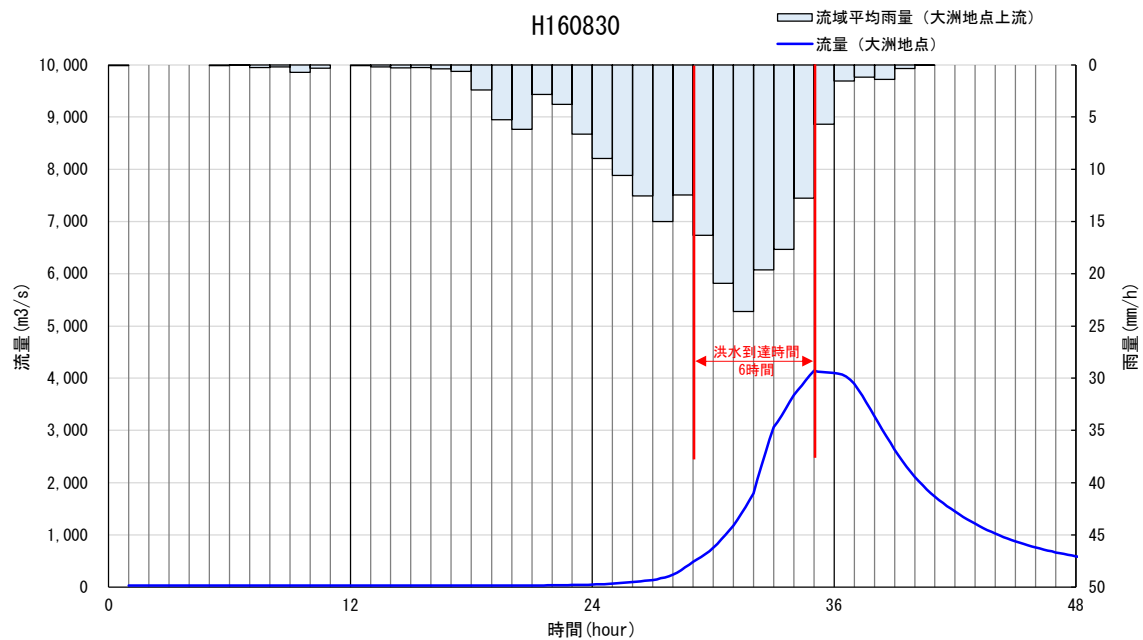


図 1.28 (6) Kinematic Wave 法による洪水到達時間の検討 (H16.8.30 洪水)

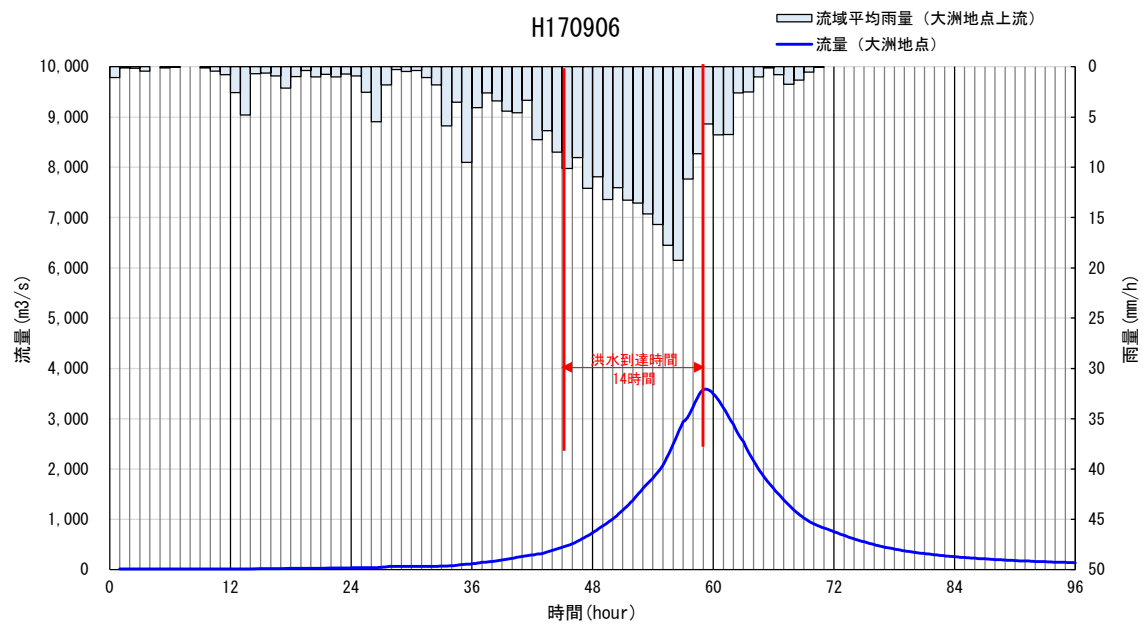


図 1.28 (7) Kinematic Wave 法による洪水到達時間の検討 (H17.9.6 洪水)

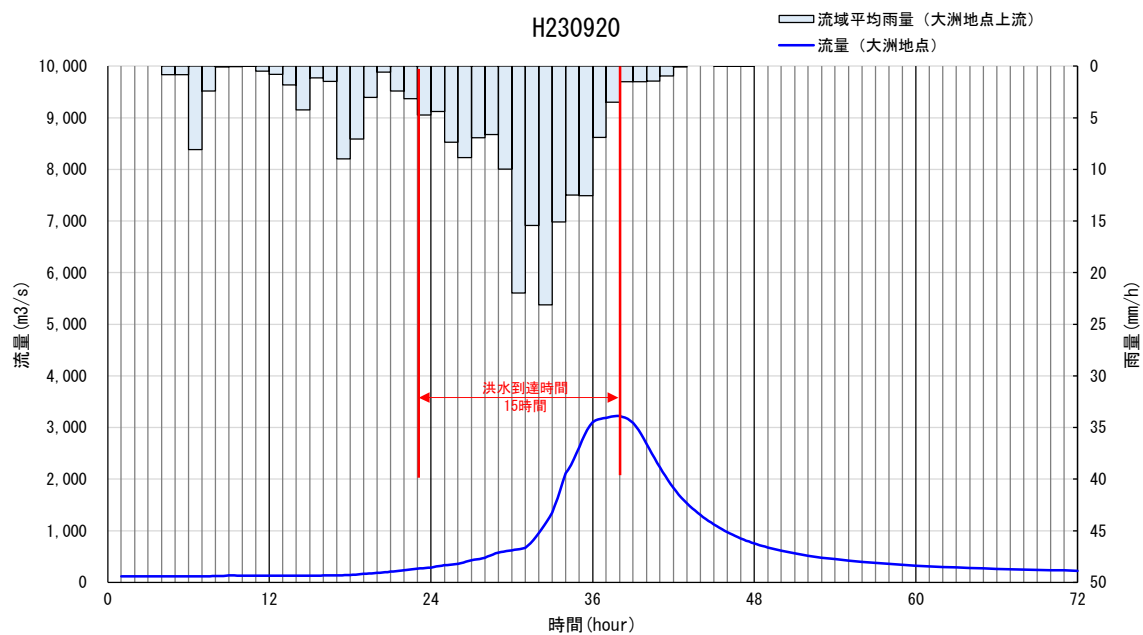


図 1.28 (8) Kinematic Wave 法による洪水到達時間の検討 (H23.9.20 洪水)

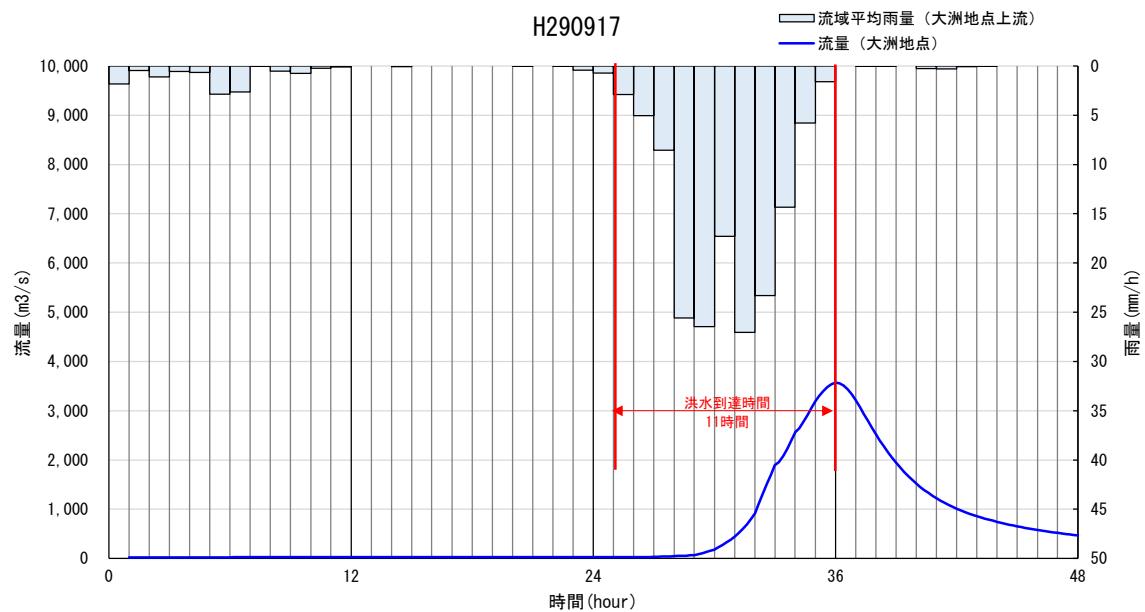


図 1.28 (9) Kinematic Wave 法による洪水到達時間の検討 (H29.9.17 洪水)

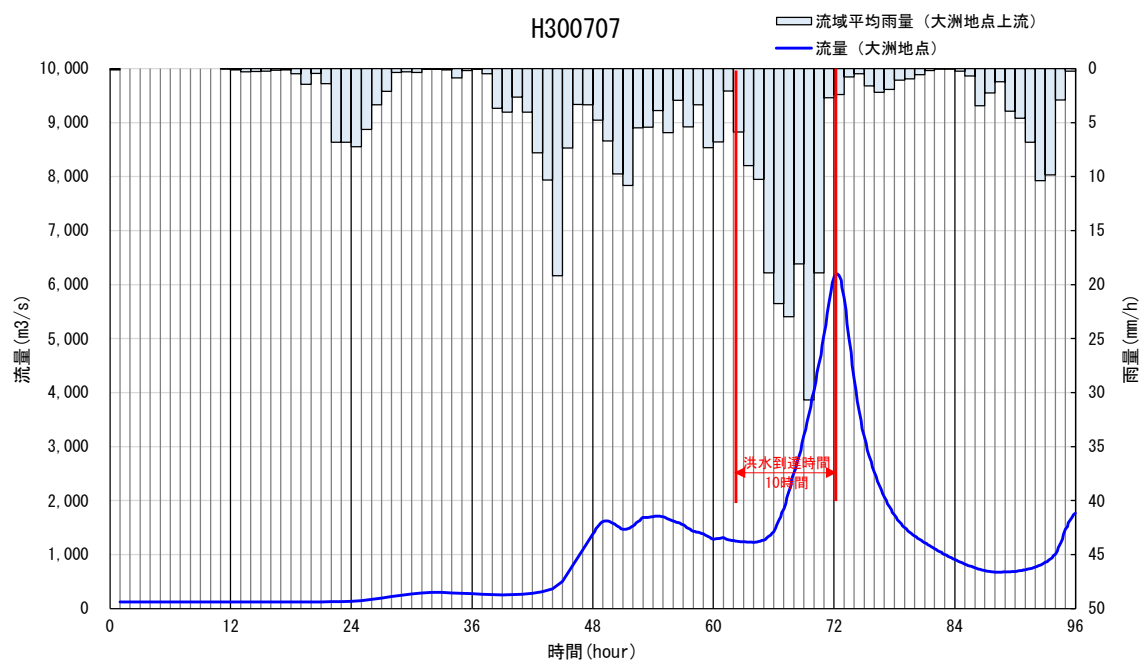


図 1.28 (10) Kinematic Wave 法による洪水到達時間の検討 (H30.7.7 洪水)

1.6.3 ピーク流量と短時間雨量の相関

昭和 35 年（1960 年）から令和 2 年（2020 年）まで基準地点大洲において年最大流量（ダム・氾濫なし流量）を記録した洪水を対象に、ピーク流量とピーク流量生起時刻から遡る短時間雨量との相関関係、ピーク流量生起時刻前で最大となる短時間雨量との相関関係（図 1.29）について整理した。なお、短時間雨量については、1～3、6、9、12、15、18、24、36、48 時間雨量を対象とした。

ピーク流量と雨量の相関係数を図 1.30 に、ピーク流量とピーク流量生起時刻から遡る短時間雨量の関係及びピーク流量とピーク流量生起時刻前で最大となる短時間雨量の関係を図 1.31 に示す。

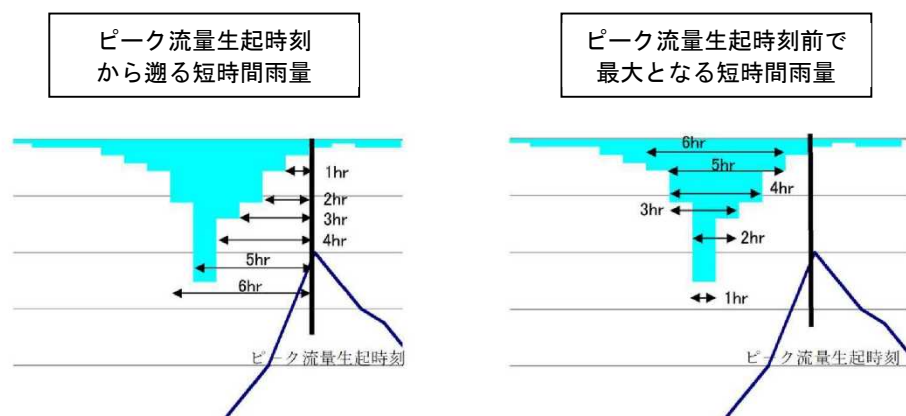


図 1.29 ピーク流量と雨量相関の定義

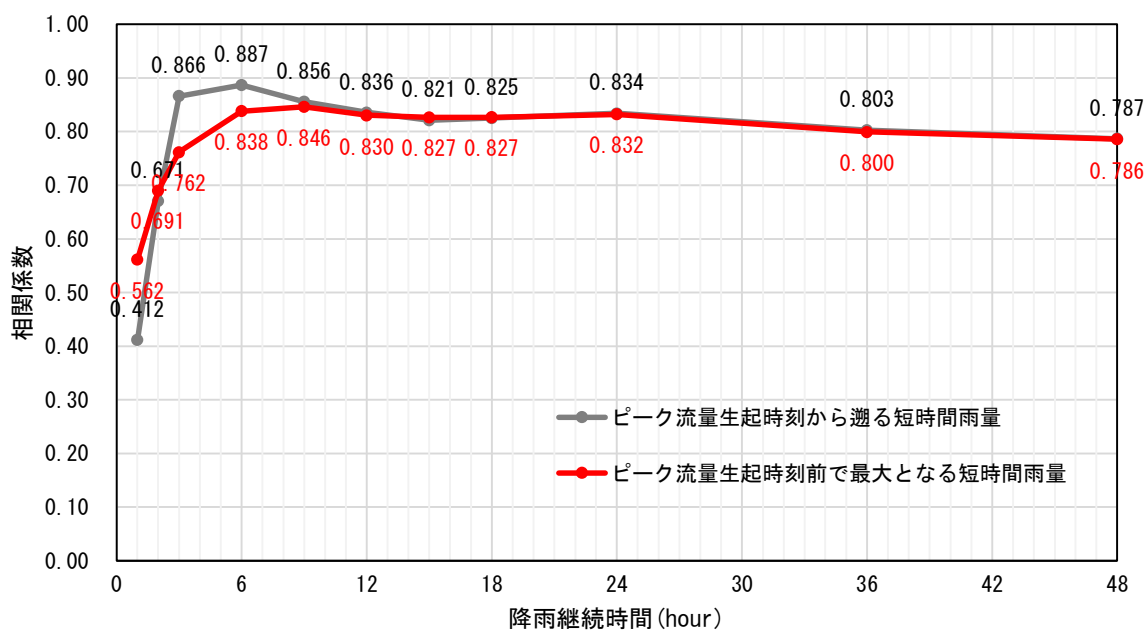


図 1.30 ピーク流量と雨量の相関係数

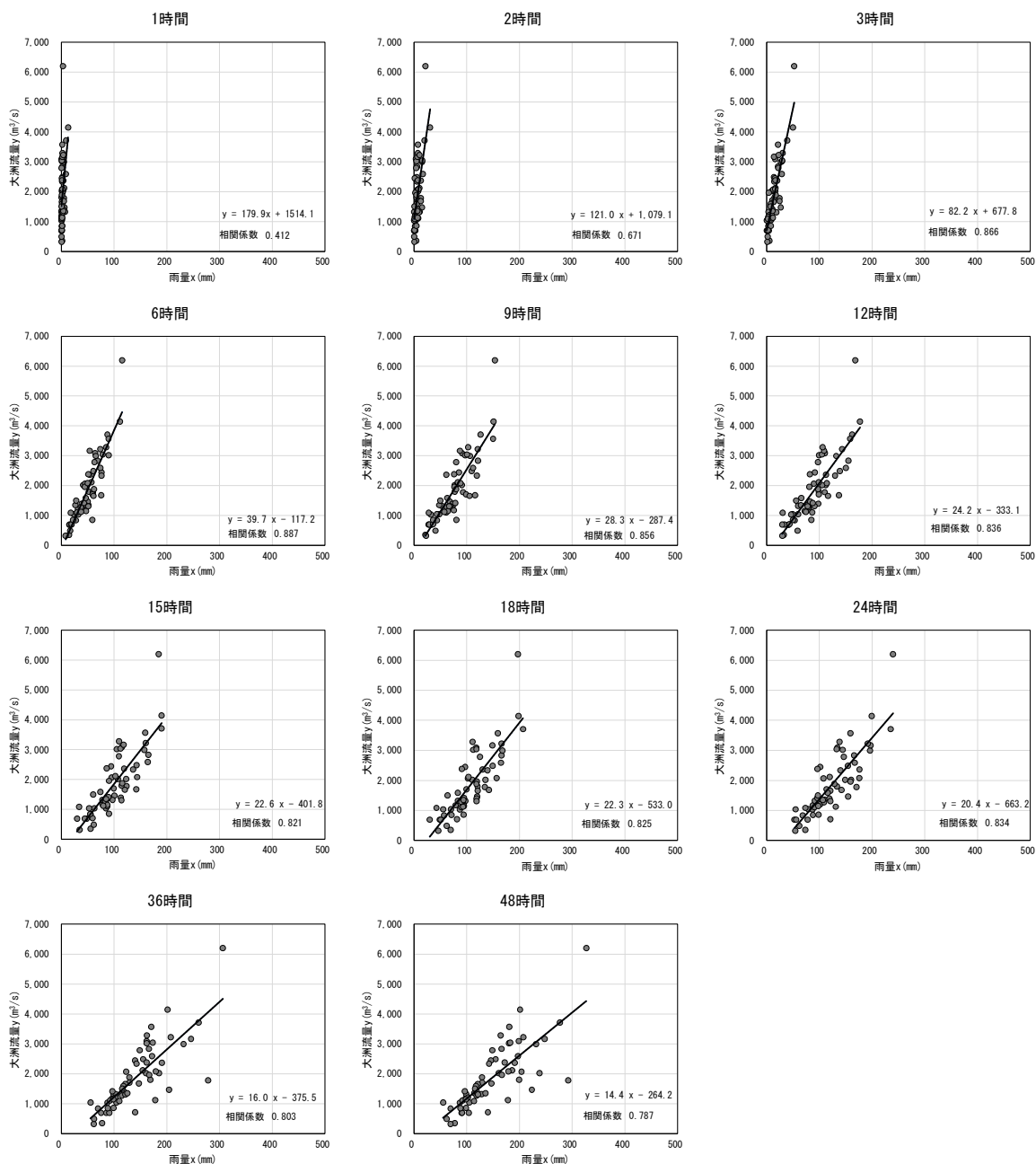


図 1.31 (1) ピーク流量とピーク流量生起時刻から遡る短時間雨量の関係

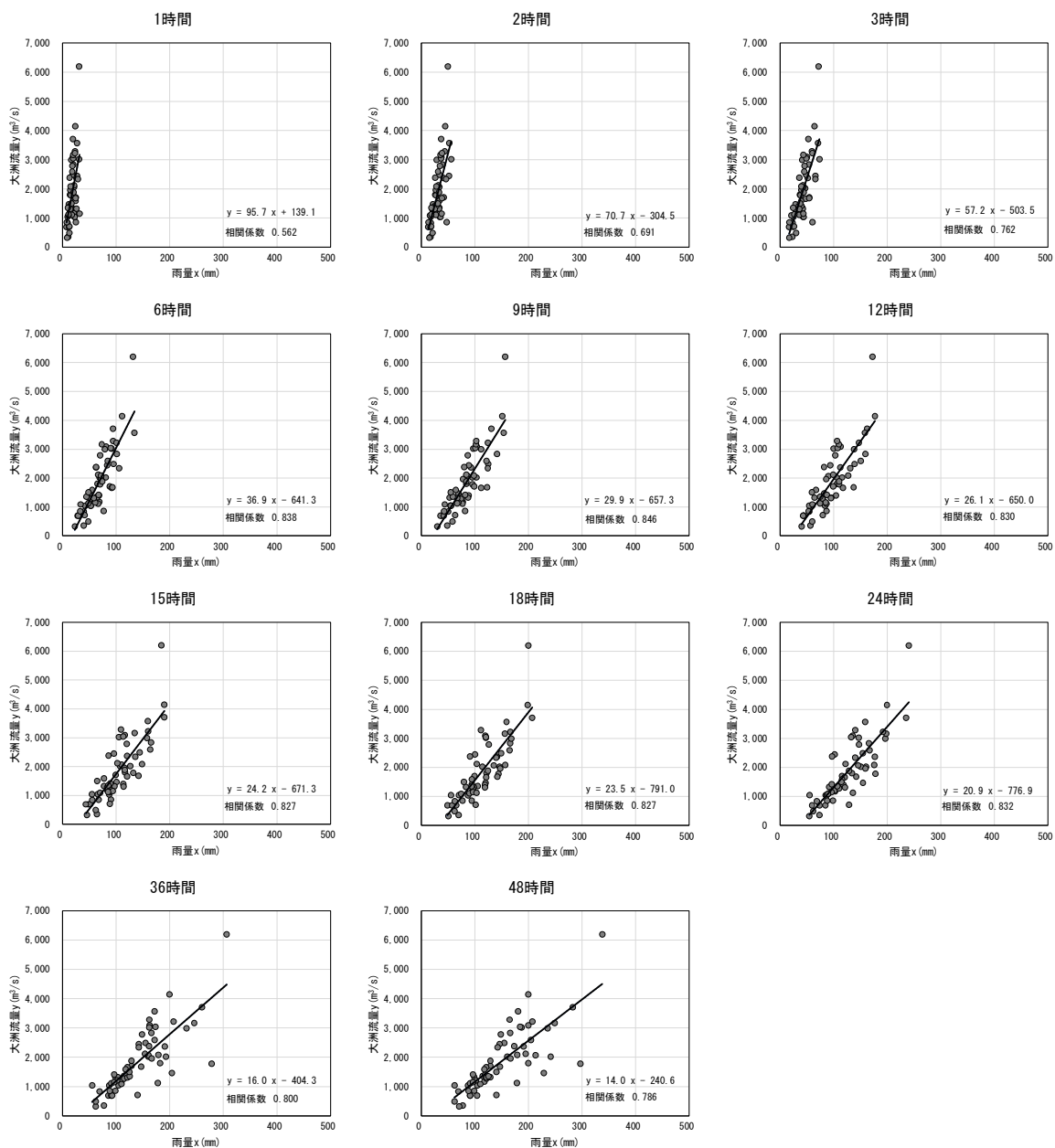


図 1.31 (2) ピーク流量とピーク流量生起時刻前で最大となる短時間雨量の関係

1.6.4 強い降雨強度の継続時間

強い降雨強度（5mm/hr 及び 10mm/hr）の継続時間を整理した。

対象洪水は、昭和 35 年（1960 年）から令和 2 年（2020 年）までに生じた洪水で、基準地点大洲における年最大流量（ダム・氾濫なし流量）の上位 10 洪水とした。

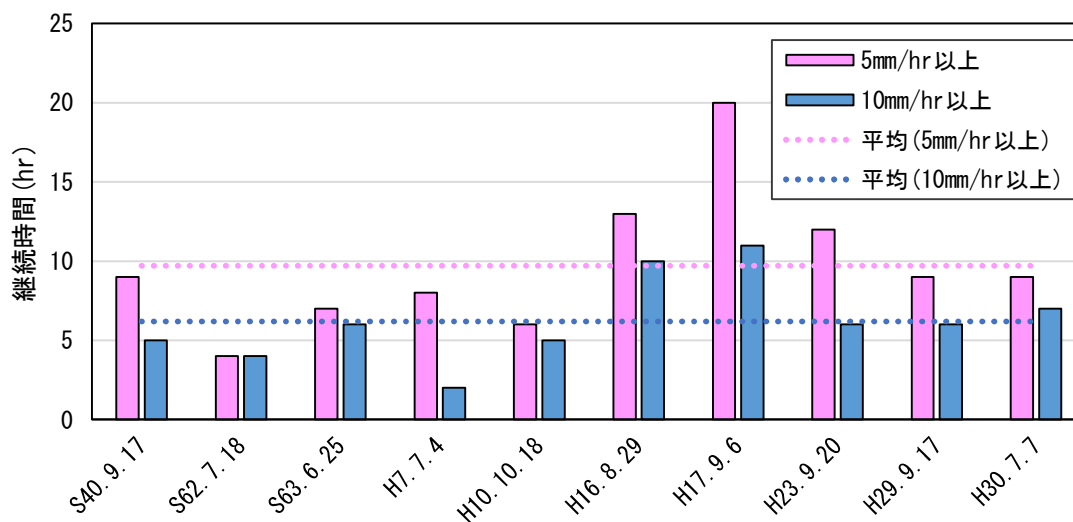


図 1.32 大洲第二地点における実績ピーク流量上位 10 洪水の 5mm/hr・10mm/hr 継続時間

1.6.5 対象降雨の降雨継続時間の設定

時間雨量観測所数が比較的充実している昭和 35 年（1960 年）から令和 2 年（2020 年）までの雨量・流量資料を整理し、肱川の降雨特性、ピーク流量との相関を勘案して、下記理由により計画降雨継続時間を 12 時間と設定した。

- ・ 洪水到達時間の検討において、Kinematic Wave 法：5～33 時間（平均 14 時間）、
- ・ 角屋の式：8～12 時間（平均 9 時間）となる。
- ・ ピーク流量と相関の高い雨量は概ね 6 時間以上である。
- ・ 主要洪水における強度の強い降雨継続時間は、5mm/hr 以上：4～20 時間（平均 10 時間）、10mm/hr 以上：2～11 時間（平均 6 時間）である。
- ・ 上記結果を包絡できる時間として、計画降雨継続時間を 12 時間に設定。

1.7 河川の整備の目標となる洪水の規模及び対象降雨の降雨量の設定

1.7.1 対象降雨の降雨量の設定

降雨継続時間は、Kinematic Wave 法及び角屋式等による洪水の到達時間、短時間雨量と洪水ピーク流量の相関、降雨強度の強い降雨の継続時間から総合的に判断した結果、既定計画の 2 日から 12 時間に変更した。

なお、降雨量変化倍率の算定に用いている過去実験の期間が平成 22 年（2010 年）までであることを踏まえ、既定計画から雨量標本のデータ延伸を一律に平成 22 年（2010 年）までにとどめ、平成 22 年（2010 年）までの雨量標本（図 1.34）を用い、定常の水文統計解析により確率雨量を算定し、これに降雨変化倍率を乗じた値を計画対象降雨の降雨量とした。

昭和 35 年（1960 年）から平成 22 年（2010 年）までの年最大 12 時間雨量を確率処理し、適合度の基準を満足し、安定性の良好な確率分布モデルを用いた 1/100 対象降雨の降雨量を基準地点大洲で 196.7 mm/12h と決定した。確率統計解析結果を表 1.18 及び図 1.33 に示す。

この結果を踏まえ、気候変動の影響を考慮した対象降雨の降雨量を基準地点大洲の 1/100 降雨量 196.7mm/12h に降雨量変化倍率 1.1 を乗じた 216mm/12h とした。

表 1.18 基準地点大洲上流域平均年最大 12 時間雨量 確率統計解析結果

確率分布	計算方法	基準地点：大洲		
		SLSC	確率1/100 12時間雨量 (mm)	Jackknife 推定誤差 (1/100)
極値 分布型	指数分布 Exp	0.070	220.3	14.7
	グンベル分布 Gumbel	0.036	196.7	12.2
	平方根指数型最大値分布 SqrtEt	0.061	251.3	19.4
	一般化極値分布 Gev	0.029	172.7	16.4
ガンマ 分布型	対数ピアソンⅢ型分布（実数空間法） LP3Rs	0.027	170.5	14.9
	対数ピアソンⅢ型分布（対数空間法） LogP3	0.027	170.4	15.6
対数正規 分布型	岩井法 Iwai	0.025	177.2	12.6
	石原・高瀬法 IshiTaka	0.025	176.6	13.8
	対数正規分布3母数クォンタイル法 LN3Q	0.025	175.2	17.5
	対数正規分布3母数（SladeⅡ） LN3PM	0.025	176.4	13.7
	対数正規分布2母数（SladeⅠ、L積率法） LN2LM	—	—	—
	対数正規分布2母数（SladeⅠ、積率法） LN2PM	—	—	—

■：SLSCが0.04以下の手法の内、Jackknife推定誤差が最小の手法

表 1.19 対象降雨の降雨量の設定

項目	大洲	備考
1/100 確率雨量 (S35～H22 年標本)	196.7mm/12h	確率手法 SLSC $\leq$ 0.04 であり JackKnife 推定誤差が最小となる確率手法
気候変動を 考慮した降雨量	216mm/12h	196.7mm/12h $\times$ 降雨量変化倍率 1.1

【対数正規確率紙】

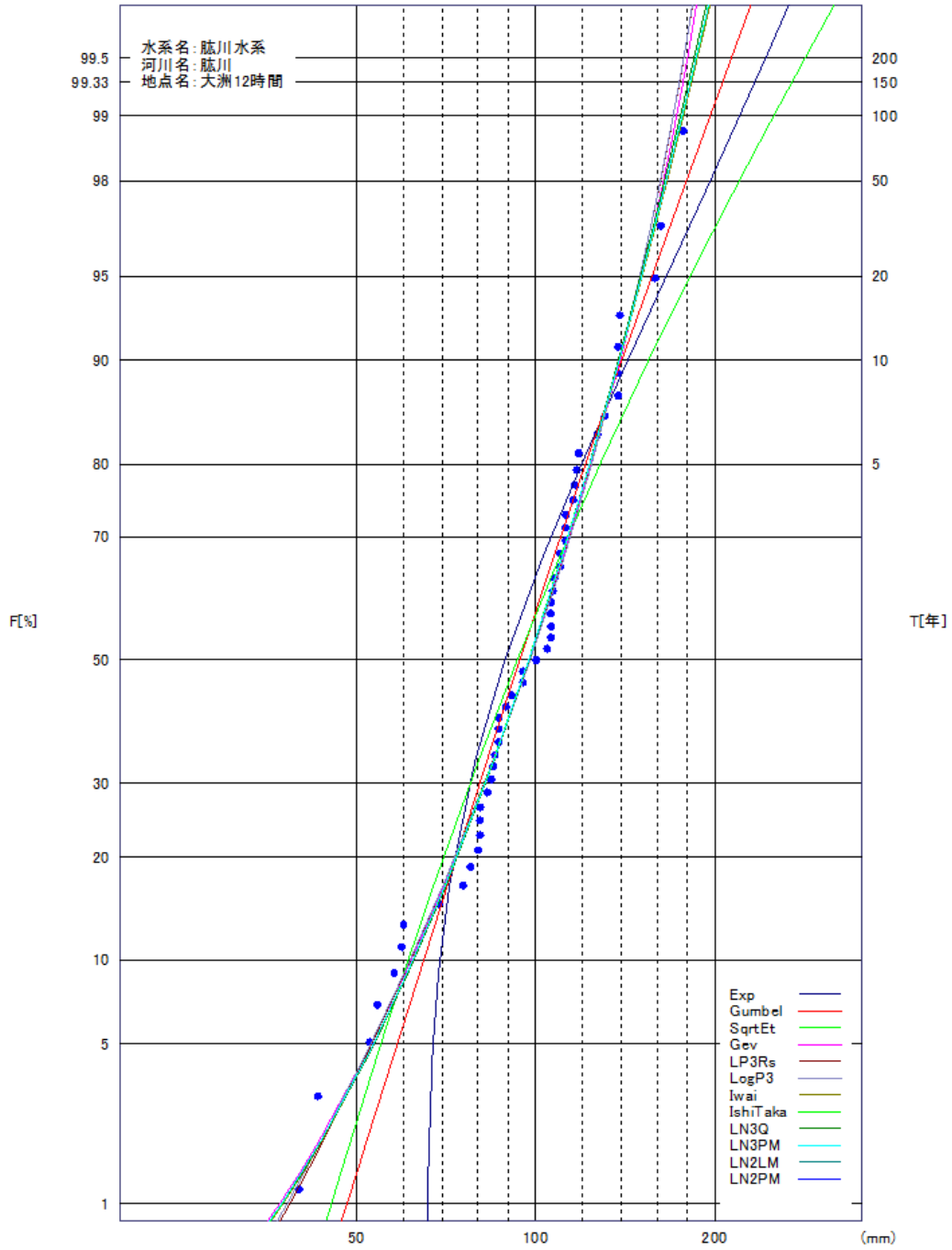


図 1.33 基準地点大洲上流域平均年最大 12 時間雨量 確率統計解析結果

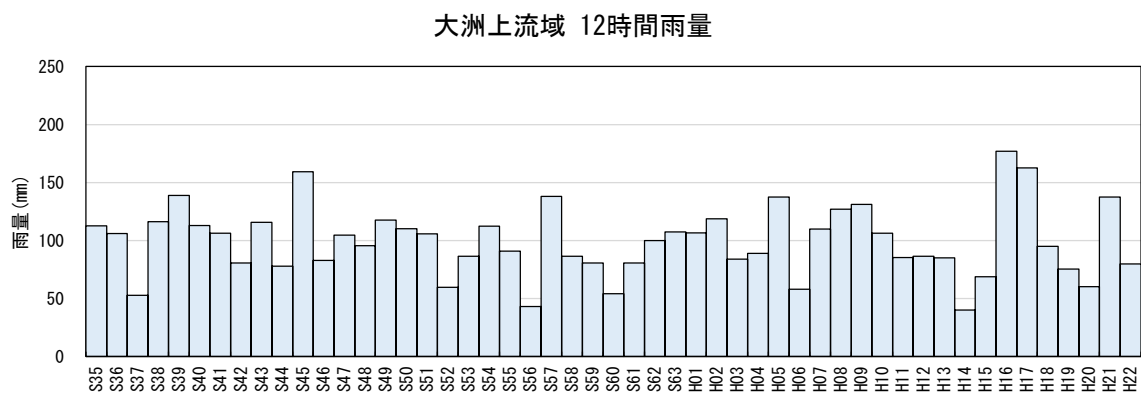


図 1.34 大洲上流域年最大 12 時間雨量（昭和 35 年～平成 22 年）

【参考】近年降雨の気候変動の影響等の確認

1.Mann-Kendall 検定（定常/非定常性を確認）

雨量標本の経年的変化の確認として「非定常状態の検定：Mann-Kendall 検定等」を行った上で、非定常性が確認されない場合は、最新年までデータを延伸し、非定常性が確認された場合は「非定常性が現れる前までのデータ延伸」ととどめ、定常の水文統計解析により確率雨量の算定等も合わせて実施した。

Mann-Kendall 検定（定常／非定常性を確認）は、水文時系列資料のトレンドを検定する手法であり、トレンドが線形か非線形かに関わらず適用可能である。昭和 35 年（1960 年）～平成 22 年（2010 年）および雨量データを 1 年ずつ追加し、昭和 35 年（1960 年）～令和 3 年（2021 年）までのデータを対象として検定を行った。

⇒非定常性は確認されなかったため、近年降雨までデータ延伸を実施した。

以下の仮説を有意水準 $\alpha = 5\%$ により検定する。

帰無仮説 H_0 : n 個のデータ $\{X_1, X_2, \dots, X_n\}$ が独立で同一の確率分布に従う。

対立仮説 H_1 : n 個のデータ $\{X_1, X_2, \dots, X_n\}$ が同一の確率分布に従わない。

統計量 Z の定義は以下の通りである。

$$s = \sum_{k=1}^{n-1} \sum_{j=k+1}^n \text{sign}(x_j - x_k) \quad (1)$$

$$\text{sign}(\theta) = \begin{cases} 1 & \theta > 0 \\ 0 & \theta = 0 \\ -1 & \theta < 0 \end{cases} \quad (2)$$

$$\text{Var}(s) = \frac{1}{18} \left(n(n-1)(2n+5) - \sum_{i=1}^n e_i(e_i-1)(2e_i+5) \right) \quad (3)$$

$$z = \begin{cases} \frac{s-1}{\sqrt{\text{Var}(s)}} & s > 0 \\ 0 & s = 0 \\ \frac{s+1}{\sqrt{\text{Var}(s)}} & s < 0 \end{cases} \quad (4)$$

- e_i はデータ $\{x_1, x_2, \dots, x_n\}$ を昇順に並べたとき、同じ値が連続して出現する個数を表し、 n はその組数を表す。
- 有意水準を α としたとき、標準正規変量 Z が $|Z| > z_{1-\alpha/2}$ のとき仮説 H_0 は棄却される。 $z_{1-\alpha/2}$ は標準正規分布の超過確率 $\alpha/2$ に相当するクォンタイルである。
- $S > 0$ のとき、水文時系列資料 X_i は上昇傾向であることを示し、 $S < 0$ のときは下降傾向であることを示す。

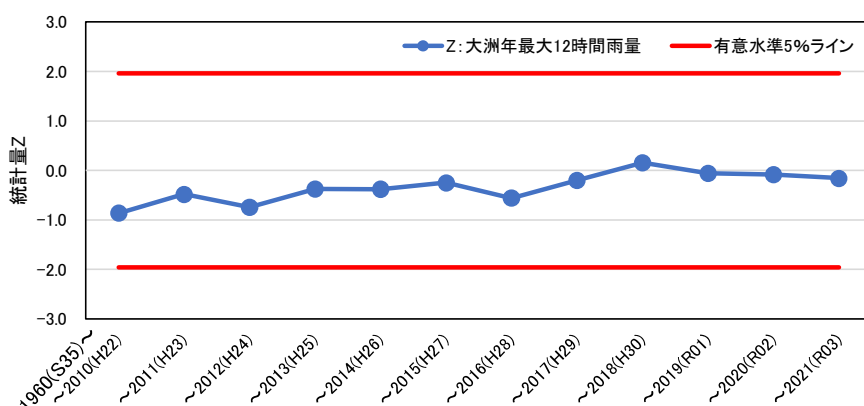


図 1.35 Mann-Kendall 検定結果

2.近年降雨までデータ延伸を実施

非定常性が確認されなかったことから、最新年令和 3 年（2021 年）まで時間雨量データを延伸し、水文解析に一般に用いられる確率モデルによる 1/100 確率雨量から、適合度の基準を満足し、安定性の良好な確率分布モデルを用いて 1/100 確率雨量を算定

⇒令和 3 年（2021 年）までの雨量データを用いた場合の基準地点大洲 1/100 確率雨量は 182.9 mm/12h となりデータ延伸による確率雨量は、設定した計画対象降雨量を超過しないことを確認した。

1.8 主要降雨波形の設定

基本高水流量の検討対象洪水において、短時間に降雨が集中する洪水や降雨の範囲が著しく偏った洪水を一律拡大すると、引き伸ばし後の短時間雨量が非現実的な確率値となる場合がある。そのため、引き伸ばし後の降雨の地域分布及び時間分布を確認し、計画降雨としての妥当性評価により代表的な洪水に適さない洪水については検討対象から除外した上で計画降雨波形を設定した。

検討対象洪水の選定は、令和3年（2021年）までの基準地点大洲で平均年最大流量以上を生じた洪水、かつ基準地点大洲のピーク流量生起時刻前後の最大12時間雨量の引き伸ばし率が2倍以下（1.1倍する前の確率雨量）となる31洪水を選定した（図1.36）。なお、平均年最大流量は雨量確率の統計年と整合を図り、昭和35年（1960年）から平成22年（2010年）までの期間の平均値（約 $1,800\text{m}^3/\text{s}$ ）とした。

選定した洪水を対象に、基準地点大洲の1/100確率12時間雨量 216mm （ $196.7\text{mm} \times 1.1$ ）となるよう引き伸ばし降雨波形を作成し流出計算を行ったところ、基準地点大洲におけるピーク流量は $3,500 \sim 10,400\text{m}^3/\text{s}$ となった（表1.20）。

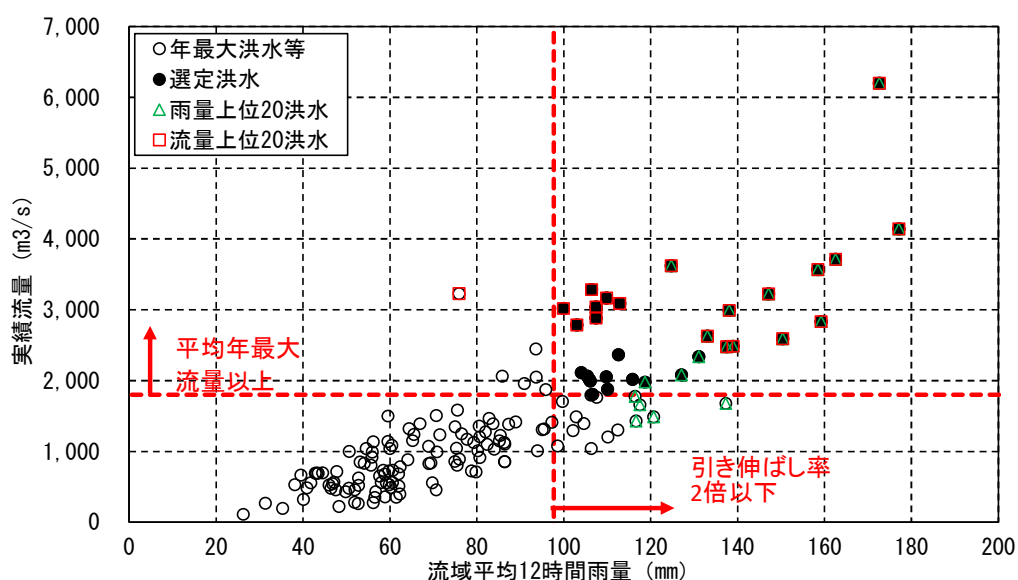


図 1.36 対象洪水の選定（基準地点大洲）

表 1.20 選定洪水のピーク流量一覧（基準地点大洲）

通しNo.	洪水	基準地点大洲上流域			基準地点大洲 基本高水の ピーク流量 (m^3/s)
		実績雨量 ($\text{mm}/12\text{hr}$)	拡大率	計画規模 降雨量 $\times 1.1$ 倍 ($\text{mm}/12\text{hr}$)	
1	S35. 6. 22	112. 6	1. 918	216	4, 400
2	S39. 9. 25	138. 9	1. 555	216	4, 300
3	S40. 9. 17	112. 9	1. 913	216	7, 500
4	S43. 7. 2	115. 8	1. 865	216	5, 100
5	S45. 8. 21	159. 2	1. 357	216	3, 500
6	S51. 9. 11	105. 9	2. 040	216	5, 400
7	S54. 6. 29	105. 4	2. 049	216	5, 300
8	S57. 7. 24	109. 8	1. 967	216	4, 000
9	S57. 8. 27	138. 1	1. 564	216	5, 000
10	S62. 7. 18	100. 0	2. 160	216	10, 400
11	S63. 6. 3	106. 1	2. 036	216	6, 400
12	S63. 6. 25	107. 4	2. 011	216	6, 400
13	H1. 8. 27	106. 6	2. 026	216	4, 600
14	H2. 8. 22	118. 7	1. 820	216	5, 100
15	H2. 9. 19	104. 1	2. 075	216	5, 400
16	H5. 7. 27	103. 0	2. 097	216	6, 200
17	H5. 9. 4	137. 5	1. 571	216	5, 000
18	H7. 7. 4	109. 9	1. 965	216	6, 500
19	H8. 7. 19	127. 1	1. 699	216	4, 200
20	H9. 9. 16	131. 1	1. 648	216	4, 500
21	H10. 10. 18	106. 4	2. 030	216	6, 800
22	H16. 8. 29	177. 1	1. 220	216	4, 300
23	H16. 9. 28	107. 5	2. 009	216	5, 800
24	H16. 10. 20	124. 8	1. 731	216	6, 400
25	H17. 9. 6	162. 6	1. 328	216	5, 600
26	H23. 9. 20	147. 2	1. 467	216	4, 900
27	H25. 10. 22	150. 5	1. 435	216	4, 300
28	H27. 6. 30	110. 1	1. 962	216	4, 500
29	H29. 9. 17	158. 5	1. 363	216	4, 800
30	H30. 7. 7	172. 7	1. 251	216	8, 100
31	H30. 9. 30	133. 1	1. 623	216	4, 400

注 1. 基本高水のピーク流量について、 $100\text{m}^3/\text{s}$ の端数については切り上げるものとした。

注 2. 上記の表の拡大率は、気候変動後の 216mm に対する引伸ばしであるため 2 倍以上となっている。

1.9 対象降雨の地域分布及び時間分布の検討

1.9.1 考え方

基本高水流量の検討対象洪水において、「短時間に降雨が集中する洪水」や「降雨の範囲が著しく偏った洪水」等を一律拡大すると、引き伸ばし後の短時間雨量が非現実的な確率値となる場合がある。そのため、実績降雨波形を計画降雨波形として採用するには、確率水文量への引き伸ばしによって異常な降雨になっていないか十分にチェックする必要がある。

従って、前項で選定した洪水について、引き伸ばし後の降雨の地域分布及び時間分布を確認し、計画降雨としての妥当性評価により代表的な洪水に適さない洪水については検討対象から除外した上で計画降雨波形を設定した。

1.9.2 棄却基準の設定

地域分布及び時間分布の異常な降雨として、1/500 以上の降雨を判断基準とした。(実績降雨も考慮し、地域・時間分布の棄却基準を総合的に判断)

なお、引伸ばし後の降雨量は気候変動による降雨量の増大を考慮しない雨量(降雨量変化倍率を乗じる前の雨量)とした。

1.9.3 地域分布の評価

(1) 対象地域の選定

対象地域は、以下に示す 2 流域を選定した。

A：鹿野川ダム上流域（肱川本川流域）

B：坊屋敷上流域（小田川流域）

(2) 棄却基準値の選定

各選定流域における棄却基準値を設定した。確率雨量の算定は、昭和 35 年（1960 年）～平成 22 年（2010 年）までの各流域の年最大 12 時間雨量について確率計算を行い、各確率分布モデルの中で $SLSC \leq 0.04$ かつ JackKnife 推定誤差が最小となる確率分布モデルの確率雨量を採用した。

(3) 地域分布の確率評価

選定した地域について、拡大後雨量の異常性評価を確認した。

各地域の拡大後雨量及び 1/500 雨量は以下に示すとおりであり、7 洪水が棄却された。

表 1.21 地域分布による拡大後降雨の確率表

通しNo.	洪水	実績雨量 基準地点 大洲 (mm/12hr)	計画降雨 継続時間 内雨量 (mm/12hr)	拡大率	拡大後雨量(mm)		棄却 判定
					地域分布		
					鹿野川ダム	坊屋敷	
					12時間	12時間	
1	S35. 6. 22	112. 6	196. 7	1. 747	195. 5	198. 2	○
2	S39. 9. 25	138. 9		1. 416	186. 9	212. 5	×
3	S40. 9. 17	112. 9		1. 742	230. 8	158. 8	○
4	S43. 7. 2	115. 8		1. 699	167. 9	229. 8	×
5	S45. 8. 21	159. 2		1. 236	201. 7	194. 6	○
6	S51. 9. 11	105. 9		1. 857	212. 4	183. 7	○
7	S54. 6. 29	105. 4		1. 866	208. 7	190. 5	○
8	S57. 7. 24	109. 8		1. 791	214. 4	175. 4	○
9	S57. 8. 27	138. 1		1. 424	215. 8	168. 4	○
10	S62. 7. 18	100. 0		1. 967	230. 6	152. 4	○
11	S63. 6. 3	106. 1		1. 854	207. 9	172. 1	○
12	S63. 6. 25	107. 4		1. 831	290. 9	91. 2	○
13	H1. 8. 27	106. 6		1. 845	187. 0	211. 1	×
14	H2. 8. 22	118. 7		1. 657	228. 7	160. 9	○
15	H2. 9. 19	104. 1		1. 890	198. 7	188. 3	○
16	H5. 7. 27	103. 0		1. 910	205. 4	178. 5	○
17	H5. 9. 4	137. 5		1. 431	229. 5	152. 5	○
18	H7. 7. 4	109. 9		1. 790	197. 2	189. 7	○
19	H8. 7. 19	127. 1		1. 548	237. 9	158. 6	○
20	H9. 9. 16	131. 1		1. 500	216. 2	167. 2	○
21	H10. 10. 18	106. 4		1. 849	209. 3	179. 5	○
22	H16. 8. 29	177. 1		1. 111	229. 3	158. 3	○
23	H16. 9. 28	107. 5		1. 830	192. 8	204. 5	×
24	H16. 10. 20	124. 8		1. 576	221. 0	175. 0	○
25	H17. 9. 6	162. 6		1. 210	229. 8	156. 4	○
26	H23. 9. 20	147. 2		1. 336	191. 8	212. 9	×
27	H25. 10. 22	150. 5		1. 307	205. 8	187. 8	○
28	H27. 6. 30	110. 1		1. 787	212. 2	183. 9	○
29	H29. 9. 17	158. 5		1. 241	190. 7	205. 9	×
30	H30. 7. 7	172. 7		1. 139	248. 7	155. 5	○
31	H30. 9. 30	133. 1		1. 478	192. 5	205. 2	×
棄却基準値 (×1.1)					301. 7	200. 9	

注. : 棄却基準値を超過、 : 棄却洪水

1.9.4 時間分布の評価

時間分布の検討では、洪水到達時間相当の短時間雨量について過度に引伸ばしがされていないか確認を行った。

(1) 対象時間の設定

対象時間は、対象降雨の継続時間の 1/2 と、角屋の式による洪水到達時間の平均値を踏まえて、6 時間と 9 時間を設定した。

表 1.22 対象時間の設定

基準地点名	対象時間
大洲	6h、9h

(2) 棄却基準値の設定

対象時間における棄却基準値を設定した。確率雨量の算定は、昭和 35 年（1960 年）～平成 22 年（2010 年）までの年最大時間雨量について確率計算を行い、各計算手法の中で $SLSC \leq 0.04$ かつ Jackknife 推定誤差が最小となる確率分布モデルにおける 1/500 以上の降雨を採用した。（実績降雨も考慮し、地域・時間分布の棄却基準を総合的に判断）

(3) 時間分布の雨量評価

設定した棄却基準値をもとに、著しい引き伸ばしとなっていないかを確認した。

対象時間 6 時間、9 時間の拡大後雨量及び 1/500 雨量は以下に示すとおりであり、11 洪水が棄却された。

表 1.23 短時間降雨確率評価表

通しNo.	洪水	実績雨量 基準地点 大洲 12時間	計画降雨 継続時間 内雨量 (mm/12hr)	拡大率	拡大後雨量(mm)		棄却 判定
					時間分布		
					大洲		
					6時間	9時間	
1	S35. 6. 22	112. 6	196. 7	1. 747	109. 4	161. 9	○
2	S39. 9. 25	138. 9		1. 416	134. 7	176. 8	○
3	S40. 9. 17	112. 9		1. 742	141. 5	179. 9	○
4	S43. 7. 2	115. 8		1. 699	137. 1	174. 4	○
5	S45. 8. 21	159. 2		1. 236	124. 9	174. 4	○
6	S51. 9. 11	105. 9		1. 857	128. 1	176. 3	○
7	S54. 6. 29	105. 4		1. 866	130. 8	157. 4	○
8	S57. 7. 24	109. 8		1. 791	117. 8	158. 9	○
9	S57. 8. 27	138. 1		1. 424	112. 5	159. 1	○
10	S62. 7. 18	100. 0		1. 967	179. 9	190. 6	×
11	S63. 6. 3	106. 1		1. 854	151. 4	178. 1	×
12	S63. 6. 25	107. 4		1. 831	164. 3	183. 8	×
13	H1. 8. 27	106. 6		1. 845	125. 1	169. 6	○
14	H2. 8. 22	118. 7		1. 657	155. 8	180. 6	×
15	H2. 9. 19	104. 1		1. 890	125. 6	159. 8	○
16	H5. 7. 27	103. 0		1. 910	134. 0	165. 7	○
17	H5. 9. 4	137. 5		1. 431	155. 4	186. 4	×
18	H7. 7. 4	109. 9		1. 790	130. 9	182. 4	○
19	H8. 7. 19	127. 1		1. 548	110. 9	151. 4	○
20	H9. 9. 16	131. 1		1. 500	158. 2	185. 7	×
21	H10. 10. 18	106. 4		1. 849	174. 2	189. 3	×
22	H16. 8. 29	177. 1		1. 111	123. 2	167. 6	○
23	H16. 9. 28	107. 5		1. 830	169. 2	192. 3	×
24	H16. 10. 20	124. 8		1. 576	150. 0	184. 0	×
25	H17. 9. 6	162. 6		1. 210	113. 9	157. 9	○
26	H23. 9. 20	147. 2		1. 336	134. 5	165. 8	○
27	H25. 10. 22	150. 5		1. 307	110. 0	159. 1	○
28	H27. 6. 30	110. 1		1. 787	132. 1	147. 0	○
29	H29. 9. 17	158. 5		1. 241	166. 2	190. 3	×
30	H30. 7. 7	172. 7		1. 139	149. 6	178. 2	×
31	H30. 9. 30	133. 1		1. 478	133. 0	177. 4	○
棄却基準値 (×1.1)					143. 8	230. 7	

注. : 棄却基準値を超過、 : 棄却洪水

1.10 主要洪水における降雨量（気候変動考慮）の引き伸ばしと流出計算

主要洪水を対象に、12 時間雨量に対して、1/100 確率規模に 1.1 倍した降雨量となるように引き伸ばし降雨波形を作成した後、流出計算を行った結果、基準地点大洲におけるピーク流量は 3,500～7,500m³/s となった。基準地点大洲におけるピーク流量の一覧を表 1.24、洪水ごとのハイドログラフを図 1.37 に示す。

なお、平成 30 年 7 月洪水については、肱川流域における既往最大洪水であり、社会的影響の大きい洪水であることから実績規模洪水を参考波形として取り扱うものとした。

表 1.24 ピーク流量一覧表（基準地点大洲）

通しNo.	洪水	基準地点大洲上流域			基準地点大洲 基本高水の ピーク流量 (m ³ /s)
		実績雨量 (mm/12hr)	拡大率	計画規模 降雨量×1.1倍 (mm/12hr)	
1	S35. 6. 22	112. 6	1. 918	216	4, 400
2	S39. 9. 25	138. 9	1. 555	216	4, 300
3	S40. 9. 17	112. 9	1. 913	216	7, 500
4	S43. 7. 2	115. 8	1. 865	216	5, 100
5	S45. 8. 21	159. 2	1. 357	216	3, 500
6	S51. 9. 11	105. 9	2. 040	216	5, 400
7	S54. 6. 29	105. 4	2. 049	216	5, 300
8	S57. 7. 24	109. 8	1. 967	216	4, 000
9	S57. 8. 27	138. 1	1. 564	216	5, 000
10	S62. 7. 18	100. 0	2. 160	216	10, 400
11	S63. 6. 3	106. 1	2. 036	216	6, 400
12	S63. 6. 25	107. 4	2. 011	216	6, 400
13	H1. 8. 27	106. 6	2. 026	216	4, 600
14	H2. 8. 22	118. 7	1. 820	216	5, 100
15	H2. 9. 19	104. 1	2. 075	216	5, 400
16	H5. 7. 27	103. 0	2. 097	216	6, 200
17	H5. 9. 4	137. 5	1. 571	216	5, 000
18	H7. 7. 4	109. 9	1. 965	216	6, 500
19	H8. 7. 19	127. 1	1. 699	216	4, 200
20	H9. 9. 16	131. 1	1. 648	216	4, 500
21	H10. 10. 18	106. 4	2. 030	216	6, 800
22	H16. 8. 29	177. 1	1. 220	216	4, 300
23	H16. 9. 28	107. 5	2. 009	216	5, 800
24	H16. 10. 20	124. 8	1. 731	216	6, 400
25	H17. 9. 6	162. 6	1. 328	216	5, 600
26	H23. 9. 20	147. 2	1. 467	216	4, 900
27	H25. 10. 22	150. 5	1. 435	216	4, 300
28	H27. 6. 30	110. 1	1. 962	216	4, 500
29	H29. 9. 17	158. 5	1. 363	216	4, 800
30	H30. 7. 7	172. 7	1. 251	216	8, 100
31	H30. 9. 30	133. 1	1. 623	216	4, 400

注1. ■：短時間雨量あるいは小流域が著しい引き伸ばしとなっている洪水。

注2. 基本高水のピーク流量について、100m³/sの端数については切り上げるものとした。

注3. 上記の表の拡大率は、気候変動後の216mmに対する引伸ばしであるため2倍以上となっている。

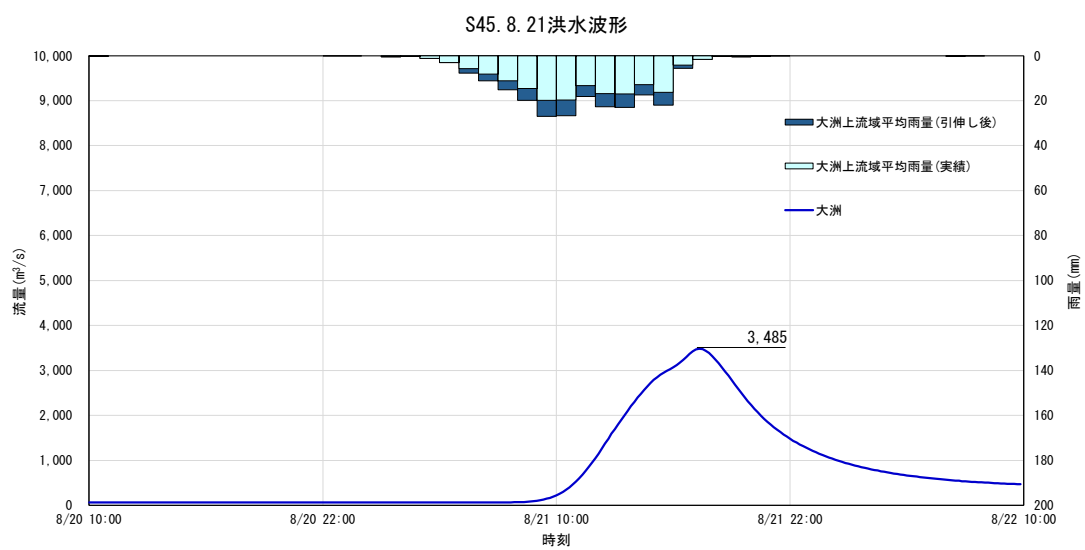
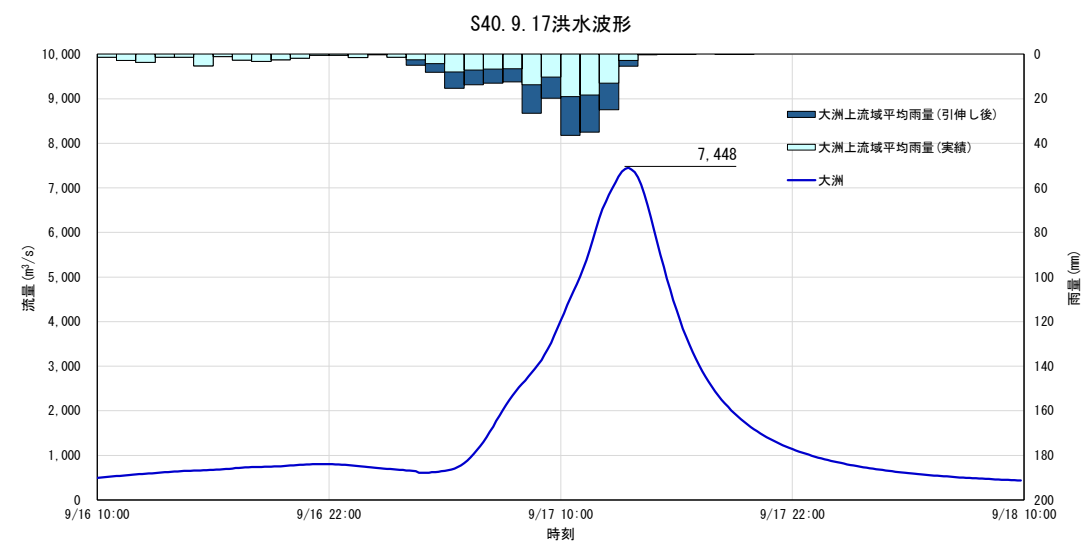
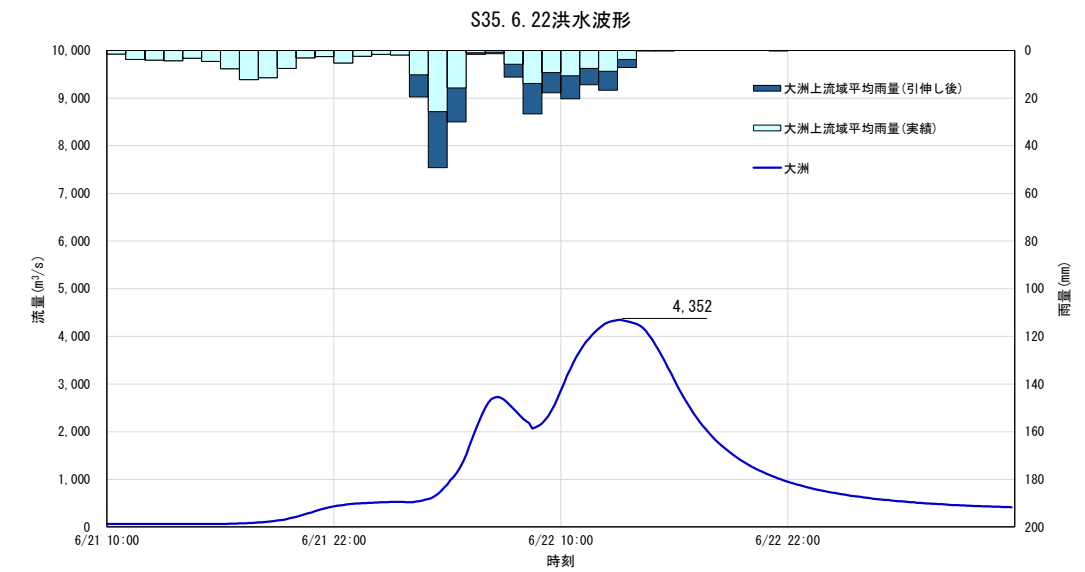


図 1.37(1) 基本高水ハイドログラフ (基準地点大洲)

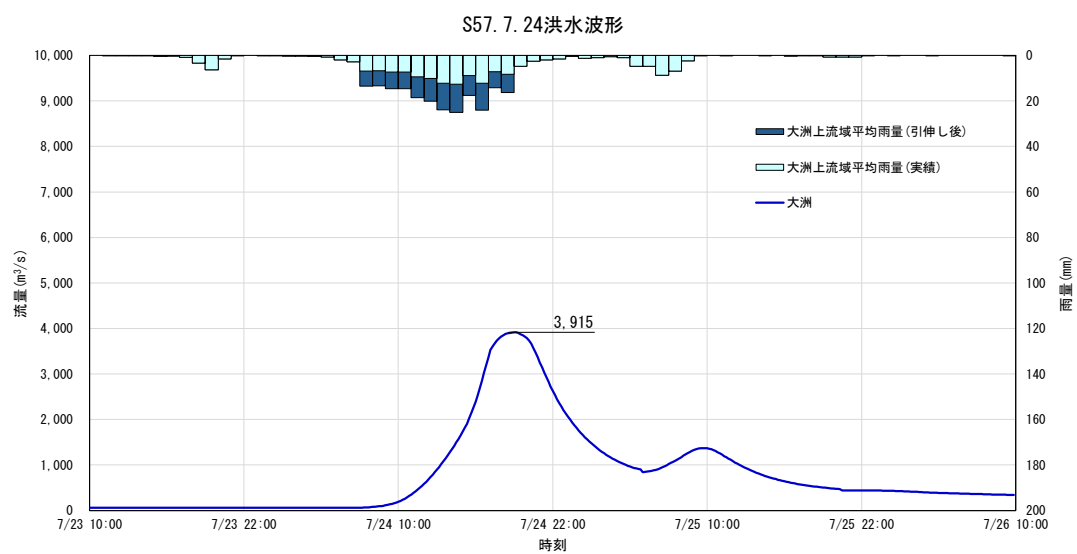
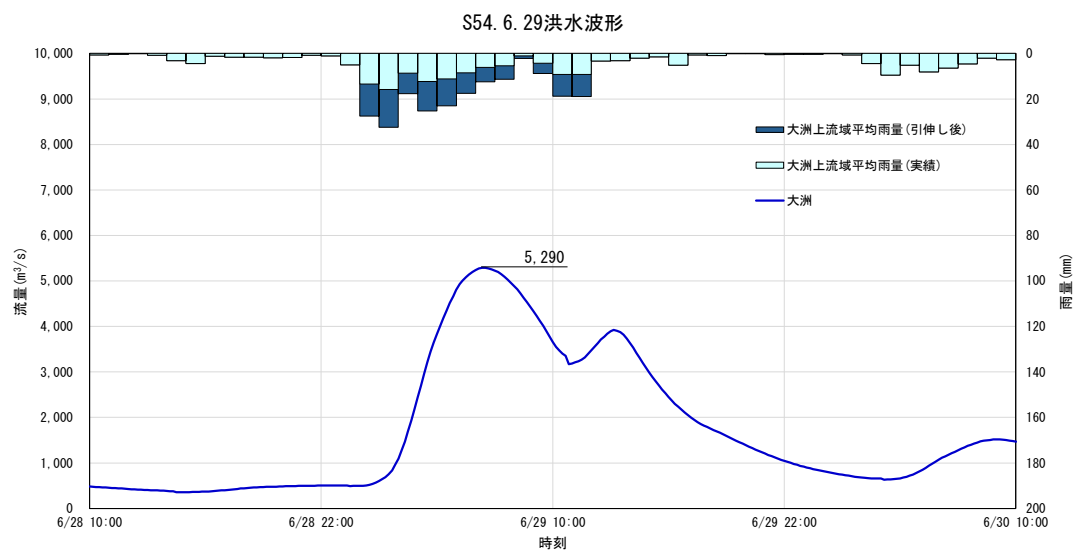
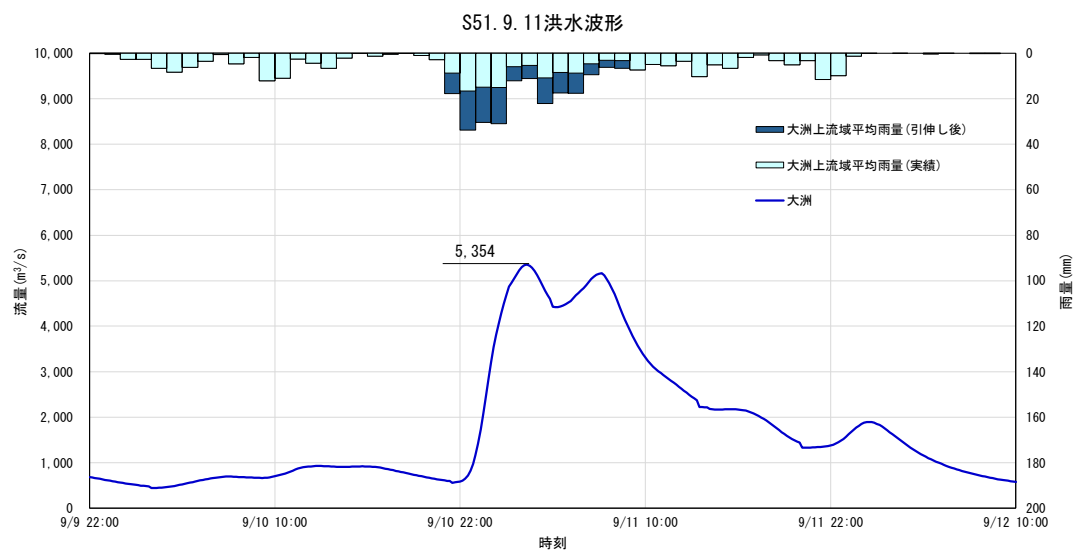


図 1.37(2) 基本高水ハイドログラフ (基準地点大洲)

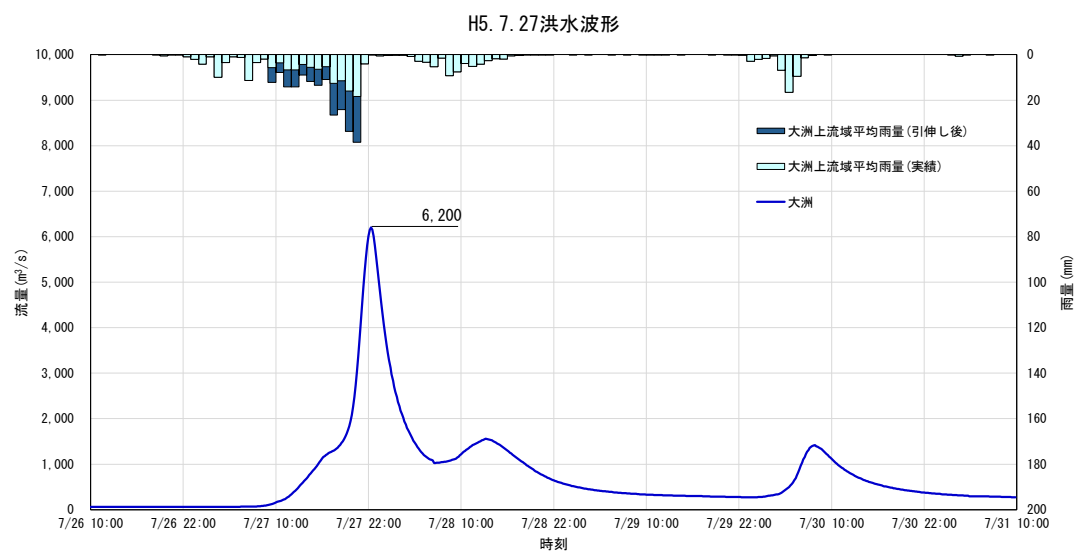
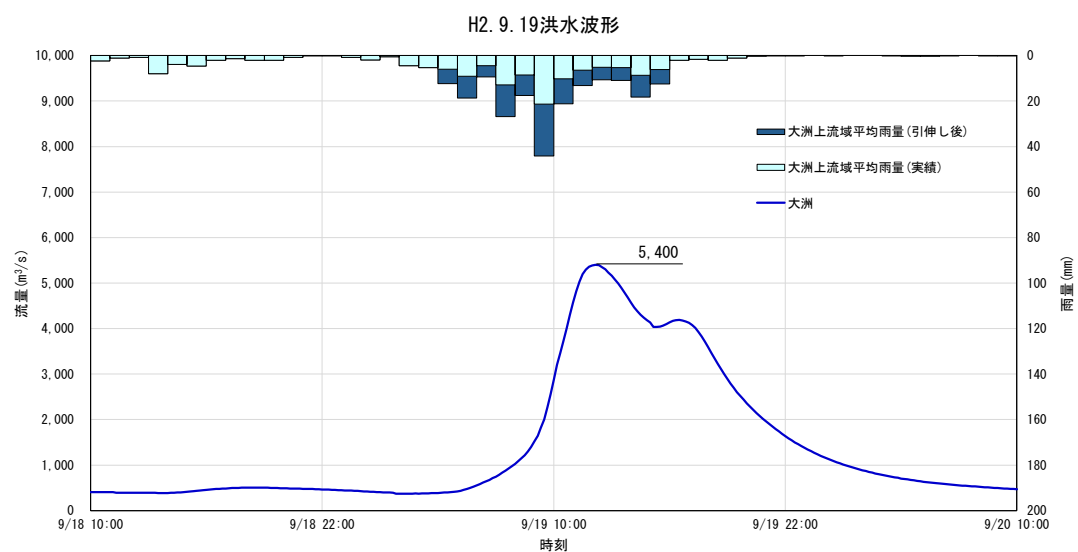
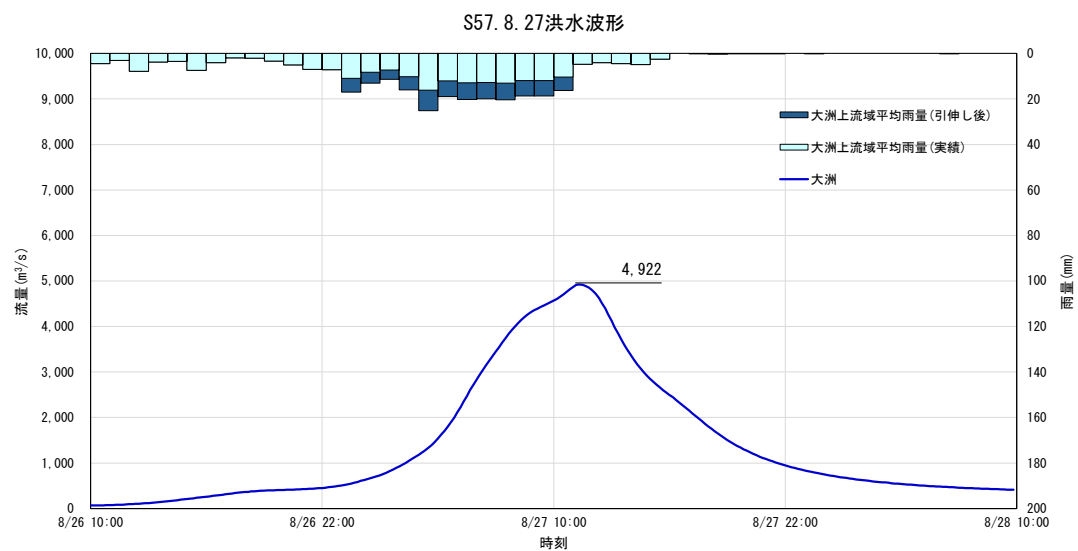


図 1.37(3) 基本高水ハイドログラフ (基準地点大洲)

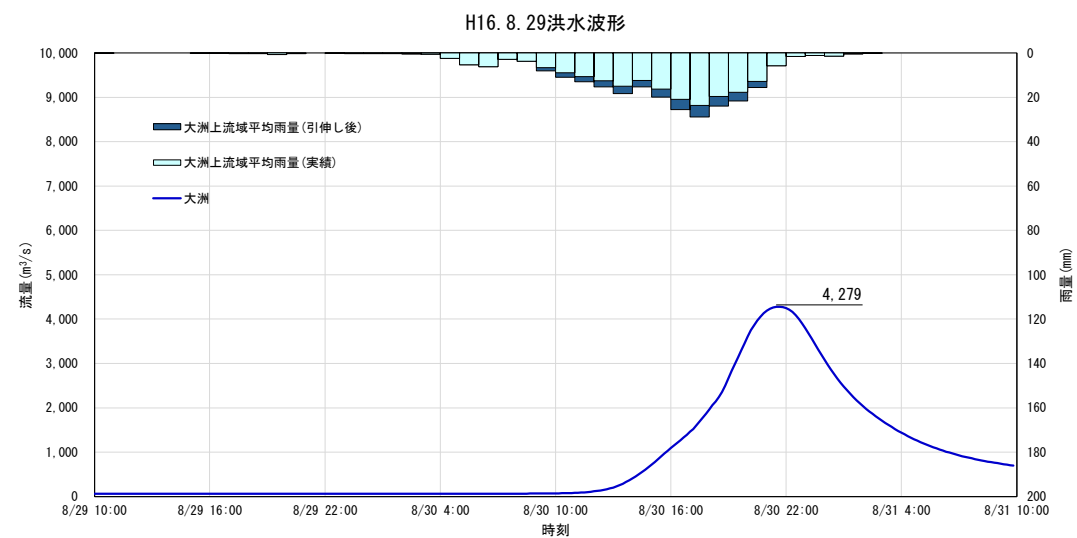
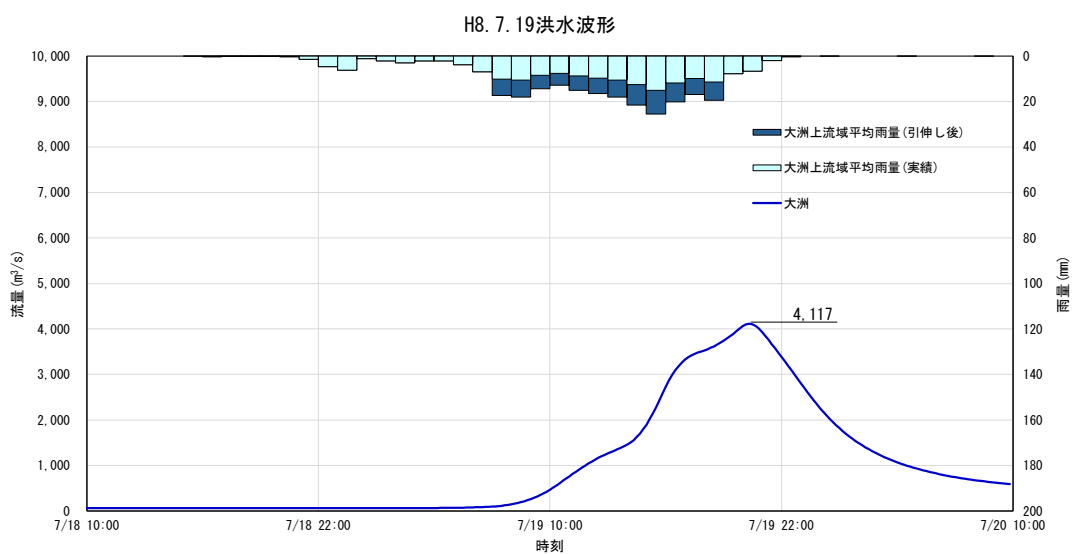
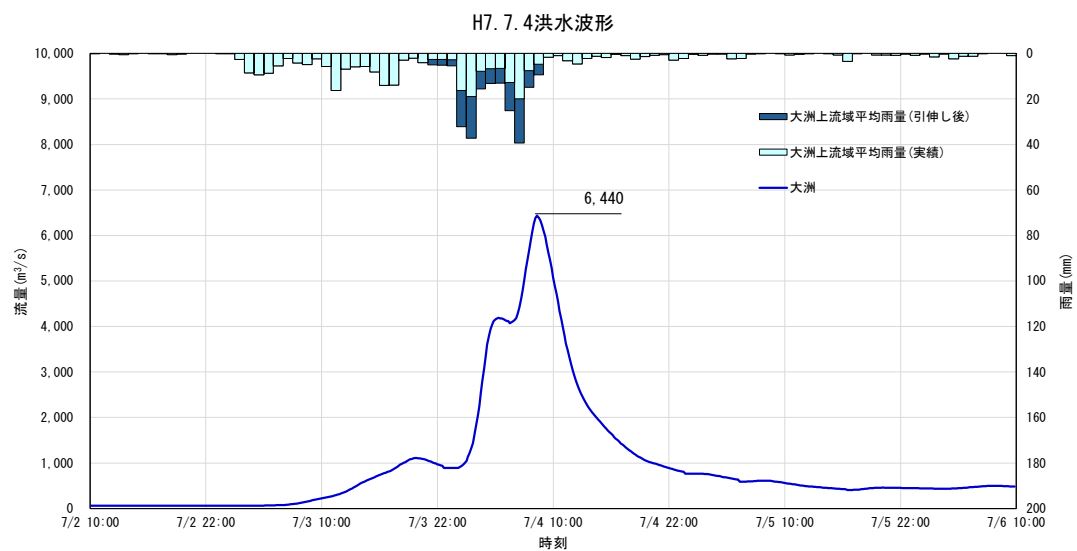


図 1.37(4) 基本高水ハイドログラフ（基準地点大洲）

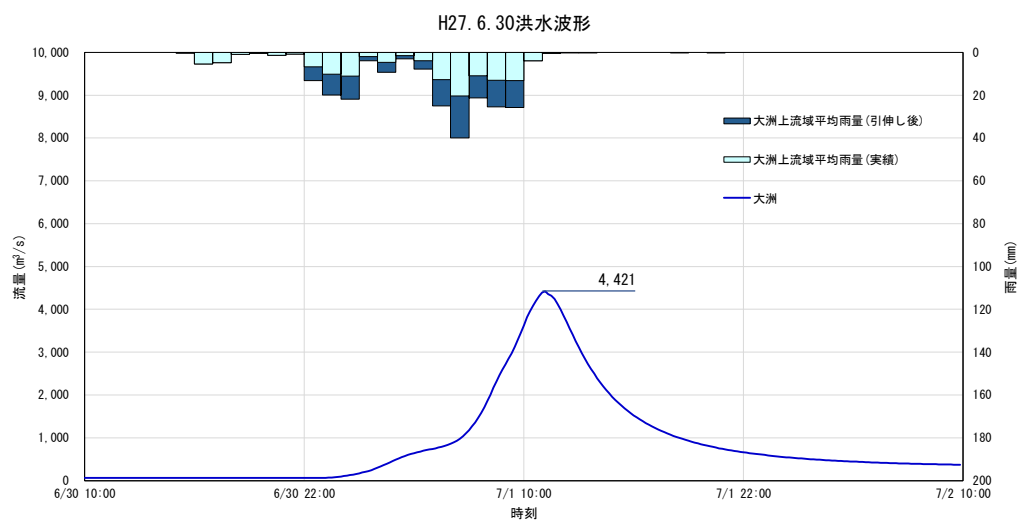
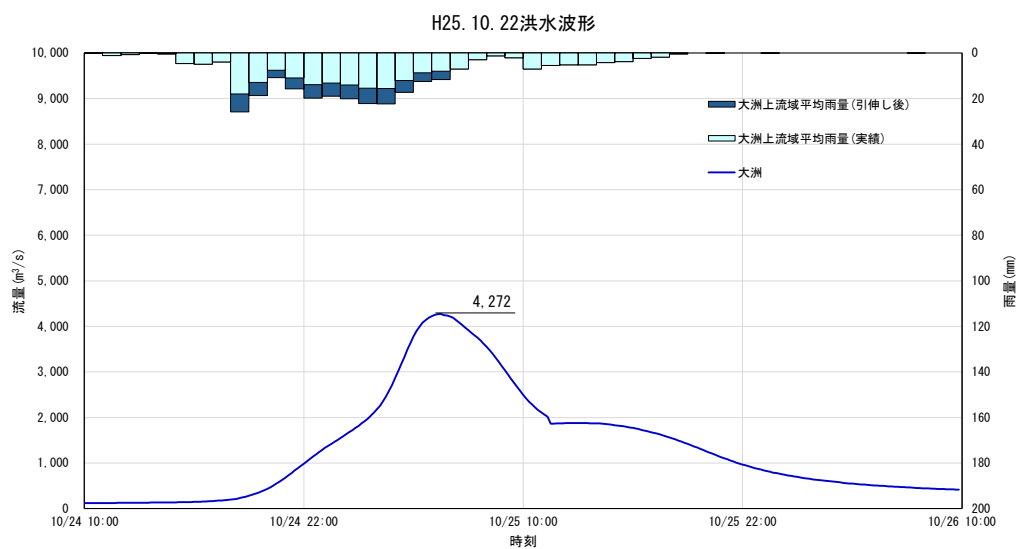
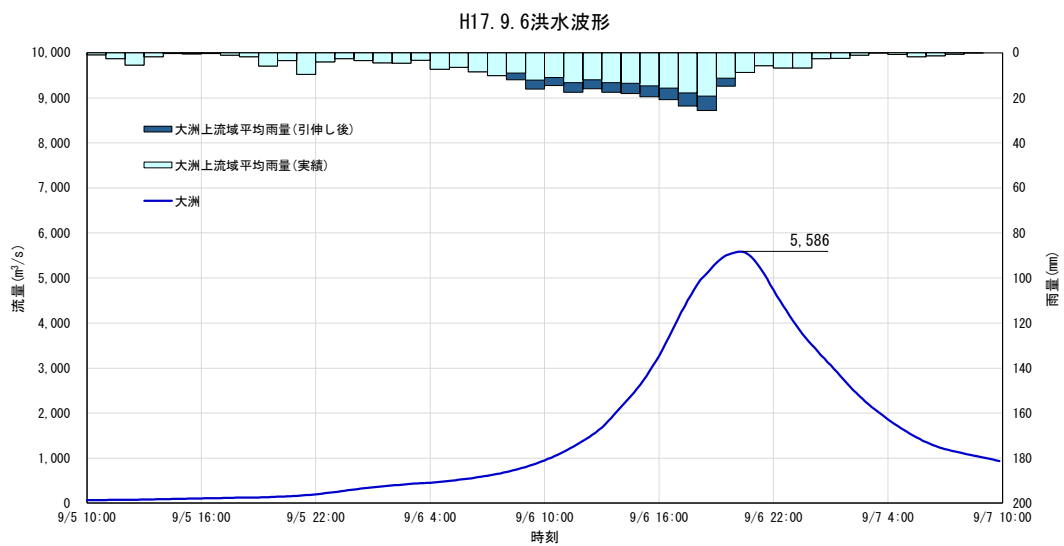


図 1.37(5) 基本高水ハイドログラフ (基準地点大洲)

1.11 アンサンブル予測降雨による検討

1.11.1 アンサンブル予測降雨波形による流出計算

4℃上昇のシナリオ RCP8.5 における近未来の気候（2℃上昇時：およそ 2,040 年頃、世界平均の地上気温が産業革命当時と比べて 2℃上昇）を前提として、文部科学省「SI-CAT 気候変動適応技術社会実装プログラム※」において整備・公表された解像度 5km にダウンスケーリングされたアンサンブル実験により得られたアンサンブル将来予測降雨波形（以下、d2PDF）から求めた、現在気候（360 年分＝30 年×12 摂動）及び将来気候（360 年分＝30 年×6SST×2 摂動）の年最大流域平均雨量標本から計画対象降雨の降雨量 216mm/12hr の近傍 10 洪水を抽出した。抽出した 10 洪水は、中央集中や複数の降雨ピークがある波形等、様々なタイプの降雨波形を含んでいることを確認した。

また、抽出した洪水の降雨波形を気候変動考慮した 1/100 確率規模の 12 時間雨量 216mm まで調整し、流出計算モデルにより流出量を算出した結果、約 4,000m³/s から約 8,500m³/s の範囲となり、雨量データによる確率からの検討により算出された流量が数値の範囲に収まっていることを確認した。

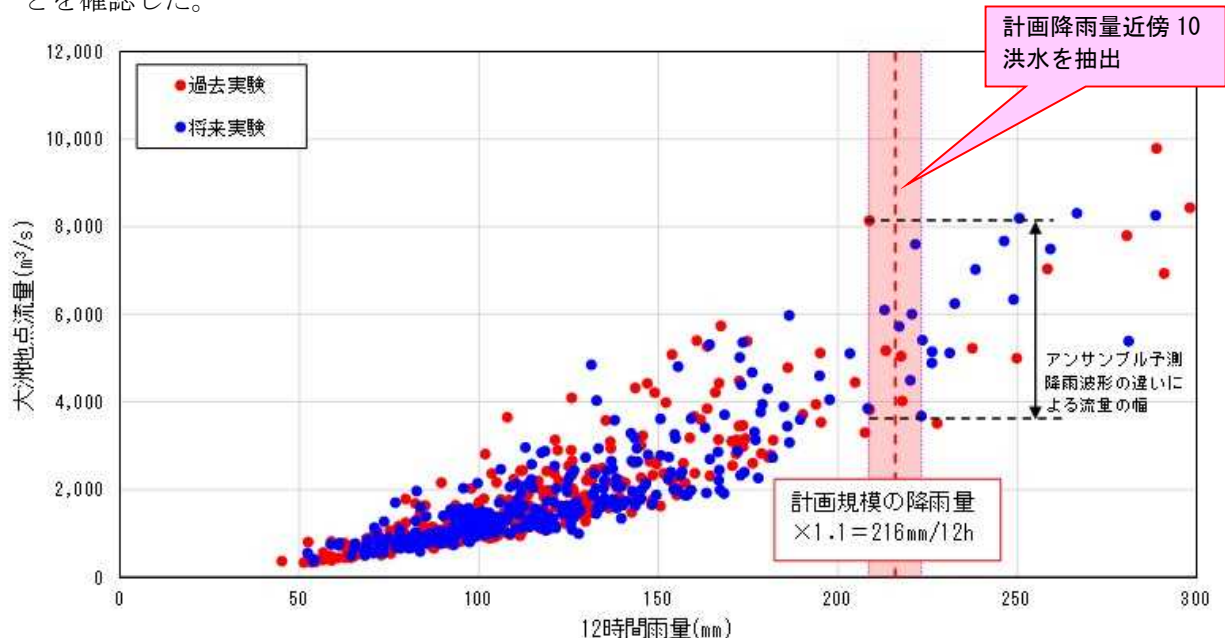


図 1.38 アンサンブル予測降雨波形による大洲上流域 12 時間雨量と大洲地点流量の関係

注 1) d2PDF(将来 360 年、現在 360 年)の年最大雨量標本（720 年）を流出計算

注 2) SI-CAT：気候変動適応技術社会実装プログラム（Social Implementation Program on Climate Change Adaptation Technology）：日本全国の地方自治体等が行う気候変動対応策の検討・策定に汎用的に生かされるような信頼性の高い近未来の気候変動予測技術や気候変動影響に対する適応策の効果の評価を可能とする技術を開発するプログラム

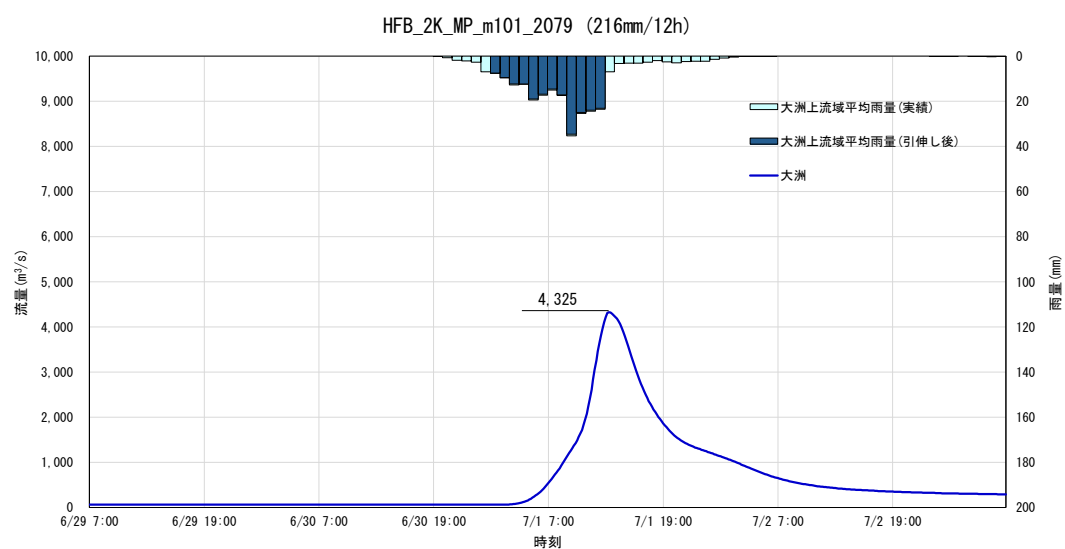
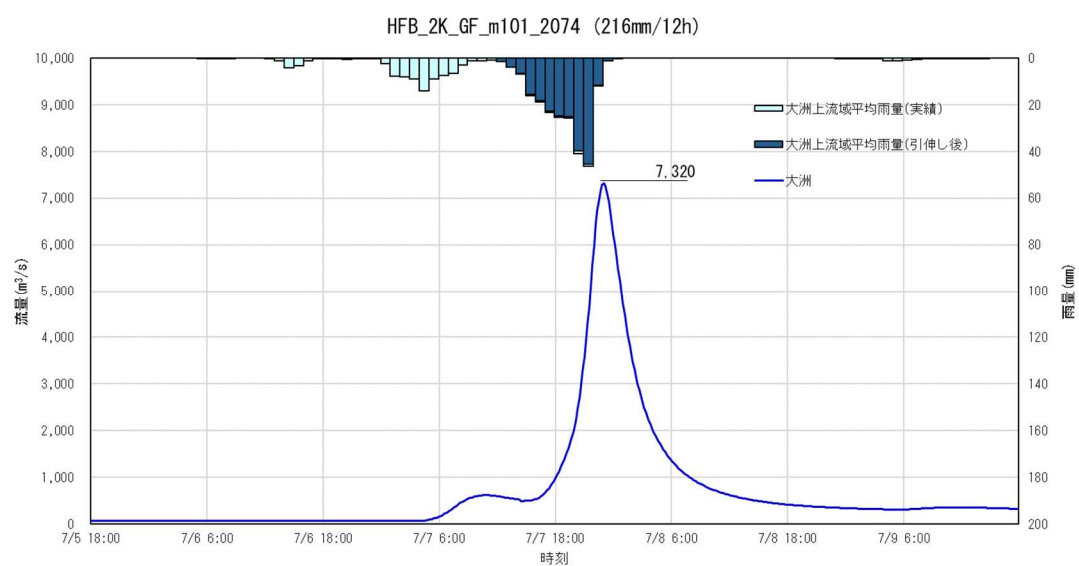
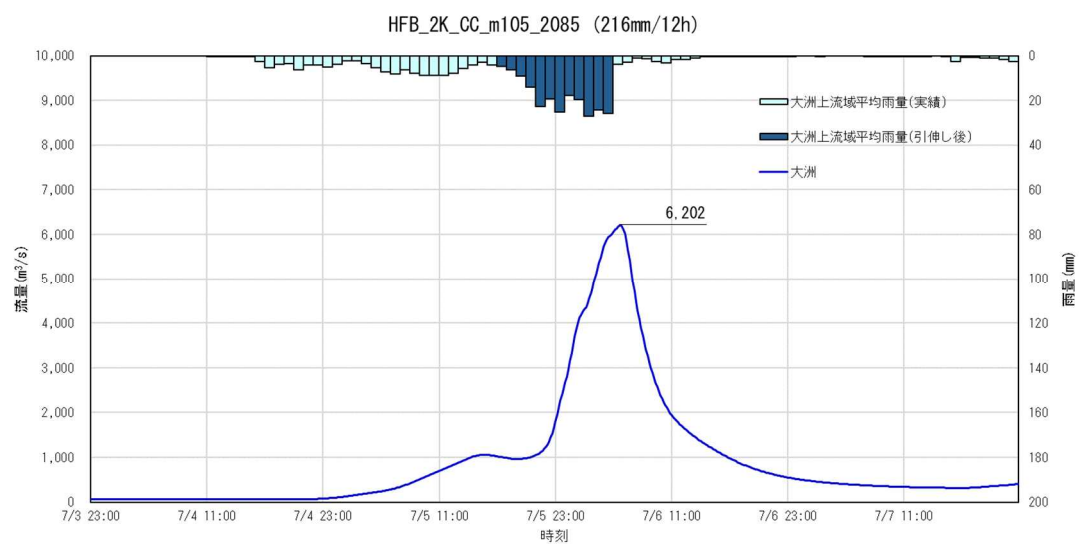


図 1.39(1) アンサンブル予測降雨による主要地点ハイドログラフ (216mm/12hr)

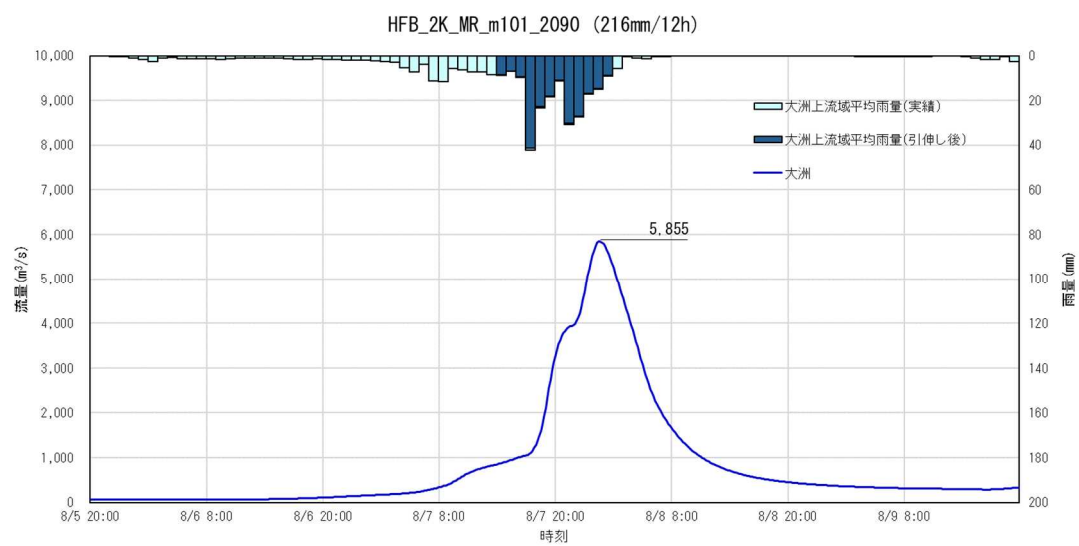
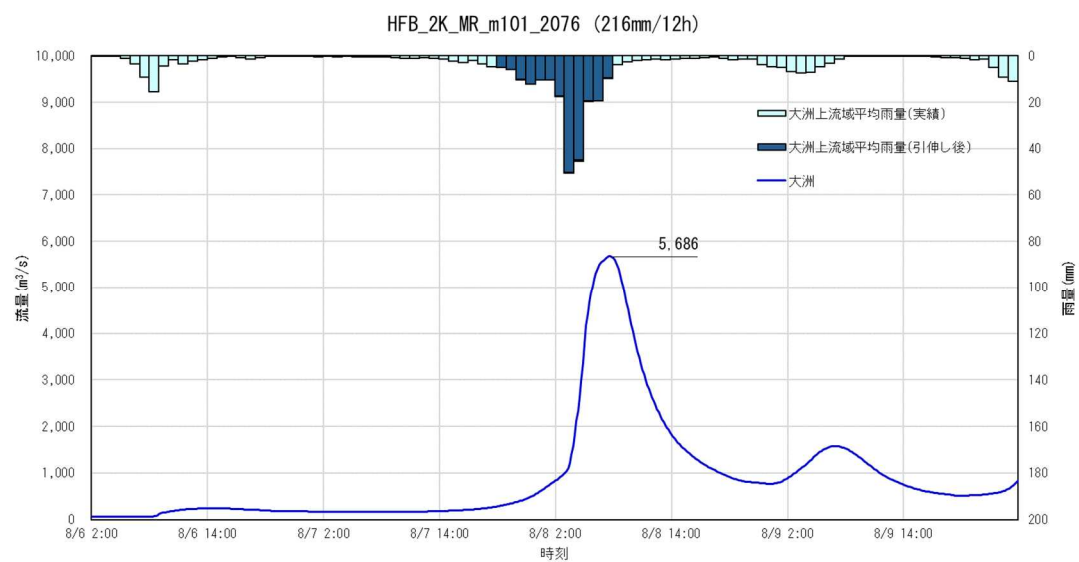


図 1.39(2) アンサンブル予測降雨による主要地点ハイドログラフ (216mm/12hr)

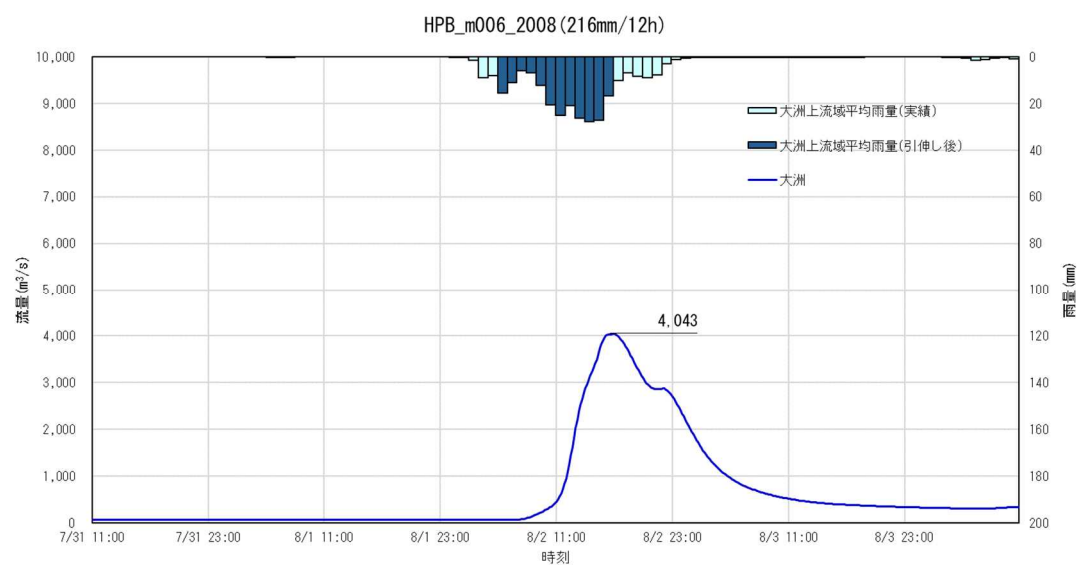
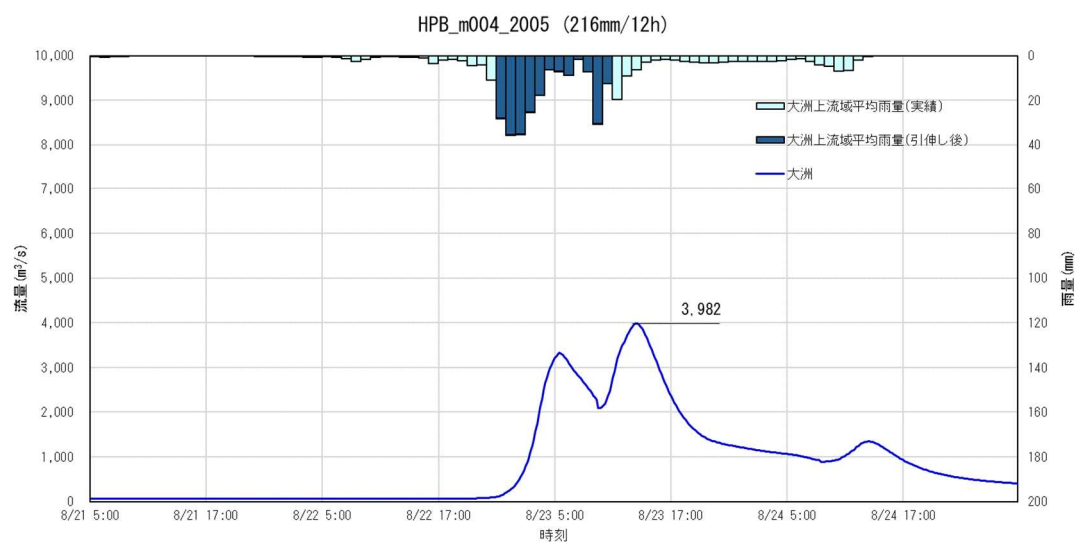
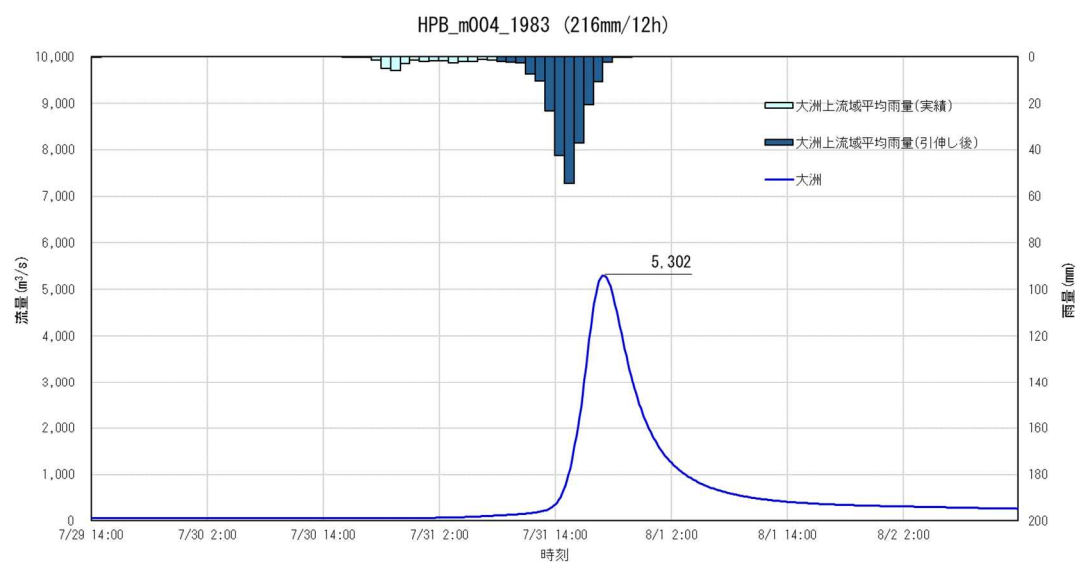


図 1.39(3) アンサンブル予測降雨による主要地点ハイドログラフ (216mm/12hr)

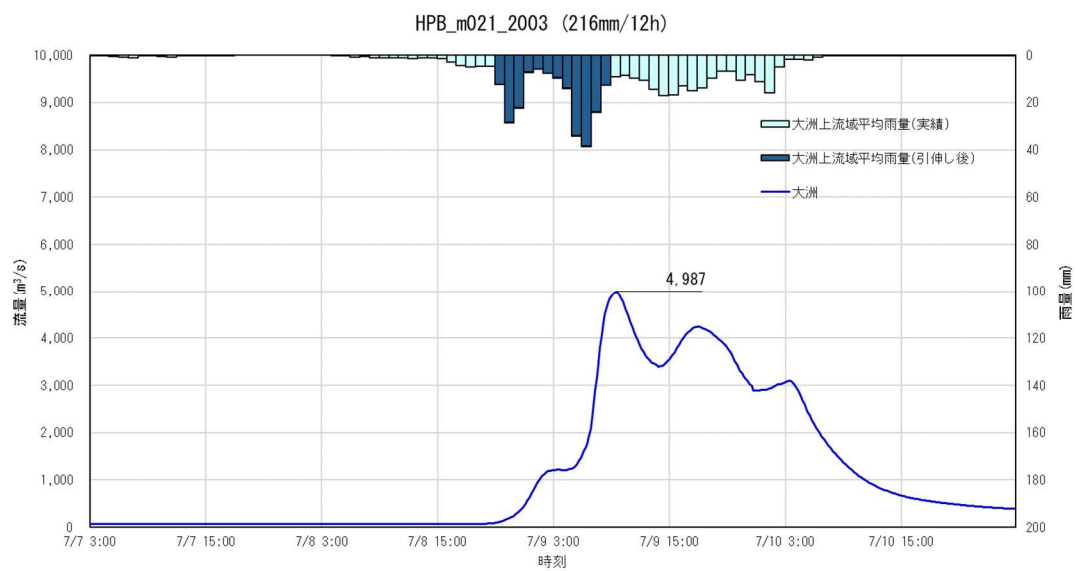
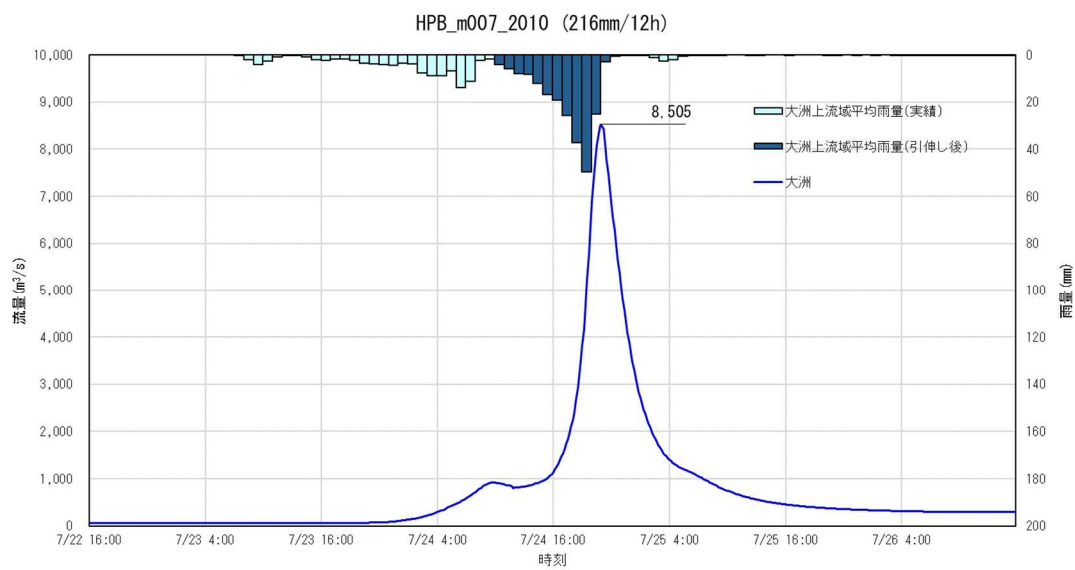


図 1.39(4) アンサンブル予測降雨による主要地点ハイドログラフ (216mm/12hr)

表 1.25 アンサンブル予測降雨波形のピーク流量一覧（大洲地点）

洪水名		大洲地点 12時間雨量 (mm)	気候変動後 1/100雨量 (mm)	拡大率	大洲地点 ピーク流量 (m3/s)
将来実験					
1	HFB_2K_CC_m105_2085	213.0	216	1.014	6,202
2	HFB_2K_GF_m101_2074	221.6		0.975	7,320
3	HFB_2K_MP_m101_2079	220.2		0.981	4,325
4	HFB_2K_MR_m101_2076	217.1		0.995	5,686
5	HFB_2K_MR_m101_2090	220.6		0.979	5,855
過去実験					
6	HPB_m004_1983	213.4	216	1.012	5,302
7	HPB_m004_2005	217.9		0.991	3,982
8	HPB_m006_2008	208.9		1.034	4,043
9	HPB_m007_2010	208.8		1.035	8,505
10	HPB_m021_2003	217.6		0.993	4,987

1.11.2 棄却された実績引伸ばし降雨における発生の可能性検討

気候変動による降雨パターンの変化（特に小流域集中度の変化）により、これまでの手法で棄却されていた実績引伸ばし降雨波形の発生が十分予想される場合がある。このため、これまでの手法で棄却されていた実績引伸ばし降雨波形を当該水系におけるアンサンブル予測降雨波形による降雨パターンと照らし合わせる等により再検証を実施した。

(1) 地域分布のチェック

d2PDF（将来気候）から対象降雨の降雨量に近い（12 時間雨量が対象降雨の降雨量の近傍 10 降雨の内、将来気候の 5 降雨）のアンサンブル予測降雨波形を抽出し、各波形の 12 時間雨量について、「小流域の流域平均雨量/基準地点上流域の流域平均雨量」として雨量比率を求めた。ここでは、代表的な小流域として、小田川流域（坊屋敷上流域）と本川上流域（鹿野川ダム流域）を対象とした。

棄却した引伸ばし降雨波形も同様に比率を求め、アンサンブル予測降雨波形による比率を下回っている場合は、対象降雨波形に含めることを検討した。

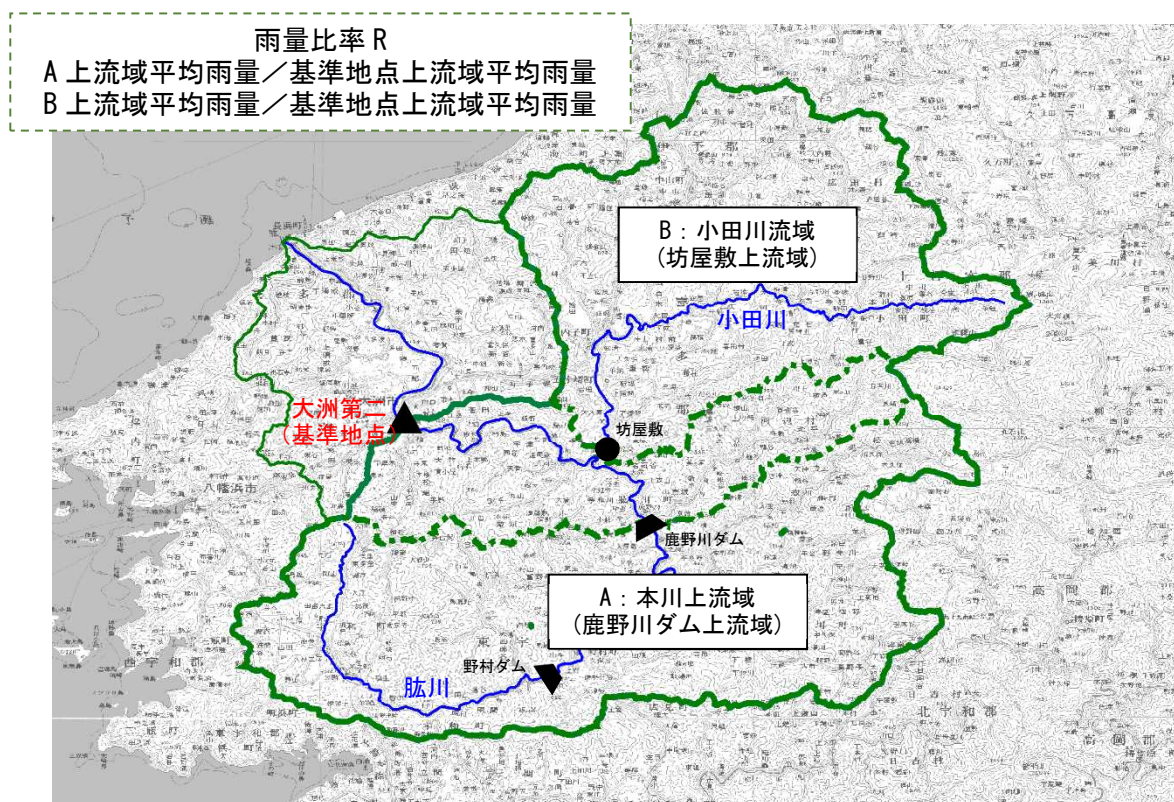


図 1.40 地域分布チェックのイメージ

アンサンブル予測降雨の将来実験データ（2℃上昇）の雨量比率を表 1.26 に、棄却した引伸ばし降雨波形の雨量比率を表 1.27 に示す。

棄却した 16 洪水の内、9 洪水は実績引伸ばし降雨波形の比率がアンサンブル予測降雨波形による比率を上回り、アンサンブル予測降雨波形と比較しても生起し難いことを確認した。

表 1.26 基準地点上流域と本川上流域（鹿野川ダム上流域）・小田川流域（坊屋敷上流域）の雨量比率（アンサンブル予測降雨波形 将来気候）

洪水	大洲 上流域 (1,009km ²)	鹿野川 ダム上流域 (455.6km ²)		坊屋敷 上流域 (380.1km ²)	
	予測雨量① (mm/12hr)	予測雨量② (mm/12hr)	比率 ②/①	予測雨量③ (mm/12hr)	比率 ③/①
HFB_2K_CC_m105_2085	213.0	199.9	0.94	219.1	1.03
HFB_2K_GF_m101_2074	221.6	254.0	1.15	183.0	0.83
HFB_2K_MP_m101_2079	220.2	254.7	1.16	168.5	0.77
HFB_2K_MR_m101_2076	217.1	255.6	1.18	176.8	0.81
HFB_2K_MR_m101_2090	220.6	268.2	1.22	177.0	0.80

注) ■：最大比率

表 1.27 基準地点上流域と本川上流域（鹿野川ダム上流域）・小田川流域（坊屋敷上流域）の雨量比率（棄却した引伸ばし降雨波形）

洪水	大洲 上流域 (1,009km ²)			鹿野川ダム 上流域 (455.6km ²)		坊屋敷 上流域 (380.1km ²)	
	実績雨量 (mm/12hr)	① 計画雨量 (mm/12hr)	拡大率	② 拡大後雨量 (mm/12hr)	比率 ②/①	③ 拡大後雨量 (mm/12hr)	比率 ③/①
S39.9.25	138.9	216	1.555	205.2	0.95	233.2	1.08
S43.7.2	115.8		1.865	183.6	0.85	252.4	1.17
S62.7.18	100.0		2.160	253.2	1.17	167.3	0.77
S63.6.3	106.1		2.036	228.3	1.06	189.0	0.88
S63.6.25	107.4		2.011	319.4	1.48	100.1	0.46
H1.8.27	106.6		2.026	205.4	0.95	231.4	1.07
H2.8.22	118.7		1.820	251.2	1.16	176.7	0.82
H5.9.4	137.5		1.571	252.0	1.17	167.4	0.78
H9.9.16	131.1		1.648	237.4	1.10	183.6	0.85
H10.10.18	106.4		2.030	229.9	1.06	196.4	0.91
H16.9.28	107.5		2.009	211.7	0.98	224.6	1.04
H16.10.20	124.8		1.731	242.7	1.12	191.8	0.89
H23.9.20	147.2		1.467	210.0	0.97	233.8	1.08
H29.9.17	158.5		1.363	209.4	0.97	226.1	1.05
H30.7.7	172.7		1.251	273.1	1.26	170.7	0.79
H30.9.30	133.1		1.623	211.4	0.98	225.3	1.04

注) ■：アンサンブル予測降雨波形と比較しても生起し難いと判断される比率

(2) 時間分布のチェック

d2PDF（将来気候）から対象降雨の降雨量に近い（12 時間雨量が対象降雨の降雨量の近傍 10 降雨の内、将来気候の 5 降雨）アンサンブル予測降雨波形を抽出し、各降雨波形について、基準地点上流域における「対象降雨の継続時間内雨量に対する短時間雨量の比率を求めた。

棄却した引伸ばし降雨波形も同様に比率を求め、アンサンブル予測降雨波形による比率を下回っている場合は、対象降雨波形に含めることを検討した。

アンサンブル予測降雨の将来実験データ（2℃上昇）の雨量比率を表 1.28 に、棄却した引伸ばし降雨波形の雨量比率を表 1.29 に示す。

棄却した 16 洪水の内、5 洪水は実績引伸ばし降雨波形の比率がアンサンブル予測降雨波形による比率を上回り、アンサンブル予測降雨波形と比較しても生起し難いことを確認した。

表 1.28 雨量の比率（アンサンブル予測降雨波形 将来気候）

洪水	大洲上流域 (1,009km ²)				
	12時間 予測雨量① (mm/12hr)	6時間 予測雨量② (mm/6hr)	比率 ②/①	9時間 予測雨量③ (mm/9hr)	比率 ③/①
HFB_2K_CC_m105_2085	213.0	137.9	0.65	193.0	0.91
HFB_2K_GF_m101_2074	221.6	180.4	0.81	215.1	0.97
HFB_2K_MP_m101_2079	220.2	140.9	0.64	190.2	0.86
HFB_2K_MR_m101_2076	217.1	163.2	0.75	196.3	0.90
HFB_2K_MR_m101_2090	220.6	153.6	0.70	195.5	0.89

注) ■：最大比率

表 1.29 雨量の比率（棄却した引伸ばし降雨波形）

洪水	大洲 上流域 (1,009km ²)						
	実績雨量 (mm/12hr)	① 計画雨量 (mm/12hr)	拡大率	② 拡大後雨量 (mm/6hr)	比率 ②/①	③ 拡大後雨量 (mm/9hr)	比率 ③/①
S39.9.25	138.9		1.555	147.9	0.68	194.1	0.90
S43.7.2	115.8		1.865	150.6	0.70	191.5	0.89
S62.7.18	100.0		2.160	197.6	0.91	209.3	0.97
S63.6.3	106.1		2.036	166.2	0.77	195.6	0.91
S63.6.25	107.4		2.011	180.4	0.84	201.9	0.93
H1.8.27	106.6		2.026	137.3	0.64	186.2	0.86
H2.8.22	118.7	216	1.820	171.1	0.79	198.3	0.92
H5.9.4	137.5		1.571	170.7	0.79	204.7	0.95
H9.9.16	131.1		1.648	173.8	0.80	204.0	0.94
H10.10.18	106.4		2.030	191.3	0.89	207.8	0.96
H16.9.28	107.5		2.009	185.8	0.86	211.1	0.98
H16.10.20	124.8		1.731	164.7	0.76	202.0	0.94
H23.9.20	147.2		1.467	147.6	0.68	182.1	0.84
H29.9.17	158.5		1.363	182.6	0.85	209.0	0.97
H30.7.7	172.7		1.251	164.3	0.76	195.7	0.91
H30.9.30	133.1		1.623	146.0	0.68	194.8	0.90

注1) ■：アンサンブル予測降雨波形と比較しても生起し難いと判断される比率

注2) □：地域分布・時間分布のチェックの結果、参考波形として活用

(3) 主要洪水群に不足する降雨パターンの確認

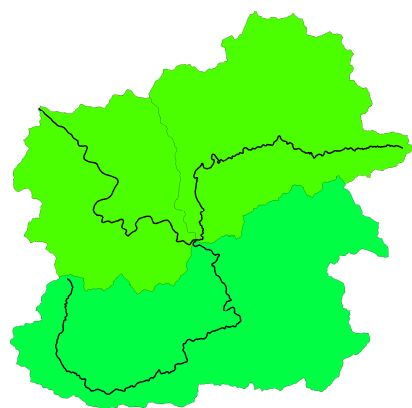
基本高水の設定に用いる降雨波形群については、対象流域において大規模洪水を生起し得る様々なパターンの降雨波形等を含んでいる必要がある。

これまでは、実際に生じた降雨波形のみを対象降雨としてきたが、気候変動等による降雨特性の変化によって、追加すべき降雨波形がないかを確認する必要がある。

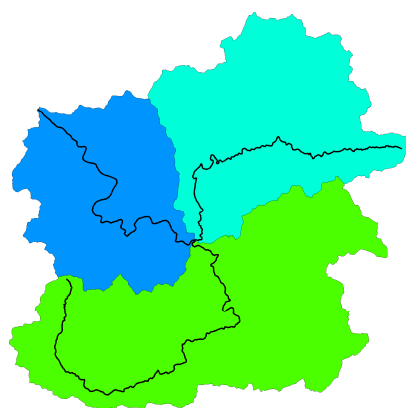
肱川全流域に対する降雨分布パターンを分析することを目的に、アンサンブル将来予測降雨波形を用いて本川上流域、小田川流域、本川下流域それぞれの流域に対する 12 時間雨量における降雨寄与率の分析を行い、将来発生頻度が高まるものの対象降雨の降雨波形群に含まれていないパターンの確認を実施した。

波形パターンの解析にはクラスター分析を用いた。アンサンブル予測から得られた将来予測波形群 360 波形と過去実験波形 360 波形の計 720 波形を対象に、寄与率を用いてクラスター分析を行い、5 つのクラスターを作成した。なお、アンサンブル 720 波形のクラスター分割にはウォード法を用いており、対象降雨の降雨波形群の分類は、それぞれの波形と作成したクラスター中央値とのユークリッド距離を算出し、最も距離が短いクラスターに分類することとした。

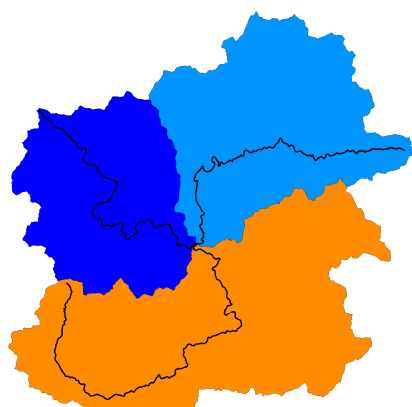
基準地点大洲では、アンサンブル将来予測降雨波形のうち、対象波形に含まれないクラスター 5 に該当する 1 洪水を計画降雨量近傍から抽出し、気候変動を考慮した 1/100 確率規模の降雨量まで引伸ばして、流出計算モデルにより流出量を算出し、基本高水流量の検討に用いた。



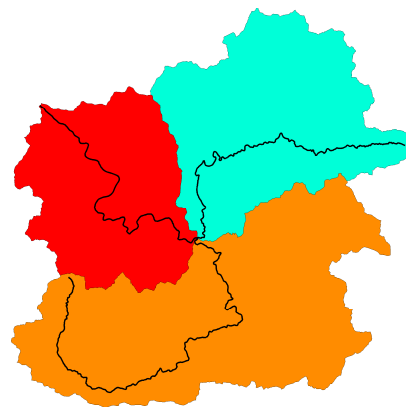
クラスター1【均質降雨型】



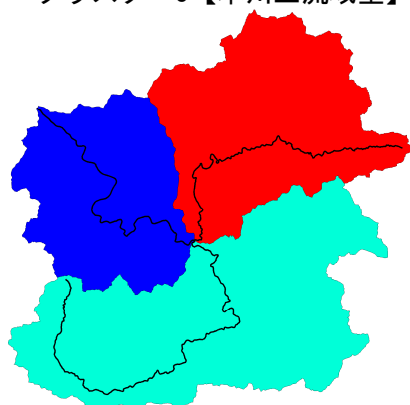
クラスター2【本川上流域・小田川流域型】



クラスター3【本川上流域型】



クラスター4【本川流域型】



クラスター5【小田川流域型】

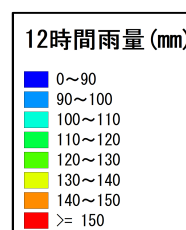


図 1.41 降雨パターンの分析結果

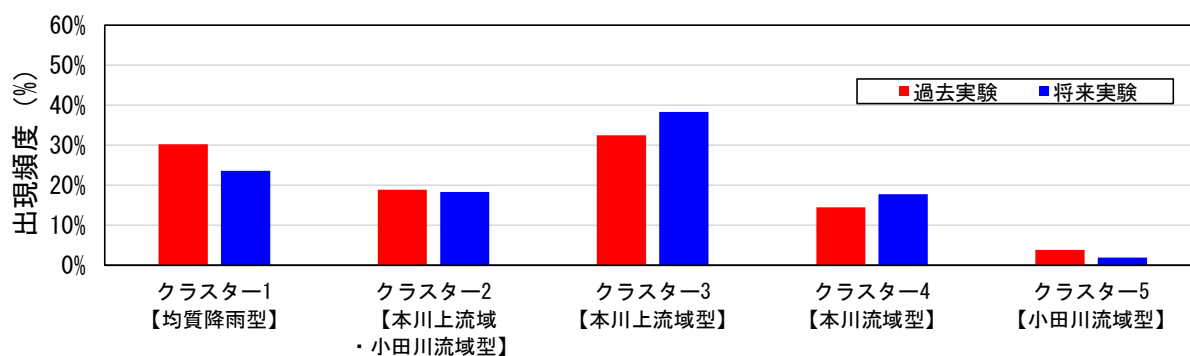


図 1.42 出現頻度

表 1.30 主要洪水のクラスター分析結果

洪水年月日	クラスター 番号	波形区分
S35.6.22	1	○
S39.9.25	2	×
S40.9.17	4	○
S43.7.2	1	×
S45.8.21	2	○
S51.9.11	1	○
S54.6.29	2	○
S57.7.24	1	○
S57.8.27	3	○
S62.7.18	3	×
S63.6.3	1	●
S63.6.25	3	×
H1.8.27	1	×
H2.8.22	3	●
H2.9.19	2	○
H5.7.27	3	○
H5.9.4	4	●
H7.7.4	1	○
H8.7.19	3	○
H9.9.16	4	●
H10.10.18	4	×
H16.8.29	3	○
H16.9.28	1	×
H16.10.20	2	●
H17.9.6	3	○
H23.9.20	2	×
H25.10.22	2	○
H27.6.30	2	○
H29.9.17	1	×
H30.7.7	4	×
H30.9.30	1	×

注) × : 棄却波形、○ : 対象波形、● : 参考波形

表 1.31 クラスター分析により主要洪水群に不足する降雨波形

洪水名	クラスター 番号	クラスター 分類名	大洲上流域 (mm/12hr)	計画降雨量 (mm/12hr)	拡大率	大洲地点 ピーク流量
HFB_2K_HA_m101_2081	5	小田川流域型	163.4	216	1.322	3,230

1.11.3 既往洪水からの検討

肱川流域において戦後最大流量を記録した、平成 30 年 7 月豪雨の流量（ダム・氾濫なし流量）は大洲地点において約 $6,200\text{m}^3/\text{s}$ と推定された。

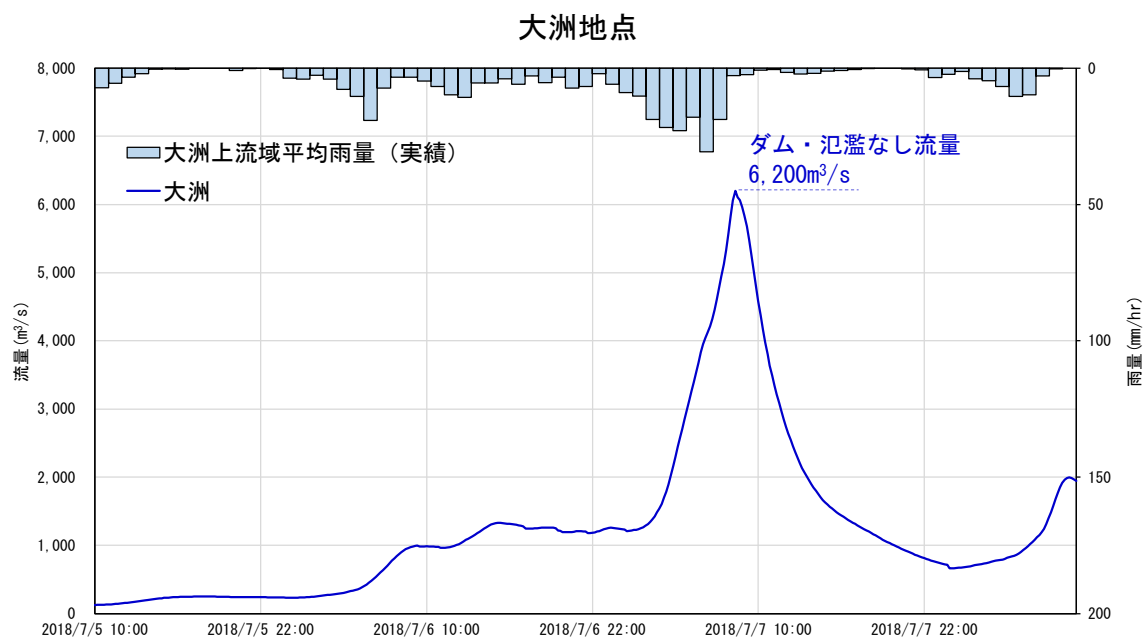


図 1.43 平成 30 年 7 月豪雨流量ハイドログラフ（ダム・氾濫なし流量）

1.12 総合的判断による基本高水ピーク流量の決定

今後想定される気候変動の影響による水災害リスクの増大を考慮し、気候変動シナリオ RCP2.6（2℃上昇相当）を想定した将来の降雨量の変化倍率 1.1 倍を考慮して、以下のように様々な手法による検討結果を総合的に判断した結果、雨量データによる確率からの検討により算出された流量の内、短時間雨量あるいは小田川流域や本川上流域が著しい引伸ばしとなっている洪水を除き最大となる流量を、基準地点大洲における基本高水ピーク流量とした。

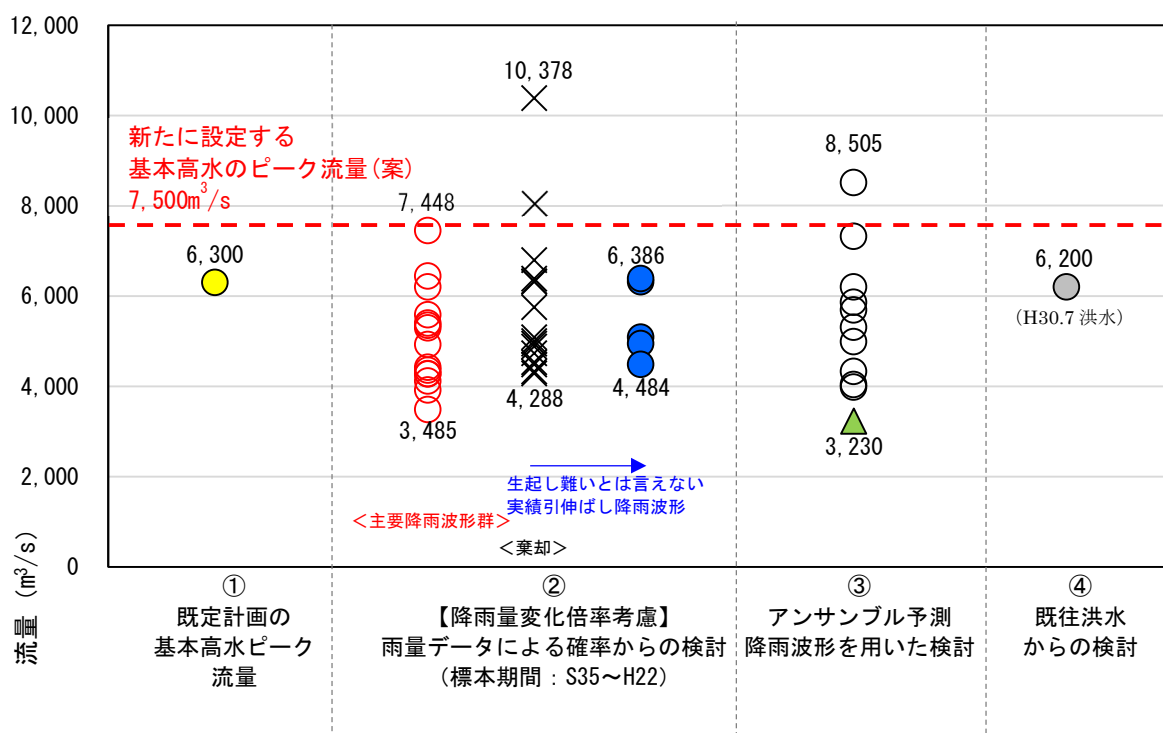


図 1.44 基本高水の設定に係る総合判断図

注. ●・▲は整備途上の上下流、本支川のバランスのチェック等に活用

【凡例】

- ② 雨量データによる確率からの検討：降雨量変化倍率（2℃上昇時の降雨量の変化倍率 1.1 倍）を考慮した検討
 - ×：短時間・小流域において著しい引き伸ばしとなっている洪水
 - ：棄却された洪水（×）のうち、アンサンブル予測降雨波形（過去実験、将来予測）の時空間分布から見て将来生起し難いとは言えないと判断された洪水
- ③ アンサンブル予測降雨波形を用いた検討：計画対象降雨の降雨量（216mm/12h）近傍の 10 洪水を抽出
 - ：気候変動予測モデルによる現在気候（1980～2010 年）及び将来気候（2℃上昇）のアンサンブル降雨波形
 - ▲：過去の実績降雨（主要降雨波形群）には含まれていない、降雨分布パターン

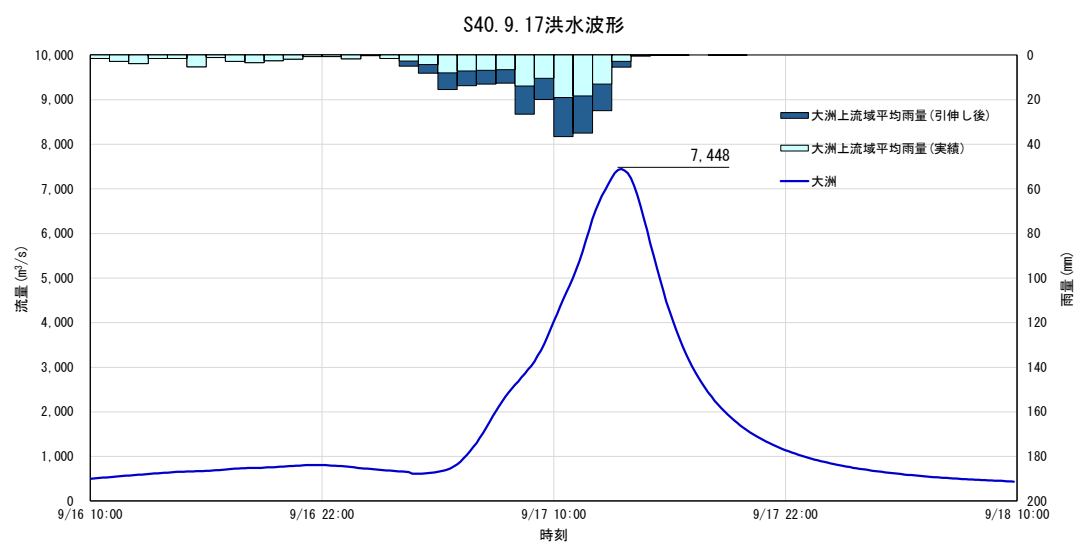


図 1.45 基本高水流量決定 基準地点流量波形

2. 高水処理計画

肱川の既定高水処理計画は、基準点大洲における基本高水ピーク流量 $6,300\text{m}^3/\text{s}$ に対し、洪水処理施設により $1,600\text{m}^3/\text{s}$ を調節し、 $4,700\text{m}^3/\text{s}$ を河道で処理する計画としている。

今回、気候変動による降雨量への影響を踏まえ、新たに肱川基準地点大洲における基本高水のピーク流量を見直した結果、既定計画 $6,300\text{m}^3/\text{s}$ を $7,500\text{m}^3/\text{s}$ に変更する計画としている。

なお、河道と洪水調節施設等への配分の検討に用いる降雨波形は、計画規模の降雨量まで実績降雨を引伸ばすことにより得られた主要降雨波形群を用いた。

肱川では、過去の災害を受けて、水防災対策特定河川事業や土地区画整理事業等と連携した宅地のかさ上げを大和橋付近の上老松地区及び大和・郷地区等で実施しており、計画高水位を上げることは社会的影響が大きい。また、河口付近では水産資源であるスジアオノリが生育していること、汽水環境の保全や塩水遡上への影響も踏まえ、これまでの河川整備においても、低水路部の鉛直方向の掘削を制限していることから大きな河積の拡大は見込めない。さらに、基準地点大洲より下流の市街地に隣接する区域において、伝統的な「うかい」や「いもたき」などによる活発な高水敷利用、大洲城などの歴史的景観の保全のため、大幅な引堤や高水敷を掘削した河道掘削による河積の確保は困難である。

このため、堤防のかさ上げや引堤による社会的影響、河道掘削による河川環境の改変や将来河道の維持等を考慮し、河道で処理可能な流量は既定計画から変更せず、肱川基準地点大洲において $4,700\text{m}^3/\text{s}$ とする。

既存ダムや建設中ダムにおける降雨予測技術向上による確実な容量確保、確保された容量を効率的に活用する操作ルールの変更等による洪水調節機能の強化に加え、遊水地等の新たな洪水調節施設の確保等により大洲地点の基本高水ピーク流量 $7,500\text{m}^3/\text{s}$ の内、 $2,800\text{m}^3/\text{s}$ について洪水調節を行い、大洲地点では河道への配分流量 $4,700\text{m}^3/\text{s}$ までの低減を見込むものとした。

なお、洪水調節施設等による調節流量については、流域の地形や土地利用状況、流域治水の視点等も踏まえ、基準地点のみならず流域全体の治水安全度向上のため、具体的な施設計画等を今後検討していく。

3. 計画高水流量

肱川の計画高水流量は、大洲において $4,700\text{m}^3/\text{s}$ とし、各主要地点の計画高水流量は、主要洪水の降雨波形群を用いて得られる通過流量の最大値を示す値から設定している。各地点の計画高水流量を以下のとおりとした。

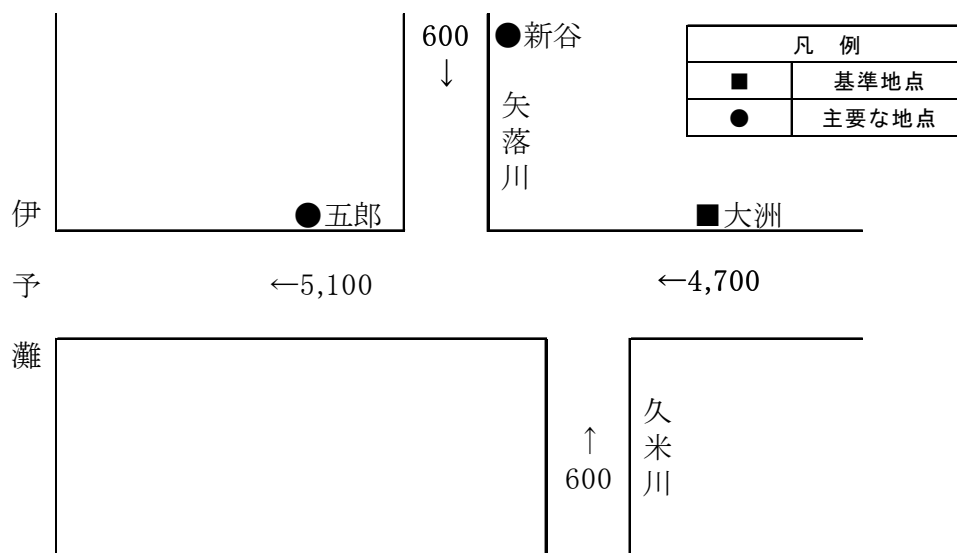


図 3.1 肱川計画流量図

4. 河道計画

河道計画は、以下の理由により現況の河道法線及び縦断勾配を重視し、流下能力が不足する区間については、周辺の社会的影響や河川環境等に配慮しながら必要な河積（洪水を安全に流下させるための断面）を確保した。

- ①大臣管理区間の堤防は全川にわたってほぼ完成していること。
- ②計画高水位を上げることは、破堤時における被害を増大させることになるため、沿川の市街地状況を考慮すると避けるべきであること。
- ③現行の河川整備基本方針の計画高水位に基づいて、多数の橋梁や樋門等の構造物が完成していること。また、計画高水位を上げることは堤内地での内水被害を助長させること。
- ④河道の安定を考慮した掘削高さの設定が重要であること。

計画縦断図を図 5.1、図 5.2 に示すとともに、主要な地点における計画高水位、及び概ねの川幅を表 4.1 に示す。

表 4.1 主要な地点における計画高水位及び川幅一覧表

河川名	地点名	河口からの距離(km)	計画高水位(T. P. m)	川幅(m)
肱川	大洲	河口から 18.8	18.19	160
〃	五郎	河口から 13.4	14.13	280
矢落川	新谷	肱川合流点から 3.4	16.31	80

注) T.P. : 東京湾中等潮位

計画高潮位は、海岸管理者と連携し、気候変動による予測をもとに平均海面水位の上昇量や潮位偏差の増加量を適切に評価し、海岸保全基本計画との整合を図りながら必要に応じて設定を行う。

【参考】気候変動の影響検討（河口水位）

IPCC のレポートでは、2010 年までの平均海面水位の予測上昇範囲は、RCP2.6（2℃上昇に相当）で 0.29-0.59m であり、RCP2.6 シナリオの気候変動による水位上昇の平均値は 0.43m とされている。

肱川水系では、流下能力の算定条件として、痕跡水位の最高値から河口の出発水位を設定している。仮に出発水位が上昇（RCP2.6 シナリオの平均値 43cm）したとしても、概ね HWL 以下になっていることを不等流計算にて確認した。

5. 河川管理施設等の整備の状況

肱川における河川管理施設等の整備状況は下記のとおりである。

(1) 堤防

堤防整備の現状の現状（令和4年（2022年）3月現在）は下表のとおりである。

表 5.1 堤防整備の現状

水系名	計画堤防断面	今後整備が必要な区間
肱川	42.7km (90.3%)	4.7km (9.7%)

※延長は、大臣管理区間（矢落川を含む）左右岸の計である。

(2) 洪水調節施設

完成施設 : 鹿野川ダム（治水容量：23,900 千 m³）

野村ダム（治水容量：3,500 千 m³）

建設中施設 山鳥坂ダム（治水容量：14,000 千 m³）

残りの必要容量 : 概ね 34,700 千 m³

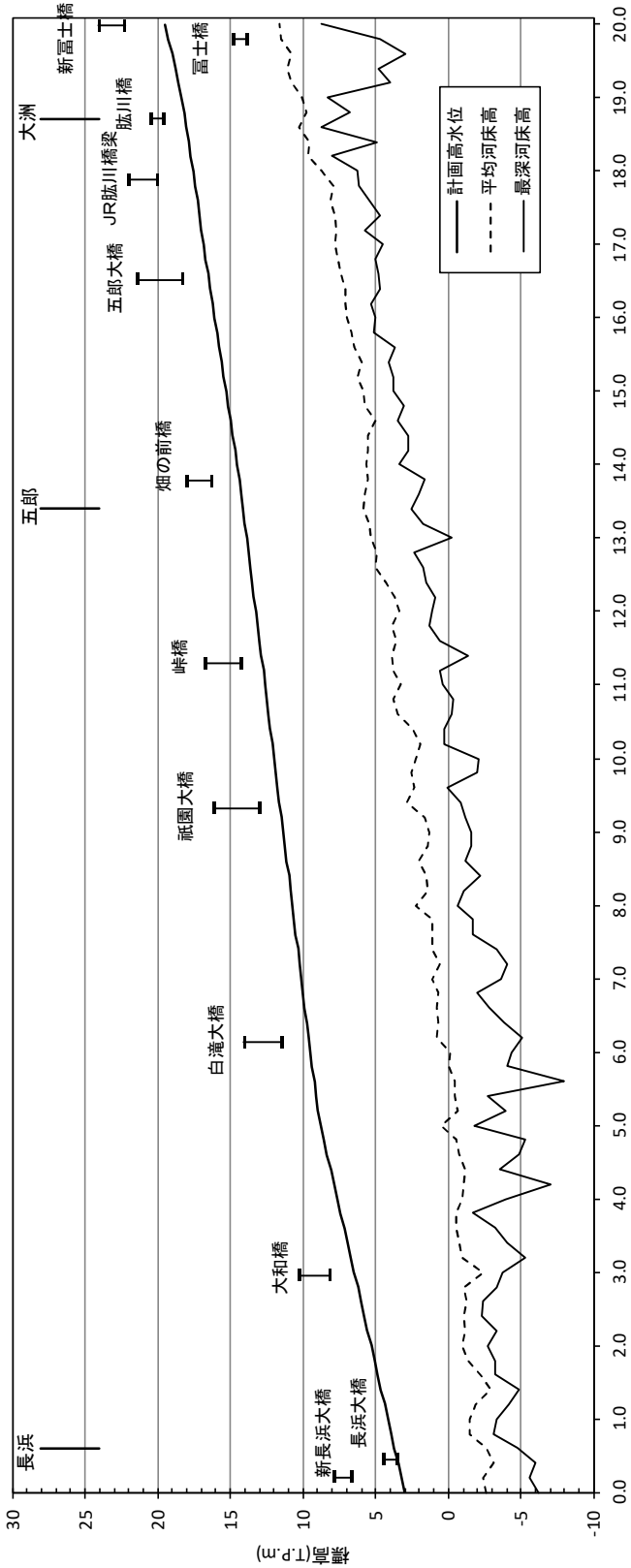
(3) 排水機場等

河川管理施設 : 0

許可工作物 : 1.1m³/s

※大臣管理区間のみである。

肱川縦断面図 (国土交通省)



計画高水勾配	1/860										1/1,320										1/840									
	計画高水位 (T.P.m)	-	3.69	4.16	5.32	6.49	7.65	8.81	9.50	10.13	10.75	11.38	12.00	12.63	13.25	13.87	14.13	14.55	15.31	16.07	16.83	17.58	18.19	18.34	19.49					
		平均河床高 (T.P.m)	-2.57	-2.56	-1.46	-0.97	-2.39	-0.96	0.54	-0.09	1.12	2.22	1.36	2.29	3.26	3.41	5.30	5.83	5.66	5.89	6.96	7.82	8.77	9.76	10.08	11.67				
		最深河床高 (T.P.m)	-6.15	-4.76	-3.33	-2.75	-3.76	-3.97	-1.74	-4.34	-3.64	-0.63	-1.59	-2.08	0.44	1.10	-0.25	2.57	3.38	3.83	5.04	4.52	6.30	6.81	8.34	8.75				
		距離標	0.0	0.6	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	7.0	8.0	9.0	10.0	11.0	12.0	13.0	13.4	14.0	15.0	16.0	17.0	18.0	18.8	19.0	20.0				

図 5.1 肱川計画縦断面図

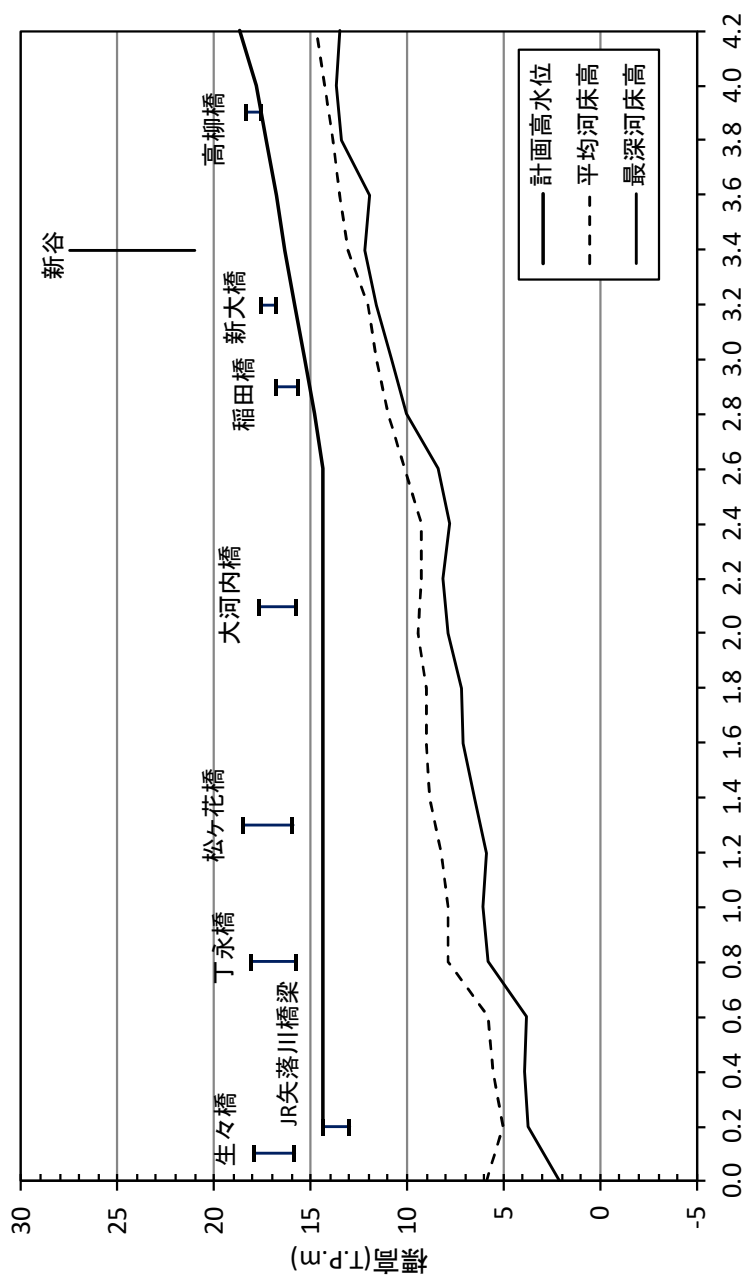


図 5.2 矢落川計画縦断面図

計画高水勾配	LEVEL																				1/406	1/230
計画高水位 (T.P.m)	-	14.34	14.34	14.34	14.34	14.34	14.34	14.34	14.34	14.34	14.34	14.34	14.34	14.34	14.34	14.34	14.34	14.34	14.34	14.34	14.26	18.66
平均河床高 (T.P.m)	5.86	5.02	3.73	0.84	5.80	7.91	14.34	14.34	14.34	14.34	14.34	14.34	14.34	14.34	14.34	14.34	14.34	14.34	14.34	14.34	14.26	14.69
最深河床高 (T.P.m)	2.13	3.73	0.44	3.91	5.80	7.91	14.34	14.34	14.34	14.34	14.34	14.34	14.34	14.34	14.34	14.34	14.34	14.34	14.34	14.34	14.26	14.69
距離標	0.0k	0.2k	0.4k	0.6k	0.8k	1.0k	1.2k	1.4k	1.6k	1.8k	2.0k	2.2k	2.4k	2.6k	2.8k	3.0k	3.2k	3.4k	3.6k	3.8k	4.0k	4.2k