

# リアルタイム水位情報を活用した被災危険箇所の推定手法に関する研究

研究予算：運営費交付金（一般研究費）

研究期間：平 21～平 23

担当チーム：水工研究グループ（水理）

研究担当者：箱石憲昭、石神孝之、坂野章

## 【要旨】

気候変動による大雨の頻度の増加、台風の激化等に伴って、水害、土砂災害が頻発・激甚化することが指摘されている。また、現在目標としている治水安全度は降水量の増加によって著しく低下することが指摘されており、施設によるハード面だけでなく、土地利用規制・危機管理対応などソフト面も合わせた被害の最小化を図るための適応策が必要とされている。一方、河川堤防および護岸の主な被災原因は河床洗掘であると言われており、通常のパトロールでは、水面下で進行しつつある河床洗掘の発見は困難で、特に夜間においては堤防等で発生した変状の発見も困難である。今後、さらに深刻化する逼迫財政、水防団員の減少等、パトロール体制を維持（増強）することも困難になると予想される。本研究では、河床等に生じた異常を迅速に察知し危機管理へ適用するためのリアルタイム水位情報の把握手法について検討した。

検討方法は、移動床水路実験、実物大破堤実験、現地河川のデータ収集の3種類に大別される。移動床水路実験によって、水位と河床洗掘の相関性の程度や、より高い相関を得るためのデータの測定・整理の方法等について検討した。また、実物大実験（千代田実験水路における実物大堤防破堤実験）や現地河川（神通川）のデータ収集によって、現地河道への適用性について検討した。これらの検討によって、被災危険箇所の推定として適切な水位測定箇所、データ取得方法（サンプリングタイム、データ整理方法等）等を提案することができた。

キーワード：リアルタイム水位情報、被災危険箇所、危機管理、水路実験、実物大実験、測定箇所、データ収集、データ整理、河川パトロール

## 1. はじめに

今後の気候変動や水防体制等を鑑みると、洪水による被害を完全に食い止めることはさらに困難になることから、壊滅的な被害を防止した被害最小化としての減災が重要となってくる。減災の効率を高めるには、種々の治水施設によるハード面の対応策だけでは不十分で、堤内地の土地利用規制・危機管理等のソフト面の対応策も重要となる。被災危険箇所を推定することは、避難誘導等のソフト面対応策として基本的な重要事項である。また、これを可能な限り精度高く早期に推定することが、効率的な減災に直結する。

本検討は、移動床水路実験、実物大堤防の破堤実験、現地調査によって、被災危険箇所の推定として適切な水位測定箇所、データ取得方法（サンプリングタイム、データ整理方法等）等について検討した。以下、3カ年にわたって得られ

た知見について報告する。

## 2. 移動床水路実験

### 2.1 検討ケース

実験は、表 2.1 に示す 5 ケース（実験 1-1、1-2、2-1、2-2、2-3）について行った。実験 1-1 と実験 1-2 は（流量の違う 2 ケース）、図 2.1 に示す長さ 60m、幅 3m の水路の中に図 2.2 に示す粒度を有する材料を水路内に敷き詰め、縦断勾配 1/100 で複断面形状に整形し、河床及び河岸が侵食可能な移動床模型に所定流量を定

表 2.1 移動床水路実験ケース一覧

実験No.	河床材料		流量	Fr	$\tau_*$	幅水深比 (B/H)	水深粒径比 (H/d <sub>50</sub> )	通水時間 (min)	備考
	d <sub>50</sub> (mm)	d <sub>85</sub> /d <sub>15</sub>							
実験1-1	単一粒径	5.5	127 l/s	0.9	0.08	30	13	300	河岸侵食可能
実験1-2			186 l/s	1.0	0.10	20	18	480	
実験2-1	単一粒径	5.5	127 l/s	0.9	0.08	30	13	150	河岸固定 (鉛直壁 水路幅B=2m)
			186 l/s	1.0	0.10	20	18	120	
実験2-2	混合粒径1	5.5	127 l/s	0.9	0.08	30	13	168	
			186 l/s	1.0	0.10	20	18	127	
実験2-3	混合粒径2	5.2	127 l/s	0.9	0.08	30	13	159	
			186 l/s	1.0	0.10	20	18	117	

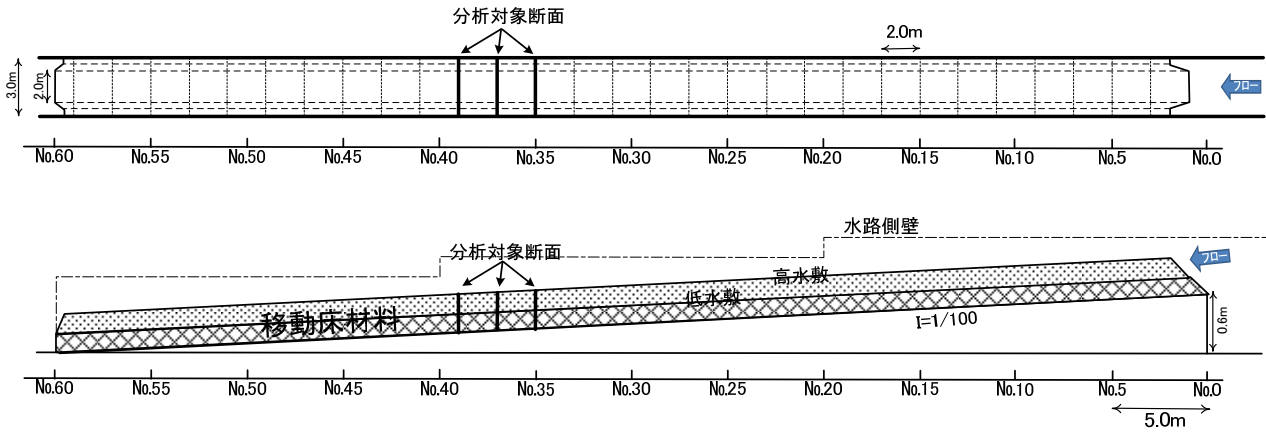


図 2.1 実験 1 の実験装置概要

流で 5 時間 (実験 1-1)、8 時間 (実験 1-2) 通水し、水位 (水路中央) 及び河床高を測定した。水位は、ポイントゲージによる 5 点の他に、主要な 9 断面中央においてサーボ式水位計によって時系列データを把握した。河床高については、通水前後の 30 断面での横断形状測定のために、実験中に、実験 1-1 で 30 分間隔、実験 1-2 で 15 分間隔として、水路内の主要な 9 断面 (サーボ式水位計と同一) を対象とした。

実験 2-1、実験 2-2、実験 2-3 (図 2.3 に示す粒度の異なる 3 ケース) は、実験 1 の水路幅を 2m に狭め (図 2.4 参照)、河岸が侵食されずに砂礫州が顕著に発生させる条件とした。水位については主要な 10 断面の水路両岸を対象とした。この内、5 断面についてはポイントゲージを用いて、20 分ピッチの 6 時点において測定した。残りの 5 断面についてはサーボ式水位計によって時系列的に把握した。河床高については、通水前後の 31 断面の他に、水位測定と同一の 10 断面を対象として、横断形状を通水中 2 回把握

した。

## 2.2 検討結果

### ● 実験 1

分析に用いたデータは、水位、河岸後退量、河床地形であり、各々の定義と整理方法の概要について以下に示す。

- ・水位：サーボ式水位計による水路中央データとして、収録時間間隔 0.2 秒で 5.0 秒間の 25 個データの平均を 1 個の瞬時値と定義して分析した。
- ・河岸後退量：河床地形と同一の 9 断面において通水中数回 (実験 1-1 で 2 回、実験 1-2 で 3 回) 及び

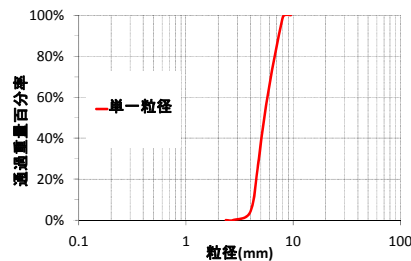


図 2.2 実験 1 の河床材料

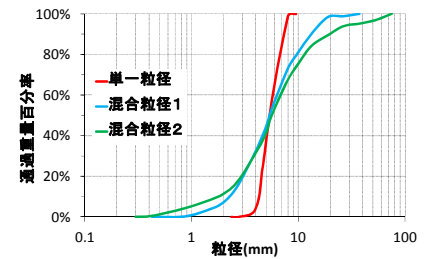


図 2.3 実験 2 の河床材料

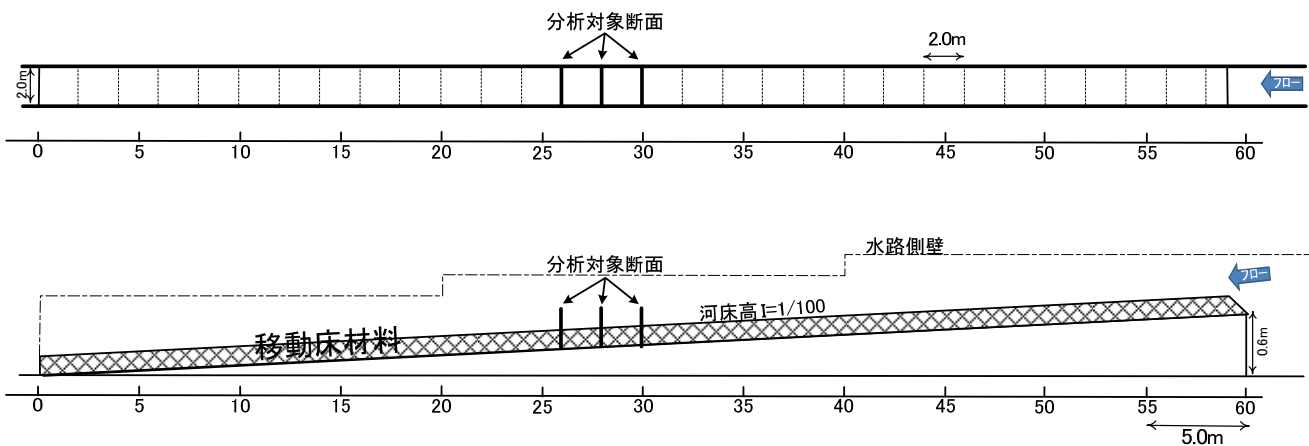


図 2.4 実験 2 の実験装置概要

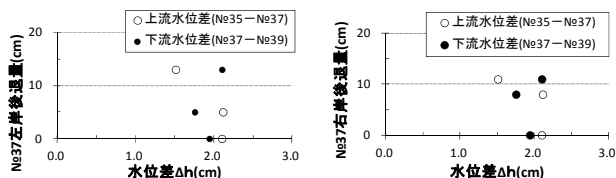


図 2.5 後退量と縦断水位差（瞬時値 実験 1-1）

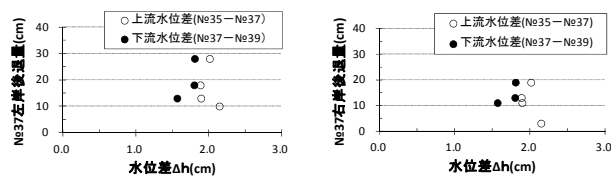


図 2.6 後退量と縦断水位差（瞬時値 実験 1-2）



写真 2.1 河床平面状況（実験 1-2 120 分通水後 白色部分が淵の部分）

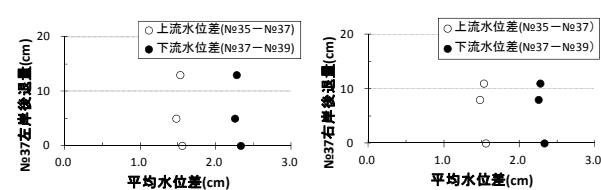


図 2.7(1) 後退量と縦断水位差（5 秒毎<sup>1</sup> - t 平均 実験 1-1）

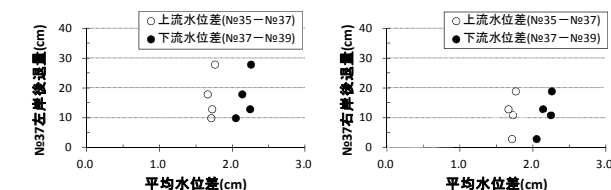


図 2.8(1) 後退量と縦断水位差（5 秒毎<sup>1</sup> - t 平均 実験 1-2）

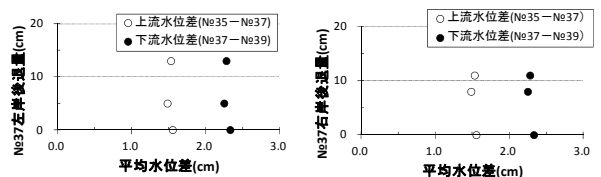


図 2.7.(2) 後退量と縦断水位差（20 秒毎<sup>1</sup> - t 平均 実験 1-1）

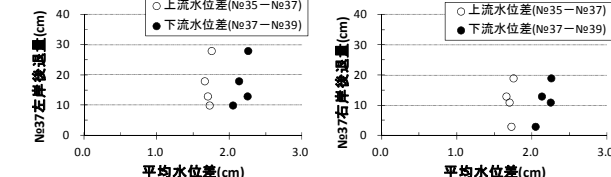


図 2.8.(2) 後退量と縦断水位差（20 秒毎<sup>1</sup> - t 平均 実験 1-2）

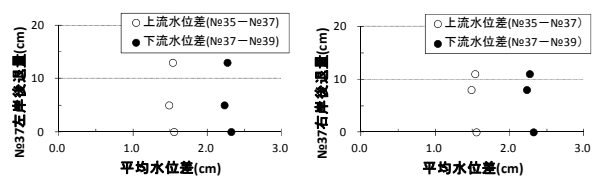


図 2.7.(3) 後退量と縦断水位差（80 秒毎<sup>1</sup> - t 平均 実験 1-1）

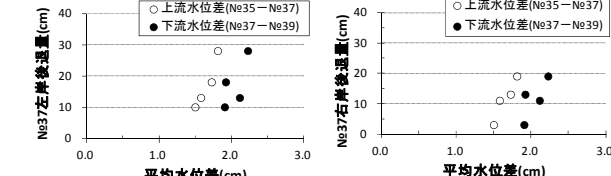


図 2.8.(3) 後退量と縦断水位差（80 秒毎<sup>1</sup> - t 平均 実験 1-2）

通水前後 2 回の測定データを用いて分析した。

- 河床地形：主要な 9 断面（No.23～No.39 の奇数番号断面）において、通水前後 2 回、通水中数回（実験 1-1 で 5 回、実験 1-2 で 7 回）の河床高データ（測定は横断 10cm ピッチ）を用いて、断面特性値（各横断面毎の河床高データから求めた標準偏差、尖度、歪度）等を算出した。

図 2.5 は、流量小（実験 1-1）のケースにおける瞬時水位と河岸後退量（初期からの侵食幅）の相関として、河岸後退量の顕著な代表断面 No.37 における左右岸の後退量と直上流の水位差（2m 離れた No.35 断面と No.37 断面の水路中央水位の差）と直下流の水位差（No.37 と No.39）の関係について整理したものである。これより、上流では負、下流では正の相関傾向が各々見られるも

の、あまり明確ではない。またこの状況は左右岸とも同様であることがわかる。

流量大（実験 1-2）のケースについて図 2.5 と同様に、整理したものが図 2.6 である。流量小のケースとほぼ同様の結果になっているが、左岸と右岸で後退量と水位の関係が違っている（左岸で後退量が大きくなる時がある）。このような状況は、写真 2.1 に示すような河道内に形成される砂礫州の形成・移動と関係がある条件では河岸部での河床変動が大きいため、河道中央部の水位にあまり影響を与えないと考えられる。

前述は瞬時の水位データとの相関を整理したものであるが、「河岸侵食の規模とそこにかかる流体力の積分値の間に何かしらの関係がある」と考え、図 2.5 と図 2.6 の横軸を水路中央の縦断水位の差の平均をサンプル

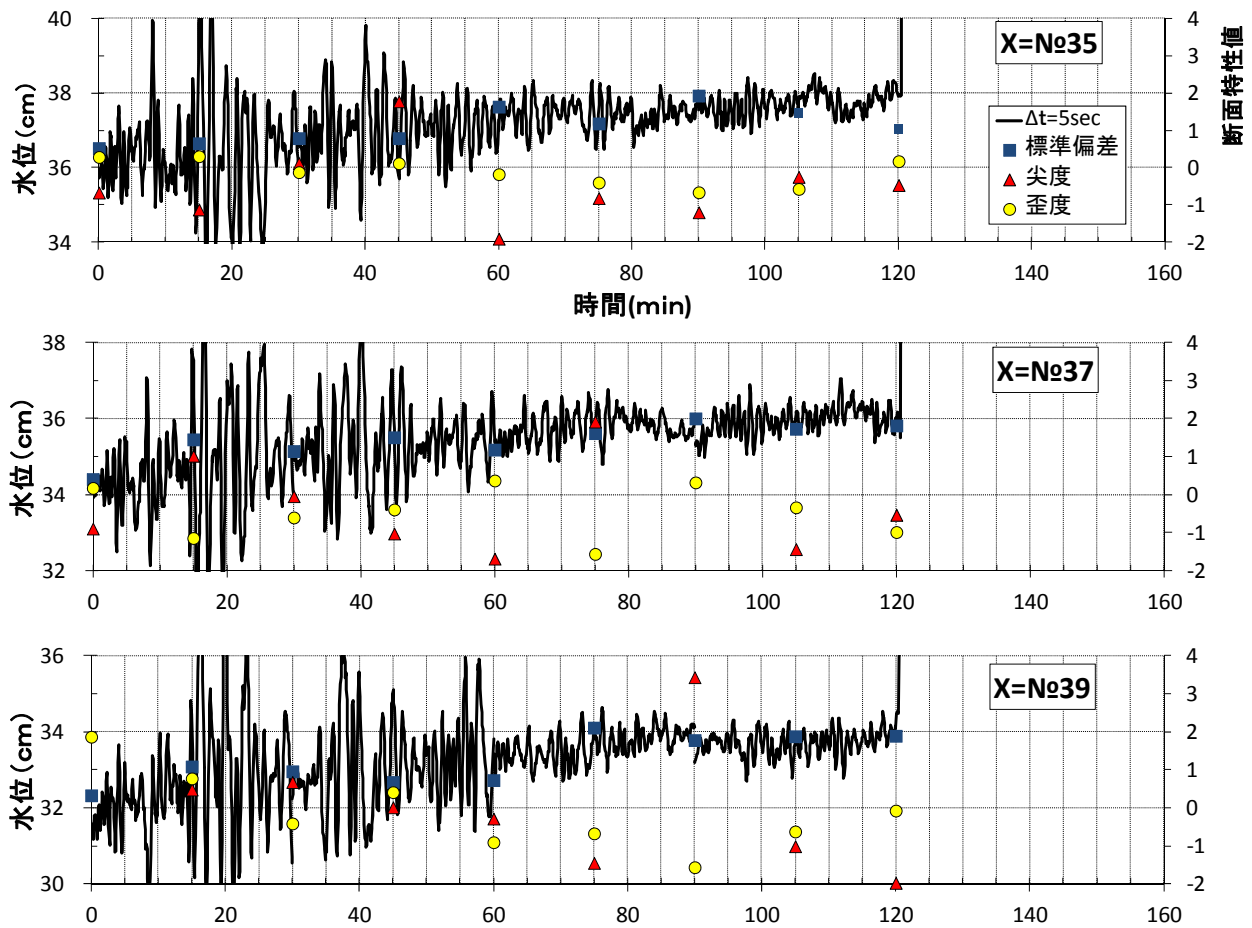


図 2.11 水位と河床地形特性の経時変化 ( $\Delta t$ :5 秒の瞬時値、実験 1-2)

リングタイム  $\Delta t$  別 (5 秒毎、20 秒毎、80 秒毎の瞬間値の全データを平均) に示したものが図 2.7、図 2.8 である。同図の横軸データは、河岸後退量の測定時点毎に、その直前の測定時点までの間に収集した全水位データを対象としている。同図より、全体的に河岸侵食量と平均水位の相関は高くはないものの、実験 1-1 では上流水位差(白丸)と下流水位差(黒丸)の結果が明確に分離されており、No.37 断面を境に水面勾配が変化していることがわかる。また、 $\Delta t = 80$  秒の実験 1-2 においては、両者が明確に区別されていない。これらのことから、水面形状の把握による河岸侵食等の予測にあたっては、流体力が大きいほど(流れが速いほど)精度が低くなるため、 $\Delta t$  を短くして(高密度で)データを収録する必要があると考えられる。

流量小(実験 1-1)のケースでの断面 No.35、No.37、No.39 の各断面における河床地形(断面特性値)と水位の

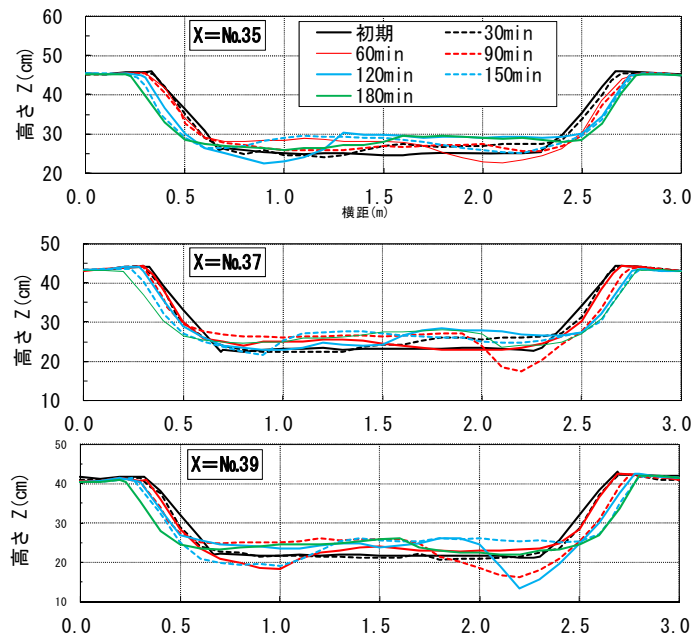


図 2.10 通水中の河床地形変化(実験 1-1)

関係についての経時変化を図 2.9 に示す。なお同図の水位は  $\Delta t = 5$  秒の瞬時値データである。これより、



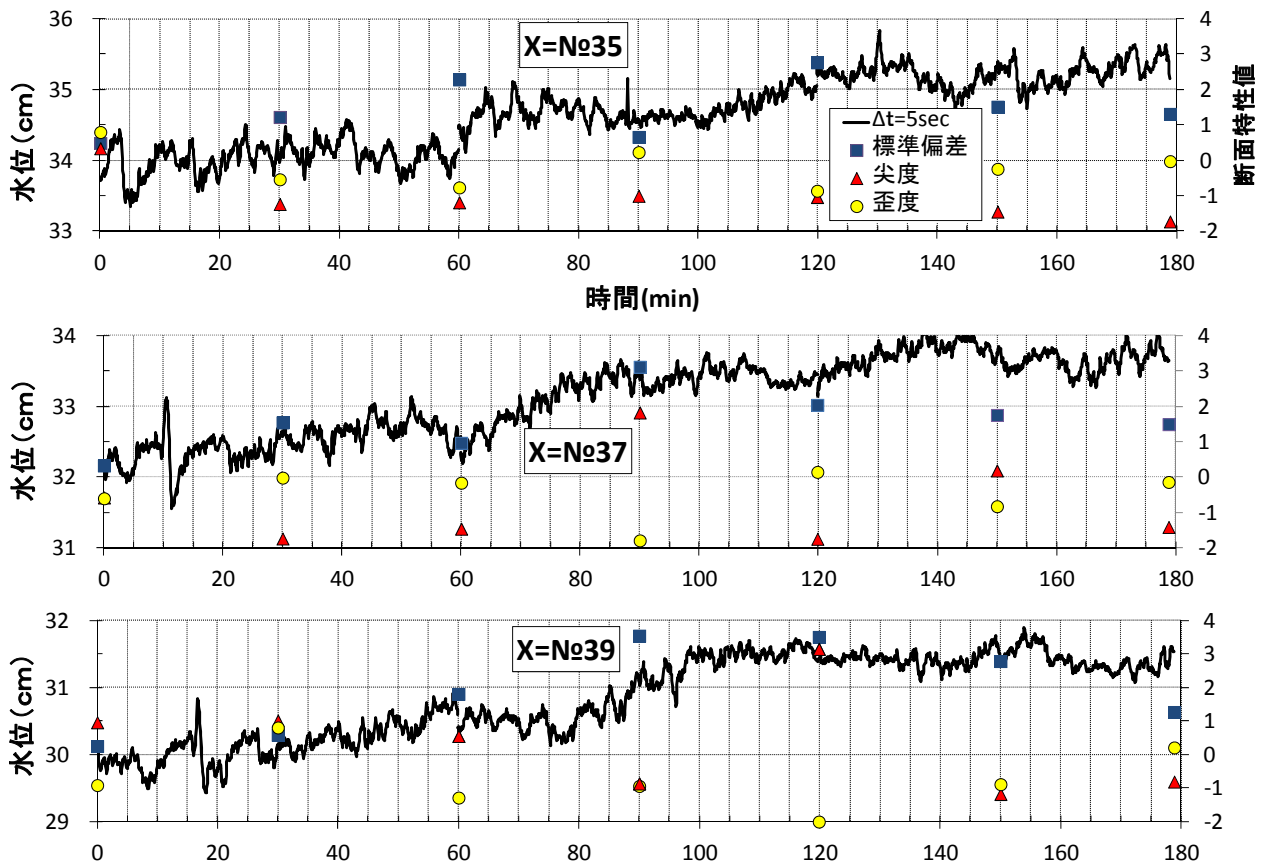


図 2.9 水位と河床地形特性の経時変化 ( $\Delta t$ :5 秒の瞬時値、実験 1-1)

断面No.35、No.37、No.39 のそれぞれ 60min、90min、120min の時点において標準偏差と歪度（絶対値）の値が他の時点より大きい。また水位との関係を見ると、断面No.37、No.39 において、標準偏差と歪度が大きい時点より約 30 分前に水位の急増が確認できる。

図 2.9 と同一の断面であるNo.35、No.37、No.39 の河床地形の時間変化を図 2.10 に示す。No.35 の 60min、No.37 の 90min、No.39 の 120min における断面形状は、いずれも右岸の深掘れが顕著であり、前述の標準偏差や歪度の値と良く対応していることが確認できる。

流量大（実験 1-2）のケースについて、図 2.9、図 2.10 に対応した結果を図 2.11、図 2.12 に示す。河床地形の時間的変動は、実験 1-1 とは異なり、標準偏差や歪度が大きくなる時点が明確に存在せず、通水開始から約 60min までの間は断面形状の偏りがあまりないことが確認できる。

以上のように、水位データのサンプリングタイムやデータ整理方法を工夫することにより、河岸後退量及び河床地形との関係性が高められることを確認し

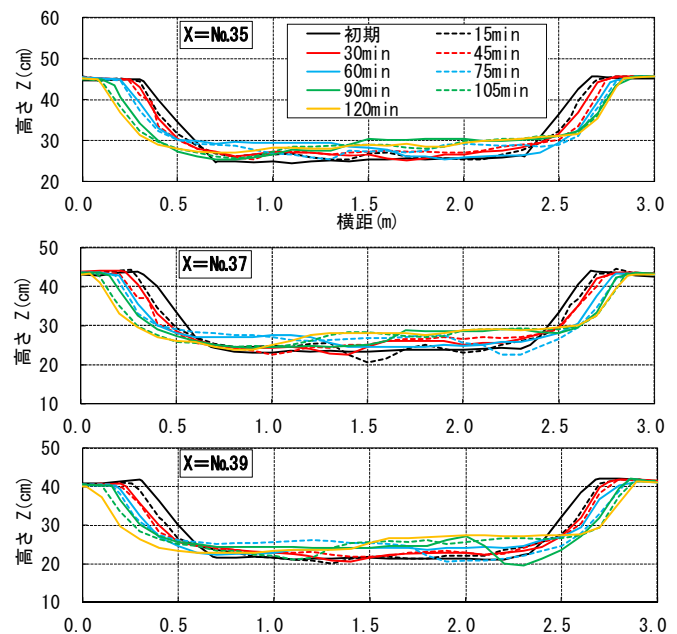


図 2.12 通水中の河床地形変化（実験 1-2）

た。また、砂礫州等の発生に伴う洗掘箇所の変動を考慮すると、被災危険箇所の推定のためには、河道部中央の水位データの取得では不十分であることが重要と

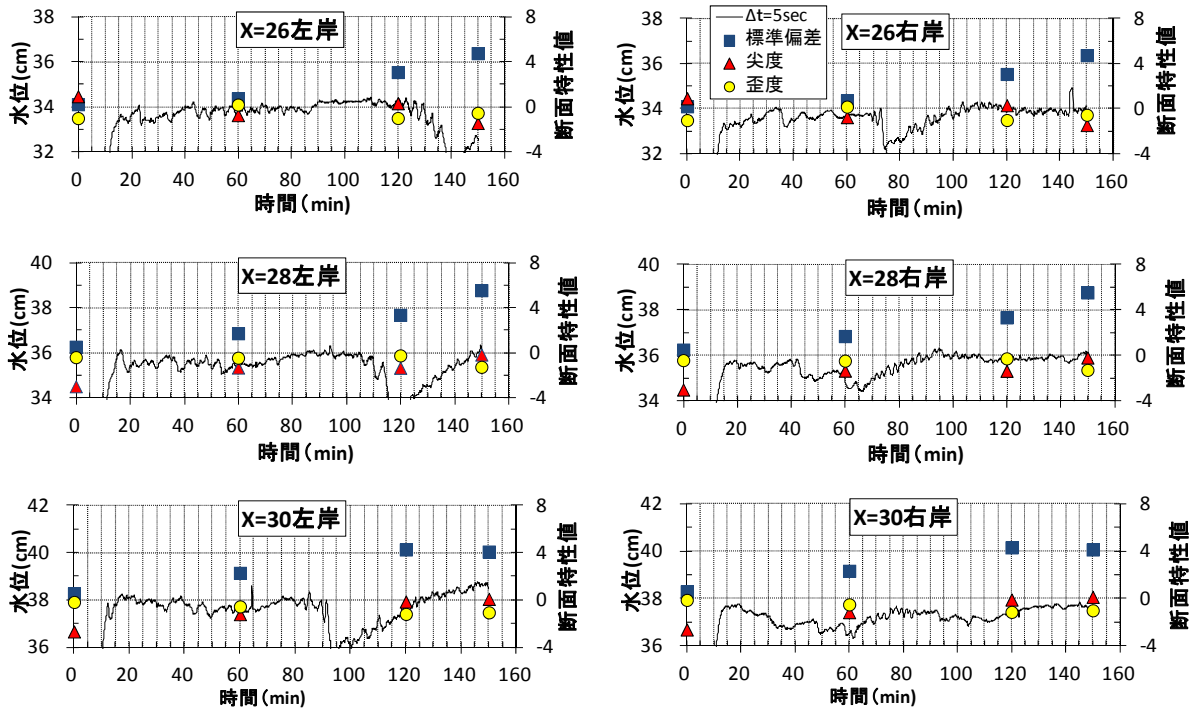


図 2.13.(1) 水位と河床地形特性の経時変化 ( $\Delta t$ :5 秒の瞬時値、実験 2-1 流量小)

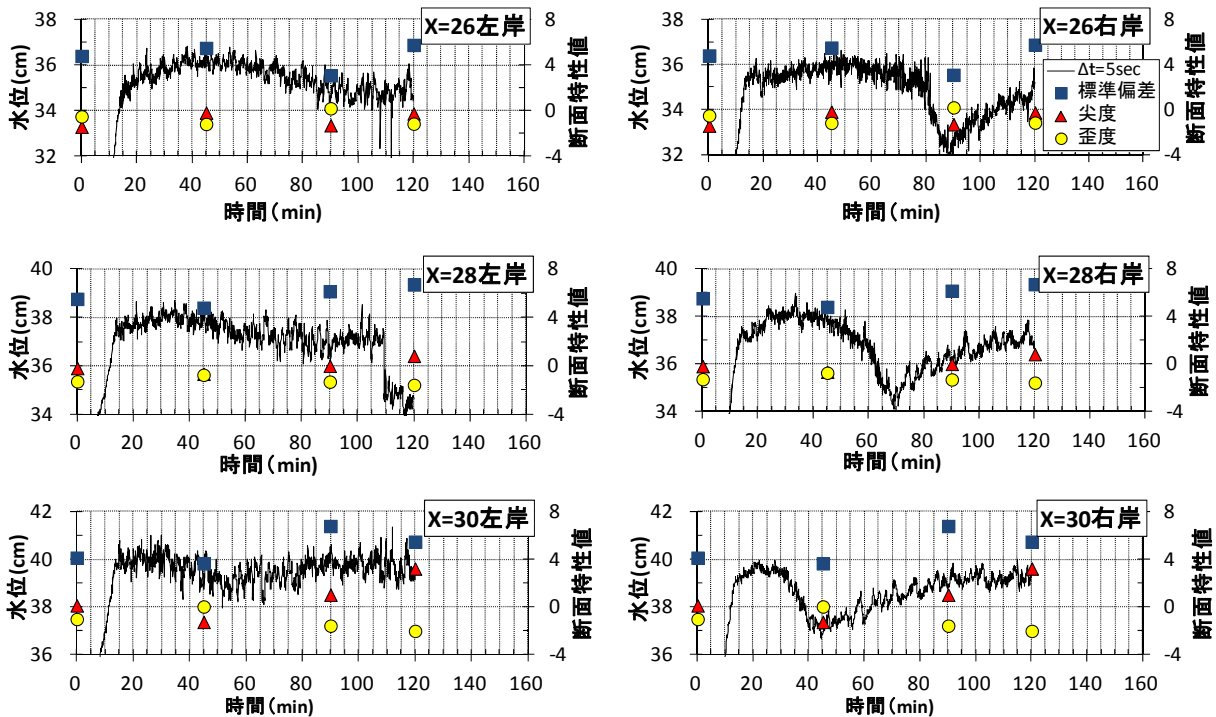


図 2.13.(2) 水位と河床地形特性の経時変化 ( $\Delta t$ :5 秒の瞬時値、実験 2-1 流量大)

考えられる。

●実験 2

分析に用いたデータは主に水位及び河床地形であり、  
各々の定義と整理方法の概要について以下に示す。

・水位：実験 1 と同様に、サーボ式水位計を用いて取

録時間間隔 0.2 秒で 5.0 秒間の 25 個データの平均  
を 1 個の瞬時値と定義した。実験 1 では水路横断面  
内での中央 1 点における水位データを対象とした  
が、実験 2 では水路横断面内の左右岸 2 点における  
水位データを対象とした。

・河床地形：各実験の流量小と流量大の各々において、

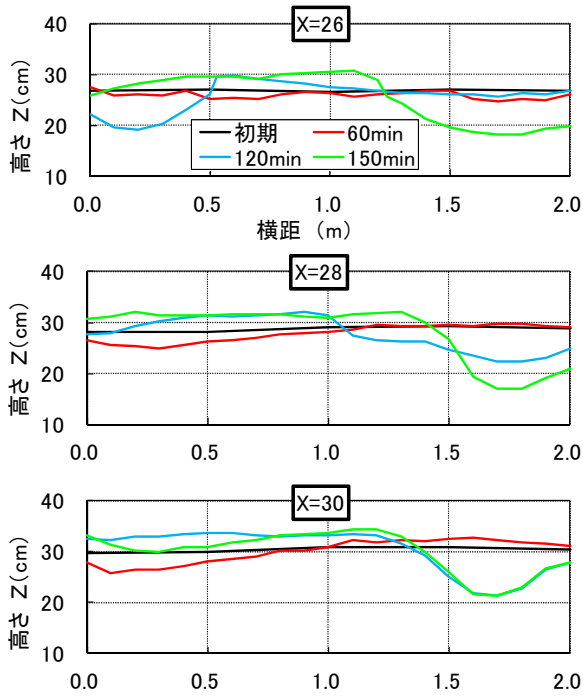


図 2.14.(1) 通水中の河床地形変化 (実験 2-1 流量小)

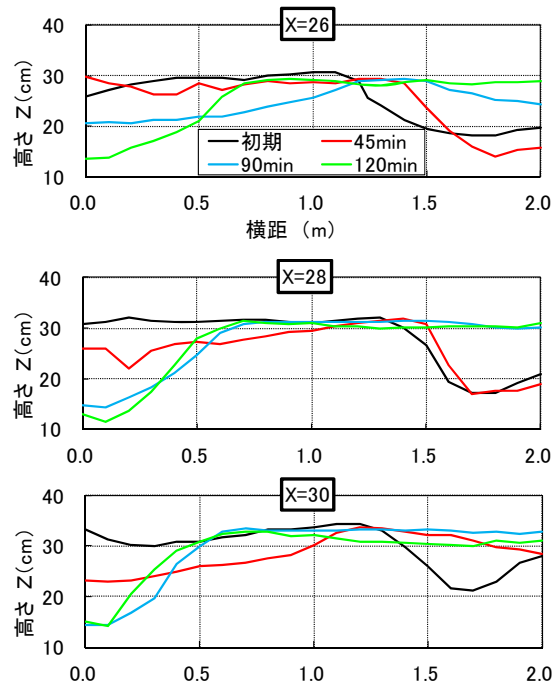


図 2.14.(2) 通水中の河床地形変化 (実験 2-1 流量大)

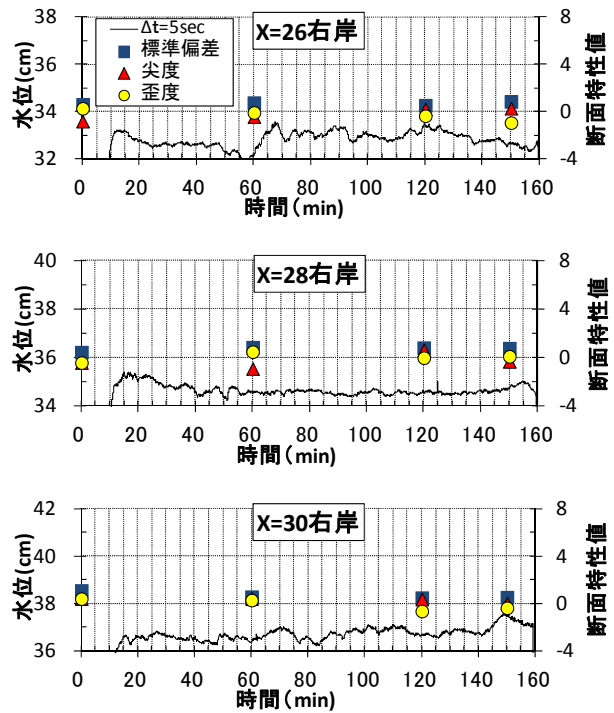
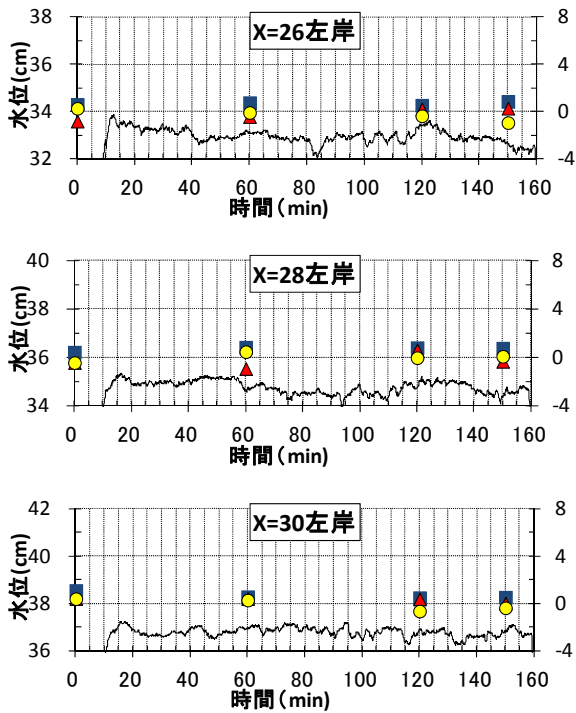


図 2.15.(1) 水位と河床地形特性の経時変化 ( $\Delta t: 5$  秒の瞬時値、実験 2-3 流量小)

通水前後 (全 31 断面) と通水中 2 回 (主要な 10 断面) の計 4 回の横断測量データ (横断方向 10cm ピッチ) を用いて、断面特性値 (標準偏差、尖度、歪度) 等を算出した。

図 2.13 は、サンプリングタイム 5sec の水位データと断面特性データの経時変化について、実験 2-1 の代表 3 断面

( $X=26m, 28m, 30m$ ) における左岸・右岸の状況を、流量小と流量大 (図 2.13.(1)、図 2.13.(2)) に分けて示したものである。なお、実験は流量小の通水後に河床を整形せずに流量大を連続的に通水した。同図の流量小 (図 2.13.(1)) の左岸部では、約 100min~140min の時点で、水位が急激に低下し (約 2cm)、その約 20min

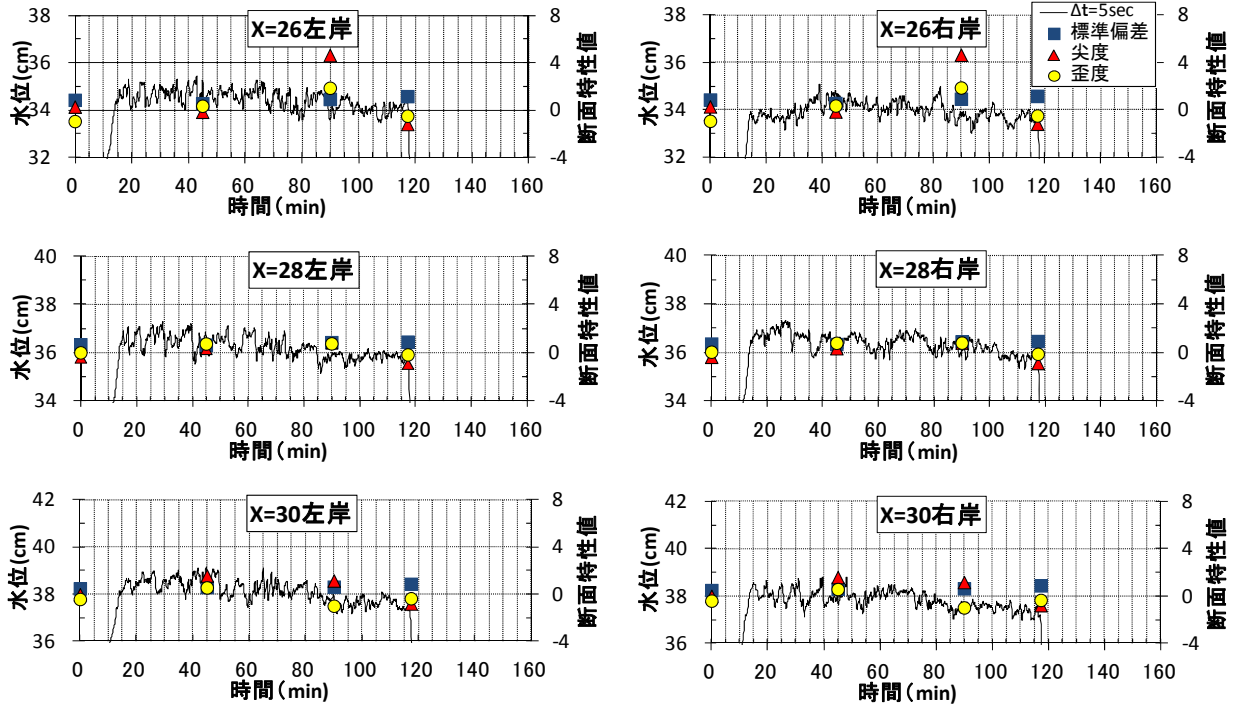


図 2.15.(2) 水位と河床地形特性の経時変化 ( $\Delta t$ :5 秒の瞬時値、実験 2-3 流量大)

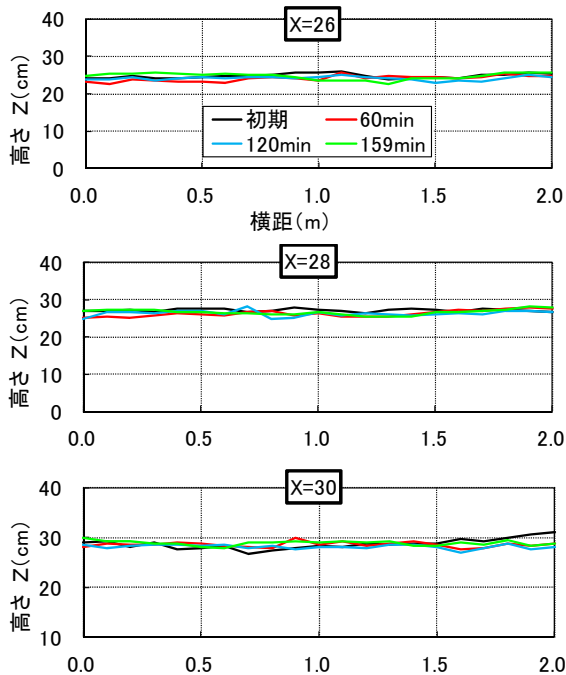


図 2.16.(1) 通水中の河床地形変化(実験 2-3 流量小)

後に元の水位に戻るとともに、標準偏差が大きくなる。右岸部の同時期においては、このような水位低下は生じていないことから、横断方向の水面勾配が急になっている（この時点における横断水位差が約 2cm で、縦断方向とほぼ同程度の約 1/100 の水面勾配）。このこ

とは、左右岸の水位について詳細に把握すれば流況の経時変化を容易に推測できることを意味している。一方、流量大のケース（図 2.13. (2)）では、微小時間での水位変動の幅は大きくなるものの、実験時間内の全体なトレンドは同様である。特に右岸では、40min～90min の時点で急激に水位低下（約 3cm）し、横断面水面勾配は流量小よりも急になる。その水位低下後は、流量小の左岸と同様に元の水位に戻る状況を示す。

前述の状況は、河床に形成される砂礫州の移動流下と深い関連性を有することが次のことから判断できる。図 2.14 は、図 2.13 と同一断面における横断形状についてその経時変化を示したものである。これより、流量小（図 2.14. (1)）の X=28m 断面の 120min 時点において、左岸部で河床が高く、右岸部でわずかな洗掘が特徴的に確認できる。同断面左岸部の同時期に急激な水位低下が生じたことから、このような断面形状の場合に左岸部での水位低下と横断方向の水面勾配が急になりやすいことが考えられる。

河床材料の異なる同一流量を流した実験 2-3 の結果について、図 2.13 と同様に整理した結果を図 2.15 に示す。微小時間での水位変動幅は、実験 2-1 とほぼ同一であるが、通水中の全体的な水位や河床の変動の観点からは異なっており、実験 2-1 のような急激な水位低下や河床地形の特性値の変化は見られない。この状況をさらに明確にするため、代表断面における横断形



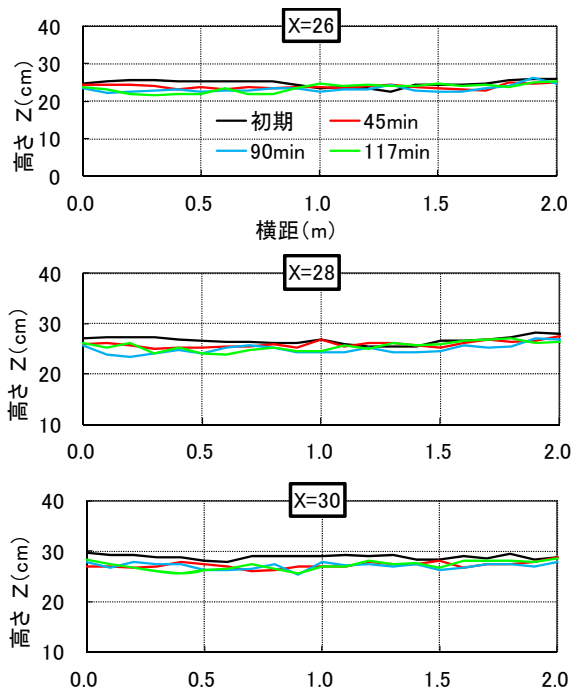


図 2.16.(2) 通水中の河床地形変化(実験 2-3 流量大)

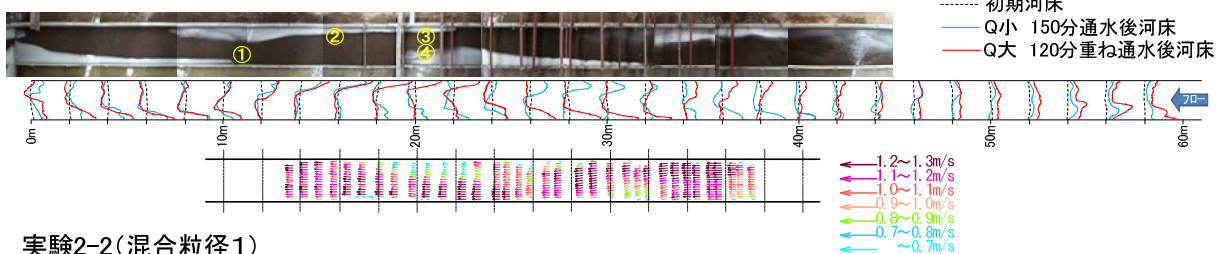
状の経時変化を図 2.16 に示す。流量大の方が凹凸の程度は若干大きくなるだけで、断面内全体の大きな偏りは実験 2-1 (図 2.14) とは大きく異なる。このこと

は、横断水位差があまり生じていなかったことと (図 2.15 に示すように左右岸水位の差が小) 密接に対応している。

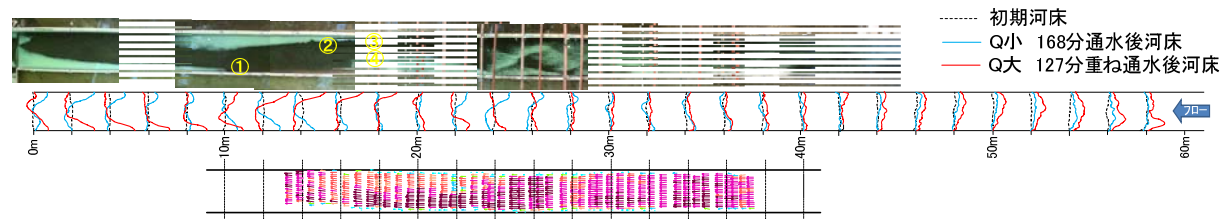
上記のような現象について流況との関連を把握するために、水路全体の平面写真および横断形状、表面流速 (PIV 法から求めた表面流速ベクトル平面分布) について実験 2-1、実験 2-2、実験 2-3 の状況比較を図 2.17 に示す。なお同図には、流量大で通水 120 分近傍の通水中および通水直後の測定値を示しており、ほぼ同時刻の状況と比較できる (横断形状については、通水前と流量小通水後の測定値をさらに追加)。一例として、同図の実験 2-1 のケースにおいては、約 X=30m 右岸から約 X=27m 左岸に斜めに向かう速い流れが見て取れる。これは、前掲の図 2.13. (2) での 120min 時点の X=30m 右岸及び X=28m 左岸の水位の高低関係とほぼ一致している。また、この表面流速ベクトル分布状況は、一般的な砂礫州上の収束・発散に伴う特徴的な流れとも一致している。一方、実験 2-3 のケースにおいては、明確な砂礫州や蛇行流の発生は確認できない。これらのことから、砂礫州が形成して活発に移動流下するような水理状況下では、それに応じて水位が空間的・時間的に変動するため、河道の兩岸における水位データの

実験2-1(単一粒径)

※写真及び番号はQ大の通水後



実験2-2(混合粒径1)



実験2-3(混合粒径2)

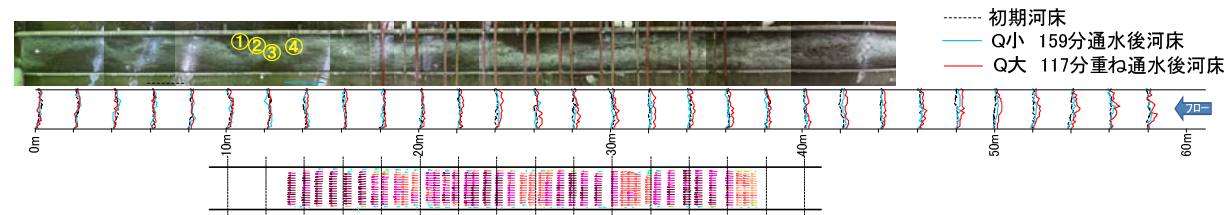


図 2.17 砂礫州の平面形状、河床横断形状、表面流速ベクトルの比較 (実験 2)

収集が重要である。また、砂礫州形成に伴う洗掘部の発生開始よりも早いタイミングで水位低下が生じることから、洗掘危険性の箇所を事前に察知できる可能性が高いと考えられる。以上を勘案すると、水位データ収集の時空間的な測定ピッチは砂礫州スケールに対応した値以下とすることが妥当と考えられる。一般に砂礫州の波長は川幅の約5～15倍であることから<sup>1)</sup>、

実際には、砂礫州波長の約1/10(川幅程度)以下の測定ピッチで左右岸水位を収集することが一つの目安と考えられる。

### 3. 実物大堤防の破堤実験

十勝川千代田実験水路における実験は、実物大河川堤防模型に対して洪水流を越流する条件を再現し、破堤氾濫のメカニズムを検討することが本来の目的であ

表 3.1 実物大堤防の破堤実験ケース一覧

ケースNo.	流量 (m <sup>3</sup> /s)	堤防諸元			河道部 水面幅
		堤体材料	高さ	のり勾配	
ケース1	約60	砂礫	2.5m	1.2	約13m
ケース2	約60	シルト			

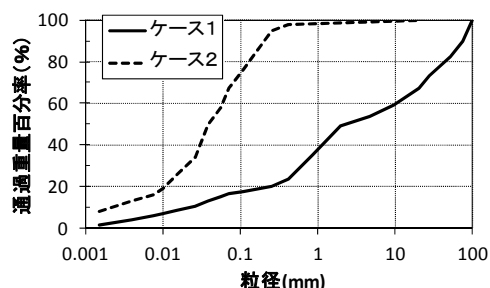


図 3.1 堤体材料の粒度



写真 3.1 実物大堤防の破堤実験施設の概要

る。通水中、河道内水位や破堤幅・流出量等の経時変化が詳細に把握されており、これらのデータを分析して本検討課題に適用することとした。本検討は、「水位と河道地形が急激に変化する条件下での検討」という位置付けと考えられる。

#### 3.1 検討ケース

分析の対象とした検討ケースは、表 3.1 の2ケースであり、図 3.1 に示す2種類の堤体材料を持つ実物大

の堤防(高さ2.5m、法面勾配1:1、天端幅3m)を作製した。堤防の一部を低くし(予め、幅約1m深さ0.5mの溝を堤防天端に作製)、そこから堤防天端水深30cmで越水するように、上流の堰操作によって流量を設定し、破堤進行や氾濫流出量がほぼ平衡状態となるまで(約100分間)一定流量を上流から供給した。通水中、河道部の左右岸の水位、氾濫流出量、破堤幅等の経時変化を測定した。写真 3.1 に



全体状況を示す。

本分析で用いたデータは、水位、流量、破堤幅の経時変化である。このうち水位は、水中に設置した水圧式センサー（ダイバー式水位計）によってサンプリングタイム  $\Delta t=5$  秒で取得されたものである。流量は、破堤地点直下流と直上流の2断面において、ADCPを積載した係留ボートで測定した断面流速分布と電波式流速計で測定した表面流速に基づく1分毎の算出値である。氾濫流出量は、この破堤地点直上流と直下流の流量の差分として求めたものである。破堤幅は、ラジコンヘリコプターに搭載したカメラで撮影した空中写真から判読された5分毎の値である。

### 3.2 検討結果

#### ●実験の概要

本検討課題の分析に先立ち、現地実験状況についての概要を次に示す。

ケース1、2ともに写真3.2に示すように、越水開始後、堤防裏のり面と裏のり肩が侵食される。堤防天端の侵食の進行速度に違いはあるが、切欠を中心とした堤体の崩れ方の特徴は同様である。また両ケースとも、越水当初は堤防法線に直角方向の流れが卓越するが、ケース1では越水開始約30分後、ケース2では約75分後には、破堤拡幅が下流方向に進行し始めるようになり、堤防に対し斜め方向への越流状況に変化する。上流への破堤拡幅の進行は両ケースとも見られない。

#### ●分析結果

図3.2は、ケース1における、破堤地点近傍の各地点の水位 $h$ と上流流量、氾濫流出量、破堤幅の経時変点の経時変化を示したものである。同図は、破堤開始地点の上下流それぞれ2断面（50m及び100m）の左右岸の $\Delta t=5$ 秒のデータについて整理したものである。これより、破堤開始地点下流での2断面左右岸の4地点では、水位ピークが越流開始付近ではほぼ同時に生じていることがわかる。一方、破堤部上流の4地点では、越流開始時付近での水位ピークは下流4地点と同様であるが、水位低下を経てその水位ピーク時の約20分後に再び水位のピークが見られる。同様にケース2について整理したものが図3.3である。これより、水位のピークはケース1より明確ではないが、破堤開始地点の下流と上流で水位の経時変化に明確な相違が見られる。

以上のように、破堤部近傍を境に状況が異なることから、被災危険箇所の推定ということからは、越流開始前のなるべく早い時点で水位情報を把握することが重要である。この観点から、図3.4、図3.5は、ケー

ケース1

ケース2

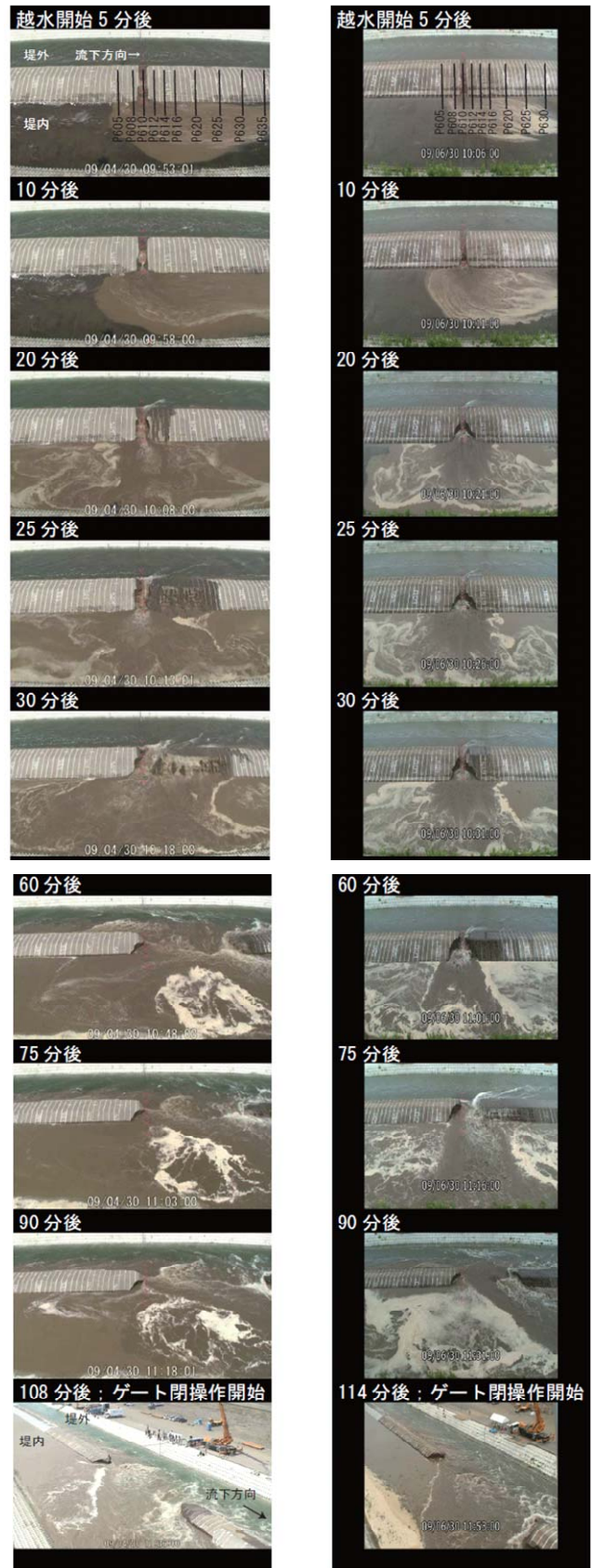


写真3.2 破堤部付近の経時変化状況

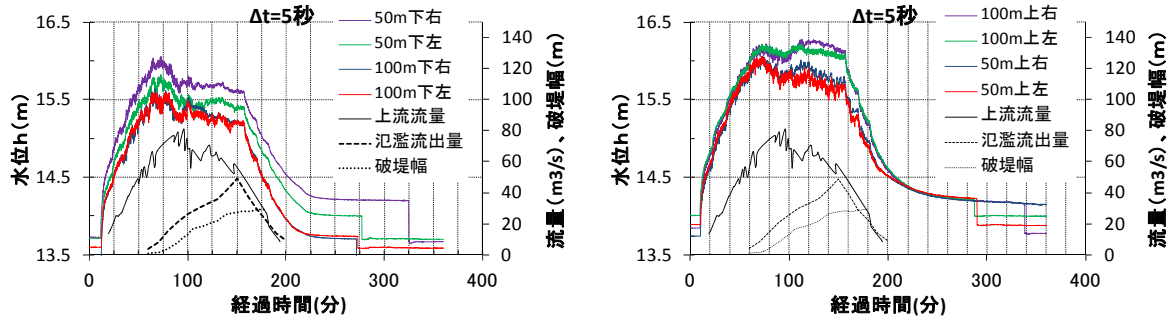


図 3.2 破堤部近傍の水位、流量、破堤幅の経時変化 (ケース1  $\Delta t:5\text{sec}$  左: 破堤部下流、右: 破堤部上流)

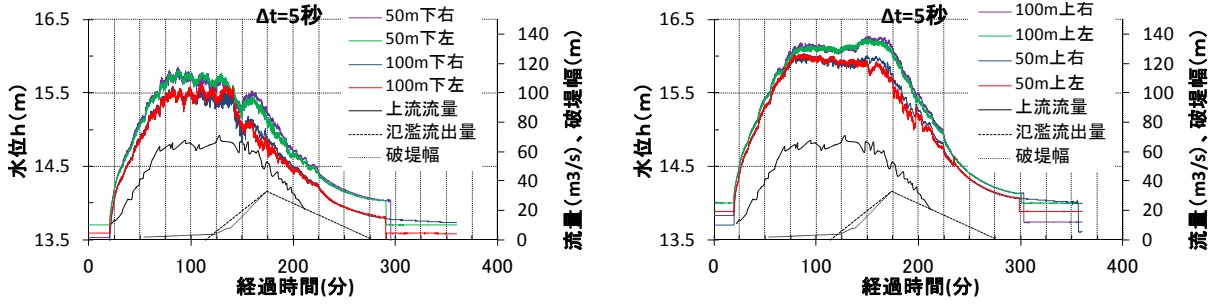


図 3.3 破堤部近傍の水位、流量、破堤幅の経時変化 (ケース2  $\Delta t:5\text{sec}$  左: 破堤部下流、右: 破堤部上流)

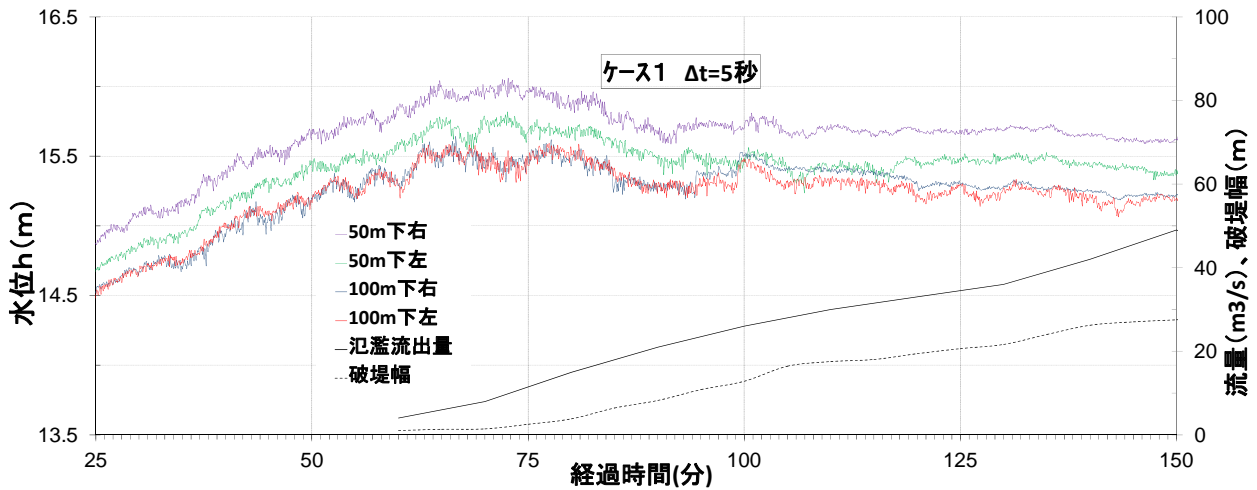


図 3.4 破堤部近傍の水位、氾濫流出量、破堤幅の経時変化 (破堤部下流 越水開始～ $t^*$ 時まで)

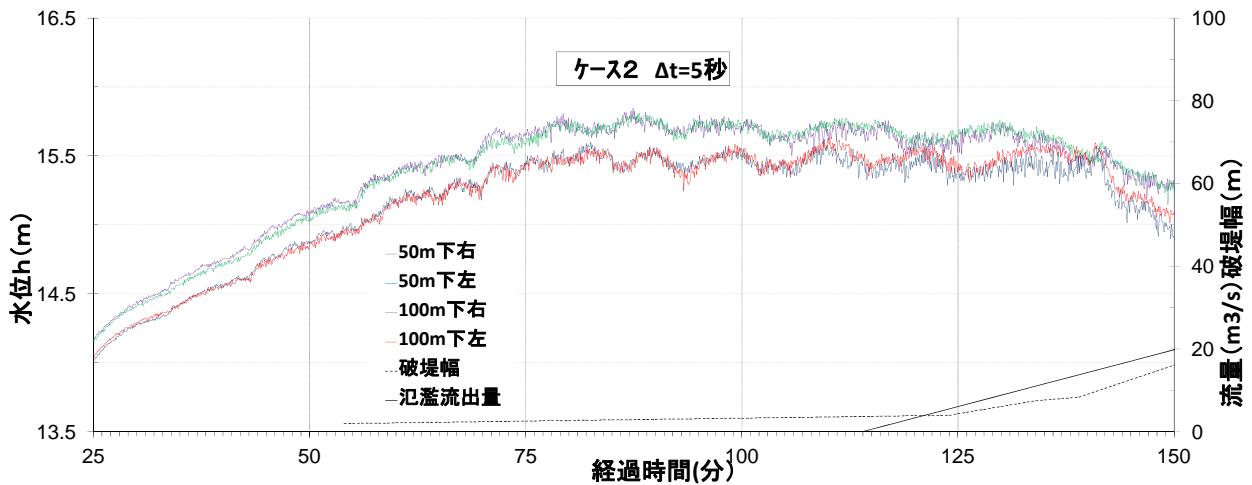


図 3.5 破堤部近傍の水位、氾濫流出量、破堤幅の経時変化 (破堤部下流 越水開始～ $t^*$ 時まで)



ス1とケース2の破堤部下流地点について、図3.2、図3.3の越流開始前から氾濫流量ピーク時までの部分を抽出し拡大したものである。図3.4より、ケース1の破堤開始点から100m下流断面の左右岸での水位は、越水開始時点の約10分前頃から越水直後にかけて、5秒毎の変動の他に周期約5分で変動幅約15cmの変動成分が顕著になることが確認できる(50m下流でも100mより不明瞭であるが、ほぼ同様の変動が確認できる)。

このような状況は、破堤開始地点の堤防天端の僅かな形状変位(堤防天端の切り欠き)の部分に衝突した流れによる衝撃波や副振動等の発生に伴い起因したものと考えられる。また、ケース2の100m下流断面では、越水開始時点の約25分前頃から越水直後にかけて、周期約8分で変動幅約15cmの変動成分が見られる。水位変動の周期はケース1とケース2で若干の相違はあるものの、越水開始前の僅かな形状(天端不陸の凹部等において)の影響が水位情報に現れることが確認できる。

図3.2～図3.5は、 $\Delta t=5$ 秒で収集した水位データであるが、越流開始直前の数分周期の水位変動を把握するには、その約1/4以下の約1～2分以下の時間ピッチでデータ収録する必要がある。実際には、水位計の記録容量やバッテリー容量等も考慮して、適切な $\Delta t$ を選択することが必要である。

以上のように、河川堤防の破堤のような極端現象を対象とした場合には、その発生箇所をリアルタイム水位情報だけから数時間前に推測することには困難である。しかし、適切な地点、時間ピッチで水位情報を得ることにより、越水開始の直前ではあるが破堤箇所を

表 4.1 水位変動量推定

条 件						要素別水位変動量及び算出根拠					合 計
川幅	流速	水深	曲率半径	風速	吹送距離	湾曲	風波	砂州	橋桁	流木集積	
(m)	(m/S)	(m)	(m)	(m/S)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	
200	3	5	10	10	200	0.09	0.15	0.13	0.35	最大2.5	0.72～3.22
						文献2)	文献3)	文献2)	文献2)	文献4)	

推定することが可能となる。また越水直後瞬時に堤防破壊が最終状態には至らず、徐々に破堤規模の拡大にともなって氾濫流量が増大することが確認された。これより、越水直後の時系列的な河川流の氾濫予測や効果的な避難活動等に対して迅速に情報を発信するという観点からも、河道内におけるリアルタイム情報の効率的の把握手法が見出されたと考えられる。

#### 4. 実河道への適用課題

##### 4.1 実河道で生じる水位変動

実河道における河川水位に変動を及ぼす主要要素としては、湾曲、砂礫州、風波、橋桁、流木集積等が考えられる。これらによる水位の変動量を概略試算<sup>2)</sup>、<sup>3)</sup>、<sup>4)</sup>した。河道等の条件は、川幅:200m、流速 $v$ :3 m/s、湾曲部の曲率半径 $r$ :2,000m、水深 $h$ :5m、風速 $v_w$ :10 m/s、吹送距離 $F$ :200m と仮想した値である。

表4.1に試算結果を示す。流木集積等の不確定要素もあるが、安全側を考慮して、各要素による影響が水位上昇のみ生じるとして単純に加算すると(流木集積による最大値の加算)、水深 $h$ の約60%の水位上昇量となる。この値は、ある条件下での平均的な概略値であるが(流木集積を除き)、各要素でデータの偏差を考慮すると最大値はさらに大きくなり、水深オーダーの水位上昇量になることが推測される。また、河床地形、流量、風速、流木発生状況等による影響を受けて、水位は非線形的に変化することが容易に考えられる。

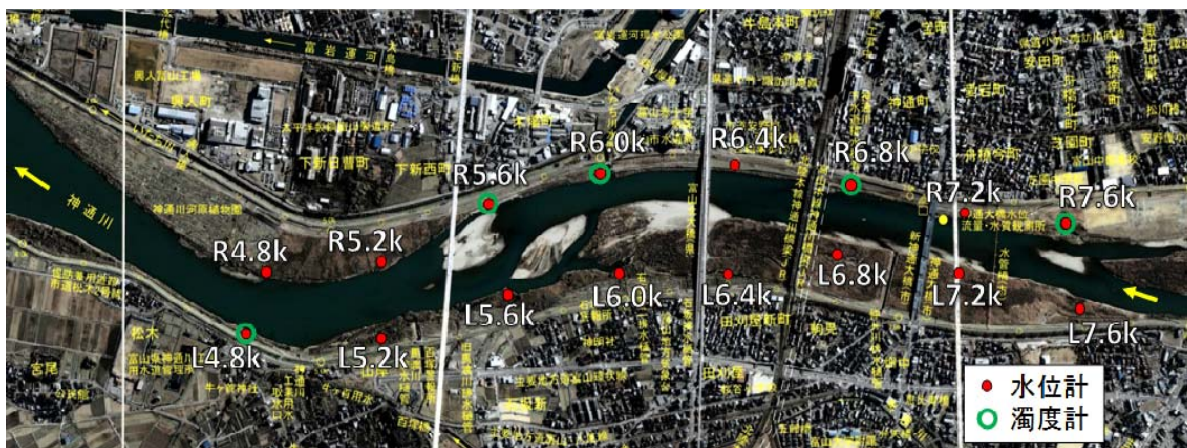


図 4.1 神通川水位計設置位置

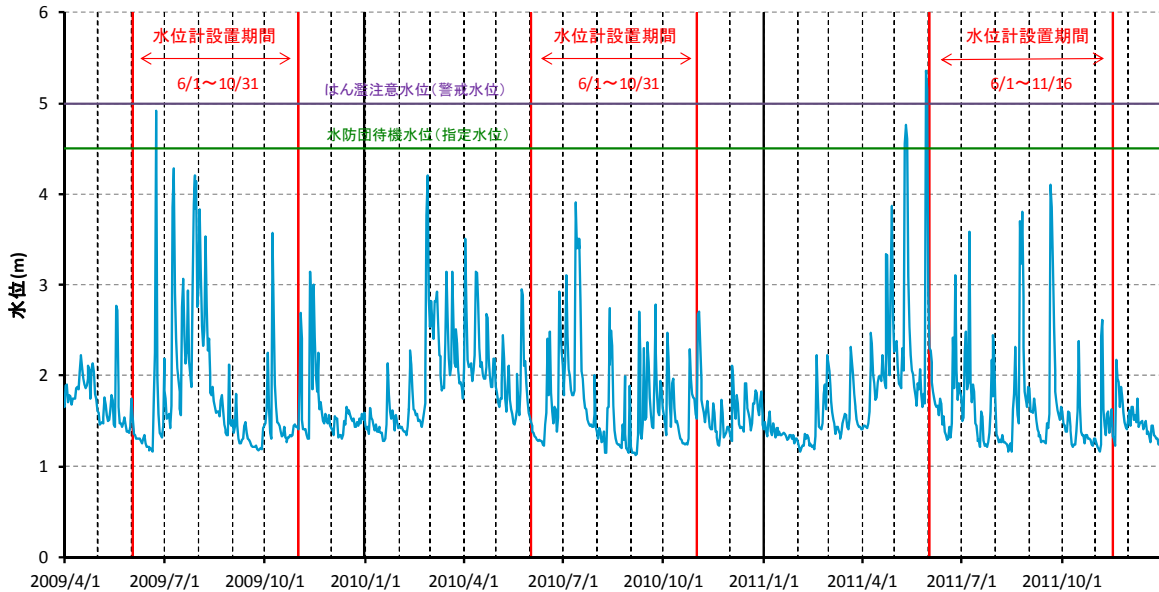


図 4.2 神通大橋水位と水位計設置期間

## 4.2 神通川での水位観測

### 4.2.1 水位観測方法

実河道における洪水時の局所洗掘等に伴う水位変動量の観測を行う目的で、神通川の距離標 4.8km から 7.6km の区間に縦断距離 400m 間隔で左右岸の両岸に水圧式水位計（サンプリングタイム：30 秒間隔）を計 16 個設置し、2009 年から 2011 年の出水期（6 月～10 月）に水位観測を行った。図 4.1 及び図 4.2 に設置位置図及び設置期間を示す。なお、出水中の濁度の変化による河床変動の検出の可能性を検討する目的で水位計設置とともに 5 箇所に濁度計を設置したが、出水とは無関係な急激な濁度の変化が観測データに含まれるなど良好な観測データが得られなかった。

### 4.2.2 水位観測結果

水位観測は 2009 年から 2011 年の 3 年間で、それぞ

れ 6 月 1 日から 10 月末（2011 年は 11 月中旬）までの 5 ヶ月間（延べ 15 月）実施したところであるが、この観測期間に発生した主要な出水（水防団待機水位を上回る）としては、2009 年 6 月下旬の出水のみであった。2011 年 5 月下旬に、はん濫注意水位を上回る出水が発生し、5.2km 左岸に設置した水位計が周辺土壌とともに流出するといった状況が起きたところであるが、計測開始時刻を 5 月 30 日の 17:00 と設定していたため、観測データが得られなかったところである。また、2009 年は、現地観測の初年度だったこともあり、出水中のピーク水位が取得できない等、水位計の設置状況に問題があり、2010 年以降は改善して水位計を設置したところであるが、大きな洪水が発生しなかったため、十分な水位観測データが得られたのは 2011 年 9 月下旬の出水のみであった。一方、局所洗掘等の河道形状の変

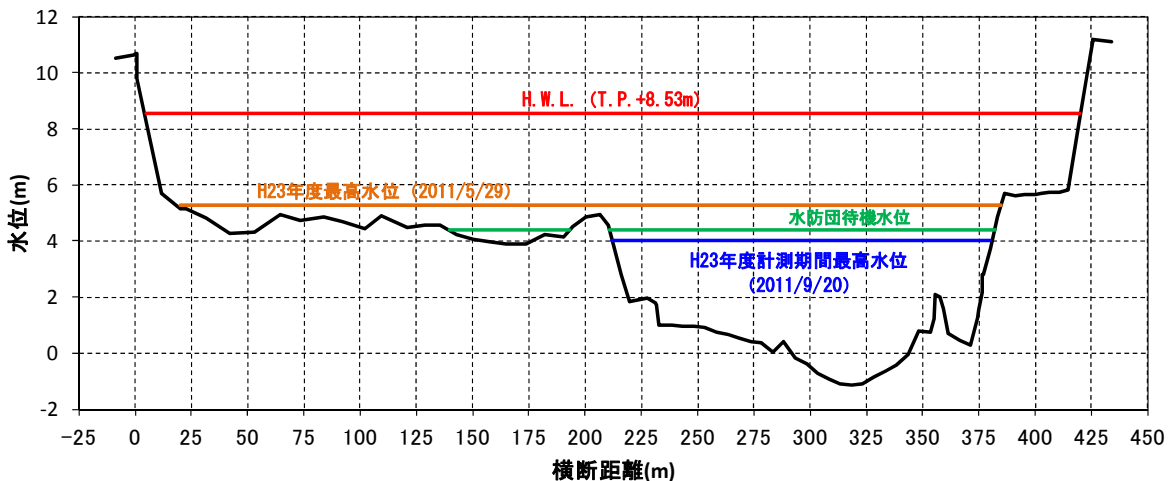


図 4.3 神通大橋地点横断面図とピーク水位

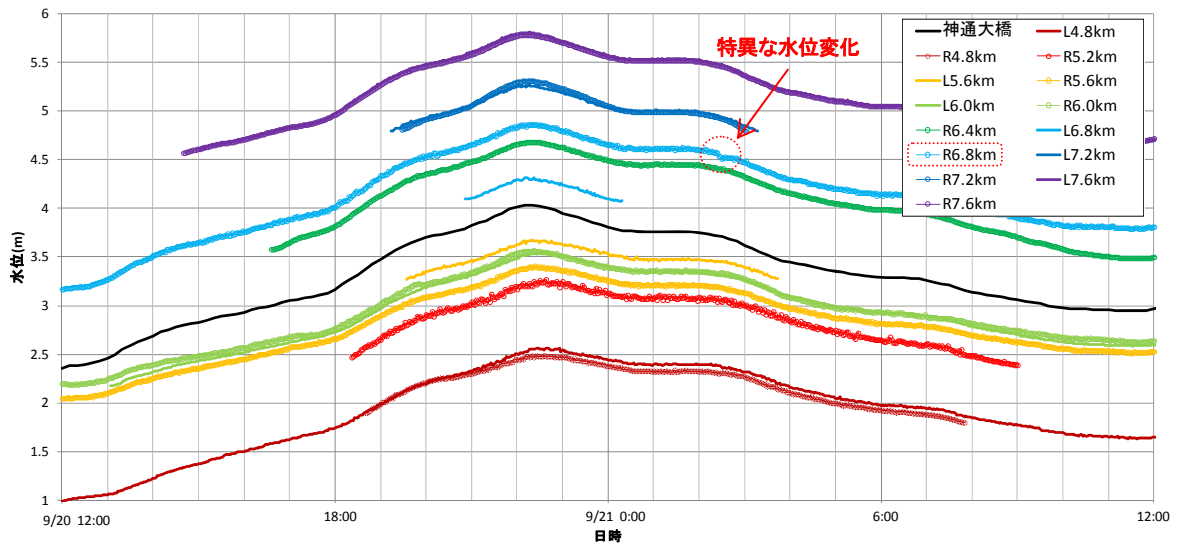


図 4.4 計測水位 (2011/9/20 12:00~9/21 12:00)

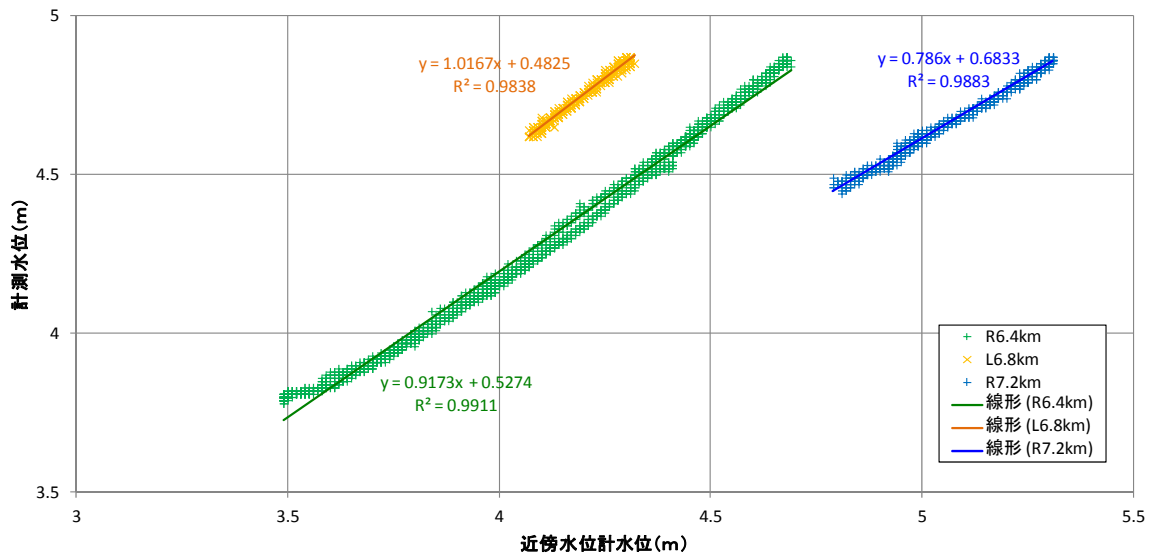


図 4.5 6.8k 右岸の水位と近傍水位計水位との相関

化については、現地調査、横断測量結果の重ね合わせ、河川管理者へのヒアリング等の結果、水位観測期間中には大きな変化は無かった。

水位観測結果として、2011年9月20日から21日の出水時の神通大橋地点でのピーク水位と横断図(図4.3)、各水位計の水位変化図(図4.4)を示す。

#### 4.2.3 水位変化分析

図4.4を細かく見ると、水位観測データの中で、他の水位計データと異なる変化を示すデータ、時間的に前後の水位変化と異なる変化を示すデータが存在している。水位観測期間中に局所洗掘等の河道形状の変化が無かったため、水位変化の要因は不明であり被災危険箇所の推定に直接つながらない可能性があるが、異質な水位変化を抽出する手法の検討として、データ整理方法、サンプリングタイム(計測間隔)について検

討を行った。

今回着目したのは、2011年9月20日から21日の6.8km右岸の水位変化において、21日2:30位のところでわずかであるが急に水位低下している。この状態を抽出するにあたって、以下の方法により近傍水位計の水位変化と比較した。まず、検討対象水位計(本事例では6.8k右岸)の近傍の水位計として3箇所抽出(6.8k右岸に対しては、対岸の水位計の6.8k左岸、同じ右岸側の上下流の水位計として6.4k右岸と7.2k右岸を抽出)し、近傍水位計の水位との相関が比較的良好ことを確認して、近傍水位計水位から検討対象水位計水位を推定する一次式を求めた(図4.5参照)。なお、厳密には時差を考慮して相関をとる必要があるが、比較的近距离で上・下流の両方の水位計を対象にしていることや簡便に水位比較を行うため、同時刻の水位で相

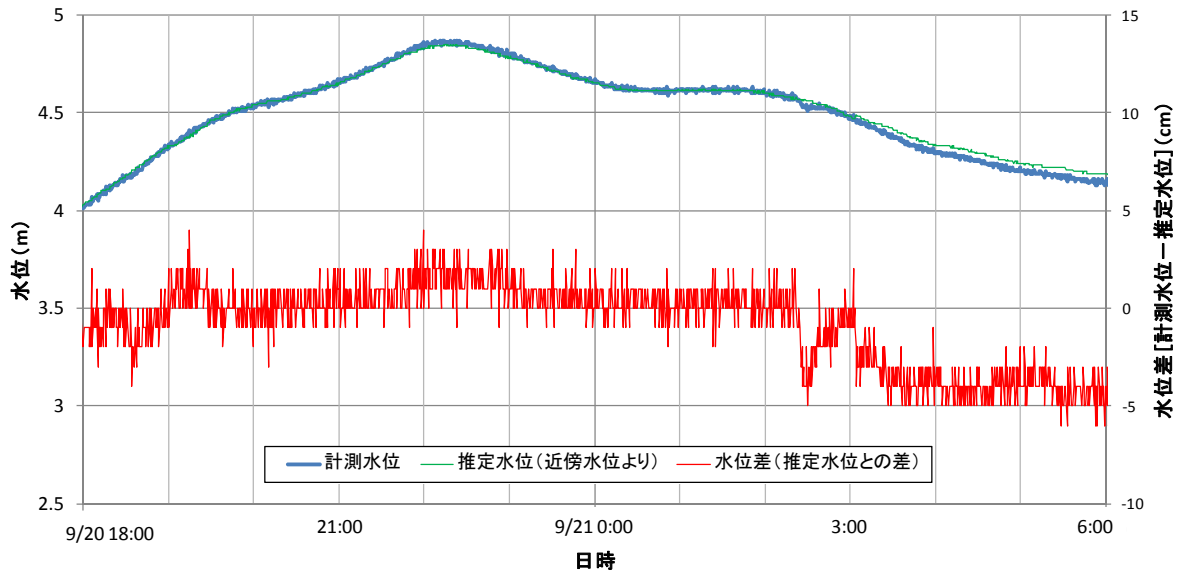


図 4.6 6.8k 右岸の水位と推定水位との差  
[30 秒間隔データ]

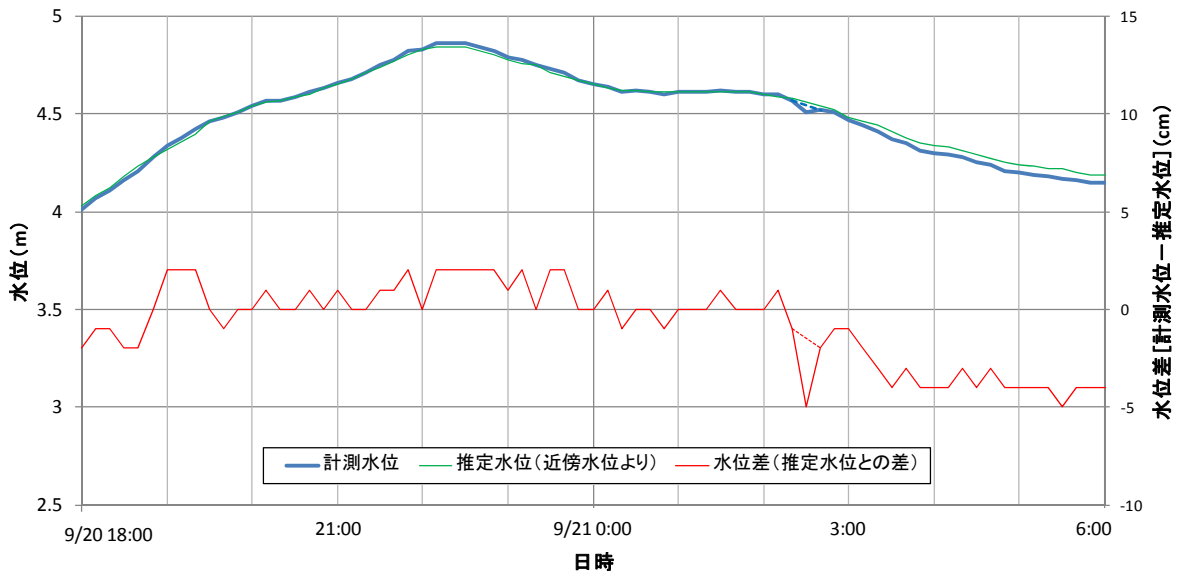


図 4.7 6.8k 右岸の水位と推定水位との差  
[10 分間隔データ]

関をとっている。この一次式を用いて近傍水位計水位から求めた推定水位（各近傍水位計水位から求めたそれぞれの推定水位を単純平均）と検討対象水位計水位（6.8k 右岸）との比較を図 4.6 に示す。6.8k 右岸について、9 月 21 日 2:30 前後に計測水位が推定水位よりも一時的に 4cm 程度（最大で 5cm）低くなっていたことが明らかとなった。なお、3:00 以降については推定水位を 6.4k 右岸の水位のみを用いて推定しているため、差が大きくなっている（時差の影響や 6.4k 右岸の水位変化が異質な可能性もある）。以上のように、近傍の水位計の水位変化も合わせてデータを整理・比較することで、ある程度異質な水位変化を見いだす可能

性があると考えられる。なお、今回は計測後の水位で各水位間の関係式を求めたが、予め不等流計算等により時差等も考慮した各水位間の関係式等を求めておく方法もあると考えられる。

次にサンプリングタイム（計測間隔）について検証を行った。前述の水位変化のデータ整理は 30 秒間隔の観測データを用いたものである。一方、国土交通省のリアルタイム川の防災情報等で水位データを提供しているが、提供している水位データは 10 分間隔の観測データであることから、10 分間隔の水位データを用いて 6.8k 右岸の水位変化を検証した。図 4.7 に前述と同様に 10 分間隔データでの推定水位との比較を示す。この



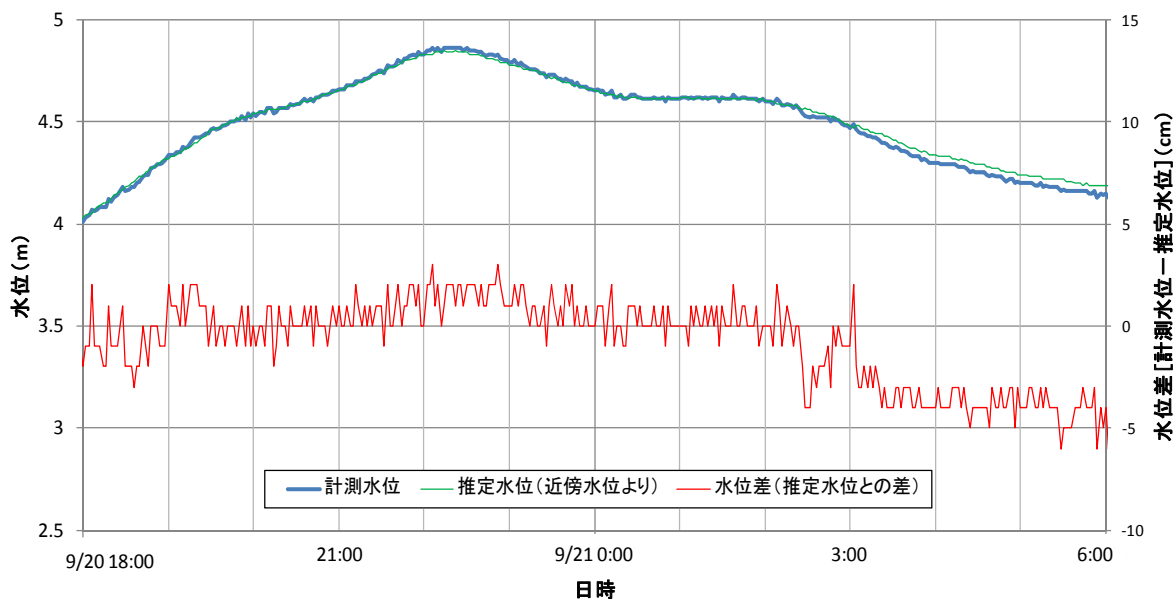


図 4.8 6.8k 右岸の水位と推定水位との差  
[2 分間隔データ] (9/21 2:30 データ間引き)

10 分間隔データでは、21 日 2:30 に推定水位と乖離 (-5cm) している水位データが得られているが、前後 (±10 分) の水位は余り乖離しておらず、2:30 の計測データが単なる異常値として判断されるおそれがある。そこで、2:30 の水位データを異常値として排除するとともに残りのデータを使用し計測間隔を短く (5 分～1 分間隔) することで、30 秒間隔データと同様な水位変動傾向を示す計測間隔を検討した。検討の結果、**図 4.8** に示すとおり 2 分間隔データであれば、2:30 の前後 (±2 分) の水位データも推定水位と乖離 (-4cm) しており、2:30 前後の水位変化が異常値では無いと判断することも可能と考えられる。したがって、サンプリングタイム (計測間隔) については、約 2 分以下とする必要があると考えられる。

以上の検討は実河道である神通川での水位観測データにより検討を行ったものであるが、先に述べたとおり、ほとんど河床変動が無い状態でも水位の時空間的な変動があり、水位観測データのみで河床変動等をとらえることは出来なかった。

以上のようなことから、水位情報の把握だけで、洗掘、河岸侵食、破堤等の物理的現象を判断することは困難である場合が多いと考えられる。しかし、水位観測点を増やし (川幅程度ピッチ以下の左右岸)、適切なサンプリングタイムでデータ収集 (1 分～2 分程度以下) し、適切なデータ整理 (左右岸及び縦断水位差の経時変化把握) することで、被災危険箇所の推定精度は飛躍的に向上すると考えられる。

#### 4.3 実河道における効率的な水位情報の取得

河川堤防は、一箇所でも破堤すると広い範囲に氾濫する特徴を有する「線的な長い自然工作物」であること。また、今後の逼迫財政の動向等も鑑みると、河川管理分野においても、河川条件等に応じた効果的・効率的な管理手法が極めて重要である。このような背景を考慮すると、リアルタイム水位情報の把握は、河道内の諸条件だけでなく、堤内地の資産状況等も考慮した潜在的な危険箇所に限定して対応せざるを得ないのが実状である。河道内の被災危険箇所の判断要素としては、橋梁の上流側、合流点近傍、川幅変化 (急拡部)、移動性の大きな砂礫州、急湾曲部 等が考えられ、これらの近傍では、先述した時空間ピッチでデータを収集・分析することが妥当と考えられる。また、リアルタイム水位情報に把握に加えて、濁度計や CCTV 等の測定機器のデータ、堤防天端高データ (細かな測量ピッチ)、水位計算データ等との比較検討を必要に応じて併用することによって、被災箇所推定の精度がより高まると考える。

#### 5. おわりに

主に本課題は、水理実験によって「洪水時のリアルタイム水位情報把握が被災危険箇所の推定にどれだけ役立つか」を検討したものである。かなり限定された極端な条件下における水理実験で、大きな水位変動が生じる現象を取り扱ったことになる。実際には、流量や河道特性等に応じて、被災規模による水位情報への反映の程度は大きく異なることが予想される。今後は、現場において、まずは試験的に観測を行い、次に徐々

に段階的にバージョンアップしていくような観測システムを構築する必要性が高いと考えられる。

## 謝辞

本課題の実施にあたって、十勝川千代田実験水路における実験データについては、国土交通省北海道開発局帯広開発建設部から提供していただいた。神通川の水位データについては、国土交通省北陸地方整備局富山河川国道事務所から提供していただいた。また、実験水路は国土交通省国土技術政策総合研究所の所有する河川水理実験施設に設置させていただいた。ここに記して、謝意を表します。

## 参考文献

- 1) 山本晃一：沖積河川学、pp. 129-131、1994. 2 .
- 2) (財) 国土技術研究センター：河道計画検討の手引、pp. 90-92、2002. 2.
- 3) 堀川清司：海岸工学、東京大学出版会、pp. 70-72、1973. 4.
- 4) 坂野章：橋梁への流木集積と水位せきあげに関する水理的考察、pp. 41-45、国総研資料No.78、2003. 3.

## **STUDY ON ESTIMATED COUNTERMEASURES OF THE DISASTER SITE THAT UTILIZED REAL—TIME WATER LEVEL INFORMATION.**

**Abstract:** In connection with the increase in the heavy-rain frequency by the climate change, intensification of a typhoon, etc., it is pointed out that the degree of river-improvement safe made into the present target falls remarkably by the increase in precipitation. In order to be adapted for this, there is the necessity of attaining the minimization of damage which united not only the hard side by institution but soft sides, such as land use regulation and crisis-management correspondence.

Our purpose senses the abnormality that occurred in the riverbeds quickly and is to find out grasp technique in real-time water level information to apply it to crisis control

The examination method is movable bed hydraulic model experiment, large scale levee break of experiment, data collection of the real thing river.

By these examination, We were able to suggest an appropriate water level measurement spot, data acquisition method (sampling time, data reduction method) as an estimate of the disaster site.

**Key words:** Water level information, disaster site, crisis control, a waterway experiment, a size of the original experiment, a measurement spot, data collection, data reduction, river patrol