

千代田実験水路における河床変動特性の検証実験報告書

平成 25 年 12 月

国土交通省 北海道開発局

独立行政法人 土木研究所 寒地土木研究所

はじめに

国土交通省北海道開発局と独立行政法人土木研究所寒地土木研究所は、平成 20 年度から平成 23 年度にかけて十勝川千代田実験水路で河川堤防の越水破堤実験を行い、破堤拡幅に関して多くの知見を得た。しかしながら、実験時の水路の基礎的な水理特性、特に通水中の河床地形の変化については、河床波の発達による河床抵抗の変化から洪水時の水位上昇と関係するため重要な現象であるが、破堤実験時には水路の流れの複雑さから詳細に観測することは困難であった。

河床抵抗や洪水時の河床形態に関する研究は従来から多く行われてきたが、縮尺模型スケールのもので多く、実河川スケールでは研究事例が限られている。千代田実験水路では、コントロールされた流量の条件で実河川スケールでの流れや河床変動に関する様々な実験が可能であり、最新の観測機器を活用することで、洪水時の河床変動に関するより詳細なデータを得られることが期待できる。

そこで、平成 24 年度に十勝川千代田実験水路において、洪水時の流れを想定した河床変動実験を行い、これまで実河川では時系列で観測することが困難であった詳細な河床形状の時間変化や水理量の観測データを得るとともに、千代田実験水路での流れの水理特性についての基礎資料を得ることとした。

目次

はじめに

1. 実験の概要	1
1.1 千代田実験水路の概要	1
1.2 実験の目的	3
1.3 実験条件	4
1.4 観測項目	6
1.5 実験状況	8
2. 実験結果	13
2.1 水位観測	13
2.2 流量・流速観測	16
2.3 河床形状観測	26
2.4 河床材料調査	32
3. 考察	37
3.1 河床波の発達と粗度に関する考察	37
3.2 全せん断力と有効せん断力	48
3.3 まとめ	50

参考文献

おわりに

1. 実験の概要

1.実験の概要

1.1 千代田実験水路の概要

国土交通省北海道開発局では、一級河川十勝川において、治水安全度を向上させることを目的に起伏式ゲートを4門配置した十勝川千代田新水路を建設し、2007年4月より運用を開始している。図 1-1 に示す千代田実験水路は、十勝川千代田新水路の一部を活用し、実河川スケールで様々な実験・研究を行う施設であり、延長 1300m にも及ぶ国内最大規模の実物大河川実験水路である。



図 1-1 千代田実験水路

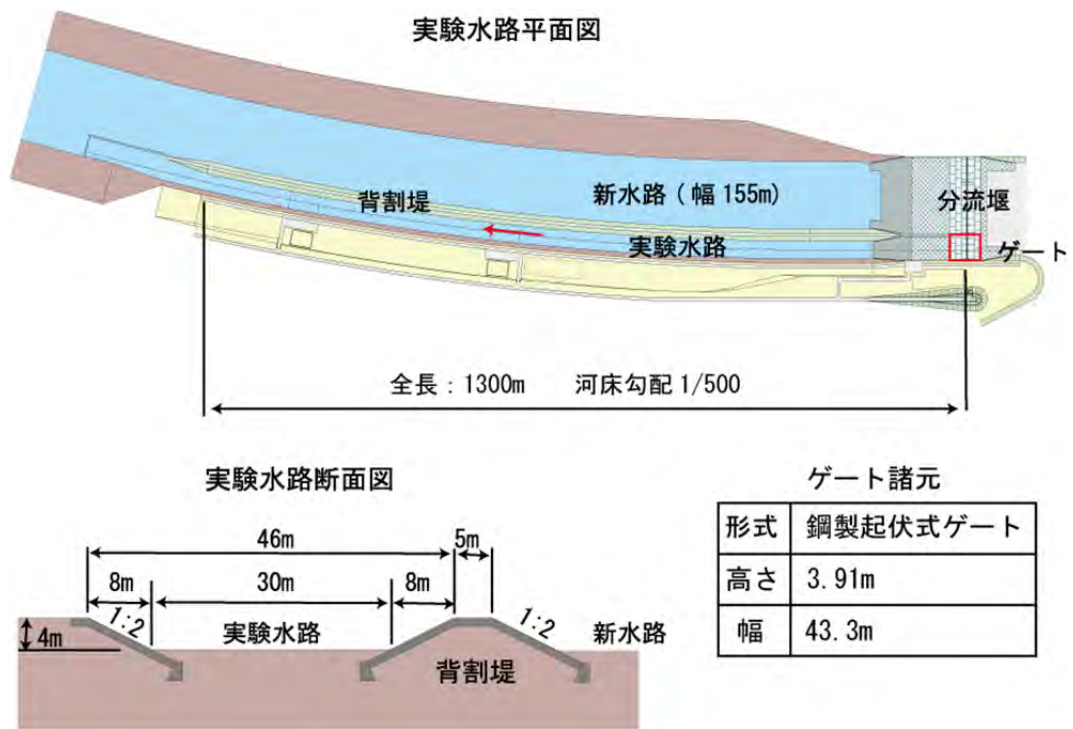


図 1-2 千代田実験水路の概要



図 1-3 ゲートからの通水状況

実験水路は図 1-2 に示すとおり水路幅 30m の水路であり、法勾配 2 割、天端幅 5m の背割堤により新水路と分岐されている。また、実験水路上流端の分流堰の起伏式ゲートを開閉操作することにより十勝川から流量の一部を実験水路内へ供給することで、流量を制御した実験が可能である（図 1-3）。

1.2 実験の目的

沖積河川などの移動床流れにおいては、流水と流砂の相互作用の結果として、河床材料、水深、流速、流路幅などの水理条件に応じて各種の河床形態が形成され、流水抵抗に影響を与えることが知られているが、洪水中に河床形状を詳細に計測することは困難なため、実河川スケールで河床データや水理量データを計測し、抵抗変化と河床波の関係を研究した例は少ない。本研究では、H23年度まで破堤実験を行った千代田実験水路において、基礎的な水理特性の把握と、実河川スケールでの河床波の形成とそれに伴う抵抗の変化を明らかにすることを目的に、河床変動実験を行うものであり、水理量から水路の粗度係数を算出し河床波の時間変化との関係を考察するとともに、河床波形状や河床抵抗に関する既存の理論的研究、実験的研究の成果との比較を行い理論の検証を行った。

1.3 実験条件



図 1-4 実験時の水路全景（平成 24 年 6 月 28 日撮影）

表 1-1 実施日と流量

ケース	実施年月日	目標流量	通水時間
第 1 回	2012(H24)年 6 月 28 日	70 m ³ /s	6 時間
第 2 回	2012(H24)年 7 月 24 日	35 m ³ /s	6 時間

通水範囲を図 1-4 に示す。水深を確保するため、実験水路のうち背割堤から水路底面幅 8m の位置で矢板により区切った範囲に通水して実験を行った。通水時間は表 1-1 に示すとおり、両ケースとも 6 時間として定常流をゲートから流す。上流からの人為的な給砂は行わない。

ゲートからの通水流量の時間変化を図 1-5 に示す。

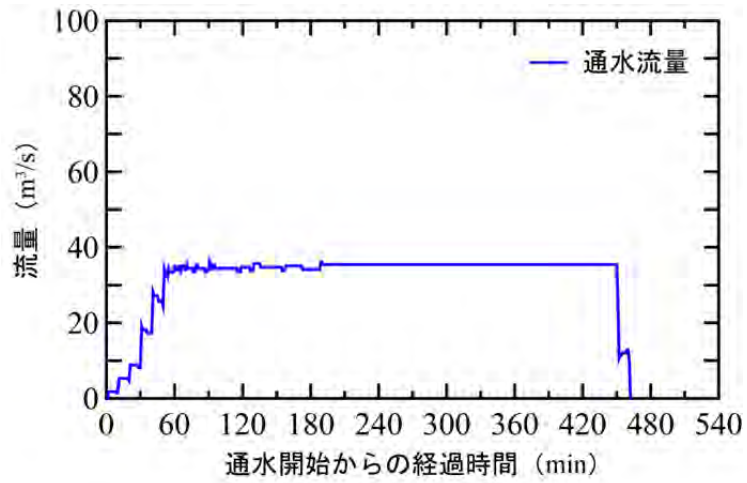
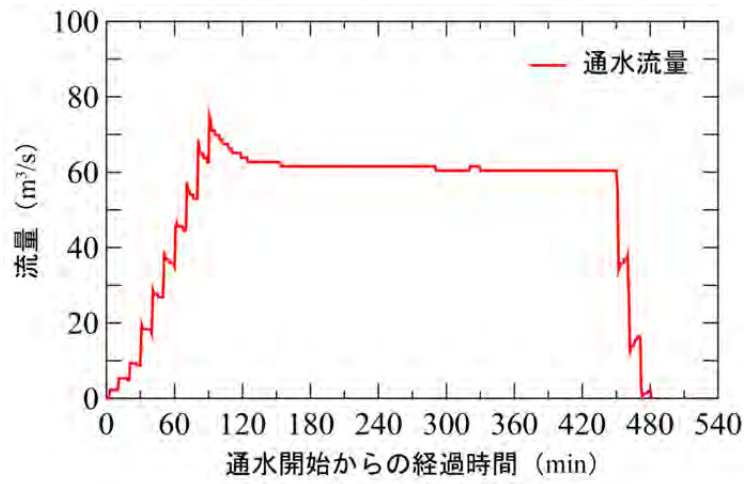


図 1-5 ゲート流量

上：第1回実験（平成24年6月28日）下：第2回実験（平成24年7月24日）

1.4 観測項目

表 1-2 観測項目

観測項目	使用機器・手法	概要
水位	電波式水位計	定点水位を 100m 間隔 6 箇所を観測する。非接触式タイプ電波式の測定器であり、非接触機器の現地観測への活用のための精度検証を兼ねる。
流量・流速	ADCP 横断観測	ADCP により断面流速分布を観測するとともに流量の算出を行う。観測地点は P410、P610 断面
	ADCP 縦断観測	ADCP により縦断方向の河床高と流向流速を計測する。観測は P530 から P580 までの延長 50m 区間を対象とした。
河床形状	マルチビーム観測	マルチビーム測深器を用いて通水による実験水路内(P530～P580)の河床変動状況を計測する。
河床材料	実験水路内河床材料調査	実験水路河床の性状を把握するために、P410, P460, P510, P560, P610（これらの右側、中央、左側の各点）について通水前後に河床材料調査を行う。
	実験水路内砂堆材料調査	砂堆周辺の河床材料を調査する。

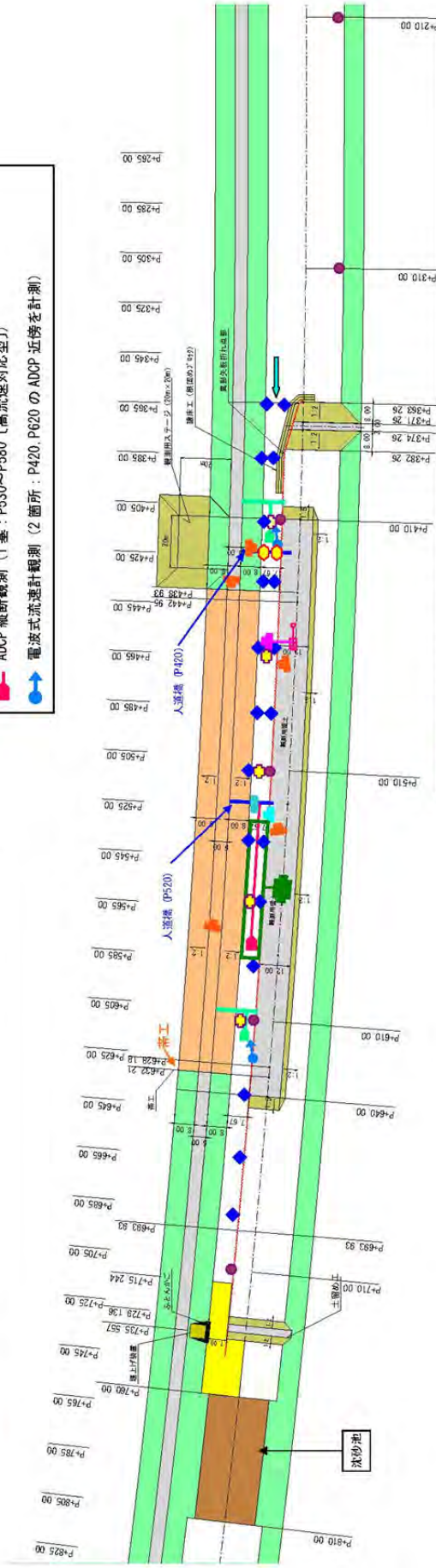
通水中の主な観測項目を表 1-2、計測位置を図 1-6 に示す。水位観測は電波式水位計、流量や流速は水面下の流速と河床高を計測する ADCP（Acoustic Doppler Current Profiler）、河床形状は水面下を面的に計測できるマルチビームを用いた。また、河床材料は実験水路内と砂堆が発生した周辺を採取した。

濁水モニタリング
 (堰上流、堰直下、実験水路縮小部、P760 右岸、実験水路終点左岸・右岸、十勝川合流
 点 (左右)、千代田大橋 (中右)、池田大橋、茂岩橋)

実験水路河床材料調査 (P410、460、510、560、610、砂堆 24 箇所、沈砂池内 9 箇所)
 浮遊砂 P520

定点水位計観測 (6 基: P210、P310、P410、P510、P610、P710)
 (P310~P210 以外の 4 基は鋼矢板沿い)
 ダイバース式水位計観測 (19 基 25m ピッチ)
 (鋼矢板沿い: 11 基: P363、385、435、400、485、535、560、585、635、660、685)
 (右岸法面: 8 基: P363、385、410、435、460、485、510、535)

ADCP 横断観測 (2 基: P410 [高流速対応型]、P610)
 ADCP 縦断観測 (1 基: P530~P580 [高流速対応型])
 電波式流速計観測 (2 箇所: P420、P620 の ADCP 近傍を計測)



PIV 解流速観測 (1 基: P460、高さ 52m)
 トレーサー散布 (P420 左右岸)
 流況 (地上) ビデオ撮影 (計 5 基、背割堤上下流部 (P435、P570)、P420、鋼矢板側から 2 基 (P465、535))
 マルチビーム観測 (P530~P580)
 水中ビデオ撮影 (P524)

図 1-6 計測位置図

1.5 実験状況

実験時の状況を図 1-7～図 1-9 に示す。



図 1-7 実験状況



図 1-8 下流人道橋（P520）より上流側方向



図 1-9 下流人道橋（P520）より下流側方向

2. 実験結果

2.実験結果

2.1 水位観測

(1) 観測方法

水位観測は、図 2-1 に示す電波式水位計と水圧式水位計を用いた。電波式水位計は、縦断的に一定間隔に配置し、その間を補うように水圧式水位計を設置している。電波式水位計の設置位置は図 2-2 に示すとおりであり、実験区間に 4 箇所(P410、P510、P610、P710)と実験区間より上流に 2 箇所(P210、P310) 設置した。また、目視確認用の量水標を電波式水位計と同じ場所に設置した。観測間隔は 1 分とした。

電波式水位計の測定方法は測定方式は、マイクロ波パルスエコーによる中心周波数 5.8GHz の帯域 $\pm 0.5\text{GHz}$ による非接触式であり、通常の河川では 10m 程度（水面からセンサーまでの高さ）の範囲測定が可能である。観測精度は $\pm 10\text{mm}$ (0.5m 以遠時)であり、アベレージングは 1~120 秒、出力分解能はアナログによる $4\mu\text{A}$ となっている。



図 2-1 設置状況および外観（左：電波式水位計、右：水圧式水位計）

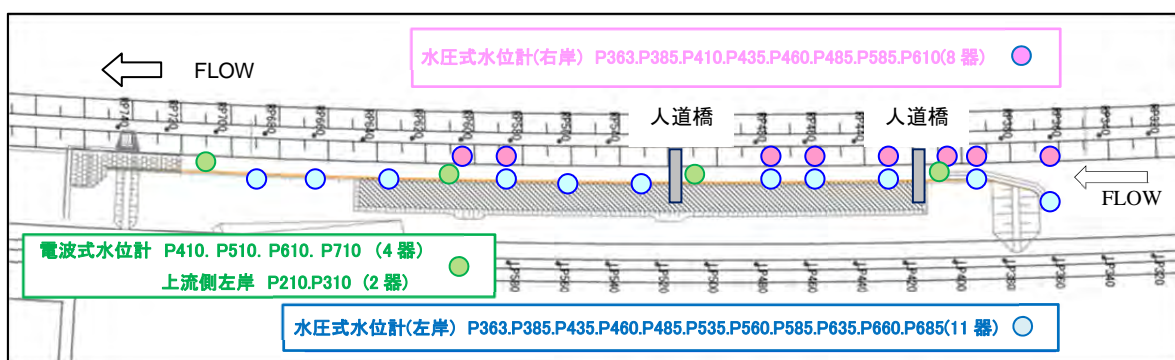


図 2-2 観測機器配置図

(2) 観測結果

電波式水位計で観測した水位の時間変化を図 2-3 に示す。図中の水位は、河道の平均水位（P210 から P610）である。なお、第 1 回実験では、P610 地点の水位計が機器の不具合により欠測が生じたため、観測値を除くこととした。河道水位については、両実験ともに目標流量以降（第 1 回実験 152 分、第 2 回実験 120 分）に安定している。

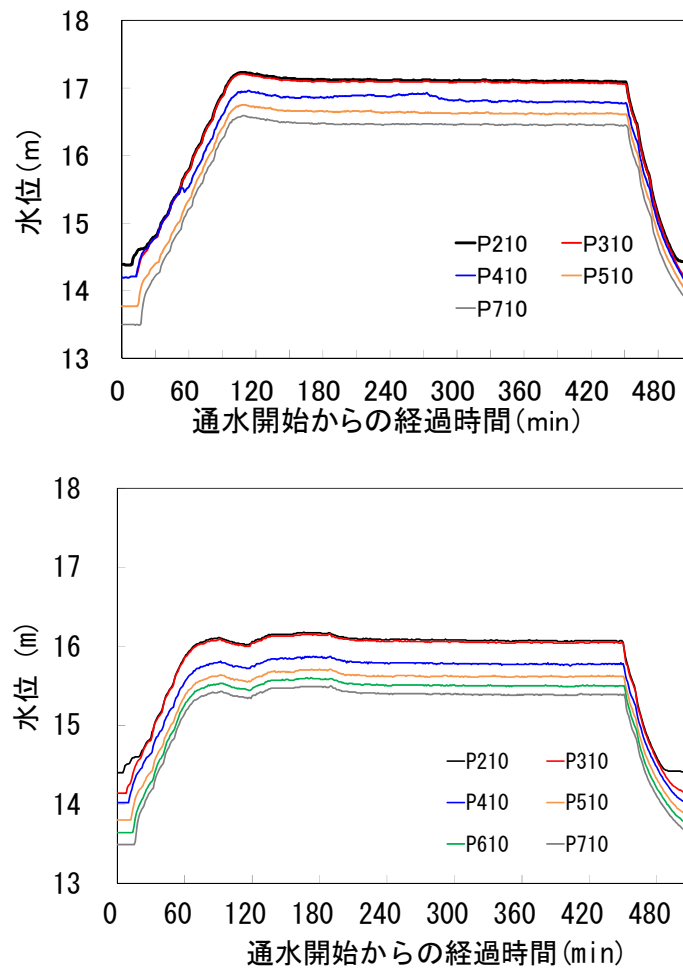


図 2-3 水位時間変化図（上：第 1 回実験、下：第 2 回実験）

(3) 結果の整理（水面勾配、フルード数）

電波式水位計で観測した水位の縦断変化を図 2-4 に示す。図中の水位はマルチビームによる河床形状観測を行った時刻のデータのみ示す。なお、P210 から P310 で水面勾配がほとんどないのは水路幅縮小による堰上げ区間のためである。

水位観測結果から算出した水面勾配とフルード数は以下のとおりである。

- マルチビーム観測時間帯の平均水面勾配（P535～P585）は、第 1 回実験で約 1/1540 である。
- マルチビーム観測時間帯の平均水面勾配（P535～P585）は、第 2 回実験で約 1/840 である。
- マルチビーム観測区間（P530～P580）の平均フルード数は、第 1 回実験で 0.44、第 2 回実験で 0.52 となっている。

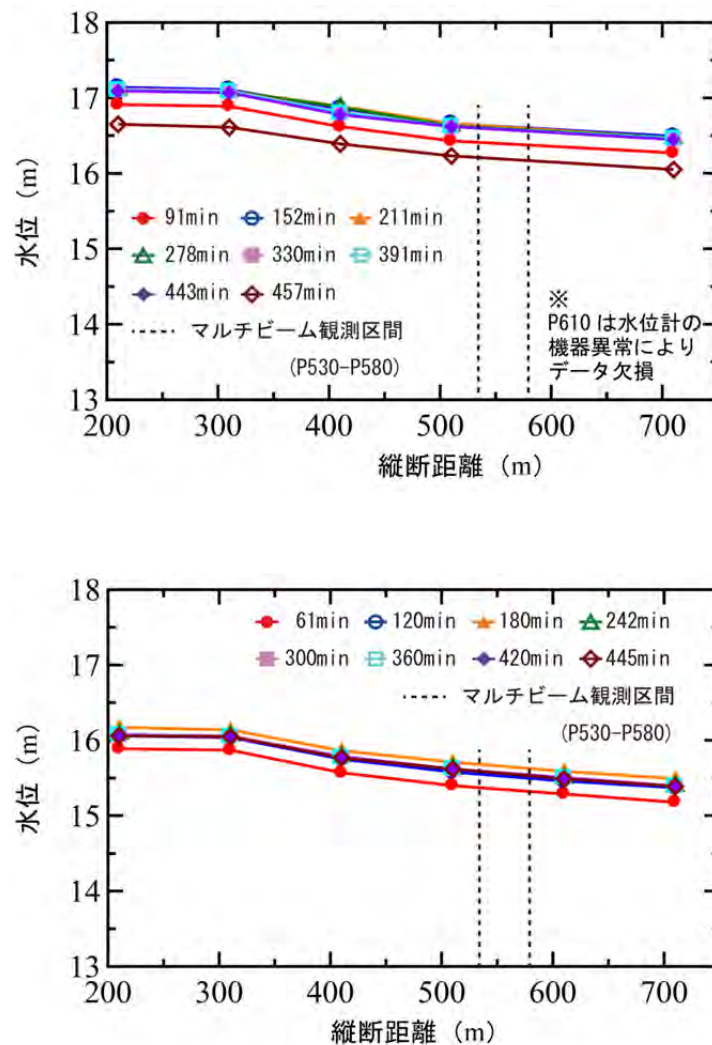


図 2-4 水位縦断図（上：第 1 回実験、下：第 2 回実験）

2.2 流量・流速観測

(1) 観測方法

ADCP 観測船により P410 と P610 の 2 箇所では流量・流速の観測を行った。また P530 から P580 区間で ADCP 観測船による縦断流速観測を行った。観測位置を図 2-5、ADCP による縦断観測状況を図 2-6、横断観測状況を図 2-7 に示す。

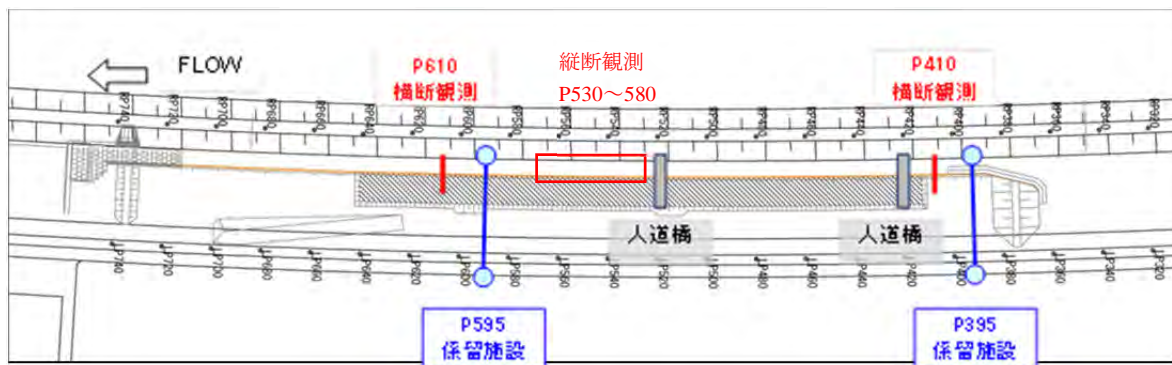


図 2-5 ADCP 観測位置図

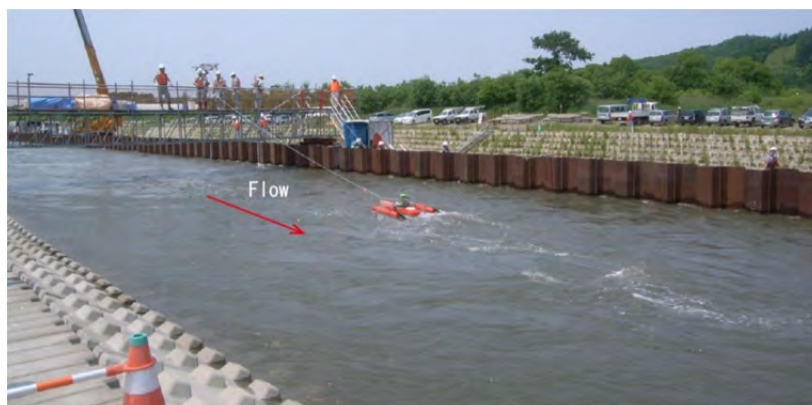


図 2-6 ADCP による縦断観測

(ADCP 観測船を人道橋から係留し水路中央部を下流から上流に移動させる)



図 2-7 ADCP による横断観測

(ADCP 観測船をワイヤで係留し別のワイヤを観測船につなぎウインチ巻き上げにより横断方向に移動させる)

表 2-1 ADCP 観測設定

観測年月日	観測測線	層厚 (cm)	モード	Ping 数	測定 間隔 (秒)	標準偏差 (観測精度) (cm/s)	備 考
第 1 回	P413	10	12	3(15)	3.19	7.95	GPS (対地速度)
2012/06/27	P588	10	12	3(15)	3.19	7.95	GPS (対地速度)
第 2 回	P413	10	12	3(15)	3.19	7.95	GPS (対地速度)
2012/07/05	P588	10	12	3(15)	3.19	7.95	GPS (対地速度)

※モード 12：ハイスピードピンギング

※Ping 数の()内数値：SubPing 数(モード 12 の場合のみ)

ADCP の観測設定の詳細を表 2-1 に示す。ADCP (Acoustic Doppler Current Profilers) は超音波のドップラー効果を利用して流速を計測するものであり、流れの中に超音波パルスを発信して、浮遊物質などの散乱体からの反射波の周波数の変化を計測することにより流速が算定される。モード 12 (ハイスピードピンギング) は超音波パルスの発信を最大 40Hz で行うものであり、高速でパルスを発信することにより単位時間当たりの計測精度が高くなる。また、水深方向の観測層厚 (計測方向の分解能) は 1cm から、観測層数は 255 層まで設定することができる。

(2) 観測結果

○横断観測

P410、P610 の ADCP 横断流速観測結果の一例を図 2-8 から図 2-11 に示す。図中の黒点は ADCP 測定点を表している。なお、ここでは通水流量が目標流量に到達した時刻の 9 時からおよそ 2 時間おきに 15 時までの流速分布を示している。

【第 1 回】

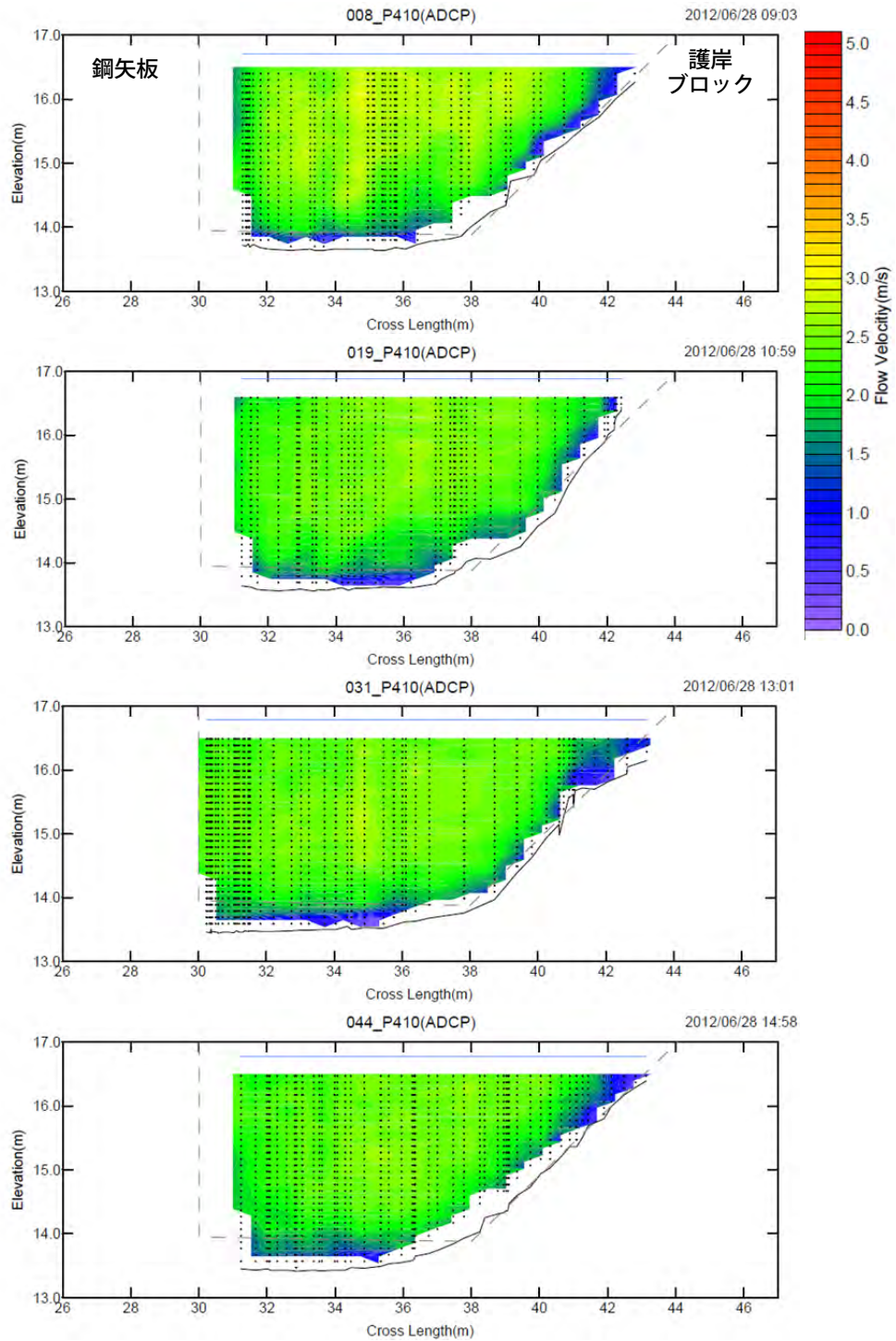


図 2-8 横断面流速分布図 (第 1 回実験、P410)

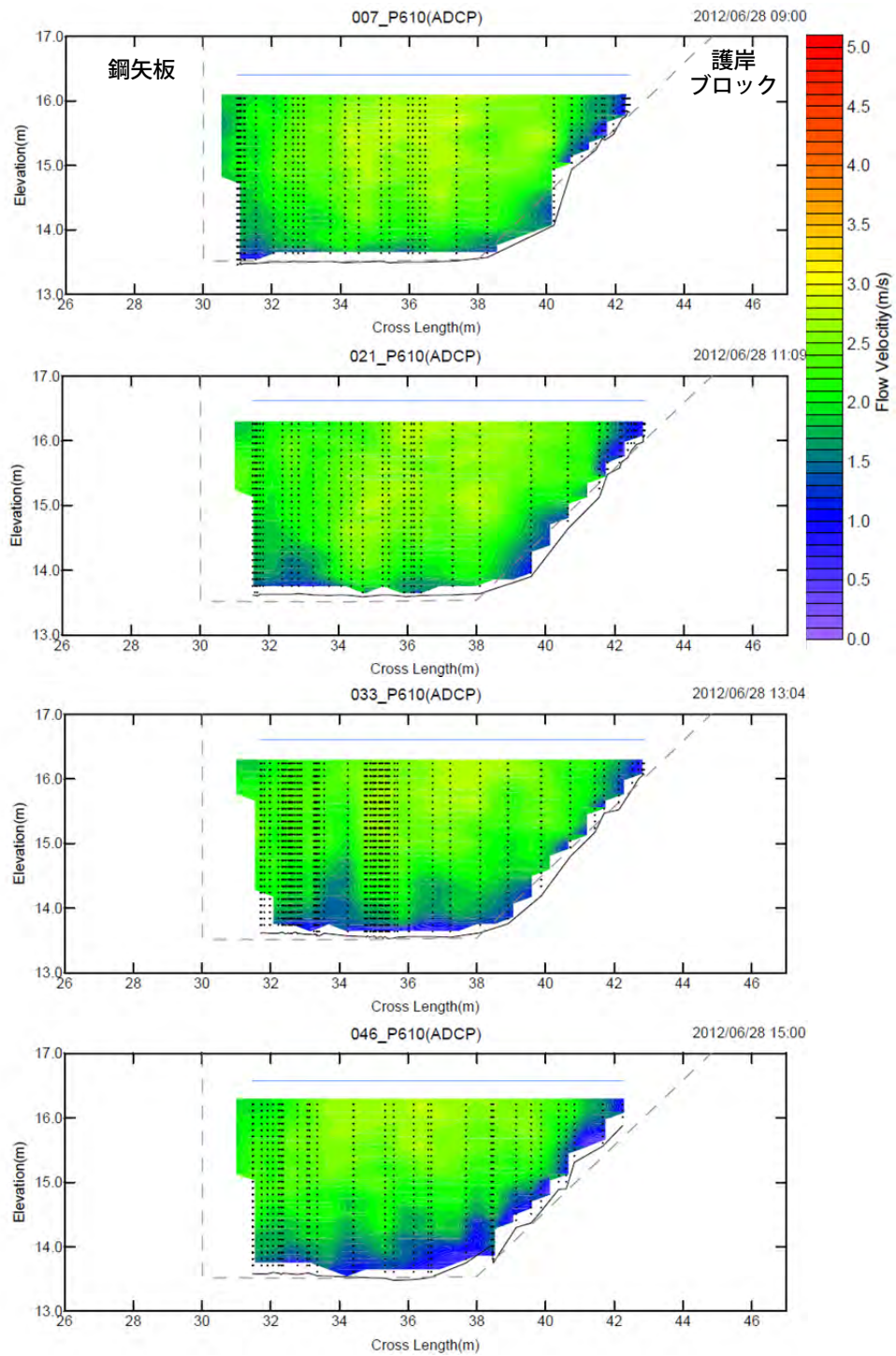


図 2-9 横断面流速分布図 (第 1 回実験、P610)

【第2回】

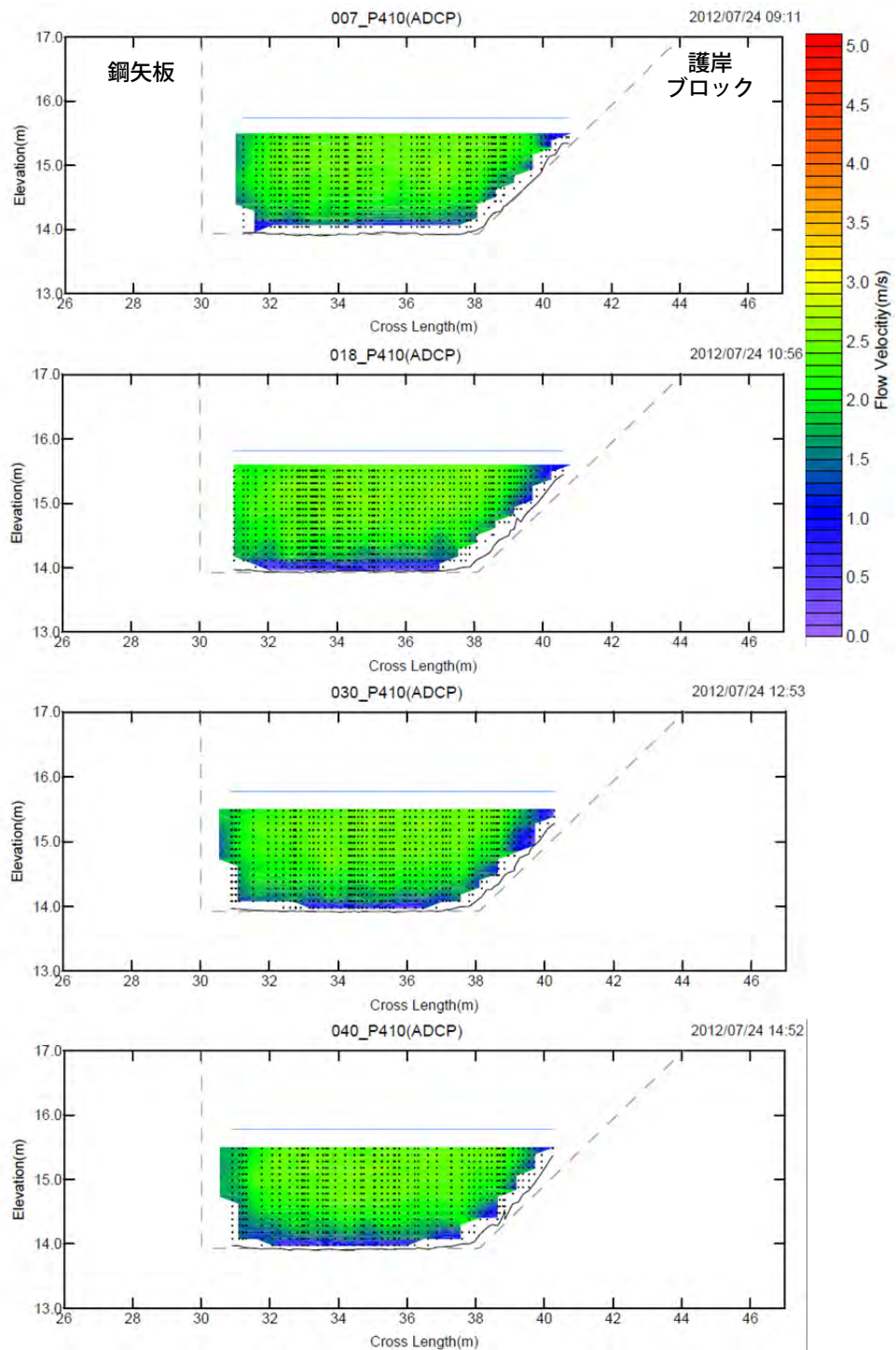


図 2-10 横断面流速分布図 (第2回実験、P410)

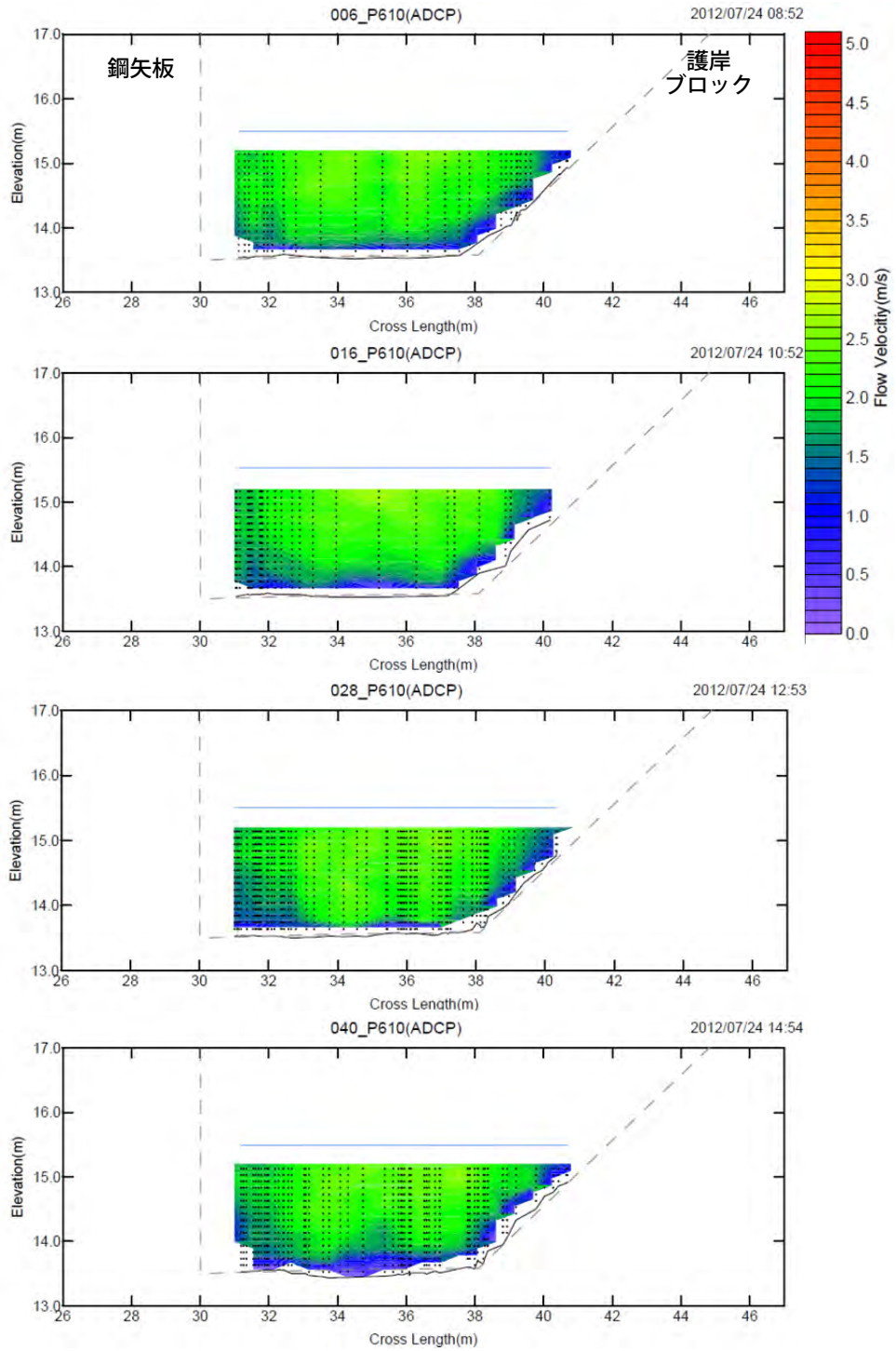


図 2-11 横断面流速分布図 (第 2 回実験、P610)

【第1回】

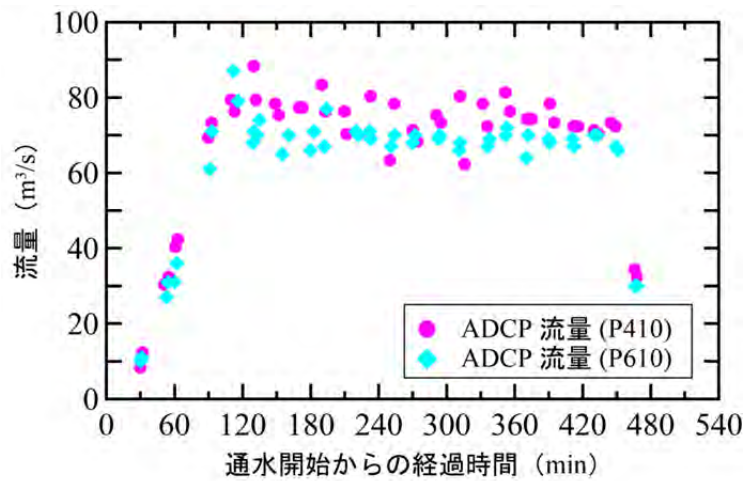


図 2-12 ADCP 横断観測流量（第1回）

【第2回】

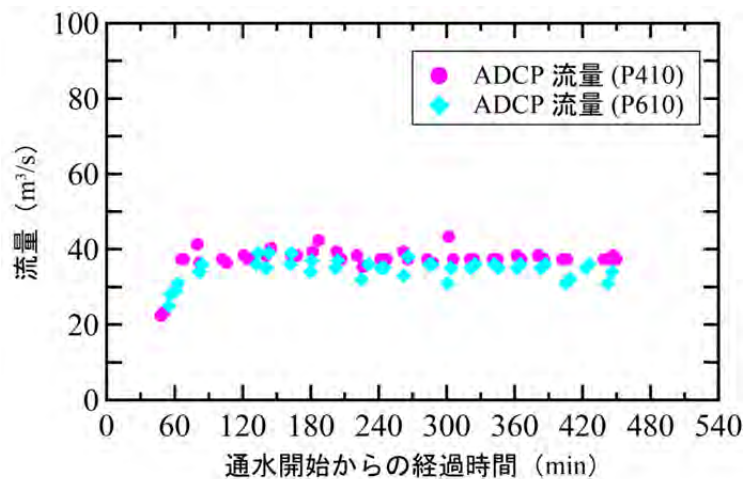


図 2-13 ADCP 横断観測流量（第2回）

ADCPによる流量の観測結果（P410・P610）を図 2-12、図 2-13 に示す。

ここで、第1回実験では ADCP 観測流量の観測値にばらつきが見られるが、これは実験時の流れが水面に白波が立つほどの流れであり、水面近くにある観測船の動きが激しくなり ADCP 観測値の抜け・欠測・欠損が生じたことによるものと考えられる。

○縦断観測

P530 から P580 間の低水路中心線 (C 測線) における ADCP 縦断流速観測結果の一例を図 2-14、図 2-15 に示す。なお、図中の黒点は ADCP 測定点を表している。

【第 1 回】

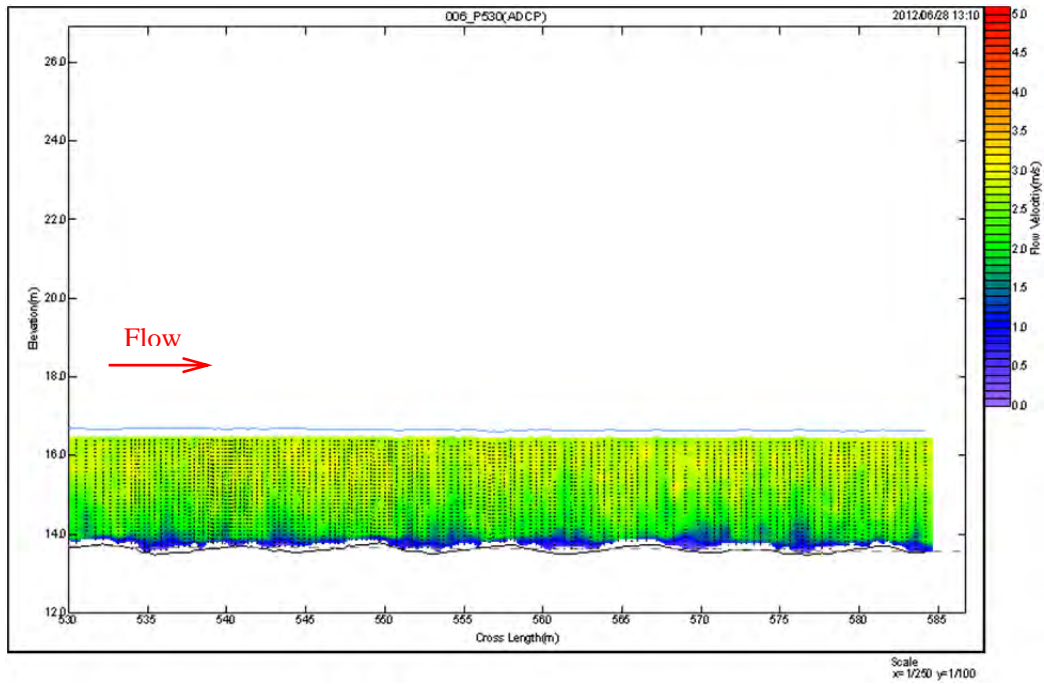


図 2-14 縦断面流速分布図 (第 1 回実験 : C 測線 (中心))

【第 2 回】

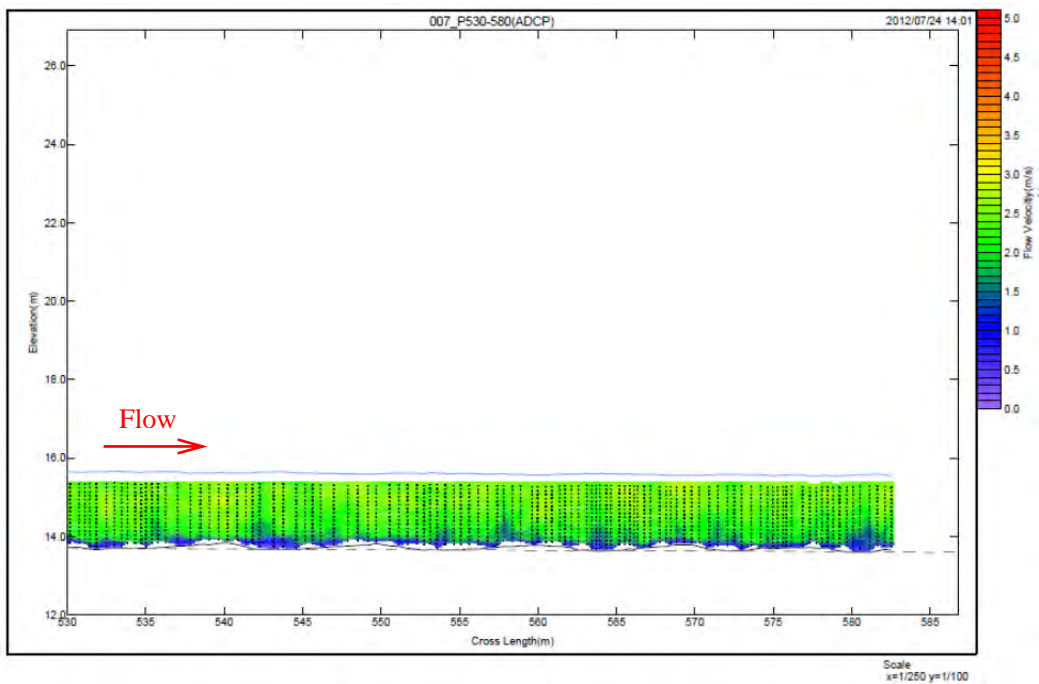


図 2-15 縦断面流速分布図 (第 2 回実験 : C 測線 (中心))

(3) 結果の整理

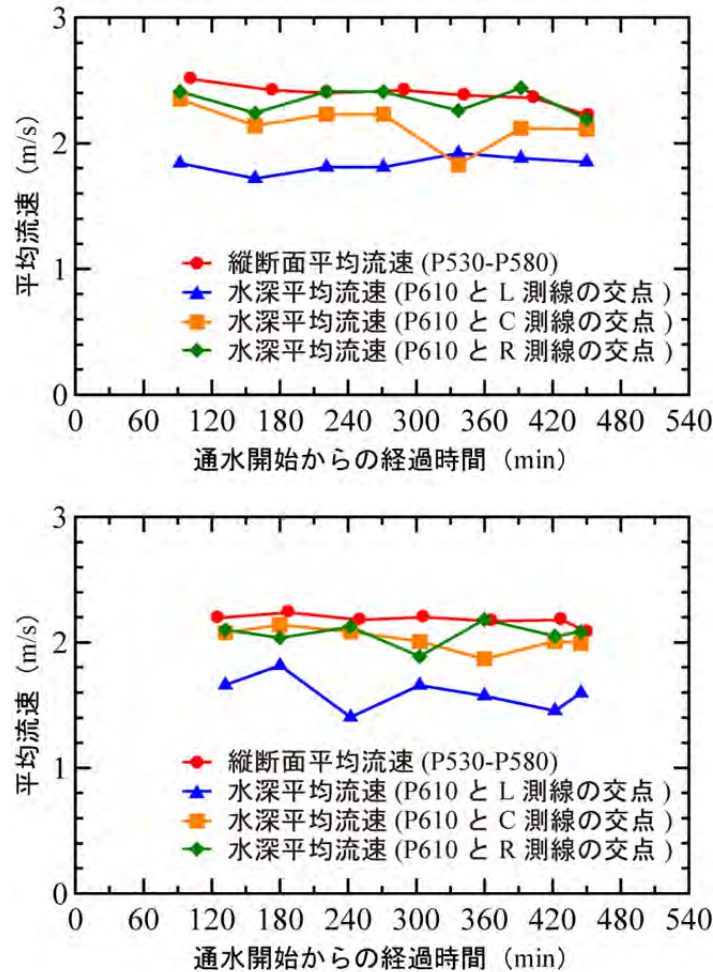


図 2-16 縦断面平均流速と水深平均流速

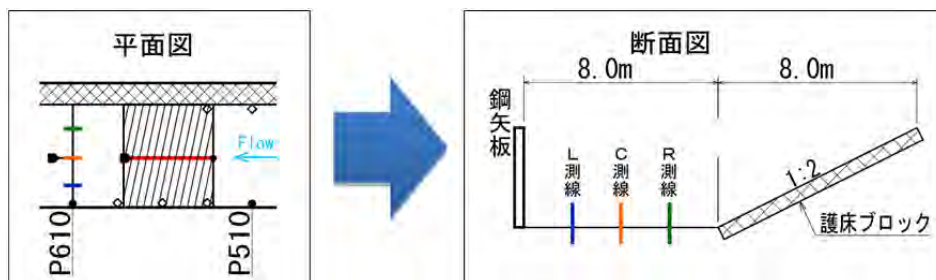


図 2-17 縦断面平均流速と水深平均流速の算出位置 (左：縦断面平均流速、右：水深平均流速)

平均流速の時系列変化を図 2-16 に示す。図中の縦断面平均流速は、ADCP 観測によるマルチビーム観測区間 (P530~P580) 付近の平均流速、図中の水深平均流速は、図 2-17 に示す P610 の ADCP 観測値の各測線における水深平均値から算出した。縦断面平均流速については、通水中に大きな変化は無かった。L 測線の水深平均流速は、C・R 測線より小さく、これは図 2-18 に示す左岸側の矢板が側面抵抗となり流速を低減させる効果が作用したためと考えられる。



図 2-18 水路側壁の矢板（左岸側）

2.3 河床形状観測

(1) 観測方法

河床形状観測は図 2-19 に示すマルチビーム測深機(Seabat8125)を用いて行った。センサー類(マルチビーム測深機、動揺センサー、ジャイロ、GPS)をバックホウのバケット部に固定し、ブームを水面側に伸ばしてマルチビーム測深機を水中に入れた状態でバックホウを移動させて縦断的に観測した。

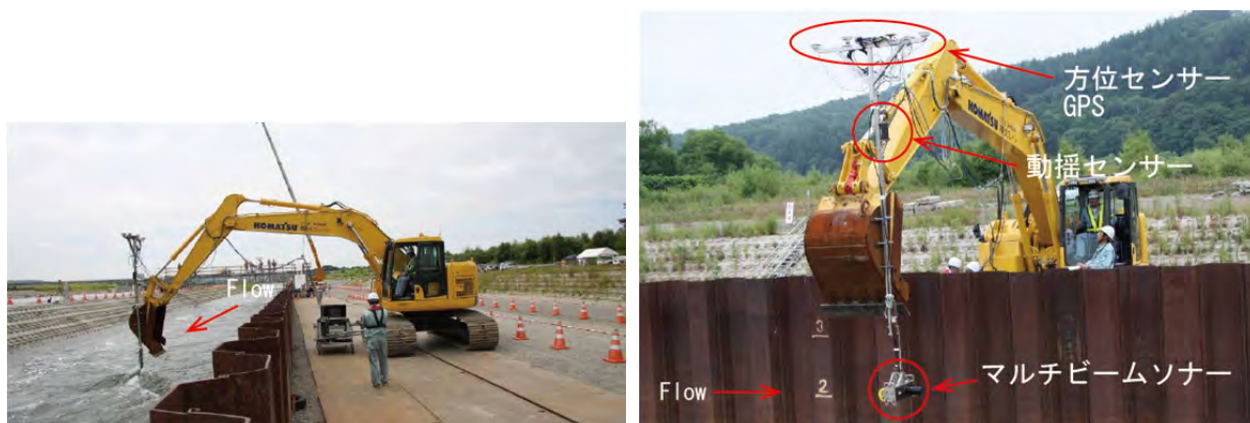
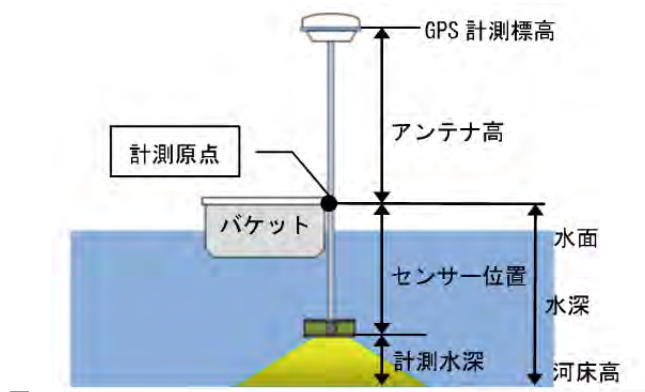


図 2-19 マルチビームによる河床観測状況

表 2-2 マルチビームの諸元

マルチビーム測深機 SEABAT8125	周波数 455kHz 水深分解 6m 最大レンジ 120m ビーム数 240 ビーム幅 1° (前後) 0.5° (直交)
動揺センサー DMS-05	ロール・ピッチ精度 0.05~0.1°
方位センサー VECTOR PRO	測定精度 0.1° rms
音速度計 SVPS	速度測定精度 ±0.05m/s
GPS GB-1000GGD GR2100GGDM	測定方式: RTK-GPS 水平距離精度 2 周波 ±(10mm+1.5ppm×D)m. s. e. 1 周波 ±(15mm+2ppm×D)m. s. e. 垂直 2 周波 ±(16mm+1.5ppm×D)m. s. e. 1 周波 ±(20mm+1.5ppm×D)m. s. e.



図

2-20 河床高の算出模式図

マルチビーム測深器 (SEABAT8125) は、表 2-2 に示すとおり、水深方向に 120°の幅で 240 本の音響ビームによる測深が可能であり、水深に対して水平方向に約 3.4 倍の幅で観測することができる。通常、マルチビーム測深器は観測船に設置し観測を行うものであるが、今回は実験水路内が高流速であり観測船による観測が困難であるため、新たな手法としてバックホウのバケットにマルチビーム測深機・動揺センサー・方位センサー・GPS を設置して観測を試みたものである。バケットに取り付け

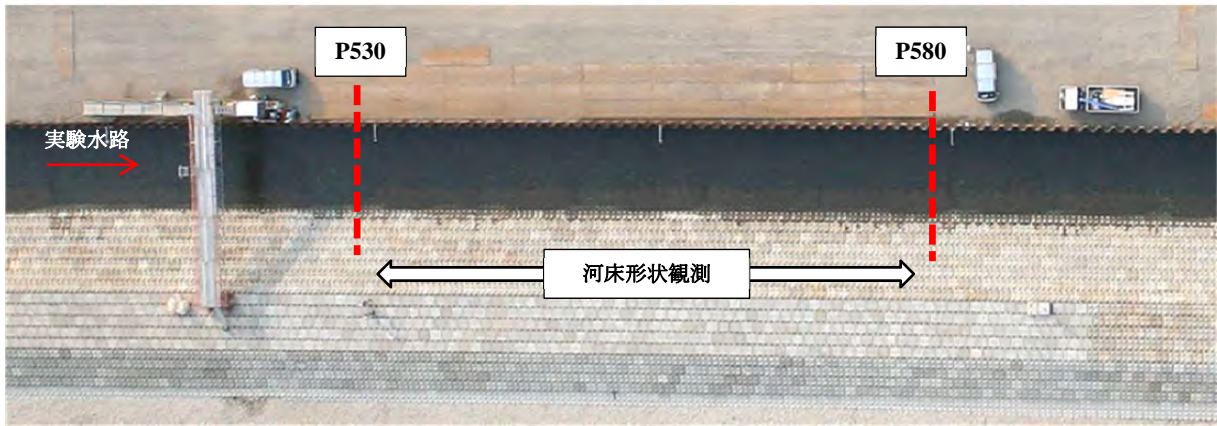


図 2-21 マルチビーム河床観測位置図

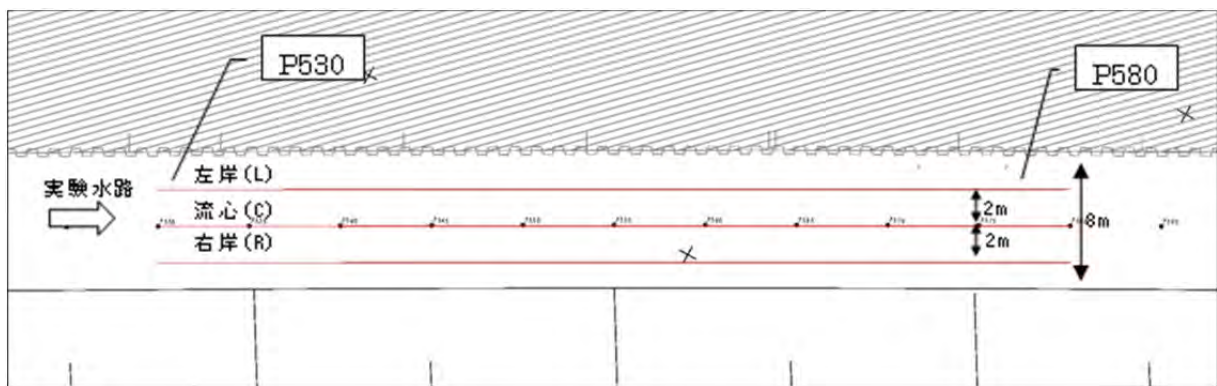


図 2-22 縦断測線設定

たマルチビーム測深機を流水中に浸水させ、バックホウを縦断方向に移動させることで縦断方向の河床形状を計測した。

河床高は図 2-20 に示すように、バケットに設置した GPS を用いて RTK-GPS 測位 (Real Time Kinematic Global Positioning System) により、リアルタイムの標高を計測し計測原点の標高からセンサー位置までの長さで計測水深から算出した。

マルチビーム測深機による河床形状の観測範囲は、図 2-21 に示すように ADCP 縦断流量観測の範囲と同様の P530 から P580 区間とした。この区間で観測機器を往復させ、河床形状を縦断的に観測した。観測はほぼ 1 時間に 1 回として、第 1 回実験で 10 回、第 2 回実験では 8 回行った。1 回当たりの観測所要時間は 5 分程度である。河床縦断形状は図 2-22 の 3 測線 (L・C・R) で整理し、C 測線は低水路の中心線である。

マルチビームで観測した河床形状の面的な時間変化を図 2-23、各測線における縦断的な時間変化を図 2-24 から図 2-26 に示す。

(2) 観測結果

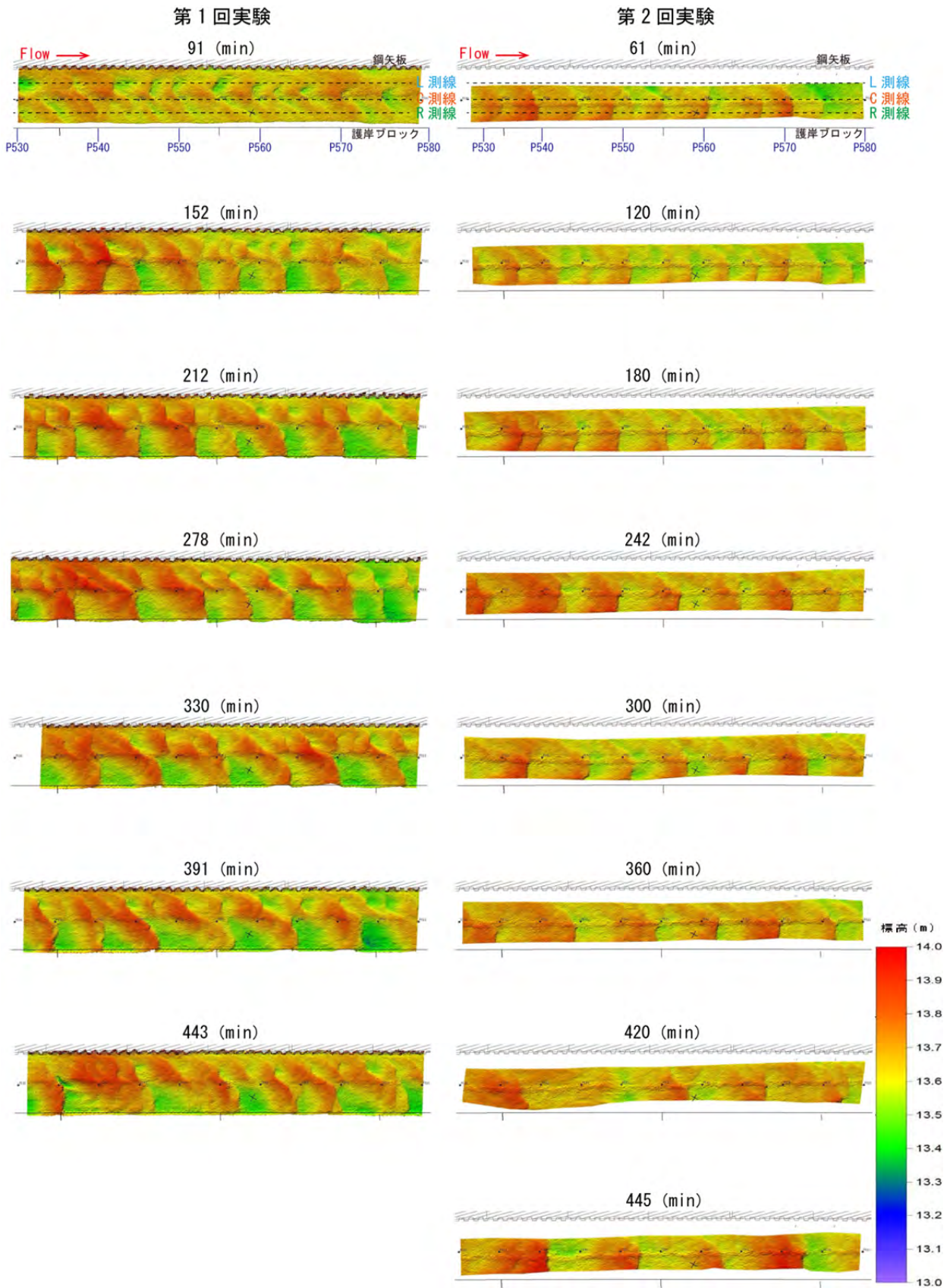


図 2-23 河床縦断形状の陰影図

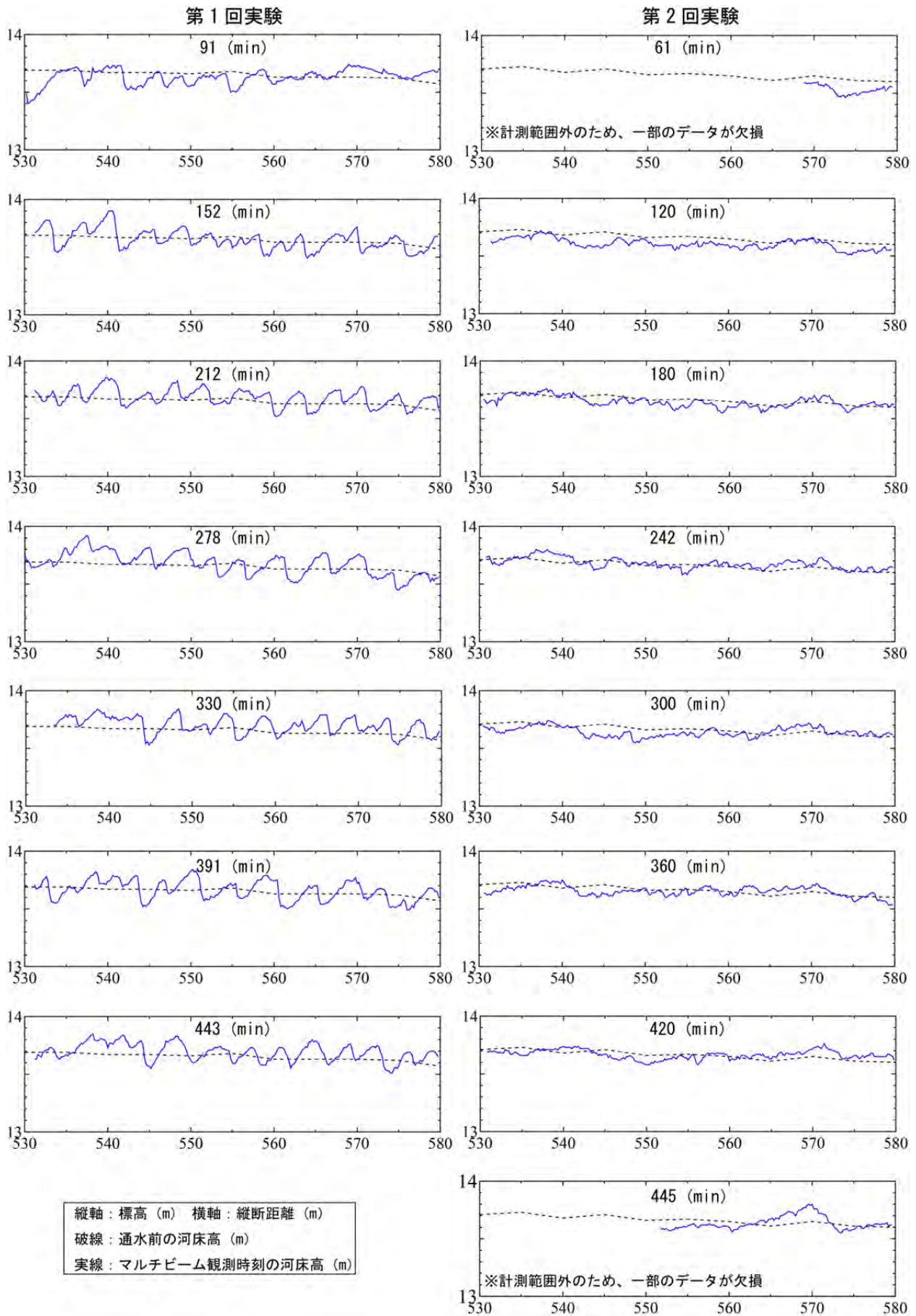


図 2-24 河床縦断形状の時間変化 (L 測線)

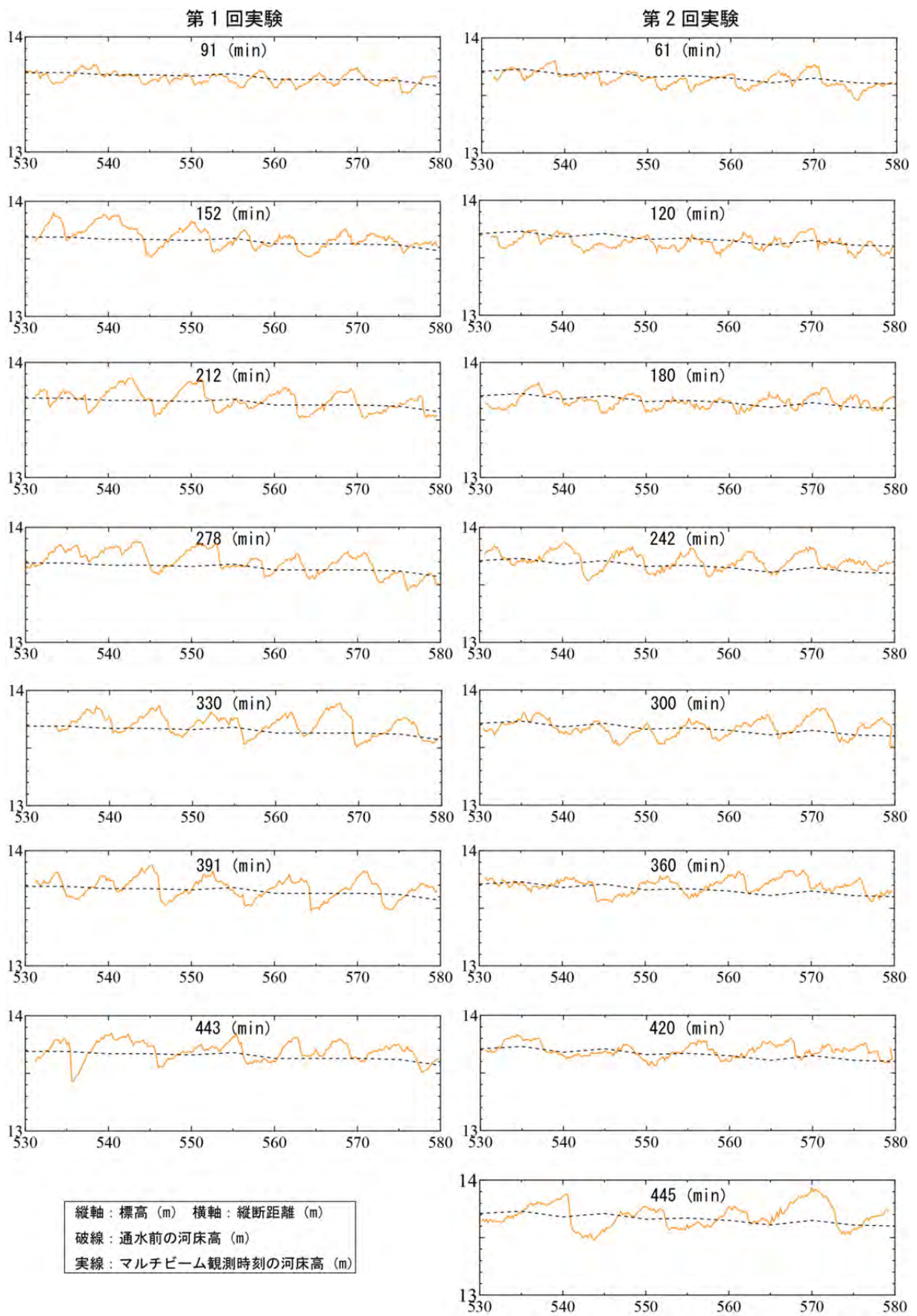


図 2-25 河床縦断形状の時間変化 (C 測線)

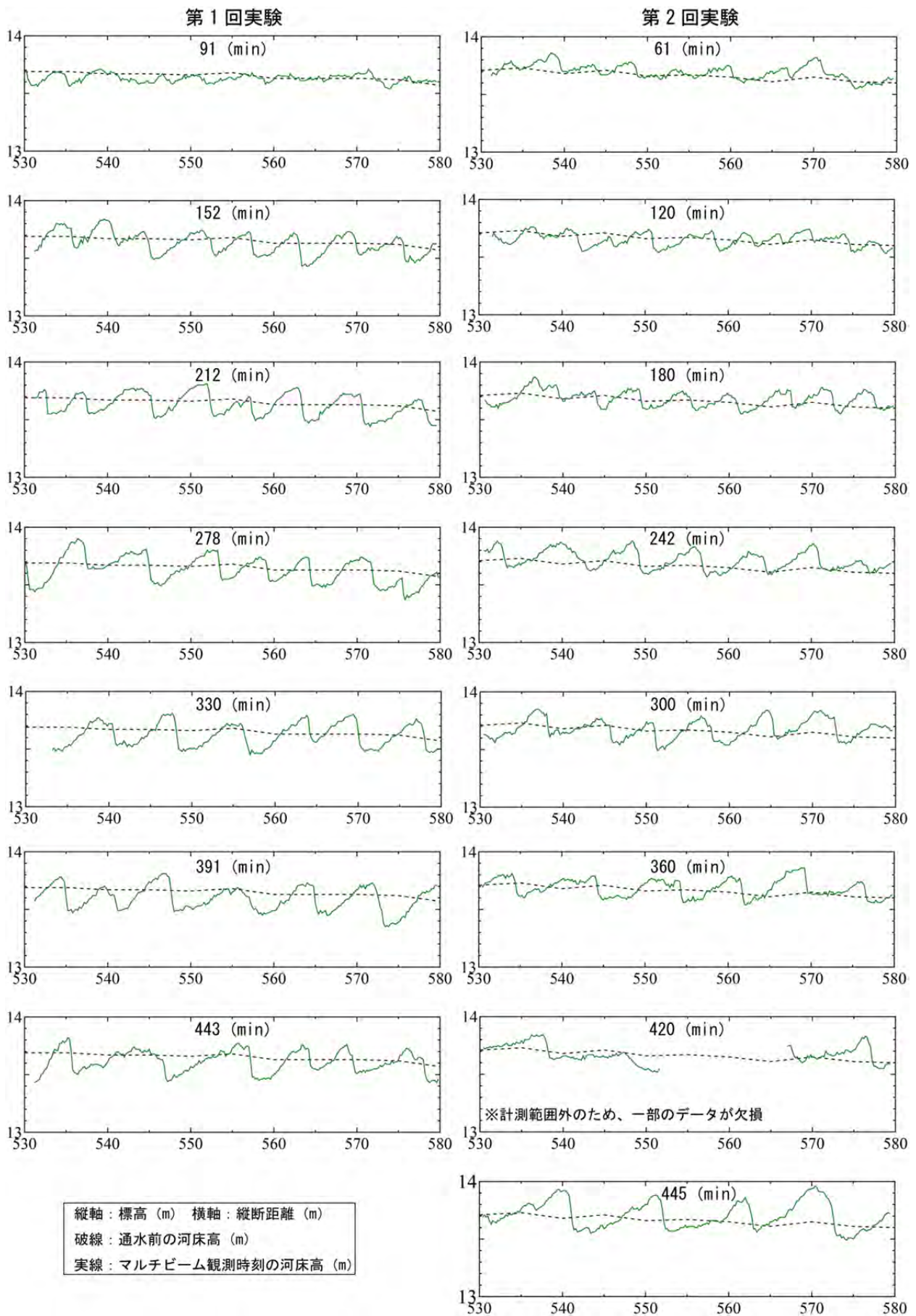


図 2-26 河床縦断形状の時間変化 (R 測線)

2.4 河床材料調査

(1) 調査方法

通水前後の河床材料について、図 2-27 に示すように各測線 (L・C・R) の P410、P460、P510、P560、P610 地点で採取を行った。また、砂堆周辺については、図 2-28 に示す箇所を通水終了後に採取を行った。

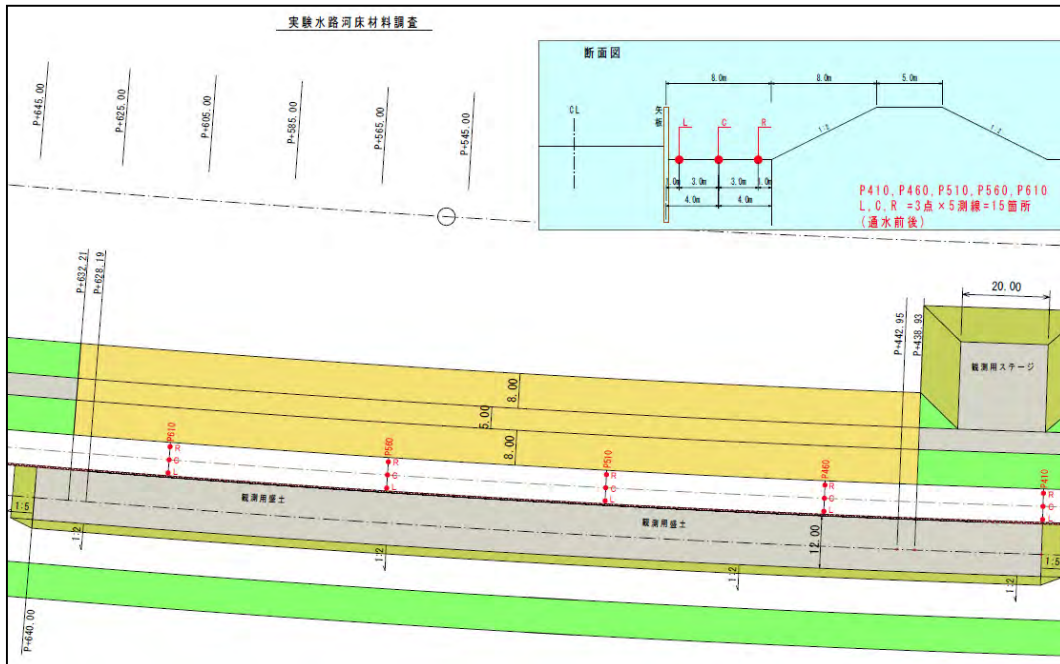


図 2-27 実験水路内河床材料調査位置図

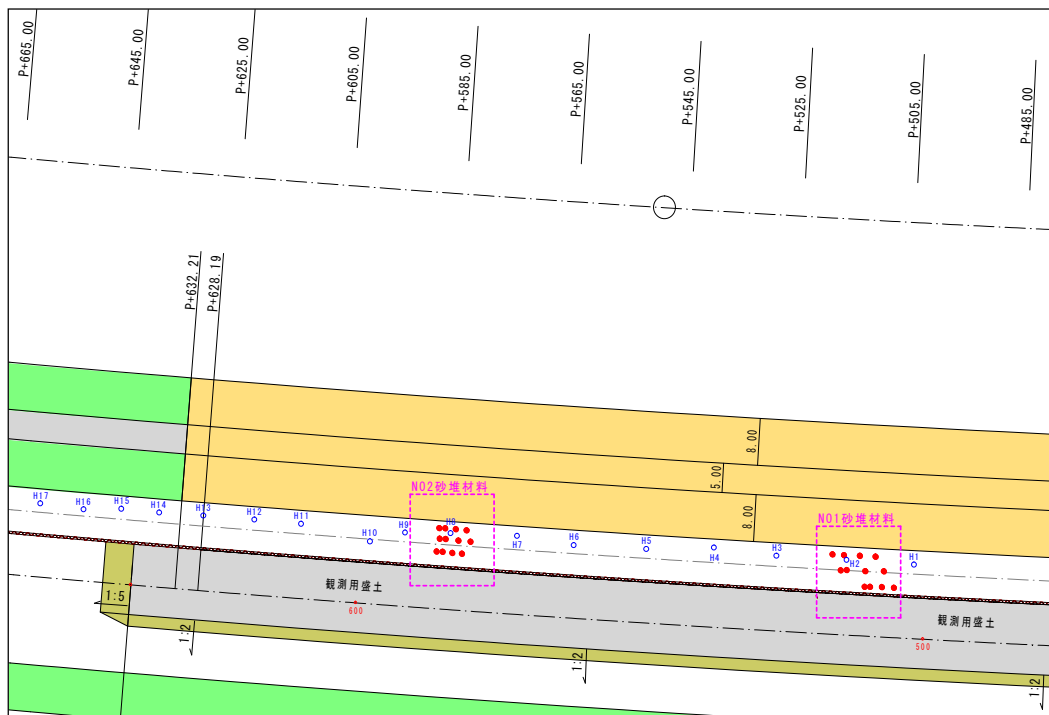


図 2-28 実験水路内砂堆材料調査位置図 (図中の採取位置は第 1 回の位置の例)

(2) 調査結果

○実験水路内河床材料調査

実験区間とマルチビーム観測区間の通水前後の河床材料の粒度分布を図 2-29 に示す。図中の粒度分布は、それぞれの区間における平均値である。第 1 回実験の河床は、土砂の敷き均しと整形を行っている。第 2 回実験では、第 1 回実験後の河床整形のみであり、土砂の入れ替えは行っていない。

第 1 回実験は実験区間で通水前 13.14mm、通水後 16.47mm、マルチビーム観測区間で通水前 10.39mm、通水後 17.60mm であり、実験後の粗粒化が見られる。

第 2 回実験は実験区間で通水前 16.45mm、通水後 17.01mm、マルチビーム観測区間で通水前 15.84mm、通水後 15.43mm であり、実験前後の変化が小さい。

第 1 回実験の河床材料は、通水流量 $70\text{m}^3/\text{s}$ で生じる掃流力に応じた粒度分布となったが、第 2 回実験では第 1 回実験に比べて目標流量が半分程度となり、第 1 回実験より掃流力が小さくなったために、第 1 回実験通水後の河床材料からあまり変化しなかったものと考えられる。

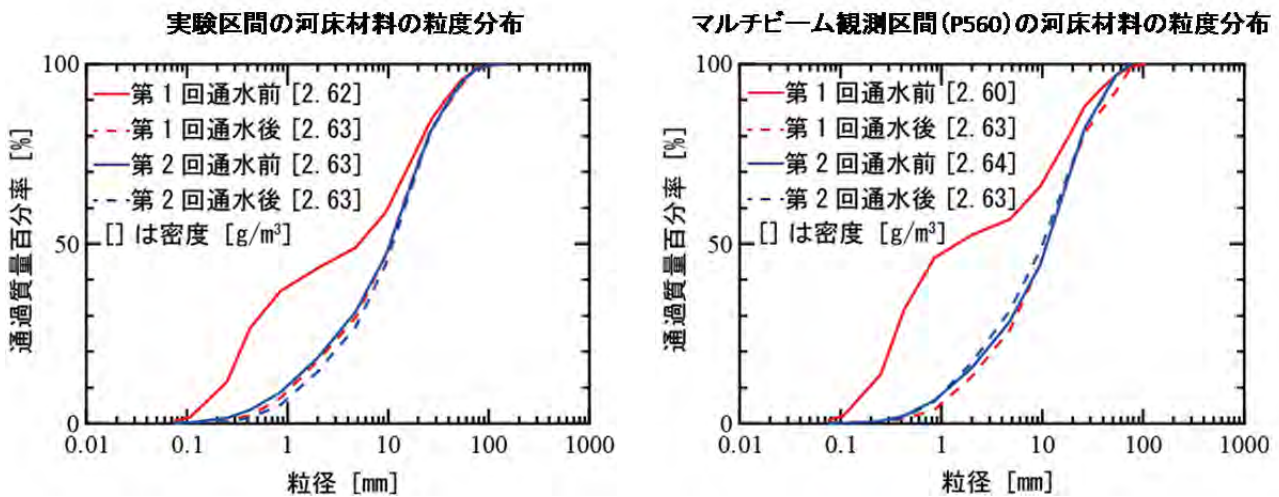


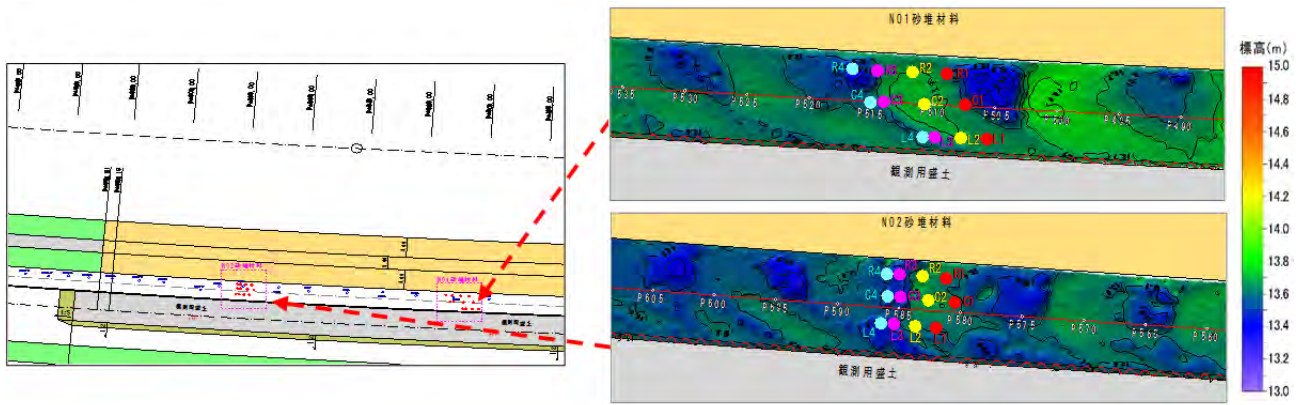
図 2-29 通水前後の河床材料の粒度分布

○実験水路内砂堆材料調査

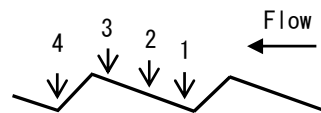
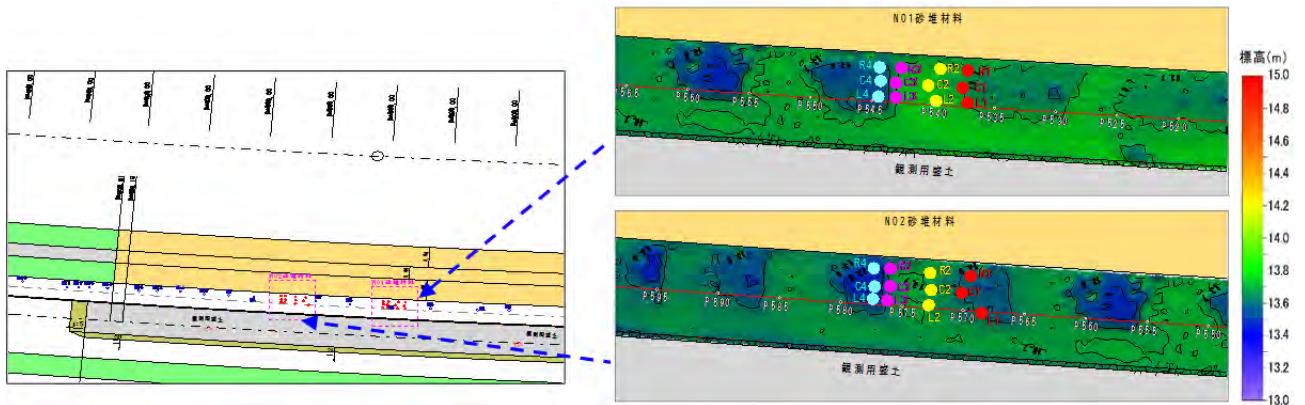
砂堆材料調査の調査位置を図 2-30 に示す。

ひとつの砂堆のうち、クレストの底部（砂堆の調査位置 1,4）、頂部（砂堆の調査位置 3）、底部から頂部の中間（砂堆の調査位置 2）の試料を採取した。

【第 1 回】



【第 2 回】



砂堆の調査位置

図 2-30 砂堆材料調査位置図

表 2-3 砂堆材料調査結果（平均粒径）

単位：mm

位置	第1回		第2回	
	No.1	No.2	No.1	No.2
1	19.36	17.54	24.90	26.57
2	16.84	15.92	23.00	18.81
3	15.26	8.28	14.64	12.99
4	30.14	19.76	21.42	26.87

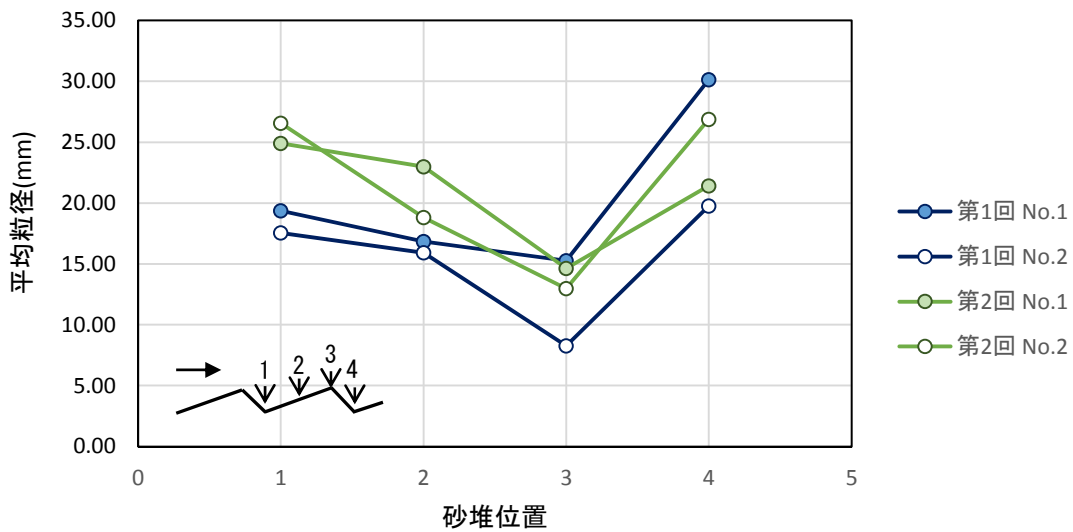


図 2-31 砂堆材料調査結果（平均粒径）

砂堆材料調査の調査結果を表 2-3 及び図 2-31 に示す。

クレスト頂部（砂堆の調査位置 3）で細粒化していることがわかる。

3. 考察

3.考察

3.1 河床波の発達と粗度に関する考察

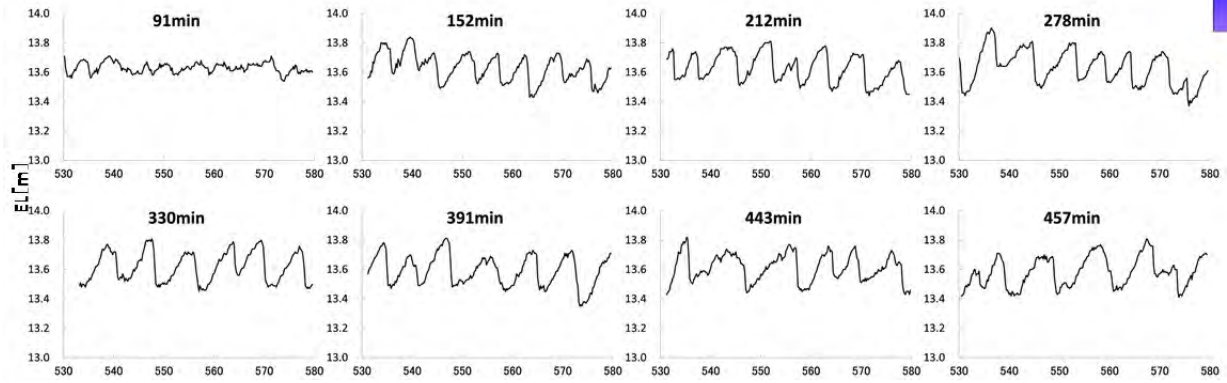
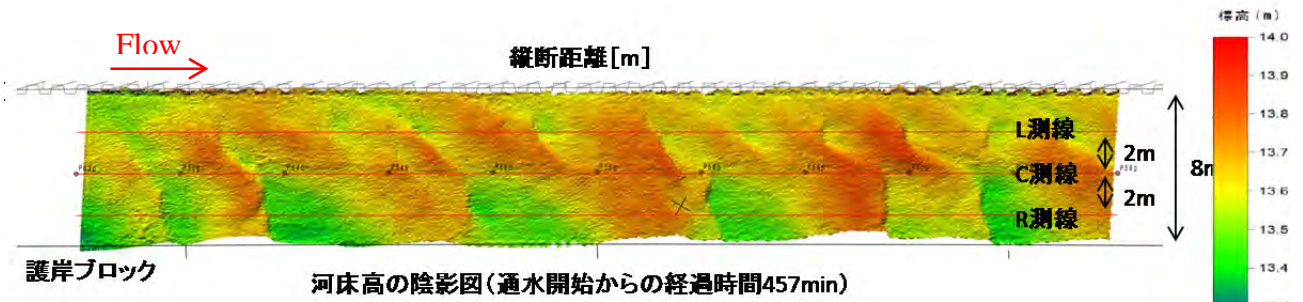
第1回実験及び第2回実験ともに河床波の発達を確認された。この河床波について既往実験結果との比較から考察する。

(1) 波長・波高の観測値と既往の実験結果の比較

○河床高の変化

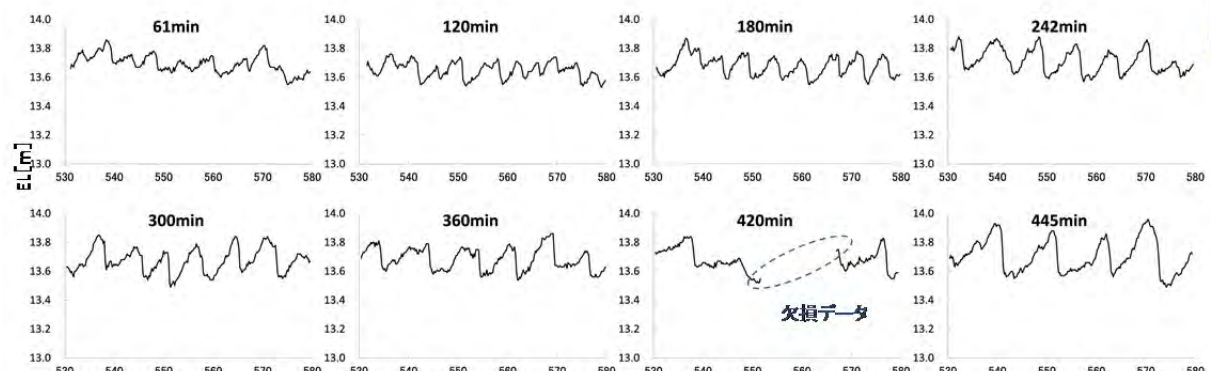
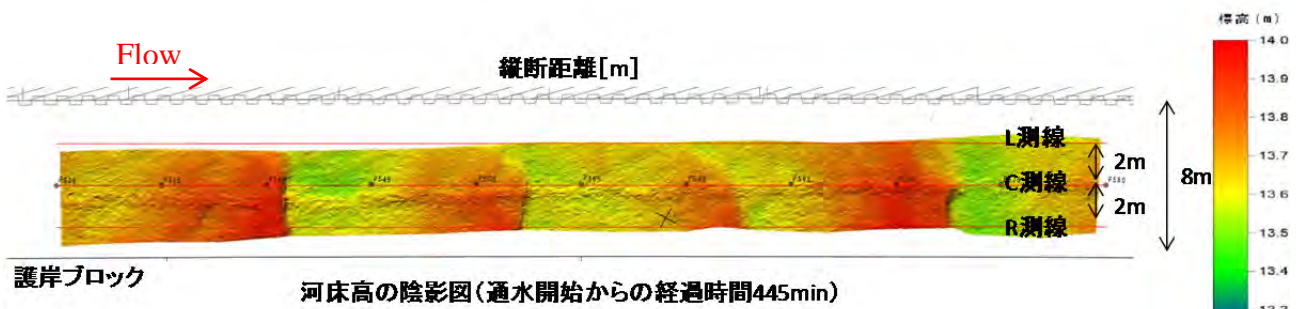
第1回実験及び第2回実験の河床高の観測結果を図 3-1 及び図 3-2 に示す。それぞれの河床高縦断面図より第1回実験では通水 152 分後、第2回実験では通水 120 分後には河床波が発達していることが確認できる。

マルチビーム観測による河床高の陰影図から特に第1回実験ではL測線とR測線では河床波の傾向が異なっているが、これは実験水路の左岸側が矢板の直壁、右岸側が法勾配 1:2 の護岸ブロックであり、左右岸の河岸条件が異なることが影響したものと考えられる。



河床高縦断面図 (R 測線)

図 3-1 河床高の観測結果 (第 1 回実験 $Q=70\text{m}^3/\text{s}$)



※欠損データは機器の特性上、計測範囲外となったものである。

河床高縦断面図 (R 測線)

図 3-2 河床高の観測結果 (第 2 回実験 $Q=35\text{m}^3/\text{s}$)

○波長・波高の変化

L・C・R 測線ごとの河床波に関して図 3-3 の定義のもとで整理した波長、波高、波形勾配（波高/波長）の縦断平均値の時系列変化を図 3-4 及び図 3-5 に示す。

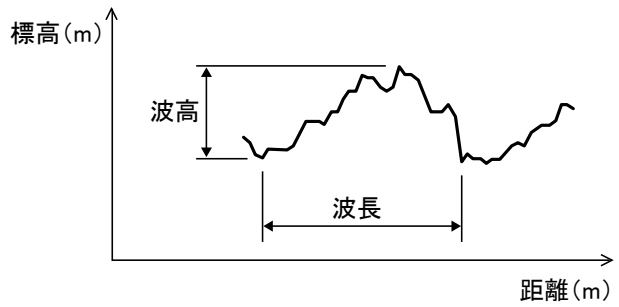


図 3-3 波長・波高の定義

河床波が概ね発達した測定時点（第 1 回実験は通水後 212 分、第 2 回実験は通水後 242 分）以降で見れば、第 1 回実験の平均波長は L 測線が 3.6m～4.5m 程度、C 測線が 5.8m～6.4m 程度、R 測線が 6.4m～8.5m 程度であり、平均波高は L 測線が 0.14m～0.16m 程度、C 測線が 0.17m～0.27m 程度、R 測線が 0.25m～0.28m 程度となっている。同様に、第 2 回実験の平均波長は L 測線が 5.9m～13.0m 程度、C 測線が 7.1m～8.4m 程度、R 測線が 6.9m～8.5m 程度であり、平均波高は L 測線が 0.08m～0.24m 程度、C 測線が 0.16m～0.26m 程度、R 測線が 0.18m～0.26m 程度である。L 測線の波長・波高は C 及び R 測線と傾向が異なっているが、河床高の変化と同様に左右岸の河岸の違いが影響したものと考えられる。

河床波が発達する際に波高だけでなく波長も増大することは、中川・辻本¹⁾の既往実験と同様の結果である。波長と波高の時間変化については違いがみられ、C 測線及び R 測線では、平均波長は通水時間経過に伴い増加しているが、平均波高は伸びが鈍化しており、第 2 回実験では平均波高は低下している。中川・辻本¹⁾の既往実験によると、波高の発達には河床せん断力が大きいほど、発達速度が大きくなるとされている。本実験では、河床高観測区間の下流で計測した図 2-9 や図 2-11 の横断面流速分布に示すように、時間経過に伴い河床付近の流速が小さくなっていることから、河床せん断力も小さくなるため、波高の発達も小さくなったと考えられる。

両実験とも R 測線の河床波は、波形勾配 λ （波高 H_d / 波長 L_d ）が 0.03 から 0.04 程度であり Dune の特徴を示している²⁾。

なお、波高については、両実験とも実験前半まで増加し、その後変化は小さい。鈴木・道上³⁾、三輪・大同⁴⁾の研究によると、混合砂河床では一様砂河床に比べ波高が抑えられるとされており、本実験は混合砂河床で行われているため、波高の発達が抑えられた可能性もある。

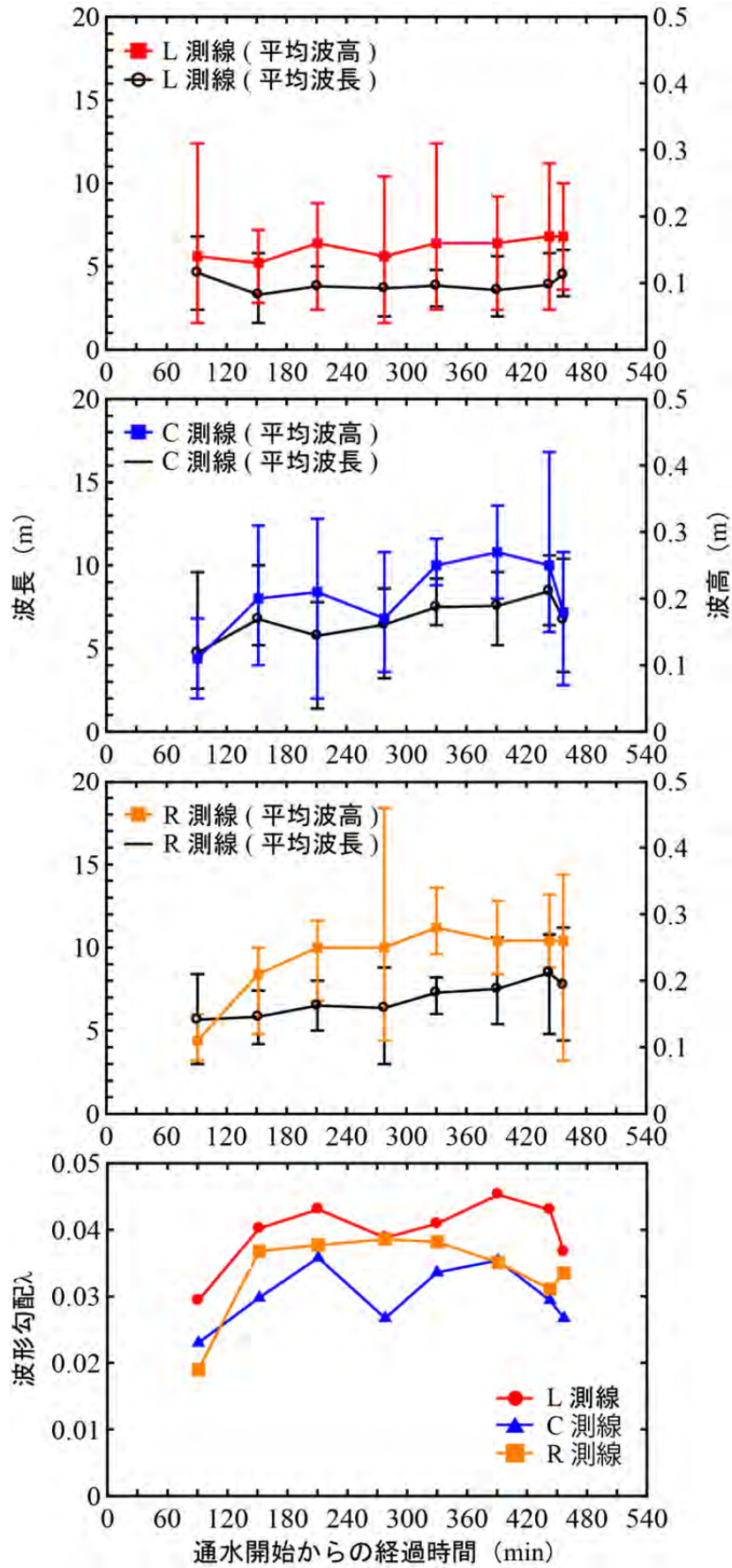


図 3-4 平均波長・平均波高・波形勾配 (第 1 回実験 $Q=70\text{m}^3/\text{s}$)

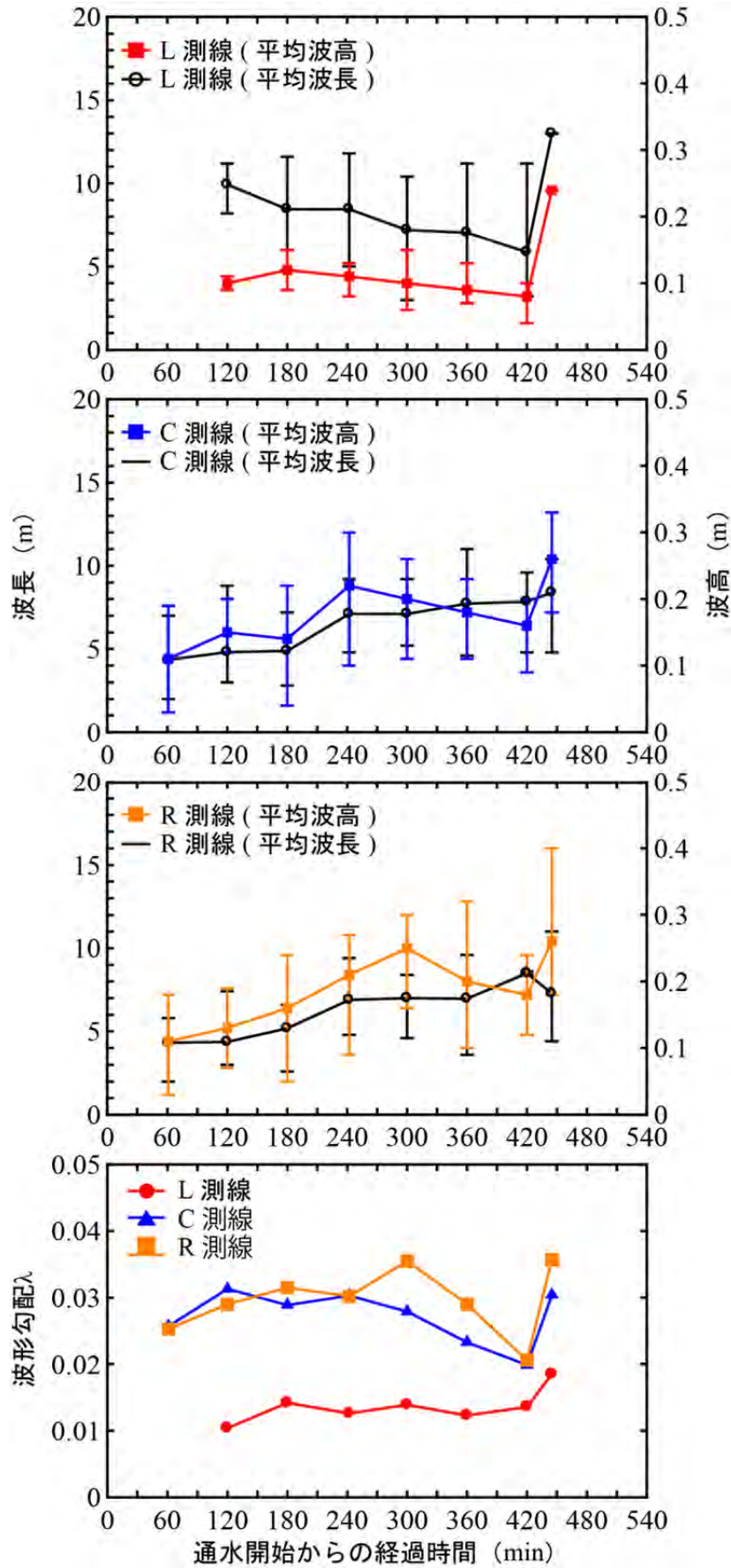


図 3-5 平均波長・平均波高・波形勾配 (第2回実験 $Q=35\text{m}^3/\text{s}$)

表 3-1 実験結果一覧表 (R 測線、上：第 1 回実験、下：第 2 回実験)

経過時間 (分)	d_m (mm)	s	u_m (m/s)	h_m (m)	I (10^{-3})	τ^* 通水前 d_m	τ^* 通水後 d_m
通水前	10.4	1.60	-	-	1.63	-	-
91	-	-	2.51	2.75	-	0.269	0.157
152	-	-	2.42	2.96	-	0.290	0.169
212	-	-	2.40	2.96	-	0.289	0.169
278	-	-	2.42	2.92	-	0.286	0.167
330	-	-	2.38	2.91	-	0.285	0.166
391	-	-	2.36	2.94	-	0.288	0.168
443	-	-	2.22	2.92	-	0.286	0.167
通水後	17.6	1.62	-	-	1.43	-	-

経過時間 (分)	d_m (mm)	s	u_m (m/s)	h_m (m)	I (10^{-3})	τ^* 通水前 d_m	τ^* 通水後 d_m
通水前	15.8	1.63	-	-	2.13	-	-
61	-	-	2.19	1.78	-	0.134	0.138
120	-	-	2.20	1.88	-	0.153	0.158
180	-	-	2.24	1.94	-	0.162	0.167
242	-	-	2.18	1.89	-	0.153	0.157
300	-	-	2.20	1.88	-	0.155	0.160
360	-	-	2.17	1.88	-	0.153	0.158
420	-	-	2.18	1.89	-	0.153	0.158
445	-	-	2.08	1.88	-	0.153	0.158
通水後	15.4	1.63	-	-	1.93	-	-

次に、Yalin・Karanan²⁾が提案した波形勾配 λ の推定手法である(1)式と実験結果を比較した。

$$\lambda = 0.0127(\eta - 1) \exp\left(\frac{1 - \eta}{\eta_m - 1}\right) \quad (1)$$

ここで、 $\eta = \tau^*/\tau_{*c}$ 、 τ_{*c} は無次元限界掃流力(0.05)、 η_m は最大波形勾配 λ_{max} が生じるときの η の値で、 λ_{max} の関数である。無次元掃流力 τ^* は表 3-1 の諸量を用いて(2)式より求めた。

$$\tau^* = \frac{h_m I}{s d_m} \quad (2)$$

ここで、 d_m は河床材料の平均粒径、 s は河床材料の水中比重、 h_m は平均水深、 I は河床勾配である。なお、 d_m 、 s は通水中は観測していないため計算には通水前後両方の値を用いた。また、通水中は河床波の影響で河床の変動が激しかったこと、及び通水前後の河床勾配は大きく変わらなかったことから、 I は通水前の河床勾配を用いた。

表 3-2 本実験と波形勾配推定手法²⁾の推定値の比較

(R 測線、上：第 1 回実験、下：第 2 回実験)

第1回実験					
経過時間 (min)	Ld (m)	観測値		推定値	
		Hd (m)	λ	λ 通水前dm	λ 通水後dm
91	5.65	0.11		0.0394	0.0224
152	5.83	0.21	0.0368	0.0421	0.0245
212	6.50	0.25	0.0377	0.0420	0.0244
278	6.37	0.25	0.0386	0.0416	0.0241
330	7.28	0.28	0.0382	0.0415	0.0240
391	7.52	0.26	0.0351	0.0419	0.0243
443	8.48	0.26	0.0311	0.0416	0.0241

第2回実験					
経過時間 (min)	Ld (m)	観測値		推定値	
		Hd (m)	λ	λ 通水前dm	λ 通水後dm
61	4.31	0.11	0.0253	0.0176	0.0184
120	4.38	0.13	0.029	0.0205	0.0213
180	5.18	0.16	0.0315	0.0218	0.0226
242	6.90	0.21	0.0302	0.0201	0.0209
300	7.00	0.25	0.0355	0.0207	0.0215
360	6.96	0.20	0.029	0.0204	0.0212
420	8.50	0.18	0.0206	0.0203	0.0211
445	7.28	0.26	0.0357	0.0201	0.0208

本実験結果と(1)式による波形勾配推定値の比較を表 3-2 に示す。これによると、今回の実験で観測された波形勾配は、概ね通水前の河床材料を用いた推定値と通水後の河床材料を用いた推定値の間にあることがわかる。

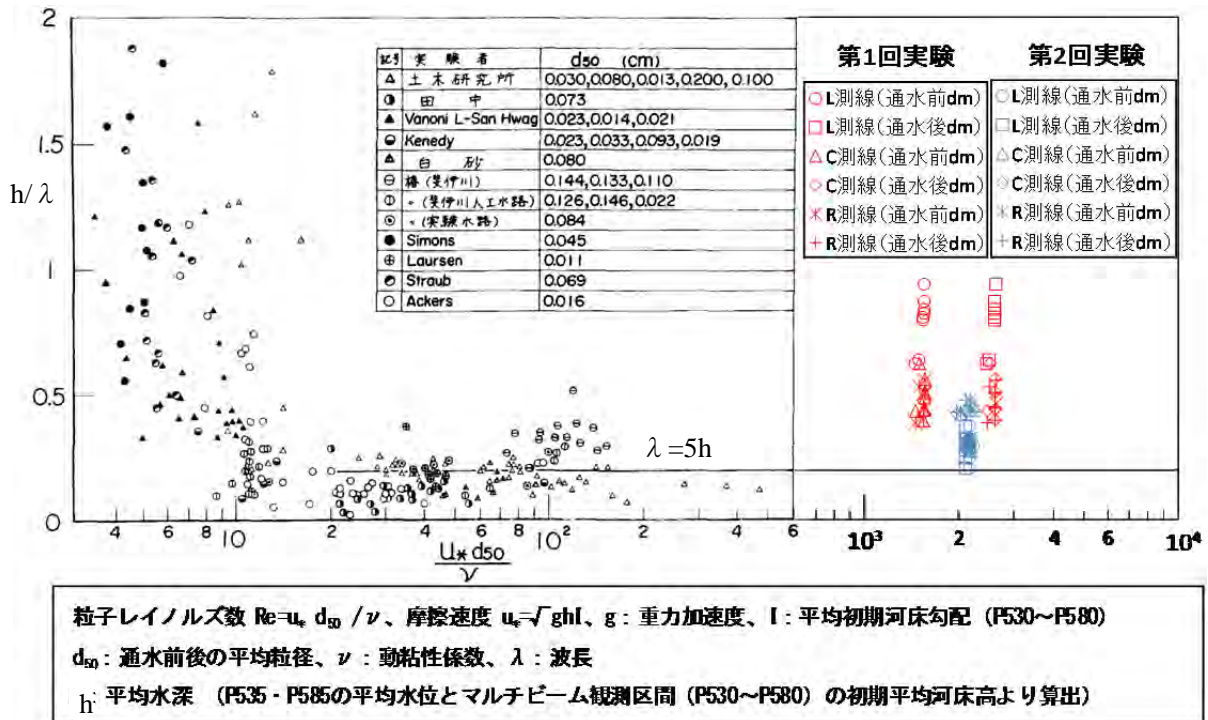


図 3-6 砂漣・砂堆に関する h/λ と Re^* との関係と観測結果の比較

既往研究⁵⁾における粒子レイノルズ数 Re^* と水深と波長の比 h/λ の関係に、この実験の各測線の観測値をプロットすると図 3-6 のようになる。 $Re^* > 20$ が砂堆領域であり、第 1 回実験、第 2 回実験ともにプロット点は砂堆領域に分布している。また、砂堆領域では水深 h と波長 λ の関係は $\lambda = 5h$ と言われているが、この実験の観測点はいずれもこの関係式の直線より上方にあり、水深に対して波長がやや短めであることがわかる。

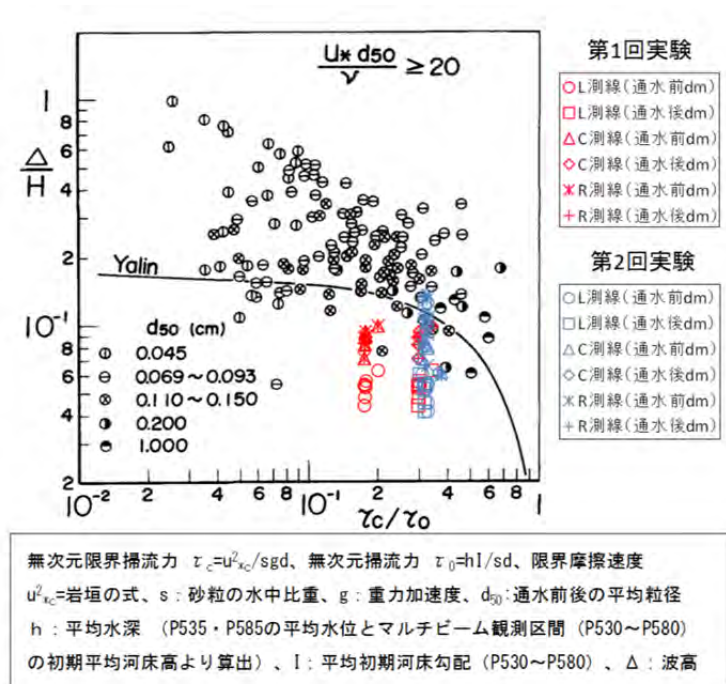


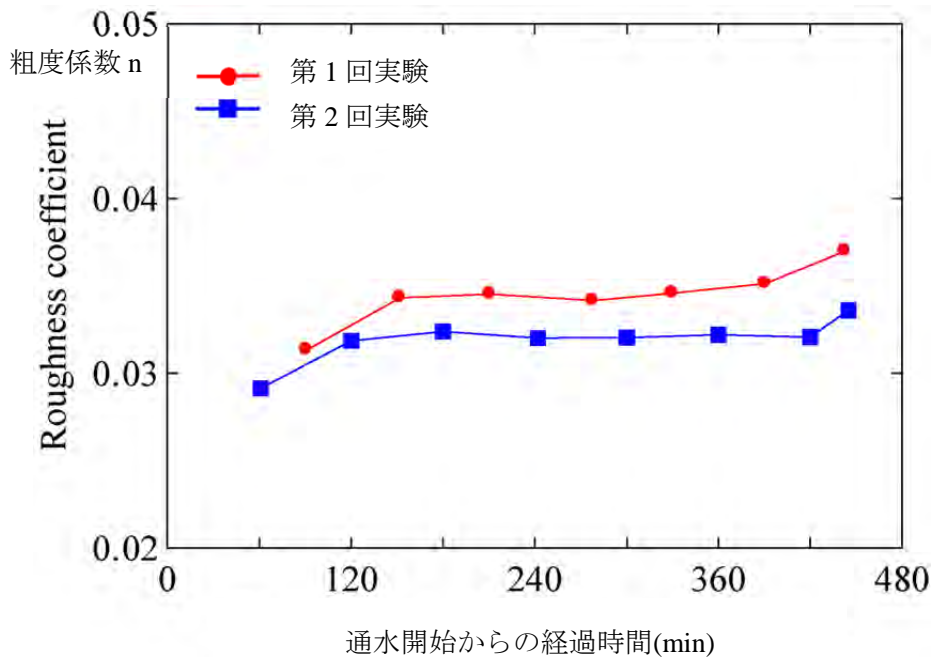
図 3-7 砂堆の Δ/h と τ_c/τ_0 の関係と観測結果の比較

砂堆領域における無次元限界掃流力と無次元掃流力の比 τ_c/τ_0 と波高水深比 Δ/h の関係²⁾について、各測線の観測結果をプロットしたものを図 3-7 に示す。両実験ともに矢板の影響のある L 測線のプロットがやや既往研究²⁾のプロット位置と離れるものの、C 測線及び R 測線については、概ね既往研究のプロット位置と同様の分布となっている。

(2) マニング粗度係数の時系列変化

マンニングの抵抗則を用いてマルチビーム観測区間（P530～P580）粗度係数の時系列変化について検討する。(3)式の Manning 式に表 3-1 の各値を適用して、各時点の粗度を算出し図 3-8 に示す。なお、 I は後述の理由で通水前の河床勾配を用いた。

$$n = \frac{1}{u_m} h_m^{2/3} I^{1/2} \quad (3)$$



粗度係数 $n = 1 / (u \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2})$
 u : ADCP縦断面平均流速
 R : 平均水深 (P535・P585の平均水位とマルチビーム観測区間 (P530～P580) の初期平均河床高より算出)
 I : 平均初期河床勾配 (P530～P580)

図 3-8 マニング粗度係数の時系列変化

図 3-8 より通水後に粗度が増加していることがわかる。第 1 回実験では通水開始から 152 分後、第 2 回実験では通水開始から 120 分後にかけて粗度が増加しているが、図 3-4 及び図 3-5 に示した河床波の波形勾配の発達に対応していると考えられ、砂堆の形成により粗度が増大したと推測できる。

両実験とも実験後半にかけての粗度の増加については、波形勾配の変化では説明できず、河床材料の粗粒化など他の要因が考えられるが不明である。

なお、粗度係数の値を算出するにあたって勾配 I は重要なパラメータとなるが、ここでは勾配 I は、初期の平均河床勾配 I_b を用いた。図 3-9 に示すように水面勾配 (P535-P585)、エネルギー勾配 (P410-P610)、初期河床勾配 (P530-P580) について比較すると、第 1 回実験では、水面勾配は水路の下流端に設置している堰上げ施設の影響を受けており、エネルギー勾配は流速を計測した P410 が急縮部で河床洗掘が大きいため通水中の変化が大きい。また、河床高はマルチビーム観測区間では通水前後の変化が小さくまた水路の構造の影響もほとんど受けていないと考えられたため、粗度係数算出に用いる勾配には河床高から算出した平均河床勾配を用いることとした。なお、第 2 回実験も同様の傾向であることが分かる。

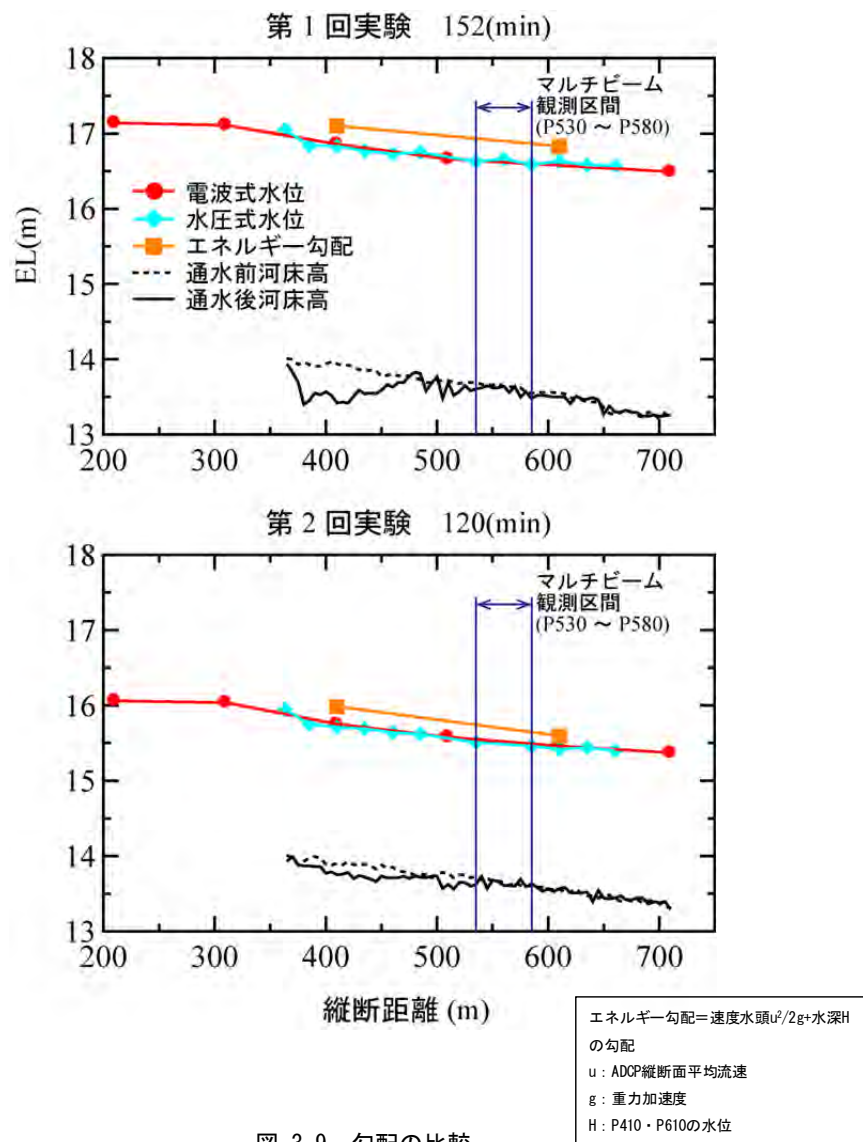


図 3-9 勾配の比較

3.2 全せん断力と有効せん断力

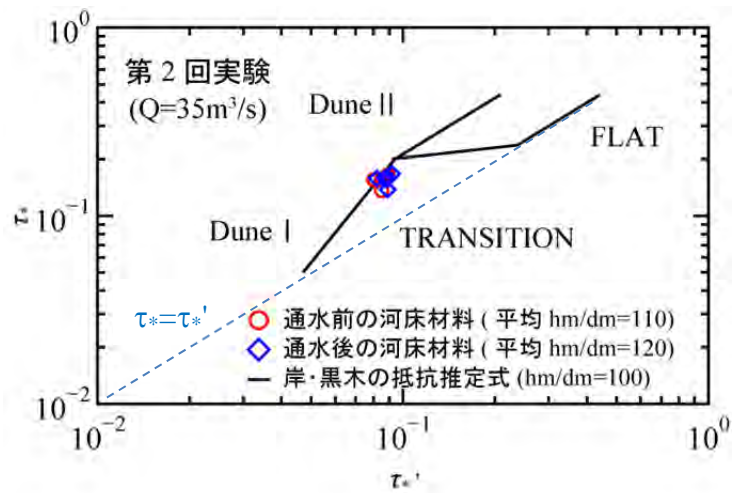
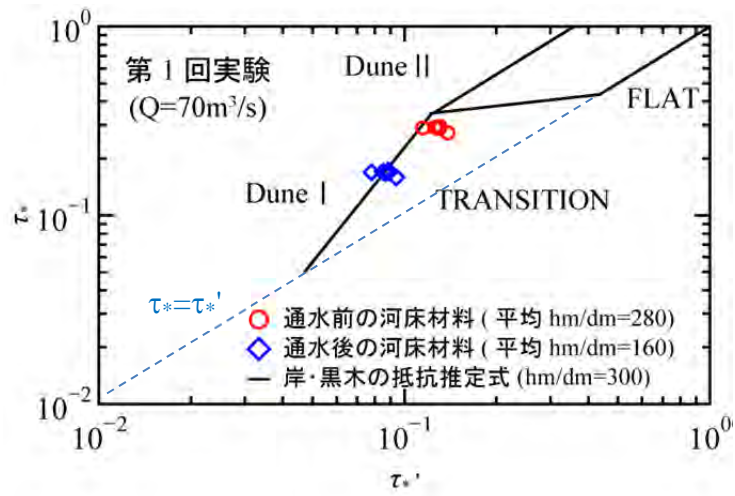
清水・板倉⁶⁾が石狩川に適用した手法（径深分割法）により、無次元せん断力 τ_* と無次元有効せん断力 τ_*' を求める。なお、ここでの「'」は河床の表面抵抗に関わる量を表す。無次元せん断力 τ_* は(2)式、無次元有効せん断力 τ_*' は(4)式で与え、河床の表面抵抗に関する水深 h_m' は対数則を適用し(5)式より求めた。

$$\tau_*' = \frac{h_m' I}{s d_m} \quad (4)$$

$$u_m = \sqrt{g h_m' I} \left\{ 6 + 5.75 \log \left(\frac{h_m'}{2 d_m} \right) \right\} \quad (5)$$

ここで、 g は重力加速度であり、平均流速は経過時間ごとの値を用い、平均粒径 d_m および河床材料の水中比重 s は通水中計測されていないため通水前後の2つの値を用いた。また、勾配 I は前項と同様に初期の平均河床勾配 I_b を用いた。

無次元せん断力 τ_* と無次元有効せん断力 τ_*' を算出した結果を図 3-10 に示す。図中には実験とほぼ同じ水深粒径比 ($h_m/d_m=300$) における岸・黒木⁷⁾による τ_* と τ_*' の関係を実線で示してある。図 3-10 より、本実験の河床波は Dune I の領域にあり、 τ_* と τ_*' の関係は概ね岸・黒木の関係と一致していること、また、無次元せん断力 τ_* が無次元有効せん断力 τ_*' を上回っており、河床の表面抵抗に Dune による形状抵抗が加わって全抵抗となっていることがわかる。



無次元掃流力 $\tau_* = hI/sd$ 、無次元有効せん断力 $\tau_*' = h_m' I/sd$ 、
 h : 平均水深 (P535・P585の平均水位とマルチビーム観測区間 (P530~P580) の初期平均河床高より算出)、
 水深 h_m' : $u_m = \sqrt{gh_m' I (6+5.75 \log(h_m'/2d_m))}$ 、 g : 重力加速度、 I : 平均初期河床勾配 (P530~P580)
 s : 砂粒の水中比重、 d : 通水前後の平均粒径

図 3-10 岸・黒木の式から推定した抵抗則の結果

3.3 まとめ

本実験のまとめを以下に示す。

1. 新たな観測技術の開発

十勝川千代田実験水路において実スケール移動床実験を行い、通水中の河床波を観測した。実験は、定常で $70\text{m}^3/\text{s}$ および $35\text{m}^3/\text{s}$ を 6 時間通水する 2 ケース行い、河床波の観測は約 1 時間ごとにマルチビーム測深機 (SEABAT8125) をアーム先端に設置し入水させた状態のバックホウを所定の区間を縦断方向に 50m 移動させることで行い、2 ケースとも Dune と推測できる河床波が発達したことが確認できた。

2. 通水中の水量と河床波の時間変化

河床波を観測した各時点における水深平均流量 (ADCP 縦断観測の平均流速) と水深および勾配 (通水前の河床勾配) を用いてマニング粗度係数の時間変化を整理し、河床波形状 (波高、波長、波形勾配) の時間変化と比較したところ、2 ケースとも河床粗度が河床波の発達に応じて上昇したことが確認できた。

3. 河床波の発達に関する既往実験との比較

本実験結果と既往実験の比較を行った結果、以下のことが確認された。

- ・粒子レイノルズ数と水深・波長比に関する既往実験と比較すると、本実験の水深・波長比は砂堆領域にあることが確認された。
- ・既往実験の砂堆領域における無次元限界掃流力・無次元掃流力比と波高・水深比の関係に関して、本実験の 2 ケースともに矢板の影響が小さい C 測線及び R 測線では概ね既往研究のプロット位置と同様の分布となっていることが確認された。
- ・径深分割法により無次元せん断力と無次元有効せん断力を求め、岸・黒木⁷⁾による整理を適用したところ、本実験の 2 ケースとも河床波は Dune I の領域にあり、無次元せん断力と無次元有効せん断力の関係は概ね岸・黒木の関係と一致していることが確認された。

参考文献

- 1) 中川博次, 辻本哲郎: 河床波の発達性状に関する実験的考察, 京都大学防災研究所年報, 第 19 号, B, pp.289 - 309, 1976.
- 2) Yalin, M.S. and Karahan, E.: Steepness of sedimentary dunes, Jour. Hydraulics Division, ASCE, Vol.105, No.HY4, pp.381-392, 1979.
- 3) 鈴木幸一, 道上正規: Dune の波高およびそれに及ぼす混合砂礫の影響について, 水理講演会論文集, 第 23 巻, pp. 151 - 156, 1979.
- 4) 三輪浩, 大同淳之: 混合砂の分級と河床波の形成過程の相互作用に関する実験的研究, 水工学論文集, 第 35 巻, pp. 403- 410, 1991.
- 5) 水理委員会研究小委員会: 移動床流れにおける河床形態と粗度, 土木学会論文集, 第 210 巻, pp.85-91, 1973
- 6) 清水康行, 板倉忠興: 浮遊砂を考慮した河床変動計算手法, 土木試験所月報 No.396, 北海道開発局 土木試験所河川研究室, 1986
- 7) 岸力, 黒木幹男: 移動床流における河床形状と流体抵抗(I), 工学部研究報告第 67 号, 北海道大学, 1973.

おわりに

本報告書は、国内最大規模の実物大河川実験水路である十勝川千代田実験水路において、河床変動に関する実験を行い、河床波の形成について分析した結果を取りまとめたものである。洪水時の河床波の発達については河床抵抗が増大することにより洪水時の水位上昇につながることから、治水上重要な分野として従来より研究が重ねられてきたが、観測の困難さから実河川スケールでの検証には限界があった。今回の実験は、河床波の発達過程や **Dune** の形成などに関し、詳細な水理データを得ることにより分析できた。今後実河川スケールで河床変動や治水対策など河川技術向上に資することを期待するものである。また千代田実験水路の流れと河床変動特性が明らかになり、今後、千代田実験水路で実施する水理実験のための基礎資料として使えるものとなった。

今回の実験を実施するにあたり、十勝川千代田実験水路実験検討委員会より、実験実施計画の策定や実験研究の方法等について多くの御指導や御助言を頂いた。また十勝川千代田実験水路等実験アドバイザー委員会では、実験研究を進めるための御指導や御助言を頂いた。ここに御協力いただいた各委員に深く感謝の意を表する。