

令和5年度応用水理研究部会 講演集



令和5年12月2日

東京大学農学部フードサイエンス棟中島ホール

(公社) 農業農村工学会応用水理研究部会

令和5年度応用水理研究部会講演会プログラム

| 開始時刻 | 課題番号 | 講演者 | 題目 | ページ | | |
|-------------------------|----------------|----------------|--|-----|--|--|
| 8:55 | 開会挨拶 髙木強治 | | | | | |
| 第1セッション 座長:田畑俊範 | | | | | | |
| 9:00 | 発表課題1 | 渡邊佳成 | 起伏ゲートの状態を考慮した農業用水路 | 1 | | |
| \sim 9.20 | | | におけるアユの遡上シミュレーション | | | |
| 9:20 | 発表課題2 | 厚東七海 | 平面二次元生態水理解析を用いた人為的 | 8 | | |
| \sim | | | 流量変動が魚類生息環境に及ぼす影響の | | | |
| 9:40 | 惑 幸 钿 晒 つ | 网步一 | 評価 | 1 1 | | |
| 9:40 | 光衣 誄起 3 | - 忍央 | 黒担空洛左上ののる辰耒水姶にわりる黒 類の移動行動 | ΤT | | |
| 10:00 | | | | | | |
| 10:00 | 発表課題 4 | 木村延明 | ベイズ推定の近似手法を用いた不確実性 | 20 | | |
| \sim 10.20 | | | を考慮したニューラルネットワーク予測 エデルの其礎的検討 | | | |
| 10.20 | | /+ 珀 | ・10.20- 10.20 | | | |
| | | 小忠 | : 10:20~10:30 | | | |
| | | 第2セッシ | ョン 座長:鈴木哲也 | | | |
| 10:30 | 発表課題 5 | 竹内雄人 | キャピラリ数が吸水過程に与える影響に | 24 | | |
| ~ 10.50 | | | ついて | | | |
| 10:50 | 発表課題6 | 岩瀬充季 | 排水解析モデルを用いた反復利用地区に | 28 | | |
| \sim | | | おける取水ゲート操作の判断検証 | | | |
| 11:10 | ≫ ± === 15 - 7 | 井匠丨牛 | | 2.4 | | |
| $11:10$ \sim | 免衣課題 / | 秋原大生 | 既設官水路で発生する地震時動水圧の数 値計質注に関する検討 | 34 | | |
| 11:30 | | | | | | |
| 11:30 | 発表課題8 | 羽田野袈裟義 | 開水路定常流の水面形計算の向きの理由 | 36 | | |
| ~ 11.50 | | | | | | |
| 11:50 (十拍・11-50-12-00 | | | | | | |
| 11:50~13:00 | | | | | | |
| 第3セッション 座長:高木強治 | | | | | | |
| 13:00 | 特別講演 | 三輪 弌 | 川の流れの原理に基づく河川取水 | 40 | | |
| \sim 13:40 | | | | | | |
| 13:40 | 発表課題9 | 古澤大賀 | 慣性効果と二層流体の置換現象の関係に | 64 | | |
| \sim | | | 関する実験 | | | |
| 14:00 | & 主理頭 10 | | 捕タ湾に対する下水加亜山本の営業作の | 66 | | |
| ~ | 九 | /貝山 <i> </i> 円 | 時夕/時にわりる「小処/生田木の木食塩の 影響解析に向けた3次元の座標系モデル | 00 | | |
| 14:20 | | | の開発 | | | |
| 休憩:14:20~14:30 | | | | | | |
| | | | | | | |

| 第4セッション 座長: 木村延明 | | | | | |
|------------------|--------------|-------------|------------------------------------|----|--|
| 14:30 | 発表課題 11 王 霄逸 | | Numerical Experiment for Non-Darcy | 71 | |
| \sim | | Xiaoyi Wang | Flow Formulation | | |
| 14:50 | | | | | |
| 14:50 | 発表課題12 | 窪田知紘 | 護床ブロック域の水面変動に着目した落 | 75 | |
| \sim | | | 差工形状の検討 | | |
| 15:10 | | | | | |
| 15:10 | 発表課題13 | 浅田洋平 | 佐渡島における幹線パイプライン内の圧 | 81 | |
| \sim | | | 力変動特性 | | |
| 15:30 | | | | | |
| 15:30 | 発表課題14 | 鈴木哲也 | 水撃作用と管材変形の非接触計測を援用 | 83 | |
| \sim | | | したパイプラインの擬似漏水検出 | | |
| 15:50 | | | | | |
| 15:50 | | | 閉会挨拶 髙木強治 | | |

起伏ゲートの状態を考慮した農業用水路におけるアユの遡上シミュレーション

Simulation Model for Upstream Migration of Ayu (*Plecoglossus altivelis*) in an Agricultural Channel Considering Condition of Tilting Weirs

 ○渡邊佳成*・藤原正幸*・一恩英二**・長野峻介**・泉智揮***・吉岡秀和****
 WATANABE Kanaru*, FUJIHARA Masayuki*, ICHION Eigi**, CHONO Shunsuke**, IZUMI Tomoki***, and YOSHIOKA Hidekazu***

1. はじめに

海域に直接流出する農業用水路においても,河川 と同様に回遊魚が遡上・降下することある. 一恩ら (2013)は石川県の手取川扇状地に位置する七ヶ用 水の一部である山島用水 4-2 号水路の下流部 3.5 kmの区域(Fig.1 の太線部)を対象とした現地調査 において,7種の魚類が海域から遡上することを報告 している. この区間には落差工(下流から d1,d2,...,d19)が合計19ヶ所設置され,そのうち,d8, d10, d11, d13, d15, d17には水位制御のため起伏ゲー ト(Fig.2)が設置されている. 一般に落差工は魚類の 円滑な遡上を阻害していると考えられている(多胡 ら,2000;鬼塚ら,2008). 遡上阻害を軽減するため には,まずは遡上実態を明らかにする必要がある.

以上のような背景から, PIT タグ (Passive Integrated Transporter Tag)を用いた現地調査とともに数値モデ ルでの検討を進めている. Iima (2021)は Fig.1 の対 象水路においてアユの遡上シミュレーションモデル を構築し,アユの遡上が起伏ゲートにより阻害され ていることを示した.本研究では Iima (2021)のモ デルの水路部における遊泳モデルを遊泳曲線に基づ くものに変更するとともに,落差工部においては跳 躍遡上も可能としたモデルを加え,起伏ゲートの状 態 (起立,転倒)を考慮することができるモデルを構 築し,起伏ゲートの状態によるアユの遡上状況の違 いについて検討した.



Fig.1 七ヶ用水(一恩ら, 2013)



Fig.2 起伏ゲート

^{*} 京都大学大学院農学研究科 Graduate School of Agriculture, Kyoto University

^{***} 石川県立大学生物資源環境学部 Faculty of Bioresources and Environmental Sciences, Ishikawa Prefectural University **** 愛媛大学大学院農学研究科 Graduate School of Agriculture, Ehime University

^{*****} 北陸先端科学技術大学院大学先端科学技術研究科 Graduate School of Advanced Science and Technology, Japan Advanced Institute of Science and Technology

キーワード:回遊魚,農業水路,数値シミュレーション,七ヶ用水

2. 遡上モデル

Iima (2021) のモデルと同様にアユの遡上は水路 部と落差工部に分けてモデル化する.

2.1 水路部のモデル化

水路部において lima (2021)のモデルでは魚類 が体長に比例した巡航速度で遡上すると仮定して おり,遊泳速度が水路流速とは無関係に決められ ていた.ここでの巡航速度とは,60分程度遊泳を 維持できる速度の中で最大の速度である(塚本・ 梶原,1973).鬼束ら(2011)の水理実験によると, 遊泳速度の最頻値が流速の増加とともに増加して いることが示されている.このことから,アユは流 速の増加に伴い流されまいと遊泳速度を増加させ ると考えられる.また,鬼束ら(2010)ではアユ の上流方向遊泳速度を体長で除した値の分布はほ



ぼ正規分布となっていることも示されている.よって本研究では次式に示すように水路流速を基準として遊泳速度の期待値を決定し,正規分布に従ってばらつきを持たせることで個々の魚の遊泳速度を設定する.

$$X \sim N(aV_{Channel}, \sigma_{Cruise}^2)$$
(1)

ここでX (m/s) は遊泳速度, a は定数, $V_{Channel}$ (m/s) は水路流速, σ_{Cruise} (m/s) は標準偏差である.

Fig.3 は、塚本・梶原(1973)によって測定されたアユ(体長 14cm)の遊泳曲線である.水路 部では、等流を仮定した水路流速を基準としてアユの遊泳速度が決定され、Fig.3 からその遊泳速 度での遊泳時間が求まる.本研究では、遊泳時間まで泳ぎ続けたアユは 30 秒間水路の流れに沿っ て流され、その後再び泳ぎ始めるようにモデル化した.

2.2 落差工部のモデル

落差工部は流速が速いので突進速度(1~数秒程度しか持続できない最大遊泳速度)で遊泳す ると考えられる.さらに、起伏ゲートが起立した場合、落下流速が大きくなり、突進速度を超え ると魚類個体は遊泳遡上を諦め、跳躍遡上を試みるようになる(鬼束ら、2008).この現象を考慮 するために、d8,d10,d11,d13,d15,d17に設置されている起伏ゲートの転倒時と起立時で分けてモ デル化を行う.なお、起伏ゲートの転倒時と起立時の落下流速は粒子法による計算結果を用いる (Iima, 2021).

2.2.1 起伏ゲート転倒時の落差工部と起伏ゲートのない落差工部

起伏ゲート転倒時および起伏ゲートのない落差工の落下流速の最大値はアユの突進速度を著

しく超過することはないため、全ての落差工部でアユが遊泳遡上を試みると仮定する. 落差工部 での遊泳速度は lima (2021) と同様に突進速度を表す式(2)を用いる.

$$V_{Burst} = bB_L \tag{2}$$

ここで V_{Burst} (m/s) は突進速度の期待値, B_L (m) は体長, b は定数である. 一般的に突進速度は体長の 10 倍程度であると言われているが, 30 倍以上になるとする研究もある(鬼束ら, 2009). また Iima (2021) によると, 観測結果の状況を表せているほとんどの場合において b=20 の値が用いられている. これらより本研究でも b=20 を採用する. なお, 突進速度も正規分布に従うとして,標準偏差は期待値の 0.3 倍とした. 落下部の流速以上の遊泳速度があれば遡上するとし,遡上できたアユは上流側水路を再び泳ぎ始めるとして計算した.

2.2.2 起伏ゲート起立時の落差工部

起伏ゲートの起立時には落差が大きくなり 落下流速が魚の突進速度をはるかに越える ため、アユは跳躍遡上を試みると考える.

鬼束ら(2003)は水位落差が 0.37m のプール タイプ魚道においてオイカワの遡上状況を 観察し,その結果この条件下で遊泳遡上する 個体はおらず,全ての個体が跳躍遡上に挑 んでいたことを報告している.Fig.4 にオイカ ワの体長 B_L と跳躍を開始する際の鉛直方向 初速度 \hat{v}_{f0} との関係を示す.×は下流方向に 跳躍し失敗した個体, Δ は上流方向に跳躍し たが高さが足りず失敗した個体,〇は上流方



向に跳躍し成功した個体を表している.これよりオイカワの跳躍行動について,初速度の鉛直方 向成分は体長に比例する傾向が認められ,式(3)が得られる.

$$\tilde{v}_{f0} = 20B_L \tag{3}$$

ここで \tilde{v}_{f0} (cm/s), B_L (cm) はそれぞれオイカワの初速度の鉛直方向成分と体長である. また初 速度と最高跳躍高との関係から,オイカワの最高跳躍高は空気抵抗を無視した単純な鉛直投げ上 げ運動として式(4)で近似できることが分かった.

$$h_{max} = \tilde{v}_{f0}^2 / 2g \tag{4}$$

ここで *h_{max}* (cm) は最高跳躍高, g は重力加速度である.

今回のモデルでは上記のオイカワで得られた知見をアユにも適用できると考える. 起伏ゲート が起立している場合,アユは跳躍遡上を試み,算出された h_{max} が実際のゲート高(下流水面から ゲート頂までの高さ)である 70cm を超えている場合に遡上が成功するとモデル化した. また $\tilde{v}_{f0}/B_L \sim N(20, 10^2)$ と仮定する. 期待値は突進速度における係数 b と一致しており,標準偏差の値 は Fig.4 から推定した.

2.2.3 跳躍インターバル

塚本・内田(1990)は、1日を4つの時間帯(8:00-14:00, 14:00-20:00,20:00-2:00,2:00-8:00)に分けて、体長7cm前後の アユ 697 匹の跳躍遡上状況を野外実験装置で観測した.落下水 流に刺激を受けて跳躍したアユが、水槽に浮かべた高さ5cmの バスケット内に入った数をカウントした実験である.その結果 20:00-8:00の12時間においては跳躍を行う個体はほとんど観 -察されず、14:00-20:00には8:00-14:00の約5倍の個体が遡上した.

Table 1 遡上インターバル

| | インターバル |
|-------------|--------|
| 8:00-14:00 | 15分 |
| 14:00-20:00 | 3分 |
| 20:00-2:00 | |
| 2:00-8:00 | |

これらを考慮して, 落差工部でのシミュレーションでは各個体が Table 1 に示す時間間隔で遡 上(上流に向けた跳躍)を試みると仮定する. つまり 14:00-20:00 では全く遡上を行わず, 8:00-14:00, 14:00-20:00 はそれぞれ 15 分, 3 分のインターバルで遡上を試みると仮定する.

3. シミュレーションケース

1000 匹のアユを 14:00 に d8 (起伏ゲート付きの落差工)の直下に放流し, 1 週間の追跡を行い, d11 (起伏ゲート付きの落差工)の直下までの遡上状況を計算する.単位幅流量 q は現地観測に基 づいて 0.13m³/s と 0.20m³/s の 2 ケースとする.また,式(1)のパラメータ a と o_{Cruise}に関しては, 鬼束ら (2010)の流水中を単独で遊泳するアユの挙動解析実験の条件と対象水路の流速を比較し た結果から, a=(1.6, 1.7, 1.8), o_{Cruise}=(0.2, 0.3)を組み合わせた 6 種類とする.d8 から d11 の間 には d10 に起伏ゲートが設置されている.単純化のため,計算ケースは全ての起伏ゲートが倒れ ている状態と起立している状態の 2 ケースとし,その比較から起伏ゲートの状態が遡上状況に与 える影響を検討する.

4. 結果と考察

PIT タグを用いた調査で得られた d8-d11 (距離約 870m) における 13 個体の遡上デ ータを Table 2 に示す. d8 において最後に 検知された時間と d11 で初めて検知された 時間,その遡上にかかった時間を記してい る.アユは 2 時間から 143 時間の範囲で遡 上している.オレンジ色の部分はシミュレ ーション結果との比較に用いるデータを 表している.その他のデータはシミュレー ションにおける d8 での放流時間と大きく 異なることから,今回の考察では利用して いない.

| 最終感知時間(d8) | 初感知時間 (d11) | 時間(h) |
|---------------|---------------|-------|
| 6/11 14:33:00 | 6/11 16:33:00 | 2.0 |
| 6/11 13:35:00 | 6/11 16:18:00 | 2.7 |
| 6/14 12:38:00 | 6/14 15:25:00 | 2.8 |
| 7/8 0:00:00 | 7/8 4:00:00 | 4.0 |
| 6/14 21:27:00 | 6/15 3:54:00 | 6.5 |
| 6/11 12:41:00 | 6/11 19:56:00 | 7.3 |
| 6/14 17:30:00 | 6/15 4:49:00 | 11.3 |
| 5/28 15:06:00 | 5/29 13:50:00 | 22.7 |
| 6/26 12:16:00 | 6/28 9:03:00 | 44.8 |
| 6/12 17:38:00 | 6/15 0:12:00 | 52.6 |
| 6/11 16:04:00 | 6/14 8:09:00 | 64.1 |
| 6/2 13:20:00 | 6/5 14:27:00 | 73.1 |
| 6/5 14:11:00 | 6/11 13:13:00 | 143.0 |

Table 2 実際の到達時間(d8-d11)

Fig.5には全ての起伏ゲートが転倒時(図中(a), (b)), 起立時(図中(c), (d))の d11 まで遡上した割合を時系列に示している. 図中の各系統は3ケースのaと2ケースの σ_{Cruise} をパラメータと

した6ケースで色分けされている. 図中のオレンジ色の線は実際に遡上が確認された時間であり、 Table 2 のオレンジ色のデータと対応している. これらを比較すると,流量による遡上時間の違い はあまりないが,起伏ゲートの起立によって遡上に多くの時間を要することが分かる. また各ケ ースにおいて計算結果で遡上が見られる時間帯で実際に遡上が観測されていることが分かる. 観 測データでは9匹のうち8匹が4日以内に遡上している一方,シミュレーションでは転倒時・起 立時ともに90%以上の個体が4日以内に遡上を完了している. 4日以内に遡上しなかった1匹は 約143時間をかけて遡上しているが,これはあるプールの中で留まっている,あるいは d8 から d11の間を回遊していると考えられ,今回の計算では表せていない. また観測データでは9匹のう ち4匹が1日目に遡上を完了しているが,シミュレーションでは転倒時には約95%の個体が,起 立時には約60%の個体が1日目で遡上を終える結果となっている. シミュレーションの方が観測 データと比べ短い時間で遡上している個体が多いが,これは用いた遊泳曲線の影響もあると考え られる. Fig.3 のデータは体長14cmのアユであるが,観測データでのアユの体長は10cm 程度で あったため,実際の遊泳時間が短くなる可能性がある.また,アユの遡上が観測された時の d10 の起伏ゲートの状態が不明であることから,今回のシミュレーションの条件が遡上した時点での 起伏ゲートの状況を正確に表しているかどうかはわからない.

5. おわりに

本研究では起伏ゲートが転倒・起立した状態での d8 から d11 までのアユの遡上シミュレーションを行った. それぞれの条件下での遡上状況について比較した結果,起伏ゲートの起立によって遡上により多くの時間を要することが明らかになった. 具体的には,転倒している状態ではほとんどがその日のうちに遡上するが,起立している状態では,半数強がその日のうちに遡上するが,残りは次の日以降に遡上が完了する.また実際の遡上データと比較することでその妥当性について議論した.その結果,比較的短時間で遡上を行う個体については再現できることが分かった.今後は跳躍のインターバルやモデルに用いたパラメータがシミュレーション結果に与える影響を検討するとともに,水路全体にわたる遡上シミュレーションを行い,遡上時間全体に対して落差工部に滞留している割合なども検討する予定である.

謝辞:本研究は、日本学術振興会科学研究費補助金(基盤研究(B))(課題番号:22H02456,代表:藤原正幸)の支援を受けて実施された.

参考文献

- ー恩英二, 能登達也, 山本邦彦, 長野峻介, 上田哲之 (2013): 海域に流入する農業水路における淡水魚類の遡上と分布について, 雨水資源化システム会誌, 19(1), 19-28.
- Iima K. (2021) : Fish ascending Simulation in an Agricultural Channel with Hydraulic Drops, Master's thesis, 40p.
- 鬼束幸樹,秋山壽一郎,森悠輔,小林達也,飯國洋平(2008): 階段式魚道におけるプール間落差と 遡上率の関係,応用力学論文集, vol.11, 677-688.





- 鬼束幸樹,秋山壽一郎,竹内光,小野篤志(2010):流速変化が単独アユの遊泳特性に及ぼす影響, 水工学論文集,54,1309-1314.
- 鬼束幸樹,秋山壽一郎,竹内光,大西浩史(2011):流速変化が2尾のアユの遊泳特性に及ぼす影響,土木学会論文集 B1,67(4),I 1441-I 1446.
- 鬼束幸樹,秋山壽一郎,山口秀和(2003):プールタイプ魚道におけるオイカワの遡上特性と水理 特性との関係,応用力学論文集, Vol.6, 983-990.
- 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,土木学会論文集 B,65(4),296-307.
- 多胡治,織田沢勲,林不二雄(2000):群馬県押野川における落差工の多自然型魚道への改善とヤマメ Oncorhynchus masou の放流実験,応用生態工学,3(1),131-136.
- 塚本勝巳, 梶原武(1973): 魚類の遊泳速度と遊泳力, 水産土木, 10(1), 31-36.
- Tsukamoto K., Uchida K. (1990) : Spacing and Jumping Behaviour of the Ayu *Plecoglossus altivelis*, Nippon Suisan Gakkaishi, 56(9), 1383-1392.

平面二次元生態水理解析を用いた 人為的流量変動が魚類生息環境に及ぼす影響の評価 Assessing the effect of anthropogenic fluctuations of flow rate on fish habitat using two-dimensional ecohydraulic modelling

○厚東 七海¹,福田 信二¹ ○Nanami Koto¹, Shinji Fukuda¹ ¹東京農工大学 ¹Tokyo University of Agriculture and Technology

1. はじめに

発電や洪水調節のためのダム放流は、急激な河川 の流量変動を引き起こすとともに、流速や水深、水 温などの河川内物理環境が変動し、生態系に多大な 影響を及ぼすことが指摘されている[1]が、これら の人為的な流量変動に関連した魚類の生息環境につ いて定量的に評価する手法は確立されていない.そ のため、多様な河川環境と水利用が存在する河道区 間において、国土交通省[2]が定める多自然川づくり のための客観的かつ定量的に評価する生態環境評価 手法の確立が求められている.

そこで本研究では、球磨川上流域を対象に、人為 的な流量変動が、河道内の魚類生息環境に及ぼす影 響の定量評価手法の検討を目的とする.具体的には、 人為的な流量変動と自然出水の両方が確認された 2020年10月の平面二次元水理解析と魚類生息場適 性について解析し、水理モデルの再現精度と人為的 流量変動が魚類生息環境に及ぼす影響について評価 する. 本研究では、まず地形データから平面二次元水理 モデルを構築し、モデルの再現性は計算水位と観測 水位の比較によって検証する.次に、平面二次元水 理解析によって得られた流速・水深の計算値に基づ いて、オイカワ(*Opsariichthys platypus*)を例とし て、HSI(habitat suitability index)曲線に基づく 魚類生息場適性を解析する.そして、その結果から、 平水時や降雨による増水時と比較して、人為的な流 量変動が魚類にどのような影響を及ぼすのかについ て評価する.

地形データは 2020 年 7 月の熊本豪雨災害以降に 取得された ALB (航空レーザー測深) データを使用 し,球磨川の上流域の約 3.5 km の区間を対象とし た(図1).区間内の河川横断構造物として,百太郎 堰と鮎ヶ瀬井堰が存在し,両堰には魚道が設置され ている.

平面二次元水理解析には, iRIC (International River Interface Cooperative Project) [3]の Nays2DH ソルバー[4]を使用した.計算格子は,折 れ線と格子幅から生成し,一辺が5mの正方形にな るように設定した.Manningの粗度係数は,河道内 は 0.030 とし,堰等のコンクリート構造物は 0.020 に設定した.境界条件は,上流端流量は国土交通省



図1 研究対象地(数字は河口からの距離(km)を示す)

2. 解析手法

が提供する水文水質データベース[5]の多良木観測 所で観測している流量のうち 2020 年 10 月の観測 データとし、下流端水位には地形データに基づく等 流計算の結果を与えた.降水量は、国土交通省気象 庁[6]が提供する多良木観測所のアメダスの 2020 年 10 月の時間降水量データを使用し、流量変動イ ベントを自然出水時期(N1~N3)と人為的流量変動 期(A1~A3)に判別した(図2).数値計算では、初 期流量を用いた安定計算の時間を 4800 秒に設定し、 計算機の処理能力の都合上、一度に全期間を計算す ることができなかったため、約8日ごとに分割して 計算を実行した.

水理モデルの再現性は、多良木観測所で観測され た水位を用いて検証した.その際、精度の評価指標 には、相関係数 *COR*(式(1))と二乗平均平方根誤 差 *RMSE*(式(2))を用いた.

$$COR = \frac{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^{N} (x_i - \bar{x}) (y_i - \bar{y})}{\sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^{N} (x_i - \bar{x})^2} \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^{N} (y_i - \bar{y})^2}}$$
(1)

$$RMSE = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^{N} (x_i - y_i)^2}$$
(2)

ここで、Nはデータ数、i は格子番号、 x_i は実測値、 y_i は計算値、 \bar{x} は実測値の平均値、 \bar{y} は計算値の平均値である.

続いて,魚類生息場適性の評価には,iRICの EvaTRiP ソルバー(Evaluation Tools for River environmental Planning) [7]を用いた.水深と流速 の HSI 曲線は伊藤らのオイカワの評価事例[8]を参 考に作成した.

対象区間における魚の生息場適性を定量的に表現 するために,重み付き利用可能面積*WUA* (Weighted Usable Area:式(3))と平均生息場適性 指数 *AHSI*(Average Habitat Suitability Index:式 (4))を使用した.

$$WUA = \sum_{i=1}^{n} \left(SI_{\mathbf{v},i} \times SI_{\mathbf{d},i} \times a_i \right) \tag{3}$$

ここで、nは格子数, $SI_{v,i}$ は格子iにおける流速のSI 値、 $SI_{d,i}$ は格子iにおける水深のSI値、 a_i は格子iが代表する面積である. *AHSI*は*WUA*から対象区間の水域面積*WSA*(Water Surface Area)を除したものである.

$$AHSI = WUA/WSA \tag{4}$$

ここで, WSA は水域面積であり,水深 0.0012 m を 閾値とし,計算水深がそれ以上となる格子が代表す る面積の合計である.

3. 結果と考察

3-1 水理モデルの精度検証

対象解析期間での水理解析の水位の計算結果と多 良木観測所で観測された実際の水位を図3に示す. ここでは、同一の観測水位に対する計算水位のばら つきを考慮して、流量変動イベントごとに色分けし



ている.このとき, COR は 0.905 と強い正の相関を 示し,流量変動に伴う水位の時間的な変化が良好に 再現されていることを確認できた. RMSE において は 0.256 となり, 図3 と合わせて水位の過大評価の 傾向が見られた.この要因としては,粗度の設定が 考えられる.今回の水理解析では河道内で一律に粗 度の値を設定したが,河床材料の面的な分布を反映 していない.本対象地では、今回の設定以上の粒径 の河床材料が広く分布し,一部では岩盤が露出した 粗度が小さな場所も存在していることから,これら の空間的に多様な河床材料分布を解析に組み込むこ とによって解析精度が向上する可能性が示唆された.

さらに、本解析では、観測水位が同じ値のときに 計算水位が複数存在した(図3).流量変動イベント ごとに計算水位の値を比較すると、図2よりN1と N3の時期で同程度の流量の増加が起きているのに 対して、N3はN1より計算水位が大きな値を示し た.また、A1とA3では同じ観測水位の時に計算水 位の乖離がみられた.これらは、解析期間を4つの 実行期間に分割して計算したことによる不連続性に 起因するものと考えられる.N1とN3は約8日ご とに4分割した解析期間の内、別々の解析期間に分 類される.A1とA3に関しても解析期間が2つの実





行期間にまたがっており,その影響は無視できない. 人為的な流量変動が魚類生息環境に及ぼす影響を定 量的に評価するためには,自然取水イベントを考慮 して長期的に解析する必要があるため,この課題を 解決するために水理解析手法の改善し,連続した時 系列での計算を実行する必要がある.

3-2 AHSI の時系列変化

魚類の体長ごとの AHSI の時間変化を図4に示す. 体長が大きな個体ほど AHSI が大きくなり生息場適 性が高くなる一方で,降雨出水時には,すべての体 長の個体で生息場適性が低下することが示唆された. 時系列で変化を見ると、A1~A3 での流量変動時に は AHSI の値が大幅に変化していることが分かる. AHSI が最大となる流量は、どの体長の魚類でも同 様に 0.75 m³/s となり, 魚類に最適な流量のピーク があることが示された. このピークは人為的取水に よって流量が低下した A1 の時にあたり,降雨等の 自然出水のほかに人為的な流量の変化が魚類の生息 環境に一時的な正の影響を及ぼすことが示された. 以上のことから, 球磨川上流部で観測された人為的 流量変動は河川環境を1日規模の短期間で攪乱し, 魚類にとって急激な生息場適性の増減を繰り返し引 き起こしていることが確認された.数値計算上の結 果ではあるが、対象魚にとっての最適流量が人為的 流量変動内に出現することは、持続可能な河川環境 管理において重要であると考えられる.

魚類生息場適性の変動に関してAHSIによる包括 的な評価の他に、より詳細に河川環境の影響を評価 するために空間的な魚類生息場適性の分布を考慮す る必要がある.人為的流量変動のサイクルの間に水 域面積が増減を繰り返し、水が一時的に滞留する空 間が形成されることから、特に体長が小さな魚につ いて生息場適性が向上することが期待される.また 今回の解析でも、堰の上流でも緩流域が形成され、 一定の生息環境が維持される空間が形成されたこと が確認できた.これらの環境の多様性が魚類生息環 境を保全する上で重要になることが示唆される.

4. おわりに

本研究では, 球磨川上流域の河道を対象に平面二 次元水理モデルを構築し, 人為的な流量変動と降雨 出水による流量変動の非定常流生態水理解析を実行 した. 観測水位を用いた精度検証の結果,流量変化 に伴う対象区間内の水位の時間変動を良好に再現で きていた一方,水位の過大評価が課題となった.水 理モデル改善のために,現地での河川材料調査に基 づいて,河床材料の空間的多様性を考慮した適切な 粗度の設定を検討している.

オイカワの体長ごとの生息場適性評価では、人為 的流量変動による流量低下時には、すべての体長の 個体で生息場適性が増加することが明らかになり、 河川内環境の変動が生息環境に継続的な影響を及ぼ すことが示唆された.これらをより詳細に解析する ために生息場適性の面的分布も考慮する必要がある.

今後の課題として、人為的な流量変動による河川 生態系への影響評価の高度化のために、長期的な流 量変動を視野に入れた解析手順の検討や水理解析の 高精度化に向けた技術開発が挙げられる.加えて、 他魚種や底生生物等を含めた生物群への拡張や、水 深の生息場適性について体長に基づく適性指数の構 築を検討している.また、環境 DNA による河川の 面的な生物分布に基づく、より詳細な生態水理解析 も計画している.

謝辞:本研究の一部は,JST 創発的研究支援事業 JPMJFR2019の支援を受けた.また,本研究を進め るにあたり一般財団法人水源地環境センターの一柳 英隆氏には貴重なデータを提供いただいた.ここに 記して謝意を表する.

参考文献

- Greimel, F., Schülting, L., Graf, W., Bondar-Kunze, E., Auer, S., Zeiringer, B., Hauer, C. : Hydropeaking Impacts & Mitigation, Riverine Ecosystem Management, pp. 91-110, 2018.
- [2] 国土交通省:川から始まる川から広がる魅力ある地域づくり, p.2, 2017.
- [3] iRIC (International River Interface Cooperative Project) (参照 2023.11.17): <https://iric.org/ja/>, 2023.
- [4] 清水康行,竹林洋史,井上卓也,濱木道大,岩崎 理樹: iRIC Software Nays2DH SolverManual, 2011.
- [5] 国土交通省(参照 2023.10.20):水文水質デー タベース 多良木観測所,

<http://www1.river.go.jp/>, 2020.

- [6] 国土交通省気象庁(参照 2023.11.12):気象データ 多良木観測所アメダス,
 https://www.data.jma.go.jp/obd/stats/etrn/, 2020.
- [7] 林田寿文, 大槻順朗, 関根雅彦, 田中規夫, 八木 澤順治: iRIC Software EvaTRiP Solver Manual Version 3.0 For iRIC ver.3.0, 2018.
- [8] 伊藤浩文, 関根雅彦, 中村好希, 神野有生, 山本浩一, 岡室直樹, 田部崇博:中小河川における魚類生息場の評価手法の利用方法について, 土木学会論文集G(環境), 69(7), III_481-III_488, 2013

魚道型落差工のある農業水路における魚類の移動行動

Migration behavior of fish in an agricultural canal with fishway-type drop structures

長岡湧郎* ○一恩英二** 長野峻介** 藤原洋一** 藤原正幸***

NAGAOKA Yuro^{*}, OICHION Eiji^{**}, CHONO Shunsuke^{**}, FUJIHARA Yoichi^{**} and FUJIHARA

Masayuki***

1. はじめに

手取川扇状地右岸側の七ヶ用水では 2002 年から 2003 年にかけて生物調査と 水理環境調査が行われた(山本・田中, 2004). この調査では,七ヶ用水幹線水 路には 26 種の淡水魚類が分布し,この うち 11 種は回遊魚であることを明らか にしている.

七ヶ用水を構成する水路の一つである 山島用水 4-2 号支線には,19 個の落差工 があり,魚類の移動に配慮した階段式魚 道型落差工も多く設置されている.ここ では 2008 年に淡水魚類の遡上と分布を 明らかにするための魚類調査が行われた (一恩ら,2013).この調査では,山島 用水 4-2 号支線には17種の淡水魚類が分 布し,このうち 8 種が回遊魚であること を明らかにしている.

魚類の移動に配慮した山島用水 4-2 号 支線の機能をより詳しく評価するために, 2019年から魚類の PIT タグを用いた行動 調査を行っている. PIT (Passive integrated transponder) タグとは, ガラ ス製のカプセルにマイクロチップとアン テナコイルが埋め込まれているもので, 電力源を必要とせず, 半永久的に利用可 能なタグである. 甲殻類や魚類などを対 象とした飼育下, 自然環境下でのテスト では,残存率はおおむね 90%以上で,従 来適用されてきたマーキング方法に比較 して残存性が劣るということはなく,ま た,感染症や行動・成長・生存などへの 明らかな影響も確認されていない(森・ 戸田, 2002).

本研究では、山島用水 4-2 号支線にお いて PIT タグを用いて、魚類の行動を調 査し、調査対象水路内で魚種ごとの移動 行動について調査する.

2. 研究方法

2.1 調査地

本研究の調査対象水路は、七ヶ用水の 幹線水路の幹線水路の一つである、山島 用水 4-2 号支線の下流部 3.5km の区間で ある(Fig.1).調査対象区間は石川県白 山市に位置している.対象区間には d1 から d19 までの 19 個の落差工が設置さ れており、その種類は水叩き式 (d1), 段落ち式 (d2, d3, d4, d5),多段式 (d6, d7, d9, d16, d18),起伏ゲート 付き多段式 (d8, d10, d15),起伏ゲート ト・切り欠き付き多段式 (d11, d13, d17),切り欠き付き多段式 (d14),斜路式 (d19) の 8 種類である.起伏ゲート・

^{*} 日研コンサル株式会社 Nikkenconsul Co., Ltd.

^{**} 石川県立大学生物資源環境学部 Faculty of Bioresources and Environmental Sciences, Ishikawa Prefectural University

^{****} 京都大学大学院農学研究科 Graduate School of Agriculture, Kyoto University

キーワード:魚道型落差工,採捕調査,水叩き,通し回遊魚,遡上,降下

切り欠き付き多段式落差工の写真を Fig.2に示す.



Study area



Fig.2 起伏ゲート・切り欠き付き多段 式落差工(d11) Fishway-type drop structure with flap gate and rectangular notch (d11)

水路縦断図を Fig.3 に示す. d6 から d18 までの落差工は、魚類の移動に配慮 した多段式落差工を採用している. 各落 差工の落差工高は 0.20~1.23m と幅広い が、1 段あたりの落差高は d19 を除けば 0.20~0.41m と差は小さい. d19 は, 落 差高 1.00m の斜路式の米永分水工である. 隔壁に切り欠きがついているものは 4 ヶ 所,起伏ゲートがついているものは6ヶ 所,板堰がついているものは1ヶ所ある. 転倒堰は上流の水位を感知して自動で転 倒し,人力で起立している.d8,d10, d11, d13, d15, d17 の転倒堰と d14 の 板堰は営農上用水が必要な灌漑期間は起 立しているが,大雨が予想される場合は 起伏ゲートの転倒が行われることもある. また、非灌漑期には転倒堰の転倒と板堰 の撤去が行われる場合が多いが、防火用 水の確保などの目的で転倒堰を起立させ て水を取水している場合もある.



Fig.3 山島用水 4-2 号支線縦断面 Profile of Yamashima No.4-2 branch canal

2.2 調査機材

本研究では, PIT タグ (Biomark 社製, BIO12B, 長さ12.5mm, 径2.1mm)を用 いた.これは, 体長 90mm 以上の魚類に 対し, 生態への影響が少ないとされてい るものである.また,これより小さいサ イズはアンテナでの反応が悪くなるので, このサイズのタグを使用した.

魚類に埋め込んだ PIT タグを読み取る 機材として、タグアンテナ (Biomark 社 製)を使用した(Fig.4). タグアンテナ は、ソーラーパネル (RNG-100D-SS, RENOGY 社製, 4 個), 蓄電池(M27MF, AC Delco 社製, 2 個), RFID 型送受信機 (IS1001, Biomark 社製, 1個), アンテ ナジャンクション (J-Box, Biomark 社 製,1個),コードアンテナ(約15m, Biomark 社製, 1本)から構成される固 定アンテナシステムである. PIT タグか らの無線信号は、コードアンテナ付近を PIT タグ挿入個体が通過することで受信 され、IS1001 に取り付けてある USB メ モリに記録される仕組みになっている. 設置場所は、PIT タグの読み取りを精密 に行うため,ノイズの少なさ,設置のし やすさを考慮し,2019年に選定され, d8, d11に設置した.



Fig.4 タグアンテナシステム Tag antenna system

また,採捕個体を対象として,ハンデ

ィタグリーダー (GPR-Plus および HPR Lite, Biomark 社製) を用いてタグの読 み取りを行った.

2.3 魚類の採集とPIT タグの取り付け

魚類の採集は各落差工の水叩き部にお いて投網(三谷釣漁具店,目合い 5~ 9mm, 裾回り 12.8~17m, cn-26-12 な ど), サデ網(三谷釣漁具店, 折りたた み式押し網 bl-S3, 開口サイズ 0.80m, 目合い 3mm) を用いて行った. 投網に よる採集は、調査員2人が、投網を水路 の側壁に沿うように持ちながら,水クッ ション部下流から上流に向かって歩き, 落ち口地点で同時に網を落として行った. その後、投網を引き揚げ、サデ網ですく い上げた.採集した日時,地点を記録し, 魚種を同定し、体長を測定した. 2019 年から 2021 年までの調査では体長が 90mm 以上の個体は体長と魚種を野帳に 記録した. 体長が 90mm 未満の個体は魚 種と個体数を野帳に記録し,採集した落 差工のプールに放流した. 2022 年の調 査では全ての個体の体長を記録し, 採集 した落差工のプールに放流した.体長が 90mm 以上の個体は過去の調査でタグを 挿入されている可能性があるので、ハン ディタグリーダーを用いてタグの検出を 行った. タグが挿入されていた場合, 読 み取られたタグナンバーと再捕獲個体で あることを記録し,採集した落差工の水 叩きプールに放流した. タグが挿入され ていなかった場合,挿入するタグのタグ ナンバーをハンディタグリーダーで読み 取り, 記録した後に専用のインジェクタ ー (MK-7, Biomark 社製) を用いて腹 腔内に挿入した. タグ挿入後, 水を入れ たバケツの中で様子を観察した後,正常 であれば採集した落差工の水叩きプール に放流した.

2.4 データの処理

2019 年から 2021 年までは個体数, 90mm 以上の個体の体長,タグナンバー, 放流日時を,2022年は全ての個体の体 長, タグナンバー, 放流日時を野帳に記 録した. 野帳に記録したデータは PC で データベース化した.また,タグアンテ ナによって記録されたタグナンバー,検 出日時のデータも同様にデータベース化 した. タグアンテナのデータはテキスト ファイルになっているので, Excel に変 換した.また、日付が月日年の並びなの で, Excel の機能で年月日に並べ替えた. アンテナのデータは全てのデータを扱う と膨大なデータ量になるので、その日に 最初に検知されたデータ1つのみをデー タベースに入力して分析した.

3. 結果と考察

3.1 採捕個体数とタグ挿入個体数

2019年に1回, 2020年に4回, 2021 年に6回,2022年に6回,合計17回の 調査を実施した. 2019~2022 年の全調 査で魚類別の採捕個体数, タグ挿入個体 数およびタグアンテナと再捕獲による行 動検知個体数を Table 1 に示す. この調 査で採集された魚類は 22 種, 3,770 個体 であった. 魚類の同定は、中坊(2013) に従った. 2019 年から 2022 年の調査で 最も多く採取された魚類はヨシノボリ類 の 742 個体, 次にアユの 665 個体, ドジ ョウの 644 個体となった. その他の多く 採集された魚類を見ると、ドンコやカマ ツカなど、底生魚が多かった.また、採 捕した魚類のうち PIT タグを挿入した魚 類は、アユ、ドジョウ、カマツカ、ドン コ, ウグイ, ウキゴリ類, の順に多く, 合計 736 個体で、その中で行動が検知さ れたのは165個体だった.

タグ挿入個体数に対する行動検知個体 数の割合はカマツカで 34%, タカハヤ 33%, アユ 32%, ウキゴリ 27%の順に 高かった. それに対して, タグ挿入個体 数に対して行動検知個体数の割合が低い のは, ドジョウ 15%, ドンコ 5%, ウグ イ 2%の順になっていた.

Table 1 採捕個体数,タグ挿入個体数 および行動検知個体数 (2019-2022) Number of individuals captured, number of individuals with a tag inserted and number of individuals whose behavior was detected (2019-2022)

| A 粘友 | 採捕個 | タグ挿入 | 行動検知 |
|-------------|-------|------|------|
| 思親名 | 体数 | 個体数 | 個体数 |
| ヨシノボ | 742 | 0 | 0 |
| リ類 | | | |
| アユ | 665 | 247 | 79 |
| ドジョウ | 644 | 155 | 23 |
| ドンコ | 528 | 77 | 4 |
| ウキゴリ | 372 | 62 | 17 |
| 類 | | | |
| カマツカ | 271 | 111 | 38 |
| アユカケ | 244 | 2 | 0 |
| ウグイ | 119 | 64 | 1 |
| タカハヤ | 48 | 9 | 3 |
| アブラハ | 30 | 3 | 0 |
| T | | | |
| スズキ | 27 | 1 | 0 |
| ヌマチチ | 26 | 0 | 0 |
| ブ | | | |
| カジカ | 16 | 0 | 0 |
| チチブ | 9 | 0 | 0 |
| フナ類 | 7 | 1 | 0 |
| タモロコ | 7 | 0 | 0 |
| ボラ | 4 | 0 | 0 |
| カワムツ | 3 | 1 | 0 |
| コイ | 3 | 2 | 0 |
| マハゼ | 3 | 0 | 0 |
| サクラマ | 1 | 1 | 0 |
| ス | | | |
| ワカサギ | 1 | 0 | 0 |
| 合計 | 3,770 | 736 | 165 |

次に主要魚種の各調査での捕獲数を Fig.5 に示す.図に示すように、ヨシノ ボリ類、ドンコ、ウキゴリ類、カマツカ は、2019~2020 年は比較的多く採捕さ れたが、2021~2022 年の採捕個体数は 減少した.アユは、2020~2021 年に比 べて 2022 年の捕獲数は減少した.



Fig.5 主要魚類の各調査での捕獲数 Number of major fish caught in each survey

アユカケとウグイは図に示したように, 限られた時期にのみ出現する傾向がある.

3.2 魚類移動と行動数

PIT タグを挿入し、タグアンテナと再 捕獲によって取得できた魚類の行動内訳 数を Table 2 に示す.

表に示すように, 遡上行動が確認され たのは, アユとカマツカの2種であった. 遡上が確認された2種においても滞留が 行動数に占める割合は, アユが79%, カ マツカが89%と非常に高い. 総計におい ても滞留80%, 遡上7%, 降下13%と検 知された行動の中で滞留が占める割合は 最も高い.

Table 2 魚類行動の内訳(2019-2022)

| Table 2 黑旗行動の行動(2019-2022) | | | | | |
|--|------|-----|----|----|-----|
| Breakdown of fish behavior (2019-2022) | | | | | |
| 魚類名 | 年 | 滞留 | 遡上 | 降下 | 計 |
| | 2020 | 155 | 23 | 6 | 184 |
| 7 - | 2021 | 51 | 5 | 24 | 80 |
|) - | 2022 | 41 | 4 | 2 | 47 |
| | 計 | 247 | 32 | 32 | 311 |
| | 2019 | 0 | 0 | 2 | 2 |
| トナー | 2020 | 0 | 0 | 6 | 6 |
| リキュ | 2021 | 0 | 0 | 8 | 8 |
| リ頬 | 2022 | 2 | 0 | 3 | 5 |
| | 計 | 2 | 0 | 19 | 21 |
| ウグイ | 2020 | 0 | 0 | 2 | 2 |
| | 2020 | 145 | 10 | 6 | 161 |
| カマツ | 2021 | 28 | 2 | 4 | 34 |
| 力 | 2022 | 51 | 3 | 4 | 58 |
| | 計 | 224 | 15 | 14 | 253 |
| タカハ ヤ | 2022 | 3 | 0 | 2 | 5 |
| | 2020 | 6 | 0 | 2 | 8 |
| ドジョ | 2021 | 5 | 0 | 3 | 8 |
| ウ | 2022 | 70 | 0 | 11 | 81 |
| | 計 | 81 | 0 | 16 | 97 |
| | 2020 | 1 | 0 | 1 | 2 |
| ドンコ | 2021 | 0 | 0 | 2 | 2 |
| | 計 | 1 | 0 | 3 | 4 |
| | 総計 | 558 | 47 | 88 | 693 |
| | | | | | |

魚類の移動状況を Fig.6 に示す.アユ の遡上が行われているのは主に 5~7 月 で,降下が行われているのは主に 9~10 月であることがわかる.2022 年には 9~ 10月の降下は観測されていない.

増田(2019)によると、手取川のアユ の産卵期は10月上旬から11月中旬、孵 化した仔魚が海に降下し、越冬した後河 川に遡上するのは翌年4月上旬から6月 下旬である.この水路内のアユは手取川 のものと同様の移動傾向を持っていると いえる.2022年の秋の定期点検の停水 期は10/10~11/10でアユの産卵期と重な っており、このような場合にアユの降下 行動が確認できなくなるのかもしれない.

カマツカは、d7からd11の間で移動す る個体が多かったことから、この区間に はカマツカにとって生息しやすい底質環 境があると考えられる.カマツカの行動 は 6~9月に確認されることが多かった. 上野ら(2000)によると、カマツカの繁 殖期は4月下旬~8月上旬であり、カマ ツカの活動は灌漑期を中心に活発になる と考えられる.

ウキゴリ類は、アユと同じ両側回遊魚 で、水路内で産卵して、孵化した仔魚が 海へ降下し、幼魚として水路へ遡上して いると考えられる. 遡上時のウキゴリ類 の体長は 30~40mm なので、PIT タグが 挿入できないため、本調査ではウキゴリ 類の遡上は検知できなかった.

ウキゴリ類は,秋から冬にかけて降下 行動が多く確認された.2019年の11月, 2020年の3月と10月,2021年の10月 は七ヶ用水のメンテナンスのための停水 期間で,全21回の行動の中で,10回の 降下が停水期間に確認されたことから, 停水による水位変化がウキゴリ類の降下 行動に影響している可能性がある. ドジョウで確認された行動は滞留と降 下だった.斎藤(2001)によると,ドジ ョウは6月から7月に水田周辺で繁殖す る.調査対象水路周辺にも水田は存在し ており,4-2号支線は小用水路や小排水 路を通じて水田とネットワークを形成し ている.本調査では,4-2号支線内での み魚類の移動状況を調査しているので, 小用水路や小排水路の調査を行うことで ドジョウの移動状況が明らかになる可能 性が高い.

タグを挿入した 64 個体のウグイの中 で,61 個体が d1 で採捕された個体であ ったが,その 61 個体のタグ挿入ウグイ の遡上は全く確認されなかった.移動が 確認されたのは 1 個体で 2 回の降下行動 であった.

タカハヤの生息域は河川の上流から中 流であるとされている(板井, 2001). 山本・田中(2004)によれば,タカハヤ は主に水路の上流・中流部を中心に分布 しており,取水口である白山堰堤から進 入した魚類に分類している.4年間の調 査で採捕された個体数も48個体と多く なく,タグを挿入できる体長の個体も少 なく,滞留と降下行動のみが確認された.

ドンコで確認された行動は滞留と降下 だったが、4 件と少ない.確認された時 期は 10 月から 1 月とある程度まとまっ てはいるが、宮地ら(1976)によると、 ドンコは季節による移動はあまりないと されている.停水期間中に移動が確認さ れた個体が全4個体中2個体いるので、 ドンコもドジョウと同様に停水の影響を 受けて 4-2 号支線内や小用水路や小排水 路を経由して移動をしている可能性があ る.ドンコについてもドジョウと同様に 小用水路や小排水路の調査を行うことで、 移動状況が解明される可能性がある.



 $\begin{array}{c} 2020 | 5| 15 \\ 2020 | 7| 15 \\ 2020 | 7| 15 \\ 2020 | 7| 14 \\ 2021 | 7| 14 \\ 2021 | 7| 16 \\ 2021 | 5| 16 \\ 2021 | 7| 16 \\ 2021 | 9| 15 \\ 2021 | 9| 15 \\ 2021 | 7| 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 2022 | 7| 15 \\ 202$



Fig.6 魚類の移動状況 Fish movement status



Fig.6 魚類の移動状況(続き) Fish movement status (continued)

4. まとめ

本研究の結果は、以下のように要約される.

- (1) アユは 5~7月に遡上を、9~10月に 降下する個体が多かった.停留が全 行動数の 79%を占めていた.アユの 降下行動や産卵行動が停水によって 阻害されている可能性が考えられた.
- (2) カマツカは活動期である6~9月に遡
 上や降下が確認されることが多かった.
- (3) ドジョウとドンコは調査対象水路の 停水期間中に移動が確認されること が多かった. 停水時の水位変化で 4-2 号支線内や小用水路・小排水路から 4-2 号支線へ移動している可能性 がある.
- (4) ウキゴリ類は停水期間中の降下が多い傾向があった.停水による水位変化に影響されて移動している可能性がある.ウキゴリ属とヨシノボリ類は幼魚期に遡上するため、体長90mm以上の魚類を対象とした PIT タグを用いた移動調査において遡上行動を検出することはできなかった.
- (5) アユカケ,チチブ類は、d1より上流 にはほとんど進入していなかった.
- (6) ウグイは最下流の d1 で 61 個体にタ グを取り付けたが, 遡上行動は全く 確認されなかった.

謝辞:本研究は日本学術振興会科学研究 費補助金(基盤研究(B))(課題番 号:22H02456 および 19H03073)(代表: 藤原正幸)の支援を受けて実施した.こ こに記して謝意を表します.

引用文献

一恩英二,能登達也,山本邦彦,長野俊介,上田哲行(2013):海域に流入す

る農業用水路における淡水魚類の遡上 と分布,日本雨水資源化システム学会 誌19(1), pp.19-28.

- 板井隆彦(2001):山渓カラー名鑑 改 訂版日本の淡水魚 タカハヤ,山と渓 谷社, pp.274-277.
- 増田泰隆(2019):手取川におけるアユ の遡上量予測,石川県水産総合センタ 一研究報告,第6号,pp.13-16.
- 森哲,戸田守(2002):長期野外調査に おける個体識別法としての PIT タグの 利用例:ヒメハブにおけるタグ残存率, 爬虫両棲類学会報 2002(2), pp.59-67.
- 中坊徹次(2013):日本産 魚類検索 全種の同定 第三版,東海大学出版会.
- 斎藤憲治(2001):山渓カラー名鑑 改 訂版日本の淡水魚 ドジョウ,山と渓 谷社, pp.382-385.
- 上野智, 仁尾雅浩, 長田芳和 (2000): カマツカの生長と繁殖生態, 大阪教育 大学紀要3自然科学・応用科学 第48 巻 第2号, pp.97-106.
- 山本邦彦,田中省吾(2004):七ヶ用水の 淡水魚類,石川県農業短期大学研究報 告,pp.63-71.

ベイズ推定の近似手法を用いた不確実性を考慮したニューラルネットワーク予測モデルの

基礎的検討

Fundamental examinations for a neural network prediction model considering model-related uncertainties using pseudo-Bayesian estimation methods.

○木村延明*・馬場大地** ○Nobuaki KIMURA・Daichi BABA

1. はじめに

近年,地球温暖化の影響に起因する大規模な洪水発生リスクが懸念されている。河 川や内水氾濫に対して,適切なタイムラインに基づく対策を実施するために,迅速か つ正確なリアルタイム予測システムの構築が求められる。迅速性に優れたニューラル ネットワーク(ANN)は、リアルタイム予測に最適であるものの,低平地等の内水氾濫 リスクの不確実性を評価した予測モデルの開発は未だ途上である。その理由は、デー タ駆動型モデルゆえに、ランダム性に起因する異常値などの入力データに含まれる不 確実性とモデルに含まれる不確実性を分離して評価すること、つまり、データ起因と モデル起因を明確に分離するのが困難だからである。しかし、データに対するモデル の訓練不足やモデル自体のスペック不足などのモデルとデータの相互作用から発生す るような不確実性(認識の不確実性¹⁾を評価する試みが見られる。例えば、ANN にベ イズ推定^{注 1)}を組み込んだ Bayesian Neural Networks(BNN)が提案されている²⁾。この BNN を用いれば、複数の予測値から、どの程度の確信をもって予測できたのかを評価 できる(図 1)。また、時間ステップ毎における複数の予測値の平均値を用いて、モデル の予測精度の評価ができる。

一般に、BNN に組み込まれたベイズ推定の基礎式を解析的に解くことは困難なため、 BNN の土木工学分野における適用事例(例えば、三浦ら³⁾、久野ら⁴⁾)では、ベイズ推 定の代替手法として、ANN への実装の容易さ³⁾と推定値が結果的にベイズ推定と等価 なことから Monte Carlo ドロップアウト法(MC Dropout)⁵⁾を用いる場合が多く見られる。 他方、機械学習の最適化アルゴリズムとして頻繁に利用される確率的勾配降下法 (Stochastic Gradient Descent, SGD)を包括し、且つサンプリング手法として用いられる、 Stochastic Gradient Langevin Dynamics(SGLD)⁶⁾を組み込んだ代替手法も BNN モデルと して利用された事例がある。ただし、SGLD は計算コストが掛かるために、土木工学分 野への実用事例は筆者らの調査では見当た

らない。

本研究では、低平地の内水氾濫の時系列 データに適用可能な BNN を構築するため に基礎的な検討を行う.この基礎的な例題 として、Myshkov and Julier⁷¹の研究(以下、 「M&J」という)を参考にする。M&J では、 MC Dropout と SGLD を ANN に実装し、シ ンプルな曲線の再現計算を行っている。こ の研究を参考に、2 つのベイズ推定の代替 手法を時間予測に有用な長・短期記憶(Long, Short-Term Memory, LSTM)に適用し、BNN の 2 つの代替手法の予測結果の比較を行う ものである。



図1 不確実性を考慮した予測結果例 An example for uncertainty predictions.

* 農研機構 – 農村工学研究部門 The Institute for Rural Engineering, NARO
 **(㈱アーク情報システム ARK Information Systems, INC.
 キーワード 不確実性、ベジタリアンニューラルネットワーク、時間予測、基礎的検討

2. 方法

本研究では、M&J の数値実験 の事例を参考にする。次のよう なシンプルな曲線式を定義する。 Y=(1+X)・sin(10tanh(X))+ε, ...(1)

ただし, εは正規分布(平均=0.0, 分散=0.04)に従うランダムに発 生するノイズである。式(1)にお いて、区間-4.0≤X≤4.0 で切断正 規分布(平均=0.0,分散=4.0)から サンプリングして生成された 50 個の(X_i, Y_i)の値, ただし, *i*=任意, を BNN の学習データとする(図 2)。これらの学習データを用い て予測器を生成し,0.01刻みのX の値に対して,Yの値を予測す る。まず, M&J で採用されたモ デルと同様に, Multilayer perceptron(MLP)に基づく ANN を用いて、式(1)で生成された回 帰予測の結果を再現する。次に, 連続データの予測に有用な LSTM に MC Dropout と SGLD を 実装できるように、予測点(X₀) の1ステップ前(X-1)から6ステ ップ前(X₋₆) までに対応する Y -6~Y-1の情報を取込み,予測点 X₀におけるY₀を予測できる機能 を追加し,2つの代替手法の予測 結果を示す。また,ANN におけ るベイズ推定を行う場合に標準 手法として用いられる Hybrid Monte Carlo(HMC)²⁾で, 学習デ ータに基づき確信区間を推定し, 2 つの手法の確信区間との比較 を行った。なお,確信区間の範 囲(幅)は M&J に従い 3×標準偏 差(=3 sigma)と定義する。

MLP ベースの ANN と LSTM のハイパーパラメータは, M&J の資料に従っているものの, 再 現計算のために調整が必要であ ったものを含めて, 主なものは エポック数=100, バッチサイズ = 8, ノード数=77, 学習率= 0.001, オプティマイザー=SGD (MC Dropout のみの場合)である。







図 3 MLP 型 ANN による確信区間(薄青色ハッチング) と平均値(青線)を含む予測結果(上段:MC Dropout,下 段:SGLD).薄赤色ハッチング=学習データに基づき推 定された HMC の確信区間,赤線=HMC の平均値.黒線・ 緑点=解析値(Y = f(X) + ε).

MLP-based ANN predictions for MC Dropout (upper panel) and SGLD (under panel). Blue hatching and line = credible intervals and mean of the predictions. Red hatching and line = credible intervals and mean of HMC. Black line and green circle = analytical values $(Y=f(X)+\varepsilon)$.

3. 予測結果

M&J と同様に,等間隔の時間 進行データに対応する連続デー タの情報(つまり,連続情報)を 考慮しない,予測点(X₀)に対応 するY₀の曲線を再現するための MLP ベースの ANN と,連続情 報を組み込んだLSTM の予測結 果を,図3と図4にそれぞれ示 す。

図3に示すように, Root Mean Square Error (RMSE)などの定量 的な予測精度と確信区間の幅の 比較を行い, M&J の予測結果を 概ね再現できた。MC Dropout の 予測では、学習データの比較的 疎な2つの緑○の間で確信区間の 膨らみが見られず、比較的に滑 らかに変化している。また,Y の最大ピーク値の付近では、密 な学習データがあるにも関わら ず,確信区間の幅が大きく過大 評価している。一方, SGLD は, 学習データの2つの緑oの間で, 確信区間の幅の膨らみが強化さ れ過ぎたために、HMC との比較



図 4 LSTM による確信区間を含む予測分布(上段:MC Dropout, 下段:SGLD). なお, 凡例は図 3 と同様である. LSTM predictions for MC Dropout (upper panel) and SGLD (under panel). Legends are the same as Fig. 3.

では、ややオーバシュート気味な傾向が見られる。

LSTM に実装されたベイズ推定の 2 つの代替手法の予測結果では、学習データ数や ハイパーパラメータを調整した複数の試行計算が実施された。M&Jの設定をそのまま 利用する場合に、学習データの数(50 個)が少なく、加えて、X 軸では、等間隔に値が 配置されていないことが原因で、波形の急激な変化の部分(特に、山や谷の部分)では、 ズレが発生し、予測結果の再現性が低下した。LSTM は本来、等間隔の連続データに 適用されるものである。このことから、学習データを多く生成し、学習データの X の 値を等間隔に配置した上で、試行計算を繰り返した。最終的に、学習データ数を 8 倍 (400 個)にした場合に、より良好な予測結果が得られた(図 4)。MC Dropout の予測結 果の平均値は、中央部分で f(X)から多少右にシフトしているものの概ね再現でき、さ らに HMC の確信区間との比較では、概ね再現できた。一方、SGLD の平均値の結果は、 X 軸の両端に近い領域以外では、f(X)を概ね再現できた。また、確信区間の幅は概ね 再現できているものの、上下振動を伴いややオーバーシュート・アンダーシュートし ている領域も見られた。なお、X 軸の両端に近い領域では、学習データがないために、 HMC の推定結果が正しいとは限らない。従って、この領域での比較は検討できない。

3. まとめ

M&Jの数値実験の事例を参考に、ベイズ推論の代替になる2つの手法について再現 計算を行い、本研究で使用した予測モデルの妥当性を確認した。その上で、時間予測 に適用できるようにLSTMに2つの手法を実装し、その予測結果の検証と2つの手法 の比較を実施した。以下に、本研究で開発した、時間予測に対応した改良モデルで得 られた成果を示す。

- ・ 遡った学習データを入力できる LSTM では, M&J の計算条件で行っても学習データ の不当間隔の配置とデータ数の少なさのために, 予測精度が大幅に低下した。
- ・2 つの代替手法の比較に対して, M&Jの再現計算で示されたように, MC Dropout は 比較的スムーズな確信区間を予測する。一方, SGLD は, 学習データの2 点間の確信 区間の膨らみが強化される傾向を示した。

今後の課題として,フィールドで観測される時系列データに適用し,予測精度の妥 当性を検討する必要がある。

謝辞:本研究は,JSPS 科研費 JP 21H02310,JP 21K05838 と及び(独)環境再生保全機構の環境研究総合推 進費(JPMEERF20S11803)の助成を受けた。プログラム開発に(株)アーク情報システムの木野由也氏の助 言を頂いた。研究資金の提供,並びに関係者のご協力に謝意を表明する。

注釈

注1) コトバンク:ベイズ推定,デジタル大辞泉,

< https://kotobank.jp/word/ベイズ推定-687435/>, (入手 2023.10.23)

参考文献

- 1) Hüllermeier, E. and Waegeman, W. : Aleatoric and epistemic uncertainty in machine learning: An introduction to concepts and methods, Machine Learning, Vol. 110, Issue 3, pp. 457-506, 2021.
- 2) Neal, R.M. : Bayesian learning for neural networks, *Lecture Notes in Statistics*, Vol. 118, Springer Science & Business Media, 1996.
- 3) 三浦奈都, 宮本崇, 天方匡純, 安野貴人, 石井明: ベイズ深層学習を用いた予報雨量の不確実性を考慮したダム流入量の確率的予測, AI・データサイエンス論文集, 2巻, J2号, pp. 933-943, 2021.
- 4) 久野元, 蘇迪, 長山智則: LSTM とモンテカルロドロップアウトに基づく浮きまくらぎ検知手法の 数値的検討, AI・データサイエンス論文集, 1巻, J1 号, pp. 536-544, 2020.
- 5) Gal, Y. and Ghahramani, Z. : Dropout as a Bayesian ap-proximation: representing model uncertainty in deep learning, Proceedings of the 33rd International Conference Machine Learning, New York, USA, JMLR: W&CP, Vol. 48, 2016.
- 6) Welling, M. and Teh, Y.W. : Bayesian learning via stochastic gradient Langevin dynamics, Proceedings of the 28th International Conference on Machine Learning, Bellevue, WA, USA, 2011.
- 7) Myshkov, P. and Julier, S. : Posterior distribution analysis for Bayesian inference in neural networks, NIPS 2016, Barcelona, Spain, Dec. 5-10, 2016.

キャピラリ数が吸水過程に与える影響について

Capillary number effects on imbibition process

○竹内 雄人*·竹内 潤一郎*•藤原 正幸* TAKEUCHI Yuto, TAKEUCHI Junichiro, and FUJIHARA Masayuki

1. はじめに

本発表では、多孔質体に接触角 θ が 90°より小さい流体が浸入する過程を吸水過程、90°より大 きい流体が浸入する過程を排水過程と呼ぶ.これまでの研究で、粘性力と毛管力の比であるキャピラ リ数 Ca が排水過程に与える影響は比較的よく分かっており, 図 1 のような相図が作られている[1]. す なわち、*Ca*が小さい場合は浸入を阻害する毛管力が小さい、径の大きな間隙から順に浸入が起き、 マクロな流れ方向に無関係なパターンが形成される. Ca が大きいときは,毛管圧に比べて粘性圧力 損失が大きく,浸入流体と被浸入流体の粘性比 µ* によりピストン状の浸入かフィンガー状の浸入が発 生する.いずれにせよ、間隙(毛管力)の大きさと圧力勾配の大きさを考慮した浸入のしやすさを間隙 一つ一つに与えることで十分にモデル化が可能である[2].

一方で吸水過程についての理解は不足している. 吸水 過程ではオーバーラップと呼ばれる,界面同士が間隙内 で合流して新たな界面を作る浸入パターンが発生する [3,4]. これは隣接する間隙を巻き込んで発生するので,間 隙一つ一つの大きさだけではモデル化ができない.また固 体粒子の形状や配置に大きな影響を受けるため,現実の 多孔質体でどの程度オーバーラップが発生するのか、Ca に影響を受けるのかも不明である.

浸入流体の接触角が非常に小さい場合は、コーナーフ ローと呼ばれる、間隙断面の角を伝うように流体が移動す る流れが発生する[5]. 間隙の角を流れた流体は最終的に 合流し,間隙中央に被浸入流体をトラップすることがある. コーナーフローの発生は間隙形状とCa に影響を受けると されており、Caが小さい時発生しやすい[6].



Ca が大きくなると, 吸水過程であっても, 浸入流体が壁 Fig. 1 Transition of displacement patterns by Ca 面を濡らさず,間隙中央を通ることがある.これはフィルムフ ローと呼ばれ, Hele-Shaw cell での実験で発見された[7].

and μ^* [1]

逆に、浸入流体が固体壁面を濡らしながらフィルム状に移動するフィルムフローも見られており[7,8]、 この二つはCaやµ*により遷移するとされている[7,9].本研究では三次元の多孔質体でこのフィルム フローを確認した.

本発表では接触角 θ=0°の流体が等密度の流体で飽和した三次元多孔質体へ一定フラックスで 浸入する現象を phase-field 格子ボルツマン法 (LBM) でシミュレーションし、 浸入パターンの変化を考 察する. 本シミュレーションは, 間隙スケールシミュレーション, すなわち多孔質体内の間隙を解像し 流体力学的方程式を解く手法を用いている.

2. Phase-field LBM

^{*}京都大学大学院農学研究科 Graduate School of Agriculture, Kyoto University

キーワード: 数値流体力学,浸透流,水分移動

phase-field LBM では、二相界面スキームに相当する保存型 Allen-Cahn 方程式

$$\frac{\partial \phi}{\partial t} + \nabla \cdot (\phi u) = \nabla \cdot \left[M \left(\nabla \phi - \lambda n \right) \right]$$
⁽¹⁾

と連続式及びナビエストークス方程式

$$\nabla \cdot \boldsymbol{u} = 0 \tag{2}$$

$$\rho\left(\frac{\partial \boldsymbol{u}}{\partial t} + \nabla \cdot (\boldsymbol{u}\boldsymbol{u})\right) = -\nabla p + \nabla \cdot \left[\mu\left(\nabla \boldsymbol{u} + \nabla \boldsymbol{u}^{T}\right)\right] + \boldsymbol{F}$$
(3)

を近似的に解いて混相流の計算を行う. ここで、 ϕ は0から1の値をとる秩序関数、uは流速ベクトル、 *M*はモビリティ、 λ は界面厚さと関係がある値、nは界面法線ベクトル、 ρ は密度、pは圧力、 μ は 粘性係数、*F*は界面張力項と重力項から成る体積力である. LBM ではこれらの方程式を直接解くわ けではなく、摂動展開することで対象の方程式が近似的に導出される格子ボルツマン方程式(LBE) を解く. LBE のモデルは、保存型 Allen-Cahn 方程式は Liang らのモデル[10]を、連続式及びナビエ ストークス方程式には Fakhari らのモデル[11]を用いる. $\phi=1$ が流体 A、 $\phi=0$ が流体 B を表し、 0< $\phi<1$ が拡散界面となる. 添え字 A、Bをそれぞれ流体 A、流体 B として、界面での密度と動粘性 係数 $v = \mu/\rho$ は以下の2式により補間する.

$$\rho = \phi(\rho_A - \rho_B) + \rho_B \tag{4}$$

$$\boldsymbol{v} = \boldsymbol{\phi}(\boldsymbol{v}_A - \boldsymbol{v}_B) + \boldsymbol{v}_B \tag{5}$$

3. 計算条件

図2に示す,個別要素法で作成したビー ズパック及び μ CT で撮影された現実の Doddington 砂岩で計算を行った. Doddington 砂岩の三次元画像は Imperial College London のウェブサイト[12]から取得 した. $\mu^* = \mu_A/\mu_B$, $Ca = u_{in}\mu_A/\sigma$ と定義 し, $\mu^* = 0.01$, 1, $Ca = 10^{-2}$, 10^{-3} , 10^{-4} , 10^{-5} で計算を行った, ただし, 流体 A が浸 入流体, 流体 B が被浸入流体, u_{in} は浸入 流速, σ は界面張力である.





4. 結果

図3に浸入流体が出口に達した(ブレイクスルーした)時の浸入流体の分布を示す. 固体粒子は半透明で示している. 概ね, *Ca*が大きいと界面が不安定化し,流体が指状に浸入するフィンガー流が見られる. この不安定化は, $\mu^* = 1$ より $\mu^* = 0.01$ で顕著である. *Ca*と μ^* が同じであっても,ビーズパックと Doddington 砂岩では浸入パターンが異なることが分かる. すなわち,ビーズパックではマクロな界面は比較的水平で,上流側から流体が順々に置換されている一方で, Doddington 砂岩ではフィンガー状の選択的な浸入がより顕著である(例えば, *Ca*=10⁻⁴, $\mu^*=1$). ビーズパックではオーバーラップパターンにより隣接した間隙が同時に浸入する一方で, Doddington 砂岩では固体粒子が角ばっているためオーバーラップが発生しづらく, 個々の間隙が個別に浸入されていると考えられる.

図4に Doddington 砂岩で見られたコーナーフローの様子を示す.マクロな浸入方向はz軸正の向きである.赤が浸入流体,水色が被浸入流体を示す.矢印は流速ベクトルであり,黄色が浸入流体,マゼンタが被浸入流体を示す.固体粒子は表示していない.被浸入流体が間隙中央を占める一方,浸入流体が壁面を伝うように流れている様子が分かる.

図5にビーズパックで見られたフィルムフローの様子を示す.赤が浸入流体を示し,矢印は図4同



図3 ブレイクスルー時の浸入流体の分布. (a) ビーズパック, (b) Doddington 砂岩

Fig. 3 Invading fluid distribution at breakthrough, (a) beads pack, (b) Doddington sandstone

様に流速ベクトルである. 各断面では非浸入流体を青, 固体粒子を灰色で示している. z 座標が小さい断面から大きい断面へ流れるにつれ, 始めの二つの断面では固体壁面を伝うようなフィルムフローが発生しているが, 三つ目から四つ目の断面にかけて浸入流体が固体壁面から剥がれ間隙中央を通るフィルムフローに移行していることが分かる. *Ca* が小さい時には濡れ性流体は常に壁面を濡らすように振舞うが, *Ca* が大きい時は壁面を濡らすスピードが供給される流量に追い付かず, 界面が不安定化していると考えられる. Hele-Shaw セルでの先行研究ではこのようなパターンの移行は報告されておらず, 間隙空間がより複雑な三次元多孔質体でのシミュレーションにより新たなパターンを見出すことができた.

5. おわりに

格子ボルツマン法を用いて θ=0°における吸水過程のシミュレーションを行い,オーバーラップ,コ ーナーフロー,フィルムフローといった吸水過程で特徴的な浸入パターンを観察した. 講演ではブレ イクスルー時の飽和度,入り口からの距離と断面飽和度の関係,浸入流体 – 固体界面の大きさの時 間変化を用いて, *Ca* によるこれらの浸入パターンの遷移を詳しく考察する.

参考文献

- [1] Lenormand, R. et al., J. Fluid Mech., Vol. 189, 165–187 (1988).
- [2] Yortsos, Y. C. et al., Phys. Rev. Lett., Vol. 79(23), 4581–4584 (1997).
- [3] Cieplak, M. and Robbins, M. O., Phys. Rev. Lett., Vol. 60(20), 2042–2045 (1988).
- [4] Cieplak, M. and Robbins, M. O., Phys. Rev. B, Vol. 41(16), 11508–11521 (1990).
- [5] Bakhshian, S. et al., Transport in Porous Media, Vol. 140, 85–106 (2021).
- [6] Tsao, C.-W. et al., Lab Chip, Vol. 21(2), 385–396 (2021).
- [7] Levaché, B. and Bartolo, D., Phys. Rev. Lett., Vol. 113(4), 044501 (2014).
- [8] Zhao, B. et al., Proc. Natl. Acad. Sci. U.S.A., Vol. 113(37), 10251–10256 (2016).
- [9] Odier, C. et al., Phys. Rev. Lett., Vol. 119(20), 208005 (2017).
- [10] Liang, H. et al., Phys. Rev. E, Vol. 97(3), 033309 (2018).
- [11] Fakhari, A. et al., Phys. Rev. E, Vol. 96(5), 053301 (2017).
- [12] Imperial College London, https://www.imperial.ac.uk/engineering/departments/earthscience/research/research-groups/pore-scale-modelling/micro-ct-images-and-networks/



図 4 Doddington 砂岩におけるコーナーフロー($Ca = 10^{-5}$, $\mu^* = 0.01$)





排水解析モデルを用いた反復利用地区における取水ゲート操作の判断検証

Verification of decision making for diversion gate operation in water reuse area using drainage analysis model

〇岩瀬充季* 中田達** 高木強治*

OAtsuki Iwase* Toru Nakada** Kyoji Takaki*

1. はじめに

水資源確保が困難な低平水田地区では,農業排水路を取水 ゲート(Fig.1)で堰上げ用水の反復利用を行っている.ゲー トの管理者は,灌漑期間中はゲートを閉鎖し水位を確保する が,大雨の予報が出た際には上流側での湛水被害防止のため にゲートを開放する必要がある.一方で,ゲート操作の明確 な判断基準はなく,管理者が経験に基づいて操作を行う場合 もあり,必ずしも効率的で合理的な管理が行われていない. 管理者の後継不足や都市化による洪水安全度の需要の高まり

に応えるためには,適切な操作タイミングを データに基づいて明示していく必要がある. そこで本研究では,農業排水路内の取水ゲー トの操作を支援する手法の構築を目的とし, 可動ゲートを有する排水路の流れを表現する 排水解析モデルを構築した.それを用いて, 2023 年 5 月の降雨イベントに対するゲート 操作を対象にシナリオ分析を行った結果を報 告する.

2. 対象地区と対象取水ゲート

関東平野の低平水田地帯に位置するA土地 改良区(Fig.2)では,河川から取水し4本の 幹線用水路によって受益地の大半に配水して いるが,一部の地区は農業排水路を取水ゲー トで堰上げて反復利用している.A土地改良 区は通常2日間の取水と1日間の断水を1サ



Fig.1 排水路内の 取水ゲート



Fig.2 A 土地改良区の概要

イクルとする間断取水を行っている. 幹線排水路 C(以下, 排水路 C)では, 取水ゲート B(以下, ゲート B)によって水位を堰上げ, 直上流の分岐水路を通じて左岸地区へ水を送り, 反復利用を行っている. 地区の総灌漑面積が約 18.67 km²であるのに対し, ゲート B の受益地は約 0.97 km², 排水路 C がゲート B までに集水する面積は約 3.97 km²である. ゲート B より上流側の排水路 C には道路や鉄道が交差し, 周辺には住宅

^{*}東京大学大学院農学生命科学科 Graduate School of Agricultural and Life Sciences, The University of Tokyo **農研機構農村工学部門 Institute for Rural Engineering, NARO キーワード ゲート操作 反復利用 洪水リスク 渇水リスク

や工場があるため、排水路 C には高い洪水安全度が求められている.



Fig.3 取水ゲートBの諸元



Fig.4 取水ゲートBの機側操作台

ゲートBは1.2 m幅のスルースゲート3 門からなり,うち右岸側1 門は1.4 m高の 単一ゲート,左岸側および中央のゲートは0.7 m高の子ゲートを有する1.4 m高の可 動ゲートである(Fig.3).管理者はゲート B の受益地の農家さんの団体で,2 人一組 の当番制で管理を行っている.機側操作台は約1.7 mのはしごを登った上にあり,夜 間や降雨中は特に管理者の転落事故のリスクが大きい(Fig.4).

ゲートの操作状況を調べるため にゲート直上流の右岸にカメラを 設置し,1時間ごとの写真データ を得た.写真画像をもとに既知の 長さを基準に内挿によってゲート の堰高を推定した.得られたゲー トBの中央門の堰高(ゲートの下端 を基準面とした,子ゲートの天端 の高さ)の時系列変化をFig.5に示 す.1日で最大6回堰高が変えら



れ,頻繁な操作が行われていることが分かる.また,降雨の事前に親ゲートごと開放 し,水路の水位を下げようとしていることが分かる.

3. 排水解析モデル

取水ゲート B のゲート操作による排水路の水位変化を調べるために, A 地区における排水路 C を対象に, 圃場流出タンクモデルと 1 次元非定常流解析による排水路モデルを組み合わせた排水解析モデルを構築した.

圃場流出量は、還元水の流出特性を調べたBotouら(2001)をもとに、配水管理用水 (末端用水路から末端排水路に直接流下する水)を考慮した並列タンクモデル(Fig.6) を用いて計算した.単位面積あたりの取水量および雨量を圃場への流入量とし、 Botou らと同様のパラメータを用いて単位面積あたりの流出量を計算した.圃場から 排水路への流出は、排水受益地を 24 の小区域に分割し、各区域の面積と単位流出高 を乗じ、排水路への横流入量q」として与えた(式{1}). 1次元非定常流計算
 は、幹線排水路 C を
 44、ゲートB直上流の
 分岐水路を5の計算点
 に分割して Stagaard
 格子を考え、連続式
 {2}と運動方程式 {3}
 を離散化して陽的に
 計算を行った
 (Fig. 7).ゲートBの
 下流は段落ちしてお
 り、ゲートでは越流
 とオリフィス流出は



Fig.6 並列タンクモデル流出項の値は流出係数(mm/h)

Fig.8 ゲート構造物の諸元

どちらも潜りではないとみなせるため、それぞれ以下の流量公式式{4}、式{5}を用い て内部境界条件として計算した(Fig.8).分岐水路の下流端には、排水路 C への順流 と逆流を再現するため、適当な堰高の仮想的な固定堰境界を与えた.ゲート B の直上 流、直下流に水位計を設置し、下流水位はモデル内の排水路の水位境界として与え、 上流水位はモデルの計算値との比較検証に用いた.また、ゲートBより上流400 mの 排水路 C に交差する地点 P には県土木部が設置している水位計があり、地点 P の水位 を水路からの溢水リスクを評価する指標として用いた.



Fig.7 幹線排水路 C の排水解析モデル

$$q_{l_i} = a_i \times q_{p_i} \tag{1}$$

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q_l + q_b \tag{2}$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + \frac{1}{2} \frac{\partial v^2}{\partial x} + g \frac{\partial h}{\partial x} + g \frac{\partial z}{\partial x} + g \frac{n^2 v |v|}{R^{4/3}} + f = 0$$
⁽³⁾

$$Q_{over} = C_{over} b \sqrt{2g(h_{up} - w_{top})^3}$$
⁽⁴⁾

$$Q_{under} = \frac{2}{3} C_{under} b \sqrt{2g} \left\{ \left(h_{up} - w_{bottom} \right)^{3/2} - \left(h_{up} - w_d \right)^{3/2} \right\}$$
⁽⁵⁾

A:断面積, Q:流量, t:時間, x:格子点間隔, q_l :単位距離あたりの圃場流出量, q_b :単位距離あたりの分合流量, a:圃場ブロック面積, q_p :圃場からの単位流出高, i:24に分割したブロック番号, v:流束, h:水深, z:水路敷高, n:Manningの粗度 係数, R:径深, g:重力加速度(=9.8 m/s²), f:分合流の運動量補正項, Q_{over} :越 流量, Q_{under} :アンダーフロー流出量, C_{over} :越流量(=0.35), Q_{under} :アンダーフロ 一流出係数(=0.91), h_{up} :上流水位, w_{top} :越流天端の標高, w_{bottom} :ゲート可動部 下端, w_d :ゲート固定部の標高, b:ゲート通過幅

4. 結果と考察

灌漑期間 2023/4/28~5/12 における取水量・雨量データ(Fig.8a)を入力としてモ デルを適用した.ゲートの各門の天端と下端の標高,取水ゲート B の上下流の水深の 実測値およびモデルの計算値を Fig.8b に示す.ゲートの開閉に伴う水位変動幅がわ ずかに違うが,灌漑水の排水および降雨の流出を良好に再現できているといえる.

5/7~8の降雨イベントに観察できる事項は以下のようにまとめられる.①降雨は7日9:00に始まり8日10:00に止んだ,②本来7日は間断取水の取水開始日であったが取水を行わず,降雨が止んだ翌日9日から取水を開始した,③はじめゲートBは降雨の予測に対し閉鎖したままにしていたが,8日9:00に3門とも開放した,④この開放作業は降雨中に行われた,⑤降雨イベント後の8日17:00にゲートを閉鎖した,ただし右岸門のみ下端を8cm開放したままにし,翌日9日8:00に完全閉鎖した.



これらの観察事項から、ゲート管理者は7日の時点で「ゲートを開放しなくても水 路からの溢水はないであろう」と予測したが、8日の水位上昇の様子を見て「ゲート を開放しなければ溢水の可能性が高い」と判断し、③の行動をとったと推察される.

また,ゲートを再閉鎖する際,8日の夜に溢水の可能性を予測し右岸門の下端を開け, 下流への流量を増加させようとしたと考えられる.

| | ケース | 操作回数 | ゲート開放操作 | ゲート閉鎖操作 |
|----|-----------|------|-----------------|--|
| a. | 実際の操作 | 3 回 | 5/8 10:00(降雨中) | 5/8 17:00(3門,右岸門は8cm開), 5/9 8:00(右岸門) |
| b. | ゲート開放なし | 0 回 | なし | なし |
| c. | ゲート閉鎖1回 | 2 回 | 5/8 10:00 (降雨中) | 5/8 17:00(3門とも) |
| d. | 降雨当日ゲート開放 | 2 回 | 5/7 8:00 | 5/8 17:00(3門とも) |
| e. | 降雨前日ゲート開放 | 2 回 | 5/6 17:00 | 5/8 17:00(3門とも) |
| f. | 取水日ゲート閉鎖 | 2 回 | 5/6 17:00 | 5/9 6:00(3門とも) |

Table.1 ゲートの操作・開閉のシナリオ

ゲートの適切な操作方法を検証するため, Table.1 に示すゲートの開放・閉鎖操作 を行った場合のシナリオ分析を行った.ケース d は降雨日の朝にゲートの開放した場 合,ケース e は降雨日の前日の時点であらかじめゲートを開放した場合,ケース f は 取水開始日の朝にゲートを再閉鎖した場合を想定した.

6 つのシナリオのゲート操作のもとで、実際の降雨と元圦取水(Fig.9a)を入力とし てモデルを適用した. Fig.9bに地点Pにおける実測の水位計データと計算された水位 の比較を示す.ケースbではゲートの開放操作を行わなかったにもかかわらず、最大 水位が堤防よりも約17 cm低い水位までしか上昇しない結果となった.これは、今回 対象とした降雨イベントにおいては、現実にはゲート開放操作を始めた時点で降雨が



終わっており、ゲート B に流下する流量がそれ以上大きくならなかったためであり、 結果としては、この降雨イベントにおいては、ゲートの開閉操作が不要であったとい える. 同様にケース c でも、結果論的には、右岸門を完全閉鎖しても水路からの溢水 リスクはほとんどなかったといえる. もし管理者が「この時点以降の降雨はない

」との予測雨量の情報を利用可能だとしたら、水位は上昇しないと判断し、実際に ケース c を意思決定していた可能性が生じる.ケース d, e について、実際の操作より も早くゲートを開放しても翌取水開始日には十分に水位が回復することが分かった. Table.2 に、6 つのシナリオに対して 5/9 の 6:00~18:00 の分岐水路の平均流量とケ ース b に対する割合を示す.ケース b~e はケース a と大きな差はなく、利水に支障 がないと考えられた.一方で、ケース f ではゲート再閉鎖後にその他のケースと同程 度の水位になるまで 5 時間ほどかかり、分水量は 83.6%となったため、利水に支障が 出る可能性が考えられた.

ケースbに対する $5/9 6:00 \sim 18:00$ ケース 平均分流量(m³/s) 割合(%) a. 実際の操作 0.229 93.7 b. ゲート開放なし 0.244 100c. ゲート閉鎖1回 0.249 101.6 d. 降雨当日ゲート開放 0.249 101.6 e. 降雨前日ゲート開放 0.249 101.6 f. 取水日ゲート閉鎖 0.204 83.6

Table.2 降雨日翌日の日中の分岐水路の流量

5. まとめと展望

排水路内の取水ゲートの操作を組み込んだ排水解析モデルは,灌漑時および降雨時 ともに現象を良好に再現できたといえる.2023年5月の降雨イベントに対して取水ゲ ートBにおけるゲートの開閉操作を変化させてシナリオ分析したところ,結果論的に は①ゲートを開放しなくても溢水のリスクは低いこと,②実際に行われた操作より早 いタイミングで開放操作をしても水位の回復に影響はほとんどないこと,③ゲートの 閉鎖タイミングが遅くなった場合には利水に支障がでる可能性があることが分かった. ただし,実際の操作には予測降雨の不確実性を評価する必要があり,ゲートの開放操 作には特に,予測降雨の開始時刻と降雨強度・継続時間,操作を行う時間帯とその時 点での水位,その後の元圦取水量などを考慮し,閉鎖操作には,将来の降雨流出に伴 う水位変動やその後の元圦取水の有無などを考慮する必要がある.これらの要素を変 数とするシナリオ分析によって,今後は降雨予測に対して適切なゲートの開閉のルー ルの推定方法について,治水,利水,操作の安全性の面から検討を進めていきたい. 謝辞本研究はJSPS 科学研究費助成(22K05896)の補助を受けた. 参考文献 Botou ら,農業土木学会論文集,212,83-89,2001.
国立研究開発法人土木研究所寒地土木研究所 〇萩原大生 大久保天 南雲 人

1. はじめに

農業用管水路では、地震動を受けることで管内水 圧が急激に変動する地震時動水圧の発生が、既設管 水路での観測により確認されている^{1),2)}.農業用管 水路の地震被害としては、曲管部の継ぎ手の離脱や 付帯施設の空気弁の破損のようなことがあり、地震 時動水圧も影響していると筆者らは推察している. 地震時動水圧についてはその実態が不明であった ことから、現時点の農業用管水路の地震対策に考慮 されていないのが現状である.想定される地震動に 伴う地震時動水圧の挙動を把握して地震対策を講 じるために、数値計算を用いて時空間の水圧変動を 推定することは有用と考えられる.本研究では、既 設管水路において計測された地震時動水圧を対象 に、数値計算による現象の再現について、実測値と 計算値の比較から試みる.

2. 計測方法

畑地灌漑用の既設管水路で管内水圧および地震 動の加速度の常時計測を行っている.配管形式は管 網配管である(Fig.1).水圧センサは空気弁から分 岐した枝管に取り付けた.加速度センサは空気弁室 の底のコンクリート基礎の上に設置し,東西,南北 および上下の3方向を計測した.サンプリングレー トは100 Hz とした.対象管路では,様々な管内径 のダクタイル鋳鉄管とFRPM 管が用いられている.

3. 解析方法

弾性体理論に基づく非定常流況の運動方程式と 連続式に,先行研究を参照し³,管水路の地震時動 水圧の基礎式を与える.地震動の加速度の影響を考 慮した運動方程式を(1),連続式を(2)に示す.

$$g\frac{\partial H}{\partial x} + \frac{\partial V}{\partial t} + \frac{f}{2D}V|V| - \alpha = 0$$
(1)
$$\frac{c^2}{g}\frac{\partial V}{\partial x} + \frac{\partial H}{\partial t} = 0$$
(2)

ここで、Hはピエゾ水頭 (m)、Vは管内の平均流速 (m/s)、Dは管の内径 (m)、gは重力加速度 (m/s²)、



Fig.1 対象の既設管水路の模式図

fは摩擦損失係数, c は圧力伝播速度 (m/s) である. α は地震動の加速度の管軸方向成分 (m/s²) であり, 上下, 東西, 南北方向に対する大きさ1の管軸の方 向ベクトル r (式 (3)) と加速度ベクトルα(式 (4)) の内積(式 (5)) により求める.

- $\mathbf{r} = (\cos\theta_{\rm UD}, \, \cos\theta_{\rm WE}, \, \cos\theta_{\rm NS}) \tag{3}$
- $\boldsymbol{\alpha} = (\alpha_{\rm UD}, \, \alpha_{\rm WE}, \, \alpha_{\rm NS}) \tag{4}$
- $\boldsymbol{\alpha} = \boldsymbol{r} \cdot \boldsymbol{\alpha} \tag{5}$

ここで、 θ_{UD} 、 θ_{WE} 、 θ_{NS} は管軸の方向ベクトル r と 鉛直上向き、西向きおよび北向きの軸となす角、 α_{UD} 、 α_{WE} 、 α_{NS} は上下、東西および南北方向の地震動に伴 う加速度である。

計算条件として,時間ステップは0.0005s,空間 ステップは対象管水路の空間的な位置における圧 力伝播速度と設定した時間ステップの関係からク ーラン数が1となるように与えた.

結果および考察

2018年1月24日における青森県東方沖を震央と したマグニチュード6.3の地震において,対象管水 路で計測された加速度および水圧の実測値を対象 に検討を行った.地震動に伴う加速度の3成分の実 測値をFig.2(a)~(c)に示す.計測位置の直下 にあたる本管の管軸方向に対する加速度の管軸方 向成分の値(式(5)より算出)をFig.2(d)に示



Fig.3 地震時動水圧の数値計算結果

す. 地震時動水圧の数値計算結果を Fig. 3 に示す. Fig.2 および Fig.3 については、地震発生時刻の 60 s前からその後400s間のデータを抽出した.なお, 既往研究での検討を参照し2,加速度および水圧の 実測値には 0.1 Hz のハイパス処理を実施した. Fig. 3(a)より、実測値における波形のピークを迎えた 時間(116s)の後に、計算値の水圧変動が減衰しな いことが確認された. Fig.3 (b) では, 波形の立ち 上がりにおける水圧変動に着目すると、108~115s の時間範囲で実測値と計算値が概ね一致すること が確認された.その後は時間経過に伴い実測値およ び計算値の振幅の相違が拡大する結果となった.現 行の計算で減衰の表現が困難な結果となった. 地震 対策のために管水路の時空間の水圧変動を評価す る場合は,その減衰を含めて波形全体が再現できる ようにする必要があり,計算の改良を検討していく 必要がある.

5. おわりに

本研究では、農業用管水路で発生する地震時動水 圧を対象とした数値計算について検討した.水圧変 動の開始とその直後の約7s間における実測値と計 算値の波形の一致が確認されたが、それ以降は相違 が生じた.水圧変動の減衰を含めた波形全体の再現 を検討していく必要がある.

引用文献

- 大久保天,立石信次,今泉祐治,中村和正:震度4の 地震動により農業用管水路に発生した動水圧,農業 農村工学会論文集,No.306,pp.IV_1-IV_2,2018.
- 大久保天,中村和正,今泉祐治,寺田健司,川口清 美:農業用管水路で生じる地震時動水圧,農業農村 工学会論文集,No.310, pp. I_135-I_144, 2020.
- 5) 坂本大樹,吉村英人,眞鍋 尚,伊藤俊輔,佐藤信 光:地震時における管路内動水圧変化の解析(その 1),平成30年度農業農村工学会大会講演会講演要旨 集,pp.634-635,2018.

開水路定常流の水面形計算の向きの理由付け

Reasoning the direction of surface profile calculation of open-channel steady flows

羽田野袈裟義¹・高木悟²・荒尾慎司³ Kesayoshi HADANO¹・Satoru TAKAGI²・Shinji ARAO³

1. 序論

開水路の水面形計算は土木工学分野では河 川の治水計画の基本に位置付けられる重要課 題である.この水面形計算は,農業工学分野 においても豪雨時におけるゲート上流水路周 辺の治水問題などで重要課題と推察される.

周知のように、開水路定常流の水面形計算 は、常流では解析区間の下流端で水深の境界 条件を与えて上流向きに計算し、そして射流 では解析区間の上流端で水深の境界条件を与 えて下流向きに計算する.この理由として、 流速と長波の伝播速度の大小関係から、常流 では下流水面の影響が上流へと及ぶから下流 から上流へに向かって計算し、射流では下流 水面の影響が上流に及ばないから上流から射 流に向かって計算する、という考え方が支配 的である¹⁾⁻⁴⁾.もう一つの理由付けとして、水 深が等流水深(漸近的な水深)に近づく向き に計算を進めるべきである、とする考え方が 示されている^{5).6)}.

本研究では、これらのうち前者、すなわち 流速と長波の伝播速度の大小関係を開水路定 常流の水面形計算の向きの理由とする考え方 の矛盾をまず指摘する.そしてその上で、境 界条件としての水深が水位測定や河床変動に よる誤差を含むことがこの問題のカギと考え、 この問題の解析解であるブレッスの式に基づ く計算により、水深が等流水深に近づく方向 に計算を進めなければならないことを示す.

2. 流速と長波の伝播速度の大小関係を計算 の向きの根拠にすることの矛盾

流速と長波の伝播速度の大小関係は,最終 的にいかなる定常状態の流れが出来上がるか を論じるのには有効な手段である.しかし, ここで対象とする問題は定常流に関するもの で,基礎式は流下方向に沿う距離を独立変数 とする水深の1階常微分方程式である.具体 的には図1の設定で次式を解く問題である⁵⁾.

$$\frac{dh}{dx} = \frac{i - \frac{1}{C^2 R} \left(\frac{Q}{A}\right)^2}{1 - \frac{\alpha Q^2 \partial A}{\alpha A^3 \partial h}} \tag{1}$$

ここで, $i = \tan\theta$, Q は流量, A は流水断面積, R は径深, C はシェジー係数, α はエネルギー 補正係数である.

この場合,定常問題であり境界条件は基礎 式に対応して定常状態における情報により与 えられるべきである.式(1)右辺の分母の第2 項がフルード数であるから,流れが常流であ るか射流であるかが不等流計算の向きに一定 の制限を課すことは考えられる.しかし,流 速と長波の伝播速度の大小関係に起因する下 流水面の上流への影響の有無で式(1)の計算 の向きが決まる,という論法は何か不明瞭で



1:元山口大学 formerly Yamaguchi University, 2:早稲田大学 Waseda University,

3:第一復建 Civil Engineering Consultant. Daiichi Fukken

キーワード 開水路定常流,水面形計算,計算の向き,水深境界条件の相違

真に納得という訳にはいかない.式(1)の微分 方程式で表現された定常流の解析に下流水面 の影響が上流に伝わるか否か,という非定常 現象の概念が持ち込まれることの正当性に疑 問が残る.定常状態の流れが出来上がる仕組 みと定常状態の流れの水面形計算の境界条件 の付与は区別して考えるべきであろう.

3. ブレッスの式に基づく検討⁵⁾

3.1 ブレッスの式

ブレッスの式は広長方形断面水路に対する 水深の解析解である.広長方形断面水路の場 合,式(1)は等流水深h₀と限界水深h_cを用いて 次式のように表すことができる.

$$\frac{dh}{dx} = i \frac{h^3 - (C_0/C)^2 h_0^3}{h^3 - h_c^3} \tag{2}$$

ここで、Cは水深hにおけるシェジー係数、 C_0 は等流水深 h_0 におけるシェジー係数であ る.マニング式とシェジー式から $C = R^{1/6}/$ $n \cong h^{1/6}/n$ と書けるから、式(2)において $C_0/$ $C \cong (h_0/h)^{1/6}$ である、ゆえに、水深が等流水 深と桁違いの場合以外は $C_0/C \cong 1$ とおける、

この場合,式(2)は解析的に解くことができ, 次のブレッスの式が与えられる.

$$\frac{ix}{h_0} = \frac{h}{h_0} - \left\{ 1 - \left(\frac{h_c}{h_0}\right)^3 \right\} \left[\frac{1}{6} \log_e \frac{h^2 + hh_0 + h_0^2}{(h - h_0)^2} + \frac{1}{\sqrt{3}} \tan^{-1} \frac{2h + h_0}{\sqrt{3}h_0} \right] + K$$
(3)

ここで、K は積分定数で、x = 0で $h = h_b$ との 境界条件から与えられる. 具体的には

$$K = -\frac{h_b}{h_0} + \left\{ 1 - \left(\frac{h_c}{h_0}\right)^3 \right\} \left[\frac{1}{6} \log_e \frac{h_b^2 + h_b h_0 + h_0^2}{(h_b - h_0)^2} + \frac{1}{\sqrt{3}} \tan^{-1} \frac{2h_b + h_0}{\sqrt{3}h_0} \right]$$
(4)

ゆえに境界条件を満足する解は次式となる.

$$\frac{ix}{h_0} = \frac{h}{h_0} - \left\{1 - \left(\frac{h_c}{h_0}\right)^3\right\} \left[\frac{1}{6}\log_e \frac{h^2 + hh_0 + h_0^2}{(h - h_0)^2} + \frac{1}{\sqrt{3}}\tan^{-1}\frac{2h + h_0}{\sqrt{3}h_0}\right]$$

$$-\frac{h_b}{h_0} + \left\{1 - \left(\frac{h_c}{h_0}\right)^3\right\} \left[\frac{1}{6}\log_e \frac{h_b^2 + h_b h_0 + h_0^2}{(h_b - h_0)^2} + \frac{1}{\sqrt{3}} \tan^{-1} \frac{2h_b + h_0}{\sqrt{3}h_0}\right]$$
(5)

3.2 境界条件の水深をわずかに変えた計算 による検討

前述のように、本研究では境界条件として 与えられた水深の誤差が計算結果に及ぼす度 合いの違いから水面形計算の向きが定められ るとの見通しを立てて検討を行った.

検討は, 文献⁵⁾の p.34, 【7·21】 に与えられ た堰上げ背水曲線 (M_a) および p.38, [類題] に与えられた低下背水曲線 (M_b) の計算につ いて行なった.

3.2.1 堰上げ背水曲線の計算の場合

例題は次のように与えられている.「【7・21】
 (M_a曲線) 河幅 200m,河床勾配 1/1000,粗
 度係数 0.030 の河川に,高さ 5m の取水ゼキ
 (越流ダムで流量係数 2.1)を河川を横切って

築造した場合,流量 1600m³/s が流れるときの 背水曲線をブレッスの式を用いて計算せよ.」

この問題は、(1)セキ位置における水深を求めて境界条件を定める、(2)ブレッスの式を用いて水面形を決定する、の2段階で解かれる.

まず(1)のプロセスは, 越流水深 *H*, 越流幅 *B* の越流量 $Q = KBH^{3/2}$ の関係式から $H = (Q/KB)^{2/3} = 2.44m$ を求め,これに堰高 5m を加 えた 7.44mをセキ位置の水深(境界条件水深) h_b とする.ブレッスの式の計算の準備として h_b のほかに等流水深 h_0 および α =1.1を用いた 限界水深 h_c が次のように求められる.

$$h_0 = \left(\frac{nQ}{i^{1/2}B}\right)^{3/5} = 3.37m, h_c = \left(\frac{\alpha Q^2}{g^{B^2}}\right)^{1/3} = 1.930m$$

ブレッスの式は $h_b > h_0 > h_c$ と認識し M_a 曲線として計算される.

図2は、この計算のケースについて、下流 端の水深を例題の値7.44mとした場合および それより3cm増減させた7.41m、7.47mとし て堰上流7620mの地点まで行なった計算の結 果を示す.図の横軸のxは堰地点を基準点に して下流向きにとった距離である. 同図によると,基準点(下流端)の水深をしかるべき値7.44mとした場合と3cm増減させた場合とで水面形の計算結果はほぼ同様であった.

図3は, 堰上流7620m 地点における水深の 境界条件を図2の計算で得られた3.4081m と した場合, そしてそれを3cm 増減させた 3.4381mおよび3.3781mとした場合について, 下流向きに計算を行った結果を示す. 図の横 軸のx1は堰上流7620m 地点を基準点にして 下流向きにとった距離である. 同図によると, 基準点の水深を3.4381m とした計算の結果は しかるべき値3.4081mを用いた計算と近い結 果を示すが,これを3.3781m とした計算はか なり異なる結果となっている.



図2 下流端境界条件の違いの結果 (Ma)



図3 上流端境界条件の違いの結果 (Ma)

3.2.2 低下背水曲線の計算の場合

例題は次のようである.「[類題](段落ちに よる M_b 曲線) 底勾配 1/1000 の広矩形水路の 下流端が段落ちになり、その地点で水は自由 越流している.水路の 1m 幅当たりの流量 q=Q/b=1.22m²/sec であるときの水面形を求め よ. ただし, n=0.03 とする.」

実際には段落ち地点の流水深は限界水深よ りやや小さく,限界水深の発生位置は段落ち より少し上流にあるが,その位置の違いを無 視し段落ち地点に限界水深が発生するものと して解析されている.ブレッスの式を適用す る前段階として等流水深 h_0 と限界水深 h_c が α =1.0 として次のように求められている.

 $h_0 = \left(\frac{nQ}{i^{1/2}B}\right)^{3/5} = 1.091m, h_c = \left(\frac{\alpha Q^2}{gB^2}\right)^{1/3} = 0.534m$ ブレッスの式の計算は $h_0 > h \ge h_c$ を確認し, 低下背水曲線 (M_b) として x=0 で $h_b = h_c$ とい う境界条件のもとで行われる.

図 4 は、下流端の境界条件を $h_b = h_c =$ 0.534mとした場合、ならびにそれから 3cm だけ増減させた 0.564m および 0.504m とした場合の計算結果を示す. 横軸のx は図 2 と同様である. 同図によると、下流端の境界条件を 0.534m から 3cm 増減させた場合の水面形の計算結果は、これをしかるべき値 0.534m とした場合の結果とほぼ同様である.



図 5 は、下流端の境界条件 $h_b = h_c = 0.534$ m により得られた段落ち上流1670m地点の水深 1.09m ならびにこれより 1cm 小さい 1.08m お よび 3cm 小さい 1.06m をこの地点の境界条件 として下流向きに計算した結果を示す. 横軸 の x_1 は図 3 と同じように段落ちの上流 1670m 地点を基準点として下流向きにとった距離で ある. 同図によると、上流端の境界条件にし かるべき値 1.09m を使った計算では図 4 と同 様の水面形を与えるが、境界条件を 1.08m お よび 1.06m とした計算は図 4 と大きく異なる 結果となっている. この例からも、常流の場 合に水面形を上流から下流向きに計算するこ とが許されないことがわかる.

4. 結言

以上,開水路定常流の水面形計算の向きに ついて論理的考察および計算例に基づく考察 を行なった.水位の測定から見積もられた水 深の値を境界条件とする場合に避けられない 誤差を考慮して行われた試算により、常流で は水面形計算を下流から上流に向けて行わな ければならないことを明らかにした. ブレッ スの式において等流水深が水深の特異点であ ることに特に注意すべきである.本研究によ り、開水路定常流の水面形計算の向きの理由 を, 流速と長波の伝播速度の大小関係という 定常流に不明瞭な概念を持ち込むことなく説 明できるようになった.このことは水工学を 学ぶ学生やこれに携わる技術者の心理的負担 をかなり軽減でき、その意義は小さくないと 考える.

参考文献:

- 本間仁,安芸皎一:物部水理学,pp.268-271, 岩波, 1956.
- 石原藤次郎,本間仁:応用水理学上, pp.99-106,丸善,1957.
- 3) 日野幹雄:明解水理学, pp.113-116, 丸善, 1983.

- 4) 禰津家久, 富永晃宏:水理学, p. 161, 丸 善, 2000.
- 5) 荒木正夫, 椿東一郎:水理学演習下巻, pp.28-32, 森北出版, 1962.
- 6) 椿東一郎:水理学I, p.152, 森北出版, 1973.

川の流れの原理に基づく河川取水 River Intake Based on the Knowledge of River Flow

三輪 弌

MIWA Hajime

1. まえがき

川から水を取り入れるさいの最大の問題は,洪水流によって河床の砂礫がはげしく 流動し河床形が変化・変動する河川から,地点と構造を固定した施設によって取水す る点にある。この課題について講演者は長年研究を重ねてきて応用水理研究部会にお いても研究成果を発表してきた。

平成25年に岩手大学を退職し神戸に住居を移したあとも,近畿地方の河川を中心に 取水施設のトラブルの実態を調査し,その対応策についての研究を継続している。今 回の部会で発表の機会を得られたので,河川から取水するに当たっての基本的な問題 点と対応策に言及し,部会員ほかの皆様の参考に供したい。

2. 河川からの取水方法

取水をするための基本施設は取水口と堰である。これらの施設による取水方法とそ れぞれの利点と問題点の概要を説明する。

(1) 自然取水

取水口だけで取水する方法を自然取水という。堰を設けないので,建設費用を節約 できるし洪水時の被災の心配もない。その代わり,河川水位変動の影響を直接受ける。 水が最も必要な渇水時に,河川水位が低下して取水量が減少するという不利な状況に 陥る。

上流山間部のダムや砂防ダムの建設による土砂流下量の減少や河川改修工事に伴う 河道掘削,建設資材利用のための砂利採取などによって,河川全体での河床低下が進 行した場合にも取水量の減少に悩まされる。

(2)固定堰

河川水位の変動に対し取水口前の水位を保つために河道を横断して堰が設置される。 堰天端の標高を一定にした固定構造物であるが,下流区間の取水との関係で固定部の 一部標高を切り下げている場合もある。

近代的な堰は、河道を最短距離で横断する直角堰になっているが、古来の堰は取水 口から上流斜め方向に長く伸びた斜め堰が多かった。淵から瀬に移り変わる付近でみ お筋を堰止め取水口に導いている。河床の高位部に設けることで取水位を高く保つこ とができる。洪水時の主流部分を避け流れが拡散した区域に配置されるので、洪水時 の安全性が高いという利点も備えている。

(3) 複合堰(一部可動堰)

河川の平水時みお筋は左右岸交互に大きく揺れ動きながら蛇行する。河道の横断河

岩手大学名誉教授 Professor Emeritus at Iwate University キーワード:水利構造物,河川工学,土砂水理,砂礫堆,水田灌漑 床形状は,みお筋が寄る河岸沿いの淵部分が深掘れし,中央部から対岸は河床が高い 寄洲部になる。洪水流も左右に蛇行しみお筋側に流速の速い領域が現れる。みお筋側 に可動ゲートを配備し,洪水時にはゲートを開放し取水時には閉鎖する方式をとる。

洪水の実質的な流下断面を大きくできるうえ,可動堰区間を短くすることで費用が 節約できる。みお筋の安定した地点をうまく選定して設置すれば,合理性の高い施設 である。

(4) 全面可動堰

河道横断全断面に可動ゲートを備えた堰である。取水時は可動ゲートを閉鎖して取 水位を維持する一方,出水時には流量に応じて可動ゲートを開放し流下させる。

昭和30年を中心に建設資材として利用するために,河床の砂利が大量に採取された。 砂利採取による河床低下は,橋梁や堤防護岸の災害発生という大きな問題を発生させ るが,洪水流下断面の拡大につながり治水的には安全度を向上させる利点もある。

固定堰が設けられている場合,流下断面は固定化され河床低下の効果が得られない。 固定堰下流河床の局所的な洗掘が進行し堰体の損壊や堰取り付け部河岸の侵食などの 災害発生にもつながった。

昭和 51 年施行の「河川管理施設等構造令」において,固定堰による流下阻害を防ぐ ため堰の固定部は計画流下断面外に配置させるという規定が設けられた。河道を横断 する堰は,原則的に全面的な可動堰として建設されることになった。

可動堰ゲート操作管理のための人員配置が必要であり、受益者には高額の費用負担 が発生する。また、現況河床より低い計画河床高に可動堰の敷高を合わせるために、可 動堰ゲート直下に大量の砂礫が堆積し、ゲート操作に重大な支障をきたしている事例 が数多く見られる。現在の取水堰管理において重要な問題であり、のちの4.(4)にお いて実態を詳しく解析し改善策を提案する。

3. 川の流れと河床形の基本原理

日本の川は、人工的に河川改修された河川であることが多い。両岸とも堤防が設置 され洪水時の水衝部河岸には護岸が設置されている。

しかし,流路部分の河床は砂礫に覆われ寄洲や淵があり,洪水時には河床面の砂礫 がはげしく流動する。左右両岸の堤防と護岸は固定的な人工物であるが,広い河道部 分には河川として特有の自然現象が現れている。このような河川の流れと河床の形, それらの変化・変動を理解することが河川から上手く水を取り入れるさいの最も重要 なポイントである。

(1) 左右に揺れ動く流れと左右岸交互の寄洲

川岸や橋の上から川の流れを見ると、両方の川岸の間を左右に大きく揺れ動きなが ら流れていることが分かる。図-1 は淀川支流木津川の流れを山城大橋(京都府京田辺 市)から上流側を見た写真である。写真中央奥の右岸側に寄っていた流れが左岸方向 に向きを変えて流れてくる。左岸の河畔林河岸に沿って流れたあと、右岸方向に流れ を転じる。この写真に写っている範囲においても、右岸→左岸→右岸と大きく左右に 揺れ動いている。

川岸沿いの流れは幅が狭く水深は深くなっていて「淵」と呼ばれる水域である。淵の



図-1 淵と瀬が交互に連続する流れと左右岸交互の寄洲 山城大橋(淀川支流木津川)の上流域(京都府京田辺市,2020年12月9日三輪撮影)

下流部は対岸寄洲の下流部幅が狭くなるのに対応して幅広くなる。淵から対岸に転じ た流れは寄洲と寄洲の間の河床が少し高くなった領域を越えて対岸の淵に流れ込む。 河床の高まり部分を越え淵に流れ込む領域の流れは,「瀬」と呼ばれている。

左右に曲がりくねって流れる様子は蛇が体をくねらせて前進する形に似ているので, 「蛇行」する流れと呼ばれる。平水時の水流が淵と瀬を繰り返しながら交互左右に大 きく蛇行するというのが,川の流れの基本的な形態である。

淵の水域部の対岸には広い「洲」と呼ばれる河原が広がっている。淵と同じ岸の下流 域にも寄洲が広がっている。左右岸交互に洲が存在して河岸沿いの淵から瀬と洲に広 がるのが基本的な河床形状である。

(2) 砂礫堆形成と流れ・河床形との関係

平常時は淵と瀬,洲という河川の基本形態が見られているが,洪水になると,全域が 水面下に没し流れの状態をとらえることは難しい。洪水が減水し平常時の水位に戻る と,また,淵と瀬,洲の形態が現れる。

洪水前後の川の流れと河床形と見比べると, 淵と洲の位置が下流方向に大きく移動 する区間があるものの, 基本的な淵と瀬, 洲の形態は保持されている。淵と瀬, 洲が完 全に水没し河床の砂礫がはげしく移動するにもかかわらず, 基本的な河川形態は洪水 の前後で継続的に存在しているのである。

戦後すぐに自由学園那須農場(栃木県那須町)に勤務した木下良作博士は,農場用地 に隣接する蛇尾川の洪水中の流れを現地で観察し,洪水後に河床形状変化の測量を繰 り返し実施した。目に焼き付けた洪水中の流れと洪水減水後の河床形とを重ね合わせ て,洪水時の河床に「砂礫堆」という河床形が存在し,河川の上下流と横断方向に砂礫 堆が連なって河川が構成されているとの仮説を得た。

図-2 の多摩川に事例に見られるように,一つの砂礫堆は河岸沿いの淵から斜め下流 方向に広がる瀬と洲をひとまとまりにした領域である。砂礫堆が左右反転し前縁を共 有させながら上下流に連なっている。砂礫堆 の連続する形状は,洪水時にみお筋と寄洲が 水没し河床面砂礫がはげしく流動しても保持 され,洪水の減水後に淵と瀬,洲として姿を現 わす。

木下博士は日本各地の河川について航空写 真判読と現地踏査を重ね,砂礫堆の連結によ って河川が形作られていることを確信した。

砂礫堆が形成される河川流れの特徴は,河 道幅の数十分の1以下という浅い流れであり ながら河床砂礫がはげしく流動しているとい う点にある。同様の性質を持たせた小規模な 実験水路において,砂礫堆を形成させること に成功し,砂礫堆形成が河川形態の基本原理 であることを明らかにした。

河川の流れと河床形を大局的に捉えるに は,空中写真の画像が適している。第二次大戦 後に日本を占領した米軍は昭和22年,23年を 中心に日本全土の航空写真撮影を実施した。 その後は,国土地理院が定期的に航空写真撮 影を繰り返している。地理院が原版を保管管 理し航空写真は公開されているので,約70年 間の河川形態の変化を知ることができる。



 図-2 多摩川における平水時の淵・ 瀬・洲と「砂礫堆」との関係 府中市付近の空中写真
 CKT791-C27B-26 と CKT791-C27B-27 の合成 写真(国土地理院撮影 1979/12/13)

また,1985年からは人工衛星から撮影された画像が Google Earth によって公開されている。衛星写真と航空写真との総称が空中写真である。Google Earth 画像は当初は解像度が低かったが,近年は解像度が高くなり河床形状を精度よく読み取ることができる。しかも撮影頻度が高いので洪水前後の比較が可能な例も多く貴重な資料になっている。

(3) 直線平坦床水路における砂礫堆の発生

河川洪水流は幅広い流路を浅い水深で砂床面の砂礫をはげしく流動させて流下する。 この河川流に類似した流れを小規模な実験水路で再現すると,上下流に連結した砂礫 堆が発生,発達し,淵と瀬,洲のいう流れと河床形が出現する。

図-3 は、等幅の直線水路に砂を平坦に敷均して所定の流量を通水して砂礫堆が形成 されていく経過を示す。2分間の通水を繰り返し、砂床の凹凸模様が見やすいように停 水直前に白色絵具溶液を流し入れ減水中の写真である。白く写っている領域の水深が 大きく、黒く写っている領域の砂床は水深が浅く砂床が高くなっている。

最初の2分間通水のあと、元の平坦な河床から細かい斜め格子模様が見られている。 2回、3回と通水を重ねると水路両岸を結ぶ斜めのラインがはっきりと見られるように なる。通水4回のあとには、斜め線が下流に少し膨らんだ形状に発達する。5回目の通



図-3 直線水路における砂礫堆の発生と発達 (20cm 幅水路,水路勾配 1/70,流量 0.6L/s,砂床粒径 0.6-1.0mm, 岩手大学屋外水路)

水を終えると全区間で上下流に砂礫堆が連なって形成された。通水6回のあとでは、5 回後に形成されていた砂礫堆の形状がほぼそのまま保たれた状態で下流方向に進行し ている。

直線的な堤防法線に改修され、河床も平坦に整正された河川において、洪水に見舞 われたあとに上下流に砂礫堆が連なった形状が形成され、減水後には、淵と瀬が交互 に現れながら水流が左右に大きく蛇行し、左右岸交互の寄洲が見られるようになった 事例も数多くある。

水深に対して流路幅が広い浅い流れで河床の砂礫がはげしく流動するという河川洪 水流の特徴を持っていると,流路規模の大小に関わらず,砂礫堆が自然の力で形成さ れ,平常時には,淵と瀬を伴う蛇行みお筋が見られる。この基本的な河川形態を理解 し,河川から上手く取水する方法を探っていく必要がある。

(4) 砂礫堆が発達した後の砂床形状

上方からの写真を見れば,白黒の濃淡で河床形状の概略は把握できる。河岸沿いに 水深の深い淵があり,下流に水域が広がって水深が浅くなり,下流に寄洲が広がる。水 流は瀬を経て対岸の淵に流れ込んでいる。





図-5 砂礫堆を形成する蛇行水流蛇行 水路勾配 1/70,水路幅 20cm,流量 0.6 L/s 使用砂:平均粒径 0.8mm,比重 2.49 写真をクリック or 下記リンクで動画閲覧可能 https://drive.google.com/file/d/1XVuQ2Fx9jwFkp M3aEMIh93Q8aDiXz3A5/view?usp=share_link

砂床形状を横断測量結果から詳細に見

ると図-4になる。水路起点から9.5mの地点は、右岸に砂礫堆の先端部があり、左岸側 は狭くて深い淵が次第に広がった付近に当たる。寄洲の下流端部に少し高い部分があ るが、中央から左岸にかけては平坦な砂床になっている。

9.7m 横断では右岸沿いに断崖状に切れ込んだ淵があり,峰から対岸は浅く平らな水域である。9.9m から 10.1m にかけて淵部の幅が広がり深掘れも小さくなり対岸の寄洲部の砂床が全体的に高くなっている。10.3m 横断は 9.5m 横断を反転させた形状で右岸側の淵が中央部から左岸側にまで広がっている様子が分かる。

(5) 砂礫堆を形成する蛇行水流

砂礫堆が形成された水路において水流は左右に大きく揺れ動く。図-5 は水表面にパ ンチくずを散布しその動きを動画撮影したときの画像である。砂礫堆の形状に対応し て,左右岸交互にパンチくずが集まる領域があり斜め下流方向に拡散している状態が 写されている。

画像をクリックするか記載したリンクによってパンチくずが左右に揺れ動く様子を 見ることができる。

(6) 航空写真測量による洪水流蛇行の解明

実験水路において洪水流相当の流れで砂礫堆が形成され河川の淵瀬と洲の形態が作 り出されることが明らかになった。

大規模な河川においても共通した形状の砂礫堆が形成されることで、洪水流の蛇行



(b) 上図の測定時の等水深線図

図-6 阿賀野川洪水時の水流蛇行と砂礫堆形成 昭和41年洪水流表面の航空写真画像をもとに、木下博士の指導に基づいて 写真測量の技法を駆使して計測された。(原図は木下良作博士文献8))

状態は推定されるが、木下博士は日本全国の多数河川において洪水流表面の航空写真 撮影を敢行し、カメロン効果を利用した写真測量解析によって水流蛇行の実態を明ら かにした。大河川の洪水ピークは台風通過後に天候がある程度回復した時に現れる。 その時を待って飛行機を飛ばし洪水流表面に現れる水面の模様を撮影した。新潟県阿 賀野川(新潟市)の解析結果が図-6に示されている。

河床の砂礫堆の形状に対応して,河岸沿いの淵領域に洪水流の高速域が左右岸交互 に現れ水流が左右に蛇行している。図-5の実験水路における水流蛇行と全く同様な流 れが大規模な河川の洪水時に出現していることが立証されたのである。

(7)砂礫堆の移動と停止

直線的な河道において砂礫堆はその形状を保持しながら下流方向に進行する。図-3 の通水5回後と6回後の写真を見比べると砂礫堆の先端部X1がX2に,Y1がY2にそ れぞれ移動しているのが分かる。直線的な河道を持つ現地河川においても洪水後にみ お筋と寄洲の配置が大きく変化する事例は数多く見られる。

しかし,河道の法線形状がある程度以上の蛇行角をもって蛇行している場合には長 年にわたって砂礫堆の位置と形状が安定化する。

図-7 は、群馬県玉村町付近の利根川の蛇行区間である。蛇行した河道内に蛇行した みお筋が見られ、凸岸下流域に寄洲が広がっている。上図の 1961 年写真と下図の 2010 年写真とは約 40 年間を隔てている。2010 年写真撮影時の河川流量が少し大きくて水 面幅が広いことを除けば、河道内のみお筋の走り方と寄洲の配置にほとんど変化は見



1961 年地理院撮影空中写真の合成(MKT614-C8-16, C9-18,20,21)



2010年地理院撮影空中写真の合成(CKT20101-C18-17,18, C19-18,20,21,23)

図-7 蛇行河道における砂礫堆と低水流路の安定化 利根川(群馬県玉村町付近)の蛇行河道区間における約40年間の比較

られない。みお筋は蛇行河道の凹岸から凸岸にかけての河岸に沿って流れ,凸岸頂部 から対岸の凹岸底部付近に向かっていく。

直線区間の中に1ヵ所だけの湾曲がある場合には,湾曲角度が大きくても砂礫堆の 移動を完全に抑えることはできない。これに対し,砂礫堆の長さにマッチした蛇行河 道においては砂礫堆の移動を抑えることが可能である。蛇行河道であっても蛇行角が 小さく蛇行振幅が小さい場合には砂礫堆は下流への移動を継続する。

木下・三輪は、この砂礫堆の移動の有無を左右する限界角度を解明するために水路 実験を実施した。蛇行水路は実河川の蛇行形状にも近く、製作も容易なジグザグに屈 曲した蛇行水路(図-8上図)を使用した。砂礫堆の長さは水路幅の数倍程度であるが、 長短の広がりをもっているので、蛇行半波長 30cm から 90cm の7種類について限界蛇 行角を追求した。限界蛇行角曲線は図-8 のようになり、蛇行波長が大きいほど小さい 蛇行角度で砂礫堆の移動を止めることができた。

図-8 の結果は弱い射流状態の水理条件の通水で得られたものであるが, 追実験で常 流状態でも限界角に変化はないことを確かめた。多種の水理条件での通水のほか, 丸 みを持たせた蛇行水路の実験や水路幅を広げた実験も行ったが, 限界角度に大きな違 いは見られなかった。

砂礫堆の移動と停止の限界曲線が蛇行水路の波長と蛇行角度という平面形状要素の みで決定されることが明らかになり,河道平面計画への応用の道が開けた。



 $B: 水路幅, l: 蛇行水路半波長, \theta: 屈折蛇行角$



図-8 蛇行実験水路における砂礫堆の移動と停止の限界曲線 (木下・三輪, 1974)

水路幅 13cm, 蛇行半波長 30~70cm(10cm おき),水路床勾配 1/50,流量 0.5L/s,水路床砂平均粒径 1.24mm



(8) 網状流路と複列砂礫堆の関係

山地流域から土砂礫を伴って平野部に流れ出た河川は,流路幅が広がって流速を落 とし砂礫を堆積して扇状地平野を形成する。河道幅が広いので,みお筋は左右に蛇行 した1本の流れにはならず,何本かに分かれた網目状の流れになる場合が多い。一見 無秩序に分流合流を繰り返しているようにみえるが,基本的には,上下流に連続した 砂礫堆が横断方向にも並列して複列の砂礫堆を形成し,複数列のみお筋を作り出して いる。

東京都府中市付近の多摩川では,昭和22年当時,図-9に見られるような2列砂礫堆 が形成され,みお筋は8の字を描くように分流し合流する形態を示していた。利根川 支流の渡良瀬川や富山県黒部川なども同様の2列砂礫堆が形成されている。

河道幅がさらに大きくなる河川では、並列する砂礫堆の列数が増加する。静岡県天 竜川や富山県常願寺川において扇状地河道の全区間でおおむね3列の砂礫堆が形成さ れている。静岡県大井川では5列程度の多数列の砂礫堆が見られる。

多数列の砂礫堆が形成されている区間では、洪水のたびにみお筋の配置が変動して しまう。河岸に寄ったみお筋から取水していても洪水後には上流の寄洲が移動してき て取水口を塞いでしまう事態が頻繁に発生する。

4. 河川から取水する上での問題と対応策

日本の河川は人工的な改修河道になっていて両岸とも堤防が築かれ要所には強固な 護岸が設置された場合が多い。しかし,洪水時に河床を砂礫がはげしく流動し,河床面 には砂礫堆が形成され,水流は蛇行して左右岸交互に寄洲が存在する。河道の湾曲や 蛇行の状態によって洪水前後で砂礫堆の配置が変化したり安定化したりする違いが生 じる。

洪水流によって自然現象として河床変動が起きる河川から水を取り入れることにな るのでは多くの問題に直面する。それらの問題を分析し問題解決の方法を論じていく。

(1) 自然取水の場合

堰を設けず取水口のみで取水する方法を自然取水という。砂礫堆が形成され平水時 のみお筋が蛇行している区間ではみお筋が寄っている河岸から取水する必要がある。

(a) 砂礫堆移動による取水口閉塞

砂礫堆が下流に移動する区間では,洪水後に上流寄洲部が押し寄せてきて取水口を 閉塞する事態が発生する。

京都府八幡市付近の木津川では低水路にきれいな単列砂礫堆が形成されている。直 線的な河道区間である

ため、図-10 に見られる ように洪水によって砂 礫堆が下流に移動し上 流から押し寄せた寄洲 によって岩田揚水機取 水口が完全に閉塞した。 灌漑開始までに上流み お筋まで導水路を掘削 し取水可能な状態にし なければならない。

(b) 扇状地平野部用水の取水

網状流路になってい る扇状地河道区間では, 洪水によるみお筋変動 が顕著であるため安定 した取水ができず,取水 位置の変更を余儀なく された場合が多い。図-9 の多摩川大丸堰におい ても D 地点に砂利積み の仮堰を設け取水口ま で導水路を掘削して取 水している。



取水 — 2017 年洪水後の砂礫堆前縁線

Google Earth 2018/04/13 画像取得



── 2018 年出水による砂礫堆先端の移動 Google Earth 2019/01/30 画像取得

図-10 岩田揚水機取水口(淀川水系木津川,京都府 八幡市)における砂礫堆先端移動による取水口閉塞 大規模な農地開発事業や土地改良事業によって取水口の整理統合が進められると, 山間部河道出口付近に取水口を設け,長大な用水路を建設して受益地全域に配水する システムが構築されるようになる。

山間部の河道は山地地形の形状によって河道が決まり谷に張り出す山裾の岩盤にぶ つかり対岸に広がって対岸山裾の岩盤にぶつかる。山裾岩盤にぶつかる河岸では淵が 形成され両岸の淵から淵へ左右に大きく蛇行している。谷筋の形状が自然に蛇行して みお筋がほぼ一定である場合も多い。

山地から平野に流れ出す地点付近には安定した淵が存在し自然取水の適地であるこ とが多い。位置の変化しない淵に向けて山裾岩盤にトンネルを掘削して「穴堰」と呼ば れる取水口を設ける場合もある。

(c) 河床低下の影響

自然取水の場合には取水位は河川水位変 動の影響を直接に受ける。洪水時には取水ゲ ートを閉鎖すればよいが,渇水時に河川水位 が大きく低下すると所要の取水量が得られ なくなる。砂利や大きな石を並べて臨時の堰 を設置して取水位を高める手当をする場合 もある。

河川改修工事に伴う河道掘削や砂利資源 の活用のための河床掘削によって河床低下 が進んだ場合,平水時の河川水位が低下し所 要の取水量が確保できなくなる。取水地点を 上流側に移転したり,ポンプ取水に切り替え たりする対策が必要になる。

(2)固定堰の場合

河川水位の変動に対して取水位を安定さ せるためには河川を横断する堰を設ける必 要がある。一般的に,河道を直角に横断して 鉄筋コンクリートの頑丈な堰が建設される が,特有の凹凸形状を持つ河床に,一定の堰 高の構造物を設置することの問題点がいろ いろと現れる。

(a) 堰と砂礫堆形成との関係

河道に砂礫堆が形成されみお筋が蛇行し ている場合,みお筋が河岸に沿う淵に面して 取水口を設けることになる。淵は河床が掘ら れた状態にあるので,河床から取水位までの 堰体の高さが必要になる。淵部は洪水時の主 流部分が通過する領域でもあるため,洪水の 流下を阻害する構造物になってしまう。さら



図-11 床止め工が設置された河川に おける砂礫堆の形成 夢前川(兵庫県姫路市) Google Earth2012/8/9 画像取得

に,堰を越流した流れが堰の下流側河床を洗掘するので,洗掘防止のための床止め工 の設置が必要になり,建設費がかさむことになる。

堰によって河床横断形を一定に保ったとしても,堰の上下流区間の砂礫堆は上下流 につながった形状を保ち下流への移動性も損なわれない。

図-11 に示した夢前川(兵庫県姫路市)では,河川改修工事によって低水路流路幅の 数倍の距離ごとに落差工が設置されている。取水堰を兼ねているものもある。このよ うに連続的に横断構造物が設けられていても砂礫堆が上下流でつながっている様子が うかがえる。この画像以降に撮影された衛星写真で砂礫堆の形状と配置を比較検討し てみると,出水によって下流へ少しずつ移動しており,夢前橋下流の堰において右岸 側上流の寄洲が接近してきて,取水口を閉塞する危険性が高まっている。

固定堰の場合は取水口前に堆砂して塞がれてしまうと,自然取水の場合と同様に取 水できなくなり,上流みお筋まで導水路を掘削する必要がある。

(b) 古来の斜め堰と砂礫堆との関係

古来の堰は河道を斜め上流方向に横断する斜め堰であることが多かった。大石を敷 き並べるほか,木枠石詰め,蛇篭など現地で利用しやすい材料によって築造される。直 角堰よりも堰長が長大になり材料費も人件費もかかるのに斜め堰にするには次のよう な合理的な理由があった。





Google Earth2020/11/13 画像取得

- 直角堰の場合は砂礫堆が形成された河道において、図-4に見られるように、どの断 面を横断しても河岸沿いの河床が掘れた淵部に堰を設けることになる。建設が困難 である上に洪水時に堰体損壊の恐れが大きい。
- ② 淵から下流の瀬と寄洲に流れが広がる河床部を連ねて上流斜めに堰を設けると、河床が平坦になった領域に設けることになり低い高さの堰で取水位を維持できる。瀬を越え対岸に向かう水流を取り入れ口方向に導くことも可能になる。
- ③ 淵に沿う洪水時の主流部は淵付近から対岸下流側に向かって広がり流速を落とす。 斜め堰は河岸沿いに集中していた洪水主流部が対岸に向かって広がった領域に位置している。堰体が損壊しにくいという利点を兼ね備えている。
- ④ 斜め堰がこれらの利点を発揮できるのは、砂礫堆との位置関係が適切で、砂礫堆の 移動が抑えられ位置関係が変化しないことが重要である。

アフガニスタンにおいて水利開発で活躍された故中村哲氏がクナール川に取水堰を 建設するに当たって山田堰(筑後川,福岡県朝倉市)をお手本としたと言われている。 図-12に見られるように、山田堰は河道が湾曲した下流にあり、上流右岸の淵から左岸 に向かって流れが広がる領域に堰が築かれている。

山田堰は1663年開設の堀川用水の取水堰であり,堰の原型は1790年に築造された。 災害による損傷の部分的な補修工事はなされているが,堰の形状と配置は200年以上 保たれている。構造にも種々の工夫がなされているが,長年の安定取水を支えてきた のは,位置の安定した砂礫堆上に淵から瀬と洲に移る領域を選んで堰を設けていた点 にある。

(c) 固定堰の改築

固定堰は取水位を維持して安定した取水を可能にするが,河道掘削や砂利採取によって河床低下が進んできたさい,堰下流河床の局所洗掘によって堰体の被災が生じる ほか,堰取り付け部河岸の侵食被害も発生する。治水上,河床低下は流下断面拡大の拡 大につながり,河道計画において活用したい現象であるが,河床高を保持する固定堰 はその計画に対しての障害物になってしまう。

固定堰の天端を切り下げて流下断面の拡大を図るためには,揚水ポンプを設置する か,堰を上流に移転して取水位を維持する必要がある。揚水ポンプは電力費がかかる し,上流移転にはそこまでの用水路建設費用と建設後の維持管理費用がかかってしま う。災害復旧工事の一環としてようやく実施されている例が多い。

昭和 51 年施行の「河川管理施設等構造令」においては,治水安全度向上のため堰の 新設あるいは改築に当たっては,計画流下断面内に固定構造物を配置しないという方 針を掲げた。取水堰は原則的に全面可動堰として建設することになった。治水上の対 応を優先させたこの規定が,現在,多数の全面可動堰における恒常的な堆砂トラブル の原因になっている。この問題については全面可動堰の項において詳述する。

(3) 複合堰(一部可動堰)の場合

淵に面した位置に取水口を設けると、水深の深い部分を横断する堰を設けることに なる。洪水時の主流部が河岸沿いに走る箇所になってしまう可能性も高い。取水口側 の一部区間を可動堰にした複合堰が建設されるようになった。河床の低い淵部分を可 動堰にして固定部天端を下げ、洪水時に可動堰ゲートを開放すれば洪水流下を妨げる ことがない。取水時にはゲートを 閉鎖して所定の取水位を確保する ことが可能になる。

(a) 複合堰の利点

河岸沿いの淵の対岸側には寄洲 が広がっている。河床面高に合致 するように固定堰天端を設定すれ ば,洪水時の流下を阻害すること もない。河床の凹凸形状に配慮し た優れた構造物であると言える。

図-13 に掲げた小田井堰(紀ノ 川,和歌山県橋本市)は河道が蛇 行した区間にあり,砂礫堆の位置 形状が安定した地点に設置されて いる。右岸の淵部に可動堰,左岸



図-13 小田井堰(和歌山県紀ノ川) 2006年9月21日三輪撮影

側の寄洲部に固定堰という合理的な構造である。砂礫堆の位置と形状が安定した地点 に堰が設けられているので,その利点が活かされている。

淵部に取水口を設けることが困難な場合に、可動堰ゲートの開閉操作によってみお 筋を取水口側に誘導する方法の検討がなされたことがあった。しかし、河川という自 然の基本的な性質によって砂礫堆が形成されみお筋と寄洲の配置が現れる。堰は河道 の一地点を横断して建設される構造物であり、可動堰ゲートの操作のみではみお筋の 誘導は不可能である。

(b) 両岸取水の困難性と問題回避方法

堰の統合などによって左右両岸の受益地に用水を供給する必要が生じ両岸から取水 しようとすると、一方の取水口は寄洲部からの取水を余儀なくされる。寄洲部に導水 路を掘削して取水している事例もあるが、洪水のたびに導水路に土砂が堆積し維持管 理に苦労することになる。安定した淵部側の河岸において両岸の取水を行い、対岸受 益地用に堰体内の下部に堤体内サイホンと呼ばれるトンネルを通して対岸に導水し、 この問題を回避している事例も多い。

(c) 砂礫堆移動区間の堰

砂礫堆が移動する地点に設置されている場合には,上流寄洲部が洪水流によって下 流へ移動し取水口前面が閉塞する。取水口に隣接して土砂吐ゲートが設けられゲート 上下流に堆砂防止のための急勾配排砂水路が設置されている場合もあるが,寄洲の移 動堆積を完全に防ぐことはできない。取水口前面の堆砂によって取水不能に陥る場合 がある。

なお, 堰の下流河床が低下している場合には, 段差によって生じる高速流によって ゲート直下付近の堆砂が防がれる場合もある。

(4) 全面可動堰の場合

全面可動堰は,洪水時には可動堰ゲートを開放して洪水流下を妨げず,取水時には 可動堰ゲートを閉鎖して河川水位を安定できるという優れた機能をもつ構造物である。



図-14 森田頭首工における可動堰敷上堆砂によるゲート閉鎖不能 (那珂川水系荒川,栃木県那須烏山市, 2008年11月4日三輪撮影)

ただし、建設費用がかさみ建設後の維持管理費用も掛かるという費用上の問題を抱えている。可動堰部分の敷高を河川改修計画を先取りして現河床より低い高さの計画河床高に合わせて建設しているために、完成後の取水管理上の大きな問題も生じている。 (a) 可動堰敷上堆砂によるゲート閉鎖不能トラブル

那珂川水系荒川の森田頭首工(栃木県那須烏山市)においては,平成11年6月完成後,図-14に見られるように洪水後に可動堰ゲート敷上に大量の砂礫が堆積し,ゲート 閉鎖不能というトラブルが発生している。

森田頭首工では,洪水後の堆砂障害に対処して頭首工上下流河床の砂礫除去を繰り 返しているが,掘削範囲が狭いために,洪水後にはゲート閉鎖困難になってしまう。

平成 20 年洪水による堆砂が大量であったため,平成 22 年度に総工事費約 2,000 万 円をかけて堰上下流河床の河床掘削を実施したが,その掘削範囲は堰の上流側 60m, 下流側 40m であり,次の出水によってまた埋め戻されてしまった。今後も堰周辺河床 の砂礫を応急的に除去して対策していかざるを得ない。非常に厳しい頭首工管理を強 いられている。

(b) 可動堰敷高設定の基本的考え方

河川敷地内に設置される工作物については,昭和51年施行の「河川管理施設等構造 令」(以下では河川構造令と記載)に基づいて計画設計され建設される。堰の基本的な 設計理念は,第37条に「可動堰の可動部以外の部分及び固定堰は,流下断面に設けて はならない」という規定に表されている。堰高の高い固定堰が,河川洪水の流下を阻害



図-15 堰建設時河床掘削と現況河床との関係概略図 原図:三輪文献10)

したり,取付け部河岸の災害につながったりする危険性を排除することが目的である。 河川構造令は,当該河川の将来河道計画と整合させるように適用されるので,第37 条にいう流下断面には計画横断形に係る流下断面が含まれる。固定堰の天端高あるい は可動堰の敷高を,計画河床高に一致させるか,より低く設定する必要がある。そのう えで取水時の水深を確保する必要があるために,堰は原則的に全面可動堰として建設 されることになる。

(c) 堰建設時の河床掘削と洪水流による埋め戻し

洪水時の安全度向上のため,将来河川改修計画においては河道掘削によって洪水流 下断面拡大が計画されている場合が多い。堰建設に当たっては,現況河床より低い計 画河床高に合わせた可動堰敷高を持つ堰として建設される。

堰敷高が現況河床より低く設定されているので,図-15のように,建設時に堰の上下 流河床が掘削され運用が開始される。通常の掘削範囲は堰の占用区域,つまり上下流 水たたきと下流護床工までの区間である。この程度の掘削範囲で洪水に見舞われると

河床掘削した区域に上流から運ばれてき た土砂礫が堆積する。可動堰ゲート直下 にも堆砂してゲート閉鎖操作に大きな支 障が生じる。

(d) ゲート流出流の堆砂フラッシュによ るゲート閉鎖操作

堆砂した砂礫の粒径が数 cm 程度以下 の場合や堆砂厚が薄い場合には,洪水減 水期のゲート閉鎖操作によってゲート閉 鎖に至る場合がある。ゲートを降下させ ると上流側水位が堰き上げられゲート上 下流に水位差が発生するので,ゲート下 端と堆砂面との間にゲート流出流が発生 して砂礫が下流にフラッシュされる。ゲ ート下端と堆砂面の隙間を保ちながらゲ ートを徐々にゲートを降下させ,ゲート 流出流による砂礫のフラッシュを続けて ゲートを閉鎖できる場合がある。

北空知頭首工(石狩川,北海道深川市)



図-16 北空知頭首工右岸側洪水吐3号ゲー トにおける堆砂フラッシュ実行中 2012年4月25日三輪撮影

では、平成23年9月の洪水によって河道中央部から右岸側にかけて広く寄洲が発達した。北空知頭首工の堆砂は常態化し、それまでは、巧みなゲート閉鎖操作によって何とかゲート閉鎖に成功していたが、今回の堆砂面の最高部はゲート敷より3.5m程度も高く、堆砂表面には長径20cm程度の石が多数堆積しており、ゲート閉鎖不能が懸念されていた。

平成24年度の灌漑開始に合わせてゲートフラッシュによる閉鎖操作の試みが実施された。北空知頭首工の洪水吐ゲートの扉高が4.9mと高いため、ゲート上流水位を高く維持することができる。図-16に見られる洪水吐3号ゲートのフラッシュ実行中、ゲート上下流の水位差は60cm程度を維持することができ、ゲートの上下操作を繰り返して砂礫のフラッシュを実行してゲートの全閉が可能であった。

なお,フラッシュ実行中に巻き上げられた石がゲート下端にぶつかって傷つけた跡 も多数見られた。ゲート操作によってフラッシュするさいの問題点の一つである。

図-14 の森田頭首工の場合には、ゲート敷上の堆砂高は 1.5m 程度にも及ぶのに、洪水吐可動堰のゲート高は 1.7m であるため、洪水減水時のゲート操作によるフラッシュ 効果は全く期待できない。このようにゲート高に対して堆砂厚が大きい場合はゲート フラッシュによる閉鎖操作は不可能である。

(e) 砂礫堆形状と堆砂領域との関係

将来河川改修計画における計画河床高は,低水路河床を水平な一定高と見た高さで ある。その高さに合わせて可動堰の敷高が設定されるので,敷高も横断面で一定標高 の直線として設定される場合が多い。しかし,平野部河川では平水時のみお筋は流路 幅一杯に左右に蛇行し,河岸沿いに河床が掘れた淵になり,対岸側には河床が高い寄 洲が広がるという流れと河床形をしている。

堰の建設時には、堰の占用区域内の現況河床を掘り下げて計画河床高に合わせるように平坦な河床形として整正される。洪水に見舞われると掘削部に土砂礫が堆積する。 そのさい、掘削区間に存在していた従前の河床形状が復元されるように堆積する。

みお筋領域の河床は低いままで寄洲部領域にはまた分厚く砂礫が堆積する。図-17に, 千種川筋の木津井堰(兵庫県赤穂市)において,左岸側の寄洲部に当たる領域の堆砂に よって,洪水吐転倒ゲートが起立できなくなった状況を示した。木津井堰は河道が左 に大きくカーブした湾曲部の下流に位置しているため,凹岸となる右岸側にみお筋, 凸岸下流の右岸側に寄洲という河床形状が安定している。

木津井堰は1980年頃に引上げ式ゲート1門の土砂吐と転倒堰4門の洪水吐を持つ全 面可動堰に改築された。安定したみお筋が寄っている右岸側からの取水であるので, 右岸側の土砂吐と洪水吐2門については全然問題はないが,寄洲部に位置する左岸側 の洪水吐2門においては洪水のたびに転倒堰上堆砂によって起立不能になるトラブル が発生している。水平断面の計画河床横断面に合わせるように敷高が設定され,安定 的に寄洲が配置する領域に転倒堰を設けている。このことがトラブルの原因である。

転倒堰上下流の河床掘削によって起立可能にする対応策を取っているが, 掘削範囲 が狭いために, 次の洪水後にはまた転倒堰が埋没し起立不能になる。転倒堰上への砂



図-17 千種川木津井堰(兵庫県赤穂市)の転倒堰起立不能状況 Google Earth2017/11/06 画像取得

礫の堆積を防ぐためには、上流寄洲を広 範囲で掘削して堆砂域が堰地点まで発達 しないようにする必要がある。

(f) 頻発している堆砂障害

洪水後に可動堰ゲートが閉鎖できなく なるトラブルは,現時点での頭首工管理 の上での大きな問題である。関東地域に おいては,図-14に示した森田頭首工のほ か,六郷頭首工(荒川,埼玉県鴻巣市)や 岡本頭首工(鬼怒川,栃木県宇都宮市)が よく知られている。神奈川県広域水道企 業団管理の飯泉堰(酒匂川,小田原市)で は,毎年2月頃に堰上流区域に大量に堆 積する土砂を掘削・除去している。他地 域の新田原井堰(吉井川,岡山県和気町) においても洪水のたびに可動堰ゲート閉 鎖操作に支障を生じている。

令和元年(2019年)の久慈川洪水にお いては,久慈川流域の主要な取水堰であ る辰ノロ堰と岩崎堰(茨城県常陸大宮市



図-18 久慈川岩崎堰(茨城県常陸大宮市) 土砂吐ゲート部の 2019 年洪水後堆砂 国土地理院 2019/10/17 撮影 (防災・災害対応 Img21834)

付近)において,それぞれ寄洲部に位置する洪水吐可動堰敷上に大量の堆砂が生じ,ゲ ート閉鎖障害が発生した。従来から堰周辺の恒常的な堆砂に悩まされており,堰上下 流区間の局部的な掘削工事を実施して運用していた。令和元年に計画洪水規模の大洪 水に見舞われ、両堰とも寄洲部に位置する洪水吐ゲート直下に大量の砂礫が堆積しゲ ート閉鎖トラブルが発生した。

岩崎堰における堆砂状況は図-18の通りである。上流湾曲部の左岸側に安定したみお 筋があり、堰地点では右岸側に移っている。右岸側取水であるので、取水上の適地であ る。左岸側の寄洲部に洪水吐可動ゲート区間があり、ゲート直下周辺の堆砂に悩まさ れ河床掘削作業がたびたび実施されていた。令和元年洪水前にも河床掘削がなされて いたが、堰上下流の狭い範囲の掘削に留まっているため洪水後にゲート直下への堆砂 を生じた。

(g) 堆砂障害の軽減対策

堆砂障害が発生している堰では,可動堰ゲート敷上の砂礫除去によってゲート閉鎖 を可能にする対策が取られている。ただし,堰の占用区域内での河床掘削に限定され ることが多く,次の洪水で簡単に埋め戻される。

河川改修工事の先行実施

加古川大堰(兵庫県加古川市)では、平成元年の堰建設に合わせて上流区間 4km 下 流区間 3km において河川改修工事を先行実施し、堆砂障害の発生を抑えている。忠別 川第 2 頭首工(石狩川水系,北海道東川町)では建設当初は堆砂による閉鎖不能トラ ブルが発生していたが、改修工事の進展で上下流河床が計画河床高に見合うように切 り下げられて障害発生がなくなった。結局は堰の敷高と現地河床高との高低関係によ って障害発生の有無が分かれるのである。

加古川大堰建設時に実施された河川改修工事の先行実施が望まれるが, 追随した事 例は見られないようである。

② 仮設上げ越し構造の設置

国土技術研究センター編の「解説・河川管理施設等構造令」においても対策として取 り上げられている暫定的な仮設上げ越し構造(ゲート戸当り部ゲタばき構造)は,一つ の有用な対策である。

新潟県関川の関川頭首工と十ヶ字頭首工(妙高市)において,平成7年洪水の災害 復旧工事に当たって両頭首工が全面改築された。そのさい,河川整備基本方針に定め られた改修工事を一気に実施することは財政的に困難であると判断され,基本方針に ある計画河床高ではなく当面の整備計画に該当する災害復旧助成河床高を定めて堰構 造が決められた。堰本体は計画河床横断形に合わせるように建設されたが,可動堰ゲ ート戸当り部に仮設の上げ越し構造を設け,可動堰ゲートの高さも低くして建設した。

元荒川の三ツ木堰(埼玉県鴻巣市)においても同様の仮設上げ越し構造が採用された。堰本体を河川改修計画の洪水流下断面を確保するように,計画河床高に可動堰敷高を合わせて建設したうえで,元荒川の河川整備計画に基づいて,将来計画河床高より1.8m 高い暫定河床高を設定し,堰本体の可動堰戸当り部に上乗せするように暫定的な嵩上げコンクリート構造物を設置した。それに伴い可動堰ゲート高は計画取水位に合わせて本来の高さより低くしている。河川整備計画に従って20~30年の間に河川改修工事が実施されてもその段階で現地河床高と堰敷高がほぼ見合った状態になる。

現状の河床高は暫定計画河床高より高いので、洪水後に可動堰敷上に 1m 程度の砂



図-19 三ツ木堰の暫定的上げ越し構造 (埼玉県元荒川, 鴻巣市, 埼玉県さいたま農村振興センター資料より)

礫の堆積が生じている。堆積砂礫の粒径 5mm 程度と大きくないし、嵩上げコンクリートによって堆砂厚が薄くなっているために、洪水減水期のゲートフラッシュ操作によってゲート閉鎖が可能である。嵩上げ構造がなければ堆砂厚が 2.8m と大きくなるので、フラッシュ操作が上手くできていない可能性もあり、嵩上げ構造物設置の効果は大きいと言えよう。

将来の本格的な改修工事が実施されるさいには、この嵩上げコンクリートを撤去し、 可動堰ゲートの高さも本来の高さに改造する必要があるが、それまでの維持管理の困 難性と費用負担を考えると、暫定構造物の設置は堆砂トラブル軽減のために他の堰の 建設に当たっても採用検討してほしい対策の一つである。

河床横断形配慮の堰

全面可動堰における堆砂障害を軽減させるための対策として,昭和堰頭首工(寒河 江川,山形県寒河江市)では,落差工を兼ねて固定堰中心の堰とし上下流河床に落差を 付け,土砂吐部の排砂機能を有効に働かせる工夫をしている。

河道内でみお筋が蛇行し,安定した寄洲が存在している区間に堰を設けるときは, 寄洲部は固定堰とし,みお筋部の敷高を下げて洪水流下断面を確保する計画設計も有 効である。皆瀬頭首工(雄物川水系皆瀬川,秋田県横手市)では,左岸寄洲ワンドに生 息するトミヨ属淡水魚保護も考慮して,寄洲部は固定堰とした複合堰を採用した。 先述の木津井堰の場合でも左岸側に安定した寄洲が存在しているので,全面的な可 動堰ではなく,左岸寄洲部は固定堰,右岸みお筋部に可動堰という複合堰として建設 していれば,洪水後に転倒堰上に大量の土砂が堆積し転倒堰が起立できないというト ラブルは回避できる。河床形状の特徴を活かした堰構造の採用が望まれる。

5. まとめ

川から水を取り入れる行為は、水田灌漑の主要な役割のひとつである。日本の河川 は堤防や護岸を施工して河道を固定化した人工改修河道であるが、河床の砂礫が洪水 流によってはげしく流動し洪水の前後でみお筋が大きく変化して、取水不能になる事 態が生じる場合もある。洪水のたびに流れと河床形が変化・変動する河川から、位置と 構造が固定された施設によって水を取り入れるという基本的な困難性がある。

また,それぞれの河川は流域の降雨特性や地形がちがっており,山地からの供給土 砂礫の質と量が異なり,特有の河床形態を持っている。個別河川の特徴の違いを理解 するためにも,木下良作博士が見出した「砂礫堆」という河床の基本形態の連なりとし て,河川の流れと河床形を作り出す基本原理の理解を深めることが重要である。

取水の方法として,取水口のみの自然取水と河道を横断する堰を設けて取水する堰 取水がある。堰には固定堰と複合堰,全面可動堰があり,取水タイプによって問題の現 れ方が異なる。取水地点付近における川の流れと河床形の特徴を把握し堰構造の違い と関連付けて考察を深める必要がある。

本報において取水方法ごとの基本的な問題点を明らかにしたうえで問題軽減のため の対処方法を提案した。取水施設の計画と設計,維持管理に当たって参考になれば幸 いである。

なお本報は三輪弌の著作「川から水を取り入れる」の要点を取りまとめたものである。原本は三輪の HP(<u>https://miwahajime.jimdofree.com/</u>)からダウンロードできるので, こちらも参照してくださるよう希望する。

大学院進学以来,河川研究の神髄をご指導くださった木下良作先生と大学院での研 究ガイダンスとその後の研究生活の折々で的確なご助言をいただいた岡本雅美先生に 改めてお礼申し上げます。現地頭首工の調査に当たってご援助くださった関係者の皆 様と,実験研究の遂行に尽力してくれた専攻生諸兄諸姉にも謝意を表します。

本論の執筆にあたって参考とした文献は以下の通りです。読みやすさを重視して該 当箇所での引用記号は省略しました。ご了承ください。

【参考文献】

木下良作博士の文献

1) 木下良作: 河床における砂礫堆の形成について, 土木学会論文集 42, pp.1-21, 1957

2) 木下良作:石狩川河道変遷調査,科学技術庁資源局資料 No.36,付図 1960,本文 1961,参 考編 1962

3) 木下良作:空中写真測量による洪水流の表面流速・流向の測定,およびその分布状況と河床 形状との関連性について,第8回水理講演会論文集,pp.65-66,1963

4) 木下良作: 航空写真による洪水流の解析:その乱流構造と表面の流れかたの特性について, 写真測量 6(1), pp.1-17, 1967

5) 木下良作: 航空写真測量と洪水解析, 土木学会誌 6, pp.11-18, 1967

6) 木下良作:河道平面計画試論,水工学シリーズ(土木学会水理委員会)72-A-4, A-4-1~19, 1972

7) 木下良作・三輪 弌:砂レキ堆の位置が安定化する流路形状,新砂防 94, pp.12-17, 1974

8) 木下良作: 洪水流航測の河道計画への応用, 写真測量とリモートセンシング 14(2), pp.1-12, 1975

9)木下良作:洪水と流路形態の現地観測,水工学シリーズ(土木学会水理委員会)78-A-7, A-7-1~17, 1978

10) 木下良作:大井川牛尾狭窄部開削の影響に関する「砂レキ堆相似」による模型実験,建設 省中部地方建設局静岡河川工事事務所,1980

11) 木下良作:航空写真による洪水流解析の現状と今後の課題,土木学会論文集 345/II-1, pp.1-19, 1984

12) 木下良作:河道特性から見た多自然型川づくりについて,「多自然型川づくり」講習会, 建設省中国地方建設局,2002

三輪弌の文献

1) 三輪 弌:砂レキ堆とわん曲斜め堰,水利科学 85, pp.77-95, 1972

- 2) 三輪 弌:砂礫堆形成から見たわん曲斜めゼキの合法則性,農業土木学会論文集 76, pp.62-66, 1978
- 3) 三輪 弌:将来計画河床高に堰高を合わせた頭首工の河床掘削計画-S 用水 O 頭首工の事 例-,水と土 48, pp.39-44, 1982
- 4) 三輪 弌:単列砂レキ堆と複列砂レキ堆の関係,水理講演会論文集 28, pp.775-782, 1984
- 5) 三輪 弌:模型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, 1989
- 6) 三輪 弌: 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, pp247-252, 1990

7) 三輪 弌:現河床より低い敷高の頭首工における堆砂の予防対策,農業土木学会論文集 153, pp.93-100, 1991

8) 三輪 弌, 永吉武志: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, 1999

9) 高井和彦・三輪 弌:堰下流河床洗掘の発生メカニズムと深掘れ軽減対策,農業農村工学会 誌 水土の知 78(1), pp.49-52, 2010

10) 三輪 弌:暫定的上げ越し構造による頭首工堆砂障害の軽減,農業農村工学会誌 水土の 知 80(10), pp.3-6, 2012

11) 高井和彦・三輪 弌: 取水堰ゲート操作による堆砂フラッシュ事例の分析, 農業農村工学 会誌 水土の知 81(2), pp.43-46, 2012 12) 三輪 弌: 篠ヶ川原頭首工(北上川水系葛根田川)の取水口閉塞, 農業農村工学会論文集 296, pp.IV_3-IV_4, 2015

13) 三輪 弌: 武庫川下流部における 2014 年洪水災害の分析, 武庫川市民学会誌 3(1), pp.11-15, 2015

14) 三輪 弌:鬼怒川水系岡本頭首工の取水施設トラブルと改善策の提言,農業農村工学会全 国大会講演要旨集, pp.615-616,2016

15) 三輪 弌:三輪河川技術事務所ホームページ, 2. 川の流れと形/2-3 蛇行する洪水流, <u>https://miwahajime.jimdofree.com/</u>

その他の重要文献

1) 牧 隆泰:日本水利施設進展の研究,土木雑誌社, 1958.

 2) 鮏川 登:実験水路における交互砂洲(砂礫堆)の形成条件,土木学会論文集 207, pp.47-50, 1972

3) 池田 宏:実験水路における砂礫堆とその形成条件,地理学評論 46(7), pp.435-450, 1973

4) 玉井信行:砂礫堆上の流れの相似則に関する研究,水理講演会論文集 26, pp.39-44, 1982

5) 伊勢屋ふじこ:茨城県桜川における逆グレーディングをした洪水堆積物の成因,地理学評論 55(9), pp.597-613, 1982

6) 長谷川和義:蛇曲流路における流れと平衡底面形状に関する研究,土木学会論文報告集 338, pp.105-114, 1983

7) 宇民 正・上野鉄男:開水路流れの大規模乱流構造の可視化と解析,流れの可視化 4(12), pp.25-32, 1984

8) 財団法人国土技術研究センター編: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/技報堂出版発売,改定第 16 刷 2010

慣性効果と二層流体の置換現象の関係に関する実験

Experiment on the relationship between inertia effects

and the regime of two-phase fluid displacement

○古澤大賀*・竹内潤一郎*・藤原正幸*

FURUSAWA Taiga, TAKEUCHI Junichiro, and FUJIHARA Masayuki

1. はじめに

土壌や帯水層などの多孔質媒体中で生じる非混和 性流体の置換現象は、原油回収など様々な分野で見 られる(Zhang et al., 2011). 実際の土壌内で起こる置 換現象を観察することは困難であるため、数値計算 によるモデリングや実験模型を作成し観察すること が多い. Takeuchi et al. (2022)は、数値シミュレーシ ョンにより、毛管力と粘性力に併せて慣性力の影響 を調べた.レイノルズ数(*Re*)が増加することで毛管 フィンガリングの発生が抑えられ、非濡れ性流体が 侵入しやすくなっていると報告されている.

本研究では、3D プリンターを用いて多孔質媒体の 一部を模した実験模型を作成し、濡れ性、非濡れ性 流体による二相非混和流体の置換現象に関する実験 を行う.そして慣性力の変化と侵入流体の直進性に ついて調べることを目的とする.

2. 理論的背景

濡れ性流体で満たされた多孔質媒体への非濡れ性 流体の侵入の様子を分類するにあたって以下の無次 元数が用いられる.

$$Ca = \frac{\mu_n u_n}{\sigma_{nw} \cos\theta} \tag{1}$$

$$M = \frac{\mu_n}{\mu_w} \tag{2}$$

ここで、 μ は粘性係数、uは流速、 σ は二流体間の 界面張力で、添え字のnは非濡れ性、wは濡れ性流 体を表す. Caは粘性力と毛管力の比から多孔質媒 体のスケールに依らない値で表されており、粘性力 と毛管力の大小関係を評価できる. M は粘性の比で ある. この二つの無次元数が置換の様子の特徴を表 すとされている(Zhang et al., 2011). 流体が侵入する ときにはフィンガリング現象がしばしば見られ、粘 性フィンガリングと毛管フィンガリングに分けられ る. 粘性フィンガリングとも管フィンガリングに分けられ る. 粘性フィンガリングとは Caが10⁵以上、Mが 0.1以下で発生し、多少枝分かれしながらも出口方 向に進む現象である. 毛管フィンガリングとはCaが10⁵以下、Mが1以上で発生し、様々な方向に進 み濡れ性流体が非濡れ性流体に囲まれ残留する(ト ラップ)ことがある現象である.

実験模型の作成

多孔質媒体を含む実験模型を 3D プリンター (NOVA3D, JP-ELFIN2 MNSE)で作成する. 使用する 3D プリンターは SLA(Stereo Lithography Apparatus)方 式の光造形型で,高精度かつ表面を滑らかなに造形 することが出来るとされている.

図1に示した実験模型ではランダムに配置された 高さ1mmの円柱群によって細孔を表現している. 流体は注水口から段階的に枝分かれし,侵入前の流 体の分布に偏りが生じないようにする. Reの違い による置換の状況変化を観察するために,大きさを 基準のものと0.8倍,1.5倍に変えた実験模型を合計 三つ作成した.

図2に示した実験模型では多孔質媒体の一部を切り出したような単純な構造で、侵入流体の直進性について調べる.流路は高さ1mm,幅3mmの矩形で、円柱間の距離は直進方向が0.5mm,曲がった方向が0.7mmである.この実験模型では流速の増加と共に侵入流体の直進性が増すという仮説を検証する.



図1 多孔質媒体の実験模型



図2 単純構造の実験模型(モデル図)

4. 実験方法

実験には濡れ性流体として水,非濡れ性流体としてジョードメタン(CH2L2)を用いる.実験装置の概略

^{*}京都大学大学院農学研究科 Graduate School of Agriculture, Kyoto University キーワード: 多孔質媒体, 慣性力, 3D プリンター

図を図3に示す.ポンプを用いて一定流量の水を模型に流し続け,吸い上げに用いられる管から排水管まですべてを水で満たす.この際気泡が残留するが,水中で何度も注水を繰り返すことで排除する.気泡をすべて除去した後,三方コックを切り替え,十分な量のジョードメタンを流し入れ,その後再びポンプを特定の流量で稼働させジョードメタンが実験模型に侵入する様子を記録,観察する.



図3 実験装置の略図

5. 結果と考察

今回の実験での置換の様子の一部を図4に示す.





図 4 多孔質媒体での置換の様子 上:基準サイズ, *Ca*≈4.0×10⁻⁵, *Re*=0.84 下:1.5倍サイズ, *Ca*≈4.0×10⁻⁵, *Re*=1.26

図4をみると、Reにより侵入の様子が変化していることが分かる.これは、侵入する間隙の選好性が変化したことを示唆しており、下流ほど侵入状況が大きく異なっている.それまでの侵入ルートの変化の影響が小さい最上流部について比較すると、Reが小さくなるにつれて、侵入量が少なく残留水が多くなっている.これはTakeuchi et al. (2022)が数値シミュレーションで示した結果と同様の傾向であり、Reの増加により、侵入流体によって置換された水の体積が増加している.また、Reの増加と共に、下流部での侵入が生じているときに上流部で生じる侵入の量が減少している.

一方,模型の中央付近の置換の様子を観察すると, 部分的には Re だけで侵入の状況に変化が生じるわ けではないことが分かる.これは実験模型の大きさ の微細な違いや上流部の枝分かれ構造での濡れ性流 体がトラップされたことが影響している可能性があ る.

単純模型の実験は**表 1**のパラメータの範囲で行なった.結果は*Re = 23.0*以下では侵入流体は曲がった方向のみに侵入し,それ以上の値では両方向に侵入した.

| Q [ml/min] | 0.1 | 0.2 | 1.0 | 10.0 |
|---------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|
| Ca | 6.1×10 ⁻⁵ | 1.2×10 ⁻⁴ | 6.1×10 ⁻⁴ | 6.1×10 ⁻³ |
| Re | 2.30 | 4.59 | 23.0 | 230 |

表 1 単純模型での実験のパラメータ

6. おわりに

本研究では二層非混和流体の置換現象についての 実験を行なった.講演では単純模型での実験に関し て更に紹介する.

参考文献

- Takeuchi, Y., J. Takeuchi, and M. Fujihara. (2022) Numerical Investigation of Inertial, Viscous, and Capillary Effects on the Drainage Process in Porous Media, Computers and Fluids, 237, 105324.
- Zhang, C., M. Oostrom, T. W. Wietsma, J. W. Grate, and M. G. Warner. (2011) Influence of Viscous and Capillary Forces on Immiscible Fluid Displacement: Pore-Scale Experimental Study in a Water-Wet Micromodel Demonstrating Viscous and Capillary Fingering, Energy Fuels, 25, 3493-3505.

博多湾に対する下水処理由来の栄養塩の影響解析に向けた 3次元σ座標系モデルの開発

Development of a Three-Dimensional σ-Coordinate Model for Analyzing the Impact of Nutrients from Sewage Treatment on Hakata Bay

O濱田海* 田畑俊範** 原田昌佳** 尾崎 彰則*** OHamada Kai, Tabata Toshinori, Harada Masayoshi, Ozaki Akinori

1. はじめに

閉鎖性海域はノリ,ワカメを含めた多様な水産資源の場として重要な役割を持つが,外 洋との海水交換が制限されるため陸域からの栄養塩の流入の影響を強く受ける.そのため, 都市化が進むにつれリンや窒素といった栄養塩の流入負荷が増大し,赤潮の発生に代表さ れる富栄養化問題が顕在化する.福岡県北部に位置する博多湾もかつては過剰な栄養塩に よる赤潮の発生が相次ぎ,甚大な漁業被害を受けた海域である.そのため,平成5年に富 栄養化による水質汚濁の防止の観点から,湾内に流入する栄養塩類であるリンの削減を目 的とした高度処理技術が博多湾周辺の下水処理場に導入された.これにより,博多湾にお ける全リンは,高度処理導入以前に比べ,下水処理場からの放流水による負荷量がおよそ 3分の1に,湾内の濃度が3分の2程度まで減少したことが確認された.

一方で、これにより博多湾では冬季のリン不足という新たな問題が発生した.冬季は降水量が少ないため河川流量が少なく、それに伴い流入する栄養塩も少ない.そのため、下水処理場におけるリンの過剰除去の結果、博多湾におけるリンの欠乏が確認された(福岡市環境監理部環境調整課、2017).栄養塩は藻類や植物プランクトンの生育に欠かせず、不足すると海域の生物生産力の低下につながる.実際に、福岡市環境監理部によると、博多湾における漁獲量は10年間でおよそ1000トンも減少する深刻な打撃を受けている.そのため、海域における栄養塩濃度の適切な管理が必要である.博多湾における下水処理場由来の流入負荷は、リンが約70%、窒素が約85%であり、下水処理場からの放流水を適切に管理することは博多湾の海域環境を考える上で極めて重要であるといえる.また、このような海域の貧栄養化問題は博多湾のみならず瀬戸内海をはじめとした日本全国の閉鎖性海域で発生しており、下水処理水中の栄養塩が閉鎖性海域に及ぼす影響解析は水産分野において全国的に必要とされている.

博多湾を対象とした下水処理場の影響に関する先行研究として、下水処理場由来の流入 負荷の増減が海域の水質に与える影響を回帰式より求めた研究が報告されている(後藤ら、 2015). すなわち、博多湾への全窒素(TN)、全リン(TP)負荷量と東部、中部、西部それ ぞれの海域の平均 TN、TP 濃度の関係について回帰式を求めた結果、東部海域での水質は 流入負荷の変動への応答性が高いことがわかった.しかし、この研究は海域における水質 を平均化した評価であり、またこの分野においては研究例が少なく、基礎的な知見を得る 必要がある.特に、博多湾では海面での養殖されるノリや海底で形成される藻場への影響 を考察するため、下水処理場から流入する栄養塩の動態を追跡し、海域全体に及ぼす影響

^{*}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 **九州大学大学院農学研究院 Faculty of agriculture, Kyushu university ***九州大学熱帯農学研究セン ター Institute of Tropical Agriculture, Kyushu university キーワード:水環境 数値解析 貧栄養 閉鎖性海域

を3次元的に把握する必要がある.そこで,本研 究では,博多湾周辺の下水処理場からの栄養塩の 広がりを移流拡散により解析し,下水処理場が海 域に与える影響を評価可能なモデルを確立する ことを目的とする.

2. 解析対象

Figure 1 に示す博多湾は,九州北部に位置する 玄界灘に面した東西に約 20 km,南北に約 10 km の湾である.同湾は,海表面積約 133.3 km²,湾口 幅約 7.7 km,海水容量約 1.4 km²,平均水深約 10.8 mのスケールを有し,また流域面は約 690 km²で, 流域人口はおよそ 200 万人の閉鎖性海域である. 湾内には藻場が広く分布し,ワカメやアラメ,ホ ンダワラ,アオサ,アマモ等が生育しており,コ ウイカ等の産卵場所や魚類の稚魚の成育などに 利用されているほか,ノリ,ワカメ等藻類の養殖 が盛んである.また,沿岸部にはそれぞれ 80 ha の規模を誇る和白干潟,今津干潟を始めとした多 数の干潟が存在し,アサリやカブトガニなどの水 生生物が生息している.

博多湾周辺には御笠川,多々良川,室見川,那 珂川,樋井川,瑞梅寺川,唐原川,香椎川といっ

た40の河川が存在し,新西部,西部,中部,東部,西戸崎,和白の6つの市営水処理セン ター,御笠川,多々良川の2つの県営浄化センターの計8つの下水処理場から流入してい る.下水処理場からの放流水質は高度処理を導入する前の平成5年と比較すると,TPでお よそ3分の1,TNでおよそ2分の1にまで改善されている.また,それに伴い赤潮の発生 件数も高度処理導入前と比較するとおよそ3分の1となっている.

3. 研究手法

海域では様々な生物生産が行われており、水面で養殖されるノリや海底に生息する海藻 類への影響を考慮するためには、湾内における栄養塩の3次元解析は必須である.そこで 本研究では、Fig.2に示す領域を対象にTPを保存性物質とみなした3次元移流拡散モデル を開発した.本来は、植物プランクトンや藻類を中心とする水圏生態系における物質循環 を考慮すべきであるが、3次元生態系モデルは取り扱いが難しく、また博多湾を対象とし た3次元的な物質輸送に関する水理解析の事例は少ない.そのため、本研究では博多湾に おける物質動態解析のはじめの一歩としてTPの水理学的挙動を把握することを目的とし た.その際、水深の浅い湾奥部に合わせて直交座標系で水深方向のメッシュサイズを設定 すると、水深の深い湾口部においてメッシュ数が極端に多くなり計算が非効率となる.そ のため、湾奥部において高い解像度で解析可能であり、かつ湾全体を効率的に解析できる



Fig.1 博多湾の航空写真(Google) Aerial photo of the Hakata Bay



Fig.2 計算対象領域および海底地形 Bathymetry and model domain of Hakata Bay

3 次元σ座標系モデル(佐々木ら、1996)を採用した.以下にその支配方程式を示す.

·連続式

$$\frac{\partial \eta}{\partial t} + \frac{\partial (Hu)}{\partial x} + \frac{\partial (Hv)}{\partial y} + H \frac{\partial w_s}{\partial \sigma} = 0$$
(1)

·運動方程式

$$\frac{\partial(Hu)}{\partial t} + \frac{\partial(Huu)}{\partial x} + \frac{\partial(Huv)}{\partial y} + \frac{\partial(Hw_{s}u)}{\partial \sigma} = Hfv - \frac{gH}{\rho} \Big[\left(\rho_{0} + \rho'\sigma \right) \frac{\partial\eta}{\partial x} - \rho'(\sigma - 1) \frac{\partial h}{\partial x} - \frac{\partial}{\partial x} \Big\{ H \int_{\sigma}^{1} \rho' d\sigma \Big\} \Big] + \frac{1}{H} \frac{\partial}{\partial \sigma} \Big(A_{\sigma} \frac{\partial u}{\partial \sigma} \Big) + HA_{H} \Big(\frac{\partial^{2}u}{\partial x^{2}} + \frac{\partial^{2}u}{\partial y^{2}} \Big)$$
(2)

$$\frac{\partial(Hv)}{\partial t} + \frac{\partial(Huv)}{\partial x} + \frac{\partial(Hvv)}{\partial y} + \frac{\partial(Hw_{s}v)}{\partial \sigma} = -Hfu - \frac{gH}{\rho} \Big[\left(\rho_{0} + \rho'\sigma \right) \frac{\partial\eta}{\partial y} - \rho'(\sigma - 1) \frac{\partial h}{\partial y} - \frac{\partial}{\partial y} \Big\{ H \int_{\sigma}^{1} \rho' d\sigma \Big\} \Big] + \frac{1}{H} \frac{\partial}{\partial \sigma} \Big(A_{\sigma} \frac{\partial v}{\partial \sigma} \Big) + HA_{H} \Big(\frac{\partial^{2}v}{\partial x^{2}} + \frac{\partial^{2}v}{\partial y^{2}} \Big) \Big]$$
(3)

$$\frac{d(Hv)}{\partial t} + \frac{\partial(Huv)}{\partial t} + \frac{\partial(HvC)}{\partial y} + \frac{\partial(HwC)}{\partial t} = 1 - \partial \left(-\frac{\partial(HC)}{\partial t} \right) = (\partial^{2}C - \partial^{2}C)$$

$$\frac{\partial(HC)}{\partial t} + \frac{\partial(HuC)}{\partial x} + \frac{\partial(HvC)}{\partial y} + \frac{\partial(Hw_sC)}{\partial \sigma} = \frac{1}{H^2} \frac{\partial}{\partial \sigma} \left(K_\sigma \frac{\partial(HC)}{\partial \sigma} \right) + HK_H \left(\frac{\partial^2 C}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 C}{\partial y^2} \right)$$
(4)

ここで、 η は水位(m)、tは時間(s)、u、v、wはx,y、 σ 方向の単位幅流速(m s⁻¹)、Hは水深 (m)、 ρ は流体密度(kg m⁻³)、g は重力加速度(m s⁻²)、C は水深平均の TP 濃度(mg L⁻¹)である. $A_{\rm H}$ と $K_{\rm H}$ はそれぞれ水平方向の渦動粘性係数(m² s⁻¹)と渦動拡散係数であり、これらの評価 には Smagorinsky モデルを用いた.また、 A_{σ} と K_{σ} はそれぞれ鉛直方向の渦動粘性係数(m² s⁻¹)と渦動拡散係数であり、 A_{σ} =0.005 m² s⁻¹、 K_{σ} =0.17 m² s⁻¹ と設定した.なお、本解析では水 温と塩分の移流拡散を計算していないため、密度成層による鉛直混合の抑制効果は考慮し ていない、支配方程式の差分には、水位、鉛直移流項、鉛直拡散項を陰差分とする半陰解 法を採用した.また、干潟の干出時における計算の発散を防ぐため、干出・冠水スキーム を採用した.

Figure 3 に示す河川流入地点での流入負荷量の設定 は以下の通りである.河川流量は3層タンクモデルを 各河川に設定し,福岡管区気象台の雨量データを用い て計算した.さらに,各河川で求められた TPのLQ式 を用いて流入負荷量をそれぞれ計算した.下水処理場 からの放流水の流入地点を Fig.4 に示す.同地点での TPの流入負荷量は,2017年の放流水質の実績値をも とにタイムステップごとに一定量で与えた.このうち 多々良川浄化センターおよび御笠川浄化センターは 流域上流部に位置するため,河川流量比から換算した 濃度を与えた.湾口境界条件として,潮位は津屋崎の 潮汐調和定数から計算した値を計算ステップごとに 代入し,TP は湾口においてほとんど変化しないため, 湾口付近の実測値をもとに 0.016 mg/L を代入した.ま た,初期条件として潮位は計算開始時刻の値を全域





に, TP は湾口付近の実測値(=0.016 mg/L)を全領域に与えた. 解析期間は, 2017 年 7 月 19 日 0:00 から 8 月 3 日 23:00 とした.

4. 結果と考察

計算開始二週間後の8月2日12時 (小潮干潮時)におけるTPの濃度分布 をFig.5に示す.湾奥部の東部海域にお いてTPは高濃度で分布していること がわかる.これは,東部海域に下水処 理場が多いこと,特に放流水中のTP濃 度が極端に高い多々良川浄化センター および御笠川浄化センターから流入し ていることが影響しており,後藤ら

(2015) が示した東部海域の水質は流 入負荷への応答性が高いという結果と 一致した. Figures 6~9 に Fig.3 の地点 における実測値と計算値の TP の鉛直 分布の比較を示す.計算値は、下水処 理水の流入地点付近の表層において実 測値よりも高濃度の TP を示したこと がわかる. 博多湾表層における実測の TP 濃度は環境基準である 0.05 mg/L を 下回る値であった一方で、解析結果で はおよそ 0.08 mg/L ほどの値を示した. この原因として下水処理場からの流入 負荷量を過大評価した可能性がある. しかし, 下水処理場からの流入負荷量 は 0.4 mg/L 前後と非常に高濃度であ り,本解析では一定値を境界条件とし て与えた点を考慮すると, 0.03 mg/L 程 度の誤差は許容範囲内であるといえ る. また,本研究では現時点で水温と 塩分を解析していないため, 密度成層 による影響が考慮されていない. これ らを今後モデルに組み込むことで鉛直 構造が改善する可能性がある.また, 現解析では、河川流入負荷量はタンク モデルからの流量に LQ 式を用いるこ とで解析しているが, 今後土地利用を 考慮した分布型流出モデルによるリン



Fig.4 下水処理水の流入地点 Inflow points of sewage treatment plants



Fig.5 8 月 2 日 12:00 の博多湾の TP 濃度分布 TP distribution in Hakata Bay at 12:00 on August 2nd



Fig.6 E2(左)および E6(右)の TP 鉛直分布 Vertical distribution of TP at point E2 and E6
負荷流出解析へと改良することで,河 川由来の流入負荷量の精度向上が見 込める.中部海域および西部海域にお いては,高い精度で解析できており, 特に C1,W6,W7の地点では鉛直分 布の良好な再現性が得られている.以 上より,本研究では,下水処理場が博 多湾に与える影響評価に向けたプロ トタイプのモデルの構築ができたと いえる.

5. おわりに

本研究では下水処理水および河川 からの流入を考慮した博多湾の TP 濃 度の変化について 3 次元の座標系モデ ルを用いて解析した.湾奥部から湾口 にかけて濃度が低下している点や,流 入地点付近以外の鉛直分布について は良好な再現性が得られた.しかし, 流入地点付近の鉛直分布に関しては,

改善が必要であることがわかった.今 後は、塩分および水温の移流拡散の再

現および,土地利用を考慮した分布型流出モデルを採用す ることでモデルの精度向上を目指す.さらに,モデル完成 後は,下水処理水の濃度を変化させたシナリオ分析を行う ことで各海域に適切な栄養塩が供給される下水処理基準に ついて検討することを目標とする.

参考文献

- 福岡市環境監理部環境調整課(2017): 博多湾環境保全計 画,pp.1-29
- Smagorinsky, J. (1963) : General Circulation Experiments with the Primitive Equations, *Monthly Weather Review*, 3, 91 (3), pp.99-163
- 山本民次(2014): 瀬戸内海西部海域における貧栄養化,沿岸海洋研究,52(1),p.49-58

後藤祐哉,横山佳裕,内田唯史,中嶋雅孝(2015):博多湾における「高度な栄養塩管理手法」 の一考察,土木学会論文集G(環境),71(6),pp.369-376

佐々木 淳,磯部 雅彦,渡辺 晃,五明美 智男(1996):東京湾における青潮の発生規模に 関する考察,海岸工学論文集,43,p.1111-1115



Fig.7 C1(左)および C4(右)の TP 鉛直分布 Vertical distribution of TP at point C1 and C4



Fig.8 C10(左) および W6(右)の TP 鉛直分布 Vertical distribution of TP at point C10 and W6



Fig.9 W7 の TP 鉛直分布 Vertical distribution of TP at point W7

Numerical Experiment for Non-Darcy Flow Formulation

Using Variational Method

OXiaoyi Wang¹, Junichiro Takeuchi¹, Yuto Takeuchi¹, and Masayuki Fujihara¹ ¹Graduate School of Agriculture, Kyoto University

1.Introduction

In the context of fluid dynamics within porous media, the primary governing equations, applicable under conditions of low flow velocity, are proved by the continuity equation and Darcy's law. When the flow velocity surpasses the threshold where Darcy's law is applicable, the flow is categorized as non-Darcy. Specifically, within the realm of laminar flow, Forchheimer's law becomes the preferred substitute for Darcy's law [1]. This study, however, concentrates on the domain of steady laminar flow where both Darcy's law and Forchheimer's law hold relevance.

The representation of porous media as a network of connected voids allows for the prediction of steady flows through the resolution of nonlinear equations that is akin those governing a network of conduits. This set of equations can also be expressed as a variational problem, focusing on the minimization of a functional related to the loss of hydraulic head, with the continuity equation at each junction serving as a constraint [2][3]. The solutions derived from this approach align with those obtained through established methods like the Hardy Cross and Newton's method [4], despite the ambiguous physical interpretation of the functional.

Furthermore, in the Darcy domain, flows exhibiting characteristics of effusion and suction are formulated as a Poisson equation. This equation emerges from the confluence of the continuity equation and Darcy's law and is recognized as the solution to a variational problem that seeks to minimize the integrated sum of the square of the gradient norm of a scalar function and the product of the source term with the hydraulic head. The first term in this context aims at minimizing the square of flow velocity, which parallels the variational problem in the pipe network flow sans shape losses.

When interpreting Forchheimer's equation as a

descriptor of head loss, it can be inferred that the components shared with Darcy's law denote frictional head losses, and the elements proportional to velocity squared symbolize aggregated other shape losses. In this study, numerical experiments are undertaken on the formulated equations on the variational problem of formulating Forschheimer's Law. Explore difference from the Laplace equation, which is obtained when the source term is 0.

2. Governing equation

If solving the variational problem for the pipe network system, while disregarding the components associated with shape losses, is equivalent to solving the variational problem whose outcome aligns with the Poisson equation, then a variational problem that incorporates shape losses would be described as follows [5]

$$\int_{\Omega} \left(\frac{1}{2} a \kappa^2 \|\nabla h\|^2 + \frac{1}{3} b \kappa^3 \|\nabla h\|^3 \right) d\Omega, \quad (1)$$

where κ is the apparent hydraulic conductivity, aand b are assumed constant here. $h = (p/\rho g + z)$ is the piezometric head, which is the sum of the pressure and positional hydraulic heads. p is the pressure, ρ is the density of the fluid, g is the acceleration of gravity, and z is the coordinate with the vertical direction upward as positive. According to the Eular-Lagurange equation

$$\frac{\partial L}{\partial h} - \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\partial L}{\partial h_x} \right) - \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{\partial L}{\partial h_y} \right) - \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{\partial L}{\partial h_z} \right) = 0, (2)$$

the solution to this variational problem is

$$\nabla \cdot \left((a\kappa^2 + b\kappa^3 \|\nabla h\|) \nabla h \right) + \nabla \cdot \left((a\kappa \|\nabla h\|^2 + b\kappa^2 \|\nabla h\|^3) \nabla' \kappa \right) = 0, \quad (3)$$

where $\nabla' = \left(\frac{\partial}{\partial h_x}, \frac{\partial}{\partial h_y}, \frac{\partial}{\partial h_z}\right)^T$.

1

3.Numerical experiment

The shrinking domain is considered in this numerical experiment so as to consider flow change. The domain is a two-dimensional one, with the right and left boundaries designated as Dirichlet boundaries, assigned values of 0 and 10, respectively. The remaining boundaries are defined as Neumann boundaries and are treated as impermeable borders.

Although various relations have been proposed as functions of porosity, grain size, and kinematic viscosity, such as the Ergun equation[6]. a = 0.067706, b = 0.003344 are considered, which were identified by the least-squares method from the hydraulic conductivity of 2 mm glass beads.

3.1 Variational Darcy model

In the Darcy domain where hydraulic conductivity can be considered as a constant, which means $\nabla' \kappa = 0$, so Eq.(3) becomes

$$\nabla \cdot \left((a\kappa^2 + b\kappa^3 \|\nabla h\|) \nabla h \right) = 0.$$
 (4)

We call this equation as the one for the variational Darcy flow, and the computed results are shown in Fig.1 and Fig.2.



(a) Normal Darcy (b) Variational Darcy Fig.1 Piezometric head in the Darcy domain



Fig.2 Deviation (Fig.1a - Fig.1b)

There is a difference between the solution using the Laplace equation and the solution using the proposed equation. The functional for the variational problem computed from the solution of the Laplace equation was 313.391, while that from the variational Darcy model was 303.854. The value of the functional (Eq.(1)) is smaller than that of Laplace equation, which represents normal Darcy flow, but this model is nonsense because Eq.(4) shows that the apparent hydraulic conductivity becomes large as $||\nabla h||$ becomes large, which means that a higher flow domain has higher hydraulic conductivity. Therefore, this model in which κ is constant should not be used.

3.2 Variational non-Darcy model

In the non-Darcy domain, according to the Forchheimer equation, the apparent hydraulic conductivity is represented as

$$\kappa = \frac{1}{a + b\kappa \|\nabla h\|}.$$
 (5)

From this, the solution of κ is obtained as follows,

$$\kappa = \frac{-a + \sqrt{a^2 + 4b} \|\nabla h\|}{2b \|\nabla h\|}.$$
 (6)

As $\|\nabla h\|$ approaches +0, κ converges to 1/a. By chain rule, the partial differential of κ with respect to h_x is represented as

$$\frac{\partial \kappa}{\partial h_{x}} = \frac{\partial \kappa}{\partial ||\nabla h||} \cdot \frac{\partial ||\nabla h||}{\partial h_{x}} = c \cdot \frac{\partial h}{\partial x}, \quad (7)$$

where $c = \frac{a - \sqrt{a^{2} + 4b ||\nabla h||} + \frac{2b ||\nabla h||}{\sqrt{a^{2} + 4b ||\nabla h||}}}{2b ||\nabla h||^{3}}.$

In the same way, $\frac{\partial \kappa}{\partial h_y}$ and $\frac{\partial \kappa}{\partial h_z}$ are obtained

as follows,

$$\frac{\partial \kappa}{\partial h_y} = c \cdot \frac{\partial h}{\partial x}, \quad \frac{\partial \kappa}{\partial h_z} = c \cdot \frac{\partial h}{\partial z}.$$
 (8)

Combine these equations with Eq.(3), the governing equation for the variational non-Darcy flow is obtained as

$$\nabla \cdot ((a\kappa^2 + b\kappa^3 \|\nabla h\|)) + (a\kappa \|\nabla h\|^2 + b\kappa^2 \|\nabla h\|^3)c)\nabla h = 0.$$
(9)

The computed results are shown in Fig.3 and

72

Fig.4.



Fig.4 Deviation (Fig.3a - Fig.3b)

Compared to the normal Darcy flow, because the variational non-Darcy flow considers the changeable apparent hydraulic conductivity, the piezometric head in the variational non-Darcy flow become significantly larger. This is because the apparent hydraulic conductivity in the high flow domain becomes smaller, and so greater gradient of h is needed. The functional Eq.(1) for the variational problem computed from the solution of variational non-Darcy model was 119.619.

3.3 Conventional non-Darcy model

Conventional non-Darcy model can be expressed as

$$\nabla \cdot (\kappa \nabla h) = 0, \tag{10}$$

where κ is considered the same with Eq.(5).

The computed results are shown in Fig.5 and Fig.6. As well there is a difference between the solution using the Laplace equation and conventional non-Darcy model. The functional for the variational problem computed from the solution of the conventional non-Darcy model was 120.381, which is a little greater than that of the variational Darcy model.

Fig.6 and Fig.7 show that compared with variational non-Darcy model, the deviation of piezometric head between conventional non-Darcy model and Laplace equation is smaller. Non-Darcy

flow is considered in both conventional non-Darcy model and variational Darcy model, but they still have big difference.







Fig.6 Deviation (Fig.5a – Fig.5b)



Fig.7 Deviation (Fig.5b – Fig.3b)



Fig.8 Deviation (variational Darcy model used changeable κ – Fig.5b)

If κ is calculated by Eq.(6) in the variational Darcy model in Eq.(4), that means the flow is a variational non-Darcy flow without the second term in Eq.(3). Since the difference shown in Fig.8 is under the tolerance, the same simulation result is obtained as the conventional non-Darcy model. The variational non-Darcy model seems more complex, incorporating terms in permeability and accounting for the gradient of the hydraulic head. The conventional non-Darcy model adopts a simpler, despite allowing for variable permeability. This means $a\kappa^2 + b\kappa^3 ||\nabla h||$ is equivalent to κ , so the difference between the conventional and variational models is just absence or presence of the second term.

4.Conclusion

In this study, we perform numerical experiments on the variational problem of formulating Forchheimer's law and introduce a variational Darcy model, and a variational non-Darcy model. The piezometric head and the deviation of the variational problem in the Darcy and non-Darcy domains are compared with the normal Darcy model and the conventional non-Darcy model. In terms of minimizing the functional, the obtained solution from variational the non-Darcy model achieved a better solution.

Acknowledgements

The data used for parameter identification were measured in Laboratory Course in Hydraulics at Faculty of Agriculture, Kyoto University.

References

- [1] Nield, D. A., and Bejan, D. (2012): Convection in Porous Media 4th ed., Springer, p.778.
- [2] 坂東 修 (2008): Excel で解く配管とポン プ流れ,工業調査会, p.157.
- [3] Takeuchi, J., Tsuji, H., and Fujihara, M. (2017): Modeling of Permeability of Porous Media with Mixed Wettabilities Based on Noncircular Capillaries, Int. J. GEOMATE, pp.1-7.
- [4] Larock, B. E., Jeppson, R. W., and Watters, G. Z. (2000): Hydraulics of Pipeline Systems, CRC PRESS, p.537.
- [5] 竹内 潤一郎,王 霄逸,竹内 雄人,藤原 正幸,泉 智輝(2022):変分法を用いた非 ダルシー流れの定式化,日本雨水資源化 システム学会研究発表会講演要旨集,30, pp. 88-91.
- [6] 吉岡 真弓,登坂 博行(2010): 高透水性多 孔質媒体中の非ダルシー流れに関する考 察,地下水学会誌,52, pp.275-284.

4

護床ブロック域の水面変動に着目した落差工形状の検討

Study on the shape of drop works focusing on the fluctuation of water level in the area of riverbed protection blocks

○窪田知紘*, 高木強治*

KUBOTA Tomohiro*, TAKAKI Kyoji*

1. はじめに

頭首工の取水堰を越流した流れは, 護床工を経て下流の自然河床上を流下する. 上流からの 土砂供給量の減少により下流河床が低下すると, 護床ブロック下流端において局所洗掘が発 生するリスクが高まる. 大洪水が発生した場合, 護床直下の局所洗掘域は護床を破壊しつつ上 流に急速に移動し, 洗掘域が堰エプロン直下に達するとさらに大規模化することが明らかに なっている(常住ら, 2014).

一方, 護床工の被災の過程には, 護床工からの土砂の吸出しによる空洞化の影響が示唆されている(中川ら, 1987). 土砂の吸出しの主な原因は, 変動水圧が地盤上に作用し, 地盤内の間隙水圧が時間的に変化することだと考えられており, 特に跳水が生起している場合に洗堀孔内の洗掘の進行が早くなり, 最終洗掘深も大きくなることが明らかにされている(前野ら, 2001).

損傷を受けた護床工は改修工事を必要とするが,その際に取水堰と護床ブロックの間に落 差工を設置する場合がある.落差工の設置に際しては,その立地条件,施工性,経済性,河川景 観に与える影響等条件の組み合わせが多く(農林水産省,2022),設計手法の確立,簡素化が求 められる.本研究は,護床ブロックの安定性に着目した落差工設計手法の確立への寄与を目的 とした.具体的には,①頭首工の下流河床が低下した流れ場で護床ブロック区間の土砂の吸出 しを助長しない落差工設計手法の提案,②提案した手法による最適な落差工形状の検討を研 究目的とした.



^{*} 東京大学大学院 農学生命科学研究科 生物・環境工学専攻 Department of Biological and Environmental Engineering, Graduate School of Agricultural and Life Sciences, The University of Tokyo キーワード: 頭首工, 落差工, 護床ブロック, 水面変動, E-MPS 法

2. 方法

落差工域, 護床ブロック域を表現可能な鉛直二次元の数理モデル(図 1)を構築した. 落差工 域を 0<x<0.8[m]の範囲に設定した. 別途行われた水理模型実験の結果と整合させるため, 数 理モデルの落差高は 0.2[m]とした. これは 1/25 のフルード相似則を適用すると原型で 5[m] の落差高にあたる. 落差工形状は, 斜路式(勾配: 1/2), 階段式とした(図 2). 階段式落差工は一 段あたり 0.1[m]の落差を二段持つ. 水叩き長さを 0~0.5[m]の範囲内で可変とし, その形状の 違いによる流況の変化を議論の対象とした. 護床ブロックはイボ粗度型(常住ら, 2014)とした. 護床ブロック長さは, 標準的な護床工(農業土木学会, 1982)を参考にして, 原型の 56.7[m]に あたる 2.31[m]とした. 流量は 2 段階とし, それぞれ原型の 15, 30[m²/s]にあたる 0.12, 0.24[m²/s]とした. この流量は, 鈴鹿用水第二頭首工, 岩出頭首工の設計流量を本モデルに換 算した 0.09, 0.27[m²/s]を目安に設定した.

数値計算は標準的な E-MPS(Explicit Moving Particle Simulation)法(大地ら, 2010)を利用した. E-MPS法は連続体を粒子の集合として表現する粒子法を陽的な計算のみで解く手法であり,水面変動のような界面の大変形を有する問題を扱いやすく,さらに比較的短い時間で解くことに強みがある. なお,初期粒子間距離を 0.005[m]とした. また,クーラン数の制限に注意して計算の安定化を図るために,流量が 0.12[m²/s]の際には計算の期間刻み幅を 0.0004[s], 0.24[m²/s]の際には 0.0002[s]とした. 下流端の境界条件として, x>6[m]に移動した流体粒子がゴースト粒子として計算対象から外れる設定とした. なお,数値計算の信頼性は,水理模型実験との整合性によって確認されている.

以上の数理モデルにおいて, 護床ブロック域の水深の時系列データ(流れが安定したとみな せる計算開始後 20[s]から 30[s]のデータ)を取得した. データ取得は, 流量が $0.12[m^2/s]$ の際 には 0.08[s]間隔, $0.24[m^2/s]$ の際には 0.04[s]間隔で行った.

落差工の違いが流れに与える影響を比較するために,水深の時系列データを用いて 2 つの 乱れ指標を導入した.一つ目は,最大絶対偏差*AD_{max}*を落差高*W*(=0.2[m])で割って無次元化し たみかけの最大乱れ強度*I_{max}である*.二つ目は,標準偏差*SD*を落差高*W*で割って無次元化し たみかけの平均乱れ強度*I_{ave}*である.

$I_{max} = \frac{AD_{max}}{W}$, $I_{ave} = \frac{SD}{W}$

3. 結果および考察

図3は流量が0.12[m²/s]の際の流況図である.水叩き長さが0.21[m],0.22[m]の2例について,計算開始後20,25,30[s]経過した際の流況図を示した.流況を確認すると,水叩き長さが0.21[m]以下の場合には落差工域で完全跳水が生起したのに対し,0.22[m]以上の場合には 生起しなかった.水叩き長さが0.22[m]の場合,護床ブロック域であるx=1.2 周辺で跳水が生起している.跳水による水面変動は変動水圧として河床に作用し洗掘の進行を早めることが知られており(前野ら,2001),この研究を踏まえれば前者の流況の方が望ましい.

なお, どの落差工を設置しても護床ブロック下端端に到達するまでに水面変動は概ね収束 した. この結果は, 本モデルにおける護床ブロックが適切な粗度を持ち, 流れの減勢の役割を 担っていることを意味する.



図3 t=20,25,30[s]における流況図(単位幅流量:0.12[m²/s]) (上)水叩き長さ:0.21[m](下)水叩き長さ:0.22[m]





図4は流量が0.12[m²/s]の際の乱れ指標の空間分布である.図4(左)はみかけの最大乱れ 強度*I_{max}*の空間分布を,図4(右)はみかけの平均乱れ強度*I_{ave}*の空間分布を示す.図4(左)から, 斜路式工の場合,落差工域では最大で落差高の60%の水深乱れ(平均水深との水深差)が発生 し,護床ブロック域では最大で落差高の27%の水深乱れが発生している.水叩き長さが 0,2[m]以下の階段式工の場合,落差工域では最大で落差高の43~65%の水深乱れが発生し,護 床ブロック域では最大で落差高の17~24%の水深乱れが発生している.また,水叩き長さが 0.3[m]以上の階段式工の場合,落差工域では大きな乱れはほとんど見られないものの,護床ブ ロック域では最大で落差高の23~30%の水深乱れが発生している.

図4(右)から,斜路式工の場合,落差工域の標準偏差は最大となる地点で落差高の14%であ り,護床ブロック域では最大となる地点で落差高の9%である.水叩き長さが0.2[m]以下の階 段式工の場合,落差工域の標準偏差は最大となる地点で落差高の12~18%であり,護床ブロッ ク域では最大となる地点で落差高の6~7%である.また,水叩き長さが0.3[m]以上の階段式 工の場合,落差工域では大きな乱れはほとんど見られないものの,護床ブロック域では最大と なる地点で落差高の9~12%の水深乱れが発生している.

図4(左),(右)は,斜路式工と水叩き長さが0.2[m]以下の階段式工の場合に落差工域でピーク値を示し,水叩き長さが0.3[m]以上の階段式工の場合に護床ブロック域でピーク値を示す 点で同様の傾向が見られる.水叩きが0.2[m]以下の階段式工の場合,護床ブロック域の指標 値が比較的小さいのは落差工域で跳水発生によるエネルギー減勢作用を受けたからだと推察 される.落差工域で跳水を発生させるような落差工形状を選択することが指標値を小さくす ることに繋がることが示唆された.

図5は流量が0.24[m²/s]の際の流況図である.水叩き長さが0[m],0.5[m]の2例について, 計算開始後20,25,30[s]経過した際の流況図を示した.水叩き長さが0[m]の階段式工の場合, 落差工域末端から護床ブロック域始点で跳水が発生している.それに対して水叩き長さが 0.5[m]の階段式工の場合,跳水は計算領域全体で見ても発生しておらず,振幅の大きな波状流 れとなっている.

図6は流量が0.24[m²/s]の際の乱れ指標の空間分布である.図6(左)から,斜路式工の場合, 落差工域では最大で落差高の119%の水深乱れ(平均水深との水深差)が発生し,護床ブロック 域では最大で落差高の64%の水深乱れが発生している.水叩き長さが0.3[m]以下の階段式工 の場合,落差工域では最大で落差高の102~109%の水深乱れが発生し,護床ブロック域では最 大で落差高の62~71%の水深乱れが発生している.水叩き長さが0.4[m]以上の階段式工の場 合,落差工域では乱れがほとんど見られず,護床ブロック域では最大で落差高の29~46%の 水深乱れが発生している.

図 6(右)から, 斜路式工の場合, 落差工域の標準偏差は最大となる地点で落差高の 29%であ り, 護床ブロック域では最大となる地点で落差高の 14%である. 水叩き長さが 0.3[m]以下の 階段式工の場合, 落差工域の標準偏差は最大となる地点で落差高の 20~32%であり, 護床ブロ ック域では最大となる地点で落差高の 17~19%である. 水叩き長さが 0.4[m]以上の階段式工 の場合, 落差工域では大きな乱れはほとんど見られず, 護床ブロック域では最大となる地点で 落差高の 8~12%である.





図6 乱れ指標の空間分布(単位幅流量:0.24[m²/s]) (左)みかけの最大乱れ強度*I_{max}*(右)みかけの平均乱れ強度*I_{ave}*

図 6(左),(右)は,斜路式工と水叩き長さが 0.3[m]以下の階段式工の場合に落差工域末端で ピーク値を示し,水叩き長さが 0.4[m]以上の場合に領域全体を通してピーク値が不自然に小 さい値を示す点で同様の傾向が見られる.ここで,後者の流れは振幅が大きい波状流れであり, 安定した流れであるとは言い難い.本研究の指標値に加えて,流れ方向における空間的な水深 分布を定量化した指標が必要である.

4. おわりに

本研究は、①頭首工の下流河床が低下した流れ場で護床ブロック区間の土砂の吸出しを助 長しない落差工設計手法の提案、②提案した手法による最適な落差工形状の検討を研究目的 とした.跳水による水面変動が変動水圧として河床に作用し洗掘の進行を早めることをふま えて、水深の時系列変動を定量評価することを目的にみかけの最大乱れ強度*I_{max}とみかけの* 平均乱れ強度*I_{ave}を定義し、これらの指標に基づいて適切な落差工形状を検討した*.

流量が 0.12[m²/s]の場合の検討から, 護床ブロック域の水面変動を小さくするためには, 落 差工域で完全跳水を生起させるために水叩きを短くするのがよいことが示唆された. 水叩き 長さを 0.2[m]以下の階段式落差工とすると護床ブロック域では最大で落差高の 17~24%の 水深乱れが発生し, 水叩き長さを 0.3[m]以上とすると最大で落差高の 23~30%の水深乱れが 発生した. 護床ブロック域における水深の時系列データの標準偏差は, 前者の水叩き長さにお いては最大となる地点で落差高の 6~7%であり, 後者の水叩き長さにおいては落差高の 9~12%であった.

流量が 0.24[m²/s]の場合,水叩き長さを 0.3[m]以下の階段式落差工とすると護床ブロック 域では最大で落差高の 62~71%の水深乱れが発生し,水叩き長さを 0.4[m]以上とすると最大 で落差高の 29~46%の水深乱れが発生した. 護床ブロック域における水深の時系列データの 標準偏差は,前者の水叩き長さにおいては最大となる地点で落差高の 17~19%であり,後者の 水叩き長さにおいては落差高の 8~12%であった. 後者の流れは波状乱れの振幅が大きく不安 定であるにもかかわらず小さな指標値を示した. 今後は,時系列の水面変動に加えて,流れ方 向の空間的な水深分布を指標化して合わせて考える必要がある.

参考文献

常住直人,高木強治,島崎昌彦,吉永育生:農業取水堰下流の河床変動状況と洪水時護床変形 に関する実験的検討,河川技術論文集,Vol.20, pp.301-306, 2014.

中川博次, 辻本哲朗, 清水義彦, 村上正吾: 堰の被災機構としての護床工からの砂の抜け出し による空洞化の進行過程, 第 31 回水理講演会論文集, pp.359-364, 1987.

前野詩朗,山縣正明,里本公明:護床工からの砂の抜け出しに及ぼす変動水圧の影響に関する 研究,水工学論文集, Vol.45, pp.409-414, 2001.

農林水産省:土地改良事業計画設計基準及び運用・解説 設計 頭首工 技術書改定案, 2022. 農業土木学会:頭首工の設計, 1982.

大地雅俊, 越塚誠一, 酒井幹夫:自由表面流れ解析のための MPS 陽的アルゴリズムの開発, 日本 計算工学会論文集, p.20100013, 2010.

佐渡島における幹線パイプライン内の圧力変動特性

Characteristics of Pressure Fluctuations in the Main Pipeline in the Sado Island

○浅田洋平(Yohei Asada)*, 萩原大生(Taiki Hagiwara)**, 鈴木哲也(Tetsuya Suzuki)*** *筑波大学生命環境系,**新潟大学大学院自然科学研究科,***新潟大学自然科学系(農学部)

1. はじめに

令和5年の農林水産省の報告によると、老朽 化する農業水利施設の突発事故(災害以外の原 因による施設機能の損失)のうち、パイプライ ンが全体の7 割を占めている(1)。 パイプライン は地中に埋まっていることが大半であるため 維持管理が難しいことがその理由の一つに挙 げられる。これを解決するためには、漏水の存 在と位置を被害が拡大する前に迅速かつ正確 に検知することが必要であり,低コスト,低労 力,高精度な漏水検知法が求められる。期待さ れる方法として圧力変動を利用した漏水検知 法が開発されており,実験室レベルでその有効 性が示されている(2)。今後、本漏水検知法の実 用化を検討するためには,現場実証試験による 圧力変動データの蓄積と圧力変動特性の検証 が必要不可欠である。本研究では,新潟県佐渡 市の幹線パイプラインである小倉幹線用水路 を対象にし、パイプライン内の圧力変動計測を 行い、圧力変動特性について検証を行った。

2. 現場管路実験

小倉幹線用水路は小倉調整水槽(上流水槽) ~管路~新保注水工(下流端バルブ)からなる 全長 17833.4 m(約 18 km),最大水圧 1.19 MPa

(水頭 121 m) のパイプラインシステムである (図 1)。このシステムにはいくつかの分岐があ るが,実験当日は長谷川支線用水路と皆川支線 用水路へのみ流れが分岐していた。小倉幹線用 水路の概要を表1に示す。長谷川支線用水路, 皆川支線用水路の全長はそれぞれ 2833.7m, 2580.51 m,管種は同じダクタイル鋳鉄管,管径 はそれぞれ 200 mm,250 mm,管厚は同じ 7.5 mm である。実験では,幹線用水路下流端に位置す る新保注水工の制水弁を手動で操作すること で圧力変動を発生させた。圧力変動は小倉幹線 用水路上に存在する3号空気弁,2号緊急遮断 弁,3号制水弁,4号制水弁,5号制水弁,新保 注水工の制水弁直上流の計6箇所に圧力計を設 置して計測した。実験条件は,漏水の有無,バ ルブ閉塞前の新保注水工バルブの開度、すなわ ち下流端流量,漏水位置によって変化させ,計 6ケースの実験を行った。漏水は排泥弁を開放 することで模擬した。表2に実験条件を示す。



図1 小倉幹線用水路の模式図

表1 小倉幹線用水路の概要

| 小倉調圧水槽からの 距離(m) | 管種 | 管径 (mm) | 管厚 (mm) |
|----------------------------|-------------|----------|---------|
| 0~9455.923 | 鋼管 (SP) | 1000 | 6.0 |
| 9455.923 ~ 16169.66 | 鋼管 (SP) | 900 | 6.0 |
| 16169.66~17833.4 | ダクタイル鋳鉄管(DC | CIP) 600 | 7.5 |

表2 実験条件

| ケース | 下流端制水弁 | 下流端流量 | 漏水の | 漏水箇所 | |
|-----|--------|---------------------|-------------|----------------|--|
| | 回転数 | (m ³ /s) | 有無 | | |
| 1 | 1 | 0.032 | tel | tel | |
| 2 | 2 | 0.092 | 10 | 'みし | |
| 3 | 1 | 0.032 | も 11 | 新保注水工から約73m上流 | |
| 4 | 2 | 0.093 | (, נע | にある排泥弁を2.5回転開放 | |
| 5 | 1 | 0.033 | も 11 | 長谷川支線用水路にある排 | |
| 6 | 2 | 0.095 | (• (0 | 泥弁を2回転開放 | |

3. 実験結果と考察

ケース1における圧力変動結果のうち,新保 注水工,4号制水弁,3号空気弁の圧力変動を それぞれ図2(a),(b),(c)に示す。新保注水 工では約947秒でバルブ閉塞による圧力変動が 発生している。しかし、バルブ閉塞前の定常状 態であるはずの時間帯でも奇妙な圧力変動が 発生しており、これによってバルブ閉塞による 圧力変動が阻害されている。この圧力変動は, 新保注水工に蓄積された多量の空気によるも のだと考えられる。その理由は、新保注水工の 制水弁直上流に圧力計を設置するときに,一度 管内部の水をすべて抜く必要があったためで ある。圧力計設置後は再び水を流したが管内の 充水が不十分であり空気が残留していたと推 察できる。4 号制水弁では約 766 秒でバルブ閉 塞による圧力変動が発生している。新保注水工 での結果とは異なり, バルブ閉塞前では圧力は 定常であり,バルブ閉塞による圧力変動を正確 に計測できていることがわかる。上流端である 調整水槽近くの3号空気弁では、圧力水頭が約 49.2 m でほぼ一定であることが確認でき、これ は調整水槽の水位がほぼ一定であることを意 味する。よって,管路流れの数値解析の際には, この圧力を調整水槽圧力として使用すること が可能である。図3にCase1, 3, 5の4号制水 弁における圧力変動の比較図を示す。Casel は 漏水なし、Case3 は下流端近傍漏水、Case5 は 中流漏水の場合を表しており、図3から漏水が ある方が圧力変動の減衰が大きく,また漏水位 置が下流側にあるほど減衰が大きくなること が確認された。

4. おわりに

現場のパイプラインにおいて圧力変動を計 測し, 圧力変動特性の検証を行った。その結果, 漏水の有無や漏水位置によって圧力変動の減 衰が変化することが確認でき,減衰の違いによ る漏水検知の可能性が示唆された。

引用文献

(1)農林水産省:農業水利施設におけるストックマネジメントの取組について,

https://www.maff.go.jp/j/nousin/mizu/sutomane/attac h/pdf/sutomane_230322.pdf

(2) 浅田洋平ら:多点漏水や管固有の構造を有する管水
路における圧力波形を利用した漏水検知法,土木学会論
文集B1(水工学)76(2), pp. I_937~I_942 (2020)



図2 Case1 における圧力変動: (a)新保注水工, (b)4 号制水弁, (c)3 号空気弁



図3 Case1, 3, 5 の4 号制水弁における圧力変動の比 較図

水撃作用と管材変形の非接触計測を援用したパイプラインの擬似漏水検出

Leak Detection in pipeline by using Non-Contact Measurement of Water Hammer and Pipe Deformation.

> 新潟大学自然科学系(農学部) 〇鈴木哲也 新潟大学大学院自然科学研究科 萩原大生 筑波大学生命環境系 浅田洋平

1. はじめに

農業生産基盤におけるパイプラインシステ ムでは、内水圧を利用して農業用水を送配水す る.パイプラインの維持管理において漏水事故 を避けることは困難で、農地まで水を送ること を妨げる可能性があり、農業用水の損失や営農 の乱れに影響を及ぼす.漏水を捉える検査技術 の確立が不可欠であるといえる.これまで、管 水路内にカプセル型の探査装置を投入して漏 水音を検出すること¹⁾や人為的な水撃圧に漏水 の情報を付与して非定常流況の解析から検出 すること²⁾が検討されている.本研究では、水 撃圧作用下の管体挙動に着目し³⁾、漏水の検出 を試みる.実験的検討として、モデルパイプラ インにおける模擬漏水を発生させ、その時の水 撃圧に伴う管体挙動をディジタル画像相関法

(Digital Image Correlation 法,以下 DIC 法) に より非接触検出を行う.これにより,管路内の 水理実態を,流体の観点だけでなく材料の変形 特性の観点から評価できると考える.

2. 実験方法

モデルパイプラインを用いて模擬漏水の有 無および水撃圧に伴い生じる管体の挙動を,画 像解析手法のひとつである DIC 法により,非接 触検出するための実験を実施した.モデルパイ プラインは VP 管で,管路延長が 62 m,管厚が 6.6 mm,管内径が 100.8 mm である.モデルパ イプライン全体の模式図を図-1 に示す.最上流 に水槽を設置することで水を溜め,それにつな がる管により水を流し,最下流にてバルブ操作 での流量調整により放流を行った.モデルパイ プライン外観を図-2 に示す.水槽を地上 2.9 m 地点で架台に固定した.下流側での圧力水頭を



上流例 2.9m パイプライン

(a) 上流側



(b) 下流側図-2 モデルパイプライン外観

確保するために、最上流と最下流で高低差を得るようにモデルパイプラインを設置した.最上流の水槽内に 1.1 m の高さまで水を溜めることとモデルパイプラインの設置の高低差を考慮することで、最下流で約7.8 m の圧力水頭を確保した.模擬漏水について、下流側に2か所の直径5 mm の漏水孔を設けることで再現した.

水圧計測として、小型圧力センサ(HTV-100KP,センシズ社)を最上流の水槽付近と最 下流のバルブ付近の2か所に設置した。100 Hz でサンプリングした。画像計測として、計測対 象にランダムパターンを施し、その移動量を CCDカメラで撮影することで、ディジタル画像 中の画素群の動態から変位量を算出する DIC 法を適用した。画像計測の様子を図-3 に示す。 20 Hz で画像撮影を行い、同期接続した水圧デ ータも記録した。計測では Vic Snap (Correlated Solutions 社),解析では Vic 3D (Correlated Solutions 社)を使用した。

検討ケースとして,バルブ開度 16.9 °による 閉塞操作で水撃圧を発生させ,漏水なし(Case 1)と漏水あり(Case 2)の場合を検討した.

3. 解析方法

水圧データと画像より得られる管体挙動に 対して周波数解析・時間周波数解析を実施した. 画像解析結果の一例として周方向変位量の空 間分布を図-4に示す.画像解析範囲の中央1点 の時系列データを抽出した.なお,画像解析で の円筒座標系を図-5のように与え,周方向変位 量を DIC 法から得られる指標として評価した.

解析の対象として、水撃圧波形による水圧と その際の DIC 法による周方向変位量において、 閉塞の 8 s 前から 25.6 s 間の 512 データとした. 両者は 20 Hz のサンプリングで得られたデータ とする(同期接続による水圧データ). 周波数 解析では離散フーリエ変換により周波数分布 を求めた.時間周波数解析ではウェーブレット 変換を用いた.マザーウェーブレットとして複 素モルレーウェーブレットを用いた.

加えて,流体作用に伴う管体の振動を考慮した. 管体振動をはりの振動と仮定し,図-6のよ



図-3 画像計測の状況





図-6 画像解析範囲を含む曲管間の長さ

うに画像解析範囲を含む曲管の間をモデル化 した.固有振動数を求める際は、境界条件は両 端単純支持を仮定した.これにより計算された 固有振動数のモード1は1.7Hz,モード2は6.7 Hz となった.

4. 結果および考察

漏水の有無に伴う水撃圧と周方向変位量の周波数特性

図-7に水撃圧と周方向変位量(DIC法)の波 形と周波数解析結果を示す.図-7(a)および(c) が水撃圧に関する結果,図-7(b)および(d) が DIC 法による周方向変位量に関する結果を 示す.図-7(a)でCase1(漏水なし)とCase2 を比較すると,Case1において水圧変動がより 大きく,Case2においてが水圧変動の減衰が早 いことが確認された.漏水の影響が水撃圧波形 で確認された.

周波数解析結果に着目すると、図-7(c)で1.7 Hz 付近に振幅スペクトルが集中する傾向が確認された.これは、水撃作用に伴う周波数を捉えていると推察される.一般的に、下流端で発生した水撃圧は、自由水面を有する上流端までの管路内を2往復することで、現象の1周期とみなされる.本モデルパイプラインでの圧力伝 播速度 423 m/s と管路長 62 m (2 往復での移動 距離は 248 m)を考慮すると、水撃作用の周波 数は 1.7 Hz と求められる.図-7 (d)の周方向変 位量でも、この影響を捉えていることが確認で きる.加えて、6.7 Hz付近においても振幅スペ クトルの卓越が確認でき、管体の固有振動数 (Mode 2:6.7 Hz)との一致が捉えられている ことがわかる.管体(水と管材の複合体)の振 動特性である固有振動に着目することで、管内 の水圧変動の周波数特性を検出できることが

(2) 漏水の有無に伴う時間周波数領域におけ る水撃圧と周方向変位量の減衰

示唆される.

水撃圧と周方向変位量のウェーブレット変換結果であるスカログラムを図-8 に示す.図-8 (a) および (c) で水撃圧,図-8 (b) および (d) で周方向変位量における漏水の有無の相 違が比較できる.図-8 (a) および (c) で,水



図-7 水撃圧と周方向変位量(DIC法)の波形と周波数解析結果



撃圧の時系列波形と同様に,時間周波数領域に おいても漏水時における信号強度のより早い 減衰が水撃作用の周波数と同一の周波数帯で 検出された.図-8(b)および(d)で周方向変 位量において,固有振動の周波数帯で水撃圧の 時間経過に伴う信号強度の減衰が検出された. 漏水ありのCase2(図-8(d))では,漏水なし のCase1(図-8(b))と比較して減衰が早いこ とが確認できる.これらの時間周波数領域の特 性に着目することで,漏水を有する水撃圧に起 因した管体の周方向変位量を捉えることによ り,管体挙動を通じて得られる情報から管内の 水理実態である漏水の非接触検出の可能性が 示唆された.

5. おわりに

本研究では、模擬漏水を伴う水撃圧の作用下 での管体挙動を対象に、DIC 法で漏水を非接触 検出することを試みた.検討の結果、管体の周 方向変位量を指標に、時間周波数解析を援用す ることで、漏水の非接触検出が可能と考えられ る.

引用文献

- 浅野 勇,森 充広,高木一幸,羽田陽一, 川上昭彦,川邉翔平:管水路のカプセル型 漏水探査装置の開発,農業農村工学会誌, Vol. 86, No. 6, pp. 513-516, 2018.
- 浅田洋平,木村匡臣,安瀬地一作,飯田俊 彰,久保成隆:漏水中の管水路における水 撃圧波形を利用した漏水位置と漏水量の 推定,土木学会論文集 B1(水工学), Vol. 74, No.4, pp. I_613-I_618, 2018.
- 3) 鈴木哲也,久保成隆,飯田俊彰:パイプラ インに発生した圧力波の非破壊検出に関 する研究,農業農村工学会論文,Vol. 81, No. 5, pp. 95-103, 2013.

公益社団法人農業農村工学会 応用水理研究部会 http://www.jsidre.or.jp/ouyousuiri/

本研究部会は、応用水理に関する学理と応用についての科学的研 究を推進し、農業農村工学分野の学術・技術の振興と社会の発展 に寄与することを目的としています.

> 事務局:〒113-8657 東京都文京区弥生1-1-1 東京大学大学院農学生命科学研究科生物・環境工学専攻気付 応用水理研究部会事務局(部会長:高木強治)