

# 第二回 花園・島崎地区浸水対策施設技術検証委員会

## 事務局報告資料

### 【本編】

1.	報告概要	1
2.	施設概要	2
2.1.	排水区域と主要施設	2
2.2.	井芹川第9排水区の雨水排水方法	2
2.3.	井芹川第9排水区の浸水原因として考えられる要因	4
2.4.	対策工の経緯と内容	4
3.	第1回技術検証委員会における指示事項とその対応	5
3.1.	指示事項	5
3.2.	指示事項と回答	5
4.	当初設計の検証	8
5.	現地観測結果と評価	9
5.1.	目的と設置位置	9
5.2.	水位の観測方法	11
5.3.	流速の観測方法	11
5.4.	計測方法、流速計の仕様	12
5.5.	流量の算定方法	14
5.6.	降雨量と施設稼働状況	16
5.7.	バイパス管への分水量	16
5.8.	小山田排水機場における流量収支	19
5.9.	流量に関するまとめ	19
5.10.	バイパス管の損失	19
5.11.	分水部スクリーンのゴミ付着状況	22
5.12.	調査結果のまとめ	22
5.13.	各降雨における施設稼働状況の比較	23
6.	シミュレーション	25
6.1.	目的と検討フロー	25
6.2.	モデル検討条件	25
6.3.	キャリブレーション	26
6.4.	実績降雨における水理現象の推定（シミュレーション結果）	27
6.5.	シミュレーション	30
6.6.	浸水原因の特定	41
7.	まとめ	41

令和元年 12 月

熊本市上下水道局計画整備部下水道整備課

# 1. 報告概要

第1回技術検証委員会の指摘を踏まえた、本検証委員会の検証フローと検証結果を以下に示す。

## 第1回 技術検証委員会議事要旨

- 原因究明及び対策検討には、原因と推定される箇所の水位等の確認が必要
- 分水計算や損失計算など既往設計内容を確認すること
- 既存水路の排水能力やゴミの実態など現地調査を行い、設計条件と現地に差異が生じていないか確認を行うこと

### 検証フロー

#### ① 設計内容の確認

- 分水の検討について、設計条件や越流公式など計算等に誤りがないか
- 分水部におけるゴミの影響やスクリーンの損失の考え方
- 伏越し部のヘッドロスをどの程度考慮していたのか
- 流域、流出係数の設定

#### ② 調査の実施

- 現地測量（水路断面、各構造物の高さ）
- 現地踏査（流出係数、区域内流入）
- 水位・流速観測 ⇒ 各観測地点の流量算出
- （算出した流量から）分水量・分水率、伏越し部損失の算出

#### ③ モデル作成（H30年度時）

- 既往モデルの反映
- 調査結果によるモデルの修正
- 実績降雨における観測流量等との比較によるキャリブレーション

#### ④ 原因究明

- シミュレーションによる原因推定
- これまでの対策効果の検証

#### ⑤ 対策案検討

- 推定した原因に対する対応方針検討
- シミュレーションによる効果検証
- 対策の方向性

### 検証結果

#### <既往設計内容の確認、現地調査>

- 分水については、場所の制約や超過降雨時の安全性など総合的な判断から横越流方式を採用し、複数の計算手法から最も安全側となる堰長を採用しているものの、観測結果から計画値である100%分水は出来ていない。
- 損失については、設計指針に基づき新設バイパス管の伏越し構造部の計算を行っており、観測結果も設計の範囲内であった。ただし、分水量が多い場合には留意が必要。
- 現地調査の結果、麴川流入ゲートが閉じた場合、排水先を失った麴川流域の一部が、区域外流入として小山田川流域に流れ込んでいる。

#### <シミュレーション結果>

（H27.7.1降雨によるシミュレーション結果）

- H30モデルでH27.7.1降雨によるシミュレーションを行った結果、浸水は発生しなかった（これまでの対策が一定の効果を発揮）。

（計画降雨によるシミュレーション結果）

- H30モデルのゲート全閉時に計画降雨を降らせると浸水が発生
- 浸水発生時、小山田川と麴川バイパスの合流地点の水位が上昇している
- 浸水が発生した箇所は合流地点よりも地盤が低いため、合流地点の水位が上昇すると浸水が発生しやすい状況となる
- H30モデルの分水率を100%、麴川バイパスからの逆流をゼロにした場合、浸水は解消

#### <浸水原因（まとめ）>

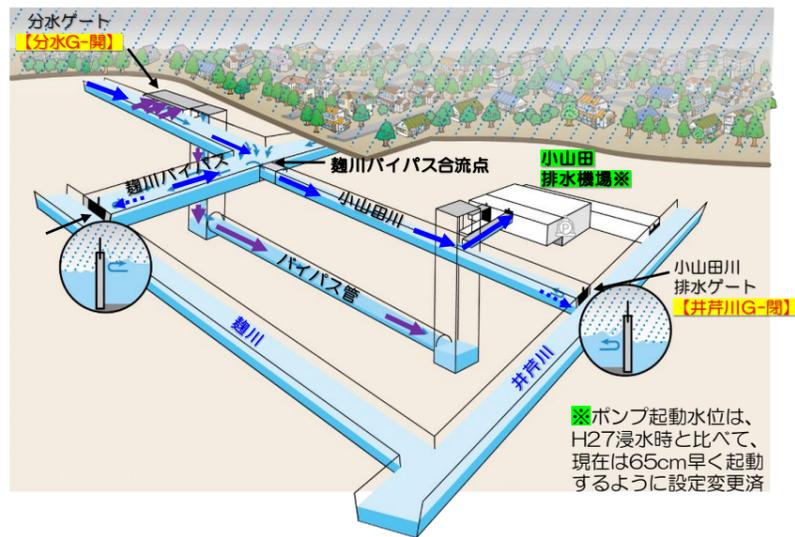
- 調査及びシミュレーションの結果から、H27の浸水原因は、ポンプ稼働水位、分水機能の不足（ゴミ、横越流）が主な浸水原因であることが判明。
- さらに、計画降雨によるシミュレーション結果から、上記2点に加え、麴川バイパスからの逆流による小山田川の水位上昇も浸水を引き起こす原因となっていることが判明。

#### <対策方針>

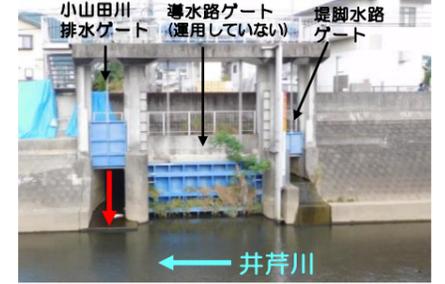
- これまでの対策が一定の効果を発揮しているものの、計画降雨に対応するには更なる改善が必要
- 対策方針としては、分水機能の向上、麴川バイパスからの逆流対策が必要

図 1-1 本検証委員会の報告概要





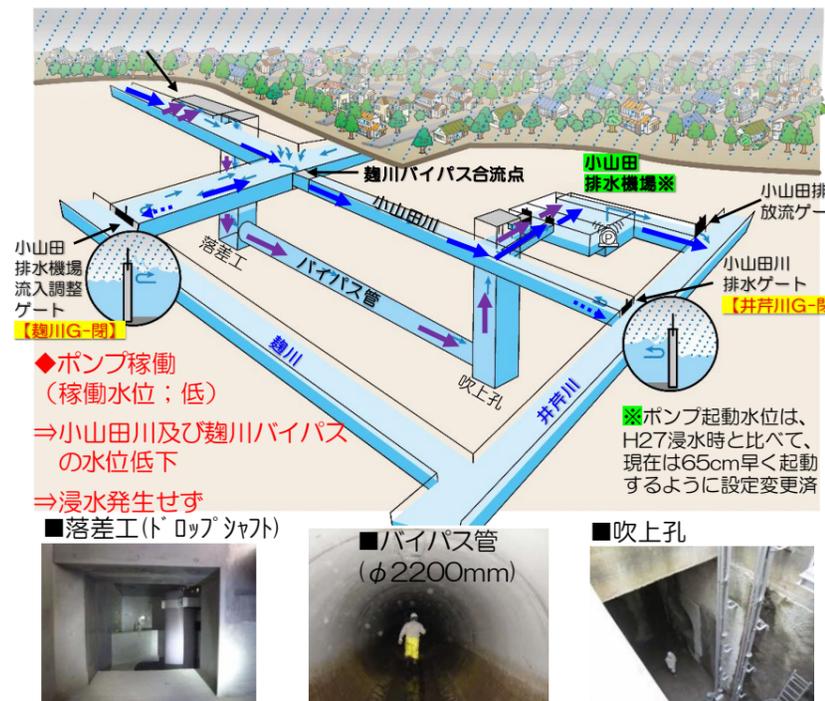
■小山田川排水ゲート (井芹川ゲート)  
(ゲート操作規則に従い閉鎖)



■降雨時の流下状況 (分水ゲート部)  
・2018/9/20 13:47 ・2018/9/20 13:57



図 2-4 当排水区の雨水排水方法 (STEP3)



■小山田川排水機場放流ゲート  
ポンプ運転時に (開)



■降雨時の流下状況 (分水施設工内部)  
・2018/9/20 13:47 ・2018/9/20 13:57



図 2-5 当排水区の雨水排水方法 (STEP4)

### 2.3. 井芹川第9排水区の浸水原因として考えられる要因

当排水区の浸水原因として考えられる要因を以下に示す。

表 2-1 想定される浸水要因

区分	想定される要因	想定される事象	暫定対策※
対策施設の構造的要因	バイパス管への分水量不足による下流側流下量の増大	●横越流方式の分水構造で、越流堰を設置せず水路底と同レベルでの取水としているものの、分水を促進する構造物がないため、十分な分水量ができない。(計画で想定している全量分水量は不可能であることに加え、浸水対策として必要な分水量自体が得られない。) ●分水ゲート手前のスクリーンが樹木や落ち葉で塞がれることにより、分水が阻害される。	水路底部の突起(水勢工;コンクリートブロック)の設置 スクリーン形状の変更
	バイパス管の伏せ越し構造が原因で生じる損失に起因した分水量不足	●バイパス管の上流側立坑部の減勢工(ドロップシャフト)等の伏せ越し構造の各所で発生する損失により、バイパス管上流部の動水位が上昇し、小山田川からの分水に支障を及ぼす。	上流側立坑部のドロップシャフト上部の越流堰高を一部切下げ
ポンプ井水位を起点とした動水位の上昇	●ポンプの運転水位が高いことに起因する動水位上昇	●ポンプの運転水位(特に1台目)が高いことが、上流側の動水位へ影響。 ●ポンプの運転/停止が頻繁に発生する間欠運転に起因した上流側動水位への影響	ポンプ運転水位の変更
その他の要因	計画を超える規模の雨水流出量等	●計画流量と実流量の差異(対策施設の能力を超える過剰流入)に起因する流下能力不足 ・計画区域外からの流入。 ・雨水流出量(流出係数)の増加。 ・麴川への分水量の不足。 ・麴川のゲート閉鎖時における小山田川への流入。	

※()2005年7月1日の浸水発生以降の対策として実施。

### 2.4. 対策工の経緯と内容

当市のこれまでの対策工の経緯について、以下に示す。

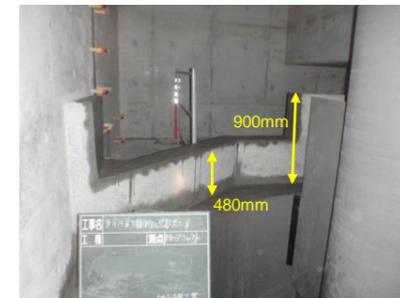
表 2-2 対策工の経緯

時期	対策内容	目的
平成27年3月	対策施設(地下バイパス管、分水施設)が完成、運用開始	
7月	浸水発生	
7月	小山田排水機場の運転水位変更	ポンプの起動を早くする(全4台を従来より0.2~0.9m低水位で起動)
10月	分水施設のスクリーン取替え	ゴミ詰まりを防止し、バイパス管への分水を促進
平成28年6月	分水施設の内部構造改良(ドロップシャフト越流壁の切下げ)	分水施設内の水位低下
6月	浸水発生	
7月	分水施設に水制工設置	分水ゲート側へ流下方向を変化させ、バイパス管への分水を促進
平成29年5月	分水施設のスクリーン取替え	ゴミ詰まりを防止し、バイパス管への分水を促進
6月	小山田排水機場の運転水位変更	ポンプの起動を早くする(2~4台目をさらに0.2~0.5m低水位で起動)
平成30年9月	小山田排水機場のポンプ井水位計ゼロ点補正	ポンプ起動水位の誤差修正(全4台を0.45mずつ低水位で起動)

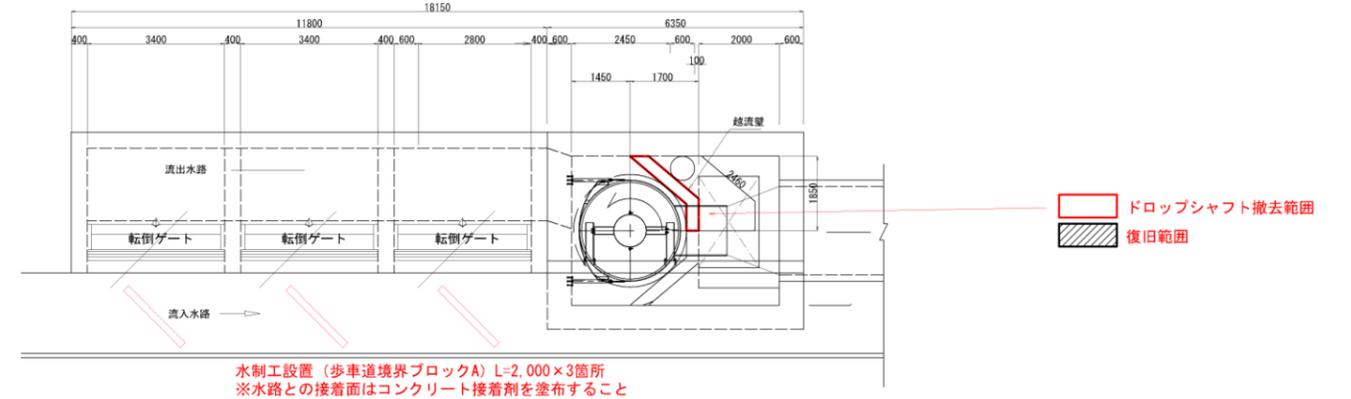
#### ■ 分水施設のスクリーン取替え



#### ■ ドロップシャフト越流壁の切下げ



平面図



#### ■ 水制工設置



### 3. 第1回技術検証委員会における指示事項とその対応

#### 3.1. 指示事項

第1回技術検証委員会における指示事項は以下に示す通りである。

- 原因の究明や対策の検討には、原因と推定される箇所の水位の確認が重要
- 分水計算や損失計算など既往設計の内容を確認するとともに、既存水路の排水能力やゴミの実態など現地調査を行い、設計条件と現場に差異が生じていないか検証を行うこと
- 既往設計内要確認、現地調査、水位観測等、各委員からの意見を踏まえ、事務局で情報を整理し、次回委員会で報告を行うこと

#### 3.2. 指示事項と回答

<指示事項 1-1>

分水ゲートの構造、分水施設部の小山田川の水路断面、水路底高などの詳細について提示すること

<回答 1-1>

分水ゲートの構造は、横越流方式を採用しており、大雨時には、分水側の油圧式転倒ゲートが転倒し、バイパス管へ流下する。堰長は幅 3.4m の 3 連構造となっており、合計 10.2m である。

また、ゲートの転倒条件は、①小山田川水位 $\geq$ 0.7m、②井芹川水位 $\geq$ TP+7.3m、③麴川外水位 $\geq$ TP+6.6m のいずれかである。

また、水路底高は TP+7.15m に対して、分水水路底高は TP+5.95m となっている。

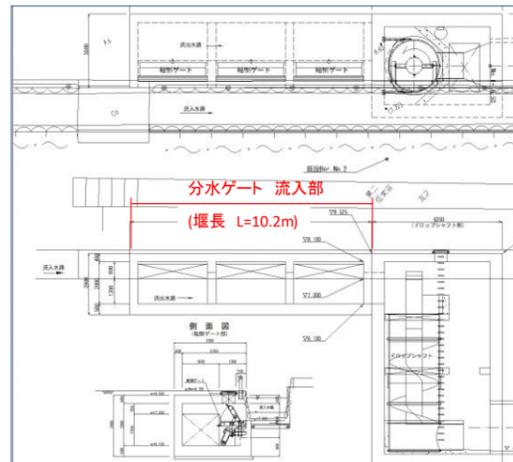


図 3-1 分水ゲート拡大図



図 3-2 ゲート転倒部の拡大図と写真

<指示事項 1-2>

小山田川の構造(断面、勾配、仕上げ等)について、設計での流量計算と実態に差異が生じていないか確認すること

<回答 1-2>

現地調査(測量)により、小山田川の断面変化部ごとに、断面諸元(寸法)、水路底高を計測した。流量計算書では、代表的な断面毎の諸元のみが計上されているため、単純な比較はできないが、断面諸元、勾配は若干の差異は認められるものの概ね整合していることが確認できた。ただし、排水機場のレベルが設計値と測量結果で 15cm の差異が認められたため、本検証作業では補正した値を用いることとした。また、後述するシミュレーションにおける断面、勾配は、測量値を用いる方針とした。

流量計算書ではコンクリート管の粗度係数を一律に適用しているが、現地は壁が石積みやブロック積みであったり、底面が土であったり、場所によって材質が異なっていた。

流量計算に関しては、当該排水区ではなく流量計算上として考慮していない流域面積分が流入していることを確認した。具体的には、流入調整ゲートの閉鎖に伴いポンプ排水区に変更される下記 A=約 6.0ha 分が小山田川の流域に変更されるが、流量計算上は考慮していない。



図 3-3 井芹川第9排水区の流域図

<指示事項 2-1>

分水施設部におけるゴミの影響やスクリーンの損失、伏せ越し部の上下流のヘッドロスなどをどの程度考慮していたのか確認すること

<回答 2-1>

既往設計では、スクリーン部の損失及びドロップシャフト部の損失は考慮されていないが、動水位上昇時に、ドロップシャフト前部から越流する構造となっていることから、損失低減対策は講じられている。

伏せ越し部の上下流の損失水頭は、下水道施設計画・設計指針と解説(日本下水道協会)を参考に計算しており、計画流量  $Q=6.15\text{m}^3/\text{s}$  時には 0.7m としている。

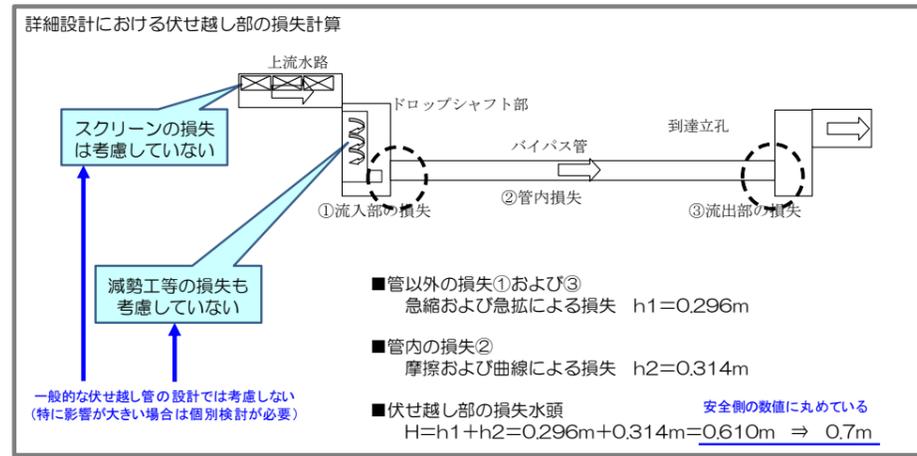


図 3-4 既往設計における損失計算

< 指示事項 2-2 >

分水の検討において、設計条件や越流公式など計算等に誤りがないか確認を行うこと

< 回答 2-2 >

不等流計算により堰長を  $L=10.2\text{m}$  に決定している。これは、堰長を算定する方法として、複数ケースを検討し、最も堰長が長くなる方式として採用しており、安全側の数値となっている。なお、不等流計算による水面追跡においては、越流量をケース1 (正面越流式) と同じ式を用いて算定し、逐次計算を行っているため、分水施設工の下流にいくにつれて実際には越流係数  $C$  が低下していくことが反映されていない。しかし、計算スパン毎の越流係数  $C$  を適切に設定することは困難である。

いずれのケースも完全越流を前提とした計算となっている。流出水路の底高は小山田川本川よりも  $1.2\text{m}$  と十分に低くなっており、想定したバイパス管の損失が設計値の範囲内であれば、流出水路の水位も小山田川本川よりも低くなる。しかし、転倒ゲートは転倒時において水平状態となるため、越流部の水の流れが通常の越流堰の構造と異なることに留意する必要があるが、本構造を適切に反映できる算式はない。

表 3-1 既往設計における堰長の算定方法

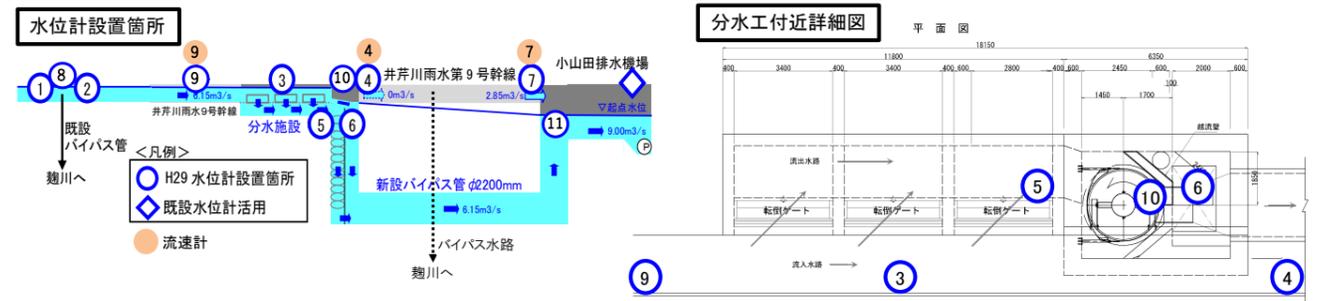
計算手法	越流水深	必要堰長 L (Q=6.15m <sup>3</sup> /s)	備考	
ケース1	正面越流式	0.7m (ゲート高と同等)	6.0m	下水道雨水調整池技術基準(案)において、堰長の概算に適用されている。
ケース2	本間の式	0.7m (ゲート高と同等)	7.0m	下水道雨水調整池技術基準(案)において、準用することが多いとされている。 基本的には正面越流式の変形式である。
ケース3 【採用】	不等流計算による水面追跡	分水開始地点: 1.026m (開水路 8 割水深) 分水終了地点: 0.017m	10.2m	加勢川第6雨水幹線分水施設の検討に適用され、本市で実績あり。*加勢川第6雨水幹線では、不等流計算により、堰長と堰高を決定しているが、堰高については水理模型実験の結果を基に変更している。

< 指示事項 3-1 >

分水開始地点、分水終了地点、中間点における小山田川及び、分水施設内部に水位計を設置し、横越流前後の水位観測を行うこと

< 回答 3-1 >

第一回検証委員会での意見を踏まえて、水位計設置箇所を選定し、水位観測を実施した。(5. 現地観測結果と評価にて詳述)



番号	測定位置	測定内容と目的
①	小山田川(麴川分水地点の上流側)	水位・流速*: 分水前流量の推定
②	小山田川(麴川分水地点の下流側)	水位・流速*: 分水後流量の推定
③	小山田川(分水施設の間際付近)	水位: 分水時の水位
④	小山田川(分水施設の下流側)	水位・流速: 分水後流量の推定
⑤	分水施設の流出水路(分水ゲート裏側)	水位: 分水ゲートからの流入状況
⑥	落差マンホール(ドロップシャフト越流堰の外側)	水位: バイパス管起点水位
⑦	小山田川(最下流部付近)	水位・流速: (小山田川の) 排水機場への流入量の推定
⑧	小山田川(麴川分水地点の越流堰の内側)	水位: 越流状況の把握
⑨	小山田川(分水施設の上流側)	水位・流速: 分水前流量の推定
⑩	落差マンホール(ドロップシャフト越流堰の内側)	水位: 越流状況の把握
⑪	バイパス管(吹上げマンホール)	水位: バイパス管終点水位

\*ポータブル式流速計による測定



図 3-5 水位・流速設置箇所と目的

< 指示事項 1-2 補足 >

小山田川の構造(断面、勾配、仕上げ等)について、設計での流量計算と実態に差異が生じていないか確認すること

< 回答 1-2 補足 >

断面及び勾配は下表のとおり設計条件に対して断面・勾配・水路仕上げともに差異が生じており、写真のとおり水路の断面形状の変化が多いと言える。

また、写真のとおり水路底部には砂利による断面阻害や季節によっては水草が生えることによる流下能力の低下が考えられる。

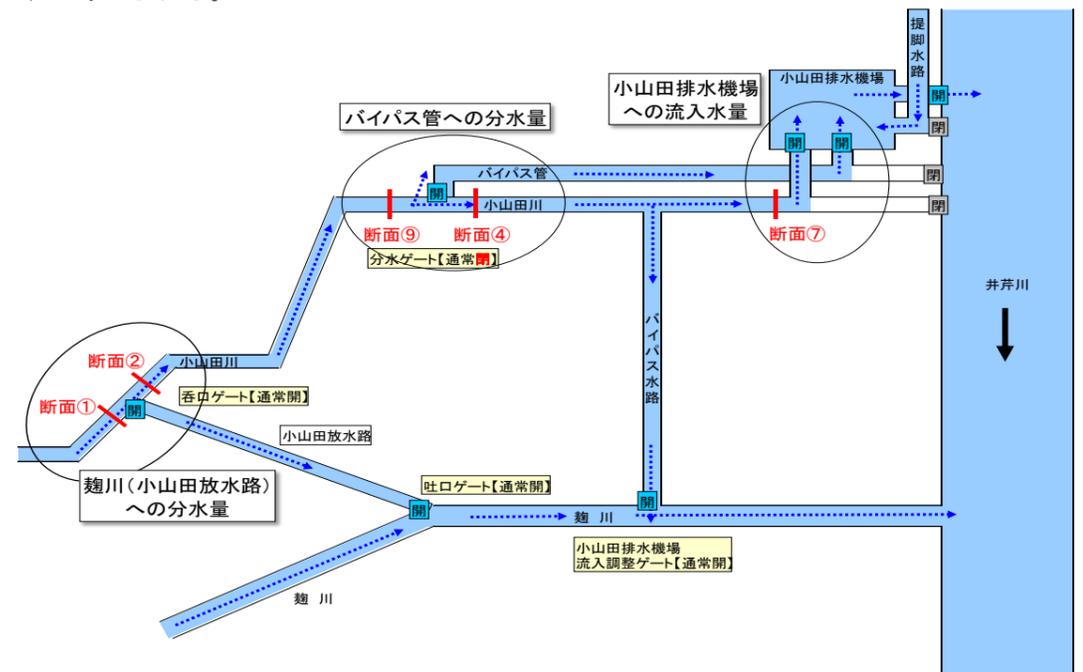


図 3-6 測定断面位置図



図 3-7 測定断面測量結果

表 3-2 測量結果と流量計算上の差異

断面 (幅×高さ:m)	設計	断面①	断面②	断面③	断面④	断面⑦
		測量結果	3080+2260 ×1550	2200+1850 ×1500	2000+1470 ×1000	1900×1420
勾配 (%)	設計	2.2	11.5	2.0	2.0	1.8
	測量結果	6.6	4.9	9.1	7.8	2.5
仕上げ	設計	Co 3面張				
	測量結果	(両岸)石積 (底部)土	(両岸)石積 (底部)土	(両岸)石積 (底部)土	Co 3面張	Co 3面張

<指示事項 4-1>

ポンプ稼働条件や水位等の重要な情報は全て提示し、実測値や推定値等は識別できるようにすること

<回答 4-1>

下図の通り整理した。

表 3-3 H30 年の主な降雨と施設稼働状況

年	日付	警報発令 (熊本市)		降雨量(mm) (熊本地方気象台)			施設稼働状況			
		大雨	洪水	総降雨量	1時間 最大	10分間 最大	ポンプ排水	分水ゲート 開放	流入調整ゲート 閉鎖	排水ゲート 閉鎖
H30	04/14		○	43.0	11.0	4.0				
	04/24		○	121.5	24.5	8.0		○		
	05/02		○	41.5	9.5	3.5				
	05/07		○	39.0	9.5	6.5				
	06/08		○	33.0	30.0	8.0				
	06/19	○	○	101.0	32.0	7.0		○		
	06/20	○	○	103.5	29.5	12.5	○	○		
	06/29	○	○	18.0	9.5	5.5				
	07/06	○	○	133.0	19.5	6.5	○	○	○	○
	07/07	○	○	43.5	22.5	8.5	○	○	○	○
09/20	○	○	146.0	56.5	11.5	○	○	○	○	

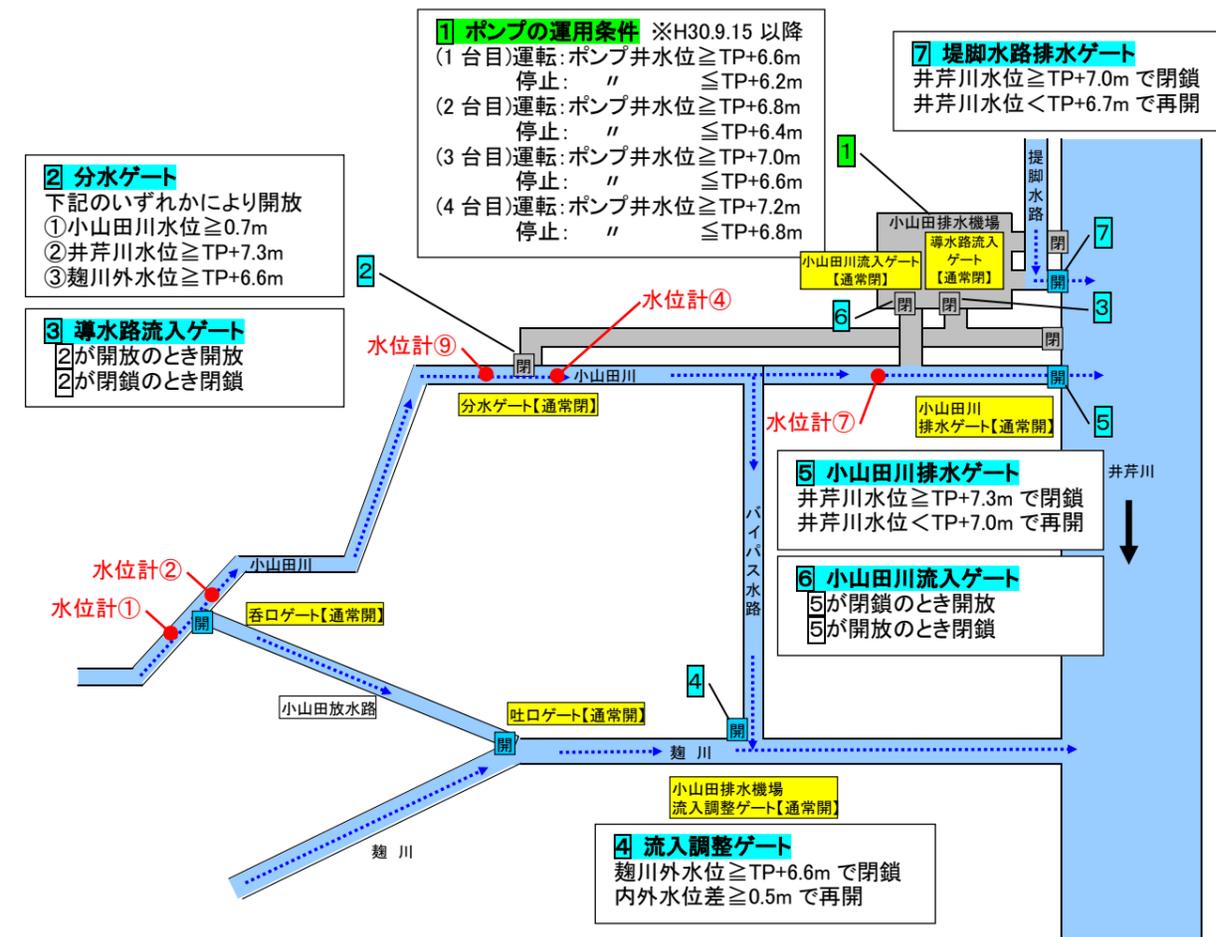


図 3-8 施設稼働条件模式図

< 指示事項 4-2 >

4台のポンプそれぞれの起動水位と停止水位について、平成 27 年時から平成 28 年時の変更点を整理し、図化すること

< 回答 4-2 >

当市では、平成 27 年 7 月、平成 29 年 6 月にポンプ運転水位の設定を変更し、平成 28 年 6 月 20 日には、特例として、大雨時の手動運転を実施しており、現在は、全てのポンプにおいて、運用開始時より起動水位と停止水位を低く設定している。

また、現地調査の結果、ポンプ井の水位計が設置位置を考慮した 0 設定となっておらず、運用開始以降、規定水位より高い水位でポンプの起動・停止を行っていたことが確認されたため、その補正も行った。

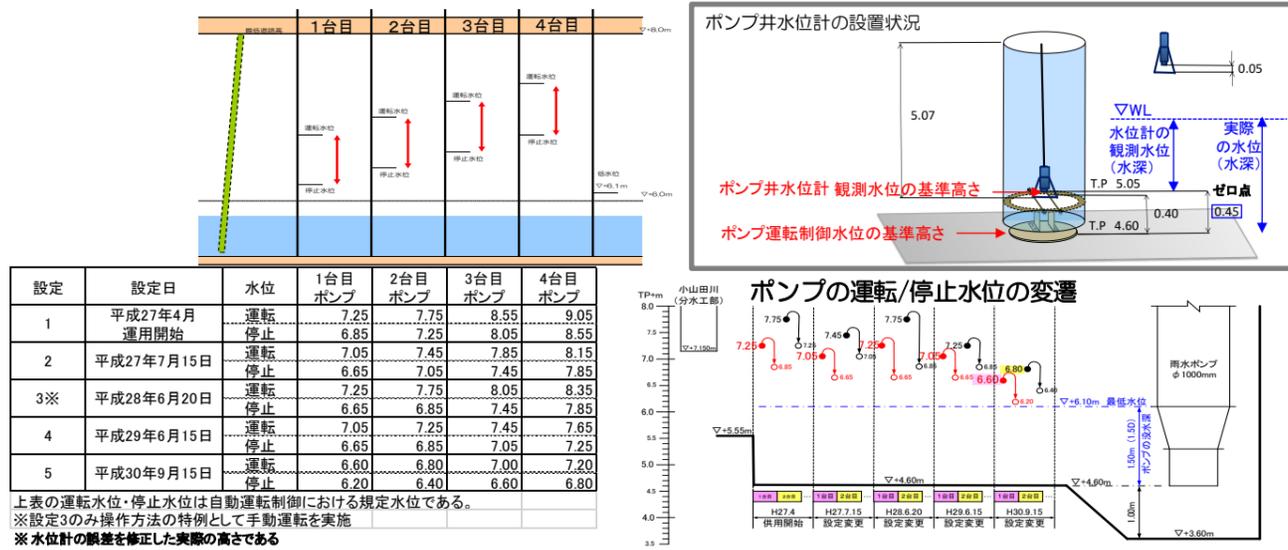


図 3-9 ポンプ運転水位模式図

< 指示事項 4-3 >

スクリーンに詰まるゴミの性質について確認すること

< 回答 4-3 >

平成 30 年 9 月 21 日(前日 9 月 20 日の降雨量 146mm/日)に調査を行い、スクリーンに付着するごみは自然物(草木等)が主であったが、人工物(プラスチック、ビニール、土嚢袋等)も存在した。特に、スクリーン最上流部と最下流部に多くごみが付着していた。

ごみの量は、自然物が 80/杯が 15.6 杯、人工物が 1.1 杯となっていた。



	自然物	人工物
試料外観		
内容物	草木類のみ	ビニール、布きれ、その他
発生量*	125L (15.6杯 × 8L/杯)	8.8L (1.1杯 × 8L/杯)

\*試料は水切り後、湿潤状態のままバケツで容量を計量した。

4. 当初設計の検証

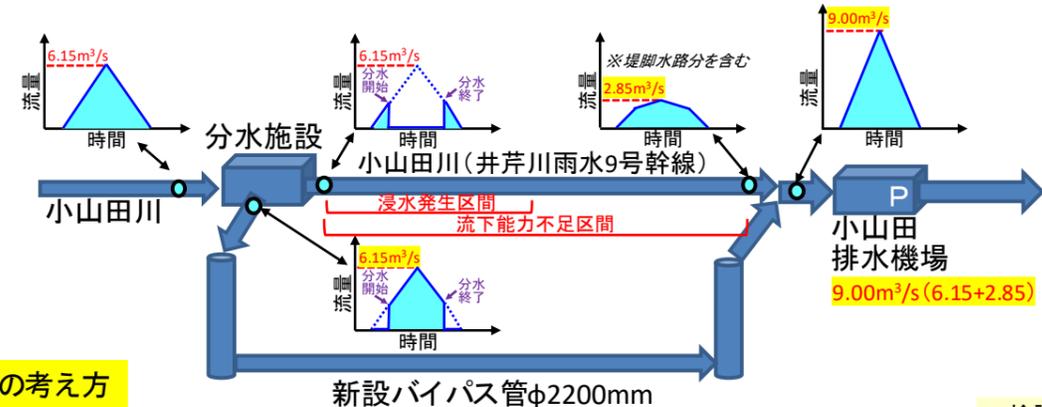
当初設計の妥当性をまとめると以下の通りとなる。

- 本分水施設は、計画降雨を対象とし、分水地点より下流の小山田川導水能力も考慮した上で、計画分水量を 6.15m<sup>3</sup>/s とすることで、下流部の浸水を解消させる計画としていた。
- この計画分水量を実現させるには本川流下方向に可動ゲートを設置し、かつ自動制御等が必要となるが、設計においては場所の制約、制御の信頼性、超過降雨時の安全性等、総合的な判断から、現在の施設構造が採用されている。
- また、採用した横越流構造において、最大限に分水させるために、堰高は水路底高と同レベルとした上で、堰長については複数の計算式を用いた計算結果の中から、最も長くなる計算式を用いて設計されており、最善策がとられていると評価できる。
- 損失については、立坑内(落差工、越流堰、オリフィス構造)の損失、3連ゲート柱部の一部の損失等は見込まれていないものの、指針等に記載されている、流入部の損失、管内摩擦損失、流出部の損失は計上されている。

分水施設工について

計画の考え方

井芹川第9排水区の雨水整備計画では、計画降雨における雨水流出量と小山田川の流下能力から、流下能力不足区間の上流部で流量の全量(6.15m<sup>3</sup>/s)をカット(100%分水)し、新設バイパス管を利用して小山田川排水場に流入させる。



設計の考え方

- 【前提条件】①降雨初期は、分水せず小山田川本川を流下させる。(新設バイパス管は通常ドライ管理)  
②計画で掲げた100%分水を極力可能とする。  
③超過降雨時では、計画上の分水量(6.15m<sup>3</sup>/s)の超過分を小山田川本川側に流下させる。  
④対策のための新たな用地買収を必要とせず、施設制御の信頼性が高い方式であること。
- 【検討結果】分水施設工の構造は、複数案(①落差工+ゲート案、②分水部拡幅案、③本川迂回+越流堰案、④段差開口案、⑤水平転倒ゲート案、⑥分水側(横越流側)転倒ゲート案)を比較し、計画上の100%分水は達成できないものの、前提条件を踏まえた総合的な判断から⑥分水側(横越流側)転倒ゲート案を選定。

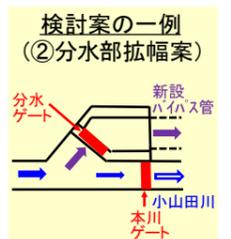


図 4-1 当初設計の考え方

## 5. 現地観測結果と評価

### 5.1. 目的と設置位置

上記した想定浸水原因に対する検証項目と検証方法を以下に示す。

表 5-1 検証項目及び検証方法

推定される要因	検証項目	検証方法
● バイパス管への分水施設構造に起因する分水量不足	● バイパス管への流入量 (流量⑨－流量④) ● 分水施設下流側の流量 (流量⑦) ● スクリーンのゴミ付着状況	水位・流速の観測 (⑨、④) 水位・流速の観測 (⑦) スクリーン部のカメラ画像 (③)、付着物の分析
● バイパス管の伏せ越し構造が原因で生じる損失に起因した分水量不足	● バイパス管の各地点の水位 ● バイパス管 (分水施設工) の流況	水位の観測 (③、⑤、⑥、⑪、ポンプ井)、分水施設工内部のカメラ画像 (⑤)
● ポンプの運転水位が高いことに起因する動水位上昇	● バイパス管及び流域内各地点の水位	水位の観測 (③、④、⑦、ポンプ井)
● 計画流量と実流量の差異に起因する流下能力不足	● 麴川分水前後の流量及び分水量 ● 分水施設工部の流量 ● 排水機場流入量 (バイパス管流入量＋流量⑦＋堤脚水路流量)	水位の観測 (①、②、③) 水位・流速の観測 (⑨)

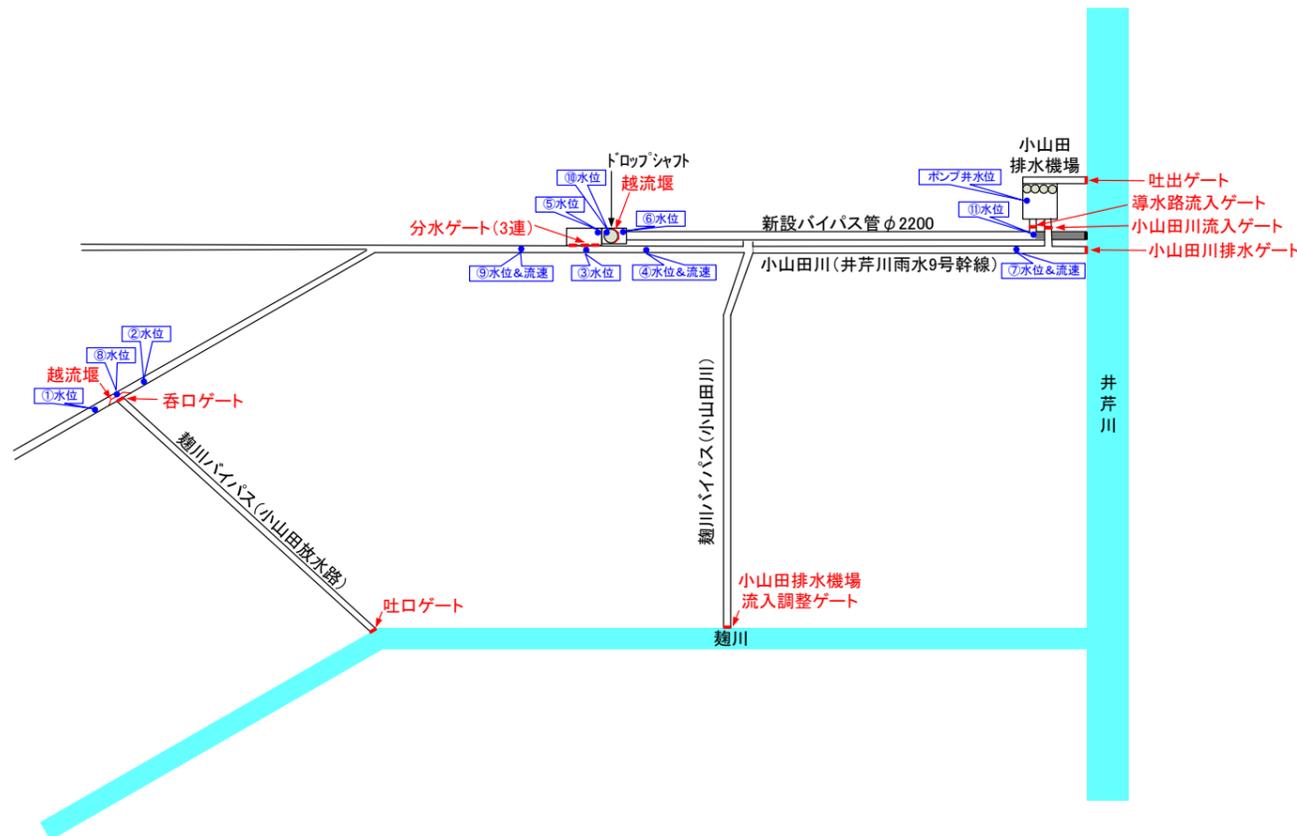
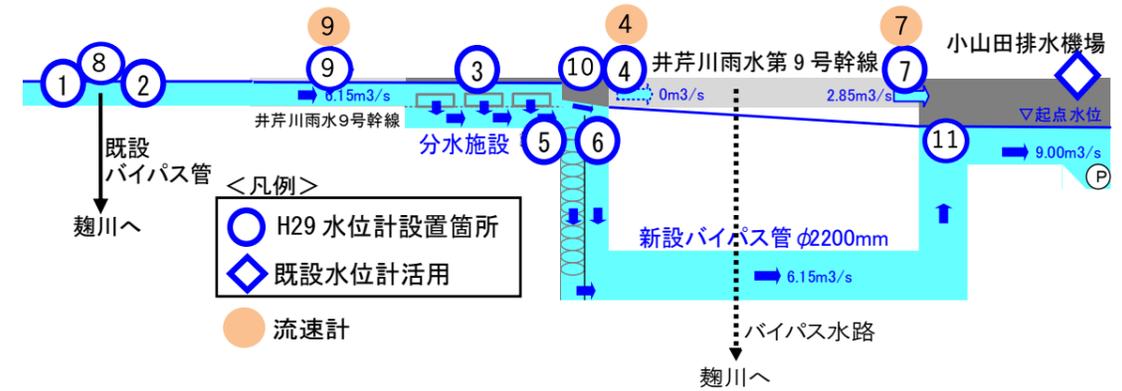


図 5-1 井芹川第 9 排水区の系統と観測地点の位置図



番号	測定位置	測定内容と目的
①	小山田川(麴川分水地点の上流側)	水位・ <b>流速*</b> : 分水前流量の推定
②	小山田川(麴川分水地点の下流側)	水位・ <b>流速*</b> : 分水後流量の推定
③	小山田川(分水施設の間付近)	水位: 分水時の水位
④	小山田川(分水施設の下流側)	水位・ <b>流速</b> : 分水後流量の推定
⑤	分水施設の流出水路(分水ゲート裏側)	水位: 分水ゲートからの流入状況
⑥	落差マンホール(ドロップシャフト越流堰の外側)	水位: バイパス管起点水位
⑦	小山田川(最下流部付近)	水位・ <b>流速</b> : (小山田川の)排水機場への流入量の推定
⑧	小山田川(麴川分水地点の越流堰の内側)	水位: 越流状況の把握
⑨	小山田川(分水施設の上流側)	水位・ <b>流速</b> : 分水前流量の推定
⑩	落差マンホール(ドロップシャフト越流堰の内側)	水位: 越流状況の把握
⑪	バイパス管(吹上げマンホール)	水位: バイパス管終点水位

\*ポータブル式流速計による測定

図 5-2 水位計・流速計の設置箇所と測定目的

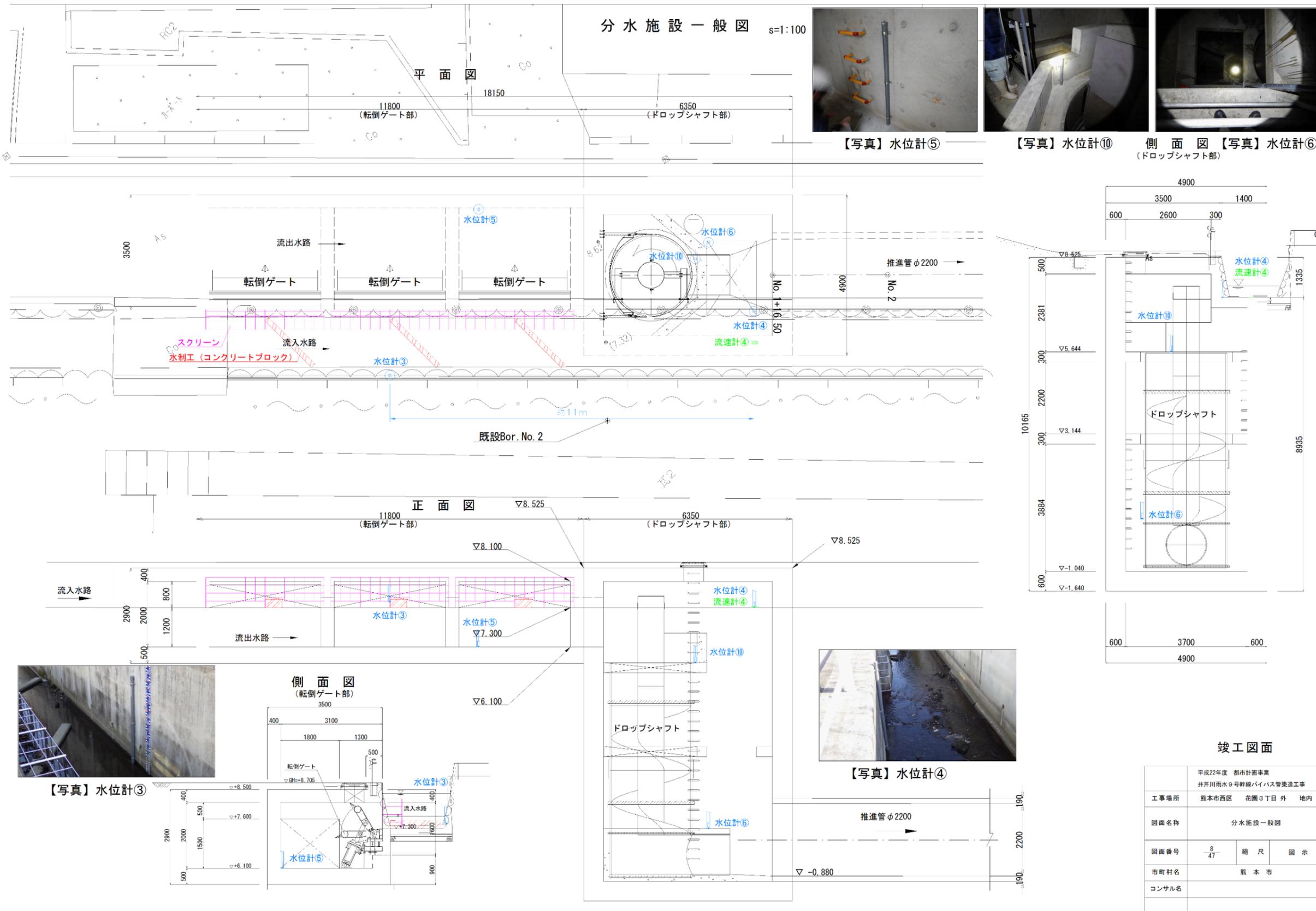


図 5-3 水位計・流速計の設置箇所の詳細

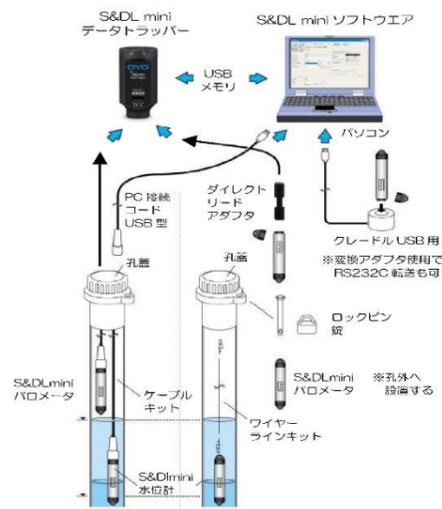
## 5.2. 水位の観測方法

使用する水位計は、絶対圧式とした。測定間隔は、平成 30 年 1 月に水位計を設置して以降、当初は 5 分間隔とし、6 月 7 日より 2 分間隔に変更した。

### ※大気圧補正

絶対圧式とは、密閉された圧力センサが、水の中で圧力を測定するものであり、実際は水圧+気圧の圧力である。そのため、気圧を差し引くために、バロメーターを設置した。バロメーターは通常 10km<sup>2</sup> (100ha) に 1 箇所設置するもので、本調査対象流域の大きさから判断して 1 箇所ですべてあり、測定器の紛失等を考慮し小山田排水機場内に設置した。しかし、分水施設流出水路部や落差マンホール内に設置した水位計(⑤、⑥、⑩)については、新設バイパス管が満管になるのに伴い、内圧が高まる可能性があるため、落差マンホール内にもバロメーター (BM2) を設置した。

BM1	小山田排水機場内	水位①②③④⑦⑧⑨⑩の補正
BM2	落差マンホール内	水位⑤⑥⑩の補正



仕様	
水位測定レンジ	5m、10m、20m、30m、100m 1.5m (大気圧補正用)
測定回数 (メモリ容量)	リニア測定時 水位・温度 各40,000回 (ファームウェアバージョンver1.019以前は各30,000回)
測定間隔	リニア測定時 連続0.5秒、1~99秒(1秒単位)、 1~99分(1分単位)、1~99時間(1時間単位)
水位センサ	ハステロイ圧電拮抗式シリコン圧トランスデューサー
水位測定用 圧力センサ精度	±0.1%FS (0 ~ 40°C) (精度補償範囲)
水位測定範囲 (海拔0メートル時)	5m レンジ計 : 4m      10mレンジ計 : 9m 20m レンジ計 : 19m    30mレンジ計 : 29m 100m レンジ計 : 99m
水位分解能	5m レンジ計 : 1mm      10mレンジ計 : 3mm 20m レンジ計 : 6mm    30mレンジ計 : 9mm 100m レンジ計 : 30mm
温度センサ	プラチナRTD (白金測温抵抗体)
測定範囲	-20°C~50°C
温度センサ精度	0.3°C
分解能	0.1°C

図 5-4 水位計の概要

## 5.3. 流速の観測方法

### (1) 流速計の選定

バイパス管や小山田排水機場への流入量を把握するために、分水施設工の上/下流部並びに小山田川下流部の流速を連続的に計測した。(図 5-2 の⑨、④、⑦の 3 箇所) 流速計には、表 5-2 に示すような種類があるが、回転式・電磁式は、回転部やセンサー部一点の流速しか計測しないため、水深の変化に追従できない。また、非接触型の流速計として電波式があるが、これは表面流速しか計測できないため表面流速から平均流速との補正が前提となる。一方、超音波式は水路の底部等に設置することで、上方の平均的な流速を計測することが可能で、実績も豊富なことから本方式を採用した。

表 5-2 流速計の種類

	回転式	電磁式	超音波式 (ドップラー式)	電波式
測定原理	流水の力で回転翼を回転させ流速を測定するもので次の形式がある。 ・スクルー式 ・バケット式 ・プロペラ式	電導体である流水が磁界内を移動すると、その導体の移動速度に比例した電圧が発生し、その電圧から流速を求める。	水中に発射した超音波と流水中の懸濁物質により反射され戻ってくる反射波との周波数変化 (ドップラーシフト) から流速を求めるもので、多層の平均流速を計測可能。	流水の表面に発射した電波 (マイクロ波) と流水表面の波による反射波との周波数変化 (ドップラーシフト) から流速を求めるもので、流水表面の流速を計測する。
計測位置 その他 本調査	回転部の流速のみ *水深変化への対応不可	センサー部の流速のみ *水深変化への対応不可	センサーから上方約 0.5m の範囲の平均流速	流水の表面流速のみ

## (2) 流速の観測方法

水位計設置箇所⑨、④、⑦には超音波ドップラー方式の固定式流速計を設置し、平成 30 年 6 月 18 日より 2 分間隔で流速の連続観測を開始した。ただし、測定箇所④と⑦では水路中央の底部コンクリートに流速計のセンサを固定しているが、測定箇所⑨は底部が土砂のため側壁の石積み護岸 (右岸側) にセンサを固定した。

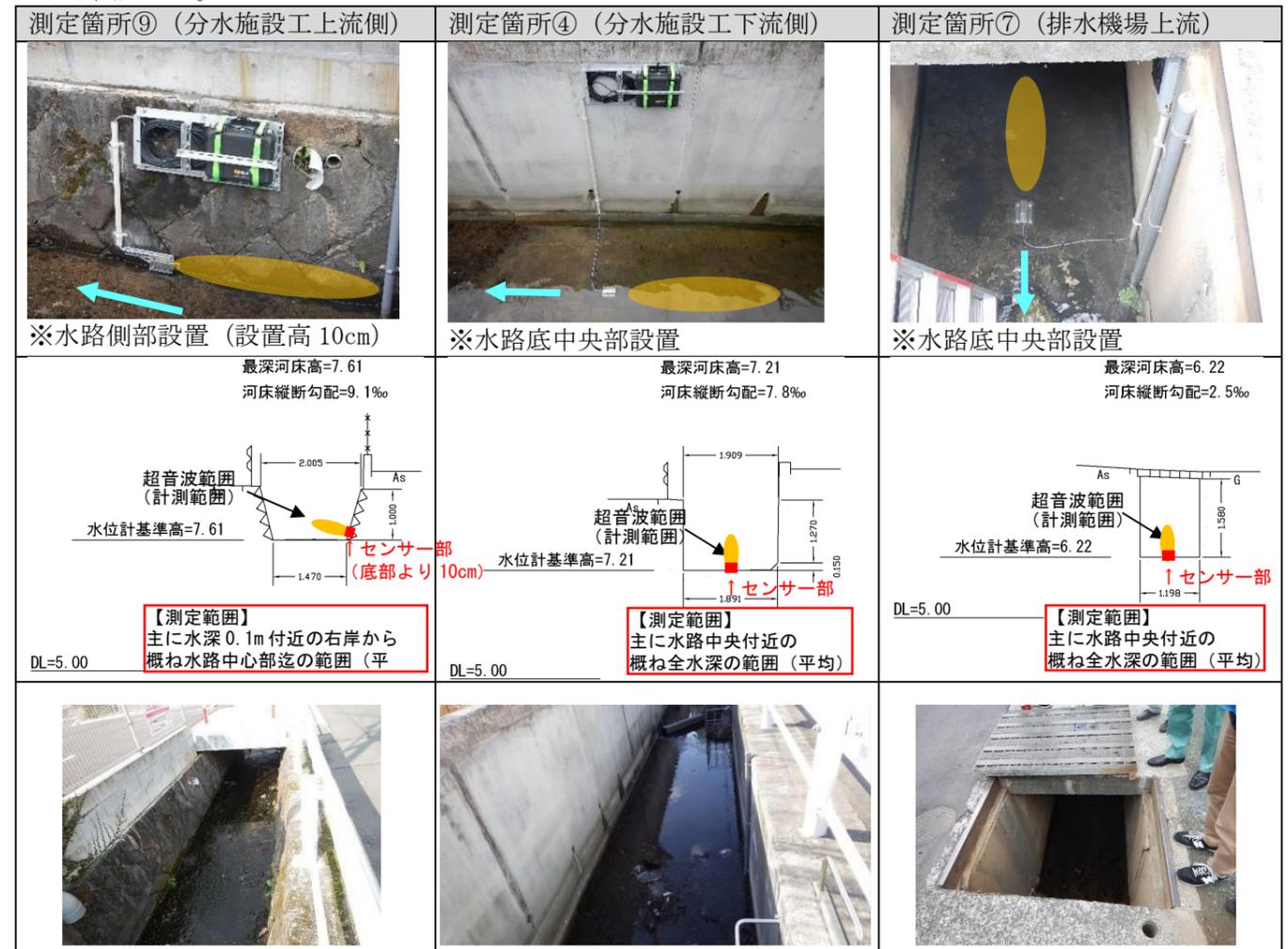
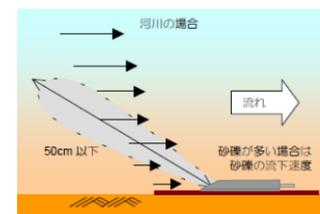
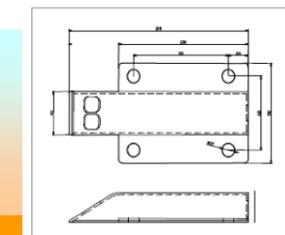


図 5-5 固定式流速計の設置位置と測定範囲

### <流速測定範囲>



### <流速センサー形状>



### <流速センサー外観>



### <流速センサー仕様>

項目	仕様	
測定方式	超音波ドップラー	半導体抵抗
測定範囲	0.2~10m/sec	-5~50°C
精度	2% of FS	±0.2°C
分解能	1cm	0.1°C
発射角	30度	
ケーブル長さ	25m	※ 200m まで延長可能
外形寸法	W92xD180xH25mm	
材質	ステンレス製	

※測定精度は、FS (フルスケール: 10m/s) の 2% であるため、 $10 \times 2 / 100 = 0.2 \text{ m/s}$  ⇒ 計測誤差は最大で ±0.2m/s。

※超音波式では、流水に超音波を発射し、浮遊物質等によって反射している反射波と発射波との周波数の偏移量を利用して計測するため、流水中に浮遊物質が全くない場合 (例えば清水) は計測できない。一方、浮遊物質の大小により測定範囲は異なり、河川水程度では 50cm 程度が目安で、下水のように浮遊物質が多い場合には少なくなる。

図 5-6 固定式流速計の測定範囲と仕様

**(3) ポータブル式流速計により求めた平均流速との比較**

バイパス管への分水流量を算定する上で重要となる測定箇所⑨、④については、ポータブル電磁式流速計による測定により平均流速を求め、固定式の流速計の計測結果と比較した。

**5.4. 計測方法、流速計の仕様**

- 測定位置：水路の横断方向3点（中央部・両端部）  
×鉛直方向3点（上部・中部・下部）
- 測定方法：1回あたり10秒間の平均値を測定
- 測定日：平成30年6月20日、平成30年7月8日



**(1) ポータブル流速計による水路内の流速分布の測定結果**

ポータブル流速計による水路内の流速分布の測定結果を下図に示す。測定箇所⑨では、上部・中部と比較して下部の流速が低く、鉛直方向の流速変化が大きい。また、水路横断方向では、左右岸端部より中央部が高い一般的な分布を示している。一方、測定箇所④では、鉛直方向の流速変化は極めて少ない。また、水深が低い場合に水路横断方向の右岸側の流速が早くなる現象が見られた。

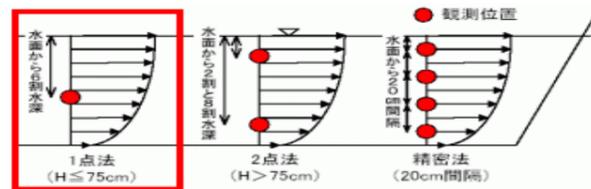
測定箇所⑨は台形水路であることから、横断方向中央部の水面の流速が高く、左右・下部にいくにつれて流速は低下すると考えられることから、横断部中央の平均流速で断面流速を評価できる。一方、測定箇所④も水深が高い場合には横断部中央の流速で平均流速を評価可能であると考えられる。

測定箇所⑨（分水施設工・上流側）				測定箇所④（分水施設工・下流側）			
6月20日				6月20日			
左岸	中央部	右岸	水深	左岸	中央部	右岸	水深
0.34 m	0.40 m	0.36 m		0.42 m	0.42 m	0.35 m	
流速 0.847 m/s	1.384 m/s	1.092 m/s		流速 0.553 m/s	0.929 m/s	0.843 m/s	
計測高 0.29 m地点	0.35 m地点	0.31 m地点		計測高 0.37 m地点	0.37 m地点	0.30 m地点	
水深比 85% *感より	88% *感より	86% *感より		水深比 88% *感より	88% *感より	86% *感より	
流速 1.121 m/s	1.237 m/s	1.094 m/s		流速 0.666 m/s	0.911 m/s	0.791 m/s	
計測高 0.17 m地点	0.20 m地点	0.18 m地点		計測高 0.21 m地点	0.21 m地点	0.175 m地点	
水深比 50% *感より	50% *感より	50% *感より		水深比 50% *感より	50% *感より	50% *感より	
流速 0.376 m/s	0.540 m/s	0.560 m/s		流速 0.576 m/s	0.908 m/s	0.566 m/s	
計測高 0.05 m地点	0.05 m地点	0.05 m地点		計測高 0.05 m地点	0.05 m地点	0.05 m地点	
水深比 15% *感より	13% *感より	14% *感より		水深比 12% *感より	12% *感より	14% *感より	
1.470 m				1.891 m			
7月8日				7月8日			
左岸	中央部	右岸	水深	左岸	中央部	右岸	水深
0.25 m	0.27 m	0.25 m		0.35 m	0.35 m	0.34 m	
流速 0.680 m/s	1.005 m/s	0.700 m/s		流速 0.249 m/s	0.405 m/s	0.665 m/s	
計測高 0.22 m地点	0.22 m地点	0.20 m地点		計測高 0.30 m地点	0.30 m地点	0.29 m地点	
水深比 65% *感より	55% *感より	56% *感より		水深比 71% *感より	71% *感より	83% *感より	
流速 0.674 m/s	0.829 m/s	0.554 m/s		流速 0.249 m/s	0.333 m/s	0.635 m/s	
計測高 0.125 m地点	0.14 m地点	0.125 m地点		計測高 0.175 m地点	0.175 m地点	0.17 m地点	
水深比 37% *感より	34% *感より	35% *感より		水深比 42% *感より	42% *感より	49% *感より	
流速 0.439 m/s	0.547 m/s	0.421 m/s		流速 0.218 m/s	0.328 m/s	0.582 m/s	
計測高 0.05 m地点	0.05 m地点	0.05 m地点		計測高 0.05 m地点	0.05 m地点	0.05 m地点	
水深比 15% *感より	13% *感より	14% *感より		水深比 12% *感より	12% *感より	14% *感より	
1.470 m				1.891 m			

図 5-7 ポータブル式流速計による流速分布（鉛直方法）の測定結果

**※河川等における平均流速の算定方法**

開水路の鉛直方向の平均流速を求める場合、いくつかの方法があるが、比較的水深が浅い場合、水面から水深60%の位置で流速を測定する方法「1点法」が採用される例が多い。本調査の観測地点の水深は、降雨ピーク時においても最大70cm程度であったことから「1点法」が妥当である。



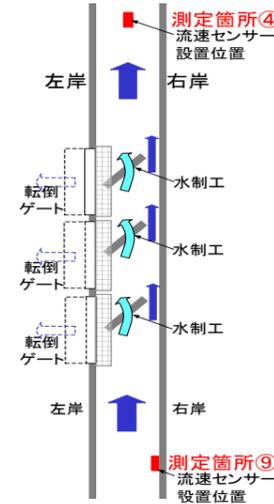
(出典) 四国地方整備局HP；四国地方整備局では観測地点の水深が75cm以下の場合には「1点法」を採用。

図 5-8 河川等の流量計測方法

<参考>国土調査法の規定（昭和29年総理府令第75号 水位及び流量調査作業規程準則）  
第28条の3 前項の流速測点の位置は、各流速測線において、水面から、二点法にあつては水深の十分の二及び十分の八、一点法にあつては十分の六の位置とする。但し、精密法による測定をする場合には、原則として二十センチメートルごとの位置とする。

**※観測地点④の右岸側の流速が高い理由**

分水施設工付近には、水制工（底部突起）が設置されており、当該部の水深を高くすることで分水（横越流）を促進させる構造となっている。ポータブル流速計の計測日は、晴天時であり水深も最大で40cm程度であったことから、水の流れは水制工の影響をより受けやすい状況となっている。よって、スクリーンも水制工もない右岸側の水路端部が最も流れ易くなっており、その影響で観測地点④では右岸側が速くなっている。



**(2) ポータブル式流速計と固定式流速計による計測結果との比較**

ポータブル流速計による測定結果（横断中央部の鉛直分布）と同時刻における固定式流速計の計測結果を比較したものを図5-9に示す。

**●測定箇所④について**

測定箇所④は底部・側部ともにコンクリート製の矩形水路であり、鉛直方向の流速差は少ない。固定式流速計は、水路横断方向中央部の底部に設置しており、今回の測定時の水深（最大で42cm）から判断してセンサー部から発射される超音波は、概ね水面まで達していると考えられる。したがって、固定式流速計の計測値は、計測範囲の平均流速を計測していると考えられるが、ポータブル式流速計の計測値よりも若干高い値を示している。これは、矩形断面水路でアスペクト比（水路幅/水深）が小さい開水路では水面の下方に主流速の最大値が発生することが知られているが、ポータブル流速計の計測（上部）で捉えられていなかったのに対し、固定式流速計ではこの主流速の最大値を含めた平均値となっているためと考えられる。今回の計測では、水深の最大値は0.7m程度であることから、この範囲であれば固定式流速計の計測値は、概ね平均流速を示していると判断できる。

**●測定箇所⑨について**

測定箇所⑨は、鉛直方向の流速差が顕著である。また、固定式流速計の計測結果は、鉛直方向の中層部での流速を反映している。これは、センサーの設置方法が影響している。測定箇所⑨は、石積みの台形水路で底部は特段構造体となっていないため（土砂のみ）、センサーは水路底部でなく側部（水路底から10cmの高さ）に設置している。センサーから発射される超音波は、鉛直方向には広がらず、水路側壁から水平（水路横断方向）に広がる。今回実施したポータブル流速計による流速分布測定では、測定時の水深が0.40m、0.27mであり、固定式流速計の計測値は鉛直方向の概ね50%水深の流速と一致し、一点法による水深（40%）とも比較的近く、平均流速に近い値を示している。

しかし、水深が増加しても計測可能な範囲（深さ）は基本的には変化しないため、水深が増加した場合（例えば0.7m）では固定式流速計は鉛直方向の下部の流速を計測することになり、実際の平均流速よりも低い流速を計測することになる。したがって、測定箇所⑨では、流速の補正が必要不可欠である。

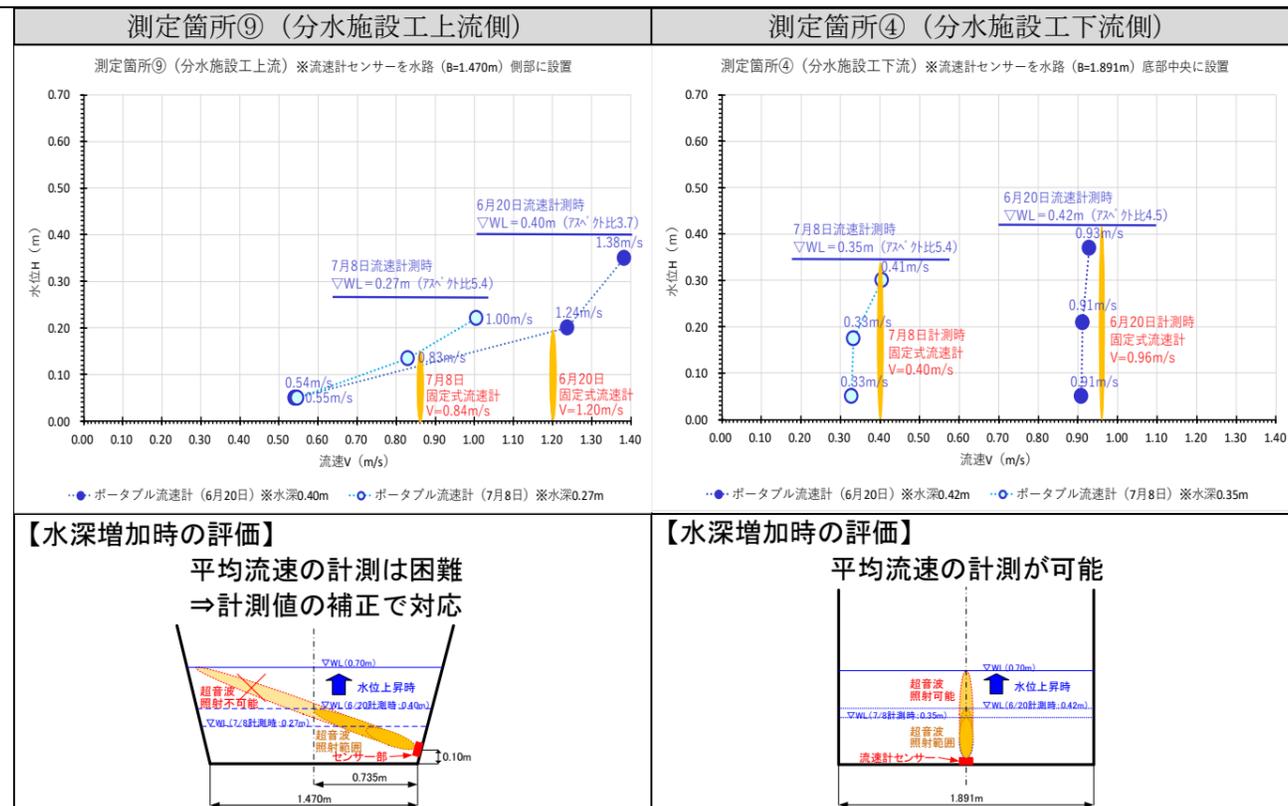


図 5-9 ポータブル流速計による測定結果（横断中央部の鉛直分布）と固定式流速計の計測結果の比較と水深増加時の評価

### (3) 測定箇所④における計測水深と計測流速及び平均流速との関係

ポータブル式流速計での測定結果（水深別の流速）について、水深  $H$  と流速  $V$  との関係性を片対数プロットしたものを図 5-10 に示す。これより水深  $H$  と流速  $V$  との関係性を求めると以下の通りである。また、これより平均流速と求めると、以下の通り、概ね 1 点法における水深（40%）と一致した。

- 6月20日  $V=0.4470 \cdot \ln(H) + 1.8962$ ,  $R^2=0.9858$ ,  $\Rightarrow$  平均流速  $V_{avg}=1.10\text{m/s}$  (43%水深時)
  - 7月8日  $V=0.3051 \cdot \ln(H) + 1.4561$ ,  $R^2=0.9961$ ,  $\Rightarrow$  平均流速  $V_{avg}=0.78\text{m/s}$  (41%水深時)
- ※平均流速  $V_{avg}$  は、上式中の  $H$  に 0 から測定時に水深に至るまで  $0.01\text{m}$  (1cm) ピッチで入力することで求めた流速  $V$  を単純平均することで算定した。

また、同式より、固定式流速計の計測流速を検証すると、6月20日が水深 0.21m (53%水深高) 相当、7月8日が水深 0.13m (49%水深高) 相当となり、概ね平均流速と一致することがわかった。

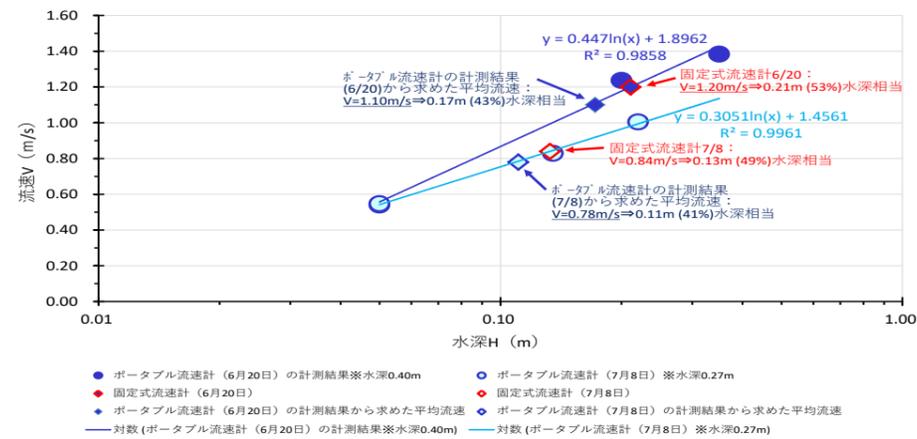


図 5-10 測定箇所④における水深と流速との関係

### (4) 測定箇所④における流速の補正方法

図 5-10 より求めた平均流速  $V_{avg}$  に対する計測流速  $V_m$  との比 ( $V_m/V_{avg}$ ) は、測定水深  $H_m$  と水深  $H$  との比率（水深比  $H_m/H$ ）との間に対数則が成立すると仮定してプロットしたものを図 5-11 に示す。また、算定された関係式を次式に示す。

$$V_m/V_{avg} = 0.4012 \cdot \ln(H_m/H) + 1.3535, R^2 = 0.9882$$

上式より、 $V_m/V_{avg}=1$  となる水深比  $H_m/H$  を算定すると、水深比  $H_m/H=0.414$  となる。また、前項に示したように 6月20日（測定時水深 0.40m）、7月8日（測定時水深 0.27m）においては、固定式流速計の計測値は概ね平均流速と一致したことから、補正が必要なケースは水深が 0.40m を超える場合を想定する。なお、水深  $H=0.400\text{m}$  において、水深比  $H_m/H=0.414$  となる計測水深  $H_m$  算定すると、 $H_m=0.1656\text{m}$  となる。

本検討では、高水位域での挙動が重要となるため、水深  $H$  が 0.400m より高くなると、固定式流速計で計測される流速は、実際の平均流速  $V_{avg}$  よりも低くなる可能性があるとして補正を行う方針とした。

具体的な補正手順は、以下の通りである。

- Step1) 計測水深  $H_m=0.1656\text{m}$  として、実水深  $H$  から水深比  $H_m/H$  を算出
- Step2)  $V_m/V_{avg}=0.4012 \cdot \ln(H_m/H) + 1.3535$  から、 $V_m/V_{avg}$  を算出
- Step3)  $V_m/V_{avg} \Rightarrow V_{avg}/V_m$  を算出
- Step4) 計測流速  $V$  に  $V_{avg}/V_m$  を乗じて平均流速  $V_{avg}$  を算定

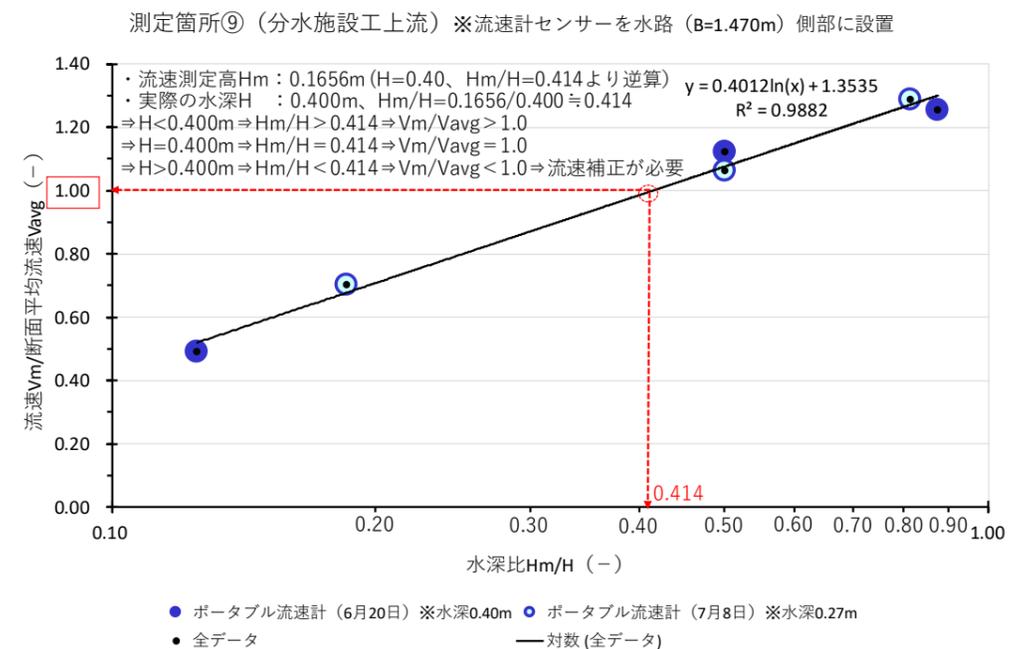


図 5-11 測定箇所④の水深比と流速比との関係

## 5.5. 流量の算定方法

### (1) 基本的な考え方

本調査における主要な流量算定箇所は、小山田川の上流から測定箇所⑨（分水施設の上流）、④（分水施設の下流）、⑦（排水機場の上流）の3箇所があり、いずれも固定式の流速計を設置して連続計測を行っている。流量は、以下に示すように観測水位から算定した流水断面積に計測された流速を乗じることで算定されるが、流速計の計測値はばらつきが大きい。

#### 【固定式流速計による連続データを用いた流量の算定】

①水路断面の測量結果を用いて、観測水位 H のときの流水断面積 A を算定

②同時刻の固定式流速計による観測値 V を乗じて流量  $Q=A \times V$  を算定

上記方法により求めた分水施設の上流側（測定箇所⑨）と下流側（測定箇所④）の流量から分水ゲート稼働時の分水量（=上流側流量-下流側流量）を単純に算定すると、誤差が大きくなるため適当でない。そこで、上記方法により求めた流量から H-Q 曲線（プロット）を作成して評価を行い、相関傾向がみられる場合に近似式による H-Q 式を作成し、観測水位 H から流量 Q を計算による求める方法とした。一方、作成した H-Q 曲線（プロット）に傾向が見られない場合には、固定式流速計の連続データを単純に用いて流量を算定する方針とした。

上記方針による検討手順と結果を表 5-3 に示す。計測地点⑦は、H-Q 曲線（式）を用いない方法、計測地点⑨と④は、H-Q 曲線（式）を用いる方法とした。

表 5-3 流量算定方法の説明

	H-Q 曲線（式）を利用しない方法	H-Q 曲線（式）を利用する方法
計測地点と主目的	⑦小山田川（最下流部） ⇒排水機場流入量を把握	⑨小山田川（分水工の上流） ④小山田川（分水工の下流） ⇒⑨-④で分水流量を把握
計測項目	水位と流速	水位と流速
流量算定方法	<p>&lt;Step1&gt;計測水位 H より流水断面積 A を算定</p> <p>&lt;Step2&gt;各時刻の計測水位 V に流水断面積 A を乗じて流量を算出 <math>Q=A \cdot V</math></p> <p>&lt;Step3&gt;H-Q 曲線（プロット）の作成</p> <p>&lt;Step4&gt;H-Q 曲線（プロット）の相関性検討 ⇒H-Q 曲線（プロット）に相関がないため、&lt;Step2&gt;で算出した流量 Q を採用</p>	<p>&lt;Step1&gt;計測水位 H より流水断面積 A を算定</p> <p>&lt;Step2&gt;各時刻の計測水位 V に流水断面積 A を乗じて流量を算出 <math>Q=A \cdot V</math></p> <p>&lt;Step3&gt;H-Q 曲線（プロット）の作成 ⇒H-Q 曲線（プロット）に相関があるため、傾向を分析して、近似式を作成</p> <p>&lt;Step4&gt;H-Q 曲線（プロット）の相関性検討 ⇒H-Q 相関があるため、傾向を分析して、回帰式（H-Q 式）を作成</p> <p>&lt;Step5&gt;計測水位 H と上記&lt;Step4&gt;で作成した H-Q 式から流量 Q を決定</p>

#### ※測定地点⑦の H-Q 曲線について

測定地点⑦の H-Q に相関は見られない。これは測定地点⑦が小山田川最下流部に位置し、以下のような事象が発生するためである。

- 下流からの背水の影響を受ける時間帯が多くある。
- 自然排水状態⇒放流ゲート [閉] ⇒貯留状態（ポンプ起動迄）⇒ポンプ排水状態へ順次切り替わり、流れの状態が変化する。

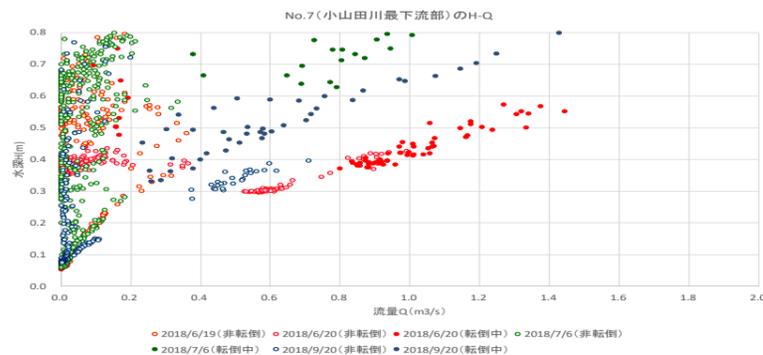


図 5-12 測定地点⑦の H-Q 曲線（プロット）

### (2) 計測地点⑨及び④の H-Q 曲線（プロット）

測定箇所⑨（分水施設の上流）、④（分水施設の下流）それぞれの H-Q 曲線（プロット）を図 5-13、図 5-14 に示す。測定箇所④の 9/20 のゲート非転倒時のデータを除いて、H-Q 曲線（プロット）は相関性が見られる。9/20 は分水ゲート非転倒時（ゲート閉）が他のデータと比較して高い位置にプロットされるのは、下流からの背水の影響により水位が増加したものと推察される。なお、9/20 はゲート転倒によりバイパス管へ分水されることで、下流側への流量が減じて水位が低下するため、他のデータと同じ傾向のプロットとなっていることが確認できる。

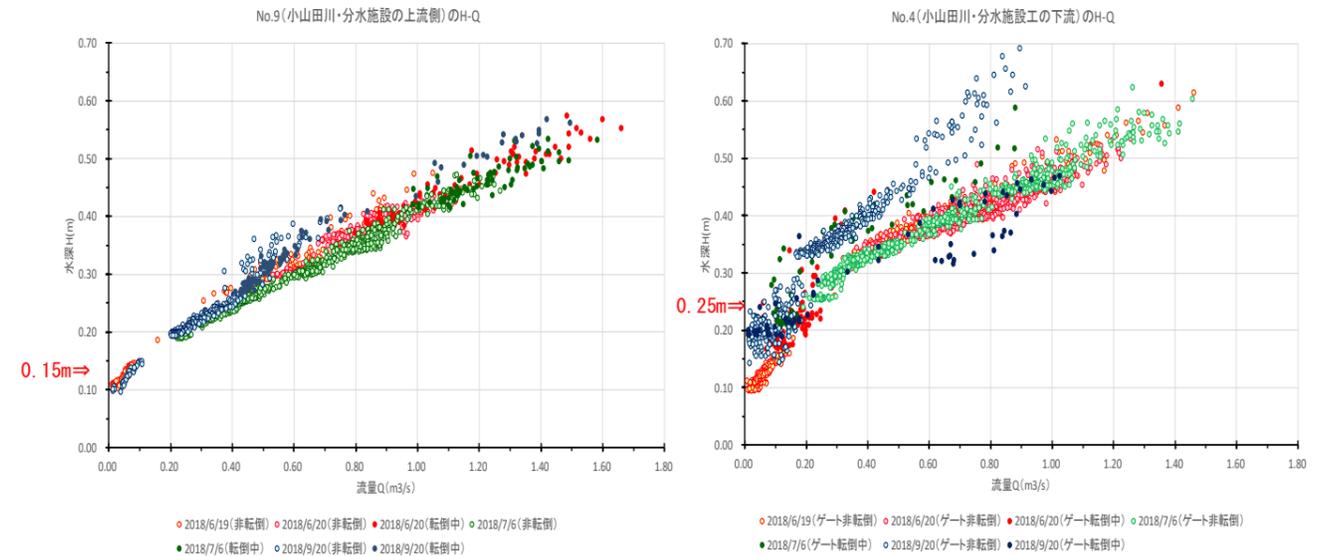


図 5-13 測定地点⑨（分水上流）の H-Q 曲線

図 5-14 測定地点④（分水下流）の H-Q 曲線

#### ※流速の計測精度について

バイパス管への分水量、分水工上流側⑨、下流側④の水位及び流速の計測結果を図 5-15 に例示する。同図から水位は安定的に変化しているのに対し、流速の計測値は振動しているような挙動となりブレが大きいことに加え、異常値と思われる計測値も散見される。したがって、固定式流速計の計測値を単純に利用すると、流量の誤差も大きくなることから H-Q 曲線による方法が望ましいといえる。

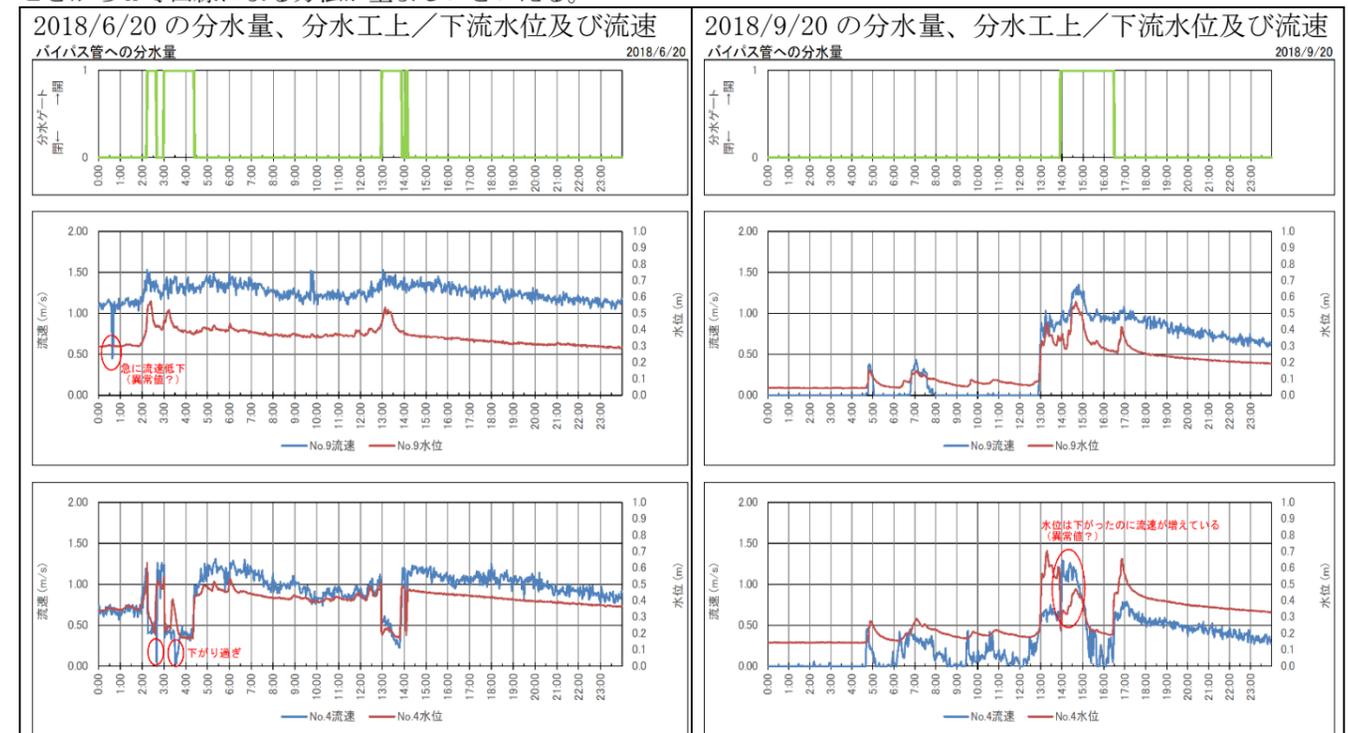


図 5-15 バイパス管への分水量、分水工上流側（⑨）、下流側④の水位及び流速（例示）

### (3) 計測地点⑨及び④のH-Q式の算定

H-Q 曲線 (プロット) から、観測水位 H に対する推定流量 Q を求める H-Q 式を算定する。なお、H-Q 式は通常多項式 (2 次) で表現されることから、関係式は H-√Q 図を作成し、変曲点が見られた場合には変曲点の前後で範囲を区分して、それぞれ係数決定を行うものとした。

#### 1) H-Q 曲線 (プロット)

測定箇所⑨及び④の H-Q プロットを、図 5-16 に示す。図 5-13、図 5-14 に示した H-Q 曲線 (プロット) から測定箇所⑨では H=0.15m、測定箇所④では H=0.25m 付近を変曲点として水位 H と流量 Q の関係に変化が見られた。そこで、測定箇所⑨では H≥0.15m、測定箇所④では H≥0.25m のデータのみを抽出し、H-Q 式の算定を行った。ただし、測定箇所④については、9/20 の分水ゲート非転倒時のデータが背水の影響を受けて異なる傾向を示していることから、これらのデータを除いて相関を求めるものとした。

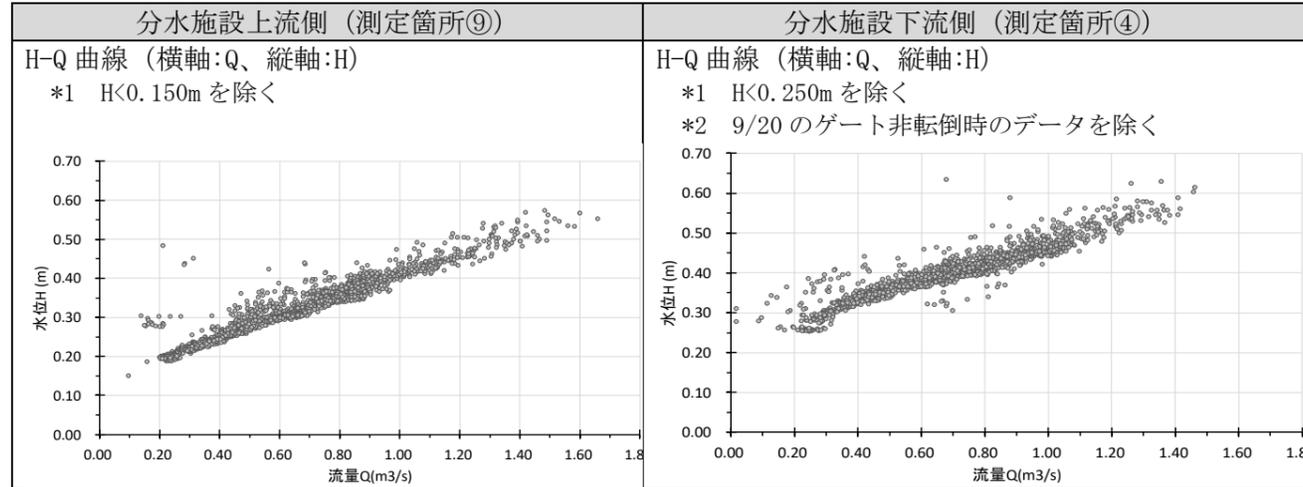


図 5-16 測定箇所⑨及び④の H-Q プロット

#### 2) H-√Q 曲線 (プロット) と関係式の決定

測定箇所⑨及び④の H-√Q プロットを図 5-17 に示す。H-√Q 図から係数を決定するため、測定箇所⑨では低流量域における異常点を除外した。測定箇所④ではゲート転倒時のデータのばらつきが大きく、係数決定に悪影響を与える可能性があったため、ゲート非転倒時にデータに限定した。また、測定箇所⑨、測定箇所④ともに√Q=0.9 の前後でデータを区分して係数を決定した。

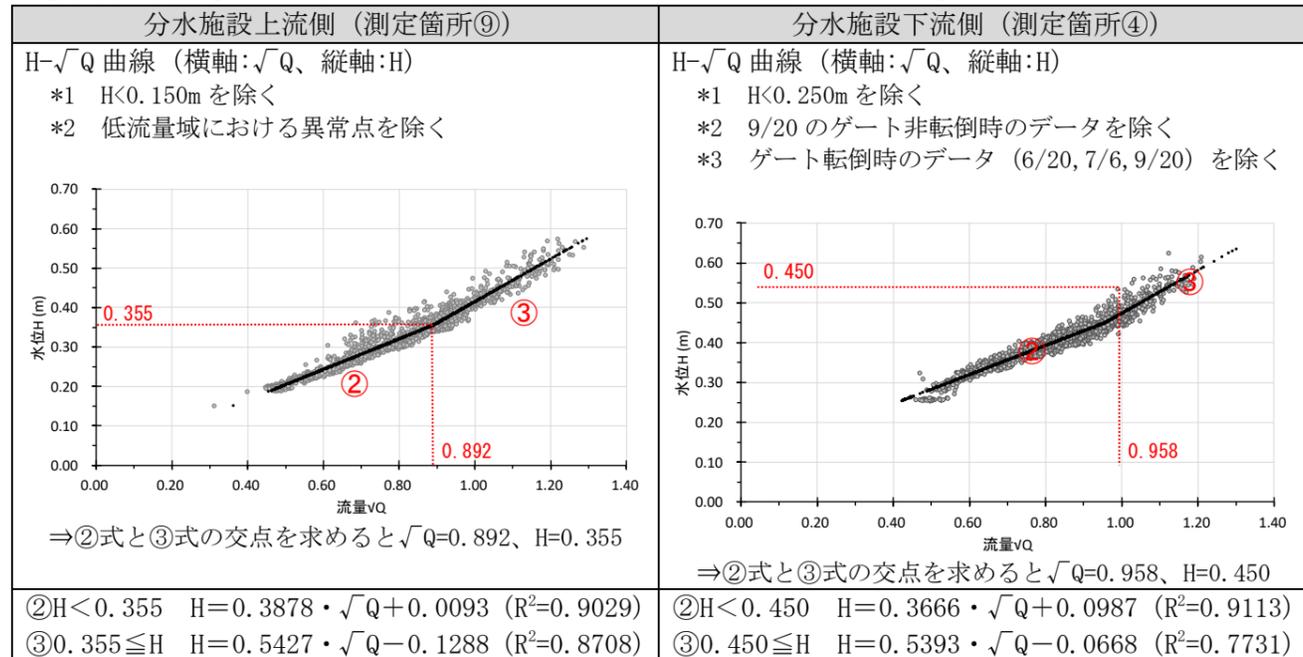


図 5-17 測定箇所⑨及び④の H-√Q 曲線

### 3) H-Q 式の決定

H-√Q 図から決定した H-√Q 式から H-Q 式を求めると以下の通りである。この H-Q 式は、測定箇所⑨では H=0.15m 以上、測定箇所④では H=0.25m 以上が適用範囲となるため、適用範囲外の区間は原点を通る一次式を想定した。

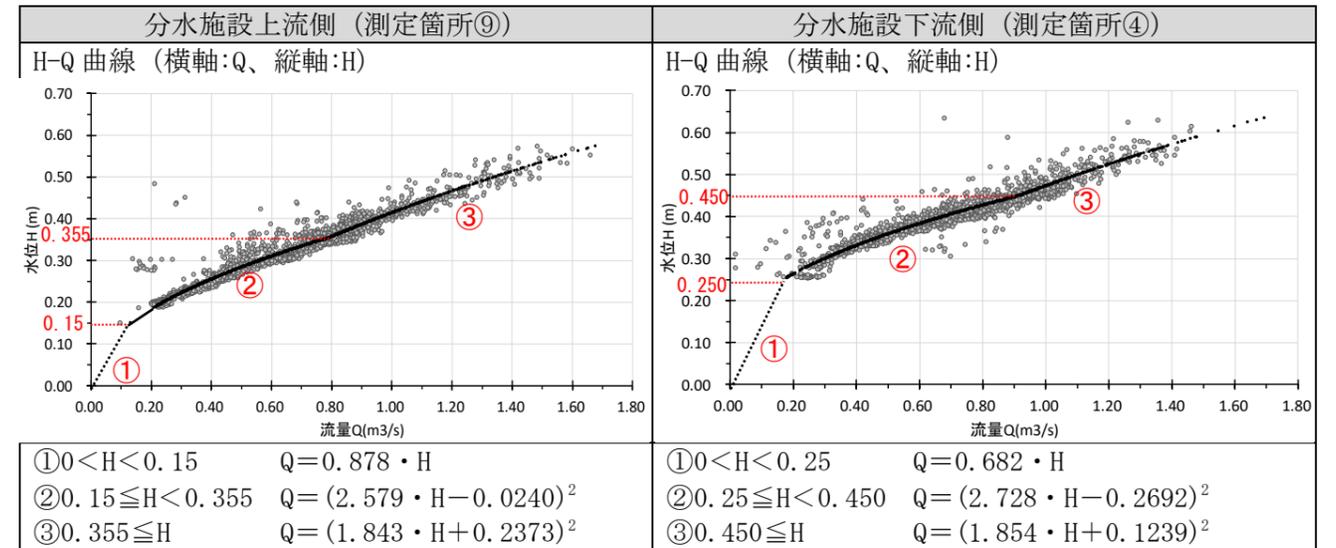


図 5-18 測定箇所⑨及び④の H-Q 曲線

### (4) 算定した H-Q 式の評価

計測水位 H から径深 R を求め、マンニング式 ( $V=1/n \cdot R^{2/3} \cdot I^{0.5}$ ) から平均流速 V を求め、流水断面積を乗じることで流量 Q が算定できる。なお、勾配 I は、測定箇所⑨が 9.1パーミ、測定箇所④が 7.8パーミである。検討結果を図 5-19 に示す。H-Q 曲線 (プロット) は、測定箇所⑨が粗度係数 n=0.030 としたマンニング式、測定箇所④が粗度係数 n=0.035 としたマンニング式と高流量・高水深の領域で概ね一致した。一方、低流量・低水深時にはマンニング式との乖離が大きくなっているが、これは実際の粗度係数は低流量・低水深時には高くなるためと推察される。

測定箇所⑨は底部が自然土砂+側壁石積み、測定箇所④は底部・側壁ともコンクリートであることから、材質から判断される実際の粗度係数は⑨>④である。しかし、マンニング式の算定で使用した勾配は当該部のピンポイントデータで、実際の流量は前後区間の影響も受けるため、このような差異が生じたと思われる。上述のように、若干の不整合はあるものの H-Q 曲線 (プロット) と H-Q 式はマンニング式から求めた流量とも概ね一致すると考えてよく、本調査データは妥当であると判断できる。

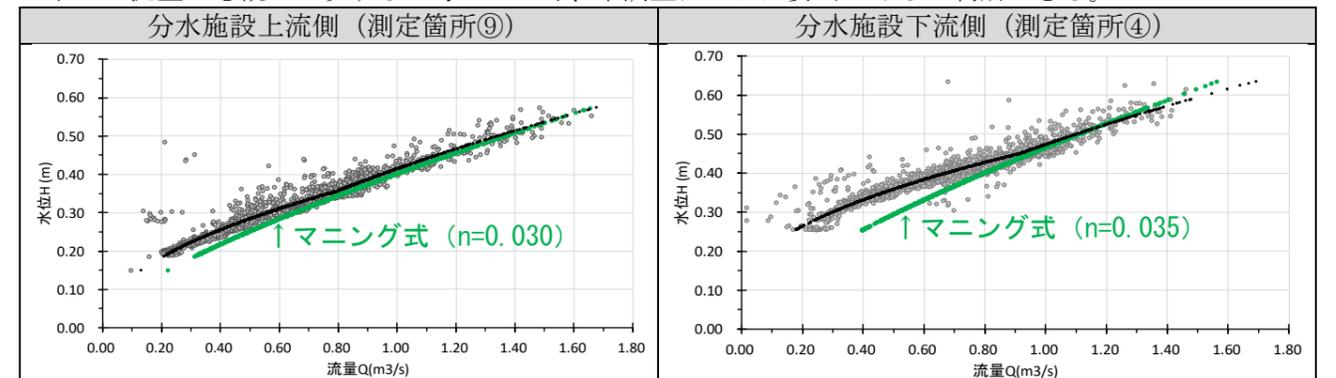


図 5-19 H-Q 曲線 (プロット) 及び H-Q 式とマンニング式による流量との比較

### 5.6. 降雨量と施設稼働状況

水位計設置後に大雨もしくは洪水警報が発令された日の降雨状況とゲート・ポンプの稼働状況を示す。分水ゲートが稼働しバイパス管に流入したのは、4/24、6/19～20、7/6～7、9/20の延べ6日である。なお、いずれの日も浸水被害は発生していない。

表 5-4 降雨量と施設稼働状況

		4/14	4/24	5/2	5/7	6/8	6/19	6/20	6/29	7/6	7/7	9/20
警報発令 (熊本市)	大雨		○		○		○	○	○	○	○	○
降雨量	総雨量	43.0	121.5	41.5	39.0	33.0	101.0	103.5	18.0	133.0	43.5	146.0
	1時間最大	11.0	24.5	9.5	9.5	30.0	32.0	29.5	9.5	19.5	22.5	56.5
	10分間最大	4.0	8.0	3.5	6.5	8.0	7.0	12.5	5.5	6.5	8.5	11.5
施設稼働状況	小山田排水機場 ポンプ運転							○		○	○	○
	分水ゲート開放 (転倒)		○				○	○		○	○	○
	流入調整ゲート (麴川ゲート)閉鎖							(○)		○	○	○
	排水ゲート(井芹川 ゲート)閉鎖							(○)		○	○	○
ポンプ運転水位 (TP+m)	1台目	7.05	7.05	7.05	7.05	7.05	7.05	7.05	7.05	7.05	7.05	6.60
	2台目	7.25	7.25	7.25	7.25	7.25	7.25	7.25	7.25	7.25	7.25	6.80
ポンプ運転実績 (TP+m)	ポンプ井最大水位						5.32	7.21		7.23	7.08	6.78
	ポンプ運転台数						0	1		2	1	2
外水位 (TP+m)	麴川						6.53	6.92		7.12	7.90	7.51
	井芹川						6.95	7.39		7.51	8.12	7.77

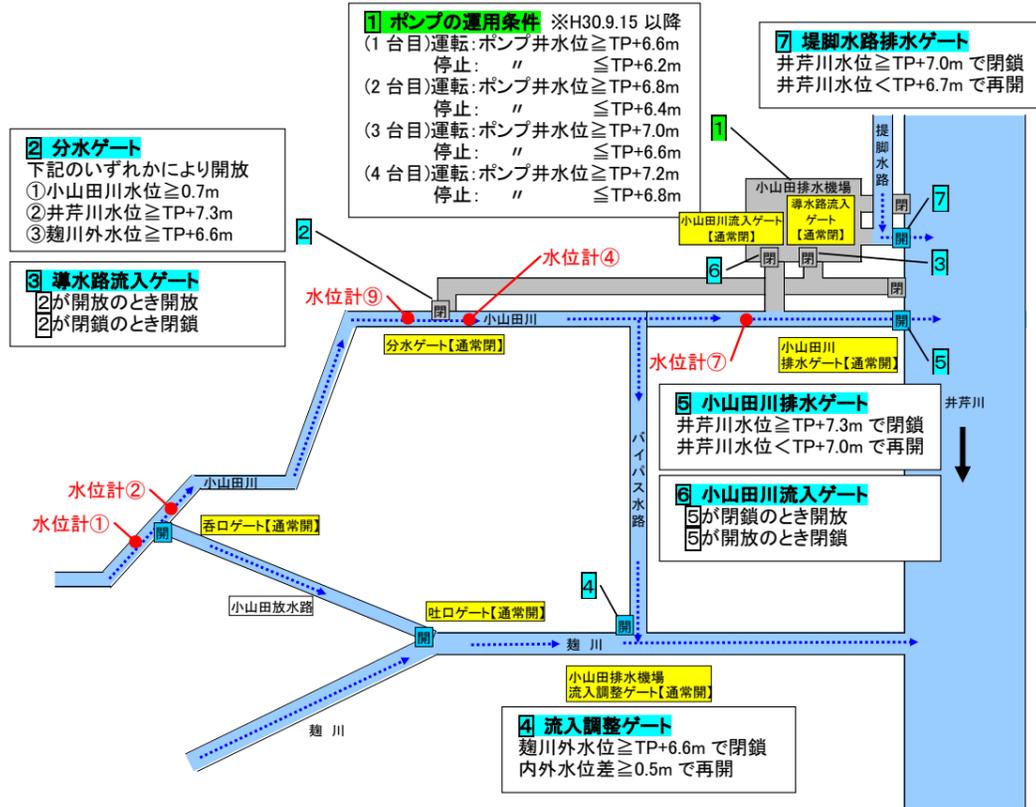


図 5-20 井芹川第9排水区流路図及び施設運用条件

### 5.7. バイパス管への分水量

分水施設の上流側(測定箇所⑨)と下流側(分水施設④)の流量から分水ゲート稼働時の分水量(=上流側流量-下流側流量)を推定した。次頁以降に、分水ゲート転倒時の分水量の算定結果とともに、バイパス管の上流・下流での水位を示す。(ポンプ井水位は、後述のとおり補正值を示している。)

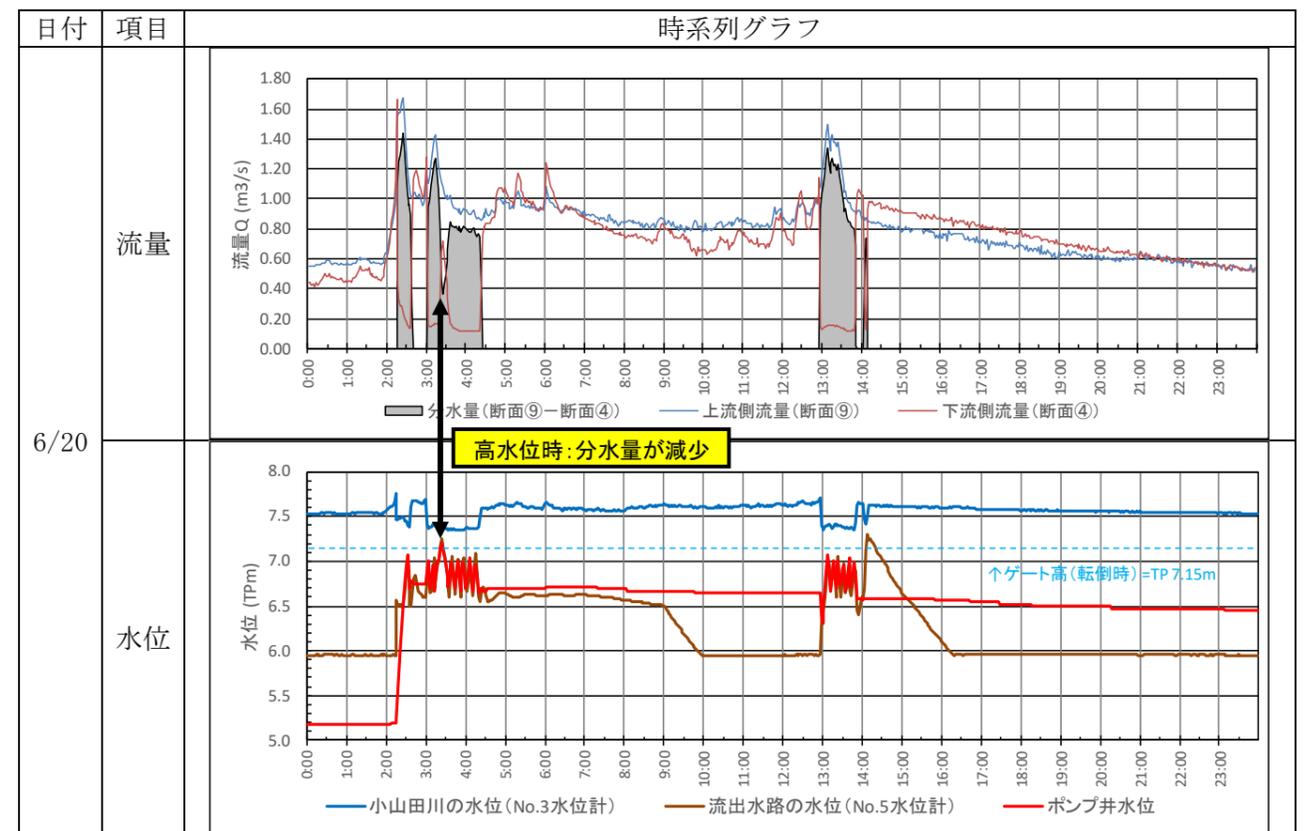
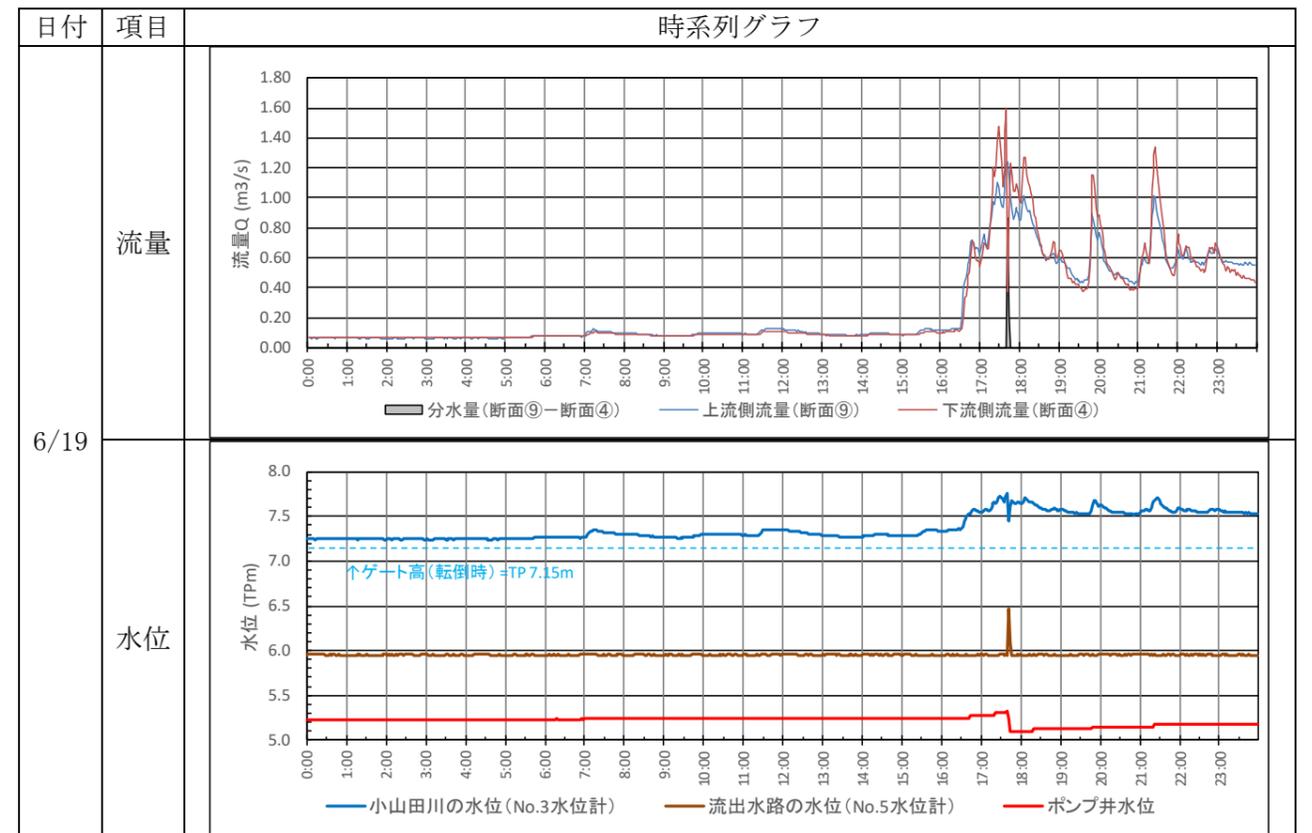


図 5-21 バイパス管への分水量 (1)

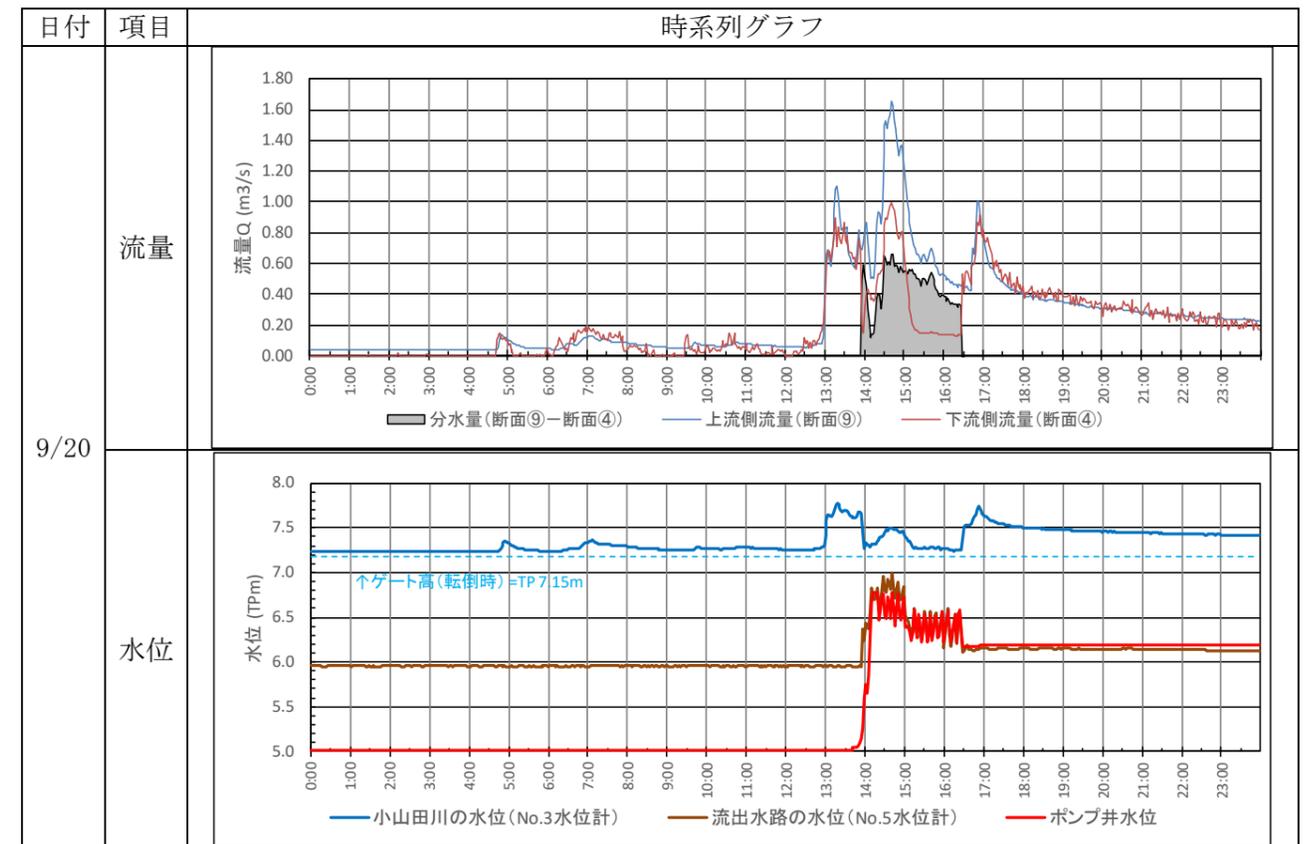
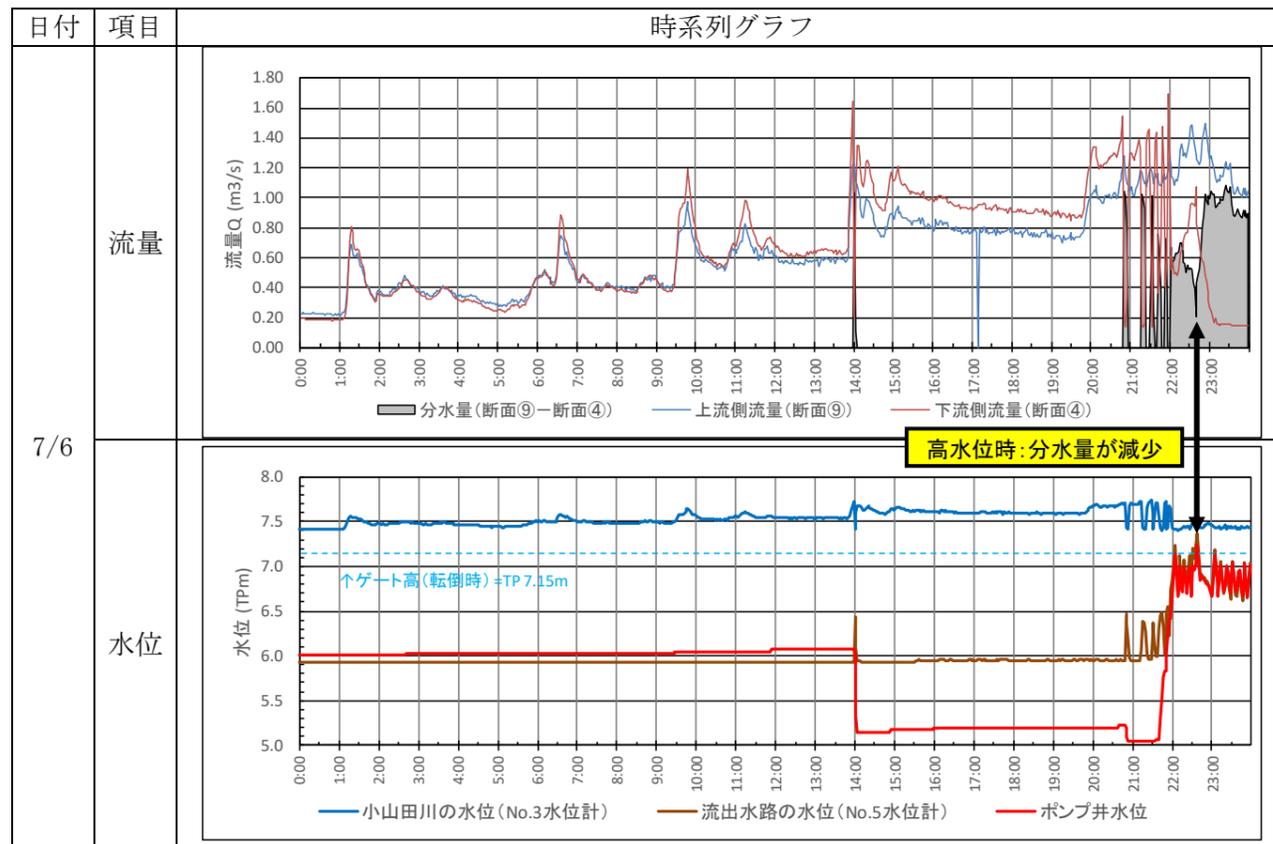


図 5-23 バイパス管への分水量 (3)

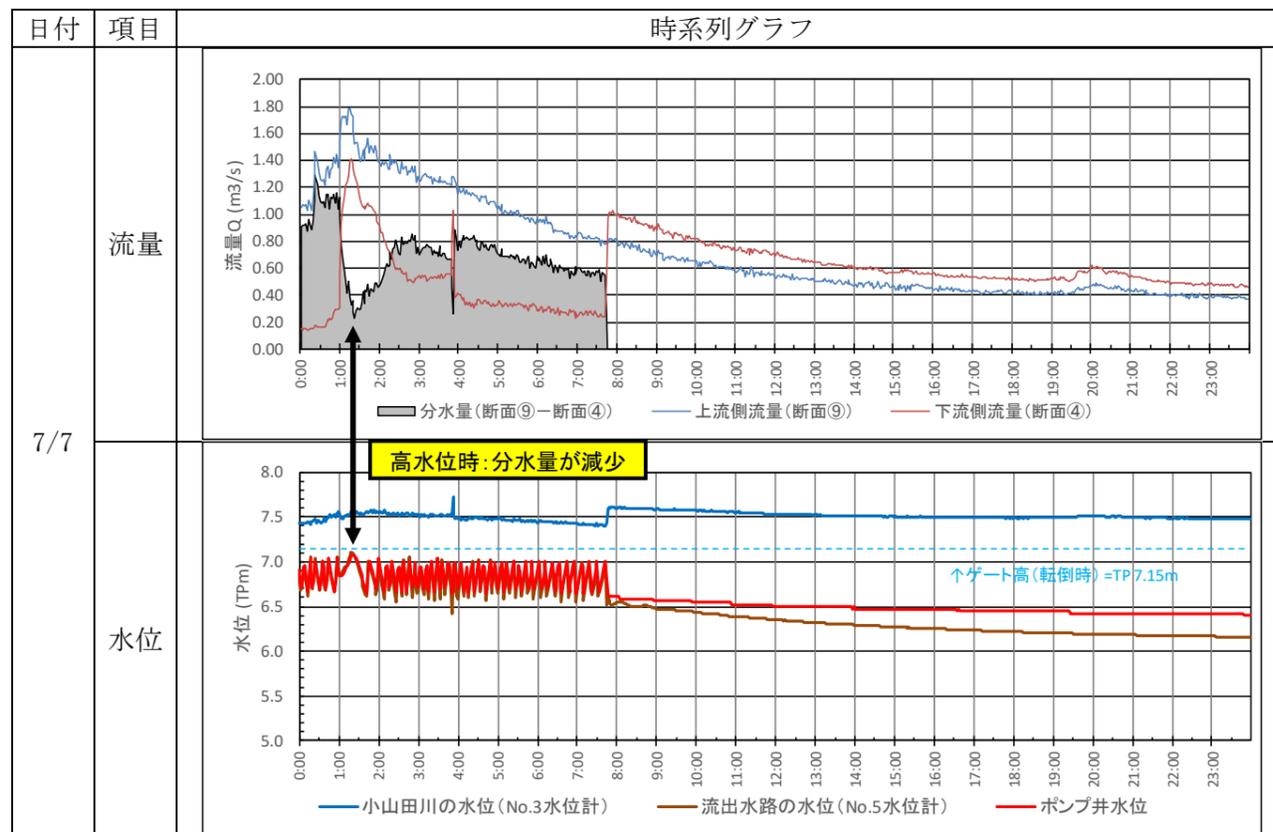


表 5-5 分水ゲート転倒中の分水量

日付	時刻		上流側流量 (m <sup>3</sup> /s)	下流側流量 (m <sup>3</sup> /s)	分水量 (m <sup>3</sup> /s)	No. 5 水位 (TPm)	ポンプ井 水位 (TPm)	備考	
6/20	①2:14 ~2:38	最大	1.68	1.67	—	1.43	—	7.039	7.080
		平均	1.36	0.38	28%	0.98	72%	6.570	6.288
6/20	②3:00 ~4:22	最大	1.43	1.28	—	1.27	—	7.258	7.210
		平均	1.03	0.23	22%	0.80	78%	6.849	6.870
6/20	③12:58 ~13:52	最大	1.50	0.88	—	1.34	—	7.048	7.080
		平均	1.18	0.17	14%	1.01	86%	6.741	6.789
7/6	④21:40 ~23:58	最大	1.50	1.69	—	1.08	—	7.374	7.230
平均		1.20	0.48	40%	0.72	60%	6.823	6.715	
7/7	⑤0:00 ~7:46	最大	1.78	1.42	—	1.29	—	7.101	7.080
		平均	1.16	0.47	41%	0.69	59%	6.805	6.845
9/20	⑥13:56 ~16:28	最大	1.65	0.99	—	0.66	—	6.984	6.780
		平均	0.82	0.37	45%	0.45	55%	6.525	6.409

※ゲート転倒中の時間が 10 分未満のデータを除く

図 5-22 バイパス管への分水量 (2)

【考察】

- ・ 分水ゲート転倒中にバイパス管へ分水される量は、平均すると上流側流量の55～86%と算定された。
- ・ 分水先の流出水路の水位に着目すると、ポンプ井水位が上昇した際に、水位が分水ゲート完全転倒時の高さTP7.15mを上回り、分水ゲートからの流入が潜り越流となる時間帯があった。このように流出水路の水位が上昇した時は、図 5-21、図 5-22 に示すとおり、分水率が減少したと推測される。
- ・ ただし、流出水路の水位はポンプ運転の影響を受けて変動するため、潜り越流の状態が長時間継続することはなく、分水機能への影響は一時的なものであったと考えられる。図 5-25 のとおり、平均値で比較すると、流出水路の水位が高いときと低いときの分水率に明確な差は見られなかった。
- ・ 現在は、ポンプ運転水位の誤差を修正したため、表 5-7 の写真のとおり、6～7月の時点に比べて流出水路の水位は上昇しにくくなっており、分水機能への影響はさらに改善されていると考えられる。

⇒ 分水機能への影響の有無（完全越流 or 潜り越流）は、ポンプ井水位と流量及びバイパス管の損失水頭によって決まるため、詳細は「5.10 バイパス管の損失」において検討する。

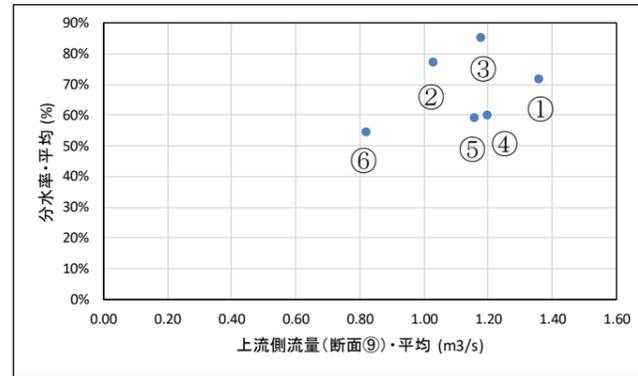


図 5-24 分水前流量と分水率の関係

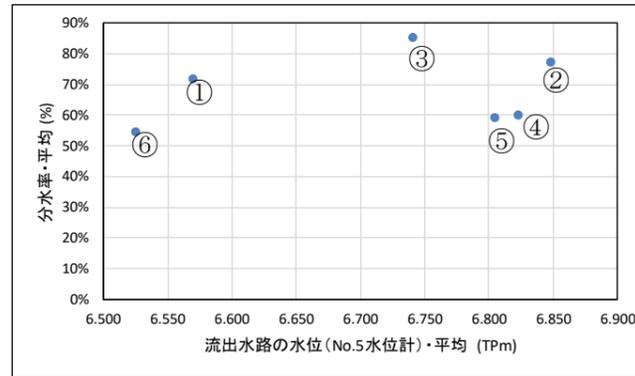
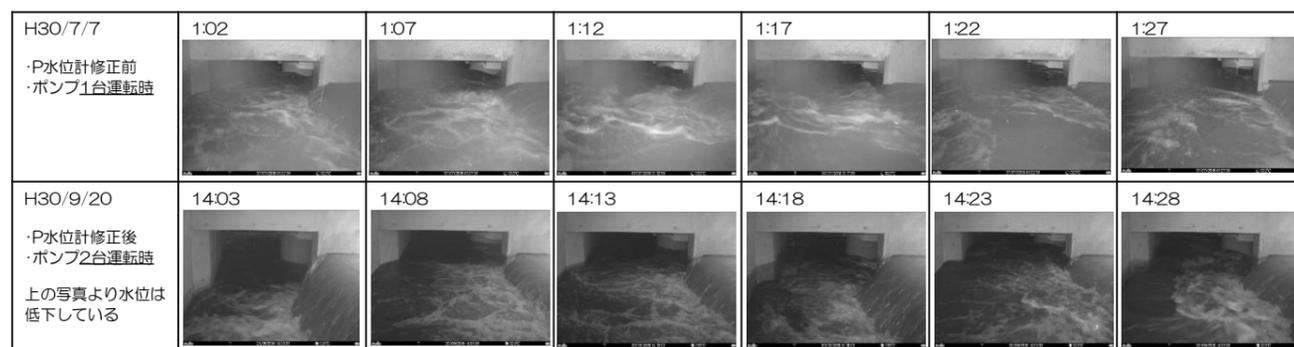


図 5-25 流出水路の水位と分水率の関係

表 5-6 流出水路内の写真



表 5-7 流出水路内の水位ピーク時付近の写真



＜赤外線カメラによる分水機能の評価＞

以下に、赤外線カメラの写真を示す。本調査では、5 台の赤外線カメラを設置し、その画像データから、分水地点の評価を行った。

上流側の麴川バイパス（カメラ⑧）において、降雨初期段階から降雨終期まで、越流堰を超えて、麴川バイパスへ放流されていることが確認でき、分水機能が十分働いていたと評価できる。

また、下流側の麴川バイパス（カメラ〇）については、降雨初期段階は、麴川バイパス側へ流下している様子が伺えるが、流入調整ゲート（麴川ゲート）が閉鎖すると、水位が上昇し、小山田川（本川）へ逆流する現象が確認できた。

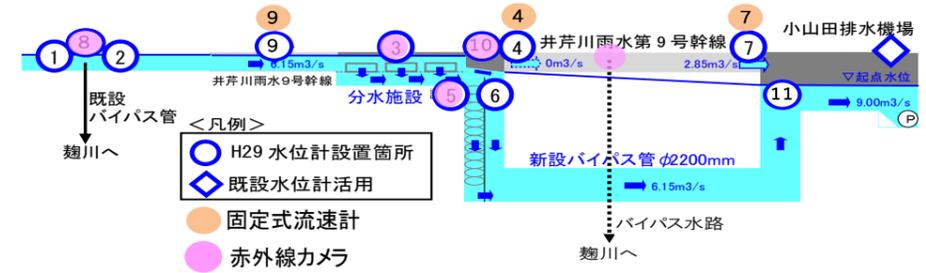


図 5-26 赤外線カメラ設置位置図

	降雨前	上流側麴川バイパス越流直後	流入調整ゲート閉鎖直前	分水ゲート転倒直後 (流入調整G閉鎖)	ポンプ1台目運転直前	ポンプ2台目運転後	分水ゲート復帰前 (流入調整G閉鎖)	分水ゲート復帰直後 (流入調整G開放)
	12:30頃	13:00頃	13:40頃	14:00頃	14:10頃	14:30頃	16:00頃	16:30頃
上流側 麴川バイパス (越流堰部) ⑧								
下流側 麴川バイパス (小山田川合流部) 〇								
分水施設 (外部: 流入水路側) ③								
分水施設 (内部: 流出水路側) ⑤								

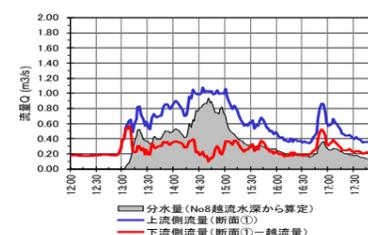
図 5-27 赤外線カメラによる分水機能評価

※上流側麴川バイパス（小山田放水路）の評価について

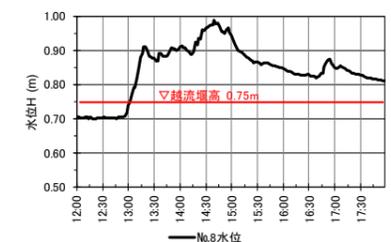
小山田川上流の麴川バイパス地点の最大流量は約 1.1m³/s であり、計画流量 (8.53m³/s※) と比較して少なく、これは流域上流（山間部）からの雨水流出量の違いと考えられた。また、麴川へのバイパス流量は、最大約 0.9m³/s であり、分水機能は有効に発現していた。

\* 麴川バイパス部下流の計画流量：上流からの流量 8.53－麴川バイパス流量 3.04＝5.49m³/s

◆9/20 流量



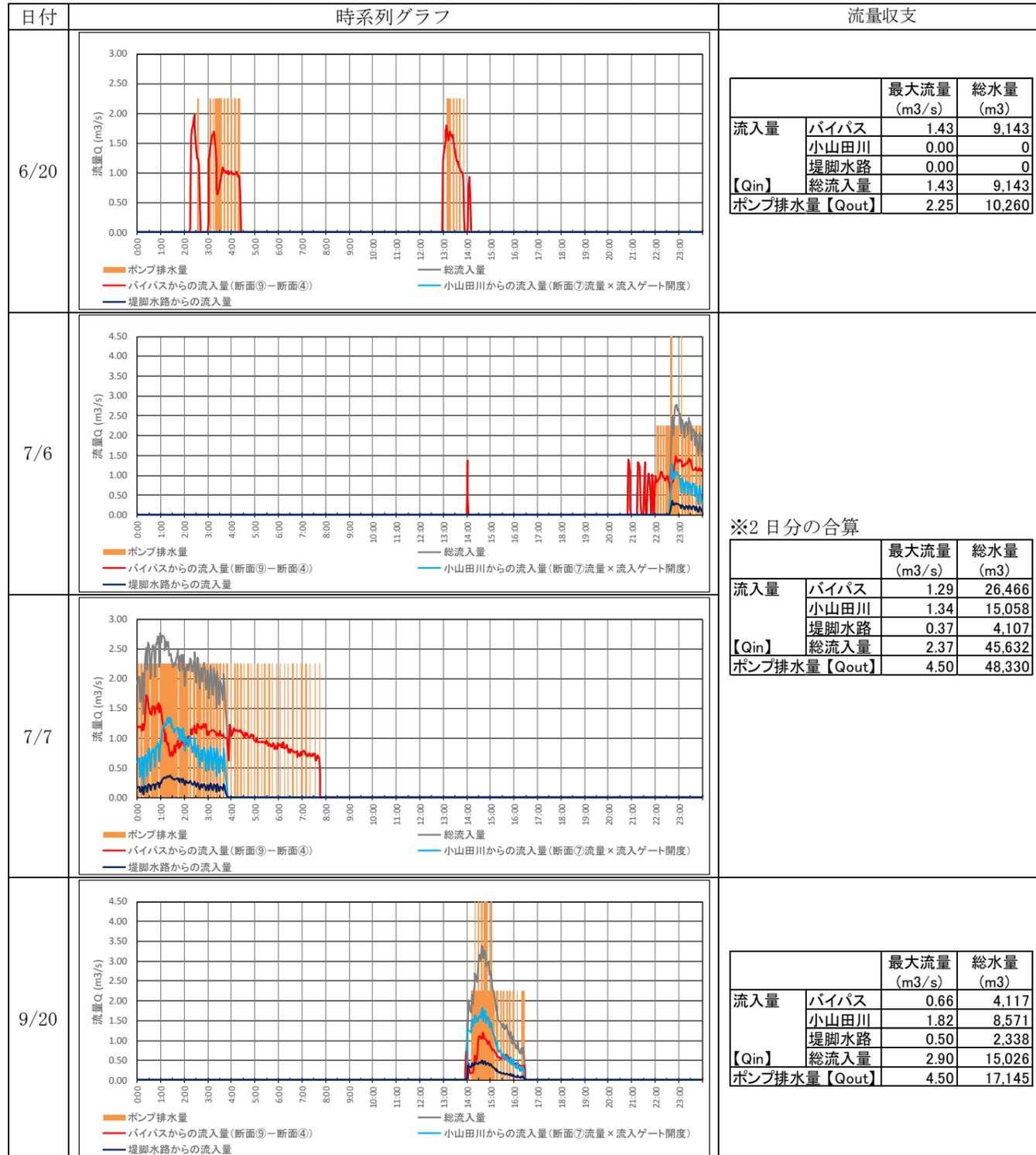
◆9/20 水位



## 5.8. 小山田排水機場における流量収支

5.7で算定したバイパス管への分水量に加え、小山田川から直接流入する水量を算定し、小山田排水機場における流量収支を推定した。

表 5-8 小山田排水機場への流入水量とポンプ排水量



- Q1 バイパス管からの流入量 : バイパス管への分水量に同じとする  
 Q2 小山田川からの流入量 : 小山田川最下流部(水位計設置箇所⑦)に流速計を設置し実測した流量に、流入ゲート開度率を乗じて算定  
 (通常は流入ゲート開度0%で井芹川へ全量放流、井芹川水位 $\geq$ TP7.3mになると開度100%に転じ排水機場へ流入)  
 Q3 堤脚水路からの流入量 : 実測データがないため、計画流量の比率よりQ2:Q3=2.2:0.6として推定

## 【考察】

- 小山田排水機場における流入量と排水量は概ね整合しており、検証に用いた流量の精度は妥当と考えられる。
- 小山田川から排水機場への流入量は、計画降雨に近かった9/20の $2.32\text{m}^3/\text{s}$  ( $1.82+0.50$ )が最大である(計画降雨 $60\text{mm/hr}$ 、9/20の最大降雨 $56.5\text{mm/hr}$ )。よって、**分水施設の下流域で小山田川に流入した流量も計画流量( $2.85\text{m}^3/\text{s}$ )に比べて少なかった**。9/20は**流入調整ゲートが閉鎖し魏川に排水できない状態となったため、小山田川への流入量は増加したと考えられるが、影響は小さかった**と言える。

## 5.9. 流量に関するまとめ

- 分水ゲート転倒中にバイパス管へ分水量は、平均すると上流側流量の**55~86%**と算定された。**(計画どおり全量分水とはなっていない。)**
- ポンプ井水位が上昇した際に、バイパス管側の流出水路の水位が分水ゲート転倒時のTP7.15mを上回り、**流入が潜り越流となる時間帯があった**。この時間帯には**分水量が減少した**と推測される。(現在は、ポンプ運転水位の誤差を修正したため、流出水路の水位は上昇しにくくなっている。)
- 分水施設上流の計画流量(計画降雨 $60\text{mm/hr}$ のとき $6.15\text{m}^3/\text{s}$ )に対して、同規模の降雨で得られた流量(9/20  $56.5\text{mm/hr}$ のとき $1.65\text{m}^3/\text{s}$ )が著しく少ない。他の降雨日も同様に少ない流量となっている。よって、**上流部の区域外流入や計画流量以上の超過流入が浸水原因となっている可能性は低い**と考えられる。
- 7/6~7/7や9/20のように**流入調整ゲートが閉鎖し魏川に排水できない状態になったときも、分水施設の下流域からの流入量は計画流量に比べて少なく、小山田川に過剰な流量が流入したとは考えられない**。

## 5.10. バイパス管の損失

分水施設から小山田排水機場へバイパス管を伏せ越し構造で流下する際に、どこで損失が発生するかを明らかにするため、分水ゲート稼働時の水位データを整理した。なお、水位データの整理にあたり、以下の点に留意した。

### ①ポンプ井水位データの誤差の修正

排水機場内に設置したNo.11水位計とポンプ井の既設水位計の観測値が大きく乖離していたため、現地確認を行ったところ、**ポンプ井の水位計は土砂に埋まらないよう底盤から45cm嵩上げた位置(TP5.05m)に設置されていた。しかし、ゼロ点を底盤(TP4.60m)に合わせて設定していたため、ポンプ井水位の観測値に45cmの差が生じていたことが判明した(平成30年9月15日にゼロ点修正)**。よって、平成30年9月15日以前のポンプ井水位については、元の観測値に0.45mを加算して修正する。

### ②基準高さの統一

バイパス管工事前に設置した測量基準点を用いて小山田排水機場内の構造物の高さを測量すると、排水機場の竣工図より15cm高い値となった。このため、排水機場の水位と比較する際は、測量基準点の高さを-15cm補正した値に読み替え、バイパス管の竣工図に表示されたバイパス管、分水施設等の高さも-15cm補正することで整合を図る。

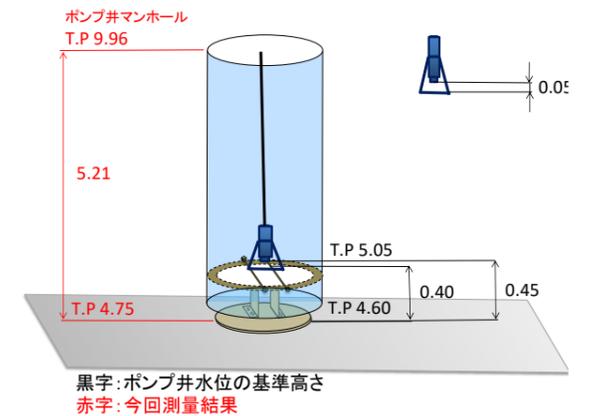
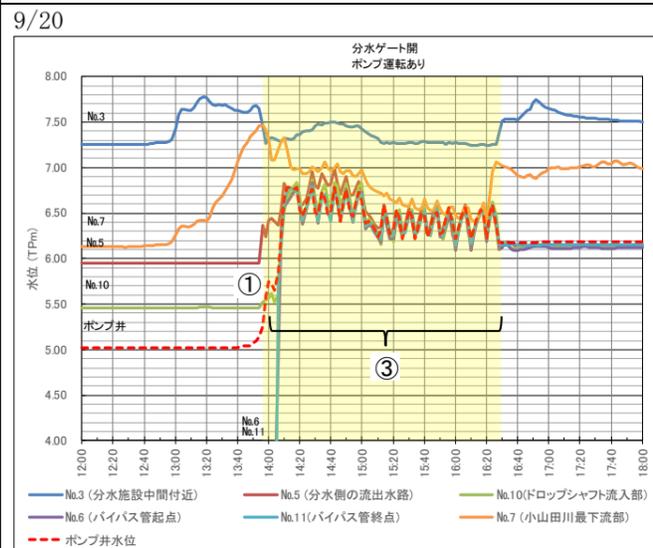
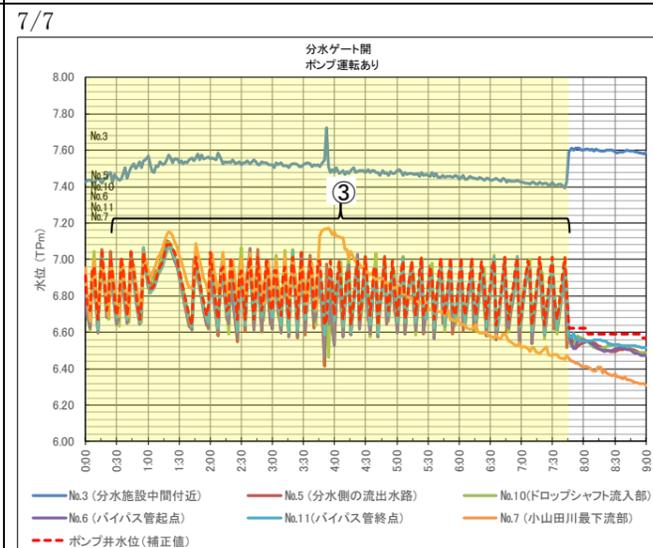
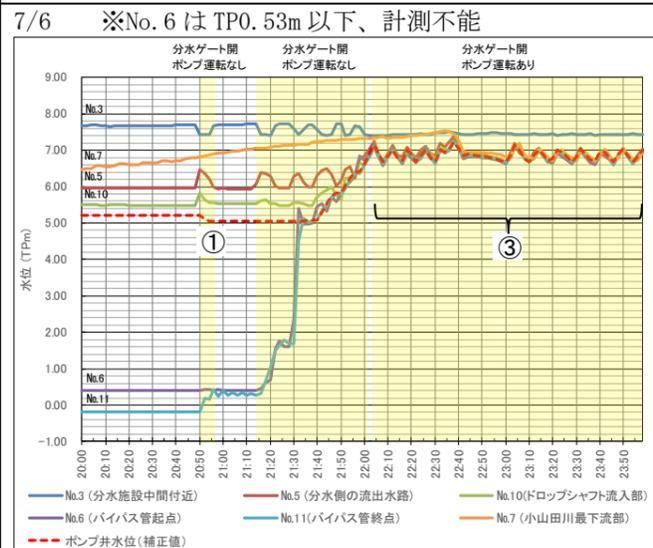
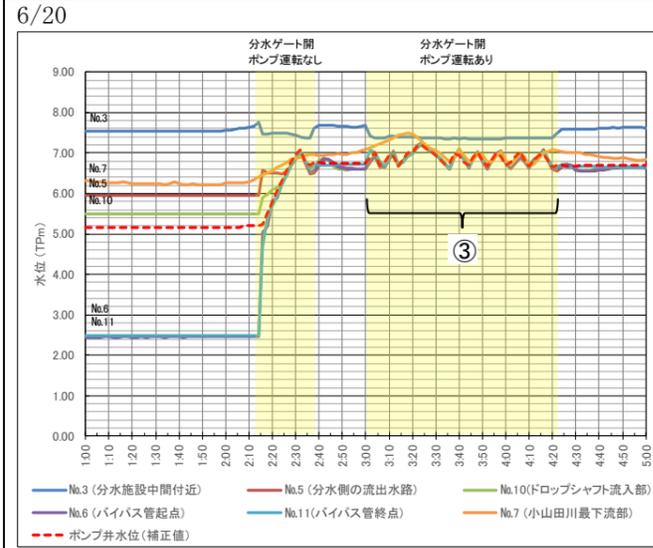
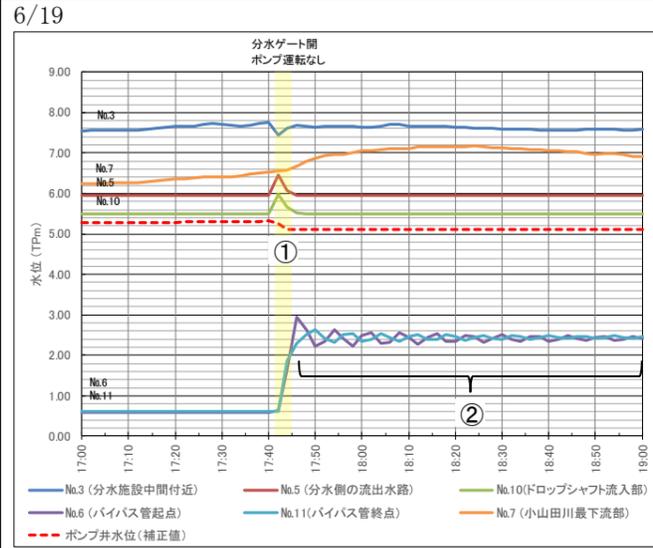


図 5-28 ポンプ井水位計の設置状態

【水位変動の特徴】



①分水ゲート稼働直後:分水ゲートと連動して小山田排水機場流入ゲートが開放→ポンプ井に滞留していた水がバイパス管へ逆流しポンプ井水位が低下。

②流入量が少なくバイパス管内への貯留のみで終わる場合:バイパス管の起点(No. 6)と終点(No. 11)の水位がサージングにより上昇と下降を交互に繰り返した後、収束に向かう。

③ポンプ運転後:ポンプ井水位の変化と連動してバイパス管の上流側(No. 5、No. 6、No. 10)も下流側(No. 11)も同様に水位が変動する。

【観測データによるバイパス管の損失の評価】

図 5-29 によると、9/20 の 14:20~15:00 頃に流出水路とポンプ井の水位差が比較的大きくなっている。詳細は表 5-9 に示すとおりである。

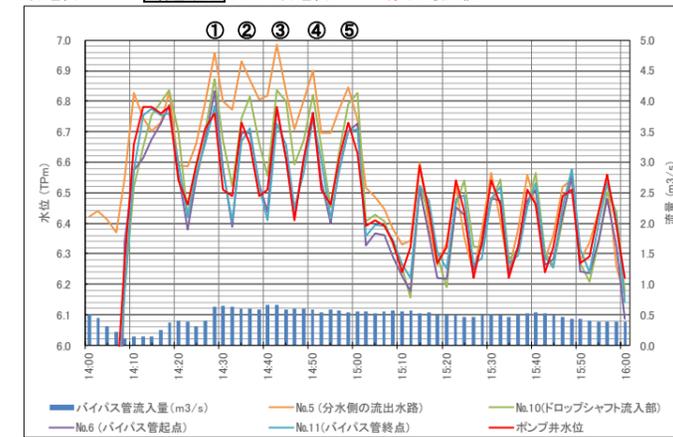
このうち、ポンプ 2 台運転が継続しポンプ井水位 (Hp) が急激に下がった後で H5-Hp が大きくなるのは当然であるが、ポンプ井水位が高く 2 台目が起動するあたりでは、バイパス管の損失によって上流側の水位が上昇していたと考えられ、H5-Hp は損失水頭と考えることができる。この時間帯にポンプ井水位のピークは 5 回発生しており、そのデータの平均値も表 5-9 に示す。(14:12~14:18 にもポンプ井水位が上昇しているが、これは小山田川からの流入によるものであり、バイパス管への流入量は少なかったと考えられるため、バイパス管の損失評価には含めない。)

表 5-9 H30/9/20 の水位観測データ (抜粋)

時刻	バイパス管 流入量 (m <sup>3</sup> /s)	水位 (TPm)					水位差 (m)				
		H5	H10	H6	H11	Hp	H5-H10	H10-H6	H6-H11	H11-Hp	H5-Hp
14:10	0.138	6.826	6.520	6.574	6.573	6.660	0.306	-0.054	0.001	-0.087	0.166
14:12	0.138	6.744	6.651	6.615	6.754	6.780	0.093	0.036	-0.139	-0.026	-0.036
14:14	0.147	6.703	6.754	6.673	6.776	6.780	-0.051	0.081	-0.103	-0.004	-0.077
14:16	0.243	6.729	6.795	6.726	6.755	6.760	-0.066	0.069	-0.029	-0.005	-0.031
14:18	0.378	6.830	6.836	6.788	6.759	6.780	-0.006	0.048	0.029	-0.021	0.050
14:20	0.404	6.590	6.698	6.560	6.597	6.540	-0.108	0.138	-0.037	0.057	0.050
14:22	0.393	6.587	6.422	6.380	6.419	6.460	0.165	0.042	-0.039	-0.041	0.127
14:24	0.307	6.659	6.581	6.542	6.559	6.590	0.078	0.039	-0.017	-0.031	0.069
14:26	0.400	6.795	6.705	6.675	6.661	6.710	0.090	0.030	0.014	-0.049	0.085
① 14:28	0.624	6.957	6.873	6.834	6.784	6.760	0.084	0.039	0.050	0.024	0.197
14:30	0.650	6.801	6.672	6.579	6.571	6.510	0.129	0.093	0.008	0.061	0.291
14:32	0.630	6.772	6.523	6.388	6.407	6.490	0.249	0.135	-0.019	-0.083	0.282
14:34	0.592	6.930	6.744	6.696	6.668	6.730	0.186	0.048	0.028	-0.062	0.200
② 14:36	0.605	6.870	6.816	6.696	6.712	6.660	0.054	0.120	-0.016	0.052	0.210
14:38	0.589	6.805	6.661	6.529	6.523	6.490	0.144	0.132	0.006	0.033	0.315
14:40	0.663	6.817	6.556	6.436	6.410	6.510	0.261	0.120	0.026	-0.100	0.307
③ 14:42	0.656	6.984	6.837	6.777	6.727	6.780	0.147	0.060	0.050	-0.053	0.204
14:44	0.580	6.831	6.798	6.612	6.655	6.610	0.033	0.186	-0.043	0.045	0.221
14:46	0.592	6.708	6.591	6.414	6.448	6.410	0.117	0.177	-0.034	0.038	0.298
14:48	0.594	6.804	6.672	6.609	6.565	6.610	0.132	0.063	0.044	-0.045	0.194
④ 14:50	0.577	6.900	6.822	6.762	6.742	6.760	0.078	0.060	0.020	-0.018	0.140
14:52	0.542	6.696	6.651	6.537	6.607	6.510	0.045	0.114	-0.070	0.097	0.186
14:54	0.577	6.695	6.452	6.401	6.414	6.460	0.243	0.051	-0.013	-0.046	0.235
14:56	0.561	6.772	6.628	6.577	6.569	6.610	0.144	0.051	0.008	-0.041	0.162
14:58	0.544	6.844	6.790	6.703	6.701	6.730	0.054	0.087	0.002	-0.029	0.114
⑤ 15:00	0.554	6.738	6.828	6.726	6.709	6.630	-0.090	0.102	0.017	0.079	0.108
15:02	0.548	6.516	6.405	6.327	6.358	6.390	0.111	0.078	-0.031	-0.032	0.126
15:04	0.527	6.486	6.429	6.366	6.394	6.410	0.057	0.063	-0.028	-0.016	0.076
15:06	0.557	6.445	6.406	6.361	6.391	6.390	0.039	0.045	-0.030	0.001	0.055
15:08	0.561	6.382	6.331	6.292	6.344	6.340	0.051	0.039	-0.052	0.004	0.042
15:10	0.554	6.330	6.255	6.225	6.266	6.240	0.075	0.030	-0.041	0.026	0.090

H5: 流出水路水位、H10: ドロップシャフト流入部水位、H6: バイパス管起点水位、H11: バイパス管終点水位、Hp: ポンプ井水位

ポンプ2台運転 着色なし: ポンプ1台運転 赤字: 最大値



①~⑤の平均値

項目	記号	平均値	水位差	
			実測値	計算値
流量(m <sup>3</sup> /s)	バイパス管流入量 Q	0.60		
水位(TPm)	流出水路 H5	6.89	H5-H10=	0.05
	ドロップシャフト流入部 H10	6.84	H10-H6=	0.08
	バイパス管起点 H6	6.76	H6-H11=	0.02
	バイパス管終点 H11	6.73	H11-Hp=	0.02
	ポンプ井 Hp	6.72		

図 5-29 水位観測データの重ね合わせ図

9/20 のポンプ井水位ピーク時の観測データと損失水頭の計算値を比較すると、以下のとおりである。

表 5-10 H30/6/6~6/7 の水位観測データ (抜粋)

① 伏せ越し部の上下流の水位差 (H6-H11)

- ・ 詳細設計と同一の方法で損失計算を行うと、平均流量  $Q=0.60\text{m}^3/\text{s}$  に対し、伏せ越し部の損失水頭は  $0.012\text{m}$  となる。
- ・ 一方、実測値によると、H6-H11 の平均値は  $0.02\text{m}$  であったが、時刻によって正の値になったり負の値になったりしている。
- ・ 伏せ越し部の損失計算は、一定流量がバイパス管を上流から下流へ流れることを前提とした計算であるが、実際はポンプが運転・停止を頻繁に繰り返し、ポンプが停止すると下流側でも小山田川 (及び堤脚水路) →ポンプ井→バイパス管という経路で流入する。このため、実測値と計算値は必ずしも一致しないものと考えられる。

② ドロップシャフト流入部とバイパス管起点の水位差 (H10-H6)

- ・ H10-H6 の平均値は  $0.08\text{m}$  であった。これはドロップシャフトの通過により損失水頭が発生するためと考えられる。(設計ではドロップシャフトの損失は考慮していない。)

③ 流出水路とドロップシャフト流入部の水位差 (H5-H10)

- ・ H5-H10 の平均値は  $0.05\text{m}$  であった。これは流出水路と落差マンホールの接続部で損失水頭が発生するためと考えられる。(設計では流出水路とマンホール接続部の損失は考慮していない。)

同様に、6/6 23:00~6/7 1:00 の水位観測データの詳細を表 5-10 に示す。

このときも流出水路とドロップシャフト流入部で水位差が発生している。

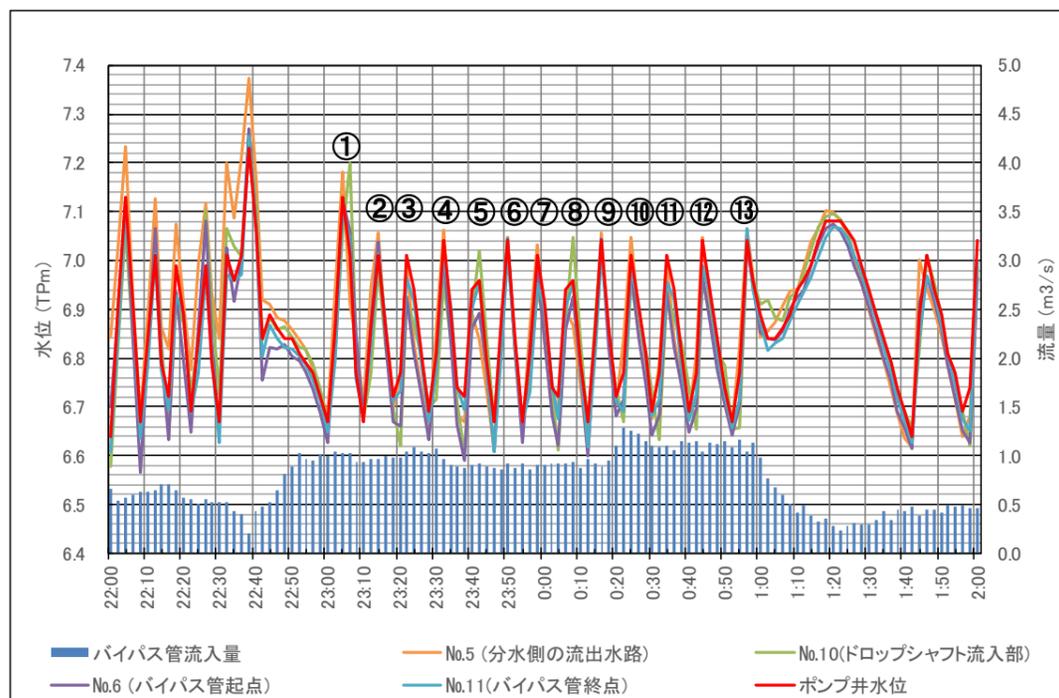
なお、流出水路とポンプ井の水位差 (H5-Hp) が 9/20 よりも小さいのは、ポンプ起動水位が高く設定されていたことにより、ポンプ井水位が高かったことが影響していると考えられる。

**以上から、バイパス管本体 (伏越支部) の損失の影響は軽微で、設計で見込んだ損失の範囲内であったと考えられる。一方で、設計で考慮していないドロップシャフトでの損失水頭や流出水路と落差マンホールの接続部における損失水頭が発生していることが示唆された。今回の調査では、計画流量  $6.15\text{m}^3/\text{s}$  に比べて小流量時のデータしか得られていないため、バイパス管内が大流量となるケースの損失についてはさらに留意が必要である。**

時刻	バイパス管 流入量 ( $\text{m}^3/\text{s}$ ) Q	水位 (TPm)						水位差 (m)				
		H5	H10	H6	H11	Hp	H5-H10	H10-H6	H6-H11	H11-Hp	H5-Hp	
23:00	0.992	6.882	6.667	6.628	6.648	6.670	0.015	0.039	-0.020	-0.022	0.012	
23:02	1.042	6.940	6.811	6.859	6.795	6.860	0.129	-0.048	0.064	-0.065	0.080	
① 23:04	1.020	7.180	7.057	7.123	7.096	7.130	0.123	-0.066	0.027	-0.034	0.050	
23:06	1.023	6.911	7.199	7.058	7.048	7.010	-0.288	0.141	0.010	0.038	-0.099	
23:08	0.931	6.838	6.838	6.850	6.757	6.770	0.000	-0.012	0.093	-0.013	0.068	
23:10	0.942	6.704	6.674	6.674	6.680	6.670	0.030	0.000	-0.006	0.010	0.034	
23:12	0.969	6.942	6.768	6.870	6.818	6.860	0.174	-0.102	0.052	-0.042	0.082	
② 23:14	0.962	7.055	6.986	7.037	7.013	7.010	0.069	-0.051	0.024	0.003	0.045	
23:16	0.998	6.846	6.822	6.831	6.867	6.860	0.024	-0.009	-0.036	0.007	-0.014	
23:18	0.984	6.896	6.696	6.711	6.720	6.720	-0.003	0.027	-0.042	-0.009	-0.027	
23:20	0.988	6.772	6.619	6.661	6.733	6.770	0.153	-0.042	-0.072	-0.037	0.002	
③ 23:22	1.047	6.992	6.920	6.926	6.965	7.010	0.072	-0.006	-0.039	-0.045	-0.018	
23:24	1.081	6.830	6.869	6.809	6.917	6.940	-0.039	0.060	-0.108	-0.023	-0.110	
23:26	1.039	6.736	6.799	6.724	6.788	6.810	-0.063	0.075	-0.064	-0.022	-0.074	
23:28	1.033	6.637	6.700	6.634	6.670	6.690	-0.063	0.066	-0.036	-0.020	-0.053	
23:30	1.072	6.862	6.715	6.799	6.769	6.810	0.147	-0.084	0.030	-0.041	0.052	
④ 23:32	0.959	7.061	6.956	7.004	7.012	7.040	0.105	-0.048	-0.008	-0.028	0.021	
23:34	0.899	6.848	6.830	6.824	6.901	6.890	0.018	0.006	-0.077	0.011	-0.042	
23:36	0.888	6.680	6.713	6.662	6.743	6.740	-0.033	0.051	-0.081	0.003	-0.060	
23:38	0.876	6.669	6.603	6.591	6.693	6.720	0.066	0.012	-0.102	-0.027	-0.051	
23:40	0.898	6.892	6.895	6.862	6.900	6.940	-0.003	0.033	-0.038	-0.040	-0.048	
⑤ 23:42	0.926	6.838	7.021	6.892	6.955	6.960	-0.183	0.129	-0.063	-0.005	-0.122	
23:44	0.892	6.730	6.838	6.772	6.778	6.790	-0.108	0.066	-0.006	-0.012	-0.060	
23:46	0.879	6.611	6.668	6.608	6.607	6.670	-0.057	0.060	0.001	-0.063	-0.059	
23:48	0.863	6.863	6.881	6.866	6.818	6.890	-0.018	0.015	0.048	-0.072	-0.027	
⑥ 23:50	0.918	7.046	7.046	7.043	7.013	7.040	0.000	0.003	0.030	-0.027	0.006	
23:52	0.881	6.812	6.815	6.815	6.829	6.840	-0.003	0.000	-0.014	-0.011	-0.028	
23:54	0.918	6.644	6.671	6.626	6.668	6.670	-0.027	0.045	-0.042	-0.002	-0.026	
23:56	0.863	6.863	6.764	6.824	6.731	6.810	0.099	-0.060	0.093	-0.079	0.053	
⑦ 23:58	0.900	7.032	6.933	6.981	6.954	7.010	0.099	-0.048	0.027	-0.056	0.022	
0:00	0.906	6.828	6.873	6.831	6.899	6.910	-0.045	0.042	-0.068	-0.011	-0.082	
0:02	0.923	6.684	6.726	6.681	6.744	6.740	-0.042	0.045	-0.063	0.004	-0.056	
0:04	0.921	6.705	6.612	6.621	6.675	6.720	0.093	-0.009	-0.054	-0.045	-0.015	
0:06	0.916	6.897	6.873	6.858	6.905	6.940	0.024	0.015	-0.047	-0.035	-0.043	
⑧ 0:08	0.929	6.867	7.047	6.924	6.953	6.960	-0.180	0.123	-0.029	-0.007	-0.093	
0:10	0.878	6.745	6.838	6.772	6.783	6.790	-0.093	0.066	-0.011	-0.007	-0.045	
0:12	0.961	6.607	6.658	6.598	6.616	6.670	-0.051	0.060	-0.018	-0.054	-0.063	
0:14	0.921	6.855	6.882	6.858	6.813	6.860	-0.027	0.024	0.045	-0.047	-0.005	
⑨ 0:16	0.882	7.055	7.037	7.043	7.010	7.040	0.018	-0.006	0.033	-0.030	0.015	
0:18	0.956	6.838	6.844	6.823	6.860	6.860	-0.006	0.021	-0.037	0.000	-0.022	
0:20	1.105	6.703	6.736	6.682	6.711	6.720	-0.033	0.054	-0.029	-0.009	-0.017	
0:22	1.288	6.839	6.668	6.716	6.692	6.770	0.171	-0.048	0.024	-0.078	0.069	
⑩ 0:24	1.261	7.047	6.960	6.981	6.983	7.010	0.087	-0.021	-0.002	-0.027	0.037	
0:26	1.220	6.893	6.857	6.845	6.909	6.910	0.036	0.012	-0.064	-0.001	-0.017	
0:28	1.141	6.781	6.811	6.745	6.795	6.810	-0.030	0.066	-0.050	-0.015	-0.029	
0:30	1.095	6.675	6.732	6.642	6.681	6.690	-0.057	0.090	-0.039	-0.009	-0.015	
0:32	1.079	6.788	6.632	6.680	6.716	6.770	0.156	-0.048	-0.036	-0.054	0.018	
⑪ 0:34	1.097	7.000	6.925	6.937	6.957	7.010	0.075	-0.012	-0.020	-0.053	-0.010	
0:36	1.055	6.839	6.884	6.821	6.923	6.940	-0.045	0.063	-0.102	-0.017	-0.101	
0:38	1.152	6.753	6.831	6.741	6.777	6.810	-0.078	0.090	-0.036	-0.033	-0.057	
0:40	1.138	6.677	6.740	6.647	6.673	6.690	-0.063	0.093	-0.026	-0.017	-0.013	
⑫ 0:42	1.147	6.810	6.654	6.696	6.728	6.770	0.156	-0.042	-0.032	-0.042	0.040	
0:44	1.043	7.046	6.962	6.971	6.989	7.040	0.084	-0.009	-0.018	-0.051	0.006	
0:46	1.125	6.904	6.895	6.877	6.931	6.940	0.009	0.018	-0.054	-0.009	-0.036	
0:48	1.121	6.803	6.812	6.776	6.813	6.840	-0.009	0.036	-0.037	-0.027	-0.037	
0:50	1.148	6.739	6.784	6.706	6.725	6.740	-0.045	0.078	-0.019	-0.015	-0.001	
0:52	1.083	6.664	6.655	6.643	6.656	6.670	0.009	0.012	-0.013	-0.014	-0.006	
0:54	1.158	6.822	6.657	6.702	6.716	6.770	0.165	-0.045	-0.014	-0.054	0.052	
⑬ 0:56	1.044	7.061	7.025	7.034	7.064	7.040	0.036	-0.009	-0.030	0.024	0.021	
0:58	1.126	6.971	6.962	6.947	6.941	6.960	0.009	0.015	0.006	-0.019	0.011	
1:00	0.978	6.842	6.911	6.851	6.873	6.890	-0.069	0.060	-0.022	-0.017	-0.048	

H5: 流出水路水位、H10: ドロップシャフト流入部水位、H6: バイパス管起点水位、H11: バイパス管終点水位、Hp: ポンプ井水位

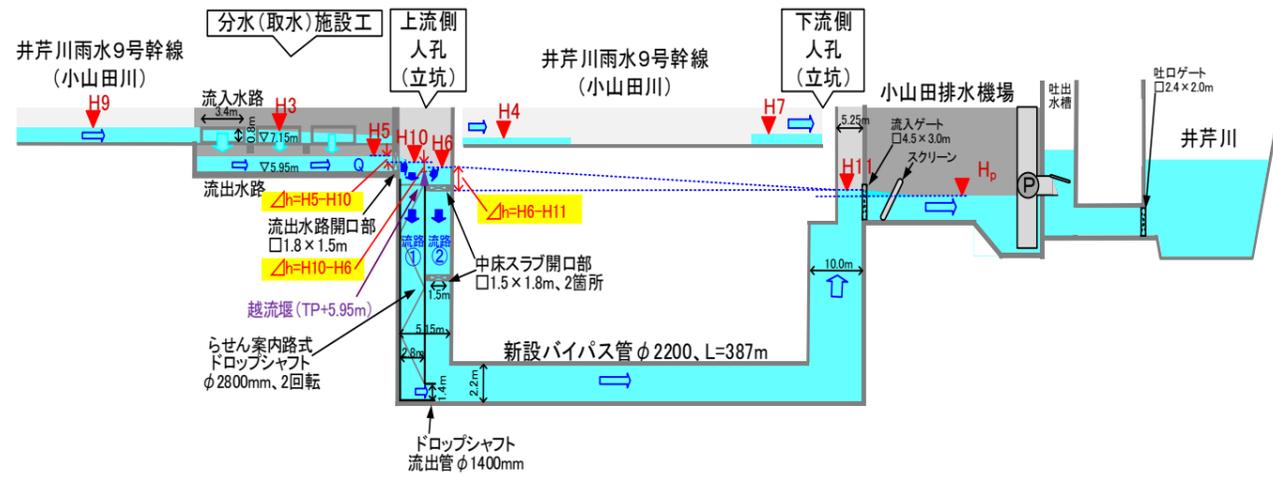
ポンプ2台運転 着色なし: ポンプ1台運転 灰色: ポンプ停止 赤字: 最大値



項目	記号	平均値	水位差	
			実測値	計算値
流量( $\text{m}^3/\text{s}$ )	バイパス管流入量	Q	1.02	-
水位(TPm)	流出水路	H5	7.18	H5-H10= 0.12
	ドロップシャフト流入部	H10	7.06	H10-H6= -0.07
	バイパス管起点	H6	7.12	H6-H11= 0.03
	バイパス管終点	H11	7.10	H11-Hp= -0.03
	ポンプ井	Hp	7.13	-

②~⑬の平均値				
項目	記号	平均値	水位差	
			実測値	計算値
流量( $\text{m}^3/\text{s}$ )	バイパス管流入量	Q	1.00	-
水位(TPm)	流出水路	H5	7.01	H5-H10= 0.02
	ドロップシャフト流入部	H10	6.98	H10-H6= 0.00
	バイパス管起点	H6	6.98	H6-H11= -0.01
	バイパス管終点	H11	6.99	H11-Hp= -0.03
	ポンプ井	Hp	7.01	-

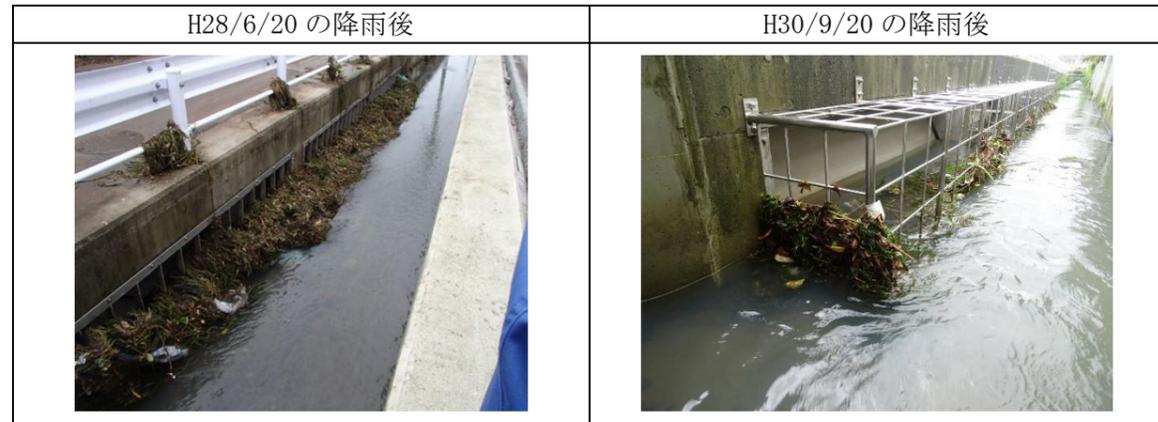
※バイパス管の構造と計測水位の説明



5.11. 分水部スクリーンのゴミ付着状況

降雨後のスクリーンのゴミ付着状況写真を以下に示す。  
 平成 28 年 6 月 20 日の降雨後は、スクリーンに付着した草木等が開口部の高さの半分以上塞いでいた。一方、平成 30 年 9 月 20 日の降雨後も草木等がスクリーンに付着しているが、スクリーンの位置を開口部から離れたことにより、分水ゲート前の開口部は完全に確保されている。  
 このように、スクリーンの改良によりバイパス管への分水を促進する効果が得られていると考えられる。

表 5-11 降雨後のスクリーンのゴミ付着状況写真



5.12. 調査結果のまとめ

想定される事象に対する検証結果を下表に示す。

表 5-12 今回の調査により得られた結果

区分	要因	想定される事象	今回の調査の結果
対策施設の構造的要因	①バイパス管への分水施設構造	<ul style="list-style-type: none"> <li>横越流方式のため、井芹川雨水第9号幹線（小山田川）の直進性の強い流れを十分に分水できない。</li> <li>分水ゲート手前のスクリーンが樹木や落ち葉で塞がれることにより、分水が阻害される。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>調査の結果、分水率は6~8割程度の結果が得られている。これには起動条件の変更や分水施設の改造の効果が寄与しているものと考えられるが、これ以外に魏川からの影響も考えられるため、シミュレーションにより水理的な現象を検証していく。</li> <li>ごみについては、H28.6.20時点では、草木等でゲート開口部が半分以上閉塞されていたものの、スクリーンの改良を行ったため、H30.9.20では、開口の閉塞が解消されていた。</li> </ul>
	②バイパス管の伏せ越し構造	<ul style="list-style-type: none"> <li>ポンプ井の水位設定が上流側での分水機能に影響する。</li> <li>落差マンホールの減勢工（ドロップシャフト）等で発生する損失により、バイパス管上流部の同水位が上昇し、小山田川からの分水に支障を及ぼす。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>浸水当時と比べて水位設定を下げて運用していること、及びポンプ井水位計の誤差（45cm）見直しにより下流側への水位低下が確認され、分水機能への影響の低減が確認された。</li> <li>損失については、観測時の平均流量を基に、計算値と実測水位差を比較した結果、ほぼ同等であると評価できた。（ただし、計画流量6.15m<sup>3</sup>/s相当の流入量が生じた場合には留意が必要）</li> </ul>
その他の要因	③計画流量と実流量の差異（対策施設の能力を超える過剰流入）	<ul style="list-style-type: none"> <li>計画区域外からの流入。</li> <li>雨水流出量（流出係数）の増加。</li> <li>魏川への分水量の不足。</li> <li>魏川のゲート閉鎖時における小山田川の逆流。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>調査実施前に懸念された計画区域外と実流量との差異については、過剰流入ではなく、むしろ想定よりかなり少ない流入量であることが降雨強度と比べて各地点で得られた流速・水位データから確認された。</li> <li>魏川バイパスにおいて、強降雨時に調整ゲートが閉鎖することで、魏川流域が小山田川へ流入することが確認された。</li> </ul>

5.13. 各降雨における施設稼働状況の比較

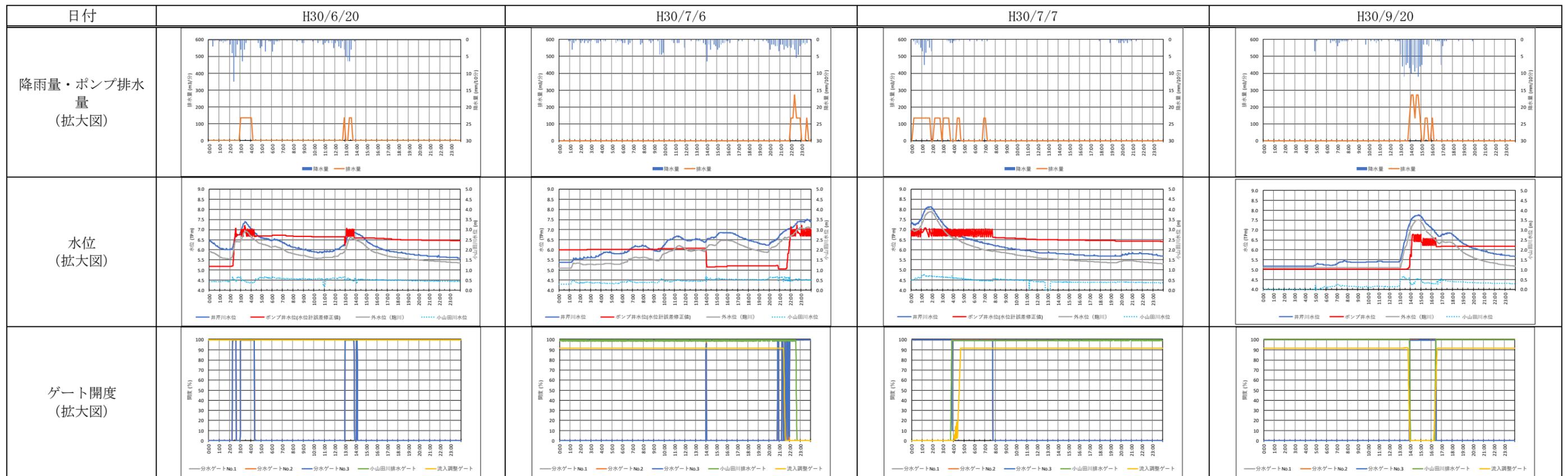
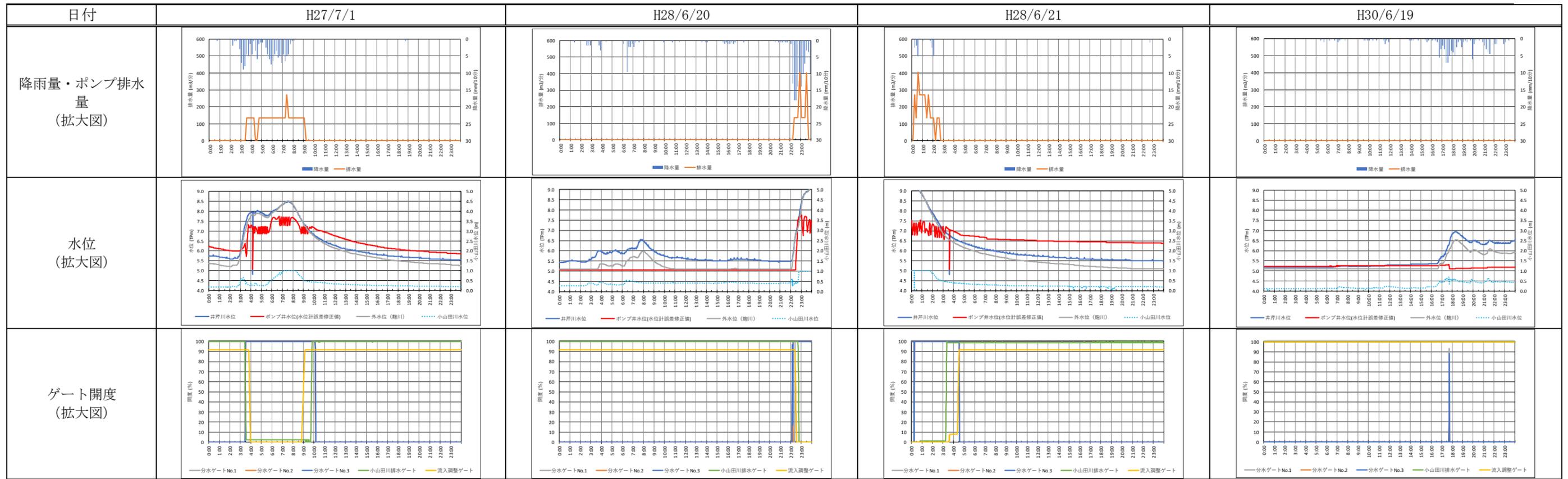
日付		H27/7/1	H28/6/20	6/21	H30/6/19	6/20	H30/7/6	7/7	H30/9/20
降雨量 (mm)	総降雨量	135.5	174.5	19.0	101.0	103.5	133.0	43.5	146.0
	1時間最大	36.5	94.0 (計画超過)	42.0	32.0	29.5	19.5	22.5	56.5
	10分間最大	10.5	22.0	10.5	7.0	12.5	6.5	8.5	11.5
外水位 (TPm)	井芹川最大水位	8.48	9.15	9.27	6.95	7.39	7.51	8.12	7.77
	小山田川排水ゲートの稼働 (TP7.3mで閉鎖)	有	有	有	無	無(※1)	有	有	有
	流入調整ゲートの稼働 (TP6.6mで閉鎖)	有	有	有	無	無(※1)	有	有	有
ポンプ 運転条件	ポンプ運転・ 停止水位 (TPm)	1台目	運転 7.25 (※2) 停止 6.85 (※2)	運転 7.25 (※2) 停止 6.65 (※2)	同左	運転 7.05 (※2) 停止 6.65 (※2)	同左	同左	運転 6.6 停止 6.2
		2台目	運転 7.75 (※2) 停止 7.25 (※2)	運転 7.75 (※2) 停止 6.85 (※2)	同左	運転 7.25 (※2) 停止 6.85 (※2)	同左	同左	運転 6.8 停止 6.4
		3台目	運転 8.55 (※2) 停止 8.05 (※2)	運転 8.05 (※2) 停止 7.45 (※2)	同左	運転 7.45 (※2) 停止 7.05 (※2)	同左	同左	運転 7.0 停止 6.6
		4台目	運転 9.05 (※2) 停止 8.55 (※2)	運転 8.35 (※2) 停止 7.85 (※2)	同左	運転 7.65 (※2) 停止 7.25 (※2)	同左	同左	運転 7.2 停止 6.8
ポンプ 運転実績	ポンプ井最大水位(TPm)	7.75 (※3)	7.75 (※3)	7.53 (※3)	5.32 (※3)	7.21 (※3)	7.23 (※3)	7.08 (※3)	6.78
	ポンプ運転台数	2	3	3	0	1	2	1	2
	ポンプ排水量(m³)	44,415	13,905	35,775	0	10,260	13,365	34,965	17,145
バイパス管への分水促進対策		—	—	—	スクリーン取替。 河床に水制工(コンクリ ートブロック)設置。	同左	同左	同左	同左
降雨量・ポンプ排水量									
水位									
ゲート開度									
浸水の有無		有	有	有	無	無	無	無	無

※1 設定水位を超えているため、実際は小山田川流入ゲートが稼働した可能性があり、ゲート開度計のデータ異常が考えられる。

※2 ポンプ井の水位計を所定の位置より45cm高く設置していたため、実際の運転・停止水位は規定値より45cm高かった。表内の数値は、水位計の誤差分を修正した値(実際にポンプが運転・停止した水位)を示している。

例) 規定値: 運転 6.8m、停止 6.4m → 実際の水位: 運転 7.25m、停止 6.85m

※3 上記理由により、実際のポンプ井水位は水位計の観測値より45cm高かった。表内の数値は、水位計の誤差分を修正した実際の水位を示している。



## 6. シミュレーション

### 6.1. 目的と検討フロー

#### (1) 目的

- ① 浸水原因の検証（浸水時の水理現象の再現）
- ② これまで実施した対策の効果の検証（浸水実績降雨及び計画降雨でのシミュレーション）
- ③ 対策効果が不十分な場合の改善策の検討

#### (2) 検討手順

- ① 「熊本市下水道浸水対策計画策定業務委託」にて構築した流出解析モデル（以下、既往モデルという。）を活用
- ② 主要幹線の現地測量を実施し、流出解析モデルを修正
- ③ ゲート稼働条件の設定（流入調整ゲート、井芹川放流ゲート、分水ゲート）
- ④ 分水構造、ドロップシャフト、バイパス管（吹き上げ構造）のモデル化
- ⑤ 小山田川排水機場の条件設定
- ⑥ 流域界の踏査を実施し、境界条件の見直し

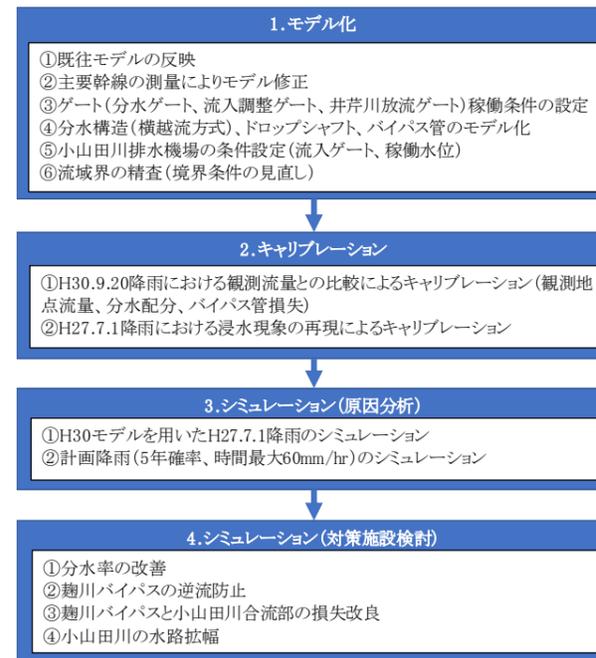


図 6-1 検討フロー図

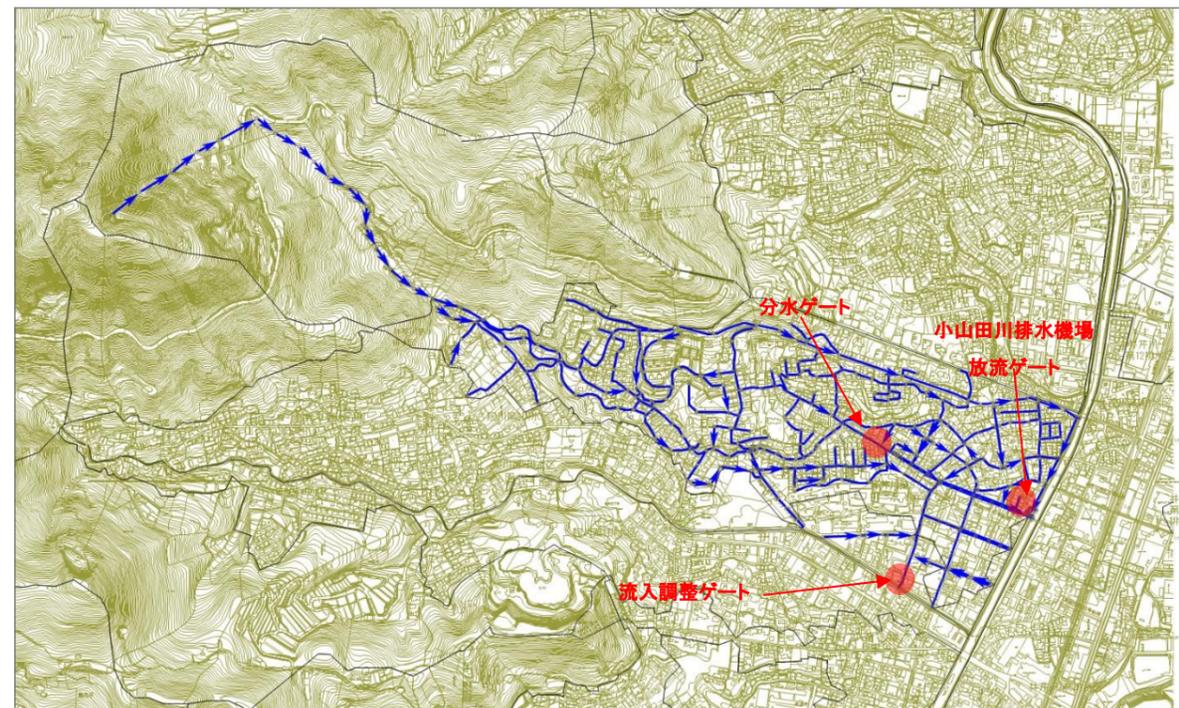


図 6-2 シミュレーションモデル平面図

### 6.2. モデル検討条件

本業務では、既往モデルをベースに、測量（主要幹線を中心）を実施し、改良を行った。

さらに、各種ゲート（流入調整ゲート、井芹川放流ゲート、分水ゲート等）、分水構造、ドロップシャフト、バイパス管をモデルに組み込み、既往モデルの精度向上を図った。（以下、H30モデルという。）

構築した H30 モデルを用いて、H30.9.20 降雨を対象に、麴川及び井芹川外水位、各種ゲートの転倒時間について実績値と整合を図り、管路損失、粗度係数、流出係数等のパラメータを調整し、観測地点流量、分水特性、損失特性について、キャリブレーションを実施した。

また、H27.7.1 降雨における浸水現象を再現するため、上記モデルを用いて、当市がこれまで実施してきた各種対策（底部突起工、夾雑物除去対策、ドロップシャフト内堰の切り下げ、ポンプ運転水位の変更）の条件を変更し、その再現性を確認した。

表 6-1 検討条件

項目	ノード・リンク名	備考	2018.9.20	2015.7.1	
損失特性	ドロップシャフト側壁部開口	Link488	入口損失	0.25	0.25
			出口損失	0.25	0.25
	ドロップシャフト内	Link455	入口損失	10	10
			出口損失	10	10
	ドロップシャフト堰	Link456	堰長(m)	2.46	2.46
			堰高(m)	5.95	6.37
ドロップシャフト外	Link487	入口損失	0.25	0.25	
		出口損失	0.25	0.25	
分水特性	転倒条件 <sup>※1</sup>		実績と整合を図り井芹川の水位等より設定	実績と整合を図り井芹川の水位等より設定	
	底部突起 <sup>※2</sup>	粗度係数で表現	0.04	0.02	
	分水阻害(夾雑物の詰まり) <sup>※3</sup>	流量係数(堰で表現)	0.2	0.2	
天端高-堰高(m)		2.00	1.45		
流入条件	境界条件		流域踏査により確定	同左	
	流出係数		区域内:0.55相当 区域外:0.30相当	同左	
ポンプ運転条件	1台目	Pump_Link	開始水位	6.60	7.25
			停止水位	6.20	6.85
			開始水位	6.80	7.75
			停止水位	6.40	7.25
	2台目		開始水位	7.00	8.55
			停止水位	6.60	8.05
	3台目		開始水位	7.20	9.05
			停止水位	6.80	8.55
外水位	麴川	1001015cc	実測値	実測値	
	井芹川	PST-Out Iseri-Out1 Iseri-Out2	実測値	実測値	
変更箇所					

※1:分水ゲートの転倒条件は、実状を基に設定している。

※2:熊本市が実施した底部突起工の対策効果を粗度係数（未対策0.02、対策0.04）で表現した。

※3:夾雑物除去工の対策効果をバイパス管への開口高さ（天端高-堰高）で表現した。（未対策時1.45m、対策時2.00m）

### 6.3. キャリブレーション

#### (1) 対象降雨の選定

- ・ 平成30年9月20日（総降雨量146.0mm、時間最大56.5mm）※実測データとの整合
- ・ 平成27年7月1日（総降雨量135.5mm、時間最大36.5mm）※浸水の有無の整合

#### (2) キャリブレーション

##### 1) H30.9.20 降雨

- ・ バイパス管への分水比率は、実測値では、約55%（分水量＝上流側流量－下流側流量で評価）であるのに対し、解析値は、小山田川の逆流現象により、分水前とバイパス管流量がほぼ同等となる結果となった。
- ・ バイパス管起点部と終点部の水位差は、実測値では、ほぼゼロであるのに対して、解析値は約13cmである。水位の平均値は観測値と実測値の整合が図れている。
- ・ 各観測地点のピーク流量、時系列の波形とも再現性は良好である。

表 6-2 バイパス管への分水量

項目	時刻		上流側流量 (m <sup>3</sup> /s)	下流側流量 (m <sup>3</sup> /s)	分水量 (m <sup>3</sup> /s)		分水量 (m <sup>3</sup> /s)	
実測値	13:56～ 16:28	最大	1.65	0.99	—	0.66	—	
		平均	0.82	0.37	45%	0.45	55%	
解析値	13:56～ 16:28	最大	2.15	1.47	—	1.61	—	
		平均	1.03	0.28	27%	1.04	90%	

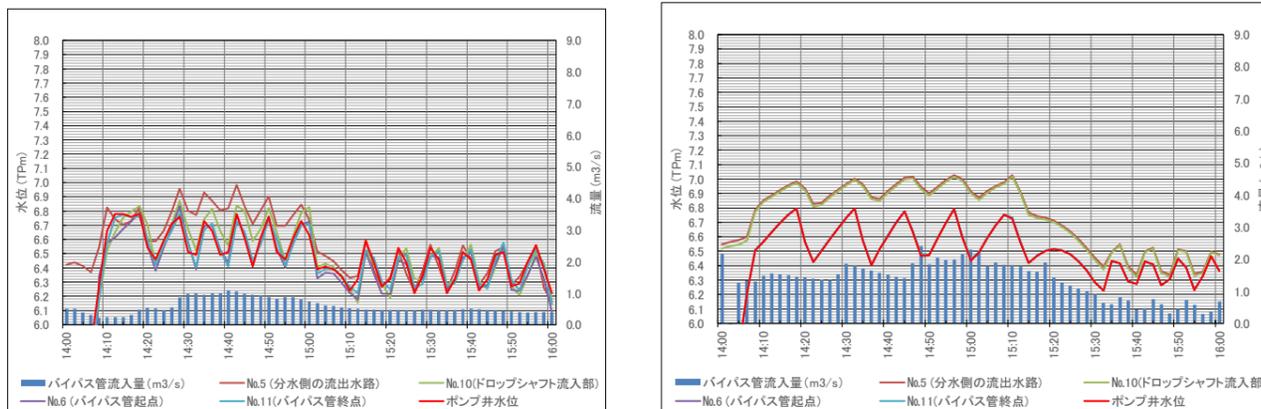


図 6-3 バイパス管の水位差（左：実測値、右：解析値）

表 6-3 バイパス管の水位差（左：実測値、右：解析値）

項目	記号	平均値	水位差	
			実測値	計算値
流量(m <sup>3</sup> /s)	バイパス管流入量	Q	0.60	
水位(TPm)	流出水路	H5	6.89	H5-H10= 0.05
	ドロップシャフト流入部	H10	6.84	H10-H6= 0.08
	バイパス管起点	H6	6.76	H6-H11= 0.02
	バイパス管終点	H11	6.73	H11-Hp= 0.02
	ポンプ井	Hp	6.72	

項目	記号	平均値	水位差	
			計算値	実測値
流量(m <sup>3</sup> /s)	バイパス管流入量	Q	1.79	
水位(TPm)	流出水路	H5	6.79	H5-H10= 0.00
	ドロップシャフト流入部	H10	6.79	H10-H6= 0.04
	バイパス管起点	H6	6.74	H6-H11= 0.13
	バイパス管終点	H11	6.61	H11-Hp= 0.01
	ポンプ井	Hp	6.61	

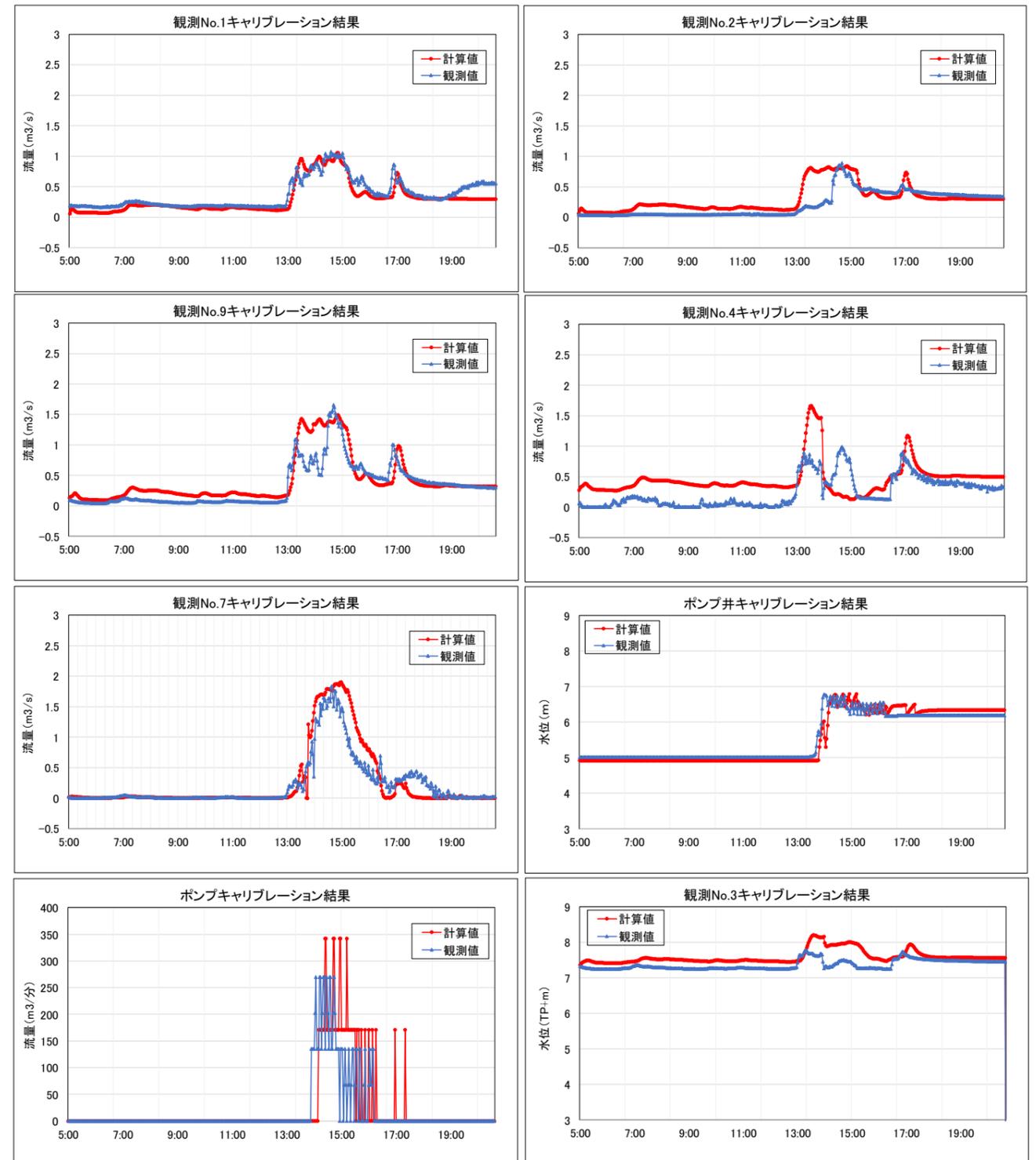


図 6-4 観測地点におけるキャリブレーション結果

## 2) H27.7.1 降雨

- ・ シミュレーション上の**浸水発生箇所と実態の整合が概ね図れており、再現性は良好**である。
  - ・ 浸水量（250m<sup>3</sup>）から逆算した浸水深は約20cmであり、**実際の浸水深と整合が図れている**。
- ※250÷（浸水延長約200m×浸水幅約7m）=0.18m（氾濫解析を実施していないため、参考値である。）

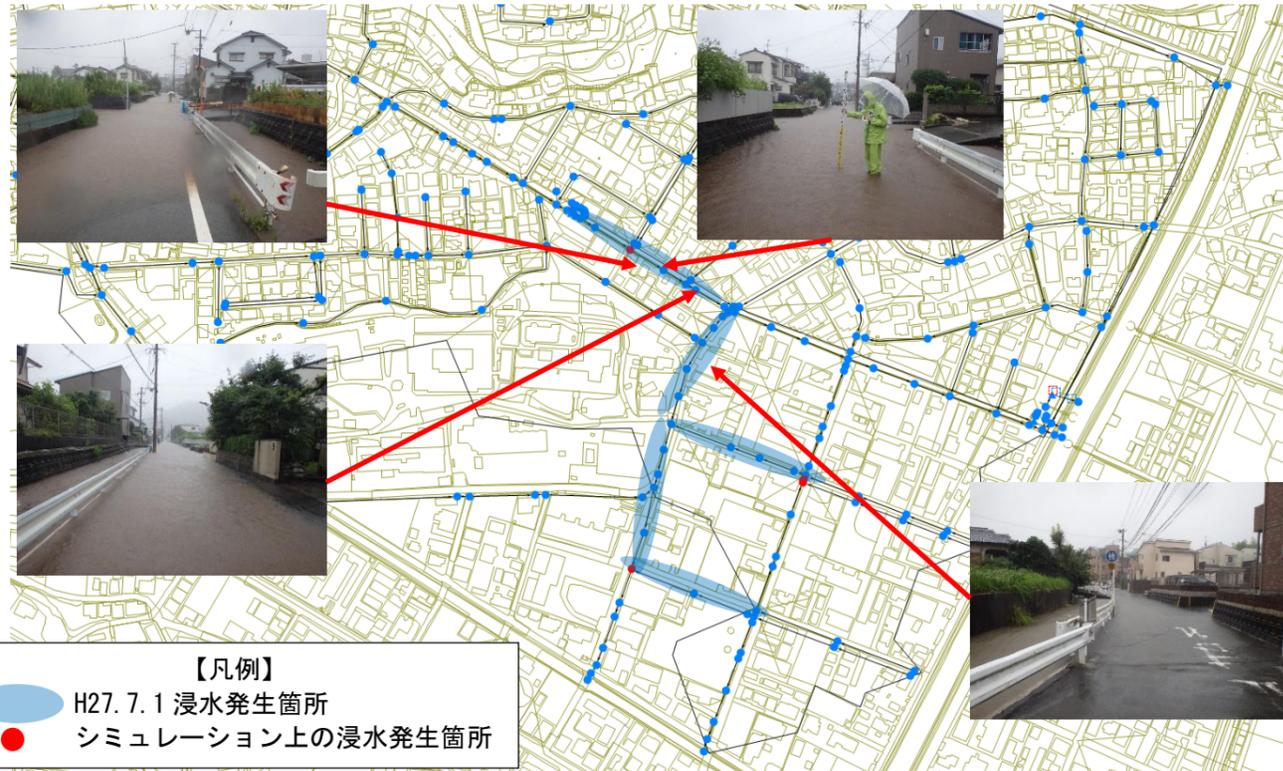


図 6-5 H27.7.1 降雨におけるキャリブレーション結果

## 6.4. 実績降雨における水理現象の推定（シミュレーション結果）

### (1) H30.9.20 降雨

- ・ 降雨初期段階は、分水地点への流入は、**麴川へ流下**する。
- ・ 13:30 過ぎに**流入調整ゲート及び井芹川放流ゲートが閉じ、ポンプ排水区**に切り替わる。
- ・ その後、麴川への排水が**小山田川に逆流し、14:00 頃に 1 台目のポンプが稼働**する。
- ・ 13:00～15:00 まで断続的に強い雨が降り続け（1.7mm/10min 前後）、**14:30 過ぎに 2 台目のポンプが稼働**する。
- ・ **ポンプ起動水位が低いため、小山田川及び麴川パイパスの水位が連動して低下**したことに加え、ポンプ井水位低下に伴い、パイパス管の流下能力が向上したため、浸水発生には至らなかった。

### (2) H27.7.1 降雨

- ・ 降雨初期段階は、分水地点への流入は、**麴川へ流下**する。
- ・ 井芹川放流ゲートが閉じた後、**ポンプ排水区に切り替わり、速やかに 1 台目のポンプが稼働**する。
- ・ 2:00 頃に流入調整ゲートが閉じ、**麴川への排水が小山田川へ逆流した後、6:30 頃に 2 台目のポンプが稼働**するまでに、4 時間 30 分要している。
- ・ この間 4:40～5:20 までは、降雨が落ち着くものの（最大 1.5mm/10min）、その後、5:30～7:10 に

けて、再び強い雨が降り続いた。

- ・ ポンプ起動水位が高く設定されたため、**2 台目のポンプ稼働開始が遅れ、さらには、3 台目のポンプ稼働には至らなかった**ことから、浸水が発生したものと想定される。
- ・ H27.7.1 降雨では、分水箇所における底部突起工や夾雑物の補足施設の対策が実施されていないことから、H30.9.20 と比べて**分水率が悪く（調査結果では 60%と評価）、平均値で約 22%**となっている。

3:00～9:00	分水前			分水率	
	最大値	分水後小山田川	分水後パイパス管	分水率	
	1.506	1.489	0.720	48%	
	0.831	0.810	0.182	22%	

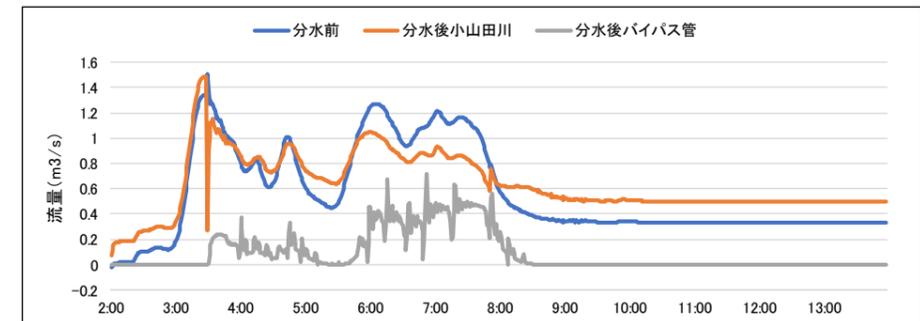


図 6-6 H27.7.1 降雨における分水特性の評価

### (3) 両降雨の傾向分析(実測値)

- ・ H30.9.20 降雨では、**流入調整ゲートが閉じた後やや遅れて、小山田川排水ゲートが閉じ**（同時に小山田川流入ゲート及び導水路流入ゲート、分水ゲートが開く）、ポンプ排水区に切り替わる。
- ・ ポンプ排水区に切り替わった後、**直ぐに 1 台目のポンプが稼働し、2 台目のポンプも稼働**する。
- ・ 一方、H27.7.1 降雨では、**小山田川排水ゲートが先に閉じた後に、やや遅れて、流入調整ゲートが閉じ**ている。その後速やかに 1 台目のポンプは稼働するものの、**2 台目が稼働するまでに 4 時間半程度の時間を要**している。
- ・ H27.7.1 降雨は、H30.9.20 と比較して、**外水位が高く、降雨規模は小さい**。このような状況下においては、**ポンプ稼働水位は浸水軽減に大きな影響を及ぼす**ものと推測され、計画降雨のように**降雨規模が大きい場合は、ポンプ稼働水位による影響は小さく、動水位の上昇により、流下能力不足に至る**と推測される。

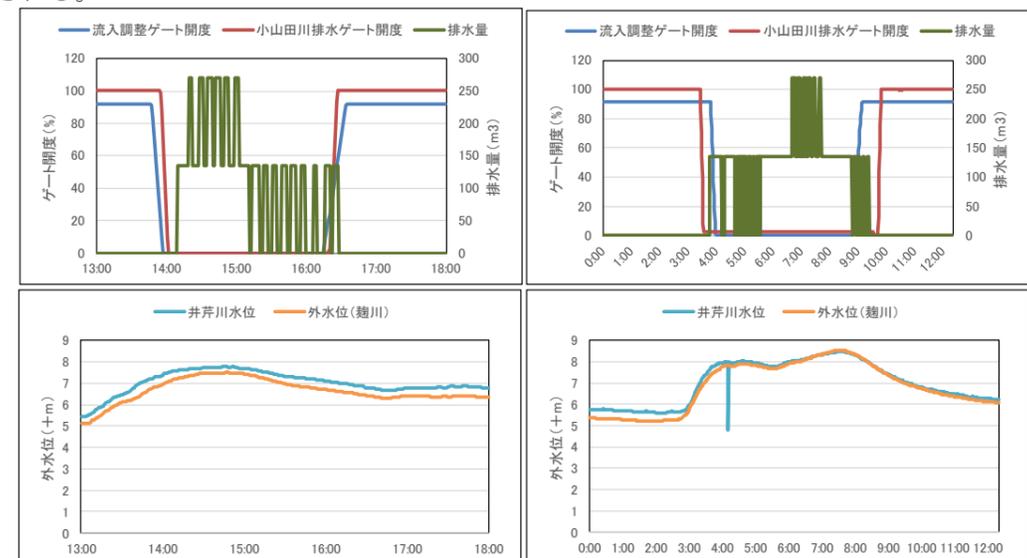
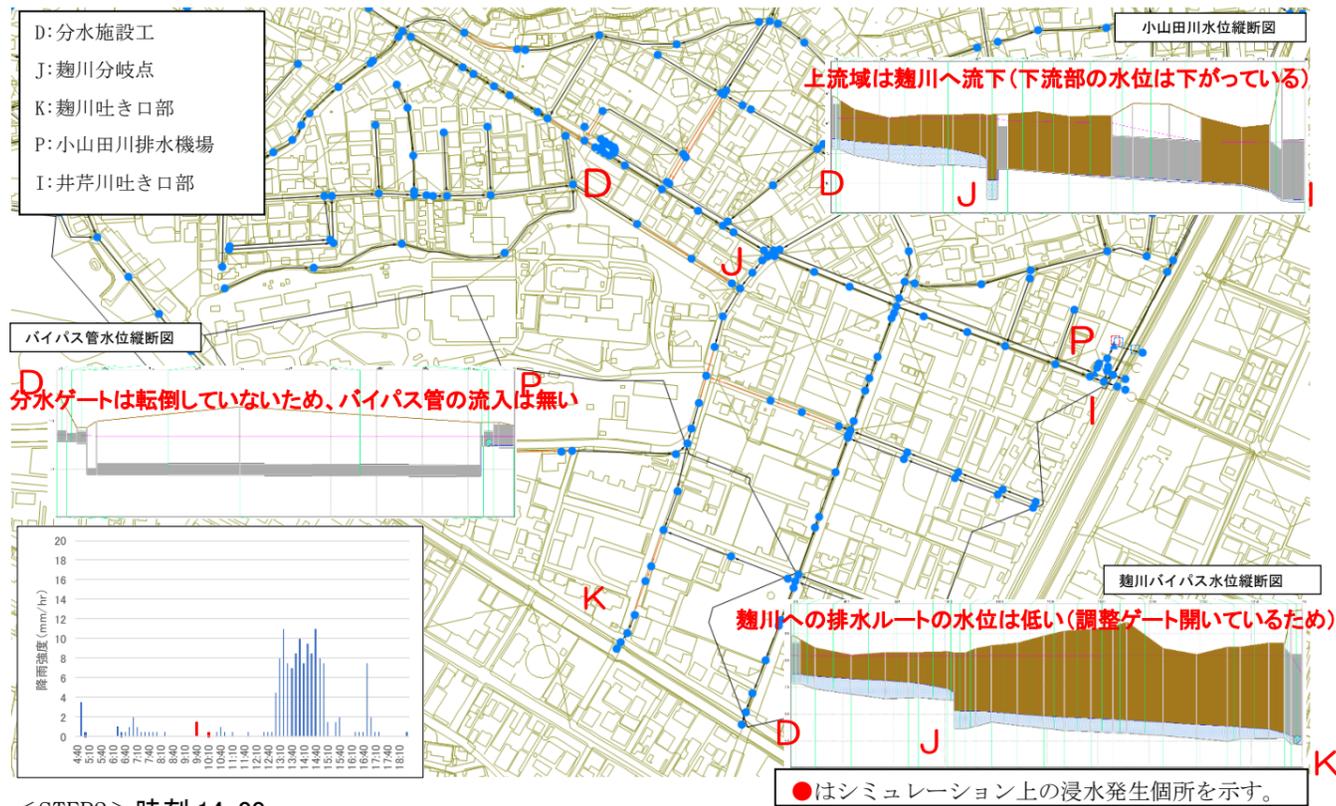
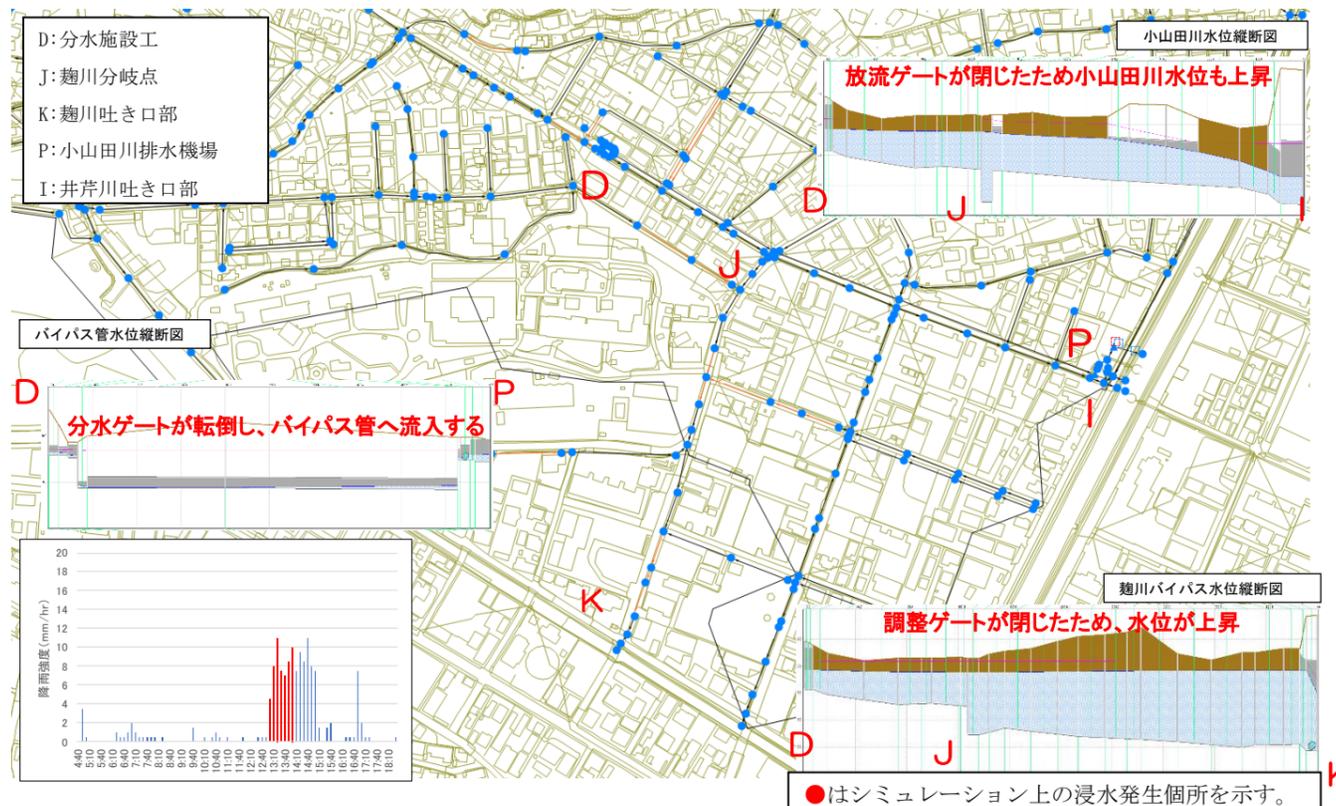


図 6-7 ゲート転倒、ポンプ稼働、外水位の状況比較（左：H30.9.20、右：H27.7.1）

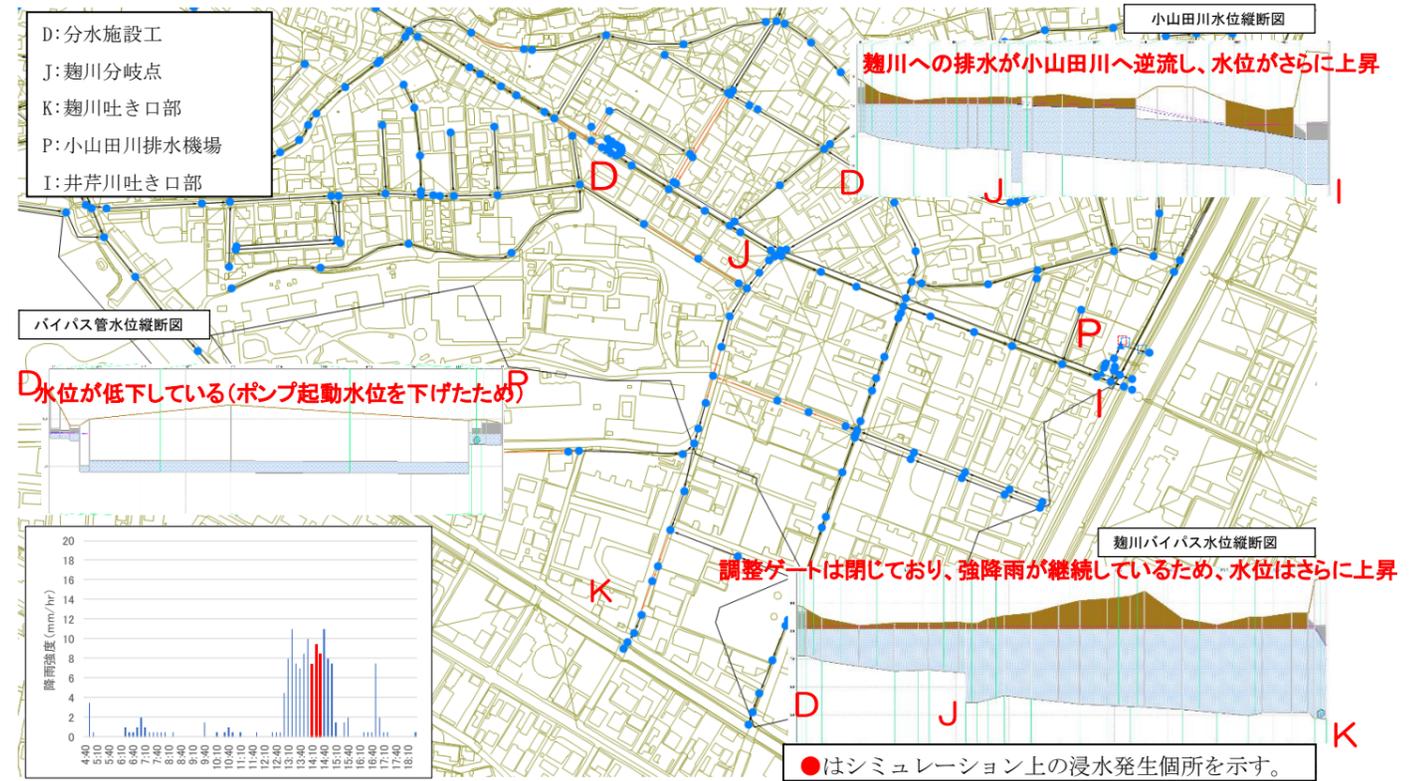
<STEP1>時刻 10:00



<STEP2>時刻 14:00



<STEP3>時刻 14:30



<STEP4>時刻 15:30

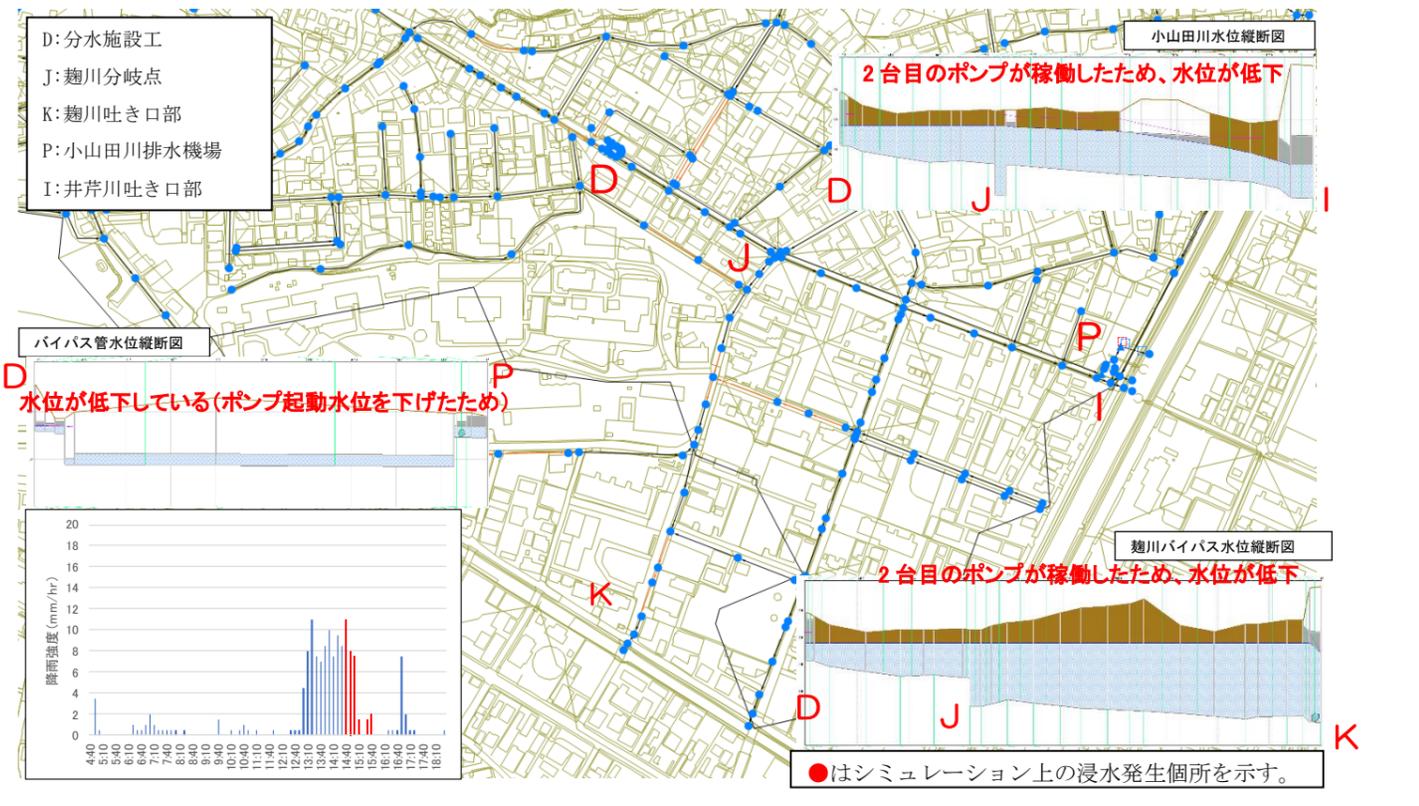
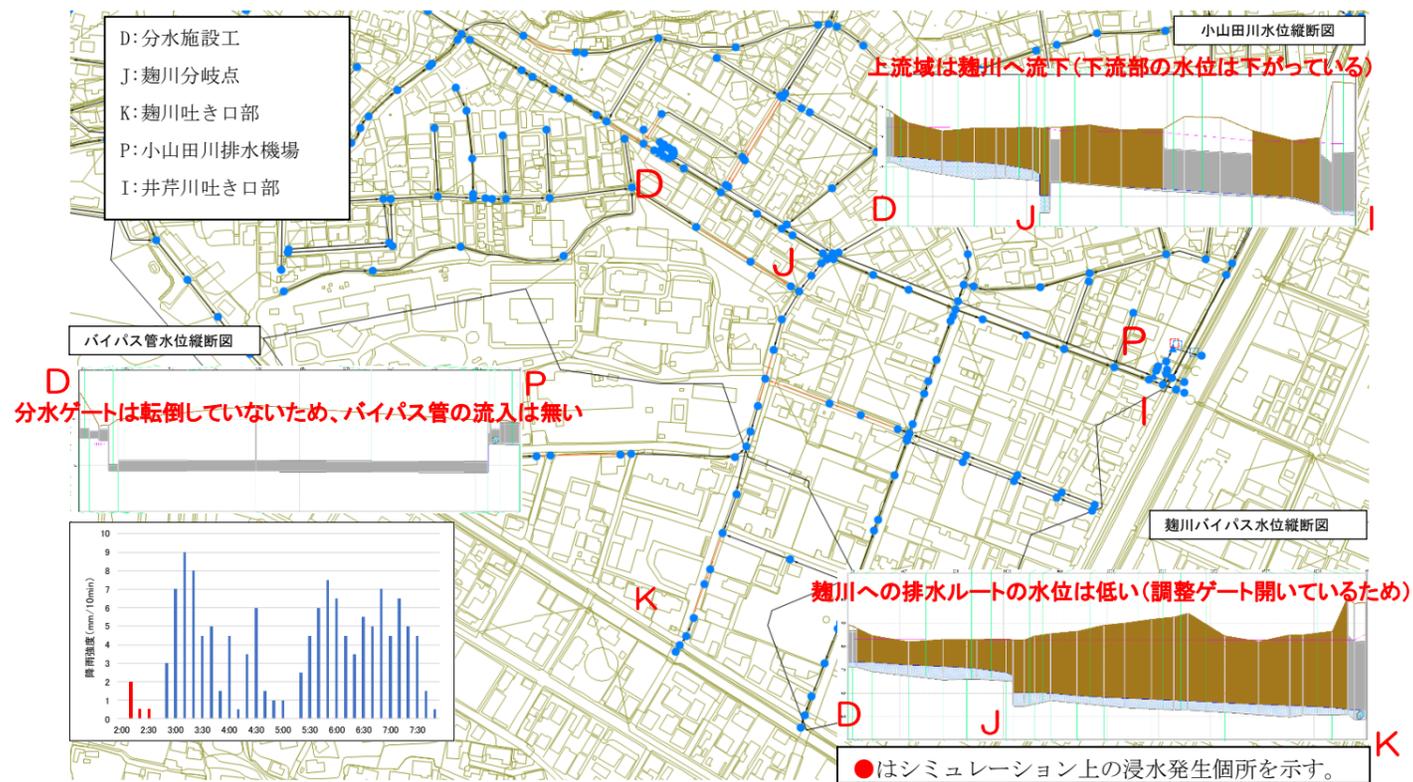
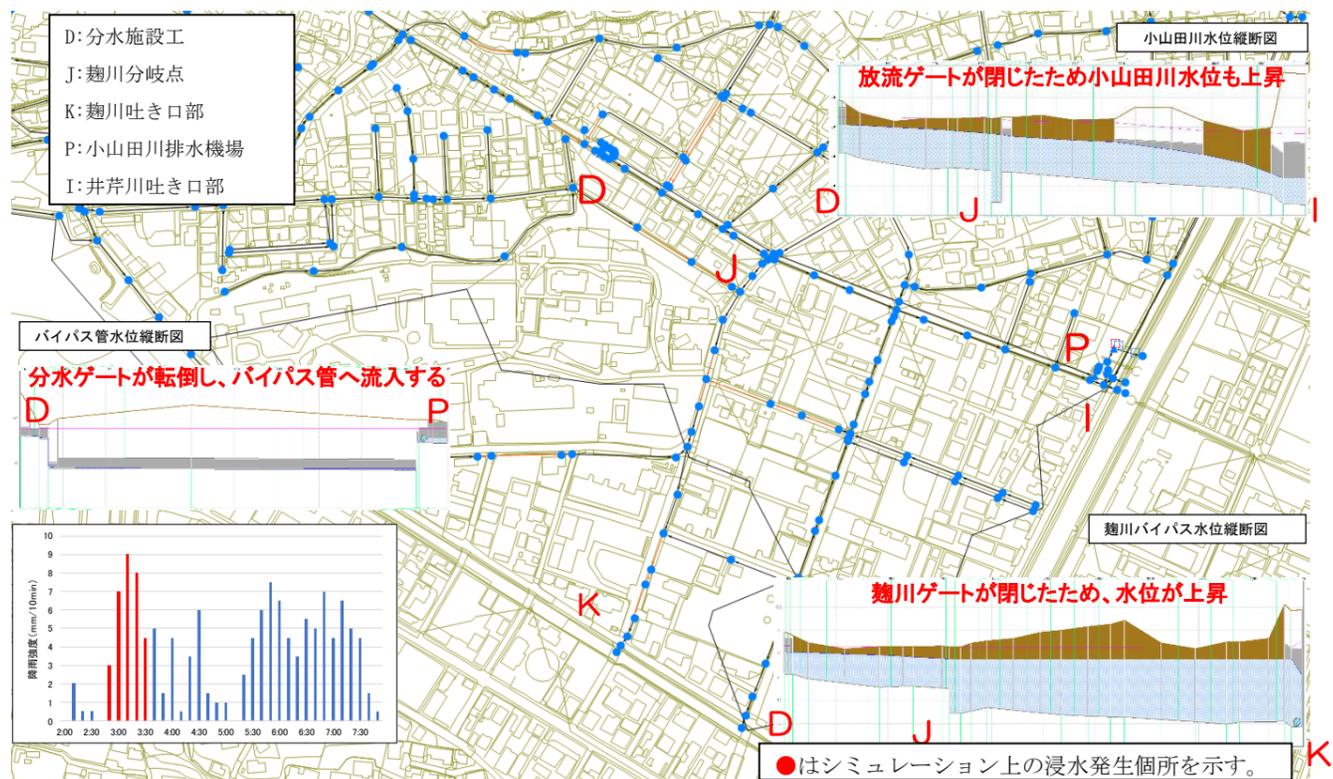


図 6-8 H30.9.20 降雨における水理現象

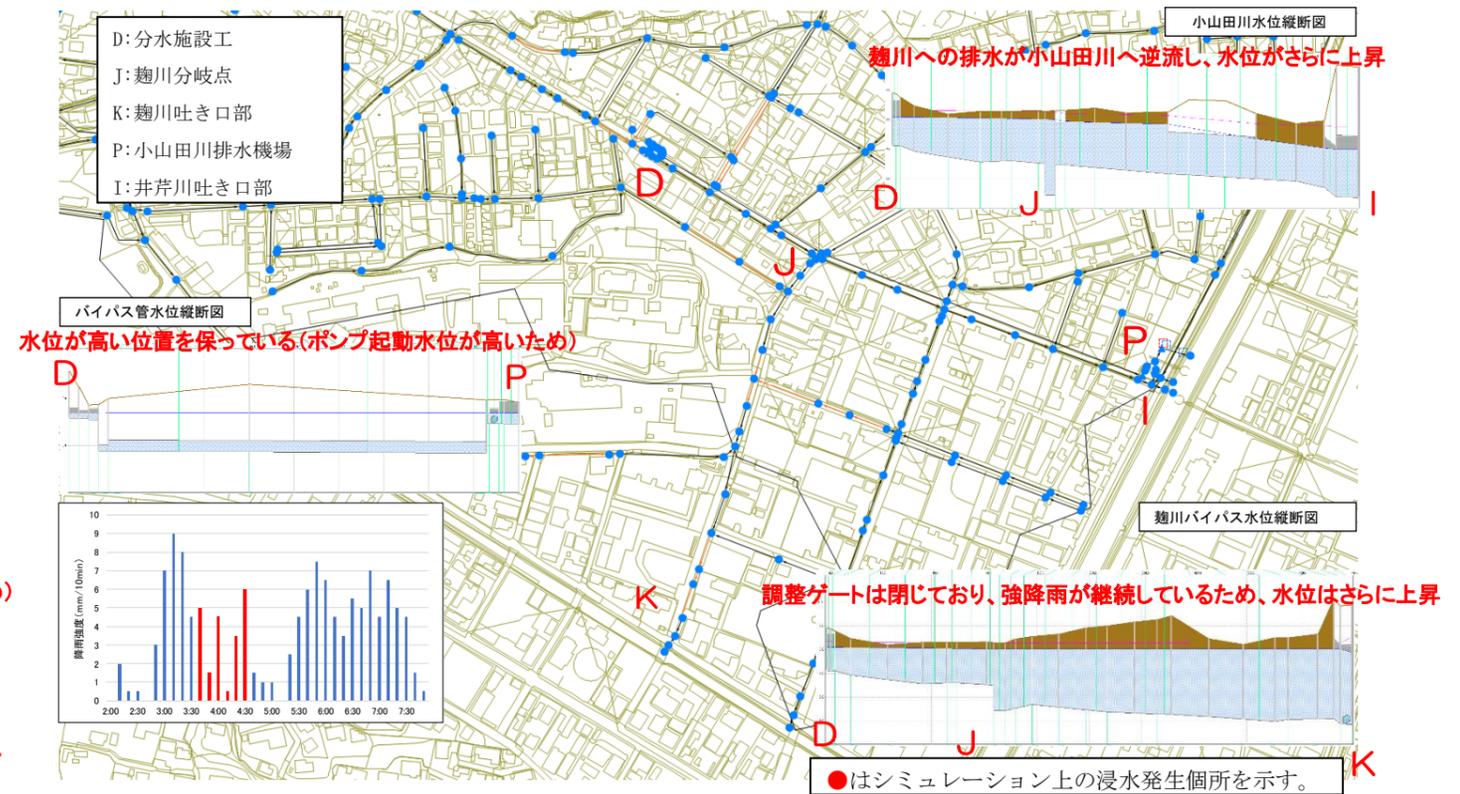
<STEP1>時刻 2:30



<STEP2>時刻 3:30



<STEP3>時刻 4:30



<STEP4>時刻 6:30

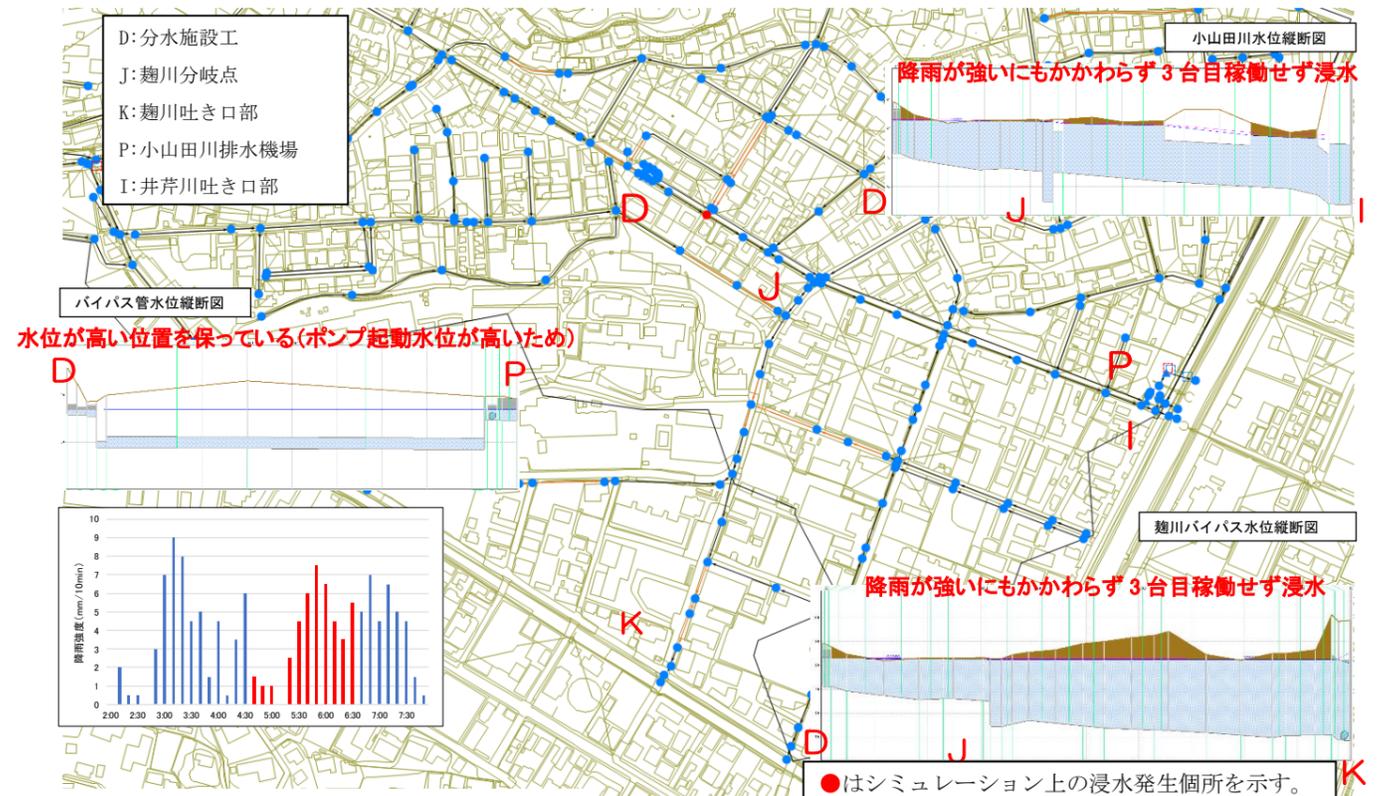


図 6-9 H27.7.1 降雨における水理現象

6.5. シミュレーション

(1) 検討ケース

構築した流出解析モデルを用いて、以下に示すケースでシミュレーションを実施し、浸水原因の分析及び対策施設の検討を行う。

検討ケースを以下に示す。

- ・ CASE0 : H27.7.1 降雨※諸条件を現状とした場合
- ・ CASE1 : 計画降雨※麴川、井芹川ゲート常時閉鎖 (バイパス管有り)
- ・ CASE1' : 計画降雨※麴川、井芹川ゲート常時閉鎖 (バイパス管無し)
- ・ CASE2 : 計画降雨※麴川、井芹川ゲート常時開放 (バイパス管有り)
- ・ CASE2' : 計画降雨※麴川、井芹川ゲート常時開放 (バイパス管無し)

表 6-4 シミュレーション検討条件

項目	ノード・リンク名	備考	2018.9.20	CASE0: H27.7.1降雨	CASE1,1': 計画降雨	CASE2,2': 計画降雨
損失特性	ドロップシャフト側壁部開口	Link488	入口損失	0.25	0.25	0.25
			出口損失	0.25	0.25	0.25
	ドロップシャフト内	Link455	入口損失	10	10	10
			出口損失	10	10	10
	ドロップシャフト堰	Link456	堰長(m)	2.46	2.46	2.46
			堰高(m)	5.95	5.95	5.95
	ドロップシャフト外	Link487	入口損失	0.25	0.25	0.25
			出口損失	0.25	0.25	0.25
分水特性	転倒条件※1		実績と整合を図り井芹川の水位等より設定	実績と整合を図り井芹川の水位等より設定	常時ゲート開放	
	底部突起※2	粗度係数で表現	0.04	0.04	0.04	0.04
	分水障害(夾雑物の詰まり)※3	流量係数(堰で表現)	0.2	0.2	0.2	0.2
天端高-堰高(m)		2.00	2.00	2.00	2.00	
流入条件	境界条件		流域踏査により確定	同左	同左	同左
	流出係数		区域内:0.55相当 区域外:0.30相当	同左	同左	同左
ポンプ運転条件	1台目	Pump_Link	開始水位	6.60	6.60	6.60
			停止水位	6.20	6.20	6.20
	2台目		開始水位	6.80	6.80	6.80
			停止水位	6.40	6.40	6.40
	3台目	開始水位	7.00	7.00	7.00	
		停止水位	6.60	6.60	6.60	
	4台目	開始水位	7.20	7.20	7.20	
		停止水位	6.80	6.80	6.80	
外水位	麴川	1001015cc	実測値	実測値	常時閉: TP+7.9m	常時閉: TP+6.6m
	井芹川	PST-Out Iseri-Out1 Iseri-Out2	実測値	実測値	常時閉: TP+8.5m	常時閉: TP+7.3m
変更箇所						

※1: 分水ゲートの転倒条件は、実状を基に設定している。

※2: 熊本市が実施した底部突起工の対策効果を粗度係数 (未対策0.02、対策0.04) で表現した。

※3: 夾雑物除去工の対策効果をバイパス管への開口高さ (天端高-堰高) で表現した。(未対策時1.45m、対策時2.00m)

(2) 検討結果

1) CASE0 の検討結果

- ・ H27.7.1 当時に対して、これまで当市において実施してきた対策 (分水施設の改良、ポンプ運転条件の変更) の効果を検証した結果、**ピーク時においても、ポンプ稼働水位を低下したことにより小山田川及び麴川バイパスの水位も連動して低下し、浸水が発生しなかった。**
- ・ ポンプ稼働台数は1台であり、運転水位を下げたことにより、**当時より稼働回数が増加**している。
- ・ また、底部突起工の改良を行ったため、**分水率が平均で約76%に向上 (当時は約22%)**している。
- ・ なお、**ポンプ運転水位のみを現状の運転水位に変更した場合は、小山田川沿いに浸水が発生したものの、大幅に浸水が解消**された。
- ・ 以上より、**ポンプ運転水位の変更が最も効果的であったものの、その他の対策も含めて総合的に効果を発揮することで、浸水が防げる**と推測される。

区分		分水前	分水後 小山田川	分水後 バイパス管	分水率	
浸水再現時	3:00~ 9:00	最大値	1.506	1.489	0.720	48%
		平均値	0.831	0.810	0.182	22%
H30モデル	3:00~ 9:00	最大値	1.567	1.493	1.095	70%
		平均値	0.831	0.363	0.632	76%

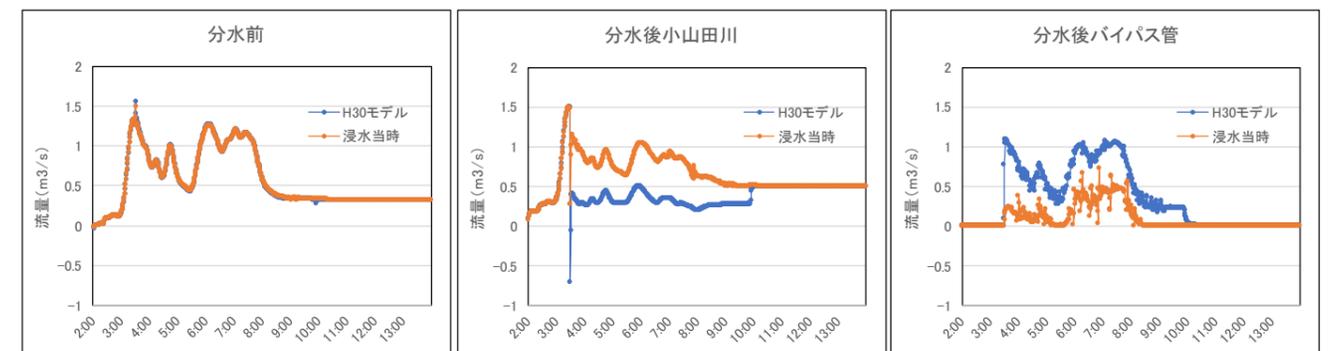


図 6-10 CASE0 におけるバイパス管への分水シミュレーション結果

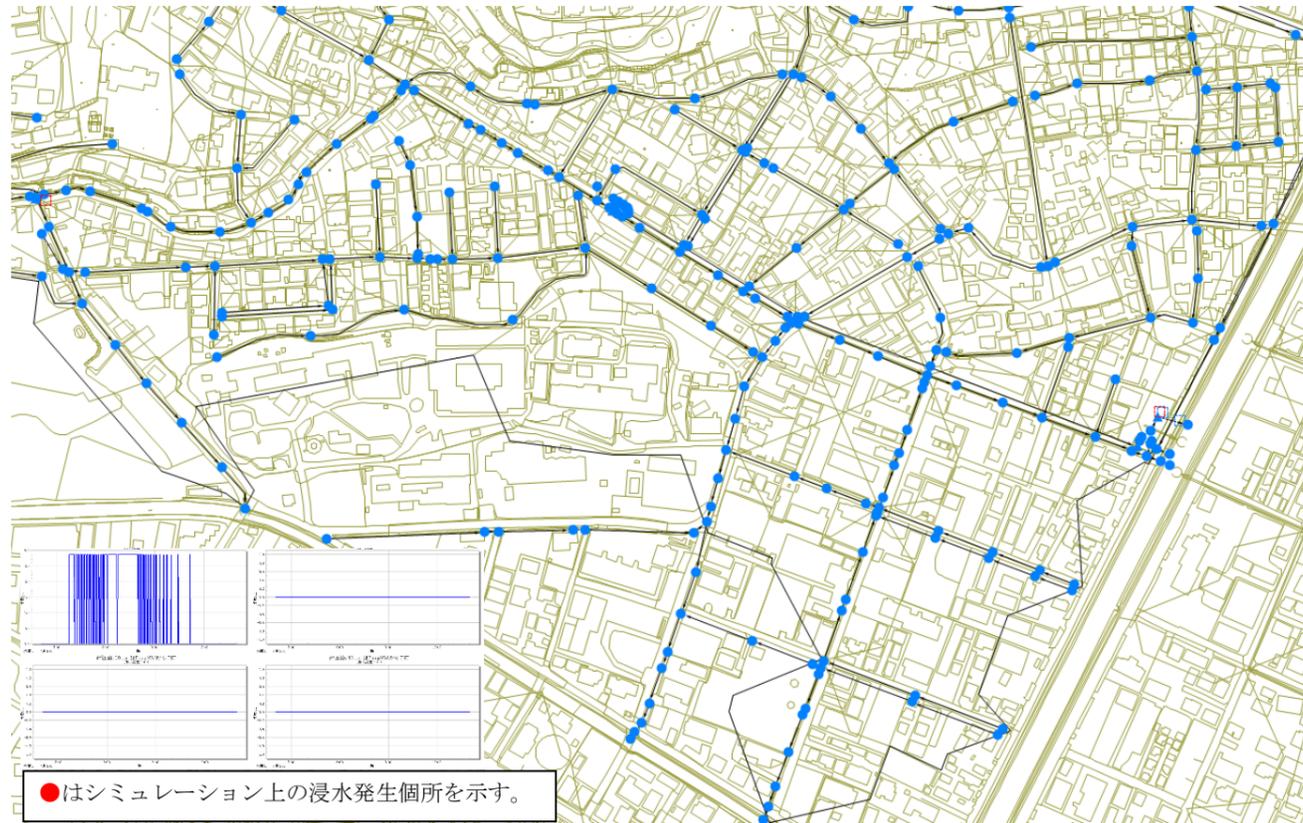


図 6-11 H27.7.1 降雨における対策効果の検証結果※ピーク時

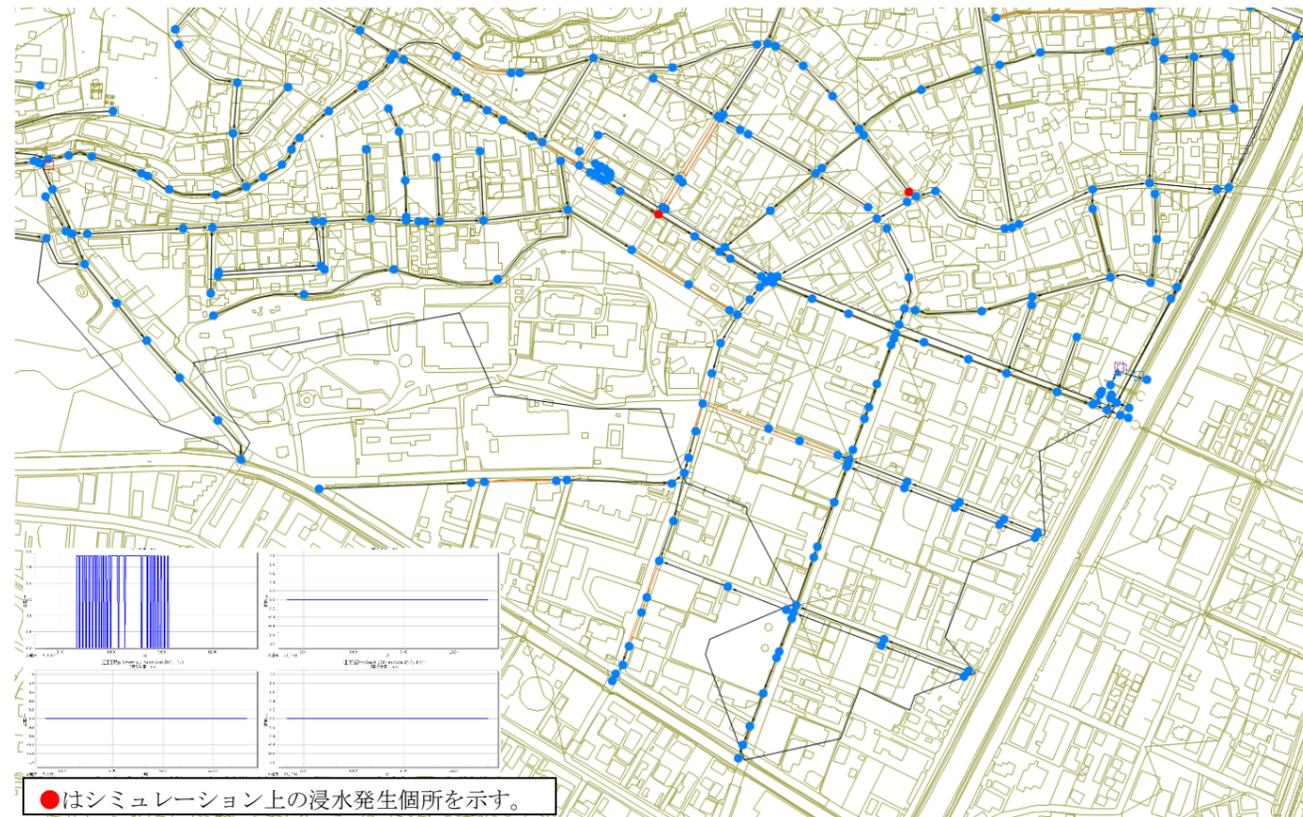


図 6-12 H27.7.1 降雨時の現象再現※ピーク時

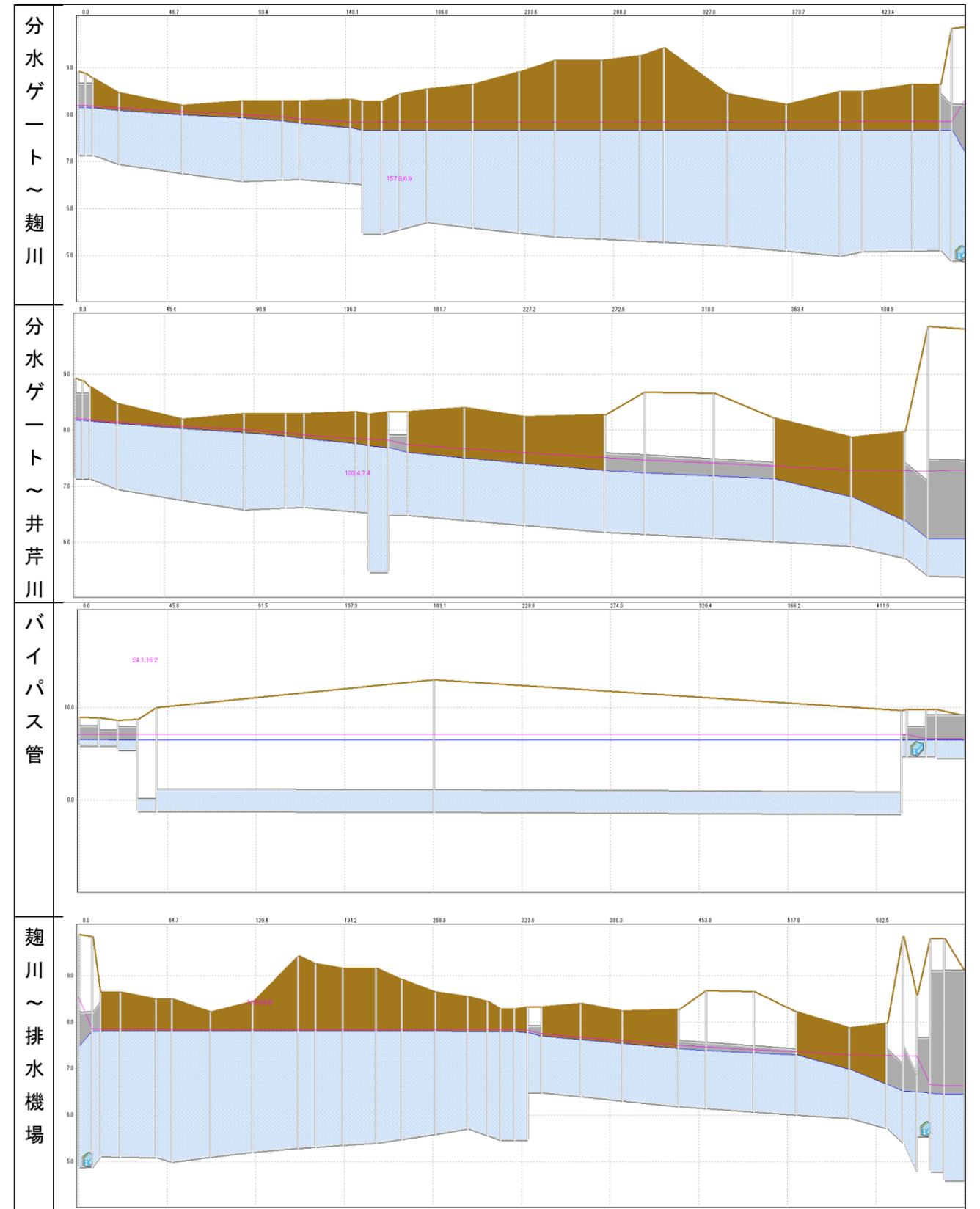


図 6-13 H27.7.1 降雨における対策効果の検証結果※ピーク時

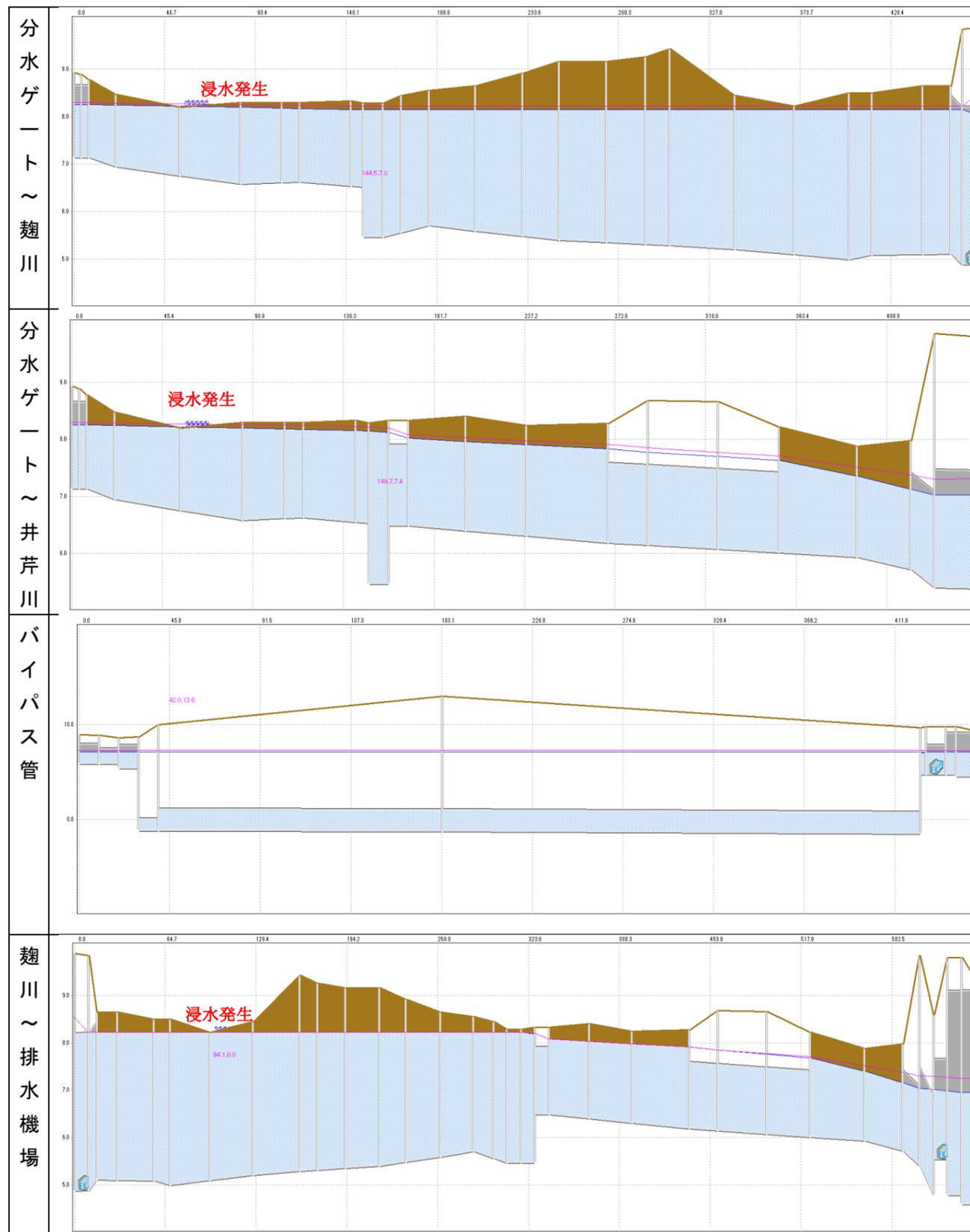


図 6-14 H27. 7. 1 降雨時の現象再現※ピーク時

2) CASE1(計画降雨、麴川・井芹川ゲート閉、バイパス管有り)の検討結果

- ・ 麴川調整ゲートが閉じているため、**麴川バイパスの水位が高い状態で保持されており、浸水が生じている。**
- ・ **ポンプは2台稼働している。**

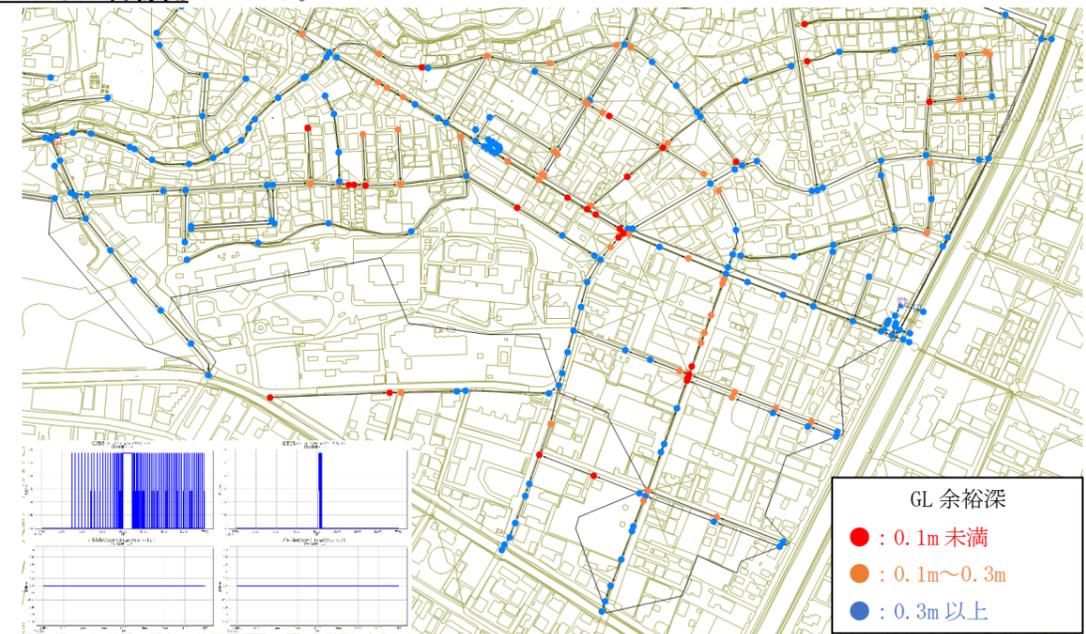


図 6-15 CASE1におけるシミュレーション結果※ピーク時

3) CASE1'(計画降雨、麴川・井芹川ゲート閉、バイパス管無し)の検討結果

- ・ バイパス管が無い場合、分水ゲート～麴川バイパスとの合流点において、地表面との余裕高 10cm 未満の地点が増え、**浸水危険度が増している。**
- ・ **ポンプは1台稼働となる。**

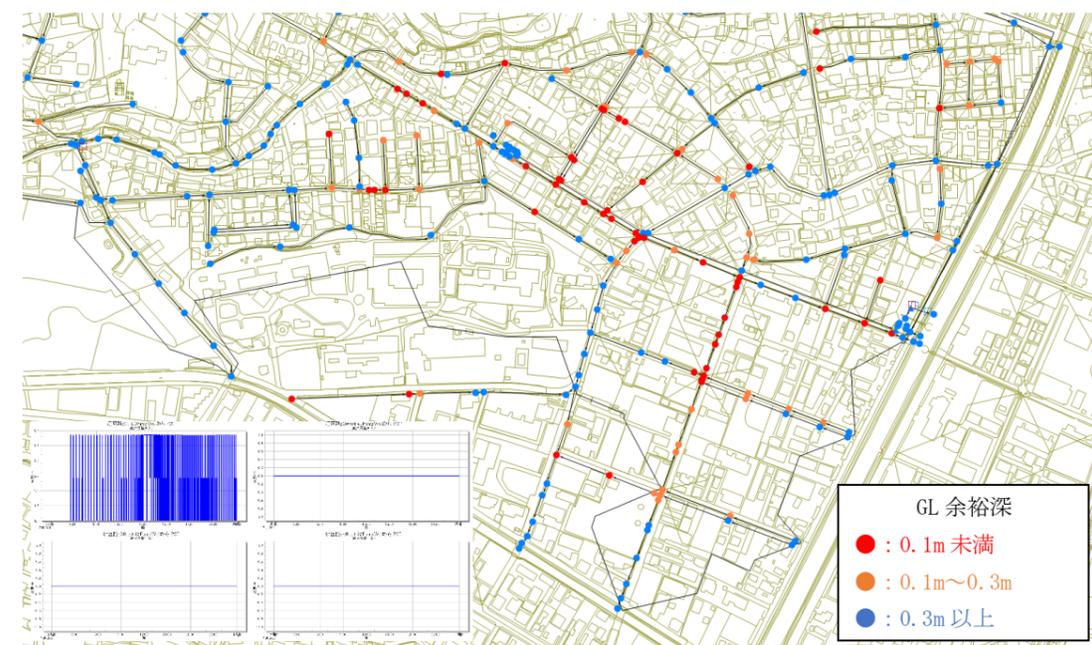


図 6-16 CASE1'におけるシミュレーション結果※ピーク時

4) **CASE2(計画降雨、麴川・井芹川ゲート開、バイパス管有り)の検討結果**

- ・ 麴川調整ゲート、井芹川放流ゲートとも開いているため、**麴川バイパス及び小山田川の水位が低い状態で保持されており、浸水は発生していない。**
- ・ 小山田川沿い、麴川バイパスともに**地表面との余裕高は全路線 30 cm以上**となっている。

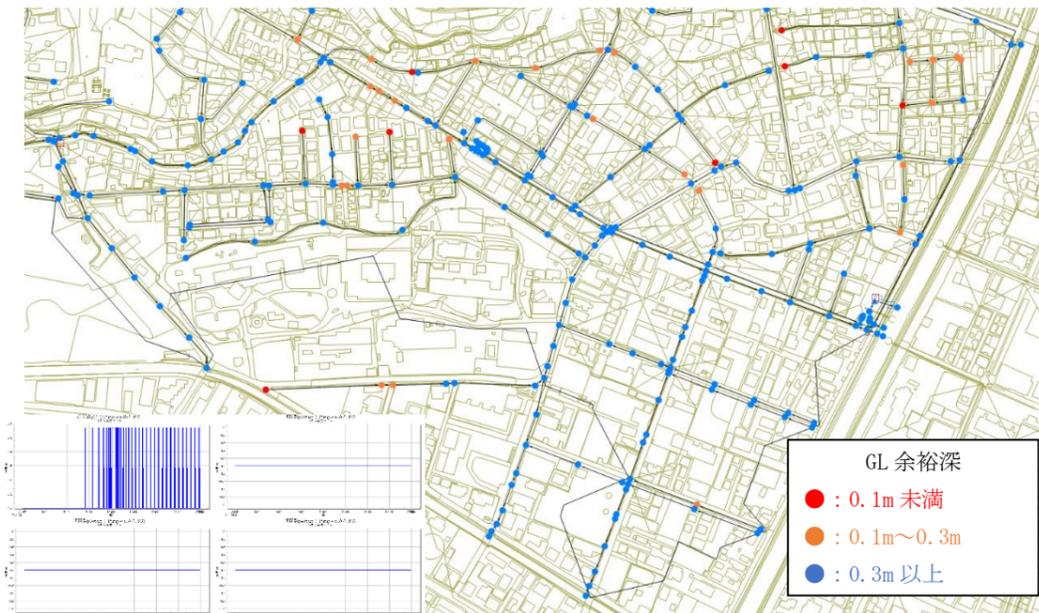


図 6-17 CASE2におけるシミュレーション結果※ピーク時

5) **CASE2'(計画降雨、麴川・井芹川ゲート開、バイパス管無し)の検討結果**

- ・ バイパス管が無い場合、分水ゲート～麴川バイパスとの合流点において、地表面との余裕高 10cm 未満の地点が増え、**浸水危険度が増している。**
- ・ **ポンプは1台稼働**となる。

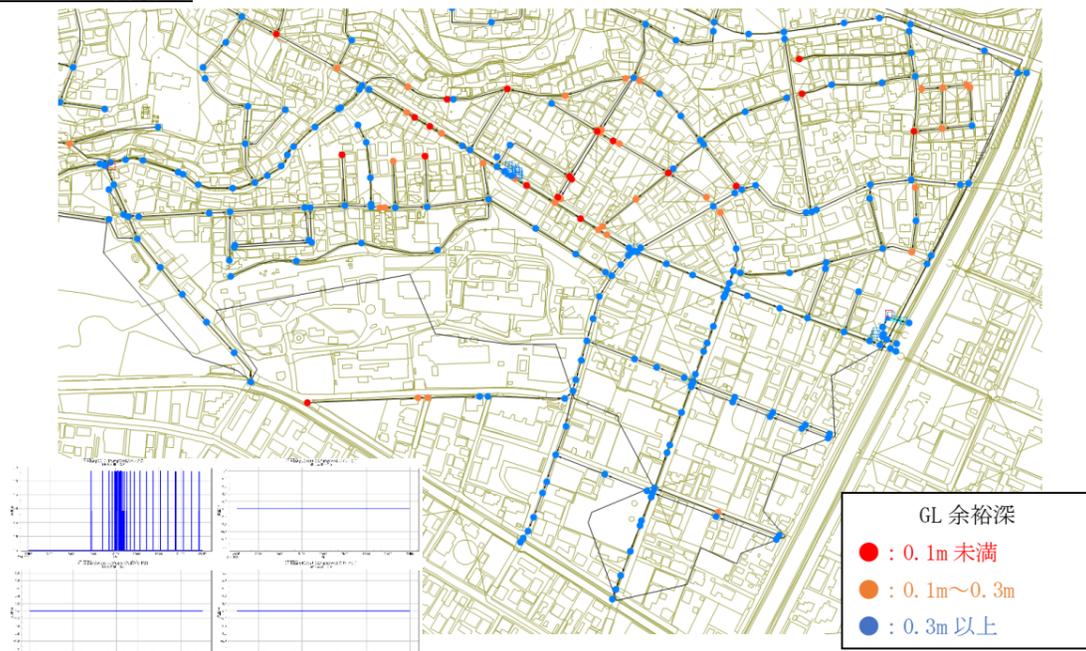


図 6-18 CASE2'におけるシミュレーション結果※ピーク時

(3) **浸水要因の分析**

- ・ H27.7.1 降雨時においては、ポンプ運転水位の変更等で一定の効果が発揮できたものの、**計画降雨規模に対しては、さらなる改善が必要**となる。
- ・ 浸水危険度が高い箇所は、**麴川バイパス及び、麴川バイパスと小山田川の合流点より上流**であり、麴川バイパスと小山田川の合流点から排水機場においては、危険度が低い。
- ・ **合流地点で水位が高くなり、低地部において、浸水が発生**している。
- ・ 以上を踏まえると、浸水要因としては、以下の点が考えられる。

1. 分水ゲートにおける分水率が 100%でないため、**分水しきれなかった雨水が、下流側に負荷**を与えている。
2. 麴川の水位上昇に伴い、**調整ゲートが閉じ、小山田川へ逆流した雨水が麴川バイパスとの合流点に負荷**をかけている。
3. 麴川**合流地点の水路構造による損失**による影響。
4. 麴川合流地点より下流の**小山田川流下能力が、上記 1. 2の影響もあり、能力不足**となっている。

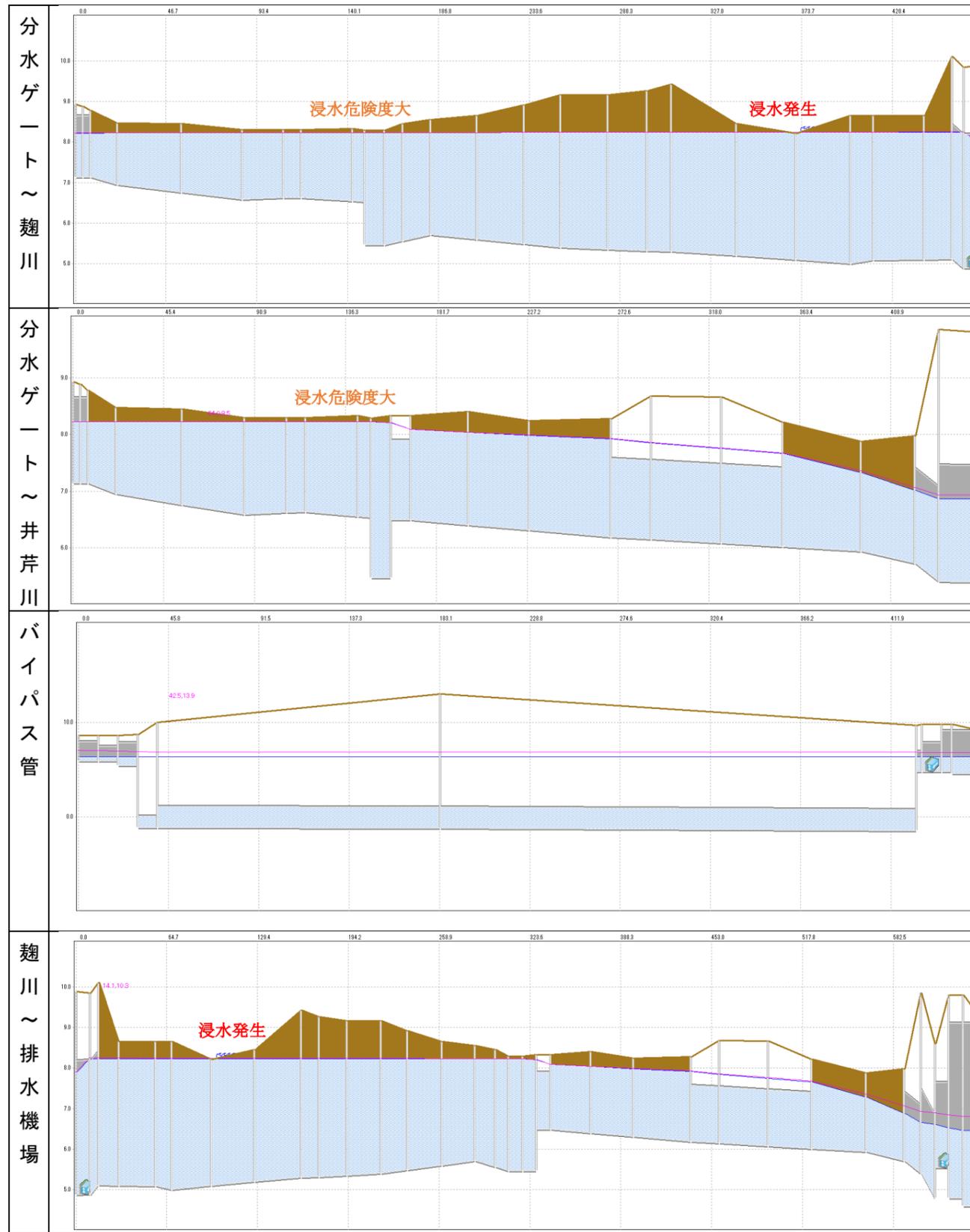


図 6-19 CASE1 (計画降雨、井芹川放流ゲート、麴川ゲート閉、バイパス管有り) における水位縦断面図

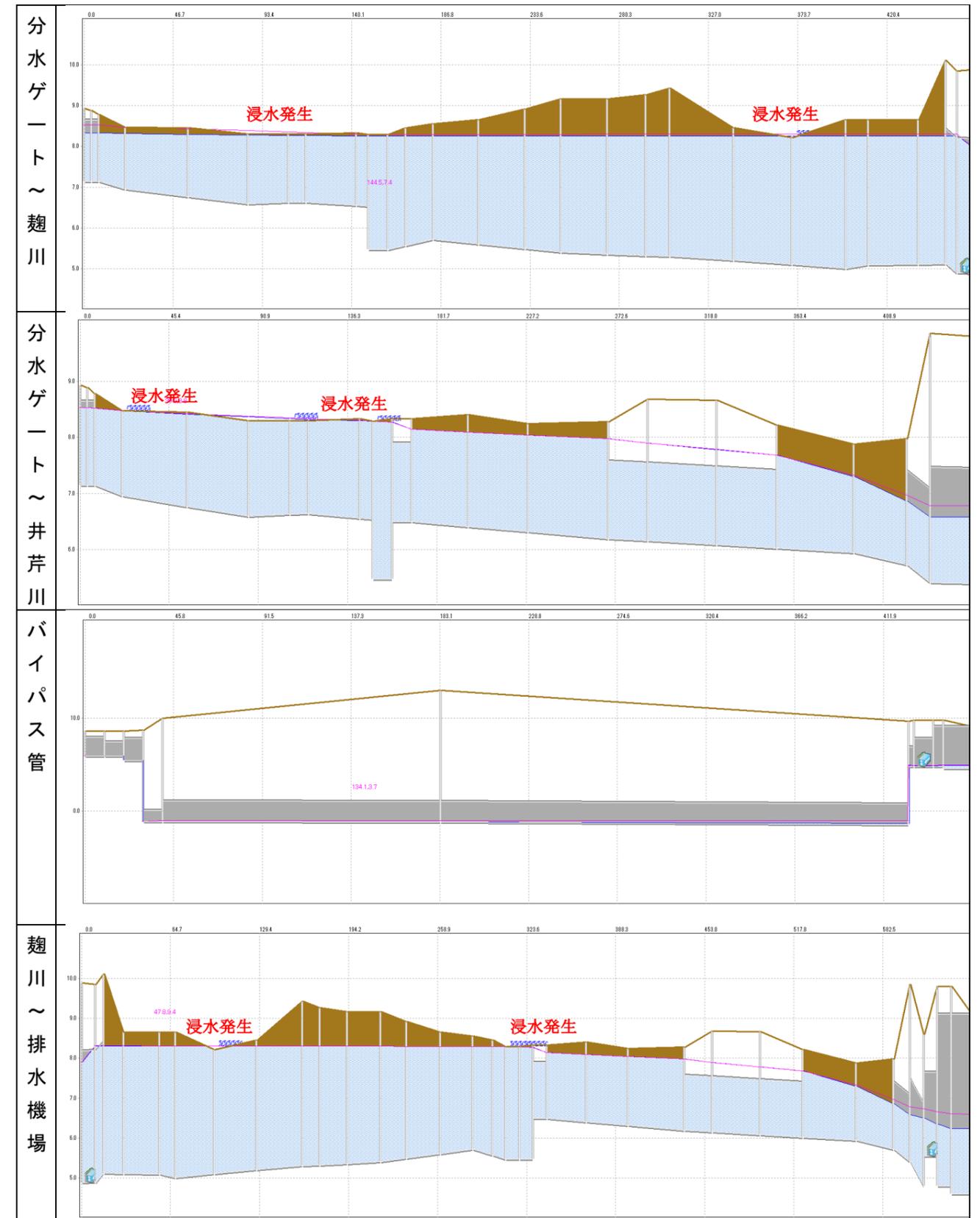


図 6-20 CASE1' (計画降雨、井芹川放流ゲート、麴川ゲート閉、バイパス管無し) における水位縦断面図

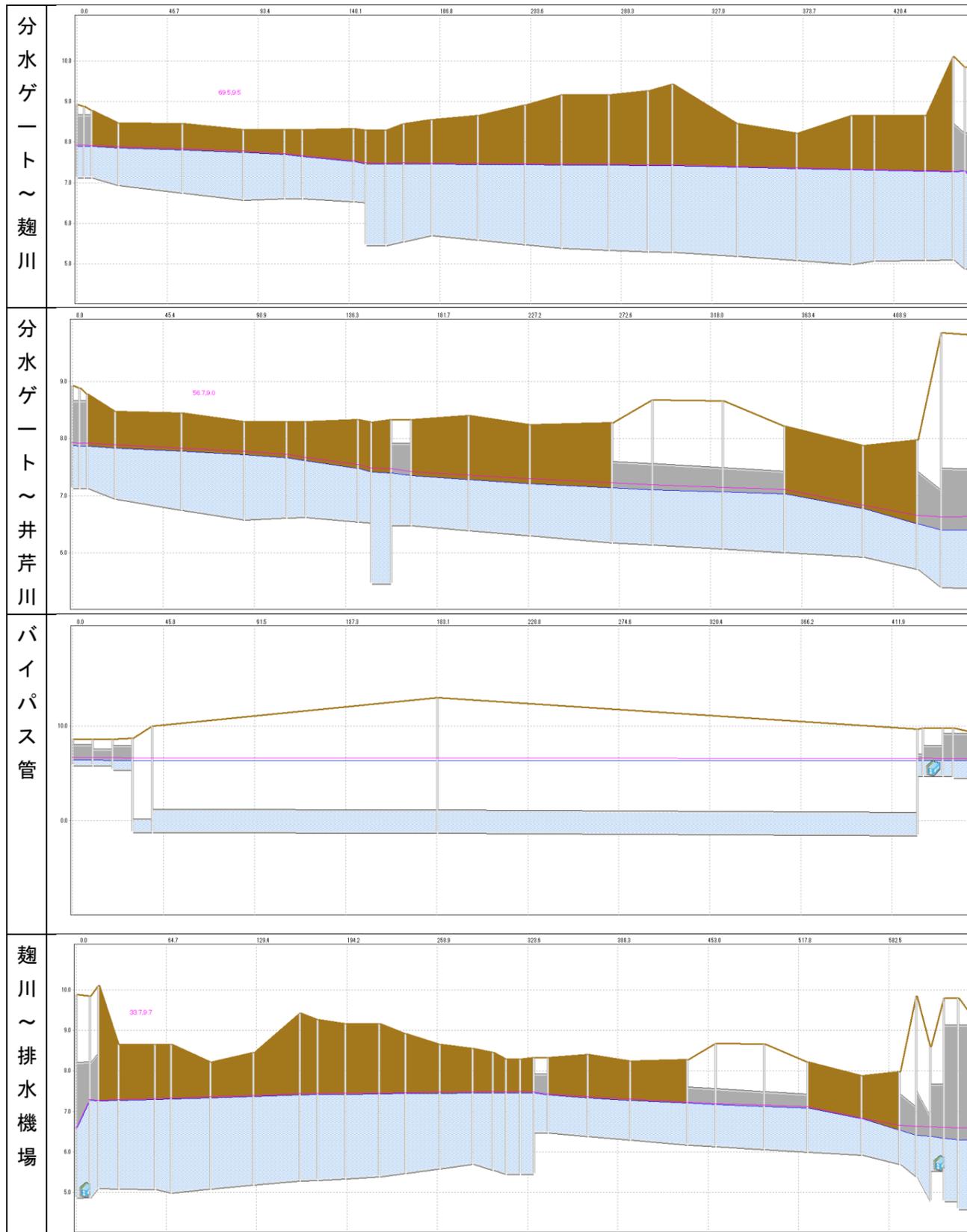


図 6-21 CASE2 (計画降雨、井芹川放流ゲート、麴川ゲート開、バイパス管有り) における水位縦断面図

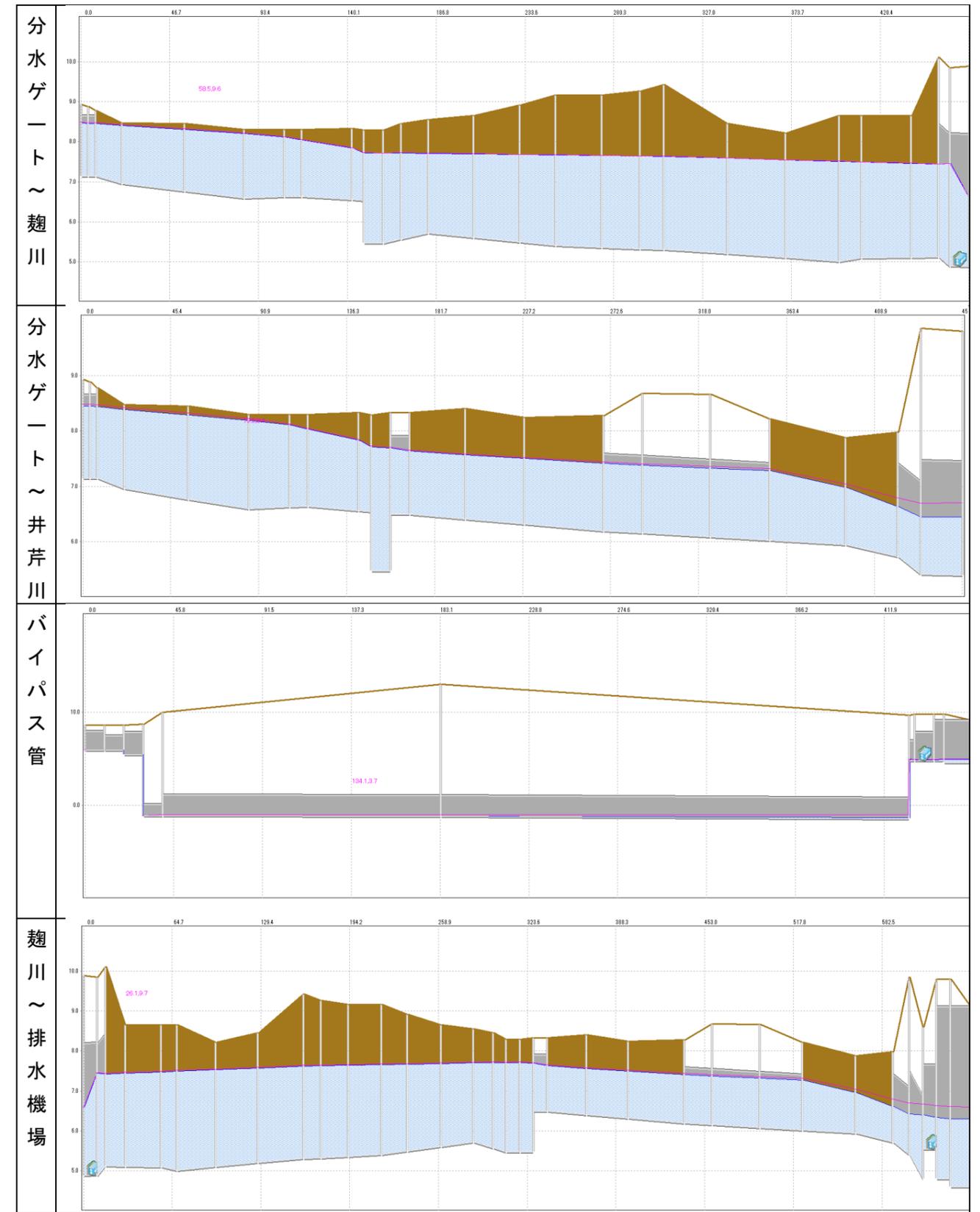


図 6-22 CASE2' (計画降雨、井芹川放流ゲート、麴川ゲート開、バイパス管無し) における水位縦断面図

#### (4) 浸水原因の感度分析

##### 1) 検討ケース

麴川バイパスと小山田川の合流点における水位上昇を引き起こす要因を特定するため、以下のパターンでシミュレーションを実施した。なお、シミュレーションにおける各種条件は、CASE1 と同様としている。

- ・ パターン1 : 分水ゲートにおいて100%分水した場合
- ・ パターン2 : 分水ゲートにおける100%分水に加えて、麴川バイパスからの逆流を0にした場合
- ・ パターン3 : 分水率は現状とし、麴川バイパスからの逆流を0にした場合
- ・ パターン3' : パターン3に対して、バイパス管を無くした場合
- ・ パターン4 : 麴川バイパス合流地点の水路の損失を改善した場合
- ・ パターン5 : 小山田川の水路断面を拡幅した場合

##### 2) 検討結果

###### ① パターン1

- ・ 分水率を100%にしたものの、分水ゲートから麴川バイパスと小山田川の合流点及び麴川バイパスにおける浸水危険度が高い。
- ・ ポンプは、2台稼働する。 CASE1 (分水率現状) と比較して浸水危険度の低減に大きな効果は見られなかった。

###### ② パターン2

- ・ 麴川流域の流入が無い場合、小山田川及び麴川バイパスの浸水危険度は大きく低減する。
- ・ ポンプは、2台稼働する。

###### ③ パターン3

- ・ パターン2と同様、小山田川及び麴川バイパスの浸水危険度は大きく低減する。
- ・ ポンプは、2台稼働する。

###### ④ パターン3'

- ・ バイパス管が無い場合、分水ゲートから麴川バイパスと小山田川の合流点及び麴川バイパスにおける浸水危険度が高くなる。
- ・ ポンプは、1台稼働する。

###### ⑤ パターン4

- ・ 麴川バイパスと小山田川の合流点の水路損失を改良しても、大きな効果は得られなかった。
- ・ ポンプは、2台稼働する。

###### ⑥ パターン5

- ・ 麴川バイパスと小山田川の合流点から排水機場までの水路を拡幅した場合、小山田川の浸水危険度は低減される。
- ・ ポンプは、2台稼働する。

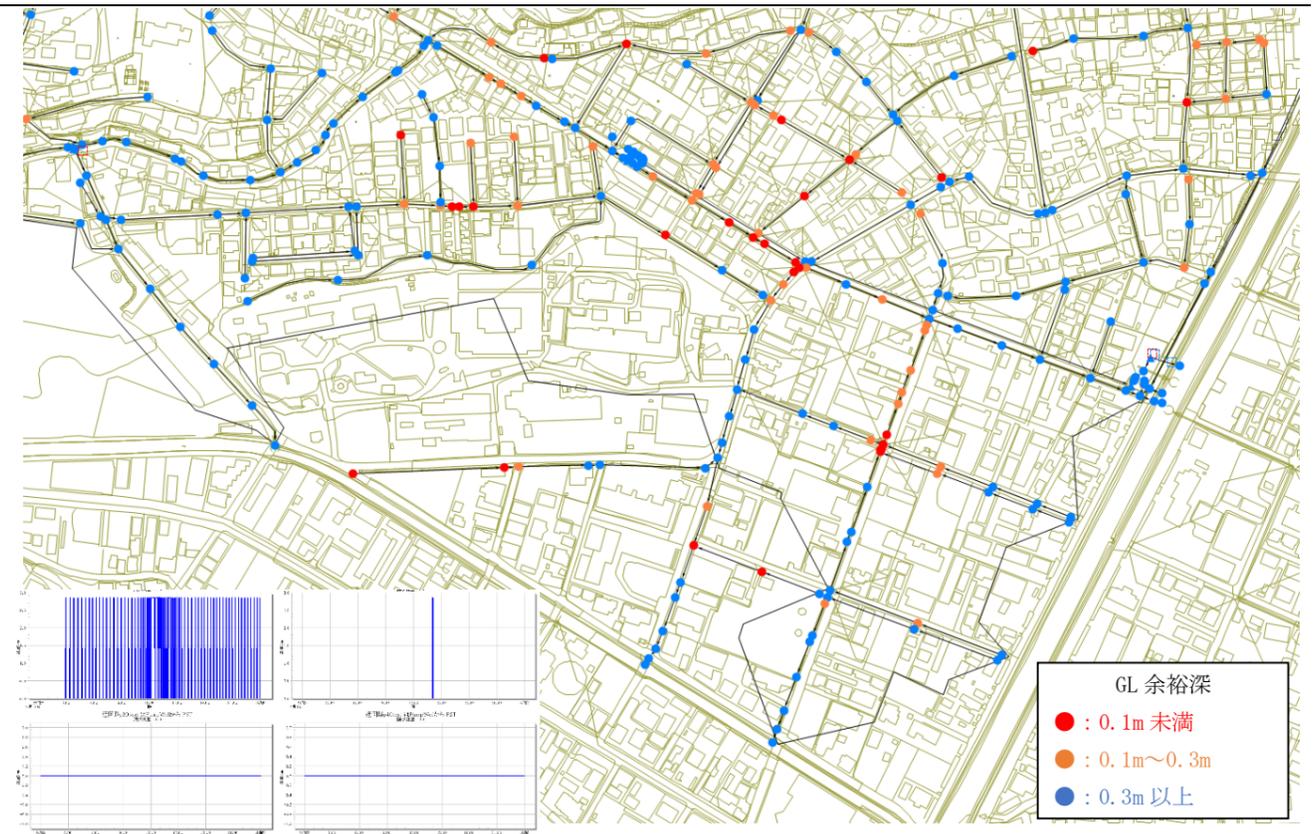


図 6-23 パターン1のシミュレーション結果

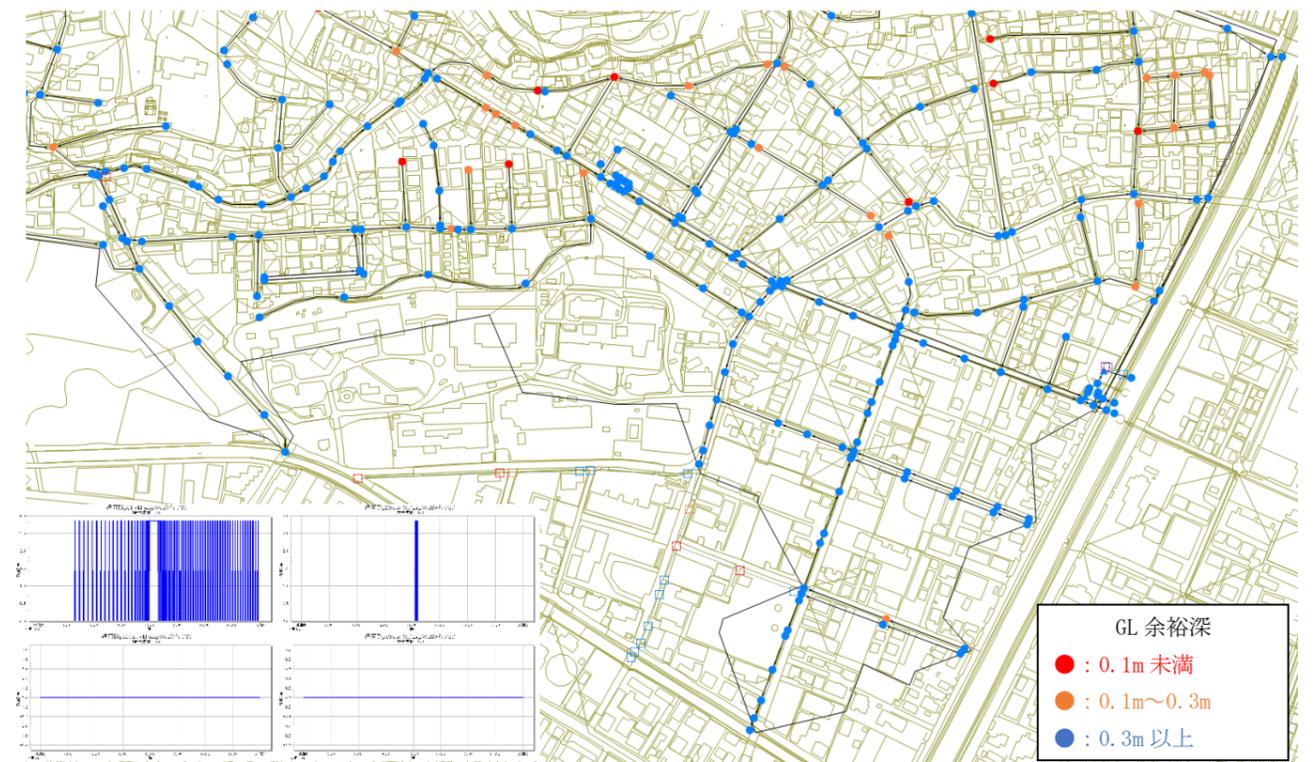


図 6-24 パターン2のシミュレーション結果

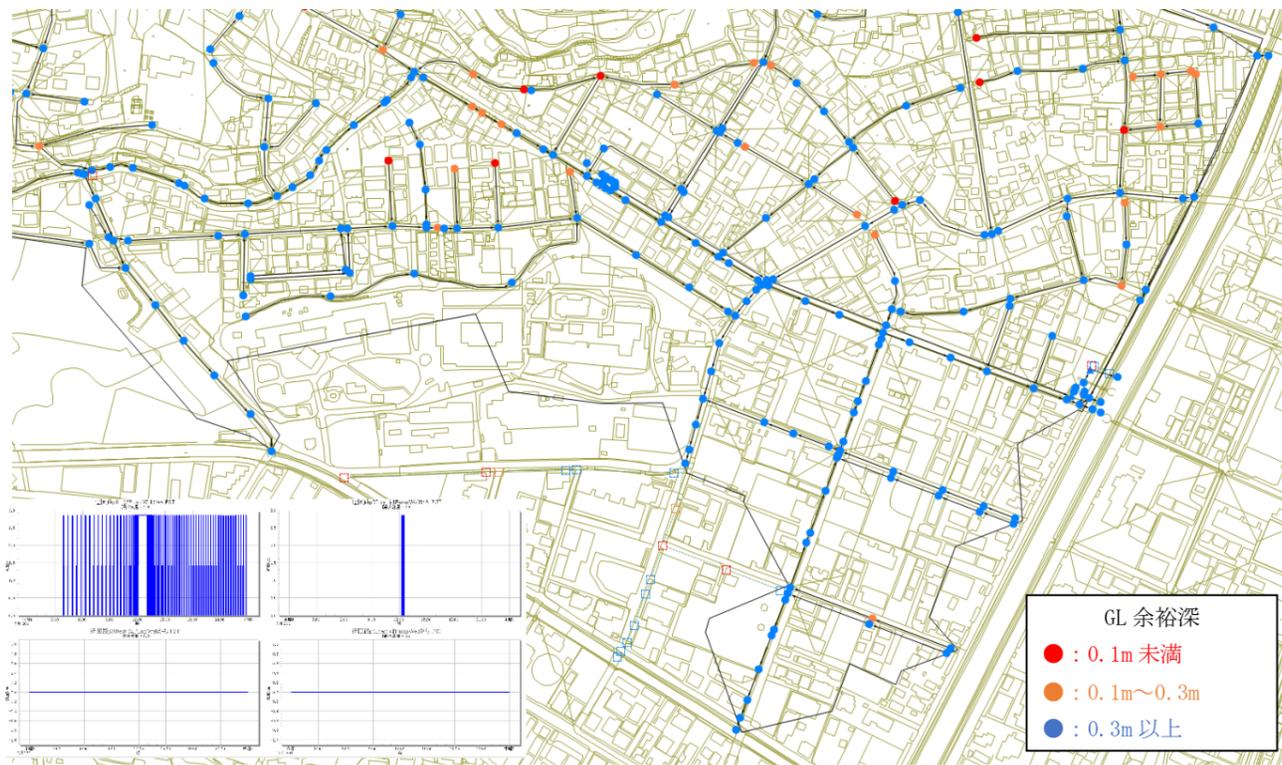


図 6-25 パターン3のシミュレーション結果

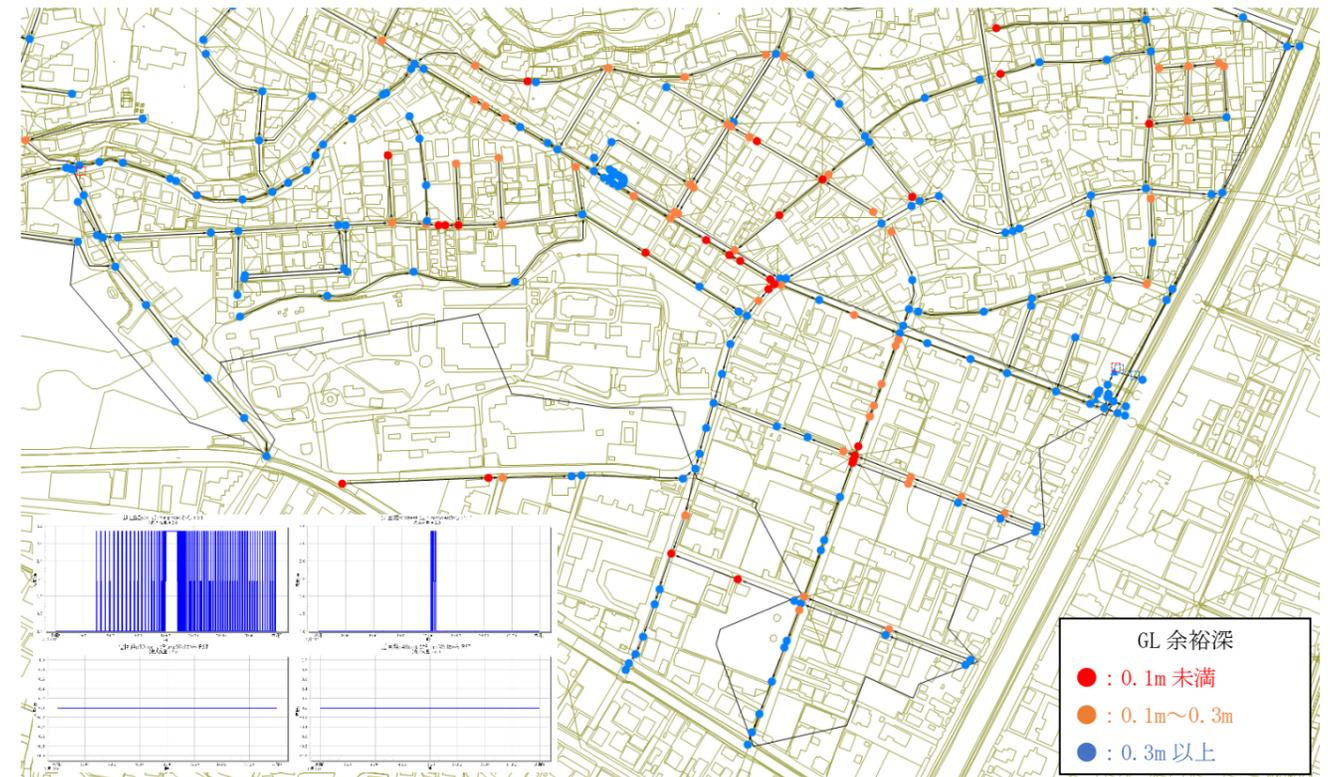


図 6-27 パターン4のシミュレーション結果

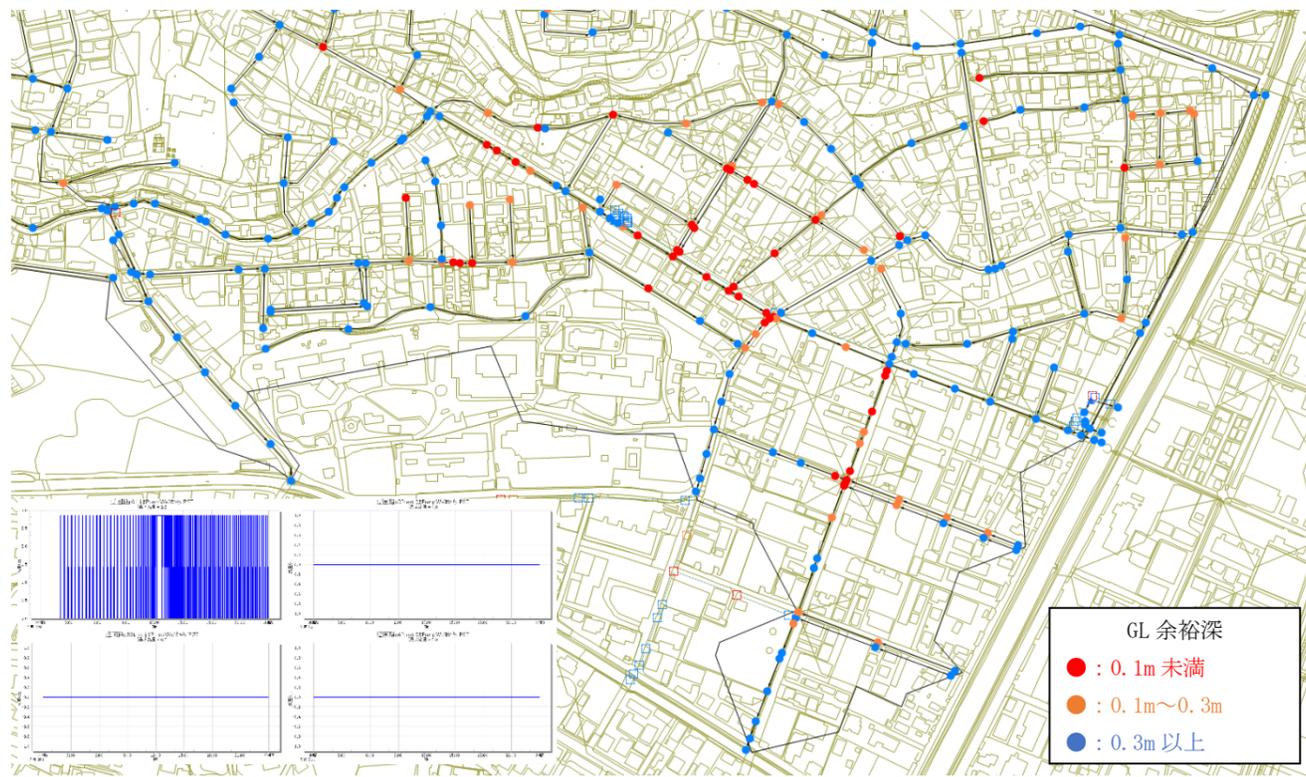


図 6-26 パターン3'のシミュレーション結果

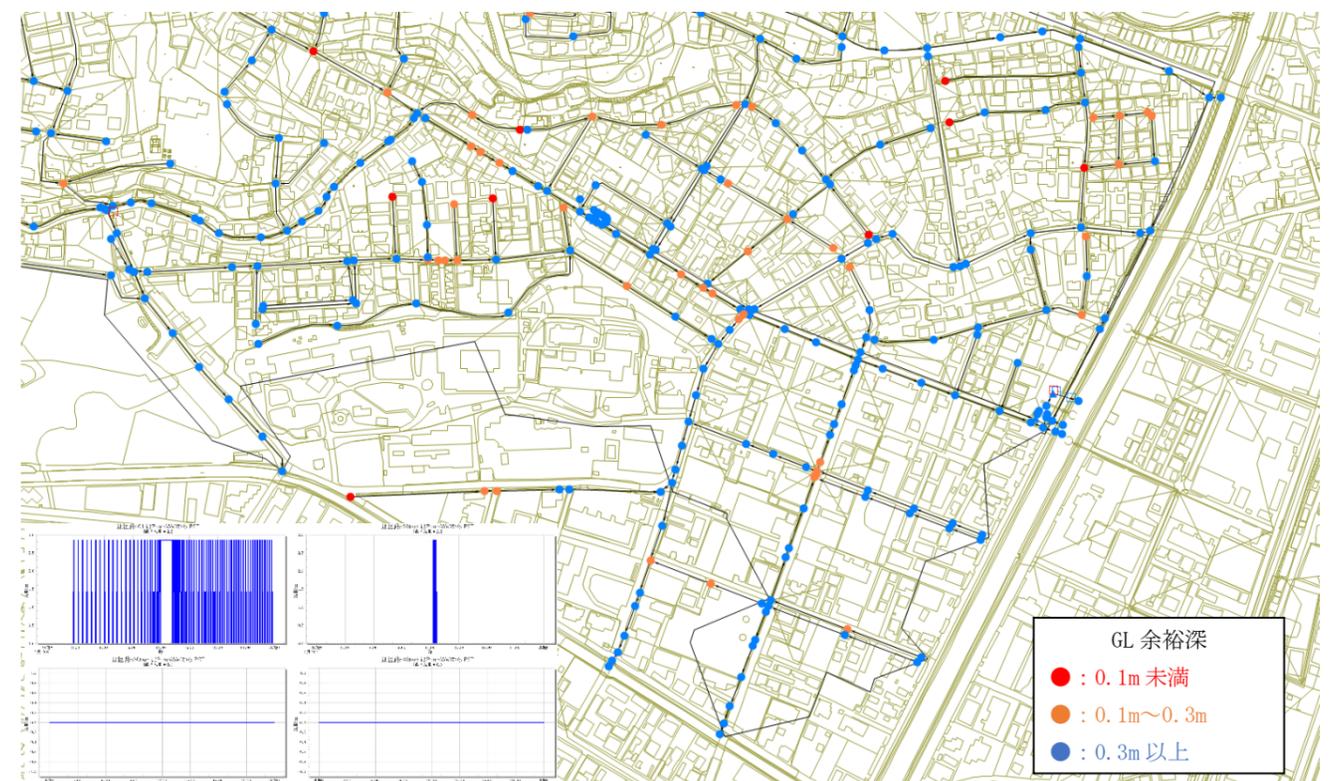


図 6-28 パターン5のシミュレーション結果

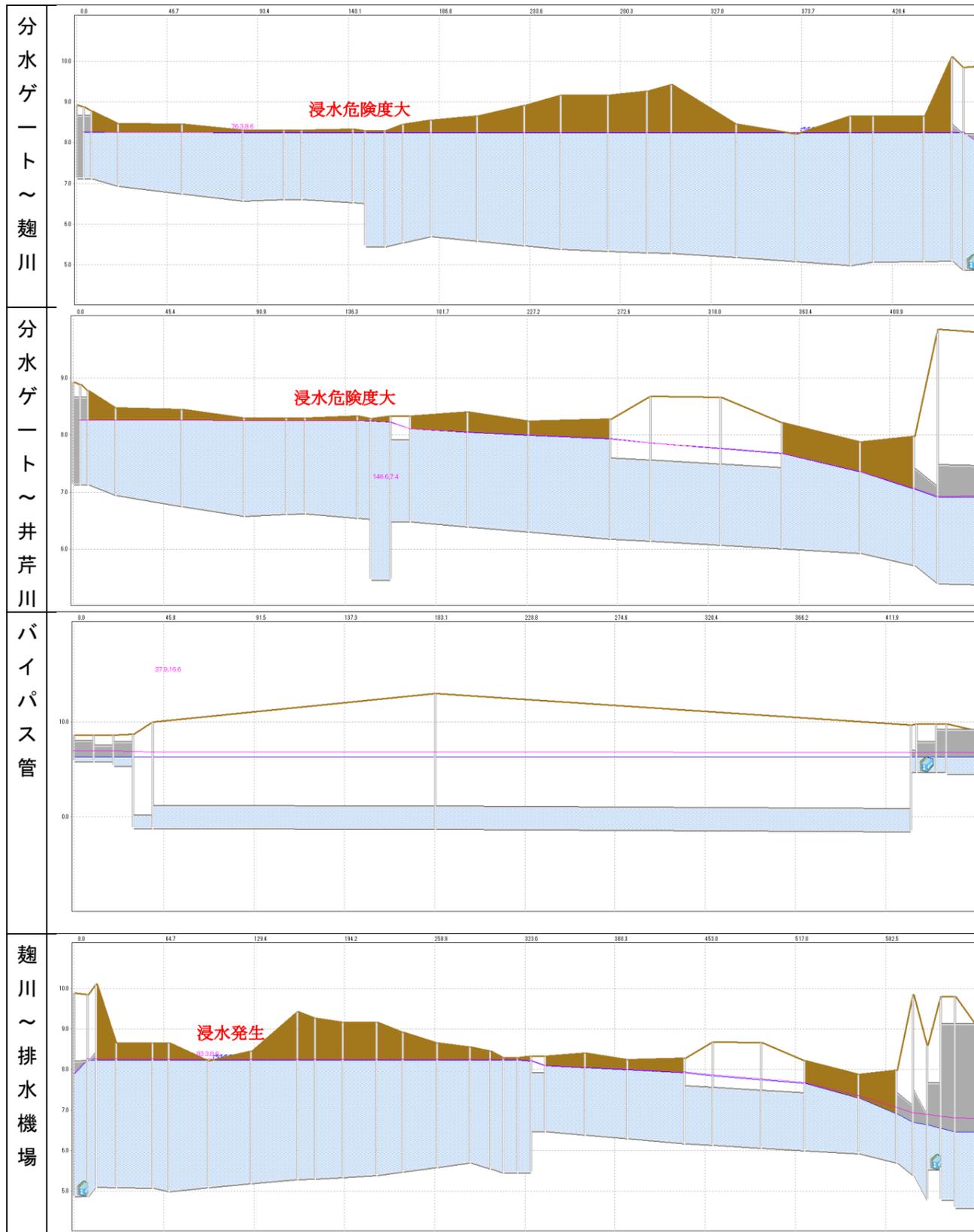


図 6-29 パターン 1 における水位縦断面図

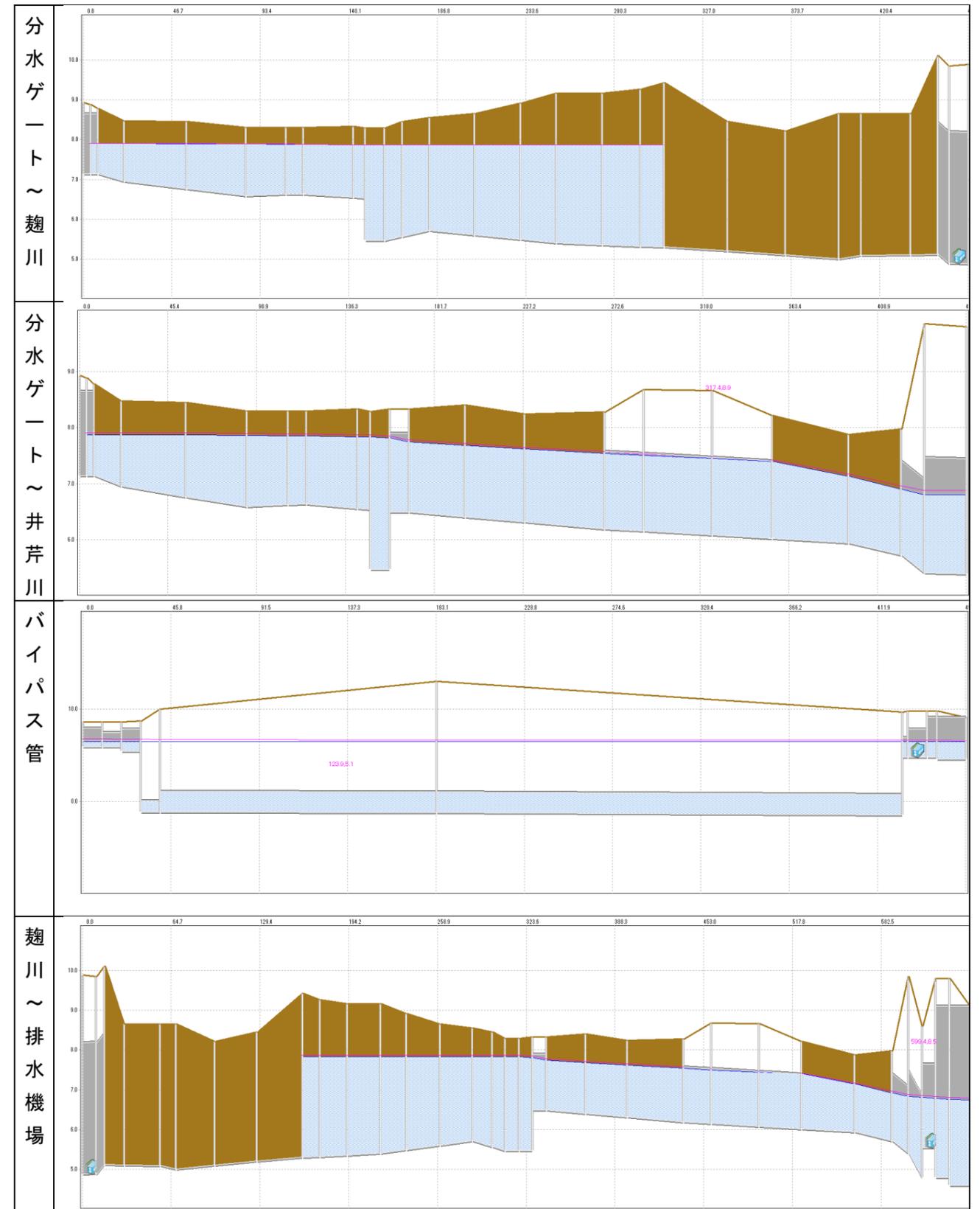


図 6-30 パターン 2 における水位縦断面図

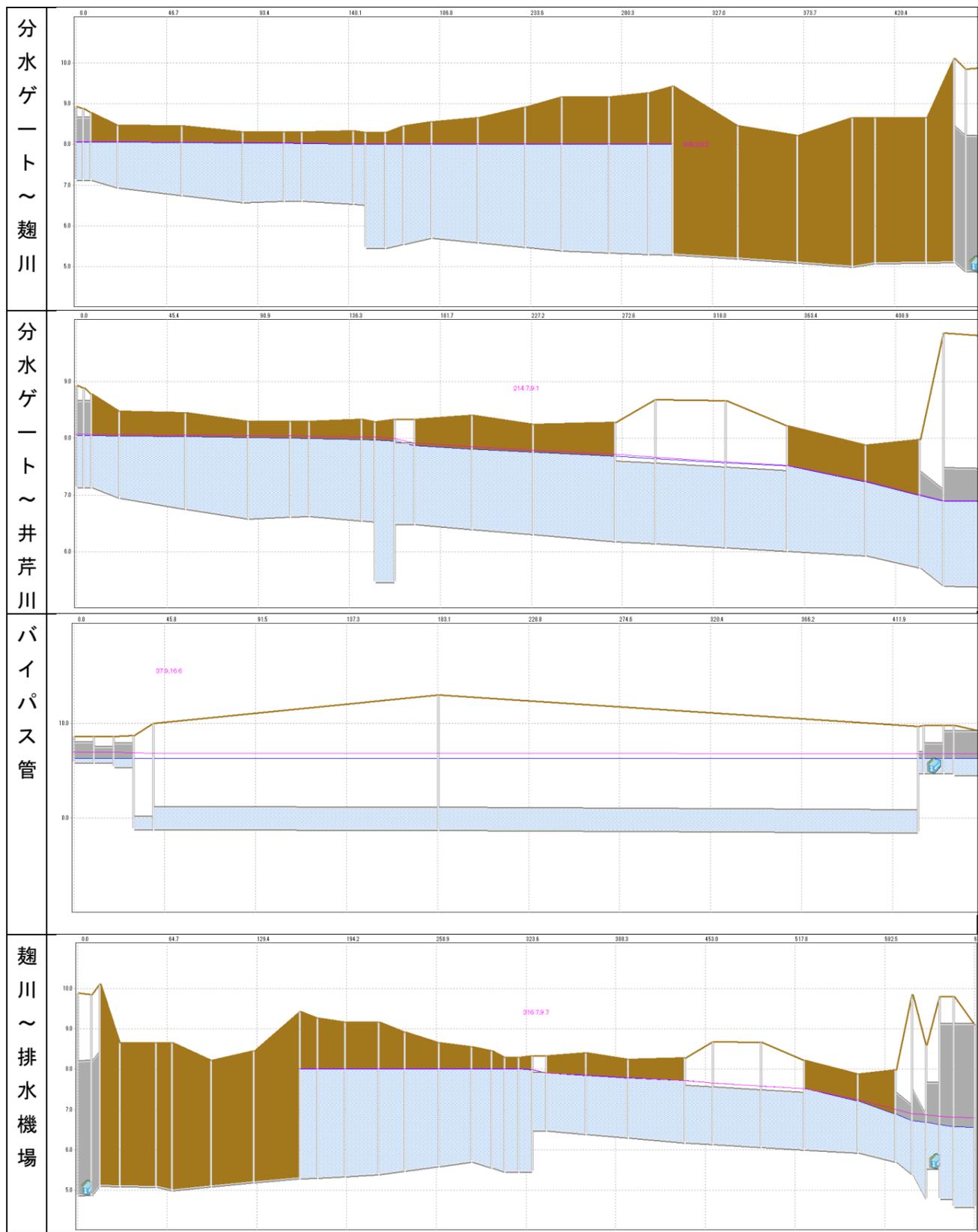


図 6-31 パターン 3 における水位縦断面図

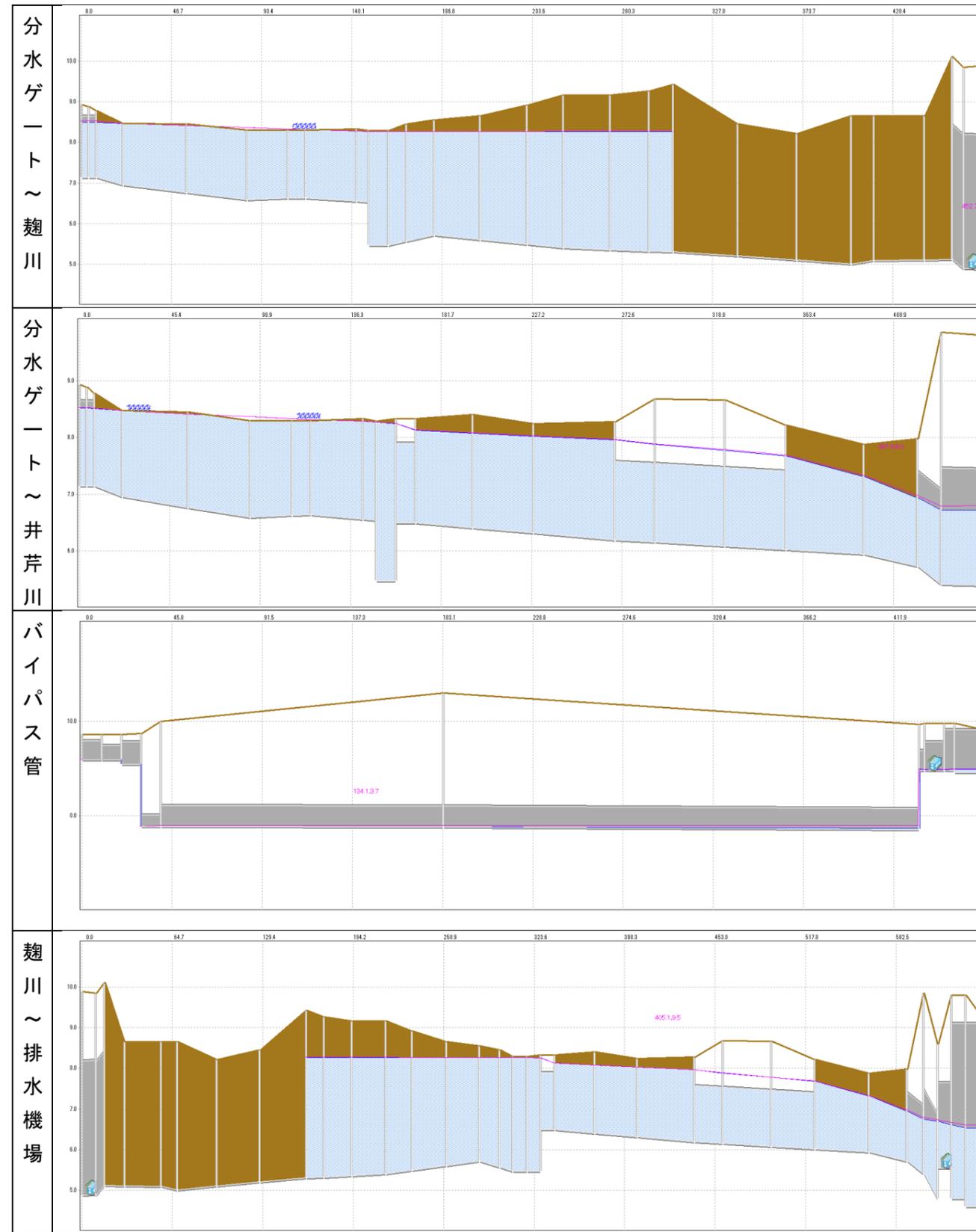


図 6-32 パターン 3' における水位縦断面図

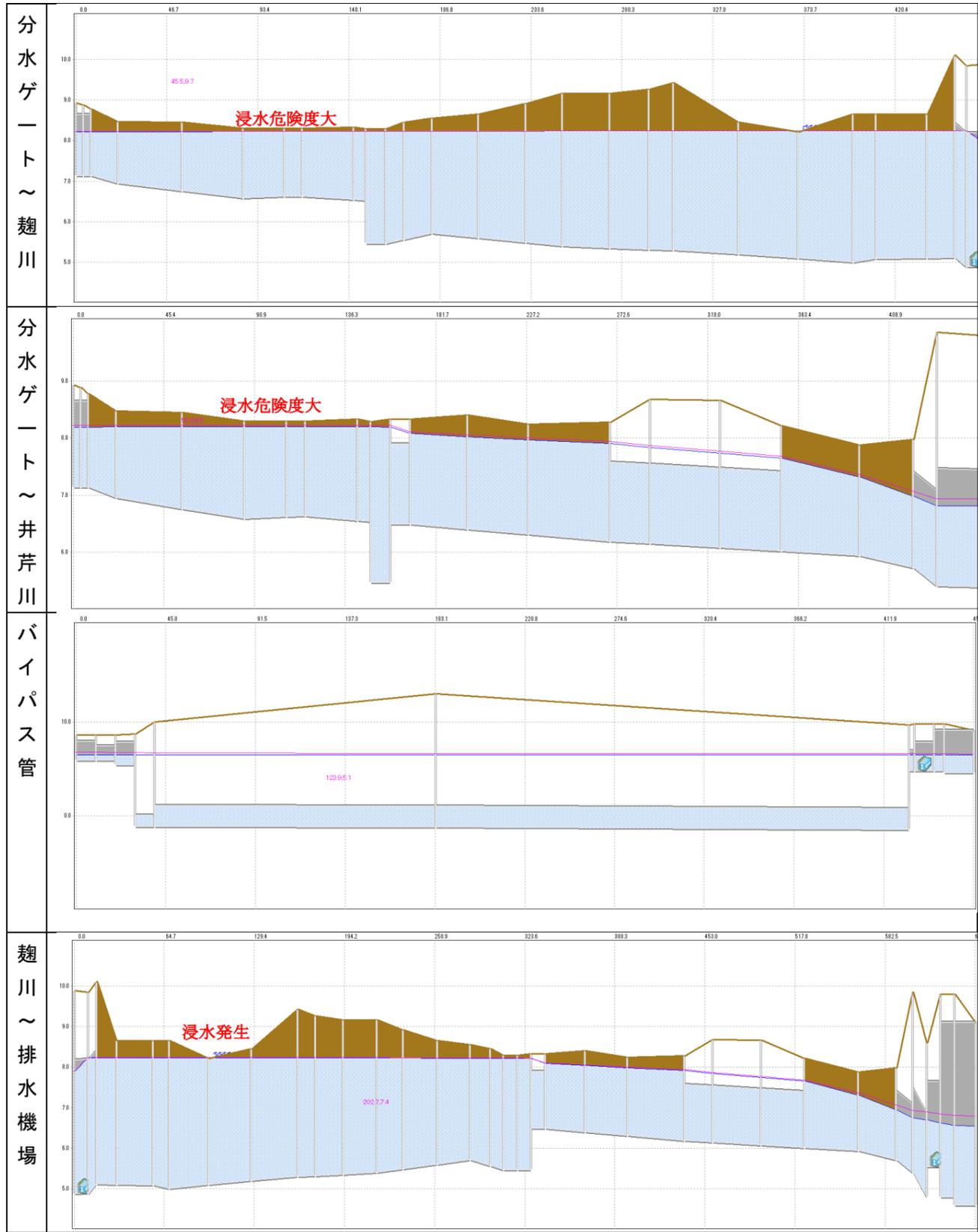


図 6-33 パターン 4 における水位縦断図

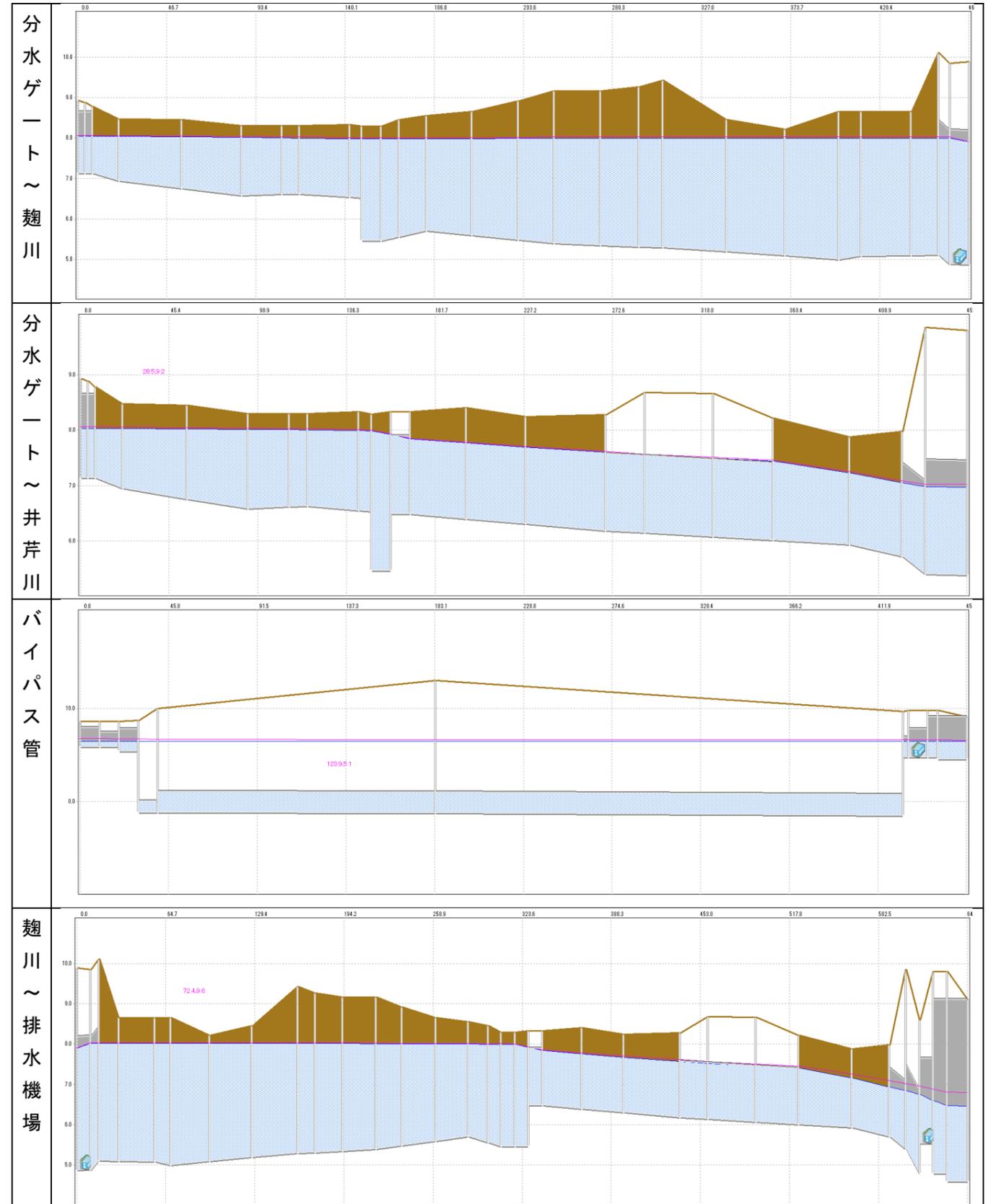


図 6-34 パターン 5 における水位縦断図

## 6.6. 浸水原因の特定

計画降雨によるシミュレーションの結果から、CASE1（麴川調整ゲート、井芹川放流ゲート閉）においては、分水ゲート～麴川バイパス合流点及び麴川バイパスを中心に、浸水が発生し、CASE2（麴川調整ゲート、井芹川放流ゲート開）においては、浸水が発生していないことが判明した。

浸水時における各地点での水位状況を見ると、麴川調整ゲートが閉鎖することで、麴川流入区域（約6.0ha）の雨水が行き場を失い、麴川バイパスの水位が上昇したことに加え、分水率が低いため、分水しきれなかった雨水が小山田川下流に流れ、麴川バイパスとの合流点で水位が上昇し、周辺地区の低地部において浸水が発生している。

以上より、水位上昇を引き起こす要因としては、①分水率が低いことによる小山田川への負荷、②麴川調整ゲートが閉じることによる区域外流入の影響、③麴川合流地点の水路構造による局所損失、④小山田川の流下能力不足（上記①②も含めて）が考えられた。

上記した浸水原因の特定を行うために、シミュレーションによる感度分析の結果、麴川流域の流入が最も影響が大きいことが判明し、分水率100%、麴川流域からの流入をゼロにすることで浸水が解消された。

以上を踏まえて、浸水原因としては、分水機能不足、区域外（麴川流域）からの流入であると特定した。

## 7. まとめ

既往設計内容、現地調査・観測調査結果の結果、分水については、場所の制約や調査降雨時の安全性など総合的な判断から横越流方式を採用し、複数の計算手法から最も安全側となる堰長を採用しているが、観測結果から100%の分水はできていない（6～8割程度）。

損失については、設計指針等に基づき計算を行っており、観測結果も設計の許容範囲であると言える。

麴川流入調整ゲートが閉じた場合、排水先を失った麴川流域の一部が、区域外流入として小山田川流域に流れ込んでいることが判明した。

シミュレーションによる解析結果より、H27.7.1降雨による浸水原因はポンプの運転水位が高かったこと、分水機能が十分でなかったことが挙げられる。

さらに、現地調査及び計画降雨によるシミュレーション結果から、上記2点に加え、麴川流域からの逆流（区域外流入）も浸水を引き起こす原因となっていることが判明した。

対策の方向性については、シミュレーションにより分水ゲートにおける100%分水の実現、ポンプ運転水位の調整及び麴川流域の小山田川への逆流を解消することで、計画降雨規模に対しても浸水が発生しないことが判明した。

よって、今後の対策の方向性として、ポンプ運転水位はこれまで変更によりこれ以上改善の余地が少ないことから、100%分水を実現するための施設の改良及び小山田川への逆流対策の改善を行うことが望ましい。