

十勝川千代田実験水路の水理特性及び河床形態

HYDRAULIC CHARACTERISTICS AND BED FORM OF THE CHIYODA EXPERIMENTAL CHANNEL

市原 哲也¹・島田 友典²・渡邊 康玄³・辻 珠希⁴

Tetsuya ICHIHARA , Tomonori SHIMADA , Yasuharu WATANABE and Tamaki TSUJI

¹正会員 独立行政法人 寒地土木研究所 道東支所(〒085-0014 釧路市末広町10丁目1-6)

²正会員 独立行政法人 寒地土木研究所 寒地河川チーム(〒062-8602 札幌市豊平区平岸1条3丁目1-34)

³正会員 工博 北見工業大学教授 社会環境工学科(〒090-8507 北見市公園町165番地)

⁴非会員 国土交通省 北海道開発局 帯広開発建設部(〒080-8585 帯広市西4条南8丁目)

The Chiyoda Experimental Channel, which is capable of generating artificial flooding, is the largest full-scale river experimental facility in Japan. Preliminary experiments have been conducted there since FY 2007 to clarify its basic hydraulic characteristics. In FY 2008, discharge measurements were taken using a range of methods, and data under a wider variety of conditions were obtained. The experimental results were used to confirm the feasibility of applying the sand-wave theory obtained in past laboratory experiments to the full-scale Chiyoda Experimental Channel. The coefficients of float used for high-water discharge observation were also verified through comparison with the values calculated based on the results of flow velocity observation using an ADCP. The calculated coefficients of float tended to be too small, which was considered partly due to the influence of sand waves.

Key Words : Chiyoda Experimental Channel, Bed Form, Dune, Coefficients of Float

1. はじめに

十勝川の中流には、洪水時に流水を分流させ、治水安全度を高める千代田新水路がある。十勝川千代田実験水路(以下、千代田実験水路と称する)(図-1, 2)はこの千代田新水路の一部にあり、最大170m³/sもの流量を通過させ、人工洪水による実験を行うことができる日本最大規模の実物大河川実験施設である。この千代田実験水路を用いて、3次元的な越水破堤拡幅過程の検証や、多自然川づくりや保護工による河岸保護機能の検討など、実物大のメリットを生かした様々な実験が2009年度より行われる予定であるが、これに先立ち、実験水路の基礎的な水理特性を明らかにし、今後の実験に向けた基礎資料とするため、2007年度より予備実験を実施している。

本稿では、2008年度の予備実験において、2007年度の予備実験¹⁾よりも大流量での通水且つより詳細な観測が実施できたことから、実物大実験水路というメリットを生かして、今まで現地で十分に観測・把握が出来なかった事項及び、室内実験等で得られた河床波に関する既往の理論の検証を行うとともに、高水流量観測に使用する更正係数について検証を行った。

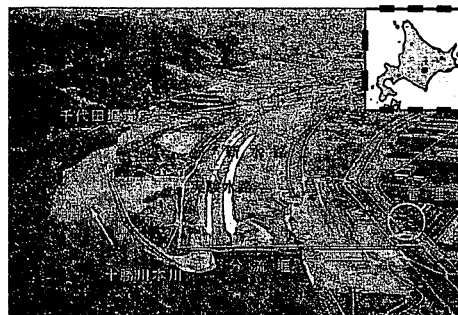


図-1 千代田新水路及び実験水路

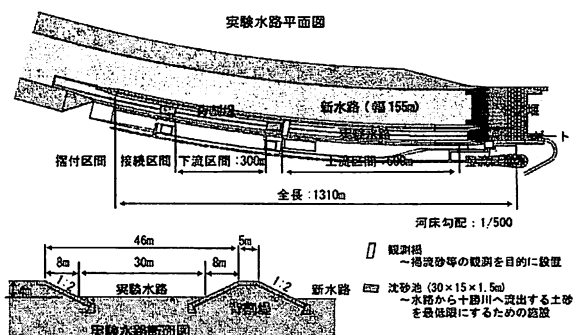


図-2 千代田実験水路の概要

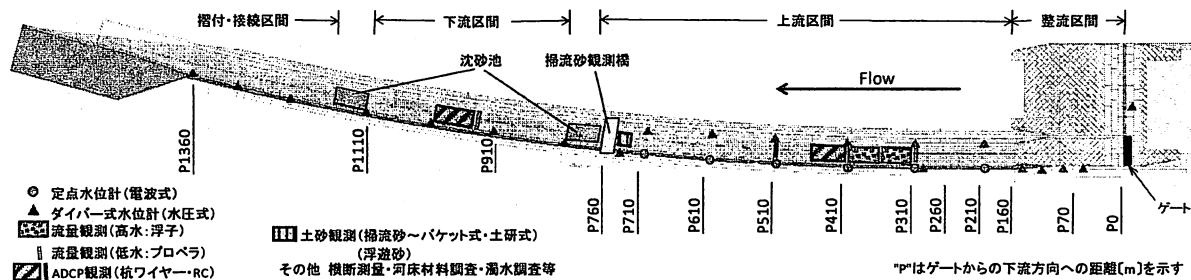


図-3 観測実施箇所

2. 観測概要

予備実験にて行った各観測は図-3に示す箇所、水位観測、通水前後の河床高・河床材料調査、流量観測、ADCP観測、掃流砂観測等である。

2008年度においては全2回の予備実験を実施した。各実験の通水前に設定した目標流量は第1回通水が100m³/s、第2回通水が75 m³/sであり、通水時間は両通水共に7時間程度であった。

(1) 水位観測

定点水位計、ダイバー水位計共に5秒毎にデータを取得し、60秒平均を1データとした。

(2) 河床高・河床材料調査

河床高については50m毎に横断測量を、河床材料調査は横断方向に中央及び左右岸の3箇所を3測線 (P260, P460, P660) において通水前後に実施した。

(3) 流量観測

a) 高水及び低水流量観測

浮子(吃水長は第1回; 1.0m, 第2回; 0.5m)を用いた高水流量観測は各通水時において、1横断面当たり6側線を実施し、流量算出には通水後の測量結果を使用した。

低水流量観測は回転式流速計を用い、第2回通水時において、1横断面当たり10分割し2点法にて実施した。

b) ADCP観測

ADCP観測は杭ワイヤー式観測船(以下、杭ワイヤー式)とラジコンボート(以下、RCボート)の2種類で実施した。両観測船共にADCPの他に、音響測深器、GPSを搭載しており、RTK-GPS測位(Real Time Kinematic Global Positioning System)にて流速、流向、水位、水深を観測した。ADCPの仕様を表-1に示す。また、ADCPの主な設定は層厚; 0.1m, Ping数; 3(第1回), 2(第2回), モード数; 12(ハイレートピンギングモード)であり、喫水深は杭ワイヤー式が約11cm, RCボートが約10cmである。なお通水中における河床形状把握のため、杭ワイヤー式を用いて第1回通水時にはP440~470付近において縦断方向に1測線及び、P446付近において定点観測、第2

表-1 ADCPの仕様

RD Instruments社製	
モデル	杭ワイヤー式: モニター RCボート: センチネル
周波数	1200kHz
長期測定精度	±0.25%又は±2.5mm/s
最大測定レンジ	24m
測流範囲	±5m/s(初期設定) 最大±20m/s
分解能	1mm/s
設定層数	1~128層
設定層厚	5cm~4m
最小Ping発信間隔	2Hz~5Hz(設定による)

回通水時にはP410~P460付近において縦断方向に3測線も併せて実施した。

3. 観測結果

(1) 水位観測及び河床高・河床材料調査

観測結果より、水位が安定していた時間帯の平均水位、通水前後の河床高及び、河床材料調査の結果を図-4に示す。水位が安定していた時間は第1回・第2回共に4時間であった。上流区間においては概ね水深が一定であり、等流状態であったと推測できる。このことから、上流区間での観測結果を用いて検証を行った。

(2) 流量観測

一般的な流量観測は、観測機器の設置条件や河川の流量規模、観測精度などを勘案し、流速計測法、浮子測法、超音波流速計測法などから適切な方法を用いることとされている³⁾。その中でも浮子による高水流量観測については、簡便さと確実さから、洪水時などの厳しい条件下で最もよく用いられている。このことから、浮子による高水流量観測を基準とし、ADCPによる流量観測や回転式流速計による低水流量観測に、どの程度の差があるかを明らかにした。第1回及び第2回通水の各観測手法別の流量比較結果を図-5に示す。ここで示している流量は、上流区間において通水時に安定している時間帯における流量平均値である。ADCPによる流量観測については、ADCPの特性上、水表面付近及び河床付近の流速値は欠測か観測されても誤差が大きい。そのため、水深に対し

表-2 各実験の水理量

	流量 $Q[m^3/s]$	平均水深 $h[m]$	平均流速 $u[m/s]$	フルード数 Fr	河床勾配 I_b	水面勾配 I_w	粗度係数 n	摩擦速度 $u_*[m/s]$	粒子レイノルズ数 Re_*	無次元掃流力 τ_b	無次元限界掃流力 τ_{bc}
第1回	109.92	1.49	2.24	0.59	1/507	1/505	0.024	0.16	2,130	0.122	0.050
第2回	81.46	1.24	2.02	0.58	1/505	1/501	0.024	0.15	2,470	0.084	0.050

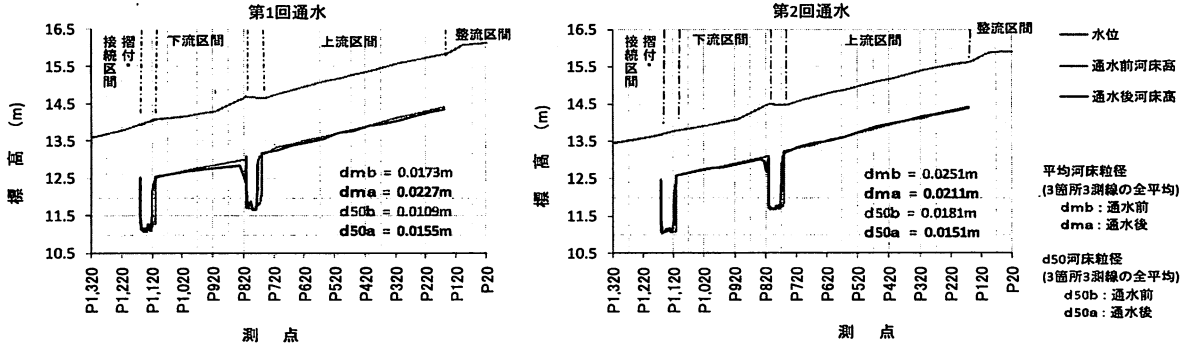


図-4 水面・河床の縦断形及び河床材の代表粒径

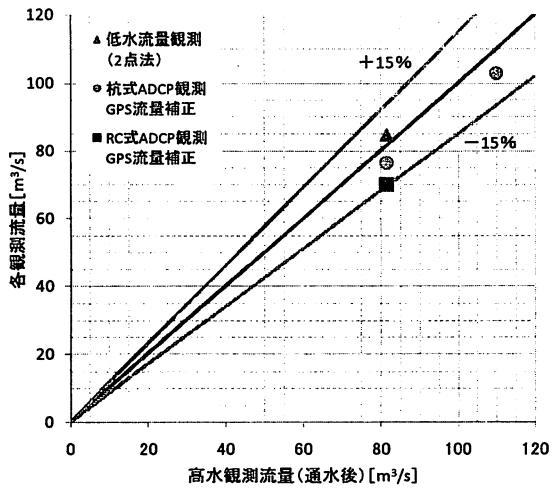


図-5 観測手法別の流量の比較

て観測できた割合は、第1回通水が7割程度、第2回通水が6割程度であり、観測値のない箇所は補間(水面部では第1層流速値: constant, 河床部では理論式: power curvefit)⁴⁾で算出した。高水流量観測と低水流量観測との差は+4%程度であり、ADCPによる流量観測との差は杭ワイヤー式が-6%、RCボートが-14%であった。ADCPによる流量観測については木下⁹⁾の観測結果と同様に高水流量観測より小さい値であった。なお、RCボートについては、流水や波の影響により同一測線上を横断観測することが非常に困難であり、杭ワイヤー式よりも大きく蛇行した軌跡となったことから、観測誤差が大きいと考えられる。このことにより、高水流量観測との比較結果については、杭ワイヤー式による観測値を用いて、後述する更正係数の項で考察を行う。

(3) 水理量

これまでの観測結果より、流況安定時における水理量等をまとめたものを表-2に示す。 Q は流量(通水後の測量

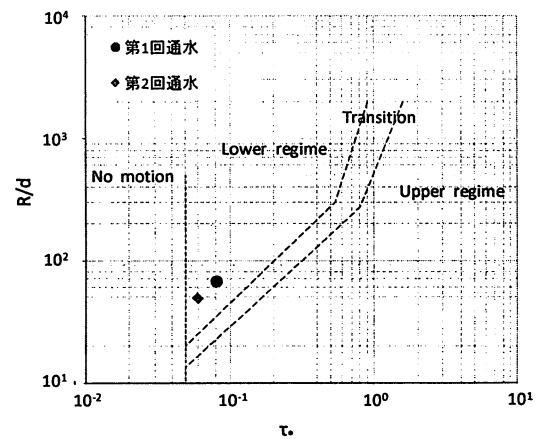


図-6 小規模河床形態の区分

結果を用いた高水流量観測結果), h は水路内の平均水深, u は流量と通水断面より算出した平均流速, Fr はフルード数, I_b は河床勾配, I_w は水面勾配, n はManningの平均流速公式より算出した粗度係数, u_* は摩擦速度, Re_* は河床平均粒径(d_{50} 粒径の平均)に対する粒子レイノルズ数, τ_b は無次元掃流力, τ_{bc} は河床平均粒径(d_{50} 粒径の平均)に対する無次元限界掃流力である。

(4) 河床形態

既往の実験により得られた河床波の理論が、この実物大スケールである千代田実験水路においても適用可能かどうかの検証を行う。

今回の実験結果より芦田・道上⁹⁾の小規模河床形態判定法を用いて河床形態の判別を行った(図-6)。第1回通水、第2回通水共にLower Regimeの領域(砂蓮・砂堆)である。砂蓮は、粒子レイノルズ数が20以上かつ、土粒子粒径が0.6mmを超える条件下では発生しないことから、ここでは砂堆が発生していたことが推測できる。

第1回通水の杭ワイヤー式ADCP観測による一定の縦

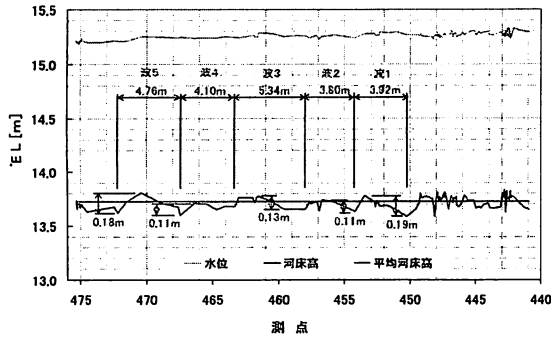


図-7 ADCP縦断観測による河床縦断形状
河道中心より10m左岸(11:33~11:43観測)

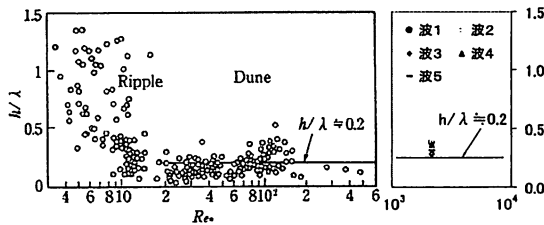


図-8 砂蓮・砂堆に関する h/λ と Re の関係⁷⁾

断測線上を観測した結果の一例を図-7に示す。およそ34mの縦断距離を10分程度で観測した。一般に波長・波高の明確な定義はないが、河床高が最低した点を波長の境界とし、各波長間の河床高の最高点及び最低点から波高を判読し図示した。

判読結果の波長を用い、既往の実験結果より得られた砂蓮・砂堆領域における h/λ と Re との関係⁷⁾について比較した結果を図-8に示す。ここで、 h :水深、 λ :波長、 Re :粒子レイノルズ数である。粒子レイノルズ数は欄外となっているが、水深・波長比は既往の実験結果より得られた砂堆の分布と同様である。図-7から判読した波高を砂堆の Δh と τ_c/τ_0 との関係⁷⁾について比較したものを図-9に示す。ここで、 Δ :波高、 h :水深、 τ_c :限界掃流力、 τ_0 :掃流力である。図に示すようにYalinの値や既往の実験結果の分布と同様である。

以上のことから、これらの砂堆領域における既往の理論が、実物大スケールにおいても同様の傾向であることが確認できた。なお、第1回通水時の水理条件下での理論的な波長は7.5~10.4m程度、波高は0.2~0.6m程度であり、観測結果は波長が3.8~5.3m程度、波高が0.1~0.2m程度であった。

次に、定点(P446河道中心付近)にて河床の縦断形状を観測した結果を図-10に示す。河床高データはおよそ4秒毎に取得し、観測時間は1時間50分であった。図-10において、河床高が極小値をとった点から再び極小値をとる時刻までの経過時間を河床波の一つの波が通過した時間とし判読を行った。結果17分、23分程度であり、縦断観測及び、定点観測の結果から、河床波の移動速度は0.21m/min(波長及び時間の平均より)であった。

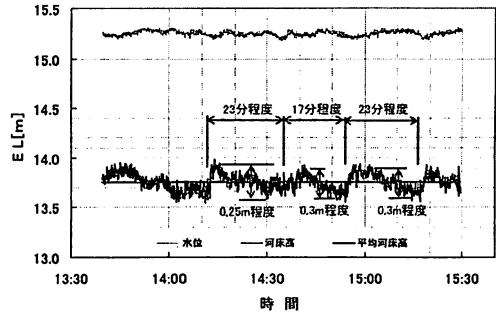


図-10 ADCP定点観測による河床縦断形状
河道中心より10m左岸(11:33~11:43観測)

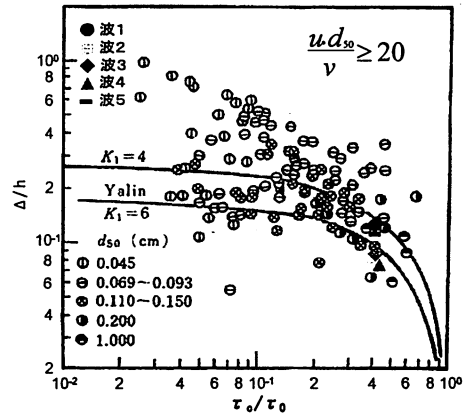


図-9 砂堆の Δh と τ_c/τ_0 との関係⁷⁾

4. ADCP観測による更正係数

(1) 河床波上の流速分布

前項での流量観測結果より、ADCPによる流量観測と高水流量観測の結果の相違について検討を行う。

高水流量観測は、浮子を用いて観測した表面流速に更正係数を乗じて算出した水深平均流速と流下断面積を用いて流量を算出する。更正係数は安芸⁸⁾による流速鉛直分布の理論式によりまとめられたものであることから、更正係数の適用にあたっては、この理論式が成立していることが前提となる。

そこでまず、安芸による流速鉛直分布の理論とADCPにより観測した河床波上の流速分布について比較を行う。安芸の理論式は(1)式で表される。

$$u = \sqrt{Ih} \left\{ C + \frac{20}{3} - 20a + 40a \frac{z}{h} - 20 \left(\frac{z}{h} \right)^2 \right\} \quad (1)$$

ここで z :河床からの距離、 u : z における流速、 I :水面勾配、 h :水深、 C :Chezy係数($=R^{1/6}/n$)、 a :流速ピーク位置の相対水深(ここでは河幅及び水深から0.2)である。観測値は、一例として第2回通水時の縦断観測(図-11)における各層の流速の平均値を用いた。また、局所的な傾向を見るため、P444付近の砂堆クレスト部及び、P446付近の砂堆クレスト直下流部の値も用いた。

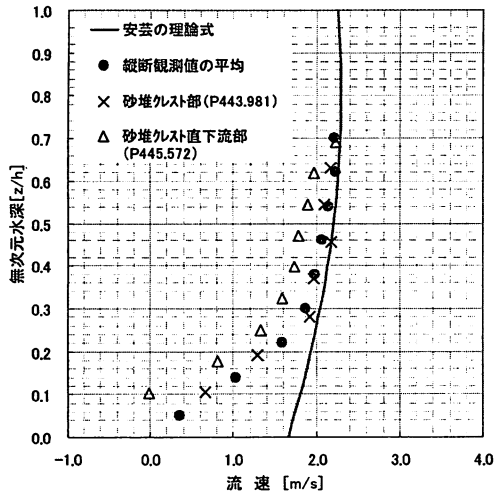


図-12 流速分布のADCP観測結果と理論値との比較

比較結果を図-12に示す。縦断観測値の平均については、上層から中間層において概ね安芸の理論式に一致しているものの、下層では中折れし大きく外れている。また、局所的な砂堆クレスト部についても、縦断観測値の平均と同様の傾向である。一方、砂堆クレスト直下流部では、上層から下層の全てにおいて大きく外れ、中間層から中折れしている。これらは砂堆の形状抵抗によることが考えられる。よって、河床波が流速分布に影響を与えることで、安芸の理論式が成立していないことわかる。なお、砂堆クレスト直下流部での流速分布により算出した推定更正係数は0.7程度である。第2回通水時での水理条件下で標準的に用いられる更正係数は0.88であるが、これより小さい値である。

(2) 観測結果より算出した推定更正係数

前述のとおり、砂堆が発生している場合には、水深方向の流速分布が安芸の理論式では説明が出来ず、これにより既往の更正係数よりも小さくなることが示唆される。酒井・二瓶⁹⁾らも江戸川、荒川において、ADCPによる実測値から更正係数を算出し標準値よりも小さい結果を得ている。しかし、その要因は明らかにされていない。ここでは高水流量観測の結果に直接影響を及ぼす更正係数について、砂堆が発生する条件下における更正係数の妥当性を検証する。

図-11は一例として第2回通水時の縦断測線上における更正係数の分布を前述と同様の手法により推定したものである。また、河床高ライン上のマーカーは、推定更正係数が特に小さい測点上であることを示す。河床形状と推定更正係数の関係は、河床波の影響により河床の落ち込んだ箇所では推定更正係数が小さく、砂堆直下流は特に低い0.7程度であった。縦断観測結果より算出した推定更正係数の平均は0.83程度であり、砂堆が存在する場合、縦断測線上において標準の更正係数0.88より小さい値であった。

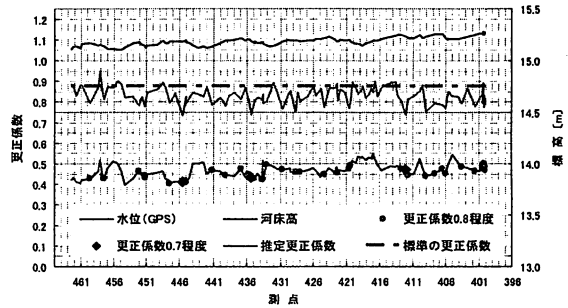


図-11 ADCPによる縦断観測結果と更正係数
河道中心付近(14:23~14:28観測)

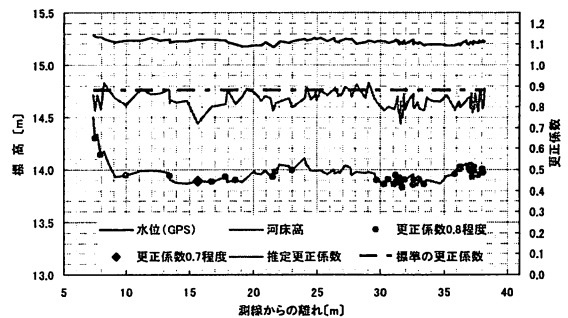


図-13 ADCPによる横断観測結果と更正係数
P411付近(13:19~13:23観測)

次にP411付近の横断測線上における更正係数の分布を図-13に示す。こちらも縦断観測と同様に河床高の落ち込んだ箇所の推定更正係数が小さくなっている。なお横断観測の推定更正係数の平均も縦断観測と同様に0.83程度であった。

次に、通水中において砂堆が移動している中、様々な時間帯において、更正係数がどのような傾向を示すかを明らかにすることを目的に、第2回通水時の各時間帯により平均したADCP縦断観測(全8回:河道中心及び中心より左岸に10mを各3回、中心より10m右岸を2回)の推定更正係数を図-14に示す。各時間帯の推定更正係数は概ね一定であり、その平均値は0.84である。いずれの時間帯も標準の更正係数0.88より小さい。しかしながら、縦断観測の横断位置は河道中心及び左右岸の3測線のみのものであることから、この推定更正係数を水路幅全体に適用可能か確認する必要がある。そこで横断方向における各時間帯のADCP横断観測(P410付近において全10回)の推定更正係数を図-15に示す。縦断観測と同様に標準の更正係数より小さい値を示しているが、縦断観測に比べバラつきが多い。この要因として、横断観測時の観測船の移動速度(横断距離/観測時間)は平均で8.06 m/minであり、前項で述べた河床波の移動速度を上回っているため、横断観測中に一つの河床波が完全には通過しておらず、河床波の形状の一部のみを計測していたことが考えられる。なお、河床波の移動速度は第1回通水時におけるものだが、第1回通水と比較して第2回通水は流量・流速ともに小さいことから、河床波の移動速度も

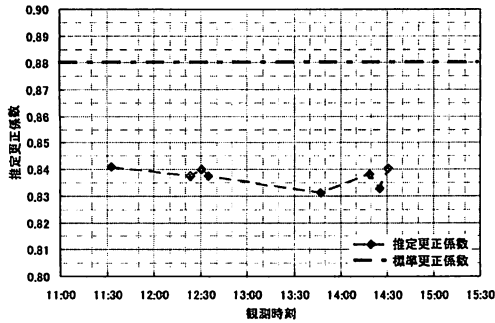


図-14 ADCP縦断観測結果より算出した各時間帯における推定更正係数

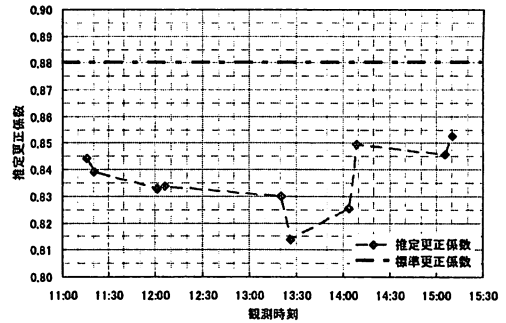


図-15 ADCP横断観測結果より算出した各時間帯における推定更正係数

小さいと考えられる。各時間帯の横断観測の平均は0.84であり、縦断観測と同じ結果であった。各時間帯における縦断及び横断観測の推定更正係数を平均することにより、様々な河床状況を把握することが出来たと考え、この平均した推定更正係数を水路幅全体に適用して差し支えないと言える。

このことから、標準の更正係数とADCP観測値を用いて算出した更正係数を比較すると、ADCP観測値による更正係数が小さいと言える。

(3) 推定更正係数による観測流量

以上の検討結果より、砂堆の形状抵抗の影響で、安芸の鉛直流速分布の理論と実際の流速分布が成立しないことに起因し、実際の水深平均流速が小さくなることから、河床波の発生している条件下では、標準の更正係数が過大となるため、高水流量観測の結果は大きくなると考えられる。

高水流量観測(第2回通水時)の表面流速に、ADCP観測による推定更正係数を乗じて算出した水深平均流速と流下断面積により流量を算出し直すと、流量観測の項で述べた高水流量観測とADCPによる流量観測との差が、杭ワイヤー式で-6%から-2%に、RCポートは-14%から-10%となり、その精度が向上する。

5. まとめ

今回の観測結果及び検討結果を以下にまとめる。

1) 既往の実験より得られた砂蓮・砂堆領域における h/λ と Re_c との関係や砂堆の Δh と τ_b/τ_0 との関係が、実物大スケールである千代田実験水路においても確認できたことにより、これらの理論が実河川でも適用できることが言

える。

2) 今回のケースでみると、河床波が発生している場合、砂堆の形状抵抗の影響を受け、実際の水深平均流速が理論に比べ小さくなり、標準的に用いられる更正係数が過大となる。よって、浮子による流量観測の値も大きくなる。今回の高水流量観測結果とADCPによる流量観測結果の違いの要因として、この更正係数の相違が考えられ、今回の実験においては、高水流量観測よりADCPによる流量観測値が真値に近いと言える。

今後は、様々な流況下での現象を明らかにし、河床形状による違いについても検討する必要がある。

参考文献

- 1) T.Shimada et al. : Basic hydraulic characteristic of the Chiyoda experimental channel, River Flow 2008, Vol.3, pp.1805-1813, 2008.
- 2) 島田友典ほか：十勝川千代田実験水路の基礎的な土砂挙動特性，土木学会応用力学論文集，Vol.11, pp.699-707, 2008.
- 3) 建設省河川局，(株)日本河川協会：改定新版 河川砂防技術基準(案)同解説 調査編，pp.33-58,1997.
- 4) 株式会社SEA：Win River 操作手順書，pp31,2005.
- 5) 木下良作：ADCP(超音波流速計)によりうかがわれる洪水時の流れ構造，土木学会第51回水工学講演会，pp.12, 2007
- 6) 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研究，土木学会論文報告集，第206号，pp.59-69, 1972.
- 7) 河村三郎：土砂水理学，森北出版株式会社，1982.
- 8) 安芸皎一：浮子特に竿浮子に依る観測流速の更正係数に就て，土木学会誌，第18巻，第1号，pp.105-129, 1932
- 9) 酒井雄弘・二瓶泰雄：ADCPデータに基づく大河川洪水流の更正係数に関する検討，土木学会水工学論文集，第51巻，pp733-738, 2007

(2009. 4. 9受付)