

中央大学博士論文

複雑な河道システムにおける洪水流・河床変動と  
堤防の破堤確率評価法に関する研究

田端 幸輔

博士（工学）

中央大学大学院  
理工学研究科  
土木工学専攻

平成26年度  
2015年3月



## 目次

第 1 章 序論	1
1.1 研究の背景と目的	1
1.2 本研究の特徴と論文の構成	3
第 2 章 複雑な河道システムを有する低平地河川の洪水流・河床変動解析	8
2.1 概説	8
2.2 複雑な河道システムを有する信濃川下流と平成 23 年 7 月洪水の概要	9
2.3 様々な流れスケールが混在する低平地河川の洪水流・河床変動解析手法	14
2.3.1 既往研究のレビュー	14
2.3.2 解析手法	16
2.4 信濃川下流区間全体の洪水流・河床変動の解析	27
2.4.1 解析条件	27
2.4.2 解析結果	36
2.5 信濃川・五十嵐川合流点の三次元流れと河床変動の解析	41
2.5.1 平成 23 年 7 月洪水における信濃川・五十嵐川合流点の河床変動の実態	41
2.5.2 解析条件	43
2.5.3 解析結果	44
2.6 まとめ	49
第 3 章 信濃川下流部の治水機能評価と今後の治水対策の方向性	53
3.1 概説	53
3.2 内水排水ポンプ規制，無堤部の氾濫及び河道掘削が洪水伝播に及ぼす影響検討	54
3.2.1 検討条件及び検討ケース	54
3.2.2 検討結果	60
3.3 無次元流量，無次元河幅・水深の関係からみた五十嵐川河道断面形の評価	70
3.4 信濃川・五十嵐川合流点の河道線形改修が洪水伝播及び五十嵐川の水位に及ぼす影響検討	73

3.4.1	信濃川・五十嵐川合流点の河道線形の設定	73
3.4.1	信濃川・五十嵐川合流点の河道線形改修が信濃川及び五十嵐川の水位・流量に及ぼす影響	74
3.5	信濃川下流の今後の治水対策の方向性	76
3.5.1	今後の治水対策に向けた留意点	76
3.5.2	今後の効率的な改修の方向性	76
3.6	まとめ	77
<b>第4章 長大な土堤防の浸透・裏法滑りによる破壊危険確率の算定法</b>		<b>79</b>
4.1	概説	79
4.2	堤防の破壊危険性評価法に関するレビュー	80
4.2.1	我が国における破壊危険性評価法	80
4.2.1	信頼性解析を用いた諸外国の破壊危険性評価法	80
4.2.2	国内で行われてきた堤防破壊危険確率に関する研究	84
4.3	本研究で提示する堤防破堤確率算定手法	86
4.3.1	対象とする破壊モード	86
4.3.2	堤防のモデル化	87
4.3.3	破堤確率の計算手順	87
4.3.1	破壊基準の設定	88
4.3.2	破堤確率の算出	91
4.3.3	ボーリング調査データに基づいた土質定数の設定	92
4.4	まとめ	97
<b>第5章 大規模洪水時における実堤防の浸透・裏法滑りによる破壊危険確率の推算と水害リスクの検討</b>		<b>100</b>
5.1	概説	100
5.2	信濃川下流平成23年7月洪水における破堤確率の推算	101
5.2.1	信濃川下流の築堤履歴	101
5.2.2	信濃川下流の堤防ボーリング調査結果に基づいた堤体内土質定数の設定	103
5.2.3	平成23年7月洪水における破堤確率の算定結果と考察	108
5.2.4	流量規模が増大した場合における破堤確率の算定	111
5.2.1	土質パラメータ間の相関について	116

5.2.1 本研究で提示する手法と諸外国の手法による堤防の破壊危険確率の算出結果の比較検討	119
<b>5.3 梯川平成 25 年 7 月洪水における破堤確率の推算</b>	<b>122</b>
5.3.1 梯川及び平成 25 年 7 月洪水の概要	122
5.3.2 梯川の築堤履歴	123
5.3.1 梯川平成 25 年 7 月洪水の再現計算	125
5.3.2 梯川の堤防ボーリング調査結果に基づいた堤体内土質定数の設定	128
5.3.3 梯川における堤防破堤確率の算定	130
<b>5.4 堤防断面内における浸出点の出現頻度と浸透破堤確率の鉛直分布</b>	<b>132</b>
<b>5.5 水深及び洪水継続時間と破堤確率の関係</b>	<b>134</b>
5.5.1 検討方法	134
5.5.1 信濃川下流における破堤確率特性	135
5.5.2 梯川における破堤確率特性	138
<b>5.6 堤防破堤確率の評価精度向上のための技術課題</b>	<b>141</b>
<b>5.7 破堤確率結果を用いた流域水害リスクの検討</b>	<b>142</b>
5.7.1 自然災害に対するリスクマネジメントの概念	142
5.7.2 水害リスク評価の現状	142
5.7.3 信濃川下流域における水害リスクの試算	144
5.8 まとめ	149
<b>第 6 章 結論</b>	<b>152</b>
<b>謝辞</b>	<b>154</b>

# 第1章 序論

## 1.1 研究の背景と目的

近年、洪水外力の増大による甚大な水災害が毎年のように発生している状況にあり、流域が抱えるリスクを踏まえた有効な減災適応策が強く求められている<sup>1)</sup>。このためには、第一に、大規模洪水時の洪水流下・河床変動特性を説明できる水理解析モデル、第二に、破堤個所の推定技術の構築という2つの課題解決が求められている。

平成23年7月に計画規模に相当する大規模洪水が発生し、様々な治水上の問題が顕在化した信濃川下流は、これら一連の検討を行うための我が国のモデル流域として位置付けられている<sup>2)</sup>。低平地を流れる信濃川下流は、洪水時に上流端の洗堰が全閉され、信濃川上流域からの流入流量はゼロとなり、主要支川である五十嵐川、刈谷田川が実質本川となる。また、中ノロ川の信濃川からの分派や合流、多地点からのポンプ排水、無堤部の存在等、他の河川には見られない複雑な河道システムを有している。

このため、第一の課題については、洪水外力に対する河道システム全体の様々な応答と相互作用を表現可能な洪水流・河床変動解析手法の構築が必要となる。これまで福岡は、平面形や横断形、河床変動や河川構造物等の影響は洪水時の水面形に現れると考え、観測水面形の時間変化を解として非定常洪水流解析と河床変動の一体解析を行うことにより、洪水流と河床変動を説明できる実用的な方法を提案している<sup>3),4),5)</sup>。また、内田・福岡は、浅水流方程式に、水深平均渦度方程式、水表面の運動方程式、二重水深積分した連続式、水深積分した鉛直方向運動方程式を導入することで、水平方向流速の鉛直分布や底面圧力、底面流速場を適切に評価することが可能な底面流速解析法を開発している<sup>6),7),8),9)</sup>。これまで、福岡らは、実河川の洪水流を対象に、底面流速解析法を適用し、観測水面形の時間変化に基づいた洪水流と河床変動の一体解析を行っており、潮位の影響を強く受ける河口部や、河川分派点周辺部等の洪水流伝播と河床変動特性を精度良く説明できることを示している<sup>10),11),12),13)</sup>。しかし、対象範囲は短い区間に限定されており、信濃川下流のように、低平地で分合流点や溢水氾濫箇所、湾曲部等の特徴的な区間で生じる流れが、河道システム全体の洪水流下や河床変動に影響を及ぼすような河道を対象とした検討はなされていない。また、これまででは河道線形の蛇行に伴う遠心力二次流による河床洗掘の再現が重要であったことから、静水圧の仮定により鉛直方向流速と底面圧力を無視した検討が多く見られるが<sup>10),11)</sup>、計画規模に相当する大流量が信濃川に直角合流した五十嵐川合流点では、激しい水衝部、河岸侵食を生じさせるほど強い三次元流れを説明する鉛直方向流速と底面圧力を考慮した解析法が必要であり、また実績洪水の再現計算が主体であったこれまでの解析法を、治水対策の実施が河道全体の洪水伝播に及ぼす影響評価にまで拡張することが必要とされている。

第二の課題について、これまで我が国では、洪水時の河道水位が H.W.L.を超えると破堤するものとして、堤防の治水機能が実務上評価されてきた<sup>14)</sup>。しかし、整備途上にある河川では、大洪水時に、堤防天端と H.W.L.の間の堤防余裕高部分を流れることを数多く経験しており、H.W.L.を超える水位に対し、堤防の破壊危険性を評価することは重要となっている。一般に、堤体内の土質構成は不明であるため、堤体浸透及び裏法滑りによる破壊の予測は困難であり、破堤危険箇所の推定技術を確立すること大きな意味を持つ。オランダ、イギリス、アメリカ等では、洪水時の破堤現象を確率的に捉えた信頼性解析<sup>15)</sup>を用いることで、破堤リスクを評価する手法が採用されているが<sup>16),17)</sup>、想定する洪水継続時間が日本とは大きく異なることから、我が国の河川に諸外国の評価手法を用いるのは適切でない。一方、国内においても、信頼性解析により堤防破壊確率を検討した研究が行われているが<sup>18),19),20)</sup>、得られた土質データ数に限りがあったことから、堤防の破壊危険箇所を縦断的に捉えた検討がなされてこなかった。また、信頼性解析で用いる土質定数や設計法、得られる結果の解釈について、更なる検討が必要であることが指摘されている。このように、堤防の破壊確率を精度良く推定するには、多くの課題があるが、筆者は、堤防の土質について現在入手できる測定データを十分活用し、余裕高部分を流れる超過洪水時における長大堤防の浸透・裏法滑りによる破壊確率を堤防毎に縦断的に見ていくことが、超過洪水に伴う水害の危機管理対策を講じていく上で極めて重要であると考え。

以上の2つの課題を踏まえ、本研究では、複雑な河道システムの洪水流・河床変動を説明できる数値解析モデルの構築と、大規模洪水時における堤防破堤確率を評価する手法を確立することを目的とする。

はじめに、信濃川下流の平成23年7月洪水を対象とし、観測水面形の時間変化を用いた洪水流・河床変動解析手法により、複雑な河道システムを有する信濃川下流全体の洪水流及び河床変動を説明する。そして、構築したモデルを用いて、ポンプ排水規制や無堤部の築堤等の治水対策が、信濃川下流域全体の洪水流伝播に及ぼす影響を評価し、今後の治水対策に向けた留意点、課題を明らかにする。

次に、洪水流・河床変動解析で得られる堤防前面の水位ハイドログラフと、堤体ボーリング調査結果に基づいて設定した土質定数を用いた信頼性解析により、土堤防の破壊確率縦断分布の算出方法を提示する。これを、信濃川下流平成23年7月洪水と、H.W.L.を超過する規模となった梯川平成25年7月洪水に適用し、大規模洪水時における長大堤防の破堤危険確率の推算を行い、堤体材料や堤体形状が異なる個所での破堤確率特性を検討する。そして、信濃川下流域を例とし、推算した破堤確率に基づいた水害リスク分布を検討するとともに、破堤確率を用いた水害リスク評価における今後の課題を示す。

## 1.2 本研究の特徴と論文の構成

本研究では、複雑な河道システムの洪水流・河床変動を説明できる数値解析モデルの構築と、大規模洪水時における堤防破堤確率を評価する手法を確立することを目的とする。本論文は6章で構成される。各章の概要を以下に示す。

第1章では、研究の目的及び本研究の特徴を示す。

第2章では、信濃川下流における平成23年7月洪水を対象に、河道システムが相互に作用する影響と、それを表現するために必要な流れスケールに着目した水理解析手法を用いて、観測水面形の時間変化に基づいた洪水流と河床変動の一体解析を行うことにより、複雑な河道システムにおける洪水流伝播と河床変動を説明できることを示す。

複雑な河道システムを有する信濃川下流では、縦断水面形や洪水流伝播を決定付ける主流方向流速等の大規模な流れから、横断流速分布、湾曲部の二次流等の中規模の流れ、圧力鉛直分布に伴う小規模の水理現象が混在し、相互に影響を及ぼし合っている。このため、河口から上流端の洗堰までの長い区間で生じるさまざまなスケールの水理現象を説明できる数値解析モデルが必要となる。よって本研究では、水平方向流速の鉛直分布や底面流速場を評価できる、内田・福岡の底面流速解析法を用いる。また、信濃川下流では、水位が密に観測されているため、観測水面形の時間変化を詳細に把握可能であり、洪水流下特性を検討する上で有益な情報が得られていることから、河口から上流端の洗堰までの信濃川下流全体を対象とし、観測水面形に基づいた洪水流・河床変動の一体解析を行う。これにより、信濃川平成23年7月洪水における観測流量ハイドログラフと、洪水後に観測された平均河床高縦断分布を、工学的に十分な精度で説明できることを示す。

また、平成23年7月洪水時に計画規模を超える二山波形の洪水が発生し、信濃川の左岸河岸水衝部において、河岸浸食を伴う局所洗掘が生じた信濃川・五十嵐川合流点において、静水圧の仮定を用いない底面流速解析法を適用し、鉛直流速と底面圧力を考慮することで、河川合流部で発達する三次元流れと河床変動の解析を行う。信濃川・五十嵐川合流部周辺では、刈谷田川合流点や、中ノ口川の分派点、溢水氾濫が生じる無堤部が近接し、相互の流れ場に影響を及ぼし合うことから、これらの影響を境界条件に考慮して解析を行うことで、大規模流量を伴う支川が、本川にほぼ直角に合流する箇所が生じる三次元流れと、これに起因する局所洗掘の発生機構をかなりの程度説明できることを示す。

第3章では、超過洪水時におけるポンプ排水機場からの内水排水量の規制や、無堤区間における大規模な溢水氾濫が、信濃川下流全体の洪水伝播に及ぼす影響について分析し、信濃川下流の今後の治水対策に向けた留意点、課題を示す。



信濃川下流域の治水安全度を向上させるための合理的な河川整備の方向性を示していくためには、ポンプ場からの内水排水や無堤区間の溢水氾濫が、洪水流下に及ぼす影響を分析し、信濃川下流域の有する治水のポテンシャルを評価していく必要がある。本章では、信濃川下流区間全体を対象に構築した洪水流・河床変動解析モデルを用い、ポンプ排水規制、無堤部の堤防建設、河道掘削、信濃川・五十嵐川合流点の河道線形改修の治水対策が、信濃川下流全体の洪水伝播に及ぼす影響について詳細に解析する。これにより、中ノロ川の水位は、多地点からのポンプ排水による影響を強く受けており、緊急時のポンプ運転調整は、河道水位を低下させることに有効であることを示す。また、今後、ネック部の流下能力を確保していくためには、河道掘削に加えて、無堤区間の溢水氾濫による大規模な貯留機能の有効活用策を検討していくことが重要であることを明らかにし、今後の効率的な改修のための方向性を考察、提示する。

第4章では、洪水流・河床変動解析で得られる土堤防前面の水位ハイドログラフと、堤体ボーリング調査結果に基づいて設定した土質定数を用いる信頼性解析により、土堤防の破壊確率縦断分布を算出する方法を提示する。

本章では、水理解析により算出した堤防前面の水位ハイドログラフの縦断分布を入力条件とし、土質定数をパラメータとした信頼性解析によって、堤防の破壊確率を算出する方法を提示する。本研究では、堤体の粒度分布や土質定数の値が不確実なため推定が困難となる堤体浸透と裏法滑りによる破壊を扱う。堤体浸透、滑り破壊を評価するために必要となる堤体内の非定常浸透流の自由水面は、不透水地盤上に設置された盛土内の非定常水平浸透流の近似解であり、洪水継続時間と河道水位の時間変化を考慮することができる内田の式により解析する。堤体内の浸潤線が、裏法面のいずれかの地点に達した場合に「浸透破壊」とし、浸潤線の上昇により円弧滑りの安全率が1を下回った場合に「裏法滑り破壊」と判定する。本研究では、堤体内の土質定数（透水係数、粘着力、内部摩擦角）を代表値で扱い、各定数は平均値の周りをばらついているものと仮定し、モンテカルロ法によって抽出した定数を、内田の式と円弧滑り安全率の式に入力する。この操作を十分な回数実施し、破壊判定となった回数を総試行回数で除することで、破壊確率を算出する。

第5章では、第4章で提示した手法を、信濃川下流平成23年7月洪水と、H.W.L.を超過する規模となった梯川平成25年7月洪水に適用し、大規模洪水時における長大堤防の破壊危険確率の推算を行い、堤体材料や堤体形状が異なる個所での破堤確率特性を検討する。また、推算した破堤確率を用いて、信濃川下流域における水害リスクの検討を行う。

堤体前面の水位ハイドログラフには、洪水流と河床変動の一体解析による解析値を与え、堤体の透水係数の平均値は、全国の一級河川の堤防ボーリング調査結果の公表値（国土交通省国土技術政策総合研究所河川研究室 HP）から、堤体部分に相当するデータを抽出し、土層厚で荷重平均することで設定する。せん断抵抗特性に関しては、石原らの方法により、

堤体内の土質区分と N 値から、 $c$  と  $\phi$  の組み合わせを設定する。透水係数、粘着力、内部摩擦角のデータのばらつきは、全国の一級河川の堤防ボーリング調査結果から集計した、各パラメータの変動係数（標準偏差／平均値）を与える。

本手法を信濃川下流平成 23 年 7 月洪水と、梯川平成 25 年 7 月洪水に適用し、余裕高部分を含めた堤防の破堤確率を縦断的に算出できることを示す。また、計算結果より、堤体に砂分を多く含み、透水係数が相対的に大きい箇所、破堤確率が大きくなることを示す。また、浸透破壊確率の鉛直分布が、法先部分で最も大きくなることを示し、浸透流による法先部分の崩壊をきっかけとした進行性破壊の特徴を表現できることを示す。次に、堤防前面の水深及び洪水継続時間の無次元量に対する破堤確率の変化特性を算出し、これにより、堤体材料や堤体形状が異なる個所での破堤確率特性の比較が可能となり、堤体土質特性及び堤防幅によって、破堤確率特性に顕著な差が現れることを示す。更に、信濃川下流域を対象に、流量規模を変化させて推算した堤防破壊確率、流量生起確率、氾濫ブロック毎の被災者数に基づいて、水害リスクを検討し、堤防破壊危険箇所と周辺人口を踏まえた、流域全体の水害リスク分布の特徴を示すとともに、破堤確率を用いた水害リスク評価のために今後検討すべき課題を示す。

第 6 章では、本研究で得られた成果を総括し、今後の課題について述べる。

#### 参考文献

- 1) 社会資本整備審議会：水災害分野における地球温暖化に伴う気候変化への適応策のあり方について，国土交通省，2008.
- 2) 平成23年7月新潟・福島豪雨水害の検証を踏まえた治水方策に関する懇談会：新潟・福島豪雨水害を教訓とする今後の治水方策について，国土交通省北陸地方整備局，2011.
- 3) 福岡捷二：洪水流の水面形観測の意義と水面形に基づく河川の維持管理技術，河川技論文集，第12巻，pp.1-6，2006.
- 4) 福岡捷二：河道設計のための基本は何か-水面形時系列観測値と洪水流-土砂流の解析を組み合わせた河道水理システムとその見える化，河川技術論文集，第17巻，pp.83-88，2011.
- 5) 福岡捷二：実務面からみた洪水流・河床変動解析法の最前線と今後の調査研究の方向性，河川技術論文集，第20巻，pp.253-258，2014.
- 6) 内田龍彦，福岡捷二：浅水流方程式と渦度方程式を連立した準三次元モデルの提案と開水路合流部への適用，水工学論文集，第53巻，pp.1081-1086，2009.2.
- 7) 内田龍彦，福岡捷二：水平方向渦度方程式を用いた底面流速の半直接解法と橋脚周りの局所洗掘解析，水工学論文集，第54巻，pp.841-846，2010.2.
- 8) 内田龍彦，福岡捷二：底面流速解法による連続する水没水制群を有する流れと河床変動の解析，土木学会論文集 B1，Vol. 67, No. 1，pp.16-29，2011.3.
- 9) 内田龍彦，福岡捷二：浅水流の仮定を用いない水深積分モデルによる底面流速の解析法，土木学会論文集 B1（水工学），Vol.68, No.4，I\_1225-1230，2012.
- 10) 岡村誠司：河口区間および本・支川分流区間を含む河道の河床変動予測技術に関する研究，中央大学博士論文，2011.
- 11) 岡村誠司，福岡捷二：利根川河口区間における河床波の形成・発達・消滅過程と洪水時の河床波抵抗の評価，土木学会論文集（水工学），vol.69, No.2，pp83-100，2013.6.
- 12) Shoji Fukuoka, Tatsuhiko Uchida: Toward integrated multi-scale simulations of flow and sediment transport in rivers, Journal of Japan Society of Civil Engineers, Ser. B1(Hydraulic Engineering), Vol. 69, No. 4, II\_1-II\_10, 2013.
- 13) 岡田裕之介，大吉雄人，福岡捷二：斐伊川放水路への洪水分派に伴う分派点付近の本川河床変動に関する研究，河川技術論文集，第20巻，pp.247-252，2014.6.
- 14) 治水経済調査マニュアル（案），国土交通省，2005.
- 15) 星谷 勝，石井 清：構造物の信頼性設計法，鹿島出版社，1986.
- 16) 米英蘭の水災害・水資源管理に係る気候変動適応策に関する事例調査，国土交通省国土技術政策総合研究所，2012.
- 17) H.M.G.M. Steenbergen, B.L. Lassing, A.C.W.M. Vrouwenvelder1, and P.H. Waarts : Reliability analysis of flood defense systems, HERON, Vol. 49, No. 1，pp.51-73，2004.

- 18) 松尾 稔, 上野 誠 : 洪水時の堤防の浸透解析と破壊予知に関する一考察, 土木学会論文報告集, 第 299 号, pp.73-84, 1980.
- 19) 松尾 稔 : 地盤工学—信頼性工学の理念と実際—, 技報堂出版, 1984.
- 20) 本城勇介 : 信頼性解析法の河川堤防への適用 —問題点の整理—, 国土技術研究センター堤防委員会基調講演, 2012.

## 第2章 複雑な河道システムを有する低平地河川の洪水流・河床変動解析

### 2.1 概説

本章では、信濃川下流における平成 23 年 7 月洪水を対象に、河道システムが相互に作用する影響と、それを表現するために必要な流れスケールに着目した水理解析手法を用いて、観測水面形の時間変化に基づいた洪水流と河床変動の一体解析を行うことにより、複雑な河道システムにおける洪水流伝播と河床変動を説明できることを示す。

複雑な河道システムを有する信濃川下流では、縦断水面形や洪水流伝播を決定付ける主流方向流速等の大規模な流れから、横断流速分布、湾曲部の二次流等の中規模の流れ、圧力鉛直分布に伴う小規模の水理現象が混在し、相互に影響を及ぼし合っている。このため、河口から上流端の洗堰までの長い区間で生じるさまざまなスケールの水理現象を説明できる数値解析モデルが必要となる。よって本研究では、水平方向流速の鉛直分布や底面流速場を評価できる、内田・福岡の底面流速解析法を用いる。また、信濃川下流では、水位が密に観測されているため、観測水面形の時間変化を詳細に把握可能であり、洪水流下特性を検討する上で有益な情報が得られていることから、河口から上流端の洗堰までの信濃川下流全体を対象とし、観測水面形に基づいた洪水流・河床変動の一体解析を行う。これにより、信濃川平成 23 年 7 月洪水における観測流量ハイドログラフと、洪水後に観測された平均河床高縦断分布を、工学的に十分な精度で説明できることを示す。

また、平成 23 年 7 月洪水時に計画規模を超える二山波形の洪水が発生し、信濃川の左岸河岸水衝部において、河岸浸食を伴う局所洗掘が生じた信濃川・五十嵐川合流点において、静水圧の仮定を用いない底面流速解析法を適用し、鉛直流速と底面圧力を考慮することで、河川合流部で発達する三次元流れと河床変動の解析を行う。信濃川・五十嵐川合流部周辺では、刈谷田川合流点や、中ノ口川の分派点、溢水氾濫が生じる無堤部が近接し、相互の流れ場に影響を及ぼし合うことから、これらの影響を境界条件に考慮して解析を行うことで、大規模流量を伴う支川が、本川にほぼ直角に合流する箇所が生じる三次元流れと、これに起因する局所洗掘の発生機構をかなりの程度説明できることを示す。

## 2.2 複雑な河道システムを有する信濃川下流と平成 23 年 7 月洪水の概要

信濃川下流は、大河津分水路分派点から河口部までの区間を指しており、新潟市、三条市、燕市を擁し、日本海側最大の都市域を形成している。信濃川下流は、刈谷田川を合流し、中ノ口川を一旦分派した後、五十嵐川を合流し、越後平野を北流する。途中、下条川、加茂川、小阿賀野川を合流した後、再び中ノ口川を合流し、関屋分水路分派点を経て日本海に注ぐ。中ノ口川分派点及び関屋分水路分派点には、それぞれ洗堰、中ノ口川水門と信濃川水門が設置されており、洪水時の開度操作により、河幅が狭く流下能力の低い中ノ口川及び関屋分水路分派点下流の本川側の流量調節が行われる。また、刈谷田川合流点より上流側には無堤の西野地区が存在し、洪水時に水位が上昇すると大規模な溢水氾濫が生じ、水位の低下に伴い氾濫した水が河道に戻る。低平地を流れる信濃川下流と中ノ口川沿いには、多くのポンプ排水機場が存在し、洪水時にはこれらの地点からポンプ排水が実施されることになる。更に、信濃川下流の上流端となる大河津分水路分派点には、洗堰が設置されており、洪水時には全閉操作されるため、信濃川上流域の洪水の全量が大河津分水路を流下する。このため、信濃川下流の流量は、刈谷田川、五十嵐川をはじめとする複数支川からの流入によって決定付けられることになる。このように、信濃川下流は、複雑な河道システムから構成されており、他河川には見られない特徴を有している。



図 2-1 信濃川下流の平面図

信濃川下流では、平成 23 年 7 月に、既往最大規模の洪水が観測された。今次洪水では、五十嵐川と刈谷田川から計画規模相当の流量が流入し、合流点付近等で H.W.L.を超過したと共に、無堤区間の西野地区では大規模な溢水氾濫が生じた（写真 2-1, 写真 2-2）。更に、中ノロ川の水位上昇に伴い、中ノロ川沿いのポンプ排水機場の運転調整が実施された<sup>1)</sup>。これにより中ノロ川の破堤氾濫は免れたものの、内水氾濫の危険性が高まっていた。また、五十嵐川の上流域では破堤や越水氾濫が生じ、信濃川との合流点付近では堤防満杯まで水位が上昇し、高水敷の浸食や護岸の破壊、橋脚周辺の局所洗掘等著しい被害が生じた<sup>2)</sup>。これより、信濃川下流域全体のさまざまな治水上の問題が顕在化したとともに、流域全体で水害リスクを分かち合わなければならない運命共同体としての性格を有すること、計画規模あるいは現状の治水安全度を超過する規模の洪水を意識した河川整備を流域全体で行っていくことの重要性が再認識されることになった。



写真 2-1 平成 23 年 7 月洪水における信濃川・五十嵐川合流部の状況



写真 2-2 平成 23 年 7 月洪水における無堤部の氾濫状況

図 2-2 に、平成 23 年 7 月洪水における観測流量ハイドログラフを、図 2-3 に信濃川下流域の計画流量配分図<sup>3)</sup>をそれぞれ示す。信濃川では、基準点である帝石橋、荒町、中ノロ川の中ノロ川水門、板井を含む計 7 地点で、浮子による高水流量観測が約 1 時間ピッチで実施された。なお、新酒屋、臼井橋、保明新田では、水位の上昇により、浮子投下地点の橋梁が水没したため、7 月 29 日 18 時頃までの時間しか計測されていない。観測地点の中で最も下流に位置する帝石橋のピーク流量は、 $3,340\text{m}^3/\text{s}$  であり、計画高水流量  $4,000\text{m}^3/\text{s}$  に匹敵する規模である。また、中ノロ川では、中ノロ川水門及び板井地点のピーク流量が  $500\text{m}^3/\text{s}$  と、計画高水流量  $400\text{m}^3/\text{s}$  を超過する規模であった。

図 2-1 のプロットに示すように、信濃川下流域では、水位観測所に加えて、ポンプ排水機場や頭首工が設置されており、これらの地点で水位ハイドログラフが観測されている。このため、平成 23 年 7 月洪水においても、縦断的に 1~5km ピッチで密に水位ハイドログラフを取得可能であった。図 2-4 に観測水面形の時間変化を、左右岸堤防高、洪水痕跡水位、平均河床高とともに示す。信濃川の水面形をみると、41k の五十嵐川合流部付近で逆勾配が生じている。これは、五十嵐川からの大規模な流入によって逆流が生じたことを示している。また、上流端の洗堰が全閉操作されたため、44k 付近より上流側では、五十嵐川と刈谷田川の流入のバックの影響によって水面勾配がレベルとなっている。18k から 41k にかけてピーク水位が H.W.L. を超過しているが、堤防高までは約 1.5m 程度の余裕があった。また、無堤部である 47k 上流の右岸側では、観測水位が地盤高を超えており、溢水氾濫が生じたことが分かる。また、中ノロ川では、中ノロ川水門により分派量が制御された。中ノロ川水門の上下流では、役 2~3m 程度の水位差が生じている。堤防高が著しく低い 2~4k 付近では、堤防満杯で流れたことが確認できる。



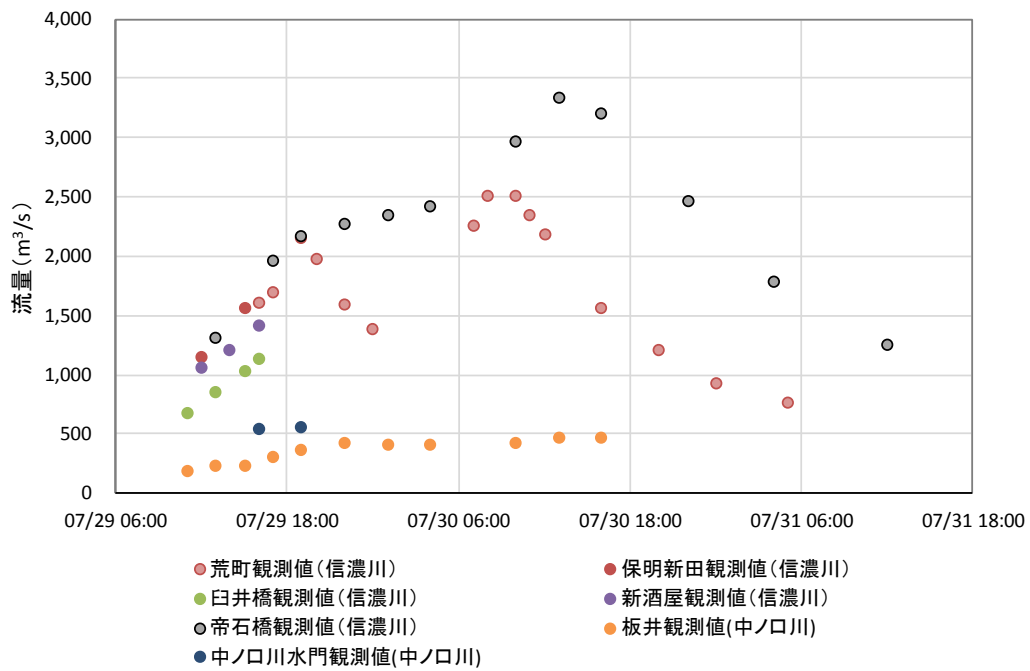


図 2-2 平成 23 年 7 月洪水における観測流量ハイドログラフ

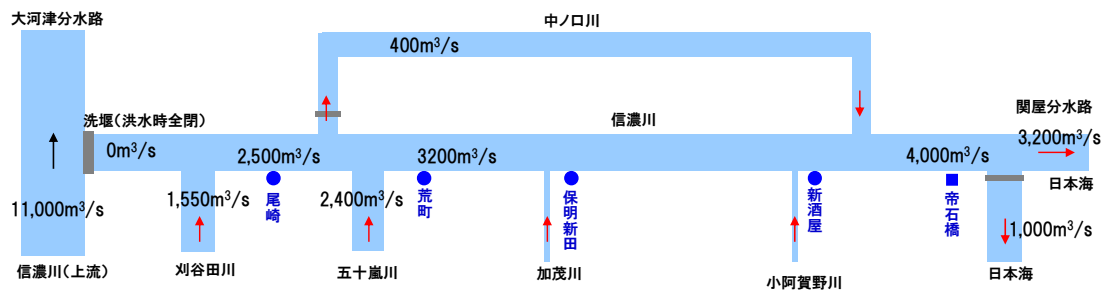
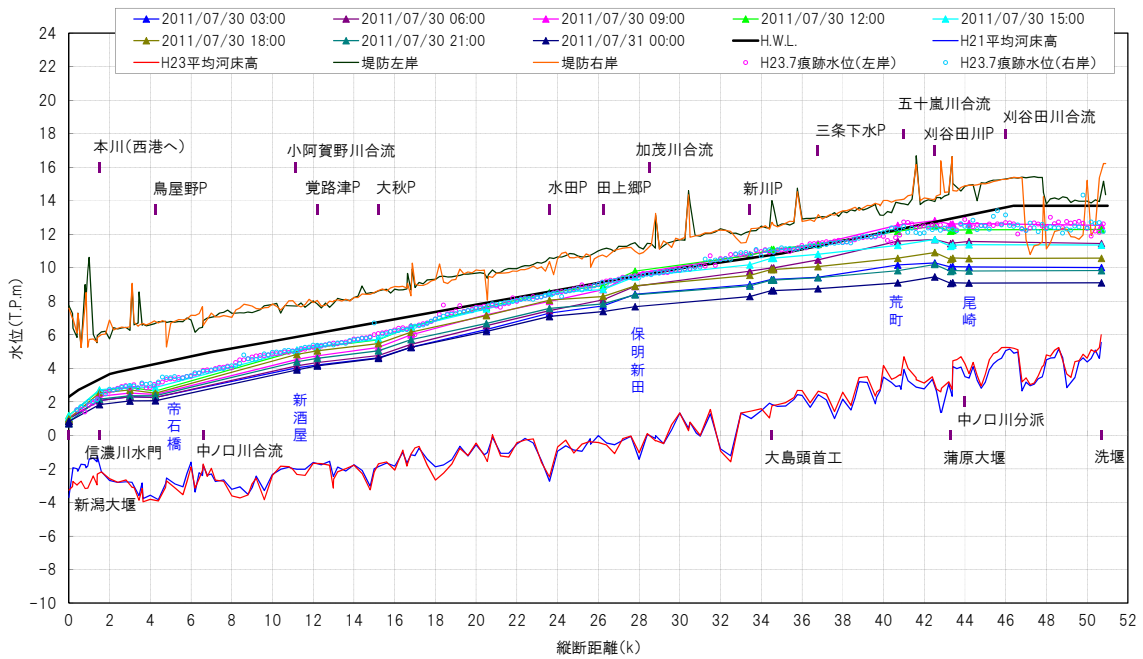
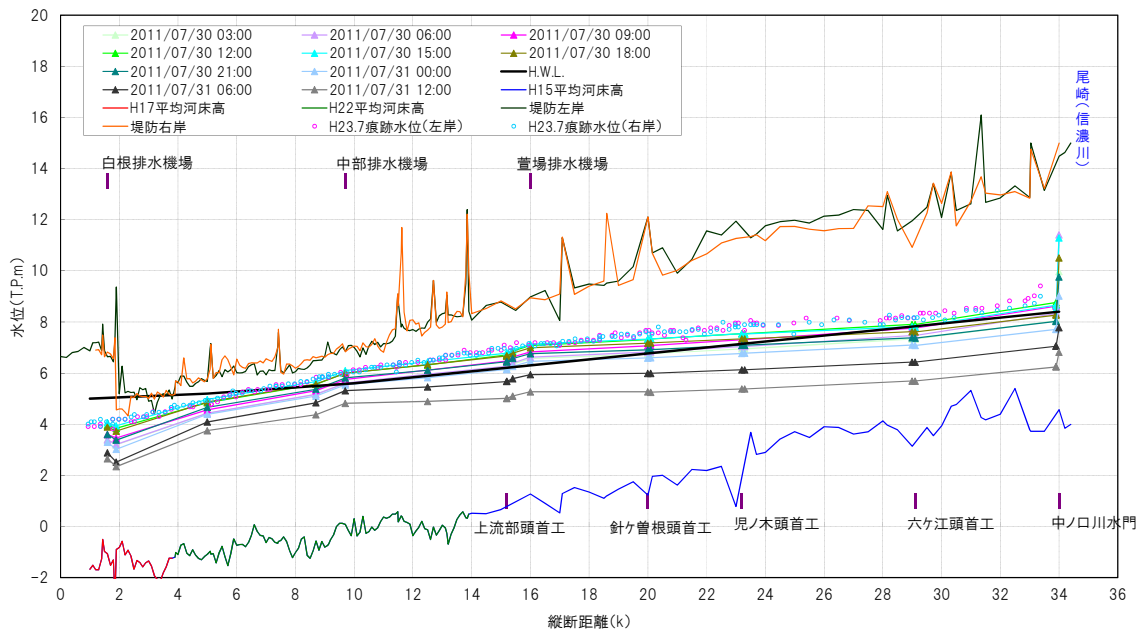


図 2-3 信濃川下流域の計画流量配分図



(a) 信濃川



(b) 中ノ口川

図 2-4 平成 23 年 7 月洪水における観測水面形の時間変化

## 2.3 様々な流れスケールが混在する低平地河川の洪水流・河床変動解析手法

### 2.3.1 既往研究のレビュー

信濃川下流の治水上の問題を解決していくためには、複雑な河道システムにおける洪水流・河床変動を精度よく説明できる数値解析モデルの構築が必要である。

これまで福岡は、多点で水位観測データが得られている場合、流量ハイドログラフを上流端の境界条件とするよりも、河道地形の縦横断変化、河道内貯留、河床変動等の情報が反映している観測水面形の時間変化を既知量とし、洪水時の河床高と流量ハイドログラフを未知量とする解析法が有効であるとし、観測水面形を用いた洪水流・河床変動の一体的解析法を提案している<sup>4),5),6)</sup>。

信濃川下流では、縦断的に密に水位が観測されていることから、観測水面形を用いた洪水流・河床変動の一体的解析法の適用が有効であると考えられる。しかし、複数支川の合流、分派合流する中ノ口川、河川構造物等から構成される河道システムを有する信濃川下流では、縦断水面形や洪水流伝播を決定づける主流方向流速等の大規模な流れから、横断流速分布、湾曲部の二次流等の中規模の流れ、圧力鉛直分布に伴う小規模の水理現象が混在し、相互に影響を及ぼし合うと考えられる<sup>7)</sup>。このため、河口から洗堰までの長い区間で生じるさまざまなスケールの水理現象を表現できる数値解析手法の適用が必要となる。

近年、三次元乱流モデルの発展により、河川合流部における二次流の形成や構造物前面の下降流等の複雑な水理現象の解析が可能となってきている<sup>8),9),10)</sup>。しかし、三次元乱流モデルは、鉛直方向に計算格子を必要とすることに加え、圧力に関するポアソン方程式を解くことから、膨大な計算負荷を要する。このため、時間的、空間的に小さいスケールの現象への適用に限定される。

長い区間を対象とした実河川の洪水流解析には、水深積分モデルの適用が有効となるが、浅水流方程式を基礎式とする平面二次元解析では、小規模～中規模の流れが表現できないため、河道線形や地形変化の影響を強く受ける場における流れと河床変動を適切に説明できない<sup>11)</sup>。このような課題に対し、西本ら<sup>12)</sup>は、河幅に対して水深が小さい蛇行流路では、流れに河床形状の影響が強く現れ、流路曲率と流線曲率が異なることに着目し、流線曲率を用いた Engelund<sup>13)</sup>の二次流強度式を導入した平面二次元洪水流・河床変動解析法を提案している。この手法により、単断面蛇行流路実験の流れ場と河床変動特性をよく再現できていることが示されている。しかし、この手法は、十分発達した二次流を仮定していることから、二次流の発達・減衰の機構は表現できない。

水深積分モデルにより、水平方向流速の鉛直分布を考慮した準三次元解析法も多く提案されている。福岡・西村<sup>14)</sup>は、流線座標系における流速鉛直分布を余弦関数の合成により近似し、ガラーキンの重み付き残差法により、河床から水面までを積分することにより、運動方程式の離散化を行っている。この手法は、一様湾曲流路や、江の川三川合流部に適

用され、解析法の妥当性が確認されている。また、赤穂・石川<sup>15)</sup>、灘岡ら<sup>16)</sup>は、同様の手法を用いて流速鉛直分布を直線近似し、非構造格子を用いた一般座標系に展開しており、湖沼等の広域の計算領域に適用している。本手法では、二次流の発達や減衰が表現されるものの、基礎式の導出に静水圧分布を仮定しているため、非静水圧成分に起因する三次元流れを表現することはできない。Naef<sup>17)</sup>、Ghamary and Steffler<sup>18)</sup>、坂本ら<sup>19)</sup>は、水平方向流速の鉛直分布を線形近似、鉛直方向流速及び圧力分布を放物線近似し、水深積分を行うことで求められる運動方程式と連続式に加え、半水深高さをを用いた関数を重み関数として水深積分することで導かれる基礎方程式から構成される準三次元解析法を提案している。この手法は、一様湾曲部や合流点等の実験水路に適用され、検証が行われているが、現地河川への応用や、河床変動モデルの導入は行われていない。

一方、内田・福岡は、底面流速解析法（Bottom Velocity Computation method, BVC 法）を開発している<sup>20),21),22)</sup>。この手法は、浅水流方程式に水平方向渦度方程式と水表面の運動方程式を付加することで、水平方向流速の鉛直分布や底面圧力、底面流速場を評価することを可能としている。また、重み付き残差法で導かれる方程式に比べて、未知量や各項の物理的意味が理解しやすく、方程式の一般座標系への変換や、構造物周辺の流れを解析する場合のモデル化やプログラム改良が行いやすいという利点もある。本手法はこれまで、橋脚や水制工を配置した実験水路に適用され、構造物周辺で発達する三次元流れと局所洗掘を説明できることが示されている。

また、現地河川の洪水流を対象に底面流速解析法を適用し、観測水面形の時間変化に基づいた洪水流と河床変動の一体解析が行われており、潮位の影響を強く受ける河口部や、河川構造物によりコントロールされる河川分派点周辺の洪水流と河床変動を精度良く説明できることが示されている<sup>23),24),25),26)</sup>。しかし、対象範囲は河川合流点や分派点、河口部等の短い区間に限定されており、本研究で対象とする信濃川下流のように個別区間の水理現象が全体の洪水流下・河床変動に影響を及ぼす低平地河川全体を対象とした検討は、これまでなされていない。また、これまでは河道の蛇行に伴う遠心力二次流による河床洗掘の再現が重要であったことから、静水圧の仮定により鉛直方向流速と底面圧力を無視した検討が多く見られるが、計画規模の大流量が信濃川に直角合流した五十嵐川合流点では、激しい水衝部、河岸侵食を生じさせるほど強い三次元流れを説明する鉛直方向流速と底面圧力を考慮した解析法が必要である。

## 2.3.2 解析手法

### (1) 複雑な河道システムの洪水流・河床変動解析の考え方

本研究では、複数支川の合流、中ノ口川の本川からの分派・合流、多点からのポンプ排水、無堤部の氾濫、水門による影響を全て含め、河口から洗堰までの信濃川下流区間全体を対象に底面流速解析法を適用し、観測水面形の時間変化に基づいた洪水流・河床変動の一体解析により、複雑な河道システムの洪水流・河床変動を説明できることを示す。

一方、信濃川・五十嵐川合流点の上流には、刈谷田川合流点及び中ノ口川分派点が近接しているため、これらが、五十嵐川合流点付近の洪水流・河床変動に及ぼす影響を考慮する必要がある。このため、本研究では、図 2-6 に示す解析フローに示すように、信濃川下流区間全体の洪水流・河床変動解析（以下、全体計算）により、信濃川・五十嵐川合流点への流入量及び流入土砂量境界条件の設定を行う。次に、設定した境界条件を与えて、信濃川・五十嵐川合流点の三次元流れと河床変動の解析（以下、詳細計算）を行うものとする。なお、詳細計算では、水衝部の底面圧力増加に伴う下降流を表現するために、静水圧の近似を用いない底面流速解析法を適用する。

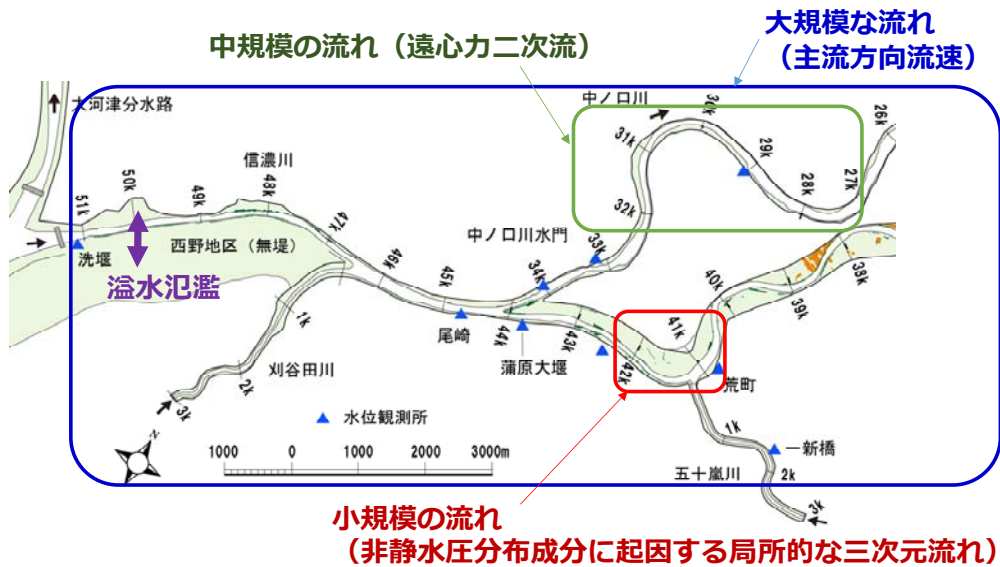
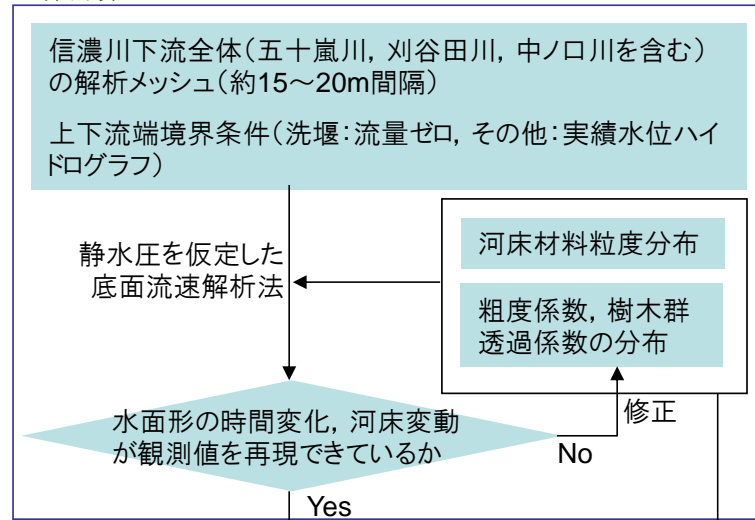


図 2-5 信濃川下流域で混在するさまざまなスケールの流れ

### 全体計算



### 詳細計算

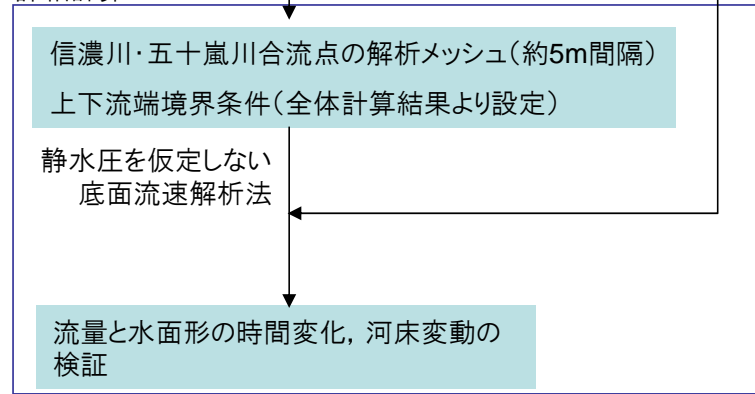


図 2-6 全体計算と詳細計算の解析フロー

(2) 流れの基礎式（底面流速解析法）

1) 底面流速及び流速鉛直分布

底面流速解析法では、河床からわずかに上の面を底面と定義し、渦度の定義式を水深積分することにより得られる式(1)より底面流速  $u_b$  を算出する。以下の式より、水表面流速、水深積分渦度、水深積分鉛直方向流速が求めれば、底面流速が得られる。

$$u_{bi} = u_{si} - \varepsilon_{ij3} \Omega_j h - \frac{\partial W h}{\partial x_i} \quad (1)$$

ここに、 $i, j=1, 2(x, y$  方向),  $\varepsilon_{ij3}$ : エディトンのイプシロン,  $u_s$ : 水表面流速,  $\Omega$ : 水深平均渦度,  $h$ : 水深,  $W$ : 水深平均鉛直方向流速である。

ここでは、流速鉛直分布を式(2)に示す水深平均流速  $U_i$ , 水深平均流速と底面流速  $u_b$  の差  $\delta u$ , 水表面流速と水深平均流速の差  $\Delta u$ , 無次元水深  $\eta=(z_s-z)/h$  を用いた三次多項式で近似する。

$$u_i' = u_i - U_i = \Delta u_i (12\eta^3 - 12\eta^2 + 1) - \delta u_i (4\eta^3 - 3\eta^2) \quad (2)$$

ここでは、等流状態における河床底面近傍流速と摩擦速度の関係が成立するとして、式(3)により底面せん断力を計算する。

$$\tau_{bi} = \rho c_b^2 u_{bi} u_b \quad (3)$$

ここに、 $\rho$ : 流体の密度,  $\frac{1}{c_b} = 8.5 + \frac{1}{\kappa} \ln \frac{z_b}{k_s}$ ,  $\kappa$ : カルマン定数,  $k_s$ : 相当粗度である。

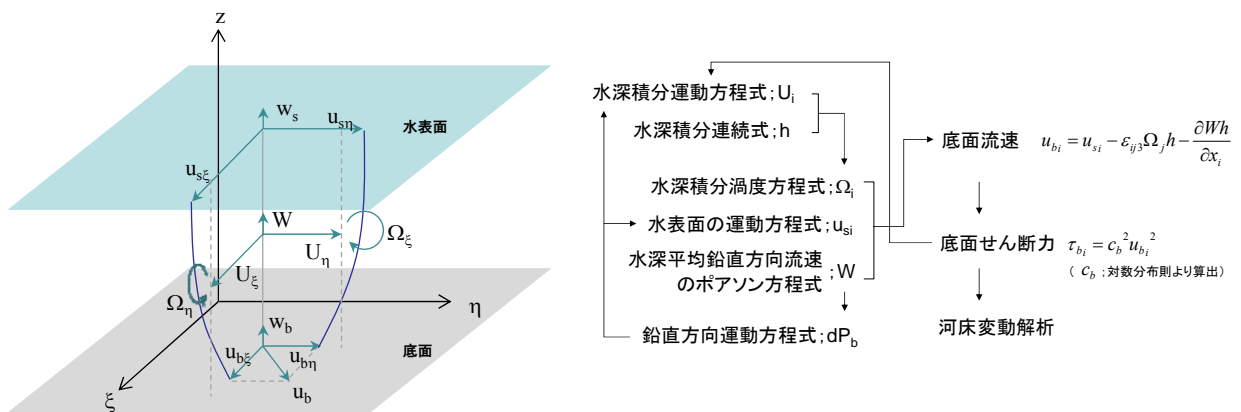


図 2-7 底面流速解析法の流れ

2) 水深積分運動方程式

水深平均流速の基礎式は一般座標系における物理成分で記述された浅水流方程式<sup>11)</sup>を用いる。式(4)は連続式, 式(5), (6)はそれぞれ  $\xi$  方向,  $\eta$  方向の運動方程式である。

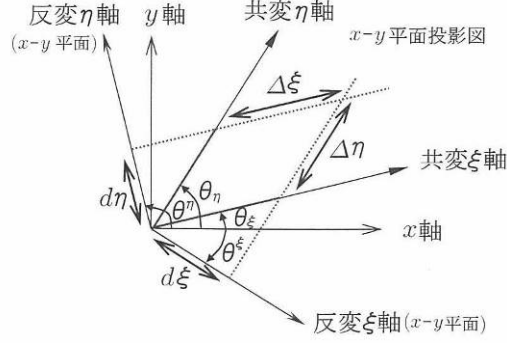


図 2-8 一般座標系の定義

$$J \frac{\partial h}{\partial t} = \frac{\partial \Delta \eta U_\xi h}{\partial \xi} + \frac{\partial \Delta \xi U_\eta h}{\partial \eta} \quad (4)$$

$$\begin{aligned} & h \frac{\partial U_\xi}{\partial t} + U_\xi h \frac{\partial U_\xi}{\partial \tilde{\xi}} + U_\eta h \frac{\partial U_\xi}{\partial \tilde{\eta}} - \tilde{J} (U_\eta - U_\xi \cos \theta^{\eta\xi}) \left( U_\xi h \frac{\partial \theta^\xi}{\partial \tilde{\xi}} + U_\eta h \frac{\partial \theta^\eta}{\partial \tilde{\eta}} \right) \\ &= -\frac{\tau_{b\xi}}{\rho} - \tau_{K\xi} - gh \left( \frac{\partial z_s}{\partial \tilde{\xi}} + \cos \theta^{\eta\xi} \frac{\partial z_s}{\partial \tilde{\eta}} \right) - \frac{1}{\rho} \left( \frac{\partial hdp_0}{\partial \tilde{\xi}} + \cos \theta^{\eta\xi} \frac{\partial hdp_0}{\partial \tilde{\eta}} \right) \\ & - \frac{dp_b}{\rho} \left( \frac{\partial z_b}{\partial \tilde{\xi}} + \cos \theta^{\eta\xi} \frac{\partial z_b}{\partial \tilde{\eta}} \right) + \frac{1}{J} \left\{ \frac{\partial}{\partial \xi} (\Delta \eta \cdot h \tau_{\xi\xi}) + \frac{\partial}{\partial \eta} (\Delta \xi \cdot \tau_{\xi\eta}) \right\} \\ & - \tilde{J} h \left\{ (-\tau_{\xi\xi} \cos \theta^{\eta\xi} + \tau_{\xi\eta}) \frac{\partial \theta^\xi}{\partial \tilde{\xi}} + (-\tau_{\xi\eta} \cos \theta^{\eta\xi} + \tau_{\eta\eta}) \frac{\partial \theta^\xi}{\partial \tilde{\eta}} \right\} \end{aligned} \quad (5)$$

$$\begin{aligned} & h \frac{\partial U_\eta}{\partial t} + U_\xi h \frac{\partial U_\eta}{\partial \tilde{\xi}} + U_\eta h \frac{\partial U_\eta}{\partial \tilde{\eta}} + \tilde{J} (U_\xi - U_\eta \cos \theta^{\eta\xi}) \left( U_\xi h \frac{\partial \theta^\eta}{\partial \tilde{\xi}} + U_\eta h \frac{\partial \theta^\eta}{\partial \tilde{\eta}} \right) \\ &= -\frac{\tau_{b\eta}}{\rho} - \tau_{K\eta} - gh \left( \frac{\partial z_s}{\partial \tilde{\eta}} + \cos \theta^{\eta\xi} \frac{\partial z_s}{\partial \tilde{\xi}} \right) - \frac{1}{\rho} \left( \frac{\partial hdp_0}{\partial \tilde{\eta}} + \cos \theta^{\eta\xi} \frac{\partial hdp_0}{\partial \tilde{\xi}} \right) \\ & - \frac{dp_b}{\rho} \left( \frac{\partial z_b}{\partial \tilde{\eta}} + \cos \theta^{\eta\xi} \frac{\partial z_b}{\partial \tilde{\xi}} \right) + \frac{1}{J} \left\{ \frac{\partial}{\partial \eta} (\Delta \eta \cdot h \tau_{\eta\eta}) + \frac{\partial}{\partial \xi} (\Delta \xi \cdot \tau_{\xi\eta}) \right\} \\ & - \tilde{J} h \left\{ (-\tau_{\xi\xi} + \tau_{\xi\eta} \cos \theta^{\eta\xi}) \frac{\partial \theta^\eta}{\partial \tilde{\xi}} + (-\tau_{\xi\eta} + \tau_{\eta\eta} \cos \theta^{\eta\xi}) \frac{\partial \theta^\eta}{\partial \tilde{\eta}} \right\} \end{aligned} \quad (6)$$

ここに、 $U_\xi U_\eta$ ：反変 $\xi$ 、 $\eta$ 方向の水深平均流速の物理成分、 $J, \tilde{J}$ ：座標変換に伴うヤコビアンとその物理成分、 $\Delta \xi, \Delta \eta$ ： $\xi, \eta$ 方向の計算格子間隔、 $\tau_b$ ：底面せん断力、 $\tau_K$ ：樹木群による抵抗項、 $dp_0$ ：静水圧分布からの偏差圧力  $dp$  の水深平均値、 $dp_b$ ：河床面の静水圧分布からの偏差圧力  $p = \rho g(z_s - z) + dp$ 、 $\tau_{ij}$ ：水平せん断応力である。 $\tau_{W\xi}, \tau_{W\eta}$ は樹木群による抵抗であり、樹木群透過係数  $K$  を用いて式(7)で与える。



$$\tau_{w\xi} = g \min(h, h_w) \frac{U_\xi \sqrt{U_x^2 + U_y^2}}{K^2}, \quad \tau_{w\eta} = g \min(h, h_w) \frac{U_\eta \sqrt{U_x^2 + U_y^2}}{K^2} \quad (7)$$

ここに、 $h_w$ ：樹高である。

水平応力項  $\tilde{\tau}_{\xi\xi}$ ,  $\tilde{\tau}_{\eta\eta}$ ,  $\tilde{\tau}_{\xi\eta}$  は、乱流拡散に加えて、三次曲線で仮定された流速分布を水深積分する際に得られる水平方向流速の相関項を加えた式(8)で表す。

$$\begin{aligned} \tilde{\tau}_{\xi\xi} &= -2\nu_t \left\{ \left( \frac{\partial U_\xi}{\partial \tilde{\xi}} + \cos \theta^{\eta\xi} \frac{\partial U_\xi}{\partial \tilde{\eta}} \right) - \tilde{J} (U_\eta - U_\xi \cos \theta^{\eta\xi}) \left( \frac{\partial \theta^\xi}{\partial \tilde{\xi}} + \cos \theta^{\eta\xi} \frac{\partial \theta^\xi}{\partial \tilde{\eta}} \right) \right\} + \overline{u'_\xi u'_\xi} \\ \tilde{\tau}_{\eta\eta} &= -2\nu_t \left\{ \left( \cos \theta^{\eta\xi} \frac{\partial U_\eta}{\partial \tilde{\xi}} + \frac{\partial U_\eta}{\partial \tilde{\eta}} \right) + \tilde{J} (U_\xi - U_\eta \cos \theta^{\eta\xi}) \left( \cos \theta^{\eta\xi} \frac{\partial \theta^\eta}{\partial \tilde{\xi}} + \frac{\partial \theta^\eta}{\partial \tilde{\eta}} \right) \right\} + \overline{u'_\eta u'_\eta} \\ \tilde{\tau}_{\xi\eta} &= -\nu_t \left\{ \left( \cos \theta^{\eta\xi} \frac{\partial U_\xi}{\partial \tilde{\xi}} + \frac{\partial U_\xi}{\partial \tilde{\eta}} \right) - \tilde{J} (U_\eta - U_\xi \cos \theta^{\eta\xi}) \left( \cos \theta^{\eta\xi} \frac{\partial \theta^\xi}{\partial \tilde{\xi}} + \frac{\partial \theta^\xi}{\partial \tilde{\eta}} \right) \right\} \\ &+ \left\{ \left( \frac{\partial U_\eta}{\partial \tilde{\xi}} + \cos \theta^{\eta\xi} \frac{\partial U_\eta}{\partial \tilde{\eta}} \right) + \tilde{J} (U_\xi - U_\eta \cos \theta^{\eta\xi}) \left( \frac{\partial \theta^\eta}{\partial \tilde{\xi}} + \cos \theta^{\eta\xi} \frac{\partial \theta^\eta}{\partial \tilde{\eta}} \right) \right\} + \overline{u'_\xi u'_\eta} \end{aligned} \quad (8)$$

水平方向流速の相関項は、式(9)で表される。

$$\begin{aligned} \overline{u'_\xi u'_\xi} &= \frac{13}{35} \Delta u_\xi \Delta u_\xi - \frac{1}{35} \Delta u_\xi \delta u_\xi + \frac{3}{35} \delta u_\xi \delta u_\xi \\ \overline{u'_\eta u'_\eta} &= \frac{13}{35} \Delta u_\eta \Delta u_\eta - \frac{1}{35} \Delta u_\eta \delta u_\eta + \frac{3}{35} \delta u_\eta \delta u_\eta \\ \overline{u'_\xi u'_\eta} &= \frac{13}{35} \Delta u_\xi \Delta u_\eta - \frac{2}{35} (\Delta u_\xi \delta u_\eta + \Delta u_\eta \delta u_\xi) + \frac{3}{35} \delta u_\xi \delta u_\eta \end{aligned} \quad (9)$$

本研究では、渦動粘性係数  $\nu_t$  については、乱れの輸送方程式を解かず、流速の鉛直分布による乱れの局所平衡を仮定して式(10)より計算する。

$$\nu_t = (C_s h)^2 \sqrt{s^2}, \quad C_s = \frac{C_\mu^{3/4}}{C_\varepsilon}, \quad C_\mu = 0.09, \quad C_\varepsilon = 1.7, \quad s^2 = \frac{P_k}{\nu_t} \quad (10)$$

乱れの生産項は、鉛直流速を無視した三次元場のひずみ速度テンソルの大きさを水面と河床高の場所的变化が小さいとして近似的に水深積分した式(11)で評価する。

$$P_k = 2\nu_t (S_{ij}^2) + \nu_t \left( \frac{\partial u_i}{\partial z} \right)^2, \quad S_{ij} = \frac{1}{2} \left( \frac{\partial U_i}{\partial x_j} - \frac{\partial U_j}{\partial x_i} \right) \quad (11)$$

なお、式(8)に示した水平方向流速の相関項は、流速が鉛直方向に分布を持つことによって生じる三次元的な運動量交換を表したものであり、平均流速のみを扱う平面二次元解析では一般に考慮されない。本研究で対象とする信濃川下流区間のように、複数支川合流等の影響により複雑な流れ場が生じる河道区間では、流速鉛直分布とともに、水平方向流速の相関項を考慮することが重要となることから、これらが考慮されない平面二次元解析では精度の高い解が得られないと推察される。

### 3) 水深積分渦度方程式

水深積分渦度 $\Omega$ は式(12)に示す水深積分された渦度方程式により解かれる.

$$\begin{aligned}
\frac{\partial J\Omega_i h}{\partial t} &= J(ER_{\sigma i} + P_{\omega i}) + \frac{\partial h \Delta \eta D_{\omega \xi i}}{\partial \xi} + \frac{\partial h \Delta \xi D_{\omega \eta i}}{\partial \eta} \\
ER_{\sigma i} &= u_{si} \omega_{s\sigma} - u_{bi} \omega_{b\sigma} \\
P_{\omega i} &= C_{p\omega} \nu_{tb} (\omega_{bei} - \omega_{bi}) / h \\
C_{p\omega} &= \kappa / \alpha \\
\alpha &= \kappa / 6 \\
D_{\omega \xi i} &= -U_{\xi} \Omega_i + U_i \Omega_{\xi} + \overline{\omega'_{\xi} u'_i} - \overline{\omega'_i u'_{\xi}} + \frac{\nu_t}{\sigma_{\omega}} \left( \frac{\partial \Omega_i}{\partial \tilde{\xi}} + \cos \theta^{\eta \xi} \frac{\partial \Omega_i}{\partial \tilde{\eta}} \right) \\
D_{\omega \eta i} &= -U_{\eta} \Omega_i + U_i \Omega_{\eta} + \overline{\omega'_{\eta} u'_i} - \overline{\omega'_i u'_{\eta}} + \frac{\nu_t}{\sigma_{\omega}} \left( \frac{\partial \Omega_i}{\partial \tilde{\eta}} + \cos \theta^{\eta \xi} \frac{\partial \Omega_i}{\partial \tilde{\xi}} \right)
\end{aligned} \tag{12}$$

ここに、 $ER_{\sigma i}$  : 水面と河床面に垂直な渦度の回転、 $P_{\omega i}$  : 渦度の生産項、 $D_{\omega ij}$  : 水平方向渦度の移流、回転・伸縮、分散、乱流混合による渦度フラックス、 $\nu_{tb}$  : 底面近傍の渦動粘性係数、 $\omega_{bei}$  : 平衡状態における底面渦度、 $\kappa$  : カルマン定数(=0.4)、 $\sigma_{\omega}=1.0$ である.

また、渦度の生産項に含まれる底面の渦動粘性係数 $\nu_{tb}$ は、 $\alpha u_* h$ で表す.

ここで、平衡状態の渦度は、摩擦速度に対応する底面近傍の渦度を平衡状態の渦度として定義し、式(13)により表す.

$$\begin{aligned}
\omega_{bei} &= -\frac{C_0 C_1 u_{bj}}{\kappa h} \\
\omega_{bej} &= +\frac{C_0 C_1 u_{bi}}{\kappa h} \\
C_0 &= 1 / \left( 8.5 + \frac{1}{\kappa} \ln \frac{z_b}{k_s} \right), C_1 = \ln \frac{z_s}{z_b}
\end{aligned} \tag{13}$$

また、 $\overline{\omega'_{\xi} u'_i}, \overline{\omega'_i u'_{\xi}}, \overline{\omega'_{\eta} u'_i}, \overline{\omega'_i u'_{\eta}}$ は、渦度フラックスを水深積分する際に得られる渦度と直線分布に関する相関項で、それぞれ式(14)で表される.

$$\begin{aligned}
\overline{\omega'_{\xi} u'_j}, \overline{\omega'_j u'_{\xi}} &= \tilde{\xi}_i \overline{\omega'_i u'_j} + \tilde{\xi}_j \overline{\omega'_j u'_i}, \tilde{\eta}_i \overline{\omega'_i u'_j} + \tilde{\eta}_j \overline{\omega'_j u'_i} \\
\overline{\omega'_j u'_{\xi}}, \overline{\omega'_j u'_{\eta}} &= \tilde{\xi}_i \overline{\omega'_i u'_j} + \tilde{\xi}_j \overline{\omega'_j u'_i}, \tilde{\eta}_i \overline{\omega'_i u'_j} + \tilde{\eta}_j \overline{\omega'_j u'_i} \\
\overline{\omega'_j u'_i} &= \varepsilon_{3jk} \frac{1}{h} \left( \frac{6}{5} \delta u_j \Delta u_i + \left( \frac{1}{5} \Delta u_j + \frac{1}{2} \delta u_j \right) \delta u_i \right)
\end{aligned} \tag{14}$$

#### 4) 水表面の運動方程式

水表面流速  $u_{si}$  は，式(15)，(16)に示す水表面の運動方程式により解かれる．

$$\begin{aligned} & \frac{\partial u_{s\xi}}{\partial t} + u_{s\xi} \frac{\partial u_{s\xi}}{\partial \tilde{\xi}} + u_{s\eta} \frac{\partial u_{s\xi}}{\partial \tilde{\eta}} - \tilde{J} (u_{s\eta} - u_{s\xi} \cos \theta^{\eta\xi}) \left( u_{s\xi} \frac{\partial \theta^{\xi}}{\partial \tilde{\xi}} + u_{s\eta} \frac{\partial \theta^{\xi}}{\partial \tilde{\eta}} \right) \\ & = -g \left( \frac{\partial z_s}{\partial \tilde{\xi}} + \cos \theta^{\eta\xi} \frac{\partial z_s}{\partial \tilde{\eta}} \right) - \left( \frac{\partial z_s}{\partial \tilde{\xi}} + \cos \theta^{\eta\xi} \frac{\partial z_s}{\partial \tilde{\eta}} \right) \left( \frac{\partial dp}{\partial z} \right)_{z=z_s} + P_{s\xi} \end{aligned} \quad (15)$$

$$\begin{aligned} & \frac{\partial u_{s\eta}}{\partial t} + u_{s\xi} \frac{\partial u_{s\eta}}{\partial \tilde{\xi}} + u_{s\eta} \frac{\partial u_{s\eta}}{\partial \tilde{\eta}} + \tilde{J} (u_{s\xi} - u_{s\eta} \cos \theta^{\eta\xi}) \left( u_{s\xi} \frac{\partial \theta^{\eta}}{\partial \tilde{\xi}} + u_{s\eta} \frac{\partial \theta^{\eta}}{\partial \tilde{\eta}} \right) \\ & = -g \left( \frac{\partial z_s}{\partial \tilde{\eta}} + \cos \theta^{\eta\xi} \frac{\partial z_s}{\partial \tilde{\xi}} \right) - \left( \frac{\partial z_s}{\partial \tilde{\eta}} + \cos \theta^{\eta\xi} \frac{\partial z_s}{\partial \tilde{\xi}} \right) \left( \frac{\partial dp}{\partial z} \right)_{z=z_s} + P_{s\eta} \end{aligned} \quad (16)$$

ここに， $P_{si}$ ：水表面流速の生産項， $\nu_t$ ：渦動粘性係数， $u_{sei}$ ：平衡状態の水表面流速である．水表面流速の生産項  $P_{si}$  は， $\mathbf{x}_s$  下面のせん断応力であり，流速鉛直分布を三次曲線で表す場合は，式(17)で表される．

$$\begin{aligned} P_{s\xi} &= \frac{2\nu_t}{h^2} \{ 12C_{ps} (u_{se\xi} - u_{s\xi}) - (3\delta u_\xi - 6\Delta u_\xi) \} \\ P_{s\eta} &= \frac{2\nu_t}{h^2} \{ 12C_{ps} (u_{se\eta} - u_{s\eta}) - (3\delta u_\eta - 6\Delta u_\eta) \} \end{aligned} \quad (17)$$

ここに， $u_{sei} = U_i + (\delta u_i - \Delta u_i)/2$ ， $C_{ps} = 1$  である．

#### 5) 鉛直方向流速の方程式

鉛直方向流速は，式(18)に示す方程式によって解かれる．

$$\begin{aligned} & \frac{\partial \Delta \eta \cdot h^2 \phi_\xi}{J \partial \xi} + \frac{\partial \Delta \xi \cdot h^2 \phi_\eta}{J \partial \eta} + \frac{\phi^P - \phi}{k_1} = 0 \\ & (\phi_\xi, \phi_\eta) = \left( \frac{\partial \phi}{\partial \tilde{\xi}} + \cos \theta^{\eta\xi} \frac{\partial \phi}{\partial \tilde{\eta}}, \frac{\partial \phi}{\partial \tilde{\eta}} + \cos \theta^{\eta\xi} \frac{\partial \phi}{\partial \tilde{\xi}} \right) \end{aligned} \quad (18)$$

ここに， $\phi = (Wh)^{n+1} - (Wh)^n$ ， $\phi^P = (Wh)^P - (Wh)^n$ ， $k_1 = 1/20$ ， $(Wh)^P$ ： $\delta u_i^P$  を用いた流速鉛

直から計算される  $Wh$ ， $\delta u_i^P$ ： $(Wh)^n$  を用いて式(3-1)から計算される  $\delta u_i$ ， $n$ ：時間ステップである．

## 6) 底面圧力の方程式

底面圧力は、式(19)に示す水深積分した鉛直方向の運動方程式により解かれる。本解析では、非定常項とせん断応力項は省略している。

$$\frac{dp_b}{\rho} = U_\xi h \frac{\partial W}{\partial \tilde{\xi}} + U_\eta h \frac{\partial W}{\partial \tilde{\eta}} + \frac{\tau_{b\xi}}{\rho} \frac{\partial z_b}{\partial \tilde{\xi}} + \frac{\tau_{b\eta}}{\rho} \frac{\partial z_b}{\partial \tilde{\eta}} \quad (19)$$

また、運動方程式及び水表面流速の方程式の非静水圧成分項を評価するため、偏差圧力の鉛直分布は直線分布としている。

$$dp = \eta dp_b, \eta = (z_s - z) / h \quad (20)$$

非静水圧成分を考慮し、鉛直方向流速を取り扱うことが重要となるのは、水衝部等の局所流のように、限定された領域であると考えられる。十分長い河道区間を解析対象とする場合、このような小さな規模の流れは、中～大規模な流れである遠心力二次流や水平方向流速に対して相対的に無視できると考えられる。このような場合、上記の方程式群において鉛直方向流速と底面圧力の非静水圧成分を無視すると、静水圧の仮定を用いた準三次元解析法が導かれる。このように、底面流速解析法は、着目する流れスケールに応じて非静水圧成分の必要性を見極め、方程式を使い分けることで、複雑な流れ場を合理的に解析することが可能である。

### (3) 河床変動解析手法

河床変動量は混合粒径を対象とし、式(21)に示す流砂の連続式<sup>27)</sup>より計算する。

$$\frac{\partial z_b}{\partial t} + \frac{1}{(1-\lambda)J} \left( \frac{\partial \Delta \eta \cdot \sum_k \tilde{q}_{B\bar{\xi}k}}{\partial \xi} + \frac{\partial \Delta \xi \cdot \sum_k \tilde{q}_{B\eta k}}{\partial \eta} \right) + \frac{1}{(1-\lambda)} \sum_k (c_{bk} w_{0k} - q_{suk}) = 0 \quad (21)$$

ここに、 $z_b$  : 河床高、 $\lambda$  : 河床の空隙率( $\lambda = 0.4$ )である。 $\tilde{q}_{B\bar{\xi}k}, \tilde{q}_{B\eta k}$  は粒径 $d_k$ の掃流砂量 $\tilde{q}_{Bk}$ の反変 $\xi, \eta$ 方向ベクトル、 $c_{bk}$  : 基準面における粒径階 $k$ の砂粒子の浮遊砂濃度、 $w_{0k}$  : 粒径 $d_k$ の砂粒子の沈降速度、 $q_{suk}$  : 粒径 $d_k$ の砂粒子の河床からの浮上量である。

河床表層の粒径 $d_k$ の存在割合 $P_k$ の計算には平野の交換層モデル<sup>28)</sup>を用いる。 $P_k$ の変化量 $dP_k$ は式(22)、式(23)で表される。

河床上昇時 :

$$dP_k = \frac{dz_{bk} - P_k dz_b}{\Delta_{EX}} \quad (22)$$

河床低下時 :

$$dP_k = \frac{dz_{bk} - P_{kB} dz_b}{\Delta_{EX}} \quad (23)$$

ここに、 $dz_b$  : 河床高変化量、 $dz_{bk}$  : 粒径 $d_k$ による河床高変化量、 $\Delta_{EX}$  : 交換層厚、 $P_{kB}$  : 交換層より下層における粒径 $d_k$ の存在割合である。

粒径別掃流砂量は式(24)に示す芦田・道上の式<sup>29)</sup>を用いて計算する。

$$\frac{q_{bk}}{\sqrt{sgd_k^3}} = 17P_k \tau_{*ek}^{\frac{3}{2}} \left( 1 - \frac{\tau_{*ck}}{\tau_{*k}} \right) \left( 1 - \frac{u_{*ck}}{u_*} \right) \quad (24)$$

$$\tau_{*ek} = \frac{u_{*e}^2}{sgd_k}, \frac{u}{u_{*e}} = 6.0 + 5.75 \log \frac{h}{(1 + 2\tau_{*m})d_m}$$

ここに、 $\tau_{*k}, \tau_{*ek}$  : 粒径 $d_k$ の無次元掃流力および有効掃流力、 $u_{*ck}$  : 粒径 $d_k$ の限界摩擦速度であり、式(25)に示す芦田・道上による修正 Egiazaroff 式<sup>29)</sup>より計算する。

$$\frac{d_k}{d_m} > 0.4: \frac{u_{*ck}^2}{u_{*cm}^2} = \frac{\tau_{ck}}{\tau_{cm}} = \left[ \frac{\log_{10} 19}{\log_{10} 19(d_k/d_m)} \right]^2 \left( \frac{d_k}{d_m} \right) \quad (25)$$

$$\frac{d_k}{d_m} > 0.4: \frac{u_{*ck}^2}{u_{*cm}^2} = \frac{\tau_{ck}}{\tau_{cm}} \cdot 0.85$$

ここに、平均粒径 $d_m$ の限界摩擦速度 $u_{*cm}$ は式(26)に示す岩垣の式<sup>30)</sup>より計算する。

$$\begin{aligned}
d \geq 0.303(\text{cm}) : u_{*c}^2 &= \tau_c / \rho = 80.9d \\
0.118 \leq d \leq 0.303(\text{cm}) : u_{*c}^2 &= \tau_c / \rho = 134.6d^{31/22} \\
0.0565 \leq d \leq 0.118(\text{cm}) : u_{*c}^2 &= \tau_c / \rho = 55.0d \\
0.0065 \leq d \leq 0.0565(\text{cm}) : u_{*c}^2 &= \tau_c / \rho = 8.41d^{11/32} \\
d \leq 0.0065(\text{cm}) : u_{*c}^2 &= \tau_c / \rho = 226d
\end{aligned} \tag{26}$$

粒径別の水深平均浮遊砂濃度  $C_k$  の輸送は、式(27)に示す平面二次元移流拡散方程式により計算する。

$$\begin{aligned}
& \frac{\partial C_k}{\partial t} + \frac{1}{J} \left( \frac{\partial \Delta \eta \cdot \overline{u^\xi c_k}}{\partial \xi} + \frac{\partial \Delta \xi \cdot \overline{u^\eta c_k}}{\partial \eta} \right) \\
&= \frac{\partial}{\partial \tilde{\xi}} \left( \varepsilon_s \cdot \frac{\partial C_k}{\partial \tilde{\xi}} \right) + \frac{\partial}{\partial \tilde{\eta}} \left( \varepsilon_s \cdot \frac{\partial C_k}{\partial \tilde{\eta}} \right) + \cos \theta^{\eta\xi} \left\{ \frac{\partial}{\partial \tilde{\xi}} \left( \varepsilon_s \cdot \frac{\partial C_k}{\partial \tilde{\eta}} \right) + \frac{\partial}{\partial \tilde{\eta}} \left( \varepsilon_s \cdot \frac{\partial C_k}{\partial \tilde{\xi}} \right) \right\} \\
&+ \frac{\varepsilon_s}{\tilde{J}} \left\{ \frac{\partial C_k}{\partial \tilde{\xi}} \frac{\partial \theta^\xi}{\partial \tilde{\eta}} + \frac{\partial C_k}{\partial \tilde{\eta}} \frac{\partial \theta^\eta}{\partial \tilde{\xi}} \right\} + q_{suk(z=z_b)} - c_{bk} w_{0k}
\end{aligned} \tag{27}$$

ここに、 $\varepsilon_s$  : 拡散係数である。

浮遊砂の河床からの浮上量  $q_{suk}$  は式(28)に示す板倉・岸の式<sup>31)</sup>より算定する。

$$\begin{aligned}
\frac{q_{suk}}{\sqrt{sgd_k}} &= P_k K \left( \alpha_* \frac{\rho_s - \rho}{\rho_s} \frac{gd_k}{u_*} \Omega_k - w_{0k} \right) \\
\Omega_k &= \frac{\tau_{*k}}{B_{*k}} \frac{\int_{a'}^{\infty} \phi \frac{1}{\sqrt{\pi}} \exp(-\phi^2) d\phi}{\int_{a'}^{\infty} \frac{1}{\sqrt{\pi}} \exp(-\phi^2) d\phi} + \frac{\tau_{*k}}{B_{*k} \eta_0} - 1
\end{aligned} \tag{28}$$

ここに、 $K=0.008$ ,  $\alpha_*=0.14$ ,  $\rho$  : 水の密度,  $\rho_s$  : 砂粒子の密度,  $a' = B_{*k} / \tau_{*k} - 1 / \eta_0$ ,

$\eta_0=0.5$ ,  $B_{*k} = B_{*0} \cdot \tau_{*ck} / \tau_{*ck0}$ ,  $B_{*0}=0.143$ ,  $\tau_{*ck}, \tau_{*ck0}$  は  $d_k$  の混合粒径, 均一粒径の限界掃流力である。

式(29)に示す Lane-Kalinske による浮遊砂濃度の鉛直分布式<sup>32)</sup>を水深平均し, 式(30)に示す基準面濃度  $c_{bk}$  と  $C_k$  の関係を得る.

$$c_k = c_{bk} \exp\left(-\frac{w_{0k}z}{\varepsilon}\right) \quad (29)$$

$$C_k = \frac{c_{bk}}{\beta} (1 - \exp(-\beta)) \quad (30)$$

浮遊砂の河床への沈降量は  $c_{bk}$  に砂粒子の沈降速度  $w_{0k}$  をかけて求める.  $w_{0k}$  は式(31)に示す Rubey の式<sup>27)</sup>を用いる.

$$w_{0k} = \left( \sqrt{\frac{2}{3} + \frac{36\nu^2}{sgd_k^3}} - \sqrt{\frac{36\nu^2}{sgd_k^3}} \right) \sqrt{sgd_k} \quad (31)$$

## 2.4 信濃川下流区間全体の洪水流・河床変動の解析

ここでは、河口から洗堰までの信濃川下流区間全体を対象に、静水圧の仮定を用いた底面流速解析法を適用し、観測水面形の時間変化に基づいた洪水流・河床変動の一体解析により、複雑な河道システム全体の洪水流・河床変動を説明できることを示す。

### 2.4.1 解析条件

#### (1) 計算対象範囲

信濃川下流域では、合流、分派、構造物等が相互の流れ場に影響を及ぼすことから、洪水伝播特性を把握するためには個別区間の解析では不十分である。このため、本解析モデルの計算対象範囲は、河口から洗堰までの全区間とした。支川については、五十嵐川、刈谷田川、加茂川、小阿賀野川を対象に 2~3km 程度をモデル化した。なお、流域面積が小さく、河幅が狭い下条川については、メッシュは構築せず横流入条件を与えることで表現した。

#### (2) 計算メッシュの構築と初期地形の設定

信濃川下流区間における堤防法線や河岸ライン、河道の曲がり、合流・分派点の複雑な形状を考慮するため、一般曲線座標系による格子形成を行った。

信濃川本川の計算メッシュに与える地盤高は、対象洪水である平成 23 年 7 月洪水の前の平成 21 年度定期横断測量データ (200~400m ピッチ) を基に、線形補間により与えた。中ノロ川では、平成 15、平成 17、平成 22 年の三ヵ年で約 100~200m ピッチで横断測量が実施されているが、これらは全川一括の測量ではなく、平成 15 年が 13.9k~34k、平成 17 年が 1k~3.8k、平成 22 年が 3.8k~13.9k となっている。よって本研究では、これらのデータをつなぎ合わせることで中ノロ川の横断地形を把握し、解析メッシュに反映した。五十嵐川では、平成 16 年 7 月水害助成事業により整備された 0~3.9k 区間の横断測量データを、また、刈谷田川の信濃川合流点付近については、平成 16 年 7 月水害後に実施された合流点改修時に測量された横断データを用いた。

無堤部で溢水氾濫が生じた信濃川 47.0~50.7k 右岸では、平成 16 年度レーザープロファイラーデータを用いて、実績の浸水エリアの地形を解析メッシュに反映することで、溢水氾濫を表現できるようにした。図 2-9 に、無堤部のレーザープロファイラーデータ及びモデル化した計算メッシュを示す。

また、関屋分水路流頭部では、平成 23 年 7 月洪水後に実施された音響測深探査より、洪積層の露出によるマウンドが形成されていることが明らかにされている<sup>33)</sup>。マウンドの存在は、関屋分水路分派点の流れと河床変動に影響を及ぼすと考えられることから、音響



測深調査データを用いて、マウンドの形状を地形メッシュに反映した。図 2-10 に、H23 年度音響測深調査結果を参考に構築した関屋分水路分派点の計算メッシュを示す。

なお、全体計算のメッシュサイズは、15～20m 間隔程度で設定し、時間刻みは 0.1 秒とした。

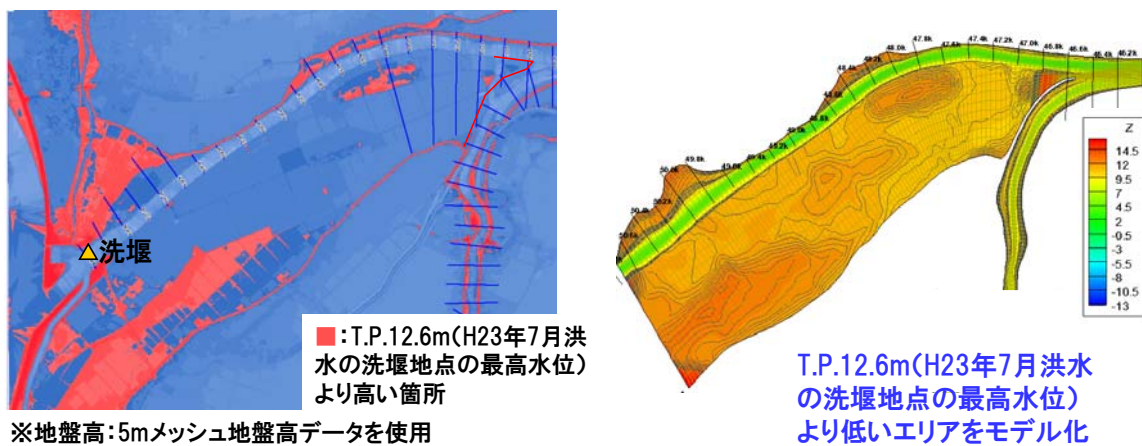


図 2-9 無堤部のレーザープロファイラーデータ及びモデル化した計算メッシュ

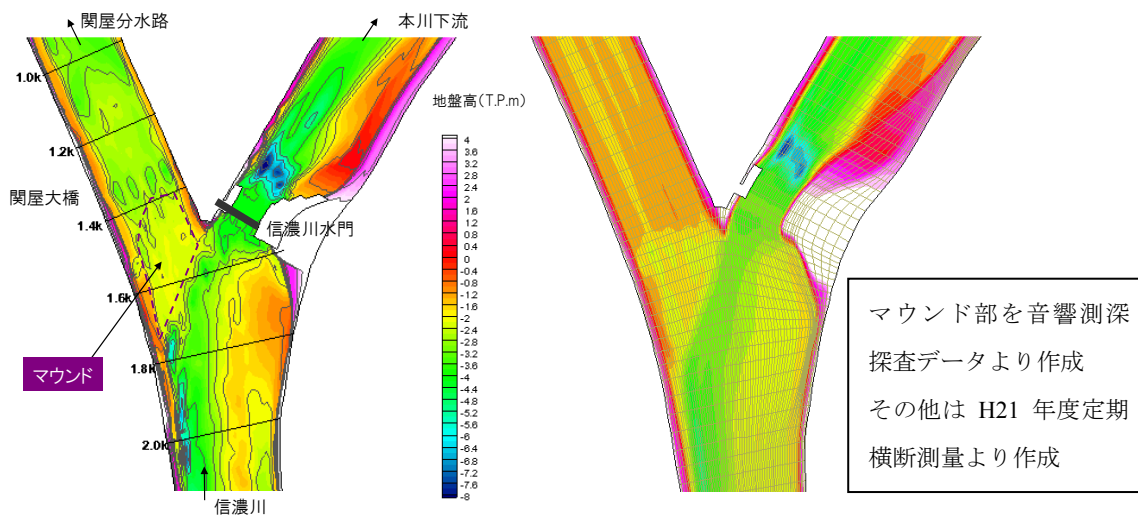


図 2-10 H23 年度音響測深調査結果を参考に構築した関屋分水路分派点の計算メッシュ

### (3) 上下流端境界条件及び支川からの流入条件

信濃川下流域の上流端に位置する洗堰では、洪水中に全閉操作されることから、流量ゼロの条件を与えるものとした。また、関屋分水路と本川下流の下流端にはそれぞれ実績潮位である西港の水位ハイドログラフを与えた。

信濃川、中ノ口川に比べて、支川の五十嵐川、刈谷田川、加茂川、小阿賀野川、下条川では水位、流量観測点が不足しており、観測水面形を用いた解析を行うことが困難であった。そのため、支川からの流入条件は、信濃川の解析水面形が観測水面形を説明できるように与えるものとした。

以下に、その推定方法について説明する。まず、合流点下流の水位観測点を代表し、この地点における解析水位が観測水位と一致するように、支川の上流端水位変動量を逐次調整を行った。更に、支川からの流入の影響は、合流点付近の水面形に及ぶと考えられるため、合流点付近の水面形が観測値を概ね説明できるように、支川合流点及び支川の粗度係数を試行錯誤的に調整した。

上流端水位変動量は、支川上流端から参照先となる水位観測点までの洪水到達時間  $T$  を考慮し、 $T$  時間後の観測水位と現時刻の解析水位の差を修正するように、以下の式により算出した。

$$\frac{dh_0}{dt} = \frac{h_{obs}^{t+T} - h_{cal}^t}{T} \quad (32)$$

ここに、 $h_0$ ：支川上流端の水位、 $h_{obs}$ ：参照先の観測水位、 $h_{cal}$ ：参照先の解析水位である。なお、洪水到達時間  $T$  は、支川上流端から参照先水位観測点までの区間における洪水伝播速度を考慮して算出した。

### (4) 多点からのポンプ排水量

低平地を流れる信濃川下流域では、多点からのポンプ排水機場からの流入があり、洪水流量を決定づける要因となり、洪水伝播に影響を及ぼすと考えられるため、本研究では、排水機場からの流入地点において、実績の排水量ハイドログラフを横流入条件として直接与えるものとした。

図 2-11 に、実績ポンプ排水量ハイドログラフを示す。個々のポンプ排水量は数  $\text{m}^3/\text{s}$ ～ $100\text{m}^3/\text{s}$  程度であるが、縦断方向に積分すると、信濃川で最大  $480\text{m}^3/\text{s}$ 、中ノ口川で  $190\text{m}^3/\text{s}$  に達する。県管理河川である中ノ口川では、洪水ピーク時に約 30 時間にわたってポンプ排水規制が実施されていることが確認できる。

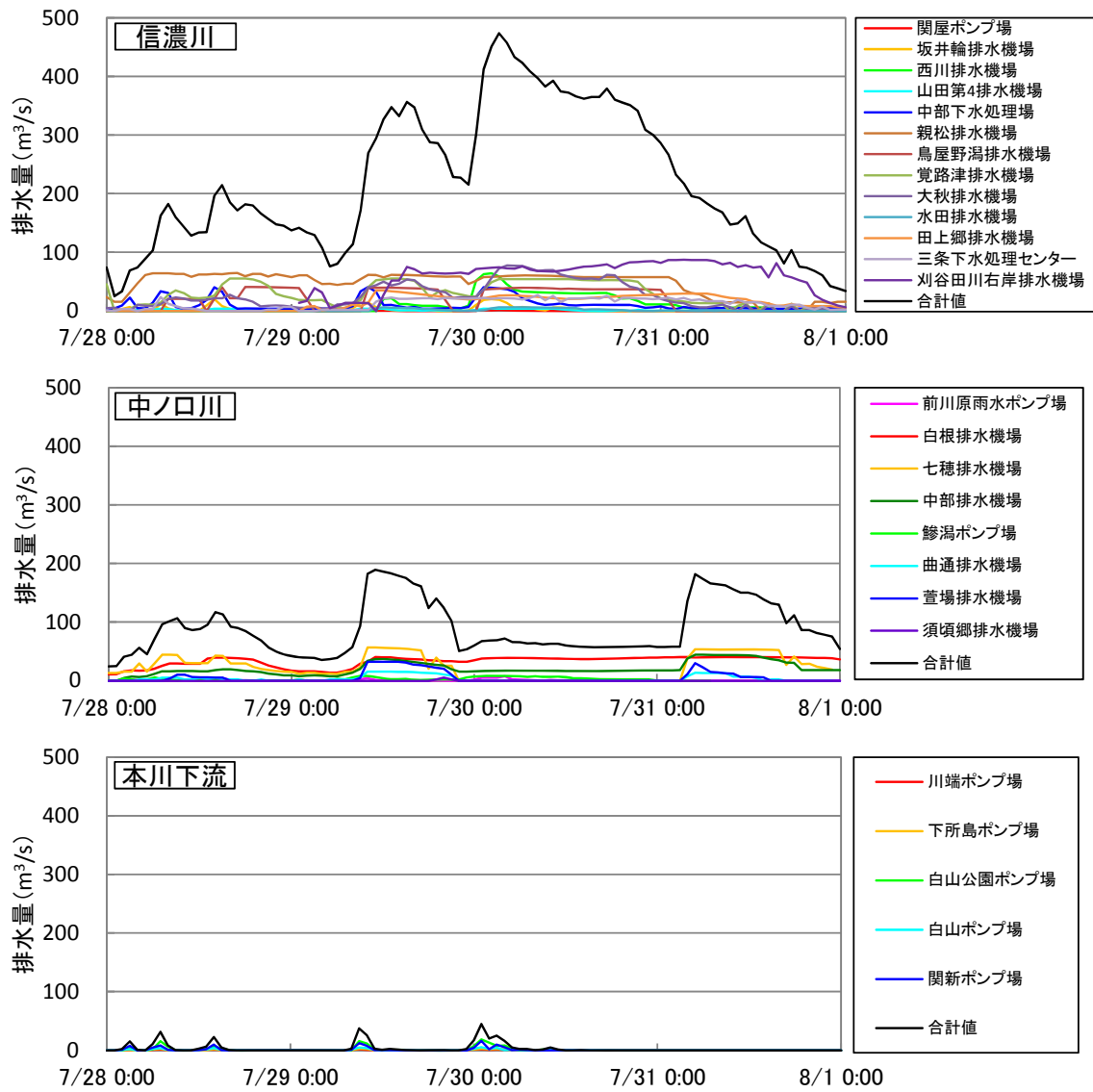


図 2-11 実績ポンプ排水量ハイドログラフ

#### (5) 粗度係数及び樹木群透過係数

低水路粗度係数は、支川の合流や分派に伴う河道特性変化を考慮して、次の区間毎に設定した。

信濃川

- ・ 関屋分水路 (0.0～1.6k)
- ・ 関屋分水路分派点～中ノ口川合流点 (1.6k～6.0k)
- ・ 中ノ口川合流点～小阿賀野川合流点 (6.0～11.0k)
- ・ 小阿賀野川合流点～加茂川合流点 (11.0～29.0k)
- ・ 加茂川合流点～五十嵐川合流点 (29.0～41.0k)
- ・ 五十嵐川合流点～中ノ口川分派点 (41.0～44.4k)
- ・ 中ノ口川分派点～刈谷田川合流点 (44.4～46.0k)
- ・ 刈谷田川合流点～洗堰 (46.0～50.8k)
- ・ 本川下流 (0.0'～8.5'k)

中ノ口川

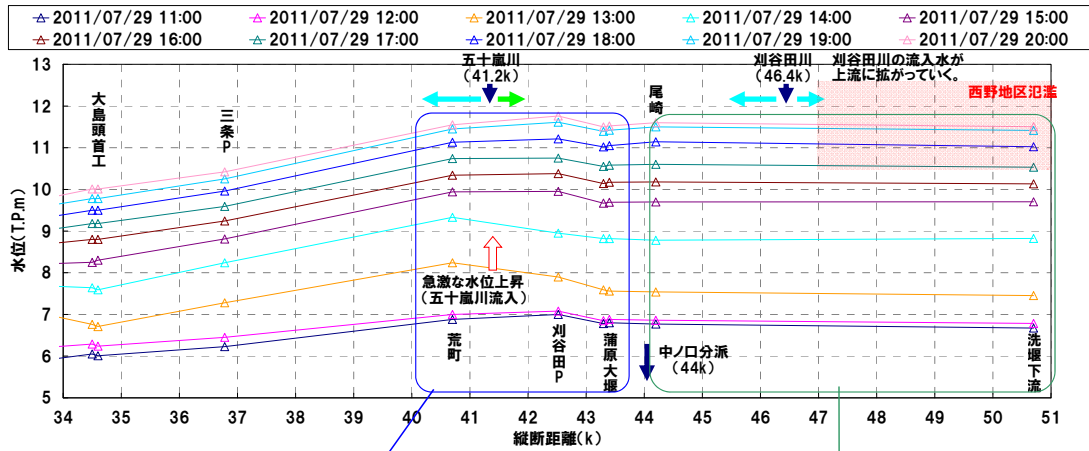
- ・ 信濃川合流点～中ノ口川水門 (0.0k～34.0k)

支川

- ・ 五十嵐川 (0.0～3.0k)
- ・ 刈谷田川 (0.0～2.0k)
- ・ 加茂川 (0.0～2.0k)
- ・ 小阿賀野川 (0.0～2.0k)

信濃川下流域の高水敷には、人工草地・グラウンド、ヨシ・オギ等の群落、ヤナギ等の繁茂域・果樹園が分布する。本検討では、平成 21 年度に撮影された空中写真より地被状況の分布を設定し、観測縦断水面形の時間変化を再現できる値を設定した。

図 2-12 に水面形観測結果からみた五十嵐川合流点付近の流れの特徴を示す。五十嵐川合流点付近では、水面形が上に凸となっており、五十嵐川からの流入が上下流に広がったと推察される。よって、平成 23 年 7 月洪水では、五十嵐川の流入がきっかけとなり、その影響が合流点上下流の水面形に及んでいることに着目し、はじめに五十嵐川の粗度係数の調整を行った。その後、信濃川と中ノ口川の観測水面形の時間変化を表現するように、全体区間の粗度係数と樹木群透過係数の調整を行った。最終的に設定した粗度係数及び樹木群透過係数を表 2-1 に示す。



五十嵐川合流点付近の水面形が上に凸となっており、流入の影響が観測水面形に現れている。

刈谷田川の流入水が本川上流側に貯留し、T.P.10.6m付近まで水位が上昇した後、西野地区で浸水が生じている

図 2-12 水面形観測結果からみた五十嵐川合流点付近の流れの特徴

表 2-1 最終的に設定した粗度係数及び樹木群透過係数


区間	粗度係数( $m^{-1/3} \cdot s$ )		樹木群透過係数 (m/s)
	低水路	高水敷	
関屋分水路 (0.0~1.6k)	0.015	0.035	—
関屋分水路分派点~中ノ口川合流点 (1.6~6.0k)	0.017~0.022	0.035	65~90
中ノ口川合流点~小阿賀野川合流点 (6.0~11.0k)	0.017~0.022	0.030~0.035	65
小阿賀野川合流点~加茂川合流点 (11.0~29.0k)	0.025~0.035	0.030~0.080	10~90
加茂川合流点~五十嵐川合流点 (29.0~41.0k)	0.022~0.025	0.030~0.050	25~90
五十嵐川合流点~中ノ口川分派点 (41.0~44.4k)	0.022	0.030~0.050	40
中ノ口川分派点~刈谷田川合流点 (44.4~46.0k)	0.020	0.030~0.050	40
刈谷田川合流点~洗堰 (46.0~50.8k)	0.022	0.030~0.050	40
本川下流 (0.0~8.5k)	0.022	0.035	—
信濃川合流点~中ノ口川水門 (0.0~34.0k)	0.022~0.028	0.030~0.062	40
五十嵐川 (0.0~3.0k)	0.022~0.025	0.03	—
刈谷田川 (0.0~2.0k)	0.025	0.03	—
加茂川 (0.0~2.0k)	0.020	0.030~0.050	—
小阿賀野川 (0.0~2.0k)	0.035	0.030~0.070	—

## (6) 水門の取り扱い

表 2-2 に平成 23 年 7 月洪水における信濃川水門及び中ノロ川水門の開度操作実績を示す。本川下流部の流頭部に位置する信濃川水門では、洪水時の本川下流への分派量が概ね  $800\text{m}^3/\text{s}$  となるように、時々刻々の開度操作が行われている。また、中ノロ川流頭部に位置する中ノロ川水門では、1.3m の一定開度によって中ノロ川への流入量が制御されている。

本検討では、信濃川水門と中ノロ川水門に相当するメッシュにおいて、実績開度を直接与えるものとした。また、図 2-13 に示すように、水門から受ける流体力を水門上下流面に働く圧力（静水圧＋動圧）の差より求め、流下方向の運動方程式に考慮することで水門上流側の水位の堰上げと流量調節を表現した。

表 2-2 平成 23 年 7 月洪における信濃川水門及び中ノロ川水門の操作実績

水門	写真	平成 23 年 7 月洪水の操作実績
信濃川水門	<p style="text-align: center;">洪水制御用ゲート(幅30m×3門)</p>  <p style="text-align: center;">新潟市街地を流れる本川下流への分派量を調整</p>	<p>1号, 2号, 3号 開度 1.93~7.5m (下流への流量が <math>800\text{m}^3/\text{s}</math> になるように制御)</p>
中ノロ川水門	<p style="text-align: center;">洪水制御用ゲート(幅30m×4門)</p>  <p style="text-align: center;">4つの門の開閉操作により, 流下能力の少ない中ノロ川への分派量を調整</p>	<p>1号, 4号…全閉 2号, 3号…開度 1.3m(固定)</p>

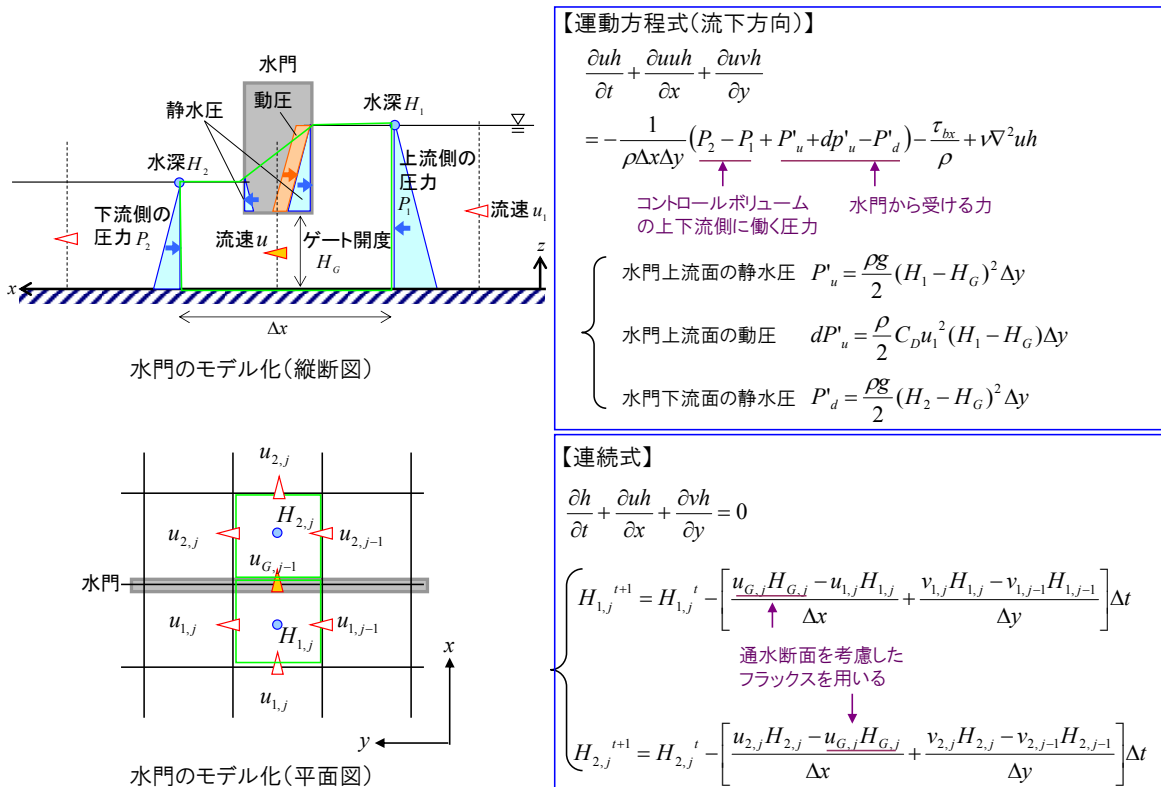


図 2-13 水門のモデル化

(7) 初期の粒度分布

各河川の低水路に与える初期の粒度分布は、平成 12 年、平成 23 年度に実施された河床材料調査結果を基に与えた。ただし、五十嵐川では、平成 23 年度の粒度分布が出水の影響で細粒化しており、洪水前の状態を表していないと判断し、本検討では平成 12 年度調査結果のみを用いた。図 2-14 に各河川で設定した初期の粒径加積曲線を示す。

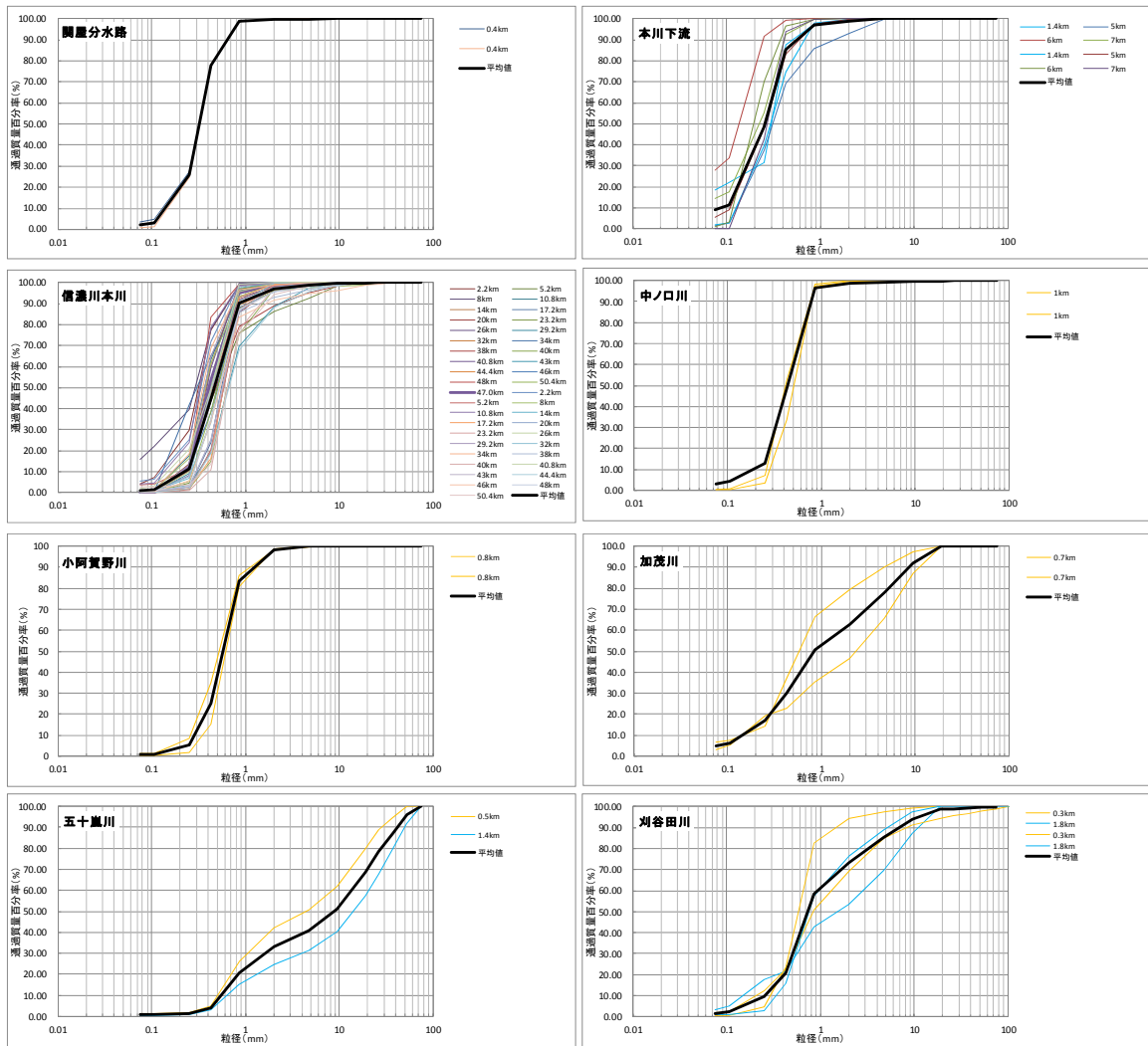


図 2-14 各河川で設定した初期の粒径加積曲線



## 2.4.2 解析結果

設定した条件のもと，平成 23 年 7 月洪水信濃川下流域全体の洪水流・河床変動解析を行った．以下に解析結果を示す．

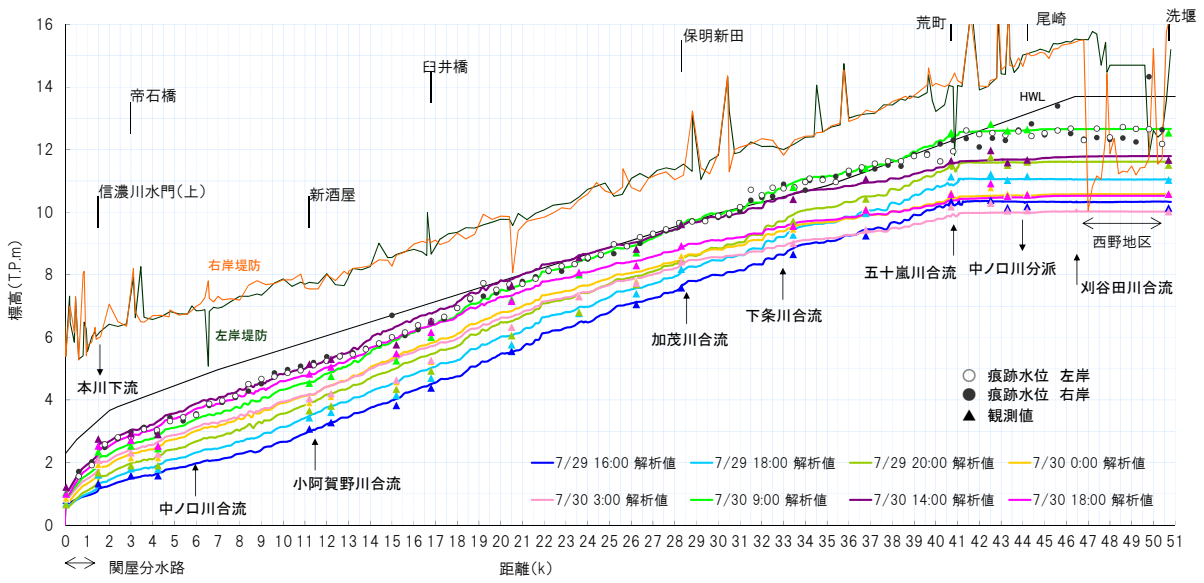
### (1) 縦断水面形の時間変化

図 2-15 に，信濃川と中ノロ川の水面形の時間変化を示す．信濃川では，13～18k 区間で解析水位は観測値よりも高めに算出されているものの，各支川合流点や，中ノロ川の分派点，無堤区間の西野地区，関屋分水路において，水面形の時間変化の解析値は観測結果を概ね説明できている．また，中ノロ川では，中ノロ川水門の上下流の水位差を含め，水面形の時間変化の解析値は観測値を概ね表現できている．信濃川，中ノロ川ともに，最高水位の縦断分布は，洪水痕跡水位と概ね一致している．

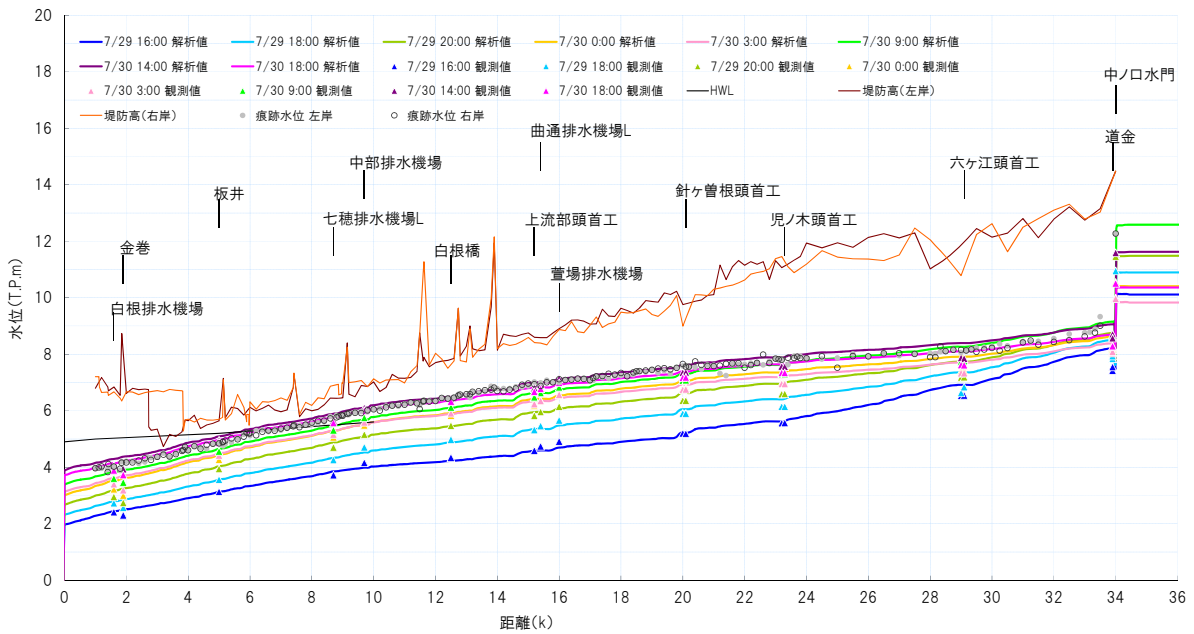
### (2) 流量ハイドログラフ

図 2-16 に流量ハイドログラフの解析値と観測値の比較を示す．水面形の時間変化と河床変動を概ね再現した結果，信濃川の荒町，帝石橋，中ノロ川の中ノロ川水門及び板井における解析流量ハイドログラフを概ね説明できている．

また，主要支川である五十嵐川と刈谷田川について，別途検討された降雨流出計算結果を参考に，推定した洪水ボリューム及び流入量ハイドログラフが妥当であるかどうかについて検証を行った．図 2-17 に五十嵐川と刈谷田川の流量ハイドログラフを示す．ここに示す五十嵐川と刈谷田川の流出計算結果は，平成 23 年 7 月洪水発生時の実績降雨を与えた貯留関数法によって試算されたものであり，上流域のダムによる洪水調節や刈谷田川遊水地の効果や，外水氾濫の影響がモデル上考慮されている．本解析結果を流出計算結果と比較すると，五十嵐川では第二ピーク付近で流量が小さくなり，刈谷田川ではピークが若干早く現れているものの，両河川共に洪水波形と流量の絶対値は流出計算結果と概ね同様の結果を示している．



(a) 信濃川



(b) 中ノ口川

図 2-15 水面形の時間変化の解析値と観測値の比較

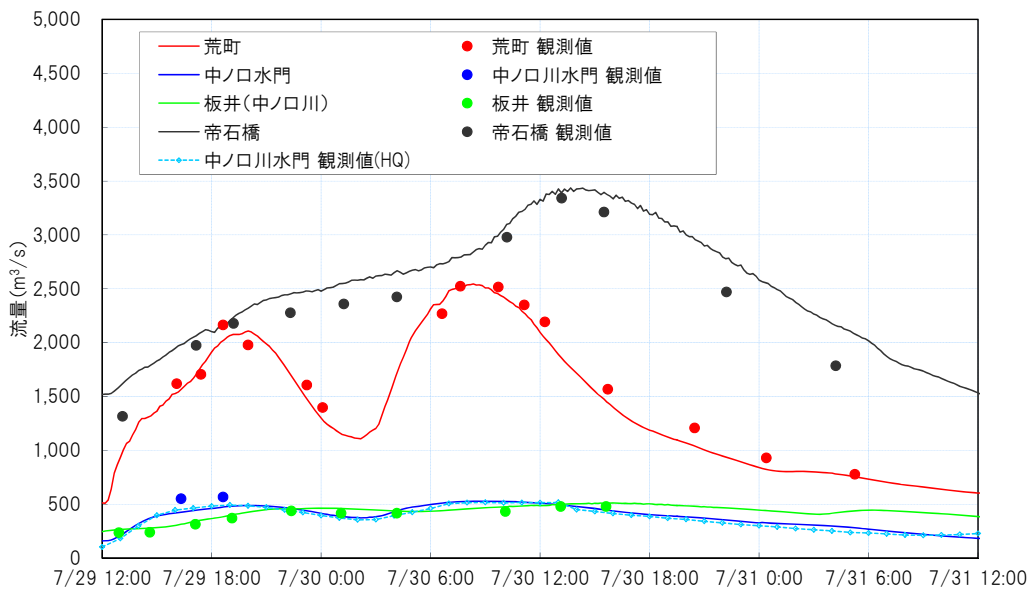


図 2-16 流量ハイドログラフの解析値と観測値の比較

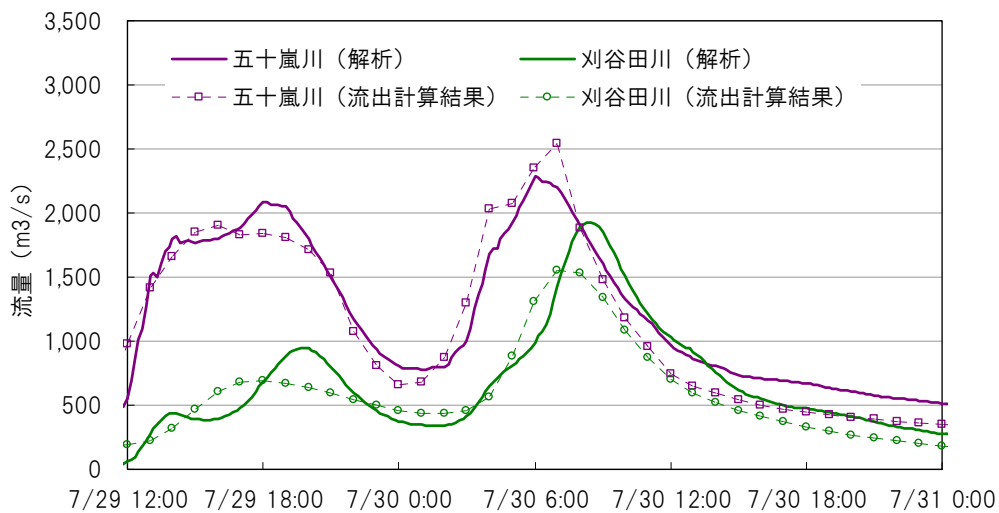


図 2-17 五十嵐川と刈谷田川の流入量ハイドログラフの解析地と流出計算結果との比較

### (3) 洪水後の河床変動

図 2-18 に、信濃川における平均河床及び最深河床の縦断分布を示す。

平均河床高及び最深河床高の解析値と実績値を比較すると、五十嵐川合流点直下となる 41k 付近の堆積厚を十分表現できていないものの、1.6k より下流部の関屋分水路の土砂フラッシュによる河床低下や、18k の洗掘傾向等が表現できており、全体的にみて解析値は実測値を概ね説明できている。

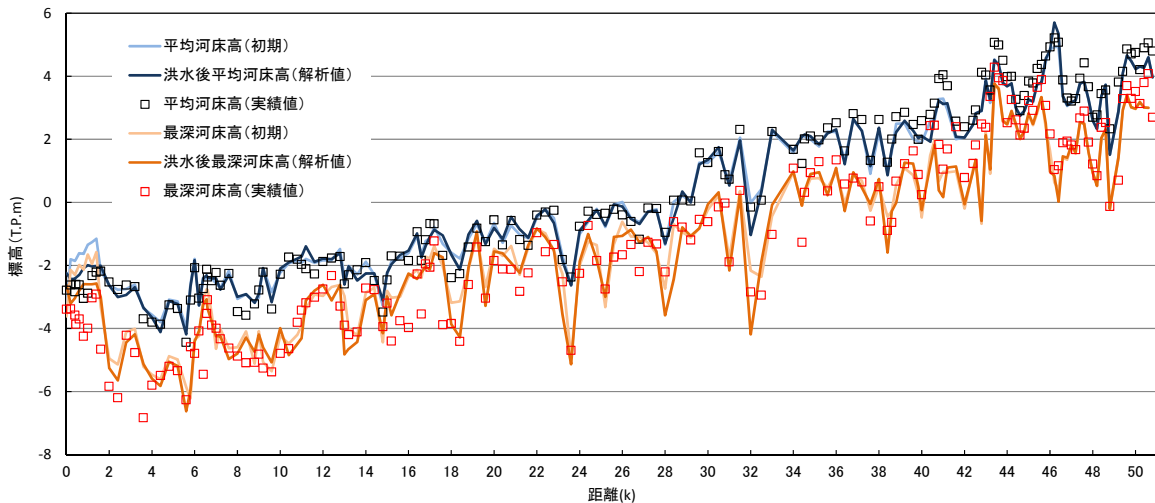
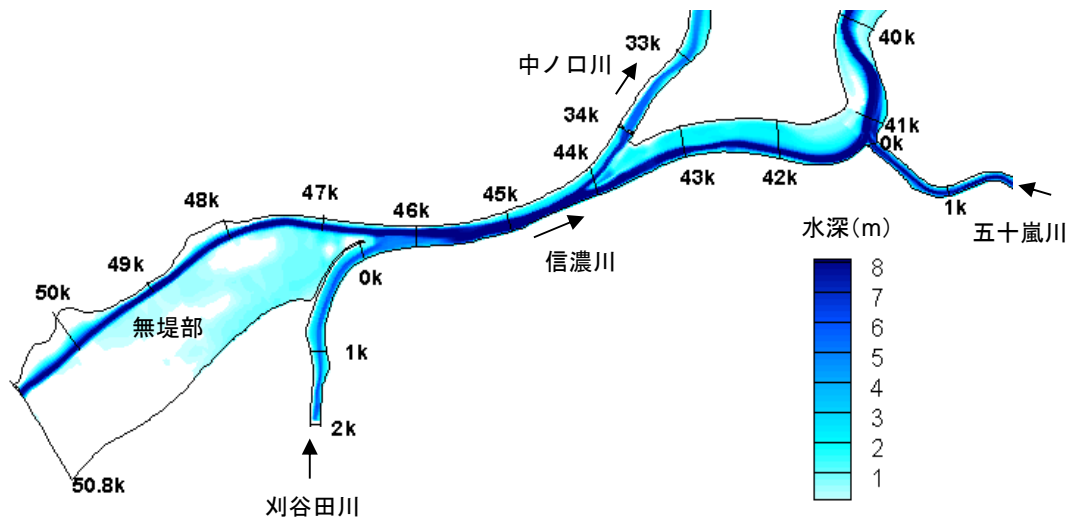


図 2-18 平均河床及び最深河床の縦断分布

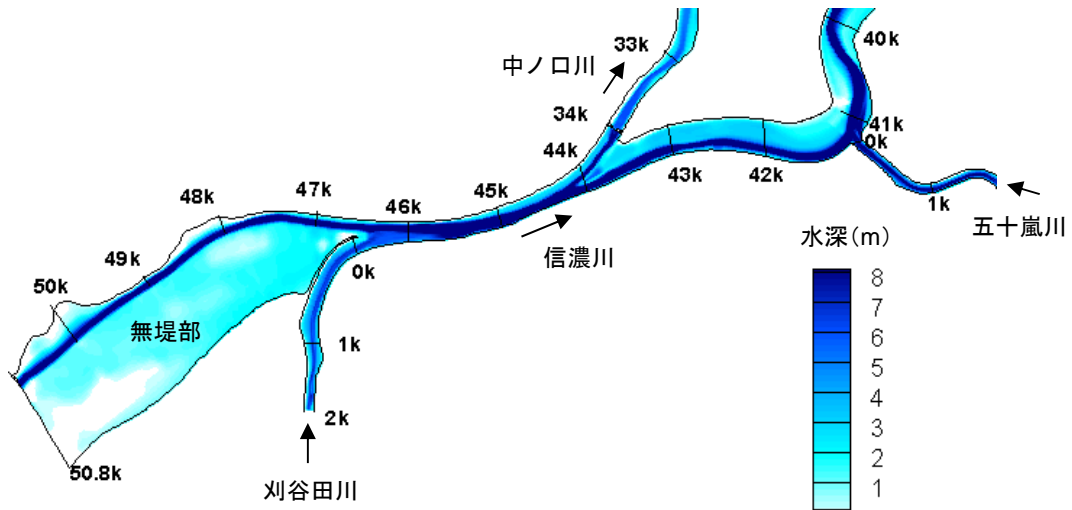
### (4) 無堤部の溢水氾濫

主要支川である五十嵐川と刈谷田川の合流点に近接する無堤部の氾濫解析結果について示す。図 2-19 に五十嵐川合流点から洗堰までの区間における水深コンター図を示す。第一波形の立ち上がりでは、五十嵐川からの大規模な流入に伴って逆流が生じ、無堤部で溢水氾濫が生じる。次に、五十嵐川と刈谷田川が同時生起する第二波形では、大規模な溢水氾濫が生じ、洪水減衰期に徐々に排水していく様子が確認できる。

図 2-20 に無堤部の氾濫ボリュームの時間変化の解析値と推定値の比較を示す。ここに、推定値とは、洗堰の観測水位ハイドログラフと無堤部の面積及び地盤高から算出したものである。これによると、本解析モデルにより得られる無堤部の溢水氾濫量及び波形は、推定値をよく説明できていることが確認できる。溢水氾濫量は最大で 400 万  $m^3$  にも達しており、無堤部の溢水氾濫を含めた大規模な河道内貯留が、下流側のピーク流量低減に極めて重要な役割を果たしていたことが明らかとなった。



(a) 第一波形ピーク (7/29 20:00)



(b) 第二波形ピーク (7/30 9:00)

図 2-19 五十嵐川合流点から洗堰までの区間における水深コンター図

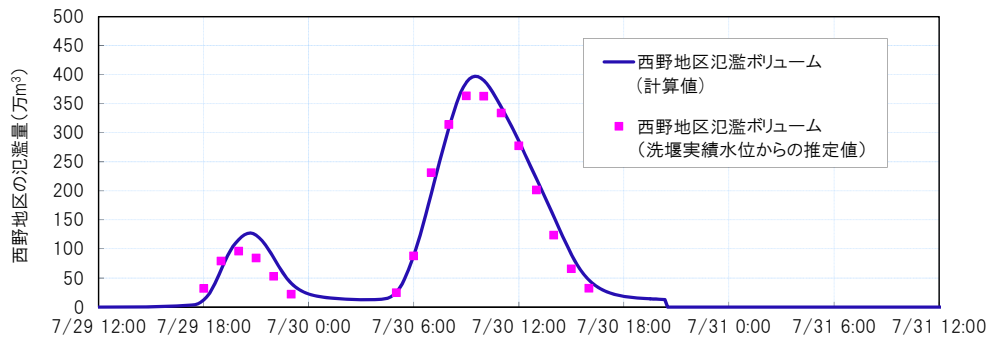


図 2-20 無堤部の溢水氾濫量の時間変化の解析値と推定値の比較

## 2.5 信濃川・五十嵐川合流点の三次元流れと河床変動の解析

「2.4 信濃川下流区間全体の洪水流・河床変動の解析」では、静水圧近似した底面流速解析法を適用し、観測水面形の時間変化に基づいた洪水流・河床変動の一体的解析法により、刈谷田川、五十嵐川等の複数支川と中ノロ川に分派・合流、関屋分水路の分派を含む信濃川下流区間全体の洪水流・河床変動を説明できることを示した。

一方、平成 23 年 7 月洪水では、五十嵐川の大規模な洪水流入により、信濃川の左岸河岸において河岸浸食が生じた。ここでは、信濃川・五十嵐川合流点において静水圧近似しない底面流速解析法を適用することで、大規模流量を伴う支川が、本川にほぼ直角に合流する箇所において生じる三次元流れと、これに起因する局所洗掘の機構について検討を行う。

### 2.5.1 平成 23 年 7 月洪水における信濃川・五十嵐川合流点の河床変動の実態

写真 2-3 に、信濃川・五十嵐川合流部の位置図を示す。右支川である五十嵐川は、信濃川にほぼ直角に合流しており、平成 23 年 7 月洪水時に、計画規模を超える五十嵐川からの大規模流入により、信濃川左岸河岸に形成された水衝部において、河岸浸食を伴う局所洗掘が生じた。

表 2-3 に、平成 23 年 7 月洪水における本支川の流量規模を示す。平成 23 年 7 月洪水は二山波形であり、それぞれの波形における五十嵐川のピーク流量は、ともに  $2,000\text{m}^3/\text{s}$  を超過しており、計画高水流量に匹敵する大規模なものであった。一方、信濃川の蒲原大堰地点の流量は、一波形目で  $400\text{m}^3/\text{s}$  程度、二波形目で  $1,000\text{m}^3/\text{s}$  程度であり、五十嵐川に比べて流量規模が小さい。

この洪水により、写真 2-3 に示すように、五十嵐川の水衝部となる信濃川 41.2k の左岸河岸において河岸侵食が生じた。また、五十嵐川の合流により形成される流れの剥離域となる 40.8k 付近～合流点の低水路右岸側において大規模な土砂堆積が生じた。侵食・堆積量について、洪水前後の横断測量結果を用いて調べた結果、水衝部の侵食幅は 60m、侵食土量は約  $26,000\text{m}^3$ 、剥離域の土砂堆積量は約  $53,000\text{m}^3$  といずれも大規模なものであることが確認された。

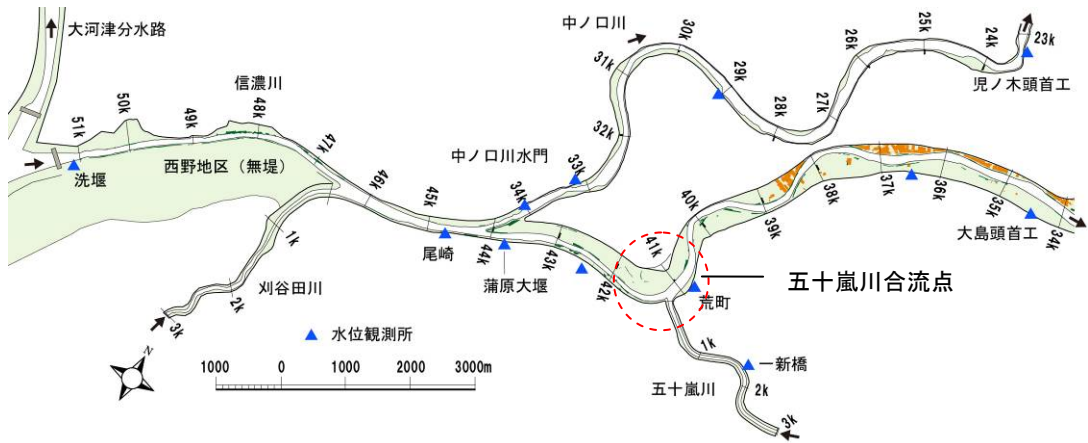


図 2-21 五十嵐川合流点の位置図

表 2-3 平成 23 年 7 月洪水の流量規模

	信濃川 (蒲原大堰)	五十嵐川 (一新橋)
平成23年7月洪水 第一波形目	439	2,088
平成23年7月洪水 第二波形目	1,035	2,292
計画高水流量	800 <sup>※</sup>	2,400

※荒町と五十嵐川の計画高水流量の差より算出 (単位 m<sup>3</sup>/s)



写真 2-3 平成 23 年 7 月洪水における侵食・堆積の状況

## 2.5.2 解析条件

### (1) 計算対象範囲

信濃川・五十嵐川合流点付近の詳細計算では、五十嵐川による水衝部の河岸侵食箇所と合流点下流の土砂堆積域を含むように、信濃川 39.0～43.2k 及び五十嵐川 0.0～1.9k の範囲を対象とした。五十嵐川による水衝部付近では、低水路河岸の斜面上を乗り上げる流れや、底面に潜り込む流れを表現することが重要と考え、低水路河岸の法肩と法尻の位置と形状が考慮できるように、詳細計算区間のメッシュサイズを縦横断方向に約 5m 間隔、時間刻みを 0.05 秒とし、全体計算のメッシュサイズ (15～20m 間隔程度)、時間刻み (0.1 秒) よりも十分細かく設定した。

### (2) 上下流端境界条件

詳細計算の上流端境界条件には、信濃川下流域全体を対象にした洪水流・河床変動計算で得られた信濃川 43.6k 及び五十嵐川 1.9k における流量ハイドログラフと浮遊砂濃度フラックスを、また下流端には 39.0k における水位ハイドログラフをそれぞれ与えた。

### (3) 粗度係数・樹木群透過係数

粗度係数・樹木群透過係数は、水面形の時間変化と河床変動高を概ね表現できるように、全体計算で調整した値を参考に若干の修正を施し、低水路粗度係数に 0.020～0.025、高水敷粗度係数に 0.030～0.060、樹木群透過係数に 20～90m/s を与えた。

### (4) 初期の河床材料粒度構成

初期の河床材料粒度分布は、平成 23 年度に実施された信濃川、五十嵐川、刈谷田川及び中ノ口川の河床材料調査結果を基に、粒度分布を代表できる 5 つの粒径区分を設定し、それぞれの代表粒径と構成比率を各河川で与えた。検討対象範囲の河床材料はシルト・粘土分～細礫分で構成され、平均粒径は 0.5mm 程度である。また、低水路河床材料の土粒子密度には  $2.65\text{g/cm}^3$  を、空隙率には 0.4 を与えた。

### (5) 侵食箇所の取り扱い

侵食を受けた信濃川 41.1～41.2k の低水路左岸河岸及び高水敷は、洪水の初期に護岸ブロックが流失すると仮定して移動床条件とした。侵食箇所は水田利用地であったため、本検討では、現場の状況と、水田土壌の構成<sup>34)</sup>を参考に、侵食箇所の初期粒径を 0.075mm、土粒子密度を  $2.55\text{g/cm}^3$ 、空隙率を 0.6 として計算を行った。



### 2.5.3 解析結果

信濃川・五十嵐川合流点を対象に、全体計算により得られた流量・土砂量ハイドログラフ及び水位ハイドログラフを境界条件として、浅水流の仮定をしない一般底面流速解法により解析を行った。

詳細計算による信濃川の水面形の時間変化及び洪水前後の平均・最深河床高の縦断図を、図 2-22 中の黒線で示す。詳細計算による水面形の時間変化は、全体計算結果及び観測水位と概ね一致していることが確認できる。

また、図 2-23 に示した平均・最深河床高の縦断分布は、全体計算結果よりも若干高めとなるが、概ね同様の結果となることが確認できる。

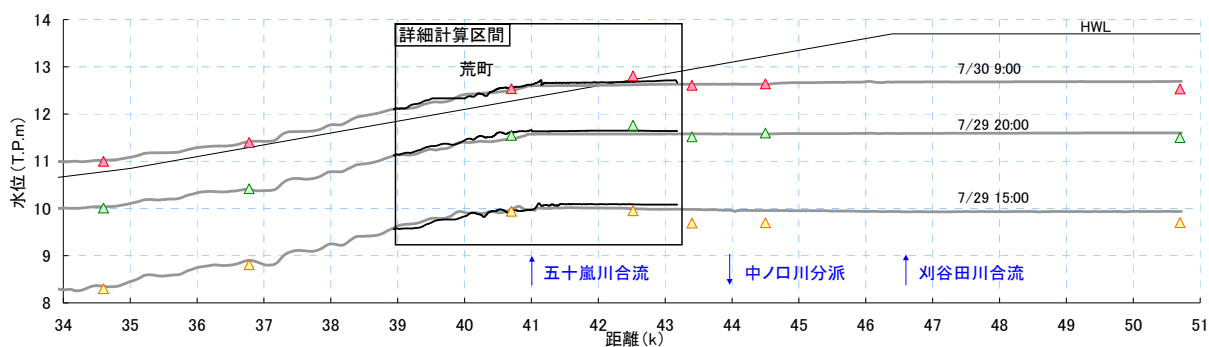


図 2-22 信濃川の水面形の時間変化の解析値と観測値の比較

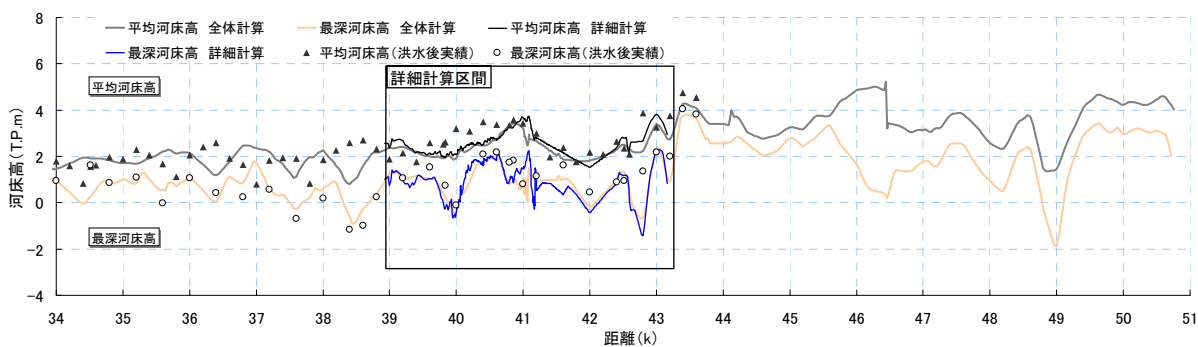
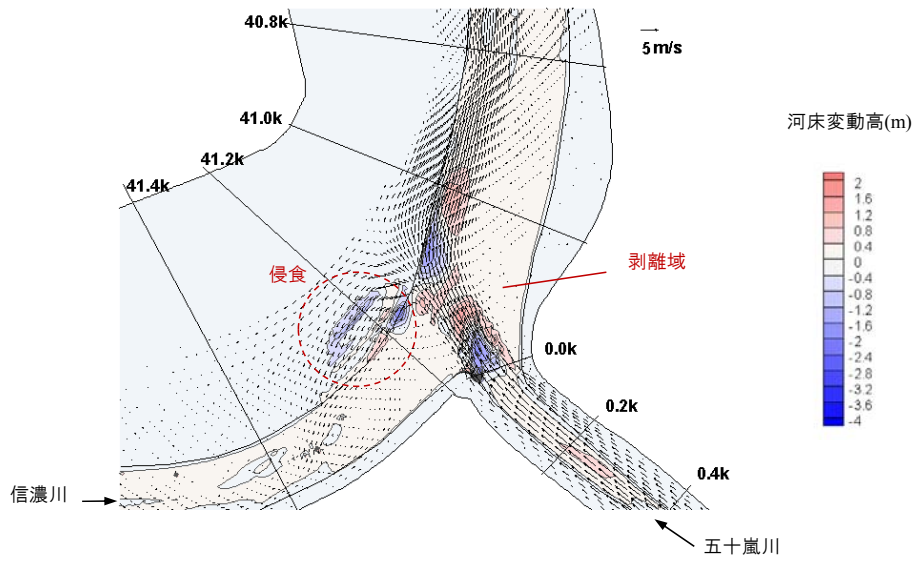


図 2-23 信濃川における洪水後の平均・最深河床高の縦断分布の解析値と実績値の比較

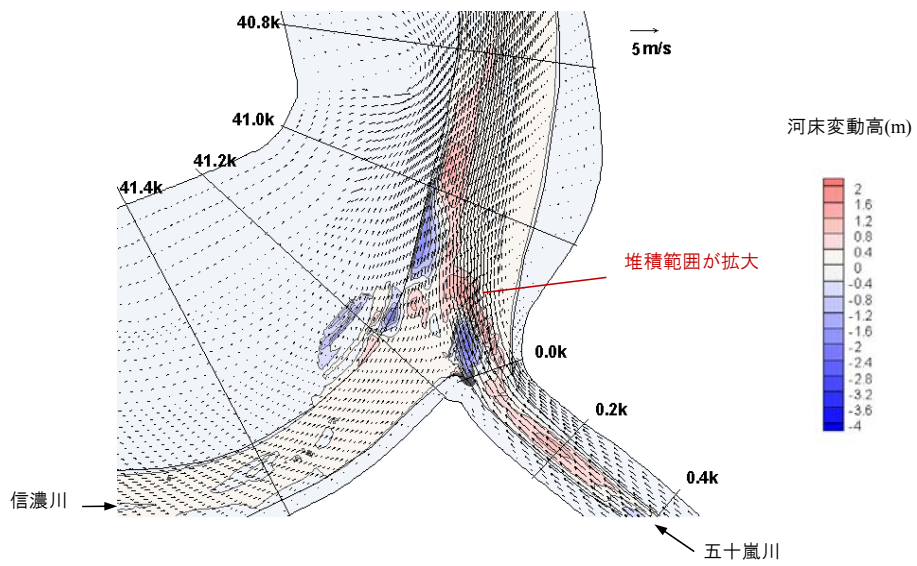
次に、詳細計算の結果から、信濃川・五十嵐川合流部で形成される三次元流況と、河床変動機構について分析を行った。図 2-24 に、河床変動高コンターと水深平均流速ベクトル図を、図 2-25 に流下方向流速コンターと断面内流速ベクトル図をそれぞれ示す。なお、図 2-24 のコンターは、主流方向流速を示しており、黄色～赤色が順流、水色～青色が逆流となる箇所を示している。五十嵐川の流量が信濃川本川に比べて卓越する第一波形では、信濃川の 41.1k 左岸河岸付近が水衝部となり、流れが高水敷に乗り上げ、その上下流の 41.0k, 41.2k 付近で高水敷から低水路へ落ち込む流れが形成される。これにより、実績と同様、41.2k の左岸河岸付近で河岸侵食が生じる。また、合流部の主流幅は、五十嵐川の低水路幅と同程度となり、41.8k の低水路左岸側付近に集中している。底面付近では、低水路中央に向かう流れが形成され、洗掘が生じることが確認できる。また、40.6～41.0k の低水路右岸側では、五十嵐川合流による剥離域が形成され、外縁部分に土砂が堆積する。刈谷田川からの流入により信濃川の流量規模が増大する第二波形では、合流点下流部の低水路内の流速は、横断方向に概ね一様となって流れ、剥離域は小さくなる。このとき、土砂は低水路全体を流れ、合流点直下の剥離域外縁に堆積していた土砂が若干であるが下流側に広がっていく様子が確認できる。

次に、洪水後の河床形状の再現性について検証する。図 2-26 に、洪水後の河床高コンターの解析結果と実績の比較を示す。実績の河床高コンター図によると、合流点～41.1k 左岸河岸の水衝部～40.8k 低水路左岸側にかけて滞筋が形成され、41.2k 左岸河岸で約 60m 幅の侵食が生じている。本解析では、実績で見られる水衝部と滞筋位置及び侵食幅を概ね再現できている。しかし、侵食箇所の地盤高は、実績で T.P.5～6m 程度であることに対して、本解析では T.P.8.5～9m 程度となり、侵食深が過小に評価される結果となった。また、40.6k～五十嵐川合流点の低水路右岸側の剥離域では、土砂堆積範囲が実績に比べて全体的に狭く評価されている。剥離域の土砂堆積が過小評価された原因として、本解析では乱流モデルにゼロ方程式<sup>7)</sup>を用いており、渦や乱れによる浮遊砂の輸送が十分表現できず、剥離域に十分な量の浮遊砂が供給されなかったこと等が考えられる。侵食・堆積量の予測精度の向上は今後の課題である。

以上より、一般底面流速解法の適用により、水衝部の河岸侵食深と、合流点下流の剥離域における土砂堆積範囲について、実績値を十分に再現できなかつた。しかし、五十嵐川からの大規模な運動量流入に起因する水衝部付近の三次元流れの構造をかなりの程度表現でき、これに伴う水衝部の河岸侵食と剥離域の土砂堆積が、本支川の流量バランスによって時系列的に変化していくプロセスについて説明することが可能である。今後は、引き続き水面形や流量等の洪水観測データと洪水前後の地形データ等の充実を図り、信濃川・五十嵐川合流点の三次元流れと河床変動の予測精度を向上させ、河道計画や河道管理に生かしていくことが重要である。

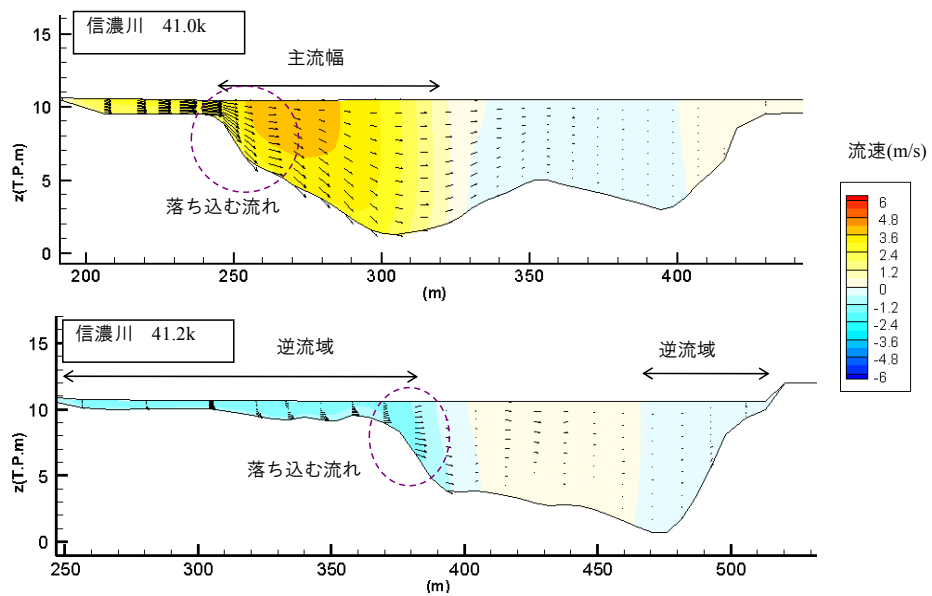


(a) 第一波形 (7/29 16:30)

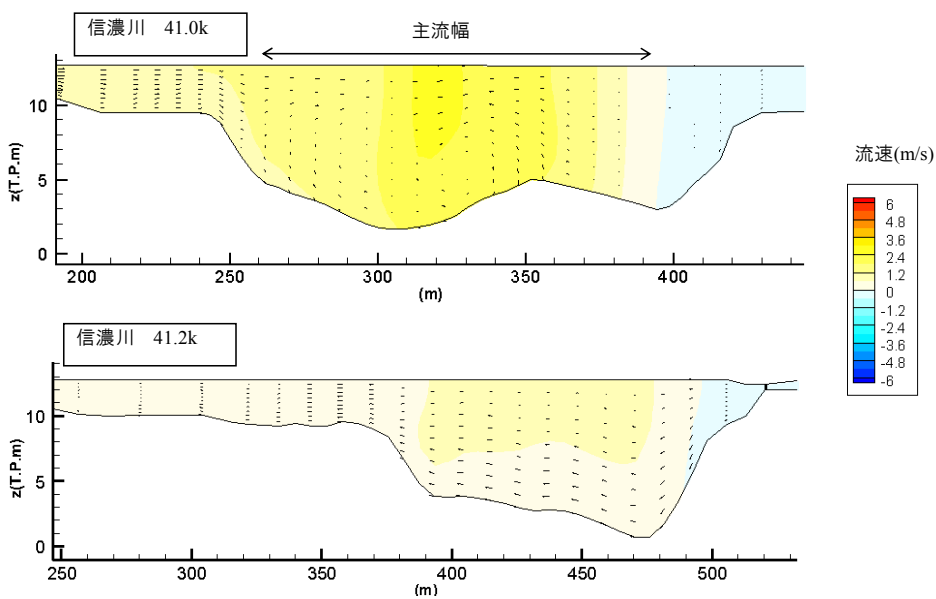


(b) 第二波形 (7/30 9:00)

図 2-24 地盤高と主流速のコンター図

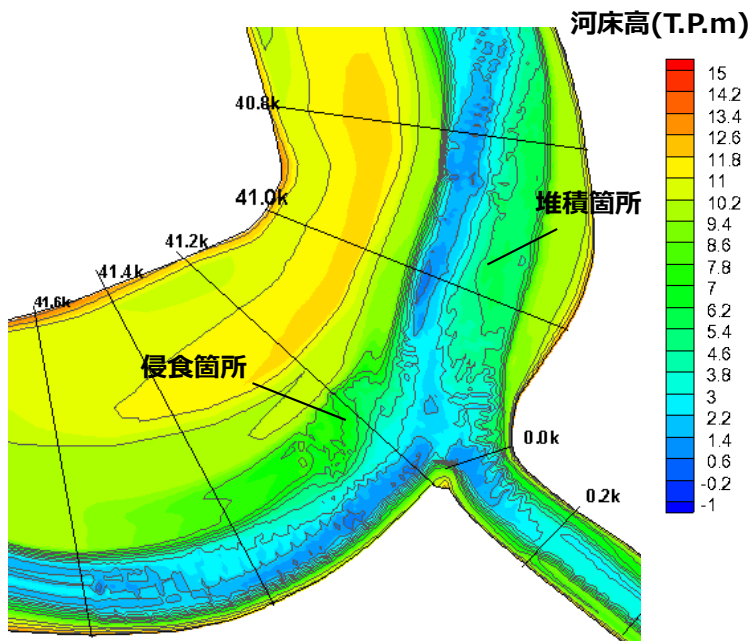


(a) 第一波形 (7/29 16:30)

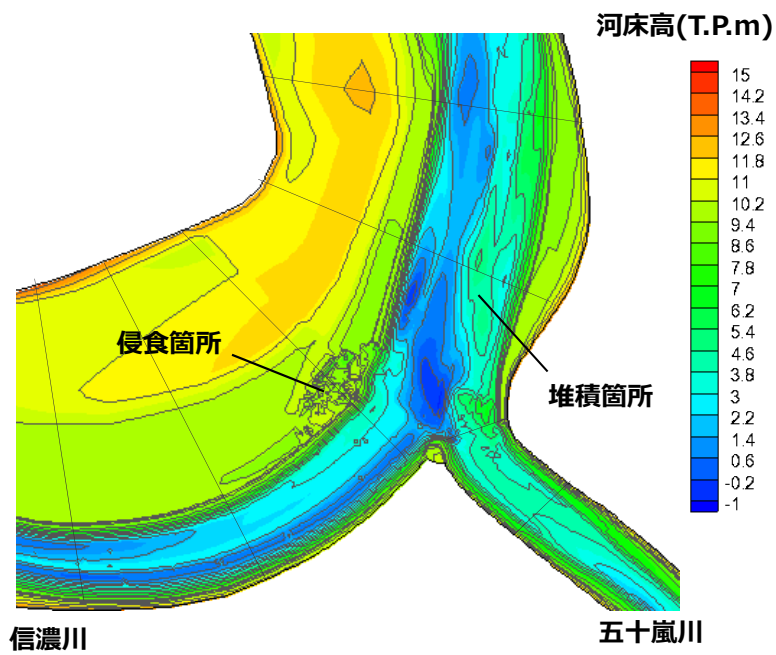


(b) 第二波形 (7/30 9:00)

図 2-25 流下方向流速コンターと断面内の流速ベクトル図



(a) 解析結果



(b) 洪水後の実測データ

図 2-26 洪水後の河床高コンター図の解析結果と実測データの比較

## 2.6 まとめ

本章では、信濃川下流における平成 23 年 7 月洪水を対象に、河道システムの各構成部分が相互に影響しあうこと、それを表現するために各構成部分に支配的な流れスケールに着目した水理解析手法を用いて、観測水面形の時間変化に基づいた洪水流と河床変動の一体解析を行うことにより、複雑な河道システムにおける洪水流伝播と河床変動を説明できることを示した。

複雑な河道システムを有する信濃川下流では、縦断水面形や洪水流伝播を決定づける主流方向流速等の大規模な流れから、横断流速分布、湾曲部の二次流等の中規模の流れ、圧力鉛直分布に伴う小規模の水理現象が混在し、相互に影響を及ぼし合っている。このため、河口から上流端の洗堰までの長い区間で生じるさまざまなスケールの水理現象を説明できる数値解析モデルが必要となる。よって本研究では、水平方向流速の鉛直分布や底面流速場を評価できる、内田・福岡の底面流速解析法を用いるものとした。また、信濃川下流では、水位が密に観測されているため、観測水面形の時間変化を詳細に把握可能であり、洪水流下特性を検討する上で有益な情報が得られている。このため、河口から洗堰までの信濃川下流全体を対象とし、観測水面形に基づいた洪水流・河床変動の一体解析を行った。河床変動解析には、混合粒径の掃流砂量と浮遊砂について非定常性・非平衡性を考慮した。信濃川下流区間の洪水流量を決定づける複数支川からの流入量ハイドログラフは、本川で観測された水面形の時間変化を再現できるように与えた。また、信濃川と中ノ口川、信濃川と関屋分水路の各分派点における水門設置箇所では、流体が水門から受ける抗力を運動方程式に考慮し、水門の上下流の水面形を再現することで、相互に影響を及ぼし合う洪水伝播を表現した。こうして構築したモデルにより、平成 23 年 7 月洪水における観測流量ハイドログラフと、洪水後に観測された平均河床高縦断分布等を、工学的に十分な精度で説明できることを示した。

また、信濃川にほぼ直角に合流している右側支川の五十嵐川では、平成 23 年 7 月洪水時に計画規模を超える二山波形の洪水が発生し、信濃川の左岸河岸水衝部において、大規模な河岸浸食を伴う局所洗掘・堆積が生じた。本研究では、信濃川・五十嵐川合流点において、静水圧の仮定を用いない底面流速解析法を適用し、鉛直流速と底面圧力を考慮することで、河川合流部で発達する三次元流れと河床変動の解析を行った。信濃川・五十嵐川合流部周辺では、刈谷田川合流点や、中ノ口川の分派点、溢水氾濫が生じる無堤部が近接しており、相互の流れ場に影響を及ぼし合う。これらの影響を考慮するため、信濃川と五十嵐川の流入境界条件には、信濃川下流全体を対象とした洪水流河床変動解析で得られた流量ハイドログラフを与えるものとした。また、合流部の局所的な三次元流れを解くため、解析メッシュは、信濃川下流全体を対象とした計算メッシュに比べて十分細かく設定した。解析の結果、信濃川に比べて五十嵐川の流量規模が卓越する第一波形において、信濃川の左岸河岸付近が水衝部となり、高水敷に乗り上げた流れが低水路へ落ち込む箇所では河岸が

侵食されることを示した。一方，信濃川の流量規模が増大する第二波形目では，合流点下流部の低水路内の流速は，横断方向に概ね一様となって流れ，合流点直下の剥離域外縁に堆積していた土砂が若干であるが下流側に広がることが明らかとなった。以上より，静水圧の仮定を用いない底面流速解析法により，大流量の支川が，本川にほぼ直角に合流する箇所が生じる三次元流れと，これに起因する局所洗掘・堆積の発生機構をかなりの程度説明できることを示した。

#### 参考文献

- 1) 平成 23 年 7 月新潟・福島豪雨水害の検証を踏まえた治水方策に関する懇談会：新潟・福島豪雨水害を教訓とする今後の治水方策について，国土交通省北陸地方整備局，2011.
- 2) 平成 23 年 7 月新潟・福島豪雨対策検討委員会：平成 23 年 7 月新潟・福島豪雨対策検討委員会資料，新潟県，2011.
- 3) 信濃川水系河川整備基本方針，国土交通省河川局，平成 20 年 6 月.
- 4) 福岡捷二：洪水流の水面形観測の意義と水面形に基づく河川の維持管理技術，河川技論文集，第 12 巻，pp.1-6，2006.
- 5) 福岡捷二：河道設計のための基本は何か-水面形時系列観測値と洪水流-土砂流の解析を組み合わせた河道水理システムとその見える化，河川技術論文集，第 17 巻，pp.83-88，2011.
- 6) 福岡捷二：実務面からみた洪水流・河床変動解析法の最前線と今後の調査研究の方向性，河川技術論文集，第 20 巻，pp.253-258，2014.
- 7) 内田龍彦：構造物まわりの局所流の実用的解析法，平成 23 年度基礎水理シンポジウム，2011.
- 8) Huang, J., Weber, L.J. and Lai, Y.G.: Three-Dimensional Numerical Study of Flows in Open-Channel Junctions. *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol.128, No.3, pp.268–280, 2002.
- 9) Wu, W.: *Computational river dynamics*, Taylor & Francis, London, 2008.
- 10) 木村一郎，細田 尚，音田慎一郎：橋脚による堰き上げ効果の再現性に着目した数値解析モデルの比較，水工学論文集，第 49 巻，pp.559-564，2005.
- 11) 福岡捷二：洪水の水理と河道の設計法，森北出版，2005.
- 12) 西本直史，清水康行，青木敬三：流線の曲率を考慮した蛇行水路の河床変動計算，土木学会論文集，No.456/II-21，pp.11-20，1992.10.
- 13) Engelund, F.: Flow and bed topography in channel bends. *Journal of Hydraulics Division*, Proc. of ASCE, Vol.100, HY11, pp.1631-1648, 1974.
- 14) 福岡捷二，渡邊明英，西村達也：水制工の適切な配置決定のための三次元モデルの開発，水工学論文集，第 34 巻，pp.337-342，1990.2.
- 15) 赤穂良輔，石川忠晴：三角形格子における CIP 有限体積法を用いた準三次元浅水乱流計算モデルの開発，土木学会論文集 B1 (水工学)，Vol.67, No.4, I\_1207-I\_1212，2011.
- 16) 灘岡和夫，田村 仁，八木 宏，二瓶泰雄：準三次元浅水乱流モデルの開発に基づく三次元大規模渦構造の数値シミュレーション，海岸工学論文集，第 47 巻，pp.466-467，2000.
- 17) Naef, D. R.: Extension of the 2-dimensinal shallow water approach using moment quations, *Proceedings of Hydroinformatics '96*, 2nd International Conference, Balema, Rotterdam, pp.703-709, 1996.
- 18) Ghamary, H.K. and Steffler, P.M: Two dimensional vertical averaged and moment equations for rapidly varied flows, *Journal of Hydraulic Research*, IAHR, Vol.40, No.5, pp.579-587, 2002.
- 19) 坂本 洋，重枝未玲，秋山壽一郎：準 3 次元洪水流モデルを用いた同規模河川合流点流れの数値解析，土木学会論文集 B1 (水工学)，Vol.69, No.4, I\_991-I\_996，2012.2.



- 20) 内田龍彦, 福岡捷二: 水平方向渦度方程式を用いた底面流速の半直接解法と橋脚周りの局所洗掘解析, 水工学論文集, 第 54 卷, pp.841-846, 2010.2.
- 21) 内田龍彦, 福岡捷二: 底面流速解法による連続する水没水制群を有する流れと河床変動の解析, 土木学会論文集 B1, Vol. 67, No.1, pp.16-29, 2011.3.
- 22) 内田龍彦, 福岡捷二: 浅水流の仮定を用いない水深積分モデルによる底面流速の解析法, 土木学会論文集 B1 (水工学), Vol.68, No.4, I\_1225-1230,2012.
- 23) 岡村誠司: 河口区間および本・支川分流区間を含む河道の河床変動予測技術に関する研究, 中央大学博士論文, 2011.
- 24) 岡村誠司, 福岡捷二: 利根川河口区間における河床波の形成・発達・消滅過程と洪水中の河床波抵抗の評価, 土木学会論文集 (水工学), vol.69, No.2, pp.83-100, 2013.
- 25) Shoji Fukuoka, Tatsuhiko Uchida: Toward integrated multi-scale simulations of flow and sediment transport in rivers, Journal of Japan Society of Civil Engineers, Ser. B1(Hydraulic Engineering), Vol. 69, No. 4, pp.II\_1-II\_10.2013.
- 26) 岡田裕之介, 大吉雄人, 福岡捷二: 斐伊川放水路への洪水分派に伴う分派点付近の本川河床変動に関する研究, 河川技術論文集, 第 20 卷, pp.247-252, 2014.
- 27) 河村三郎: 土砂水理学 I, 森北出版, 1982.
- 28) 平野宗夫: Armoring をともなう河床低下について, 土木学会論文報告集, 第 195 号, pp.55-65. 1971.
- 29) 芦田和男, 道上正規: 移動床流れの抵抗と掃流砂量に関する基礎的研究, 土木学会論文報告集, 第 206 号, pp.59-69. 1972.
- 30) 岩垣雄一: 限界掃流力に関する基礎的研究(I), 土木学会論文集, 第 41 号, pp.1-21, 1956.
- 31) Itakura, T. and Kishi, T.: Open channel flow with suspended sediments, J. of Hydraulics Div. Proc. ASCE, Vol.106, HY.8, pp.1325-1343, 1980.
- 32) Lane, E.W. and A.A. Kalinske,: Engineering calculation of suspended sediment, transactions of the American Geophysical Union, 20(3), pp.603-607, 1941.
- 33) 坂角淳一, 保坂 裕: 信濃川下流域のスワス測深計測について, 平成 24 年度北陸地方整備局事業研究発表会, 2012.
- 34) 新潟県における土づくりのすすめ方, 農林水産省, 2005 年 2 月.

## 第3章 信濃川下流部の治水機能評価と今後の治水対策の方向性

### 3.1 概説

信濃川下流域の治水安全度を向上させるための合理的な河川整備の方向性を示していくためには、ポンプ場からの内水排水や無堤区間の溢水氾濫、河道掘削が、洪水流下に及ぼす影響を分析し、信濃川下流域の有する治水のポテンシャルを評価していく必要がある。

河道システムにおけるポンプ排水に関しては、流域の水システム統合解析等で考慮されているが<sup>1)</sup>、洪水流下特性に及ぼす影響に着目したものではない。内田ら<sup>2)</sup>は、低平地河川におけるポンプ排水は、河川流量と共に重要な流入境界条件となることを指摘し、六角川の平成 21 年洪水を対象に、観測水面形の時間変化を用いた洪水流解析を行い、多地点からのポンプ排水が洪水伝播に及ぼす影響を定量的に評価している。しかし、六角川の平成 21 年洪水におけるポンプ運転調整は、洪水ピーク時の 1 時間程度と短かったことから、排水規制が洪水伝播に及ぼす影響までは検討されていない。

また、信濃川下流域の中で最大の支川である五十嵐川（計画高水流量 2,400m<sup>3</sup>/s）は、平成 16 年水害以降、合流点改修等の河道整備が実施されてきたが、堤防沿いに三条市街地が密集しているため十分な引堤が行えず、堤間幅は依然狭い状況にある。今次洪水でも、堤防満杯で流下し極めて危険な状況となったことを受け、超過洪水時の被害最小化を図るための治水整備レベルに関する検討が行われてきている<sup>3)</sup>。しかし、五十嵐川が洪水外力に対して適切な河道幅や断面形を有しているのかについては議論が必要である。

本章では、信濃川下流区間全体を対象に構築した洪水流・河床変動解析モデルを拡張し、ポンプ排水規制、無堤部の堤防建設、河道掘削、信濃川・五十嵐川合流点の河道線形改修の治水対策が、信濃川下流全体の洪水伝播に及ぼす影響について詳細に解析する。これにより、中ノロ川の水位は、多地点からのポンプ排水による影響を強く受けており、緊急時のポンプ運転調整は、河道水位を低下させることに有効であることを示す。また、今後、ネック部の流下能力を確保していくためには、河道掘削に加えて、無堤区間の溢水氾濫による大規模な貯留機能の有効活用策を検討していくことが重要であることを示し、今後の効率的な改修のための方向性を考察、提示する。

## 3.2 内水排水ポンプ規制, 無堤部の氾濫及び河道掘削が洪水伝播に及ぼす影響 検討

### 3.2.1 検討条件及び検討ケース

図 3-1 に, 平成 23 年 7 月洪水における実績ポンプ排水量を示す. 平成 23 年 7 月洪水では, 信濃川で 18 箇所, 中ノロ川で 11 箇所の内水ポンプ排水流入が確認されており, 各河川で縦断的に積分した排水量の最大値は, 信濃川で  $474\text{m}^3/\text{s}$ , 中ノロ川で  $189\text{m}^3/\text{s}$  と, 河川流量に対して無視できない規模の大きな流入となっている. 中ノロ川沿いに設置されている内水排水ポンプは全て, 白根橋地点 (中ノロ川 12.6k) の観測水位が H.W.L.を上回った場合に, 一斉に運転調整が行われるように操作規則が策定されている. 白根橋の水位が H.W.L.を超過した平成 23 年 7 月洪水では, 7/29 19:00~7/31 5:00 の約 35 時間にわたって, 中ノロ川沿いの排水機場のポンプ排水が規制されている<sup>4)</sup>.

ここでは, 信濃川及び中ノロ川における多地点からの内水排水流入が河川水位と流量に及ぼす影響を評価するため, 信濃川・中ノロ川共にポンプ排水が無い条件で洪水流解析を実施した. また, 平成 23 年 7 月洪水時の 35 時間に及ぶ中ノロ川のポンプ運転調整が仮に無かった場合の水位上昇量を把握するため, 中ノロ川沿いの排水機場のポンプ運転を規制しない条件で洪水流解析を実施した. ここで, ポンプ運転が規制された期間は, 概ね降雨ピークに相当していることから, 簡易的に実績ポンプ排水量の最大値を与え続けることにした.

また, 平成 23 年 7 月洪水では, 無堤部の西野地区において大規模な溢水氾濫が生じた. 無堤部の氾濫が, 下流側への洪水伝播にどのような影響を及ぼしていたのかを明らかにするため, 図 3-2 に示すように, 無堤区間である信濃川 48.8~50.8k が築堤された状態を想定し, 平成 23 年 7 月洪水の再現結果との比較により, 西野地区の氾濫湛水が下流の洪水伝播に及ぼす影響を検討した.

河道掘削範囲及び掘削高については, 平成 26 年度時点の河道掘削案 (信濃川下流河川事務所提供資料) を参考に, 表 3-2 の範囲を対象に設定した. 図 3-3 に代表地点における掘削前後の横断図を, 図 3-4 に掘削範囲の河床高コンター図をそれぞれ示す. 掘削範囲は, 関屋分水路と, 小阿賀野川合流点上流の 12k から五十嵐川合流点上流の 41.6k までの区間とし, 平成 23 年 7 月洪水で H.W.L.を超過した区間である 26~41k を含むように設定した. 関屋分水路と五十嵐川合流部付近では低水路掘削を, その他の掘削対象区間では, 最大で約 100m の低水路拡幅を行った. なお, 無堤区間は築堤せずに存置させた.

表 3-1 に検討ケースを示す. なお, 比較のため, 平成 23 年 7 月洪水再現結果を Case0 とした. なお, 各ケースにおける支川からの流入量ハイドログラフには, 検証計算結果で得られた流量ハイドログラフを, 本川及び関屋分水路の下流端水位には, 新潟西港, 新潟大堰の観測水位ハイドログラフをそれぞれ与えた.

表 3-1 検討ケース

case	内容
case0	平成23年7月洪水再現
case1-1	信濃川・中ノロ川共にポンプ排水なし
case1-2	中ノロ川のポンプ排水規制なし
case2	無堤部の信濃川48.8~50.8kの築堤を想定
case3	河道掘削を想定

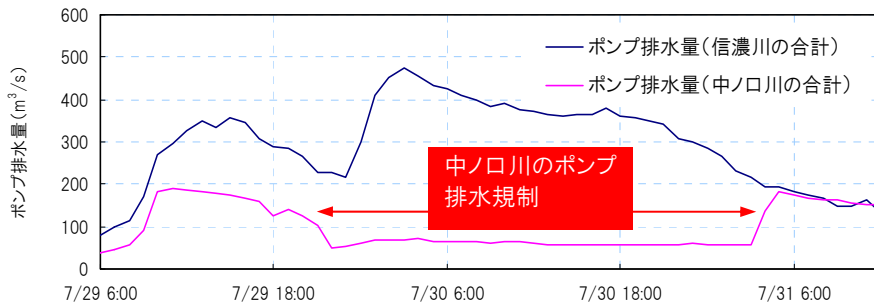


図 3-1 平成 23 年 7 月洪水における実績ポンプ排水量

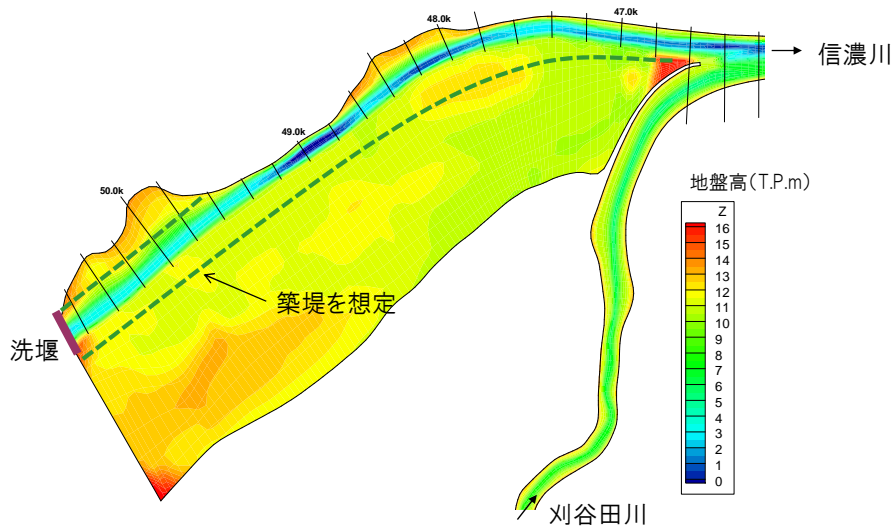


図 3-2 無堤部（西野地区）の築堤

表 3-2 掘削範囲

距離標	掘削河道			距離標	掘削河道		
	左岸 拡幅	低水路 掘削	右岸 拡幅		左岸 拡幅	低水路 掘削	右岸 拡幅
0.20k		○		23.00k	○		
0.40k		○		23.20k	○		
0.60k		○		23.40k	○		
0.80k		○		23.60k	○		
1.00k		○		23.80k	○		
1.20k		○		24.00k	○		
1.40k		○		24.20k	○		
1.60k		○		24.40k			
1.80k		○		24.60k			
2.00k		○		24.80k			
2.20k		○		25.00k			
2.40k		○		25.20k			
17.60k	○			25.40k			
17.80k	○			25.60k			
18.00k	○			30.50k			○
18.20k	○			30.75k			○
18.40k	○			31.00k			○
18.60k	○			31.25k			○
18.80k	○			31.50k			○
19.00k	○			31.75k			○
19.20k	○			32.00k			○
19.40k				32.25k			○
19.60k				32.50k			○
19.80k				32.75k			
20.00k				34.60k			
20.20k				34.80k			
20.40k				35.00k			
20.60k				35.20k			
20.80k				35.40k			
21.00k				35.60k			
21.20k				35.80k			
21.40k				36.00k			
21.60k				36.20k			
21.80k				36.40k			
22.00k				36.60k			
22.20k				36.80k			
22.40k				37.00k			
22.60k	○			37.20k			○
22.80k	○			37.40k			○
23.00k	○			37.60k			○
				37.80k			○
				38.00k			○
				38.20k			○
				38.40k	○		○
				38.60k	○		○
				38.80k	○		
				39.00k	○		
				39.20k	○		
				39.40k			
				39.60k			
				39.80k			
				40.00k			
				40.20k	○		
				40.40k	○		
				40.60k	○		○
				40.80k	○		○
				41.00k	○		○
				41.20k	○		○
				41.40k	○		
				41.60k	○		

○: 整備実施  
: 掘削

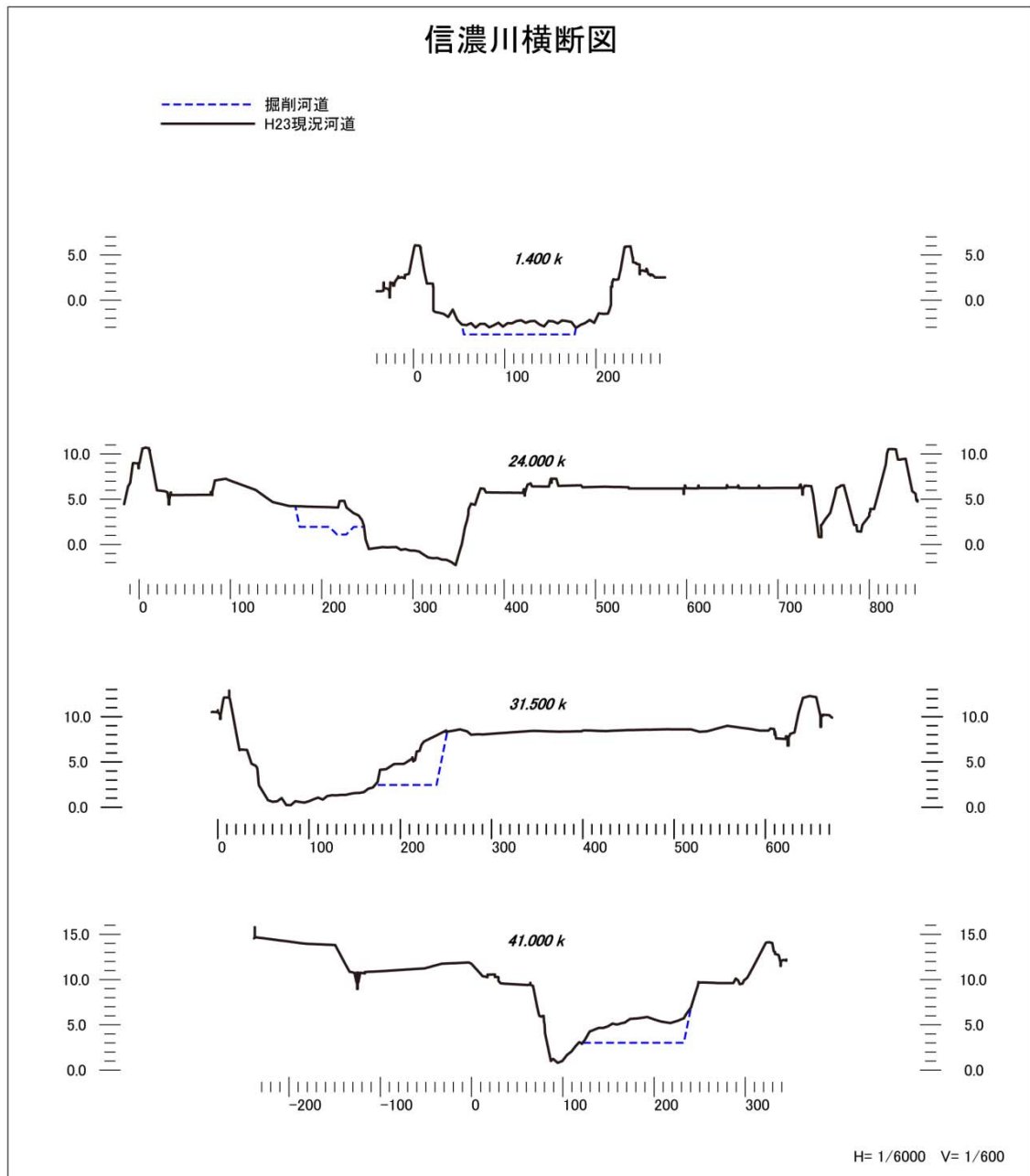


図 3-3 代表地点の掘削断面形状

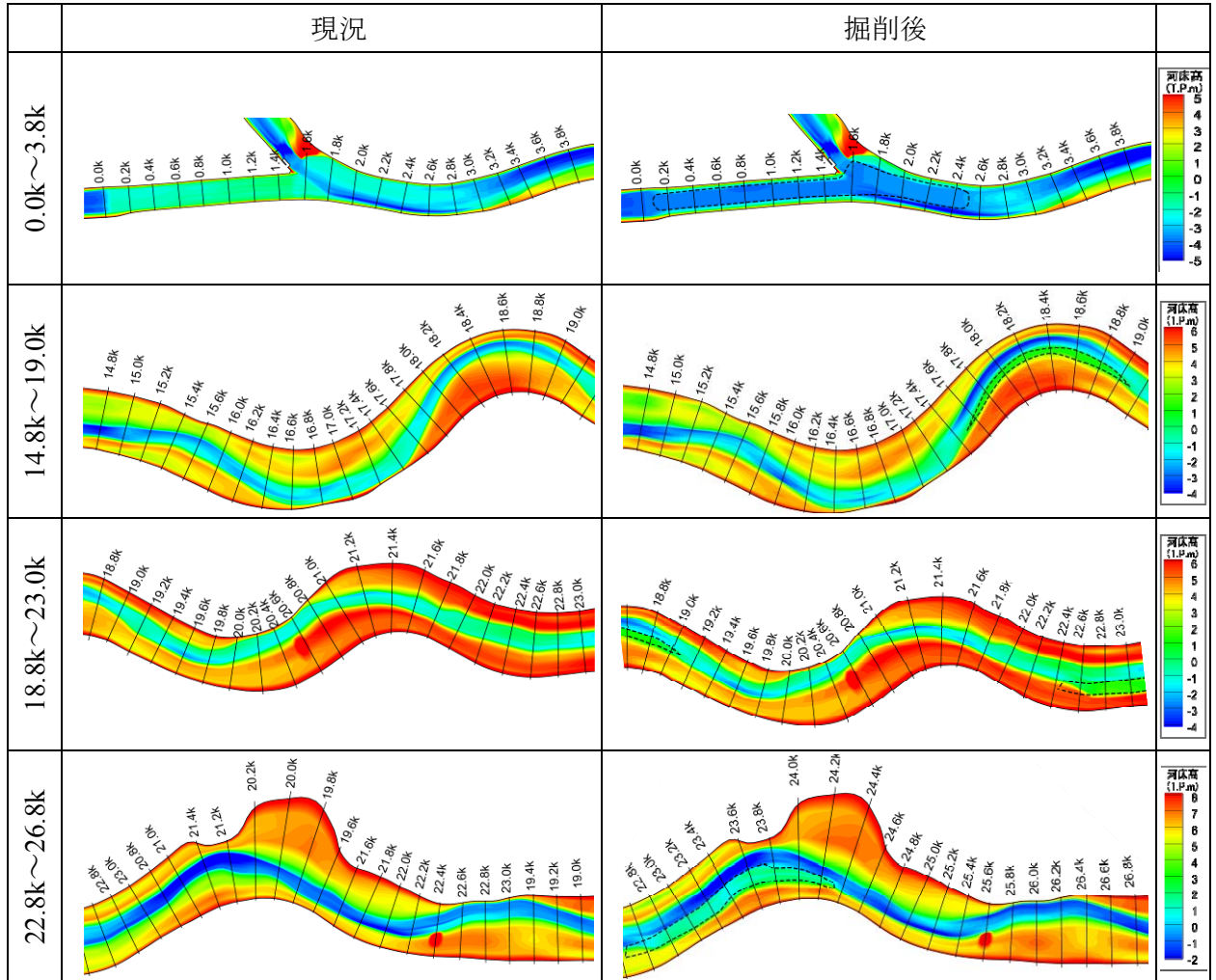


図 3-4(1) 河道掘削箇所の河床高コンター図

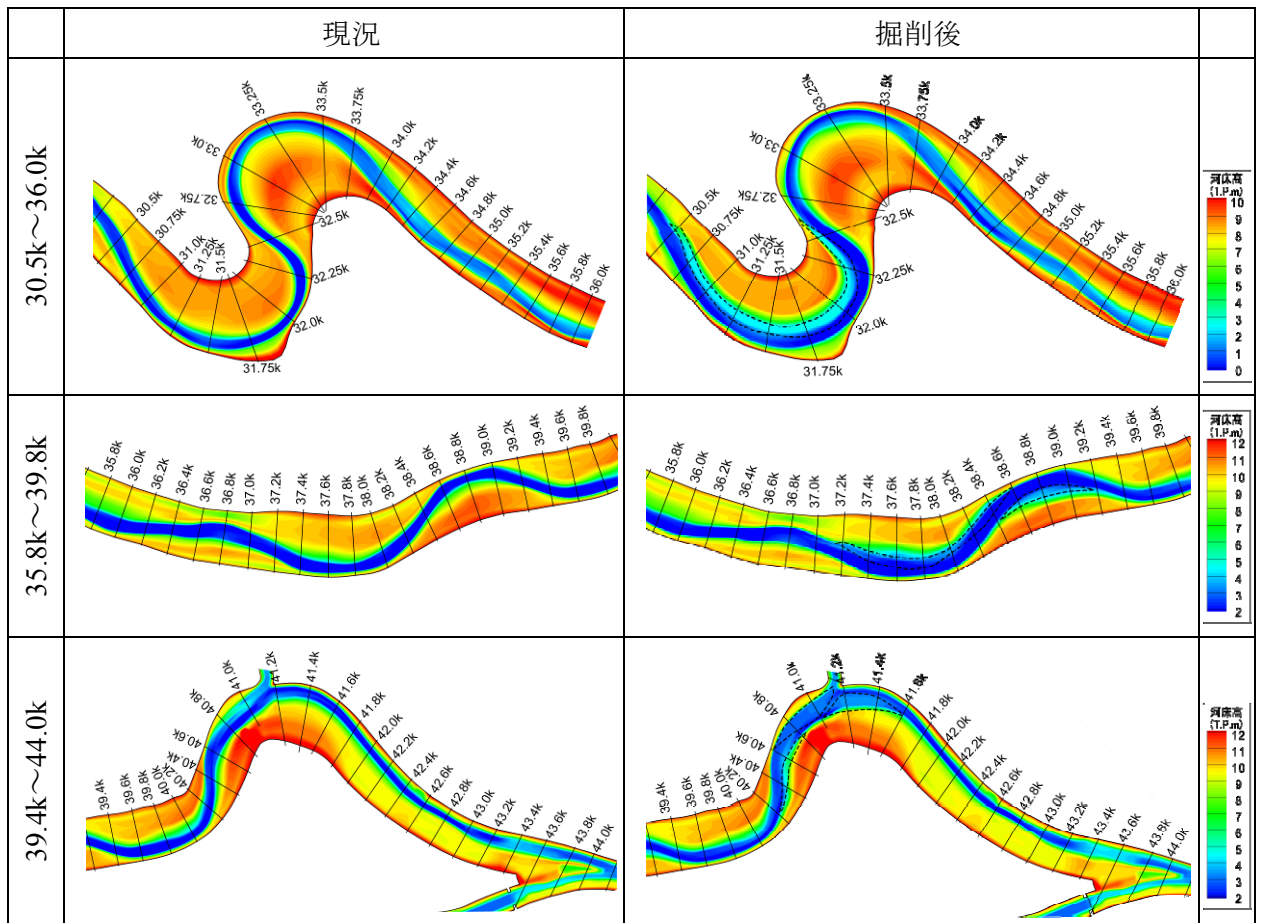


図 3-4(2) 河道掘削箇所の河床高コンター図



### 3.2.2 検討結果

#### (1) 内水排水ポンプ規制が洪水伝播に及ぼす影響

図 3-5 に case0 と case1 の流量ハイドログラフの比較を, 図 3-6~図 3-9 に信濃川と中ノロ川の最大水位及び流量の縦断面図をそれぞれ示す. 縦断面図の紺色, ピンク色, 茶色線が, それぞれ case0(平成 23 年 7 月洪水再現)と case1-1(信濃川と中ノロ川のポンプ排水無し), case1-2(中ノロ川のポンプ運転調整無し)の解析結果を示している.

信濃川では, 加茂川合流点下流及び五十嵐川合流点下流で河道内貯留が顕著となり, 流量が縦断的に大きく低減する傾向が見られる. これは, 臼井橋から荒町観測所付近にかけて河道が大きく蛇行し, 高水敷幅が他の区間に比べて広く, 果樹園が広く分布するために抵抗が増大することに起因している.

信濃川と中ノロ川からポンプ排水を許さない case1-1 では, case0 に比べて信濃川, 中ノロ川ともに全体的に水位が低くなり, その影響は下流側で顕著となる. 平成 23 年 7 月洪水時に堤防満杯で流れた中ノロ川 3k 及び五十嵐川合流点付近 (41k) を見ると, ポンプ排水を許さないことによる水位低下量はそれぞれ 0.4m, 0.2m 程度と大きい.

一方, 中ノロ川のポンプ運転調整をせずに排水させ続けた Case1-2 では, 中ノロ川の水位が最大で約 0.6m も上昇しており, その影響は下流のみならず中ノロ川水門まで達している. ポンプ運転調整がなければ中ノロ川下流部の破堤の危険性がさらに高まっていたものと考えられ, 平成 23 年 7 月洪水時のポンプ運転調整は, ピーク時の河道水位低減に対して効果的であったといえる.

以上より, 信濃川下流域の水位・流量は, 多地点からのポンプ排水による影響を強く受けており, 緊急時のポンプ運転調整は, 河道水位を低下させることに有効なことが示された.

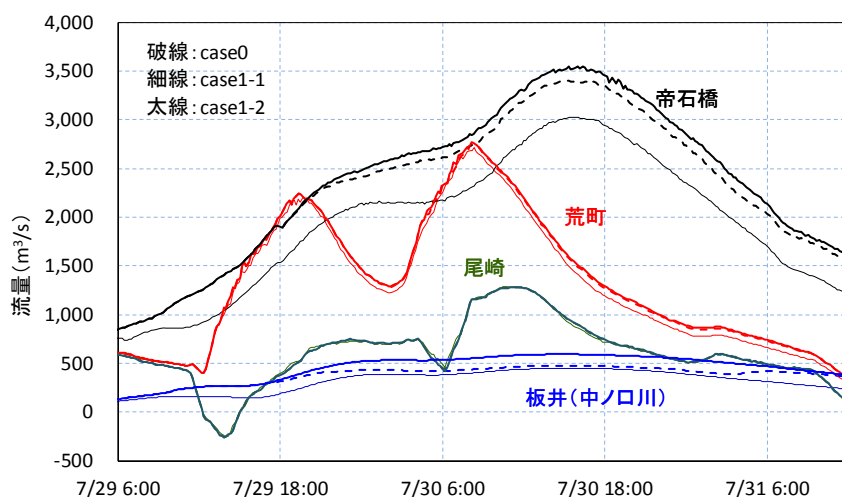


図 3-5 case0 と case1 における流量ハイドログラフの比較

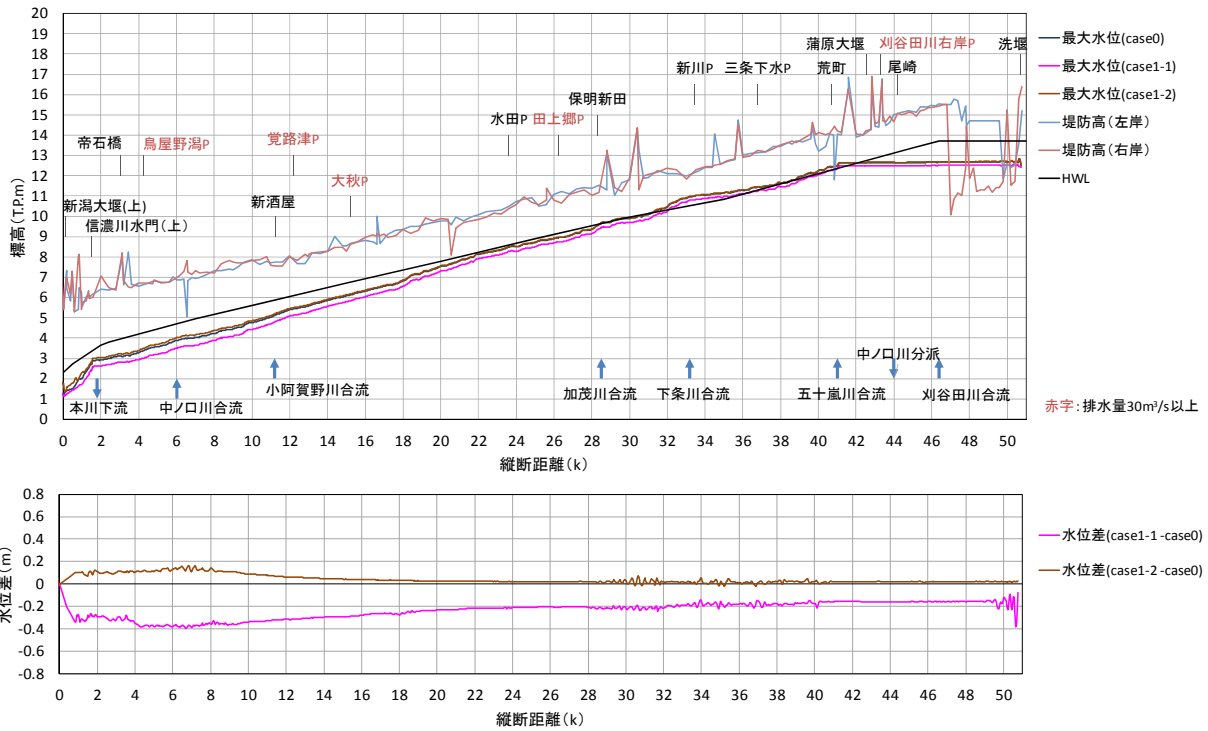


図 3-6 信濃川における最大水位及び水位変化量の縦断分布 (case0, case1 の比較)

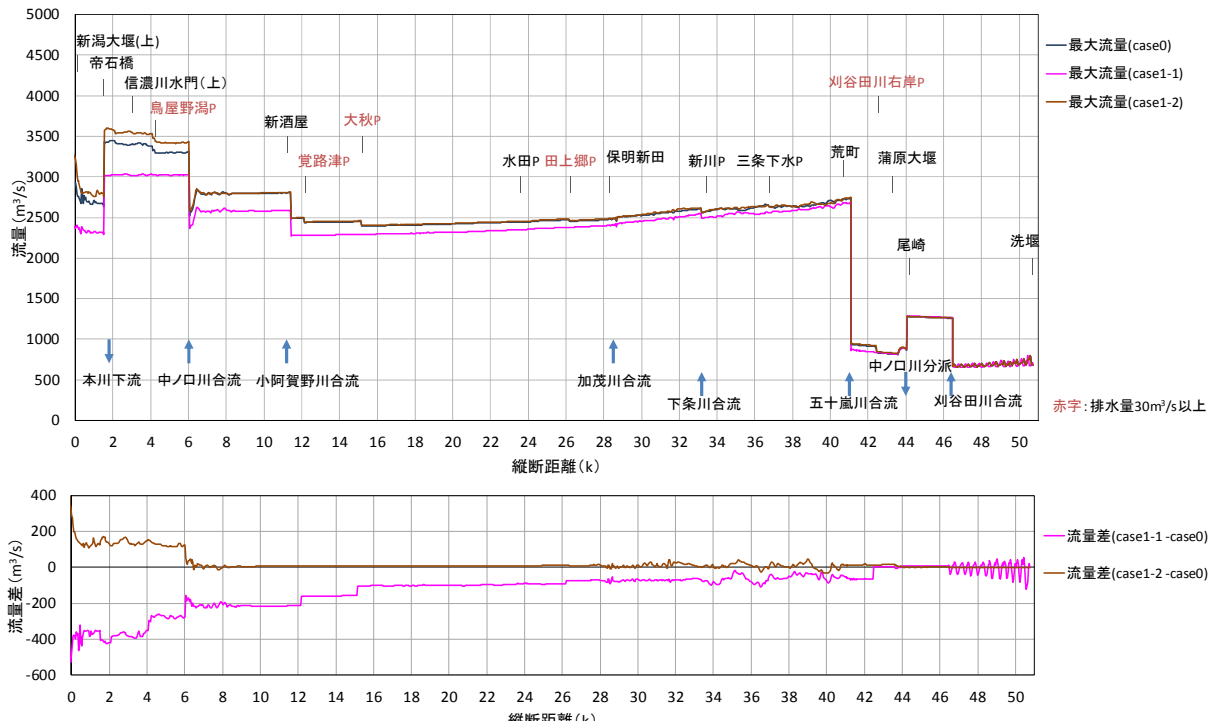


図 3-7 信濃川における最大流量及び流量変化量の縦断分布 (case0, case1 の比較)

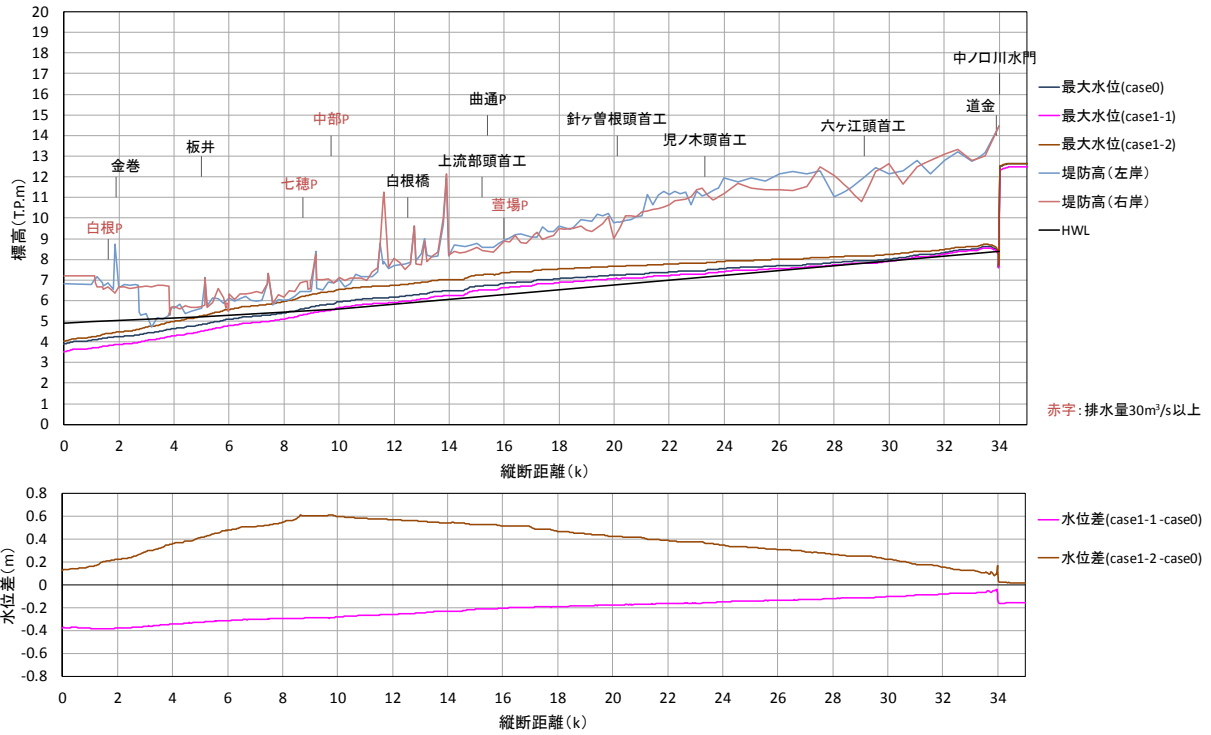


図 3-8 中ノ口川における最大水位及び水位変化量の縦断分布 (case0, case1 の比較)

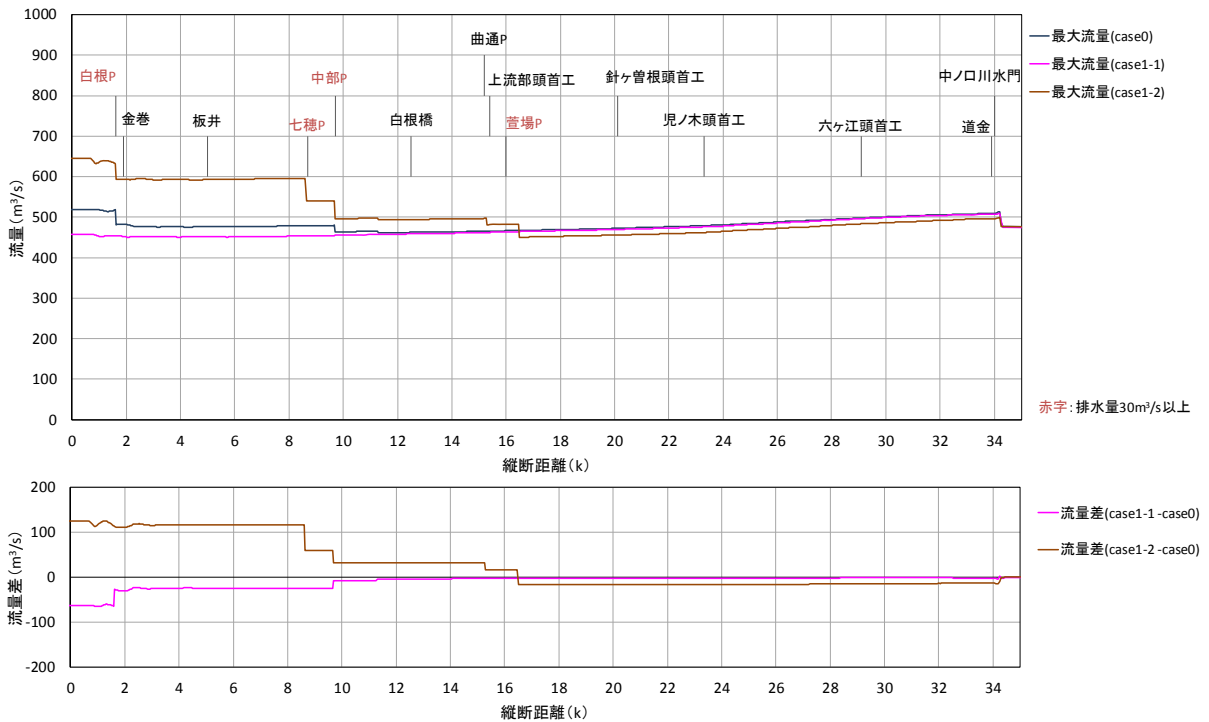


図 3-9 中ノ口川における最大流量及び流量変化量の縦断分布 (case0, case1 の比較)

## (2) 無堤部の氾濫による大規模貯留が洪水伝播に及ぼす影響

図 3-10 に西野地区での氾濫の有無による信濃川の流量ハイドログラフの比較を、図 3-11～図 3-14 に無堤部の氾濫の有無による信濃川と中ノロ川の最大水位及び流量の縦断図を示す。縦断図の水色線が Case2（西野地区築堤）の解析結果を示している。

Case0 と Case2 を比較すると、Case2 では西野地区への溢水氾濫が生じないことから、築堤区間より下流側では信濃川の最大流量が  $100\sim 300\text{m}^3/\text{s}$  程度増大し、水面勾配がほぼレベルとなる五十嵐川合流点より上流側で約  $0.3\text{m}$ 、下流側で  $0.1\sim 0.2\text{m}$  程度の水位上昇が生じる。

一方、中ノロ川の分派流量は大きく変化しないため、中ノロ川上流部では顕著な水位上昇は生じないものの、 $0\sim 6\text{k}$  付近では信濃川の背水の影響を受けて  $0.1\text{m}$  程度の水位上昇が生じる。

また、流量ハイドログラフによると、西野地区での氾濫が無い場合、尾崎地点でピーク発生時刻が早くなり、波形はシャープとなる。また、信濃川本川のピーク流量はいずれの地点においても増加する結果となる。

以上より、平成 23 年 7 月洪水では、無堤区間である西野地区での氾濫による大規模貯留が下流側の水位・流量ピークの発生を遅らせ、ピーク流量を低減させる上で極めて重要な役割を果たしたことが明らかとなった。

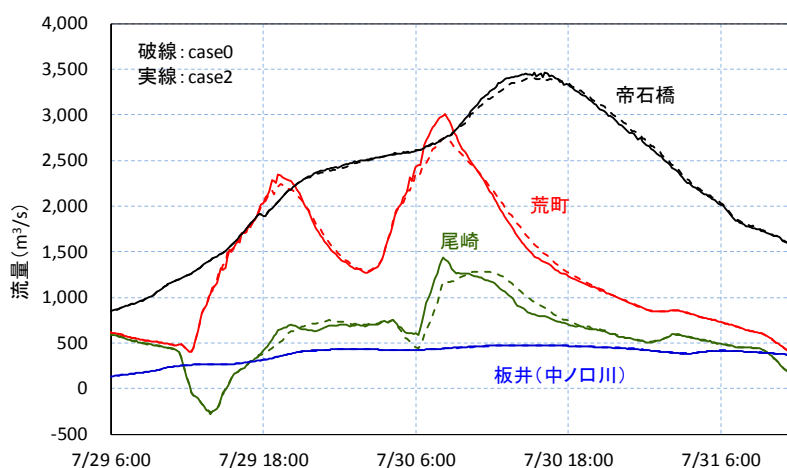


図 3-10 case0 と case2 における流量ハイドログラフの比較

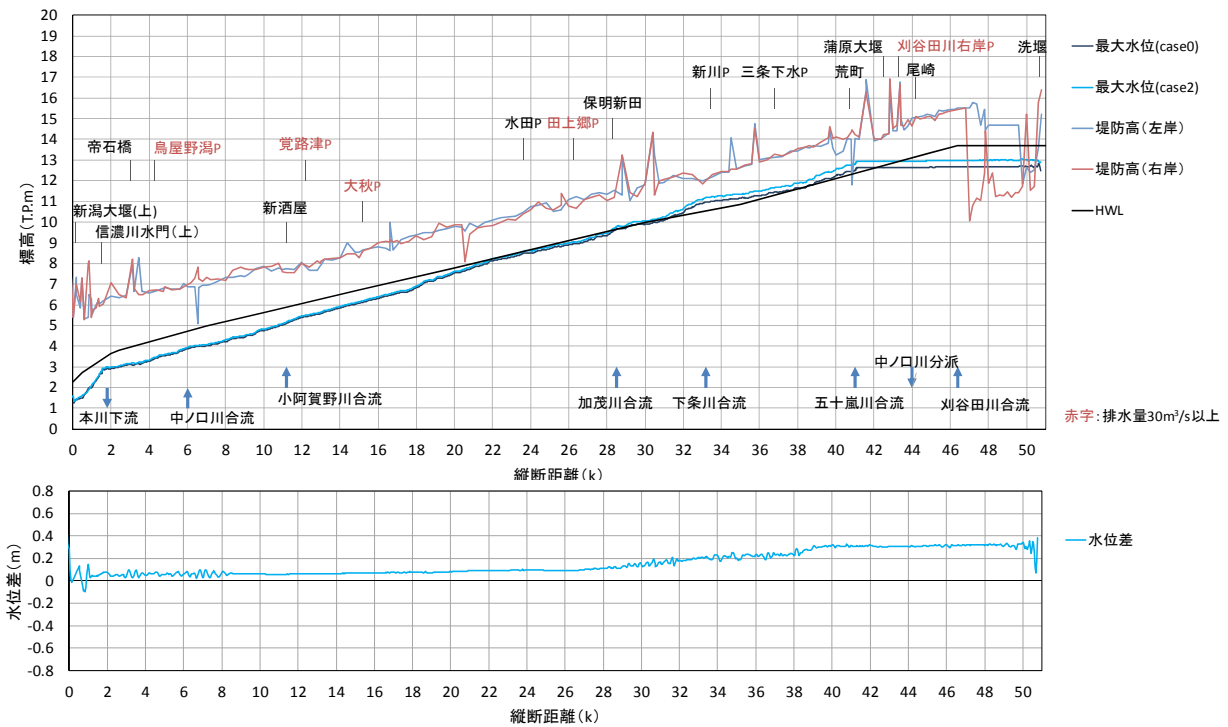


図 3-11 信濃川における最大水位及び水位変化量の縦断分布 (case0, case2 の比較)

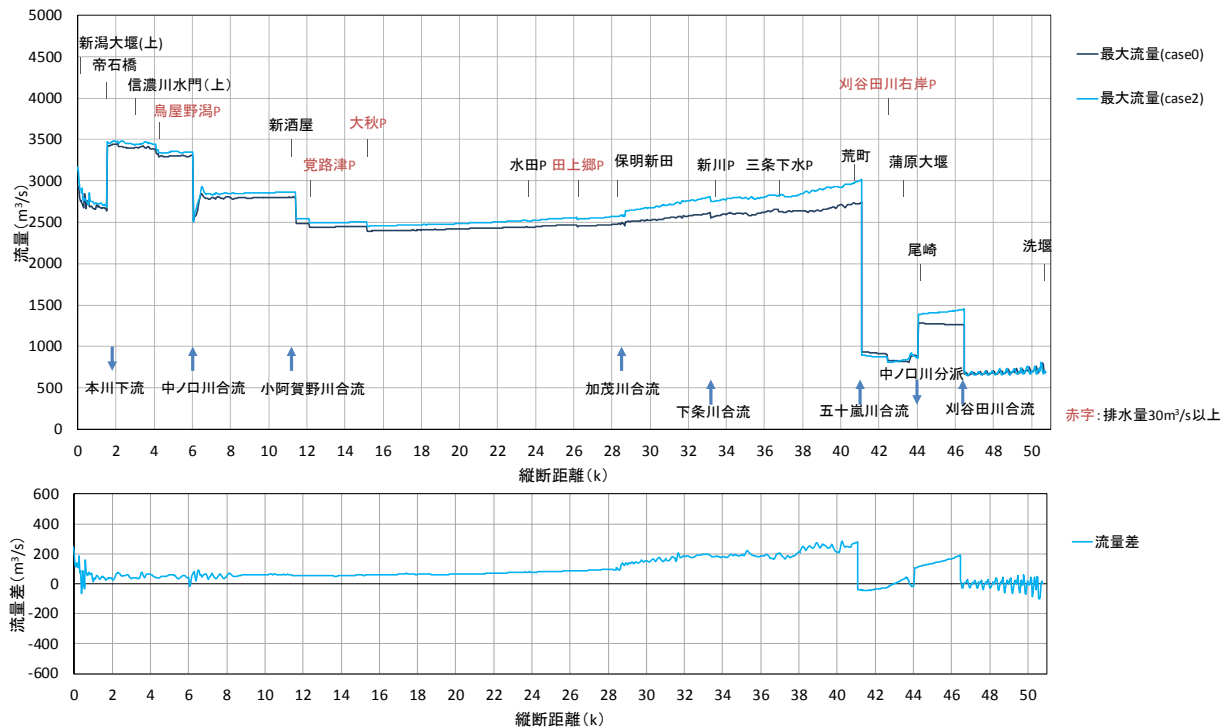


図 3-12 信濃川における最大流量及び流量変化量の縦断分布 (case0, case2 の比較)

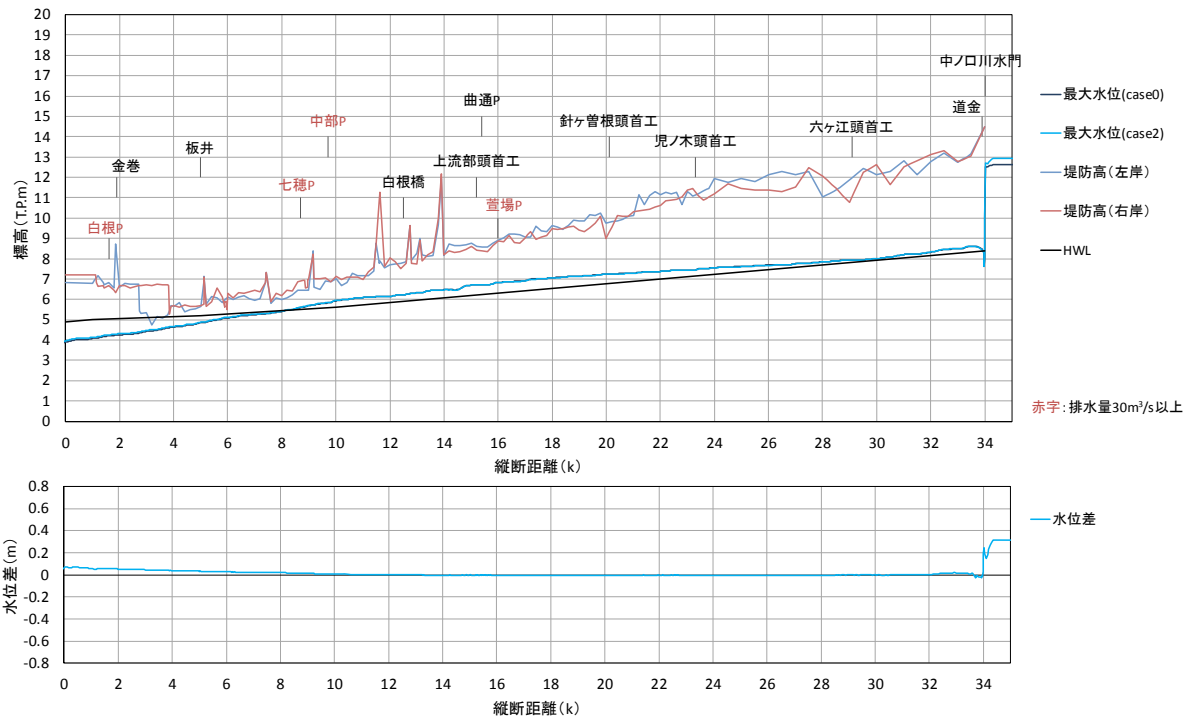


図 3-13 中ノロ川における最大水位及び水位変化量の縦断分布 (case0, case2 の比較)

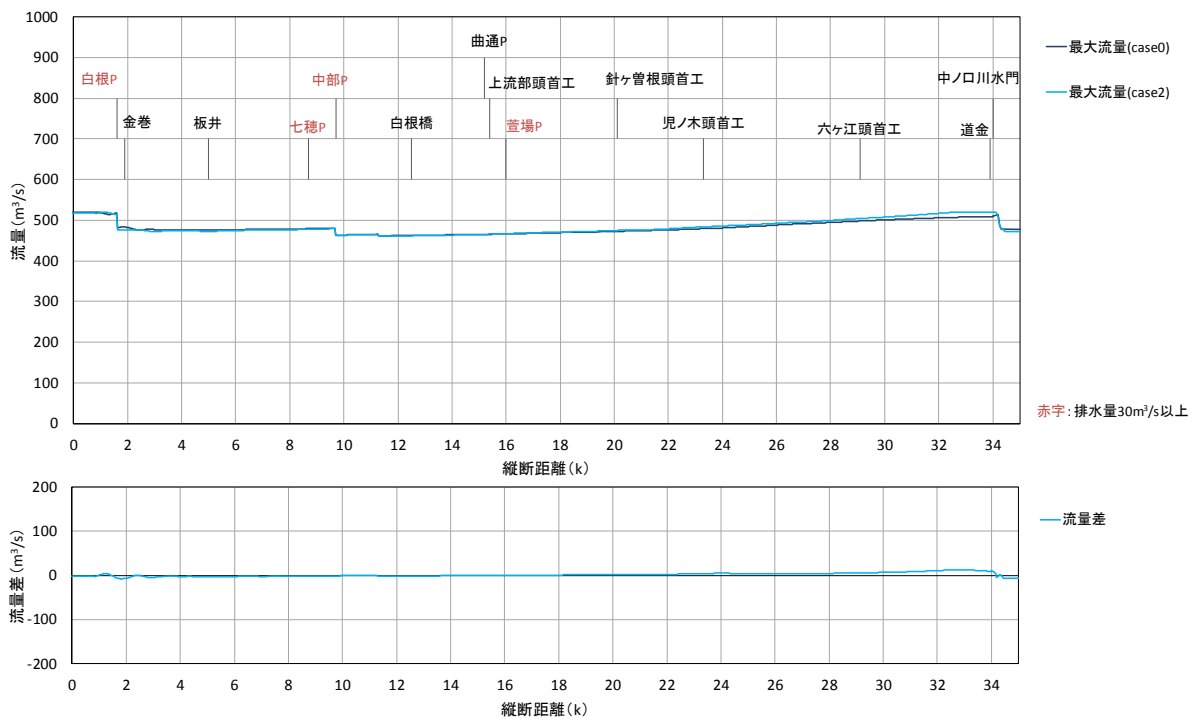


図 3-14 中ノロ川における最大流量及び流量変化量の縦断分布 (case0, case2 の比較)

### (3) 信濃川の河道掘削が洪水伝播に及ぼす影響

図 3-15, 図 3-16 に河道掘削の有無による信濃川の流量ハイドログラフ及び無堤部の氾濫量の比較を, 図 3-17~図 3-20 に河道掘削の有無による信濃川と中ノロ川の最大水位及び流量の縦断図を示す. 縦断図の黄緑色線が Case3 (河道掘削) の解析結果を示している.

Case0 と Case3 を比較すると, Case3 では 16k~18k で Case0 よりも若干水位が上昇しているものの, 10k より下流側や 20k より上流側において, 信濃川の水位が低減しており, 計画規模に相当する平成 23 年 7 月洪水に対しても H.W.L.以下で流下させることが可能であることが確認できる.

中ノロ川では, 中ノロ川水門の上流側水位が低下することから, 中ノロ川への分派量が低減し, 水位が全体的に低減することが確認できる. また, 関屋分水路の掘削によって, 信濃川と中ノロ川の合流部付近の水位も低下することから, 中ノロ川の下流側では, 水位が最大 0.4m 程度低減する.

また, 図 3-16 に示した無堤部の氾濫量によると, Case3 では, 河道掘削に伴い水位が低下するため, 無堤部の氾濫貯留量が若干軽減される. このため, 図 3-15 に示すように, 現況河道の Case0 に比べてピーク流量が増加し, ピーク時刻が早まることになる. しかし, 流量増加量, ピーク時刻のずれ時間はいずれも小さく, 洪水波形全体に及ぼす影響はそれほど大きくない.

以上より, 関屋分水路の低水路掘削と, 小阿賀野川合流点上流から五十嵐川合流点下流部までの低水路拡幅による河道掘削は, 信濃川下流域の水位低減に対してかなり実行性のある対策であることを示した.

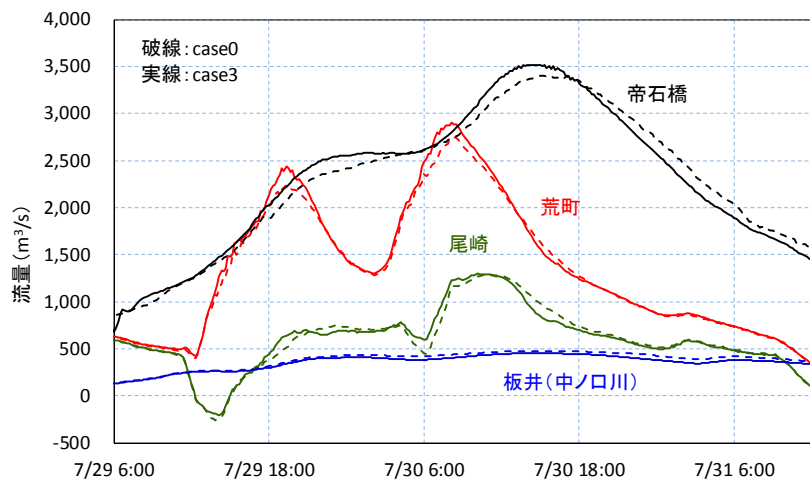


図 3-15 case0 と case3 における流量ハイドログラフの比較

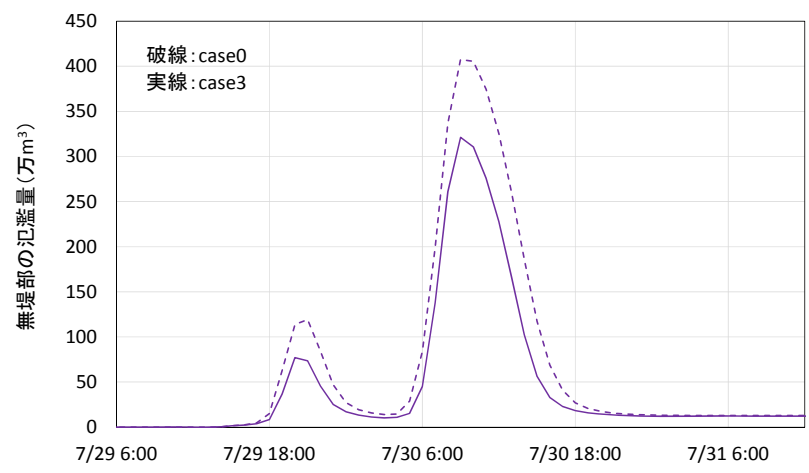


図 3-16 case0 と case3 における無堤部の氾濫量の比較



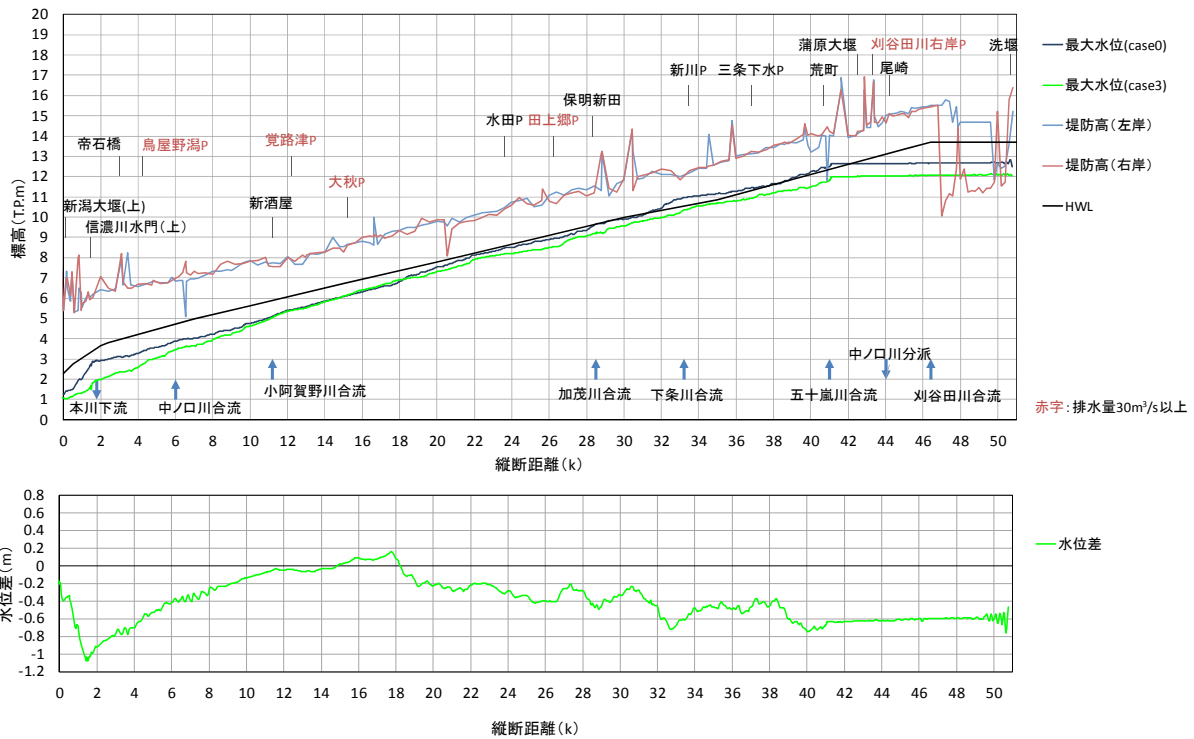


図 3-17 信濃川における最大水位及び水位変化量の縦断分布 (case0, case3 の比較)

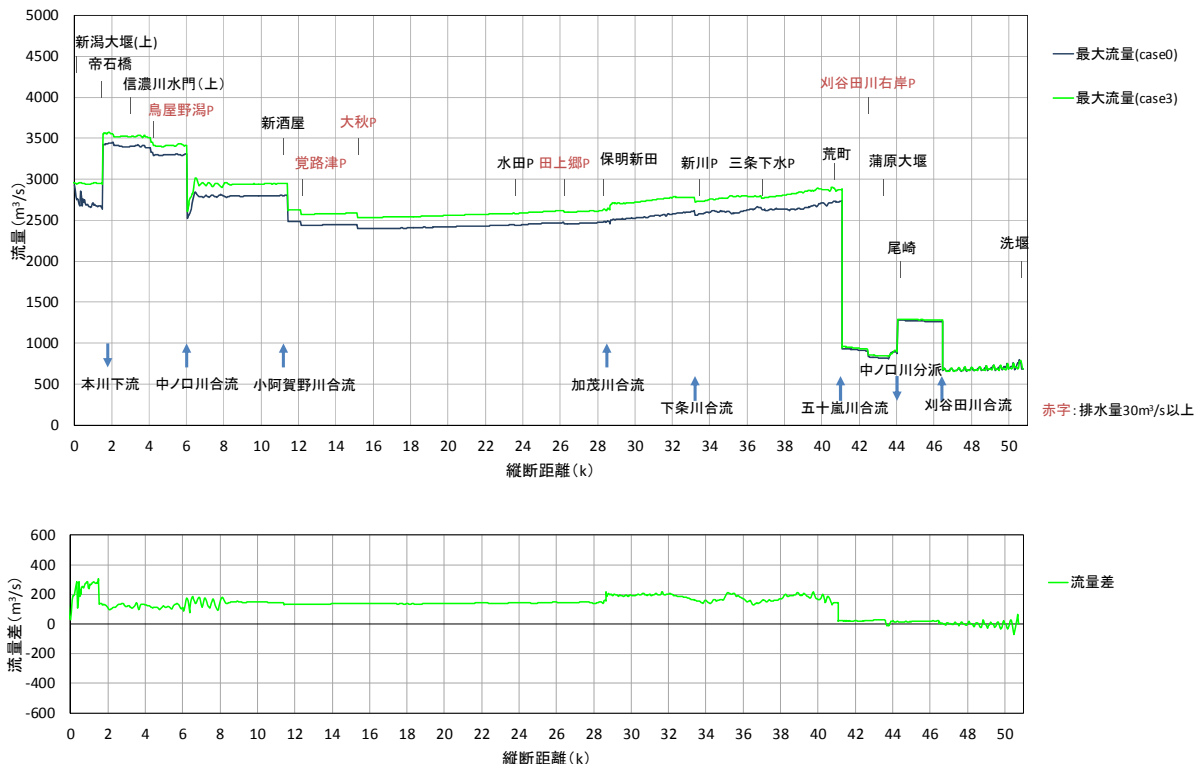


図 3-18 信濃川における最大流量及び流量変化量の縦断分布 (case0, case3 の比較)

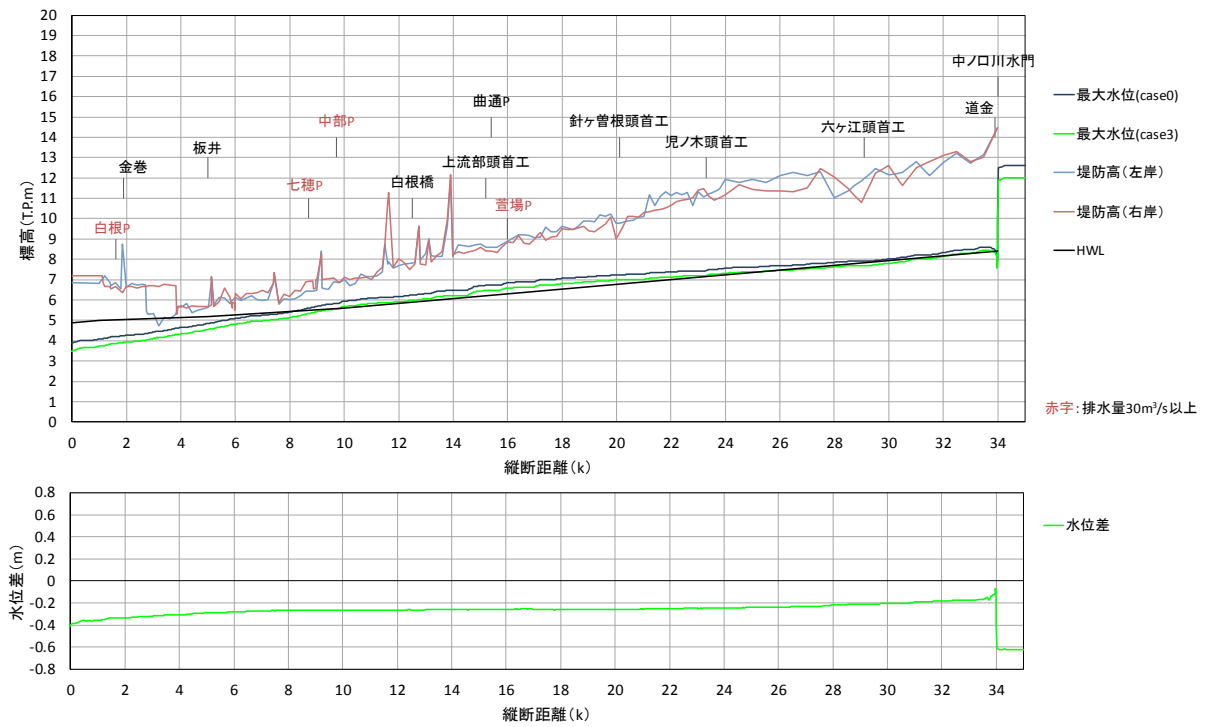


図 3-19 中ノ口川における最大水位及び水位変化量の縦断分布 (case0, case3 の比較)

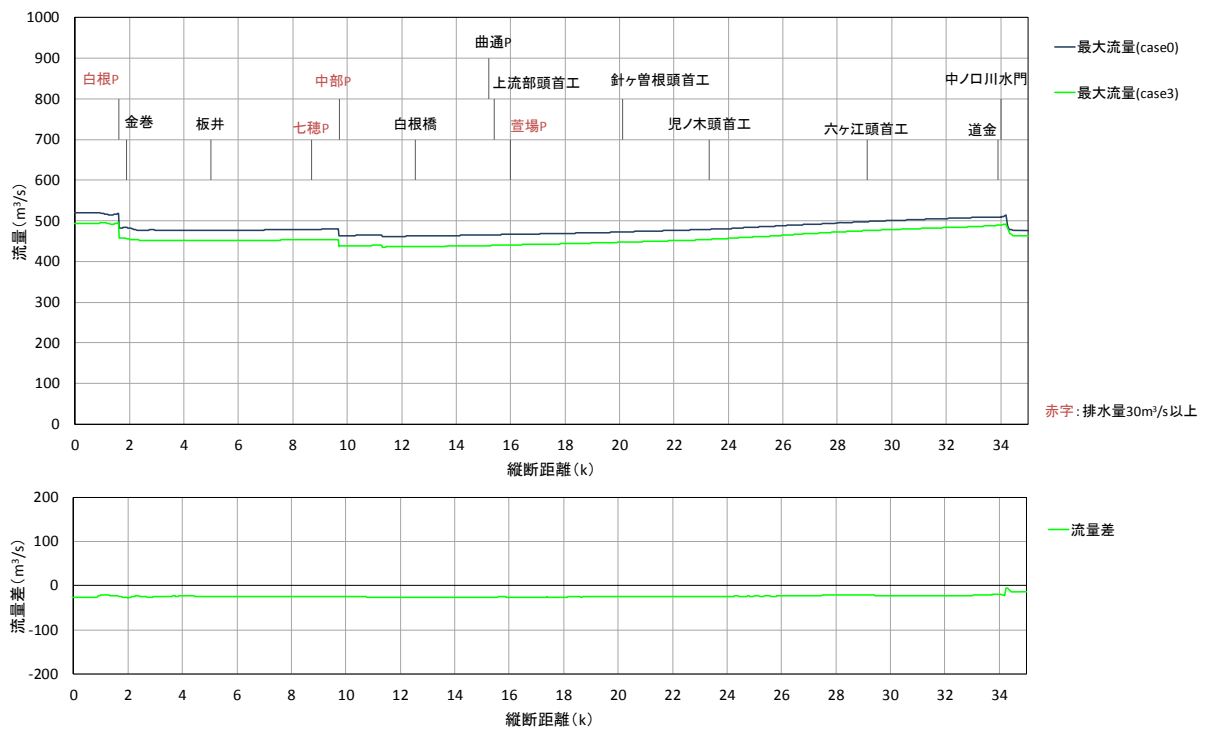


図 3-20 中ノ口川における最大流量及び流量変化量の縦断分布 (case0, case3 の比較)

### 3.3 無次元流量，無次元河幅・水深の関係からみた五十嵐川河道断面形の評価

五十嵐川では，平成 16 年水害を受けて 0~3.9k を災害事業助成区間として河川改修が行われてきた（写真 3-1(a)）．しかし，平成 23 年 7 月洪水では，当該区間の破堤は免れたものの，堤防満杯まで水位が上昇し，一部越水が生じた．その結果，写真 3-1(b), (c)に示すように，高流速発生に伴う高水敷の著しい浸食や護岸の破壊，橋脚周辺の局所洗掘等，河道内で被災が生じ<sup>5)</sup>，いつ破堤が生じても不思議でない状況にあった．

五十嵐川下流部の河道諸元と，水位・河床高の縦断図を図 3-21 に示す．堤間幅は約 130m，河床勾配は 1/860 で，平成 23 年 7 月洪水のピーク時の水面幅は概ね 120m，水深は 8.8m，断面平均流速は 4.6m/s，高水敷平均流速は 4m/s にも達していた．

平成 23 年 7 月洪水時の流量ハイドログラフに対する五十嵐川の河道幅と水深の妥当性を評価する．福岡<sup>6)</sup>は，沖積地河川では，式(33)，(34)に示す無次元流量に対する無次元河幅・水深の関係で表される範囲の河道断面形が望ましいとしている．

$$2.80 \left( \frac{Q}{\sqrt{g I_e d_r^5}} \right)^{0.40} \leq \frac{B}{d_r} \leq 6.33 \left( \frac{Q}{\sqrt{g I_e d_r^5}} \right)^{0.40} \quad (33)$$

$$\frac{H}{d_r} \leq 0.14 \left( \frac{Q}{\sqrt{g I_e d_r^5}} \right)^{0.38} \quad (34)$$

ここに， $Q$ ；河道形成流量， $B$ ；水面幅， $H$ ；水深， $I_e$ ；エネルギー勾配， $d_r$ ；代表粒径， $g$ ；重力加速度である．

五十嵐川における平成 23 年 7 月洪水時の流量ハイドログラフを用いて算出した無次元流量と無次元河幅・水深の関係を図 3-22 に示す．無次元流量，無次元河幅・水深は，平成 23 年 7 月洪水の再現計算で求めた水理量の時間変化の値を用い算出した．

これによると，無次元流量に対する無次元河幅は，下限曲線式の下方に分布し，河幅が著しく狭い河川であることが分かる．また，無次元水深は上限曲線式より高く分布している．これは，狭い河幅で大流量が流下したことに加え，刈谷田川からの流入に伴う信濃川・五十嵐川合流点の水位上昇の影響を受けたことに起因している．

以上より，平成 16 年水害以降の五十嵐川改修区間の無次元河幅は，福岡の算定式を大幅に下回っており，極めて狭い河幅で大流量を流下させており，このことが著しい河道内災害を引き起こしていた．五十嵐川においては，引堤や合流点の線形改修を視野に入れた抜本的な河道改修の必要性が高いことが明らかである．



(a) 五十嵐川下流部の空中写

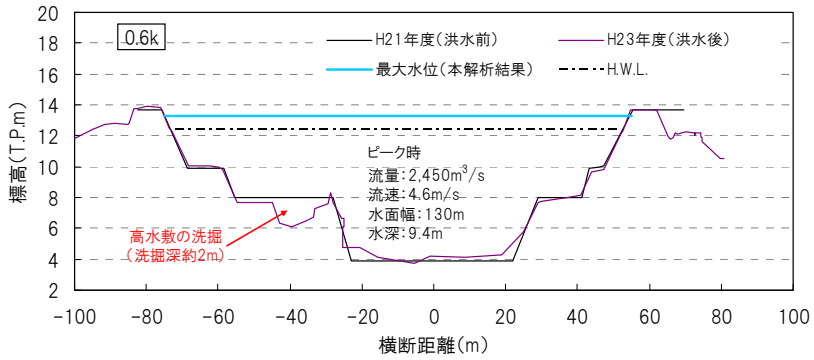


(b) 高水敷上の浸食と橋脚基礎の露出 (1.6k 付近)

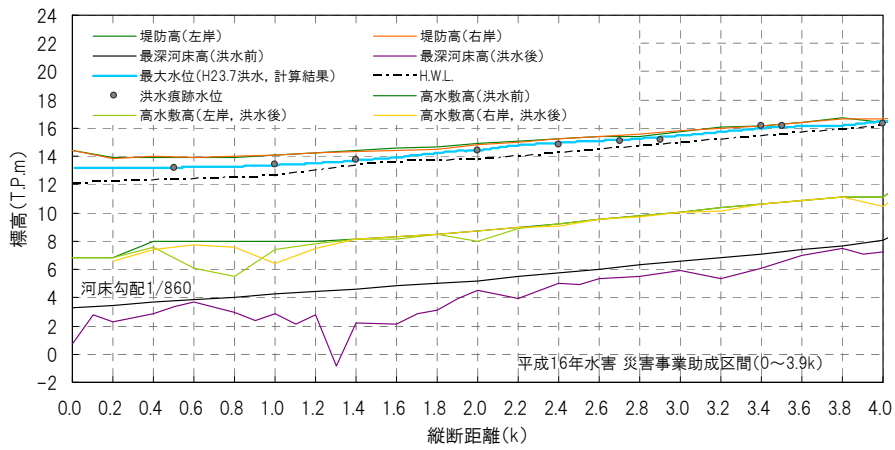


(c) 高水敷の流失と低水護岸の被災 (0.8k 付近)

写真 3-1 平成 23 年 7 月洪水による五十嵐川下流部の著しい被災状況



(a) 横断形状



(b) 水位と河床高の縦断面図

図 3-21 五十嵐川下流部の河道諸元及び水位・河床高縦断面図

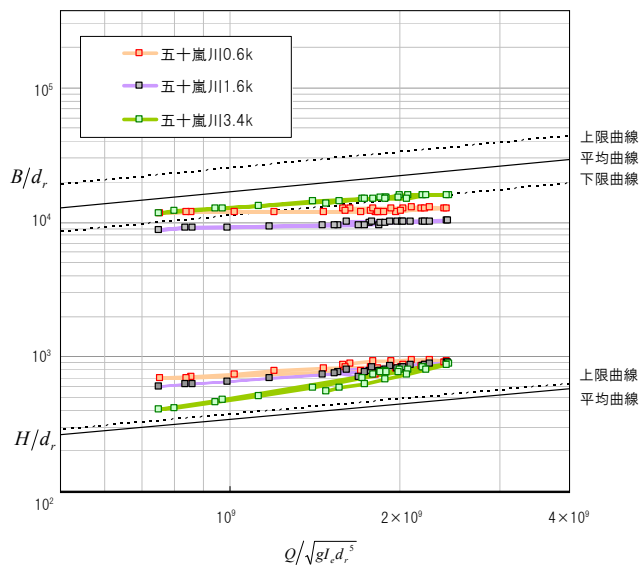


図 3-22 五十嵐川の無次元流量と無次元河幅・水深の関係

### 3.4 信濃川・五十嵐川合流点の河道線形改修が洪水伝播及び五十嵐川の水位に及ぼす影響検討

五十嵐川が信濃川に直角合流することは、2章で検討した三次元流れの発達と河岸侵食の発生に加え、五十嵐川の水位上昇にも影響を及ぼしていると考えられる。

前節で示した通り、五十嵐川改修区間の無次元河幅は、福岡の算定式を大幅に下回っており、抜本的な河道改修の必要性が高いことから、ここでは信濃川・五十嵐川合流部の河道線形改修により、洪水伝播及び五十嵐川の水位に及ぼす効果・影響を定量的に検討する。

#### 3.4.1 信濃川・五十嵐川合流点の河道線形の設定

私たちは普段、高速道路のインターチェンジやサービスエリアを出て本線に合流する場合、速度差を持った車両同士の衝突を避けるため、並走区間が設けられ、なるべく小さい合流角度で本線に接続しているのをよく目にする。ほぼ直角に近い合流角度をもつ信濃川・五十嵐川合流点においても、これと同様の考え方により、適切な河道線形に改修していくことが望ましい。

本検討では、大規模流量を伴う五十嵐川を本川に滑らかに合流させるため、図 3-23 に示すように、信濃川 41.0~41.2k に背割堤を設置することで、五十嵐川に 200mの並走区間（五十嵐川-0.2~0.0k）を新たに設けるものとした。

ここでは、「3.2 内水排水ポンプ規制、無堤部の氾濫及び河道掘削が洪水伝播に及ぼす影響検討」で検討した3つのケースに引き続き、合流点の河道線形改修した場合を case4 とし、比較のため、平成 23 年 7 月洪水再現結果を Case0 とした。なお、各ケースにおける支川からの流入量ハイドログラフには、検証計算結果で得られた流量ハイドログラフを、本川及び関屋分水路の下流端水位には、新潟西港、新潟大堰の観測水位ハイドログラフをそれぞれ与えた。

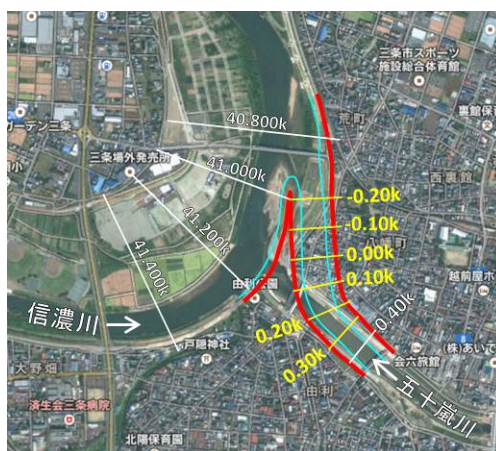


図 3-23 信濃川・五十嵐川合流部の河道線形改修範囲

### 3.4.1 信濃川・五十嵐川合流点の河道線形改修が信濃川及び五十嵐川の水位・流量に及ぼす影響

図 3-24 に合流点の河道線形改修の有無による信濃川の流量ハイドログラフの比較（図中の破線と実線）を、図 3-25 及び図 3-26 に合流点の河道線形改修の有無による信濃川と五十嵐川の最大水位及び流量の縦断図を示す。縦断図の紫色線が Case4（合流点の河道線形改修）の解析結果を示している。

Case0 と Case4 を比較すると、信濃川では、五十嵐川合流部より下流区間では水位に大きな変化は見られないが、合流点より上流側では水位が 0.2m 近く低下していることが確認できる。一方、五十嵐川では、最大で約 0.2m 水位が低減することが確認できる。また、流量ハイドログラフを見ると、五十嵐川合流点に近い荒町や尾崎で若干の波形のずれが現れているものの、大きな変化は見られず、帝石橋や中ノロ川の流量ハイドログラフにはほとんど影響しない。

以上より、信濃川・五十嵐川合流点の河道線形改修により、合流角度を小さくすることによって、平成 23 年 7 月洪水に対し、五十嵐川で最大 0.2m 程度の水位低減効果があることが明らかとなった。このため、合流点改修は、信濃川の河道掘削と共に、五十嵐川の治水安全度を向上させるために有効な手段であることを示した。

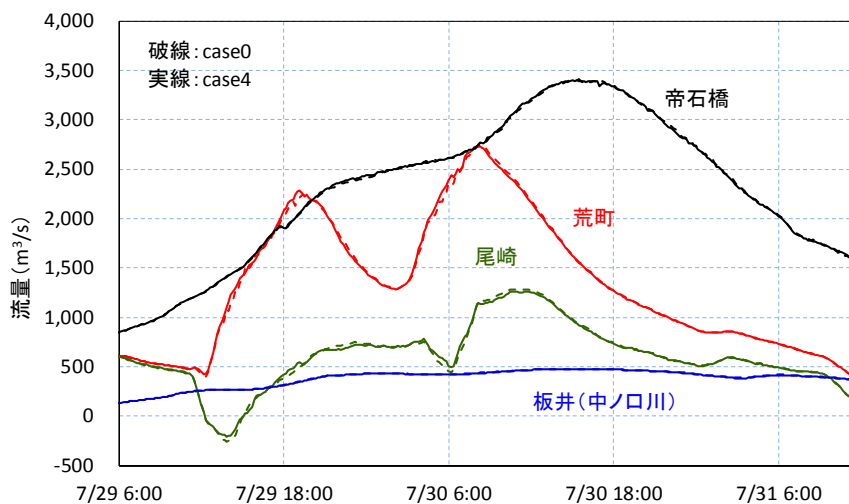


図 3-24 case0 と case4 における流量ハイドログラフの比較

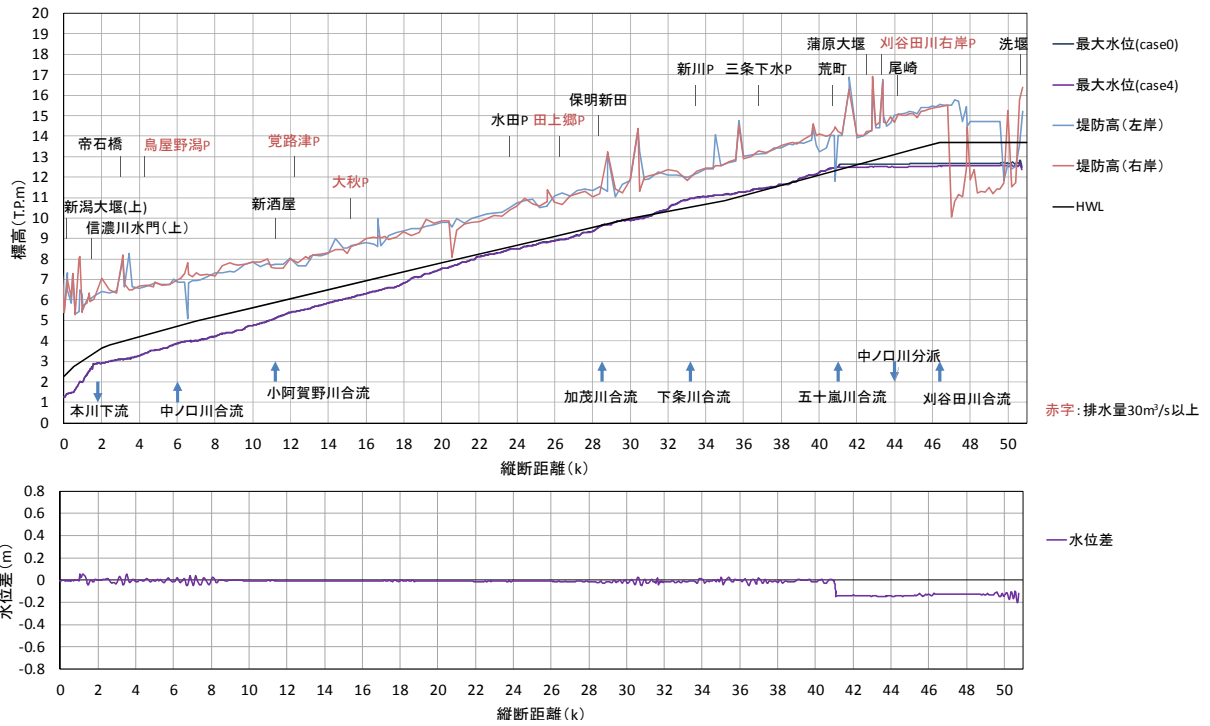


図 3-25 信濃川における最大水位及び水位変化量の縦断分布 (case0, case4 の比較)

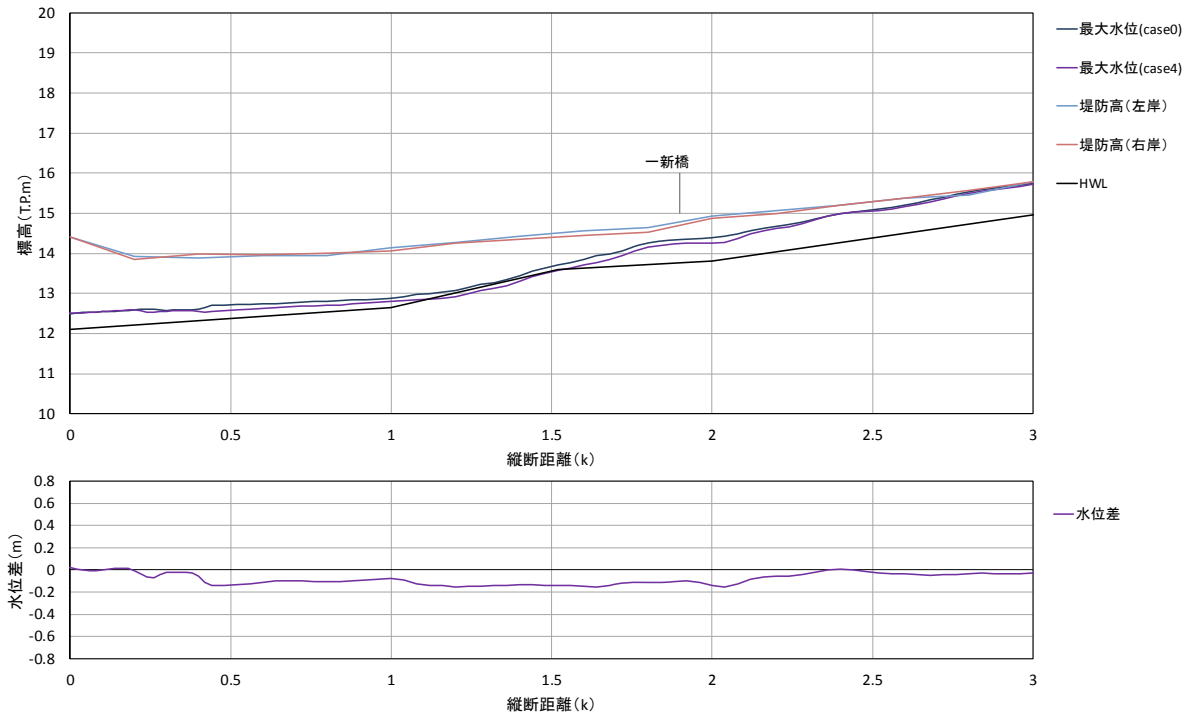


図 3-26 五十嵐川における最大水位及び水位変化量の縦断分布 (case0, case4 の比較)



### 3.5 信濃川下流の今後の治水対策の方向性

#### 3.5.1 今後の治水対策に向けた留意点

信濃川下流域全体の治水安全度を向上させるためには、中ノロ川下流部と、河幅が不足し河道内で著しい被災が生じた五十嵐川の水位を下げる河川整備が必要である。本検討により、無堤部の大規模氾濫による貯留は、信濃川・五十嵐川合流点を含め、下流側全体のピーク水位・流量を大きく低減させることを明らかにした。

今後、中ノロ川下流部と五十嵐川の水位を効率的に下げるためには、河口～信濃川・中ノロ川合流部付近を中心とした信濃川本川の河道掘削と、西野地区の溢水氾濫による大規模な貯留機能の有効活用策を検討していくことが重要である。更に、これを踏まえ、五十嵐川において極端な高水敷掘等を引き起こすことのない安定的な河道断面形状と、合流点の線形改修について検討していく必要がある。

また、多地点からの内水排水は、信濃川・中ノロ川の水位・流量に大きな影響を及ぼしていることも明らかとなった。このため、超過洪水時の危機管理対応としての内水ポンプ運転調整は、破堤氾濫を回避するために有効な手段となる。一方で、ポンプ運転調整は内水氾濫発生危険性を増大させる。このため、内水ポンプ運転調整が、内外水氾濫のそれぞれの発生リスクと被害規模に及ぼす影響について検討を行い、関係機関が連携して信濃川・中ノロ川の適切な運転調整判断基準を策定していくことが必要である。

#### 3.5.2 今後の効率的な改修の方向性

優先して整備を進める必要があるのは、五十嵐川の水位を下げる対策と中ノロ川の堤防ネック部対策である。このため、水位低減に対して実効性の高い関屋分水路と五十嵐川合流点付近の河道掘削を優先し、徐々に掘削範囲を縦断的に拡張していくことが有効であると考えられる。なお、信濃川の上流部に位置する無堤区間は、堤防の建設を行わず、大規模洪水時における氾濫貯留を許容した河道整備を行っていくことが重要である。

また、中ノロ川では、堤防ネック部の築堤が優先されるべきであり、順次、ポンプ排水機場が多く存在している4～12kの築堤を行うことが必要であると考えられる。

五十嵐川では、水位低減効果が期待できる合流点河道線形改修を進めていく必要がある。これには用地確保、家屋移転を伴うことから時間を要することが予想されるが、着実に進めると共に平成16年水害以降に整備された0～3.9kの堤防を完成させていくことが重要であると考えられる。

### 3.6 まとめ

本章では、超過洪水時におけるポンプ排水機場からの内水排水量の規制や、無堤区間における大規模な溢水氾濫が、信濃川下流全体の洪水伝播に及ぼす影響について分析し、信濃川下流の今後の治水対策に向けた留意点、課題を示した。

信濃川下流域の治水安全度を向上させるための合理的な河川整備の方向性を示していくためには、ポンプ場からの内水排水や無堤区間の溢水氾濫が、洪水流下に及ぼす影響を分析し、信濃川下流域の有する治水のポテンシャルを評価していく必要がある。本章では、信濃川下流区間全体を対象に構築した洪水流・河床変動解析モデルを用い、ポンプ排水規制、無堤部の堤防建設等の治水対策が、信濃川下流全体の洪水伝播に及ぼす影響について詳細に解析した。中ノ口川におけるポンプ運転調整が実施されなかった場合を想定した解析の結果、中ノ口川下流部における流下能力ネック部の水位が、ほぼ堤防天端に達し、場所によっては越流することを示した。また、平成 23 年 7 月洪水では、無堤区間である西野地区での氾濫による大規模貯留が、下流側の水位・流量ピークの発生を大幅に遅らせていたことを明らかにした。以上より、中ノ口川の水位は、多地点からのポンプ排水による影響を強く受けており、緊急時のポンプ運転調整は、河道水位を低下させることに有効であることを示した。また、今後、ネック部の流下能力を確保していくためには、河道掘削に加えて、無堤区間の溢水氾濫による大規模な貯留機能の有効活用策を検討していくことが重要であることを明らかにし、信濃川下流部の効率的な改修のための方向性を考察、提示した。

#### 参考文献

- 1) A. M. Wasantha Lal, Randy Van Zee and Mark Belnap: Case Study: Model to simulate regional flow in South Florida, *Journal of Hydraulic Engineering* Volume 131, Issue 4, pp.247-258, 2005.
- 2) 内田龍彦, 濱邊竜一, 福岡捷二: 低平地河川におけるポンプ排水が洪水流に与える影響評価: 水面形時系列観測データを用いた非定常二次元流解析の活用, *水文・水資源学会誌*, Vol.25, No.4, 2012.
- 3) 坂井公生, 眞間修一, 加藤敢士, 竹村仁志, 橋口泰三, 清治雅泰, 関基: 平成 23 年 7 月新潟・福島豪雨を教訓とした五十嵐川等における今後の治水対策, *河川技術論文集*, 第 18 巻, 2012.
- 4) 平成 23 年 7 月新潟・福島豪雨水害の検証を踏まえた治水方策に関する懇談会: 新潟・福島豪雨水害を教訓とする今後の治水方策について, *国土交通省北陸地方整備局*, 2011.
- 5) 平成 23 年 7 月新潟・福島豪雨対策検討委員会: 平成 23 年 7 月新潟・福島豪雨対策検討委員会資料, *新潟県*, 2011.
- 6) 岩谷直貴, 福岡捷二, 銭谷秀徳: 利根川下流部における河川改修の効果算定法に関する研究, *河川技術論文集*, 第 19 巻, 2013.