# UAVに搭載した電波式流速水位計による氾濫流量の推定

萬矢敦啓・小関博司

# 1. はじめに

近年頻発する大規模出水により堤防が破堤することによる氾濫流が発生している。このような流れの量を把握することはその後の氾濫域の水位変化を予測する上で重要である。著者らは、これまで Frequency Modulated Continuous Wave (FMCW)レーダ方式の電波式流速・水位計(以下「本センサー」という。)の開発を行ってきた1)。このレーダ方式によって、対象物の移動速度と照射域までの距離の計測が可能となる。つまり、表面流速と水位を同時に計測できることを意味する。本研究は河道内の任意の地点における流量や氾濫流量をUAVに搭載したセンサーで計測する技術を構築することを目的としている。

現地計測は十勝川千代田実験水路(以下「千代田実験水路」という。)で実施した。この実験では人工的に作成された破堤部から氾濫原に流出する氾濫流量の計測を行った。破堤中においては破堤幅、水深が時々刻々と変化する。そのために氾濫流量を計測するためには、流速計測以外にも計測断面の設定、水深が必要となる。特に水深の推定が重要となる。そのために流速・水面波波長と水深の関係を整理した既往の研究を参考にした。本研究では流況及び河床高が時々刻々と変化する状況における水深・流量の推定を行い、それら推定値に対する精度検証を行った。

## 2. 観測手法及び観測条件

#### 2.1 計測機器の構成と観測手法の概要

図-1は観測機器の構成を示す。UAVに搭載するものは本センサー、トータルステーション(TS)のプリズム、ビデオカメラである。センサーはUAVの水平に対して45度の方向に取り付け、電波方向の河川水の速度 $V_R$ 及び本センサーから水面までの斜距離Rを測定する。

これらの機器を組み合わせて① 表面流速 Vo

(本センサー)、②氾濫流の水位H(TS及び本センサー)、③水面波の波長L(画像及び本センサー)、④ 波の進行方向を計測する。

②に関しては、堤防にTSを設置し、搭載したプリズムの位置を把握することで、精度の高いUAVの位置情報を得る。本センサーから得られたR値を組み合わせることでHを得る。③④に関しては、ビデオカメラを本センサーと同じ方向に向け照射域付近で発生する水面波の波長及び波の進行方向を計測する。またこれらの情報からPIV解析を実施することが可能で、流向、流速を副産物的に得ることができる。

上述の①及び③から水深を算定し、水深と①から流量を得ることになる。また④は水深算定の判断に重要な項目となる。

#### 2.2 電波式流速水位計の計測原理

センサーは周波数 $24.05\sim24.25$  GHzを利用している。距離に応じて二つの周波数 $f_i$ 、  $f_2$ が選択され、式(1)を用いて斜距離Rが算定される。

$$R = \frac{(\theta_1 - \theta_2) \cdot C}{4\pi (f_2 - f_1)} \tag{1}$$

Cは光速、 $\theta_1$ と $\theta_2$ は各周波数の位相である。斜距離方向の速度 $V_R$ は選択された周波数のうち一つの  $f_i$  を用いて式(2)より算定される。

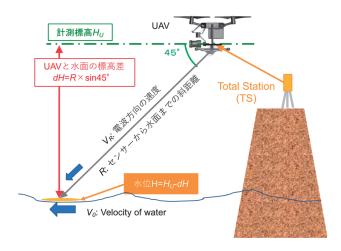


図-1 機器の構成

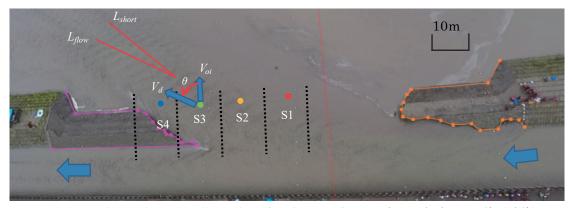


図-2 千代田実験水路における第三回観測時の流況と設定した照射位置(S#)と区分線(破線)

$$V_R = \frac{f_{di} \cdot C}{2f_i} \tag{2}$$

 $f_{di}$  は  $f_i$  におけるドップラー信号である。本計 測原理の詳細は参考文献を参照されたい $^{10}$ 。

## 2.3 水深推定法

水深を推定するために、山田ら $^{2}$ と Yalin & Bishop $^{3}$ の成果を参考にした。山田ら $^{2}$ は微小振幅波理論を基礎に、不規則河床波上の水面波の波数とフルード数 Frを関連付ける式 (3) を導出した。また、実験結果と比較して、適用可能なフルード数が0.6以下であることを示した。

$$Fr^2 = \frac{1}{k_0 h} \tanh\left(k_0 h\right) \tag{3}$$

$$k_0 = \frac{2\pi}{L}$$
,  $Fr = \frac{U}{\sqrt{gh}}$ 

ここに、Lは波長、Uは平均流速、hは水深、gは重力加速度である。Uは流向方向の平均流速であるため流速補正係数を考慮し、計測された流速を断面平均流速に変更する必要がある。式(3)に計測されたU及びLを代入することでhを得る。

Yalin & Bishop <sup>3)</sup>は砂堆の発達時間に関する研究において、実験結果を再現する波長水深比が式(4)で表されることを確認した。

$$L = 2\pi \cdot h \tag{4}$$

同様に計測されたLを用いてhを得る。

なお、本研究では水面波と河床波の波長は等しいという仮定をおいている。

# 2.4 流況

図-2は対象とした流況の一つであり、破堤数時間後の堤防と氾濫流の状況を示したものである。破堤前は図の下にある水路にのみ流路があったが、図の中央にある堤防に水が乗り上げ、破堤し、図

の上の氾濫源に氾濫流が広がった。

このような氾濫流の流況は堤防の破堤幅が広が るにつれ大きく変化する。このような条件におい ては破堤幅や流況に応じた計測断面の決定が重要 となる。図はこの流況における照射位置をS1~4、 区分線を破線で、流向を矢羽根で示している。な お区分数は破堤幅の広さ、流況に応じて変化する。 後述するように第一回、第二回の観測時には区分 数が異なる。 Voiは流量を算定するために必要な 流速でこれは堤防ラインと直行する成分の流速で ある。これを計測するためにUAVの向きは $V_{oi}$ と 並行になるように調整する必要がある。 $L_{short}$ は 水面波の進行方向、 $L_{flow}$ はPIVで観測した流向方 向の波長である。また Vaは流向方向の流速であ る。ここで指定される照射位置は破堤幅や流況に 応じて決定されている。例えばUAVの映像から 図のS1より上流側は流速がない領域(死水域)であ ることが理解できたため計測が行われていない。 なお2.3で示した水深推定法では、 $L_{short}$ 及び $V_d$ を 採用している。

## 2.5 実験水路の流量と氾濫流量

図-3に水路内の流量の時間変化を示す。流量は2箇所で計測されている。それらは実験水路の上

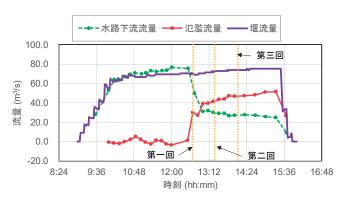


図-3 流量の時系列変化と観測時刻

観測番号		1	2					3				
区分番号		1	1	2	3	4	5	1	2	3	4	
区分流速 Voi	本計測	-	0.43	0.94	0.94	0.73	1.36	1.18	1.24	0.97	1.01	
(m/s)	PIV	-	0.32	0.53	1.19	1.42	1.23	0.50	1.24	1.14	1.84	
流向 θ	本計測	-	71	70.2	65.4	64.3	63.4	72.6	65.6	74.3	61.8	
(度)	PIV	-	53.8	70.1	60.8	60.9	61.8	67.4	64	68.2	59.7	
波長 L	本計測	-	5.11	7.49	5.31	5.38	5.27	7.23	4.96	5.44	6.23	
( m)	PIV	-	1.55	3.44	3.82	3.71	4.63	4.84	3.81	4.72	6.03	
流速 $V_d$	本計測	-	1.32	2.79	2.26	1.69	3.03	3.95	3.01	3.58	2.14	
(m/s)	PIV	-	0.54	1.56	2.44	2.93	2.60	1.31	2.84	3.08	3.66	
区分幅 B(m)		10	7.27	8.46	10.43	10.60	10.14	10	10	10	10	
計測水位 (m)		15.12	15.52	15.15	15.22	15.47	15.53	14.94	15.31	15.45	15.37	
氾濫流量 (m³/s): 図-3		29.9	43.5					47.2				
山田ら	$h_i$ (m)	-	0.13	0.62	0.40	0.21	0.94	NAN	0.98	NAN	0.35	
(1984)(式(3))	$q_i  (\mathrm{m}^3/\mathrm{s})$	-	0.34	4.22	3.36	1.41	10.99	NAN	10.42	NAN	3.02	
	-	20.3					13.4(NAN 以外の合計)					
Yalin &	$h_i$ (m)	-	0.81	1.19	0.84	0.86	0.84	1.15	0.79	0.87	0.99	
Bishop	$q_i  (\mathrm{m}^3/\mathrm{s})$	-	2.16	8.06	7.04	5.63	9.83	11.54	8.35	7.12	8.52	
(1977)(式(4))	$Q (m^3/s)$	-	32.7						35.5			

表-1 計測結果と推定流量値

流端に位置する堰と破堤部より下流側の測線であり、それらを堰流量、水路下流流量とする。この両者の間には流量の出入りがゼロであるため二つを引いた値を氾濫流量と定義した。

本実験では12時30分頃から水路下流流量が減少し始め、その後、急激に減少する。それとともに氾濫流量は急激に増加し、13時頃から増加が緩やかになり始めている。これは破堤幅が平衡状態に近いことを示唆している。この間、堰流量は徐々に増加するものの、ほぼ一定値であることから実験水路には定常的な流況が維持されていたことがわかる。UAVによる観測は合計3回行われ、第一回が12時44分、第二回は13時29分、第三回は14時11分であり、図-3に黄線で示している。一回の観測に要する時間は一つの区分断面につき1分間計測を行い、合計で離陸から着陸まで10分程度の時間を要している。

## 2.6 氾濫流量値の算定方法と計測手順

氾濫流量を以下に定義して式(5)で示す。

$$Q = \sum q_i = \sum \alpha_i \cdot V_{0i} \cdot h_i \cdot B_i \tag{5}$$

Qは氾濫流量、 $q_i$ は区分流量、 $\alpha_i$ は更正係数、 $h_i$ は水深、 $B_i$ は区分幅、iは区分番号である。ここでは流量値を算定するための計測の手順を示す。

- (1) UAVのカメラによる現状を把握する。ここでは特に氾濫流の全体像の把握をすることを目的とし、一枚の画角で氾濫状況全体が入るような高度でUAVを操作することが望ましい。
- (2) (1)で得られた流況を基に区分断面及びその数を決定する。ここでは死水域の設定も含める。
- (3) 各区分位置における流速  $V_{oi}$ 、水位の計測、動画の撮影を実施する。本実験ではUAVの高さを水面から5m程度とした。しかしながら動画でのPIV測定や水面波の波長の把握を考慮するともう少し高い位置における観測が望ましい。
- (4)(3)から得られた撮影画像を用いて水面波の波長と流向を算定する。
- (5) 計測流速、波長を用いて式(3)及び式(4)から 水深を推定する。
- (6) 式(5)を用いて流量値を得る。

# 3. 計測結果

表-1は計測結果と各方法で推定された流量を示している。表の上段はセンサーやPIV解析によって得られた値を示している。表中の氾濫流量は図-3から得た値である。下段は各区分の推定水深と流量、総流量を示している。

区分流速は9区分中5区分において、PIVと10%以内の差の流速を示している。他4区分においてはPIVと比べて倍半分の流速を示している。これらの差は、計測原理による違いと流況が関係していると考える。つまり、UAVに搭載した本センサーは水表面の移動速度、一方のPIVは水表面のトレーサーの移動速度を計測している。破堤部においては流れが複雑になるため、水深平均流速を得る目的において代表流速の最適な計測方法を選択する必要がある。またそれぞれの流速補正係数の考え方が異なる可能性がある。これらに対して今後、表面流速とADCPを用いた鉛直方向の流速分布を比較して検討する必要がある。

流向は、どの区分においてもPIVと同じ流向を示している。一方、波長は第三回の第4区分を除いて、PIVの結果と50cm以上の差がある。画像解析による流向の計測結果の精度が良ければ波長の精度も良いと考えられるが、そうではなかった。原因は2つあると考えられる。1つ目は画像解析では水面を平坦と仮定したが、実際は平坦でなかった可能性が高いこと。もう1つは、動画の俯角が45度であるため、水面波の峰の詳細な平面位置の特定は難しいことである。従って、この分析のために高度を上げて俯角を大きくした動画撮影に専念することが望ましい。

氾濫流量は第一回で29.9m³/s、第二回で43.5m³/s、第三回で47.2m³/sであった。これらの値は堰流量とADCP観測流量の差分であるため、信頼度の高いデータである。式(3)による流量は第二回において氾濫流量の半分程度であり、第三回においては流速値が大きいために水深を算定できない区分があった。式(4)による結果のみが第二、三回いずれの観測においても氾濫流量と同じ規模の流量を算定した。これらの流量の結果は、各式で推定された水深だけではなく、流向や波長の算定結果や更正係数の選択等の影響を大きく受けている可能性もある。

# 4. まとめ

本研究をまとめると、次のとおりである。

- (1) 河床変動が活発な流況における流量観測手法を試行した。流量観測の要素は2つで、一つは水表面の流況計測、もう一つは土砂水理学の知見を用いた水深推定である。水表面の流況計測において計測された項目は、流速、水位、河床波由来の水面波の波長である。これらは電波技術と画像解析を組み合わせて行われた。
- (2) 計測は破堤中の河床変動が活発な流況に対して行われており、時々刻々破堤幅や水深が変化する流況であった。
- (3) 水深推定において、2つの式による水深が比較された。式(4)による結果が最も真値に近かったが、それでも真値の75%程度の値であった。この差の要因として、更正係数や流向、波長算定における不確実性等が考えられる。

## 謝辞

北海道開発局帯広開発建設部には千代田実験水路における観測場所とPIV解析の結果等様々な観測データを提供して頂いた。ここに記して感謝申し上げます。

## 参考文献

- 1) 萬矢敦啓、墳原学、工藤俊、小関博司、笛田俊治: 電波式流速水位計の開発、土木学会論文集G(環境)、Vol.72、No.5、pp.I305~I311、2016
- 2) 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
- 3) Yalin, M.S. and Bishop, C.T.: On the physical modeling of dunes, Proc. 17th Cong. IAHR, 1. 1977

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 YOROZUYA Atsuhiro

小関博司



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 土木研究 所企画部研究企画課主査 KOSEKI Hiroshi