

実河川洪水流における浮子の更正係数

二瓶泰雄¹・酒井雄弘²

¹正会員 東京理科大学准教授 理工学部土木工学科 (〒278-8510 千葉県野田市山崎2641)
E-mail: nihei@rs.noda.tus.ac.jp

²正会員 (株) 建設技術研究所 (〒980-0014 宮城県仙台市青葉区本町 2-15-1)

一般的な洪水流量観測法である浮子観測に必要な更正係数(=水深平均流速/表層流速)の実態を把握するために、超音波ドップラー流速分布計を用いて5つの大河川の洪水流における流速鉛直分布データを数多く収集し、更正係数に関する現行の標準値や既存の理論式、実験式の適用性を調べた。流速鉛直分布や更正係数の観測値は、安芸式よりも対数分布則とより一致することが定量的に示された。我が国の更正係数の標準値は安芸式に基づいて算定されているため、観測値と標準値の整合性は低く、喫水4mの浮子に関する観測データの平均値は標準値を0.04~0.10も下回る。これには、安芸式中の流速ピークの相対水深 a の設定に問題があることが示された。以上の結果に基づいて、更正係数の評価法を整理した。

Key Words: float, discharge measurement, vertical velocity profile, ADCP, logarithmic profile

1. はじめに

流量観測は、河川管理における基礎をなすものであり、古くより継続的に行われている。特に、大規模洪水における流量観測は治水対策上極めて重要であるが、低水観測と比べて観測頻度が少なく、安全・確実・高精度に観測を行うことが強く望まれる。我が国の河川のように、出水時に大量のゴミや浮遊物が流下する状況下でも簡便で確実に観測できる方法として、浮子観測は有用な方法の一つである¹⁾。そのため、我が国における洪水流量観測の標準法としては、この浮子観測が長年にわたり実施されている²⁾。

流量観測で使われる浮子の種類としては、表面浮子、二重浮子、棒浮子(竿浮子)があるが³⁾、信頼性の観点から、極浅いエリアを除いて棒浮子(以下、単に浮子と呼ぶ)を用いるのが一般的である^{1)~3)}。浮子観測では、浮子を計測断面の上流側から投入し、所定の計測区間(通常、長さ100m)を浮子が流下する時間を計測し、それから流速を求める。これを横断面内の複数地点で行い、得られた流速と支配面積の総和を流量として求める²⁾。この際、浮子は表層付近を流下するため、浮子速度は喫水部分の表層流速に相当するものと見なされる^{4), 5)}。そのため、表層流速から水深平均流速や流量を求める際には、水深平均流速と表層流速の比である更正係数が必要となる^{2)~5)}。

この更正係数は流速鉛直分布及び浮子の喫水と水深の比率(喫水比)により決まるため、これらに関する研究が実験・理論解析の両面から古来より実施されている(Francis⁶⁾、宮本⁷⁾、物部⁸⁾、安芸⁴⁾、春日屋⁹⁾、藤芳¹⁰⁾)。

また、これらの結果の一部を反映して、建設省(現国土交通省)は、一般に使いやすい標準的な更正係数を与えている⁵⁾。世界気象機関WMO(World Meteorological Organization)も更正係数の標準値を示している¹¹⁾。

このように既存の研究は多いものの、実河川の洪水流データを用いた更正係数の検討は非常に少ない。またISO規格では、浮子観測の更正係数について言及されていない¹²⁾。実測データが少ない主要因としては、実河川での流速鉛直分布を高精度で効率的に計測し得る機器が存在しなかったためである。一方、流速鉛直分布計測が可能な超音波ドップラー流速分布計の計測技術は近年著しく進展し、海洋観測のみならず¹³⁾、河川流計測にも多く応用されている^{14)~16)}。これより超音波ドップラー流速分布計による洪水流計測を行い、実河川での更正係数やその元となる流速鉛直構造の検討を行うことが望ましく、その取り組みの一部は既に開始されている^{17)~19)}。

本研究では、超音波ドップラー流速分布計を用いて実河川洪水流の流速鉛直分布データを数多く収集し、その実測値から更正係数を算出すると共に、既に提案されている更正係数の妥当性を検証することを目的とする。ここでの観測サイトは5つの大河川(江戸川、荒川、多摩川、筑後川、白川)とし、多くの洪水イベント時の観測結果を収集する。その観測値に基づいて流速鉛直構造や更正係数の実態、更正係数に関する実験式・理論式、我が国の標準値等の適用性を調べる。なお、本研究の一部は既発表²⁰⁾であるが、解析対象となる河川やデータ数を大幅に増やした形で取りまとめたものを以下に記述する。

2. 既存の更正係数に関する研究

更正係数 (=水深平均流速/表層流速) に関しては、実験と理論解析の面から古くより研究が実施されている。有名な実験例として、Francis⁶⁾ は、矩形開水路において浮子による観測流量と標準堰による流量を比較し、浮子流量を補正するための更正係数の実験式を提案した。また宮本⁷⁾ も同様に更正係数の実験式を提示した。これらの式は浮子の喫水比 l/h (l : 浮子の喫水, h : 水深) のみを用いて、次のように更正係数 λ を表す。

$$[\text{Francis 式}] \quad \lambda = 1.012 - 0.116 \sqrt{1 - \frac{l}{h}} \quad (1a)$$

$$[\text{宮本式}] \quad \lambda = 1.045 - 0.239 \sqrt{1 - \frac{l}{h}} \quad (1b)$$

一方、更正係数に関する理論解析としては、物部⁸⁾ や安芸⁴⁾ の先駆的な研究が挙げられる。物部⁸⁾ は、Bazin 及びHampfrey の流速鉛直分布に基づいて、浮子の運動機構を考慮した以下の更正係数を誘導している。

$$[\text{物部式}] \quad \lambda = \frac{1}{1 + \frac{12}{C} \left\{ 1 - 2.50 \left(\frac{l}{h} - 0.3 \right)^2 \right\}} \quad (2)$$

ここで、 C はシェジ-係数 ($=h^{1/6}/n$, n : マニングの粗度係数) である。また、安芸⁴⁾ は、更正係数の検討に際して、渦動粘性係数が鉛直方向に一樣であるとして、以下の放物型の流速鉛直分布を導出している。

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

ここで u は主流方向流速, I は水面勾配, z は水面からの深さ, a は流速ピーク位置の相対水深である。式 (3) を水深平均流速 u_m ($=C\sqrt{Ih}$) で除した無次元流速 u' の鉛直分布は次の通りである。

$$u' = \frac{u}{u_m} = \frac{1}{C} \left\{ C + \frac{20}{3} - 20a + 40a \frac{z}{h} - 20 \left(\frac{z}{h} \right)^2 \right\} \quad (4)$$

式 (4) より更正係数 λ は、以下のようになる。

$$[\text{安芸式}] \quad \lambda = \frac{1}{1 + \frac{20}{3C} \left\{ 1 - 3a + 3a \frac{l}{h} - \left(\frac{l}{h} \right)^2 \right\}} \quad (5)$$

これらの理論解析について、その後、春日屋⁹⁾ や藤芳¹⁰⁾ がより詳細に検討している。理論解析に基づく物部式や安芸式には水路の壁面粗度の効果が C を介して組み込まれ

表-1 更正係数の設定
(a) 建設省 (現国土交通省) の場合 λ_J ⁵⁾

h [m]	l [m]	λ_J
~0.7	Surface	0.85
0.7~1.3	0.5	0.88
1.3~2.6	1.0	0.91
2.6~5.2	2.0	0.94
5.2~	4.0	0.96

(b) WMO の場合 λ_W ¹¹⁾

l/h	λ_W
0.10	0.86
0.25	0.88
0.50	0.90
0.75	0.94
0.95	0.98

ていることが、Francis 式や宮本式と大きく異なる。また、安芸式には流速ピークの相対水深 a が明示的に導入されていることも大きな特徴といえる。

長年、浮子観測を洪水流量観測の標準法として登用している我が国では、浮子観測業務を全国統一して実施するために、表-1 (a) に示す更正係数 λ_J が一般に使われる²⁾。この際、浮子の喫水比を 0.4~0.8 とするために、選定された 5 種類の浮子の適用可能水深は同表の通りである⁵⁾。各浮子に対する更正係数に関しては、安芸が提案する流速鉛直分布式 (式 (3)) により得られる更正係数 (式 (5)) を用いて、対応する水深範囲における平均値を採用している。その際には、流速ピークの相対水深 a を水深 h により変化させており、 $h < 1$ m, $1 < h < 2$ m, $2 < h < 4$ m, $h > 4$ m の時に各々 $a=0, 0.1, 0.2, 0.3$ としている。 C については、 $n=0.025 \sim 0.040 \text{ m}^{-1/3} \text{ s}$ に対応する値を与えている。なお、この更正係数設定の経緯は、竹内・江川⁵⁾ に詳しい。

一方、世界気象機関 WMO は、更正係数の標準値 λ_W を表-1 (b) の形で与える¹¹⁾。ここでは更正係数が喫水比 l/h により整理され、Francis 式や宮本式と類似している。

また、後述する更正係数算定には、古典的な流速鉛直分布式である次の対数分布則を用いる。

$$\frac{u}{U_*} = \frac{1}{\kappa} \ln \frac{z'}{k_s} + A_r \quad (6)$$

ここで、 U_* は摩擦速度, κ はカルマン定数 ($=0.41$), z' は底面からの高さ, A_r は普遍定数 ($=8.5$) である。また、 k_s は壁面粗度であり、マニングの粗度係数 n を用いて次のように与えられる²¹⁾。

$$k_s = \left(\frac{n}{0.0417} \right)^6 \quad (7)$$

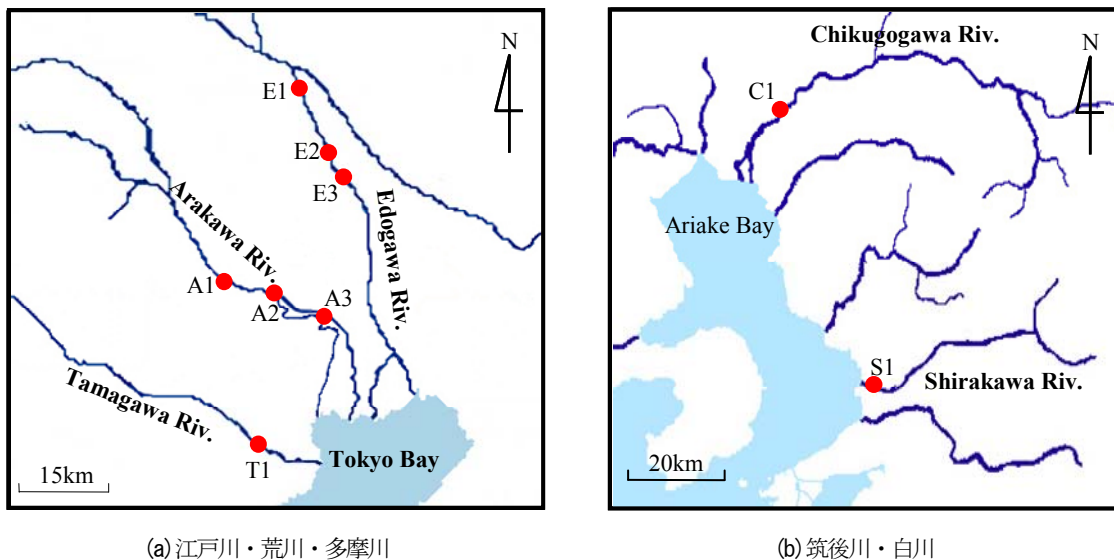


図-1 観測地点

3. 現地観測及びデータ解析法

(1) 現地観測概要

a) 観測サイト

流速鉛直分布計測を行う観測地点として、東京湾に流入する江戸川・荒川・多摩川と有明海へ流入する筑後川・白川という5つの大河川を選定する。各河川における観測地点を図-1に示す。江戸川では新関宿橋 (Stn.E1, 河口より57km)、野田橋 (Stn.E2, 同39km)、玉葉橋 (Stn.E3, 同35km) の3地点であり、荒川では笹目橋 (Stn.A1, 同28km)、新荒川大橋 (Stn.A2, 同21km)、西新井橋 (Stn.A3, 同13km) の3地点²²⁾、多摩川では丸子橋 (Stn.T1, 同13km) のみとしている。また、筑後川では六五郎橋 (Stn.C1, 同14km)、白川では小島橋 (Stn.S1, 同3km) であり、合計5河川9地点である。いずれの地点も複断面で低水路幅は100~250mである。江戸川の3地点のみ順流域に位置し、他の6地点は感潮域に位置する。ただし、今回は洪水イベント時を観測対象とするので、感潮域でもデータ解析対象は順流条件のみである。観測地点の河床材料としては、江戸川では細砂、荒川ではシルトか細砂、多摩川では礫であり²³⁾、筑後川・白川では通常は粘土・シルトであるが洪水後は砂(砂岩)となる^{24), 25)}。

b) 観測対象の洪水イベント

表-2は観測対象の洪水イベントの期間と観測地点、流況、データ取得状況、用いた測器やその設置法を示す。本論文では、計15の洪水イベントの観測データを解析対象とする。流況として、観測期間中の最高水位 (H.W.L) と水深範囲、水深平均流速の最大値 V_{max} を記述している。H.W.Lは、江戸川では野田橋 (Y.P.m)、荒川と多摩川では新荒川大橋と田園調布堰下流 (A.P.m) の水位データである。また、筑後川と白川におけるH.W.Lは観測地点における河床を基準面とした水位である。ここでは、

ほぼ同じ時期に起こった出水イベントに関しては、異なる河川でも同一イベントとして分類する。各河川の観測対象イベントの数は、江戸川では9、荒川と多摩川ではそれぞれ2、筑後川と白川ではそれぞれ3となっている。

観測対象とする水深の範囲としては1.6mから9.5mとなっており、大河川の浮子流量観測で一般に用いられる喫水2mもしくは4mの浮子が対象となる水深を概ねカバーできている。また、各洪水イベントにおける水深平均流速の最大値は、1.0~2.6m/sである。

c) 使用機器

流速鉛直分布計測に用いた超音波ドップラー流速分布計は、ADCP Workhorse 1200kHzもしくは2400kHz (Teledyne RDI製) と Aquadopp 1000kHzもしくは2000kHz (Nortek AS社製) である。超音波ドップラー流速分布計の設置法としては、水表面に鉛直下向きに設置する方法 (ADCPのみ) と、底面上にて鉛直上向きに設置する方法 (両測器) を採用した。水表面に設置する場合、専用浮体等に取り付けられたADCPを河川橋上よりロープ等で吊り下げ水表面付近に浮かべ、定点において2分半から5分静止させて、流速鉛直分布と水深の同時計測を行う。この際、水面上のADCPを完全に静止させることは不可能であるが、十分な計測時間 (2.5~5.0分) の平均を取ればADCPはほぼ固定されていると見なせる。横断面内の観測場所としては、低水路の中央部のみもしくは複数点とする。また、ADCP (もしくはAquadopp) を底面設置する場合には、十分なアンカーを取って鉛直上向きにADCP (Aquadopp) を固定する。横断面内の設置場所としては、低水路中央部もしくは滞筋とする。ADCPは水平・鉛直方向の三次元流速を計測するが、ここでは水平方向流速のみをデータ解析に使用する。

また、ADCPやAquadoppの設定条件を表-3に示す。層厚に関してはADCPでは0.1mか0.2mとし、Aquadopp

表-2 観測対象の洪水イベントと観測状況の概要 (V_{max} : 最大流速 (水深平均値), N : 取得データ数)

No.	Period	Station	H.W.L [m]	Depth [m]	V_{max} [m/s]	N	Instrument	Setting
1	June 19 - 21, 2001	S1	4.00	2.1~3.9	1.5	199	ADCP2400kHz	Bottom
2	July 6 - 7, 2001	S1	3.70	2.4~4.0	1.0	117	ADCP2400kHz	Bottom
3	July 12 - 13, 2001	S1	3.42	1.6~3.6	1.4	173	Aquadopp2000kHz	Bottom
4	Aug. 9 - 11, 2003	E3	7.45	3.0~5.9	1.1	463	ADCP1200kHz	Surface
5	Sep.30 - Oct. 1, 2004	E3	6.27	1.9~4.0	1.0	30	ADCP1200kHz	Surface
6	Oct.5 - 8, 2004	E1, E3	7.63	3.0~6.7	1.2	80	ADCP1200kHz	Surface
7	Oct. 9 - 11, 2004	A1, A2, A3	3.24	5.1~9.5	2.6	513	ADCP1200kHz	Bottom
8	Oct.20 - 22, 2004	E1, E3	8.74	5.2~8.7	1.8	30	ADCP1200kHz	Surface
		A1, A2, A3	3.27	5.6~9.4	2.4	444	ADCP1200kHz	Bottom
9	July 27 - 28, 2005	E3	8.02	3.9~5.5	1.3	89	ADCP1200kHz	Surface
10	June 16 - 19, 2006	E2	7.68	3.4~5.4	1.5	38	ADCP1200kHz	Surface
11	June 23 - 27, 2006	C1	6.18	3.9~6.7	2.0	398	Aquadopp1000kHz	Bottom
12	July 4 - 6, 2006	C1	5.86	3.5~6.5	2.0	225	Aquadopp1000kHz	Bottom
13	July 19 - 24, 2006	E2	9.21	4.9~6.4	1.5	16	ADCP1200kHz	Surface
		T1	2.18	1.8~2.5	1.8	26	ADCP1200kHz	Surface
		C1	6.09	4.5~6.7	1.8	480	Aquadopp1000kHz	Bottom
14	Oct. 6 - 7, 2006	E2	7.97	5.4~5.6	1.7	51	ADCP1200kHz	Surface
		T1	4.53	2.5~4.0	2.4	108	ADCP1200kHz	Surface
15	Dec. 28, 2006	E2	8.14	5.0~5.4	1.5	23	ADCP1200kHz	Surface

表-3 超音波ドップラー流速分布計の設定条件

Instrument	ADCP			Aquadopp	
	Frequency [kHz]	1200	1200	2400	1000
Setting	Surface	Bottom	Bottom	Bottom	Bottom
Cell size	0.20 m	0.10 m	0.20 m	0.50 m	0.20 m
Blank distance	0.25m	0.56m	0.20 m	0.40m	0.20m
Sampling interval	15s	15min	10min	10min	10min
Instrument error[m/s]	0.025	0.022	0.02	0.02	0.02

に関しては0.20mか0.50mとしている。また、計測時間間隔としては、水表面設置の場合 (ADCPのみ) については15秒とし、底面設置の場合には10分もしくは15分としている。この場合超音波の送受信に関わる計測誤差を流速に換算した値は2.0~2.5cm/s程度であり、十分な計測精度を有しているものと考えられる。水表面に鉛直下向きに設置されるADCPでは、水流速度とともに底面との相対速度 (対地速度) を計測できるという「ボトムトラッキング機能」を一般に使用し、ADCP自身の位置補正を行っている。しかしながら、洪水時には掃流砂の影響で河床が静止していないケースがあるため¹⁶⁾、ここではボトムトラッキング機能は使用しない。

d) データ取得状況

各洪水イベントの取得データ数 N を表-2 に示す。ここでの1データとは、水表面設置の場合には定点での計測時間 (2.5~5.0分) の平均値であり、また、底面設置の場合

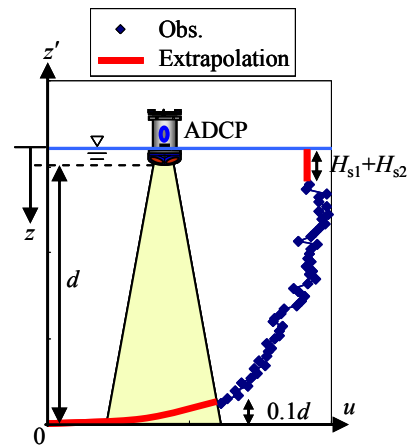


図-2 欠測データの取り扱い

には設定された計測インターバルで得られたサンプルの平均値に相当している。これらの合計は3503サンプルであり、非常に多くの流速鉛直分布データが収集された。

(2) データ解析手順

更正係数は水深平均流速と浮子の喫水部分の表層流速の比に相当しているため、更正係数の算出には水表面から底面にわたる流速鉛直分布データが必要となる。本研究で採用する超音波ドップラー流速分布計は流速鉛直分布計測を可能とする機器であるが、水表面から底面までの水深全体の流速を計測することは困難である。図-2に示す水表面に鉛直下向きに超音波ドップラー流速分布計を設置した場合を例にとると、水表面付近ではセンサーの喫水部

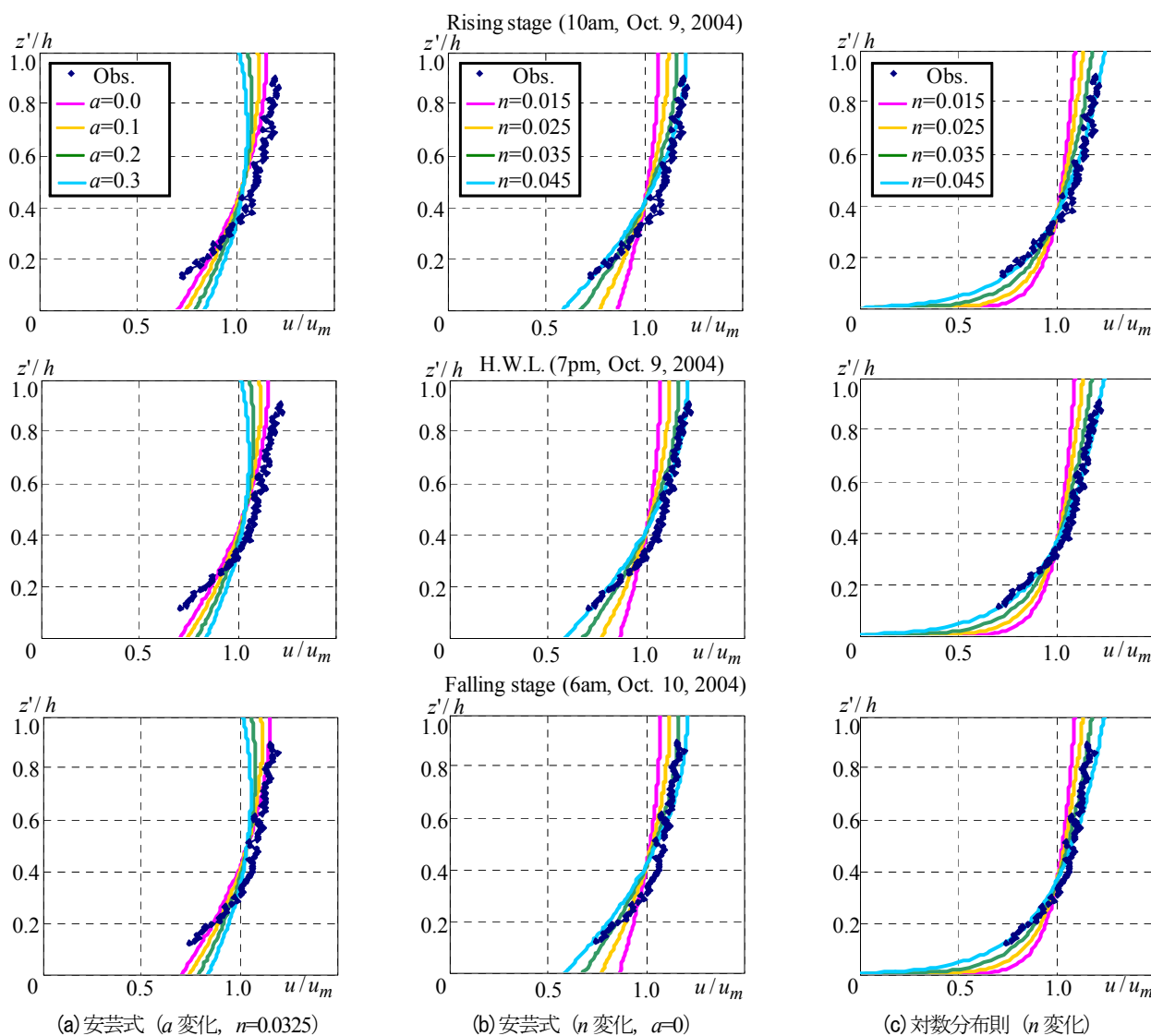


図-3 荒川・西新井橋 (Stn.A3) における無次元流速鉛直分布の観測値と理論値 (イベント7, n : m-s 単位)

分 H_{s1} と不感帯 (センサー面から計測第一層までの深さ) H_{s2} において未計測エリアが生じる¹³⁾. 本論文のケースでは, ADCP の喫水が 0.1~0.2m, 不感帯厚さが 0.25m となっているので, 水表面付近では 0.35~0.45m の欠測となる. また, 底面付近では, センサーから超音波 (メインローブ) 発信時に不可避免的に発信されてしまうサイドローブ音波が反射するため, 計測データの誤差が増大する¹³⁾. そのサイドローブ音波の反射はセンサーから底面までの深さ d の数%まで影響するが, ここでは安全側を見て, その影響範囲を 10% ($=0.1d$) とする. 一方, 超音波ドップラー流速分布計を底面に鉛直上向きに設置する場合には, 上記の場合と逆に, 水表面付近でサイドローブ音波の影響, 底面付近では底面からセンサー設置高さ と不感帯の和の分だけデータ欠測となる. そのため, 水表面・底面付近では何らかの形で流速データを外挿する必要がある. そこで, 図-2 に示すように, 水表面付近では, 計測している表層第一層の流速値を一定値として与える. 一方, 底面付近で

は, 流速実測値に対して対数の近似曲線を当てはめて外挿データを作成する. 底層流速の外挿法としては, 流速のべき乗則を用いる方法も挙げられる¹⁴⁾. この対数則とべき乗則に基づいて底層流速を外挿し修正係数を算出したところ, 0.01 以下の差しか無かったため, ここでは対数則を用いることとする.

得られた水深全体の流速鉛直分布データを用いて, 流速鉛直構造を検討すると共に, 修正係数を算出する. 修正係数の対象とする浮子の喫水 l としては, 我が国における浮子観測方法に準じて, 水深に応じて浮子長を変化させる. すなわち, 表-1 (a) のように, 水深 1.3~2.6m, 2.6~5.2m, 5.2m~において, それぞれ表層 1m 流速, 表層 2m 流速, 表層 4m 流速に対する修正係数を算出する.

4. 流速鉛直分布

(1) 時系列変化

洪水流における流速鉛直構造の時間変動特性を見るために、洪水時の増水期・水位ピーク期・減水期における無次元流速鉛直分布の観測結果と理論値を図-3に示す。ここでは、全イベントの中で最大の流速が観測されたイベント7の荒川・西新井橋 (Stn.A3) における結果を表示している。図中の縦軸は河床からの高さ z' を水深 h で無次元化したものを、横軸は主流方向流速 u をその水深平均値 u_m で無次元化したものをそれぞれ用いている。また、理論値に関しては、安芸式として $n=0.0325\text{m}^{-1/3}\text{s}$ と一定とし流速ピークの相対水深 a を $0\sim 0.3$ と変化させた場合 (同図 (a)) と、 $a=0$ として $n=0.015\sim 0.045\text{m}^{-1/3}\text{s}$ と変化させた場合 (同図 (b))、対数分布則として $n=0.015\sim 0.045\text{m}^{-1/3}\text{s}$ と変化させた時の結果 (同図 (c)) を図示する。この中で、我が国の更正係数算定時において、安芸式の n を $0.025\sim 0.040\text{m}^{-1/3}\text{s}$ と変化させた結果を用いているので⁵⁾、その中央値 ($=0.0325\text{m}^{-1/3}\text{s}$) を同図 (a) では採用している。この図のように、安芸式による流速分布は放物型分布となっており、流速ピーク深さ a が大きくなるとともに流速分布は切り立った形状となる。また、安芸式では、底面上 ($z'=0$) において流速が 0 とならないことも大きな特徴となっている。一方、マンニングの粗度係数 n が大きくなると、安芸式や対数分布則共に流速分布の傾きが大きくなる。

観測結果と理論値を比べると、同図 (a) に示されている n を一定で a を変化させた安芸式の場合には、観測値はどの a の理論値とも全体的に一致しないが、 $a=0$ の理論値が相対的に観測値に近い。しかしながら、今回の観測条件では水深が 4m 以上であり、更正係数算定に用いられる $a=0.3$ の理論値は観測値から最も離れている。上記のように最も観測値と近かった $a=0$ として、様々に n を変化させた場合 (同図 (b))、観測値は $n=0.035$ か $0.045\text{m}^{-1/3}\text{s}$ の理論値と相対的には近くなっている。それに対して、対数分布則の場合には、 $n=0.035$ か $0.045\text{m}^{-1/3}\text{s}$ の理論値が観測値と概ね一致しており、その一致度合いとしては対数分布則の方が安芸式よりも高い。

上述した無次元流速鉛直分布の観測値と理論値の差を定量化するために、各鉛直分布データに対して、次式のような観測値と理論値の差の RMS 値 Err_v を算出する。

$$Err_v = \sqrt{\frac{1}{N} \sum (u'_o - u'_t)^2} \quad (8)$$

ここで、 u'_o, u'_t は水深平均流速で無次元化された主流方向流速の観測値と理論値をそれぞれ表しており、 N は対象とする流速鉛直分布データの個数である。この誤差の RMS 値 Err_v の一例として、図-3 と同一のイベント、地点における Err_v の時間変化を図-4 に示す。ここでは、理論

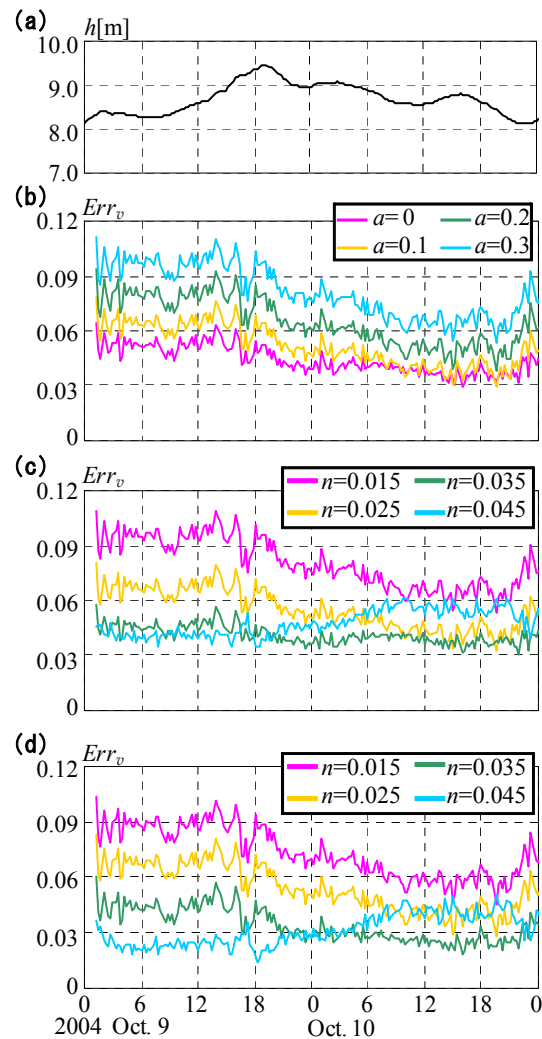


図-4 水深 h (a) 及び無次元流速鉛直分布に関する観測値と理論値 (安芸式: a 変化 (b), n 変化 (c), 対数分布則 (d)) の差 Err_v の時間変化 (荒川・西新井橋, イベント7, n : m-s 単位)

値として、安芸式における n 一定 ($=0.0325\text{m}^{-1/3}\text{s}$) で a を変化させた場合 (同図 (b))、 a 一定 ($=0$) で n を変化させた場合 (同図 (c))、さらに $n=0.015\sim 0.045\text{m}^{-1/3}\text{s}$ と変化させた対数分布則の場合 (同図 (d)) を表示している。これらの結果は、図-3 と同じ結果となっており、安芸式において、 n 一定の時には $a=0$ 、 a 一定の時には $n=0.035\text{m}^{-1/3}\text{s}$ における誤差が最も小さい。一方、対数分布則における誤差のマンニングの粗度係数依存性は $n=0.035$ や $0.045\text{m}^{-1/3}\text{s}$ において誤差が最小となる。その時の Err_v は $0.02\sim 0.05$ であり、安芸式よりも誤差が小さい。

(2) 平均像

より多くのデータを用いて、流速鉛直分布の理論値と観測値を比較するために、各河川における流速鉛直分布の観測データの平均値を作成し、それと理論値を比べたものを図-5 に示す。ここでは、図-3 と同様に、無次元流速 u/u_m と無次元高さ z'/h の形で示されているが、横軸の

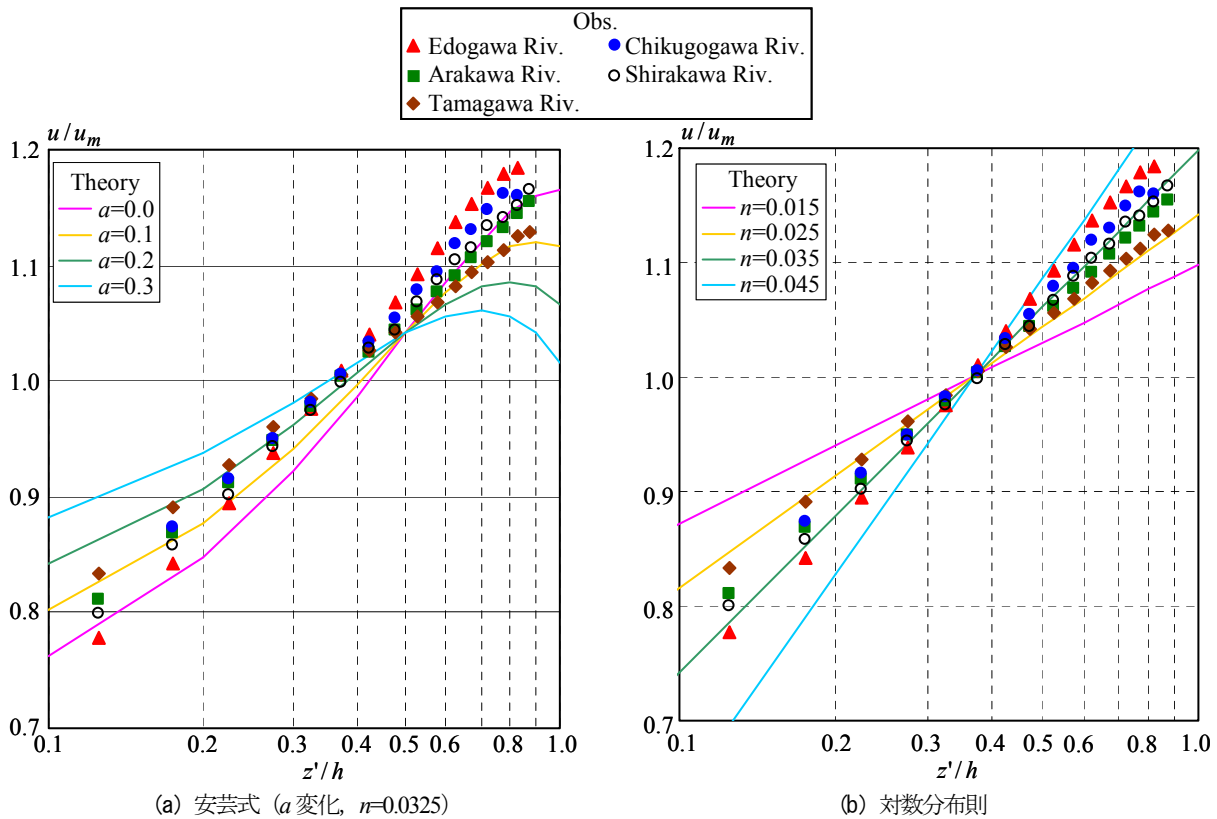


図-5 各河川における無次元流速鉛直分布に関する観測データの平均値と理論値の比較 (n : m-s 単位)

無次元高さは対数表示をしている。また、理論値としては、安芸式 ($a=0\sim 0.3$, $n=0.0325\text{ m}^{-1/3}\text{s}$) と対数分布則 ($n=0.015\sim 0.045\text{ m}^{-1/3}\text{s}$) の結果を図示している。なお、観測値の平均操作としては、各データの流速や計測深度を無次元化し、その後に対象データに対して算術平均を行っており、異なる時間や地点における結果もこの方法で平均化されている。また、観測データの存在しない水面・底面付近では欠測となっている。まず、各河川における無次元流速鉛直分布データの平均値を見ると、全河川において、概ね水面に最も近いデータが流速ピークとなっており、また、一般的に、無次元流速は対数表示される無次元高さとともに直線的に増加している様子が伺える。

この観測結果と理論値を比較する。まず、様々な a を設定した安芸式の場合には、全河川における観測値は水深全体にわたって理論値と一致する様子は見られない。具体的には、例えば多摩川の観測結果に関しては、上層 ($z'/h > 0.5$) では $a=0.1$ の理論値と概ね一致しているが、下層 ($z'/h < 0.5$) では $a=0.2$ の理論値に近い。また、荒川の観測値は上層、下層においてそれぞれ $a=0$ 及び 0.1 の理論値に近い結果となっている。このように、観測データは上層では $a=0$ か 0.1 、下層では $a=0.1$ か 0.2 の理論値と類似したパターンとなっているが、水深全体にわたりよく適合する流速ピークの相対水深 a は存在しない。

それに対して、4種類のマンニングの粗度係数 n を設定した対数分布則の場合には、全河川の観測データは水深全体

にわたり理論値と概ね一致している。すなわち、多摩川や白川の観測値はそれぞれ $n=0.025\text{ m}^{-1/3}\text{s}$ 及び $0.035\text{ m}^{-1/3}\text{s}$ の対数分布則と水深全体にわたり良好に一致している。また、筑後川や荒川の観測結果に関しては、 $n=0.025\sim 0.035\text{ m}^{-1/3}\text{s}$ の理論値と概ね類似している。江戸川の観測値も、 $n=0.035\sim 0.045\text{ m}^{-1/3}\text{s}$ の理論値に近い。このように、流速鉛直分布に関する観測平均値は、安芸式よりも対数分布則との一致度合いが高いことが、全河川において確認された。

観測データ全体に対する理論値との差を河川毎に見るために、無次元流速鉛直分布の観測値と理論値の差に対するRMS値 Err_v の平均値 $\overline{Err_v}$ を河川毎に算出した結果を図-6に示す。ここでも、理論値としては、図-5と同様に、安芸式 ($a=0\sim 0.3$, $n=0.0325\text{ m}^{-1/3}\text{s}$) と対数分布則 ($n=0.015\sim 0.045\text{ m}^{-1/3}\text{s}$) の結果を表示する。まず、理論値として a を変化させた安芸式に着目すると、多摩川を除く4河川では、 $a=0.0$ か 0.1 のときに $\overline{Err_v}$ は最小となり、 $\overline{Err_v}$ は $0.033\sim 0.049$ となっている。また、多摩川では、 $a=0.2$ のときに最小値 0.032 となっている。また、本観測データの多くが該当する、水深 4m 以上の時に更正係数算定に使用される $a=0.3$ の場合には、 $\overline{Err_v}$ は $0.042\sim 0.080$ と大きな値となっており、多摩川を除く4河川では4つの a の中で最も大きな誤差となっている。

一方、対数分布則に対する誤差 $\overline{Err_v}$ は、全河川において $n=0.025$ か $0.035\text{ m}^{-1/3}\text{s}$ のときに最小となり、そのときの $\overline{Err_v}$ は $0.028\sim 0.041$ となっている。この $\overline{Err_v}$ の最小値は、

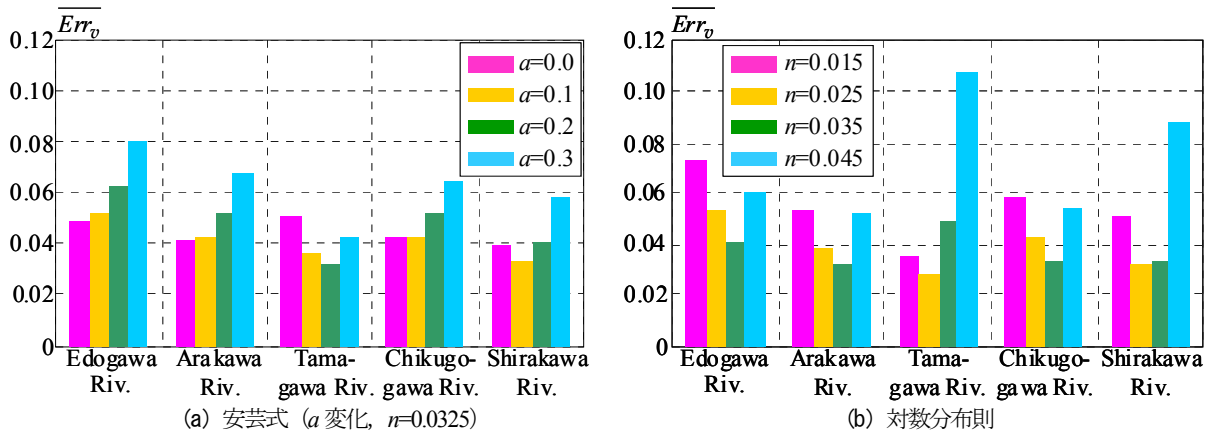


図-6 無次元流速鉛直分布の観測値と理論値の差に関するRMS値の平均値 Err_v (n : m-s 単位)

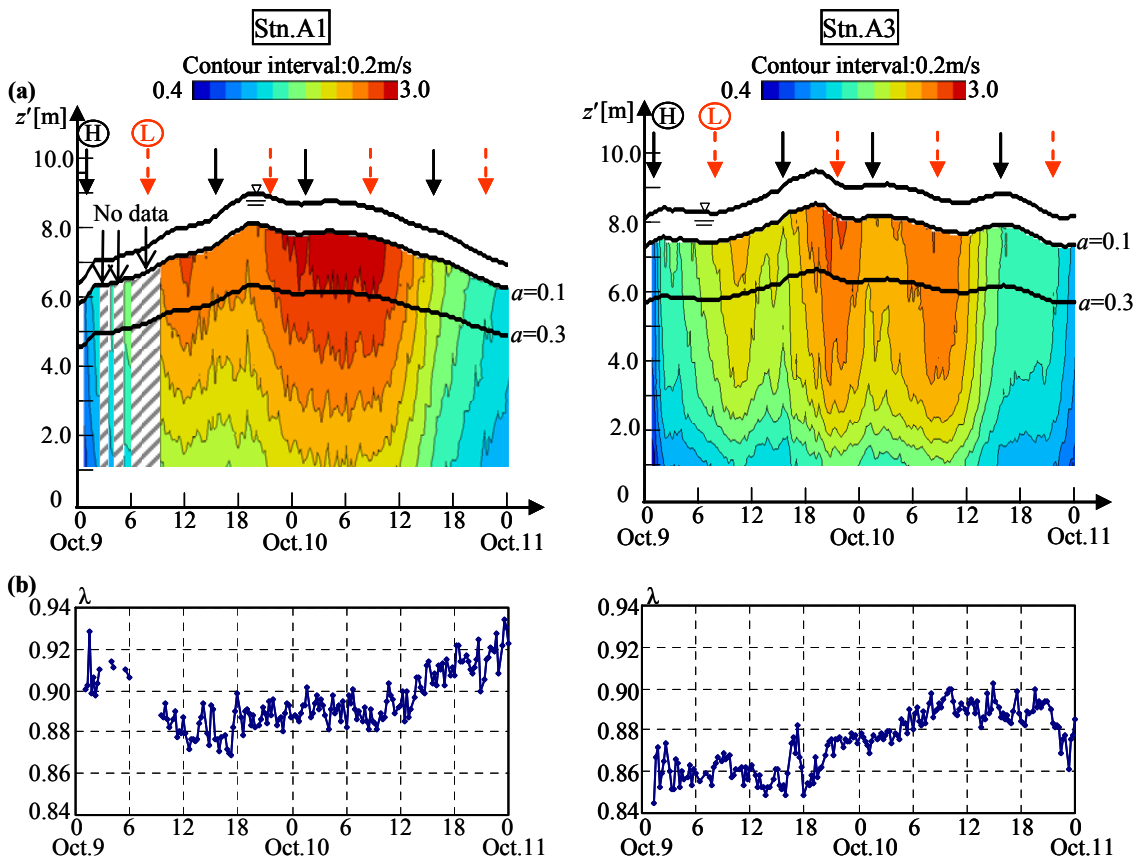


図-7 流速鉛直分布(a)と表層4m流速の更正係数(b)に関する時間変化(イベント7, 荒川・笹目橋(Stn.A1)と西新井橋(Stn.A3), 図中のHとLは東京港の満潮と干潮時刻を示す)

安芸式における結果よりも十分小さくなっている。これらの結果は、前述の時間変動特性や平均流速分布の結果と整合しており、流速鉛直分布としては、対数分布則の方が安芸式よりも観測結果の再現精度が高くなっていることが定量的に明らかとなった。なお、開水路乱流場では、対数則は水深全体にわたり成立せず、ウェイク関数の導入が必要であると一般に指摘されている²⁶⁾。本論文の観測結果はそれらと反して対数則が水深全体にわたり観測値と一致している。その要因については現段階では不明であるが、乱流研究上極めて重要であるので、今後の課題とする。

(3) 流速ピークの相対水深

前述したように、安芸式の理論値と観測値の整合性は、安芸式に含まれる流速ピークの相対水深 a の与え方に大きく依存する。そこで a の実態を把握するために、荒川・笹目橋(Stn.A1)と西新井橋(Stn.A3)における流速鉛直分布の時間変動特性を図-7(a)に示す。ここでは、最大流速が観測されたイベント7の結果を対象とし、データが欠測している水面・底面付近のデータは表示していない。また、流速ピーク深さ a の位置を確認するために、 $a=0.1$ と 0.3 に相当する高さの時間変化も実線で図示している。これを見ると、水位変動は潮位変動の影響により、複数の小

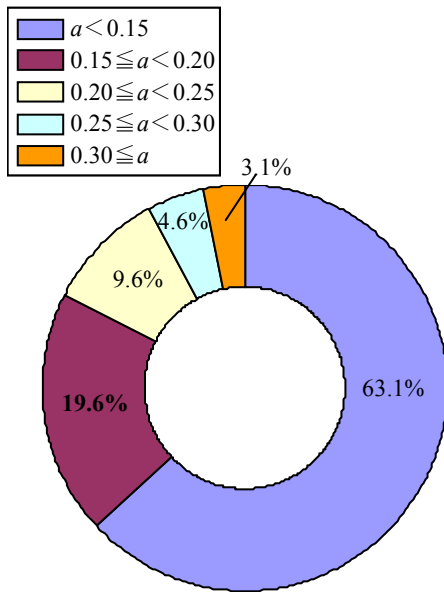


図-8 流速ピークの相対水深 a の頻度分布(荒川)

さなピークが見られ、また、流速ピークは水位ピーク後の減水期に現れるなど感潮域特有の洪水流現象が見受けられる。このときの流速ピーク深さ a は、両地点ともに、計測範囲上端より上かその上端近傍に位置していることが分かる。この観測水深において更正係数算定に用いられる $a=0.3$ 付近には流速ピークが現れている様子は見られない。

このような流速ピークの相対水深 a を定量的に評価するために、最も細かい測定層厚(=0.10m)で連続計測データが収集された荒川3地点の全データに対する流速ピーク深さ a の頻度分布を図-8に示す。ここでは2つのイベント(No.7, 8)を対象としており、測定データの水深は全て5m以上である。図中における流速ピーク深さ a の区分けは0.05刻みとしており、ADCPの計測データが水表面付近の1割水深をカットしていることを考慮して、最小の区分けを $a < 0.15$ としている。これを見ると、 $a < 0.15$ となる割合は、全データの63%と最も多くなっている。また、 a が大きくなると共に、その割合も小さくなっており、 $a=0.3$ に相当する $0.25 \leq a < 0.30$ と $0.30 \leq a$ の割合の和は7.7%と非常に小さい。類似した傾向は、水深4m以上の観測データが多い江戸川においても確認されている。このように、水深が4m以上において流速ピークの相対水深 a が0.3になる割合は低く、 $a=0$ もしくは0.1となる頻度が高いことが明らかとなった。このような結果を反映して、安芸式では、 $a=0$ や0.1の時に流速鉛直分布の観測値との誤差が最小となり、 $a=0.3$ の時にはその誤差が最大となっているものと考えられる。なお、このような a の結果は、横断面内の二次流と密接に関係していると考えられるが、二次流を議論できる十分な観測結果は得られていないため、今後の課題とする。

5. 浮子の更正係数

(1) 時間・空間変動特性

超音波ドップラー流速分布計により計測された洪水流の流速鉛直分布データから算定された浮子の更正係数の一例として、洪水時における更正係数 λ の時間変化を図-7(b)に表示する。ここでは、イベント7における荒川・笹目橋(Stn.A1)と西新井橋(Stn.A3)の結果を流速鉛直分布(同図(a))と比較する形で記載している。同図(a)より、この時の水深は全て5.2m以上となっており、我が国の標準的な浮子観測では喫水4mの浮子が用いられるので(表-1(a))、ここでは表層4m流速に対する更正係数を図示している。これを見ると、更正係数は、時間的に一定とはならず、笹目橋では0.87~0.93、西新井橋では0.84~0.90の範囲で変化している。このときの更正係数の平均値 $\bar{\lambda}$ と標準偏差 σ_λ は、笹目橋では各々0.895と0.013、西新井橋では各々0.874と0.015となっており、各地点における更正係数の変動幅はそれほど大きくない。しかしながら、両地点間の平均更正係数の差は0.021であり、各地点の更正係数の変動幅よりも若干大きい。また、これらの更正係数を表-1(a)に示されている標準値(=0.96)と比較すると、いずれの観測値も標準値より小さい。

更正係数の時間変化を詳細に見ると、水深の増加と共に更正係数が減少している。また、水位ピーク時を挟んで増水期と減水期の更正係数を比べると、減水期の更正係数の方が増水期の値よりも全般的に大きい傾向が両地点において確認される。一般に、増水期の流速鉛直分布の方が減水期の場合よりも切り立つ形となるため^{17), 27)}、結果として更正係数は増水期の方が相対的に大きくなり、上記の結果とは異なる。これは、前述したように、観測地点が感潮域に位置し、洪水時においても潮位変動の影響を受ける。そのため、増水期では洪水流と上げ潮時の流れが相殺し合う“減速流”となるのに対して、減水期では洪水流と下げ潮時の流れが重なる“加速流”となるためであると考えられる。このように、更正係数は、同一地点においても、洪水流の非定常性や水深変化の影響を受けて変化していることが示された。

次に、更正係数の空間変動特性の実態を把握するために、江戸川・玉葉橋(Stn.E3)と多摩川・丸子橋(Stn.T1)における表層2m流速の更正係数に関する横断分布を図-9に示す。ここで、江戸川・玉葉橋では4つの出水イベント(No.4, 5, 6, 9)における低水路中央部5地点の結果を、多摩川・丸子橋では1つの出水イベント(No.14)における低水路内10地点における結果を、それぞれ対象とする。これらのデータより、地点毎に更正係数の平均値 $\bar{\lambda}$ と標準偏差 σ_λ を算出して、平均値 $\bar{\lambda} \pm$ 標準偏差 σ_λ を図中に表示している。なお、ここでは5.2m以上の水深となる観測データが少なく、喫水2mの浮子が用いられる

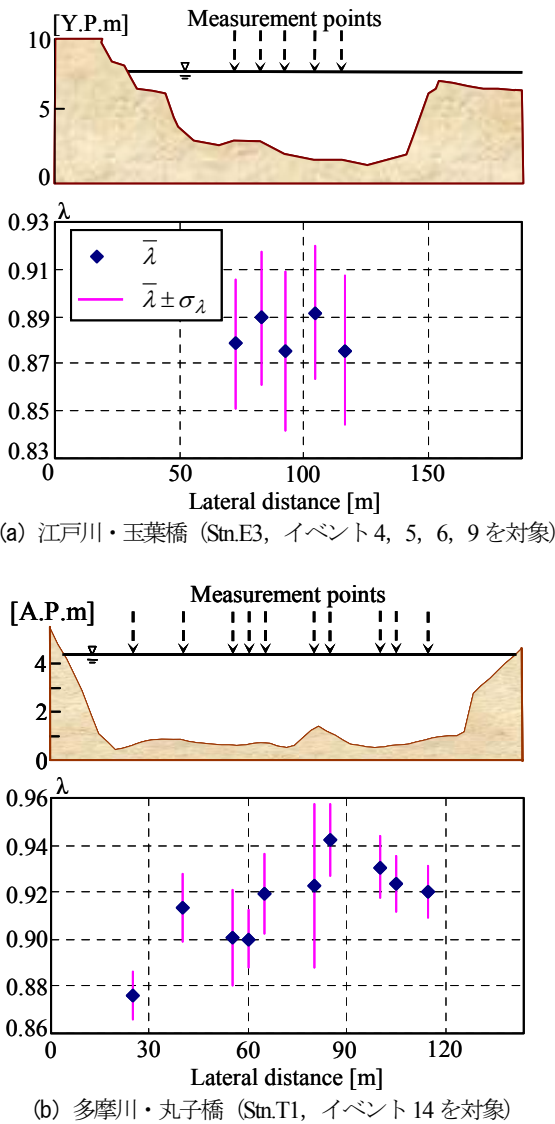


図9 表層2m流速の更正係数の平均値 $\bar{\lambda}$ ±標準偏差 σ_{λ} に関する横断分布

2.6m<h<5.2mのデータが最も多かったため、表層2m流速に対する更正係数を採用している。江戸川・玉葉橋の結果に関しては、更正係数の平均値 $\bar{\lambda}$ は0.875~0.892となり、地点間の違いはそれほど大きくない。このときの標準偏差 σ_{λ} は概ね0.03となっており、前述した荒川での結果よりも大きい。これは、各地点における一洪水イベント内における時間的な更正係数の変化に加えて、洪水イベント間の更正係数の違いを反映している。次に、多摩川・丸子橋の結果に着目すると、更正係数の平均値 $\bar{\lambda}$ は0.876~0.943となっており、江戸川・玉葉橋と比べると平均更正係数の横断変化が大きい。また、このときの標準偏差 σ_{λ} は、10地点中7地点は0.010~0.015と相対的に小さいが、局所的に大きい地点も見られる。このように、同一横断面においても、浮子の更正係数は同一ではなく、空間的に変化していることが明らかとなった。このような更正係数の空間変化の基本メカニズムとしては、河道形状の縦横断的な変化

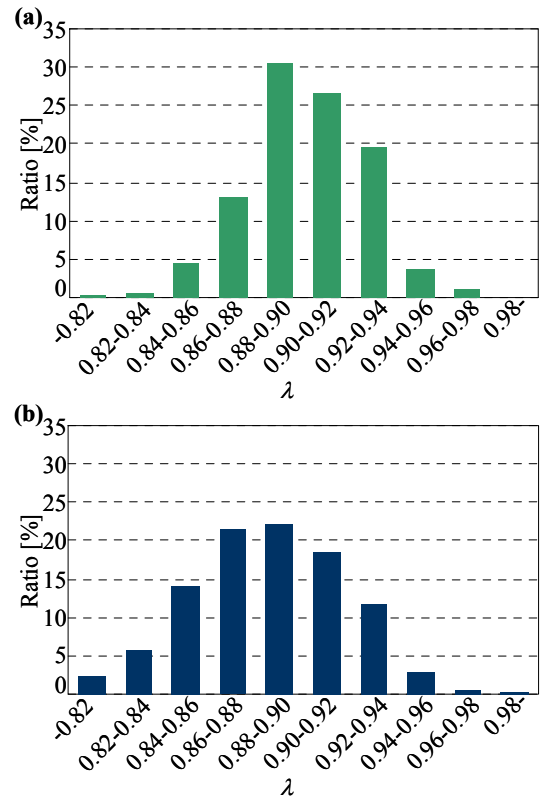


図10 表層4m流速(a)と表層2m流速(b)に対する更正係数の頻度分布(全河川の観測データを使用)

や側岸部の植生抵抗、橋脚などが挙げられ、それを一つ一つ列挙することは容易ではない。本研究では、更正係数の実態把握やその評価法の検討に主眼を置いているので、更正係数や流速鉛直分布の時空間的変動要因の検討に関しては今後の課題とする。なお、超音波ドップラー流速分布計の設置方法の違いが更正係数算定結果に影響を与える可能性が考えられる。更正係数の標準偏差は、表層設置観測(江戸川や多摩川)では0.010~0.035、底面設置観測(荒川等)では0.013~0.026と各々なっており、観測方法の違いの影響は特段大きくないものと考えられる。

(2) 頻度分布

図10は全観測データから求められた更正係数の頻度分布を示している。ここでは、表層4m流速と表層2m流速に対する更正係数を対象としており、データ総数はそれぞれ1775と1527である。これより、表層4m流速の更正係数の多くは0.86~0.94に集中しており、その割合は約90%に及ぶ。この表層4m流速に対する我が国の標準値 λ_j は0.96であるが、この0.96以上となる観測値の割合は約1%しかなく、大部分の観測データは標準値より小さい。同様に表層2m流速に関しても、0.88~0.90をピークとし、その大部分(全体の96%)は標準値0.94を下回っている。このように、観測で得られた更正係数の多くは、我が国において現行で用いられている標準値よりも小さいことが定量的に明らかとなった。なお、更正係数の実測値が我が

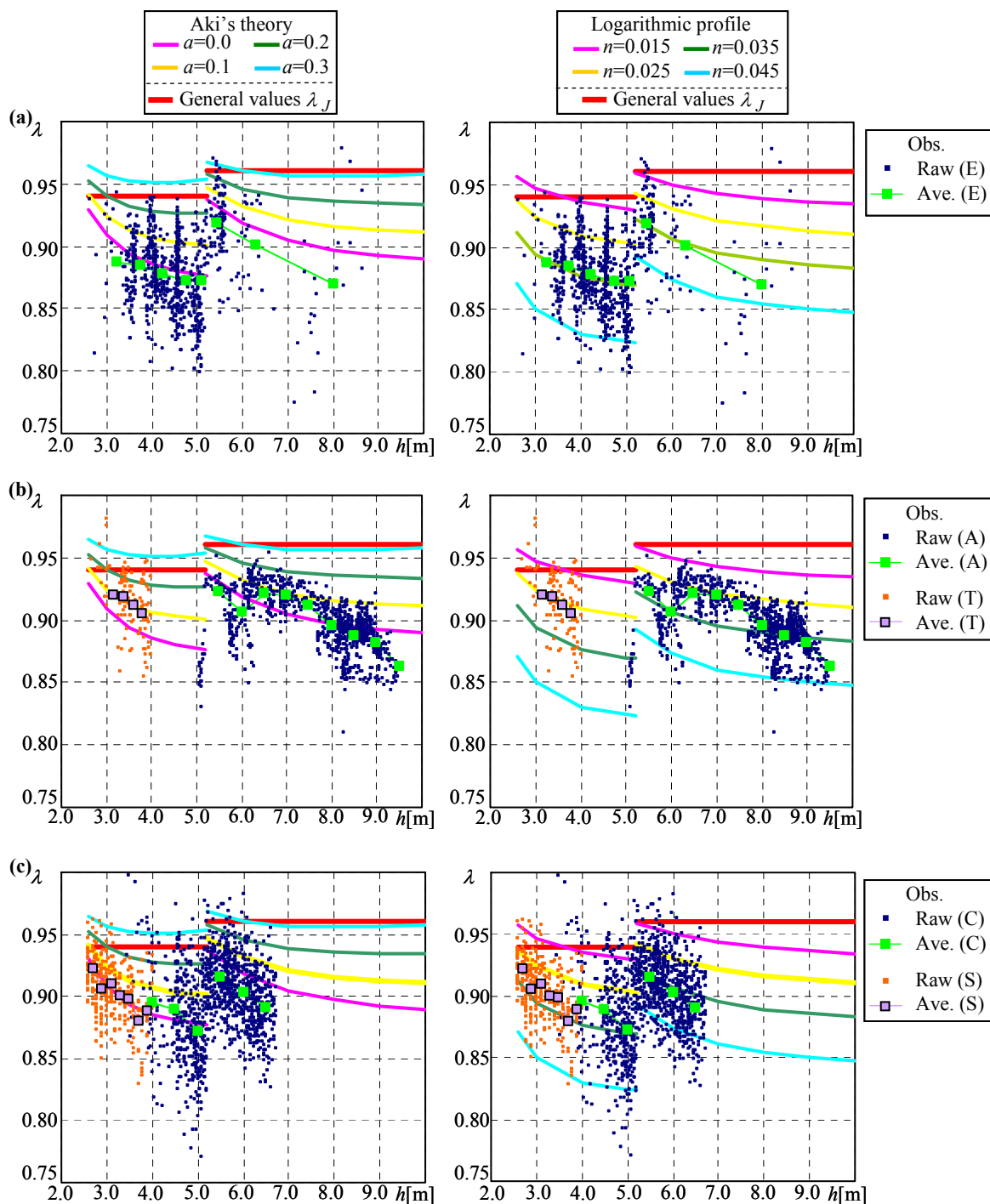


図-11 表層2m及び表層4m流速に対する更正係数の観測値と標準値 λ_J ，理論値の比較（理論値として安芸式（左図， n 一定）と対数分布則（右図）を示す。観測値としては(a)江戸川 (E)，(b)荒川 (A)と多摩川 (T)，(c)筑後川 (C)と白川 (S)に関する生データと移動平均値を示す)

国の標準値を下回るということは、藤井・井戸¹⁸⁾も独自の ADCP 観測結果から指摘している。

(3) 観測値と理論値（安芸式・対数分布則）の比較

各河川において得られた更正係数の観測値に対する理論値の整合性を検討するために、各水深における更正係数の観測値と理論値を図-11に示す。ここでも多くの観測データが収集された表層2m・4m流速の更正係数を対象

とし、表-1(a)にならって水深 $h=2.6\sim 5.2\text{m}$ と $5.2\sim 10\text{m}$ においてそれぞれ表層2m、4m流速の更正係数を表示している。理論値としては、流速鉛直分布と同様に、安芸式($n=0.0325\text{ m}^{-1/3}\text{ s}$ ， $a=0\sim 0.3$ ，式(5)使用)と対数分布則($n=0.015\sim 0.045\text{ m}^{-1/3}\text{ s}$)の結果を図示している。また、観測値としては、生データに加えて、水深 $0.2\sim 0.5\text{m}$ 毎に適当に区分けされた範囲における更正係数の平均値（以下、移動平均値と称す）を表示している。この移動平均値に関

しては、データ数に応じて水深範囲を変えており、特に江戸川では、観測データ数が少ないため、移動平均範囲を拡大して平均データを算出している。なお、我が国の標準値 λ_J も合わせて図示している。

まず、観測値の全体的な傾向に着目すると、更正係数の生データの多くが標準値 λ_J を下回ることに加えて、観測値が水深と共に減少するという更正係数の水深依存性が全河川において見られる。この水深依存性は、観測データの移動平均値において明確に確認される。各河川における更正係数の観測生データは同一水深においてもバラツキが見られ、その変動の振幅は0.05~0.12程度と河川毎に異なる様子が伺える。これらの更正係数のバラツキの要因としては、5. (1) に記述したように、洪水流の非定常性や洪水イベント間や地点間の更正係数の変化などが挙げられる。また、更正係数に関する観測データの移動平均値は我が国の標準値を下回っており、その差は水深と共に広がっている。具体的には、標準値が0.94である表層2m流速の更正係数については、観測データの移動平均値は江戸川では0.87~0.89、多摩川では0.90~0.92、筑後川では0.87~0.90、白川では0.89~0.92とそれぞれなっており、これらの移動平均値は標準値 λ_J よりも0.02~0.07小さい。同様に、標準値が0.96である表層4m流速の更正係数に関しては、移動平均値は江戸川では0.87~0.92、荒川では0.86~0.92、筑後川では0.89~0.92となり、観測データの移動平均値は標準値 λ_J を0.04~0.10も下回る。

次に、安芸式や対数分布則の理論値に着目する。観測値と同様に、これらの理論値も水深と共に減少する、ということがどのパラメータ (a または n) においても見られる。理論値のうち安芸式の結果と観測値を比べると、移動平均値は白川では $a=0$ 、多摩川では $a=0.1$ 、荒川では $a=0\sim0.1$ の理論値とそれぞれ近い。これは、図-5(a) に示されているように、無次元流速鉛直分布の上層における観測値と最も近い流速ピーク深さ a と対応している。また、江戸川や筑後川における移動平均値は、 $a=0$ の理論値と同程度か下回る傾向が見られる。これも、無次元流速鉛直分布より、上層では観測値が $a=0$ の理論値よりも全般的に大きいことと一致する。一方、対数分布則に関しては、観測データの移動平均値は $n=0.025$ か $0.035\text{m}^{-1/3}\text{s}$ の理論値と概ね一致している。河川毎に最も適合するマンニングの粗度係数 n は異なっているが、その様子は図-5や図-6と一致した結果となっている。

注目すべき点としては、前述したように、更正係数の標準値算出時には、表層4m流速に対しては $a=0.3$ 、表層2m流速に対しては $a=0.2$ と 0.3 がそれぞれ採用されているが、それらの a における安芸式の理論値は観測値と大きくずれている。このようなことから、現行の更正係数の標準値が観測値と一致しないのは、安芸式において流速ピーク深さ a の設定に問題があるためであり、このことは図-5や

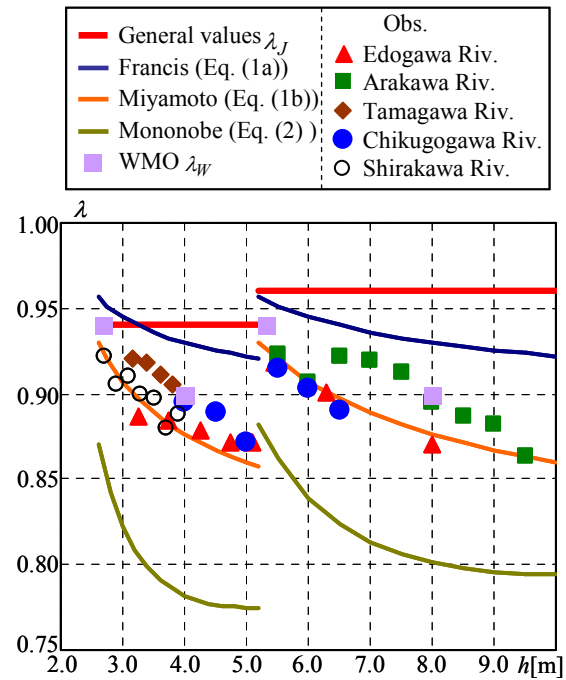


図-12 表層2m・4m流速の更正係数に関する観測データの移動平均値と理論式・実験式の比較

図-6 に示された無次元流速鉛直分布の結果からも明らかである。

(4) 観測値と他の理論式や実験式の比較

前節に引き続いて、更正係数の観測結果を他の理論式や実験式と比較するために、各河川における観測データの移動平均値とWMOの標準値 λ_W 、Francis式(式(1a))、宮本式(式(1b))、物部式(式(2))の結果を図-12に示す。ここでは、図-11と同様に、各水深における表層2m流速もしくは4m流速の更正係数を図示している。また、我が国の標準値 λ_J も合わせて表示している。なお、WMOの標準値 λ_W やFrancis式、宮本式、物部式はいずれも喫水比 l/h の関数となっており、表-1(a)に記載されている水深 h と対応した浮子の喫水 l を与えて喫水比 l/h を求めている。また、物部式に関しては、安芸式と合わせるために $n=0.0325\text{m}^{-1/3}\text{s}$ として得られるシェジ係数 C を採用している。藤芳¹⁰⁾が指摘しているように、物部式は安芸式よりも更正係数を小さめに評価しており、また、実験式としてはFrancis式の方が宮本式よりも大きい。これらの式を観測値と比べると、物部式の理論値は観測値を明確に下回り、またFrancis式は逆に観測値を上回っている。一方、宮本式は、これらの中では観測値に最も近い結果となっている。この宮本式では、Francis式をベースとし、我が国の実河川に合うように同定された係数が採用されており、その同定結果の精度は概ね良好であることが示された。また、WMOの標準値は観測値や宮本式に近い結果となっており、有用な値であることが分かる。

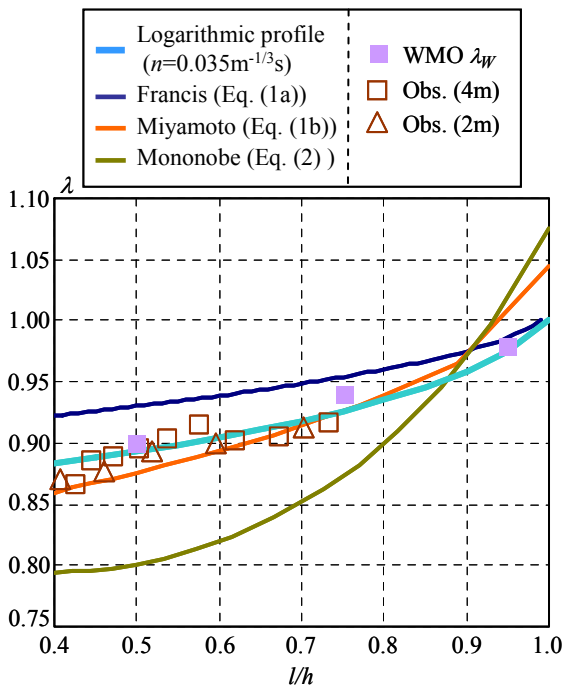


図-13 喫水比 l/h に対する修正係数の変化 (対数分布則と物部式の理論値, Francis 式と宮本式の実験式, WMO の標準値を示す. また全観測データに対する表層 4m 流速と 2m 流速の移動平均値も表示する)

Francis 式等のように修正係数が喫水比 l/h の関数となっていることを考慮して, 喫水比 l/h に対する修正係数の変化を図-13 に示す. ここでは, Francis 式と宮本式, 物部式, WMO の標準値 λ_W とともに, 対数分布則として全体的に観測値と良好に一致していた $n=0.035 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$ の結果を図示している. また, 全河川における観測データに対する表層 4m 流速と 2m 流速の移動平均値も合わせて表示している. なお, ここでは, 観測値が存在している $0.4 < l/h < 1$ の範囲のみを対象とする. これを見ると, 観測データの移動平均値に着目すると, 同一の喫水比では表層 2m 流速と 4m 流速の修正係数は概ね一致していることが分かる. このような観測値に対しては, 図-12 と同様に, Francis 式は過大評価, 物部式は過小評価をしており, 宮本式や WMO の標準値 λ_W , 対数分布則は広範囲の喫水比 l/h において概ね一致している. このようことから, 修正係数は, 平均値としては, 浮子長や水深に関わらず喫水比 l/h のみにより決まる可能性が高いことが示唆された.

(5) 修正係数の設定法について

以上の知見を取りまとめて, 修正係数の設定方法の一案を示す. 超音波ドップラー流速分布計による流速鉛直分布観測等を行わない場合には, 図-13 に基づいて, 修正係数を浮子の喫水比 l/h の関数として与える. その時には, 宮本式や WMO の標準値, 対数分布則の結果を採用する. 一方, 超音波ドップラー流速分布計による流速観測を行う場合には, 流速鉛直分布の観測データに対数分布則を当て

はめて, マニングの粗度係数 n の最適値を対象河川において算定する. そこで得られた n を用いた対数分布則に基づいて, 対象となる表層流速の修正係数を算出する, という手法が有用である. また, 修正係数が喫水比のみの関数となっている Francis 式や宮本式の中の係数を観測データから同定する手法も有効であると考えられる. このような形で浮子の修正係数を設定することにより, 浮子流量観測の計測精度や測定データの品質がより向上するものと考えられる.

6. おわりに

本研究では, 超音波ドップラー流速分布計を用いて, 5 つの大河川における洪水時の流速鉛直分布データを数多く収集し, 流速鉛直分布や修正係数の観測値と既存の理論式や実験式, 標準値との比較・検討を行った. まず, 流速鉛直分布に関して得られた主な知見は, 以下の通りである.

- (1) 河川毎に無次元流速鉛直分布の平均値を算出し, それと安芸式や対数分布則を比較した. 流速ピークの相対水深 a をパラメータとして含む安芸式では, 水深全体にわたり観測値とよく適合する a は存在しない. 一方, 対数分布則に関しては, 適切なマニングの粗度係数 n ($=0.025 \sim 0.035 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$) を選定すると, 理論値は観測値とほぼ一致する.
 - (2) 無次元流速鉛直分布に関する観測値と理論値の差 \overline{Err}_v を求めたところ, 安芸式では, 流速ピーク深さ $a=0$ もしくは 0.1 の時に \overline{Err}_v は最小となり, 水深 4m 以上の時に修正係数算定に用いられる $a=0.3$ の時には \overline{Err}_v は最も大きい. 一方, 対数分布則に関しては, $n = 0.025 \sim 0.035 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$ の時に \overline{Err}_v は最小となり, その値は安芸式の結果よりも小さい. 以上より, 流速鉛直分布としては, 対数分布則の方が安芸式よりも観測結果の再現精度が高いことが示された.
 - (3) 観測データから流速ピーク深さ a を求めたところ, その多くは $a < 0.15$ となっており, 水深 4m 以上のデータにおいても $a=0.3$ となる割合は極めて低い. この結果を反映して, 流速鉛直分布の観測値に対する安芸式の一致度合いは $a=0.3$ において最も低い.
- 次に, 修正係数については, 以下の知見が得られた.
- (4) 修正係数の観測値の多くは我が国の現行の標準値を下回り, その割合は表層 4m, 2m 流速に関してそれぞれ 99%, 96% に及ぶ. また, 実測データの移動平均値は, 標準値 λ_j と比べて, 表層 4m, 2m 流速において各々 $0.04 \sim 0.10$, $0.02 \sim 0.07$ も小さい.
 - (5) 修正係数の実測値と理論値 (安芸式と対数分布則) を比較したところ, 対数分布則に関しては, $n=0.025 \sim 0.035 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$ の時に観測データの移動平均値と概ね一致

する。一方、安芸式については、 $a=0.3$ の結果よりも $a=0$ か 0.1 の方が観測値とより一致する。これらは、流速鉛直分布の結果と整合している。

- (6) 以上の結果を反映して、安芸式をベースとして算定されている我が国の標準値 λ_j は観測値と一致せず、その要因として安芸式中の流速ピーク深さ a の設定に問題があることが示唆された。
- (7) 宮本式やWMOの標準値は観測データの移動平均値と概ね一致している。また、更正係数は、平均値としては、浮子長さや水深に関わらず喫水比 l/h のみの関数となる可能性が高いことが示された。
- (8) 浮子の更正係数評価法としては、流速鉛直分布の観測データが無い場合には、観測値と概ね一致した対数分布則や宮本式、WMOの標準値を適用することは有効である。また、流速鉛直分布データがある場合には、観測値から同定されたマンニングの粗度係数 n を用いた対数分布則を適用することや、更正係数と喫水比の相関式を用いる手法が有効である。

なお、本論文では数多くの流速鉛直分布データを収集・解析したものの、高流速(>3m/s)や大水深(>10m)条件下の観測データが無いなど、全ての水理条件を網羅できていない。また、浮子の更正係数や浮子挙動そのものに大きな影響を及ぼす風に関する検討¹⁾は実測データ不足のために検討できていない。そのため、今後も幅広い水理・風況条件下における現地調査データを収集し、流速鉛直構造や更正係数に関する知見を深化させる必要がある。

謝辞：荒川における観測データ²⁾については国土交通省関東地方整備局荒川河川下流事務所から、筑後川・白川の観測結果については首都大学東京都市環境学部都市環境学科都市基盤環境コース・横山勝英准教授から、それぞれご提供して頂いた。また、その他の河川において現地調査を実施する際には、東京理科大学理工学部土木工学科水理研究室学生諸氏に多大なる御助力を頂いた。本研究の一部は、文部科学省科学研究費補助金・若手研究(A)(研究代表者：二瓶泰雄)による成果である。ここに記して謝意を表する。

参考文献

- 1) Rantz, S. E.: Measurement and computation of streamflow: Volume 1. Measurement of stage and discharge, U. S. Geological Survey Water-Supply Paper 2175, pp.261-262, 1982.
- 2) 建設省河川局, (社)日本河川協会編:改訂新版 建設省河川砂防技術基準(案)同解説 調査編, pp.35-58, 1997.
- 3) 安芸皎一:流量測定法, pp.75-122, 森北出版, 1952.
- 4) 安芸皎一:浮子特に竿浮子による観測流速の更正係数に就て, 土木学会誌, Vol.18, No.1, pp.105-129, 1932.
- 5) 竹内俊雄, 江川太朗:浮子の更正係数, 土木技術資料,

- Vol.5, No.1, pp.18-21, 1963.
- 6) Francis, L. B.: *Lowell Hydraulic Experiments*, pp.146-208, 1909.
- 7) 宮本武之輔:治水工学, pp.84-91, 修教社書院, 1936.
- 8) 物部長穂:水理学, pp.341-349, 岩波書店, 1933.
- 9) 春日屋伸昌:開水路における垂直流速曲線について, 土木学会誌, Vol.38, No.9, pp.15-20, 1953.
- 10) 藤芳義男:棒浮子の補正係数に関する一提案, 土木学会誌, Vol.53, No.2, pp.60-64, 1968.
- 11) Boiten, W.: *Hydrometry, IHE Delft Lecture Note*, A. A. Balkema Publishers, pp.97-100, 2003.
- 12) 堀田哲夫, 吉谷純一:開水路流量計測に関する国際規格, 土木技術資料, Vol.45, No.2, pp.46-51, 2003.
- 13) 金子新, 伊東集通:ADCPの普及と海洋学の発展, 海の研究, Vol.3, No.5, pp.359-372, 1994.
- 14) Gordon, R. L.: Acoustic measurement of river discharge, *J. Hydraul. Eng.*, Vol.115, No.7, pp.925-936, 1989.
- 15) Oberg, K. A., Morlock, S. E. and Caldwell, W. S.: Quality-assurance plan for discharge measurements using acoustic Doppler current profilers, U. S. Geological Survey Scientific Investigations Report 2005-5183, 2005.
- 16) 二瓶泰雄, 色川有, 井出恭平, 高村智之:超音波ドップラー流速分布計を用いた河川流量計測法に関する検討, 土木学会論文集B, Vol.64, No.2, pp.99-114, 2008.
- 17) 酒井雄弘, 二瓶泰雄:ADCPを用いた中小河川の流量計測法に関する検討, 水工学論文集, Vol.50, pp.721-726, 2006.
- 18) 藤井厚企, 井戸健太郎:浮子流量観測の更正係数について, 平成18年度国土交通省近畿地方整備局研究発表論文集 調査・計画・設計部門 I, No.14, pp.1-4, 2006.
- 19) 横山勝英, 金子祐, 高島創太郎:温度計測に基づく感潮河道の底泥浸食過程に関する研究, 水工学論文集, Vol.51, pp.877-882, 2007.
- 20) 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, 水工学論文集, Vol.51, pp.733-738, 2007.
- 21) 日野幹雄:明解水理学, pp.138-152, 丸善, 1983.
- 22) (株)建設技術研究所:荒川下流における流量観測精度向上検討業務報告書, 2005.
- 23) 二瓶泰雄, 重田京助, 伊藤雅人, 星野彰成, 福田昌洋, 加藤靖之:東京湾流入河川における土砂輸送・底質環境特性, 海岸工学論文集, Vol.56, pp.1171-1175, 2009.
- 24) 横山勝英, 山本浩一, 金子祐:筑後川感潮河道における洪水時の底質浸食過程と有明海への土砂輸送現象, 土木学会論文集B, Vol.64, No.1, pp.71-82, 2008.
- 25) 宇野誠高, 横山勝英, 森下和志, 高島創太郎, 大角武志:熊本県白川河口域における土砂動態, 海岸工学論文集, Vol.49, No.1, pp.561-565, 2002.
- 26) 禰津家久, 富永晃宏:水理学, pp.113-145, 朝倉書店, 2000.
- 27) Nezu, I., Kadota, A. and Nakagawa, H.: Turbulent structure in unsteady depth-varying open-channel flows, *J. Hydraul. Eng.*, Vol.123, No.9, pp.752-763, 1997.

(2009. 1. 27 受付)

COEFFICIENTS OF FLOAT IN ACTUAL RIVERS UNDER FLOODING CONDITIONS

Yasuo NIHEI and Takehiro SAKAI

We collected a large number of field data for the vertical velocity profile, measured with acoustic Doppler instruments like ADCP, under flooding conditions in large actual rivers and then compared the observed results for the vertical velocity profile and the coefficients of float with classical well-known theories and empirical formulas to evaluate the accuracy of the coefficients of float, which are the ratio of the depth-averaged velocity to the surface-layer velocity measured by floats. The observed velocity distributions and coefficients of float were in better agreement with the logarithmic velocity profile than Aki's theoretical formula. Due to these results, the coefficients of float generally used in Japan, which are evaluated in line with Aki's theoretical formula, were larger than the coefficients of float calculated by the measured velocity distributions. Based on these findings, we proposed how to evaluate the coefficients of float.