

# 現場のための新しい水位-流量関係の構築に向けた基礎的研究

## STUDY ON CONSTRUCTION OF NEW DEPTH-DISCHARGE RELATION FOR RIVER ADMINISTRATION

工藤俊<sup>1</sup>・萬矢敦啓<sup>2</sup>・小関博司<sup>1</sup>・岩見洋一<sup>1</sup>  
Shun Kudo, Atsuhiko Yorozuya, Hiroshi Koseki and Yoichi Iwami

<sup>1</sup>正会員 工修 独立行政法人土木研究所ICHARM (〒305-0031 茨城県つくば市南原1-6)

<sup>2</sup>正会員 Ph.D. 独立行政法人土木研究所ICHARM (〒305-0031 茨城県つくば市南原1-6)

A depth-discharge rating curve is based on the simple assumption that discharge increases in a simple increasing function as depth increases. However, this assumption is sometimes not valid, for example, when bed roughness changes during flood due to development of micro-scale bed form.

To take the changes of the roughness during flood into consideration, authors focused on the relation between hydraulic resistance and micro-scale bed form, then tried to construct  $\tau_* - \tau_*'$  relation proposed by Kishi-Kuroki.  $\tau_* - \tau_*'$  relation was constructed precisely at the observation sites whose measured floods were relatively small, whereas there was a difficulty of constructing  $\tau_* - \tau_*'$  relation at the observation sites whose floods were large scale. As a result, it is confirmed that the method employing  $\tau_* - \tau_*'$  relation is capable to estimate velocity and discharge especially in the case of relatively small floods.

**Key Words :** *depth-discharge relation, hydraulic resistance, dimensionless total share stress, dimensionless grain share stress, field observation*

### 1. はじめに

流量の連続データを取得する際には連続観測された水位を用いてこれを流量に変換している。水位を流量に変換する際にはH-Q式が広く使用されており、この方法はこれまで河川流量の測定、ひいては河川管理に大きく貢献してきた。その大きな理由としてH-Q式は水位と流量の観測結果から近似曲線を作成するごく単純な手法であることが挙げられる。しかしながら単純である故に前提となる条件が崩れることもあり、一つのH-Q式では説明できない水位-流量関係も存在し、同一の観測地点でありながら複数のH-Q式を使い分けている地点も多数存在する。特に洪水時は水位と流量は一対一に対応しないことが知られており、その理由の一つとして小規模河床波の発達による流体抵抗の変化が挙げられる。小規模河床波と流体抵抗の関係についてはこれまで主に以下の研究が進められてきた。Simons et al.<sup>1)</sup>は計測データから各河床形態とフルード数、摩擦損失係数などの水理量の関係を議論している。Engelund<sup>2)</sup>は無次元掃流力(以下、 $\tau_*$ )と無次元有効掃流力(以下、 $\tau_*'$ )の間には一義的

な関係があるとして $\tau_* - \tau_*'$ 関係を定式化した。岸・黒木<sup>3)</sup>はEngelundの理論を踏まえた上で、 $\tau_* - \tau_*'$ 関係の説明変数として相対水深を導入して各河床形態における $\tau_* - \tau_*'$ 関係式を提案した。また、山本<sup>4)</sup>は流れの抵抗と無次元掃流力の関係に着目して流速係数と無次元掃流力と相対水深の関係図を示した。一方、数値計算を用いた研究として、例えば、山口ら<sup>5)</sup>、泉ら<sup>6)</sup>は線形及び弱非線形安定解析を行い、 $\tau_* - \tau_*'$ 関係の二価性の理論的説明を行っている。さらに、実スケール河床波の観測を行った研究としては柿沼ら<sup>7)</sup>による十勝川の千代田実験水路における実験的研究などが挙げられる。しかしながら、洪水時の実河川の観測データを用いて小規模河床波と流体抵抗の関係について検討を行った研究は少ない。

そこで本研究では、平成14年～平成18年の5年間の全国の洪水時の浮子観測結果から6観測地点の観測結果を用いて、観測地点ごとに岸・黒木により提案された $\tau_* - \tau_*'$ 関係の適用性を検証する。その上で $\tau_* - \tau_*'$ 関係を用いて、観測された水深から流速を算出する手法(以下、本手法)を試行し、新しい水位-流量関係の構築を行う。最後に実測流量、H-Q式による換算流量、本手法による計算流量を比較し検証する。

## 2. 小規模河床波と流体抵抗の関係

図-1は流量及び勾配の変化に対する小規模河床波の変化を図示したものであり、洪水規模が大きくなるにつれて小規模河床波が(a)Rippleから(h)Chutes and poolsへと変化することを示す。最も規模の小さい河床形態は(a)Rippleであるが、洪水規模の増加に伴い小規模河床波も発達し(c)Dunesを形成するようになる。さらに洪水規模が増加するとDuneが崩壊して(e)Plane bedとなり、その後水面と河床波が同位相となる(f)Antiduneが形成される。これよりさらに洪水規模が大きくなると(h)Chutes and poolsと呼ばれる河床形態になることを説明した図である。

また、図-2はEngelundが示した図で $\tau_*$ と $\tau_*'$ の関係を調べたものであり、 $\tau_*$ の増加に伴う $\tau_* - \tau_*'$ 関係の変化を示している。図中の曲線が $\tau_* = \tau_*'$ の直線よりも離れるほど $\tau_*$ に占める $\tau_*'$ の割合が小さく、 $\tau_*'$  (形状抵抗分) が大きいことを示す。ここで、図-1及び図-2を用いて小規模河床波と流体抵抗の関係を詳細に説明する。図-1における(a)Rippleから(f)Antidunesへの変化に対応して

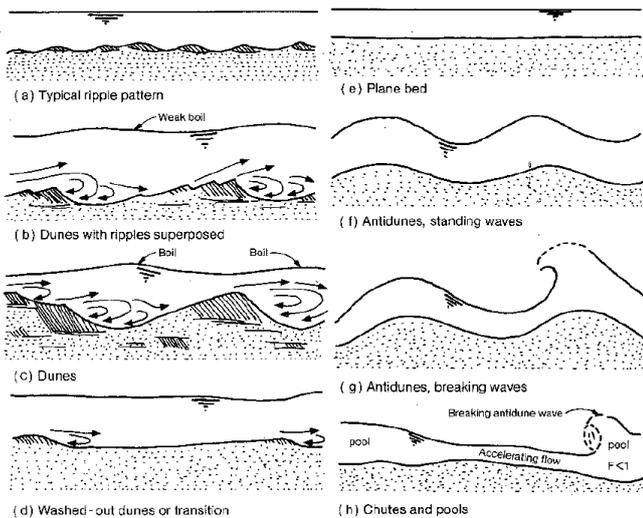


図-1 小規模河床波の発達過程  
(Chang, 1988<sup>3)</sup> より転載)

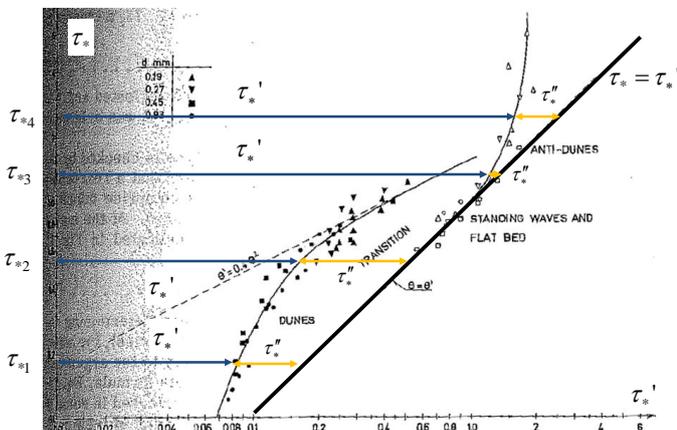


図-2 Engelundが示した $\tau_* - \tau_*'$ 関係  
(Engelund, 1967<sup>2)</sup> に加筆したもの)

図-2では $\tau_*$ が $\tau_{*1}$ から $\tau_{*4}$ へと変化していく。具体的には、洪水規模の増加に伴い小規模河床波は(a)Rippleから(c)Dunesへと発達していくが、これは形状抵抗の増加、すなわち $\tau_*$ が増加していくことにつながり、図-2では $\tau_{*1}$ から $\tau_{*2}$ への変化に相当する。さらに洪水規模が大きくなると河床波が消失し(e)Plane bedへ遷移する。この遷移の過程が $\tau_*''$ の減少で表され、図-2では $\tau_{*2}$ から $\tau_{*3}$ への変化に相当する。その後小規模河床波は再び発達し、(f)Antidunesを形成し、再び $\tau_*$ が増加に転じる。これを表すのが $\tau_{*3}$ から $\tau_{*4}$ への変化である。

Engelundが示した $\tau_* - \tau_*'$ 関係には相対水深が考慮されておらず、後に岸・黒木がこれを更新するが、 $\tau_* - \tau_*'$ 関係を定式化したことが小規模河床波と流体抵抗の関係を定量的に議論する上で非常に重要である。

## 3. 手法

本研究では河床高は変化しない、つまり、同一の水位では同一の水深を持つとの仮定のもと、水深を入力して流速を算出することで水位-流量関係を構築するが、その過程で小規模河床波の発達による流体抵抗の変化を考慮することが本手法の特徴である。具体的な手順を図-3に示す。水深、粒径、勾配を入力し、途中で $\tau_*$ から $\tau_*'$ を計算することで小規模河床波による流体抵抗を考慮した流速を出力している。ここで、図中の $\tau_*' = f(\tau_*, R/d)$ について、本研究では岸・黒木が導いた $\tau_* - \tau_*'$ 関係式を用いる。これを以下に示す。

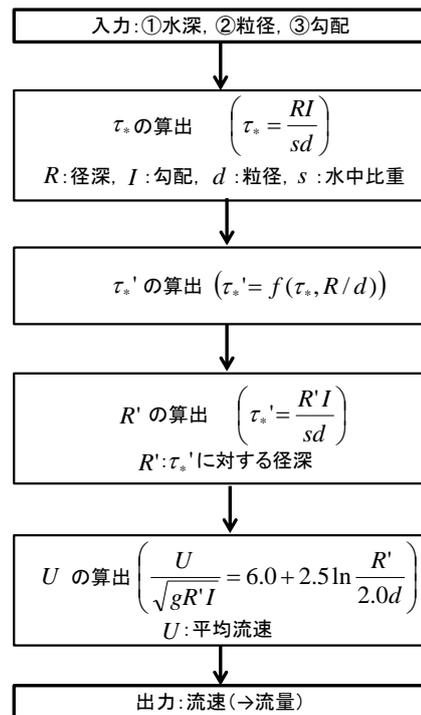


図-3 本手法の手順

$$\text{Dune I: } \tau_*' = 0.21\tau_*^{1/2} \quad (1)$$

$$\text{Dune II: } \tau_*' = 1.49\left(\frac{R}{d}\right)^{-1/4}\tau_* \quad (2)$$

$$\text{Transition I: } \tau_*' = 6.5 \times 10^7 \left(\frac{R}{d}\right)^{-5/2}\tau_*^{1/2} \quad (3)$$

$$\text{Flat: } \tau_*' = \tau_* \quad (4)$$

$$\text{Antidune: } \tau_*' = 0.264\left(\frac{R}{d}\right)^{1/5}\tau_*^{1/2} \quad (5)$$

ここで、 $R$  は径深、 $d$  は粒径である。

また、Transitionが発生し始める $\tau_*$ 、Antiduneが発生し始める $\tau_*$ はそれぞれ以下の式で表される。

$$\text{Transitionが発生し始める } \tau_* : \tau_* = 0.02\left(\frac{R}{d}\right)^{1/2} \quad (6)$$

$$\text{Antiduneが発生し始める } \tau_* : \tau_* = 0.07\left(\frac{R}{d}\right)^{2/5} \quad (7)$$

図-3の $\tau_*'$ の算出において式(1)～式(5)の内どれを使用するか判別する際は式(6)、式(7)を用いる。すなわち、 $\tau_*$ の値が式(6)で計算される値より小さい場合はDune I、 $\tau_*$ の値が式(7)で計算される値より大きい場合はAntiduneとする。Dune II, Flat, Transition Iに関わる判別は図-4の説明とともに後述する。

岸・黒木は初めに河床形態と水理量の関係を分析して式(6)及び式(7)を導き、これを踏まえた上で $\tau_* - \tau_*'$ をプロットして式(1)～式(5)を導出した。なお、これらは主に実験結果に基づいている。

また、本手法で重要な点は以下の2点である。

- 1)  $\tau_* = \tau_*' + \tau_*''$  が成立すると仮定している。つまり、 $\tau_*$  (全抵抗分) は $\tau_*'$  (表面抵抗分) と $\tau_*''$  (形状抵抗分) の重ね合わせであるとの仮定を置いている。本手法ではこの仮定のもと岸・黒木により提案された $\tau_* - \tau_*'$ 関係式を用いて小規模河床波による流体抵抗を推定している。
- 2) 流速の鉛直分布は対数則で表されると仮定している。この仮定のもと、 $R'$  ( $\tau_*'$ に対する径深) を介して平均流速を算出する。

#### 4. $\tau_* - \tau_*'$ 関係の適用性

##### (1) 使用した観測地点と洪水規模

今回使用した6観測地点の諸元を表-1に示す。各観測地点の特徴としてセグメント、河床勾配、計画高水流量、今回使用したデータの内の最大流量及びフルード数の範

表-1 各観測地点諸元

観測地点	セグメント	河床勾配	計画高水流量	今回使用したデータの最大流量	今回使用したデータのフルード数の範囲
観測地点A	2	1/1490	5,700	2,406	0.25~0.35
観測地点B	2	1/500	16,500	9,770	0.50~0.80
観測地点C	2	1/1250	9,000	6,049	0.30~0.40
観測地点D	1	1/110	5,000	1,228	0.20~1.20
観測地点E	2	1/470	2,800	781	0.40~0.90
観測地点F	2	1/1700	7,800	7,512	0.40~2.20

※山本<sup>4)</sup>を参考に、河床勾配によりセグメント1(1/60-1/400)、セグメント2(1/400-1/5000)、セグメント3(1/5000-水平)に従って分類

を指示している。洪水規模の指標としてフルード数をもとに分類すると、観測地点Aと観測地点Cは最大のフルード数が0.5以下、観測地点Bと観測地点Eは最大のフルード数が1.0以下、観測地点Dと観測地点Fは最大のフルード数が1.0以上である。

##### (2) 粒径の推定手法

$\tau_* - \tau_*'$  関係を適用するにあたっては粒径の設定が課題となる。本永ら<sup>9)</sup>は移動土砂の粒径を採用することで $\tau_* - \tau_*'$  関係を物理的な根拠を示しながら説明している。移動土砂の粒径が洪水中の無次元掃流力を支配している一例が示された知見は貴重かつ重要であるが、洪水観測の際に移動土砂を計測することは一般的に困難である。そこで、本研究では河床の粗度係数に着目する。マンニングの流速公式から逆算される粗度係数(以下、逆算粗度)は流体抵抗に関する様々な要因を内包しているが、観測データから逆算される逆算粗度と $\tau_* - \tau_*'$  関係から計算される粗度係数(以下、計算粗度)に矛盾がない時に、計算に使用した粒径は $\tau_* - \tau_*'$  関係を説明するのに適したものであると考える。具体的には、計算粗度が逆算粗度を再現できるような粒径を推定する。計算粗度は以下の式を連立して解くことにより求める。

$$U = \frac{1}{n} R^{2/3} I^{1/2} \quad (8)$$

$$\frac{U}{\sqrt{gRI}} = 7.66 \left(\frac{R}{2d}\right)^{1/6} \left(\frac{\tau_*'}{\tau_*}\right)^{2/3}, R'/2d \leq 500 \quad (9-1)$$

$$\frac{U}{\sqrt{gRI}} = 11.59 \left(\frac{R}{2d}\right)^{1/10} \left(\frac{\tau_*'}{\tau_*}\right)^{2/5}, R'/2d \geq 500 \quad (9-2)$$

式(9)は図-3中の流速に関する式を指数近似したものである。上式を連立して算出した計算粗度と逆算粗度を比較するが、計算粗度算出に用いる式(8)はマンニングの流速公式そのものである。つまり、上記手法は本質的には実測流速と式(9)で求められる計算流速を比較していることと等価である。

##### (3) 粒径の推定

洪水観測データを用いて観測地点ごとに粒径の推定を行う。上述の通り計算粗度と逆算粗度の再現性を指標にするが、具体的な指標としてはRMSEと相関係数を用いる。RMSEは計算粗度と逆算粗度の値そのものの整合性の指標として、相関係数は粗度係数の増加及び減少と

いった洪水中の粗度の変化を適切に捉えているかの指標として用いる。両式を以下に示す。

$$RMSE = \sqrt{\frac{\sum (n_{cal} - n_{obs})^2}{N}} \quad (10)$$

$$\text{相関係数} = \frac{\sum (n_{cal} - \overline{n_{cal}})(n_{obs} - \overline{n_{obs}})}{\sqrt{\left\{ \sum (n_{cal} - \overline{n_{cal}})^2 \right\} \left\{ \sum (n_{obs} - \overline{n_{obs}})^2 \right\}}} \quad (11)$$

ここで、 $n_{cal}$  は計算粗度、 $n_{obs}$  は逆算粗度、 $\overline{n_{cal}}$  は計算粗度の平均値、 $\overline{n_{obs}}$  は逆算粗度の平均値、 $N$  はデータ数である。例えば、RMSEが小さく相関係数が負の値であれば、計算粗度と逆算粗度の値は全体的に近いが、洪水中の粗度の増加・減少は逆の傾向であることを表す。

本研究では粒径0.1 mmから500 mmまで0.1 mmごとに5,000通りの粒径を想定し、それぞれの粒径におけるRMSE、相関係数を計算し、RMSEが小さくかつ相関係数が1に近い粒径を選定した。それぞれの観測地点で推定された粒径、その時の粗度係数のRMSE及び相関係数を表-2に示す。平成22年に実施された観測地点D付近における河床材料調査によると、表層の50%粒径は約109 mmであるのに対し、本研究による推定粒径は13.4 mmであり比較すると小さい値となっている。この結果は、50%粒径ではなく洪水中の移動土砂の粒径を採用した本永らの成果とも整合している。

#### (4) 粗度の推定精度及び $\tau_* - \tau_*'$ 関係の検証

各観測地点における粗度の推定精度に着目する。観測地点Dを除く5地点のRMSEの値に着目すると、 $10^{-3} \text{ m}^{-1/3} \text{ s}$ のオーダーである。一般的には河道の粗度係数は $10^{-2} \text{ m}^{-1/3} \text{ s}$ のオーダーであることから、RMSEが十分小さく粗度係数が良好に再現されていることがわかる。また、相関係数に着目すると、観測地点Dと観測地点F以外の4地点は相関係数が良好な値を示しているが、上記2地点は0.5程度であり比較的低い値となっている。この2地点は双方とも表-1で示した通り最大フルード数が1.0を超えるような地点であり、洪水規模が大きい場合は粒径の推定だけでは粗度を整合させることが困難であることが示唆されている。

ここで、それぞれの観測地点で推定された粒径を用いて計算した $\tau_* - \tau_*'$ 関係及び粗度係数の変化を図-4に示す。観測地点ごとに岸・黒木の理論を示す実線の形状が

表-2 各観測地点において推定された粒径・粗度係数のRMSE及び相関係数

	粒径(mm)	RMSE ( $\text{m}^{-1/3} \cdot \text{s}$ )	相関係数
観測地点A	11.1	0.0015	0.88
観測地点B	98.8	0.0026	0.68
観測地点C	24.3	0.0024	0.74
観測地点D	13.4	0.0223	0.47
観測地点E	2.4	0.0033	0.76
観測地点F	0.5	0.0043	0.52

異なるが、これは相対水深の違いによるものである。なお、1回の観測データごとに相対水深の値は異なるが、図に示した実線は全データ平均の相対水深に対するものである。また、観測地点Aの図にDune I~Antiduneを記入しているが、これは各実線に対応する河床形態を表す。 $\tau_*$ が式(6)よりも大きくなるとDune IからDune IIまたはTransition Iに移行する。なお、岸・黒木によるとTransition IIでは $\tau_*$ と $\tau_*'$ は独立に変化するとされており定式化されていない。そのため本研究では、 $\tau_*$ が式(7)で示される値を超えた時にDune IIからAntiduneに移行すると仮定している。また、Transition IとFlatの閾値は式(3)と式(4)を連立して解くことで求まる。また、図の点線は $\tau_* = \tau_*'$ を示すラインであるが、この点線と実線が離れているほど $\tau_*$  (全抵抗)と $\tau_*'$  (表面抵抗)の差、つまり $\tau_*''$  (形状抵抗)が大きく、小規模河床波が発達していることを表す。以下ではそれぞれの観測地点の結果について考察する。なお、粗度は $n - \tau_*'$ としてプロットしており、右縦軸に示している。

##### a) 観測地点A

計算粗度は逆算粗度を非常に精度良く再現していることがわかる。 $\tau_* - \tau_*'$ 関係についても岸・黒木が提案したDune IIにおける理論と良く整合していることが読み取れる。表-2のRMSE、相関係数の値からも観測地点Aが最も精度良く粗度係数を推定できていることがわかる。

##### b) 観測地点B

観測地点Aと同様に計算粗度は逆算粗度を良好に再現していることがわかる。ただし、 $\tau_*'$ が大きい時に逆算粗度が増加から減少に転じているのに対し、計算粗度は減少していない。この理由は $\tau_* - \tau_*'$ 関係から説明でき、河床形態がDune IのままTransitionに移行しないためである。また、 $\tau_* - \tau_*'$ 関係に着目すると $\tau_* - \tau_*'$ が実線と点線の交点よりも左下にプロットされている。実線と点線の交点の $\tau_*$ は小規模河床波が発生し始める時の $\tau_*$ であるため、これより小さい時は理論的には小規模河床波が発達しないことになる。これは小規模河床波の変化によると考えられる逆算粗度の変化と矛盾する。表-1に示したフルード数の範囲からも小規模河床波の発達には十分な洪水規模だったと推察される。今回はRMSEと相関係数から機械的に粒径の選定を行い98.8 mmとなったが、この矛盾を解決するためには粒径の設定方法だけではなく他の要因も合わせて精査する必要があると考える。

##### c) 観測地点C

$\tau_*'$ が小さい時には計算粗度が過少となるものの、全体として粗度が良く再現されている。ただし、 $\tau_* - \tau_*'$ 関係に着目すると、実線とプロットの傾きが異なり、実線の勾配がプロットの勾配よりも急であることがわかる。 $\tau_*'$ が小さくなるにつれて実線とプロットが離れるが、これが上記の粗度係数の誤差につながっていると考えられる。

##### d) 観測地点D

$\tau_*$ がDune Iの領域を超えるが、観測地点DについてはDune IIを経由すると仮定している。粗度に着目すると、

上記で考察した3地点とは異なり計算粗度と逆算粗度が乖離している。具体的には計算粗度が全体として過少であり表-2からも観測地点DのRMSEが特に大きいことが読み取れる。粗度変化については、粗度が減少傾向にあることは再現できている。しかしながら、逆算粗度が終始減少し続けていることから河床形態はTransitionであることが推察されるが、それに対して計算粗度は途中から増加に転じており、これは $\tau_*$ がAntiduneの領域に入っ

ているためである。今回仮定した $\tau_* - \tau_*'$ 関係ではDune IIから直接Antiduneに変化するが、Transition IIの $\tau_* - \tau_*'$ 関係式を与える必要性が示唆されている。

e) 観測地点E

観測地点EではTransition Iを経由すると仮定している。 $\tau_*'$ が大きい時に逆算粗度が増加に転じているのに対して計算粗度は底打ちになり増加しないという傾向はあるものの、 $\tau_*'$ が小さい範囲では計算粗度は逆算粗度を良

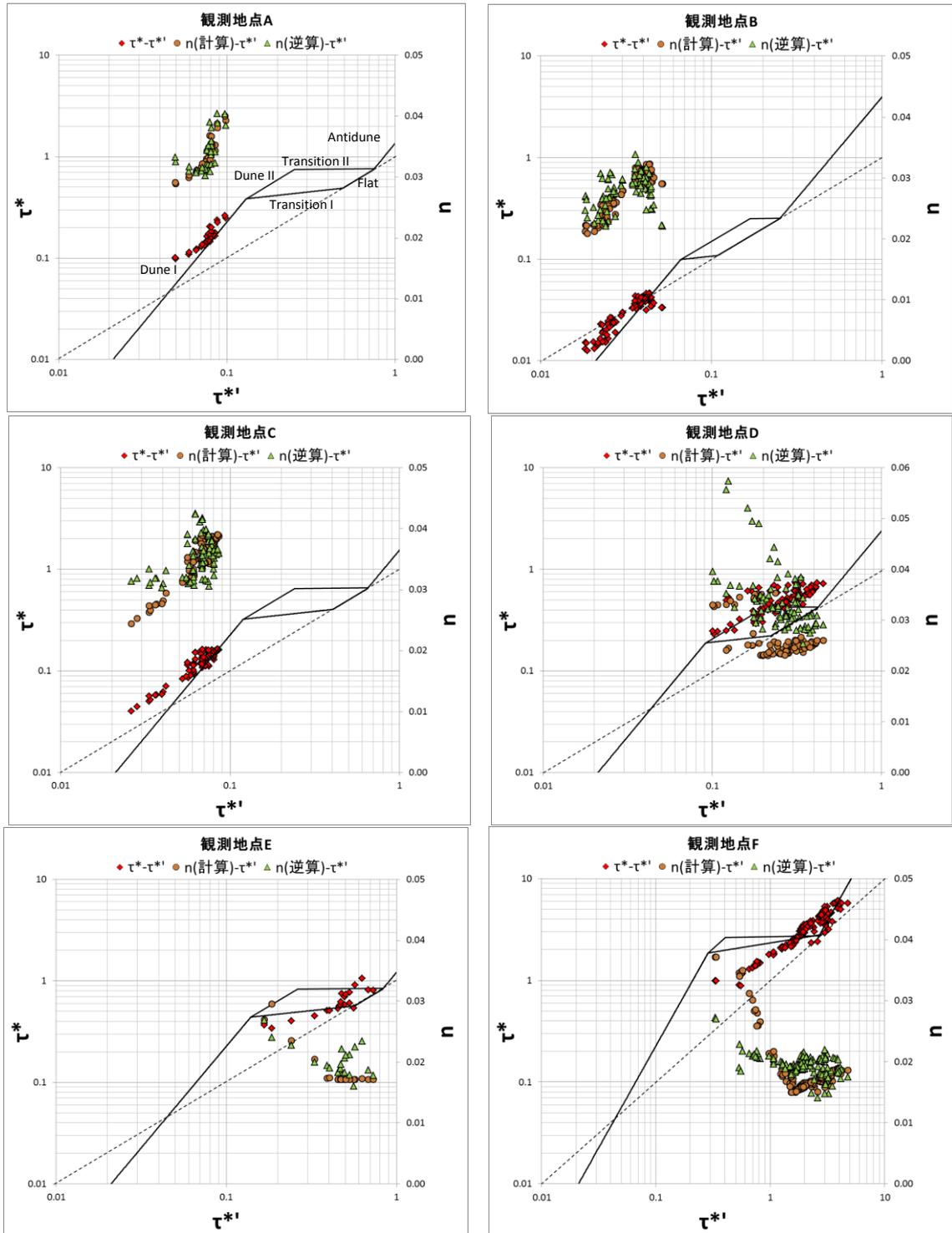


図-4  $\tau_* - \tau_*'$  関係及び粗度係数

く再現している。  $\tau_* - \tau_*'$  のプロットに着目すると、  $\tau_*$  の増加とともに  $\tau_*$  と  $\tau_*'$  の差が小さくなるが、  $\tau_* = \tau_*'$  に到達する前に再び  $\tau_*$  と  $\tau_*'$  の差が増加に転じる。一方で実線は  $\tau_* = \tau_*'$  まで到達すると仮定しているため、この違いが粗度変化の違いに表れている。

#### f) 観測地点F

観測地点FではTransition Iを経由すると仮定している。粗度の変化を見ると粗度が減少している様子が再現されているが、  $\tau_*'$  が小さい時に計算粗度が過大であり  $\tau_*'$  が大きい時は過少であることが見受けられる。  $\tau_* - \tau_*'$  関係から説明するには、実線とプロットの同一の  $\tau_*$  に対する  $\tau_*'$  の値に着目すればよい。すなわち、同一の  $\tau_*$  に対して実線の  $\tau_*'$  の方がプロットの  $\tau_*'$  よりも小さいときは流体抵抗を大きく評価しているため計算粗度が過大になり、逆に実線の方がプロットよりも大きいときは計算粗度が過少になる。

上記の考察より、観測地点A、観測地点B、観測地点C、観測地点Eについては粗度変化の再現性に若干の課題が残されている地点も存在するが、全体としては良好に再現できている。ただし、観測地点Bについてはより深い検討が必要である。一方、洪水規模が特に大きい観測地点Dと観測地点Fについては再現性に課題が残る結果となった。課題が残されている地点については、粒径だけでなく他の要因についても精査する必要がある。例えば、すでに述べた通り岸・黒木は実験結果のプロットに基づいて式(1)～式(5)を導出しているが、現場の観測データに基づいてこれを再考する必要性も考えられる。

## 5. 流速及び流量の検証

図-3に示した手法を適用して流速及び流量を算出し、実測値と比較する。流速の計算結果について、6観測地点のうち、観測地点Aと観測地点Dの結果を図-5に示す。観測地点Aについては良好に推定できているのに対して、観測地点Dについては計算流速が過大である。図-4において観測地点Dで計算粗度が過少に推定されたことが流

速値の過大な推定につながっている。次に図-6に6観測地点における流量の推定結果を示す。実測流量、H-Q式により推定された流量（以下、H-Q流量）、本手法により計算された流量（以下、計算流量）を比較する。ここで、H-Q式は  $H = aQ^{1/2} + b$  を仮定し、本研究で使ったデータのみに対して最小二乗法を適用して係数  $a$ 、 $b$  を求めることで近似曲線を作成しH-Q式とした。計算流量については、本手法を用いて算出された流速に観測された流積を乗じることで計算流量としている。図-6に着目すると、観測地点Aと観測地点CはH-Q流量、計算流量ともに実測流量を良好に再現していることがわかる。観測地点Bについて、実測流量は複数回変曲している。H-Q流量は2次曲線で表されるためこれを再現できないのに対し、計算流量はこの変曲を良好に再現していることがわかる。H-Q流量と違い、流量を直接算出する訳ではなく粗度の変化を反映しながら水理学的な理論に則って流速を算出した成果であるといえる。ただし、流量が特に大きい時には計算流量に1,800 m<sup>3</sup>/s程度の誤差が生じており、これは図-4において  $\tau_*'$  が大きい時に計算粗度が過大になっており、流速が過少になるためである。観測地点Dについて、H-Q流量、計算流量ともに実測流量の再現性が他の観測地点に比べて低下する。そもそも水位-実測流量のプロットがかなりばらついているが、この理由としては、観測地点Dは河床変動が激しい地点であることが大きな理由として考えられる。このような観測地点では時々刻々と変化する河床高を適切に推定しながら流量値を算出する必要がある。例えば、図-3の手順を逆にたどり、流速を観測して水深を推定し流量値を得る手法が考えられる。観測地点Eについて、流量が比較的小さい時は良好に推定できているが、流量規模が大きくなるにつれて計算流量が過大になる。図-4で示された通り  $\tau_*'$  が大きい時に計算粗度が過少になるため流速が過大になり流量値の誤差につながっている。観測地点Fについて、概ね良好であるが若干計算流量が過大である。これについても図-4の結果を見ると、  $\tau_*'$  が大きい時に計算粗度が過少であるために流量が過大になっている。

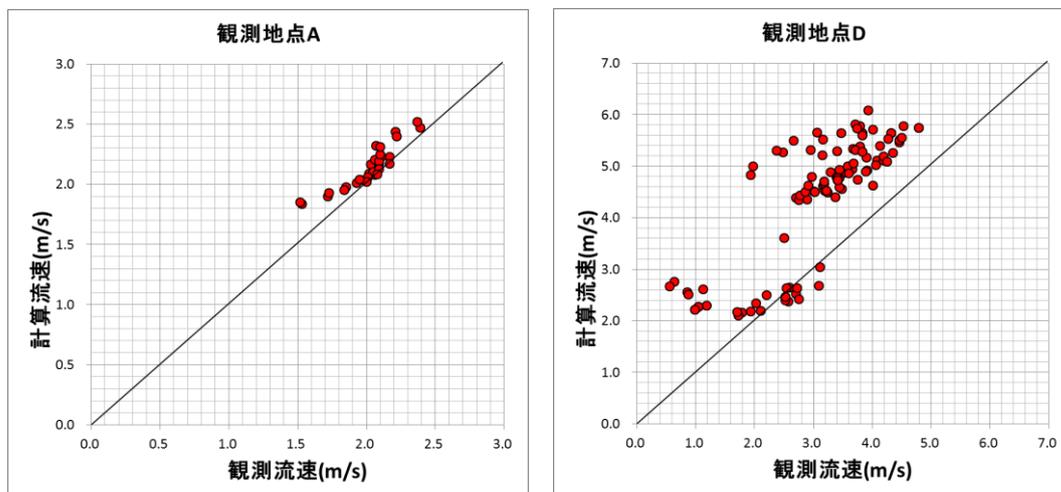


図-5 流速の推定精度

以上の考察より、観測地点A、観測地点B、観測地点Cについては本手法により流量を精度良く推定できることが示された。また、観測地点E、観測地点Fについては流量が大きい時にさらに過大になる傾向が見られた。図-4と合わせて考えると、 $\tau_*$  が大きい時に粗度を過少に推定すると流量値を過大に推定することがわかる。また、観測地点Dは河床変動の影響を大きく受けていることが考えられる。萬矢ら<sup>10)</sup>によると、河床変動が激しい地点では河床高の変化を考慮して算出した流量値と考慮しない流量値は大きく異なることが報告されている。このよ

うな観測地点では河床高の変化を考慮した流量値を得る手法を確立することが重要である。

## 6. まとめ

本研究で得られた結果を以下にまとめる。

- 1) 6観測地点において $\tau_* - \tau_{*c}$ 関係から計算される粗度係数に着目して粒径を推定した。推定された粒径は河床材料調査による平均粒径よりも小さくなったが、これは本永らによる検討とも整合する。

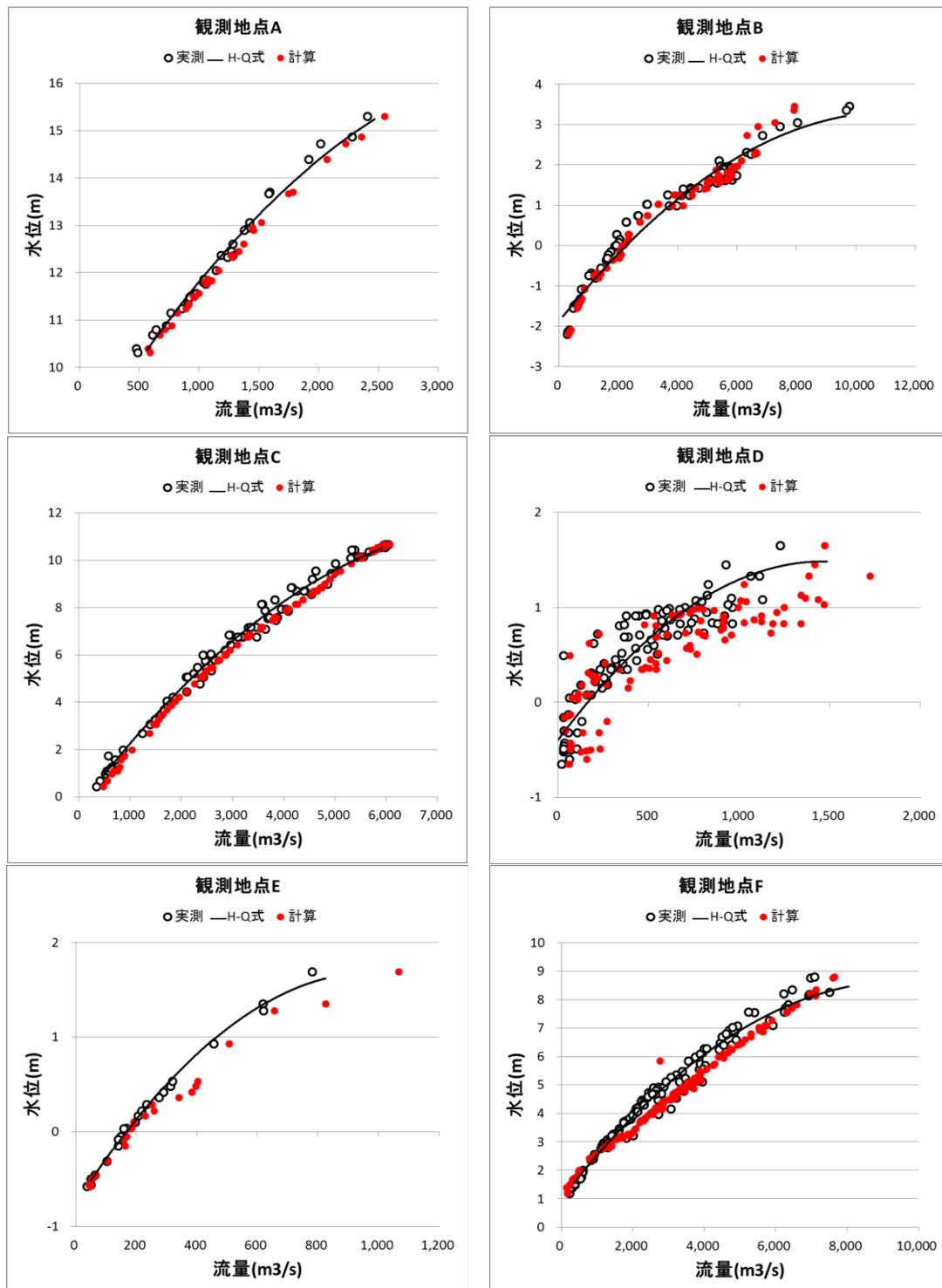


図-6 流量の推定精度

- 2) 推定された粒径を用いて粗度係数及び $\tau_* - \tau_*'$  関係を検証した結果, 比較的小規模な洪水に関しては計算粗度は逆算粗度を概ね良好に再現できることが示された. 比較的大規模な洪水に関してはさらに検討を進める必要があり,  $\tau_* - \tau_*'$  関係式について再考する必要性が示唆された.
  - 3) 本手法で計算された流量が実測流量を良好に再現できる例を確認した. 特に水位-流量関係が変曲し H-Q式ではうまく再現できない観測地点でも本手法を用いることで良好に再現できる例が示された.  
 今後は比較的大規模な洪水のデータに対しても本手法を適用できるように $\tau_* - \tau_*'$  関係の検証を進めていく必要がある. 具体的には, 観測データの $\tau_* - \tau_*'$  プロットを考慮しながら岸・黒木が提案している式の係数を再検討することや, Transition IIに対して $\tau_* - \tau_*'$  関係を与える方策を検討していきたい.
- 謝辞:** 本研究を実施するにあたり国土交通省各河川事務所から貴重なデータを提供して頂いた. ここに記して謝意を表す.
- 参考文献**
- 1) Simons, D. B. and Richardson, E.V.: Forms of bed roughness in alluvial channels, Journal of the Hydraulics Division, Proc. ASCE, Vol. 87, No.3, pp. 87-105, 1961
  - 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) 山本晃一: 構造沖積河川学-その構造特性と動態-, 山海堂, 2004
  - 5) 山口里実, 泉典洋: デューン-平坦床遷移過程にみられる亜臨界分岐現象, 土木学会論文集, No.740/II-64, pp.75-94, 2003
  - 6) 泉典洋, 山口里実: デューン-平坦床遷移再考, 土木学会論文集B, Vol.62 No.4, pp.360-375, 2006
  - 7) 柿沼孝治, 井上卓也, 赤堀良介, 武田淳史: 千代田実験水路の移動床抵抗に関する研究, 土木学会論文集B1 (水工学), Vol.69, No.4, I\_1087-I\_1092, 2013
  - 8) Chang, H.H: Fluvial Processes in River Engineering, John Wiley & Sons, Inc., 1988
  - 9) Yoshiki Motonaga, Atsuhiko Yorozyua and Yoichi Iwami: Direct measurement of river-bed form resistance in rivers with sand waves, River Flow 2014, pp. 273-278, 2014
  - 10) A. Yorozyua, Y. Motonaga, Y. Iwami, T. Furuyama, and K. Ogiwara: Water Discharge Measurement with aDcp in High Speed Flow with High Sediment Concentration, 9th International Symposium on Ultrasonic Doppler Methods for Fluid Mechanics and Fluid Engineering, pp. 21-24, 2014

(2015. 2. 13受付)