平成 22 年 12 月 11 日~12 日

農業農村工学会応用水理研究部会 研究発表会 講演プログラム

【12月11日】

開会の挨拶

(13時30分~15時00分)

1. ヤマメ稚魚の臨界遊泳速度に関する実験

•••••1

••••18

弘前大学農学生命科学部 ○泉 完・加藤 幸

 昭和堰頭首工(寒河江川)における引き込み式魚道の被災可能性に関する実験的検討 ・・・・・7 岩手大学農学部 三輪 弌

3. River Suspended Sediment Load Transport Analysis with Data Stratification13 The United Graduate School of Agricultural Sciences, Ehime University OEdward Lapong Faculty of Agriculture, Ehime University Masayuki Fujihara, Tomoki Izumi Kunihiko Hamagami, Toshiko Kakihara Noriyuki Kobayashi

(休憩:15時00分~15時15分)

(15時15分~16時45分)

4. 水生植物による水面被覆が閉鎖性水域の吹送流場に及ぼす影響

九州大学大学院生物資源環境科学府 〇中武 聖

前九州大学大学院農学研究院教授 森 健

愛媛大学農学部 濱上 邦彦

京都大学大学院農学研究科 吉岡 秀和

九州大学大学院生物資源環境科学府 平井 康丸

5. 水上栽培を行う閉鎖性水域の水質予測モデル構築のためのパラメタ同定 ·····24 --ハナカンナの栄養塩吸収能および熱輸送の抑制効果---

愛媛大学農学部 ○濱上 邦彦・藤原 正幸・Edward Lapong

6. 1次元開水路における局所的流速場の確率過程モデルと移流分散現象解析への応用 ・・・・・30 京都大学大学院農学研究科 〇吉岡 秀和・宇波 耕一・河地 利彦

平成 22 年度農業農村工学会応用水理研究部会幹事会(16 時 45 分~17 時 15 分)

情報交換会(17時30分~19時00分)

【12月12日】

(9時00分~10時00分)

7. 直角 V 字型減勢工の水クッション深さに係る研究

•••••34

長野県北信地方事務所 ○阿部 剛士

明治大学農学部 小島 信彦

 多重連結型開水路網に対応した質量保存型有限体積法流れ解析モデル ・・・・・・40 京都大学大学院農学研究科 〇石田 桂・宇波 耕一・河地 利彦

閉会の挨拶

ヤマメ稚魚の臨界遊泳速度に関する実験

泉 完 加藤 幸

弘前大学 農学生命科学部, 〒036-8561 弘前市文京町3

1. はじめに

近年,魚道設計流速の指標の一つである突進速度に関す る新たな知見が得られてきている(泉ら,2006,2007,2008, 2009a,2009b,泉・矢田谷,2007).一方で,魚の休息場流 れに定位する流速の指標として,60分間持続して遊泳でき る最大遊泳速度として巡航速度(Cruising speed)

(Brett et al., 1958) がある. この速度は, 耐久速度 (Endurancs speed) (Blaxter, 1967) とも言われている. 海水魚や淡水魚 の巡航速度に関する研究については, Brett et al. (1958), Bainbridge (1960), Brett (1964), 塚本・梶原 (1973), 中村 ら (1991), 鈴木 (1999), 山口・高谷 (2000) により行われ ている. これらから魚の巡航速度は, 一般に体長の 2~4 倍 程度 (Blaxter, 1967) であることが知られており, 水温にも 影響されるとしている. しかしながら, これまで得られた 知見のうち, 河川に生息する遊泳能力が弱い稚魚の巡航速 度に関するデータ数は極めて少ない.

そこで、本研究では魚種として、泉ら(2009b)により突 進速度の知見が得られているヤマメ稚魚(Oncorhynchus masou masou)を測定の対象にした.ヤマメ稚魚は渓流河川 に放流される魚種の一つでもある.我が国におけるヤマメ 稚魚の巡航速度に関する知見は、一部見られるのみ(稲野, 2001)で、他にほとんどない.したがって、この速度を明 らかにすることは、ヤマメが生息する河川での魚道設計や 生息場環境の整備・保全の際に有用な情報提供となる.

一方,いままでの数々の魚道の遡上調査研究(泉ら,1998, 2001,2006;Izumi et al.,2000)から,魚道を利用する魚類 は時期によって体長が変化し,また,河川水温が時期的あ るいは日周期的に変化する状態で遡上することが知られて いる.このことから魚道設計や河川での生息場や遡上環境 を想定した場合,現地河川水の水温が自然に変化する状態 で遊泳させる実験の方がより実際的であると考えられる.

また、巡航速度の測定については、持続時間の基準を60 分間にしているものの、研究者によっては実験方法が異な っている.この点、Brett (1964)は臨界遊泳速度(Critical Swimming Speed、以下 CSS と称す)を測定している.これ は、魚を所定の流速で60分間泳がせ、その流速で完泳した ら、流速を任意の流速だけ段階的に増加させ60分間泳がせ ていく方法である.中村ら(1991)もこの方法で測定して おり、本研究でもBrett (1964)の臨界遊泳速度が巡航速度 に概ね相当するものと考えた.

そこで、本報告は、ヤマメ稚魚の臨界遊泳速度に関する

知見を得ることを第一の目的として,現地の河川敷地内で 小型長方形断面水路による河川水を直接用いたヤマメ稚魚 の遊泳実験を実施し,その臨界遊泳速度について考察した ものである.

実験場所と実験装置

遊泳実験の場所は、岩木川取水堰(青森県弘前市)の左 岸側河川敷内で、この場所には魚道が設置されている.取 水堰は河口から約55km上流の岩木川(総延長102km)の中 流部に位置している.本実験では泉ら(2006)の実験のよ うに現地魚道を流下する自然河川水をそのまま長方形断面 水路に通水させて計測するフィールド的観測方法を採用し た.実験は当該河川での地元漁協によるヤマメ稚魚の放流 時期に合わせ、2009年と2010年の6月上旬から中旬の3 日~4日間の短期間に長方形断面水路の流速を変化させて 合計14回行った(Table 1参照).計測時刻は午前9時~午 後7時の間である.

実験装置の概要とその全景を Fig.1 と Fig.2 に示す. 実験 装置は Fig.2 のように魚道に隣接して設置されている.実験 装置は Fig.1 に示すように余水吐と整流板のあるマノメー ター付きの貯水槽(幅 35cm・長さ 55cm・高さ 30cm)と幅 15cm・高さ・15cm・長さ 100cm の透明アリル製の小型長 方形水路で構成されており,足場パイプで組まれた架台上 に台座とともに設置されている(Fig.2 参照).水路幅につ いては、体幅の3倍以上で魚の尾ひれの振れ幅の影響がな いこと(塚本・梶原, 1973)を考慮して 15cm とした.長 方形水路の上流端には整流用の厚さ 0.2cm・長さ 3.0cm の 透明アクリル板を水路横断方向に 2.5cm 間隔で 5 枚,末端 部には水深調節用の転倒ゲートが取り付けられている. ま た,長方形水路内の上流側に目合い 5mm×4mm の仕切網を 設け、その下流 55cm 区間内で遊泳できるようになってお り, さらに, 上流の仕切網から 50cm 下流地点にも仕切網 が設置できるようにしてある. 遊泳中の供試魚の遊泳動態 を視認するため、長方形水路の底面と右岸側壁に目盛付き の白色版が取りつけてある.

なお,水路台座の末端部を支点として貯水槽の上流端を 上・下させて,長方形水路勾配が変化できるように工夫さ れている.水路勾配は,流速条件を変化させるため 1/21~ 1/107 の範囲である.

中村ら(1991)は、長方形断面のスタミナトンネルによ るブリ(Seriola quinqueradiata)・マアジ(Trachurus japonicus)



Fig.1 実験装置の概要

の遊泳能力の実験で下流に網を設けた場合,尾ひれを網に 接触させで休む個体などがあるとして絹糸をスリット状に 垂直に設置している.このことから,本実験では,転倒ゲ ートの直上流側に直径0.7mmの水糸を横断方向に1cm間隔 で14本垂直に張りつけた.実験に用いる水は,Fig.1のよ うに河川から直接2台の水中ポンプで貯水槽に給水され, 余水吐で一定水位に保持しながら,動水勾配で長方形水路 内を流れ,長方形水路末端から魚道へ流下する「かけ流し 状態のシステム」になっている.このため,実験水路には 常に新鮮な河川水が供給されている.

実験方法と実験項目

実験時は、貯水槽の水位を一定とし、設定する流速は 20cm・s⁻¹~50cm・s⁻¹を想定し、水路勾配、水中ポンプの供給 量と貯水槽水位、および転倒ゲートで調節した.他に気象 条件と河川水温と濁度を測定した.また、水深について、 魚は体高の2倍以上の水深で遊泳できるとされている(久 保田ら、2000).鬼束ら(2008、2009)は、体長4cm~13cm のアユ(Plecoglossus altivelis altivelis)・オイカワ(Zacco platypus)・カワムツ(Zacco temmincki)・ギンブナ(Carassius sp)の突進速度を室内で幅12.5cm・長さ120cmの長方形断 面水路を用い、8.7cmの水深で計測している.これらのこ とから、本実験ではヤマメ稚魚の体高を考慮に入れ、遊泳 区間の平均水深を6.5cm~7.5cmの範囲とした.

遊泳実験は、各実験ともはじめに下流側の仕切網を付け た状態で長方形水路の流速を2cm・s⁻¹程度にして通水し,生 簀から無作為で取り出した供試魚を1~3 尾遊泳区間に入 れ、3 分間程度馴致した.その後、初期段階の断面平均流 速になるように下流の転倒ゲートと貯水槽の余水吐を調節 し、定常後に下流側の仕切網を静かに引き上げ、遊泳させ た.供試魚が初期段階での流速で60分間完泳した場合,段 階的に、断面平均流速を増加させ、これを繰り返した.そ して、供試魚が遊泳区間から流れに対し持続して遊泳でき ず、流出するまでの各遊泳段階の遊泳時間と断面平均流速 を計測した.流出の判断は、魚が流れに対し持続して遊泳 して、供試魚が遊泳区間から流れに対し持続して遊泳



Fig.2 実験装置の全景

1cm間隔で張られた14本のスリットから下流に流された時 点とした.

また、水路左岸の側方 1.8m と上方 1.2m の高さに設置し たデジタルビデオカメラでヤマメ稚魚の遊泳動態を 2 次元 的に撮影・録画し、各流速段階での遊泳区間内における遊 泳位置の傾向を調べた.各段階の断面平均流速は、各段階 の遊泳前後に計 2 回水路末端で容積法によって流量を実測 した(1回につき5回測定しその平均値を用いた).遊泳区 間の流れは不等流になるので、遊泳区間の上流・中央・下 流 3 地点の平均水深から断面平均流速を求めた.流出した 供試魚は水路末端部で採捕し、供試魚の全長・体長・体高・ 体幅・湿重量を測定した.実験に供した個体は 1 回限りの 遊泳とした.なお、供試魚への人影などを考慮して、側方 ビデオカメラより後方に離れて遊泳する様子を観察したが、 センサー部 φ 5mm の 2 軸電磁流速計(ACM-250-A, ア レック電子、測定精度:±2%)で遊泳中における魚の遊泳地 点の流速も一部測定した.

一方,遊泳区間および通水断面内の流速分布を詳細に調 べるため,遊泳実験と別に実験室で各遊泳実験時の水理条 件を再現させて,上述した2軸電磁流速計とデータレコー ダ(GRAPHTEC-GL200)を用い,サンプリング間隔10Hz で30秒間測定し,流下方向の平均流速を求めた.流速測地 点は,遊泳区間55cmで水路側壁近傍と下層近傍を密にし て,横断方向7点×水深方向5点×流下方向5断面(10cm ピッチ)の合計245点である(Table2参照).ただし, Table1に示す81cm・s⁻¹~92cm・s⁻¹の流速条件では,平均水 深3.5cmであったので底からの高さが1.2cmの1点である.

4. 供試魚 (養殖ヤマメ稚魚)

実験に用いた供試魚は、当該河川に放流されている養殖 ヤマメ稚魚(青森県奥入瀬川漁業協同組合産,以後単にヤ マメ稚魚と称す)で、いずれも前年の10月下旬に採卵した ものである.ヤマメ稚魚は実験初日の前日に当該地点に搬 入され、河川水に馴らすため河川内に設置された生簀で蓄 養した.

実験で計測したヤマメ稚魚は,Table1に示すように18

	中歐亚	伊	;試魚(ヤマメ)	遊泳区	間の断面	可平均流过	速(Vm)(cm•s ⁻¹)	河川	水温	SS
実験月日	夫 駅 奋 - 呈	全長	体長	体高	体幅		と	遊泳段	階		平均	S.D.	
	7	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	1	2	3	4	5	(°	C)	(mg/l)
2009年													
	Run.1-1	5.6	5.0	1.1	0.6	h							
6月12日	Run.1-2	6.4	5.5	1.3	0.6	22	35	38	44		17.4	0.4	1
	Run.1-3	6.1	5.3	1.3	0.6	J							
	Run.2-1	6.1	5.4	1.2	0.6	1^{22}	37	48					
6日13日	Run.2-2	5.9	5.2	1.2	0.6	∫ ²²	51	40			14.6	0.6	1
0/115 H	Run.3-1	6.3	5.5	1.2	0.6	1^{22}	38	47					
	Run.3-2	5.4	4.8	1.1	0.5	<u> </u>	50	77					
	Run.4	5.7	4.8	1.1	0.5	22	37						
6月14日	Run.5	6.2	5.3	1.2	0.6	22	38	45			15.2	0.5	2
	Run.6	6.3	5.2	1.3	0.6	37	45						
平	均	6.0	5.2	1.2	0.6								
11 12	ŀ		10	(尾)							-		
2010年													
6日5日	Run.7	7.4	6.3	1.5	0.7	18	39	42			15.9	12	2
0/15 H	Run.8	7.1	6.0	1.4	0.8	19	36	41			15.7	1.2	2
6月6日	Run.9	6.8	5.9	1.4	0.7	17	39	46	48	90	177	15	4
0710H	Run.10	7.2	6.2	1.5	0.8	22	35	47	48	81	17.7	1.5	-
6月7日	Run.11	7.0	6.0	1.4	0.7	22	38	46	49		18.3	14	4
0717 1	Run.12	7.8	6.7	1.5	0.7	23	35	44	49	85	10.5	1.7	-
6月8日	Run.13	8.2	7.1	1.7	0.8	22	37	48	49	92	17.9	12	5
0)10 H	Run.14	7.7	6.7	1.6	0.7	21	35	43	49		17.5	1.2	5
平	均	7.4	6.4	1.5	0.7								
	+		8 (尾)									
合	計		18	(尾)									
全 꼭	z 均	6.6	5.7	1.3	0.7								

Table 1 実験日と実験条件および計測したヤマメ稚魚

注)1段階の値は、60分間遊泳させた水路断面平均流速を指す.S.D.は、標準偏差.

Table 2 流速測定地点

	測 定 地 点								
	横断方向	x/B	0.05	0.13	0.27	0.50	0.73	0.87	0.95
	流下方向	y/L	0.25	0.43	0.61	0.79	0.97		
,	底からの高さ	(cm)	1.2	2.0	3.0	4.0	5.5		

注) B: 水路幅, L: 遊泳区間の距離

x:右岸からの距離, y:上流仕切網からの距離

尾である. 実験番号は Run で表記した. 体長サイズは, Run.1 ~Run.6 (2009 年) が体長 4.8cm~5.5cm (平均体長 5.2cm), Run.7~Run.14 (2010 年) では体長 5.9cm~7.1cm (平均体 長 6.4cm) である. 2010 年の方がややヤマメ稚魚のサイズ が大きい.

なお, Table 1 に示すように体幅 0.5cm~0.8cm, 体高 1.1cm ~1.7cm で上述したように水路幅と水深が魚の遊泳条件に 適合している(塚本・梶原, 1973, 久保田ら, 2000).

5. 臨界遊泳速度(CSS)の算定方法

臨界遊泳速度 (CSS) については、上述したように、魚 を所定の流速で 60 分間泳がせ、その流速で完泳したら、流 速を任意の V_i だけ増加させ 60 分間泳がせていく方法であ る (Brett, 1964). そして、魚が 60 分間完泳できた最も速 い流速 (V_{max60}) とそれより速い上位の流れに対し持続して 遊泳できず、流された流速 (V_{max}) での遊泳時間 (T) (s) との関係を 60 分間 CSS (V_{60CSS}) として、(1)式で示されて いる.

本実験では、流速を 20cm・s⁻¹ 台、30cm・s⁻¹ 台, 40cm・s⁻¹ 台と 10cm・s⁻¹ 前後を目安として増加させて行い(**Table 1** 参

照),(1)式から臨界遊泳速度(CSS)を算定した.

60 分間 CSS= $V_{\text{max}60}$ + (V_{max} - $V_{\text{max}60}$) ×T/3600 - (1)

実験結果と考察

6.1 気象・水路内水理特性と遊泳段階の代表流速の算定方 法

実験時の天候は、**Table 1**に示されるように晴れまたは曇 りで良好な天候であった.実験流下水の河川水温と濁度は、 それぞれ 2009 年が 14.6°C~17.4°Cと 1~2 (mg/l), 2010 年 では 15.9°C~18.3°Cと 2~5 (mg/l) であった. いずれも実 験日の平均値である. 2010 年の実験水温は 2009 年に比べ 約 1°Cほど高い.段階別の断面平均流速 (V_m) は、17cm·s⁻¹ ~37cm·s⁻¹、35cm·s⁻¹~45cm·s⁻¹, 38cm·s⁻¹~48cm·s⁻¹, 44 cm·s⁻¹~49cm·s⁻¹, 81cm·s⁻¹~92cm·s⁻¹である. 遊泳した供 試魚の総計測時間は、約 41 時間である.

はじめに、計測した供試魚の遊泳区間内の遊泳動態を観察すると、断面平均流速が20cm・s⁻¹程度では遊泳区間および通水断面内で頭を上流に向けながら比較的下層部を自由に遊泳していた.ただ、断面平均流速が20cm・s⁻¹より速くなると、ヤマメ稚魚はおもに水路側壁から1.5cm~2cmまで、水路の底から2cm程度までの領域を遊泳していた.その際、時には任意地点で、ある時間定位しながら、あるいは場所を変えながら遊泳した.

なお, Run.9, Run.10, Run.12, Run.13 では, 4 段階目で も 60 分間完泳したので, 5 段階目の断面平均流速を上述し たように 81cm・s⁻¹~92cm・s⁻¹とかなり速くした. 平均水深



Fig.3 水路横断面の等流速線図





供試魚の上流側付近の遊泳位置と水面形



Fig.5 供試魚の上流仕切網付近での遊泳位置と水面形

は3.5cmで、体高1.4cm~1.7cmと遊泳する際の水深の影響 がない条件である.このときのヤマメ稚魚の遊泳行動は、 遊泳区間内でどの個体も一部突進行動を繰り返しながら、 わずか6秒~11秒で流出した.

そこで、ヤマメ稚魚がおもに遊泳する領域の流速分布を 調べた. Fig.3 と Fig.4 は、Run.2 の断面平均流速 37cm・s⁻¹ の条件における上流網から 33.5cm (y/L=0.61)の通水断面 の等流速線と遊泳区間内の底から 1.2cm の高さ平面におけ る等流速線の1 例を示したものである. 遊泳区間の平均水 深は 7.5cm である. 上述述したように供試魚のおもな遊泳 域である水路両側壁近傍と水路下層部分の流速は,壁面摩 擦によって通水断面中央部より遅いことがわかる. また, 上流仕切網直下流の水面形は, Fig.5 (Run.3-2)に示すよう に段階流速が速いほど網目の影響で低下するが、ヤマメ稚 魚の遊泳位置の先端は,仕切網による水位低下の下流側で, 縮流地点で遊泳した個体はなく、ヤマメ稚魚は水深が一定 状態の区間で遊泳していた.

したがって,臨界遊泳速度(CSS)の算定に用いる代表 流速は,遊泳実験中における魚の遊泳地点の流速も一部測 定しているものの,詳細な流速分布測定のデータからおも な遊泳域である水路側壁近傍および水路下層部分の流速を 用いて評価することとした.

すなわち,遊泳段階の代表流速(V)は,遊泳区間内の供 試魚のおもな遊泳域である底から 1.2cm の 5 通水断面の水 路両側壁から 0.75cm と 2cm の 4 地点,計 20 地点の平均値 で代表することにした.

6.2 臨界遊泳速度

Table 3 は、Table 1 の実験番号に対応した合計 18 尾にお ける遊泳実験の結果を整理したものである. 巡航速度は水 温の影響も受けることが知られているので、表には各遊泳 段階の水温も示した. 遊泳段階と水温は、それぞれ 2 段階

Table 3 60 分	間臨界遊泳速度
--------------	---------

宙齡釆	水温と代表	边	宦 泳	段	谐		60分	·間CSS	5	宙齡釆	水温と代表		遊	泳 段	: 階			60分	間CSS	
テ映曲	流速および	1	2	3	4	V _{max}	$V_{\rm max60}$	Т	CSS	号	流速および	1	2	3	4	5	$V_{\rm max}$	$V_{\rm max60}$	Т	CSS
	1011/14/1111		[]	<u></u> 」)		(cm	•s ⁻¹)	(s)	$(cm \cdot s^{-1})$		1011/1×1111			(回)			(cm	•s ⁻¹)	(s)	$(cm \cdot s^{-1})$
D 1	水温(℃)	17.0	17.6	17.8	17.8						水温(℃)	14.4	14.9	15.5						
Kun. I	$V (\text{cm} \cdot \text{s}^{-1})$	16	25	27	31					Run.7	$V(\mathrm{cm}\cdot\mathrm{s}^{-1})$	15	33	35						
Run.1-1	T (s)	3600	505			25	16	505	17		T (s)	3600	3600	3600						35
Run.1-2	T (s)	3600	3600	3600	3600				31		水温(℃)	16.3	16.8	17.6						
Run.1-3	T (s)	3600	3600	3600	3600				31	Run.8	$V(\mathrm{cm}\cdot\mathrm{s}^{-1})$	16	30	34						
D	水温(℃)	13.7	14.7	14.9							T (s)	3600	3600	3600						34
Kun.2	$V(\mathrm{cm}\cdot\mathrm{s}^{-1})$	16	26	34							水温(℃)	16.1	16.1	16.3	16.5	16.6				
Run.2-1	T (s)	3600	1302		I	26	16	1302	20	Run.9	$V(\mathrm{cm}\cdot\mathrm{s}^{-1})$	14	33	39	41	76				
Run.2-2	T (s)	3600	3600	3600					34		T (s)	3600	3600	3600	3600	6	76	41	6	41
Dum 2	水温(℃)	14.9	14.9	14.9							水温(℃)	18.1	18.7	19.2	19.6	19.6				
Kuii.5	$V(\mathrm{cm}\cdot\mathrm{s}^{-1})$	16	27	33						Run.10	$V(\mathrm{cm}\cdot\mathrm{s}^{-1})$	19	30	40	41	68				
Run.3-1	T (s)	3600	68			27	16	68	16		T (s)	3600	3600	3600	3600	16	68	41	16	41
Run.3-2	T (s)	3600	3600	1807		33	27	1807	30		水温(℃)	17.1	17.0	17.1	17.6					
	水温(℃)	15.0	15.4							Run.11	$V(\mathrm{cm}\cdot\mathrm{s}^{-1})$	19	32	39	41					
Run.4	V	16	26								T (s)	3600	3600	3600	1152		41	39	1152	40
	T (s)	3600	2700			26	16	2700	24		水温(℃)	17.5	18.5	19.5	20.1	20.6				
	水温(℃)	15.5	15.6	15.5						Run.12	$V(\mathrm{cm}\cdot\mathrm{s}^{-1})$	19	30	37	41	72				
Run.5	$V(\mathrm{cm}\cdot\mathrm{s}^{-1})$	16	27	32							T (s)	3600	3600	3600	3600	6	72	41	6	41
	T (s)	3600	3600	180		32	27	180	27		水温(℃)	17.3	17.5	17.7	17.3	17.6				
	水温(℃)	15.4	15.4							Run.13	$V(\mathrm{cm}\cdot\mathrm{s}^{-1})$	19	31	41	41	78				
Run.6	$V(\mathrm{cm}\cdot\mathrm{s}^{-1})$	26	32								T (s)	3600	3600	3600	3600	11	78	41	11	41
	T (s)	3600	109			32	26	109	26		水温(℃)	18.0	18.2	19.5	19.9					
										Run.14	$V(\mathrm{cm}\cdot\mathrm{s}^{-1})$	18	30	36	46					
											T (s)	3600	3600	3600	8		46	36	8	36

~5段階, 13.7℃~20.6℃である.

ヤマメ稚魚の遊泳領域とした段階別の代表流速は 16cm・s⁻¹~78cm・s⁻¹である.そこで,(1)式から各個体の 60 分間 CSS を算出した.その結果, Table 3 に示されるように体長 4.8cm~7.1cm のヤマメ稚魚の 60 分間 CSS は,16cm・s⁻¹~ 41cm・s⁻¹となった.この 60 分間 CSS と体長との関係を Fig.6 に示した.

図から 60 分間 CSS と体長との関係を調べると個体差に よりばらつきが見られるものの、体長との間に直線的な相 関が認められる.そこで、体長と 60 分間 CSS との関係を $V_{60css} = aBL + b(BL : 体長) とおいて係数 <math>a \cdot b$ を最小自乗法 で求めた.その結果、a=9.7、b=-24 (R²=0.662、p < 0.01で有意)の値を得た.

また, 巡航速度は水温の影響を受けることが知られてい るので, 60 分間 CSS を体長の倍数で表し, 各実験番号での 平均水温も合わせ Fig.7 に示した. 平均水温は1℃台で区分 して示した. 60 分間 CSS は 3.5 *BL* (cm·s⁻¹) ~6.9 *BL* (cm·s⁻¹) の範囲である. 平均体長 5.7 cm のヤマメ稚魚の 60 分間 CSS の平均値を体長の倍数で示すと 5.5 *BL* (cm·s⁻¹) (標準 偏差 S.D.: 1.1 *BL* (cm·s⁻¹)) で, 個体差によりばらつくが 18 尾中 14 尾の個体が 5.0 *BL* (cm·s⁻¹) ~6.9 *BL* (cm·s⁻¹) であった.

Brett et al. (1958) は, 体長 5.4cm のギンザケ (Oncorhynchus kisutch) と体長 6.9cm のベニザケ (Oncorhynchus nerka nerka) の巡航速度について実験を行い, 水温 20℃の条件でそれぞ れ 30cm・s⁻¹ (5.5BL cm・s⁻¹), 35cm・s⁻¹ (5.1BL cm・s⁻¹) であ ったとしている.また, 鈴木 (1999) は, キンブナ (Carassius buergeri subsp.1)・ギンブナ (体長 7cm~28cm), ウグイ (Tribolodon hakonensis) (体長 9cm~17cm), オイカワ (体 長 6cm~12cm), カワムツ (体長 8cm~14cm) の体長と耐 人遊泳速度 (Ve: 60 分間持続できる巡航速度と同義として いる) の関係を調べ, Ve=4BL (cm・s⁻¹) ~10BL (cm・s⁻¹) の範囲であったとしている.しかし, 体長 5cm 程度の個体 については不明である.







Fig.7 V_{60CSS}/BL と体長との関係

この点,体長 5cm~7cm 程度のヤマメ稚魚の臨界遊泳速 度は,目安とされる体長の 2~4 倍よりやや大きく,上述し た水温 20℃の条件で測定された体長 5.4cm のギンザケの 30cm·s⁻¹ (5.5*BL* cm·s⁻¹) (Brett et al., 1958) とほぼ同じで あることがわかる.

なお, **Table 3** に示されるように 14cm・s⁻¹~19cm・s⁻¹の代 表流速で遊泳した 17 個体すべてが 60 分間完泳している. このことから, ヤマメ稚魚は, 概ね 20cm・s⁻¹程度までの流 速条件では少なくとも 60 分間持続して遊泳できるものと 推測される.

ここで、水温の影響について海洋の魚であるサケ科のような冷水性魚種では、中村ら(1991)が指摘しているように、15℃~20℃で持続的な遊泳を維持するための遊泳能力が最大になると言われている(Brett, 1971, Beamish, 1978). さらに、鈴木(1999)の実験によれば、実験時の水温が11℃以上の条件では耐久速度に明確な差が見られなかったとしている.

本実験では同一個体について流速を一定にしながら水温 を段階的に変化させて実験していないので明確なことは言 えない.ただ,**Fig.7**に見られるように体長の倍数で表した 60分間 CSS は各実験番号の平均水温 14℃台~19℃台で大 きな違いが見られない.したがって,上述した既往の知見 より河川水温が13℃~20℃前後の条件で実験されているこ とも合わせ考えると,本実験時の水温が 60分間 CSS に与 える影響は少ないと思われる.

7. まとめ

2009 年と 2010 年に現地の河川敷地内で河川水を直接用 いてヤマメ稚魚(養殖)の臨界遊泳速度に関する遊泳実験 を実施した.その結果,60分間臨界遊泳速度に関する以下 の知見を得ることができた.

(1)河川水温が13.7℃~20.6℃の条件で計測された平均全長6.6cm(標準偏差(S.D.):8cm),平均体長5.7cm(S.D.:0.7cm),平均体高1.3cmのヤマメ稚魚の60分間臨界遊泳速度は、16cm・s⁻¹~41cm・s⁻¹(平均:31 cm・s⁻¹, S.D.:8cm・s⁻¹)となった.また、60分間臨界遊泳速度と体長と

の間に相関が見られ、一次回帰式を得た.

- (2) 60 分間臨界遊泳速度を体長の倍数で表すと 3.5BL
 (cm・s⁻¹) ~6.9BL (cm・s⁻¹), 平均値 5.5BL (cm・s⁻¹) (S.D.:
 1.1BL (cm・s⁻¹)) で, 一般の目安である体長の 2~4 倍よりやや大きかった.
- (3) 体長の倍数で表した 60 分間臨界遊泳速度は,実験水 温の変化に対して大きな違いが見られず,本実験時の水 温が 60 分間 CSS に与える影響は少ないと思われた.

謝辞:本実験を行うに際し岩木川漁業協同組合には大変お世話 いただいた.弘前市上下水道部をはじめとする各関係機関,およ び弘前大学農学生命科学部ゼミ研究室の院生・学生諸氏からは協 力をいただいた.ここに記して心より感謝致します.また,本研 究の一部は平成22年度の河川整備基金助成事業を受けている.

引用文献

- Bainbridge, R (1960) : Speed and Stamina in Three Fish, J.Experimental Biology, 37, 129–153.
- Beamish,F.W.H (1978) : Swimming Capacity,In Fish physiology, Vol (7) (edited by W.S.Hoar and D.J.Randall) , Academic Press,London, 101–187.
- Blaxter, J.H.S (1967) : Swimming Speeds of Fish, Proceedings of the FAO Conference on Fish Behaviour in relation to Fishing Techniques and Tactics, in Bergen, Norway, 69–100.
- Brett,J.R, Hollands,M.&Alderice,D.F. (1958) : The effect of temperature on the cruising speed of Young Sockeye Salmon and coho SalmonJ.Fish.Res.Bd Can.15,587–605.
- Brett, J.R (1964) : The respiratory metabolism and Swimming Performance of Young Sockeye Salmon, Fisheries Research Board of Canada, 21 (5), 1183–1226.
- Brett, J.R (1971) : Energetic response of salmon to temperature : a study of some thermal relations in the physiology and fresh-water ecology of sockeye Salmon (Oncorhynchus nerk), Am.zool., 11, 99–113.
- 稲野俊直(2001):河川工作物が魚類に及ぼす影響に関する研究-耐性(限界)試験Ⅲ-,宮崎県水産試験場事業報告書,225-228.
- 泉 完,矢田谷健一,東 信行,工藤 明 (2006):河川流下水を 用いたスタミナトンネルによるウグイの突進速度について,農 業土木学会論文集,244,171-178.
- 泉 完,矢田谷健一(2007):河川における自然誘導式スタミナト ンネルを用いた野生魚の突進速度に関する実験,農業土木学会 論文集,249,115-116.
- 泉 完,矢田谷健一,東 信行,工藤 明,加藤 幸(2007):自 然河川流下水を用いたスタミナトンネルによるオイカワの突進

速度に関する現地実験,水工学論文集,51,1285-1290.

- 泉 完,山本泰之,矢田谷健一,神山公平(2008):河川における 挿入式スタミナトンネルを用いた高速流条件でのウグイの突進 速度,農業農村工学会論文集,256,65-66.
- 泉 完,山本泰之,矢田谷健一,神山公平(2009a):河川におけ る自然誘導式スタミナトンネルを用いた高速流条件での野生魚 の突進速度,農業農村工学会論文集,261,73-82.
- 泉 完,山本泰之,矢田谷健一,神山公平(2009b):河川におけ る挿入式スタミナトンネルを用いたヤマメ稚魚の突進速度に関 する実験,農業農村工学会論文集,262,103-109.
- 泉 完,川越信清,工藤 明,三上 亘 (1998):既設頭首工魚道 における魚類の遡上と水理特性について,農業土木学会誌, 66 (10),55-60.
- IZUMI Mattashi, KUDO Akira, AZUMA Nobuyuki (2000) : A FIELD ON FLOW CHARACTERISTICS AND ASCENDING OF FISHES IN ICE-HARBOR TYPE FISHWAY OF MITUMENAI HEAD-
- WORKS, J. Hydroscience and Hydraulic Engineering, 18 (2), 169–178.
- 泉 完,高屋大介,工藤 明,東 信行 (2001):赤石第2頭首工 のアイスハーバー型魚道における魚類等の遡上・水理特性,農業 土木学会論文集,204,29-38.
- 泉 完,伊東竜太,矢田谷健一,東信行(2006):岩木川取水堰の 全面越流型階段式魚道における魚類等の遡上と水理特性,農業 土木学会論文集,245,55-64.
- 久保田哲也,中西 章,谷口政由貴(2000):砂防施設の斜路式魚 道における渓流魚の遡上水理条件,砂防学会誌,53(2),48-56
- 中村幸雄,渡辺幸彦,土田修二 (1991):新しい遊泳能力装置によ る海産魚類の遊泳能力の評価,海洋生物環境研究所研究報告, No.91203, 1-33.
- 鬼束幸樹,秋山壽一郎,山本晃義,飯國洋平(2008):流速および 体長別のオイカワの突進速度,水工学論文集,52,183-1188.
- 鬼束幸樹,秋山壽一郎,山本 晃義,渡邉拓也,脇 健樹(2009): 河川に生息する数魚種の突進速度に関する研究~アユ,オイカワ, カワムツ,ギンブナを対象~,土木学会論文集 B,64(4),296-307.
- 鈴木興道(1999): 魚道の設計に資する淡水魚類の耐久遊泳速度, 土木学会論文集, 622, 107-115.
- 塚本勝巳,梶原 武(1973):魚類の遊泳速度と遊泳能力,水産土 木,10(1),31-36.
- 山口幹人,高谷義幸(2000):シラウオの遊泳速度(短報),北水試 験報,57,31-32.

昭和堰頭首工(寒河江川)における引き込み式魚道の 被災可能性に関する実験的検討

Experimental Study on Disaster Potential of a Fish Way attached on the Showa Weir in the Sagae River

三輪 弌* MIWA Hajime*

1. はじめに

河川を横断して設置された堰や床止めは、アユやサケのように川を遡上する魚類にとって大きな障害と なる場合がある。近年は、堰上下流の落差を緩和して遡上が可能になるように魚道が設置されることが多く なった。多様な魚種や甲殻類に対応できるように、魚道の配置や形状にも工夫が凝らされている。しかし、 下流河床の低下によって、魚道下流側登り口が浮き上がったり、護床工の下流に大きく突き出して登り口

に魚類が到達できなかったりして,魚道の機能が十分に発揮できない場合 も少なくない。

山形県寒河江川の昭和堰頭首工は、平成17年度完了の「国営寒河江 川下流農業水利事業」によって全面的に改築された。その際、魚類の遡上 障害を解消するため、幅が広く自然石を配置した水路式魚道とした上で、 上流部の魚道出口を堰の上流側に伸ばした「引き込み式魚道」が設置され た。上流側土砂吐水路の導流壁に隣接して魚道が設置されているが、河 道の中央部に魚道が付き出る形式になるため、魚道出口周辺河床の局所 洗掘が懸念された。

昭和堰頭首工の上下流区間の河床には砂礫堆が形成され,それに対応 した水流蛇行がみられる。そこで,砂礫堆が形成される水路での実験によ って,局所洗掘による被災可能性を中心に種々検討を加えた結果を報告 する。

2. 川の形と水の流れの特性

河川の平水時における流れは、岸沿いの「淵」から斜め下流に広がって 「瀬」をなし、対岸の「淵」に落ち込んでいく形態をくりかえす。このみお筋は、 洪水流によって形成される「砂礫堆」形状に関係する。砂礫堆は、幅1km 以上の大河川から、幅10cm程度の実験水路においても共通して形成され、 その形状と水流の蛇行パターンは同一である。図-1 に 20cm 幅直線実験 水路に形成された砂礫堆の一例を示す。水流に白色絵具溶液を流し込ん でいるので、岸沿いの淵が白く、水深が浅い瀬と洲が黒っぽく写っている。

直線水路の砂礫堆は,洪水のたびに下流に移動する。堰と砂礫堆との



図-1 直線水路での砂礫堆形成 (水路幅 20cm,水路勾配 1/70, 流量 0.6L/s,砂 0.8mm粒径)

位置関係が変化することによって,堰下流の河床洗掘位置や形状が変化する ^{1, 2)}。一方,蛇行した河道 や強く屈曲した河道では,ほぼ砂礫堆形状が安定化する場合もある ^{3), 4)}。この場合には,砂礫堆との関係 においてどのような位置に堰を設置するかによって,問題の所在が大きく異なってくる。

3. 昭和堰頭首工の構造の特徴

昭和堰頭首工は, 図-2 のように右岸側の堤長 80m の固定堰と左岸取り入れ口側に堤長 20m の土砂 吐ゲート部をもつ。固定堰左岸側には幅 22m の自然石(粗石付き)方式魚道を備えている。魚道の登り口 を固定堰下流下端部に一致させ,上流側出口を堰上流側に突き出させた「引き込み式魚道」(図-2 改修 後写真参照)である。自然石方式魚道は,横断方向にも傾斜が付いていて,平水時流量が変化した場合 に,魚道を流下する水流幅と水深が変化して多様な魚種の遡上に対応できるとされている。

4. 昭和堰頭首工上下流の河床形状とその変化実態

昭和堰頭首工上下流区間の寒河江川においては,図-1 に示したと同様の単列砂礫堆が形成され,平水時のみお筋も基本的には左右交互に蛇行する形態になっている。しかし,図-3 に見られる通り,臥竜橋付近で右に大きくカーブしていることの影響が強く現れる。この 2007 年地理院撮影の航空写真を見ただけでは,この区間の砂礫堆形成はあまり明瞭ではない。1947 年以降に多数年次において撮影された航空写真を収集・判読した結果を参考にして,砂礫堆の位置・形状を判読すると,図-3 の下方図の通りである。臥竜橋直下流左岸の淵部から,河道中央から右岸側に徐々に流れが広がった瀬付近に昭和堰頭首工が位置している。

強い右カーブの湾曲部の上流側区間は,直線的な河道になっている。過去の航空写真から砂礫堆の 位置・形状の経年的変化を調べると,砂礫堆が少しずつ下流に移動してきたことが認められるが,湾曲部 下流の形状はほとんど変化していない。平成2年の寒河江ダム完成後は,大幅な洪水調節が実施され,



図-2 昭和堰頭首工の構造概要(水土里ネット寒河江川パンフレット:「春水満四沢」より)



図-3 昭和堰頭首工上下流の砂礫堆形状判読図 (2007 年撮影地理院空中写真と、それから判読した砂礫堆前縁)

ダム下流への放流量が300m³/s(計画高水流量2,000m³/s)に抑えられ,河床砂礫の移動量も減少している。その影響もあるので,今後も,現在の状態に大きな変化はないものと推察される。

5. 実験の方法と内容

昭和堰頭首工の引き込み式魚道周辺の河床洗掘について,現地では今のところ大きな問題になってい ないが,今後拡大し災害につながる恐れはないのか,水路模型実験によって検討することにした。使用す る水路は,図-1と同様の幅 20cm の水路として,単純な単列砂礫堆が形成される水理条件(水路全長約 8m,水路床勾配:1/70,水路床砂粒子:平均粒径 0.8mm,比重 2.49,流量:0.4L/s, 0.6L/s, 0.8L/s の 3 通り)を選んで通水することにした。砂礫堆が順次下流に移動してくる直線水路と,適度な蛇行(波長: 86cm,蛇行角:24°)を与えて砂礫堆の移動を抑える蛇行水路において実験した。昭和堰の全堰長は 100m であるので,平面縮尺 1/500 の頭首工模型を作製して,実験水路に設置して実験を行った。

昭和堰上下流区間の計画河床勾配は 1/190 に設定されているのに対し,模型水路の水路床勾配は 1/70 である。 歪み比 2.7 の歪み模型 ⁵⁾ になり,高さ方向の幾何縮尺は 1/185 として模型堰を作製した。

直線水路の場合は、単列砂礫堆が形成された後、砂礫堆の移動によって堰と砂礫堆の位置関係が 刻々と変化し、堰周辺河床の洗掘・堆砂の様子がどんどん変化する。

<u>蛇行水路の場合</u>は,通水開始後,水路の蛇行形状にしたがって,凹岸下流河岸沿いの淵部と凸岸下 流側の寄洲部が発達し,10~20 分経過したころほぼ安定した形状になる。砂礫堆との位置関係の違いに よる影響をみるため,模型堰の設置個所を蛇行1波長区間内で8か所(水路沿い長さ22cm おきに変化さ せ,上流から堰-1,3,5,7,9,11,13,15と呼ぶ。)に移動させて実験した。

昭和堰頭首工は,固定堰主体の堰になっていて,堰上下流の計画河床高の差は,固定堰高さに合致し

ている。実験においても、その河床高差を基準(上流 0mm-下流-12.6mmと表示)としたが、比較のため、上下流河床に落差を設けない場合(上流 0mm-下流 0mm)と、半分の河床高差の場合(上流 0mm-下流-6.3mm)の3 種類の初期砂均し高について実験した。

6. 実験結果

6.1. 昭和堰に該当する砂礫堆との位置関係の場合

昭和堰頭首工は,4.において説明したとおり,左岸よりの淵部から河道中央および右岸側に流れが広がる瀬の部分に位置している。

蛇行水路において、そのような位置関係に堰を配置 した場合(堰-7 模型)を図-4 に示す。上図は、砂礫堆 形状が十分発達して形状が安定化した後に、通水を停 止した状態である。停止直前に白色絵具溶液を流し込 んでいるので、水域が白く写っている。下図は、通水中 に水表面にパンチ屑を散布し、スローシャッター(1/10 秒)で流し撮りしたもので、主流部のみにパンチ屑が流 下し、蛇行凸岸下流域は水裏部となって堆砂域である。 淵付近に集中した流れが対岸に広がる瀬の付近に堰 が配置されているため、堰の上流側に突き出た魚道部 分の周辺砂床に大きな河床洗掘は発生しなかった。

6.2. 大きなトラブルを発生する場合

堰と砂礫堆との位置関係を変化させると、大きなトラ ブルが引き起こされる場合がある。

(1) 魚道上流部河床の局所洗掘

図-5 に見られるように, 堰の位置を, 昭和堰該 当模型の場合より下流に移動させ, 蛇行水路の屈





図-4 昭和堰に該当する砂礫堆との位置関係の場合の (上)砂床形状と(下)洪水時の流れ (堰-7 模型, Q=0.6L/s, 上流 0mm-下流-12.6mm 砂床)

曲部の下流に位置する場合(堰-9 模型), 洪水時の主流の向きが魚道上流端に斜め方向からぶつ かってくるので, 魚道上流端付近の河床が局所的に洗掘を受けることになる。

上流側に魚道が突出していない場合は、このような位置関係にあっても、局所的な河床洗掘は発 生しないが、引き込み式魚道を設置したことで問題化する。

(2) 土砂吐水路上への堆砂と固定堰直上流河床の局所洗掘

固定堰部分が右岸側の淵部に位置するような関係(**堰-13**模型)になると,左岸側の土砂吐水路 上に広く堆砂が発生するようになる。土砂吐水路が配置された堰であっても,砂礫堆形状から見て寄 洲部分に土砂吐水路が位置していれば,ゲート直下にも堆砂が生じ,ゲート閉鎖に支障が生じる。 大局的な河床形状を,堰の構造やゲート操作によって大きく変化させることはできない。

その上,洪水の主流が河岸にぶつかって,河岸沿いに深掘れが生じる淵付近に,天端高が高い固定堰が位置しているので,堰上下流で河床洗掘が生じる。とくに,図-6 においてもはっきり読み

取れるように,固定堰の直上流部の河 床が局所的に大きく洗掘されている。

多摩川(神奈川県)の宿河原堰にお いて,平成19年の洪水時に堰上流に 敷き並べられていた護床工が大量に 流失した。その災害は,ちょうどこのよう な砂礫堆との位置関係であったことが 原因である^{6)、7)}。

砂礫堆との関係からみた昭和堰頭首 エの評価と今後懸念される問題

現在の昭和堰頭首工は, 臥竜橋下流の 淵部から河道中央および右岸側に向か って広がる瀬部分に位置している。その ため, (1)土砂吐水路に堆砂もなく, (2) 引き込み式魚道の登り口付近の堆砂も なく, 上流端周辺の河床洗掘もないうえ, (3)固定堰下流の河床洗掘も生じない, というように極めて適切な位置である。

臥竜橋上流側の直線的な区間におい て砂礫堆の移動がみられるために、砂礫 堆の位置・形状は、臥竜橋付近の湾曲部 でも完全に安定化した状態ではない。し かし、臥竜橋下流の左岸淵部から広がっ てくる流れは、今後ともほぼ安定して維 持されるものと推察されるので、大きな 問題は生じないと判断される。

なお,今後留意しておかなければなら ない問題点は,以下の2点である。

(1) 下流中洲上の植生管理

図-2 の斜め空中写真でもわかるように, 堰下流の護床工面上に中洲が発達して いる。これは,実験水路でも,図-4 に見ら れるように上流寄洲部の続きとして発達し た堆砂域である。どんどん広がり,高くな って魚道登り口が埋もれてしまうことはな い。しかし,樹木が成長して流れを阻害す るようになると,中洲の両側に分かれた流 れの流速が大きくなって,護床工下流の





図-5 魚道上流端部周辺の河床洗掘 堰-9 模型, Q=0.6L/s, 上流 0mm-下流-6.3mm 砂床





図-6 土砂吐水路上への堆砂と固定堰直上流河床の局所洗掘 堰-13 模型, Q=0.6L/s, 上流 0mm-下流-10mm 砂床

河床洗掘を引き起こす可能性がある。樹木の伐採管理は必要である。

(2) 護床工下流河床の局所洗掘

旧昭和堰では、下流護床工の被災が大きな問題であった。今回の全面改築で、固定堰天端標高が 下げられ、下流護床工面の天端標高も下げられたので、現在のところ、護床工被災とその下流河床の 局所洗掘は生じていない。しかし、図-2 にも少し見られるように、護床工下流河床において局所洗掘 を生じる可能性がある。下流護床工面は、堰下流区間の計画河床高に合わせて設置されているので、 下流区間河床高の今後の推移によっては、局所洗掘が生じることが懸念される。護床工の直下流に現 存している床止め工が、非常に重要な役割を果たしている。この維持・保全が今後も必要である。

8. おわりに

昭和堰頭首工に設置された引き込み式魚道について, 堰上流に突き出た構造になっていることから, 上流端周辺河床の局所洗掘が懸念された。しかし, 水路模型実験の結果, 砂礫堆との位置関係が 適切なことから, 問題ないことが判明した。そのほかにも大きな問題が生じないことも分かった。

また,今後留意すべき問題点も明らかになったので,頭首工の維持・管理の参考にしていただければ幸 いである。

本研究を実施するに当たっては,寒河江川土地改良区高橋龍一理事長および早坂幸悦アドバイザー, 山形県農林水産部農山漁村計画課渡部藤左衛門課長補佐から貴重な情報と資料の提供を受けた。実 験の遂行には,科学研究費補助金・基盤研究(C)(研究代表者:三輪 弌,課題番号:20580260)のご援助 とともに,平成22年度三輪研究室学生たちのご協力を得た。記して謝意を表する。

【参考文献】

- 1) 高井和彦, 三輪 弌(2009): 堰下流河床洗掘の発生メカニズムと深掘れ軽減対策, 水土の知 78-1, pp. 49-52.
- 2) 高井和彦, 三輪 弌 (2010): 砂礫堆形成河道における堰下流河床洗掘の実験的研究, 農業農村工学 会論文集 269, pp. 339-345.
- 3) 木下良作, 三輪 弌(1974): 砂レキ堆の位置が安定化する流路形状, 新砂防 94, pp. 12-17.
- 三輪 弌, 永吉武志 (1999): 実験蛇行水路における交互砂洲の移動抑止限界, 自然災害科学 17-4, pp. 361-370.
- 5) 三輪 弌, 杜 河清(2004): 砂礫堆相似による河川水理模型実験, 農土論集 233, pp. 115-122.
- 三輪 弌 (2010):水路実験による堰上流護床工被災メカニズムの検討,東北地域災害科学研究46, pp. 203-208.
- 7) 三輪 弌(2010):水路実験による堰上流護床工の損壊現象についての検討,土木学会第65回年次 学術講演会概要集Ⅱ, pp.441-442.

River Suspended Sediment Load Transport Analysis with Data Stratification

Edward Lapong¹, Masayuki Fujihara², Tomoki Izumi², Kunihiko Hamagami², Toshiko Kakihara² and Noriyuki Kobayashi²

1. Introduction

Suspended sediment is one of the major pollutants in rivers. It is an important physical characteristic concerning effluents from agricultural areas and can be an indicator of organic and inorganic pollution as it carries nutrients and constituent loads that can heavily affect aquatic ecosystems (Ffoliott, 1990; Meybeck et al., 1996; Walling and Webb, 1992). During spring and summer seasons which are periods of high agricultural activities, particularly during rice transplanting, water containing high amount of sediment is thrown into streams and rivers. In this study, suspended load transport of two relatively small perennial rivers in an agricultural area was analyzed as to its temporal variation, magnitude, and effective discharge.

2. Study Site and Methodology

The suspended sediment in M and N rivers was observed from April 2008 to July 2010. The rivers are relatively small perennial rivers and are sub-tributaries of Shimanto River (considered as the "*last clear stream of Japan*") within Ehime Prefecture, flowing in rural watersheds with significant agricultural activities and considerable paddy rice area (**Fig. 1** and **Table 1**).



Figure 1. Study site's relative location, watershed boundaries and main stream

Water samples for sediment analysis were taken every 12 hours during April-August (rice planting season) and once every 24 hours during September-March using an automatic water sampler. Parallel monitoring was done for turbidity, hourly river flow depth and meteorological data, i.e. precipitation. Assessment of temporal variation of the parameters and regression analyses were done. The sediment load was estimated by power regression, with model equation, $SD = aQ^b$, where SD is the sediment discharge, Q the streamflow or discharge, and a & b the constants. The data was stratified into discharge classes, thereby improving the river discharge-sediment load (Q-SD) correlation.

The predictive capability of the developed prediction models was tested by determining the Nash-Sutcliffe model efficiency coefficient, given by the equation;

¹ The United Graduate School of Agricultural Sciences, Ehime University, Matsuyama City, Ehime Prefecture

² Faculty of Agriculture, Ehime University, Matsuyama City, Ehime Prefecture

$$E = I - \frac{\sum_{t=1}^{T} (SD_o^t - SD_m^t)^2}{\sum_{t=1}^{T} (SD_o^t - \overline{SD}_o^t)^2}$$

where *E* is the Nash-Sutcliffe coefficient, SD_o^t and SD_m^t the observed and modeled SD, respectively, at time *t*, and \overline{SD}_o the mean observed sediment discharge.

On the other hand, grouping of months into rice transplanting season (RTS) and non-rice transplanting season (NRTS) was done through a trial-and-error method by determining the monthly group that gives the optimum relationship of the parameters Q-T-SC-SD (discharge- turbidity- sediment concentrationsediment discharge). However, RTS was limited to the months of April to August which is the rice planting season in the study area.

River	М	Ν
Area (km ²)	76	25
Main stream (km)	17	8
Average discharge (m ³ /s)	2.56	1.38
Paddy Rice Area (ha)	556	88
% of Total Area	7.3	3.5
RTS	April-June	April-May

Table 1: River watershed characteristics

3. Results and Discussion

3.1 Suspended Sediment Load Estimation and Effect of Data Stratification

The data assessment revealed that the rivers have generally higher suspended sediment concentration (SC) during rice transplanting season (RTS) which falls during April-June for M river and April-May for N river. Thus, all rivers showed poor Q-SC correlation during this period. On the other hand, Q and SD have relatively good correlation and, hence, are used for the sediment load estimation.

Period/Data	Data Stratification	M River	N River
	Without	$SD = 87.18Q^{0.915}$ (0.185)	$SD = 48.04Q^{1.004}$ (0.419)
All	With	$SD = 114.53Q^{1.104}$ (0.544)	$SD = 53.87Q^{1.177}$ (0.633)
DEC	Without	$SD = 100.55Q^{0.910}$ (0.200)	$SD = 46.75Q^{1.067}$ (0.446)
RIS	With	$SD = 140.92Q^{1.025}$ (0.461)	$SD = 55.73Q^{1.167}$ (0.472)
NEC	Without	$SD = 74.71 Q^{0.990}$ (0.278)	$SD = 48.94Q^{0.916}$ (0.378)
NKIS	With	$SD = 102.20Q^{1.147}$ (0.618)	$SD = 53.65Q^{1.194}$ (0.677)

Table 2: Suspended sediment load prediction equations and Nash-Sutcliffe model efficiency coefficients

The regression analysis revealed that stratification of the data into discharge classes improved the predictive capability of the developed model equations, with Nash-Sutcliffe model efficiency coefficients up to 3 times higher than when the data is not stratified (**Table 2**). The increase is on the average of 149% for M river and 45% for N river — or an overall average of 97%. The corresponding t-Test shows that there is significant difference in the values at 1-5% level.

The analysis of the observed and modeled suspended sediment load (SL) data attests the preceding inference about the effect of data stratification. The stratification of data during regression analysis improved the "nearness" of modeled sediment load to the observed data (**Table 3**). Although all modeled SL values are underestimates, modeled values produced by regression analyses with data

stratification are much nearer to the observed values. Especially for M river, it improves the prediction by 165% (**Fig. 2**); while around 83% for Nara river.

River Type of SL	М	Ν
Observed	3,330	780
Modeled/Estimated (without data stratification)	1,490	480
Modeled/Estimated (with data stratification)	2,830	660

Table 3: Annual suspended sediment load, SL (tons)



Figure 2: Scatter plots of M river modeled SD deviation from the observed values and the corresponding values correlation (*all units in kg/hr*)

3.2 Water Duration Analysis

The suspended sediment transport capability of the rivers was analyzed through the water duration analysis. This method includes the analysis of the discharge and sediment load data composition and determines the most effective discharge, that is, the discharge that transports the optimum amount of sediment. This would give a general idea on how the river transports suspended sediment and the external factors that may have contributed to this sediment transport.

The monthly average Q, SC and SD shown in **Fig. 3** reveals that, generally, M river has higher values in all three parameters. This is due to the fact that it has a bigger watershed and rice paddy area (refer to **Table 1**). The Q, SC and SD averages of the rivers are 2.56 m³/s, 30.56 mg/L, and 379.81 kg/hr for M river and 1.38 m³/s, 15.48 mg/L, and 88.99 kg/hr for N river.



Figure 3: Monthly average discharge, sediment concentration and sediment discharge (Year 2008-2010)

The percentage data composition of the rivers presented in **Table 4** shows that, in M river, around 91% of the hourly discharge is less than 5 m³/s and only 4% above 10 m³/s. For N river, it is about 95% and less than 2% below 5 m³/s and above 10 m³/s, respectively. From these data, the discharge limit for the water duration analysis was set

Table 4: Discharge data composition

Q Range	M River	N River
$< 5 m^{3}/s$	91.0%	95.2%
$< 7.5 m^{3}/s$	94.2%	97.5%
$< 10 m^{3}/s$	95.9%	98.4%

at 10 m³/s. This limit is also based on the monthly discharge average of the rivers which is way below 10 m³/s and, in fact, does not even exceed 5 m³/s (**Fig. 3**).

As surmised, the discharge limit of 10 m³/s would ideally represent the suspended sediment transport of M and N rivers from low to high discharges. It excludes those few extremely high flow events which rarely occur and are implausible factors to consider when analyzing the effect of rice transplanting and other agricultural activities, which is one of the objectives of the study. As observed, sediment flow from paddy fields generally occurs during low to normal flow.



Figure 4: Water duration curve of M and N rivers using all Q data less than 10 m³/s

The water duration curves of the rivers shown in **Fig. 4** reveals that the bulk of sediment load was transported at discharge less than 5 m³/s. In fact, almost three quarters of the sediment load is transported at Q < 5 m³/s. Also, it could be observed that the highest volume of sediment was transported at discharge ranges of about 0.5–3.5 m³/s in both rivers — the range that contains the average discharge. However, considering the whole range of discharge and defining the 'most effective discharge' as the discharge that transports 90% of the sediment load, the most effective discharge of both rivers is Q < 8 m³/s. As it meant, 90% of the sediment load of the rivers are transported at discharges less than 8 m³/s (**Table 5**).

These results would support the earlier conjecture that most of the sediment load in these rivers are transported at low to normal flow and is contributed by sources other than natural soil erosion, i.e. sediment-laden effluents from paddy rice fields and other agricultural areas.

Q Range	M River	N River
< 5 m ³ /s	72%	72%
< 7.5 m ³ /s	87%	89%
SL = 90%	$Q < 8 m^3/s$	$Q < 8 m^3/s$

 Table 5: Sediment load data composition and most effective discharge

4. Conclusion

In suspended sediment load estimation on small perennial rivers, stratification of discharge into classes during regression analyses significantly improved the predictive capability of the derived model equations. For M and N rivers, the efficiency of prediction models increased by 97%, on average; the prediction of suspended sediment load by 124%, on the average. The water duration analysis revealed that the most effective discharge of the rivers for suspended sediment transport is less than 8 m³/s. Further, it could be surmised that the bulk of the suspended sediment load is transported at a low to normal discharge, implying that other than natural soil erosion, other factors such intensive agricultural activities especially rice planting, contributes much to the suspended sediment load of the rivers.

References:

- FFOLIOTT, Peter T. 1990. Manual on Watershed Instrumentation and Measurements. ASEAN-US Watershed Project. College, Laguna, Philippines. 85-101.
- MEYBECK, M. G. FRIEDRICH, R. THOMAS and D. CHAPMAN. 1996. Rivers. In: Water Quality Assessments- A guide to Use of Biota, Sediments and Water in Environmental Monitoring, 2nd Edition. UNESCO/WHO/UNEP. 1-79.
- WALLING, D.E. and B.W. WEBB. 1992. Water Quality: Physical Characteristics. In: The Rivers Handbook Vol. 1. Blackwell Scientific Publications, Oxford, England. 48-49, 52-57.

Acknowledgements: A part of this research project was financially supported by Nan-yo Regional Office, Ehime Prefecture Government, Japan.

水生植物による水面被覆が閉鎖性水域の吹送流場に及ぼす影響 Effect of Covering by Aquatic Plant at Water Surface on the Wind Induced Flow in a Closed Water Body

○中武 聖¹ 森 健² 濱上 邦彦³ 吉岡 秀和⁴ 平井 康丸¹ NAKATAKE Sho, MORI Ken, HAMAGAMI Kunihiko, YOSHIOKA Hidekazu, HIRAI Yasumaru

1. はじめに

農業用貯水池や湖沼等の閉鎖性水域では、外界水との交換率が悪いため、水質汚濁問題 が起きやすい.また、現在、農村においては、農業人口の低下、担い手の高齢化等によっ て水環境の維持・保全を図ることが困難な状況にある.このような閉鎖性水域における近 年の水質汚濁の例として、栄養塩類の蓄積による富栄養化が挙げられる.富栄養化した浅 い湖沼では、水の華と呼ばれる植物プランクトンの一種である藍藻の異常増殖が発生し、 貧酸素化による魚類の窒息死や景観の悪化等の問題がしばしば起こる.すなわち、富栄養 化や貧酸素化の解消は閉鎖性水域の維持・管理上の重要な問題である.

このような閉鎖性水域の水質浄化策の一つとして,近年,水生植物や湿性植物,また水 面栽培法等といった,植物を用いた省エネルギー型の水質浄化法が注目されている.これ は植物に栄養塩を吸収させ,生長した時期に刈り取って系外へ除去するという手法である. しかしその一方で,水生植物や水上栽培が水面を被覆することは,水域内流動の駆動力と なる風や熱の作用に影響を及ぼすと考えられる.すなわち,それらの被覆体の存在による 風応力の遮蔽,日中の日射や夜間の放射冷却による水表面における熱の授受の抑制等であ る.したがって,植物を用いた水質浄化を適切に行うためには,その栄養塩吸収能を評価 するほかに,その存在が閉鎖性水域の流動に及ぼす影響を評価することが重要であると言 える.

そこで本研究では、水生植物の水面被覆が水域内流動に及ぼす影響を明らかにすること を目的として、実験的検討を行った.特に水深が浅く、水表面積が小さい農業用貯水池の ような閉鎖性水域の流れは、風応力による風波および吹送流が支配的であるので、水生植 物の水面被覆率および形状・形態がこの風波および吹送流場の形成・発達に及ぼす影響に ついて検討した.まず、水生植物の水面被覆がない場合における実験風洞水槽の風波およ び吹送流特性を明らかにした.次に水生植物の存在が風波のおよび吹送流の形成・発達に 及ぼす影響を明らかにした.

2. 実験概要

図1に実験装置の概要を示している.長さ6m,幅0.3m,深さ0.4mのアクリル製水槽の 上部に,高さ0.3mの風洞を設置した.表1に実験条件を示す.表1中の被覆率は水域の表

¹九州大学大学院生物資源環境科学府 Graduate School of Bioresource and Bioenvironmental Sciences,Kyushu University,²前九州大学大学院農学研究院教授 Previous Professor of Faculty of Agricalture,Kyushu University,³愛媛大 学農学部 Faculty of Agriculture ,Ehime University,⁴京都大学大学院農学研究科 Faculty of Agriculture ,Kyoto University キーワード:閉鎖性水域,吹送流,水生植物,風波

面積に占める被覆体の面積の割合のこ とを示している.表1中の wind.1 は被覆 なしの場合において,水槽中央で流れが 層流状態となるような風速であり, wind.2 で遷移状態, wind.3 で乱流状態と なるように設定している. また, Exp.0 における各 wind の吹送距離 F=3m の一 様風速の値は wind.1 で 3.81(m/s), wind.2 で 5.16(m/s), wind.3 で 6.78(m/s)である. 図2に被覆率10%の時の各被覆形態を示して いる.実験の手順として、まず本風洞水槽の 特性を把握するために、被覆のない状態にお いて,風洞部における風速分布を風洞中央に おいて熱線風速計により、風波を抵抗線式波 高計により、また水槽内の縦断面流速分布を 可視化により計測した.可視化についてはナイロン 粒子を混合した水にレーザーライトシートを照射し て、ビデオカメラにより撮影を行い、得られた画像 から PIV 解析を行った. 測定ポイントについては, 図 1 中に示す. つぎに, 被覆率(0%, 5%, 10%) および被覆形態(一様被覆, 側岸被覆, 中央被覆) が吹送流場に及ぼす影響を評価するために、まずは 水面波に関する検討を行った. さらに, 水域内の縦 断面流速分布を可視化により計測した.水面被覆に よる外乱の規模に及ぶす影響としては,水面におけ るせん断応力の遮断および水面波の発達の阻害が 大きいと考え、実験においてはこれらを表現するた めに厚さ5mmの発泡スチロール板を被覆体として 用いた.

3. 結果と考察

3.1 実験風洞水槽における吹送流場の特性

3.1.1 水面上の風速分布

まず,本実験における風洞の風速分布特性に関す る検討を行う.図3はExp.0のwind.2の場合にお ける各吹送距離Fでの水面からの高さzにおける風 速Uを示している.なお,図中では吹送距離Fご



	被覆率	被覆形態	wind.
Exp.0	0%	なし	1,2,3
Exp.1	10%	一様被覆	1,2,3
Exp.2	10%	側岸被覆	1,2,3
Exp.3	10%	中央被覆	1,2,3
Exp.4	5%	一様被覆	1,2,3
Exp.5	5%	側岸被覆	1,2,3
Exp.6	5%	中央被覆	1,2,3
		60cm	



図2 被覆形態



とに風速を 0.4m/s ずらして示している.水面に風が作用 するとき,風速の鉛直分布は対数分布則に従う.

$$\frac{U}{u_{*a}} = \frac{1}{\kappa} \ln \frac{z}{z_0} \qquad \cdot \cdot \cdot (1)$$

ここに、Uは高さzにおける風速、 κ はカルマン定数、 z_0 は粗度定数、 u_{*a} は空気の摩擦速度である. 図 3 において もこの関係が認められる. したがって、本風洞水槽におい ても水面上の風速分布は対数則が成立しているといえる.

3.1.2 風波のスペクトルおよび有義波特性

図4は, Exp.0の wind.2 のもとで吹送距離の異なる地点 で測定された風波の変動時系列より求めたパワースペク トルを示している.図4から,吹送距離の増大により, パワースペクトルのピークが低周波側へ移動していく ことがわかる.また,高周波側のパワースペクトルは Phillips が導いた発達した風波のスペクトル特性を表す 式

 $ps(f) = \beta g^2 f^{-5} \qquad \cdot \cdot \cdot (2)$

すなわち風波の-5 乗則によく一致している¹⁾. ここに ps(f)はパワースペクトル, gは重力加速度, fは周 波数, β は比例定数である. β には Burling(1967)が与 えた β =9.51×10⁻⁶を用い, 図中に実線で示している. Exp.0 におけるスペクトルピークに対応する周波数 fmと空気の摩擦速度 u_{*a} および吹送距離 Fを用いて求めた 無次元卓越周波数と無次元吹送距離の関係を図 5 に示 す. ここで空気の摩擦速度 u_{*a} は式(1)より算出した. 光 易・中山²⁾ (1969) は風波の推算式と現場資料をもとに 次式を与えている.

$$\frac{u_{*a} \cdot fm}{g} = \left(\frac{gF}{u_{*a}^2}\right)^{-0.33} \quad \cdot \quad \cdot \quad (3)$$

ここに, fm はスペクトルピークに対応する周波数である.図5より,本実験において求めた無次元卓越周波数 と無次元吹送距離の関係は式(3)をほぼ満足しているこ



とがわかる. wind.2 および wind.3 において式(3)から若干外れているプロットがあるが, wind.2 では吹送距離 1m の地点, wind.3 では吹送距離 1m と 5m の地点である. 吹送距離 1m 地点においては風波が十分に発達していないと考えられ, また吹送距離 5m の地点においては, 反射波の影響による風波の減衰, 風洞水槽後方部に設置した消波材の影響などが考え

られる.

図 6 は Exp.0 における有義波高 $H_{1/3}$ と有義周期 $T_{1/3}$ の関係を示したものである. 森ら ³は式(4)を導いている.

$$\frac{gH_{1/3}}{u_{*a}^{2}} = 5.65 \times 10^{-2} \left(\frac{gT_{1/3}}{u_{*a}}\right)^{3/2} \qquad \cdot \cdot \cdot (4)$$

図中の実線は式(4)を示している.本実験における結果と比較すると,wind.2 および wind.3 において式(4)とおおよそ良好な一致を示している.wind.1 は式(4)の実線とズレていることが分かる.これは,wind.1 は他の風速パターンに比べて風速が小さいために風波が十分に発達していないことが考えられる.また wind.2 および wind.3 においても式(4)の実線から外れているプロットがある.この各プロットの吹送距離は,wind.2 では吹送距離 1m と 2m の地点,wind.3 においても吹送距離 1m と 2m の地点である.これは吹送距離が短いために,風波が十分に発達せず計測結果が式(4)から外れてしまったと考えられる.以上の結果より,風応力,風波の特性について既往の研究成果との比較を行った結果,本実験で用いた風洞は概ね妥当な風波を発生させることを確認し

3.1.3 平均流速分布

各風速条件における水槽内の平均流速分布 について、考察を行う.図7はPIV解析より求 めた水槽内の水平流速 u・鉛直流速 v の分布を 示している. なお鉛直方向成分については上向 きを正としている, 平均流速分布の水平方向成 分については、どの風速条件においても、表層 付近において風応力の作用により風下方向へ の流れ(順流部),下層では表層とは逆向きの 流れ(逆流部)であり、循環流が形成されてい る.水深が一様な閉鎖性水域において、その流 速分布は深さ方向に、水深のおよそ 1/3 程度で 流向が逆転することが理論的に示されており, 本実験結果においても水槽中央部においてはこれに 近い傾向が見られる.図8にはExp.0の wind.1 におい て, F=3mの平均流速 u を水の摩擦速度 u*w で無次元 化したものと水深zを水槽の深さhで無次元化した値 の関係を示す、本実験は森ら4とおよそ一致し、概ね 妥当な吹送流が形成されていることが確認できる. ま た,図7から,鉛直方向流速については、作用する風 応力の増大によって,その大きさの分布が変化してい



ることがわかる.鉛直流速は複雑な分布を示しており,水槽内の流れは鉛直 2 次元的では なく,二次流を伴う 3 次元的な構造をしていることが推察される.以上の結果より,本実 験で用いた風洞水槽における風の作用状態は良好であり,本実験における風洞水槽が十分 に発達した吹送流場を再現しているといえる.

3.2 吹送流場に及ぼす水面被覆の影響

3.2.1 風波のスペクトルおよび有義波高

つぎに水面被覆の影響について考察す るために, Exp.0 と Exp.1, Exp.2, Exp.3 における風波について比較を行う. 図 9 はwind.2におけるExp.0とExp.1, Exp.2, Exp.3 において吹送距離の異なる地点で 測定された風波の変動時系列より求め たパワースペクトルを示している. Exp.0 では式(2)を満たしているのに対して, Exp.1 では式(2)よりズレが生じている. つまり,風洞水槽中央部において一様に 水面被覆が存在するために, 風波の発達 が阻害されていることがわかる.一方 Exp.2とExp.3においてはExp.1に比較し て,風波が十分に発達していることがわ かる. これは, Exp.2 と Exp.3 において は被覆の存在しない領域が存在するた めに, その領域を風波が通過し風波の発 達が大きく阻害されることがなかった ためと考えられる.図10に, Exp.0とExp.1, Exp.2, Exp.3 における有義波高 H_{1/3}と吹送 距離 F の関係を示す. 風洞水槽中央部に おける測定に関しては, Exp.1 においては 被覆直前の F=2.6m に地点において, Exp.2, Exp.3 においての F=3m 地点では被覆の存 在しない場所で波高を測定している. 図 10 より Exp.0 では吹送距離とともに風波 が発達していることがわかる. Exp.1 の場 合は被覆直後に非常に波高が小さくなっ ているが, それに対し Exp.2 と Exp.3 では, 被覆直後においても風波が減衰していな



いことがわかる.この結果より同被覆率に おいても被覆形態の違いにより,風波の発 達に及ぼす影響が異なることが分かる.

3.2.2 平均流速分布

図11にwind.2における各被覆形態の水平流 速 *u*・鉛直流速 *v*の分布を示す. Exp.4 にお いては、被覆直前の地点において、鉛直流 速が負の値をとり、さらに被覆直後におい て,水平流速の値が小さくなっている.こ れは被覆直前の流れが下方に向き, また流 れが被覆によって分断されることをよく示 している. Exp.5 においては, 被覆により流 れが分断されることなく,水域内に循環流 が形成されている. 被覆が存在しない領域 が存在するために、流れが分断されること がないと考えられる. しかしながら, Exp.0 と比較すると被覆なしの場合と比べて若干 小さくなっている. Exp.6 においても,循環 流が形成されているが, Exp.5 と同様に, Exp.0 に比較してその規模が若干小さくな っていることが分かる.以上の結果より,



水域において一様に被覆した場合には循環流の形成が阻害され、また側岸被覆および中央 被覆においては、循環流は形成されるが、その規模に影響を与えることが分かった.

4. まとめ

水生植物による水面被覆が閉鎖性水域の吹送流場に及ぼす影響について風洞水槽実験を 行い検討した.まず、風波に関する検討では、同被覆率においても、一様被覆の場合、被 覆直後において風波が減衰するが、他の被覆形態では被覆直後でも風波が減衰しないこと が分かった.次に、吹送流に関する検討では、一様被覆の場合に流れが分断されること、 側岸被覆と中央被覆においては、流れが分断されることはないが、循環流の規模が被覆の 影響により小さくなることが分かった.以上より同被覆率においても被覆形態により水域 に与える影響が異なることが示された.

参考文献:1)椿東一郎:水理学II,森北出版 pp.161~162(1974) 2)光易 恒・中山 竜三:風波のスペクトルの発達,第 16 回海岸工学講演論文集, pp.53~58(1969) 3)森 健・戸原 義男・加藤 治:吹送流による密度界面の連行速度に関する実験的研究,農業土木学会論文集第 144 号, pp.85~pp.93(1989) 4)Ken Mori, Shiomi Shikasho and Kazuaki Hiramatsu, Wind-Induced Flow in a Closed-Water Area with Dicrete Wind Shear, Fisheries Engineering Vol.37 No.3, PP.195~pp.201, 2001

水上栽培を行う閉鎖性水域の水質予測モデル構築のためのパラメタ同定 —ハナカンナの栄養塩吸収能および熱輸送の抑制効果—

愛媛大学農学部 〇濱上邦彦,藤原正幸, Edward Lapong

1. はじめに

水上栽培法は湖沼水面に浮かべた筏の浮力を用いて,植物の根を水中,地上部を筏上で 生育させる無土壌栽培法である.窒素・リンなどの栄養分を,筏上の植物を収穫物として 刈取るため確実に水質浄化がなされる特徴を持ち,これまで主に作物学・園芸学分野など で研究がなされ,その生育適性や栄養塩吸収能に関する報告は数多く存在する(宮崎ら, 1997).しかしながら,既往の研究のほとんどが植物体の栄養塩吸収能を対象としており, 実施に関する考察はほとんど行われていない.特に,水上栽培筏の存在と水域内流動との 関係など,物理的な側面に関する検討は皆無である.最適な植栽面積は水域の形状などに 大きく依存するため,統一的な指標を設けることはできず,すなわち各水域の形状や周辺 環境を考慮した,水上栽培を行う閉鎖性水域の流動・水質予測モデルを構築することが望 まれる.このとき,モデルにおける水上栽培の影響をいかに組み入れるかが重要となる.

本研究では、水上栽培によってもたらされる影響を水面の境界条件としてモデル中に組 み込むために、流動および水質に及ぼす影響をパラメタ化することを目的とする.水質に 関する重要な項目としては、植物プランクトンの光合成能に大きく影響を及ぼす窒素、リ ン濃度があげられる.そこで本研究では制限因子をリンとして、リン濃度と対象植物によ るリン吸収能の関係を求めた.また流れに関しては、閉鎖性水域における流動の駆動力と して風および熱の作用がある.浮体の存在は、風に関しては水面における風波の発達を阻 害し、熱に関しては水面における熱フラックスを抑制することが予測される.そこで、本 実験では水上栽培筏による熱輸送の抑制効果に関して、植物の成長に伴う熱輸送量の変化 を検討した.

2. 実験概要

実験は愛媛大学農学部ビニールハウス内のコンクリート製実験水槽にて行った (Photo.1).

水面積 200cm×93cm, 深さ 110cm の水槽 6 つを 用い,制限因子として各水槽のリン濃度を設定 して水上栽培を行った.対象植物としては,水 上栽培の適種と報告されているハナカンナ(有 馬ら,1999)を採用した.浮体には 90cm×90cm, 厚さ 5cm の発泡スチロール板を各水槽に 2 枚使 用し,これに植栽密度 9 株/m² でハナカンナを移 植し,スポンジで固定した.移植時にスポンジ 内の根の基部に基肥として,緩効性肥料を 1 株



Photo.1 実験水槽(移植時)

あたりN成分0.26gで与え,追肥は行っていない.なお,6つ目の水槽(水槽F)では対照 実験として水上栽培を行わずに水質観測を行った.実験条件をTable1に示す.リン濃度を 0.01~1.0mg/lで設定し,窒素・カリは十分な濃度で一定とした.なお,リンの調節には家 庭園芸用液体肥料を用いており,窒素およびカリの不足分は水溶性肥料を加えて設定濃度 とした.水槽の容量があまり大きくないため,各水槽の濃度を保つために2週間毎に一度 水槽内の水を入れ換えて設定濃度に戻す処理を行った.ビニールハウスの下部は開放し, 通気性を良くして高温障害を予防した.ハナカンナは園芸用の球根を購入し,個別に鉢植 えで苗まで育て,必要量の苗数が揃った6月25日に一斉に移植を行った.測定期間は葉の 枯死が顕著となった10月1日までとした.

測定項目は、気象項目として日射、気温 を日射・気温計により 5 分間隔で測定し、 水質項目として、pH, DO, 導電率、濁度、 TDS, ORP, をマルチセンサプローブによ り2日間隔で水槽内の鉛直方向3点計測し、 その平均値を求めた.また、全窒素、硝酸 態窒素、全リン、リン酸態リンに関しては、

水槽の水の入れ換え前後にサンプリング・計測を 行い,その期間での減少量を求めた.ハナカンナ の成長度としては,サンプルが少なく刈り取りに よる乾物重量の測定が出来なかったため,葉の縦 横長さを計測し,葉形状を楕円と仮定して積算す ることで,各個体の全葉面積を求めた.さらに, 水槽EおよびFにおいて鉛直方向に10cm間隔で 熱電対を設置し,その水温鉛直分布の変化を5分 間隔で記録した.

3. 結果と考察

3-1. ハナカンナの成長度

Fig.1 は各水槽におけるハナカンナの平均葉数, 平均葉面積,平均全葉面積を示している.移植時 には葉数および葉面積は同程度であったが,水槽 の濃度差によってその増加率に差異が生じてい る.移植直後においては葉数に差異は表れていな いが,リン濃度の高い水槽において葉面積が大き くなっており,8月中旬以降は葉数にも明確な差 異が見られた.平均葉面積が8月に入ると減少し ているのは,大きい株ほど小さな葉も多く含むた

Fable	1	実験条	伯
rubio	_		

水槽No.	А	В	С	D	Е	F
水上栽培	有	有	有	有	有	無
窒素 (mg/l)	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0
リン (mg/l)	0.01	0.05	0.1	0.5	1.0	0.1
カリ (mg/l)	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5



めであり、平均全葉面積は9月中旬まで増加し続 けている.低濃度水槽の全葉面積が8月中旬より 減少しているのは、葉の枯死が高濃度水槽に比べ て早く始まったためである.図より、ハナカンナ の成長量が水槽のリン濃度によって大きく変化 していることがわかる.また、ハナカンナは非常 に高いリン濃度においても生育障害を起こすこ となく旺盛に生育しており、とくに栄養塩濃度の 高い水域などに適していることがわかる.

3-2. リン, 窒素吸収速度

Fig.2 は観測期間中の植物成長に伴うリン,窒素 吸収速度の変化を示している. 全リンおよびリン 酸態リンの吸収速度は、水槽の濃度によって大き く異なっており、実験に用いたリン濃度の範囲内 では濃度の増加に伴ってその吸収速度が増加す ることがわかる.水上栽培を行っていない水槽 F におけるリン吸収速度が同濃度の水槽Cおよびそ れよりも低濃度の水槽よりも大きくなっている のは、低濃度水槽においては2週間の間にほとん どのリンを吸収してしまったこと、また水槽 Fの み水中に日射が通過するため度々藻が発生し、こ れが底泥に堆積したことなどが考えられる. 全窒 素および硝酸態窒素についても、全体を通して高 濃度水槽における吸収速度が大きくなっている ことがわかる.しかし、リン吸収速度程の差異は なく,低濃度水槽においても多量の窒素が吸収さ れている.

Fig.3 は、本実験において制限因子としたリン 濃度と全リン吸収速度との関係について全観測 期間のデータを示している.図より、リン吸収速 度はリン濃度と強い相関を持っており、およそど の生育ステージにおいても一意的な関係が成り 立つことがわかる.なお、近似直線より大きく離 れたプロットは移植直後のデータであり、植物が 水上筏に定着するまでにしばらく時間を要して いるためだと推察される.以上の結果より、リン



濃度が制限因子となるような水域においては、リンの吸収速度は水域のリン濃度をパラメ タとした単純な式で決定できることがわかった.

つぎに窒素に関しては、本実験においては十分量存在すると仮定して一定値としたが、 実際の水域においては窒素が制限因子となる場合もあるため、窒素に関する実験も行う必 要がある.今回の実験においては、リン濃度によって植物の成長度が異なったために窒素 吸収速度に差異が生じたと考えられる.Fig.4に全窒素および硝酸態窒素の吸収速度を示す. 図より、リン濃度が小さいとき1株当たりの全窒素の吸収速度はおよそ0.015~0.02mg/l/day 程度となることがわかる.

3-3. その他の水質項目

Fig.5 は 8/7~8/15 における pH, 導電率, 濁度, TDS, ORP, DO の経時変化を示している. なお水槽の水は定期的に入れ換えるため, 長期的な観測は行えないが, 短期間においても 特徴的な変化が見られた. 多くの項目において水槽 F のみが異なる傾向を示していること がわかる. これは水槽 F のみ水面被覆が存在しないために日中の日射, 夜間の放射冷却に よる水温の変動が大きいことに起因していると推測される. とくに DO に関しては, 水槽 F では水交換直後から増加している. この期間の水温が 30℃前後であったことを考えると飽

和 DO 値を大きく超えた値となっていること がわかる.これは,水槽Fには日射が入射する ため,植物プランクトンが多く発生し光合成を 行っていることが考えられる.一方,水上栽培 を行っている水槽においては日射が遮断され ているため,水交換直後から DO は徐々に減少 し,1週間後にはほとんどゼロに近い値となっ ている.水上栽培により水中の DO が減少する ことは既往の研究からも報告がなされている





27

が(縣ら,1996),今回の実験では水面 を完全に浮体で覆ったためにゼロ付近 まで減少したと考えられる.

3-4. 水面熱フラックスの遮蔽率

つぎに, 浮体の存在が流れに及ぼす影響について検討を行うために, 浮体による水面における熱輸送の遮蔽率を求める. Fig.6 は 8/9~8/16 における日射, 各水槽の熱量, 熱フラックスの経時変化を示している. なお熱量としては,水深 hの単位面積の水柱が持つ熱量 Qとして,

$$Q = \int_{0}^{h} \rho c T_{z} dz \tag{1}$$

より求めた.ここに、 ρ は水の密度、cは水の比熱、 T_z は水深zにおける水温で ある.また、熱フラックスFについて は、熱の授受は水面のみで行われると仮 定して熱量の変化率として、

(2)

 $F = \Delta Q / \Delta t$

より求めた.ここに、 ΔQ は熱量の変化量、 Δt は測定間隔である.図より、この期間に おいては晴天が続き、日射量も大きいため、 水槽内の熱量が大きくなっていくことがわ かる.日中の日射、夜間の放射冷却どちら においても水槽F すなわち浮体のない場合 の熱量の変化率が大きい.熱フラックスを 見ると、浮体の存在する水槽 E での熱フラ ックスが小さくなっていることがわかる. また日サイクルでの波に関して位相のズレ があり、すなわち浮体のある水槽 E での応 答に時間的な遅れが生じていることがわか



る.相互相関より求めた 2 つの波形のズレ時間はおよそ 2 時間であった.このズレ時間を 戻した上で熱フラックスの大きさを比較したものが Fig.7 である.これより厚さ 5cm の発泡 スチロール製浮体を用いた場合の熱遮蔽率はおよそ 0.278 程度となることがわかる.ハナカ ンナは旺盛に生育した場合,草丈が 2m 近くになることもあり,その成長度によって熱フラ ックスの遮蔽効果も変化することが予測される.Fig.8 は移植後から1ヶ月ごとの熱フラッ クスの遮蔽効果を示している. 各々2 日分 のデータをプロットしており, それぞれ成 長初期段階, 旺盛生育段階, 枯死開始段階 である.とくに7月17日では草丈も小さく, その他の場合とは成長度が大きく異なる. 図より, どの成長段階においても熱フラッ クスの遮蔽効果に大きな変化は見られず, その大きさは 0.22~0.28 程度であった. こ れより, 熱フラックスの遮蔽効果に関して は浮体の素材である発泡スチロールの影響 が大きく, その成長度の関わらずおよそ一 定として扱えることがわかった.



4. まとめ

水上栽培を行う閉鎖性水域の流動・水質予測モデルを構築する一環として,浮体が流動 および水質に及ぼす影響を境界条件として求めるために水槽実験を行った.その結果を以 下に記す.

1) ハナカンナは水域の栄養塩濃度によりその成長度が異なる.また,高栄養塩濃度の水域 においても生育障害を起こすことなく旺盛に生育する.

2) リン濃度が制限因子となる水域においては、ハナカンナに関するリン濃度とリン吸収速 度はその成長度に関わらずに一意的に決定できる.

3) 水上栽培を行う水面においては空気の供給が断たれ, DO が減少する.

4) 水上栽培による水面での熱フラックスの遮蔽効果はその浮体の素材に依存するところが 大きく,植物の成長度による大きな変化はない.

以上の結果より、モデルにおける水質・流動の境界条件は、一定値として扱うことが妥 当であることがわかった、今後は、この結果を用いてモデルの開発を行う.

参考文献

縣 和一,宮崎 彰,徳田真二,藤芳素生,谷 晴二,木村秀治,内海栄一(1996)水上栽培シュロガヤツリ(Cyperus alternifolius L.)の植物生産並びに水質浄化,日作紀 65(別 2 号),81-82

有馬 進,植田拓也,真野暁史,東江 栄,柴山秀次郎,縣 和一(1999)低平地における水田生態系保全に関する研 究 I,水生植物を活用したクリーク環境の蘇生,日作紀 68(別1号),218-219

宮崎 彰,窪田文武,縣 和一,宋 祥甫(1997)水上栽培したイネとシュロガヤツリの水質浄化効果の比較,日作紀 65 (別2号),81-82

1次元開水路における局所的流速場の確率過程モデルと移流分散現象解析への応用

京都大学大学院農学研究科 ○吉岡 秀和·宇波 耕一·河地 利彦

(1)

1. はじめに

一般に、河川や湖沼に代表される地表水系における輸送現象は、各種保存則を記述する偏微分方程 式系によって支配されると考えられる.とくに、水体内に生じる乱流現象を数値解析によって取り 扱う場合には、Navier-Stokes方程式系に様々な乱流モデルを付帯させた数理モデルを用いることが 多い.しかしそれらのモデルは、形式上、決定論的に状態量の時間発展を記述するものであり、乱 流現象の数理的記述と数値解析技法の境界が不明瞭である.その一方で、乱流現象が本質的に確率 過程であることを前提とした研究も多くなされており、乱流中の輸送現象を確率微分方程式に関連 付けて論じることの有効性が明らかになってきている.例えば、Heemink (1990) や Charles et al. (2009) は2次元浅水流場における溶質の移流分散現象を確率微分方程式の直接的な離散化により解 析している.また、吉岡ら (2010) は確率微分方程式に付随するKolmogorov前進方程式 (KFE)を用い、 時間と位置に加えて変動流速をも独立変数とする楕円放物型方程式が保存性溶質の輸送方程式と なることを導いている.一方、水体内における溶質の滞留時間や脱出確率を評価することは応用上 重要であるが、その際にはKolmogorov後退方程式 (KBE)が強力なツールとなる.実際、Delhez and Deleersnijder (2006) は1次元問題に、Brannan et al. (1999) は2次元問題にそれぞれKBEを適用してい る.また、Unami et al. (2010) は、魚類が農業用排水路網から水田へ遡上する確率を、KBEを用いて 計算している.

ここではまず,確率微分方程式とそれに付随するKFEとKBE,さらに確率過程の平均滞留時間と 脱出確率に関する一般的事項を提示する.次いで,1次元開水路流れを対象とし,KFEに基づいて, 宇波ら (2010)の提案する局所的流速場の確率過程モデルおよび保存性溶質粒子のLagrange的挙動 を記述する確率過程モデルより溶質の輸送方程式を導出する.また,従来型の浅水流モデルにおけ るManning係数と輸送方程式に含まれる分散係数を陽的に関連付ける.さらに、中川ら(2006)の行 った農業用排水路におけるトレーサー実験の結果から分散係数とManning係数を推定し、KBEに基 づいて溶質の平均滞留時間および脱出確率の解析を行う.

2. 確率微分方程式と付随する偏微分方程式

一般のn次元における確率過程Y=[Y]が伊藤型の確率微分方程式

$$d\mathbf{Y} = \mathbf{f}(t, \mathbf{Y}) dt + \mathbf{g}(t, \mathbf{Y}) d\mathbf{H}$$

に支配されていると仮定する (Karatzas and Shreve, 1998). ここに, *t* は時間, $\mathbf{f} = [f_i] \operatorname{d} n$ 次元ドリフトベクトル, $\mathbf{g} = [g_{ij}] \operatorname{d} n \times m$ 次元ボラティリティ行列, $\mathbf{B} = [B_i] \operatorname{d} m$ 次元標準Brown運動である. Risken (1989) によれば, 確率微分方程式(1)に付随するKFEおよびKBEはそれぞれ

$$\frac{\partial p}{\partial t} + \sum_{i=1}^{n} \frac{\partial}{\partial y_{i}} (f_{i}p) - \frac{1}{2} \sum_{i=1}^{n} \sum_{j=1}^{n} \sum_{k=1}^{n} \frac{\partial^{2}}{\partial y_{i} \partial y_{j}} (g_{ik}g_{jk}p) = 0$$

$$\tag{2}$$

および

$$\frac{\partial p}{\partial s} + \sum_{i=1}^{n} f_i \frac{\partial p}{\partial z_i} + \frac{1}{2} \sum_{i=1}^{n} \sum_{j=1}^{n} \sum_{k=1}^{m} g_{ik} g_{jk} \frac{\partial^2 p}{\partial z_i \partial z_j} = 0$$
(3)

となる.ここに、 $p = p(\mathbf{y}, t, \mathbf{z}, s)$ は確率過程 Y が時刻 *s* において状態 $\mathbf{z} = [z_i]$ に位置する条件下で、 時刻 t > s において状態 $\mathbf{y} = [y_i]$ に位置している条件付き確率密度関数である. p は、任意の閉集合 K $\in \mathbb{R}^n$ を取ると、遷移密度関数 $P = P(t, \mathbf{K}, s, \mathbf{z})$ と

$$P(t,\mathbf{K},s,\mathbf{z}) = \int_{\mathbf{K}} p(t,\mathbf{x},s,\mathbf{z}) d\mathbf{z}$$
 (4)
により関連付けられる. (2)および(3)における拡散項の係数行列が正定値であることを仮定すると,
KBEにより Y の値域が存在しうる閉集合 $\Omega \in \mathbb{R}^n$ において時刻 $0 \le s \le T$ における平均滞留時間
 $\tau = \tau(s,\mathbf{z})$ および Ω の境界 $\partial\Omega$ の部分集合 Γ への脱出確率 $q_{\Gamma} = q_{\Gamma}(s,\mathbf{z})$ が定義できる. ここに, T は終
端時刻である. このとき, (3)を用いると τ および q_{Γ} が終端値境界値問題

$$\frac{\partial \tau}{\partial s} + \sum_{i=1}^{n} f_{i} \frac{\partial \tau}{\partial z_{i}} + \frac{1}{2} \sum_{i=1}^{n} \sum_{j=1}^{n} \sum_{k=1}^{m} g_{ik} g_{jk} \frac{\partial^{2} \tau}{\partial z_{i} \partial z_{j}} + 1 = 0$$

$$\tau(T, \mathbf{z}) = 0 \quad (\mathbf{z} \in \Omega)$$

$$\tau(s, \mathbf{z}) = 0 \quad (\mathbf{z} \in \partial\Omega, 0 \le s \le T)$$
(5)

および

$$\frac{\partial q_{\Gamma}}{\partial s} + \sum_{i=1}^{n} f_{i} \frac{\partial q_{\Gamma}}{\partial z_{i}} + \frac{1}{2} \sum_{i=1}^{n} \sum_{j=1}^{n} \sum_{k=1}^{m} g_{ik} g_{jk} \frac{\partial^{2} q_{\Gamma}}{\partial z_{i} \partial z_{j}} = 0$$

$$q_{\Gamma}(T, \mathbf{z}) = 1 \quad (\mathbf{z} \in \Omega)$$

$$q_{\Gamma}(s, \mathbf{z}) = 1 \quad (\mathbf{z} \in \Gamma, 0 \le s \le T)$$

$$q_{\Gamma}(s, \mathbf{z}) = 0 \quad (\mathbf{z} \in \partial \Omega / \Gamma, 0 \le s \le T)$$
(6)

の解であることが知られている.なお(5)および(6)は時間軸の負の方向へ求解する必要がある.

3. 局所的流速場の確率過程モデル

1次元浅水流場においては、Manningの抵抗則に従う摩擦力に起因する局所的加速度は

$$\frac{\mathrm{d}V(t,x)}{\mathrm{d}t} = -\frac{gn^2}{R(t,x)^{4/3}}V(t,x)|V(t,x)|$$

(7)

で与えられる.ここに、V は断面内平均流速(m/s)、R は径深(m)、g は重力加速度(m²/s)、n はManning 係数(s/m^{1/3})である. 断面内平均流速V を、平均成分 \overline{V} と変動成分W = W(t) に分解する. Wの減衰特 性を得るために \overline{V} のまわりで(7)を線型化し、さらにWが確率論的擾乱をも受けると考え、Wの支配 式として確率微分方程式

$$\mathrm{d}W = -\psi W \mathrm{d}t + \sigma \mathrm{d}B \tag{8}$$

を仮定する.ここに、
$$\psi = \frac{2gn^2}{R(x)^{4/3}} |\overline{V}(x)|$$
は決定論的な減衰係数(s⁻¹)、正定数 σ はボラティリティ(m^{3/2}/s)
Bは1次元標準Brown運動(s^{1/2})である.このとき、(8)に付随するKFEは

$$\frac{\partial p}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial w} (-\psi w p) - \frac{1}{2} \frac{\partial^2}{\partial w^2} (\sigma^2 p) = 0$$
(9)

で与えられる. (9)は解として自明でない C₀[∞](ℝ) 級の定常解

$$p_{\infty}(w) = \sqrt{\frac{\psi}{\pi\sigma^2}} \exp(-\frac{\psi}{\sigma^2} w^2)$$
(10)

を有し、Wは平均0、標準偏差 $\frac{\sigma}{\sqrt{2\psi}}$ の1次元Gauss過程に支配されることとなる.

4. 保存性溶質の輸送方程式

断面内平均流速の変動成分が(8)に支配され、係数ψとσが空間的に一様であるような1次元開水路 を考える.保存性溶質粒子の位置 X は、微分方程式

$$\mathrm{d}X = (\overline{V} + W)\mathrm{d}t \tag{11}$$

によってLagrange的に記述される. (11)は,

$$D = \lim_{t \to \infty} \left(\frac{1}{2t} \int_0^t \int_0^t \mathbf{E}[W(t_1)W(t_2)] dt_1 dt_2 \right)$$
(12)

によって定まる正の定数Dを含む1次元確率微分方程式

$$\mathrm{d}X = \overline{V}\mathrm{d}t + \sqrt{2D}\mathrm{d}U \tag{13}$$

と,位置 X に関する分散が無限時間経過後において一致するという意味において整合性を有する. ここに, E[•] は期待値演算子, U は B とは独立な1次元標準Brown運動(s^{1/2})である. (8)および(12)からは

$$D = \frac{\sigma^2}{2\psi^2} = \frac{\sigma^2 R^{8/3}}{8g^2 n^4 \left| \overline{V} \right|^2}$$
(14)

が導出される.なお,Thomson (1987)の提案する手法を用いた場合にも同様の結果が得られること を確認している.

(13)に付随し,条件付き確率密度関数 p = p(x,t,y,s)を支配するKFEおよびKBEは,それぞれ

$$\frac{\partial p}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} (\bar{V}p) - \frac{\partial^2}{\partial x^2} (Dp) = 0$$
(15)

および

$$\frac{\partial p}{\partial s} + \overline{V}\frac{\partial p}{\partial y} + D\frac{\partial^2 p}{\partial y^2} = 0$$
(16)

で与えられ、いずれも放物型の偏微分方程式である.ここで、KFE(15)の線型性を用い、保存性溶 質の輸送方程式を導く.まず、x 座標に沿った単位長あたりの保存性溶質の質量を<math>m(t, x) = A(t, x)C(t, とおく.ただし、A = A(t, x) は断面積(m²)である.過去の時刻<math>s < tにおける溶 質分布m(s, r)が与えられていれば、時刻tでのx空間内における任意の閉集合Gに含まれる保存性 溶質の質量をM = M(t, G)として

$$M(t,G) = \int_{\mathbb{R}} m(s,r)P(t,G,s,r)dr = \int_{\mathbb{R}} m(s,r)\int_{G} p(t,x,s,r)dxdr$$

=
$$\int_{G} \int_{\mathbb{R}} m(s,r)p(t,x,s,r)drdx$$
 (17)

の関係式が成り立つ.したがって、Gの任意性を考えると

$$m(t,x) = \int_{\mathbb{D}} m(s,r) p(t,x,s,r) dr$$

となる. (18)とKFE(15)を用いると,保存性溶質の輸送方程式

$$\frac{\partial}{\partial t}(AC) + \frac{\partial}{\partial x}(\bar{V}AC) - \frac{\partial^2}{\partial x^2}(DAC) = 0$$
(19)

を得る. (19)を溶質の移流分散方程式とみなすと、Dは分散係数として意味づけられる. (14)においてDは ψ 及び σ を用いて表現されているので、Manning係数nと分散係数Dは陽的な関係を有することとなる.

5. 移流分散現象の解析

時空間的に一様とみなしうる水路幅2.10 mの農業用排水路において, ローダミンWTを用いたトレーサー実験が行われている. その結果より輸送方程式の*v*および*D*を推定し, 溶質の平均滞留時間および脱出確率を算出する.

対象とする開水路の区間 $\Omega \in \mathbb{R}$ を $\Omega = [0,L]$ と定義する. ただし, L = 100 mとし, x = 0を上流端, x = Lを下流端とする. 初期時刻s = 0においてローダミンWT液を上流端へ瞬間的に投入し, その後x = 73.76 mにおいて時間間隔120 sで採水を行ってローダミンWT濃度の観測時系列データを取得した. 観測時系列データと(19)の厳密解に対して非線型最小二乗法を適用すれば, $\bar{V} = 0.029$ m/sおよびD = 0.03 m²/sが得られる. なお, 同時に実施したサンプリング周波数8Hzでの局所的流速の時系列データより, ボラティリティ $\sigma = 0.0218$ m^{3/2}/sを得る. また, 水路内に設置された堰の越流水深を計測し,堰の流量公式より流量0.0366 m³/sを得る. これらの結果をあわせて, (14)より Manning係数nを算出するとn = 0.043 s/m^{1/3}を得る. これは従来の知見と比較して妥当な結果であると考えられる. ローダミンWT粒子の Ω 内における平均滞留時間 τ (s)および下流端x = Lからの脱出確率qは, (5)および(6)より,終端値境界値問題

$$\frac{\partial \tau}{\partial s} + \overline{V} \frac{\partial \tau}{\partial y} + D \frac{\partial^2 \tau}{\partial y^2} + 1 = 0$$

$$\tau(T, y) = 0 \quad (y \in \Omega)$$

$$\tau(s, 0) = \tau(s, L) = 0 \quad (0 \le s \le T)$$

(20)

(18)

$$\frac{\partial q}{\partial s} + \overline{V} \frac{\partial q}{\partial y} + D \frac{\partial^2 q}{\partial y^2} = 0$$

$$q(T, y) = 1 \quad (y \in \Omega)$$

$$q(s, 0) = 0, \quad q(s, L) = 1 \quad (0 \le s \le T)$$
(21)

に支配されることがわかる. なお,上流端 x=0 からの脱出確率 r は自明な関係式 q+r=1を満たす. 放物型問題(20)および(21)については厳密解が知られているが,ここでは,より複雑な流れ場への 適用を念頭に置き,宇波ら (2009)の提案する風上有限要素法による数値計算との比較を行う.

有限要素法による離散化を行うにあたり、領域を1,000個の等間隔要素で分割する.時間方向の 離散化にはCrank-Nicolson法を適用し、終端時刻T = 10,000 s、時間差分間隔を-1.0 sとする.図1に 初期時刻s = 0における平均滞留時間 τ の計算結果,図2に同時刻における脱出確率qおよびrの計算結 果を示す.図1と図2においては、各々計算結果と厳密解の比較が行われている.図1と図2より、風 上有限要素法による数値計算結果は厳密解を良好に再現していることがわかる.図1においては水 路上流側に τ の極大値が発生しており、この位置において溶質粒子が対象領域外に到達するまでの 平均時間が最長となることが示されている。また、図2より脱出確率qおよびrに関してはそれぞれyの単調増加関数および単調減少関数となること、開水路上流側においてrが正となる部分領域が存 在することが分かる.



6. おわりに

1次元開水路流れにおけるManningの抵抗則に関連付けた局所的流速場の確率過程モデルを用い, KFEの線型性に基づいて溶質の輸送方程式を導出した.その際,溶質粒子のLagrange的な挙動を考 慮することで,輸送方程式に含まれる分散係数が既往の浅水流モデルにおけるManning係数と陽的 な関係性を有することを示した.次いで,実際の農業用排水路において取得した観測データより各 パラメータの値を推定し,KBEにより開水路の閉区間内における平均滞留時間及び脱出確率の解析 を行った.その結果,得られた観測データから算出したManning係数の値は従来の知見と比較して 妥当なものとなった.また,風上有限要素法による数値計算結果は厳密解と良好な一致を示した. 今回適用した確率過程モデルは時空間的に一様とみなせる1次元流れ場においてのみ成り立つもの である.したがって,時空間的に一様でない流れ場や2次元浅水流場に適用する場合には,より理 論に則した正しい数理モデルへと発展させる必要がある.

引用文献

[1] Brannan, J. R., Duan, J., Ervin, V. J. (1999). Escape probability, mean residence time and geophysical fluid particle dynamics. Phisica D, 133, 23-33. [2] Charles, W. M., Heemink, A.W., Van de Berg, E. (2009). Coloured noise for dispersion of contaminants in shallow waters. Applied Mathematical Modeling, 33, 1158-1172. [3] Delhez, E. J. M., Deleersnijder E. (2006). The boundary layer of the residence field. Ocean Dynamics, 56, 139-150. [4] Heemink, A.W. (1990). Stochastic modeling of dispersion in shallow water. Stochastic Hydrology and Hydraulics, 4, 161-174. [5] Karatzas, L., Shreve, S. (1998). Brownian Motion and Stochastic Calculus, Springer-Verlag, Berlin, 282-398. [6] Risken, H. (1986) The Fokker-Planck equation. Springer-Verlag, Berlin, 81-86. [7] Thomson, D. J. (1987). Criteria for the selection of stochastic models of particle trajectories in turbulent flows. Journal of Fluid Mechanics, 180, 529-556. [8] Unami, K., Ishida, K., Kawachi, T., Maeda, S., Takeuchi, J. (2010). A stochastic model for behaviour of fish ascending an agricultural drainage system. Paddy and Water Environment, 8, 105-111. [9] 中川哲平・宇波耕一・河地利彦 (2006). 逆解析手法を用いた農業用排水路の流れにおける分散係数の推定. 農業土木学会京都支部第63回研究発表会講演要旨集, 26-27. [10] 宇波耕一・河地利彦・石田桂 (2009). 楕円放物型偏微分方程式の数値解. 平成21年度農業農村工学会大会講演会講演要旨集, 408-409. [11] 宇波耕一・河地利彦 (2010). 確率過程モデルにもとづいた1次元水路における移流分散方程式. 平成22年度農業農村工学会大会講演会講演要旨集, 194-195. [12] 吉岡秀和・宇波耕一・河地利彦 (2010). 乱流場の確率過程モデルに基づいた保存性溶質の楕円放物型輸送方程式. 第18回日本雨水資源化システム学会講演要旨集, 73-76.

直角 V 字型減勢工の水クッション深さに係る研究

Study on depth of water cushion at 90° V-type water cushion energy dissipator

○阿部 剛士* 小島 信彦**

Takashi ABE* Michihiko KOJIMA**

*長野県北信地方事務所 Nagano Prefecture Hokushin Regional Office (〒383-8515 長野県中野市大字壁田 955) **明治大学農学部 School of Agriculture, Meiji University (〒214-8571 神奈川県川崎市多摩区東三田 1-1-1)

キーワード:減勢工,水利構造物,水理模型実験

1. はじめに

減勢工は、急勾配の水路やダム洪水吐の下流部 において、水勢を弱めて流水を制御するために設 置されるが、設備の形式や形状は、建設地点の水 理・水文・地質・地形条件および環境に適合する 必要がある.この減勢工の代表的なものとしては、 落差工のように自由落下させる自由落下式減勢工 やダム導流部に連続して設けられる水平水叩き型 跳水式減勢工が挙げられる¹⁾が、衝撃や騒音等によ る苦情が出ることがある.

一方,水クッション型減勢工は,流下する水脈 を静水池等の水塊に衝突させることにより減勢す るもので,騒音や振動が少なく住宅地周辺での減 勢の手段として有力である.この減勢手段のひと つであるV字型減勢工は,工事費が低廉で,高水 時の掃流力により土砂堆積が少なく,維持管理が 容易であり,普及が期待される減勢手段の一つで ある.

ところが、V字型減勢工の水クッション深さを 決定する方法について示されたものはほとんどな い.特許出願されている流下角度 45°かつ段落斜 面とはい上がり斜面との間に挟まれる角度(以下, 開度という)90°の直角V字型減勢工では、水ク ッション型渓流取水工のデフレクターはい上がり 高さの計算式を元にした設計方法²⁾が示されてい るが、開度や水クッション深さの違いによる減勢 効果を実験から示した報告はない.

これらのことから,開度や水クッションの深さ の決定方法を確立する必要がある.

平成22年度農業農村工学会大会講演会で,開度 に関する実験結果については報告した³⁾.報告の中 では,水クッション深さを一定にし,流下角度お よび開度を様々に組み合わせた実験を行なった結 果,開度90°のケースで効果が高いことを明らか にした.さらに施工規模の観点を加味すると,流 下角度45°と開度が90°の直角V字型減勢工が最 も有利であると判断できることを述べた.

本報告は、直角 V 字型減勢工の水クッション部の深さの違いによる減勢効果の差について、述べたものである.

2. 原型について

2.1 設計条件

長野県北佐久郡軽井沢町を流れる農業用排水路 に設置を計画されている減勢工をモデルとした. 地形条件より,水路勾配 *i* =1/33 と急で,かつ, 段落高さ W も 2.75m という設計となった.設計計 画諸元は Table 1 のとおりである。実験においては, 常時排水量と10年確率の洪水量である 1/10確率洪 水流量について検討した.

Table 1 設計計画諸元 Design plan condition

常時計画排水量	Q_1	$2.16m^{3}/s$
1/10 確率洪水流量	Q_{10}	$7.18m^{3}/s$
段落高さ	W	2.75m
水路縦断勾配	i	1/33
粗度係数	n	0.015
水路幅	В	1.60m

2.2 特許²⁾で示されている水クッション深さの決 定方法

特開 2006-70537 による直角 V 字型減勢工の水ク ッション深さの決定方法は次のとおりである.

水路の計画流量を 1/10 確率洪水流量とすると, 限界水深は次のようになる.

$$H_c = \sqrt[3]{\frac{1}{g} \left(\frac{Q_{10}}{B}\right)^2} = 1.271 \text{ (m)}$$

また, 限界水深時の流速(限界流速) V_c は次の ようになる.

 $V_c = \sqrt{gH_c} = 3.529 \text{ (m/s)}$

さらに、段落斜面下端の流速 V_1 は次式で表される. ただし、 E_0 は上流側水路落ち口部における比エネルギーであり、 $E_0=1.5H_c$ である. また、定数aはエネルギー損失を考慮し、0.8とおくと、その値は次のようになる.

 $V_1 = \alpha \sqrt{2g(W + E_0)} = 7.643 \text{ (m/s)}$

特許では、これら V_c および V_1 を水クッションデフレターはい上がり高さの式²⁾⁴⁾⁵⁾に入れ、1.5倍した値を水クッション深さDとしている.ここで、 θ をはい上がり斜面の傾斜角の 45° 、定数K=1.015とおくと水クッションの深さDは次のようになる.

$$D = 1.5H_c(-1 + \sqrt{1 + 2K\frac{V_1}{V_c}\cos^2\theta}) = 1.503(\text{m})$$

\$\approx 1.5(\text{m})\$

以上より、原型の概要はFig.1のようになる.

Fig.1 原型の概要図(単位:m) Prototype device (unit: m)

2.3 今回検討を行う水クッション深さの決定

水クッション突入直前の流速 V₁の持つ速度水頭 が、水クッション内で全て圧力水頭に変換される と仮定すると、エネルギー保存則^のより

$$E_1 = V_1^2 / 2g = 2.977(\text{m}) \approx 3.0(\text{m})$$

となる.

したがって,水クッション深さ*D*を1.5m~3.0m の間で検討を行なうこととした.

3. 水理模型実験

3.1 実験装置

実験模型装置は、フルードの相似則⁶により原型 の 1/10 で作成した.水路は、上下流いずれも勾配 1/33 の長方形断面で、側壁は両面アクリル樹脂製、 底床はベニヤ製とし、ペンキ塗布により粗度を調 整した.

装置の全体図を Fig.2 に示す.

ポンプで汲み上げた水は整流水槽を経て、上流 水路へ流下させる.その後減勢工(水クッション 部)を通過し、下流水路を流下する.流量は、ポ ンプから整流水槽までの間に設置した超音波式流 量計により計測し、所定の流量になるように調整 した.

Fig. 2 実験装置全体図(単位 cm) Overall view of experiment apparatus (unit: cm)

また、減勢工の上流水深 H_0 と下流水深 H_2 を, 波高計で得た水位から算定した.設置位置につい ては、変化点から水路幅の 10 倍の 1.6m を目安に 設置した.

段落高さWは27.5cmとした.水クッション深さ Dについては、原型の1/10となる15~30cmの間 を、前半を細かく、後半を粗くすることとし、15、 16.5、18、19.5、21、24、30cmの7段階に設定し た.

3.2 実験方法

流量は、Q=6.8、9.1、13.7、18.2、22.8L/s(単位幅 流量 q= 0.043~0.142m³s⁻¹m⁻¹)の5段階に設定した. この流量は、それぞれ原型の常時排水量および1/10 確率洪水流量の40、60、80、100%にあたる.

波高計で測定した水位から上流水深 H_0 及び下流 水深 H_2 を算定し,減勢効果と水クッション深さの 関係を求めた.波高計は KENEK 社製の容量式波高 計(本体 CH-604,検出器 CHT6 20cm)を用い, A/D 変換器を介してデータを取得した.水位は 20Hz で 50 秒間計測し, 1000 個のデータから最大 値,最小値,平均値を取った.

また,水クッション内の水面形状は,撮影した 映像から切り出した画像と容量式波高計(本体 CH-604,検出器 CHT6 40cm)からのデータを比較・ 確認した後,波高計データから作成した.画像は, デジタルビデオで撮影した映像から,映像管理・ 編集ソフトで静止画像の bmp ファイル切出して, CAD 上で波形を転写した.波高計は,水クッショ ン突入付近から.上方に飛び出した水脈が落ち着 く付近までを 2cm ピッチで計測した.

3.3 実験結果

1/10 確率洪水流量 Q=22.8L/s 時の, Fig.3 に水ク ッション深さが 15cm の, Fig.4 に同 30cm の水面波 形を CAD で転写した図を示す.

Fig.3 のように水クッションが浅い場合,一部は 水クッション底床に沿って射流のまま下流へ流れ ていったが,気泡を混入しながら減勢する様子が 見られた。しかし,上方への飛び出しが大きく, しぶきも発生し,水路外へ飛び出すこともあった. 水面波形は小高い山のように頂点を持つような形 となった.

Fig.3 D=15cmのQ=22.8L/s時の水面波形 Water surface profile in D=15cm at Q=22.8L/s

Fig.4 D=30cm O Q=22.8L/s 時の水面波形 Water surface profile in D=30cm at Q=22.8L/s

Fig.4 のように水クッションが深い場合,流下水 脈が水クッション底部付近へ到達するまでも,渦 を巻きながら減勢する様子が見られた。上方への 飛び出しも少なく,水面波形は全体がなだらかな 丘陵のような形となった.

また,波高計で取得した水面形と水路床の関係 を,Fig.5には水クッション深さ D=15cmの,Fig.6 には同 30cm の場合を示す.どちらも、上から、水 位の最大値、平均値、最小値、水路床という順に 表示している.

Fig.5 および Fig.6 の平均値を見ると, それぞれ Fig.3 および Fig.4 と同様の形状を示した.

最大値と水路床の差を見ると, *D*=15cm では水位 36cm, *D*=30cm では水位 26cm であり, 水クッショ ンが深いほど跳ね上がり高さを抑えられた.

これらの最大値を,はい上がり端点(下流水路 上流端)の座標を0とした上下流 50cm の範囲で, 水クッション深さ毎にまとめると, Fig.7 のように なる.

Relations between the water surface level measured by wave gauge and the channel bed level in D=15cm at Q=22.8L/s

Fig.6 D=30cmのQ=22.8L/s時の波高計で取得し た水位と水路床の関係

Relations between the water surface level measured by wave gauge and the channel bed level in D=30cm at Q=22.8L/s 水面波形が、物体を上空に投げたときに描かれ る放物線のようになることから、二次曲線で近似 させると、Fig.7中の曲線で示すことができ、Table 2の式で表せた.

また,この図からも,D が深くなるに従って, 全体の水位が低下していることが見てとれる.

Plot and approximation line of the maximum water level at Q=22.8L/s

Table 2 Fig.7 にプロットした水位の近似線の式,R,極大値および最大値

Expression of approximation line of water level plotted in Fig.7, R, the maximum value of approximation line and the maximum value of plot

D	近似した二次曲線	R	極大値		最大値
			х	у	(参考)
15cm	y=-0.0011x ² +0.3323x+314.33	0.8430	151.0	339.4	374.9
16.5cm	y=-0.0009x ² +0.1076x+310.23	0.8269	59.8	313.4	355.5
18cm	y=-0.0008x ² +0.1186x+284.56	0.8558	74.1	289.0	335.6
19.5cm	y=-0.0008x ² +0.132x+287.82	0.8827	82.5	293.3	334.1
21cm	y=-0.0006x ² +0.0849x+286.88	0.8420	70.8	289.9	314.3
24cm	y=-0.0005x ² +0.0331x+285.9	0.7763	33.1	286.4	370.5
30cm	y=-0.0004x ² +0.0558x+245.12	0.9235	69.8	247.1	272.0

近似した曲線の相関係数 R は、最小でも 0.7763 であり、正の相関関係が成立している. グラフは 上に凸で二次の係数はマイナスを示し、水クッシ ョン深さ D が深いほど係数の絶対値は小さくなっ ており、グラフは平べったくなる. また、極大値 についても、Fig.7 に示すように D が深いほど小さ くなる傾向を示す.

Fig.8 に流量 Q と水深比 H₂/H₀の関係を示す.水 深比は,流量毎の上流水深 H₀ と下流水深 H₂の測 定結果から算出した.水深比が大きいほど,減勢

工によって流速が落ちて水深が増加することを示し、減勢効果が高いことを表す.

基本的には水クッション深さ D が深いほど減勢 の効果が高く, D が浅いほど効果が低い傾向が示 された.

また,7 段階の D 全てで,流量を増加させると エネルギーの損失割合が減っていくものの,1/10 確率洪水流量 60%から 80%にかけて減勢効果が一 旦増加し,その後 100%に向かっては減勢効果が低 下する S 字型ラインが見られた.

Fig.8 流量 Q と水深比(H_2/H_0)との関係 Relations between discharge Q and depth ratio (H_2/H_0)

また,流量毎の水クッション深さDとエネルギー損失量 ΔE の関係で整理したグラフをFig.9に示す. ΔE は,次式により求めた.

$$\Delta E = E_0 - E_2 = \left(\frac{V_0^2}{2g} + H_0 + z_0\right) - \left(\frac{V_2^2}{2g} + H_2 + z_2\right)$$

全流量とも減勢効果は,水クッション深さ D が 21cm または 24cm の時に最も高くなった

Fig.9 水クッション深さ D とエネルギー損失量 △Eの関係

Relations between depth of water cushion D and energy loss $\angle E$

4. 考察

4.1 極大値の発生位置について

Fig.7 および Table 2 から,極大値の発生位置が, はい上がり端点(x,z)=(0,0)より右上であることが明 らかになった.水クッション深さ D が深くなるの に従って,①減勢効果が高くなり跳ね上がり高さ も低くなる,②ボールを 45 度に打ち上げることを 想像すると初速度に応じて極大値は手前に近づい てくる,という 2 点から,左肩下がりで線形的に 端点に向かっていくのではないか,と想定したが, 今回の実験からはそれを示すような顕著な結果は 得られなかった.

4.2 跳ね上がり高さを効果的に抑えられる水クッション深さについて

Fig.7 および Table 2 において, 水クッション深さ D を深くすると跳ね上がり高さは抑えられること が示したが, 次に水クッション深さ D と最深部か らの跳ね上がり高さ D+MAL の関係で整理する. 跳ね上がり高さ (極大値 MAL(Maximum value of Approximation Line)) に水クッション深さ D を加え ると実験装置最下端からの跳ね上がり高さ (D+MAL) になるので, これら D と D+MAL の関 係を Fig.10 に示す. このグラフでは, D が 18cm の

ときが *D*+MAL が最も低い 46.9cm を示しており, 他の水クッション深さよりも効果的に跳ね上がり を抑えられていると考えられる.

また, Fig.9 に示すように減勢の効果を示す水深 比 H_2/H_0 も, D=15cm と 30cm の中間の値を示して おり, 適度な減勢をしているといえる.

Fig.10 *Q*=22.8L/S 時の水クッション深さ *D* と水 クッション底部からの跳ね上がり高さ *D*+MALの関係

Relation of water cushion depth (D) and water jumping up height from bottom of water cushion (D+MAL) at Q=22.8L/s

これを原型の水クッション深さの決定に戻り考 えると、当初の速度水頭が持つエネルギーの6割 の深さ *D*=0.6*E*₁=1.8m があれば、効果的に跳ね上が り高さを抑えられるといえる.

4.3 減勢効果がS字型に現れることについて

Fig.8 で流量 Q と水深比(H₂/H₀)関係を示したが, Q が 1/10 確率洪水流量の 60%から 80%にかけて水 深比が再上昇することで,S 字型になっている.こ れは,減勢効果が再上昇していることを表してい る.

ここで流況を考えると Fig.3 や Fig.4 のように, 流量が大きい場合では水クッション内だけでな く,はい上がり端点より後ろでも空気を混入しな がら回転して減勢が行なわれる.

定量的な分析は行なえていないが、この部分の 減勢効果も含んだ形で減勢効果を水深比で考えて いるため、結果として 1/10 確率洪水流量の 60%以 上の流量から減勢効果が発揮されたのが要因のひ とつになっているのではないか、と考えられる.

4.4 減勢効果から見た水クッション深さ D につい て

Fig.9 で流量毎の水クッション深さDとエネルギー損失量∠Eの関係を示したが、全流量でDが21~24cm付近を頂点とした形状となっている.

これを原型の水クッション深さの決定に戻り考 えると、当初の速度水頭が持つエネルギーの 7~8 割の深さ *D*=0.7~0.8*E*₁=2.1~2.4m のときに、最も 減勢効果が高くなるといえる.

実験結果を踏まえた水クッション深さの 決定方法

実験結果を踏まえた直角 V 字型減勢工の水クッション深さの決定方法は次のとおりである.

水路の計画流量を 1/10 確率洪水流量とすると, 限界水深は次式で表される.

$$H_c = \sqrt[3]{\frac{1}{g} \left(\frac{Q_{10}}{B}\right)^2}$$

また,段落斜面下端の流速 V_1 は次式で表される. ただし, E_0 は上流側水路落ち口部における比エネ ルギーであり, $E_0=1.5H_c$ である.定数 α は流下時 のエネルギー損失を考慮した係数である.

 $V_1 = \alpha \sqrt{2g(W + E_0)} = \alpha \sqrt{2g(W + 1.5H_c)}$

水クッション突入直前の流速 V_1 を正確に推測することは困難であり、いくつかの算式が提示されているが、 $\alpha=0.8\sim0.9$ として求めても実用上支障

はないとの知見がある 5ので、この値を用いる.

また、今回の実験で水クッション突入直前の流 速から求めた水頭の6~8割に設定した水クッショ ン深さにおいて、跳ね上がり高さが抑えられる傾 向や減勢効果が高い傾向が得られていることか ら、これを定数βとおくと、水クッション深さは

$$D = \beta \frac{V_1^2}{2g}$$

で求めることができる. ただし, $\beta=0.6\sim0.8$ とする.

6. おわりに

この実験からは水クッション深さを水クッショ ン突入時の速度水頭の6割に設定すると、効果的 な跳ね上がり抑制効果を示せた.また、7~8割に 設定することで、減勢効果が高いことを示せた.

本研究の水理諸元は水路勾配 *i*=1/33 と厳しい条件であり、この結果を用いると *i*=1/100 等の勾配が緩い条件では安全側によった設計になると思われる.

また、今回は段落高さを一定でやっているが、汎 用性の高い設計方法を確立するために、今後条件 を変えた実験を実施するとともに、運動方程式や エネルギー保存則を使った理論的な手法を提示し ていく必要がある. 現在,設計原型が施工中であるが,施工されたものの評価を加えていくとともに,既に現地で施工 された例も参考に,今後も検討を重ねていきたい.

謝辞:本研究に際して,実験補助を快く引き受けてく ださった明治大学農学部水資源学研究室の学生の皆 様に深く感謝いたします.また,資料を提供いただい た山本光男元明治大学教授,盛田建一氏とともに,長 野県および長野県土地改良事業団体連合会の関係者 の皆様に改めて深謝致します.

引用文献

- 1)(社)土木学会(1989):第四版土木工学ハンドブ ック,技報堂,1356-1358
- 山本光男ら(2004):特願 2004-254197・特開 2006-70537, P04-1402.
- 阿部剛士,小島信彦(2010):V字型減勢工の開度 に関する実験的研究,平成22年度農業農村工学会 大会講演会要旨集,166-167.
- 4) 農林水産省農村振興局(2008):土地改良事業計画設 計基準及び運用・解説 設計「頭首工」, 583.
- 5) 山本光男・細野正夫(1977): 水クッション型渓流取 水工のデフレクターはい上がり高さ,農土論集 (67),45-50.
- 6) 岡本芳美(1991):開水路の水理学解説, 鹿島出版 会, 17-19,33-34,115-119.

D=18cm の Q=22.8L/s 時の画像と水面波形 Water surface profile in D=18cm at Q=22.8L/s

D=24cmのQ=22.8L/s時の画像と水面波形 Water surface profile in D=24cm at Q=22.8L/s

多重連結型開水路網に対応した質量保存型有限体積法流れ解析モデル

京都大学大学院農学研究科 〇石田 桂 · 宇波 耕一 · 河地 利彦

1. はじめに

近年,豪雨の頻度が増加する傾向にあり,物理 的モデルに基づく高精度な洪水流出シミュレー ションの重要性が高まっている.洪水過程にお いて重要な要素となる河川や農業用排水路など の開水路は,通常,一定の主流方向を有する1次 元流れが発生するものとしてモデル化されるが, 実際的な問題においては単一の水路であること は稀であり,分合流点において複数の水路が接 続した開水路網を形成していることが多い.と くに,デルタ河川や反復利用のなされる農業用 排水システムなどにおいては,2通り以上の経路 によって到達しうる2点間が存在する,多重連 結型開水路網が構成されている場合がある.

1次元開水路流の支配方程式として,連続方 程式および,運動量方程式からなる浅水方程式 が一般的であり,数多くの数値計算手法が開発 されている.だが,浅水方程式は数値計算にお いて,非線型性が強く安定性が悪い,計算量が 多く計算コストがかかるなどの欠点がある.そ こで,しばしば Kinematic Wave 近似(KW 近似) が行われる.KW 近似により得られる Kinematic Wave 方程式(KW 方程式)は,連続方程式と流 量の式で構成される.元の浅水方程式に比べ,近 似であるために精度は落ちるが,安定性が高く, 計算負荷が小さい.ただし,KW 方程式では背 水の影響や勾配に逆らう流れを表現できないた め,このような場合には,Diffusion Wave 方程式 (DW 方程式)が用いられる.

KW 方程式や DW 方程式に対する数値計 算手法としては,有限差分法が普及している (Kazezyilmaz-Alhan et al., 2005).有限差分法は, 数値微分に基づいた離散化手法であり,保存則を 満たす保証がない.有限体積法を用いれば保存則 を満たすことができるが,KW 方程式やDW 方 程式への適用例はLai (2009)やLal et al (2005) などに限られており,分合流点の取り扱いにつ いて言及している文献は見当たらない.そこで ここでは,分合流点における離散化後の保存則 を考慮し,多重連結型開水路にも対応したKW 方程式とDW 方程式の双方に対する有限体積法 モデルを構築する.

2. KW 方程式および DW 方程式

1次元開水路流の支配方程式として,連続方程式 および,運動量方程式で構成される浅水方程式 が一般的に用いられる.主流方向を x 曲線座標 にとれば, 浅水方程式は

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \tag{1}$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\beta Q^2}{A} \right) = -gA \frac{\partial h}{\partial x} + gAS_0 - gAS_f \quad (2)$$

で表わされる.ここに,xは主流方向に沿った曲線座標系における座標,tは時間,Aは通水断面積,Qは流量,qは単位幅横流入流量であり, β はコリオリ係数,hは水深,gは重力加速度,zは鉛直方向座標, S_0 は水路底勾配,そして, S_f は Manning の等流公式を用いて算出される摩擦勾配

$$S_f = \frac{n^2 Q |Q|}{A^2 R^{\frac{4}{3}}}$$
(3)

である. ここに, *n*は Manning の粗度係数で, *R* は径深である.

運動量方程式(2)において,水路底勾配項および,摩擦項が卓越しているような状況下では,他の項を無視できるとして,KW近似

$$S_0 = S_f \tag{4}$$

を行う. すなわち, 流量Qが水深hの関数

$$Q = \frac{1}{n} A R^{\frac{2}{3}} \frac{S_0}{\sqrt{|S_0|}}$$
(5)

として局所的に一意に決まることを仮定する.連続方程式(1)と式(5)を連立させた系を KW 方程式と称する.

KW 方程式は,背水の影響や,勾配に逆らう流 れを表現できないといった欠点がある.そこで, 運動量方程式(2)の右辺3項すべてを考慮し,

$$gAS_I = gAS_f \tag{6}$$

を仮定する.ここに、 S_I は水面勾配である.この場合には、流量の式は

$$Q = \frac{1}{n} A R^{\frac{2}{3}} \frac{S_I}{\sqrt{|S_I|}}$$
(7)

となり,連続方程式(1)とともにDW 方程式を構成する.

3.有限体積法モデル

連続方程式(1)を、局所的に積分すると

$$\int_{\Omega_i} \frac{dA}{dt} dx + [Q]_{\Gamma_i} = \int_{\Omega_i} q dx \tag{8}$$

図 5: 仮想の多重連結型開水路

が得られる.ここに、 Ω_i は第iセルの領域、 Γ_i は Ω_i の境界である.分合流のない図1のような Ω_i の場合において、式(8)を有限体積法により離散化すれば、

$$\Delta x_i \left(\frac{\partial A}{\partial h}\right)_i \frac{dh_i}{dt} = -\left(Q_{i+\frac{1}{2}} - Q_{i-\frac{1}{2}}\right) + \Delta x_i q_i \qquad (9)$$

が得られる.

多重連結型開水路に対応するため、まず、図1 の Ω_i を図2に示すように2つのBranchに分割 し、番号を振る.第iセルのj番目のBranchを $B_{i,j}$ とおくと、式(8)は

$$\int_{B_{i,1}} \frac{dA}{dt} dx + \int_{B_{i,2}} \frac{dA}{dt} dx + [Q]_{\Gamma_i}$$
$$= \int_{B_{i,1}} q dx + \int_{B_{i,2}} q dx \quad (10)$$

となり、有限体積法を適用することにより、

$$\left(\Delta x_{i,1} \left(\frac{\partial A}{\partial h} \right)_{i,1} + \Delta x_{i,2} \left(\frac{\partial A}{\partial h} \right)_{i,2} \right) \frac{dh_i}{dt}$$

= $Q|_{i,1} + Q|_{i,2} + (\Delta x_{i,1} + \Delta x_{i,2}) q_i$ (11)

が得られる. ここに, 添え字*i*は Ω_i の中心, つ まり, Branch の接合点における値, 添え字*i*,*j* (*j* = 1,2)は Branch *B_{i,j}*の値であることを示す. また, $Q|_{i,j}$ は*B_{i,j}*のセル外側境界における流量 であり, 符号は Ω_i への流入方向のとき正であり, 流出方向のとき負である.

次に、Branch が3本以上の場合に対応できる ように上の手順を一般化する.一般化した Ω_i を 図3に示す.このとき、式(8)は、

$$\sum_{i=1}^{j} \int_{B_{i,j}} \frac{dA}{dt} dx + [Q]_{\Gamma_i} = \sum_{i=1}^{j} \int_{B_{i,j}} q dx \qquad (12)$$

となり,有限体積法を適用し,

$$\sum_{i=1}^{j} \left(\Delta x_{i,j} \left(\frac{\partial A}{\partial h} \right)_{i,j} \right) \frac{dh_i}{dt} = \sum_{i=1}^{j} \mathcal{Q} \Big|_{i,j} + \sum_{i=1}^{j} \left(\Delta x_{i,j} \right) q_i$$
(13)

を得る.

式 (13) の流量 $Q|_{i,j}$ は、KW 方程式であれば式 (5) を、DW 方程式であれば式 (7) を用いて計算 を行う.第*i*セルが境界 $\Gamma_{i,j}$ において第*k*セルの $B_{k,l}$ と接続しているとする(図 4). $\Gamma_{i,j}$ における 水路底勾配 $S_0|_{i,j}$ および水面勾配 $S_l|_{i,j}$ は

$$S_0\Big|_{i,j} = \frac{z_{b,k} - z_{b,i}}{\Delta x_{i,j} + \Delta x_{k,l}}$$
(14)

$$S_{I}|_{i,j} = \frac{(h_{k} + z_{b,k}) - (h_{i} + z_{b,i})}{\Delta x_{i,j} + \Delta x_{k,l}}$$
(15)

となる. ここに, zb.i は第 i セル中心の水路底標

高である.風上化を施して、 $Q|_{i,i}$ を

$$Q\Big|_{i,j} = \begin{cases} \frac{1}{n_{k,l}} A_{k,l} R_{k,l}^{\frac{2}{3}} \frac{S_s\Big|_{i,j}}{\sqrt{|S_s|_{i,j}|}} & (S_s\Big|_{i,j} > 0) \\ 0 & (S_s\Big|_{i,j} = 0) \\ \frac{1}{n_{i,j}} A_{i,j} R_{i,j}^{\frac{2}{3}} \frac{S_s\Big|_{i,j}}{\sqrt{|S_s|_{i,j}|}} & (S_s\Big|_{i,j} < 0) \end{cases}$$
(16)

により算出する.ここに, *S*_sは, KW 方程式で は*S*₀, DW 方程式では*S*₁ である.

4モデルの適用

構築した KW モデルおよび DW モデルを,図5 に示す仮想の多重連結型開水路に適用する.全 領域で幅 B = 1 m, Manningの粗度係数 n = 0.02m^{-1/3}s,各 Reachの長さは120.0 m,水路底勾配 $S_0 = 8.0 \times 10^{-4}$ とし、下流端境界条件として限界 水深流量を与える.一定の流入流量 0.5 m³/s を 各開水路の上流端に与えて、定常状態を求める. KW モデルおよび DW モデルを用いた計算によ

図 10: 勾配に逆らう流れが生じる領域での定常時の水深(左側)および非定常時の下流端水深(右側)

り得られた Reach 1-4 における水深および流量を それぞれ図 6 および図 7 に示す. KW モデルを 用いた計算により得られた水深は,境界条件と して限界水深流量を与えた下流端以外において は,等流水深となっている. DW モデルを用い た計算により得られた水深は,滑らかに等流水 深に近づくように変化し,下流端における境界 条件の影響を受けている.また,各 Reach にお ける流量から,両モデルとも保存則を満たして いることが分かる.構築した各モデルが,分合 流点においても保存則を満たすことが示された.

次に、上で求めた定常状態を初期条件として、 図8の流入流量を与え、各モデルを用いて非定 常計算を行う.下流端における水深の変化を図 9に示す.KWモデルを用いた結果の方が、ピー ク時間が遅く、DWモデルを用いた結果の方が、 ピーク時の水深が低くなっている.

最後に、DW モデルを用いて、勾配に逆らう 流れが生じる場合における計算を行う. 図5の Reach2と5において、水路底勾配を $S_0 = -8.0 \times 10^{-4}$ とする.他の条件を上の計算と同じものを 用い、定常および非定常計算を行う.図9に示 すように、DW モデルを用いれば、KW モデル では行えない、勾配に逆らう流れが生じる領域 においても計算が行うことができる.

4. おわりに

有限体積法を用い,多重連結型開水路に対応し た保存則を満たす KW モデルおよび,DW モデ ルを構築した.仮想の多重連結型開水路に適用 し,構築したモデルが分合流点においても保存 則を満たすことが示された.また,各モデルを 用いた非定常計算および,DW を用いた逆勾配 を含む領域における計算も問題なく行えること が判明した.

引用文献

- Kazezyilmaz-Alhan, C. M., Medina, M. A., Rao, P. (2005): On numerical modeling of overland flow. *Applied Mathematics and Computation*, 166, pp.724-740.
- [2] Lai, Y. G. (2009): Watershed runoff and erosion modeling with a hybrid mesh model. *Journal of Hydrologic Engineering*, 15, pp.15-26.
- [3] Lal, A. M. W., Zee. R. V. and Belnap, M. (2005): Case study: Model to simulation regional flow in South Florida. *Journal of Hydraulic Engineering*, 131, pp.247-258.