

# 河床変動を考慮した流量の推定

小関博司・萬矢敦啓・工藤 俊

## 1. はじめに

近年の流量観測としては、洪水時の浮子観測等による水表面近傍における流速観測の他に、洪水前後の河床高測量が行われている。また、流量の算出方法は、主に区分求積法とDIEX法<sup>1)</sup>がある。現在、水文行政では区分求積法が採用され、流量 $Q$ は次式より算出される。

$$Q = \sum \alpha_i \times U_{si} \times B_i \times h_i \text{-----式 (1)}$$

ここに、 $\alpha_i$ は流速補正係数（浮子観測の場合は更正係数）、 $U_{si}$ は表面流速（浮子の流下速度）、 $B_i$ は区分断面幅、 $h_i$ は区分断面における平均水深、添字 $i$ は区分断面の番号を表す。更正係数は浮子の長さに応じて決定され、浮子の流下速度に乗じることによって水深平均流速が算出される。また、水深に関して、洪水時の河床変動が発生するような激しい流況における計測は非常に難しいため、洪水時の河床変動を計測せず、洪水前後のどちらか流積が大きい方が採用される。図-1に区分断面の例を示す。区分断面は横断河床高の分布を考慮して、

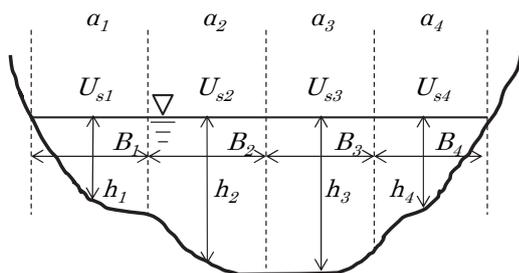


図-1 区分断面を用いた流量算出  
( $\alpha_i$ : 流速補正係数,  $U_{si}$ : 表面流速,  $B_i$ : 区分断面幅,  $h_i$ : 平均水深)

表-1 流量算出における変数の決定方法

変数	区分求積法	今回提案する手法
$\alpha_i$	一定	小規模河床波一波長上の縦断位置によって変動
$h_i$	一定	小規模河床波による流水抵抗に基づいて変動

計測流速が各断面を代表するように決定される。一方、DIEX法は断面内に分布する点もしくは線上の流速分布を用いて、運動方程式が満足するように面的に流速分布を推定する方法<sup>1)</sup>である。しかしながら、これらの算出方法においては洪水時の河床高（水深）や流速補正係数を一定と仮定しているため、洪水時の断面変化は考慮されていない。

一方、これまでの土砂水理学の研究において、洪水時の河床高の変化に関しては、小規模河床波の発達及び消失による抵抗変化に基づいた検討が室内実験の結果を用いてEngelund<sup>2)</sup>や岸・黒木<sup>3)</sup>によって進められてきた。著者らはこれまでに、実河川における彼らの関係の適用性について研究を進め、河床高変化を考慮した水位・流量関係の構築を試みてきた<sup>4),5)</sup>。

本研究は、小規模河床波による流速補正係数、水深の変化を考慮した流量の推定手法（以下「本手法」という。）を提案するものである。表-1に示す通り、本手法により、現在は一定とされている流速補正係数と水深の変化を推定することが可能になる。本手法の検証として、はじめに勾配や粒径が異なる3つの地点において岸・黒木の関係の適用範囲の把握を行う。また、姫川/山本地点を対象にしたADCPによる観測結果との比較を行い、河床高と流量の推定結果について定量的な評価を行う。

## 2. 小規模河床波の流水抵抗に関する既往の検討

現在河床面の抵抗を表す指標として広く用いられているManningの粗度係数は、河床表面の凹凸による粗面乱流の抵抗を表した値であり、平坦床、固定床であれば一定と仮定される。一方、移動床の場合、河床せん断力に応じて流砂量や河床形状が変化し、それらが抵抗として寄与することが知られている。それらの抵抗は総称して流水抵抗と呼ばれ、次式に示す無次元掃流力で表される。

$$\tau_* = \frac{RI}{sd} \text{-----式 (2)}$$

ここに、 $R$ は径深、 $I$ は勾配、 $d$ は粒径、 $s$ は土砂の水中比重(=1.65)である。径深とは、 $R=A/S$ ( $A$ :断面積、 $S$ :水が接する辺の長さ)と定義され、開水路流れにおける代表長さとして用いられることが多い。河川のような幅広水路においては水深として近似される。

流水抵抗のうち、小規模河床波と呼ばれる水深スケールの縦断方向の河床起伏は大きく寄与することが知られている。図-2は小規模河床波の発達・消失を示した図である。この図において、(a)から(d)に向かうに従い、無次元掃流力が大きくなる。この中でも、(a)Rippleは水深よりも小さいスケールの起伏である。(b)Duneは河床波と水面波が逆位相の流況となり、流れの強さを表すフルード数が1.0以下のときに発生する。一方、(c)Transitionは、河床波が均され平坦床に遷移することを表している。(d)Antiduneにおいては、フルード数が1.0を超え、河床波と水面波が同位相となる。

Engelund<sup>2)</sup>は小規模河床波による流水抵抗を、河床表面の凹凸が寄与する抵抗(無次元有効掃流力 $\tau_*'$ )と河床起伏による流れの剥離等をもたらす抵抗 $\tau_*''$ の二つに分け、それらの一義的な関係を次式で表した。

$$\tau_* = \tau_*' + \tau_*'' \text{-----式 (3)}$$

岸・黒木はEngelundのダイアグラムに対して $R/d$ を考慮することでその関係を修正した。その修正後のダイアグラムを示したのが図-3の実線である。破線は河床が平坦であることを示している。図中の英字とプロットは図-2に示す河床形態と対応している。ある $\tau_*$ における図-3の実線と破線の $\tau_*'$ の差が形状抵抗の大きさを表しており、その差は流速に表れる。

図-2における各河床形態と図-3における抵抗の配分について以下に述べる。(a)Rippleにおいては、 $\tau_*$ が小さいため、Dune Iを表す実線上ではなく、破線上にプロットされる。(b)Duneにおいて岸・黒木は2つに分類した。一つは $\tau_*$ の増加と共に河床波が発達し、形状抵抗が増加するDune I、もう一つは河床波の形状が安定し、形状抵抗は一定になるDune IIである。また、(c)Transitionも二つに分類され、Dune IからFlatへ遷移するTransition Iと、Dune IIからFlatへ遷移する

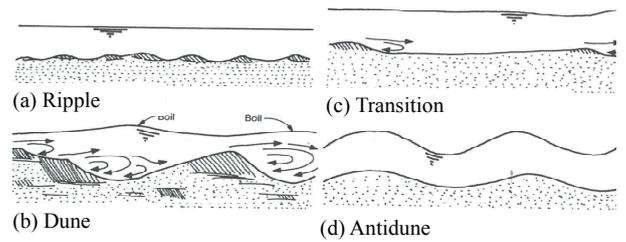


図-2 小規模河床波の発達・消失の概略図<sup>6)</sup>  
(Simon et al. 1966から抜粋)

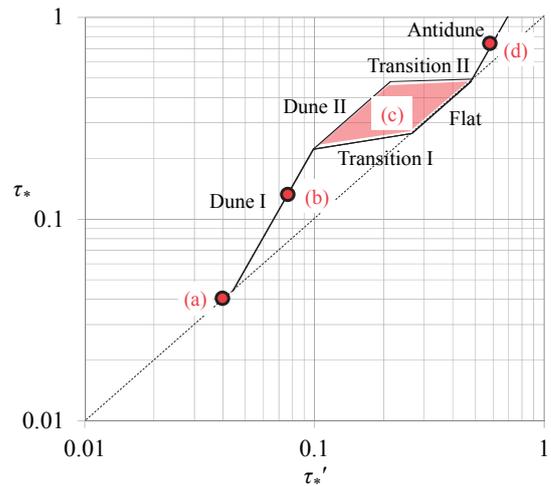


図-3 岸・黒木の $\tau_*$ - $\tau_*'$ 関係<sup>3)</sup>  
(図中の英字は図-2と対応している)

Transition IIである。ここで留意したいのは、Dune IIからFlatへの遷移は必ずTransition IやTransition IIを経由するのではなく、その間の $\tau_*$ においても発生する可能性があるため、図-3においてプロットせず塗りつぶしで表現している。(d)Antiduneにおける実線は、Flatを示す破線から離れているが、これは形状抵抗によるものではなく、流砂による抵抗を表すものである。図-3で示した各河床形態の式に関しては岸・黒木<sup>3)</sup>に詳しいが、この関係を用いる時は、水深、流速分布や水面勾配の観測結果を用いて、観測地点毎に $\tau_*$ - $\tau_*'$ 関係を構築することが望ましい。それが難しい場合には、少なくとも $R/d$ が近い関係を用いたほうが良い。

### 3. 流量の推定

#### 3.1 推定手順

本手法は図-1に示すような区分断面毎の流量を算出するものである。その際、流速補正係数や水深は表-1に示す通り、小規模河床波の知見に基づき推定される。本手法の詳細は工藤ら<sup>4)</sup>に詳しいが、図-4と以下に手順を示す。尚、下記に示す番

号は図-4と対応する。

- 1) 洪水中に表面流速  $U_{si}$  と勾配  $I$ 、洪水前後に平均粒径  $d$  を計測する。
- 2)  $U_{si}$  に流速補正係数  $\alpha_i$  を乗じ、次式より平均流速  $U_i$  を算出する。

$$U_i = \alpha_i \times U_{si} \text{-----式 (4)}$$

その際、必要であれば風による表面流速の補正を行う。

- 3)  $U_i$ 、 $I$ 、相当粗度高さ  $k_s$ 、重力加速度  $g$  と次式で表される対数則の流速分布式を用いて収束計算を行い、 $\tau_*'$  に見合う径深  $R_i'$  ( $< R_i$ ) を算出する。

$$\frac{U_i}{\sqrt{gR_i'I}} = 6.0 + 2.5 \ln \frac{R_i'}{k_s} \text{-----式 (5)}$$

- 4)  $R_i'$  と河床材料の水中比重  $s$  ( $=1.65$ )、次式より無次元有効掃流力  $\tau_*'$  を算出する。

$$\tau_*' = \frac{R_i'I}{sd} \text{-----式 (6)}$$

- 5) 算出された  $\tau_*'$  とそれから決定される河床波形態における  $\tau_* \sim \tau_*'$  関係<sup>3)</sup>、 $\tau_*$  を算定する。

$$\tau_* = f(\tau_*', R_i/d) \text{-----式 (5)}$$

- 6)  $\tau_*$  と次式より径深  $R_i$  を算定する。

$$R_i = \frac{sd}{I} \tau_* \text{-----式 (7)}$$

- 7) 径深  $R_i$  を水深  $h_i$  に近似する。

$$h_i \cong R_i' \text{-----式 (8)}$$

- 8) 区分断面流量  $q_i = U_i B_i h_i$  を合算し流量  $Q$  を得る。

$$Q = \sum q_i = \sum U_i B_i h_i \text{-----式 (9)}$$

以上が手順である。以下に主要な変数の決定方法を示す。

### 3.1.1 勾配 $I$

勾配  $I$  は観測地点の上下流において計測された水位を用いて算出された水面勾配が望ましい。水位計の配置位置について、小規模河床波の波長は水深の5倍程度と言われている<sup>7)</sup>ので、半波長を解像出来る程度の間隔で、2~3波長分(5~7点)計測するのが理想的である。水面勾配を観測できない場合には、観測地点の平均河床勾配で代用することも可能である。

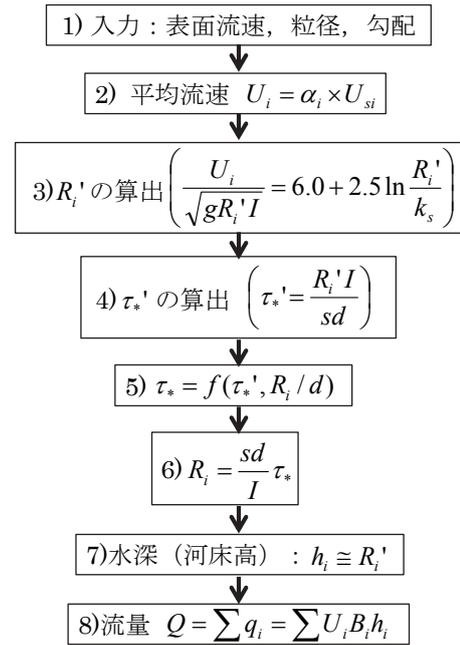


図-4 流量推定の手順  
(フロー図の番号は3.1の番号に対応する)

### 3.1.2 表面流速の風補正

観測地点の風速が強い場合には、風の影響を受けた表面流速が計測されている可能性が高い。手順2)における、流速補正係数による平均流速の算出の前に、その影響を除去する必要がある。本手法においては、その補正量を本永らの手法<sup>8)</sup>によって算出している。

### 3.1.3 流速補正係数 $\alpha_i$

橋田ら<sup>9)</sup>は水面波と河床波の同時計測の結果を用いて、小規模河床波一波長における縦断的な位置に応じた流速補正係数の変化を報告している。河床波のトラフにおいては約0.77、クレストにおいては約1.00、そして、一波長平均すると約0.85になることを報告している。どの値を用いるかは、流速の計測位置における水面波の凹凸によって決定される。例えば、2章で述べた通り、フルード数が1.0以下の場合には河床波と水面波は逆位相となる。そのため、流速観測位置の水面波が凸の場合に河床波のトラフの箇所を計測していることを示しており、 $\alpha_i = 0.77$ を用いる。

### 3.1.4 相当粗度高さ $k_s$

相当粗度高さとは河床表面の粗さを表す指標である。 $k_s$ は粒径の数倍( $md$ )とされ、 $m$ は様々な値が報告されているが、今回は観測データと岸・黒木の  $\tau_* \sim \tau_*'$  関係が良く適合する値を用いる<sup>5)</sup>。

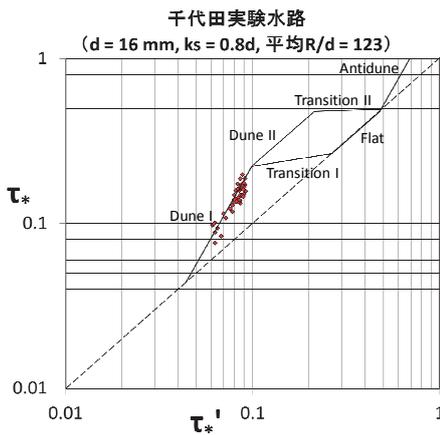


図-5 千代田実験水路の $\tau^*-\tau^{*}$ 関係

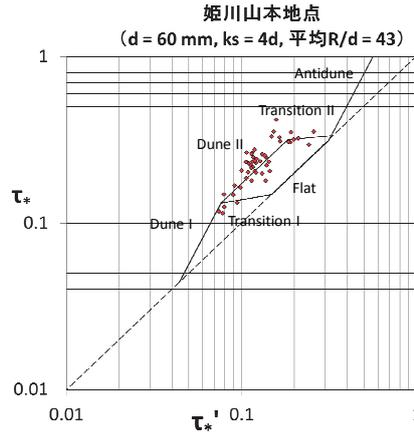


図-6 姫川/山本地点の $\tau^*-\tau^{*}$ 関係

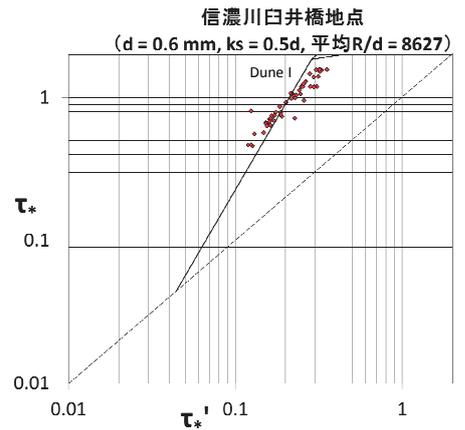


図-7 信濃川/臼井橋地点の $\tau^*-\tau^{*}$ 関係

### 3.2 小規模河床波による流水抵抗の分析

図-5～7に異なる3地点における観測結果を用いて作成された $\tau^*-\tau^{*}$ 関係を示す。それぞれ、図-5は千代田実験水路、図-6は姫川/山本地点、図-7は信濃川/臼井橋地点における図である。また、それぞれの図の上に $d$ 、 $k_s$ 、 $R/d$ を記しており、 $R/d$ の算出における $R$ は観測データ全ての平均値を用いている。観測結果には、ADCPを用いた河床高と流速分布の観測結果、そして縦断的に配置された水位計による水面勾配が含まれている。

図-5、6においては、Dune I、Dune II、Transition IIの線上にほとんどの観測結果が分布している。この結果は岸・黒木の $\tau^*-\tau^{*}$ 関係を用いて河床形態と河床高の予測が可能であることを示している。図-6の解析においては、電波式流速計の計測値に対して流速補正係数0.85を一律で用いている。前述の通り、河床波の相対位置に応じて流速補正係数を変化させることで、ばらつきを抑えられると考えられる。

一方、図-7においても観測データは岸・黒木の $\tau^*-\tau^{*}$ 関係に沿って分布しているが、傾きはDune Iよりも破線に近い。岸・黒木の関係は $R/d=3,500$ まで検証されているが、信濃川/臼井橋地点における値は8,600と非常に大きい、また、この地点における平均粒径は0.6 mmと非常に細かい。これまでの著者らの検討により、浮遊砂が卓越する海外の河川においても同様の観測結果の分布を得ている<sup>5)</sup>。その概形はDune Iが存在せず、Transition Iが限界掃流力まで延長されたような分布を示し、 $R/d$ と $\tau^*$ を独立変数とする近似式が導出されている。このことは、岸・黒木の関係とは異なる $\tau^*-\tau^{*}$ 関係の必要性を示唆している。

以上より、卓越する流砂形態によって関係式を使い分けることで流水抵抗、河床高の推定が可能であることが示された。

## 4. 河床高と流量の検証

### 4.1 姫川/山本地点における観測の概要

姫川の基準点である山本地点は新潟県糸魚川市に位置する。図-8は山本地点周辺を表す。ADCP及び電波式流速計の観測測線は水管橋の約25m下流に位置する。流路の平面形状に関して、測線の約500m上流では左に蛇行しているため、低水路は右岸側に寄っている。観測測線における河床高の横断測量結果を図-9に示す。測量は同じ年に一ヶ月ごとに計3回行われている。出水は一回目(8月9日)と二回目(9月20日)の測量の間に2回、それから三回目(11月22日)までの間に1回発生している。出水規模は3回共に図-9で示した範囲の河床高が水に浸る程度である。横断分布において、8月9日に比べて9月20日と11月22日は右岸側が2 m程洗掘している一方で、左岸側は2 m程堆積していることが特徴である。なお、図中に三角形で示される点(Sec1～Sec8)は観測で使用した電波式流速計の横断方向の設置位置を意味し、鉛直の直線は各流速計の測線区分を分割するものである。洪水中に観測測線上でADCPを曳航させて水深を計測するとともに、測線上のSec1～Sec8で電波式流速計を用いた表面流速の計測を実施した。また、左岸側にビデオカメラを設置して画角内に標定点を設置した上で、観測中に撮影を実施した。

### 4.2 検証結果

前章において検証された $\tau^*-\tau^{*}$ 関係のうち、本

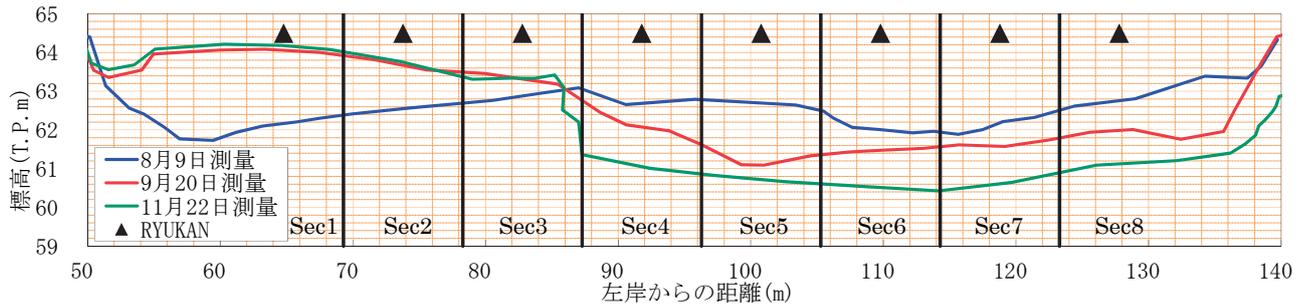


図-9 観測測線の横断測量結果

章では図-6の姫川における観測結果を用いて、河床高と流量の検証を行う。尚、区分断面毎に推定された河床高と観測された河床高を比較した結果、相関係数0.88を得た<sup>9)</sup>ため、本手法は適切に河床高を推定できると言える。本章では、河床高と流量の時系列変化について示す。

推定河床高の検証はADCP観測結果と比較して行われているが、水位が高く流況が激しい場合はADCPで観測できないため、水表面情報から水深を推定する方法として、進行せず波形が維持される水面波（定在波）が発生した場合には、山田ら<sup>10)</sup>が示した以下の式を適用する。

$$Fr^2 = \frac{1}{k_0 h} \tanh(k_0 h) \text{-----式 (10)}$$

ここで、 $Fr$ はフルード数 ( $U/(gh)^{1/2}$ )、 $k_0$ は $2\pi/L_0$ で、 $L_0$ は定在波の波長を表す。上式における変数は平均流速、水深、定在波の波長の3つであるため、平均流速と定在波の波長を得ることで水深を推定できる。尚、式(10)は剥離による形状抵抗を考慮していないため、推定された水深を参考値として示す。波長は、図-10に示す、観測中に実施されたビデオ撮影の画像から算定された。また、式(10)は固定床において検討されている。一方、小規模河床波は上流や下流に移動することが知られているが、ビデオを見る限り移動速度を無視でき、式(10)を適用可能と判断した。式(10)を用いた推定結果のうち図-9に示すSec5、6、7の平均値を図-11に菱形で示している。これと赤線の推定河床高を比較すると、洗掘、堆積傾向が式(10)による結果と一致している。尚、河床高の推定は図-6のDune I、Transition IIの範囲内において行われているため、外挿していない。

図-12は流量の時系列変化を表す。流量は、区分断面毎に電波式流速計の計測結果を用いて本手法に従い推定された流量を合計した値である。ま

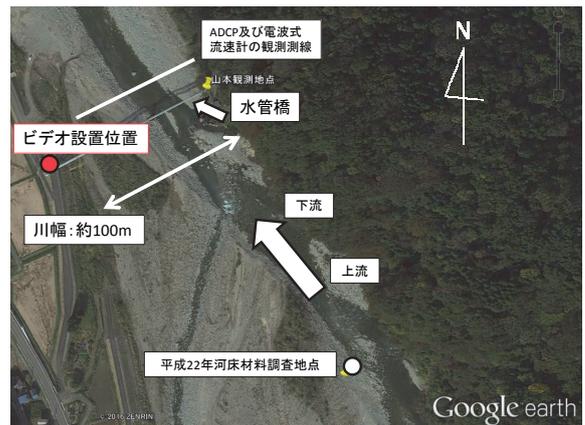


図-8 姫川/山本地点周辺



図-10 洪水時の流況と水面波の波長

た、図中の4種類の流量は、括弧内に記されるそれぞれの河床高から算出されたものである。ADCP観測河床高からの流量と推定河床高からの流量を比較すると、両者は良好に一致し、それは横断観測結果からの流量よりも大きいことが分かる。特に、いずれの流量も14:00頃にピークが出現し、本手法による流量 (=約1,000m<sup>3</sup>/s) は、洪水後横断測量からの流量 (=約800m<sup>3</sup>/s) の約1.3倍、洪水前横断測量からの流量 (=約600m<sup>3</sup>/s) の約1.7倍となる。このことは、河床変動が流量推定に与える影響は極めて大きいことを示している。

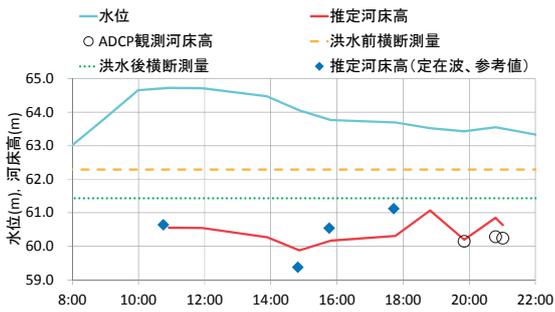


図-11 河床高の時系列変化 (2013年9月16日観測、Sec5,6,7の平均値)

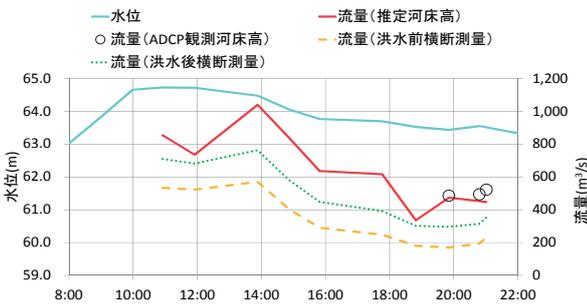


図-12 流量の時系列変化 (2013年9月16日観測)

## 5. まとめ

本研究では、流況が激しくADCP観測ができなかった期間も含めて、水表面情報を用いて河床高を推定し、洪水中に河床が洗掘し、洪水前後の横断測量結果と比較して流積が大きくなる結果を得た。また、推定された河床高はADCPの観測結果と比較して1m以内の差異に収まっている。また、推定された流量は、固定床を仮定した場合よりも流量が大きくなり、洪水中の河床変動が流量推定に与える影響の大きさが定量的に示された。

## 謝 辞

本研究を実施するにあたり、北海道開発局帯広開発建設部から千代田実験水路におけるデータを

提供して頂いた。北陸地方整備局高田河川国道事務所から姫川/山本地点におけるデータを提供して頂いた。同信濃川下流河川事務所から信濃川/白井橋地点におけるデータを提供して頂いた。ここに記して感謝を表す。

## 参考文献

- 1) 二瓶泰雄、木水啓：新しいデータ同化手法に基づく河川流速・流量推定法の提案、土木学会論文集、No.803、II-73、pp.155~160、2005
- 2) Engelund, F.: Closure to “Hydraulic Resistance of Alluvial Streams,” *Journal of the Hydraulics Division*, ASCE, Vol. 93, No. HY-4, pp.287-296, 1967
- 3) 岸力、黒木幹男：移動床流れにおける河床形状と流体抵抗 (I)、北海道大学工学部研究報告、pp.1~23、1972
- 4) 工藤俊、萬矢敦啓、小関博司、笛田俊治、中津川誠：洪水中の河床変動を考慮した流量の推定、土木学会論文集G (環境)、Vol.72、No.5、pp.I313~I320、2016
- 5) 工藤俊、萬矢敦啓、小関博司、笛田俊治、中津川誠：実河川における流水抵抗の分析、土木学会論文集B1(水工学) Vol.73、No.4、I\_769~I\_774、2017
- 6) Simons, D. B. and Richardson, E.V., “Resistance to Flow in Alluvial Channels,” *USGS Professional Paper 422-J*, 1966
- 7) Yalin, M.S., “Geological Properties of Sand Waves,” *Journal of the Hydraulics Division*, ASCE, Vol.90, No.HY5., pp.105-119, Sept., 1964
- 8) 本永良樹、萬矢敦啓、深見和彦：河床変動及び強風を伴う河川表面流速の特性と風による影響の補正に関する検討、土木学会論文集B1 (水工学)、Vol.69、No.4、I\_745~I\_750、2013
- 9) 橋田隆史、萬矢敦啓、小関博司、吉川世里子、岡田将治・工藤俊：流況河床高同時観測システムの構築と観測から得られた河床波の挙動、土木学会論文集B1(水工学)、Vol.73、No.4、I\_535~I\_540、2017
- 10) 山田正、池内正幸、堀江良徳：不規則底面をもつ開水路流れに関する研究、第28回水理講演会論文集、pp.149~155、1984

小関博司



土木研究所水工研究グループ  
水文チーム 研究員  
Hiroshi KOSEKI

萬矢敦啓



土木研究所水工研究グループ  
水文チーム 主任研究員、  
Ph.D. Atsuhiko YOROZUYA

工藤 俊



研究当時 土木研究所水工研究グループ水文チーム研究員、現 国土交通省国土技術政策総研究所河川研究部水循環研究室 研究官  
Shun KUDO