

手取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	3
1.1. 工事実施基本計画	3
1.2. 河川整備基本方針	3
1.3. 河川整備基本方針策定後の状況	5
1.4. 新たな流出解析モデルの構築	6
1.5. 基本高水のピーク流量の設定	22
1.6. 対象降雨の継続時間の設定	23
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	32
1.8. 主要降雨波形の設定	36
1.9. 対象降雨の地域分布及び時間分布による棄却検討	38
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	41
1.11. アンサンブル予測降雨波形による検討	44
1.12. 既往洪水からの検討	56
1.13. 総合的判断による基本高水のピーク流量の決定	57
2. 高水処理計画	59
3. 計画高水流量	60
4. 河道計画	61
5. 河川管理施設等の整備の状況	62

1. 基本高水の検討

1.1. 工事実施基本計画

昭和 42 年 (1967 年) に定められた手取川水系工事実施基本計画は、以下に示すとおり、基本高水のピーク流量を基準地点鶴来で $6,000\text{m}^3/\text{s}$ としている。

- ① 計画の規模は、昭和 9 年 (1934 年) 7 月に未曾有の洪水が発生したこと及び流域の社会経済等の重要度等を総合的に勘案して 1/100 と設定した。
- ② 降雨継続時間は、実績降雨継続時間を考慮して 1 日とし、日雨量を確率処理して基準地点鶴来の確率規模 (1/100) の計画降雨量を $316\text{mm}/\text{日}$ と決定した。
- ③ 昭和 33 年 (1958 年) 7 月、昭和 34 年 (1959 年) 7 月、昭和 34 年 (1959 年) 9 月、昭和 36 年 (1961 年) 9 月、昭和 39 年 (1964 年) 7 月の 5 洪水により流出計算を同定した。
- ④ 既往洪水の中から、代表的な昭和 33 年 (1958 年) 7 月、昭和 34 年 (1959 年) 7 月の 2 洪水を選定し、そのほぼ平均的な降雨型を計画雨量に引伸し流出計算を行い、そのときのピーク流量である $6,000\text{m}^3/\text{s}$ を基本高水のピーク流量に決定した。

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、下記に示す様々な手法により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、基準地点鶴来の基本高水のピーク流量を $6,000\text{m}^3/\text{s}$ とし、平成 15 年 (2003 年) 10 月に手取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、各種条件のもと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) 流量確率評価による検証

蓄積された洪水時の実測の水位・流量データは、ダムによる調節の影響が含まれていたことから、基準地点鶴来で時刻流量データが存在する昭和 35 年 (1960 年) 以降平成 13 年 (2001 年) までについて、ダムの調節効果量を考慮した流量を用いて確率処理し、検証を行った。確率規模は、氾濫原の重要度や人口・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 $4,200\sim 6,100\text{m}^3/\text{s}$ となった。

表 1-1 1/100 確率流量（基準地点鶴来）

確率分布モデル	確率流量 (m ³ /s)
指数分布	5,400
グンベル	4,600
平方根指数型最大分布	5,700
一般化極値分布	5,200
対数ピアソンⅢ型分布（原標本）	4,200
対数ピアソンⅢ型分布	5,000
対数正規分布（岩井法）	5,400
〃（石原・高瀬法）	4,700
〃（クォンタイル法）	4,900
3母数対数正規分布（積率法）	4,700
2母数対数正規分布（L積率法）	6,100
〃（積率法）	6,000

(2) 既往洪水からの検証

手取川では、戦後数回にわたり大規模な洪水が発生している。過去の洪水においては、台風や前線性の降雨によって流域全体が湿潤状態となった場合もあったことを考慮し、主要洪水について、流域が湿潤状態となっていることを想定して行った結果、基準地点鶴来では昭和36年9月洪水が約7,900m³/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、計画を変更するような大きな洪水、降雨は発生していない。

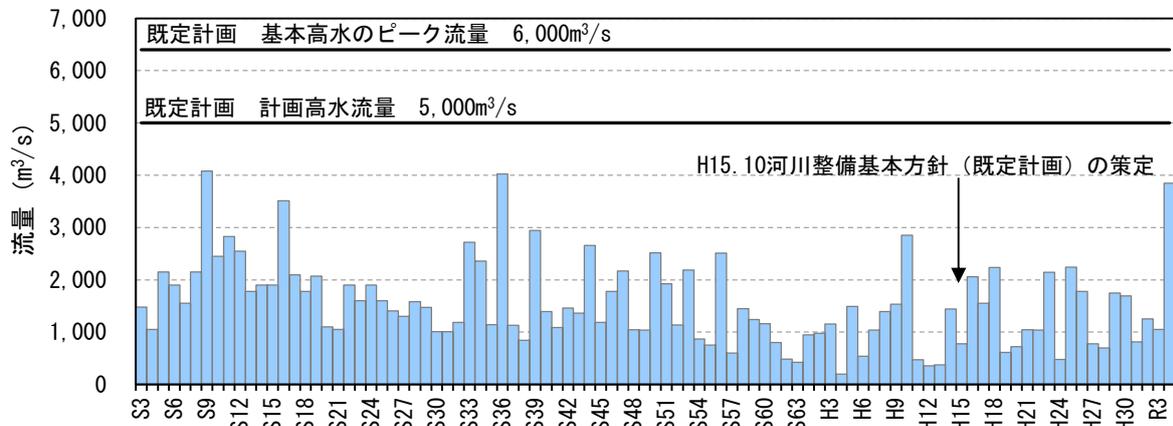


図 1-1 年最大流量（基準地点 鶴来）

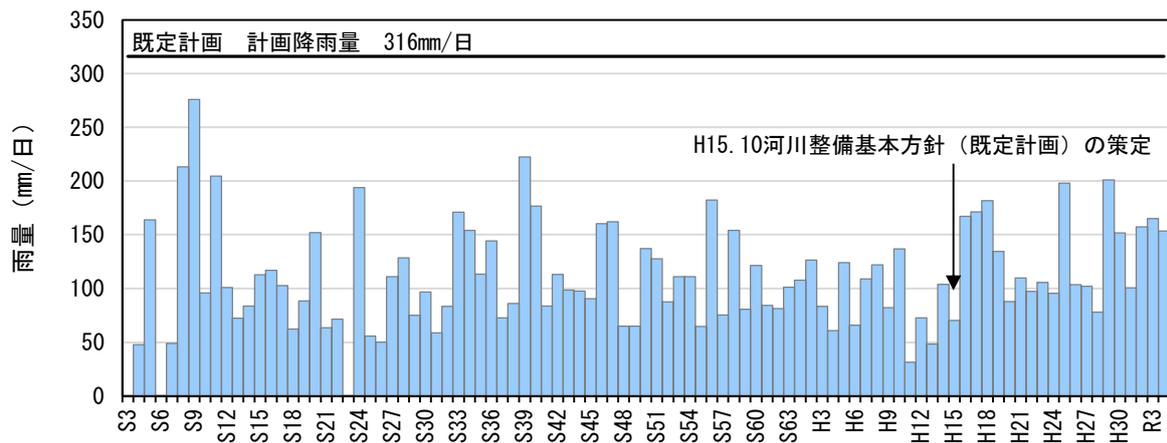


図 1-2 年最大流域平均雨量（基準地点 鶴来上流）

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、モデルの定数を設定した。

1.4.1. 貯留関数の計算手法

貯留関数法の基礎式を以下に示す。

手取川は国内でも有数の急流河川であるため、河道の貯留効果は期待できない。これをふまえて、河道は流下時間のみを考慮することとした。

【流域の貯留関数】

$$Sl = K \cdot ql^p \quad (\text{運動式})$$

$$\frac{dSl}{dt} = r - ql \quad (\text{連続式})$$

$$Ql = \frac{1}{3.6} \cdot \{f_1 \cdot A \cdot ql + (1 - f_1)A \cdot qsa, l\} + Q_B$$

ここに、 Sl : 見かけの流域貯留量 (mm)

ql : 遅滞時間 Tl を考慮した流出高 $ql(t) = q(t + Tl)$ (mm/h)

qsa, l : 飽和雨量後の降雨による流出高 (mm/h)

Ql : 全流出量 $Ql(t) = Q(t + Tl)$ (m³/s)

r : 流域平均雨量 (mm/h)

A : 流域面積 (km²)

f_1 : 一次流出率

Q_B : 基底流量 (m³/s)

運動式と連続式は面積率 f_1 の流出域と面積率 $1 - f_1$ の浸透域にそれぞれ適用され、流出域と浸透域の有効降雨強度 r_e はそれぞれ次式で求められる。 f_1 は一次流出率、 f_{sa} は飽和流出率で、多くの場合、 f_{sa} は 1 となっている。

$$\text{流出域 } r_e = r$$

$$\text{浸透域 } r_e = 0 \quad 0 \leq \sum r < R_{sa}$$

$$= 0 \quad R_{sa} \leq \sum r$$

ここに、 r : 観測された流域平均降雨強度 (mm/h)

R_{sa} : 飽和雨量 (mm)

流域ブロック末端の計算流量は、流出域及び浸透域における計算直接流出量に基づいて次式で求められる。

$$Q = \frac{1}{3.6} \cdot f_1 \cdot A \cdot q_r + \frac{1}{3.6} \cdot (f_s - f_1) \cdot A \cdot q_{ir} + Q_b$$

ここに、 Q : 流域ブロック (サブ流域) 末端の計算流量 (m³/s)

Q_r : 流出域の計算直接流出量 (mm/h)

Q_i : 浸透域の計算直接流出量 (mm/h)

A : 流域面積 (km²)

Q_b : 基底流量 (m³/s)

1.4.2. 流域分割と流出系統

流域分割図を図 1-3、流出モデル図を図 1-4 に示す。

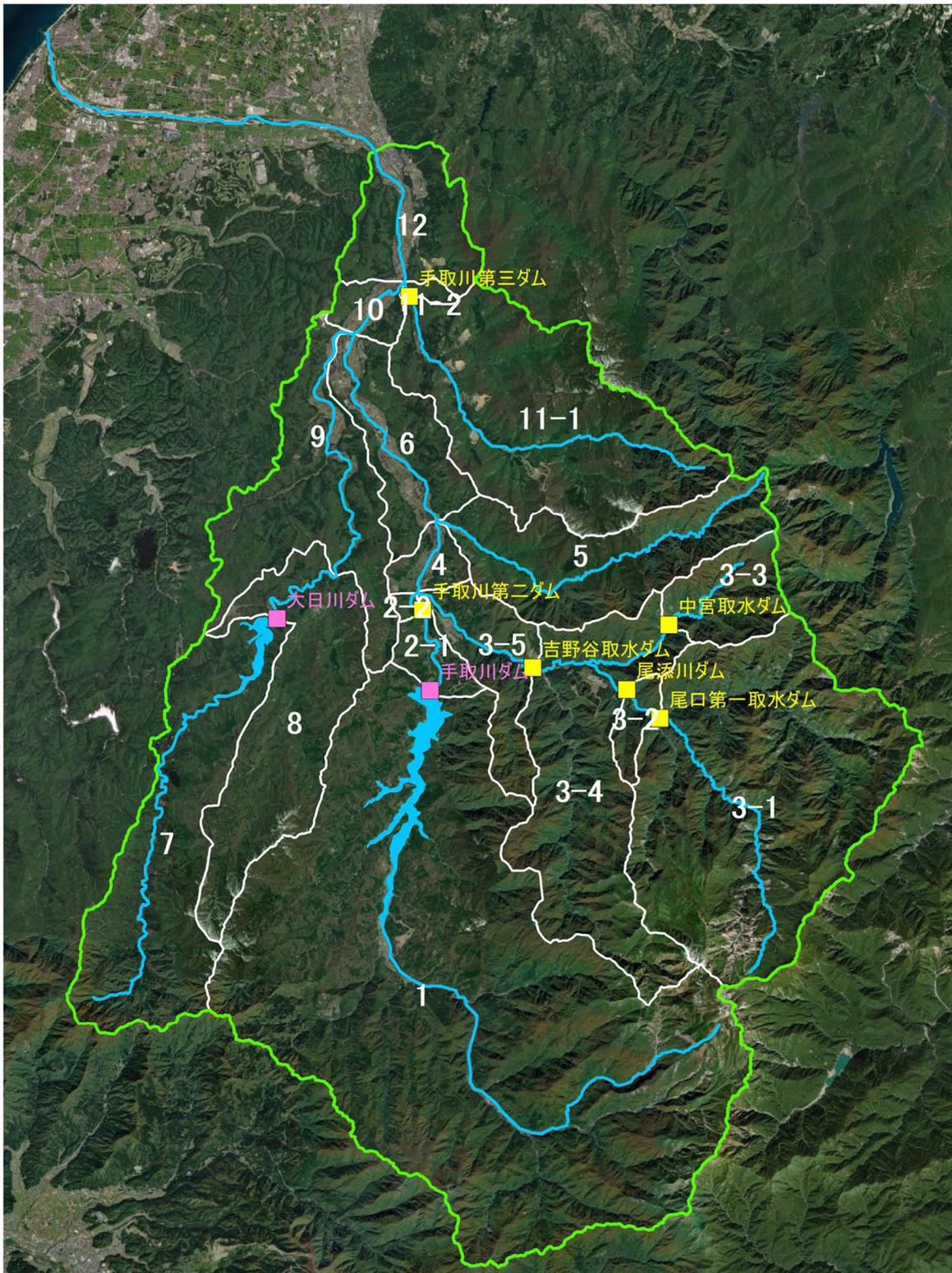


図 1-3 流域分割図

表 1-2 流域分割一覧表

流域No	流域名	流域面積 (km ²)
1	手取川ダム流域	247.2
2-1	手取川第二ダム流域	7.23
2-2	牛首川残流域	0.07
3-1	尾口第一ダム流域	101.21
3-2	尾添川ダム流域	4.33
3-3	中宮ダム流域	13.45
3-4	吉野谷ダム流域	55.38
3-5	尾添川残流域	16.43
4	手取川残流域1	5.5
5	瀬波川流域	38.5
6	手取川残流域2	22.3
7	大日川ダム流域	56.5
8	杖川流域	42.3
9	大日川残流域	40.5
10	手取川残流域3	5.6
11-1	手取川第三ダム流域	67.45
11-2	直海谷川残流域	1.85
12	手取川残流域4	21.7
合計		747.5

1.4.3. 定数の設定

(1) 一次流出率及び計画飽和雨量の設定

一次流出率及び計画飽和雨量は、実績の総雨量と実績の総流出高をプロットし、そのプロットから読み取って設定した。対象洪水は、基準地点鶴来の実測流量 $1,100\text{m}^3/\text{s}$ 以上（平均年最大流量以上）の洪水とした。

総雨量や総流出高の算出に当たっては、図 1-5 に示すように、実績流量のハイドログラフをもとに直接流出成分と間接流出成分の分離を行い、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、洪水の終わりから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。手取川では、流域のほとんどが自然地形（森林・水田）であることから、表面流のほかに、側方浸透流（中間流出成分）、地下水位流に分かれ、流出過程をとると想定される。したがって、手取川では、ピーク以降の流量を3本の直線で分離し、洪水の終わりから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、洪水の立ち上がりを定めて、それ以前の洪水は初期損失雨量として取り扱い、総降雨量に含めないものとして整理した。

検討結果を図 1-7 に示す。同図より、一次流出率 $f1=0.5$ 、計画飽和雨量 $Rsa=90\text{mm}$ と設定した。

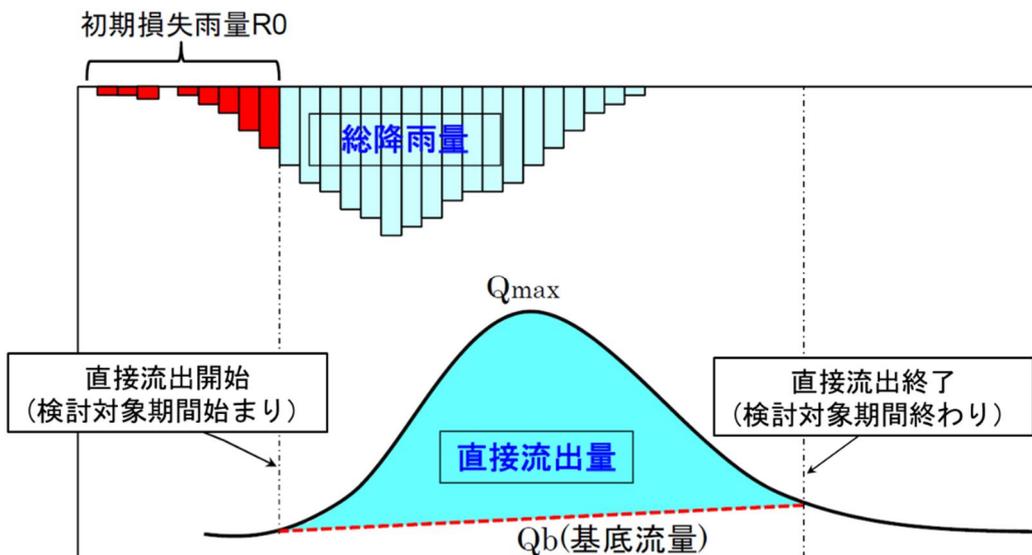


図 1-5 成分分離（検討対象期間設定）の概念図

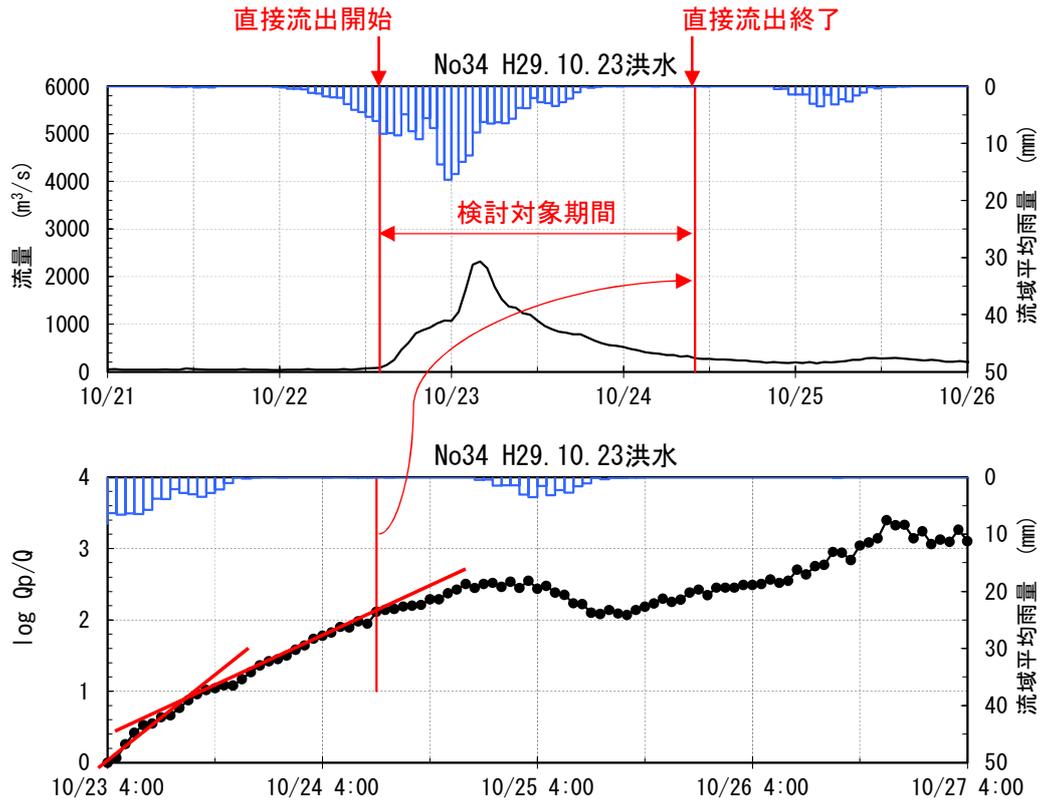


図 1-6 洪水ごとの検討対象期間の設定例

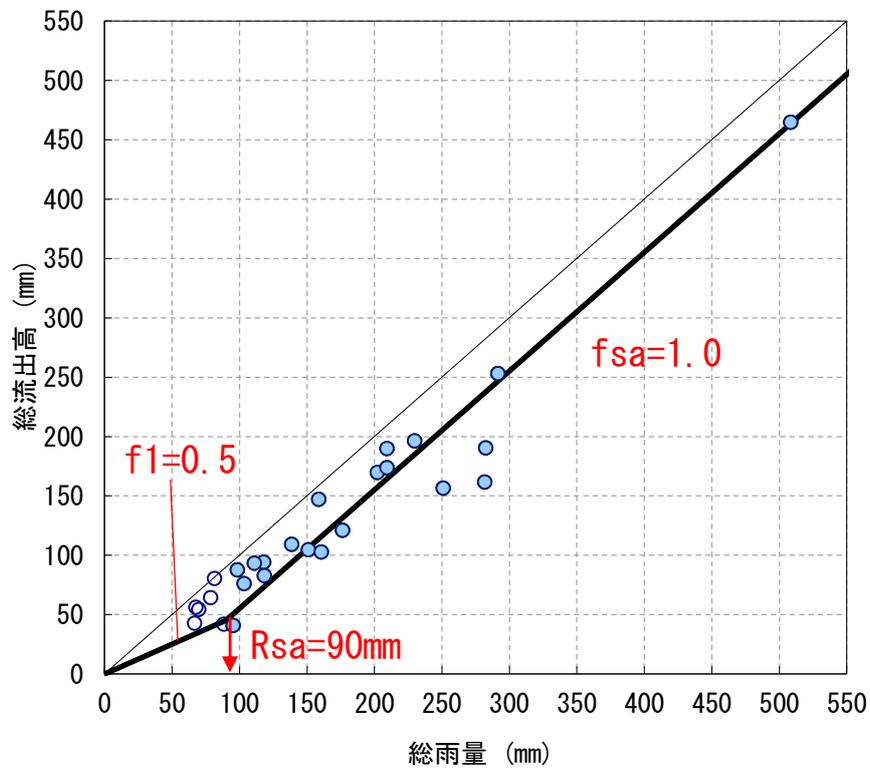


図 1-7 一次流出率及び計画飽和雨量の設定

(2) 河道定数の設定

手取川は急流河川であるが、一般に急流河川では、大きな河道貯留の効果を見込むことは難しい。このため、手取川の貯留関数モデルでは、河道貯留効果は見込まないこととして、河道の遅れのみ考慮することとした。

設定する河道は、河道延長が比較的長くなる区間として、手取川の瀬波川合流点～直海谷川合流点（流域 6、10 の河道区間）を河道 A とし、大日川の杖川合流点～手取川合流点（流域 9 の河道区間）を河道 B として設定した。

使用する河道の遅れは、実績のハイドログラフから設定することとし、河道 A の遅れ時間を、女原又は瀬戸地点から中島地点の流下時間として整理した。河道 B は、河道 A と概ね同じ延長、勾配であることをふまえて、河道 A と同一の流下時間を設定することとした。

整理結果を表 1-4 に示す。この結果によると、女原又は瀬戸地点から中島地点の平均的な流下時間は 1 時間となっている。これより、河道 A、河道 B とともに流下時間は 1 時間と設定した。

表 1-3 河道の遅れ時間の設定

区分	対象河川	区間	流下時間
河道 A	手取川	瀬波川合流点～直海谷川合流点 (流域 6、10 の河道区間)	1 時間 (実績による)
河道 B	大日川	杖川合流点～手取川合流点 (流域 9 の河道区間)	1 時間 (河道 A と同値を設定)

※急流河川のため、河道貯留は考慮しない

表 1-4 流下時間の設定

洪水生起日	ダム戻し流量 (m^3/s)	瀬戸地点から中島地点まで			中島地点から鶴来地点まで		
		瀬戸 ピーク時刻	中島 ピーク時刻	流下時間 (hr)	中島 ピーク時刻	鶴来 ピーク時刻	流下時間 (hr)
H16. 10. 20. 22:00	2,862	10. 20 21:00	10. 20 22:00	1	10. 20 22:00	10. 20 22:00	0
H17. 7. 4. 7:00	2,193	7. 4 6:00	7. 4 7:00	1	7. 4 7:00	7. 4 7:00	0
H18. 7. 19. 2:00	2,458	7. 19 1:00	7. 19 2:00	1	7. 19 2:00	7. 19 1:00	-1
H23. 5. 11. 20:00	2,204	-	5. 11 20:00	-	5. 11 20:00	5. 11 20:00	0
H25. 7. 29. 19:00	2,936	-	7. 29 19:00	-	7. 29 19:00	7. 29 19:00	0
H26. 3. 31. 22:00	2,106	-	3. 30 23:00	-	3. 30 23:00	3. 31 0:00	1
H29. 7. 4. 6:00	2,057	-	7. 4 6:00	-	7. 4 6:00	7. 4 6:00	0
H29. 8. 8. 12:00	2,288	-	8. 8 12:00	-	8. 8 12:00	8. 8 12:00	0
H29. 10. 23. 4:00	2,313	-	10. 23 3:00	-	10. 23 3:00	10. 23 3:00	0
H30. 7. 5. 20:00	2,513	-	7. 5 20:00	-	7. 5 20:00	7. 5 20:00	0
			平均流下時間	1		平均流下時間	0

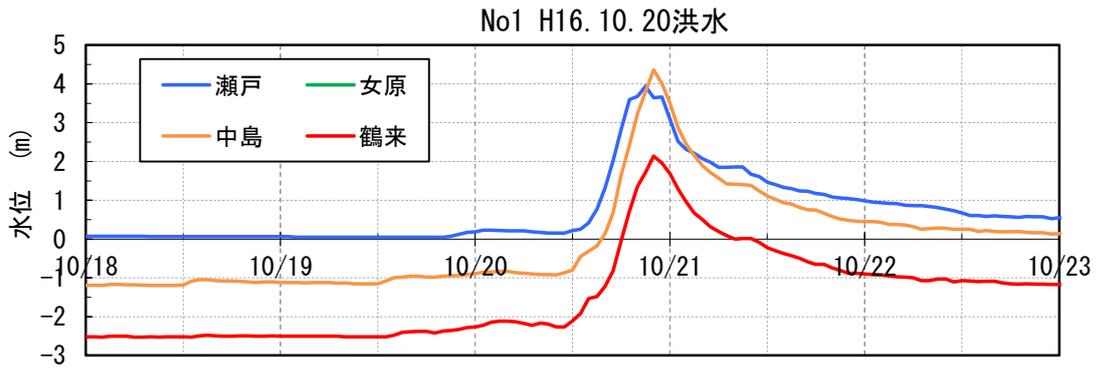


図 1-8 洪水ごとの各地点の水位の整理例

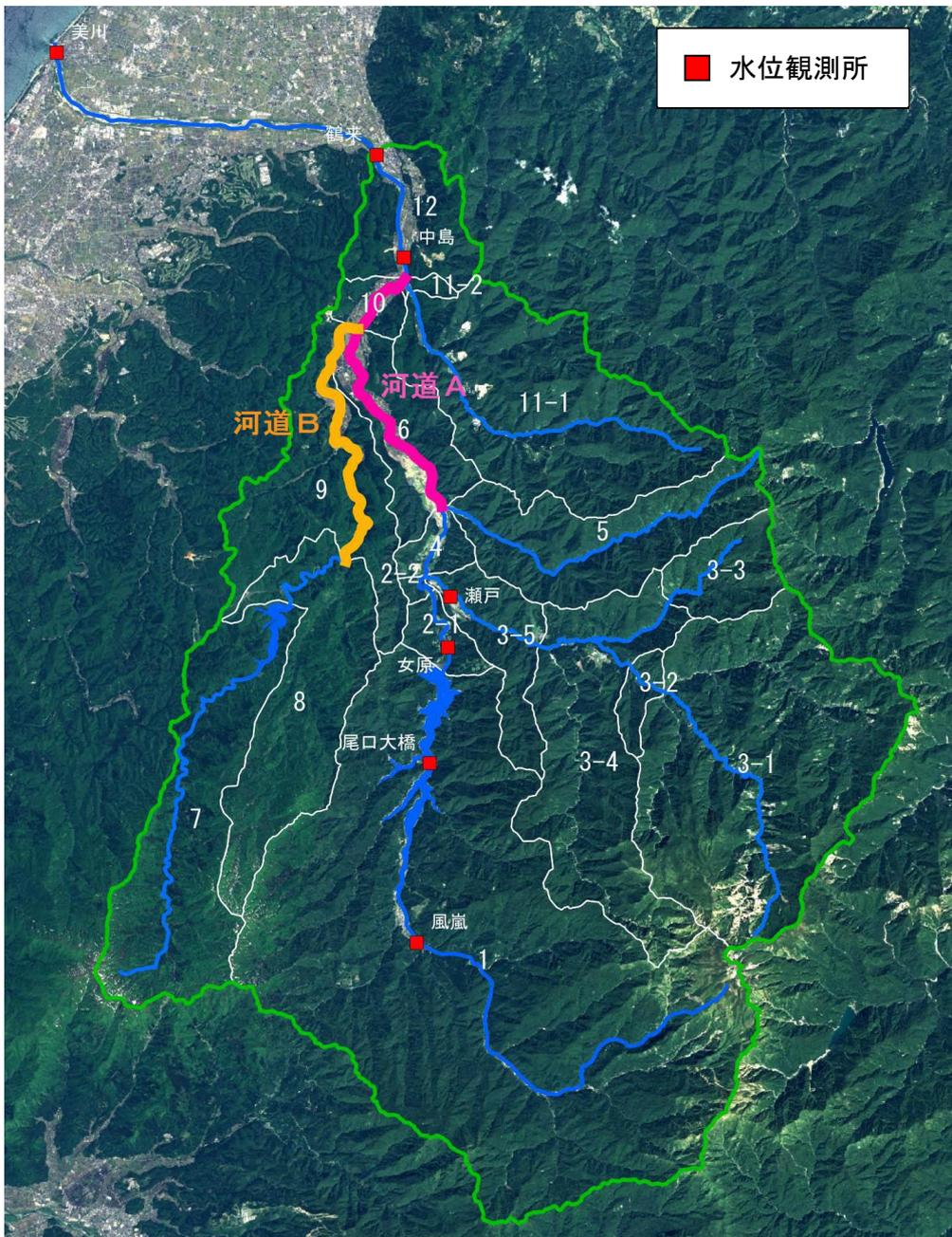


図 1-9 河道区分

(3) 流域定数の一次設定

流域定数 K、p、TL の一次設定として、分割流域ごとに最高標高、流域最下流の標高、河道延長を計測して、利根川の経験式により算定した。

表 1-5 流域定数の一次設定

流域番号	流域名称	流域面積 (km ²)	流域定数							一次流出率 f1
			流域長 L (km)	流域勾配			一次設定流域定数			
				最高標高	最低標高	標高差	(I ⁻¹)	k	p	
1	1手取川ダム流域	247.2	30.5	2,702	445	2,258	14	54.4	0.32	0.5
2	2牛首川残流域	7.3	6.9	1,004	240	764	9	61.4	0.29	0.5
3	3尾添川流域	190.8	26.7	2,684	240	2,444	11	58.0	0.31	0.5
4	4手取川残流域1	5.5	3.1	922	232	690	4	75.8	0.25	0.5
5	5瀬波川流域	38.5	17.1	1,644	232	1,412	12	56.3	0.31	0.5
6	6手取川残流域2	22.3	8.9	865	134	731	12	56.2	0.31	0.5
7	7大日川ダム流域	56.5	23.7	1,368	265	1,103	21	47.4	0.36	0.5
8	8杖川流域	42.3	19.3	1,317	242	1,075	18	50.0	0.34	0.5
9	9大日川残流域	40.5	15.9	1,062	134	928	17	50.6	0.34	0.5
10	10手取川残流域3	5.6	4.2	502	114	388	11	58.3	0.31	0.5
11	11直海谷川流域	69.3	16.8	1,601	114	1,487	11	57.4	0.31	0.5
12	12手取川残流域4	21.7	7.7	928	78	850	9	61.5	0.29	0.5
合計		747.5								

※K, p, TLは利根川経験式によるものである。

$$k = 118.845(I^{-1})^{-0.3}$$

$$p = 0.175(I^{-1})^{-0.235}$$

$$TL = 0.0506 \cdot L - 0.31$$

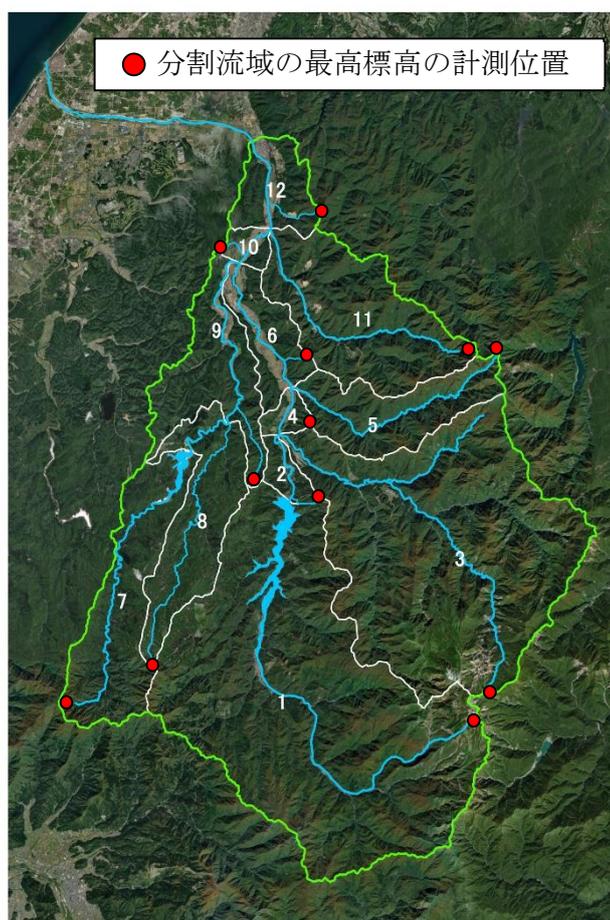


図 1-10 流域延長計測

(4) 流域定数の二次設定

流域定数 K、p、TL の二次設定として、手取川ダム、大日川ダムの実績から流域定数を検討するほか、利根川の経験式による一次流域定数を流出計算しながら補正した。

1) 実績の SQ 分析

流域定数の設定にあたり、実績を重視した定数を設定することが重要であることから、手取川ダム、大日川ダムの実績流入量データを用いて SQ 分析を行い、k、p、TL の値を洪水ごとに求め、表 1-6（上段）に整理した。ここで求めた洪水ごとの定数に対して、以下の考え方で各定数に対する平均比率を求め、定数同定の基礎資料とした。

- ① 実績ハイドロに基づく k、p、TL の分析値と、利根川の経験式に基づく一次設定値の比率を求める。
- ② ①で求めた比率の平均値を求める。

表 1-6 実績の SQ 分析の結果

実績ハイドロからの分析値

対象洪水	1手取川ダム流域			7大日川ダム流域		
	流域定数		遅滞時間 TL(hr)	流域定数		遅滞時間 TL(hr)
	k	p		k	p	
H10.9洪水	50.22	0.23	0.50	38.50	0.29	1.00
H16.10洪水	42.58	0.28	0.50	37.68	0.31	1.00
H18.7洪水 (1山目)	9.42	0.74	0.00	3.64	1.01	0.50
H18.7洪水 (2山目)	16.23	0.67	0.00	13.77	0.77	0.00
H25.7洪水	34.11	0.31	0.50	36.97	0.32	0.50
H30.7洪水	56.40	0.23	0.00	74.03	0.17	0.00
R4.8洪水	62.44	0.28	0.00	82.80	0.18	1.00

※H18.7洪水は2山洪水であり、SQループが解消できないため、対象外とする。

利根川の経験式に基づく定数

一次設定定数	54.40	0.32	1.23	47.40	0.36	0.89
--------	-------	------	------	-------	------	------

一次設定定数に対する比率

H10.9洪水	0.92	0.72	0.41	0.81	0.81	1.12
H16.10洪水	0.78	0.88	0.41	0.79	0.86	1.12
H18.7洪水 (1山目)	0.17	2.31	0.00	0.08	2.81	0.56
H18.7洪水 (2山目)	0.30	2.09	0.00	0.29	2.14	0.00
H25.7洪水	0.63	0.97	0.41	0.78	0.89	0.56
H30.7洪水	1.04	0.72	0.00	1.56	0.47	0.00
R4.8洪水	1.15	0.88	0.00	1.75	0.50	1.12
平均比率	0.90	0.83	0.24	1.14	0.71	0.79

H10.9 洪水

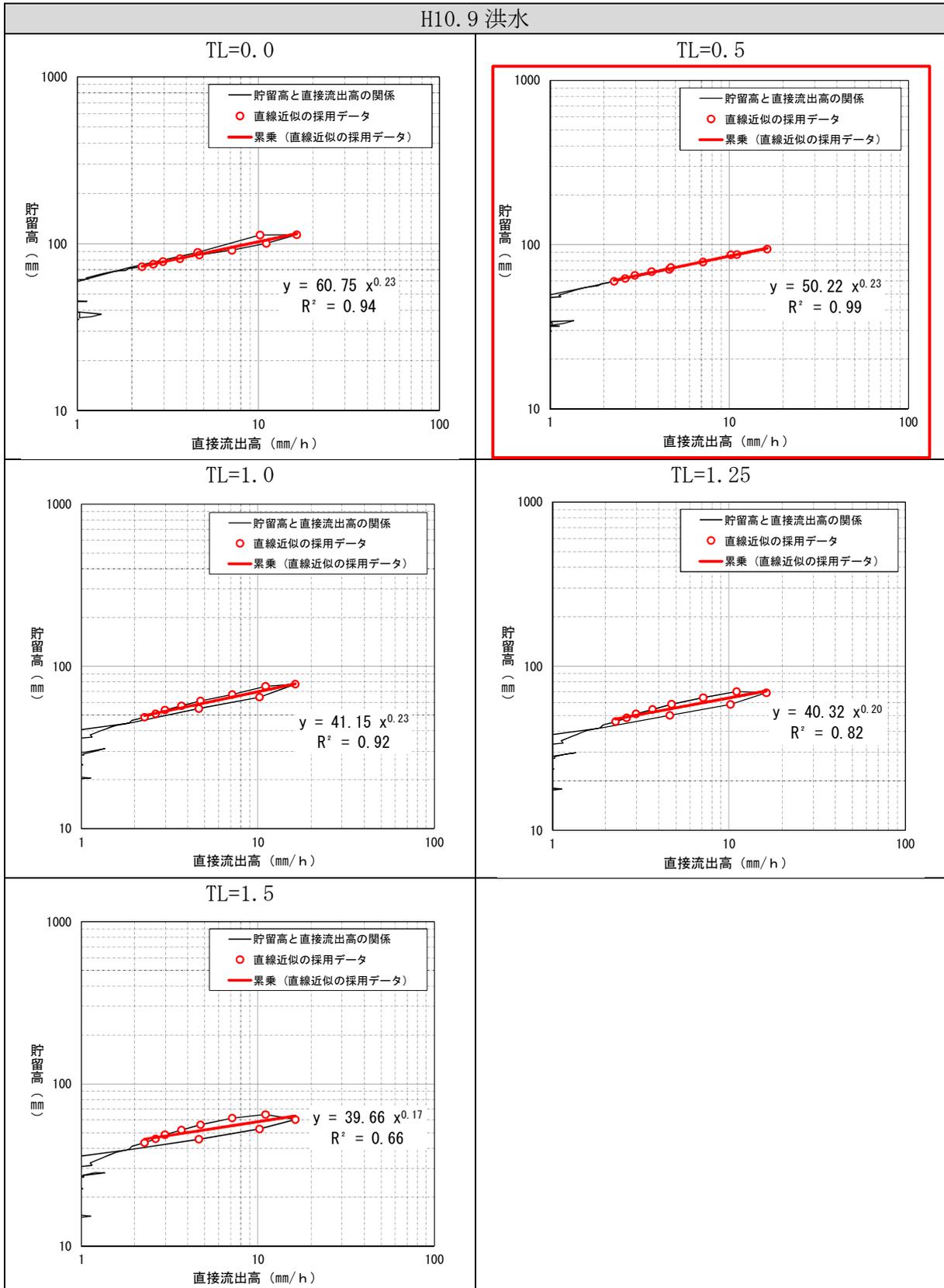


図 1-11 洪水ごとの SQ 例 (手取川ダム流域)

2) 定数決定計算

流域定数を同定するため、f1 と Rsa は図 1-7 で決定した値に固定したうえで、前項に示した SQ 分析結果を踏まえて K、p を変化させながら流出計算を行い、利根川経験式に基づく一次設定値に対する K、p の補正倍率を算定した。この補正倍率の平均値を、利根川経験式に基づく一次設定値にかけた値を K、p の決定値とした。TL は、利根川経験式に基づく定数を、SQ 分析に基づく実績に合うように補正した値を決定値とした。

表 1-7 洪水毎の流出計算により求めた、k の補正係数（一次設定定数の補正比率）

No	流域名	No1	No2	No3	No4	No5	No6	No7	No8	No9	No10	No11	平均
		S36.9.16	S39.7.8	S44.8.9	S50.8.23	S56.7.3	H10.9.22	H16.10.20	H18.7.19	H25.7.29	H30.7.5	R4.8.3	
1	1手取川ダム流域	0.7	0.8	0.35	0.6	0.5	0.92	0.78	0.17	0.63	1.04	1.15	0.75
2	2牛首川残流域	0.7	0.8	0.35	0.6	0.5	0.92	0.78	0.17	0.63	1.04	1.15	0.75
3	3尾添川流域	0.7	0.8	0.35	0.6	0.5	0.92	0.78	0.17	0.63	1.04	1.15	0.75
4	4手取川残流域1	0.7	0.8	0.35	0.6	0.5	0.92	0.78	0.17	0.63	1.04	1.15	0.75
5	5瀬波川流域	0.7	0.8	0.35	0.6	0.5	0.92	0.78	0.17	0.63	1.04	1.15	0.75
6	6手取川残流域2	0.7	0.8	0.35	0.6	0.5	0.92	0.78	0.17	0.63	1.04	1.15	0.75
7	7大日川ダム流域	0.7	0.8	0.35	0.6	0.5	0.81	0.79	0.08	0.78	1.56	1.75	0.86
8	8杖川流域	0.7	0.8	0.35	0.6	0.5	0.81	0.79	0.08	0.78	1.56	1.75	0.86
9	9大日川残流域	0.7	0.8	0.35	0.6	0.5	0.81	0.79	0.08	0.78	1.56	1.75	0.86
10	10手取川残流域3	0.7	0.8	0.35	0.6	0.5	0.92	0.78	0.17	0.63	1.04	1.15	0.75
11	11直海谷川流域	0.7	0.8	0.35	0.6	0.5	0.92	0.78	0.17	0.63	1.04	1.15	0.75
12	12手取川残流域4	0.7	0.8	0.35	0.6	0.5	0.92	0.78	0.17	0.63	1.04	1.15	0.75

※H18.7洪水は2山波形であり、他洪水と比率の値が大きく異なるため、平均値の算定から除外した。

表 1-8 洪水毎の流出計算により求めた、p の補正係数（一次設定定数の補正比率）

No	流域名	No1	No2	No3	No4	No5	No6	No7	No8	No9	No10	No11	平均
		S36.9.16	S39.7.8	S44.8.9	S50.8.23	S56.7.3	H10.9.22	H16.10.20	H18.7.19	H25.7.29	H30.7.5	R4.8.3	
1	1手取川ダム流域	1.2	1	1.2	1	1.4	0.72	0.88	2.31	0.97	0.72	0.88	1
2	2牛首川残流域	1.2	1	1.2	1	1.4	0.72	0.88	2.31	0.97	0.72	0.88	1
3	3尾添川流域	1.2	1	1.2	1	1.4	0.72	0.88	2.31	0.97	0.72	0.88	1
4	4手取川残流域1	1.2	1	1.2	1	1.4	0.72	0.88	2.31	0.97	0.72	0.88	1
5	5瀬波川流域	1.2	1	1.2	1	1.4	0.72	0.88	2.31	0.97	0.72	0.88	1
6	6手取川残流域2	1.2	1	1.2	1	1.4	0.72	0.88	2.31	0.97	0.72	0.88	1
7	7大日川ダム流域	1.2	1	1.2	1	1.4	0.81	0.86	2.81	0.89	0.47	0.5	0.93
8	8杖川流域	1.2	1	1.2	1	1.4	0.81	0.86	2.81	0.89	0.47	0.5	0.93
9	9大日川残流域	1.2	1	1.2	1	1.4	0.81	0.86	2.81	0.89	0.47	0.5	0.93
10	10手取川残流域3	1.2	1	1.2	1	1.4	0.72	0.88	2.31	0.97	0.72	0.88	1
11	11直海谷川流域	1.2	1	1.2	1	1.4	0.72	0.88	2.31	0.97	0.72	0.88	1
12	12手取川残流域4	1.2	1	1.2	1	1.4	0.72	0.88	2.31	0.97	0.72	0.88	1

※H18.7洪水は2山波形であり、他洪水と比率の値が大きく異なるため、平均値の算定から除外した。

表 1-9 k、p、TL の決定値

流域番号	流域名称	流域面積 (km ²)	流域定数						遅滞時間		一次流出率 f1	基底流量 q (m ³ /s)
			一次設定値		一次設定に対する倍率		決定値		補正係数	決定値 TL (hr)		
			k	p	k	p	k	p				
1	1手取川ダム流域	247.2	54.4	0.32	0.75	1.00	40.80	0.32	0.24	0.30	0.5	21.28
2	2牛首川残流域	7.3	61.4	0.29	0.75	1.00	46.10	0.29	0.24	0.01	0.5	0.63
3	3尾添川流域	190.8	58.0	0.31	0.75	1.00	43.50	0.31	0.24	0.25	0.5	16.42
4	4手取川残流域1	5.5	75.8	0.25	0.75	1.00	56.90	0.25	0.24	0.00	0.5	0.47
5	5瀬波川流域	38.5	56.3	0.31	0.75	1.00	42.20	0.31	0.24	0.13	0.5	3.31
6	6手取川残流域2	22.3	56.2	0.31	0.75	1.00	42.20	0.31	0.24	0.03	0.5	1.92
7	7大日川ダム流域	56.5	47.4	0.36	0.86	0.93	40.80	0.33	0.79	0.70	0.5	4.86
8	8杖川流域	42.3	50.0	0.34	0.86	0.93	43.00	0.32	0.79	0.53	0.5	3.64
9	9大日川残流域	40.5	50.6	0.34	0.86	0.93	43.50	0.32	0.79	0.40	0.5	3.49
10	10手取川残流域3	5.6	58.3	0.31	0.75	1.00	43.70	0.31	0.24	0.00	0.5	0.48
11	11直海谷川流域	69.3	57.4	0.31	0.75	1.00	43.10	0.31	0.24	0.13	0.5	5.96
12	12手取川残流域4	21.7	61.5	0.29	0.75	1.00	46.10	0.29	0.24	0.02	0.5	1.87
	合計	747.5										

※k、p は利根川経験式に基づく定数を、実績に合うように設定した値である。

※TL は利根川経験式に基づく定数を、手取川ダム実績 (0.3hr)、大日川ダム実績 (0.7hr) に合うように補正係数を求め、全流域に適用した値である。

※基底流量は中島の平水流量 (62.82m³/s) を流域面積比で按分して設定。

(5) 定数の決定

決定したモデル定数を表 1-10 に整理した。なお、利水ダム地点で流域分割しているが、流域定数は分割前の値を設定し、基底流量は流域面積比で案分している。

表 1-10 計画の流域定数

流域番号	流域名称	利水ダムを考慮した分割	流域面積 (km ²)	流域定数		遅滞時間 TL (hr)	一次流出率 f1	基底流量 q (m ³ /s)	飽和雨量 Rsa (mm)
				k	p				
1	1手取川ダム流域	1手取川ダム流域	247.2	40.80	0.32	0.30	0.50	21.28	90
2	2牛首川残流域	2-1手取川第二ダム流域	7.23	46.10	0.29	0.01	0.50	0.62	90
		2-2牛首川残流域	0.07					0.01	
3	3尾添川流域	3-1尾口第一ダム流域	101.21	43.50	0.31	0.25	0.50	8.71	90
		3-2尾添川ダム流域	4.33					0.37	
		3-3中宮ダム流域	13.45					1.16	
		3-4吉野谷ダム流域	55.38					4.77	
		3-5尾添川残流域	16.43					1.41	
4	4手取川残流域1	4手取川残流域1	5.5	56.90	0.25	0.00	0.50	0.47	90
5	5瀬波川流域	5瀬波川流域	38.5	42.20	0.31	0.13	0.50	3.31	90
6	6手取川残流域2	6手取川残流域2	22.3	42.20	0.31	0.03	0.50	1.92	90
7	7大日川ダム流域	7大日川ダム流域	56.5	40.80	0.33	0.70	0.50	4.86	90
8	8杖川流域	8杖川流域	42.3	43.00	0.32	0.53	0.50	3.64	90
9	9大日川残流域	9大日川残流域	40.5	43.50	0.32	0.40	0.50	3.49	90
10	10手取川残流域3	10手取川残流域3	5.6	43.70	0.31	0.00	0.50	0.48	90
11	11直海谷川流域	11-1手取川第三ダム流域	67.45	43.10	0.31	0.13	0.50	5.81	90
		11-2直海谷川残流域	1.85					0.16	
12	12手取川残流域4	12手取川残流域4	21.7	46.10	0.29	0.02	0.50	1.87	90
合計			747.5						

※ k、p、TLは利根川経験公式に基づく定数を、実績に合うように変化させた値である。
 ※基底流量は中島の平水流量 (63m³/s : H1~R2の平均値) を流域面積比で按分して設定。

(6) 再現計算結果

計画のモデル定数のうち、Rsa を変化させながら主要洪水の再現計算を行った。図 1-12 に示す結果のとおり、洪水の立ち上がり、ピーク、低減期いずれも精度よく再現できている。

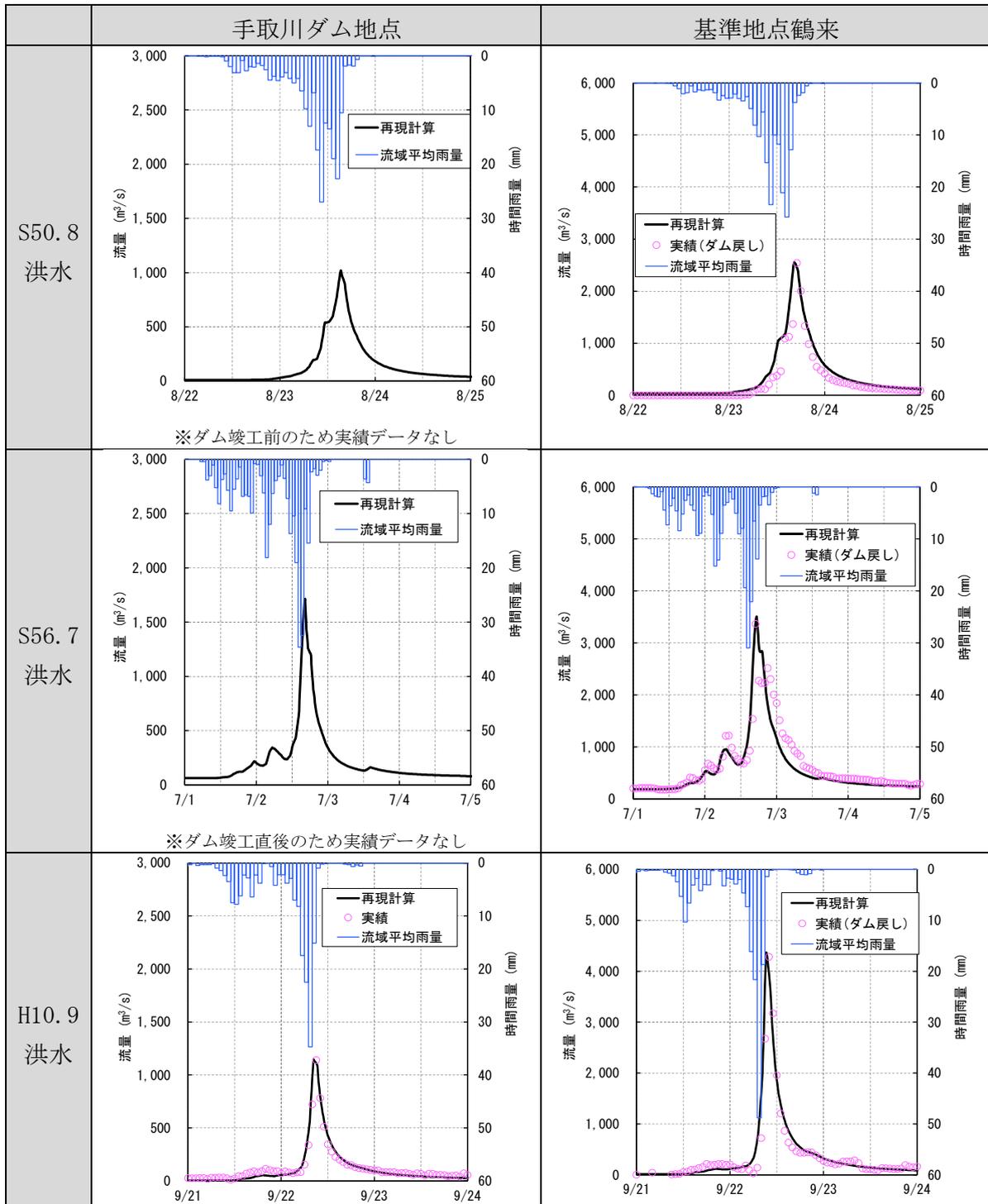


図 1-12(1) 再現計算結果

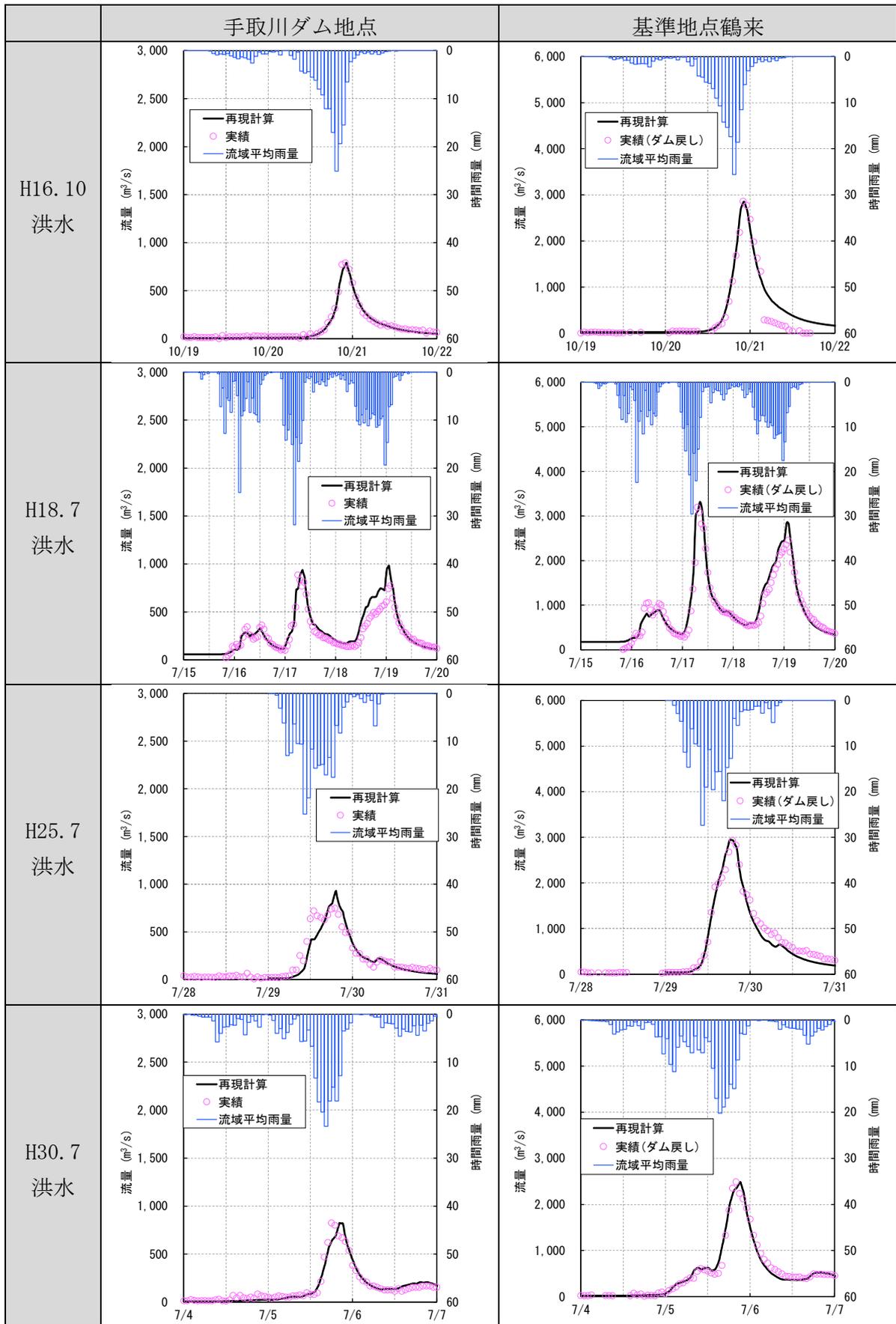


図 1-12(2) 再現計算結果

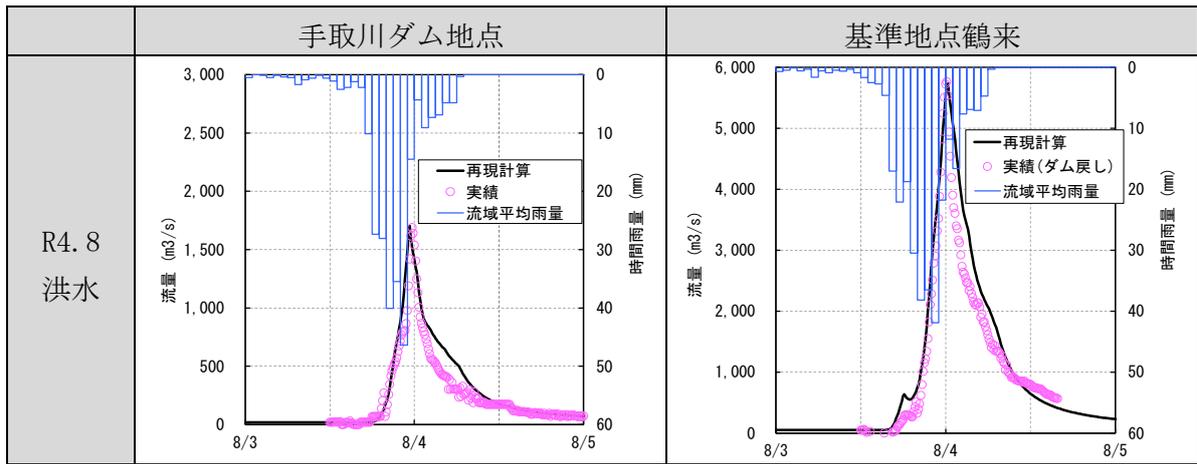


図 1-12(3) 再現計算結果

1.5. 基本高水のピーク流量の設定

1.5.1. 基本高水のピーク流量設定の考え方

基本高水のピーク流量は、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

既定計画策定時と流域の重要度等に大きな変化がないことから、計画規模は既定計画と同様の 1/100 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

手取川における対象降雨の継続時間は、①洪水到達時間、②ピーク流量と短時間雨量の相関及び③強い降雨強度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、(1) Kinematic Wave 法に基づく式、(2) 角屋の式を用いて算定した。

対象洪水は、過去洪水（昭和 45 年（1970 年）～令和 4 年（2022 年））のうち、基準地点鶴来の流量上位 10 洪水程度とした。

(1) Kinematic Wave 法による洪水到達時間の算定

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到達時間の算定

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 1-11 に示し、洪水毎の Kinematic Wave 法に基づく洪水到達時間の検討結果を図 1-13 に示す。

- Kinematic Wave 法 : 4～13 時間（平均 9 時間）
- 角屋の式 : 7～10 時間（平均 9 時間）

表 1-11 洪水到達時間の算定結果

洪水 No.	洪水発生年月日	基準地点鶴来ピーク流量 (m^3/s)	洪水到達時間(hr)	
			Kinematic Wave 法	角屋式
1	S50.08.23	2,542	13	8.1
2	S56.07.03	3,050	7	9.8
3	H10.09.22	4,285	13	8.8
4	H16.10.20	2,862	7	8.7
5	H18.07.17	3,196	4	9.4
6	H25.07.29	2,936	10	7.7
7	H30.07.05	2,492	7	8.9
8	R04.08.04	5,764	6	6.9
平均値		-	9	8.5

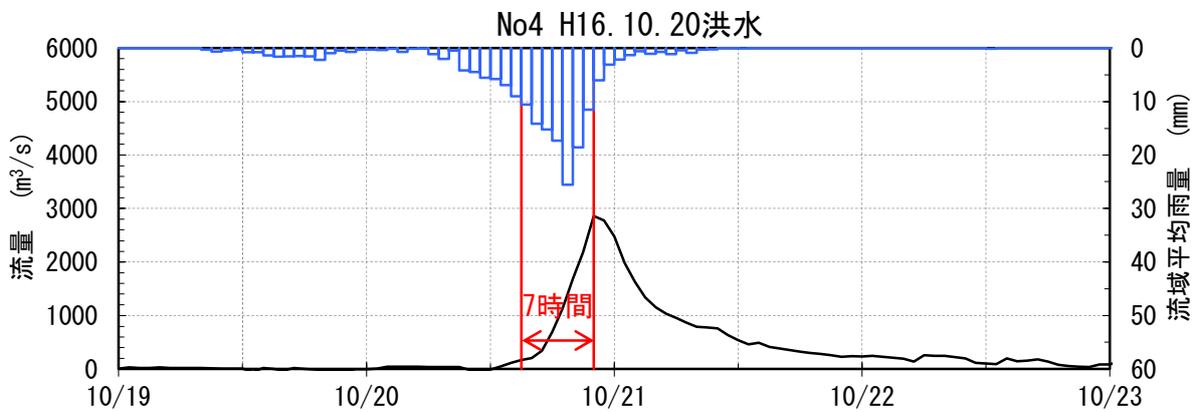
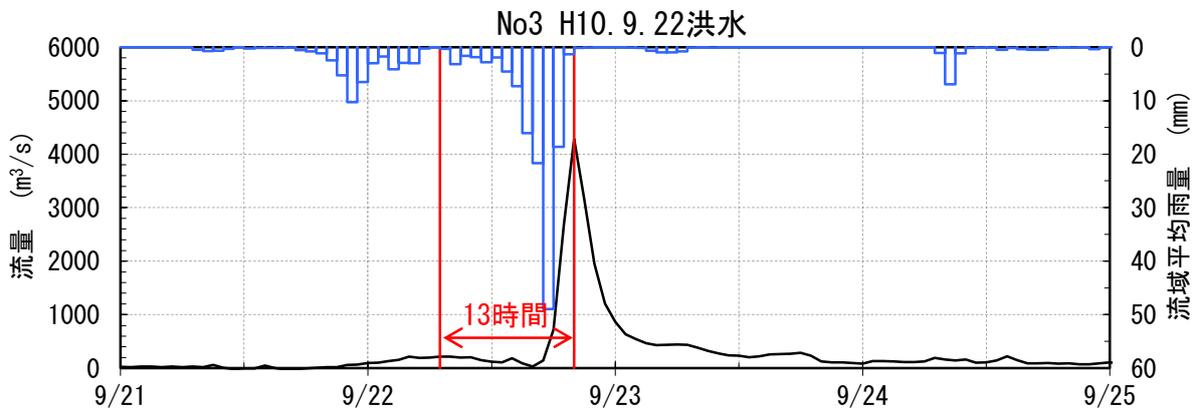
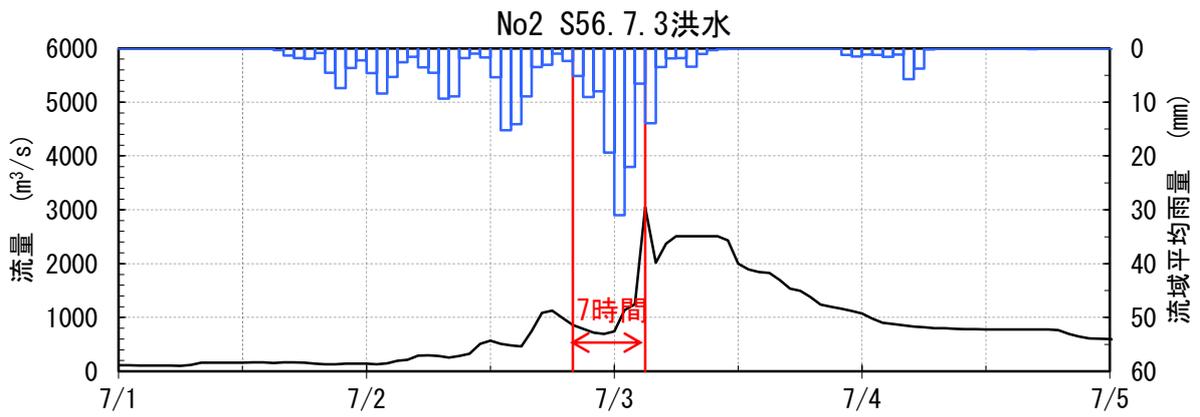
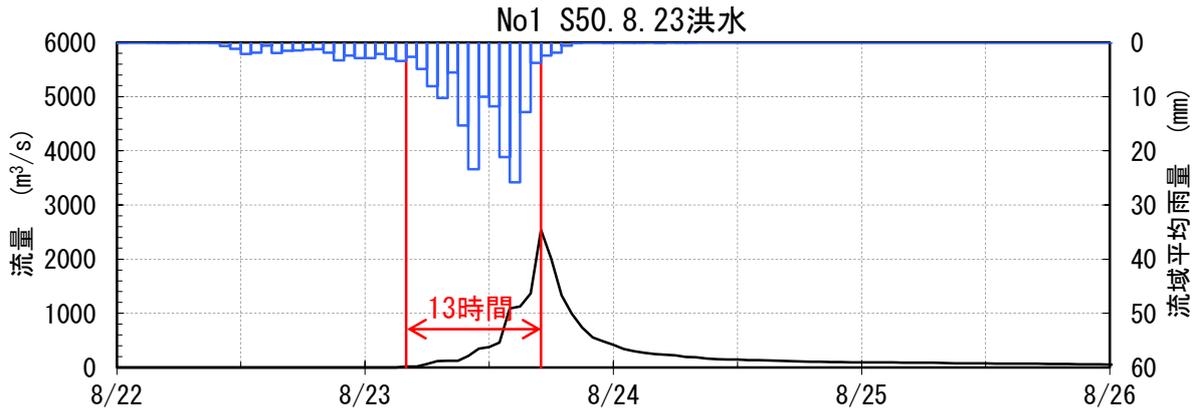


図 1-13(1) Kinematic Wave 法による洪水到達時間

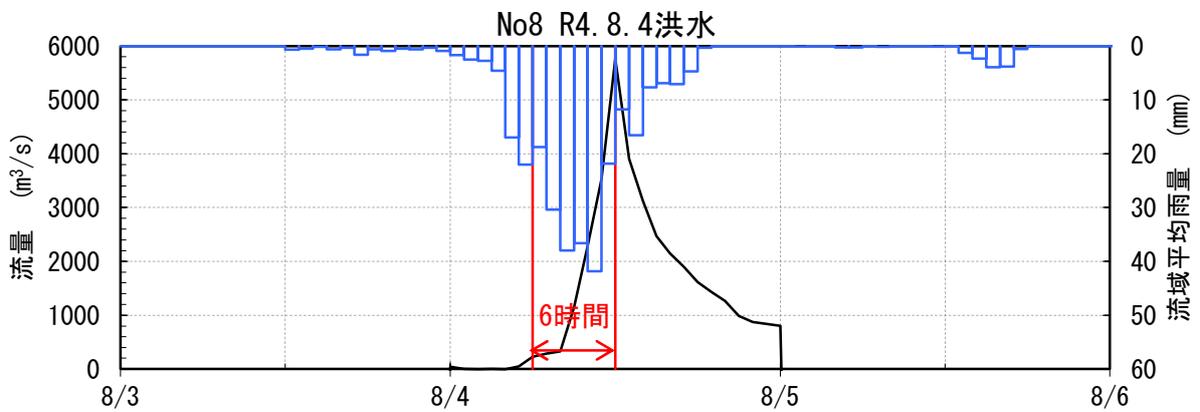
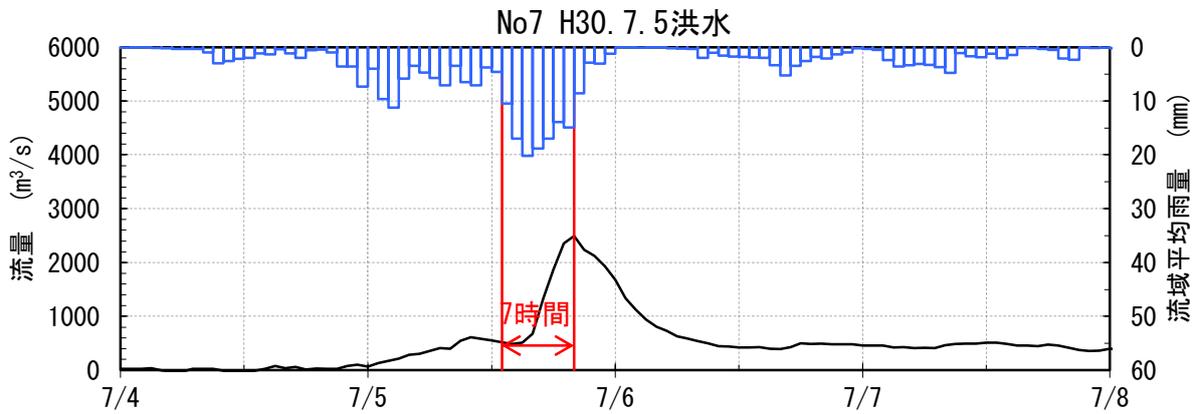
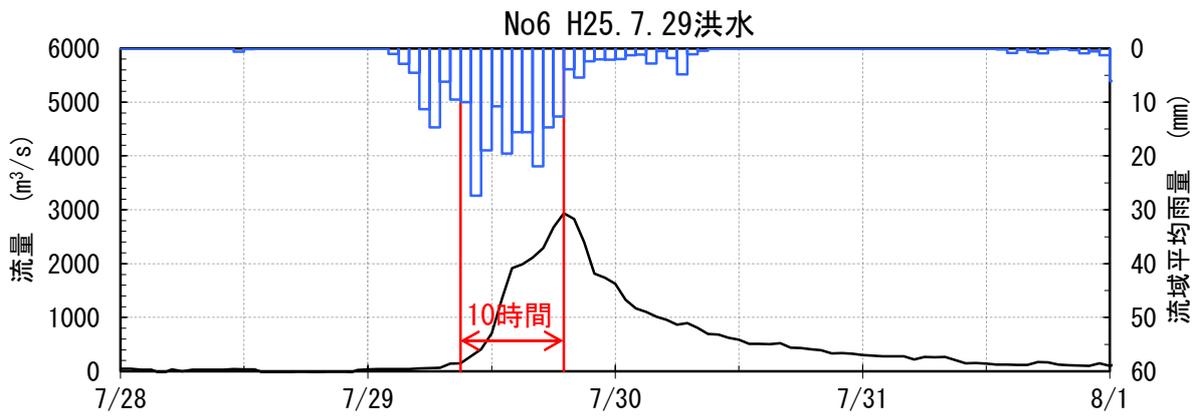
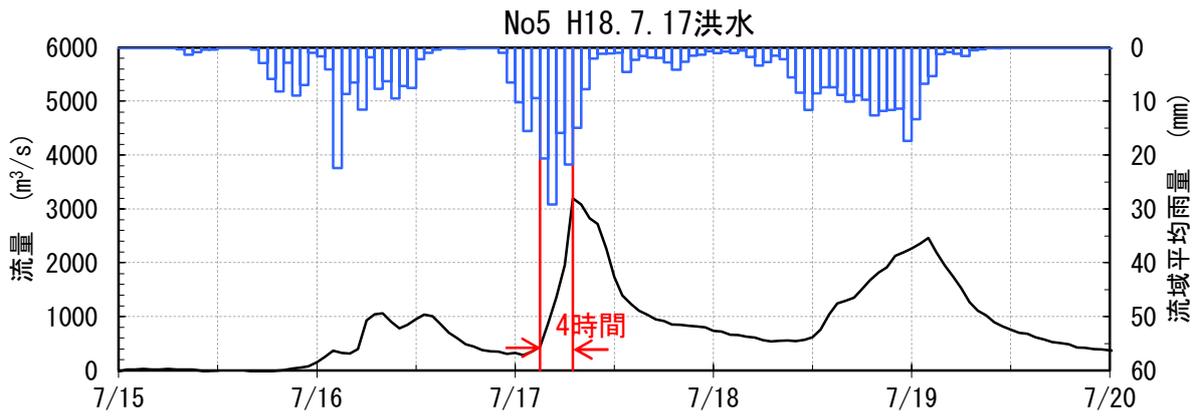


図 1-13(2) Kinematic Wave 法による洪水到達時間

1.6.3. ピーク流量と短時間雨量の相関

ここでは、昭和45年（1970年）から令和4年（2022年）までの53年間で基準地点鶴来において氾濫注意相当流量（1,600m³/s）以上を記録した洪水を対象に、ピーク流量と短時間雨量（1、3、6、9、12、18、24、30、36、42、48時間等の時間雨量）との相関関係を整理した。

その結果、基準地点鶴来では2時間でピーク流量と短時間雨量の相関が大きくなっている。この結果を図1-14に示す。また、定義①によるピーク流量と流域平均雨量の相関図を図1-15に示し、定義②によるピーク流量と流域平均雨量の相関図を図1-16に示す。

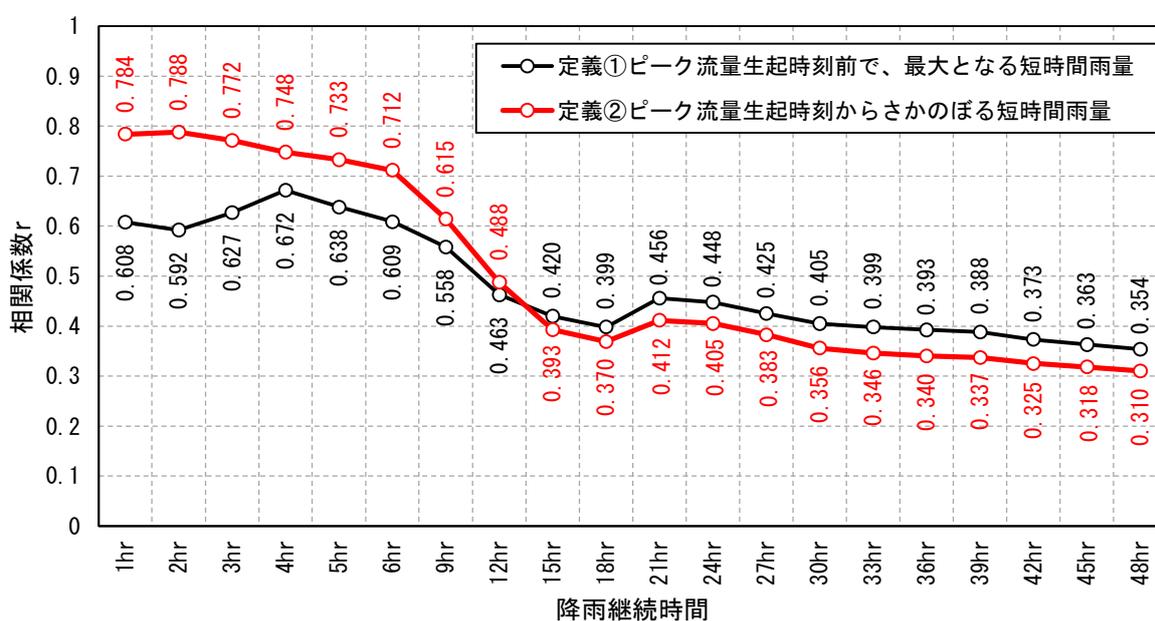


図 1-14 基準地点鶴来ピーク流量と流域平均時間雨量の相関

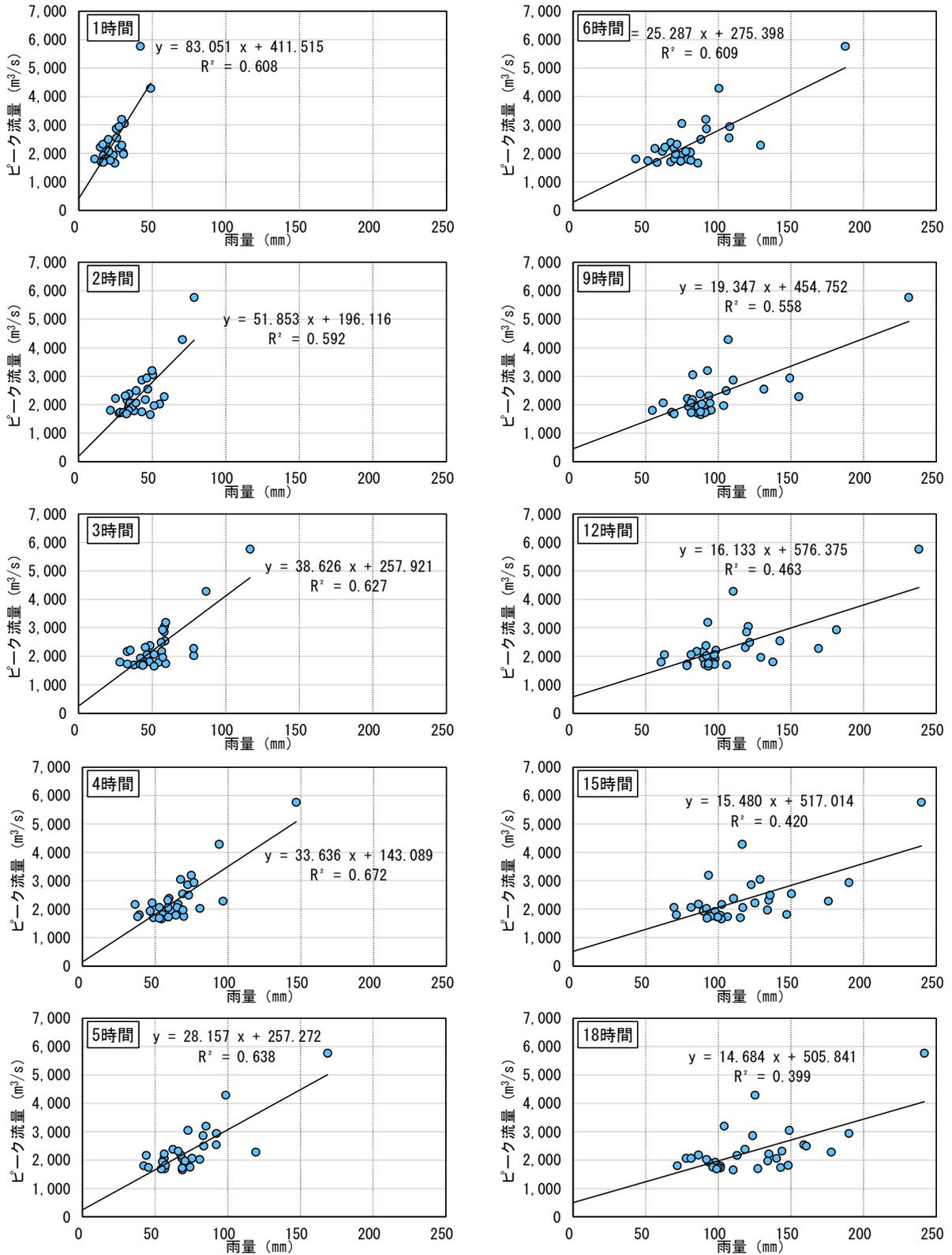


図 1-15(1) 基準地点鶴来ピーク流量と流域平均時間雨量の相関図 (定義①)

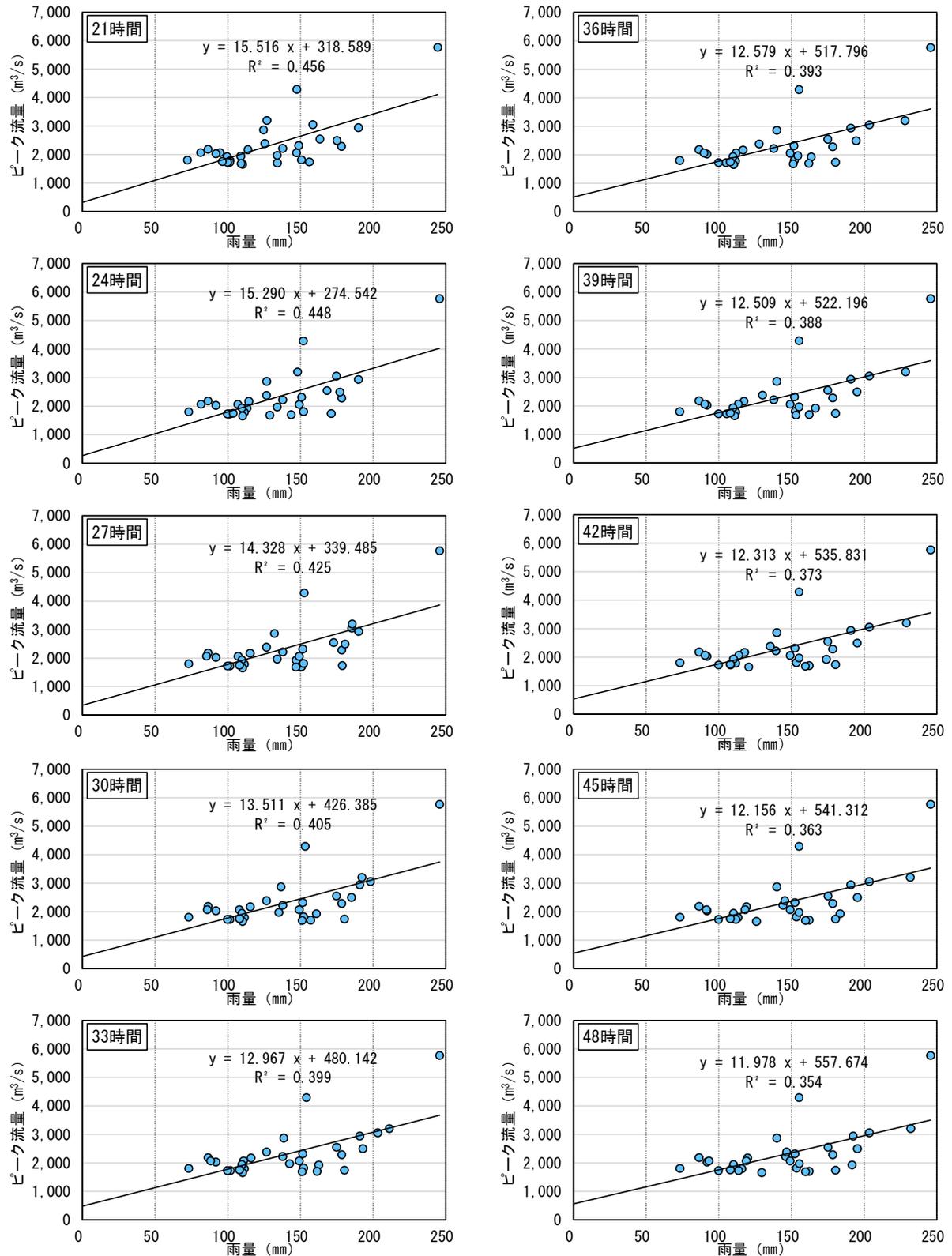


図 1-15(2) 基準地点鶴来ピーク流量と流域平均時間雨量の相関図 (定義①)

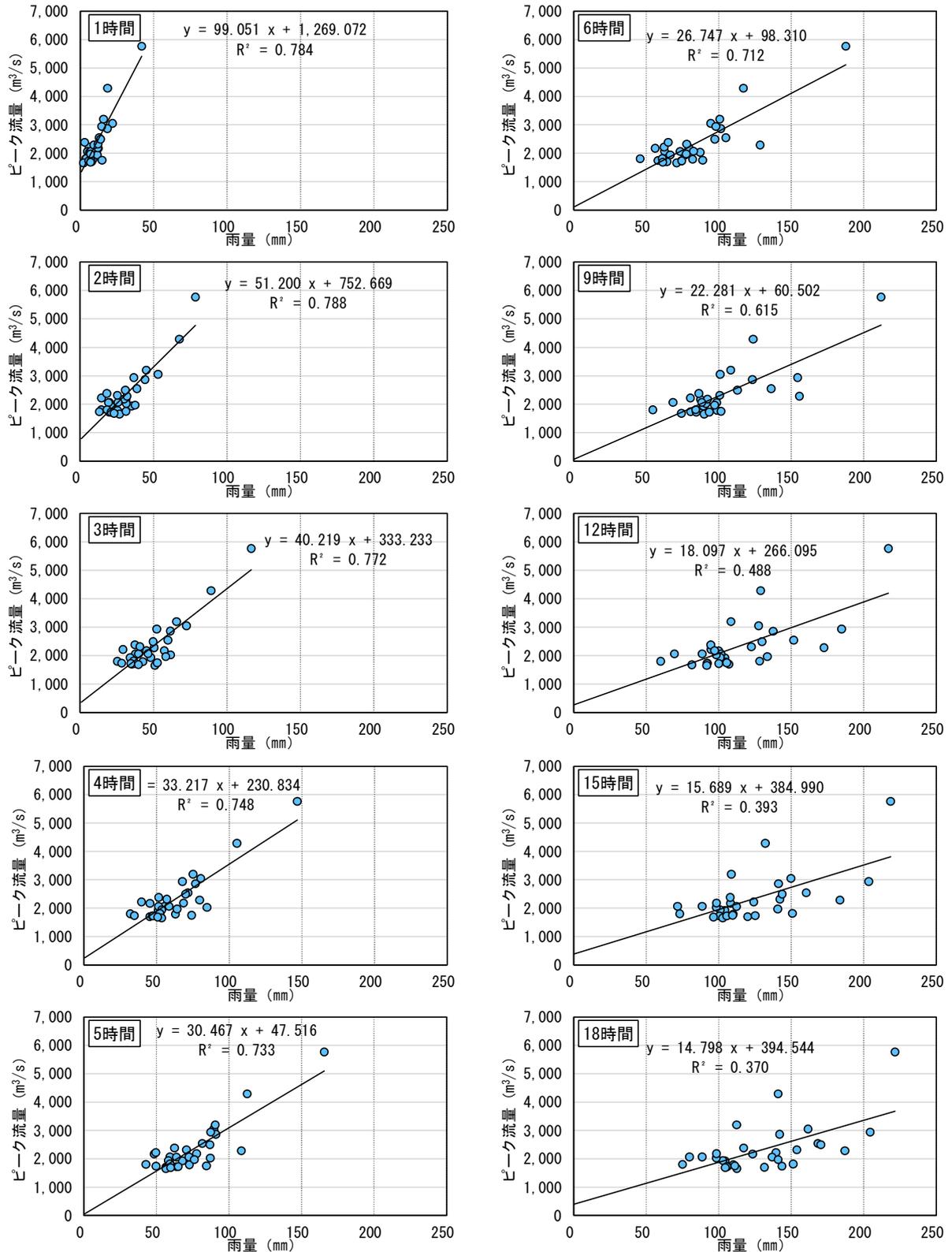


図 1-16(1) 基準地点鶴来ピーク流量と流域平均時間雨量の相関図 (定義②)

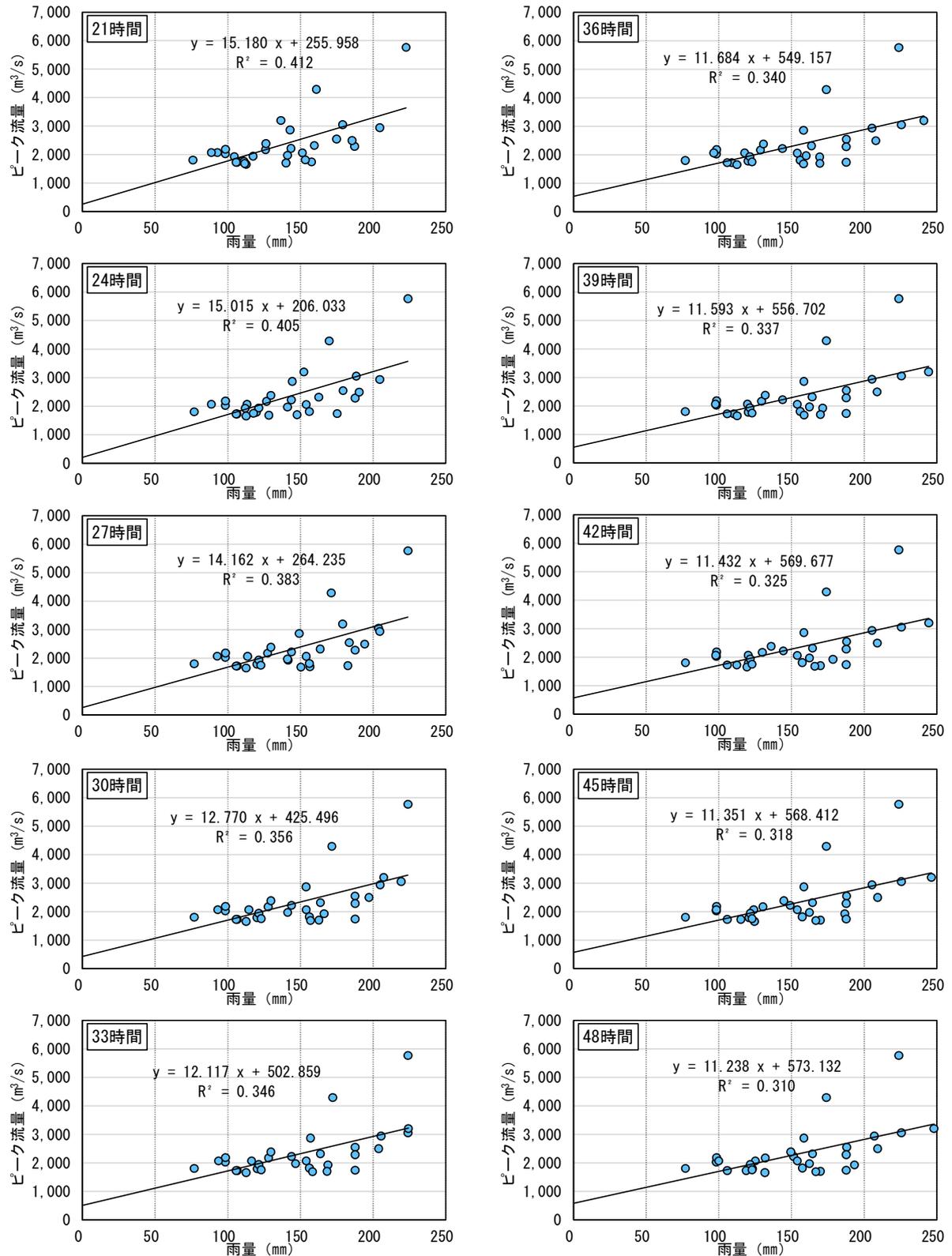


図 1-16(2) 基準地点鶴来ピーク流量と流域平均時間雨量の相関図 (定義②)

1.6.4. 強い降雨強度の継続時間

ここでは、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、過去洪水（昭和 45 年（1970 年）～令和 4 年（2022 年））のうち、基準地点鶴来におけるダム戻し流量上位 10 洪水程度とした。

図 1-17 に集計した結果を示す。主要洪水における 5mm/hr 以上の降雨継続時間は平均 15 時間、10 mm/hr 以上の降雨継続時間は平均 9 時間となった。

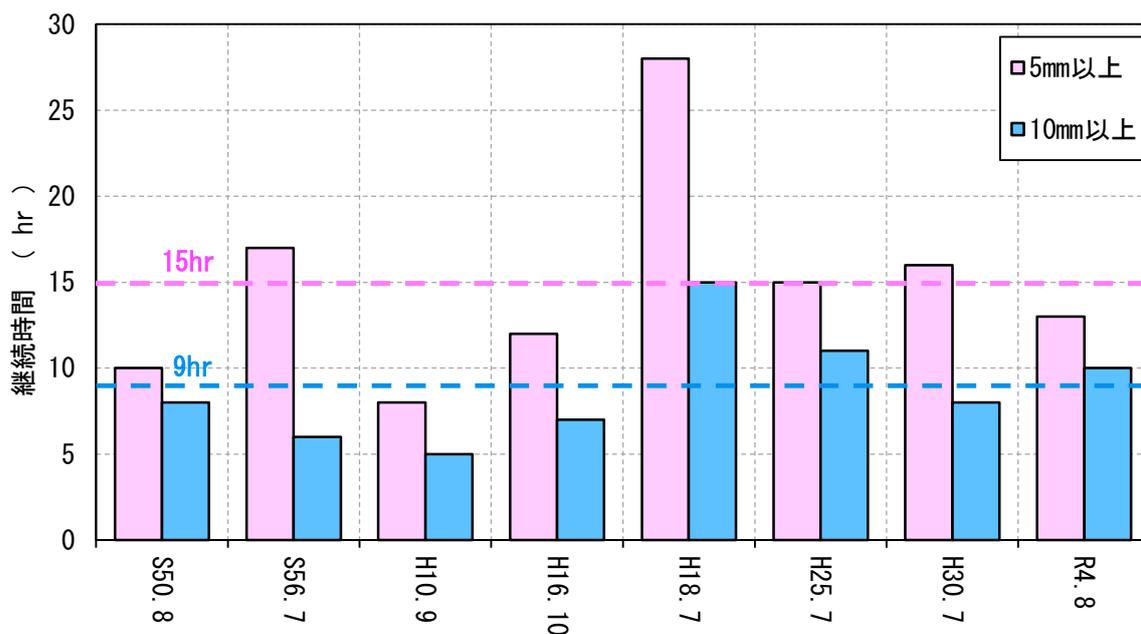


図 1-17 強い降雨強度の継続時間（基準地点鶴来上流域平均雨量）

1.6.5. 対象降雨の降雨継続時間の設定

昭和 45 年（1970 年）から令和 4 年（2022 年）（53 年間）の主要な洪水を対象に、以下に示す洪水到達時間や強い降雨強度の継続時間等から総合的に判断して、対象降雨の降雨継続時間は 9 時間と設定した。

- 洪水到達時間の検討において、Kinematic Wave 法では 4～13 時間（平均 9 時間）、角屋の式では 7～10 時間（平均 9 時間）となる。
- ピーク流量と最も相関の高い短時間雨量は 2 時間雨量である。
- 洪水のピーク流量を形成している強い降雨強度の継続時間は、5 mm 以上で平均 15 時間、10 mm 以上で平均 9 時間である。

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 法及び角屋の式等による洪水到達時間、洪水ピーク流量と短時間雨量の相関、強い降雨強度の継続時間から総合的に判断した結果、既定計画の1日から9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、これに降雨量変化倍率を乗じた値を計画対象降雨の降雨量とする。

1/100 確率規模の降雨量は、昭和31年（1956年）～平成22年（2010年）の55年間の年最大9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により基準地点鶴来で183mm/9hrと決定した。

表 1-12 9時間雨量 1/100 確率評価結果（基準地点鶴来）

確率分布関数	指数分布	グンベル分布	平方根指数型最大値分布	一般化極値分布	対数Ⅱ型分布	対数Ⅲ型分布	3母数対数正規分布	3母数対数正規分布	3母数対数正規分布	3母数対数正規分布	2母数対数正規分布	2母数対数正規分布	4母数対数正規分布	
母数推定法	L積率法	L積率法	最尤法	L積率法	原標本法	積率法	岩井法	石原・高瀬法	クワタイ法	PWM法	L積率法	PWM法	PWM法	
略称	Exp	Gumbel	SqrtEt	Gev	LP3Rs	LogP3	Iwai	Ishitaka	LN3Q	LN3PM	LN2LM	LN2PM	LN4PM	
ジャックナイフ推定値	1/2	80	85	83	85	86	—	77	86	74	86	85	85	—
	1/3	93	97	96	97	98	—	91	98	88	98	98	98	—
	1/5	109	111	111	111	112	—	110	112	109	112	111	111	—
	1/10	131	128	132	128	128	—	137	128	139	128	128	127	—
	1/20	154	145	153	145	143	—	167	143	173	143	144	143	—
	1/30	167	154	166	155	151	—	186	151	195	151	152	151	—
	1/50	183	166	183	167	162	—	211	162	223	161	163	162	—
	1/80	198	177	199	178	171	—	235	171	251	170	173	172	—
	1/100	205	183	207	183	175	—	247	175	264	175	178	177	—
	1/150	218	192	221	192	183	—	269	183	290	182	187	185	—
1/200	227	199	232	199	188	—	285	189	308	188	193	191	—	
1/500	257	220	267	219	205	—	340	206	372	205	212	210	—	
SLSC	0.046	0.021	0.028	0.021	0.022	—	0.017	0.019	0.018	0.020	0.018	0.019	—	
相関係数	0.975	0.995	0.987	0.994	0.994	—	0.995	0.995	0.995	0.995	0.995	0.995	—	
ジャックナイフ法(1/100)	推定値	205	183	207	183	175	—	247	175	264	175	178	177	—
	推定誤差	15	13	17	19	13	—	17	14	21	13	15	14	—
採用手法		○												

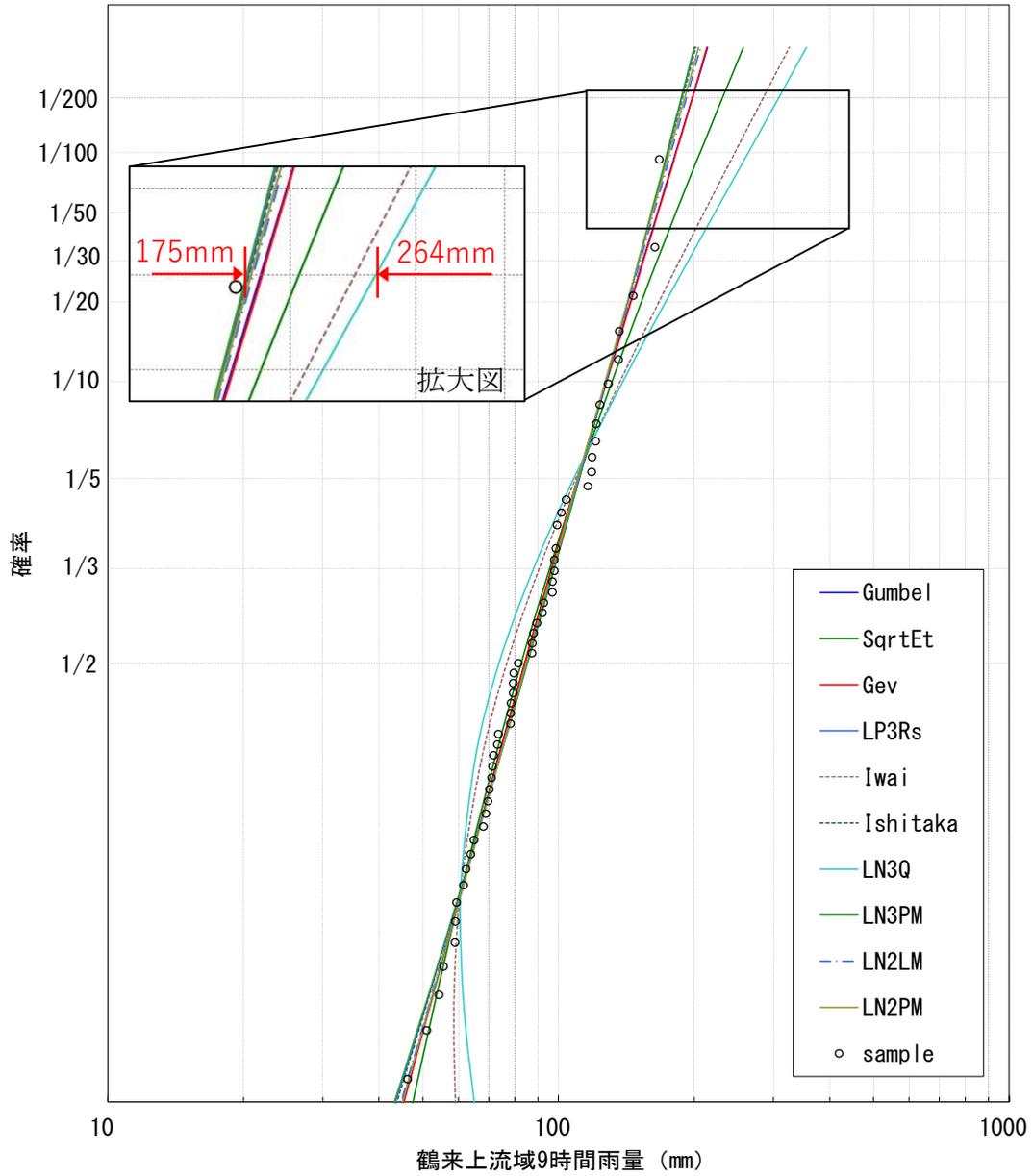


図 1-18 雨量確率計算結果

(基準地点鶴来 9時間雨量 昭和31年(1956年)～平成22年(2010年))

表 1-13 年最大 9 時間雨量

	生起年		洪水名	鶴来地点 9時間雨量(mm)
1	昭和31年	1956	S31. 10. 9	42. 9
2	昭和32年	1957	S32. 8. 28	78. 4
3	昭和33年	1958	S33. 7. 26	136. 5
4	昭和34年	1959	S34. 7. 11	118. 7
5	昭和35年	1960	S35. 8. 30	78. 5
6	昭和36年	1961	S36. 9. 16	167. 5
7	昭和37年	1962	S37. 6. 13	61. 6
8	昭和38年	1963	S38. 6. 4	59. 1
9	昭和39年	1964	S39. 7. 8	163. 8
10	昭和40年	1965	S40. 9. 14	97. 9
11	昭和41年	1966	S41. 9. 21	81. 5
12	昭和42年	1967	S42. 7. 13	121. 0
13	昭和43年	1968	S43. 8. 28	87. 3
14	昭和44年	1969	S44. 8. 9	70. 3
15	昭和45年	1970	S45. 6. 15	79. 4
16	昭和46年	1971	S46. 6. 11	89. 6
17	昭和47年	1972	S47. 9. 16	87. 5
18	昭和48年	1973	S48. 10. 13	55. 6
19	昭和49年	1974	S49. 8. 25	78. 2
20	昭和50年	1975	S50. 8. 23	136. 0
21	昭和51年	1976	S51. 9. 10	98. 9
22	昭和52年	1977	S52. 8. 8	73. 3
23	昭和53年	1978	S53. 6. 27	79. 4
24	昭和54年	1979	S54. 9. 30	97. 0
25	昭和55年	1980	S55. 7. 11	59. 4
26	昭和56年	1981	S56. 7. 3	118. 5
27	昭和57年	1982	S57. 8. 16	54. 3
28	昭和58年	1983	S58. 7. 20	98. 7
29	昭和59年	1984	S59. 7. 8	99. 4
30	昭和60年	1985	S60. 7. 11	92. 8
31	昭和61年	1986	S61. 7. 16	65. 0
32	昭和62年	1987	S62. 10. 17	69. 8
33	昭和63年	1988	S63. 7. 10	69. 0
34	平成1年	1989	H1. 9. 3	71. 1
35	平成2年	1990	H2. 9. 20	101. 6
36	平成3年	1991	H3. 6. 29	79. 6
37	平成4年	1992	H4. 8. 8	51. 0
38	平成5年	1993	H5. 7. 12	73. 6
39	平成6年	1994	H6. 9. 29	63. 9
40	平成7年	1995	H7. 7. 3	97. 9
41	平成8年	1996	H8. 8. 15	121. 3
42	平成9年	1997	H9. 7. 17	88. 1
43	平成10年	1998	H10. 9. 22	123. 7
44	平成11年	1999	H11. 9. 21	71. 4
45	平成12年	2000	H12. 7. 25	59. 0
46	平成13年	2001	H13. 6. 19	62. 4
47	平成14年	2002	H14. 7. 10	96. 9
48	平成15年	2003	H15. 7. 20	46. 3
49	平成16年	2004	H16. 10. 20	129. 1
50	平成17年	2005	H17. 7. 4	104. 1
51	平成18年	2006	H18. 7. 17	146. 4
52	平成19年	2007	H19. 8. 22	116. 3
53	平成20年	2008	H20. 8. 28	68. 1
54	平成21年	2009	H21. 6. 22	92. 2
55	平成22年	2010	H22. 9. 16	71. 8

基準地点鶴来における対象降雨の降雨量は、1/100 確率雨量 183mm/9hr に、気候変動による降雨量の増加倍率 1.1 倍を乗じた 202mm/9hr と設定した。

表 1-14 1/100 確率規模降雨量（基準地点鶴来）

	鶴来	備考
1/100 確率雨量 (S35～H22 標本)	183mm/9hr	確率手法 SLSC \leq 0.04 JackKnife 推定誤差最小
気候変動を 考慮した降雨量	202mm/9hr	183mm/9hr \times 降雨量変化倍率 1.1

参考として、近年降雨の気候変動の影響等を確認するため、雨量標本に「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」にとどめ、定常の水文統計解析により確率雨量の算定等も併せて実施した。

(1) Mann-Kendall 検定（定常/非定常性を確認）

昭和 31 年（1956 年）～平成 22 年（2010 年）までの雨量データに 1 年ずつ雨量データを追加し、令和 4 年（2022 年）までのデータを対象とした検定結果を確認
⇒データを令和 4 年まで延伸しても、非定常性が確認されないため、最新年（令和 4 年降雨）までデータ延伸を実施

(2) 近年降雨までデータ延伸を実施

定常性が確認できる令和 4 年（2022 年）まで時間雨量データを延伸し、水文解析に一般的に用いられる確率分布モデルによる 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 4 年までの雨量データを用いた場合の超過確率 1/100 確率雨量は 200mm/9hr となり、データ延伸による確率雨量に大きな差がないことを確認

1.8. 主要降雨波形の設定

基本高水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。

基本高水の設定に用いる降雨波形群は、基準地点鶴来のピーク流量が氾濫注意水位相当流量以上、かつ基準地点鶴来のピーク流量生起時刻前後の最大9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11洪水を選定した。なお、雨量観測所数と降雨の空間分布の関係について感度分析を行った結果、降雨の空間分布を適切に表現できるのは、雨量観測所数が現在と同等程度まで増加する昭和45年（1970年）以降と判断されたため、対象洪水は昭和45年（1970年）以降の洪水から選定した。選定結果を図1-19に示す。

選定した洪水を対象に、基準地点鶴来の1/100確率9時間雨量202mm（183mm×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結果、基準地点鶴来において4,300m³/s～8,100m³/sとなった。結果を表1-15に示す。

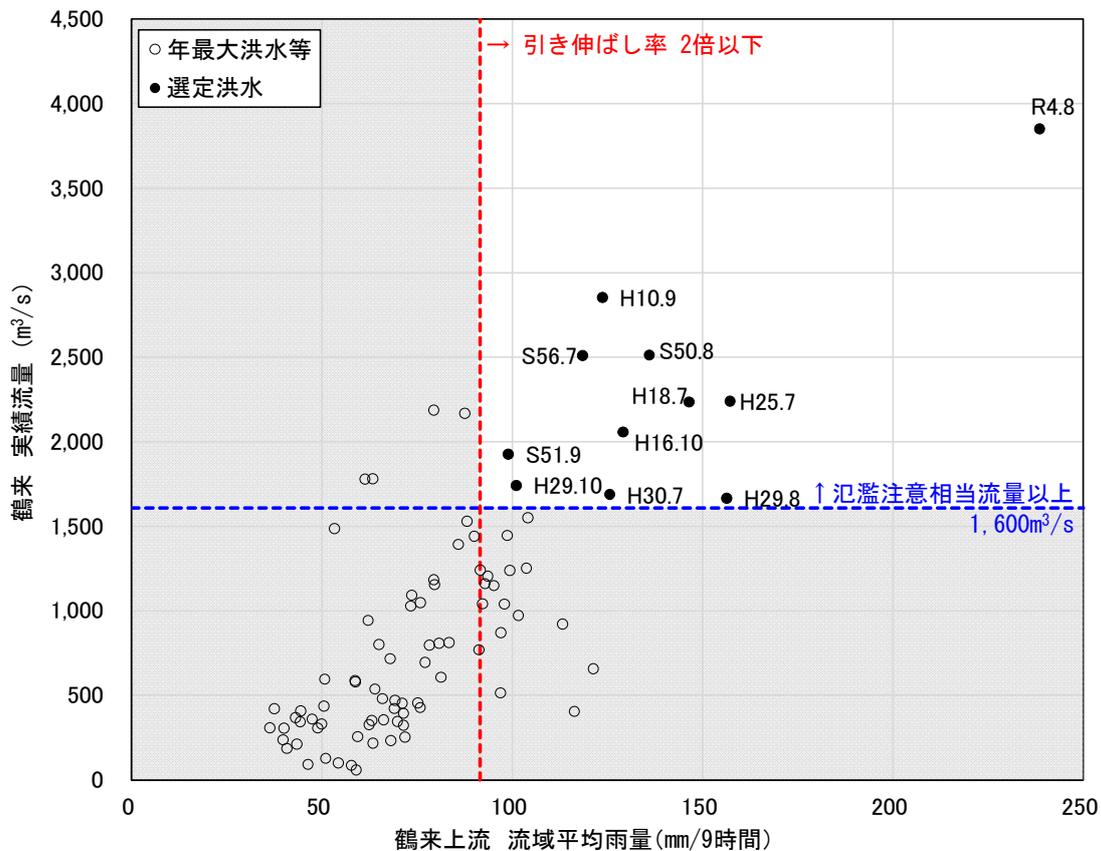


図 1-19 対象洪水の選定 (基準地点鶴来)

表 1-15 選定洪水のピーク流量一覧（基準地点鶴来）

No	生起日	鶴来上流域			鶴来地点 ピーク流量 (m ³ /s)
		実績雨量 (mm/9hr)	計画規模の 降雨量 ×1.1倍 (mm/hr)	拡大率	
1	S50. 8. 23	136	202	1.485	5,282
2	S51. 9. 10	99	202	2.042	5,758
3	S56. 7. 3	119	202	1.705	7,441
4	H10. 9. 22	124	202	1.633	8,069
5	H16. 10. 20	129	202	1.565	4,990
6	H18. 7. 17	146	202	1.380	5,619
7	H25. 7. 29	157	202	1.285	4,229
8	H29. 8. 8	156	202	1.292	4,535
9	H29. 10. 22	101	202	2.000	4,962
10	H30. 7. 5	126	202	1.608	4,927
11	R4. 8. 4	239	202	0.847	4,229

※拡大率：「実績雨量(mm/9hr)」と「計画規模の降雨量×1.1倍」の比率

1.9. 対象降雨の地域分布及び時間分布による棄却検討

1.9.1. 考え方

基本高水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。

したがって、1.8 で選定した一次選定洪水について、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 以上の降雨をその判断基準とした。

なお、引き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) 対象地域の設定

対象地域は、図 1-20 に示すとおりであり、手取川上流域、尾添川流域、大日川流域、残流域の 4 地域を設定した。



図 1-20 検討対象地域位置図

(2) 棄却基準の設定

各設定地域における棄却基準値を設定した。確率雨量は、昭和31年(1956年)～平成22年(2010年)の各流域の年最大9時間雨量について確率計算を行い、計画対象降雨算定時と同様の確率分布モデルによる雨量を採用した。

(3) 地域分布の雨量評価

設定地域について、拡大後雨量の異常性評価を行った。

各地域の拡大後雨量及び棄却基準値(1/500確率雨量)は表1-16に示すとおりであり、4洪水が棄却された。

表 1-16 地域分布による拡大後雨量の確率評価結果

計画規模		1/100		手取上		尾添川		大日川		残			
計画雨量		183mm		1/500確率雨量		247		237		235		222	
No	生起日	鶴来上流域 実績9時間 雨量(mm)	計画雨量 への 拡大率	実績9時間雨量(mm)				拡大後9時間雨量(mm)				判定	
				手取川 上流域	尾添川 流域	大日川 流域	残流域	手取川 上流域	尾添川 流域	大日川 流域	残流域		
No1	S50. 8. 23	136. 0	1. 346	141. 8	150. 7	137. 6	108. 4	190. 9	202. 8	185. 2	145. 9	●	
No2	S51. 9. 10	98. 9	1. 850	126. 5	119. 3	59. 4	65. 7	234. 0	220. 7	109. 9	121. 5	●	
No3	S56. 7. 3	118. 5	1. 544	143. 3	114. 5	122. 0	81. 4	221. 3	176. 8	188. 4	125. 7	●	
No4	H10. 9. 22	123. 7	1. 479	114. 2	149. 5	125. 7	106. 6	168. 9	221. 1	185. 9	157. 7	●	
No5	H16. 10. 20	129. 1	1. 418	124. 0	174. 3	124. 7	87. 9	175. 8	247. 2	176. 8	124. 6	×	
No6	H18. 7. 17	146. 4	1. 250	139. 6	153. 8	156. 2	140. 0	174. 5	192. 3	195. 3	175. 0	●	
No7	H25. 7. 29	157. 2	1. 164	153. 4	161. 5	150. 2	164. 1	178. 6	188. 0	174. 8	191. 0	●	
No8	H29. 8. 8	156. 3	1. 171	120. 5	164. 0	171. 9	189. 9	141. 1	192. 0	201. 3	222. 4	×	
No9	H29. 10. 22	101. 0	1. 812	79. 7	98. 3	108. 4	131. 1	144. 4	178. 1	196. 4	237. 6	×	
No10	H30. 7. 5	125. 6	1. 457	145. 8	146. 3	101. 2	90. 7	212. 4	213. 2	147. 4	132. 1	●	
No11	R4. 8. 4	238. 5	0. 767	210. 8	223. 5	232. 5	304. 5	161. 7	171. 4	178. 3	233. 6	×	

※ ■ : 拡大後雨量が棄却基準値(1/500確率雨量)を超過しているため棄却

1.9.4. 時間分布の評価

(1) 対象時間の設定

対象時間は、ピーク流量と短時間雨量の相関が大きくなる2時間と、計画降雨継続時間9時間の1/2程度である4時間を設定した。

表 1-17 対象時間の設定

基準地点	対象時間
鶴来	2時間、4時間

(2) 棄却基準の設定

対象時間における棄却基準値を設定した。確率雨量は、昭和31年(1956年)～平成22年(2010年)の各流域の年最大時間雨量について確率計算を行い、計画対象降雨算定時と同様の確率分布モデルによる雨量を採用した。

(3) 時間分布の雨量評価

設定時間について、拡大後雨量の異常性評価を行った。

設定時間の拡大後雨量及び棄却基準値(1/500確率雨量)は表1-18に示すとおりであり、1洪水が棄却された。

表 1-18 時間分布による拡大後雨量の確率評価結果

		計画規模	1/100			2時間雨量	4時間雨量			
		計画雨量	183mm			1/500確率雨量	96	145		
No	生起日	鶴来上流域 実績9時間 雨量(mm)	計画雨量 への 拡大率	実績(mm)		拡大後(mm)		判定		
				2時間雨量	4時間雨量	2時間雨量	4時間雨量			
No1	S50.8.23	136.0	1.346	46.9	71.5	63.1	96.2	●		
No2	S51.9.10	98.9	1.850	33.8	61.5	62.5	113.8	●		
No3	S56.7.3	118.5	1.544	53.0	80.4	81.8	124.1	●		
No4	H10.9.22	123.7	1.479	70.4	105.2	104.1	155.6	×		
No5	H16.10.20	129.1	1.418	44.1	76.8	62.5	108.9	●		
No6	H18.7.17	146.4	1.250	50.3	88.3	62.9	110.4	●		
No7	H25.7.29	157.2	1.164	46.4	76.7	54.0	89.3	●		
No8	H29.8.8	156.3	1.171	58.2	99.3	68.2	116.3	●		
No9	H29.10.22	101.0	1.812	31.7	58.6	57.4	106.2	●		
No10	H30.7.5	125.6	1.457	39.1	73.1	57.0	106.5	●		
No11	R4.8.4	238.5	0.767	78.4	147.0	60.1	112.7	●		

※■：拡大後雨量が棄却基準値(1/500確率雨量)を超過しているため棄却

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、9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、基準地点鶴来におけるピーク流量は4,300m³/s～8,100m³/sとなった。基準地点鶴来におけるピーク流量の一覧を表1-19、洪水ごとのハイドログラフを図1-21に示す。

なお、令和4年8月洪水については、手取川流域における観測史上最大洪水であり、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 1-19 ピーク流量一覧（基準地点鶴来）

No	生起日	鶴来上流域			鶴来地点 ピーク流量 (m ³ /s)	棄却
		実績雨量 (mm/9hr)	計画規模の 降雨量 ×1.1倍 (mm/hr)	拡大率		
1	S50.8.23	136	202	1.485	5,282	
2	S51.9.10	99	202	2.042	5,758	
3	S56.7.3	119	202	1.705	7,441	
4	H10.9.22	124	202	1.633	8,069	時間分布
5	H16.10.20	129	202	1.565	4,990	地域分布
6	H18.7.17	146	202	1.380	5,619	
7	H25.7.29	157	202	1.285	4,229	
8	H29.8.8	156	202	1.292	4,535	地域分布
9	H29.10.22	101	202	2.000	4,962	地域分布
10	H30.7.5	126	202	1.608	4,927	
11	R4.8.4	239	202	0.847	4,229	地域分布

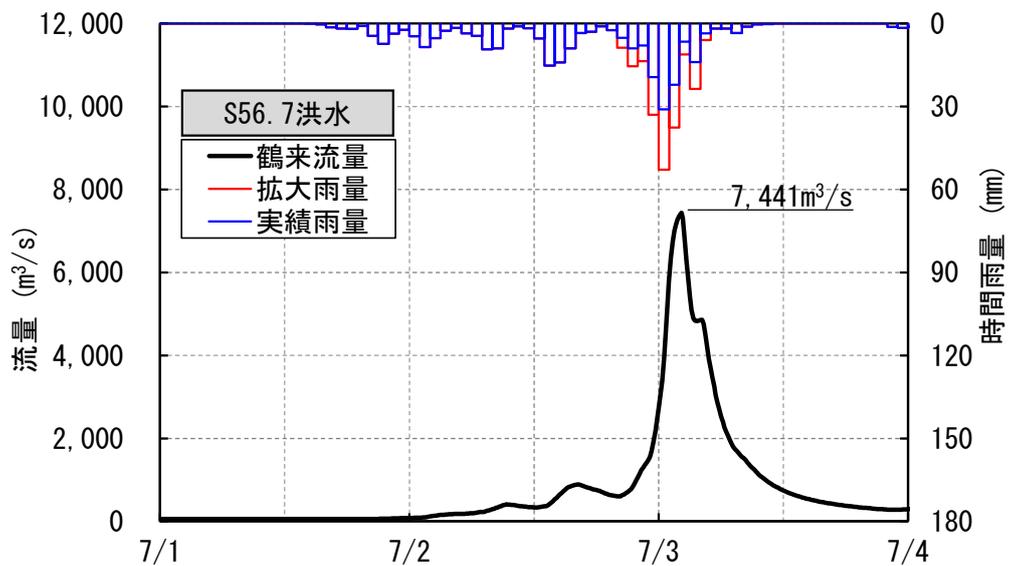
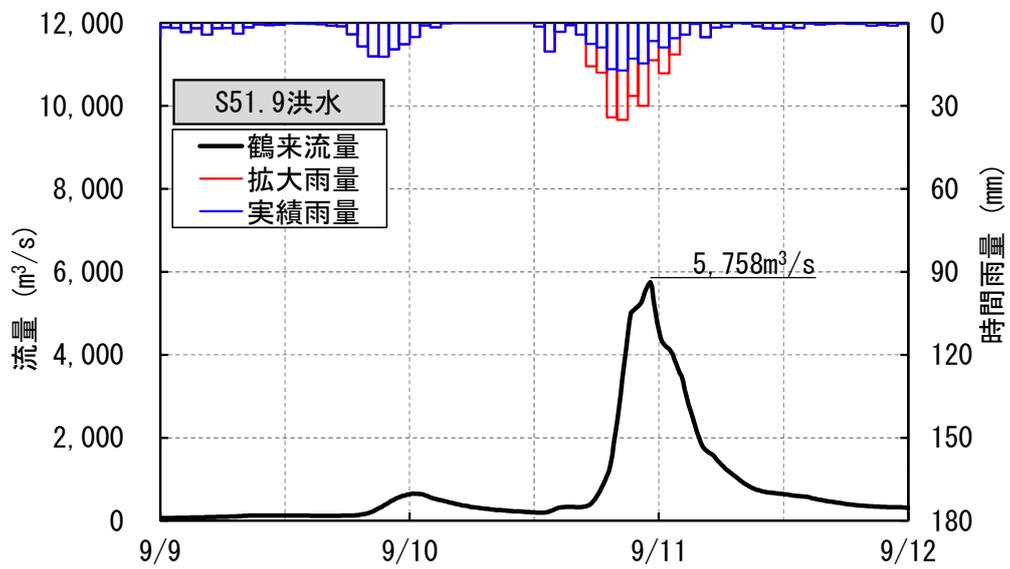
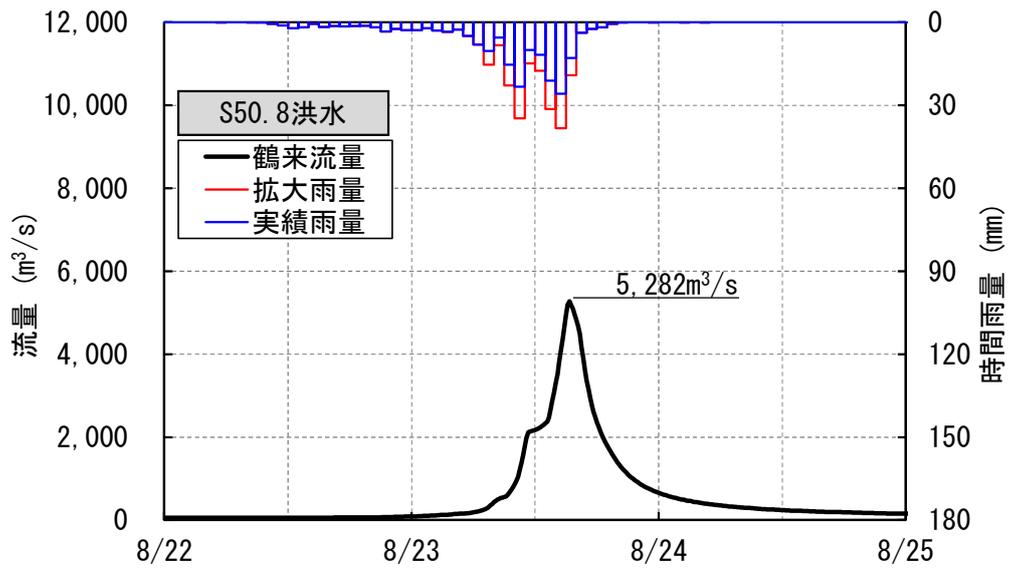


図 1-21(1) 基本高水ハイドログラフ (基準地点鶴来)

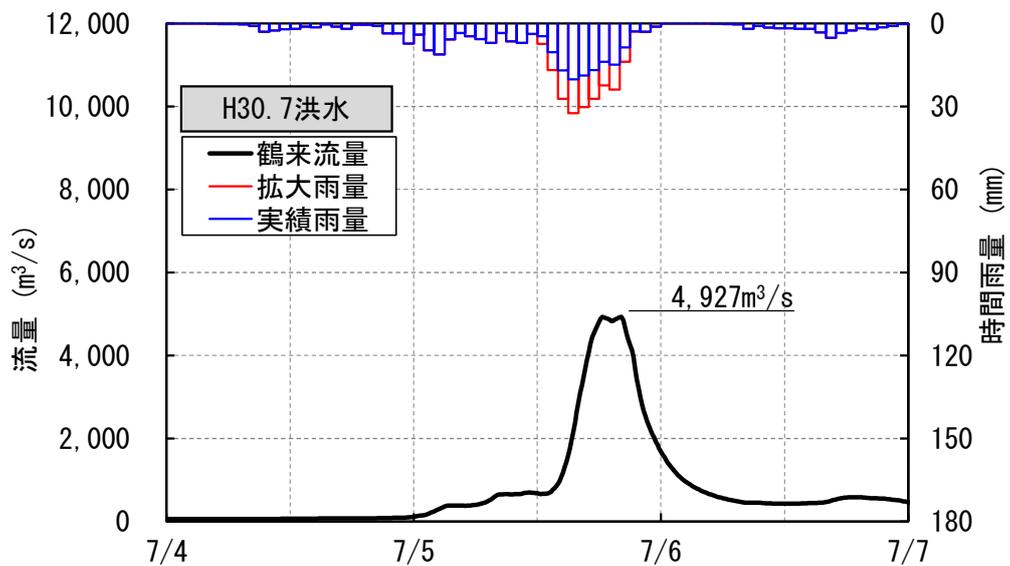
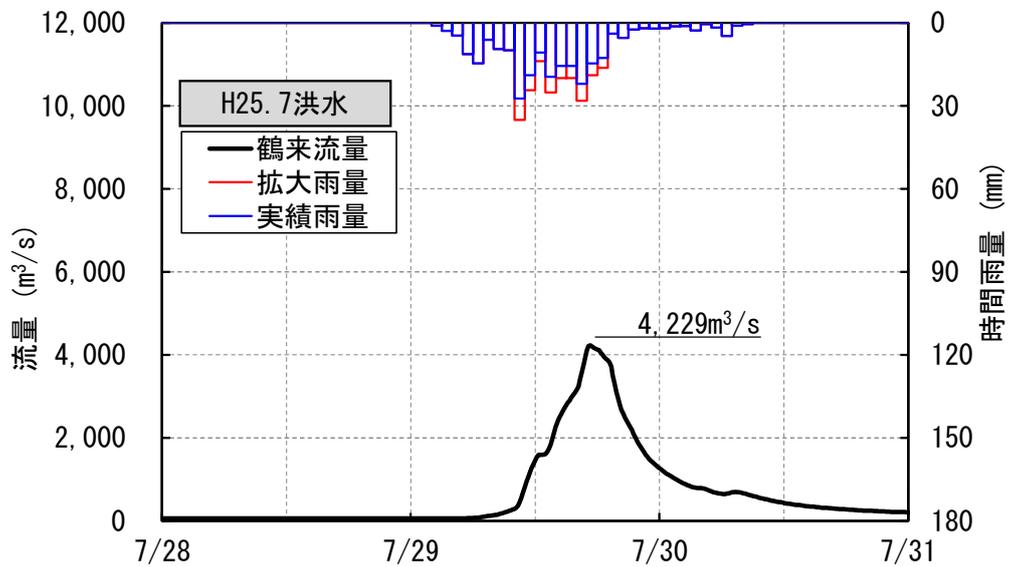
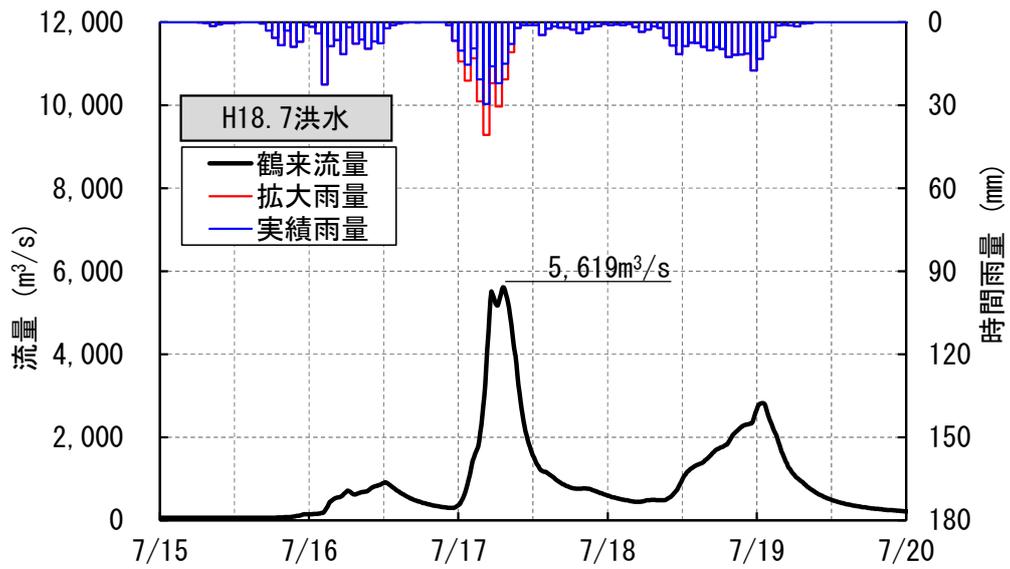


図 1-21(2) 基本高水ハイドログラフ (基準地点鶴来)

1.11. アンサンブル予測降雨波形による検討

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 2040 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、現在気候及び将来気候の年最大流域平均雨量標本から、基準地点鶴来における対象降雨の降雨量（202mm/9 時間）の±20%の範囲内で、最大・最小のピーク流量の洪水を含む 10 洪水を抽出した。抽出した洪水は、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、気候変動を考慮した 1/100 確率規模の 9 時間雨量 202mm に調整し、流出計算モデルにより流出量を算出した結果、基準地点鶴来のピーク流量は約 3,800m³/s～8,100m³/s と推定された。

アンサンブル予測降雨波形からの抽出結果を図 1-22、アンサンブル予測降雨波形のピーク流量を、抽出した予測降雨波形のハイドログラフを図 1-23 に示す。

※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・策定に汎用的に活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の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

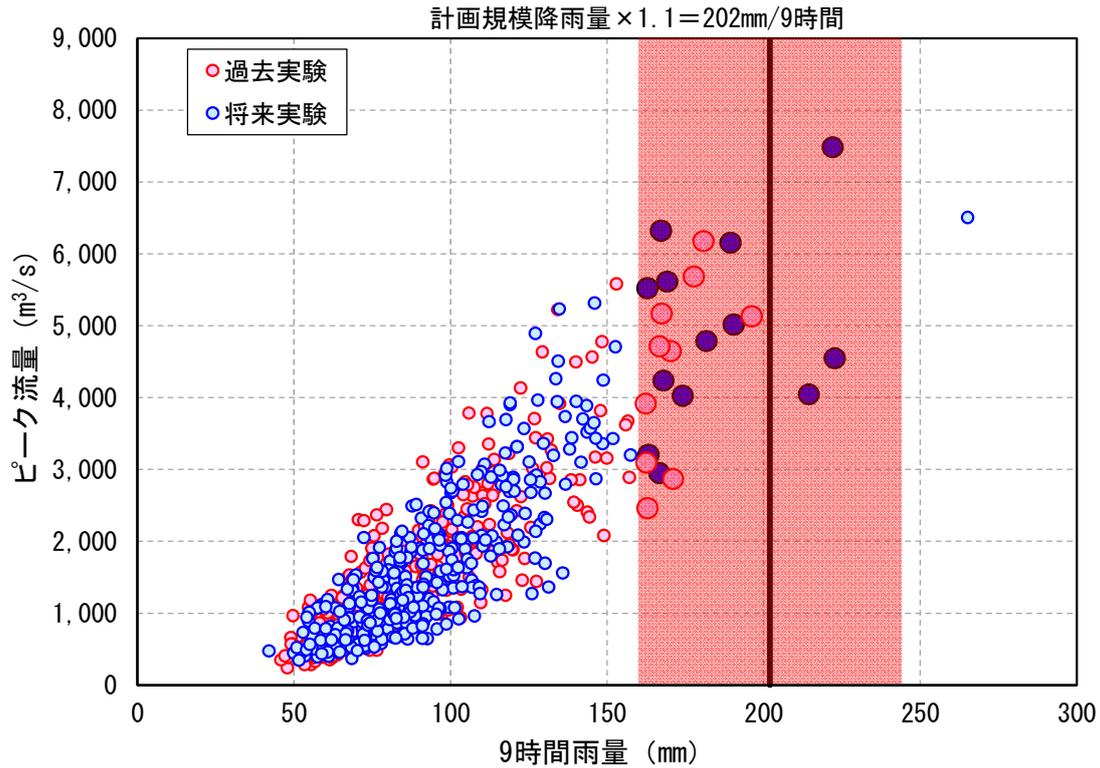


図 1-22 アンサンブル予測降雨波形からの抽出（基準地点鶴来）

- d2PDF（将来 360 年、現在 360 年）の年最大雨量標本を対象
- 著しい引き伸ばし等によって降雨波形をゆがめることがないよう、計画対象降雨の降雨量近傍(上図の赤枠内)の洪水を抽出

表 1-20 アンサンブル予測降雨波形のピーク流量一覧（基準地点鶴来）

	洪水名		鶴来地点 9時間雨量 (mm)	気候変動後 1/100雨量 (mm)	拡大率	鶴来地点 ピーク流量 (m ³ /s)
将来 実験	HFB_2K_CC_m101	2069/9/9	214.42	202	0.942	3,731
	HFB_2K_HA_m101	2081/9/22	222.77		0.907	4,033
	HFB_2K_MP_m105	2071/9/25	190.42		1.061	5,563
	HFB_2K_MR_m105①	2077/7/31	167.25		1.208	8,060
	HFB_2K_MR_m105②	2088/9/24	169.25		1.194	6,989
過去 実験	HPB_m001	2003/9/4	177.76	202	1.136	6,881
	HPB_m004①	1987/8/29	162.95		1.240	3,837
	HPB_m004②	1991/9/8	171.08		1.181	3,962
	HPB_m004③	2000/9/25	180.80		1.117	7,196
	HPB_m005	1991/7/23	196.20		1.030	5,318

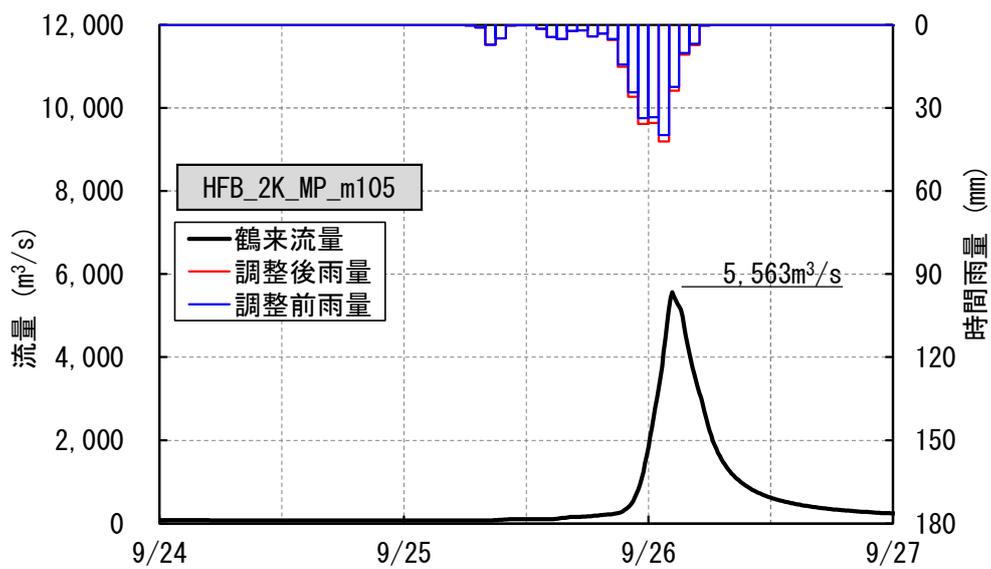
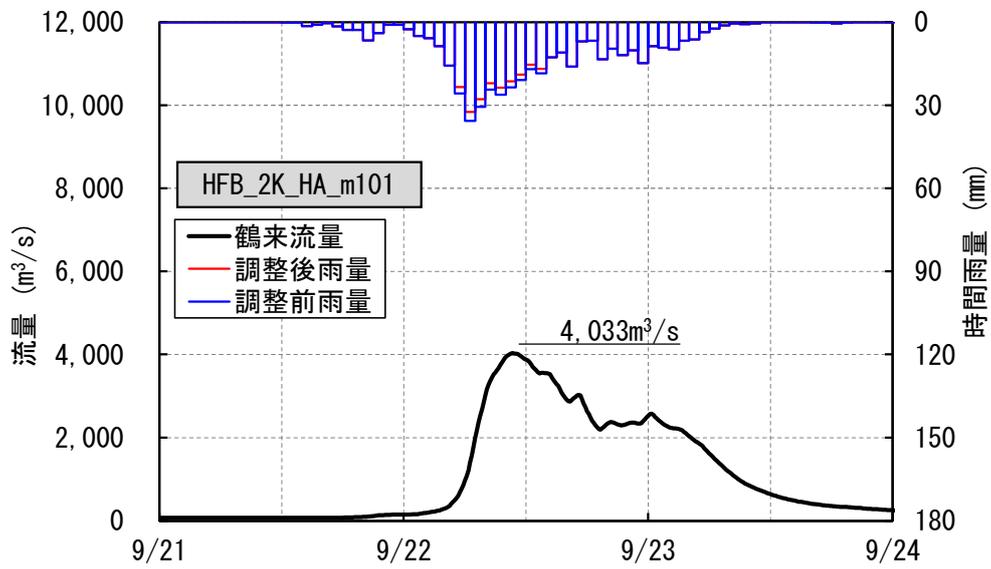
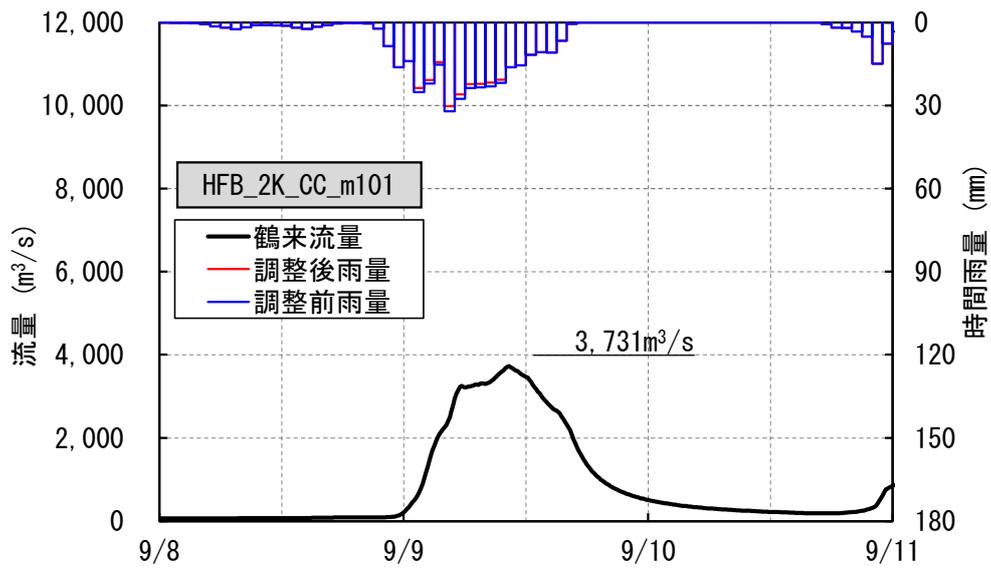


図 1-23(1) 抽出した予測降雨波形のハイドログラフ (基準地点鶴来)

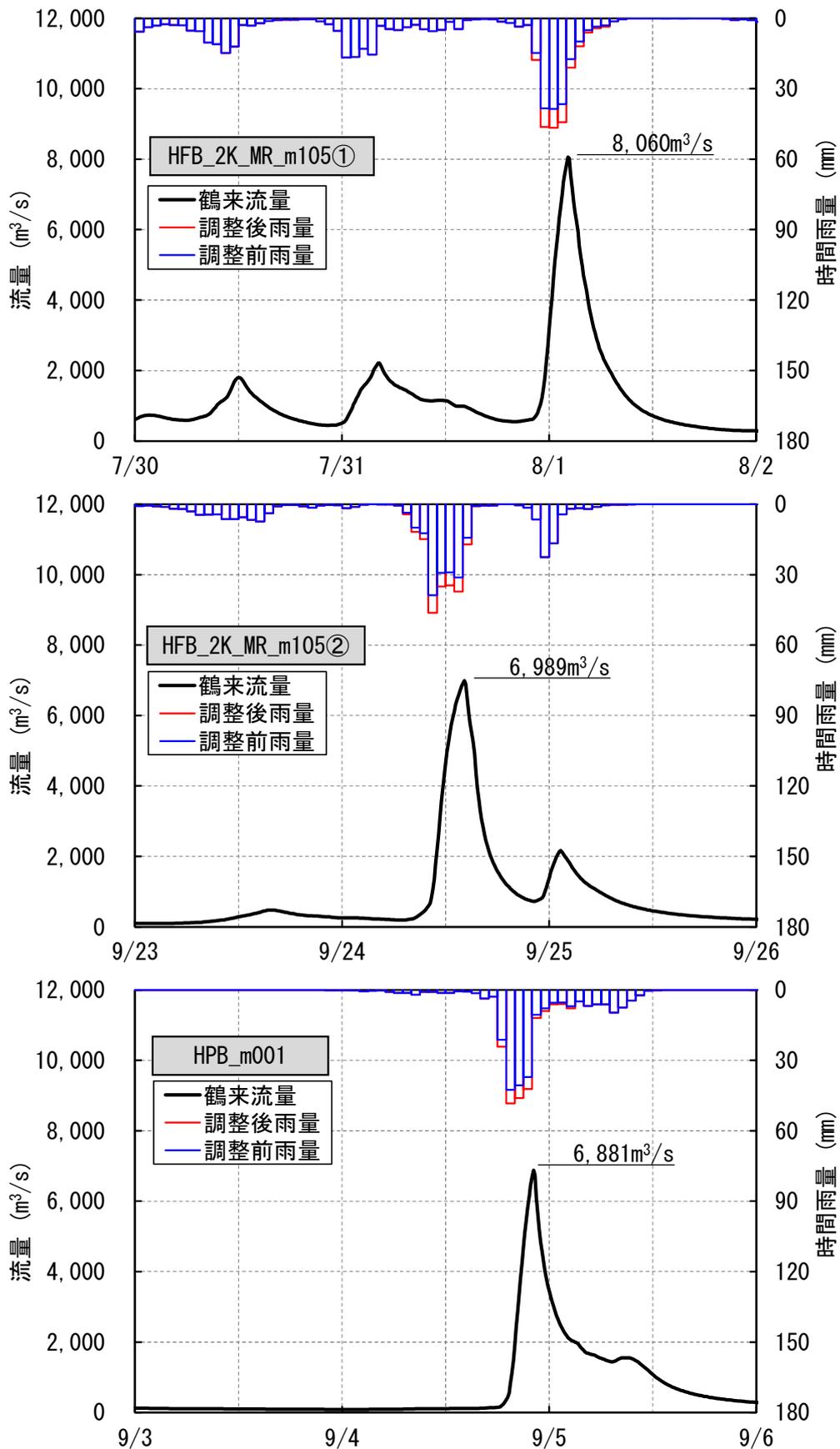


図 1-23(2) 抽出した予測降雨波形のハイドログラフ (基準地点鶴来)

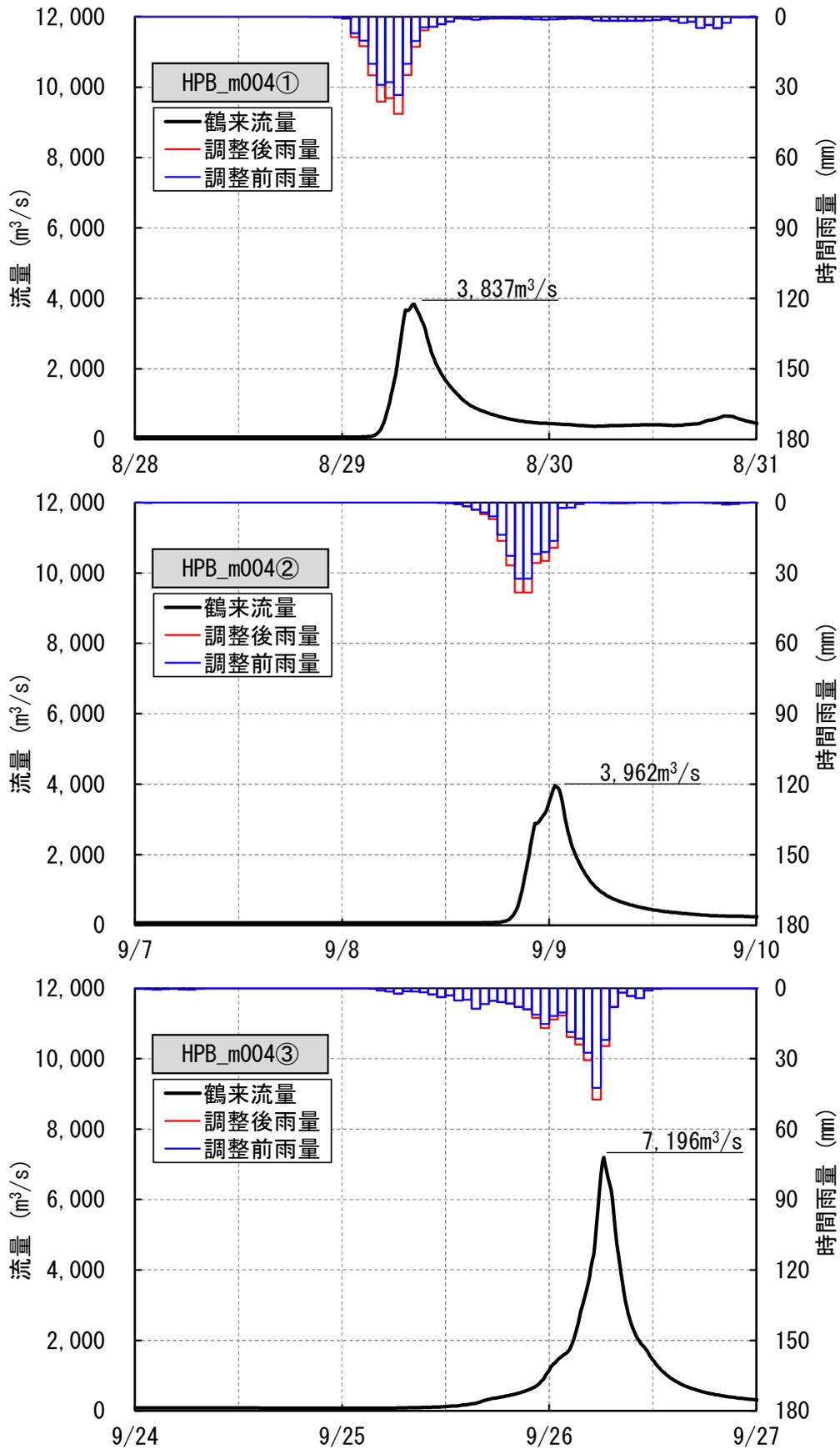


図 1-23(3) 抽出した予測降雨波形のハイドログラフ (基準地点鶴来)

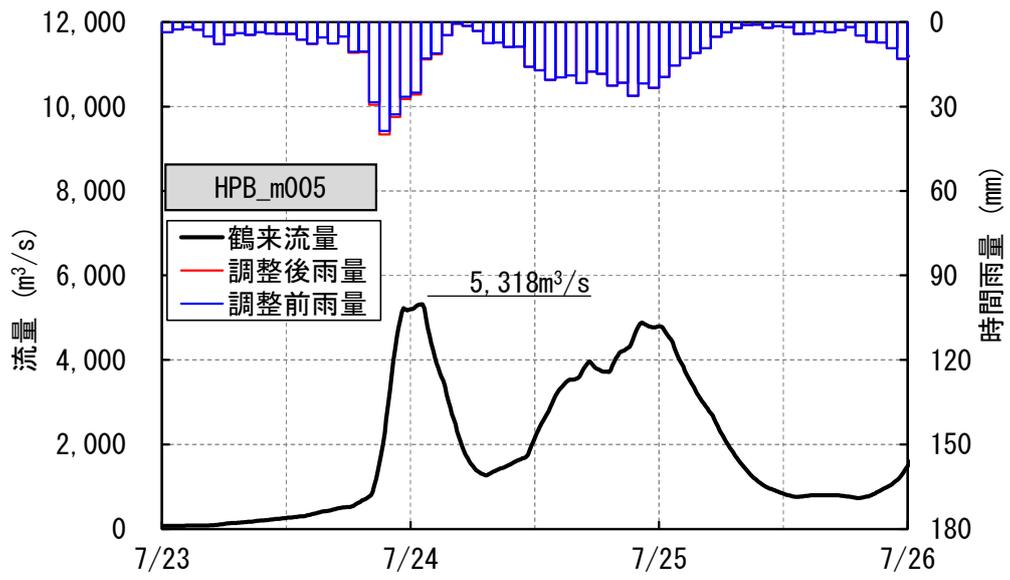


図 1-23 (4) 抽出した予測降雨波形のハイドログラフ (基準地点鶴来)

1.11.2. 棄却された実績引き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き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き伸ばし降雨波形を、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した。

その結果、基準地点鶴来で棄却した5洪水の実績引き伸ばし降雨波形は、いずれも、アンサンブル予測降雨波形から推定される地域分布の雨量比（基準地点上流域と小流域の雨量比の比率）又は時間分布の雨量比（9時間雨量と短時間雨量の比率）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。



図 1-24 流域分布のチェック

(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アンサンブル予測降雨波形（9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）を抽出し、各降雨波形の 9 時間雨量について、「小流域の流域平均雨量/基準地点上流域平均雨量」として雨量比率を求めた。

棄却した引き伸ばし降雨波形も同様に比率を求め、実績引き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。

その結果、基準地点鶴来で棄却した 5 洪水のうち 4 洪水は、実績引き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 1-21 雨量の比率（アンサンブル予測降雨波形）

将来実験		鶴来上流域 (747.5km ²)			手取川上流域 (254.5km ²)		尾添川流域 (190.8km ²)		大日川流域 (139.3km ²)		残流域 (162.9km ²)	
		予測雨量 (mm/9hr)	予測雨量 (mm/9hr)	鶴来雨量 に対する 比率	予測雨量 (mm/9hr)	鶴来雨量 に対する 比率	予測雨量 (mm/9hr)	鶴来雨量 に対する 比率	予測雨量 (mm/9hr)	鶴来雨量 に対する 比率	予測雨量 (mm/9hr)	鶴来雨量 に対する 比率
HFB_2K_CC_m101	2069/9/9	214.42	198.02	0.92	154.50	0.72	320.86	1.50	219.20	1.02		
HFB_2K_HA_m101	2081/9/22	222.77	241.60	1.09	169.15	0.76	250.77	1.13	232.20	1.04		
HFB_2K_MP_m105	2071/9/25	190.42	196.33	1.03	188.20	0.99	200.48	1.05	175.20	0.92		
HFB_2K_MR_m105①	2077/7/31	167.25	184.14	1.10	163.32	0.98	179.29	1.07	135.20	0.81		
HFB_2K_MR_m105②	2088/9/24	169.25	215.64	1.27	219.80	1.30	94.41	0.56	101.60	0.60		

:最大比率

表 1-22 雨量の比率（棄却した引き伸ばし降雨波形）

棄却された 洪水型	鶴来上流域 (747.5km ²)			手取川上流域 (254.5km ²)		尾添川流域 (190.8km ²)		大日川流域 (139.3km ²)		残流域 (162.9km ²)	
	実績雨量 (mm/9hr)	計画雨量 (mm/9hr)	拡大率	拡大後 雨量 (mm/9hr)	鶴来雨量 に対する 比率	拡大後 雨量 (mm/9hr)	鶴来雨量 に対する 比率	拡大後 雨量 (mm/9hr)	鶴来雨量 に対する 比率	拡大後 雨量 (mm/9hr)	鶴来雨量 に対する 比率
H10.9.22	123.70	202.00	1.633	114.20	0.92	149.50	1.21	125.70	1.02	106.61	0.86
H16.10.20	129.10	202.00	1.565	124.00	0.96	174.30	1.35	124.70	0.97	87.89	0.68
H29.8.8	156.30	202.00	1.292	120.50	0.77	164.00	1.05	171.90	1.10	189.87	1.22
H29.10.22	101.00	202.00	2.000	79.70	0.79	98.30	0.97	108.40	1.07	131.11	1.30
R4.8.4	238.50	202.00	0.847	210.80	0.88	223.50	0.94	232.50	0.98	304.48	1.28

: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アンサンブル予測降雨波形 (9 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) を抽出し、各降雨波形について、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。

棄却した引き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。

その結果、基準地点鶴来で棄却した 5 洪水のうち 1 洪水は、実績引き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 1-23 雨量の比率 (アンサンブル予測降雨波形)

将来実験		鶴来上流域 (747.5km ²)	鶴来上流域 2時間雨量		鶴来上流域 4時間雨量	
			予測雨量 (mm)	鶴来9時間 雨量に対する 比率	予測雨量 (mm)	鶴来9時間 雨量に対する 比率
洪水日		予測雨量 (mm/9hr)	予測雨量 (mm)	鶴来9時間 雨量に対する 比率	予測雨量 (mm)	鶴来9時間 雨量に対する 比率
HFB_2K_CC_m101	2069/9/9	214.42	59.75	0.28	106.91	0.50
HFB_2K_HA_m101	2081/9/22	222.77	66.42	0.30	116.94	0.53
HFB_2K_MP_m105	2071/9/25	190.42	73.16	0.38	131.37	0.69
HFB_2K_MR_m105①	2077/7/31	167.25	76.99	0.46	131.07	0.78
HFB_2K_MR_m105②	2088/9/24	169.25	68.06	0.40	128.18	0.76

：最大比率

表 1-24 雨量の比率 (棄却した引き伸ばし降雨波形)

棄却された 洪水型	鶴来上流域 (747.5km ²)			鶴来上流域 2時間雨量		鶴来上流域 4時間雨量	
	実績雨量 (mm/9hr)	計画雨量 (mm/9hr)	拡大率	拡大後雨量 (mm)	鶴来9時間 雨量に対する 比率	拡大後雨量 (mm)	鶴来9時間 雨量に対する 比率
H10. 9. 22	123.70	202.00	1.633	70.40	0.57	105.20	0.85
H16. 10. 20	129.10	202.00	1.565	44.10	0.34	76.80	0.60
H29. 8. 8	156.30	202.00	1.292	58.20	0.37	99.30	0.64
H29. 10. 22	101.00	202.00	2.000	31.70	0.31	58.60	0.58
R4. 8. 4	238.50	202.00	0.847	78.40	0.33	147.00	0.62

：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

1.11.3. 主要洪水群に不足する降雨パターンの確認

これまで、実際に生じた降雨波形のみを計画対象の降雨波形としてきたが、基本高水の設定に用いる計画対象の降雨波形群は、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。

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無いかを確認するため、アンサンブル将来予測降雨波形を用いて空間分布のクラスター分析を行い、将来発生頻度が高まるものの計画対象の実績降雨波形が含まれていないクラスターの確認を実施した。

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、流域全体の総雨量に対する各流域の寄与率を算出し、ユークリッド距離を指標としてウォード法により図 1-25 に示す 4 つのクラスターに分類した。

基準地点鶴来で選定された計画対象降雨波形について、クラスター分析を行った結果は表 1-25 に示すとおりであり、基準地点鶴来ではクラスター1, 2, 4 と評価された。

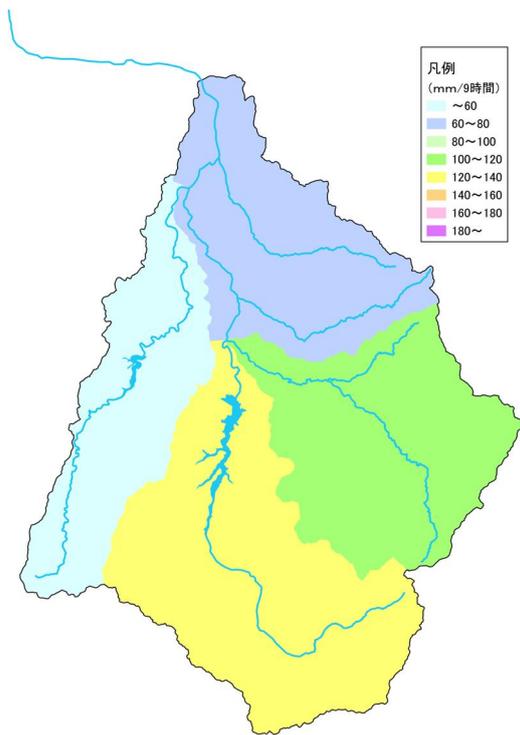
したがって、アンサンブル将来予測から対象波形に含まれないクラスター3 に該当する 1 洪水を計画降雨量近傍から抽出し、気候変動を考慮した 1/100 確率規模の降雨量まで引き伸ばして、流出計算モデルにより流出量を算出し、基本高水のピーク流量の検討に用いた。

表 1-25 主要洪水のクラスター分析結果

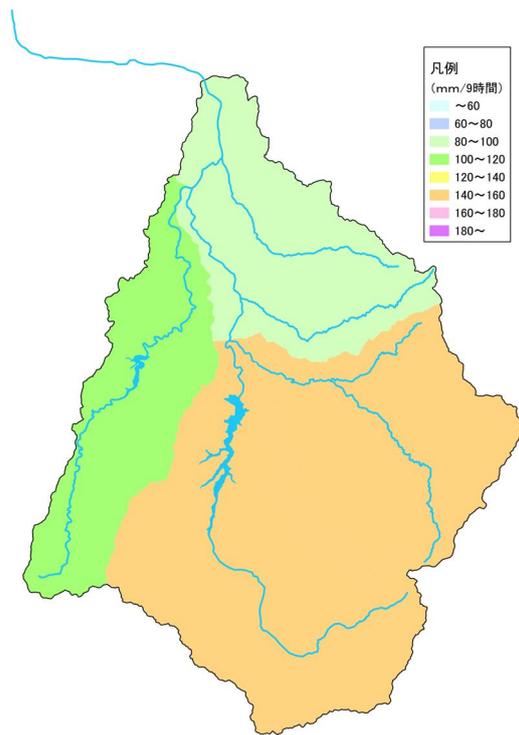
洪水年月日	鶴来上流域 9時間雨量 (mm)	気候変動後 1/100雨量 (mm)	拡大率	鶴来地点 ピーク流量 (m ³ /s)	パターン 分類	
主要洪水群 (■ : 棄却洪水)						
S50. 8. 23	136. 0	202	1. 485	5, 282	2	
S51. 9. 11	98. 9		2. 042	5, 758	1	
S56. 7. 3	118. 5		1. 705	7, 441	2	
H10. 9. 22	123. 7		1. 633	8, 069	2	
H16. 10. 20	129. 1		1. 565	4, 990	2	
H18. 7. 19	146. 4		1. 380	5, 619	4	
H25. 7. 29	157. 2		1. 285	4, 229	4	
H29. 8. 8	156. 3		1. 292	4, 535	3	
H29. 10. 23	101. 0		2. 000	4, 962	3	
H30. 7. 5	125. 6		1. 608	4, 927	2	
R4. 8. 4	238. 5		0. 847	4, 229	4	
アンサンブル降雨波形 (将来実験)						
HFB_2K_CC_m101	2069/9/9		214. 4	0. 942	3, 731	4
HFB_2K_HA_m101	2081/9/22	222. 8	0. 907	4, 033	4	
HFB_2K_MP_m105	2071/9/25	190. 4	1. 061	5, 563	2	
HFB_2K_MR_m105①	2077/7/31	167. 3	1. 208	8, 060	2	
HFB_2K_MR_m105②	2088/9/24	169. 3	1. 194	6, 989	1	

表 1-26 クラスター分析により主要洪水群に不足する降雨波形

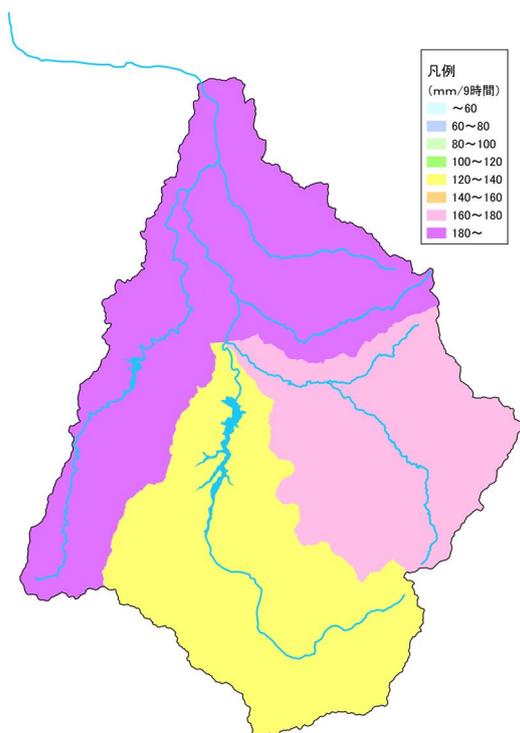
洪水年月日	鶴来上流域 9時間雨量 (mm)	気候変動後 1/100雨量 (mm)	拡大率	鶴来地点 ピーク流量 (m ³ /s)	パターン 分類	
HFB_2K_MP_m101	2082/7/26	162. 9	202	1. 240	7, 159	3



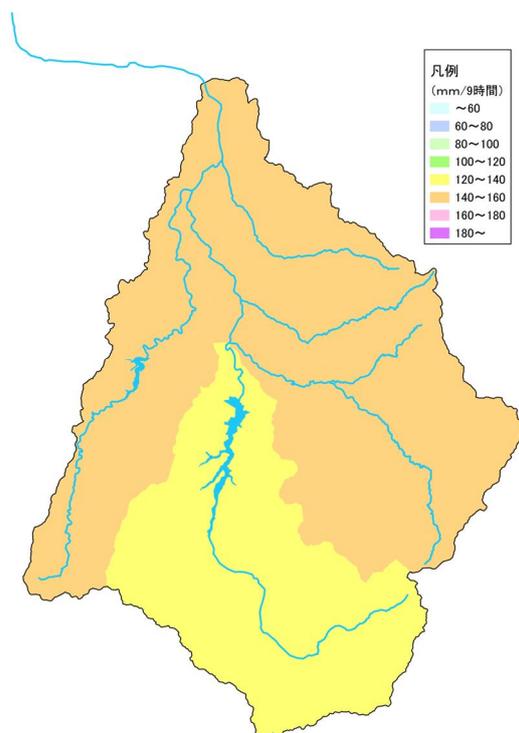
クラスター1
手取川上流域多雨型



クラスター2
手取川上流域 尾添川流域多雨型



クラスター3
大日川流域 残流域多雨型



クラスター4
均一型

図 1-25 クラスター分析結果

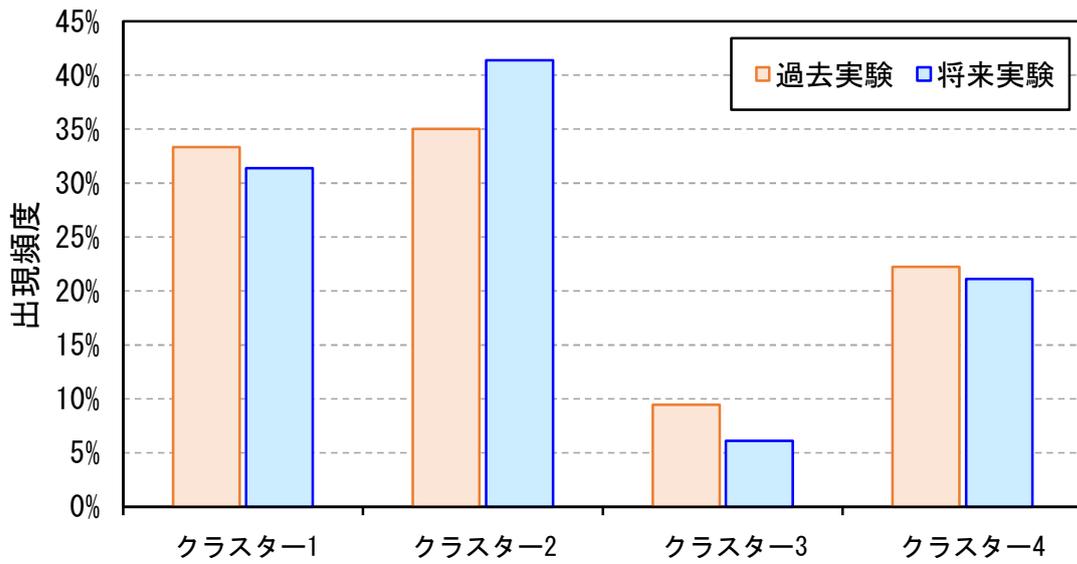


図 1-26 手取川流域におけるアンサンブル予測降雨の出現頻度

1.12. 既往洪水からの検討

観測史上最大洪水となる令和4年（2022年）8月洪水の実績ピーク流量は、基準地点鶴来で $5,764\text{m}^3/\text{s}$ と推定された。

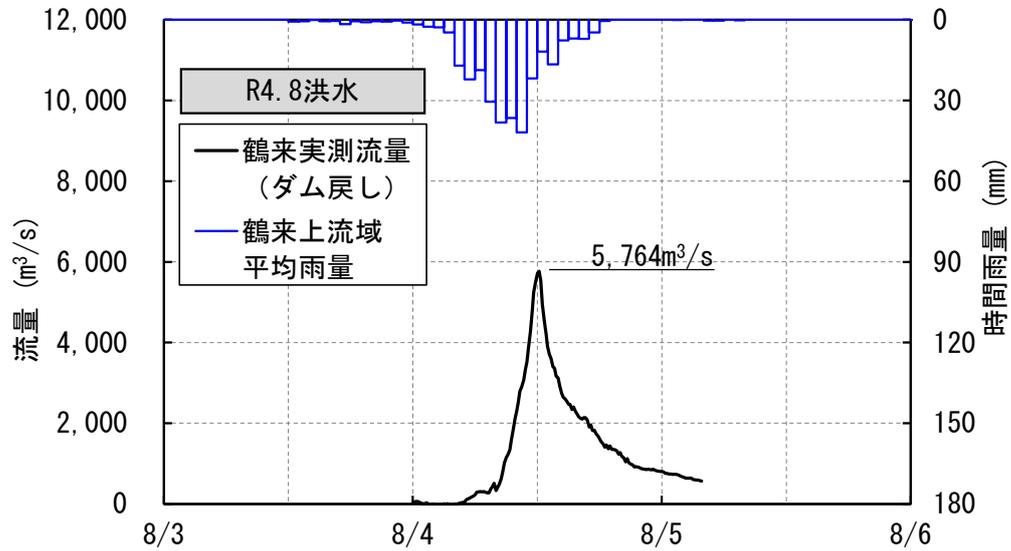
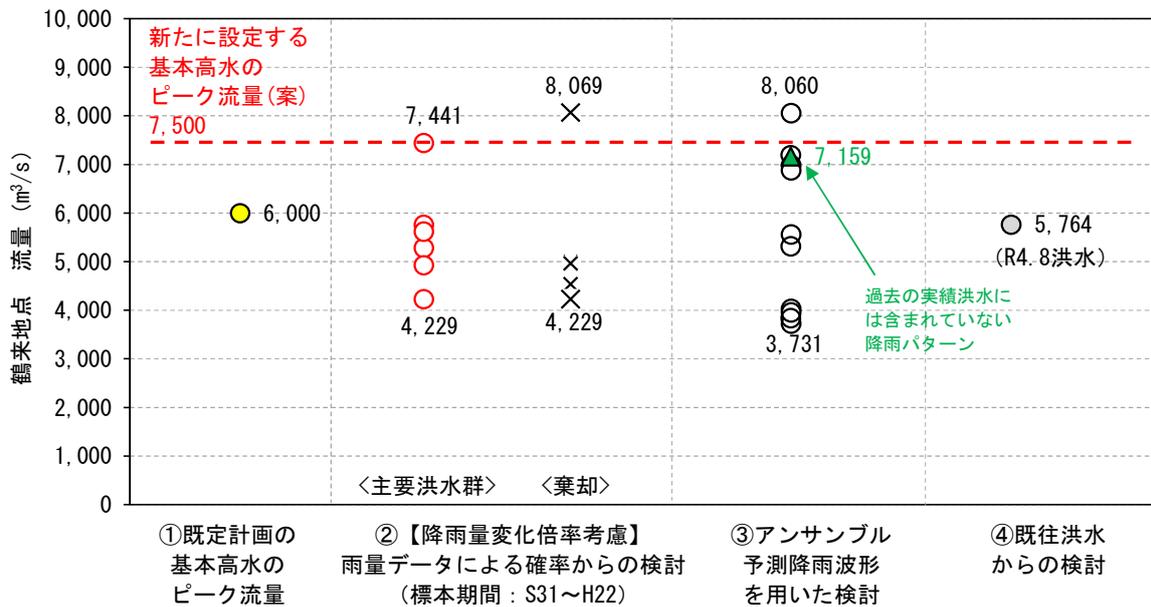


図 1-27 令和4年（2022年）8月洪水の実績流量

1.13. 総合的判断による基本高水のピーク流量の決定

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うち短時間あるいは地域分布において著しい引き伸ばしとなっている洪水を除き最大となる流量を基本高水のピーク流量として決定した。

その結果、手取川水系における基本高水のピーク流量は、基準地点鶴来で 7,500m³/s とする。



【凡例】

- ① 既定計画
 - : 既定計画の基本高水のピーク流量
- 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
- 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 (202mm/9hr) に近い洪水を抽出
 - : 気候変動予測モデルによる現在気候 (1980年~2010年) 又は将来気候 (2℃上昇) の10洪水
 - ▲ : 過去の実績降雨 (主要洪水波形群) には含まれていない、将来増加すると想定される降雨パターンの洪水
- ④ 既往洪水からの検討: R4.8洪水

図 1-28 基本高水の設定に係る総合的判断 (基準地点鶴来)

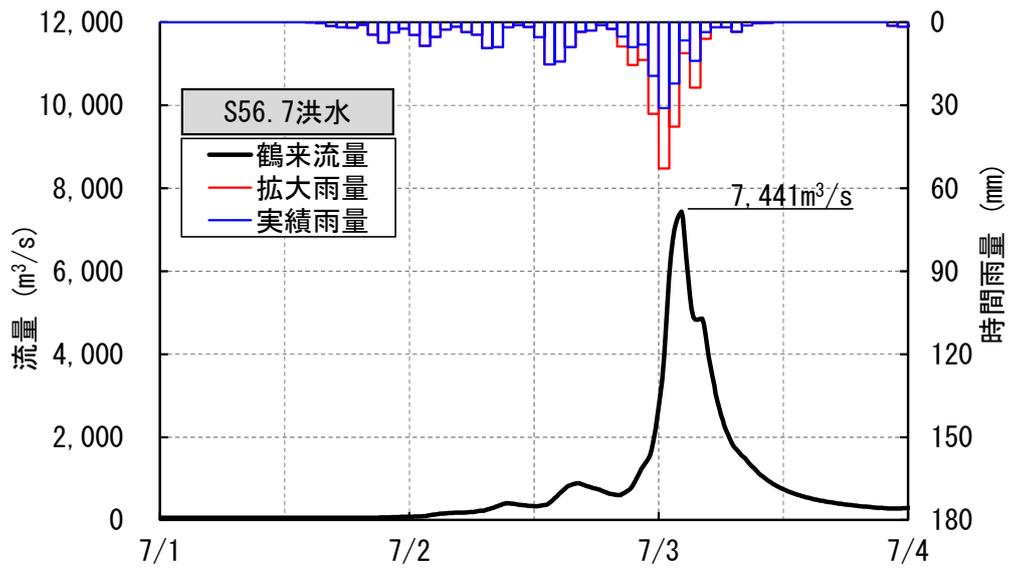


図 1-29 基本高水 (昭和 56 年 7 月洪水 : 基準地点鶴来)

2. 高水処理計画

手取川の既定高水処理計画は、基準地点鶴来における基本高水のピーク流量 $6,000\text{m}^3/\text{s}$ に対し、洪水処理施設により $1,000\text{m}^3/\text{s}$ を調節し、 $5,000\text{m}^3/\text{s}$ 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見直した結果、基準地点鶴来では、基本高水のピーク流量 $7,500\text{m}^3/\text{s}$ に対し、 $2,500\text{m}^3/\text{s}$ を調節する計画に変更することとした。

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き伸ばすことにより得られた主要降雨波形群を用いた。

手取川の大正管理区間の一部区間では、河床高が背後地の地盤高を上回る天井川区間が存在しており、加えて手取川の氾濫域は扇状地地形であるため拡散型氾濫形態を呈し、堤防が決壊した場合の浸水は広範囲に及び、天井川区間ではさらに被害は甚大となる。

また、手取川大正管理区間のうち流下能力上ネックとなっている河口部について、冬季風浪等による砂州が形成されやすく河道断面の維持が難しいことや、河口右岸の既設美川^{みかわ}漁港の漁船の航行可能な水深を確保するための低水路幅の維持が必要であることから、更なる低水路断面の拡大は困難であるとともに、河口部の両岸には家屋等が密集しており、引堤は社会的影響が大きく、経済性の観点からも困難である。

このため、氾濫域の地形特性、天井川区間の存在による氾濫リスクに加え、急流河川特有の侵食による堤防決壊リスクを踏まえつつ、河道掘削による既設漁港への影響や河道の維持、引堤による社会的影響等を考慮し、河道に配分可能な流量は既定計画から変更せず、基準地点鶴来において $5,000\text{m}^3/\text{s}$ とする。

新たに必要となる洪水調節容量は、既存ダムにおける将来的な降雨予測精度の向上を踏まえ、洪水調節容量を効率的に活用する操作ルールへの変更や事前放流等、既存ダムの最大限活用について概略検討し、可能性があるとの結果が得られているが、具体的には今後、技術的、社会的及び経済的な見地から検討し、総合的に判断した上で決定する。

3. 計画高水流量

手取川の計画高水流量は、基準地点鶴来において $5,000\text{m}^3/\text{s}$ とする。



図 3-1 手取川計画高水流量

4. 河道計画

河道計画は、以下の理由により縦断勾配を尊重し、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）を確保する。

- ① 大臣管理区間の堤防は全川で概ね完成していること。
- ② 堤防防護に必要な高水敷幅を確保する等の必要な対策を行うこと。
- ③ 計画高水位を上げることは、決壊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。
- ④ 既定計画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や計画高水位を上げて堤内地での内水被害を助長することは避けるべきであること。
- ⑤ 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 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

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)
手取川	鶴来	14.2	88.36	210
	美川	0.0	4.30	370

(注) T.P. : 東京湾中等潮位

【参考】気候変動の影響検討（河口水位）

IPCC のレポートでは、2100 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。

朔望平均満潮位による出発水位（気候変動による海面上昇考慮）を試算した。

- ① 朔望平均満潮位＋最大偏差＋密度差：T.P. +0.95m
 - ・朔望平均満潮位：T.P. +0.503m
 - ・最大偏差：0.425m
 - ・密度差：0.012m
- ② 気候変動による海面上昇量：RCP2.6 シナリオの平均値で 0.43m
- ③ 上記の①＋②：T.P. +1.37m

以上より、気候変動による海面上昇量を考慮した出発水位 T.P. +1.37m は、痕跡水位の最高値から設定される現行出発水位 T.P. +3.33m に対して、約 2m 低い値であり、計画高水流量を計画高水位以下で流下可能であることを確認した。

5. 河川管理施設等の整備の状況

手取川における河川管理施設等の整備の現状は以下のとおりである。

(1) 堤防

堤防整備の現状（令和5年（2023年）3月現在）は下表のとおりである。

表 5-1 堤防の整備状況

大臣管理 区間延長 (km)	堤防延長(km)			
	堤防 必要区間	計画断面 堤防区間	暫定断面 堤防区間	無堤防 区間
17.3	37.6	30.3	7.3	0.1

※延長は、大臣管理区間の左右岸の計である。

(2) 洪水調節施設

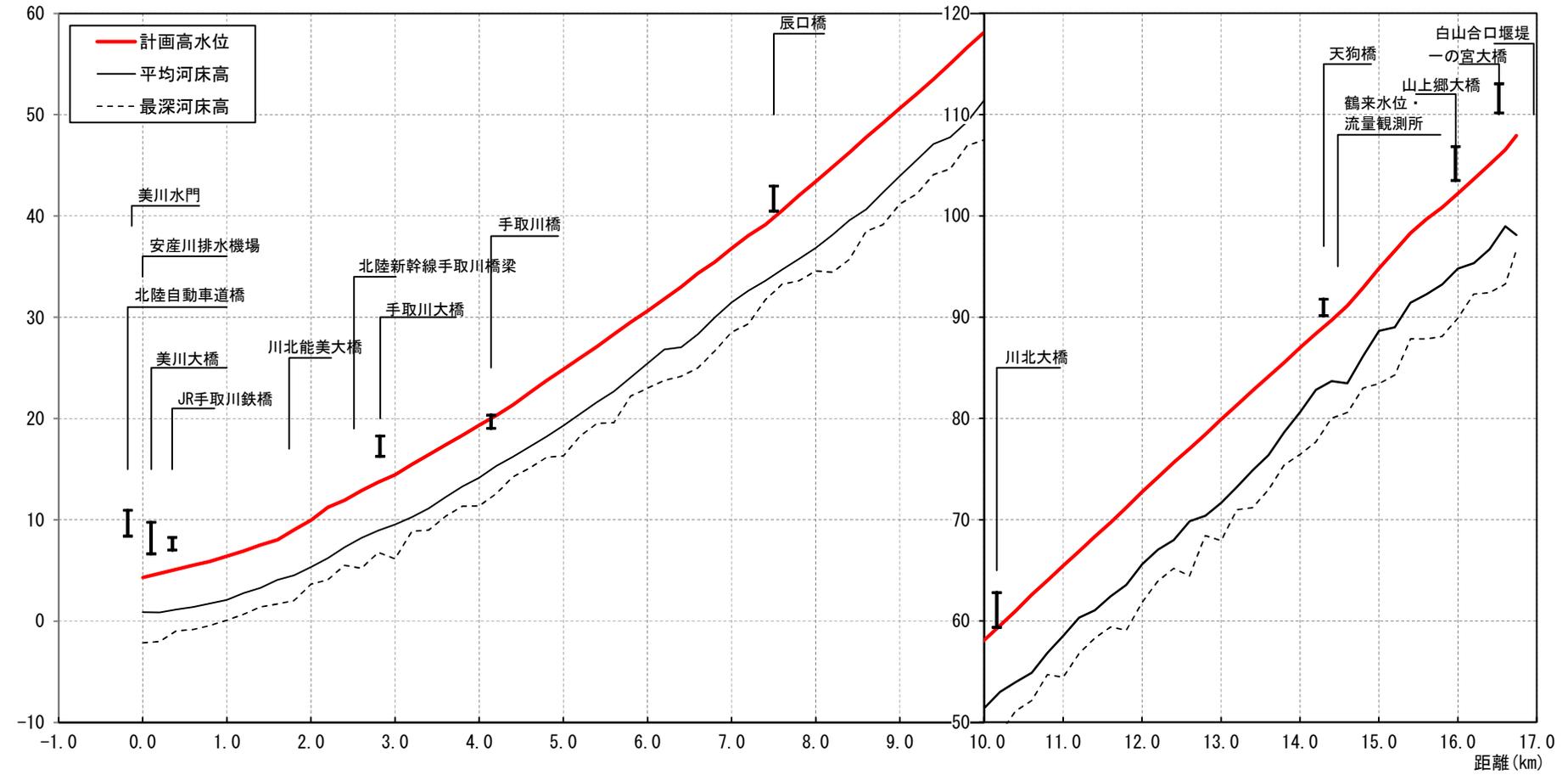
- 完成施設 : 手取川ダム（治水容量：20,000千 m^3 ）
大日川ダム（治水容量：7,400千 m^3 ）
- 残りの必要容量 : 概ね7,200千 m^3

(3) 排水機場等

- 河川管理施設 : 2.0 m^3/s （やすまるがわ安産川排水機場）
- 許可工作物 : なし

※大臣管理区間の施設のみである。

標高
(T. P. m)



63

距離標 (km)	0.0k	1.0k	2.0k	3.0k	4.0k	5.0k	6.0k	7.0k	8.0k	9.0k	10.0k	11.0k	12.0k	13.0k	14.0k	15.0k	16.0k
計画高水位 (T. P. m)	4.30	6.40	9.97	14.44	19.34	24.86	30.64	36.80	43.40	50.64	58.12	65.45	72.76	79.90	86.99	94.82	102.19
平均河床高 (T. P. m)	1.14	2.20	5.16	9.42	14.09	19.18	25.61	31.52	36.88	43.90	51.25	58.62	65.43	71.66	80.76	88.68	94.61
最深河床高 (T. P. m)	-2.26	-0.60	2.91	7.37	12.04	17.83	23.53	27.06	34.20	41.21	47.75	54.85	61.71	68.48	76.99	83.15	89.82

図 5-1 手取川計画縦断面図