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(案) 平成 23 年 12 月 17 日(13:00~19:30)

開会の挨拶

 $(13:05 \sim 13:35)$

非定常流シミュレーションによるメラオ大規模灌漑システムの機能診断 –雨季連続灌漑想定システムの乾季ローテーション灌漑運用に際して–

- 東京大学 久保成隆
- 東京農工大学 竹内拓也

 $(13:35 \sim 14:05)$

- 2. 水平二次元流れにおける溶質輸送の支配方程式に対する有限体積法スキーム
 - 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

 $(14:05 \sim 14:35)$

- 3. 直角V字型減勢工における模型実験と粒子法による流体解析の水面形状比較
 - ○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

 $(14:35 \sim 15:05)$

4. 撥水性混合多孔質媒体の透水性に関するCAを用いたモデル化

京都大学大学院農学研究科 O伊藤陽,竹内潤一郎,河地利彦 パナソニック株式会社先端技術研究所 脇田由実,美濃規央

(休憩:15:05~15:20)

 $(15:20 \sim 15:50)$

5. 弾性波の伝搬特性を応用した農業用パイプラインに発生する気液二相流の同定

新潟大学農学部 ○鈴木哲也 東京大学大学院 久保成降,飯田俊彰

- $(15:50 \sim 16:20)$
- 6. 頭首工における堆砂問題とその対策

 $(16:20 \sim 16:50)$

- 7. 外来魚2種の巡航速度に関する遊泳実験
- 秋田県立大学生物資源科学部 永吉武志
- 秋田県立大学大学院生物資源科学専攻(〇大内威人
 - 株式会社 男鹿水族館 今西洋平

秋田県立大学生物資源科学部 佐藤照男,嶋田 浩,高橋春實,小林由喜也

 $(16:50 \sim 17:20)$

- 8. フィールドにおけるイワナ稚魚の尾ひれの運動と遊泳速度
 - 弘前大学農学生命科学部 ○泉 完
 - 東日本旅客鉄道仙台支社 山村真弘
 - 弘前大学農学生命科学部 加藤 幸・東 信行

開会の挨拶

平成 23 年度農業農村工学会応用水理研究部会幹事会・情報交換会(17:30~19:00)

岩手大学農学部 三輪 弌

岩手大学農学部 三輪

非定常流シミュレーションによるメラオ大規模灌漑システムの機能診断 — 雨季連続灌漑想定システムの乾季ローテーション灌漑運用に際して —

東京大学農学生命科学研究科 久保成隆 東京農工大学農学府 竹内拓也

1. はじめに

かつて東南アジアでは、天水田や伝統的な小規模灌漑施設によって雨季に稲作が行わ れていたが、不安定な水供給のために米生産は安定しなかった。そこで東南アジアの多 くの国では多数の灌漑事業が実施されてきた。これらの灌漑事業の目的は、雨季に確実 に灌漑水を供給して米生産を安定させ、農民の生活を安定させることにあった。即ち、 雨季の連続灌漑による補給灌漑を主目的として、灌漑システムが設計され築造されてき た。しかし、近年では、水源域でのダム貯水池などによる水資源開発が進み、乾季にお いても灌漑が可能となってきた地域もある。ただし、乾季には降雨を期待できないため、 灌漑は完全灌漑で、補給灌漑と比べて要水量が大きく、また、ダム貯水池からの水を活 用しても、頭首工での取水可能量は雨季に比べて少なく、雨季のように全水田を灌漑で きるわけではない。

本研究では、その様な灌漑システムの典型例としてメラオ灌漑システムを取り上げ、 乾季灌漑時における有効な水利用のあり方を検討する。メラオ灌漑システムは、北タイ のチェンライ市の南部に展開する大規模灌漑システムで、その総灌漑面積は2万ヘクタール を超える。この灌漑システムは、メコン川支流コック川支流のメラオ川から、メラオ堰 (1960年代に完成)によって取水して灌漑するもので、川の左右岸に受益地区が展開し ている。2000年代になって、上流支川メスワイ川にメスワイ貯水池が完成し、乾季のメ ラオ川流量を補強できるようになり、乾季灌漑が本格的に実施されるようになった。当 初、雨季の連続灌漑と同じ方式で灌漑水が供給されたが、特に、南北 50km にわたる右 岸幹線水路(Right Main Canal, RMC)からの受益地では、上下流の位置関係による水配 分の不平等性が著しく、特に、下流域では計画上は水の配分が計画されているにも係ら ず、取水は絶望的であった。そこで、当局(RID)は右岸地区では受益地を3ブロック (各ブロックをブランチと呼んでいる)に分割して、灌漑方式をローテーション灌漑に切り替え ることになった。これによって、最下流に位置する第3ブランチへも灌漑水が供給され るようになり事態は改善したが、同時に幾つかの問題点も明らかとなってきた。それら は、雨季の Full Supply Level (FSL)での連続灌漑方式を前提に設計された水利構造物 を、乾季に少流量でローテーション灌漑方式によって使用する場合に生じる矛盾である。

本研究は、これらの問題点を定量的に解析して、それに対する処方箋を提案すること を目指すものである。それによって、東南アジア諸国で起こりうる同種の問題に対する 対処方法を提示するのみならず、後発国における新たな灌漑計画において、先発国での 経験を反映させた設計法を提案することにある。

2. メラオ灌漑システムの概要



図 1 メラオ灌漑システム (RID より)

メラオ灌漑システムは、 1960年代に完成した比較的 初期の大規模灌漑システム で、メラオ川両岸の水田地 帯を灌漑する。両岸地区の 西側には、チェンライ盆地 の外輪山を形成する山地が あって地区全体は西から東 に向かって傾斜している。

左右の幹線水路は等高線 に沿って、各々、北東方向 と南方向に伸び、途中、多 数の排水河川と逆サイホン で立体交差する。

左岸の受益地はメラオ川 に沿って、細長く北東方向 に展開し、左岸幹線水路長 は 24.32km、最大流量は 8.50m³/s、受益面積は 5,600 ha である。左岸地区からの 排水はメラオ川に戻る。

右岸の受益地はメラオ川 とは反対の南方向に展開し、 左岸幹線水路長は 49.48km、 最大流量は 26.70m³/s、受益 面積 18,000 ha である。

今回、研究対象とするの は右岸幹線水路に属する受 益地で、支線水路が23本(総 延長90.09km)、支支線水路 21本(総延長70.29km)、圃 場内水路71本(総延長 70.28km)から構成されてい る。図1はメラオ灌漑シス テムの地図である。

3. 研究の目的と方法

本研究の目的は、計画最大取水量(FSL)での連続灌漑方式を前提に計画された灌漑 システムにおいて、FSLよりはるかに少ない流量で、ローテーション灌漑方式を採用した場合の 問題点の抽出とその解決方法の提示である。具体的には、「元入れ取水量」に対する「灌 漑可能面積(および灌漑可能地区の分布)」の関係を、3通りの方法で求めることにより 目的の達成を図る。3通りの方法は、①紙上の計算による方法、②不等流計算に基づく 方法、③数値シミュレーションモデルに基づく方法で、計算方法は次章で詳述する。

数値シミュレーションモデルとしては、これまでに開発を進めてきた UIWDC Model¹⁾(Unsteady Irrigation Water Distribution and Consumption Model)を用いる。このモデルの特徴を略述 すると、水路網での水の流れは開水路1次元非定常流として計算し、水田に供給された 水は水田タンクモデルによって消費されるというモデルである。細かな特徴としては、 (1)空の水路を扱える、(2)内部境界条件は陰的に計算するので境界計算における安定性が よい、(3)水田タンクモデルでは水田毎の多様性を表現するため正規乱数によってパラメータ を正規分布させることができる、等を挙げることができる。

4. 元入れ取水量と灌漑可能面積の関係の計算方法

先ず、水田における減水深を 14.7 mm/day とする。この量は、各支線水路における分 水量と支配面積から算出した平均的な消費水量で、蒸発散量と深部浸透量からなる。こ の減水深値を固定して用いる場合と、正規乱数によって分布させて用いる場合がある。 研究対象とする灌漑ブロックは、RMC に属するブランチ1、ブランチ2、ブランチ3の 3ブロックである。

4.1 計画取水量 Qs(Scheduled Intake Discharge)の算出

減水深法で求める。図1からも分かる様に、RMCの受益地は南北に細長く、RMCは 等高線に沿って南北に伸びている。また、地区からの排水は平行して走る排水河川に流 入するので、反復利用は難い構造である。ただし、田越し灌漑であるので、グループ内 では反復利用がなされている。ここでは、その様なグループの規模を 25 ヘクタールとした。 これは、ほぼ、1つの FTO(Farm Turn Out)が支配する水田面積である。即ち、

$Qs_i = 14.7 \times As_i + I_i$

ここで、14.7 は日減水深 (mm/d) を表すもので、m³/s の単位へ変換する必要がある。 As_i (Scheduled Irrigation Area) はブランチi (i = 1, 2, 3) において灌漑予定面積(乾季に は河川流量が十分でないので、ブランチ内の全水田は灌漑できない)、 I_i はブランチi に 灌漑水が頭首工から配水されるまでに失われる水路浸透損失水量である。なお、水路浸 透量は水路の潤面(潤辺×長さ)に比例すると仮定し、単位面積当りの浸透量²⁾ は 2.0×10⁻⁶ m³/m²/s、水深は FSL 時の水深を用いている。これは不等流計算なしに各水路の水深を知 ることは不可能なので、安全側として FSL の水深を用いた。この計画取水量 Qs_i は、紙 上の計算で求めた取水量という位置づけになる。

4. 2 平衡取水量 Qe (Equilibrium Intake Discharge)の算出

上記の方法では、水路浸透量を求める際に FSL 時の水深を用いているが、不等流計算 により水路の水深を求めれば、水路浸透量をより正確に求められるのではないかと期待 される。しかし、灌漑予定面積に応じて、予め、灌漑予定地区を決め、予定地区を全て 灌漑するために必要な元入れ取水量を不等流計算によって求めようとすると、困った事 態が発生する。元入れ取水量が途轍もなく大きくなるのである。即ち、以下の事態とな る。①小支線水路の取水口の敷高標高が幹線水路の水路底標高に比べて高いため、②幹線



流量が少ない時にはチェックゲートによる 堰上効果が働かず、③支線水路取水口で取 水不能の事態に陥る。このため、④幹線流 量を増やして、取水可能な水位にまで幹線 水路水位を上昇させる。その結果、⑤小支 線水路での取水は可能となるが、⑥増加さ せた幹線流量の多くは灌漑ブロック外へ流 出する。



図2 平衡取水量を求めるプロセス

以上の事態は、 FSL による分水 計画に従って設 計された水利施 設が、少流量時に 機能低下を起こ す好事例ではあ るが、その機能低 下の程度も併せ て評価すると言 う意味で、平衡取 水量を定義する。 図2はそれを 求めるプロセス を示すもので、 QMS と QLS は、灌 漑予定ブランチ の幹線および支 線末端部からの 放流量を表す。こ れらの放流量は、 水利施設の物理 的な理由から取水できず、やむなくブランチ外へ放流する水量である。一方、QMD と QLD は、灌漑予定となっている水田への供給量が物理的理由から、十分でないために起こる 不足水量である。水管理上から言えば、QMS と QLS などの放流量は、元入れ取水量を減 して、減らすべきであり、一方、QMD と QLD などの不足量は、元入れでの取水量を増や して、補うべきである。

この様な状況になれば、頭首工へは元入れ取水量を増加させる要求と、減少させる要 求が同時に届くことになる。[増加要求量-減少要求量]の差でもって、元入れ取水量の 微調整を続けると、[増加要求量] = [減少要求量]となるような平衡状態が達成される。 そこで平衡状態が達成したときの元入れ取水量を**平衡取水量**と定義する。

この平衡取水量は、水利施設に取水不能となる事態を避ける機能(例えば、ポンプ施 設など)が備わっていると言う条件の下で、この平衡取水量でもって灌漑予定の全ての 水田を灌漑できるはずであるので、<u>不等流計算によって求められる元入れ取水量</u>という 位置づけになる。

なお、元入れ流量を平衡取水量とした場合に、灌漑が不可能となる面積は、現況施設 (FSL での連続灌漑に基づいて設計)の、少流量のローテーション灌漑時における不適合度を表 す指標と考えることができる。

図3は灌漑予定面積割合と元入れ流量との関係をブランチ毎に表したものである。横軸のAsi / Ai は、ブランチiの灌漑予定面積割合で、Ai はブランチi の全水田面積、Asi はブランチi の灌漑予定面積である。また、縦軸は各ブランチの灌漑予定面積だけを灌漑するために、2通りの方法で必要と算出された元入れ流量、Qe(平衡取水量)とQs

(計画取水量)である。ブランチ毎に元入れ流量が異なるのは、ブランチ毎に水田面積 が異なるためである。



図3 灌漑予定面積割合と必要な元入れ流量

上流に位置するブランチ1では Qe と Qs の差は小さいが、下流側のブランチ3では差が大きい。この理由は各ブランチに配水されるまでの水路浸透損失に起因すると考えられ、実際、浸透量をゼロとした場合には両者の差は殆どなくなった。

図4に元入れ取水量を平衡取水量Qeとした場合の灌漑可能面積割合を示す。



図4 平衡取水流量 Qeによる灌漑可能面積

平衡取水流量は、最大限の分水努力がなされた場合に灌漑予定面積を灌漑するのに必要な元入れ取水量であるから、現況の分水施設では100%の灌漑予定面積を灌漑できるわけではない。全般的な傾向として言えるのは、上流に位置するブランチほど灌漑可能な面積割合が小さいことである。これは、上流側に位置するブランチでは、FSL 時の元入れ取水量に比べて、ローテーション時の平衡取水量 Qe が小さいことに起因すると考えられる。即ち、幹線水路断面に比べて流量が小さいためチェックによる堰上げ効果があまり発揮されず、水面が水平に近くなるためと考えられる。逆に、下流に位置するブランチでは、平衡取水量 Qe が FLS 時における取水量に近く、FSL で計画された分水に近い状態での分水が可能になるため、100%近い灌漑可能面積になると考えられる。なお、灌漑可能か否かの判断は、水田への供給量が減水深14.7 mm/d の6割以上(約9 mm/d)の場合を灌漑で能をするのでは、100%になるた物です。14.7 mm/dの6割以上(約9 mm/d)の場合を灌漑の能と判断した。

灌漑予定面積割合を増やした時に、灌漑可能面積割合が減少する場合(ブランチ1で Asi/Ai=0.5、ブランチ2でAsi/Ai=0.8,1.0)が見られるが、これはブランチ内で多少の幹 線流量の増加があっても、取水が困難な支線(分水量が少なく、取り入口の敷高が高く、 チェックから離れている場合)が存在する場合、幹線流量増によって灌漑可能面積自体 は微増しても、灌漑予定面積 Asi の増加が大きいため、灌漑可能面積割合が減少するた めと考えられる。

5. ローテーション灌漑における灌漑パフォーマンスの検討

ここでは、数値シミュレーションの計算条件を現地における実際の水管理にできる限り近づけ て、計画と現実の差を検討することを試みるが、全ての解析を終えているわけではない ので、数値シミュレーション結果の一例を挙げる。

5.1 シミュレーションの条件

- (1) シミュレーション期間: 乾季の24日間とする。
- (2) ローテーションパターン:ブランチ1,2,3を(4日,4日,4日)で灌漑する。
- (3) 元入れ取水量を 8.0 m³/s に固定する。
- (4) 各ブランチでの灌漑予定面積を、図3から8.0 m³/sの元入れ取水量に対応する面積 の約1/3倍として、各ブランチの全水田面積の(18%,23%,34%)とする。
- (5) 各 FTO (Farm Turn Out)から、圃場給水量として 14.7mm/d×3に相当する流量を 取水する。
 メラオ灌漑システムにて
- (6) 取水可能な FTO は、n-テーション該当地区
 にある FTO のみとした。
- (7) 幹線水路でのチェックの操作は、『デ ーション該当地区にあるチェックの sluice は全閉(sluice を全閉すると、 チェック地点では固定堰のクレスト を越える流れとなる)とし、当該地 区外のチェック sluice は全開とした。

メラオ灌漑システムにて



- (8) 当該地区の支線水路取水口の取水ゲートは、1時間に1回、分水量が需要量を満た せるように操作した。
- (9) 当該地区外の支線水路取水口の取水ゲートは全閉とし分水不能とした。ただし、 支線水路内に水が存在する場合は、ローテーション時でない場合にも取水可能とした。

5.2 結果の一例

図5に、ブランチ1、2、3に属する幹線と支線に属するFTOからの水田への取水状況を、図6に、対応する水田での貯水深(水田タンクの一段目のタンクの水深)を示す。 なお、このメラオ灌漑システム内には膨大な数のFTOが存在するため、その詳細な位置 情報を全て把握できているわけではない。そこで、FTOからの取水は、リーチからの横 流出量から算出している。なお、リーチとは平均長さ数百メートルの水路区間で、多く の場合、水利構造物がその上下境界となっている。横流出量は当該リーチに属する灌漑 予定面積を灌漑するために必要な取水量を、リーチ区間長で除してリーチから平均的に 横流出として取水した量である。ただし、水路内に所定の水深以上に水が存在しない場 合や、水路内水位が所定標高以上でない場合には取水できない。



図5 ブランチ1,2,3に属する幹線と支線のFTOからの取水状況



図6 ブランチ1,2,3に属する水田の貯水深の時系列

各図には、(a)から(i)までの9地区における FTO 取水量と貯留水深を示している。(a) から(c)は上流域のブランチ1に、(d)から(f)は中流域のブランチ2に、(g)から(h)は下流 域のブランチ3に属する。また、各地区には5地点のFTO(実際にはリーチ)での取水 量と対応する水田での田面水深が示されている。以下、各地区での取水状況を概観する。

- (a) <u>幹線の最上流部に位置する直分</u>: 5地点のうち2地点で取水不能である。FSL 時の 流量が28 m³/s 程度の幹線水路で、僅か8 m³/s の流量のためチェックから離れた地点 では堰上げ効果が小さく取水不能となると考えられる。
- (b) 小支線 1L の上中下流部 FTO: 1L は最上流部に位置するが、分水量が小さい小支線 である。このため取入口の敷高標高が高い。幹線水路水位が十分に堰上げられない 場合は取水ゲートを全開しても十分な取水ができない。1L 下流域で取水できないの は下流域まで水が届かないためである、
- (c) 大支線 4Lの下流部 FTO: 4L は大支線であり分水に支障がない。ローテーション初日に FTO の取水量が少ないのは、分水量が空になった水路を満たすのに使われるためである。 また、逆に、ローテーション終了の翌日にも FTO から取水されているが、これは水路内に 残った水を取水できるからである。
- (d) <u>幹線の中流部に位置する直分</u>:問題なくスケジュール通りの取水がなされている。
- (e) 小支線5Lの上中下流部FTO:5Lはブランチ2の最上流部に位置する小支線である。
 スケジュールに近い取水が可能である。1Lの場合と事情は似ているが、FSL時の幹線流量、約17 m³/s に対し、8 m³/sの流量であるために相当の堰上げ効果があるためと考えられる。
- (f) 小支線 12Lの上中下流 FTO: 12L はブランチ2の最下流部に位置する小支線である。 5 地点のうち下流2 地点は全く取水できず、中流の1 地点も不十分である。12L が 接続する幹線水路の流速はゼロに近く堰上げ効果がほとんどない。このため、水面 は水平に近く 12L へは十分に分水ができない。
- (g) <u>幹線の最下流部に位置する直分</u>: ブランチ3の最下流部に位置する直分であり、幹 線水路断面が小さく、ローテーション初日を除き、スケジュールに近い状態で取水可能である。 初日は、空になった幹線水路を満たすのに時間がかかるためである。
- (h) 大支線 13L 上中下流 FTO: ブランチ3の最上流部に位置する大支線であり、また、 分水点がチェックの直上流に位置するため、FTO からはスケジュールに近い取水が可能で ある。
- (i) 小支線 21L, 22L の FTO: ブランチ3の最下流部に位置する2本の小支線である。 テーション初日を除き、スケジュールに近い状態で取水可能である。また、ローテーション終了の翌日 にも、水路内の残水から相当量の取水が可能である。

以上のように、ここで示した条件でシミュレーションを行うと、下流に位置するブランチの方 が有利となる。その理由は、ローテーション時には、施設規模に近い通水が行われるためスケジュ ール通りの取水が可能となるためと水理学的に解釈できる。

一方、図6の対応する水田での田面での貯留水深に関しては、水田への給水量に応じ

た水深変動が見られ、更に、ブランチ毎に特徴的な差が見られる。即ち、**ブランチ1**で は、給水開始後3日目に急激な湛水深の増加が見られるのに対し、**ブランチ2**では4日 目から見られ、**ブランチ3**では見られない。しかし、2回目のローテーション時には、何れのブ ランチの場合にも似たような水深変動が見られる。これの理由は水田タンクの初期値の 与え方に関係し本質的な問題ではない。

今回のシミュレーションでは、直列3段の水田タンク全てに同じ係数を与えている。 1段目:側孔(高100 mm、係数1.0)+底孔(高0 mm1、係数0.6)+初期値(0 mm)、 2段目:側孔(高0 mm、係数0.05)+底孔(高0 mm1、係数0.05)+初期値(50 mm)、 3段目:側孔(高0 mm、係数0.005)+底孔(高0 mm1、係数0.005)+初期値(1000 mm) また、2段目タンクは作土層の土壌水分量を表していて、100 mm で飽和する。

今回の田面水深の変化は、2段目タンクの貯留水深が下流側のブランチでは、ローテーショ ンの順を待つ間に低下したため、1段目からの浸透水が飽和になるまでに、時間を要した のが原因と考えられる。水田タンクの係数に関しては、今後の検討が必要である。

5. まとめ

今回の研究では、3つの方法による元入れ取水量と灌漑面積の関係を検討した。即ち、 「減水深法」、「不等流による方法」、「非定常流による方法」である。「減水深法」と「不 等流による方法」とでは、元入れ取水量の差は水路浸透量の差として現われ、同時に、 最大限の取水努力を行った場合と、現状の施設レベルで水管理操作を行った場合とでの 灌漑可能面積が推定できた。この差により、現況施設のパフォーマンスを評価することができ る。一方、「非定常流による方法」では、今回は典型的なローテーション条件の下で検討を行っ たのみであるため全般的な結論には至らないが、少なくとも、メラオ灌漑システムの物 理的特性を把握できた。即ち、ローテーション灌漑時には、上流側では施設規模に対して運用流 量が小さく、小規模支線やFTOにおいて取水不能の事態に陥る。一方、下流側では、施 設規模に運用流量が合致し、計画に近い取水が可能となる。

しかし、ここで数値シミュレーションから得られた結果は、現実の状況とは全く異なり、下流 側では慢性的な水不足に悩まされている。主な原因は上流域の水利構造物から漏水や、 各分水工での違法取水と考えられるが。今後、これらの原因の解明とそれを考慮した上 (たとえ違法取水がある場合にも)での配水計画の立案などが、解明すべき課題である。

引用文献

- Wongtragoon Unggoon, Naritaka Kubo, Hajime Tanji : Performance Diagnosis of Mae Lao Irrigation Scheme in Thailand(I) Development of Unsteady Irrigation Water Distribution and Consumption (UIWDC) Model, Paddy and Water Environment, Vol 8, No.1: pp1-13, 2010
- Daniel Renault, Thierry Facon, Robina Wahal : Mapping the capacity of a canal system (Chapter 5), Modernizing irrigation management—the MASSCOTE approach, FAO Irrigation and Drainage Paper, 63, p.53, 2007

水平2次元流れ場における溶質輸送の支配方程式に対する有限体積法スキーム

京都大学大学院農学研究科 ○吉岡 秀和·宇波 耕一·河地 利彦

<u>1. はじめに</u>

地表流における溶質粒子の輸送は、確率微分方程式(SDE)に付随するKolmogorov前進方程式(KFE) およびKolmogorov後退方程式(KBE)により記述できる.著者らはKFEおよびKBEを用いた溶質輸送の数 値解析手法を提案しており、溶質輸送の支配方程式が保存型の移流拡散方程式(ADE)となることを示し ている[1].実問題においてADEの解析解を得ることは困難であるため、その解は数値計算により算 出されるのが一般的である.とくに保存型のADEに対しては、局所的な保存則に基づいた定式化を 行う有限体積法(FVM)の適用が適切であると考えられる.保存型のADEに対するFVMスキームは数 多く提案されているが、その中でもフラックス評価に2点境界値問題の厳密解を用いる節点中心型 FVMスキームの有効性が知られている.この手法によれば制限関数を用いずともTotal Variation Diminishing(TVD)条件を満足した離散化が可能となり、これまでに、流れ関数および渦度を従属変 数とする非圧縮性Navier-Stokes方程式[2]、退化型のADEであるBlack-Scholes方程式[3]、最適制御問 題に現れるHamilton-Jacobi-Bellman方程式[4]等に適用されている.著者らも同様の手法により、1 次元開水路網における溶質輸送の支配方程式の数値計算を行っている[5].

本研究では吉岡ら[5]の提案するフラックス評価手法に基づき,水平2次元流れ場における溶質輸送の支配方程式の数値計算に対する節点中心型FVMスキームの定式化および妥当性の検証を行う. まず,水平2次元流れ場における溶質粒子の輸送を支配するSDEと付随するKFEについて簡単に説明し, 溶質輸送の支配方程式が生成項を有する保存型のADEとして与えられることを示す.ついで,溶質輸送 の支配方程式の離散化に適用するFVMスキームの定式化を行う.最後に,本スキームをいくつかのテスト 問題に適用し,精度,安定性,および保存性を検証する.

2. 確率過程モデル

<u>2.1 SDEと付随するKFE</u>

水平2次元領域 Ω を考える. 任意の時刻tでの溶質粒子の位置 $\mathbf{X}_{t} = (X_{1,t}, X_{2,t})$ の連続性および Markov性を仮定すると、 Ω 内での確率過程 \mathbf{X}_{t} の時間発展は伊藤型SDE

$$\mathbf{d}\mathbf{X}_{t} = \mathbf{V}(t, \mathbf{X}_{t})\mathbf{d}t + \sqrt{2\mathbf{D}(t, \mathbf{X}_{t})}\mathbf{d}\mathbf{B}_{t}$$
(1)

により記述できる.ここに、 $\mathbf{V} = (V_1, V_2)$ は水深平均流速ベクトル、 $\mathbf{D} = [D_{ij}]$ は2行2列分散係数行列 で正定値、 $\mathbf{B}_t = (B_{1,t}, B_{2,t})$ は2次元標準Brown運動である.SDE(1)の各係数は十分に滑らかであると 仮定する. $\mathbf{X}_s = \mathbf{y} \in \Omega$ の条件下で $\mathbf{X}_t = \mathbf{x} \in \Omega$ となる条件付き確率密度関数を $p = p(t, \mathbf{x}, s, \mathbf{y})$ とおき, 溶質の減衰係数 $R(t, \mathbf{x}) \ge 0$ を

$$R(t,\mathbf{x}) = \lim_{h \to +0} \frac{1}{h} \Pr\{\mathbf{X}_{t} = \mathbf{x} \geq c \delta \delta h \neq h \in \mathbb{B} | (t,t+h] \land t \in \mathbb{B} \}$$
(2)

により定義すれば、 p は次のKFEに支配される[6].

$$\frac{\partial p}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x_i} (V_i p) - \frac{\partial^2}{\partial x_i \partial x_j} (D_{ij} p) + Rp = 0$$
(3)

2.2 溶質輸送の支配方程式

水深平均された溶質濃度を $C(t,\mathbf{x})$,単位時間あたりの溶質の生成を $q(t,\mathbf{x})$ であらわす.時刻tにおいて任意の部分集合 $G \subset \Omega$ に含まれる溶質の質量M(t,G)は

$$M(t,G) = \int_{\Omega} h(t,\mathbf{x}) C(t,\mathbf{x}) d\mathbf{x}$$
(4)

で与えられる.ここに、 $h(t, \mathbf{x})$ は水深である.過去の時刻s < tでの溶質分布 $C(s, \mathbf{y})$ が与えられていれば、関係式(4)、 \mathbf{X}_{t} のMarkov性、および Ω の任意性より

$$h(t,\mathbf{x})C(t,\mathbf{x}) = \int_{\Omega} h(s,\mathbf{y})C(s,\mathbf{y})p(s,\mathbf{y},t,\mathbf{x})d\mathbf{y} + \int_{s}^{t} \int_{\Omega} q(r,\mathbf{y})p(r,\mathbf{y},t,\mathbf{x})d\mathbf{y}dr$$
(5)

が成立し、水平2次元流れ場における溶質輸送の支配方程式

$$\frac{\partial}{\partial t}(hC) + \frac{\partial}{\partial x_i}(V_ihC) - \frac{\partial^2}{\partial x_i\partial x_j}(D_{ij}hC) + RhC = q$$
(6)

を得る.

3. 有限体積法スキーム

方程式(6)の離散化に適用する節点中心型FVMスキームの定式化を行う.まず Ω の境界を区分的 な線型関数で近似し、 Ω を互いに重複のない N_e 個の三角形セルで分割する.その際の総節点数を N_n とおく.ただし、各三角形セルは鈍角三角形でないと仮定する.第i番目の節点を P_i 、その位置 座標を \mathbf{x}_i とし、 P_i に接続する総節点数をv(i)、 P_i に接続する第j番目の節点番号を $\mu(i, j)$ とおく. 係数 \mathbf{V} は各三角形セル内で一定値として与え、その他の係数は節点値を与えて各三角形セル内で線 型補間する.以下では簡単のためにu = hCと書く.方程式(6)の離散化では、上記の三角形格子の 双対格子を用いる.双対格子は N_n 個の凸多角形セル(双対セル)により構成され、各双対セルはその 内部または外周に唯一つの節点を有する.節点 P_i を含むセル S_i は

$$S_{i} = \left\{ \mathbf{x} \mid |\mathbf{x}_{i} - \mathbf{x}| < |\mathbf{x} - \mathbf{x}_{\mu(i,j)}| \text{ for } 1 \le j \le \nu(i) \right\}$$
(7)

定義される. $S_i \geq S_{\mu(i,j)}$ の境界を $\Gamma_{i,j}$ と書く.図1に三角形格子および双対格子の模式図を示す.三角形格子と双対格子は各交点において互いに直交する.また,双対セル上の各頂点はいずれかの三角形セルの外心と一致する. S_i 上で方程式(6)にGauss-Greenの定理を適用すれば

$$\frac{\partial}{\partial t} \int_{S_i} u d\mathbf{x} + \sum_{j=1}^{\nu(i)} \int_{\Gamma_{i,j}} \mathbf{F} \cdot \mathbf{n} dl + \int_{S_i} R u d\mathbf{x} = \int_{S_i} q d\mathbf{x}$$
(8)

$$\mathbf{F} = \left(V_1 u - \frac{\partial}{\partial x_1} (D_{11} u) - \frac{\partial}{\partial x_2} (D_{12} u), V_2 u - \frac{\partial}{\partial x_2} (D_{22} u) - \frac{\partial}{\partial x_1} (D_{12} u) \right)$$
(9)

を得る.ここに, $\mathbf{n} = (n_1, n_2)$ はセル界面での外向き単位法線ベクトル, $\mathbf{F} \cdot \mathbf{n}$ は流束である.式(8)の 左辺第1項と第3項,右辺第1項に対しては1点積分

$$\frac{\partial}{\partial t} \int_{S_i} u \mathrm{d}\mathbf{x} \approx |S_i| \frac{\mathrm{d}u_i}{\mathrm{d}t}, \quad \int_{S_i} R u \mathrm{d}\mathbf{x} \approx |S_i| R_i u_i, \quad \int_{S_i} q \mathrm{d}\mathbf{x} \approx |S_i| q_i \tag{10}$$

を適用する.ここに、 $|S_i|$ は S_i の面積である.つぎに、2点境界値問題の厳密解からセル界面での流 束 $\mathbf{F} \cdot \mathbf{n}$ を評価する.境界 $\Gamma_{i,i}$ 上において

$$\int_{\Gamma_{i,j}} \mathbf{F} \cdot \mathbf{n} \mathrm{d}l \approx \left| \Gamma_{i,j} \right| F_{i,j} \tag{11}$$

$$F_{i,j} = \left(n_1 V_1 + n_2 V_2\right) u - \frac{\partial}{\partial s} \left[\left(n_1^2 D_{11} + 2n_1 n_2 D_{12} + n_2^2 D_{22}\right) u \right]_{\Gamma_{i,j}}$$
(12)

と近似する.ここに、 $|\Gamma_{i,j}|$ は $\Gamma_{i,j}$ の長さであり、局所1次元座標sの向きは P_i から $P_{\mu(i,j)}$ の方向を正とする.以下の2点境界値問題を考える.

$$\frac{\partial}{\partial s} \left\{ \left(n_1 V_1 + n_2 V_2 \right) u - \frac{\partial}{\partial s} \left[\left(n_1^2 D_{11} + 2n_1 n_2 D_{12} + n_2^2 D_{22} \right) u \right] \right\} = 0$$
(13)

$$u(\mathbf{x}_i) = u_i, \quad u(\mathbf{x}_{\mu(i,j)}) = u_{\mu(i,j)} \tag{14}$$

F_{i,i}を辺 P_iP_{u(i,i)}上で定数として近似すれば,境界値問題(13)-(14)の厳密解により

$$F_{i,j} = W_{i,j} \frac{\overline{D}_{\mu(i,j)}^{a_{i,j}} u_i - \overline{D}_i^{a_{i,j}} u_{\mu(i,j)}}{\overline{D}_{\mu(i,j)}^{a_{i,j}} - \overline{D}_i^{a_{i,j}}}$$
(15)

$$a_{i,j} = W_{i,j} \frac{\left| \mathbf{x}_{\mu(i,j)} - \mathbf{x}_{i} \right|}{\bar{D}_{\mu(i,j)} - \bar{D}_{i}}, \quad W_{i,j} = \bar{V}_{i,j} - \frac{\bar{D}_{\mu(i,j)} - \bar{D}_{i}}{\left| \mathbf{x}_{\mu(i,j)} - \mathbf{x}_{i} \right|}$$
(16)

を得る.ここに、 $\overline{V} = n_1V_1 + n_2V_2$ および $\overline{D} = n_1^2 D_{11} + 2n_1n_2 D_{12} + n_2^2 D_{22}$ である. $\overline{V}_{i,j}$ は辺 $P_i P_{\mu(i,j)}$ を共有する三角形セルに与えられたVの面積平均値である. $F_{i,j}$ は関係式

$$\frac{\partial F_{i,j}}{\partial u_i} = W_{i,j} \frac{\overline{D}_{\mu(i,j)}^{a_{i,j}}}{\overline{D}_{\mu(i,j)}^{a_{i,j}} - \overline{D}_i^{a_{i,j}}} > 0, \quad \frac{\partial F_{i,j}}{\partial u_{\mu(i,j)}} = -W_{i,j} \frac{\overline{D}_i^{a_{i,j}}}{\overline{D}_{\mu(i,j)}^{a_{i,j}} - \overline{D}_i^{a_{i,j}}} < 0 \tag{17}$$

を満足するため、本スキームがTVD条件を満足することが示される.



図1:三角形格子および対応する双対格子の模式図

4. 数値計算

ここでは、開発したFVMスキームの精度および保存性を検証する.以下のTests (a)-(c)を考える.

Test (a):構造格子を用いた場合に得られる定常解の精度に関する問題. Test (b):非構造格子を用いた場合に得られる定常解の精度に関する問題. Test (c): 係数が時空間的に変動する場合の保存性に関する問題.

図2にTests (a)-(c)で用いる計算格子を示す. Test (a), Test (c)に用いる格子1は N_e =1,800 および N_n =961の構造格子, Test (b)に用いる格子2は N_e =1,637 および N_n =875の非構造格子である. 格子2の生成にはuMesh ver 1.0.4[7]を用いた. ここではh=1, R=q=0とし, **D** は対角行列として与える. 各Testにおける係数**V**および**D**, 境界条件, 離散時間間隔 Δt , 終端時刻T を表1に示す. ただし $r = \sqrt{(x_1 - 0.5)^2 + (x_2 - 0.5)^2}$ であり, $g(\mathbf{x})$ は平均(0,0), 共分散 diag $\{D_0, D_0\}$ の正規分布である. Tests (a)-(b)での D_0 は0.1, 0.01, および0.001の3通りを考える. 初期条件は $u(0, \mathbf{x})$ =1とし,時間方向の離散化には Δt =0.01としたCrank-Nicolson法(θ =0.5)を適用する. 表2にTests (a)-(b)での数値解と厳密解の相対誤差 du の最大値を示す. また,図3にTest (c)での保存量 $M = \int_{\Omega} u d\mathbf{x}$ の計算値と真値(M=1)の相対誤差 du の時間変化を,図4にu=(t,0.5,0.5)の時間変化を示す. まず表2より, D_0 が小さくなるにつれて相対誤差 du が大きくなるものの、本スキームが十分に精度の高い数値解を与えることが見て取れる. つぎに図3-4より、本スキームは係数が時空間的に大きく変動する場合においても良好な保存性を有することがわかる. なお、Tests (a)-(c)の全ての計算において解の正値性が確認されている.

Test	V	D	境界条件	Т			
(a)-(b)	$V_1 = -x_1, V_2 = -x_2$	$D_{11} = D_{22} = D_0 = const$	$u(t,\mathbf{x}) = g(\mathbf{x})$	40			
(c)	$V_1 = r^{-1}(x_2 - 0.5)\cos(\pi t)$	$D_{11} = 10^{-4} + (x_1 - 0.5)^2 \cos^2(\pi t)$	$\mathbf{F} \cdot \mathbf{n} = 0$	20			
	$V_2 = -r^{-1}(x_1 - 0.5)\sin(\pi t)$	$D_{22} = 10^{-4} + (x_2 - 0.5)^2 \sin^2(\pi t)$	$\mathbf{r} \cdot \mathbf{n} = 0$	20			

表1:各Testの計算条件



<u>5. おわりに</u>

本研究では、水平2次元流れ場における溶質輸送の支配方程式の導出、ならびに支配方程式の離 散化に適用するFVMスキームの定式化を行った.本FVMスキームでは三角形格子に対応する双対 格子を用い、セル界面でのフラックス評価に2点境界値問題の厳密解を用いることで制限関数を用 いずともTVD条件を満足した離散化を可能とする.いくつかのテスト問題に対する数値計算に本ス キームを適用した結果から、本スキームが十分に高い精度、安定性、および保存性を有することを 示した.今後は本スキームに基づき、実際の流れ場における溶質輸送の数値解析を行う予定である.

引用文献

[1] Yoshioka H., Unami K., Kawachi T. Stochastic process model for solute transport and the associated transport equation. Applied Mathematical Modelling (in press). [2] Miller J. J. H., Wang S. (1994) An exponentially fitted finite volume method for the numerical solution of 2D unsteady incompressible Flow problems. Journal of Computational Physics, 115:56-64. [3] Wang S. (2004) A novel fitted finite volume method for the Black-Scholes equation governing option pricing. IMA Journal of Numerical Analysis 24:699-720. [4] Richardson S., Wang S. (2006) Numerical solution of Hamilton-Jacobi-Bellman equations by an exponentially fitted finite volume method. Optimization, 55:121-140. [5] 吉岡秀和, 宇波耕一, 河地利彦 (2011b) 1次元開水路網でのコルモゴロフ前 進方程式の離散化に対応した有限体積法スキーム.日本雨水資源化システム学会第19回研究発表会講演 要旨集, 135-138. [6] Øksendal B., Stochastic Differential Equations, Springer-Verlag, Berlin, 2000, pp 1-167. [7] uMesh ver1.0.4 (2007):http://ums.futene.net/uMesh/uMesh.html.

直角 V 字型減勢工における模型実験と粒子法による流体解析の水面形状比較

Comparison of the Water surface by fluid analysis with particle method and the one by experiment with a model in 90 degrees V-shaped energy dissipator

○阿部 剛士* 小島 信彦** ○Takashi ABE Michihiko KOJIMA

* 長野県佐久地方事務所 (〒385-8533 長野県佐久市跡部 65-1)
 ** 明治大学農学部 (〒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,水理模型実験,粒子法, MPS

1 はじめに

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ある.この減勢手段 のひとつであるV字型減勢工は,工事規 模が小さく,高水時の掃流力で土砂を流 下させるため堆積が少なく,維持管理が 容易で,普及が期待される減勢手法のひ とつである.

このV字型減勢工の水理諸元の決定方 法として,流下角度45°でV字の開度が 90度のものについて,山本らが特許公開 ¹⁾したものがある.これは,山本・細野 ²⁾の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 た設計方法が用いられており,施工事例 をみると所期の機能を果たしている.

しかし,この減勢工の効果に関する報告は,筆者らが実験による水理学的な検証を行った前報等³⁾⁴⁾⁵⁾以外はない.この減勢工の適用範囲を広げ,普及につなげるためには,減勢工内での水の挙動や減勢効果の評価をしていくことが必要不可欠である.

ところで、前報で報告したとおり、V 字内で求めている減勢が行われないケー スがあることが模型実験から分かってい る.

このことから、特許により示されてい

る設計手法以外の方法,たとえば水理条件の整理を適切に行ったうえでそれに応じた設計を行う手法など,も検討していく必要があると考えられる.

しかし,流入する水の流量や流速,ま た段落高さといった条件により,水クッ ション深さ等の構造が異なってくる.こ れら多様な条件に対応し,その都度模型 実験によって状況を確認するのでは,時 間も費用も多大に費やすこととなってし まう.

そこで、工期及び工費節減のため、新 たな設計手法も確立することを最終目的 とし、模型実験と流体解析の比較を行い、 流体解析の適用範囲を検討した.

2 実験方法

装置の全体図を Fig.1 に示す.実験模型装置は,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.

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.



Overall view of experiment apparatus

水路幅 *B* は 160mm, 段落高さ *W* は 275mm とし, 水クッション深さ *D* につ いては 150mm に設定した.

流量*Q*は, 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.

また,波高計で得た水位から減勢工の 上流水深 H₀と下流水深 H₂を算定し,減 勢効果を確認した.設置位置については, 変化点から水路幅の 10 倍の 1,600mm を 目安にした.波高計は KENEK 社製の容 量式波高計(本体 CH-604,検出器 CHT6: 200mm)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, 1,000 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, 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.

<u>3 数值解析方法</u>

流体解析に使用する粒子法については, SPH(Smoothed Particle)法や MPS(Moving Particle Semi-implicit)法が挙げられるが, 本研究の解析には MPS 法^のを用いた.こ れまでにも、水中崩壊、砕波、気液二層 流、ジェット挙動、乱流などの流体解析 に適用されている.また、田中ら⁷⁾⁸⁾は粒 子法流体解析の統合環境の開発を行うと ともに、減勢工に対する適用性について 実証している.

本研究の解析にはプロメテック・ソフ トウェア株式会社製 Particleworks 3.0.1 を用いた.

3.1 MPS 法について

MPS 法は, 非圧縮性流れを解析するために, 空間微分は粒子間相互作用モデルによって離散化し, 半陰的なアルゴリズムを用いて解く. ラグランジュ的記述に基づき, 流体粒子の連続体と仮定しそれを計算点と見なすことにより, 運動方程式を粒子間相互作用の式に置き換えて計算する.また, 重み関数 w を粒子間相互作用に導入し, (1)式のとおり相互作用させている.

$$w(r) \begin{cases} \frac{r_{e}}{r} - 1 & (0 \le r < r_{e}) \\ 0 & (r_{e} \le r) \end{cases}$$
(1)

ここで, *r* は粒子間距離, *r*_e は影響半径 である.

3.2 支配方程式

本解析の支配方程式を(2)式(3)式に示 す.

$$\frac{D\rho}{Dt} = 0 \tag{2}$$

$$\frac{DU}{Dt} = -\frac{1}{\rho}\nabla P + v\nabla^2 U + G \tag{3}$$

ここで*ρ*は流体の密度, *P* は圧力, *U* は流速, *ν*は動粘性係数, *G* は外力である.

(2)式は質量保存則で,連続の式である. 密度の時間変化がゼロということは,す なわち,時間に対して密度常時一定を意

ii

17

味を示している.この密度一定条件については、本解析においては空間に含まれる粒子の数が一定という意味と同義であり、粒子数密度一定としている.

(3)式は運動量保存則で、ナビエ - スト ークス方程式である. 左辺は速度ベクト ルに対するラグランジュ微分であり、右 辺第1項は圧力勾配項,第2項は粘性項, 第3項は重力項である.

3.3 解法

前述のそれぞれの項を時間ステップ毎 に陰的な項と陽的な項と分けて計算する。 連続の式とナビエ - ストークス方程式の 圧力勾配項を陰に(時刻 *k*+1 の値で), 粘性項と重力項を陽に(時刻 *k* の値で) 計算する.

まず,時刻 k として陽的な粘性項と重 力項について計算し,粒子の仮の速度 U* と位置 R*を得る.

陽的な計算が終了した段階での粒子数 密度がn*になったとすると,次の陰的な 計算で粒子数密度を n^0 に戻す。このとき, 粒子の位置,速度,圧力も修正し,結果 として新しい時刻k+1の値を確定する.

3.4 解析モデル

Fig.2 に解析に使用した実験装置部の モデルを示す。外部ソフトにより stl 形式 で作成し, Particleworks に読み込み, プ リ処理によりポリゴン壁を作成して使用



Fig.2 実験装置の解析モデル Overall view of experiment apparatus model

した. 左側矢印のある矩形箇所から,実験で得ている水深及び流速に則して, Table 1 の値を流入部の境界条件として 与えた.

3.5 計算諸条件

初期粒子間距離 l_0 は 12mm,初期時間 刻み幅 Δt_0 は 5.0×10⁻⁴ 秒,解析時間は 15 秒間,影響半径 r_e は初期粒子間距離 l_0 の 3.1 倍とした.

また,上記の他,流れのモデルとスリ ップ条件について,条件を変えたケース については,**Table 2**のとおりである。

4 実験結果と解析結果

4.1 Q=6.8L/s における水面形状の違い

Fig.3 に *Q*=6.8L/s における実験の水面 波形を示す。ピンク色の線が水面である.

実験において、次の2点が言える.

①水路勾配が変化する段落の流入部に おいて水脈が底版から外れることはなく 滑らかに流下する.

Table 1 解析に使用した流入境界条件 Inflow condition for Analysis

j~~~						
Q (L/s)	<i>B</i> (mm)	$H_0 (\mathrm{mm})$	<i>V</i> ₀ (m/s)			
6.8	150	36	1.265			
9.1	150	48	1.265			
13.7	150	63	1.446			
18.2	150	72	1.686			
22.8	150	90	1.687			

Table 2 解析で使用した条件

Condition of Analysis					
Case	流れのモデル	流体とポリゴン壁の スリップ条件			
Case 1	層流モデル	1 ノンスリップ			
Case 2	層流モデル	10 NS 10 倍			
Case 3	層流モデル	1000 NS 1000 倍			
Case 4	乱流モデル	1 ノンスリップ			



Fig.3 *Q*=6.8L/s 時の水面波形 Water surface profile at *Q*=6.8L/s



Fig.4 Q=6.8L/s 時の実験の水面波形と Case 1 の解 析の粒子状況 Water surface profile at Q=6.8L/s by Experiment and

Analysis of Case 1



Fig.5 *Q*=6.8L/s 時の実験の水面波形と Case 2 の解 析の粒子状況





Fig.6 *Q*=6.8L/s 時の実験の水面波形と Case 3 の解 析の粒子状況

Water surface profile at Q=6.8L/s by Experiment and Analysis of Case 3



Fig.7 *Q*=6.8L/s 時の実験の水面波形と Case 4 の解 析の粒子状況 Water surface profile at *Q*=6.8L/s by Experiment and Analysis of Case 4

②V字内で水の流れが縦方向に回転して 減勢を行い、水脈の水クッションへの突 入部付近に水平部を生じる.

Fig.4から **Fig.7**に, Case 1 から Case 4 の解析状況と実験の水面形状を示す.黒の実線が実験の波形を示す.解析は3次元で行っているが,右岸側壁面の断面で比較する.

どの条件においても急勾配に変化する 箇所で底版からの剥離が見られるものの, Fig.4 の Case 1 に比べ,他のケースでは 剥離の度合いが小さくなっている.

特に Case 1 においては,底版から剥離 した多くの粒子が 45°の傾斜面から飛 び出しており,実験を反映しているとは 言い難い.

Case 2 と Case 3 は, 流体とポリゴンと のスリップ条件を大きく制御しているケ ースであるが, これにより実験の流れ込 みの水面形状に近づいている.

Case 4 は乱流モデルを用いた結果である. 急勾配に変化する前の段階において, 実験ではレイノルズ数 R_e は約 30,000 程 度で完全に乱流となっている. この場合, 勾配変化点において底版から剥離してい る粒子は少なく,実験と近い形状となっ ていることがわかる.

次に、V字への突入箇所の形状と出口 の形状に注目する.

Case 1 については潜り込みが少なく,

水平部分については不明瞭となっている.

Case 2 と Case 3 については, 突入部の 水面形状も水平部ができ, 出口での水面 形状も盛り上がりの形状が実験とほぼ一 致した.また, 下流側の水深も実験と一 致している. この 2 つのケースについて は, 急こう配での剥離が無ければ適用が 可能である.

Case 4 については, 突入部分に水平部 ができているものの潜り込みが少なく, 水平部が実験よりも高い位置にある.また,下流側も若干水位が高めに出る傾向 がある.

4.2 Q=22.8L/sにおける水面形状の違い

Fig.8に*Q*=22.8L/sにおける実験の水面 波形を示す。

実験において、次の2点がいえる.

①流下する勾配が変わる箇所において, ほとんどは水脈が底版から外れることは なく滑らかに流下するが,時折剥離する ことがある.②V字内での減勢はほとん どなく,スキージャンプ式減勢工のよう に下方水路の上方へ飛び出していく.

レイノルズ数 *R_e* は約 60,000 程度で乱 流となっている.

Fig.9から **Fig.12**に, Case 1 から Case 4 の解析状況と実験の水面形状を示す.

どの条件においても急勾配に変化する 箇所で底版からの剥離が見られ,実験の ように斜面に張り付いたまま流下してい ない.また,スキージャンプ式減勢工の ような下流水路上方へと飛び出しも見ら れない.

<u>5 まとめ</u>

いくつかのモデルを用いた MPS 法に よる流体解析と実験の水面波形の比較を 複数の流量において行なった.

流量が少ない条件においては, MPS法



Fig.8 *Q*=22.8L/s 時の水面波形 Water surface profile at *Q*=22.8L/s



Fig.9 *Q*=22.8L/s 時の美敏の水面波形と Case 1 の解析の粒子状況 Water surface profile at *Q*=22.8L/s by Experiment and Analysis of Case 1



Fig.10 *Q*=22.8L's 時の実験の外面波形と Case 2 の解析の粒子状況 Water surface profile at *Q*=22.8L/s by Experiment and Analysis of Case 2



Fig.11 *Q*=22.8L/s 時の実験の水面波形と Case 3 の解析の粒子状況 Water surface profile at *Q*=22.8L/s by Experiment

water surface profile at Q=22.8L/s by Experiment and Analysis of Case 3



の解析の粒子状況 Water surface profile at *Q*=22.8L/s by Experiment and Analysis of Case 4

20

による解析は実験と非常に類似した水面 形状を示した.また,流量が多い条件に おいては,異なる水面形状を示す。条件 を整理し,実験との相違点を検討する必 要がある.

水流の動きが減勢に影響を与えている ので、今後、PIV 等による V 字内の水の 挙動確認と併せ、MPS 法の結果との比較 を進めることも必要である.

また,急 **勾** 配に変化する箇所で時折 生じる水脈の**底版**からの剥離を考えると, 底版と流体の乖離の回避のために実験装 置の縦断線形も検討する必要がある.こ れは,解析において現象が大きく異なっ ている状況の解消にもつながると思われ る.

謝辞: 本研究にあたり,資料等を提供いただい た(独)農村工学研究所田中主任研究員,東京大 学大学院工学系研究科システム創成学専攻柴田 助教をはじめ,粒子法コードユーザーグループ会 員の方々とともに,解析に際し多大な御協力を頂 いたプロメテック・ソフトウェア株式会社の皆様 等,ご協力いただいた関係者の皆様に改めて深謝 致します.

[引用文献]

1) 山本光男,山下欽次,盛田建一(2006):特開 2006-70537(2006.03.16) 2) 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),45-50.3) 阿 部剛士,小島信彦(2010a):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) 阿部剛士, 小 島通彦(2010b): 平成 22 年度応用水理研究部会講 演集, 34-39. 5) 阿部剛士・小島信彦(2011): V 字型減勢工における流下角度・開度による減勢 効果の違い,農業農村工学会論集(274), 67-68. 6) 越塚誠一(2005): 粒子法, 丸善7) 田中良和, 島武男,向井章恵,樽屋啓之,中達雄(2006):自 由水面が大変形する局所急変流解析のための粒 子法流体解析の統合環境の開発,農土論集(246), 95-101. 8) 田中良和, 向井章恵, 樽屋啓之 (2008): 落差工の設計における粒子法の適用可能 性の検証, 平成20年度農業農村工学会大会講演 会要旨集, 332-333.

vi

京都大学大学院農学研究科 〇伊藤 陽 · 竹内 潤一郎 · 河地 利彦 パナソニック株式会社先端技術研究所 脇田 由実 · 美濃 規央

1 はじめに

これまで,筆者らは撥水砂(豊浦標準砂をフッ化 炭素化合物 $CF_3(CF_2)_8(CH_2)_2SiCl_3$ で撥水処理した もの)を含む混合多孔質媒体の,ぬれ性(水滴浸入 時間,見かけの接触角,水浸入圧)や水理特性(水分 保持特性,透水係数)の測定^[1]や円管モデルを用い たモデル化 [2] を行ってきた.また,筆者らは混合多 孔質媒体への浸透時に発生する選択流を再現するた めに, Ustohal ら (1998)^[3]が提案したクラスター (ある一定数の砂粒子の集まり)の概念を用いて,セ ルオートマトン (Cellular Automaton, CA) モデル を提案している^[4,5].このモデルにより,混合率を 変化させたときの毛管上昇や降下浸透が選択的に生 じる様子の再現や,水分保持特性の推定への応用が 可能である.水分保持曲線を表す van Genuchten モ デルなどの関数モデルや Ustohal らの提案した確率 的なモデルが集中型モデルであるのに対して,この CA モデルは空間的な不均一性をセルの配置によっ て表すことのできる分布型モデルといえる.

ここでは, CA モデルが分布型モデルであるという 特性を活かして,浸透経路の屈曲率や通水断面積を 用いた不飽和透水係数の推定方法の提案を行う.さ らに数値実験として,混合率や圧力水頭を変化させ たときの不飽和透水係数の変化の様子を示す.

<u>2 CA モデル</u>

セルオートマトンとは,規則的に配列されたセル と,周囲のセルの状態によって自身の状態が決まる という規則から構成される離散的計算モデルである. ここでは,図1に示すように,ある数の砂粒子の集 まりをセルとし,セルの間隙をn_r本の円管の束とし てモデル化する.砂粒子として,親水性の標準砂と 疎水性の撥水砂を与え,円管の内壁の接触角 φ_c は これらの砂粒子の混合割合によって Cassie 式を用い て以下のように与える.

$$\cos\varphi^{c} = f\cos\varphi_{1} + (1-f)\cos\varphi_{2} \tag{1}$$

ここで, $\varphi_1 \ge \varphi_2$ はそれぞれ撥水砂粒子と標準砂粒子 の接触角, $f(=n_1/n_p) \ge n_1$ はそれぞれセル内の撥 水砂粒子の存在割合と個数, n_p はセルに含まれる砂 粒子の総数である.セル内の砂粒子の総数が n_p のと き,撥水砂粒子が含まれる個数 $n_1(n_1 = 0, 1, ..., n_p)$ に応じて $n_p + 1$ 種類のセルが存在し,各セルの存在 割合は,混合割合を $p \ge 0$ して,二項分布を用いて以 下のように表される.

$$P(n_1, n_p) = \frac{n_p!}{n_1!(n_p - n_1)!} p^{n_1} (1 - p)^{n_p - n_1}$$
(2)

セルは含水と非含水の2種類の状態のうちいずれ かをとるものとする.初期状態はすべてのセルにお いて非含水状態とする.給水が行われる個所に接す るセルや周囲のセルのうち一つでも含水状態である セルに対して以下の条件を満たした場合,含水状態 に変化させる.

$$\max_{j} \{h_{ij}^{c}\} > -\psi \quad (j = 1, ..., n_{r})$$
(3)

ここで,

$$h_{ij}^{\rm c} = \frac{2\sigma\cos\varphi_i^{\rm c}}{\rho g r_{ij}} \tag{4}$$

であり, $i (= 1, ..., n_c$, n_c はセルの総数)はセルの 識別番号, $j (= 1, ..., n_r)$ は円管の識別番号, h_{ij}^c は 毛管上昇高, ψ はセルにかかる圧力水頭, σ は水の 表面張力, ρ は水の密度,gは重力加速度, r_{ij} は円 管の半径である.セルの状態変化が起こらなくなる まで繰り返す.

3 不飽和透水係数

多孔質媒体の間隙を図2のように屈曲した円管の 束としてモデル化した Kozeny-Carman モデルでは, 円管内で Hagen-Poiseuille 流れが生じているという 仮定のもとで, 飽和透水係数 K_s は以下のように表 される.

$$K_{\rm s} = \frac{\phi D_{\rm e}^2}{32\mu \left(\frac{L_{\rm e}}{L}\right)^2} \tag{5}$$

ここで, ϕ は間隙率, D_e は円管の等価内径, μ は水の粘性係数, L_e は屈曲した円管の長さ,Lは試料の長さで, $(L_e/L)^2$ は屈曲度といわれる.同様に,不飽和状態の浸透について考えると,その透水係数Kは以下のようになる.

$$K = \frac{\theta D_{\rm e}^{\prime 2}}{32\mu \left(\frac{L_{\rm e}}{L}\right)^2} = \frac{\phi D_{\rm e}^2}{32\mu \left(\frac{L_{\rm e}}{L}\right)^2} \frac{\frac{\theta}{\phi} \left(\frac{D_{\rm e}'}{D_{\rm e}}\right)^2}{\left(\frac{L_{\rm e}'}{L_{\rm e}}\right)^2} = K_{\rm s} k_{\rm r}$$

$$\tag{6}$$

ここで, θ は体積含水率, D'_{e} は不飽和状態における 円管の等価内径, L'_{e} は不飽和状態における円管の長 さ, k_{r} は相対透水係数である.すなわち,相対透水 係数 k_{r} は飽和状態と不飽和状態の円管半径と円管の 長さのそれぞれの比と飽和度 $S_{w}(=\theta/\phi)$ で表すこと ができるといえ,本研究ではこれらを CA モデルを 用いて推定する.





間隙モデル

ここでは, 高さ L の 2 次元モデルの三角形格子に おいて,上辺から下辺に向けて浸透しており,左右

の辺からは流出入はないものとする.セル内の屈曲 率 (=セル内の円管の長さ $l_{\rm e}$ /セルのサイズ l)を τ として,上辺に存在するセル u と下辺に存在するセ ルd間の浸透経路長 $L_w(u,d)$ は以下のように最短経 路を与える.

$$L_{\rm w}(u,d) = \min\left\{\tau l n_{\rm w}(u,d)\right\} \tag{7}$$

ここで, $n_{w}(u,d)$ はセルuからセルdまでに通過し たセルの数である. 飽和状態における上辺のセル u から下辺へ到達するまでの浸透経路長 $L_{e}(u)$ は,以 下のように $L_w(u,d)$ の最小値とする.

$$L_{\mathbf{e}}(u) = \min_{J} \left\{ L_{\mathbf{w}}(u, d) \right\} \tag{8}$$

三角形格子の場合, セルuから最短経路長 $L_{e}(u)$ で 到達できる範囲が存在し、ここではそれを最短到達 可能範囲 A_u と定義する A_u はセル u を頂点とし, 高さ L の正三角形の底辺となる.不飽和状態におけ るセル u からの浸透経路長は,以下のように最短到 達可能範囲内の浸透経路長の期待値とする.

$$L'_{\mathbf{e}} = \mathop{\mathbf{E}}_{d \in A_{u}} [L_{\mathbf{w}}(u, d)] \tag{9}$$

ここで, E[·] は期待値である.

円管の等価内径は,以下のように通水している円 管の内径の平均で与える.

$$D'_{\rm e} = \frac{1}{n_{\rm c} n_{\rm r}} \sum_{i=1}^{n_{\rm c}} \sum_{j=1}^{n_{\rm r}} 2r_{ij} \alpha_{ij} \tag{10}$$

ここで,

$$\alpha_{ij} = \begin{cases} 1 & \text{if flow} \\ 0 & \text{if no flow} \end{cases}$$
(11)

であり, α_{ii} は通水の有無を表す係数, n_c はセルの 総数である.また,飽和度 S_{w} $(= \theta/\phi)$ は以下のよ うになる.

$$S_{\rm w} = \left(\sum_{i=1}^{n_{\rm c}} \sum_{j=1}^{n_{\rm r}} r_{ij}^2 \alpha_{ij}\right) / \left(\sum_{i=1}^{n_{\rm c}} \sum_{j=1}^{n_{\rm r}} r_{ij}^2\right)$$
(12)

4 適用例

適用例として,高さ5cmの試料の上端と下端に 0 cmH₂Oの圧力水頭をかけた時の定常浸透状態を 対象とする.粒子は標準砂(粒径0.2-0.4mm)を想 定して, クラスターは8個の砂粒子からなるものと し, そのサイズは 0.6mm とする.また, クラスター に含まれる円管の数は4本とする.これらは,1cm³ に含まれる砂粒子の数がおよそ 33,000 個であること から推定した.円管の半径は正規分布に従うものと し,平均を0.028mm,標準偏差を0.002mmとした とき標準砂の水分保持特性とほぼ同様になることが 示されている^[2].疎水性粒子の接触角は120°,親 水性粒子の接触角は 30°とする.

図4に混合率と相対透水係数の関係を示す.各混 合率のサンプル数は 20 個である.なお, Cassie 式 より,対象とした試料の見かけの接触角は混合率が 63.4%のときに 90°となる.



図4:混合率と相対透水係数の関係

4 今後の課題

実測データを用いてパラメータの調整を行うこと や,間隙のネットワークをグラフ理論を用いてモデ ル化すること, さらに動的なモデルへと拡張するこ とが今後の課題である.

参考文献

 竹内ら (2011), 平成 23 年農業農村工学会大会講演要 旨集, pp.164-165. [2] 竹内 · 河地 (2010), 日本雨水資源化 システム学会第18回研究発表会講演要旨集, pp.31-32, [3] Ustohal et.al. (1998), J.Contam.Hydrol., 33, pp.5-37. [4] 竹内ら (2011), 農業農村工学会京都支部第 68 回研究 発表会講演要旨集, pp.3·17-3·18. [5] 竹内ら (2011), 日 本雨水資源化システム学会第19回研究発表会講演要旨集、 pp.59-60.

AU 法による農業用パイプラインに発生した気液二相流の同定

Use of Acousto-Ultrasonic Method for Detection of Gas-Liquid Flow in an Agricultural Pipeline

 ・鈴木哲也*・久保成隆・飯田俊彰
 Tetsuya SUZUKI*, Naritaka KUBO and Toshiaki IIDA

1. はじめに

農業用パイプラインにおける空気連行現 象は、混入後の脈動や圧力上昇、通水能力 の低下, 振動・騒音など水理性能や構造性 能の低下を引き起こす。このような気液二 相流問題が発生する構造形式は、オープン 型パイプラインや管路と開水路の複合した 構造などであり,管路呑口部上流側での落 下水脈やシール不足による気泡混入,跳水 現象が主な原因となっている¹⁾。既往の研 究では、混入空気の排除方法をパイプライ ン構造の観点から検討したものや水理学的 観点から気液二相流に伴う送水現象の変質 についての報告が主に行われている^{2),3)}。 技術的課題は、気液二相流の規模やその流 動特性に関する計測技術が確立していない ことにある。これまでに開発された計測法 には、画像解析による流動形態の評価 4)や 光ファイバセンサによる計測法 ⁵⁾などが提 案されている。いずれの手法もモデル試験 による検討であり,不可視である既存施設 の特性を十分に考慮しているとは言いがた いのが現状である。

筆者らは,既存施設の構造的特性を考慮 し,空気弁工など付帯施設において適用可 能な気液二相流の同定法を開発することを 目的に弾性波法による研究開発を進めてい る。特に弾性波を受動的に検出する AE

(Acoustic Emission)法と AE 法と超音波計 測 を 組 み 合 わ せ た AU (Acousto Ultrasonic)法を用いた検討を進めている。 既往の研究により,気液二相流現象の流動 形態は、気泡運動に起因する弾性波(AE) を検出し、AE パラメータ解析により評価 可能であることが明らかになっている ^の。 その際、有効な指標には、AE エネルギと 平均周波数が確認されているが、検出波特 性が伝播過程において水流や気泡運動によ る反射や透過,減衰の影響を強く受けるこ とが示唆された。この結果を踏まえて、超 音波技術を応用した AU 法を気液二相流へ 適用し,気泡運動起源の弾性波と超音波と の合成による特性評価を試みた^{7),8)}。その 結果,送信した超音波と気泡運動の影響を 受けた検出波との比較検証を相互相関関数 の観点から行い,気液二相流の流動形態に より評価値が異なることを明らかにした。 技術的課題は、気相による超音波の減衰が 大きく,透過法のみでは流動形態の評価精 度が低下することである。

本研究では,AU 法による流動形態の検 出精度向上のための実験的検討として,入 力した超音波の気相部による反射現象に着 目し,その特性から流動形態評価を試みた 結果を報告する。

2. 気液二相流の流動形態と配管振動問題

気液二相流の流動特性は,配管振動と密 接に関連しており,気相の流動形態により その特性が異なる。流動形態の判定には, Grant やベーカー線図が主に用いられ,ボ イド率の上昇により気泡流から間欠流(ス ラグ流,フロス流,環状流など),噴霧流と 流動形態が遷移する(図1)。

 ^{*} 新潟大学農学部, Faculty of Agriculture, Niigata University 東京大学大学院農学生命科学研究科, Department of Biological and Environmental Engineering, University of Tokyo
 キーワード 農業用パイプライン, AE/AU法,弾性波,気液二相流



気液二相流の流動形態



図3 気泡流

気液二相流によるパイプラインの振動現 象は,流動形態により励起力の特性が異な る。振動現象は,渦励起振動,流体弾性振 動およびランダム振動に分類される。前述 「1.はじめに」で記述した空気混入現象 に加えて,混入気泡の浮力と送流水の流速 の関係に起因するブローバック現象¹⁾が主 な振動の発生原因となる。

3. 弾性波法による気液二相流の同定

弾性波法による気液二相流の特性評価に は、気泡運動起源の弾性波の発生機構と発 生した弾性波の伝播挙動を理解する必要が ある。気液二相流における弾性波は、気泡 の衝突や破裂といった気泡運動に起因する エネルギ解放過程において発生する。検出 波の周波数特性は、Rayleigh-Plesset 式によ り評価することができる。本式は、静水中 の気泡の半径 *R* の時間変化を記述する





図 4 層状流

Navier-Stokes 式から導かれる運動方程式で ある。本式より,気液二相流において検出 される弾性波の周波数特性は気泡径に依存 し,一般的に気泡径と弾性波の検出周波数 との関係は下式により評価することができ る(式(1))。本式は気泡半径以外の数値を 一定と仮定した場合,検出波の周波数は気 泡径に依存し,径が小さいほど周波数は高 くなる傾向を示す。

$$f = \frac{1}{2\pi R} \sqrt{\frac{3\gamma P_0}{\rho} - \frac{2\sigma}{\rho R}}$$
(1)

ここで, f:周波数, R:気泡半径, γ:比熱 比, P₀:気体圧力, ρ:液体密度, σ:表面 張力係数 である。

4. AU 法による気液二相流の同定

4.1 実験条件

モデルパイプラインは,管径 φ 100mm, 総延長 L≒ 13m の透明アクリル管を用いて



図 5 流動形態別検出波特性(超音波入力条件: 2MHz, 300V)

構築した。弾性波検出には AU 法を用いた。 入力超音波を図2に示す。試験時の通水量 は 3.6~24.0ℓ/sec の範囲で6ケースを設定 した。気泡の導入は,各流量条件下で0~ 0.08MPa/2sec の条件で4ケースを設定した。 通水量と空気混入量を調整した実験条件下 で気泡流(図3),プラグ流および層状流(図 4) を再現した。

AU 計測におけるセンサの配置は超音波 センサを水平配管の底部に設置し,AE セ ンサを管体側面部から上部に設置した(図 5)。超音波の入力条件は,周波数 2 MHz, 電圧 300V である。AE センサの計測条件は, しきい値 45dB,プリアンプとメインアンプ で 60dB 増幅した。使用したセンサは共振 型である。

検出波の解析には,水中を伝播した弾性 波のみを対象とするため,管材を伝播した 弾性波の特性である平均周波数 150kHz を 上回るものを解析対象から除外した。

結果および考察

5.1 検出波特性

検出した弾性波は,図2に示す超音波に 気液二相流の流況の影響が反映したものと なった。検出結果を図5に示す。

満流では、いずれの検出波も P 波の到達 が明確な突発型波形が確認された。一般的 に超音波は指向性を有することから、AE センサ1番は入力した超音波の特性を強く 残しているものと考えられる。AE センサ2 番から4番の検出波は、1 ヒット中に管体 壁面からの反射波と考えられるが波形形状 が確認された。

層状流およびプラグ流では,管上部に空 気層が形成されることから,入力した超音 波の反射による影響が顕著となった。水中 から気相に入射する弾性波の反射と屈折を 考えた場合,密度の異なる2層における弾



図6 検出波の平均周波数特性



図8 発生頻度

性波の反射率は直角投射の場合,式(2)により評価できる。

$$r = \left(\frac{R_1 - R_2}{R_1 + R_2}\right)^2$$
(2)

ここで, *r*:反射率, *R*₁:ρ_nV_n,固有音響抵 抗,ρ_n:密度,V_n:弾性波速度 である。

水の固有音響抵抗は 1.5×10^6 (=1,500m/sec (水の弾性波速度) ×10³kg/m³) であるのに 対して,気相の固有音響抵抗は 363 (=300m/sec(20℃)×1.21 kg/m³) であること から,反射率 r が 99.9%となる。このこと から,層状流ではAE センサ1番への超音 波の透過は期待できない。本計測結果にお いても層状流やプラグ流においては,AE センサ1番において超音波起源の突発型の 弾性波は確認されず,連続型波形のみ検出 された。

気泡流では、満流、層状流およびプラグ 流とは異なり、気泡が管内全体に混和され ていることから、各 AE センサでの検出波 に超音波の特性は確認されず、主に気泡運 動に起因すると考えられる弾性波が検出さ れた。既往の研究においても、本研究で検



図 7 検出波の AE エネルギ特性

出したものと同様の波形が確認されている ^{6),7)}。

5.2 AE パラメータ解析

流動形態により検出波特性が異なること から、AE パラメータを用いた定量的評価 を試みた。検討に用いたAEパラメータは、 平均周波数、AE エネルギおよび発生頻度 である。平均周波数とは、検出波のカウン ト数を波形継続時間で除したものである。 AEエネルギとは、10Vのピーク値が1msec 継続した時に1,000カウントエネルギを持 つと定義した相対値である。

満流状態では、AE センサ4番を除き約 140kHzの平均周波数が確認された(図6)。 気液二相流では、検出波の低周波数化の傾 向が確認された。特にAEセンサ1番では 層状流において21.5kHz(平均値)を確認 し、気相における超音波特性の消失が示唆 された。AE エネルギは、気泡流起源のエ ネルギ値が突出して高くなる傾向が確認さ れた(図7)。このことから、気泡流の同定 には,超音波を用いた場合,減衰が大きく、 AU 法の特徴である超音波の変質から流動 特性を評価することが困難となる。特性評 価にはAU 法ではなく弾性波を受動的にの み検出するAE 法を用いて検討することが 有効であると考えられる。

満流,層状流およびプラグ流の発生頻度 (=AE ヒット数/計測時間)を比較すると, 層状流とプラグ流の AE センサ2番におい て高発生頻度が確認された(図8)。発生頻 度の増加は,気相部において反射された弾 性波が気相と液相の境界部に設置された AE センサ 2 番において検出されたものと 考えられる。AE センサ 2 番では,平均周 波数が層状流 104.3kHz, プラグ流 122.7kHz と満流時の 144.2kHz と比較して 72~85% を示した。

5.3 検出波特性に基づく気液二相流の流 動形態の同定

以上の検討を踏まえて,AU法による気 液二相流の流動形態の同定・分類について 考察する。満流の場合,センサ位置による AEパラメータの相違は最小となる。気泡 流の場合,エネルギ値が他の流動形態と比 較して突出して高くなる。本研究条件では, AEセンサ1番において 6.5~10.9倍となっ た。層状流とプラグ流は,気相の影響によ りAEセンサ1番での発生頻度と平均周波 数の低下が顕著となる。AEセンサ2番で は,AEセンサ1番とは異なり,満流時と 比較してAEパラメータが類似ないし上昇 する傾向が確認される。

以上のことから、気液二相流の流動形態 は、気泡運動起源の弾性波に超音波を入力 し、その特性の変質から流動形態を評価で きるものと考えられる。気泡流など気相と 液相の混合が進行した流れでは超音波特性 が消失することから、弾性波を受動的に検 出する AE 法による検討が有効であると考 えられる。

6. 結論

本研究では、農業用パイプラインに発生 する気液二相流を同定するための非破壊検 査法を構築することを目的に、弾性波法の 一つである AU 法により気液二相流の流動 形態と弾性波特性を考察した。本検討から 明らかになった事項を以下に列挙する。

(1) モデルパイプラインに満流,層状流, プラグ流および気泡流を再現した。気 液二相流における気泡運動起源の弾性 波は,気泡流を除き非常に微弱である ことから超音波(2MHz, 300V)を入力 し,その特性の変質から流動形態を評 価することが可能であることが明らか になった。

(2) 流動形態の区分には、AEパラメータが 有効である。気泡流は、他の流動形態 と比較して気泡運動によるエネルギ放 出が大きいことから、AU法ではなく AE法でのみ検出可能である。満流、層 状流およびプラグ流は、気相分布が弾 性波の透過と反射に影響し、その結果 がセンサ位置毎のAEパラメータに反 映される。平均周波数や発生頻度は有 効な指標値であると考えられる。

引用文献

- 日本混相流学会編集:混相流ハンドブック, pp. 448-453, 2004.
- 相川泰夫,島武男,田中良和,中達雄:省スペー スなパイプライン空気排除装置の考案,農土論集, 203, pp. 107-108, 1999.
- 中達雄,吉野秀雄,岩崎和巳:起伏のある管路に おける空気混入流の水理挙動,農土試技報,174, pp. 1-12, 1987.
- (
 第 第 第 而, 波津久達也:画像解析による気泡流の 界面ミクロ測定,混相流計測法,pp. 104-110, 2003.
- 5) 上野隆司,笠原二郎,鈴田忠彦:オプティカルプ ローブを用いた気液二相流動の微視的計測技術 の開発,混相流計測法,pp.66-69,2003.
- 6) 鈴木哲也,中達雄,樽屋啓之,田中良和,青木正 雄:AE 法を用いたオープン型パイプラインに発 生する気液二相流の特性評価,構造工学論文集, 56A,pp. 665-670, 2010.
- 7)本間辰之介,鈴木哲也,青木正雄:AE/AU 法を 用いたパイプライン内に発生する混相流の非破 壊同定,平成 22 年度日本非破壊検査協会秋季大 会講演概要集,pp. 283-284, 2010.
- 鈴木哲也:AU 法を用いた農業用パイプラインに 発生する気液二相流の特性評価,平成23年度農 業農村工学会講演会講演要旨集,CD-R,2011.

頭首工における堆砂問題とその対策

Sand Deposition Problems and Countermeasures on Diversion Dams

三輪 弌

MIWA Hajime

1. 問題の背景

日本では、昭和30~40年代に優良な建設資材として河床の砂利が採取された。その結果、多くの河川 で河床低下に伴う災害が発生した。被災には、橋脚基礎部の損壊や堤防護岸の根入れ部損傷、堰下流 の局所洗掘による堰体および護床工の損壊、堰取付け部の河岸侵食などがある。なかでも、昭和49年に 発生した多摩川宿河原堰左岸(東京都)の取付け部河岸侵食に伴う堤防決壊は大きな衝撃をもたらした。

河川管理の責任者である建設省(当時)は,折しも,河川管理施設等構造令(以下,「河川構造令」)の 制定作業を進めており,堰高の高い固定堰が,河川災害の原因となるとの判断から,洪水流下断面と堰構 造との関係が河川構造令第 37 条に盛り込まれた。本条には,「可動堰の可動部以外の部分及び固定堰 は,流下断面内に設けてはならない。」と規定されている。この流下断面に計画横断形に係る流下断面が 含まれることから,昭和 51 年の河川構造令制定後(準備中も含めて)に建設された頭首工において,洪水 後の堰周辺堆砂によって可動堰ゲート閉鎖に支障をきたすなどの不都合が数多くみられた。筆者は,この 問題の発生メカニズムの解明をすすめ,堆砂の予防対策として頭首工上下流の広範な区間の河床掘削を 提案した¹⁾。しかし,予算上の制限から河川改修工事が進んでいない河川が多く,河川構造令の制定から, すでに 30 年以上が経過しているのに,近年においても問題発生事例が後を絶たない。

頭首工の管理者は、この堆砂による障害に対し、いろいろな方法で対応し何とか取水を続けている。こ のような実際の対処方法の効果を検証し、障害を軽減するための対応策を提言する。

2. 堆砂の発生メカニズム

河川管理者は、治水安全度を高めるため、河川の流下断面を大きくして現況より大きな計画洪水流量を 流せるような将来河道計画を立案している場合が多い。洪水流下断面を大きくする方法としては、堤防の 嵩上げや引き堤が考えられるが、どちらも用地取得を伴い、実行は難しい。そこで、低水路の河床掘削に よって計画河床高を下げることで計画される場合が多くなる。

河川構造令の規定によれば、この低く設定された計画河床高による流下断面内に、堰の固定部を設置 することができないため、図-1にみられるように、可動堰のゲート戸当り部の敷高を計画河床高に合わせて 建設する必要がある。固定堰も同じ扱いになるため、固定堰では水位を堰上げることができず、原則的に は、全面的に可動堰として計画されることになる。

堰建設にあたって堰近傍の上下流河床は掘削されるが、その範囲は限定され、ひとたび洪水に見舞われると、上流から掃流されてきた砂礫が掘削区間に堆積し、ほぼ元の河床高・河床形状に復元する。そのさい、堰上下流の河道区間に形成されていた砂礫堆形状が復元するので、図-1の下図や後掲の実例写真にもみられるように、横断面上の左右岸どちらかの岸に片寄って堆積部が発生することが多い。

*岩手大学農学部 Faculty of Agriculture, Iwate University

キーワード:頭首工,河川管理施設等構造令,計画河床高,堆砂障害,砂礫除去,ゲタばき構造



図-1 洪水流下断面と堰との関係

加古川大堰(兵庫県)では,昭和 61年の大堰の建設完了に合わせて 堰の上下流区間(上流 4km,下流 3km)の河川改修工事が並行して実 施されたため,堆砂による大きなトラブ ルを生じていない。このことからも,本 堆砂問題の根本的な解消策は,将来 河道計画として計画された河床高に なるように,河川改修工事を進めるこ とだとわかる。しかし,多くの河川では 改修工事が進まず,取水管理にあた っての大きな問題であり続けている。



3. 最近の問題発生事例

図-2 森田頭首工可動堰ゲート直下の堆砂 (栃木県荒川, H.20.11 三輪撮影)

3.1 森田頭首工(栃木県那珂川支

流・荒川)

国営芳賀台地農業水利事業によって平成 11 年 6 月に完成した頭首工である。現況より低い計画河床 高に可動堰の敷高を合わせることで,設計段階からゲート閉鎖時のトラブルが心配されていた。建設工事 中の平成 10 年 8 月豪雨によって大量の堆砂が発生したため,堆砂対策の実験的検討もなされた²⁾。

しかし,供用開始後も堰周辺堆砂によってゲート閉鎖障害が発生し,たびたび堆砂除去工事を実施して, 取水を可能にしてきた。平成 20 年洪水後の堆砂状況が図-2 である。ゲート閉鎖に支障を生じるほか,ゲ ート降下中に下端が砂面に接触し片吊りによってゲートが動かせない事態も発生している。

3.2 北空知頭首工(北海道石狩川)

国営かんがい排水事業(北空知地区)によって昭和61年に完成した頭首工である。右に大きくカーブし

た湾曲部の下流に位置し,完成当時か ら右岸側堆砂に悩まされてきた。堆砂除 去とゲート閉鎖時の巧みな堆砂フラッシ ュによって,何とか取水可能にしている。 しかし,本年8月と9月の2回の洪水によ って,図-3 にみられるように,右岸側に 大量の砂礫が堆積した。しかも今回は, これまでに経験したことのない玉石混じり の堆砂である。上流の上川盆地の3川 (石狩川本川,忠別川,美瑛川)から流 出し,右岸側の寄洲部に堆積したもので ある。

北海道では、9 月になると鮭の遡上を 助けるため、可動堰ゲートを開放するこ とが多い。北空知頭首工でも9月の出水 時にはゲート開放されており、その後の閉 鎖操作もしていないので、堆砂の状態が よくわかる。

また,ゲート下部に多数の傷が点々と ついている。これらは,ゲート閉鎖時に実 施している「ゲート流出によるフラッシュ操 作」によって生じたものである。ゲート直下 の堆砂による障害の一つである。

3.3 飯泉取水堰(神奈川県酒匂川)

飯泉取水堰は,神奈川県内広域水道 企業団の取水堰として,昭和 49 年に運 用開始されている。土砂吐ゲート 1 門 (L:10.0m, H:3.4m),洪水吐ゲート 8 門(フ



図-3 北空知頭首工可動堰ゲート直下の堆砂とゲート下部の傷 (北海道石狩川, H.23.11 三輪撮影)



図-4 飯泉取水堰取入れ口前の堆砂と除去作業 (神奈川県酒匂川, H.23.2 三輪撮影)

ラップゲート2門L:36.0m, H:1.7m, ローラーゲート6門L:34.0m, H:2.4m, ただし1門はH:3.4m)の全長 342.5mの 全面可動堰である。建設当時から, 可動堰ゲート直下の堆砂に悩まされてきた。平成 2 年度からは, 毎年 砂礫の除去を実施している。平成12年度からは, 酒匂川河口近くの海岸養浜事業に関連付けて実施され てきた。近年は, 可動堰の湛水域範囲において, 毎年 15,000m³~20,000m³の砂礫が除去されている。

それでも、出水のたびにゲート直下への堆砂が発生し、ゲート閉鎖時にゲート流出によるフラッシュ操作 によって、何とかゲートを閉鎖して取水を続けてきた。

平成22年9月の台風9号による大雨で、また大量の砂礫が堆積した。しかも今回は、鮎沢川流域において多数の山腹崩壊や土石流が発生したため、スコリアと呼ばれる細砂や泥がいつまでも流れ込んできた。 堰上流の湛水域には、砂礫の堆砂面上に砂や泥が全域に分厚く堆積した。取入れ口側は、現在、洪水時の主流から外れ、水裏になっているため、砂礫の堆積は進まなかったが、図-4 にみられるように、大量の



図-5 渋海川頭首工下流域の H.21 掘削前の堆砂 (新潟県渋海川, 信濃川左岸土地改良区提供資料)

黒色のスコリアが取入れ口の前面に堆 積した。取水断面が大幅に減少したうえ, 取水時にこれを取り込んでしまい, 沈砂 池に大量の堆砂が発生して, 必要な流 量を取水できない事態も発生した。

3.4 渋海川頭首エ(新潟県信濃川支 流・渋海川)

渋海川頭首工は,国営信濃川左岸
農業水利事業(昭和21~39年)におい
て固定堰として築造されたのち,河川改
修関連事業の補償工事(平成8~12年)によって全面可動堰(制水ゲート2門
L:19.6m, H:3.76m, 調節ゲート2門



図-6 渋海川頭首エ可動堰ゲート直下の堆砂 (新潟県渋海川, H.23.11 三輪撮影)

L:19.35m, H:3.0m+フラップゲート H:0.76m)に改修された。堰の上下流の占用区域については、将来 河道計画(計画高水流量 1,600m³/s)にのっとった河道幅、河床高で整備され、渋海川頭首工の可動堰 ゲート戸当り部敷高も計画河床高(将来)に合わせて建設された。頭首工占用区域外の上下流河道は、ま だ河川改修工事が実施されず、従来の河道幅・河床高(流下能力 800m³/s 程度)である。そのため、平成 13年の供用開始後、可動堰ゲート直下の堆砂に悩まされてきた。

ゲート操作によるフラッシュやゲート周辺のみの堆砂除去によって対応してきたが,頭首工下流部の堆砂高が高くなってきたため,平成21年度県単かんがい排水事業によって頭首工下流占用区域の土砂(約

3,000m³) 撤去を実施した。占用区域下流の河川管理者区域分もほぼ同量の撤去を行った。堆砂の概要は, 図-5 にみられるとおりである。

ところが本年(平成 23 年)7月下旬の集中豪雨によって掘削撤去した土量を上回る堆砂が発生した。しかも、3月12日発生の長野県北部地震によって、渋海川山地流域において多数の山地崩壊があり、それらの崩壊地から土砂礫の大量流入が続いた。洪水減水中にゲート操作による堆砂フラッシュを実施し、何とかゲート閉鎖が可能であった。堰の管理者によれば、ゲート閉鎖後、砂礫の堆積面上に細砂や泥が徐々に堆積し、最大1m以上に及ぶ箇所もあったとのことである。

9月15日に取水が終了し、それ以降は、ゲートを開放している。そのため、細砂や泥の大半は下流に流下して、現在は、図-6にみられるように、下部にあった砂礫の堆積面が見えている。

4. 堆砂障害の対処方法

4.1 可動堰ゲート操作によるフラッシュ

河川構造令の規定を順守して,可動堰のゲート戸当り部の敷高を,現況河床より低い将来計画河床高 に合わせて頭首工を建設した場合,頭首工の占用区域については計画河床高に掘削されることが多いが, ひとたび洪水に見舞われると,掘削区域が埋め戻され,ゲート直下にも堆砂してゲート閉鎖に支障をきた す。各堰の管理者は,洪水減水期に可動堰ゲートの操作に工夫を凝らし,ゲートを全閉すべく試みる。

頭首工周辺の堆砂は、図-1 や図-2 でもわかるように、砂礫堆形状が復元するように砂礫が堆積するの で、可動堰ゲート直下の堆砂の厚さにちがいがある。経験上、堆砂の無い、あるいは少ないゲートの位置 はわかっている場合が多いので、そのゲートから閉鎖し、堆砂の厚い箇所では、ゲートを徐々に降ろしてい き、ゲート下端と堆砂面との隙間のゲート流出流を利用して砂礫のフラッシュを実行する。堆砂フラッシュの 成否は、堆砂粒子の粒径と堆砂厚、可動堰ゲート高に関係する。そして、ゲート閉鎖操作時に、ゲート上 下流水位差を、堆砂粒子の粒径の 10 倍以上に保つようにゲート操作できれば、砂礫のフラッシュが可能 である³⁾。

4.2 堆積砂礫の除去

(1) 渋海川頭首工の場合

渋海川頭首工において、平成21年度に頭首工の下流区間200mについて可動堰ゲート敷高(=計画 河床高)以上に堆積した砂礫の約6,000m³の撤去を実施した。頭首工占用区域だけでなく、河川管理区 域においても土砂撤去を行い、それぞれが区域の撤去土量に応じて河川側が約900万円、土地改良区 側が約650万円を負担した。土地改良区側の土砂排除は、県単農業農村整備事業として実施された。

本川ゲート部分の河川幅員は87.4mであるから,頭首工の下流で河道幅の約2.5倍の長さ区間におい て河床掘削がなされたことになる。しかし,平成23年7月の洪水によって掘削土量を大きく上回る堆砂が 発生し,再度,土砂排除の必要に迫られている。

(2) 新田原井堰の場合

新田原井堰 (岡山県吉井川,昭和 61 年 3 月竣工)においては,平成 19 年度基幹水利施設ストックマ ネジメント事業によって土砂掘削が実施された。堰は,調節ゲート左右岸 2 門(L:40.4m, 5.80m+フラップ ゲート 2.40m)と中央部洪水吐ゲート 3 門(L:40.4m, H:8.20m)の全面可動堰で,堰全長 220m である。 堰の下流域約 300m 区間について約 45,000m³の土砂礫を河川外に搬出した。約 1 億円の費用が掛か ったと言われている。非常に大がかりな工事であったが,この場合でも河道幅の約 1.5 倍の河道区間でし かない掘削であったため、平成20年以降、速やかに堆砂の復元が進んだ。

可動堰ゲート付近についても右岸側中心に, 図-7 にみられるように, 高さ 4.20m の上流導流壁天端近 くまで堆砂している。貯水容量を持っているため, 可動堰ゲート高が 8.2m と高く, ゲート流出流による堆砂 フラッシュは可能である。ただし, 貯水容量の減少や取水上の問題があり, 堰の上流側の堆砂も合わせて 土砂排除する計画が必要である。

(3) 飯泉取水堰の場合

飯泉取水堰においては,継続的な土砂掘削を実施してきている。とくに平成12年度以降は,神 奈川県小田原土木事務所の養浜事業と絡めて実施されている。養浜事業では,平成12年以降,毎

年ほぼ15,000m³の砂礫を国府津海 岸や御幸が浜に搬出する。堰を管理 する神奈川県内広域水道企業団と しては,毎年約3,000万円の費用を 必要としている。

水道企業団では,毎年6月と10月 に定期的に飯泉取水堰の上下流河 道区間における堆積土砂量を測量し ている。計画河床高以上にある土砂 量を堆積土砂量としているので,図-8 によってその増減変化がわかる。また, 棒グラフに土砂作業量を示している ので,堆積土砂量との関係をみること ができる。定期的な河床掘削が始ま った平成12年からは,徐々に堆積土 砂量が減少し,平成17年から,堰の



図-7 新田原井堰直上流部の堆砂 (岡山県吉井川, H.23.7 撮影:新田原井堰管理事務所提供)





上流側は 80,000m³ 程度でほぼ安定していた。掘削量に見合う程度の埋戻しがあることを示しているが, 平成 17 年と 19 年にあった 2,000m³/s 程度の出水では,特に大きく堆砂は進まなかった。

ところが、平成 22 年 9 月の約 3,300m³/s 洪水のあと 23,000m³の堆積がみられた。そして、22 年度末 までにその堆積量に見合う土砂量が排除されたが、3.3 で説明したように、山地流域から流れ込んできてい たスコリアと呼ばれる黒っぽい砂が、その後の小出水時や平水時にも堰の湛水域に流入・堆積した。平成 23 年 6 月までに大きな出水はなかったが、50,000m³もの堆積が進んだ。その後、7 月に約 1,000m³/s、9 月に約 500m³/s、約 2,000m³/sの出水があり、堰上流面に堆積していたスコリアは、ほとんど下流に流亡し、 砂礫に置き換わった。平成 23 年 6 月と 10 月の堆積量を比較すると、洪水後に堆積土砂量はかえって減 少しているが、堆砂構成粒子がすっかり換わってしまった。

飯泉取水堰においては、定期的な河床掘削がなされてきたとはいえ、堰の上流側約 400m の区間(河 道幅とほぼ同長)で実施されているにすぎず、堰上下流の堆砂障害を防ぐためには、まだまだ不足してい ることがわかる。

4.3 仮設堤防の設置

飯泉取水堰では、図-4 にみられるように、平成22年9月洪水後の左岸取水口付近におけるスコリアの 堆積がはなはだしく、取水の障害になる上、取水と同時にスコリアも取り込んでしまって、沈砂池にも大量 の沈積がみられ、何らかの対応が必要になった。取入れ口に隣接した第1号可動堰は径間長36mの転倒 堰であり、小出水時に転倒させることによって、直上流部の狭い範囲の排砂は可能である。しかし、効果的 な対策にはなりえず、上流部堆砂の排除工事に合わせて、取り入れ口周辺に堆砂したスコリアの排除と堆 積軽減のための仮設堤防の設置が計画された。

事務所の当初案では、図-9 にように、取り入れ口に接近した位置に仮設堤防を設けることにしていた。 三輪は、洪水時の砂礫の流入を軽減するためには、もう少し河道中央側に寄せた方が効果的になると判

断して, 図-9 の青太線の位置に設置するこ とを提案し, 採用された。 堰上下流の砂礫 堆形状から, 洪水時の主流は, 赤線のよう に堰の中央部を, 右から左に緩やかにカー ブしながら通過する。 取入れ口方向にも強 い流れではないが, 右から左に向かう流れ があり, 上流左岸寄洲の下流域に堆砂が発 生する。 少し弱い流れであるため, 粒径の 大きな石礫の堆積はなく, 粒径 1mm 程度 のスコリアが大量に堆積したのである。

仮設堤防は、×印をつけた取入れ口方 向に向かう流れを防ぎ、取り入れ口前への 堆砂を軽減させる目的で設置された。しか し、平常時の取水によって、堰上流に堰に 沿う青色線の流れが生じる。スコリアはこの 取水のための流れによっても移動するため、 7月の出水前でも、図-10にみられるように



図-9 飯泉取水堰における仮設堤防設置 (飯泉取水管理事務所提供図に三輪が加筆)

仮設堤防の下流端付近から取入れ口方 向に徐々に堆砂が発達していった。本年 9月の2,000m³/s 洪水では, 仮設堤防を 越流することはなく, 損傷もほとんどなかっ たので, 取入れ口方向に向かう流れを弱 めることができた。22年9月の洪水後のよ うな大量の堆砂は発生せず, ある程度の 効果を発揮したと言える。ただし, 昨年規 模の大きな洪水に見舞われた場合には, この仮設堤防の維持は困難であり, 取入 れ口前の堆砂も避けられないであろう。



図-10 飯泉取水堰仮設堤防下流端から取水口側への堆砂 (H.23.7.01 三輪撮影)

4.4 暫定的ゲタばき構造

本論で問題にしている堆砂は,現況河 床より低く設定された計画河床高に,可動 堰ゲート戸当り部の敷高を合わせて建設 したために発生している。障害軽減の方 法としては,根本的には,関連の河川改 修工事を促進することである。しかし,関 連の河川改修工事が著しく遅れる場合に おいては,「河川管理施設等構造令」の 解説書⁴⁾には,暫定改良工事実施計画を 策定して,暫定的な上げ越し構造(ゲート 戸当り部のゲタばき構造)とすればよいと 記されている。

新潟県の加治川第二頭首工や関川頭 首工, 十ヶ字頭首工(関川)などにその例 がある。



図-11 加治川第二頭首工のゲタばき構造 (右岸土砂吐ゲート, H.23.6 三輪撮影)

加治川第二頭首工は,昭和 42 年発生の羽越水害を契機とした河川改修事業と国営加治川農業水利 事業(S.39~49)との共同事業として建設された。新潟県が進めている河川改修工事が,暫定計画によっ ているため,頭首工の建設当時から,暫定構造物としてゲタが設置されている。洪水吐 3 門(L:31.80m× 3, H:4.77m),土砂吐 2 門(L:17.75m, H:4.95m),の全長 140.90m の全面可動堰であり,全可動堰に ゲタが設置されている。ゲタは,図-11にみられるように,H形鋼と木材で作った溝にコンクリートを流し込ん で固めるという簡単な構造である。その高さは、将来計画河床高と暫定計画河床高との差に相当する 1.55m である。昭和 44 年締結された協定書によれば、将来断面によって河川改修がなされるときには、河 川管理者によってゲタが撤去されることになっている。

ゲートとゲタとの間の水漏れや、アンダーフローによる上流水位制御の問題(ゲートの上下操作が頻繁 になること)、オーバーフローがなくゴミ処理の手間がかかることなどの問題は残るが、堆砂によるゲート閉 鎖障害問題は解消されている。 関川頭首工は、平成7年の水害を契機とした河川改修工事に合わせて全面改修された。関川の災害復旧は、「災害復旧助成事業」として実施された。この事業は、災害復旧事業費に助成費(改良費)を加えて 一定計画の下に施行し、5カ年で完成させるという改良事業である。関川頭首工については、将来計画河 床高に基づく構造設計を基本としながらも、可動堰部に、図-12のように助成計画河床高に合わせた嵩上 げコンクリートを設置し、可動堰ゲート高も戸当り部の嵩上げを考慮して、暫定時の高さによって製作され ている。可動堰ゲート3門のうち、中央部1門を調節ゲート(L:31.00m)としてフラップゲート(H:0.60m)付 きのシェル構造ローラーゲート(H:1.95m)とし、左右岸側の制水ゲート2門は、シェル構造ローラーゲート

(L:31.00m×2, H:2.65m)である。どのゲートにも, 高さ1.70mの嵩上げコンクリートによるゲタが設けら れた。このゲタばき構造によって可動堰ゲート戸当 り部敷上への堆砂はなく,ゲート操作障害は回避さ れている。

同じく関川に設置されている十ヶ字頭首工も、図 -13にみられるように、ほぼ同じゲタ構造を持ってい る。堰直下の河床は洗掘されていてプール状にな っているが、下流側の河床にはほぼゲタの天端高 に等しい高さに堆砂していることがわかる。もし、ゲ タばき構造になっていない場合には、ゲート直下に 嵩上げ高に匹敵する堆砂が生じ、ゲート閉鎖操作 に支障が出るものと推察される。



図-12 関川頭首工制水ゲートのゲタばき構造 (信濃川水系土地改良調査管理事務所提供資料より)



図-13 十ヶ字頭首工のゲタばき構造と堰下流部の堆砂状況 (新潟県関川, H.23.6 三輪撮影)



図-14 皆瀬頭首工正面図(上流からみる) (秋田県雄物川支流皆瀬川,平鹿平野農業水利事業概要図(H.22.3 作成)から)

4.5 複合堰タイプの堰構造

河川整備計画に基づく河川改修計画によって,将来計画河床高が定められる。そのさい,基本的には, 単断面河道であれば河道横断全幅が,複断面河道であれば低水路横断全幅が,計画河床高で同じ高さ に設定される。そして,その計画河床より上部の流下断面内に,堰の固定部を配置することができないため に,一般的に全面可動堰として建設される。

しかし、本論で取り上げた堆砂対策や施設の補修・維持管理に、多額の費用と人員が必要になることが 明らかになってきたため、近年に建設された頭首工で、一部に固定堰をもった複合堰が採用されている。 山形県寒河江川の昭和堰頭首工⁵⁾と高松堰頭首工、秋田県雄物川支流皆瀬川の皆瀬頭首工がその事 例である。

皆瀬頭首工は、国営平鹿平野農業水利事業によって平成21年に完成した。旧堰の左岸上流側のワンドに生息しているトミヨ(雄物川型)の保全のため、当初案の旧堰上流110mの堰位置を、下流方向に30m移動させたほか、左岸側に固定堰を配する構造とした。図-14にあるように、右岸の取入れ口側から土砂吐1門(L:15.0m, H:2.60m)と洪水吐4門(ローラーゲート1門L:30.5m, H:1.90m, ゴム堰3門L:33.0m×3径間, H:1.90m)、そして固定堰(L:92.66m)という複合堰である。固定堰を配することによる流下断面の減少は、可動堰部分の断面を大きくして対応している。

左岸固定堰部の上流側に大きな安定した寄洲があり,洪水の主流部は,右岸から河道中央の洪水吐部 分を通過するため,固定堰を配しても計画洪水流量の安全な流下は確保できる。敷高が低くなっている可 動堰部分は,河床の深くなる淵部にあたっているため,堆砂の問題も生じにくい。堰計画地点の河床形状 の現状と今後の安定性を判断して,堰の構造を柔軟に検討した例として大いに参考にすべき事例である。

5. 堆砂障害軽減のための対応策提言

5.1 設計段階での対応

頭首工上下流区間における堆砂による障害は、基本的には、現況河床より低い将来計画河床高に可動 堰ゲート戸当たり部の高さを合わせて建設したことに起因する。早期に河川改修工事が進行して、戸当り 部天端高と現地の河床高に大きな差がなくなれば、問題は解消する。しかし、今後とも河川改修工事の遅 れが予想される河川が多く、将来計画に見合った改修工事の実現見通しは立てにくい。そのため、暫定改 修計画を定めて工事を進めている河川も多くなっている。

今後の頭首工の計画や設計にあたっては,加治川第二頭首工や関川頭首工のように,暫定計画河床 高あるいは管理河床高によって,ゲタばき構造を設置することが一つの解決方法である。

また,皆瀬頭首工や昭和堰頭首工のように,寄洲と淵の位置が安定した河道区間では,一部に固定堰 を設けた複合堰についても検討すべきであろう。

5.2 既設頭首工における対応

既設の頭首工において, 堰の上下流で連続した堆砂が発生し, 可動堰ゲート直下にも堆積する場合, 洪水減水期のゲート操作によって, ゲート閉鎖を可能にしている場合も多い。しかし, ゲートが堆砂面に接 触したり, フラッシュした石礫がゲート下部にぶつかったりするほか, 片吊りによってゲート操作不能になる 場合もあるなど, 多くのトラブルが発生している。

そのため、堆砂した砂礫の排除を実行している頭首工も多い。飯泉取水堰では、神奈川県内広域の主要な水道水源として、昭和49年竣工以来、安定的な取水を続けるために、継続的に堰上下流の堆砂対策工事を実施してこざるを得なかった。水道取水は、毎日24時間休みなく取水しなければならないのに、土砂排除工事のために取水休止を余儀なくされるうえ、土砂排除のため、毎年、多額の費用をつぎ込んでいる。平成12年以降は、養浜事業と関連付けて、毎年15,000~20,000m³の土砂排除を実施しているが、その程度の掘削範囲では、すぐに埋め戻されてしまう。

何とか堆砂によるトラブルを免れている頭首工事例の解析や模型実験による検討から,堰の上流側寄 洲の1個分(流路幅の4倍程度)と下流側半個分(流路幅の2倍程度)くらいの区間での河床掘削を実施 すれば、1回の洪水に対しては、何とか堆砂障害の発生を抑えられることがわかっている⁶⁾。各頭首工で実 施されている土砂排除区間は、この1/5~1/10程度しかない場合が多いので、せっかく土砂排除を実行し ても、すぐに埋め戻されてしまうのである。また、昭和30~40年代に盛んに実施された砂利採取によって、 河床低下が進んで、橋脚や護岸の根元の河床が侵食される被害が発生した河川も多い。これ以上の河床 低下を進行させないために、土砂排除を認めていない河川もある。

河川改修工事の早急な進展が望めない場合は,暫定河床高あるいは管理河床高を設定して,暫定 的な上げ越し(ゲタばき)となる仮設構造の設置を検討する必要があろう。

【謝辞】

本研究を遂行するにあたって,飯泉取水管理事務所・渡部義明所長,農水省水資源課・山下正分析官,東 北農政局平鹿平野農業水利事業所・有森正浩所長(当時),農水省信濃川水系土地改良調査管理事務所・増 岡宏司課長,山田敏克専門官,岡山県・鶴海敏久氏,栃木県・福田靖夫氏,深川土地改良区・中嶋一隆参事, 加治川沿岸土地改良区連合・長野孝人事務局長,関川水系土地改良区・齊藤豊課長,信濃川左岸土地改良 区・大塚修課長,アルファ技研・高井和彦氏ほか多くの方々から,現地調査の手配・案内や貴重な情報・資料 の提供を受けた。研究のための費用は,河川整備基金助成(研究代表者:三輪 弌,助成番号:23-1271-001) のご援助に依った。記して心から謝意を表する。

【参考文献】

- 1) 三輪 弌(1991):現河床より低い敷高の頭首工における堆砂の予防対策, 農土論集 153, pp.93-100.
- 2) 高木強治,小林宏康, 浪平 篤 (2005): 森田頭首工の堆砂対策, 農土誌 73-10, pp.905-908.
- 3) 三輪 弌(1990):取水堰ゲート直下の堆砂のゲート操作によるフラッシュ過程,水工学論文集 34, pp.247-252.
- 4) 財団法人国土技術研究センター編(2010):改定 解説・河川管理施設等構造令,社団法人日本河 川協会発行,東京, p.191.
- 5) 三輪 弌(2010):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, H.22 応用水理研究部会講演集(農業農村工学会応用水理研究部会), pp.7-12.
- 6) 三輪 弌(1989): 模型水路実験による岡島頭首工上下流の河床掘削計画の検討,水理講演会論文 集 33, pp.707-712.

外来魚2種の巡航速度に関する遊泳実験

Experimental Study on Cruising Speed of Two Kinds of Alien Fishes

永吉武志*, ○大内威人**, 今西洋平***, 佐藤照男*, 嶋田 浩*, 高橋春實*, 小林由喜也* NAGAYOSHI Takeshi, OUCHI Takato, IMANISHI Yohei, SATO Teruo, SHIMADA Hiroshi, TAKAHASHI Harumi, KOBAYASHI Yukiya

1. はじめに

近年,生物多様性保全への取り組みが世界的な関心を呼ぶようになってきている.その ような情勢の中,わが国においては侵略的外来種の拡散による生態系や農林水産業などへ の被害事例が多数報告され大きな問題となっている.わが国における代表的な侵略的外来 種であるオオクチバスならびにブルーギルについては,2005年に施行された「特定外来生 物による生態系等に係る被害の防止に関する法律」で特定外来生物に指定されて以降,漁 具による捕獲,繁殖抑制,水抜き・干し出しなど,主に個体数の低減化を目的とした防除 事業が各地で実施されている.これらの手法は小規模な水域では一定の効果が認められて いるが,大規模な水域や頻繁に水の流出入がある水域では防除が困難な状況もみられる. 今後より効果的な対策を考えていくためには,他水域への侵入・逸出ならびに定着を阻止 するなどの予防的な観点からの対策もあわせて考えていく必要があり,そのためにはオオ クチバスならびにブルーギルの生態学的特長や遊泳能力などについての基礎的データの蓄 積と整理が必要である.

魚類の遊泳能力を評価する際には巡航速度や突進速度が一般的な指標として用いられ, これまでに,サケ・マス類(Blaxter, 1967)やアユ(小山, 1978; 鬼束ら, 2007)ウグイ (泉ら, 2006, 2008)などの淡水魚や,ホッケ・キツネメバル(今井, 1998)などの海水 魚を対象とした遊泳能力を評価するための研究が行われてきた.一方,オオクチバスなら びにブルーギルについては,産卵・食性・成長などの生態学的特長に関する研究は数多く 行われてきているのに対し,遊泳能力の評価に関する研究例は極めて少ない.

本研究では、オオクチバス、ブルーギルの遊泳能力を解明し、これら外来魚2種の分布 可能域の予測や防除方法の検討に資する基礎的知見を得ることを目的として、開水路での 巡航速度に関する遊泳実験を行った.

2. 実験方法

2.1 魚類の遊泳速度について

魚類の遊泳速度の代表的なものとして, 表-1 に示す巡航速度(Cruising speed)と突進速度(Burst speed)がある. 巡航速度は長時間(30~120分程度)泳ぎ続けることができる 遊泳速度のことで,一般的な魚類では標準体長の2~4倍の速度だといわれている. 一方, 突進速度は瞬間的(1~5秒程度)に出すことができる遊泳速度で,標準体長の10倍程度

***株式会社 男鹿水族館 Oga Aquarium Co.,Ltd.

キーワード:オオクチバス,ブルーギル,巡航速度

^{*} 秋田県立大学 生物資源科学部 Faculty of Bioresource Science, Akita Prefectural University

^{**} 秋田県立大学大学院 生物資源科学研究科 Graduate School of Bioresource Sciences, Akita Prefectual University

表-1 遊泳速度の分類

巡航速度(Cruising speed)	突進速度(Burst speed)			
長時間(30~120分)持続が可能な遊泳	瞬間的(1~5秒)に出すことが可能な遊泳			
速度	速度			
2~4BL/s	10BL/s 程度			
探索行動などの通常時に使用	捕食時や回避行動などの緊急時に使用			

の速度といわれている.本研究では、オオクチバス、ブルーギルの巡航速度を求めるにあたり、魚類の巡航速度に関する研究例の多くで採用されている 3,600 秒(60分)の遊泳時間を基準とした.また、魚道などにおいて、魚類が十分に能力を発揮して遊泳できる条件として、標準体長の 1/2 以上の幅と体高の 2 倍以上の水深が必要だといわれており(廣瀬・中村、1991)、こういった項目についても留意しながら実験を行った.

2.2 供試魚の確保と計測方法

供試魚は秋田県内で捕獲されたオオクチバス(43 尾, 9.8cm~36.2cm)ならびに福島県 内と宮城県内で捕獲されたブルーギル(12 尾, 9.8cm~15.5cm)を使用した.これら外来 魚2種の飼育・運搬に際しては「特定外来生物飼養等許可」を得た.捕獲時のストレスや 損傷を考慮し,一定期間以上飼育(水温:20℃±2℃)して実験に供した.実験は,長さ 10m,幅0.4m,高さ0.5mの可傾斜式開水路(図-1)で行った.



図-1 実験水路の概要

遊泳開始前には,所定の流速と水深を設定し,供試魚を入れた長さ0.6m,幅0.2m,高さ0.3mの挿入装置(図-2)を水路内に設置した.挿入装置のゲートは実験水路の下流側

になるように設置し,供試魚が自発的に流水 中へ移動して遊泳を開始させる方法で行った. 遊泳開始から時間を計測し,供試魚が力尽き て下流側の仕切網に張り付く,または網に尾 鰭を接触させて泳がなくなった時点を終了と し,遊泳行動を観察しながら遊泳時間を記録 した.遊泳終了後には供試魚の標準体長,体 高,体重の計測を行なった.実験に供した個



図-2 供試魚挿入装置の概要

体は各1回限りの遊泳とした.流速の計測は2軸電磁流速計(KENEK/VM2101)を使用 し,供試魚が遊泳区間で定位していた地点の180秒間の平均値(サンプリング間隔:10Hz) から流速を求めた.

3. 結果と考察

実験結果から、オオクチバス、ブルーギルの魚体長倍速度(流速を供試魚の標準体長で除した値)で表した遊泳速度と遊泳時間の関係は図-3のとおりである.オオクチバスの巡航速度は、遊泳時間の基準となる 3,600 秒(60分)付近のデータをみると、標準体長 7.5~15.0cmの個体で 2.5~4.0 BL/s の値を示しており、一般的な魚類の巡航速度と同様の範囲にあることがわかる.これに対し、15.0~37.5cmの個体の遊泳速度は、1.5~2.5 BL/s の範囲であった.一方、ブルーギルの巡航速度は、7.5~17.5cmの個体で 2.5~4.0 BL/s の範囲にあり、同じ標準体長のオオクチバスと同様な値となった.オオクチバスの遊泳速度は、魚体長倍速度で評価した場合に標準体長が増加するほど BL/s が低下する傾向がみられ、また、標準体長 15.0cm 付近が 1 つの境界になっている.



図-3 オオクチバス、ブルーギルの魚体長倍速度と遊泳時間の関係

図-4 は体長にとらわれない遊泳速度と遊泳時間の関係で整理したデータである.この結果から、オオクチバスの巡航速度は、標準体長 7.5~15.0cm の個体で 40cm/s 前後,15.0~ 37.5cm の個体で 50cm/s 前後の値を示している.一方、ブルーギルの巡航速度は、標準体長 7.5~17.5cm の個体で 40~50cm/s の範囲であった.オオクチバス、ブルーギルともに標準体長の増加に伴って遊泳速度も増加する傾向がみられるが、標準体長の違いによる遊泳 速度の差はそれほど大きくはない.また、オオクチバスについては、魚体長倍速度で評価 した場合と同様に標準体長 15.0cm 付近が遊泳速度の境界となっている.

図-3 でみられたオオクチバスの魚体長倍速度表示の遊泳速度と標準体長の傾向は,他の 魚種においても同様な指摘(塚本・梶原,1973;今井,1998;泉ら,2009)がなされてお り,このような結果となった要因として,オオクチバスの成長過程における捕食・摂餌戦 略(探索型から待伏型への移行)などが関与しているのではないかと推察された.



図-4 オオクチバス、ブルーギルの遊泳速度と遊泳時間の関係

なお、本研究で得られたオオクチバスの巡航速度は、Mitsunaga et al. (2005)が提示している値よりも大きな値を示したが、鈴木 (1999)の結果とは概ね一致した.

遊泳行動の観察においては、オオクチバス、ブルーギルともに 20cm/s 以上の流速条件下 でほとんどの個体に強い向流性が認められ、その際、流速がやや遅くなる水路の底面や側 壁付近を選択して定位遊泳する個体が多くみられた.これらオクチバスとブルーギルの遊 泳行動の傾向は、標準体長の違いに関係なく認められた.

4. 今後の課題

開水路におけるオオクチバス,ブルーギルの巡航速度に関する遊泳実験から以上のよう な知見が得られ,河川・水路などの比較的に流れの速い場所においてもオオクチバスなら びにブルーギルは移動が可能であり,分布域拡大の危険性があることが示唆された.

今後は,供試魚の標準体長の範囲を広げるとともに,突進速度や水温の影響などについ ても検討していきたい.

引用文献

Blaxter, J.H.S. (1967) : Swimming speeds of fish, FAO Conf. Fish Behav. Relation Fish. Tech. Tactics,

Bergen, Norway. Rev. Pap., 3, 1-32

廣瀬利雄,中村俊六(1991):魚道の設計,山海堂,1-376

今井義弘(1998):ホッケ,キツネメバルの遊泳速度(短報),北水試研報,53,25-27

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,農業農村工学会論文集,244,171-178

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

小山長雄(1978):アユの生態,中央公論社,505,1-176

Mitsunaga,Y., Shimizu,T., Suzuki,K. and Yamane,T. (2005) : Convenient Analysis of Swimming Mechanism of Largemouth Bass Using Digital Video Cameras Fisheries engineering, 41, 245-250

- 鬼束幸樹,秋山壽一郎,飯國洋平,山本晃義(2007):静止流体中の魚の突進速度に関する実験的研究,水工学論文集,51,1267-1272
- 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/WI-11, 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

フィールドにおけるイワナ稚魚の尾ひれの運動と遊泳速度 Movement of Tail beat and Swimming Speed of Char Fingerlings, *Salvelinus leucomaenis*, with Stamina Tunnel in Field

泉 完* 山村真弘** 加藤 幸* 東 信行*
*弘前大学農学生命科学部,〒036-8561 弘前市文京町3
**(株)東日本旅客鉄道仙台支社,〒980-8580 仙台市青葉区五橋1-1-1

1. はじめに

最近,河川に生息する遊泳魚の突進速度について新たな知見が実証的に明らかにされてきている¹⁾.一方,中・高速で泳ぐ魚はアジ型に分類され²⁾,紡錘型の魚体の1/3を振動させて尾ひれによって,遊泳速度を発揮することが古くから知られている³⁾.遊泳魚の尾の運動に関する実験的研究や運動力学的解析も数多く行われている⁴⁾.しかし,魚道のように淡水魚が局所的に速い流れ場を突進速度に近い速さで遊泳する際の尾部の運動能力については,依然として不明な点が多い.これらのことから,本研究では2008年から河川水を直接用いてヤマメ稚魚(*Oncorhynchus masou masou*)の尾ひれの動きと遊泳速度に関する実験を実施してきた⁵⁾.

そこで本報告は、魚種の異なるイワナ稚魚(Salvelinus leucomaenis)を用いて遊泳実験を行い、 イワナ稚魚が速い速度で遊泳する際の尾部の運動と遊泳速度との関係について考察したものであ る.

2. 実験装置と方法・項目

はじめに, 遊泳速度の計測方法について本実験では泉ら¹⁾の実験のようにスタミナトンネル(管 水路)を用い,現地の自然河川水を直接通水させたフィールド的観測方法を採用した.

実験場所は,青森県南津軽郡西目屋村にある養殖場内の野外(実験I),および岩木川中流部に 位置する岩木川取水堰(青森県弘前市)の左岸側魚道内(実験II)の2箇所である.実験は2008 年から2010年の8月初旬~9月中旬の1~4日間に管内流速を変化させて合計9回,午前10時~ 午後5時の間に行った(Table 1参照).実験番号はRunで表記した.実験日には天候と河川水温 も測定した.

スタミナトンネルは、ヤマメ稚魚の実験⁵⁾と同様に上方からの高速度カメラによる魚の遊泳動 態が視認し易いように透明アクリル製の長方形断面のパイプとした.水路幅について体幅の3倍 以上で魚の尾ひれの振れ幅の影響がないとされている⁶⁾.また、魚は体高の2倍以上の水深で遊 泳できるとされている⁷⁾.これらのことを考慮し、実験IのRun.1~Run.7の実験装置はFig.1に 示すように内径横5.0cm×縦3.0cm・4.0cm(魚の体高に応じて2種類)、長さ80cmの長方形透明 アクリルパイプで余水吐と整流板のあるマノメーター付きの貯水槽、供試魚を長方形パイプ内に 挿入するスタンドパイプとフレキシブルホース、流速調節用コックから構成されている.さらに、 長方形パイプの末端部は遊泳後の供試魚を採捕するため脱着式の円形の異形ソケットに連結され、 遊泳区間では長方形パイプの底面に目盛付きの白色版が取りつけてある.養殖場の水は直接河川 から取水されており、実験水は養殖場内の水路から水中ポンプで貯水槽に給水され、フレキシブ ルホース末端のコック出口から下流水路へ流下するシステムになっている.

実験ⅡのRun.8とRun.9では、スタミナトンネル内の流速を増加させるため実験装置を改良し、 現地魚道の末端に足場用単管で組み立てた架台の上に長方形パイプを水平に設置した(Fig.1). 断面は横10.0cm×縦5.0cmで長さ150cmである.実験Ⅰと同様に供試魚をパイプ内に挿入する

実験月	実験	供試魚 (イワナ)				管内代表流速		水泪	
日	番号	(尾)	平均全長	S.D.	平均体長	S.D.	V	S.D.	小価
2008年			(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm	•s ⁻¹)	(°C)
8月6日	Run.1	1	7.9	-	7.0	-	89	-	15.2
9月5日	Run.2	1	7.9	-	7.1	-	89	-	14.7
9月8日	Run.3	2	8.6	0.6	7.5	0.5	102	0	14.2
計		4							
2009年	_	_							
9月7日	Run.4	1	7.5	-	6.2	-	79	-	13.9
9月8日	Run.5	2	9.5	0.2	8.2	0.1	95	7	13.3
9月9日	Run.6	4	7.7	0.4	6.7	0.4	66	16	12.2
9月10日	Run.7	2	8.5	0.6	7.4	0.8	69	5	12.6
빠		9							
2010年									
9月16日	Run.8	6	9.7	1.1	8.4	1.0	121	10	17.3
9月17日	Run.9	6	9.7	1.3	8.3	1.0	120	11	17.2
計		12							
스 卦		25	80	12	77	1.0			

Table.1 実験日と実験条件および供試魚





実験 I

実験Ⅱ

Fig.1 実験装置の概要

45°傾斜型スタンドパイプとパイプの底面に目盛付きの白色板があり、入口部に長さ100cm・内径 10cm の円筒パイプを接続した.河川水は現地魚道の越流水脈を通して直接パイプに通水されている.

供試魚の遊泳速度の測定は、長方形パイプの上方に高速度カメラ(素子解像度 512×480 ピクセル)を設置して、遊泳区間内の供試魚の遊泳動態を撮影・録画した.高速度カメラの計測区間は約 34cm で、高速度カメラの録画速度は 1/250 秒で既往の研究より精度を高めた.また、供試魚の体形は遊泳の際のストレスを考慮して遊泳後に計測した.実験I・実験IIともそれぞれ脱着式の長方形管水路末端部、パイプ末端部で採捕し、体幅をノギスで測定・写真撮影した.供試魚の全長・体長・体高は、写真画像から正確に計測した.実験に供した個体は1回限りの遊泳とし、流量を1回ごとに出口部で5回実測した.

3. 供試魚

実験Ⅰ・Ⅱで用いた供試魚はいずれも上述した養殖場のイワナ稚魚である.実験Ⅱでは実験日 前日にイワナ稚魚を養殖場から実験地点に搬入し河川内の生簀で畜養した.計測したイワナ稚魚 は**Table 1**に示すように25尾, 平均全長8.9cm, 平均体長7.7cmである.

4. 供試魚の運動の解析方法と管内代表流速の算定方法

供試魚の魚体運動の追跡は、高速度カメラの計測区間を流れが定常状態に移行したと判断され た時点での供試魚の遊泳地点を計測開始地点とし、その地点から前進していった動画を1/250秒間 隔で1コマずつ再生した.供試魚の尾ひれの先端と吻端の2点をトレースした.魚の対地速度は、 高速度カメラで計測した遊泳距離とそれに要した時間から求めた.遊泳速度は、実測流量と、管 の通水断面積から魚体の最大横断面積を差し引いた面積を用いて断面平均流速を求め、これに魚 の対地速度を加えて算出した.また、高速度カメラで計測した供試魚は、遊泳区間をいずれも1 秒以上持続して遊泳した個体で、尾ひれの振動数は振数から1秒間あたりに換算し求めた.

5. 実験結果と考察

実験時の天候は晴れまたは曇りで,河川水温は実験 I ・Ⅱでそれぞれ12.2~15.2℃と約17℃ (Table 1) でイワナ稚魚の遊泳には支障のない条件である.

5.1 尾ひれの振幅

Fig.2, **Fig.3**はイワナ稚魚のそれぞれ吻端と尾ひれと吻端の振幅と振動数,および遊泳速度との 関係を示したものである. Bainbridge³⁾は,尾ひれの振幅を魚の吻端から尾ひれの最も後方の先端 部の長さ(全長)の比で表わして振動数との関係を整理している.したがって,いずれも縦軸は 振幅と全長との比である.図にはヤマメ稚魚⁵⁾,および**Fig2**にはニジマス(*Oncorhynchus mykiss*) とウグイ(*Leuciscus leuciscus*)³⁾, **Fig.3**にはニジマス⁸⁾の結果も一例として示した.

イワナ稚魚の遊泳速度は105~257cm・s⁻¹,尾ひれの振動数は17.9~35.4Hzである.ヤマメ稚魚で は84~190cm・s⁻¹の遊泳速度で20.8~37.6Hzの振動数を発揮しており,イワナ稚魚もBainbridge³⁾や 梨本⁸⁾よりも遊泳速度や尾ひれの振動数が高い範囲である.Bainbridge³⁾は,尾ひれの振動数が5回 以上では振幅/全長の値は全長によらず遊泳速度や振動数が変化してもほぼ一定であり,ウグイ, ニジマス,金魚(*Carassius auratus*)の3魚種平均値で0.18を得ている.梨本のニジマス⁸とヤマメ



Fig.2 振幅と振動数の関係



Fig.3 振幅と遊泳速度との関係

稚魚⁵⁾でもこの傾向が認められ,それぞれで0.15,0.13(標準偏差0.02)である.イワナ稚魚についてこれらの関係を調べると振幅/全長の値は既往の実験と同様にばらつくものの遊泳速度や振動数が変化してもほぼ一定の傾向を示し,イワナ稚魚はヤマメ稚魚とほぼ同じ0.12(標準偏差0.01)となった.ヤマメ稚魚とイワナ稚魚の2魚種ともに極めて近似する値である.ウグイ・ニジマスの実験より小さいのは実験に用いた供試魚のサイズが2魚種ともに小さいことなどが影響していると考えられる.

一方, 吻端の振幅/全長の値は平均0.043でヤマメ稚魚の0.039と同じである. 魚の吻端の振幅は 体長比で0.015~0.030程度との報告⁹⁾がある. 本実験の体長比ではヤマメ稚魚の0.047と同じ0.05で 既往の報告よりやや大きい. これらの理由として尾ひれを高速で振動させるためその反動で頭部 は左右にやや大きく振動するものと考えられる.

ここで、魚が尾ひれを規則的に振って遊泳できる通路幅について調べると、既往と本実験の結果から余裕を見て仮に全幅の 1.5 倍を見込むとすれば、振幅/全長の 3 倍に相当する.いま、その比が大きい 0.18³⁾を用いると通路幅は全長の約 0.5 倍に相当する.体長の倍数で示すと、全長と体長の比は本供試魚やヤマメ稚魚⁵⁾と鈴木¹⁰⁾より約 0.9 程度であるので、体長の約 0.6 倍となる.本実験の稚魚の場合では 0.12 であるので体長比では約 0.4 倍となる.

この値を用いると本実験の体長の上限値は実験 I で 8.2cm (実験で使用した水路幅 5cm),実験 II で 11.3cm (実験で使用した水路幅 10cm) であるので全幅の 1.5 倍を見込んだ通路幅はそれぞれ 3.3cm と 4.5cm となる. ヤマメ稚魚も同様なことが言え,尾ひれを規則的に振って遊泳できる通 路幅について今後の参考になる.

塚本・梶原⁶は,前述したように魚が遊泳できる幅について体幅の3倍あれば影響ないとして おり,本実験でもこれを適用している.実験Ⅰと実験Ⅱのイワナ稚魚の最大体幅はそれぞれ 1.11cm, 1.35cm であるので3倍値は3.3cmと4.1cm になる.全幅の1.5倍を見込んで求めた通路 幅(それぞれ3.3cm, 4.5cm)は体幅の3倍値と概ね一致することがわかる.

5.2 遊泳速度と尾ひれの振動数

遊泳速度 V と尾ひれの振動数 F との間には Bainbridge³⁾により魚の全長 L との関係で比例関係 にあることが知られている. 遊泳速度 V を全長 L の倍数 (V/L) で表し, V/L と F との関係は (1) 式で与えられている.

 $V/L = k_1 (F - \alpha)$ (1)

V: 遊泳速度, k₁, α: 係数, L: 全長, F: 尾ひれの振動数

ウグイ,ニジマス,金魚の3魚種をまとめて整理した(1)式の係数は $k_1 = 0.75$, $\alpha = 4/3$ を得て いる. また, これらと同じ紡錘型のマアジ(Trachrus japonicus)では, 遊泳速度約 50cm・s⁻¹まで の条件で $k_1 = 0.73$, $\alpha = 2.02$ (ただし, L は尾叉長を用いている) の報告もある¹¹⁾.

梨本⁸⁾は尾部の運動を魚体の重心を中心とする単振動と見なした力学的考察から, 遊泳速度 V は全長 L と尾ひれの振動数 F との積で表せるとして調べ、ニジマスの実験式として(2)式を得 ている.

$$V = 0.92L \ (F - 1.3)$$
 (2)

(V, F は前出)

(2) 式は Bainbridge³⁾と同じ形であるが、式の傾きの係数は、遊泳速度の整理方法によって異な っている.本報告では、ヤマメ稚魚と同様に全長の倍数が大きい範囲で調べられた Bainbridge³⁾ の整理方法にならい V/L と F との関係を調べた.

Fig.4は、*V/L*と*F*との関係を示したものである.図にはヤマメ稚魚、ウグイ、ニジマス、金魚 ³⁾,および,ニジマス⁸⁾の遊泳速度 V のデータを V/L で再整理してそれぞれ加えて示した.図から 一気に遊泳したイワナ稚魚は、尾ひれを 1 秒間に 17.9~35.4 回振ることによって全長の 13~25 倍(体長の15~29倍)の速度を発揮している. Bainbridge³⁾の結果より大きな振動数域において, ばらつきが見られるもののヤマメ稚魚⁵⁾と同様に V/L と F との間には直線的な比例関係が認めら れる. その傾向はヤマメ稚魚と極めて類似している.

このことから、本実験では実験装置や游泳条件などの実験環境が異なっても上述した既往の結 果と同様にその傾向が極めて近似しており、V/LとFとの間に(1)式の一般則が成立することが わかる.そこで、すでに得られている Bainbridge³⁾と梨本⁸⁾のデータに高振動域のヤマメ稚魚およ び本実験結果を補充して実験式を求めることにした.そして、イワナ稚魚およびヤマメ稚魚を含



Fig.4 遊泳速度と振動数との関係

めた 5 魚種の(1)式の係数を最小自乗法で再整理すると(1)式の係数として, k₁=0.76, α=1.04 となる. この式から,魚が全長の 13 倍(体長の 15 倍)を越える速い速度で遊泳するときの尾ひれを 振る能力を知ることができる.ただ,ヤマメ稚魚については 2011 年も実験を行っているのでこれ らとの比較検討も今後必要である.

遊泳速度 V と尾ひれの振動数 F との関係において,魚が尾ひれを規則的に振って遊泳できる最 小遊泳速度が存在し,最小遊泳速度のときの尾ひれの振動数を最小振動数と定義されている¹²⁾. この点についてイワナ稚魚ではこれらを測定していないので今後の課題である.

6. まとめ

魚が瞬間的に速く遊泳するときの尾部の運動能力を明らかにするため、イワナ稚魚を対象にし て河川水をもちいて遊泳実験を行った.その結果、高速度カメラで撮影した画像からイワナ稚魚 の尾ひれの動きと遊泳速度に関する以下の知見を得ることができた.

(1) イワナ稚魚の尾ひれと吻端の振幅と全長との比は,尾ひれの振動数や遊泳速度が増加して も一定で,それぞれ 0.12, 0.047 となりヤマメ稚魚と近似した.

(2) イワナ稚魚(平均全長 9.9cm, 平均体長 7.7cm)は尾ひれを1秒間に 18~36 回振って全長の 13~25 倍(体長の 15~29 倍)の速度で遊泳する能力があることを示した.高振動数域でも ヤマメ稚魚と同様に振動数と遊泳速度との間に比例関係が認められ,その傾向は 2 魚種ともに 近似した.

(3)イワナ稚魚およびヤマメ稚魚の高振動域のデータも加え5魚種(イワナ稚魚,ヤマメ稚魚, ウグイ,ニジマス,金魚)の遊泳速度と尾ひれの振動数に関する実験式を得た.

謝辞:青森県南津軽郡西目屋村の三上養殖場,弘前市上下水道部,各関係機関にはご便宜をいただいた.弘前大学農学生命科学部研究室ゼミの学生諸氏からは多大の協力をいただいた.ここに記して 心より感謝致します.また,本研究は科研費(基盤研究(C),代表:泉完)を受けている.

引用文献

- 1)泉 完,山本泰之,矢田谷健一,神山公平(2009):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,農村工学論集,261:73-82.
- Breder ,C.M.. (1926) : The locomotion of Fishes, Zoologica (scientific contributions of the New York Zoological Society) , 4(5), 159-297.
- 3) Bainbridge, R (1958) : The Speed of Swimming of Fish as related to Size and to the Frequency and Amplitude of the Tail Beat, Experimental Biology, **35**, 109-133.
- 4) 例えば, Lighthill, M.J. (1960): Note on the swimming of slender fish, Fluid Mechanics, 9 (2), 305-317.
- 5)泉 完,山村真弘,加藤 幸,東 信行(2011):高速流条件におけるヤマメ稚魚の遊泳速度と尾ひ れの運動,平成23年度農業農村工学会大会講要,124-125.
- 6) 塚本勝巳, 梶原 武:魚類の遊泳速度と遊泳能力,水産土木, 10(1), 31-36.
- 7) 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.
- 8) 梨本勝昭(1980): 魚の尾の動きと遊泳速度との関係,日本水産学会誌,46(3),307-312.
- 9) 梨本勝昭(1983): 魚の遊泳速度と尾部の振動数,海洋科学, 15(4),184-188.
- 10) 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.
- 11) 徐 剛, 有元貴文, 井上 実(1988): マアジ *Trachrus japonicus* の遊泳速度の測定, 日本水産学 会誌, **54**(9), 1493-1497.
- 12) Hunter, J.R. and Zweifel, J.R. (1971) : Swimming speed, Tail Beat Frequency, Tail Beat Amplitude, And Size in Lack Mackerel, *Tracburus symmetricus*, And Other Fishes, *Fishery Bulletin*, **69**(2), 253-266.