

令和 6 年度応用水理研究部会 講演集



令和 6 年 11 月 30 日

つくば国際会議場

(公社) 農業農村工学会応用水理研究部会

参加される方へ

1. 本大会は技術者継続教育機構の認定プログラムに申請中です。CPD登録を希望される方は事前に研究部会事務局（kiri@affrc.go.jp）まで、お申込みください。

講演される方へ

1. 発表時間は1課題当たり25分（講演18分、質疑7分）としてプログラムを組んでおります（タイムキーパーは事務局で準備いたします。タイムキーパーから「発表時間残り5分」、「発表時間終了」、「質疑時間終了」の案内をいたします）。
2. 講演予定の方は、発表セッションの開始時刻までに、会場にご入場いただきますようお願い致します。

令和6年度応用水理研究部会講演会プログラム

開始時刻	内容	講演者／座長	題目	ページ
9:00	開会挨拶			
	第1セッション	座長：木村 匡臣		
9:10	発表課題 1	○羽田野 袈裟義・荒尾 慎司・高木 悟	開水路定常流の水面形計算の向きの理由付け（その2）	1
9:35	発表課題 2	○Eileen Joan Magero・Koichi Unami・Osama Mohawesh・Marie Sato	An extended Duffing oscillator to model controlled resource budget (制御された資源収支をモデル化するための拡張ダフティング振動子)	6
10:00	発表課題 3	○東郷 俊太郎・宇波 耕一・藤原 正幸	時間局所有界でない境界条件を課した1次元 Boussinesq 方程式	7
10:25	休憩			
	第2セッション	座長：浅田 洋平		
10:45	発表課題 4	○田畑 俊範・樋爪 大輔・原田 昌佳・尾崎 彰則	斜め堰の水理学的有用性の提示に向けた筑後川中流山田堰を対象とした2次元数値水理解析	11
11:10	発表課題 5	○佐藤 和輝・藤原 正幸・竹門 康弘	鴨川七条落差工におけるアユの遡上容易度の評価に関する研究	19
11:35	発表課題 6	○藤山 宗・中矢 哲郎・人見 忠良	高所作業を伴う調圧水槽の管理時のすべりの感じ方に関する基礎的検討	23
12:00	休憩			
	第3セッション	座長：田畑 俊範		
13:15	発表課題 7	○浪平 篤	階段状の放水路に対する減勢工長さの検討	25
13:40	発表課題 8	○坪田 到馬・高橋 悠斗・萩原 大生・浅田 洋平・鈴木 哲也	パイプラインのエネルギー減衰を考慮した水圧および管材変形の周波数特性評価	32
14:05	発表課題 9	○浅田 洋平・萩原 大生・坪田 到馬・高橋 悠斗・鈴木 哲也	圧力変動データに基づくパイプラインシステムの水管理・施設管理技術の開発	35
14:30	発表課題 10	○吉永 育生・福重 雄大・皆川 裕樹	排水解析モデルへの拡張カルマンフィルタの適用	39
14:55	閉会挨拶			
15:05	代表幹事会			

開水路定常流の水面形計算の向きの理由付け（その2）

Reasoning the direction of water surface profile calculation of steady flows in an open-channel (Part 2)

羽田野袈裟義¹・荒尾慎司¹・高木悟²
Kesayoshi HADANO¹・Shinji ARAO¹・Satoru TAKAGI²

1. 序論

開水路の水面形計算は河川計画の基本である。水面形計算は農業工学分野においても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下流に向かって計算する、という考え方が日本では支配的である¹⁾⁻⁴⁾。しかし、定常運動の方程式を用いて静止した曲線（水面形）を求める計算に水面の擾乱の伝播という非定常運動が関与する理由が甚だ不明である。

一方、水面の擾乱の上流への遡及の可否という動的現象を根拠としない理由付けもなされている。例えば、海外では流量によって水深が確定する流水断面（日本でいう支配断面、等流部、堰直上流、ゲート直上流および自由流出のゲート直下流）を「コントロール」の断面とし、その断面を起点としてコントロールが及ぶ向きに計算すべきという考え方が定着している⁵⁾⁻⁷⁾。コントロールが及ぶ向きに計算すべきとする理由として、それと逆向きに計算すると計算誤差のためにコントロールの断面の水深を正しく与えることができない

という事情がある。このことは French⁶⁾の「6.3 COMPUTATION OF GRADUALLY VARIED FLOW」の書き出しの6～11行に常流の場合について明記されている。このコントロールというものは、水面の擾乱の上流への遡及の可否の帰結⁵⁾⁻⁷⁾として現れる定常状態といえるが、等流部を除外している点で本稿初出の「コントロール」とは異なる。なお、不等流計算は等流水深を境界条件として行なうことができないが、これに言及した Henderson⁵⁾の記述は等流の地点を特定できないとの表現にとどまり少し曖昧である。

また、水位計測から求まる水深を境界条件として水面形計算がしばしば行なわれるが、この場合の取扱いについて文献⁵⁾⁻⁷⁾に記載がない。この場合への対応可能な示唆として、水深が等流水深に近づく向きに計算すべきことが記されている^{8),9)}。これは定常流の水面形の方程式とその解の性質を見通したものといえるが、これらに強い関心をもつ読者以外には隔靴搔痒の感を免れないであろう。

以上を考慮し、本研究では前報^{10),11)}の続編として、水路床の勾配と粗度が一定の一様断面形水路の水面形の方程式の性質を確認すると共に、その解であるブレッソの式の計算において、水深の境界条件に誤差がある場合、従来からの示唆と逆向きの計算では誤差の影響が拡大するという事実を示し、文献^{8),9)}の示唆をより明確に示すことを試みる。

1: 第一復建(株) Civil Engineering Consultant. Daiichi Fukken, 2: 早稲田大学 Waseda University

キーワード 開水路定常流, 水面形計算, 計算の向き, 境界条件水深と等流水深の関係, 境界条件の誤差

2. 水面形の方程式⁸⁾

2.1 基礎方程式

図1の設定で考える．流水断面の最深点を水路床，基準水平面（点線）から水路床までの高さを z ，最深点を結んで流下方向に沿って x 軸， x 軸から水面まで垂直上方にとった距離を水深 h とする．水路床の傾斜角 θ を用いると水路床勾配は $i = -dz/dx = \tan\theta$ であるが，本稿では傾斜角が小さく $\cos\theta \cong 1.0$ ， $\tan\theta \cong \sin\theta$ として取り扱う．流量を Q ，流水断面積を A ，径深を R ，エネルギー補正係数を α ，シェジ係数を C とする．このとき，エネルギー収支式は次式で表記される．

$$-i + \frac{dh}{dx} + \frac{\alpha Q^2}{2g} \frac{d}{dx} \left(\frac{1}{A^2} \right) = -\frac{1}{C^2 R} \left(\frac{Q}{A} \right)^2 \quad (1)$$

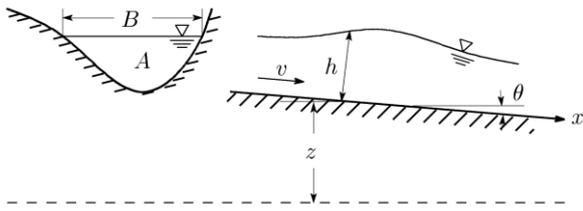


図1 流れの模式図

2.2 水面形の方程式とその解

式(1)を変形して水面形の方程式が求められるが，その左辺第3項中の $d(1/A^2)/dx$ が次のように変形される．まず，自然流路などの一般の断面では，流水断面積 $A(x)$ が水深 $h(x)$ と水面幅 $B(x)$ の関数となるから，

$$\frac{d}{dx} \left(\frac{1}{A^2} \right) = \frac{-2}{A^3} \frac{dA}{dx} = \frac{-2}{A^3} \left(\frac{\partial A}{\partial h} \frac{dh}{dx} + \frac{\partial A}{\partial B} \frac{dB}{dx} \right) \quad (2)$$

一方，一樣な断面形水路の場合，水深 $h(x)$ と水面幅 $B(x)$ が1対1の対応関係にあるため， $A(x)$ は $h(x)$ または $B(x)$ のいずれか一方だけの関数として表わせる． $A(x)$ を $h(x)$ だけの関数として表わすと， $d(1/A^2)/dx$ は，

$$\frac{d}{dx} \left(\frac{1}{A^2} \right) = \frac{-2}{A^3} \frac{dA}{dx} = \frac{-2}{A^3} \cdot \frac{\partial A}{\partial h} \frac{dh}{dx} \quad (3)$$

したがって水面形の方程式は式(1)の変形により次のように表記される．

$$\text{一般の断面} : \frac{dh}{dx} = \frac{i + \frac{\alpha Q^2 \partial A \partial B}{g A^3 \partial B \partial x} \frac{1}{C^2 R} \left(\frac{Q}{A} \right)^2}{1 - \frac{\alpha Q^2 \partial A}{g A^3 \partial h}} \quad (4)$$

$$\text{一樣な断面} : \frac{dh}{dx} = \frac{i - \frac{1}{C^2 R} \left(\frac{Q}{A} \right)^2}{1 - \frac{\alpha Q^2 \partial A}{g A^3 \partial h}} \quad (5)$$

次章において，計算誤差の問題から水面形計算の向きが決まるということを示す．そこで，余分な条件を避け，水路床の勾配と粗度が一樣な広長方形断面に対する解析解すなわちブレッズの式の計算を行なう．広長方形断面の場合，式(5)は等流水深 h_0 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．

$$\frac{dh}{dx} = i \frac{h^3 - (C_0/C)^2 h_0^3}{h^3 - h_c^3} \quad (6)$$

ここで， C は水深 h におけるシェジ係数， C_0 は等流水深 h_0 におけるシェジ係数である． Manning式とシェジ式から $C = R^{1/6}/n \cong h^{1/6}/n$ と書けるから，式(6)において $C_0/C \cong (h_0/h)^{1/6}$ である．ゆえに，水深が等流水深と同程度の場合には $C_0/C \cong 1$ とおける．このとき式(6)は次式で近似される．

$$\frac{dh}{dx} = i \frac{h^3 - h_0^3}{h^3 - h_c^3} \quad (7)$$

式(7)は変数分離型の方程式であり， $h = h_b \neq h_0$ の境界条件を与えた場合に限って一意的な不等流解が得られる¹²⁾．その解がブレッズの式で， $x = 0$ で $h = h_b$ という境界条件に対して次式で与えられる^{10), 11)}．

$$\begin{aligned} \frac{ix}{h_0} = \frac{h}{h_0} - \left\{ 1 - \left(\frac{h_c}{h_0} \right)^3 \right\} & \left[\frac{1}{6} \log_e \frac{h^2 + hh_0 + h_0^2}{(h - h_0)^2} \right. \\ & \left. + \frac{1}{\sqrt{3}} \tan^{-1} \frac{2h + h_0}{\sqrt{3}h_0} \right] \\ - \frac{h_b}{h_0} + \left\{ 1 - \left(\frac{h_c}{h_0} \right)^3 \right\} & \left[\frac{1}{6} \log_e \frac{h_b^2 + h_b h_0 + h_0^2}{(h_b - h_0)^2} + \right. \\ & \left. \frac{1}{\sqrt{3}} \tan^{-1} \frac{2h_b + h_0}{\sqrt{3}h_0} \right] \quad (8) \end{aligned}$$

式(8)は $h_b = h_0$ の場合には解が発散することを示している．一方， $h = h_b = h_0$ の境界条件を与えた場合，式(7)の解は次の等流解となる．

$$h = h_0 = \text{const.} \quad (9)$$

このように境界条件の水深が等流水深に等しいか否かで解が全く異なる。境界条件によるこの違いは、著者らが調べた範囲では、これまで示されていない。

3. 境界条件水深の誤差の影響の検討⁵⁾

この検討は、文献⁸⁾中の例題の水面形計算結果を基にした堰上げ背水曲線および低下背水曲線についての前報¹¹⁾の再掲、および常流から射流へと遷移した流れについて行なう。

3.1 堰上げ背水曲線

例題は次のようである。「幅 $B=200\text{m}$ 、河床勾配 $i=1/1000$ 、粗度係数 $n=0.030$ の河川に高さ 5m の取水ぜき(越流ダムで流量係数 $K=2.1$)を河川を横切って築造した場合、流量 $Q=1600\text{m}^3/\text{s}$ が流れるとき、エネルギー補正係数を $\alpha=1.1$ として、背水曲線を求める。」

ブレスの式の計算の準備として、まず境界条件の水深 h_b 、等流水深 h_0 、限界水深 h_c が求められる。堰の流量公式から越流水深 H が $H=(Q/KB)^{2/3}=2.439\text{m}$ と求まり、これと堰高 5m から境界条件の水深が $h_b=7.439\text{m}$ と求まる。 h_0 と h_c は次のようである。

$$h_0 = \left(\frac{nQ}{i^{1/2}B}\right)^{3/5} = 3.374\text{m}, \quad h_c = \left(\frac{\alpha Q^2}{gB^2}\right)^{1/3} = 1.929\text{m}$$

ブレスの式の計算は $h_b \geq h > h_0 > h_c$ (常流)を確認して M_1 として境界条件 $h_b=7.439\text{m}$ のもとに行なわれる。その結果の水面形が図2中に塗りつぶしの菱形で示され、正解と記されている。図中の点線は計算結果の水深が $h=3.7\text{m}$ となる位置で堰の上流 5341m 地点を示す。

次に、堰の上流 5341m 地点で水位観測がなされていてその結果を用いてこの地点を始点に水面形計算を行なう場合を考える。その際、河床変動のためこの境界条件地点の水深に誤差が不可避であることを考慮する。この新たな意味の境界条件水深 H_b が 3.7m と少し異なる 3.3m 、 3.5m 、 3.9m 、 4.1m の場合について

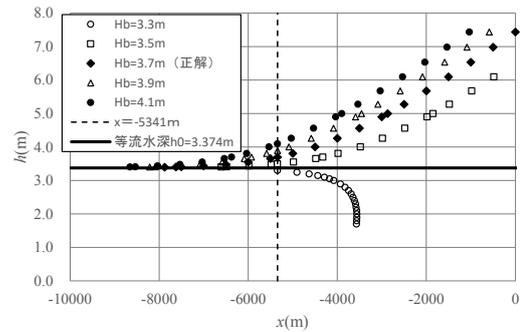


図2 堰上げ背水曲線の計算の結果

計算した結果を図に示す。図によると、堰の上流 5341m 地点の水深に正解 3.7m と異なる値を境界条件 H_b として与えた場合の水面形は上流側では正解の結果に近づき、下流側では正解からの乖離が拡大する。

したがって、この場合の計算は上流向きに行なわなければならない、下流向きに行なってはならない。

3.2 低下背水曲線(段落ち)

この例題は次のようである。「底勾配の広長方形の下流端が段落ちになり、その地点で水が自由越流している。水路の単位幅流量が $q=Q/B=1.22\text{m}^2/\text{s}$ の場合の水面形を、粗度係数 $n=0.03$ 、エネルギー補正係数 $\alpha=1.0$ として求める。」

前の例と同様、ブレスの式の計算の準備として、まず境界条件の水深 h_b 、等流水深 h_0 、限界水深 h_c が求められる。実際には限界水深の発生位置は段落ちの位置と異なり、また段落ち位置の水深は限界水深と若干異なるが、この差を無視する。すなわち、段落ち位置で水深が限界水深に等しいと仮定する。 h_c と h_0 は次のように求められる。

$$h_0 = \left(\frac{nq}{i^{1/2}B}\right)^{3/5} = 1.091\text{m}, \quad h_c = \left(\frac{\alpha q^2}{gB^2}\right)^{1/3} = 0.534\text{m}$$

ブレスの式の計算は $h_0 > h \geq h_c = h_b$ (常流)を確認し、低下背水曲線 (M_2) として $x=0$ で $h_b = h_c$ との境界条件の下で行われる。その結果が図3の塗りつぶしの菱形(正解)で示されている。図中の点線は計算結果の水深が

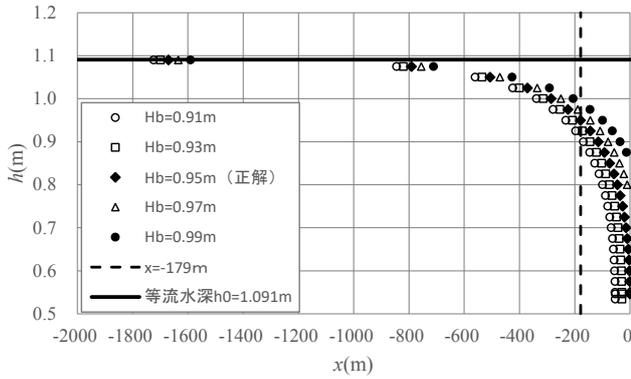


図3 低下背水曲線の計算の結果

$h=0.95\text{m}$ となる位置で段落ちの上流 179m 地点を示す。

前の例と同様に、この位置の水位観測結果を利用しこの位置を境界条件地点として水面形計算を行なう場合、境界条件水深の誤差を考慮して、 0.95m とわずかに異なる水深 0.91m , 0.93m , 0.97m , 0.99m を境界条件 H_b とした場合の計算結果を図中に記入した。この図においても、上流向きの計算では境界条件の誤差の影響が収まるが、下流向きの計算では境界条件の誤差の影響が拡大することがわかる。

すなわち、この流れの場合も水面形計算を上流向きに行なわなければならない、下流向きの計算が許されない。

3.3 常流から射流への遷移後の流れ

この例題は次のようである。「底勾配 $i_1=1/1000$ の長い広長方形水路に $i_2=1/50$ の長い広長方形水路が接続している。接合部は勾配が流下方向距離 x の 1 次式で変化する 2 次曲線形の底面とする。水路に単位幅流量 $0.5\text{m}^2/\text{s}$ の流れがあるときの勾配変化終了点より下流の水面形をエネルギー補正係数 $\alpha=1.1$ 、粗度係数 $n=0.03$ の条件で計算する。」

ブレスの式の計算の準備として、勾配変化終了点の水深 h_b 、限界水深 h_c そして勾配変化後の等流水深 h_0 が求められる。それらは次のようである。 $h_b = 0.288\text{m}$,

$$h_c = \left(\frac{\alpha Q^2}{gB^2}\right)^{1/3} = 0.304\text{m}, \quad h_0 = \left(\frac{nQ}{i^{1/2}B}\right)^{3/5} = 0.260\text{m}$$

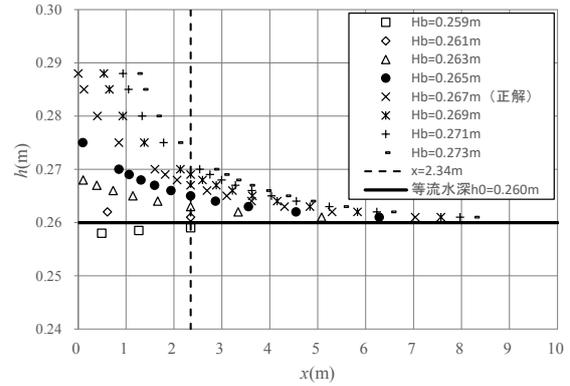


図4 射流へ遷移後の流れの計算の結果

図4において×印（正解）の描点はこの流れの水面形を、勾配変化終了点から下流向きに底面に沿って x をとって示している。図中の点線は水深 h が 0.267m となる位置で、勾配変化終了点より 2.34m 下流にある。

図には前2例と同様にこの位置の水位観測結果を利用して水面形計算を行なう場合における境界条件水深の誤差を考慮し、 2.34m 地点の水深を $H_b=0.267\text{m}$ とわずかに異なる7つの水深にとって計算を行なった結果を示す。

図4より、このケースの下流向きの計算では境界条件水深の誤差の影響が収まるが、上流向きの計算では境界条件水深の誤差の影響が拡大することがわかる。

すなわち、この流れ（射流）では水面形計算を下流向きに行うべきで、上流向きの計算が許されない。

3.4 まとめ

以上で述べた3ケースの計算結果をまとめると、常流の場合、水面形計算を上流向きに行なうと水深の境界条件の誤差の影響が収まるが、下流向きに行なうと水深の境界条件の誤差の影響が拡大する。このため常流では上流向きに計算を行なわなければならない。一方、射流の場合にはその逆で、水面形計算を下流向きに行なうと水深の境界条件の誤差の影響が収まるが、上流向きに行なうと水深の境界条件の誤差の影響が拡大する。このため射流では下流向きに計算を行なわなければな

らない。

4. 結言

本研究では、開水路定常流の水面形計算の向きに関する既往の知見を論評したのち、開水路定常流の水面形計算の手順を確認した。その中でいわゆる不等流計算の方程式を解く際に等流水深を境界条件に使うことができないことを明らかにした。

そしてその後、水位の測定から見積もられた水深に誤差が避けられない事情を考慮し、水深の境界条件が誤差を含む場合の水面形計算を数例行なった。その結果、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、そして射流では上流から下流に向けて計算しなければならないことが明らかになった。

本研究により、開水路定常流の水面形計算の向きの理由が従来に比べてより明確に示された。そして特に流速と長波の伝播速度の大小関係による水面の擾乱の上流への遡及という、定常運動との対応関係が不明瞭な概念を持ち込む必要がなくなった。

参考文献：

- 1) 本間仁, 安芸皎一: 物部水理学, pp.268-271, 岩波, 1956.
- 2) 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, pp.229-232, 丸善, 2000.
- 5) Henderson, F. M.: Open channel flow, pp.105-119, 155-162, Macmillan, New York, 1966.
- 6) French, R. H.: Open-channel hydraulics, pp.198-202, McGraw-Hill, New York, 1985.
- 7) Jain, S. C.: Open-channel flow, pp.77-113, 124-157, John Wiley & Sons, 2001.
- 8) 荒木正夫, 椿東一郎: 水理学演習下巻, pp.28-32, 57-60, 森北出版, 1962.
- 9) 椿東一郎: 水理学I, p.152, 森北出版, 1973.
- 10) 羽田野袈裟義, 高木悟, 荒尾慎司: 開水路定常流の水面形計算の向きの理由付け, 令和5年度農業農村工学会・応用水理研究部会講演集, pp.36-39, 2023.
- 11) 羽田野袈裟義, 荒尾慎司, 高木悟: 開水路不等流計算の向きの理由に関する検討, 日本流体力学会年会 2024 講演集, 2024.
- 12) 吉田耕作: 微分方程式の解法 第2版, pp.11-13, 岩波書店, 1978.

An extended Duffing oscillator to model controlled resource budget (制御された資源収支をモデル化するための拡張ダッフィング振動子)

Eileen Joan Magero^{1,2}, ○Koichi Unami², Osama Mohawesh³, Marie Sato⁴

¹Uganda Project Office, Konoike Construction Co. Ltd.

²Graduate School of Agriculture, Kyoto University

³Faculty of Agriculture, Mutah University

⁴Faculty of Humanities and Social Sciences, University of Tsukuba

1 Introduction

Our recent study (Magero et al., 2024) applied an extended Duffing oscillator to model synchronized biennial-bearing phenomena that prevail over olives in the Levant. The standard Duffing oscillator is a nonlinear dynamical model that exhibits periodic oscillations and chaos (Ueda, 1991). Here, we review the several properties of the extended Duffing oscillator representing the stock and flow of a resource with a feedback mechanism.

2 Materials and methods

The standard Duffing oscillator is the nonlinear ordinary differential equation (ODE)

$$\frac{d^2v}{dt^2} + \mu \frac{dv}{dt} + \omega_s^2 v + \gamma v^3 = f(t) \quad (1)$$

where the state v of a resource in the system is a function of time t , μ (> 0) is the mortality coefficient, ω_s is the angular frequency of the normal mode, and $f(t)$ is an external force. The second-order ODE (1) with a special case of $f(t)$ is rearranged as a set of two first-order ODEs

$$\frac{d}{dt} \begin{pmatrix} v \\ w \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -w + \varepsilon \sin(\omega_e t) \\ \omega_s^2 v + \gamma v^3 - \mu w \end{pmatrix} \quad (2)$$

where w is another state of the resource, ω_e is the angular frequency of the external force, and ε is the amplitude of the external force. Coupling (2) with another ODE for the state u of the resource in the ambient results in the extended Duffing oscillator

$$\frac{d}{dt} \begin{pmatrix} u \\ v \\ w \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -\rho\sqrt{u} + \varphi(v) \\ -w + \alpha\rho\sqrt{u} + \varepsilon \sin(\omega_e t) \\ \omega_s^2 v + \gamma v^3 - \mu w \end{pmatrix} \quad (3)$$

where $\rho\sqrt{u}$ represents the decay of u with the coefficient ρ , α is the assimilation coefficient, and $\varphi(v)$ is a controlled non-negative flow of the resource from the system to the ambient.

Based on the conventional methods of nonlinear analysis, we investigate the boundedness, stability, and uniqueness of (u, v, w) to solve the extended Duffing oscillator (3).

3 Results

It is easily shown that u is non-negative.

The energy function

$$H(u, v, w) = \frac{2\rho u^{3/2}}{3} + \frac{\omega_s^2 v^2}{2} + \frac{\gamma v^4}{4} + \frac{w^2}{2} \geq 0 \quad (4)$$

satisfies

$$\frac{dH}{dt} = -\rho^2 u - \mu w^2 + \rho\sqrt{u}\varphi(v) + (\alpha\rho\sqrt{u} + \varepsilon \sin(\omega_e t))(\omega_s^2 v + \gamma v^3) \quad (5)$$

implying the boundedness of the conventional unforced Duffing oscillator. Boundedness, as well as stability, is not guaranteed for the extended case with the external force. Indeed, the locally linearized system of (3) has the coefficient matrix whose characteristic polynomial is

$$\lambda^3 + (\hat{\rho} + \mu)\lambda^2 + (\hat{\rho}\mu + \hat{\gamma} - \alpha\varphi(v)\hat{\rho})\lambda + \hat{\gamma}\hat{\rho} - \alpha\varphi(v)\mu\hat{\rho} = 0 \quad (6)$$

where $\hat{\rho} = \rho/2\sqrt{u}$, and $\hat{\gamma} = \omega_s^2 + 3\gamma v^2$. The real part of a solution to (6) is possibly positive.

Uniqueness is discussed with the perturbed system of (3), which has the same structure as the locally linearized system. Its remarkable implication is that the synchronization of multiple systems obeying to (3) occurs even without coupling if the external force is common.

4 Conclusions

Numerical experiments indicated that the extended Duffing oscillator (3) can exhibit periodic oscillation, bounded chaos, instability, and blowing up. Acknowledgments shall be detailed during the presentation.

References

- Magero, E. J., Unami, K., Mohawesh, O., & Sato, M. (2024). Resource budget model with Duffing oscillator for dynamics of synchronized biennial-bearing olives in the Levant. *Journal of Theoretical Biology*, 595, 111973.
- Ueda, Y. (1991). Survey of regular and chaotic phenomena in the forced Duffing oscillator. *Chaos, Solitons & Fractals*, 1(3), 199-231.

時間局所有界でない境界条件を課した 1 次元 Boussinesq 方程式 One-dimensional Boussinesq equations with time-locally unbounded boundary conditions

○東郷俊太郎¹・宇波耕一¹・藤原正幸¹

TOGO Shuntaro, UNAMI Koichi, and FUJIHARA Masayuki

1. はじめに

地下水文学が対象とする多くの非線型現象は、究極的には多孔質媒体方程式

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \nabla \cdot \nabla u^m = \nabla \cdot (mu^{m-1} \nabla u) \quad (1)$$

によって説明されると考えられる[1]。ここに、 u は未知変数、 t は時間、 ∇ は空間デル演算子、 m は 1 を超える実数である。未知変数 u に適宜正則性を仮定して、 $\nabla \cdot \nabla u^m = \nabla \cdot (mu^{m-1} \nabla u)$ と考えれば、多孔質媒体方程式(1)は拡散係数が mu^{m-1} の拡散方程式とみることができるが、作用素 $\nabla \cdot (mu^{m-1} \nabla u)$ が退化型である ($u=0$ のとき拡散係数が 0 となる) ことに注意する。退化型の拡散方程式は、初期値の不連続性が有限の速度で伝播するなど線型の放物型方程式とは著しく異なる性質を持つため、解の正則性をはじめとする厳密な議論が望まれる。Oleinik et al. [2]は、(1)のコーシー問題に一般化解が存在することを示している。これにもとづき、Gilding and Peletier [3]は、(1)に相似変換を施して導出される非線型常微分方程式の解の一意存在性を示した。ここでは、不圧地下水の流動解析において重要な、1 次元 Boussinesq 方程式、すなわち、 $m=2$ の多孔質媒体方程式(1)について、解析と数値実験を行う。とくに境界条件については、既往研究[4-6]で扱われている時間大域有界でない場合に対し、ここでは、時間局所有界でない場合を考察する。

2. 問題設定と支配方程式

水平な不透水層上の不圧地下水層の厚さ u を支配する 1 次元 Boussinesq 方程式は、 $m=2$ の多孔質媒体方程式(1)となる。空間領域を $(0, \infty)$ とし、境界条件

$$u(0, t) = U(T - t)^\alpha, \quad u(\infty, t) = 0 \quad (2)$$

を課した初期値境界値問題を考える。ここに、 $U(>0)$ 、 $T(>0)$ 、 $\alpha(<-1)$ は定数とする。境界条件(2)は、境界水位が後方時間のべき乗の形で表されており、 $t \rightarrow T$ のとき $u(0, t) \rightarrow \infty$ となる。すなわち、空間領域の一端で水位が有限時間で発散する破局的な現象を表す。多孔質媒体方程式の解析で通常用いられる方法論に従い、

$$\begin{cases} u = U(T - t)^\alpha H \\ \xi = x \sqrt{\frac{1 + \alpha}{U}} (T - t)^{\frac{1 + \alpha}{2}} \end{cases} \quad (3)$$

の相似変換を施すことで、非線型常微分方程式

¹ 京都大学大学院農学研究科 Graduate School of Agriculture, Kyoto University
キーワード: 多孔質媒体方程式, 水理学的波動, 地下水

$$\frac{d^2 H^2}{d\xi^2} - \frac{\xi}{2} \frac{dH}{d\xi} + \lambda H = 0, \quad \left(\lambda = \frac{\alpha}{1+\alpha} > 1 \right) \quad (4)$$

および2点境界条件

$$H(0) = 1, \quad H(\xi_0) = 0 \quad (5)$$

を得る。非線型常微分方程式(4)の顕著な性質として、変換

$$\xi' = \sqrt{k}\xi, \quad H'(\xi') = kH(\xi) \quad (6)$$

に関する不変性が挙げられる[7]。ここに、 $k(>0)$ はスケーリング係数である。実際に(6)を(4)へ代入すれば、

$$\begin{aligned} & \frac{d^2 \left(\frac{1}{k} H'(\sqrt{k}\xi) \right)^2}{d\xi^2} - \frac{\xi}{2} \frac{d}{d\xi} \left(\frac{1}{k} H'(\sqrt{k}\xi) \right) + \lambda \frac{1}{k} H'(\sqrt{k}\xi) \\ &= \frac{1}{k^2} \frac{d^2 (H'(\xi'))^2}{\frac{1}{k} d\xi'^2} - \frac{1}{k} \frac{\xi}{2} \frac{d}{\frac{1}{\sqrt{k}} d\xi'} (H'(\xi')) + \lambda \frac{1}{k} H'(\xi') \\ &= \frac{1}{k} \left(\frac{d^2 (H'(\xi'))^2}{d\xi'^2} - \frac{\xi'}{2} \frac{d}{d\xi'} (H'(\xi')) + \lambda H'(\xi') \right) = 0 \end{aligned} \quad (7)$$

となる。一方、(4)はさらに

$$\left(\frac{dH}{d\xi} \right)^2 + H \frac{d^2 H}{d\xi^2} - \frac{\xi}{4} \frac{dH}{d\xi} + \frac{\lambda}{2} H = 0 \quad (8)$$

と変形することができ、浸潤前線 $\xi = \xi_0$ における境界条件 $H = 0$ を適用すれば

$$\left(\frac{dH}{d\xi} \right)^2 - \frac{\xi}{4} \frac{dH}{d\xi} = 0 \quad (9)$$

が得られる。浸潤前線の左側において $dH/d\xi \neq 0$ の場合を考えているため、その極限值

$$\frac{dH}{d\xi}(\xi_0^-) = \frac{\xi}{4} \quad (10)$$

を得る。

3. 数値計算方法

Lockington et al. [5]を参考にし、Shampine [7]の方法を用いて、非線型常微分方程式の2点境界値問題を、対応する連立微分方程式系の初期値問題に帰着させ、4次精度 Runge-Kutta 法を適用する。すなわち、無次元の全流入量を表すホドグラフ変数 $f = HdH/d\xi$ を導入し[8]、

$$\begin{cases} \frac{df}{d\xi} = \frac{\xi}{4} \frac{f}{H} - \frac{\lambda}{2} H \\ \frac{dH}{d\xi} = \frac{f}{H} \end{cases} \quad (11)$$

を4次精度 Runge-Kutta 法で数値積分する。 $\xi = \xi_0$ における初期条件としては、 H の Taylor 展開

を考え,

$$H(\xi_0) \approx \frac{\xi}{4} \Delta \xi, \quad f(\xi_0) = H(\xi_0) \frac{\xi}{4} \approx \frac{\xi^2}{16} \Delta \xi \quad (12)$$

を指定する。この方法では、境界条件 $H(0)=1$ が満たされることは保証できないが、変換(6)の不変性にもとづけば、数値計算で得られた境界値 $H(0)$ で除することによって2点境界値問題の数値解を構成することができる。

4. 結果

図1に、さまざまな λ の値に対する、数値計算から得られた(4)と(5)の近似解を示す。 $\lambda \rightarrow \infty$, すなわち α が -1 に近づくとき、数値解が収束している様子が見られる。実際、時間局所有界な境界条件となる $\alpha = -1$ の場合には、陽的な解表示が知られている[9]。また、 $\lambda = 1$, すなわち $\alpha \rightarrow -\infty$ の場合は、多くの先行研究で考えられてきた $u(0, t) = U(t + T)^\beta$ ($-1/3 < \beta < \infty$) の極限である $\beta \rightarrow \infty$ の場合に相当する。いずれについても、ここでの数値計算結果との良好な一致が確認できる。浸潤前線 $\xi = \xi_0$ において、解が Lipschitz 連続であることが観察でき、一階導関数の不連続は λ が小さくなるにしたがって大きくなっている。

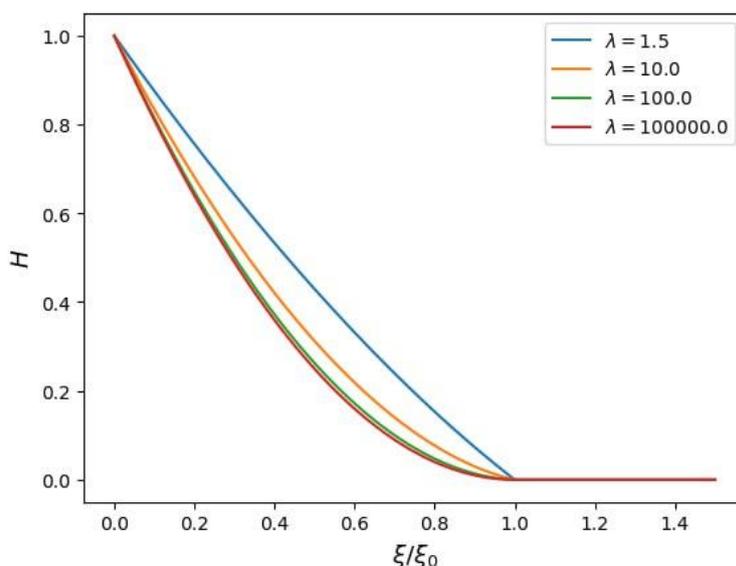


図1 さまざまな λ の値に対する数値計算結果

5. 結論

1次元 Boussinesq 方程式に時間局所有界でない境界条件を課した場合について検討した。この初期値境界値問題に対する解は有限時間で発散するため、有限体積法や有限要素法などを用いて直接的に解くことは現実的でない。そこで、適切な相似変換をほどこすことにより、解が有界であるような非線型常微分方程式の2点境界値問題を導き、Runge-Kutta法を用いて近似解を構成した。数値計算結果から、多孔質媒体方程式の基本的な性質である、有限の速度で伝播する浸潤前線における解の非正則性が示唆された。ここで提示した方法論は、破局的な条件下における不圧地下水の流動解析、さらには水理水文解析全般に対して、有意義な示唆を与える

ものと考えられる。

引用文献

- [1] J.L. Vázquez, *The Porous Medium Equation: Mathematical Theory*, Oxford University Press, 2006.
- [2] O.A. Oleinik, A.S. Kalashnikov, J.-L. Czhou, The Cauchy problem and boundary problems for equations of the type of non-stationary filtration, *Izvestiya Akademii Nauk SSSR. Seriya Matematicheskaya*, 22 (1958) 667-704.
- [3] B.H. Gilding, L.A. Peletier, On a class of similarity solutions of the porous media equation, *J Math Anal Appl*, 55 (1976) 351-364.
- [4] G.I. Barenblatt, V.M. Entov, V.M. Ryzhik, *Theory of Fluid Flows Through Natural Rocks*, 1 ed., Springer, Dordrecht, 1990.
- [5] D.A. Lockington, J.Y. Parlange, M.B. Parlange, J. Selker, Similarity solution of the Boussinesq equation, *Adv Water Resour*, 23 (2000) 725-729.
- [6] A.S. Telyakovskiy, M.B. Allen, Polynomial approximate solutions to the Boussinesq equation, *Adv Water Resour*, 29 (2006) 1767-1779.
- [7] L.F. Shampine, Some singular concentration dependent diffusion problems, *ZAMM - Journal of Applied Mathematics and Mechanics / Zeitschrift für Angewandte Mathematik und Mechanik*, 53 (1973) 421-422.
- [8] Z.X. Chen, G.S. Bodvarsson, P.A. Witherspoon, Y.C. Yortsos, An integral equation formulation for the unconfined flow of groundwater with variable inlet conditions, *Transport Porous Med*, 18 (1995) 15-36.
- [9] A.S. Kalashnikov, The occurrence of singularities in solutions of the non-steady seepage equation, *Ussr Comp Math Math+*, 7 (1967) 269-275.

斜め堰の水理的有用性の提示に向けた 筑後川中流山田堰を対象とした 2 次元数値水理解析

田畑俊範*, 樋爪大輔**, 原田昌佳*, 尾崎彰則***

1. はじめに

福岡県朝倉市に位置する山田堰は筑後川中流部の取水堰であり、1790 年の完成以来現在も機能し続けている。この堰は土木学会の「土木学会推奨土木遺産」(2012 年)、ICID の「世界かんがい施設遺産」(2014 年)に登録されるなど、その構造が高く評価されている。また、国際 NGO「ペシャワール会」がアフガニスタンで灌漑復興事業を実施する際、その要となる取水堰の建設に山田堰をモデルとし、2019 年までに約 1 万 6000 ha の農地、60 万人分の安定灌漑を達成した。そのアフガニスタンでの成功事例以来、多くの途上国の関係者が山田堰の視察のために日本を訪れている。山田堰の最大の特徴は、水流に対して堰体を斜めに設置する「斜め堰」と呼ばれる構造を持つことである。この斜め堰は「洪水時の水位低減」、「取水効率の向上」という治水・利水両面での利点を有することが知られている。福岡(2001)は水路実験を行い、直角堰よりも斜め堰を越流する流れの方が上流側の水位が低下することを示した。また、辻(2018)は兵庫県に現存する斜め堰である花田井堰を対象に水理解析を行い、直角堰よりも斜め堰の方が上流側の水位を低下する効果があることを実証した。高橋(2018)が行ったモデル水路でのシミュレーション解析では、斜め堰は直角堰よりも取水効率が良いことが示された。アフガニスタンにおいて山田堰を模した堰を造ったペシャワール会の中村(2017)も、山田堰を観察・研究した結果として、同堰の治水・利水両面での優れた利点について言及している。しかし斜め堰の構造には課題もある。一般的に、堰の越流水は堰軸方向に直角に流れるため、直角堰の場合そのまま直線的(河川流下方向)に進むが、斜め堰の場合は越流水が下流の対岸の河岸方向に進み、河岸の浸食を促進させるなどの悪影響をもたらす(遠藤, 1997)ことが分かっている。岩屋(2007)によると、日本における取水堰の形状はかつてほとんどが斜め堰であったと言われているが、この下流対岸への影響から、現在新たに築造される取水堰は直角堰が原則(国土交通省, 2022)とされており、斜め堰の数は減少しており、その研究例も非常に少ない。本研究では、今後の更なる途上国での適用への寄与、そして現在はその数を減らしている斜め堰の有用性を再確認することを目的とし、現存する数少ない斜め堰である山田堰を対象に、洪水時・平水時それぞれの条件の流況を再現するため、平面 2 次元浅水流モデルによる数値水理解析を行った。そしてこれらの利点実際に山田堰においてどのように機能しているかを検証した。

2. 材料および方法

2.1 標高データ

本研究では、斜め堰の一つである山田堰の治水・利水機能の検証のため、洪水時と平水時の二つの条件で再現性の高い解析を行う必要がある。山田堰周辺は洪水時・平水時で異なった特徴があるため、それぞれの条件に適した解析対象領域を設定した。平水時は **Fig. 1 (a)** の領域を計算対象とした。平水時の流れは舟通し(幅 10 m~15 m)や土砂吐(幅約 3 m)を通るため、精確な

*九州大学大学院農学研究院 / Faculty of Agriculture, Kyushu University **株式会社建設技術研究所 / CTI Engineering Co., Ltd. ***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: 水利構造物, 数値流体力学, 筑後川, 山田堰, 取水堰

流動の再現に向け同領域を 1 m メッシュで計算した．一方で洪水時は千年分水路を考慮する必要がある．千年分水路は筑後川本川に比べ標高が高く，増水時のみ水が流れ本川の洪水量を低下させる．そのため洪水時計算では，堰上を流れる流量を知るためにも，この分水路を計算対象に含めることが必須である．そのため洪水時は **Fig. 1 (b)** の領域を計算対象とした．また，洪水時の流れは堰を完全に越流するため，数 m 規模の幅の流れは現れない．計算時間短縮のため，洪水時はこの領域を 10 m メッシュに粗視化して計算を行った．なお，計算効率を考慮し，両条件ともに，堤内地は計算対象外とした．そして 2020 年航空レーザ測量による 3 次元点群データを用い，線形補完により 1 m, 10 m メッシュの標高データをそれぞれ作成した．設定した 1 m メッシュでの標高分布を **Fig. 2** に示す．



Fig. 1 (a) 平水時の計算対象領域（南北 400 m×東西 700 m），
(b) 洪水時の計算対象領域（南北 1092 m×東西 2621 m）

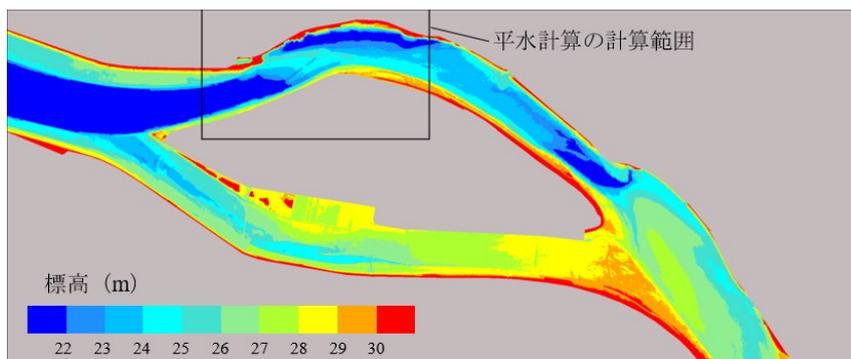


Fig. 2 3次元航空点群データから設定した標高分布（1 m メッシュ）

2.2 解析モデル

解析には平面 2 次元浅水流モデルを用い、以下に示す連続の式から水位、Reynolds の運動方程式から流速を算出した。

$$\frac{\partial \eta}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \{u \cdot Z\} + \frac{\partial}{\partial y} \{v \cdot Z\} = 0 \quad (1)$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} = -g \frac{\partial \eta}{\partial x} + A_h \left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \right) - \frac{gn_m^2 u \sqrt{u^2 + v^2}}{Z^{4/3}} \quad (2)$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} = -g \frac{\partial \eta}{\partial y} + A_h \left(\frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial y^2} \right) - \frac{gn_m^2 v \sqrt{u^2 + v^2}}{Z^{4/3}} \quad (3)$$

ここで、 t は時間 (s)、 η は水位 (m)、 u 、 v は x 、 y 方向の水深平均流速 (m/s)、 h は河床標高 (m)、 g は重力加速度 (m^2/s)、 A_h は水平方向の渦動粘性係数 (m^2/s)、 n_m は Manning の粗度係数 ($s/m^{1/3}$)、 Z は $(\eta - h)$ で算出される水深 (m) である。

2.3 基礎方程式の解法

数値解法は有限差分法とし、流速と水位の計算点を交互に配置するスタッガード格子を用い、運動方程式の計算には分離解法を適用した。すなわち、計算を 3 ステップに分け、①Non-Advection Phase I で圧力項と摩擦項を、②Non-Advection Phase II で拡散項を、③Advection Phase で移流項を解く。このとき、移流項の差分法として、洪水時計算では一次精度の風上差分を用いたが、平水時では土砂吐・舟通し上の流れが浅く射流となるなど、複雑な流れが現れる。そのため平水時計算の移流項の解法には Yabe et al. (1990) が開発した高精度の差分法である CIP 法を用いた。CIP 法は各計算格子点での値 (例えば、流速 u) だけでなくその方向微分 (du/dx , du/dy) を連立して解くことで、拡散の激しい場においても正確に移流項を計算することができることから、常流・射流が混在する流れの解法によく用いられる。

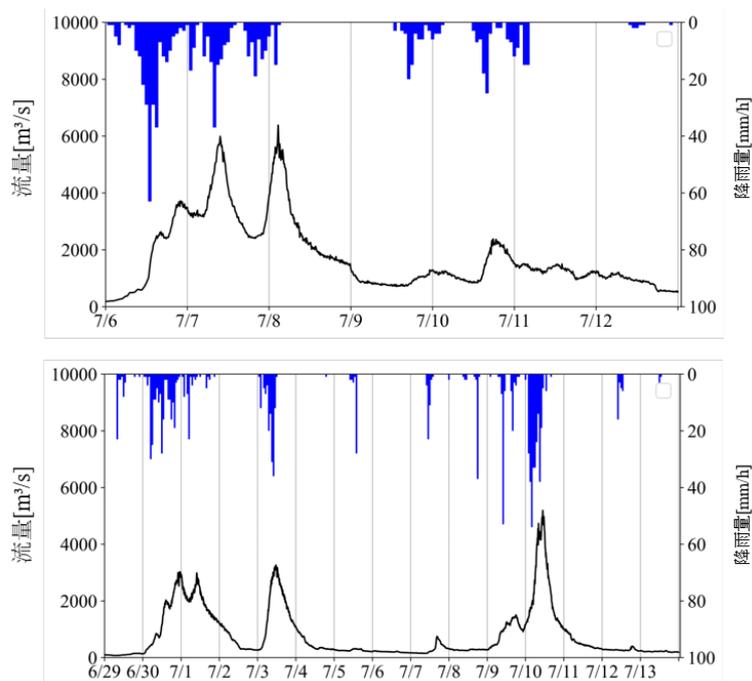


Fig. 3 2020 年洪水 (上) と 2023 年洪水 (下) の設定流量 (恵蘇ノ宿観測所) と観測雨量 (角枝観測所)

2.4 水域-陸域間の流速計算

山田堰では、洪水時に河川水が堰全体を越流するため、陸域と水域が混在し、時間とともに変化する。そこで本解析では、閾値として最低水深 Z_{\min} を設定し、計算メッシュの水深がそれを下回れば陸域と判定した。そして、隣り合うメッシュが両方とも陸域の場合、メッシュ間の流速をゼロとした。一方で、陸域と水域が隣り合う場合は、陸域メッシュの標高と水域メッシュの水位を比較し、標高が高い場合は流速をゼロ、水域の水位が高い場合は流速計算を実行した。

2.5 境界条件

境界条件として、下流端には **Fig. 1** に示す恵蘇ノ宿観測所における 10 分間隔の観測水位を、上流端には同観測所での $H-Q$ 曲線を用い計算した 10 分間隔の流量を設定した。洪水時計算では 2020/07/06~2020/07/12 (7 日間) と 2023/06/29~2023/07/13 (15 日間) の 2 つの期間に発生した洪水 (以後、2020 年洪水、2023 年洪水) を対象に非定常解析を行った。2 つの期間における両洪水の設定流量と、山田堰の北約 8 km の位置にある角枝観測所での観測雨量を **Fig. 3** に示す。2020 年洪水の最大流量は 5648.45 (m^3/s) であり 2000 年以降の最大値を誇る。2023 年洪水は、2020 年洪水よりも規模は小さいが、約 2 週間という長期間の洪水であった。一方、平水時計算では、時間変化を捉える必要がないため、時間前後に降雨が無く、水位変化もほとんど無かった 2021/12/14 12:00 の観測値 (水位:20.54 m, 流量:34.77 m^3/s) を用い、定常解析を行った。

3. 解析結果と再現性の検証

3.1 洪水時計算

2020 年洪水のピーク時 (07/08 02:40; 設定流量 6381.54 m^3/s) の水深分布を **Fig. 4** に示す。このとき千年分水路にも水深 4.0 m を超える流れが存在し、全体の流量のうち約 66.2% が本川、33.8% が分水路に流れた。水位の再現性の評価として、**Fig. 4** に示す水位観測所 (右 53k400) における観測水位と計算水位を比較した。なお、この観測所では節電のため、観測開始水位 (EL=27.55 m) を超えた時点のみ計測を行っている。観測水位と計算水位の比較を **Fig. 5** に示すが、両者は高精度で一致している。二乗平均平方根誤差 (RMSE) は、2020 年洪水が 0.18 m、2023 年洪水が 0.14 m であった。一般に同様の解析では RMSE が 0.2 m 以下で良好なモデルとされるため、本解析モデルは良好な再現性を有していると評価できる。2020 年洪水の後半のピーク水位 (07/10 18:00 頃) について若干の過小評価をしているが、これは 2020 年洪水は恵蘇ノ宿観測所での観測史上最大の流量を記録したほどの大洪水であり、堰の一部に損壊 (保護ブロックの流出、翌年復旧) が確認されるなど、堰周辺で水位に影響を及ぼす要因が多くあったことが原因だと考察する。

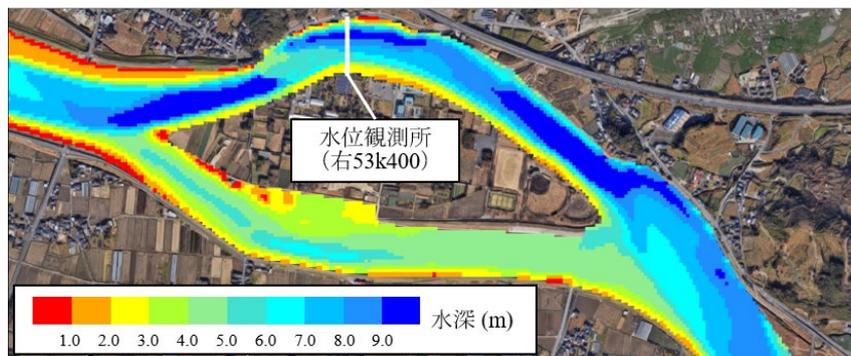


Fig. 4 2020 年洪水のピーク時 (07/08 02:40) の水深分布

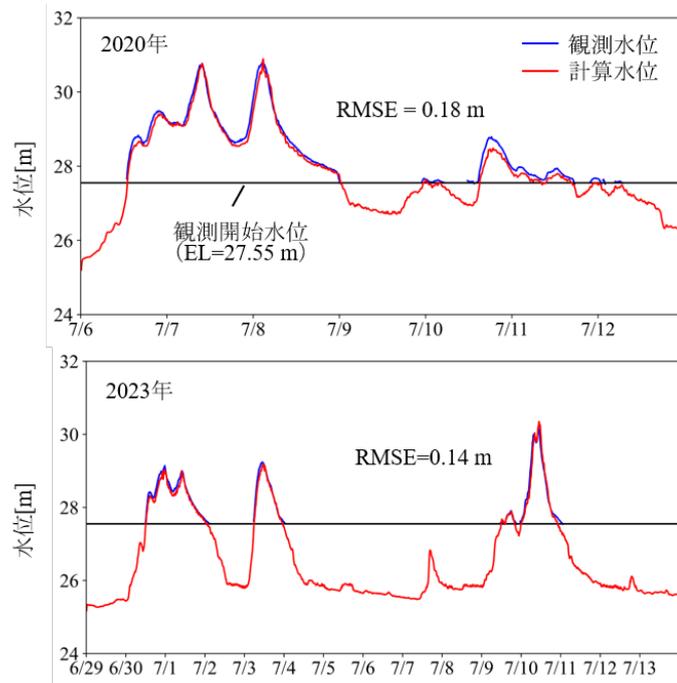


Fig. 5 2020年洪水（上）と2023年洪水（下）の右53k400観測所における観測水位（青）と計算水位（赤）の比較

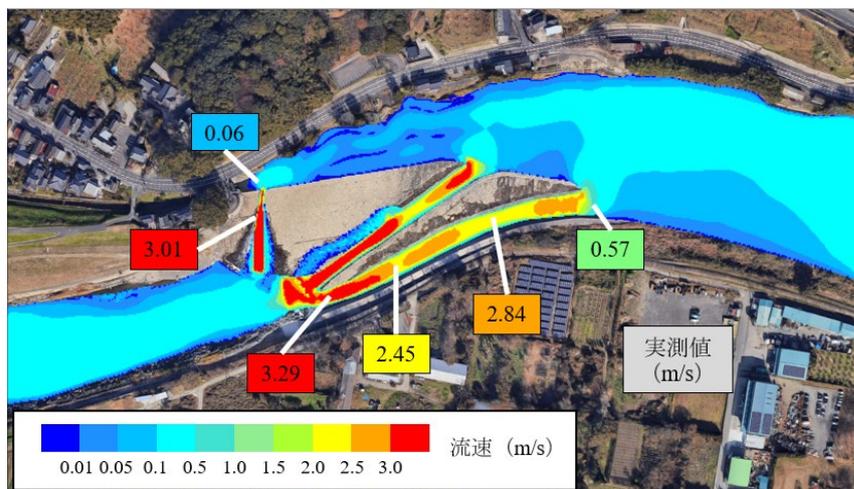


Fig. 6 平水時の計算流速分布と、現地で観測した実測流速の比較

3.2 平水時計算

平水時計算結果の流速分布を **Fig. 6** に示す。再現性の検証のため、堰周辺の6地点で、プロペラ流速計により、境界条件の設定時刻（2021/12/14 12:00）に測定した流速と比較した。測定はそれぞれの点で3回ずつ行った。その平均値を観測位置とともに **Fig. 6** に示す。全ての点で誤差は20%程度以内には収まっており、複雑な地形の中で、概ね良好な流速分布を再現できた。堰上の舟通し・土砂吐は大部分が水深0.5 m以下の非常に浅い流れであり、3.0 m/sを超える大きな流速が現れている。これは、水路内が急勾配なため流れが常流から斜流へと移行したためである。さらに、**Fig. 1 (a)**に示されているように、土砂吐からの越流水は堰上で広がり、薄層流となり流下している。本解析モデルはこれらの現象についても精確に再現することができた。

4. 山田堰の利点の検証

4.1 洪水時の水位低減効果

山田堰の洪水時の水位低減効果の検証のため、**Fig. 7** に示す仮想の直角堰を設置した際のシナリオ分析を行った。比較結果として、水位観測地点（右 53k400）における斜め堰と直角堰の水位変化を **Fig. 8** に示す。直角堰を設置した計算では、斜め堰を設置した計算と比べて 2020 年洪水、2023 年洪水ともに全ての時間で水位が高くなった。その平均水位差は両洪水ともに約 0.66 m であった。また、**Fig. 8** の橙線で示した氾濫開始水位（堤防天端高; EL=29.3 m）の超過時間を斜め堰と直角堰でそれぞれ求めたところ、2020 年洪水では約 16 時間と 36 時間、2023 年洪水では約 6 時間と 26 時間であり、直角堰での計算では超過時間が倍以上となり、非常に長くなった。これらの結果から、堰上流部では、斜め堰の構造によって洪水時の氾濫の規模・時間が大きく低減されていることが分かる。これは、福岡（2001）が示したように、堰上流側の水位は基本的に堰を越流する際に現れる堰上の以下の式から算出される限界水深 h_c (m) に起因する。

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gL^2}} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g(B/\sin\theta)^2}} \quad (4)$$

ここで、 Q は流量 (m^3/s)、 L は堰の横断長さ (m)、 B は水路幅 (m)、 θ は堰の水路に対する角度 (rad) である。例えば、45 度の斜め堰では、堰の越流幅は 90 度の直角堰と比較して、堰の越流幅は 1.4 倍になり、越流水深は 0.8 倍となる。三輪（1972）や岩屋（2007）によると山田堰は「湾曲斜め堰」であり、堰の形が直線でないため (4) 式中の L や θ が定義しにくい。が、**Fig. 7** の堰の前壁の長さを概算すると、直角堰は約 120 m、斜め堰は約 320 m であった。この数値から堰上の限界水深を算出すると、流量 $5000 \text{ m}^3/\text{s}$ 時に直角堰では 5.62 m、斜め堰では 2.92 m で水位差は 2.70 m となる。しかし先述のように、2020 年洪水、2023 年洪水ともに平均水位差は約 0.66 m であっ

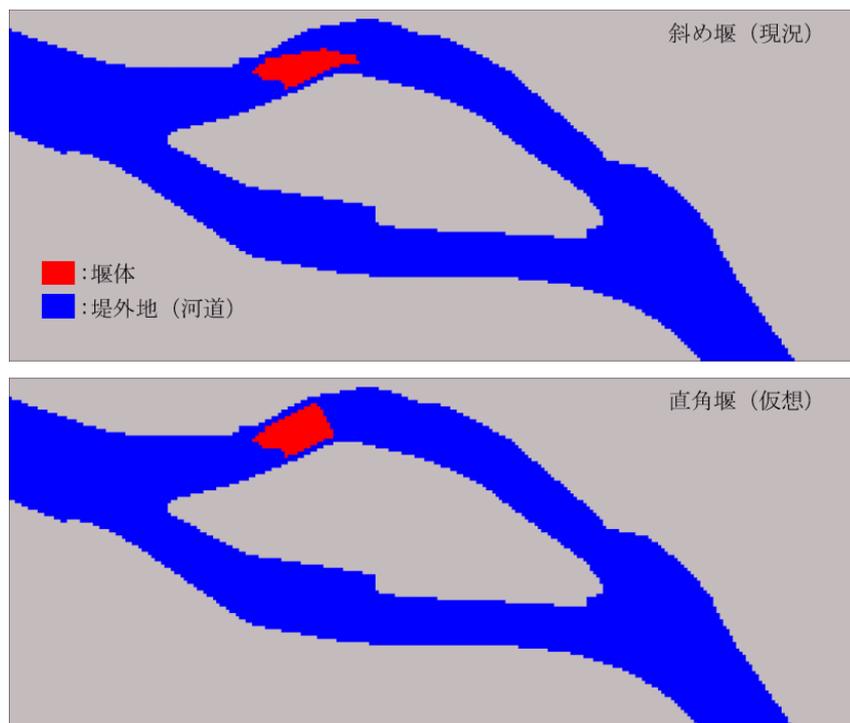


Fig. 7 現況の斜め堰（上）と、仮想の直角堰（下）の配置

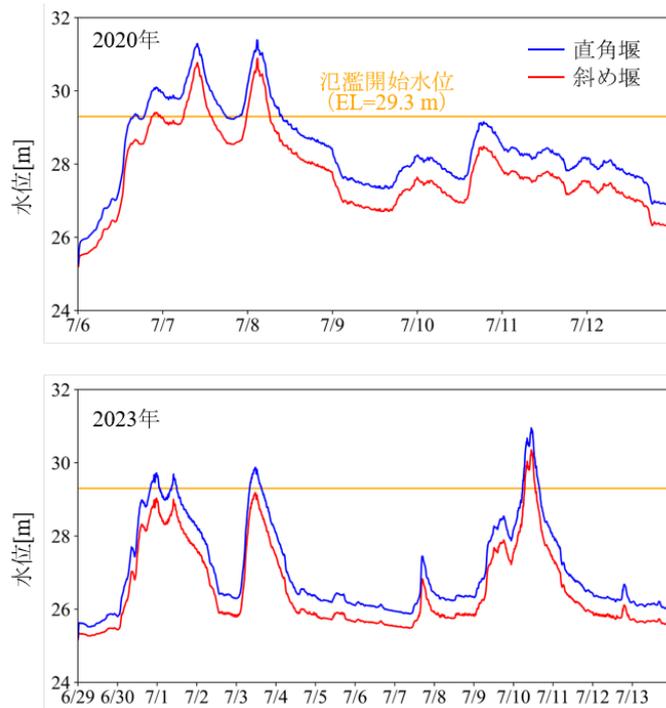


Fig. 8 2020年洪水（上）と2023年洪水（下）における斜め堰と直角堰を設置した際の右53k400観測所での水位比較

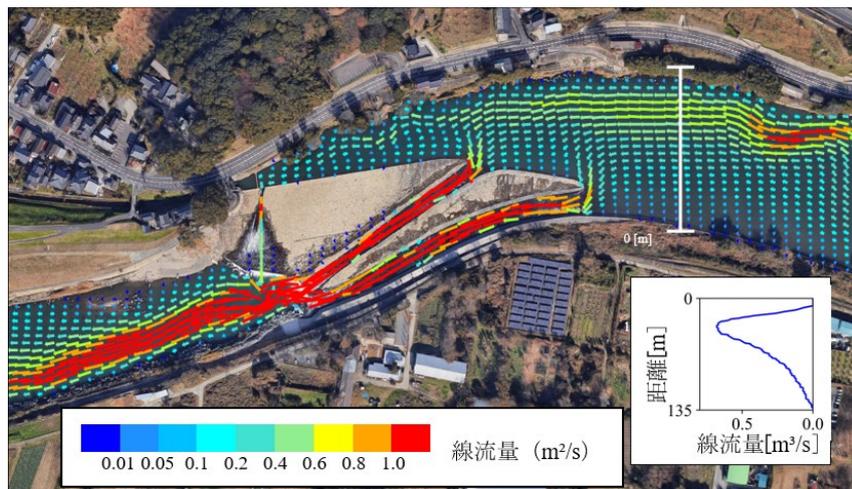


Fig. 9 平水時計算での線流量分布

た。これは二つ理由が考えられる。一つ目は、流量が大きくなった場合、下流側の水位が堰標高よりも高くなり潜り堰となるため、堰上に限界水深は現れないためである。そして、二つ目の理由は、流量が大きくなれば斜め堰の越流が堰軸に対して直角でなくなるためである。これらの理由により、流量や水位が大きくなっても、直角堰と斜め堰を設置した場合の水位差はあまり変わらなくなっていると考察される。

4.2 平水時の取水効率

取水効率の検証として、流速に水深を乗じた線流量 (m^2/s) のベクトル図と、堰の少し上流側での横断方向の線流量分布を Fig. 9 に示す。堰は屈折角約 40° の湾曲部に位置しているが、Fig. 9 からその外縁部（右岸側）の流量が大きいことが分かる。その外縁部に集まった大きな流量は、

斜めに設置された堰体に沿うようにして取水口へは直線的に導かれている。山田堰では、この湾曲部と斜め堰の組み合わせにより高い取水効率を実現できていることが分かる。

5. おわりに

本研究では、今後の途上国での適用の寄与、そして斜め堰の水理学的有用性を示し学術的価値を見出すことを目的に、筑後川にある代表的な斜め堰である山田堰の洪水時・平水時解析を行った。その結果、堰周辺の流動を精確に再現可能なモデル開発がなされ、同堰の洪水時における水位低減、平水時の取水効率向上の効果について考察することができた。今後は、斜め堰の課題となっている下流河岸への浸食に関する水理学的検証など、更なる研究が求められる。

謝辞

筑後川河川事務所には、3次元点群データおよび水位観測データを提供いただいた。また、本研究はJSPS 科研費 JP23K05447 の支援を受けたものである。記して謝意を表す。

参考文献

- 遠藤光一（1997），斜め堰の歴史的・河川工学的研究—磐城小川江筋取水堰をケーススタディとして—，土木史研究，18，pp.221-226.
- 福岡捷二，三代俊一，荒谷昌志，中須賀淳，岡田将治，田中正敏福岡捷二，三代俊一，荒谷昌志，中須賀淳，岡田将治，田中正敏（2001），堰の位置及び構造の違いによる堰上流，下流の河道水理量の変化，水工学論文集，45巻，pp. 397-402.
- 岩屋隆夫（2007），斜め堰の実態とその類型，土木史研究論文集，26，pp.45-58.
- 国土交通省（2022），河川砂防技術記述設計編，第1章河川構造物の設計，第7節堰，p.6.
- 高橋伸明（2018），支川における斜め堰と水制工による治水効果を踏まえた河道改修について，平成 30年度近畿地方整備局研究発表会論文集，一般部 安全・安心II.
- 三輪式（1972），砂レキ堆とわん曲斜め堰，水利科学，16（2），pp.77-95.
- 中村哲（2017），アフガン・緑の大地計画伝統に学ぶ灌漑工法と甦る農業，Peace（Japan）Medical Service & ペシャワール会，p.26，pp.166～169.
- 辻一成，奈須隆一，藤田一郎，谷昂二郎，前田浩之（2018），河道軸に傾けて設置された市川における斜め堰の効果に関する検討，土木学会論文集B1（水工学），74巻，5号，pp. I_835-I_840.
- Yabe T, Ishikawa T, Kadota Y, Ikeda F（1990），A Multidimensional Cubic-Interpolated Pseudoparticle（CIP）Method without Time Splitting Technique for Hyperbolic Equations，*Journal of the Physical Society of Japan*，59(7)，pp.2301-2304.

鴨川七条落差工におけるアユの遡上容易度の評価に関する研究

Study on Evaluation for the Easiness of Ayu Upstream Migration at Shichijō Drop in the Kamo River

○佐藤和輝*, 藤原正幸*, 竹門康弘**

SATO Kazuki, FUJIHARA Masayuki, and TAKEMON Yasuhiro

1. はじめに

京都市内を流れる鴨川には多くの落差工があり、アユなどの回遊魚や水生生物の移動を妨げているといわれている(中川ら, 2015)。本報では、アユの遡上障害が懸念される七条落差工において、2022-24年に行った現地観測に基づいて、アユの遡上し易さを定量化した遡上容易度を提案し、これを用いて流量に応じた水理条件とアユの遡上位置の関係について考察した。



写真1 鴨川七条落差工(2024.5.16)

2. 研究対象と水理観測・遡上調査

2.1. 研究対象落差工

鴨川七条落差工(写真1)は、桂川との合流点から約7.5km上流、大阪湾からは約50kmの距離に位置する。2015年度に行われた補修工事後、アユが落差工直下に滞留している様子が確認されており、遡上が困難になったといわれている(賀茂川漁協 私信)。七条落差工は河川横断方向に中央部が低くなったV字の形をしており、横幅は70m、落差は中央が最も低く64cm、岸際では80cm以上となっている。

2.2. 水理観測

河川の流量変動に応じた七条落差工の水理条件の空間的な変化様式を把握するため、様々な流量条件下で落差工の天端部における流速・水深を2m間隔で測定した。2m幅の区間には、左岸から順番に番号をつけ、その番号で河川内の位置を表した。また、七条落差工で観測した流量と上流約4kmにある荒神橋水位観測所(京都府)の水位の関係を分析した。

2.3. 遡上調査

アユの遡上ルートと遡上数把握のため、落差工の直上流にある七条大橋に、遡上可能と考えられる範囲が画角に含まれる位置に2台のカメラを設置して毎時10分間動画を撮影し、後に動画を目視で確認し分析を行った。調査期間は七条落差工のアユ遡上期間と考えられる5月から7月に流況を

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

**大阪公立大学国際基幹教育機構 Faculty of Liberal Arts, Sciences and Global Education Osaka Metropolitan University

キーワード: 回遊魚, 落差工, 遡上, 河川環境

見て適宜実施した。2023 年より、七条落差工に滞留しているアユの個体数の目安として、落差工直下右岸側において、毎時 5 分間目視にてアユの跳躍数を記録した。

3. 結果

流量観測の結果を荒神橋水位とともに表 1 に示す。七条流量は概ね荒神橋水位に対応していることが確認された。落差工天端の流速・水深は、流量が増えると大きくなり、観測時の左岸側(区間 11~15)の流速は 0.51~1.62m/s、水深は 3.0~28.8cm、流心部(区間 16~18)の流速は 0.93~1.94m/s、水深は 8.5~26.5cm、右岸側(区間 19~24)の上流流速は 0.0~1.47m/s、上流水深は 0.0~17.5cm であった。落差工の下流水深は、以下に述べるブロックの影響がない 2022 年 9 月 16 日の観測時において、左岸側で 5~14cm、流心部で 5~14cm、右岸側で 5~28cm であった。

表 1 流量観測結果

観測日	荒神橋水位 (m)	流量 (m ³ /s)
2022/4/25	0.11	1.37
2022/4/30	0.29	9.03
2022/5/17	0.15	3.06
2022/9/16	0.20	4.02
2023/7/6	0.25	7.18
2023/7/20	0.18	3.95
2024/10/30	0.15	3.49

遡上調査結果を荒神橋水位とともに表 2 に示す。表 2 から、①左岸側より右岸側から遡上が多いこと、②荒神橋水位に応じて遡上エリアが変化することがわかった。表 2 中の黄色の調査日には、落差工直下にコンクリートブロック(写真 2)や石積みの魚道(写真 3)が一時的に設置され、下流の水理条件が大きく変化し、遡上に影響を与えたと考えられた。このため、黄色の調査日のデータを「影響あり」、それ以外を「通常時」として区別して考察した。

表 2 アユ遡上調査結果(2022,2023,2024)

調査日	調査時間帯	(左岸←)						右岸 (→右岸)						遡上数	跳躍数	荒神橋水位 (m)		
		10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21				22	23
2022/5/6	13-18	—	0	2	0	2	0	撮影範囲外	0	4	0	0	—	—	8	—	0.15	
2022/5/25	12.15	—	0	0	0	3	1		0	0	0	—	—	—	4	—	0.11	
2022/6/23	12-13	—	2	6	0	4	0		0	6	0	—	—	—	18	—	0.20	
2022/7/26	16	—	0	0	0	0	0		0	7	1	0	63	—	71	—	0.21	
2023/5/21	10-16	0	0	0	0	0	0		0	0	0	0	3	0	3	42	0.29	
2023/6/5	13-16	0	0	0	0	0	0		0	0	0	0	2	4	6	109	0.27	
2023/6/7	15-16	0	0	0	0	0	0		0	0	0	0	1	0	1	135	0.21	
2023/6/16	15-16	0	0	0	0	0	0		0	0	0	0	10	0	10	67	0.20	
2023/6/19	13-17	0	0	0	0	0	0		0	0	6	53	18	0	77	302	0.15	
2023/7/6	12-17	0	0	0	0	0	0		0	0	0	1	0	27	4	32	288	0.23
2023/7/21	16-17	2	2	0	0	0	0		0	4	30	28	26	0	0	92	280	0.16
2023/7/22	11-16	8	12	0	2	1	0		13	15	3	0	0	0	54	66	0.15	
2023/7/27	10-12	2	4	2	3	0	0		78	136	18	0	0	0	243	523	0.13	
2024/6/2	10-14	—	—	—	—	—	—		0	0	0	9	21	2	32	565	0.24	
2024/6/3	13-15	—	—	—	—	—	—		0	0	0	1	15	7	22	660	0.23	
2024/6/4	11-17	—	—	—	—	—	—		0	0	4	7	0	0	11	22	0.21	
2024/6/5	15-16	0	0	0	0	0	0		0	0	2	5	0	0	7	18	0.19	
2024/6/7	15-16	0	0	0	0	0	0		0	0	2	3	0	0	5	5	0.17	
2024/6/10	15-16	0	0	0	0	0	0		0	0	9	6	0	0	15	24	0.16	
2024/6/20	14-15	—	—	—	—	—	—		0	0	0	0	2	1	3	226	0.24	
2024/6/26	17	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2	0	2	160	0.27		
2024/7/8	13-17	0	0	0	0	0	0	0	0	2	10	52	27	91	1721	0.23		
2024/7/22	15-16	0	0	0	0	0	0	0	3	1	0	3	3	10	322	0.18		

4. 考察

アユの遡上し易さは河川流量によって変わると考えられるため、流量の違いを考慮して遡上し易さを検討した。遡上の難易を示す指標として、遡上成功数を遡上試行回数で除した数値を遡上容易度として提案した。遡上容易度は大きいほど遡上が容易であることを表す。七条落差工は跳躍しなければ遡上困難な落差工と考えられることから、観測したアユの跳躍数が遡上試行回数の多寡を表しているものとし、以下の式で遡上容易度を算出した。遡上試行回数は、跳躍数を川幅全体の数に換算するため2倍し、動画撮影時間の10分と同じとするため2倍した値を用いた。

$$\text{遡上容易度} = \text{遡上成功数} / \text{遡上試行回数} \quad (1)$$

本報では特に右岸側(区間 19~24)に注目して水位と各区間の遡上容易度との関係を調べた(図 1)。その結果、通常時は水位(流量)が下がるに従って、より中央側に遡上エリアが移動していることが分かった。つまり、流量に応じて遡上場所が変化したことを示している。そこで、七条落差工における遡上を支配する要因として、落差工天端部流速、下流水深、落差工高さのアユの跳躍高を考え、遡上容易度に基づいて考察した。

図 2 は各観測日において最も遡上容易度が高い区間(最も遡上しやすい区間と考えられる)を選び、その時の水位から計算した天端部流速の位置にプロットしたものである。なお、実線は観測した流速値である。通常時に最も遡上しやすい区間の落差工天端部の流速(図 2 青点)は区間 23 以外の箇所では 0.6m/s 付近となったが、区間 23 ではそれより遅い流速でも遡上しやすいことがわかった。区間 23 は落差工直下の水叩き石張りが流失して水深 20cm 以上のプールがある点がほかの区間と異なっていた。アユの跳躍高には水深 20cm 以上のプールの有無が大きな影響を与えることが知られて(馬淵ら, 2009)おり、このため区間 23 で遡上しやすかったと考えられる。

次に落差工直下にコンクリートブロックや石積み魚道が設置された日の遡上容易度とアユの遡上に適した流速を算出した。その結果、遡上容易度については比較的大きな値を取ることがわかり、通常時よりも遡上しやすかったと考えられる(図 1 点線)。流速については、0.8m/s を超えるものや 0.4m/s 程度の場所があり(図 2 赤点)、落差工下流にプールがあることの有効性が示唆された。これより、七条落差工におけるアユの遡上は落差工がV字の形をしていることによって流量が変動してもアユの選好する流速が存在し、アユが遡上していること、および落差工直下のプール水深と落差の変化がアユの遡上に影響を与えていることが、今回提案した遡上容易度から示すことができた。

5. おわりに

本報では、アユの遡上障害が懸念される七条落差工において、2022-24 年に行った現地観測に基づいて、アユの遡上し易さを定量化した遡上容易度を提案し、これを用いて流量に応じた水理条件とアユの遡上位置の関係について考察した。その結果、流量が変化する河川におけるアユの遡上容易期間の推定や、遡上対策の効果の評価方法として遡上容易度の活用が有効であることが示唆された。

一方で、遡上容易度を算出するためには遡上調査が必須なこと、遡上容易度が川幅に対する区間幅設定や遡上試行回数の調査方法によって変わってしまうこと、水理条件と遡上容易度の関係性を明らかにすることといった課題が残る。遡上調査においては、遡上試行回数を把握する適当な手法を確立することが望まれる。さらに遡上調査の負担を軽減するために、水理条件などの物理条件から遡上容易度を説明できるようにすることが求められる。

引用文献

中川光, 三品達平, 竹門康弘(2015): 京都府鴨川下流域におけるアユ(Plecoglossus altivelis altivelis) の生息場所利用と成育状況, 応用生態工学 18 巻 1 号, 53-63.

京都府: 河川防災情報 荒神橋観測所, (参照 2024.11.11)

https://chisuibousai.pref.kyoto.jp/graph/graph_2_3.html?unq=121714123358

馬渕和三, 平松研, 板垣博(2009): アユの跳躍行動とプール水深について, 農業農村工学会論文集, No.260, 39-46.



写真2 コンクリートブロック(2022)



写真3 石積み魚道(2024)

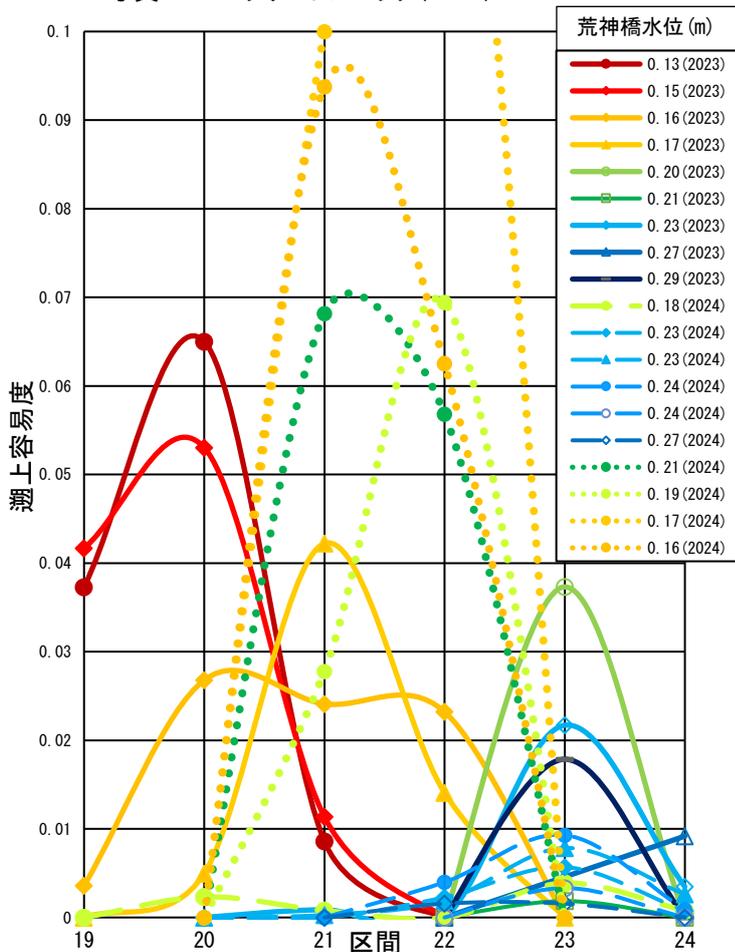


図1 遊上容易度(右岸)

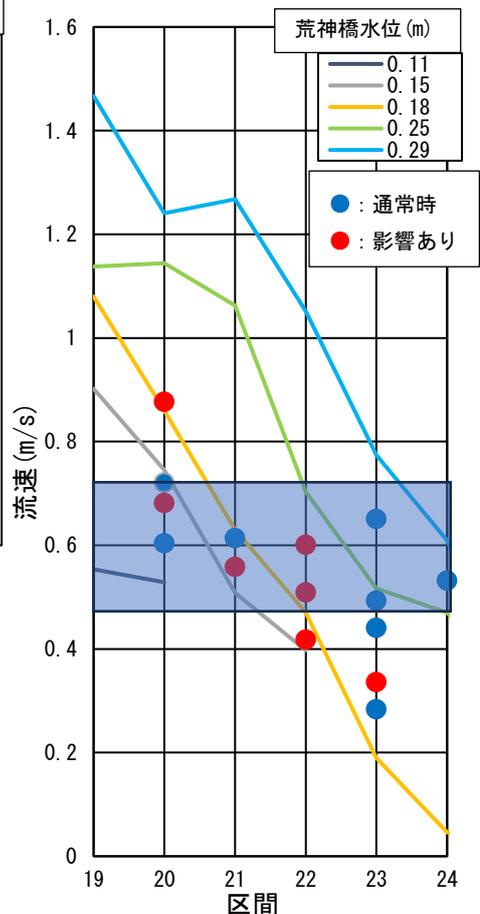


図2 落差工天端部におけるアユが選好した流速

高所作業を伴う調圧水槽の管理時のすべりの感じ方に関する基礎的検討

○藤山 宗*・中矢哲郎**・人見忠良**

FUJIYAMA So, NAKAYA Tetsuo and HITOMI Tadayoshi

1. はじめに

パイプラインでは、オープンタイプについては開水路と同じく、台風等の大雨が予想される場合に用水の取水を停止する水管理（以降、「降雨時管理」と称する.）が実施されているが、クローズドおよびセミクローズドタイプについては需要主導型の水管理方式であるため降雨時管理を必要としない。しかし、クローズドおよびセミクローズドタイプのパイプラインでも、支線に未整備地区の開水路掛りが混在する場合には支線分水を停止するためのバルブ閉操作を行う降雨時管理が必要とされる事例（藤山・中矢，2022a）が見られる。また、この場合には、バルブ閉操作に伴う流量変動分を調整する調圧水槽の水位監視が必要とされ、調圧水槽における階段の昇降を伴う高所作業が降雨時になると、転倒、転落による事故リスクが高まることから、施設管理者からの聞き取りおよびアンケートの結果から明らかとなっている（藤山・中矢，2022b）。しかし、降雨時管理を想定した農業水利施設のすべり評価に関する知見には、床材の滑り抵抗係数を評価した人見ら（2023）の成果が挙げられるものの、官能検査による安全、危険の感じ方の評価までは至っていない。

以上のことから本研究では、降雨時管理における事故リスク低減を目指し、豊川用水地区の A 調圧水槽を対象に官能検査を実施し、人の感じ方による滑りやすさを評価する。

2. 官能検査の方法

降雨時管理において高所での水位監視が行われている豊川用水地区の A 調圧水槽（高さ 10m）の階段部において、官能検査によるすべりに関する定量評価を行う（図-1）。官能検査とは、人間を一種の計測機器と考え、人間の感覚を用い、モノや人間の様々な特性を一定の手法に基づいて評価、測定する手法である。本検査では、すべり特性が異なるケースで実際に被験者に歩いてもらい、危険と感じるか、安全と感じるかを、5段階の評価値（1：非常に危険である、2：やや危険である、3：どちらともいえない、4：やや安全である、5：非常に安全である）により直接評価を行う。



図-1 A 調圧水槽における官能検査の状況

実施時期は 2023 年 7 月 31 日であり、被験者は豊川総合用水職員 15 名（20～50 歳代）である。被験者の履物は、降雨時管理に利用されることが多い長靴とする。床材の状態にかかる検討ケースは、無降雨の乾燥状態を想定した Case1、湿潤状態（湿らせる程度）を想定した Case2、滞水状態（5mm/hr の降雨）を想定した Case3、および Case3 に泥を付着

*三重大学みえの未来図共創機構 Mie Regional Plan Co-creation Organization, Mie University **農

研機構農村工学研究部門 Institute for Rural Engineering, National Agriculture and Food Research

Organization キーワード：パイプライン、調圧水槽、降雨時管理、事故リスク、すべり

させた状態を想定した Case4 の計 4 ケースである。検査時には、被験者は天端付近の 5 つのステップ（縦 25cm×横 65cm）において階段の昇り、降り 1 回ずつ行い、それぞれ評価する。

3. 結果と考察

図-2 は、階段昇降時の評価結果（平均値）を示す。階段の昇りに比べて降りの方が、危険を感じやすいことがわかる。また、昇り、降りを問わず、乾燥状態（Case1）、湿潤状態（Case2）、滞水状態（Case3）、泥付着状態（Case4）に移行するにつれて、危険を感じやすくなり、Case4 の昇り、降りの評価値は概ね 2（やや危険である）となる結果が得られた。なお、階段昇りに比べて降りの方が危険を感じやすくなった要因については、被験者からの聞き取りによると、階段降り時には昇り時に比べて、視覚的に階段ステップサイズを小さく感じていたことが挙げられる。

図-3 は、階段降り時の年代別の評価値（平均値）を示す。階段の昇りに比べて危険を感じやすい降り時の年代別の被験者の評価値をみると、20 代が最も危険を感じにくく、40 代が最も危険を感じやすく Case4 の評価値は概ね 1（非常に危険である）となる結果となった。また、30 代の結果を見ると、Case1 から Case3 に推移しても評価値の低下傾向は見られないが、その理由については、被験者が乾燥状態（Case1）にて滑らない状態に対して危険を感じていることが聞き取りから明らかとなっている。

4. おわりに

本研究では、豊川用水地区の A 調圧水槽を対象に官能検査を実施し、階段の昇降を伴う高所作業が降雨時になると危険を感じやすくなる傾向にあること、また、年代によって危険の感じやすさが異なることが明らかとなった。なお本研究は、農林水産省委託プロジェクト研究「AI 等の活用による利水と治水に対応した農業水利施設の遠隔監視・自動制御システムの開発」JPJ009837 の支援を受けて実施した。

【参考文献】1) 藤山宗，中矢哲郎（2022a）：セミクローズドパイプラインシステムにおける利水時および降雨時の管理に効果的な ICT 水管理システムの監視箇所に関する現地調査，2022 年度農業農村工学会大会講演要旨集，283-284. 2) 藤山宗，中矢哲郎（2022b）：開水路掛りが混在するセミクローズドパイプラインシステムにおける流量予測を活かした降雨時の水管理手法の検討，令和 4 年度応用水理研究部会講演集，39-43. 3) 人見忠良，中矢哲郎，藤山宗（2023）：農業水利施設の管理時のすべり評価に関する基礎的試験，2023 年度農業農村工学会大会講演要旨集，617-618.

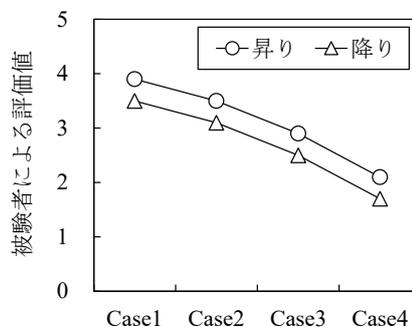


図-2 階段昇降時の評価結果（平均値）

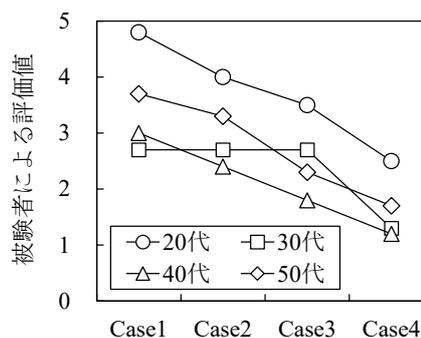


図-3 階段降り時の年代別評価値（平均値）

階段状の放水路に対する減勢工長さの検討 Study on Length of Energy Dissipator for Stepped Chute

浪平 篤
NAMIHIRA Atsushi

1. 研究の背景と目的

傾斜面を流下する高速流のエネルギーを減勢する方法の一つに階段状水路がある。階段状水路の水理特性は、構造諸元および水理条件と流況形態の関係、エネルギー減勢特性、空気混入特性等が解明されつつある(例えば 1)~5)。実際のダムやため池の洪水吐の放水路に適用するための検討も行われている(例えば 6)~9)。しかしながら、階段状とすることで放水路において生じる減勢により、減勢工の規模をどの程度縮小できるかについては、まだ十分な検討が行われていない。減勢工の規模を縮小できれば、防災重点農業用ため池の防災工事等における工期短縮やコスト縮減に繋がる。そこで本研究では、MPS 法¹⁰⁾による数値流体解析を行い、洪水吐の放水路を階段状にすることによる減勢工の規模縮小の可能性を検討する。

2. 解析方法

(1) MPS 法の概要

MPS (Moving Particle Semi-implicit) 法¹⁰⁾とは、非圧縮性流れを有限個の粒子で近似してラグランジュ的に解く方法である。支配方程式における微分演算子を粒子間相互作用モデルによって表現すること、連続式として密度一定条件を粒子数密度一定条件と置きかえた式を用いること等が特徴である。支配方程式のうち運動方程式には式(1)の Navier-Stokes 方程式が、連続式には密度一定条件を粒子数密度一定条件と置きかえた式(2)が用いられる。

$$\frac{D\mathbf{u}}{dt} = -\frac{1}{\rho}\nabla p + \nu\nabla^2\mathbf{u} + \mathbf{g} \quad (1)$$

$$\frac{1}{n_0}\frac{Dn}{dt} + \nabla\mathbf{u} = 0 \quad (2)$$

ここで、 \mathbf{u} は流速ベクトル、 p は圧力、 ρ は流体の密度、 \mathbf{g} は重力加速度ベクトル(鉛直下方向成分は 9.8m/s^2)、 ν は動粘性係数($1.0 \times 10^{-6}\text{m}^2/\text{s}$)、 n は粒子数密度、 n_0 は密度一定条件(式(2))を満足するための粒子数密度(一定値)である。

粒子間相互作用モデルでは、粒子 i の粒子数密度は式(3)、圧力勾配項は式(4)、粘性項は式(5)のように表記される。

$$\langle n \rangle_i = \sum_{i \neq j} \{w(|\mathbf{r}_j - \mathbf{r}_i|)\} \quad (3)$$

$$\left\langle -\frac{1}{\rho}\nabla p \right\rangle_i = -\frac{1}{\rho} \frac{d}{n_0} \sum_{i \neq j} \left\{ \frac{(p_j - p_i)(\mathbf{r}_j - \mathbf{r}_i)}{|\mathbf{r}_j - \mathbf{r}_i|^2} w(|\mathbf{r}_j - \mathbf{r}_i|) \right\} \quad (4)$$

$$\langle \nu \nabla^2 \mathbf{u} \rangle_i = \frac{2\nu d}{n_0 \lambda} \sum_{i \neq j} \{(\mathbf{u}_j - \mathbf{u}_i) w(|\mathbf{r}_j - \mathbf{r}_i|)\} \quad (5)$$

ここで、 w は粒子間相互作用に関する重み関数、 d は次元数、 λ はモデル定数であり、 w 、 λ はそれぞれ式(6)、(7)で定義される。

$$w(r) = \begin{cases} r_e/r - 1 & \text{for } 0 \leq r < r_e \\ 0 & \text{for } r_e \leq r \end{cases} \quad (6)$$

$$\lambda = \sum_{i \neq j} \{|\mathbf{r}_j - \mathbf{r}_i|^2 w(|\mathbf{r}_j - \mathbf{r}_i|)\} / \sum_{i \neq j} \{w(|\mathbf{r}_j - \mathbf{r}_i|)\} \quad (7)$$

式(6)の r_e は粒子間相互作用の及ぶ範囲を示すパラメータであり、初期配置における粒子間距離 l_0 を基準として、式(3)の粒子数密度の計算では $2.1l_0$ 、式(4)等の勾配では $2.1l_0$ 、式(5)等のラプラシアンでは $4.0l_0$ が推奨されている。

自由水面の境界条件として、次式を満たす粒子は自由水面上に存在するものと判定する。

$$\langle n \rangle_i < c n_0 \quad (8)$$

式(8)の c としては、0.95 が推奨されている。

その他の条件として、許容される粒子同士の接近距離を l_0 の 0.5 倍としている。

(2) 圧力の擾乱を抑えるための方法

MPS 法には、粒子の配置によって複雑な形状の構造物を容易に表現できる、空間を格子分割する解析方法と比較して自由水面の大変形や水滴の飛沫等を安定して解析できる等の利点がある。一方、粒子同士が互いに排斥力を及ぼし合うことで個々の位置が維持されるようにモデル化されているため、圧力の擾乱の発生は不可避である。その対応として本研究では、圧力の Poisson 方程式の生成項に新たな定式化(式(9))を行う近藤・越塚の方法¹¹⁾を適用した。

$$\begin{aligned} (\text{生成項}) = & \alpha \frac{\rho}{\Delta t^2} \frac{n^* - 2n^k + n^{k-1}}{n^0} \\ & + \beta \frac{\rho}{\Delta t^2} \frac{n^k - n^{k-1}}{n^0} + \gamma \frac{\rho}{\Delta t^2} \frac{n^k - n^0}{n^0} \end{aligned} \quad (9)$$

α , β , γ は係数であり、静水状態とダムブレイク流れでは、それぞれ 0.96, 0.096, 0.00096 が最適値と確認されている。また本方法では、式(8)の c として 0.80 を採用するとともに、許容される粒子同士の接近距離を l_0 の 0.7 倍としている。

(3) 乱流モデル

減勢工における流れは乱流となることから、SGS (Sub-Grid-Scale) 乱流モデルと同じコンセプトで粒子スケール以下の乱流場の影響を反映させた SPS (Sub-Particle-Scale) 乱流モデル¹²⁾を導入した。2次元の場合、Reynolds 応力項に相当する式(10)を付加項として追加する。

$$F_{\text{sgs}} = \frac{\partial}{\partial x} \left(2v_t \frac{\partial u}{\partial x} - \frac{2}{3}k \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left\{ v_t \left(\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \right) \right\} \quad (10)$$

$$F_{\text{sgs}} = \frac{\partial}{\partial x} \left\{ v_t \left(\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \right) \right\} + \frac{\partial}{\partial y} \left(2v_t \frac{\partial v}{\partial y} - \frac{2}{3}k \right) \quad (11)$$

ここで x , y はデカルト座標系、 u , v はそれぞれ x , y 軸方向の流速成分である。 v_t は渦動粘性係数、 k は乱流エネルギーであり、エネルギー生成項 P_r を用いて、それぞれ次式で表記される。

$$v_t = (C_s \Delta)^2 P_r^{1/2} \quad (12)$$

$$k = \frac{C_v}{C_\varepsilon} \Delta^2 P_r \quad (13)$$

$$P_r = 2 \left(\frac{\partial u}{\partial x} \right)^2 + 2 \left(\frac{\partial v}{\partial y} \right)^2 + \left(\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \right)^2 \quad (14)$$

C_s , C_v , C_ε は係数であり、それぞれ 0.15, 0.08, 1.0 が用いられている。

(4) 解析モデル

解析モデルは、ため池洪水吐の放水路をプレキャスト化によって階段状とする際の検討として実施された水理模型実験¹³⁾を対象に、鉛直 2 次元断面において作成することとした。本実験では、フルードの相似則に基づく縮尺 1/11、総落差約 1.5m、ステップの長さ 0.073m として、勾配 1/1.5, 1/2.0, 1/2.5 の 3 形状の模型が製作され、0.0137m²/s, 0.0274m²/s, 0.0685m²/s, 0.0959m²/s が通水されている。

解析モデルのうち放水路については、勾配 1/1.5 の場合は粒子径 0.00487m (=0.073m/15)、ステップ長さに粒子 15 個、ステップ高さに粒子 10 個、総ステップ 30 段、勾配 1/2.0 の場合は粒子径 0.00456m (=0.073m/16)、ステップ長さに 16 個、高さに 8 個、40 段、勾配 1/2.5 の場合は粒子径 0.00487m (=0.073m/15)、ステップ長さに 15 個、高さに 6 個、50 段となるように作成した。

比較のため、各勾配で放水路が通常の傾斜水路となる解析モデルも作成した。

減勢工については、放水路が傾斜水路で流量が実験の最大値の場合を対象に、副ダム型¹⁴⁾でモデル化した。但し単純なモデルとするため、副ダムの縦断形状は矩形として、副ダムの長さはステップ長さと同一、副ダムの高さと同減勢工の長さはそれぞれステップ高さ、ステップ長さの整数倍とした。放水路が階段状水路の場合の減勢工は、同一配の傾斜水路の場合のものと同形状とした。以下では、このモデルを設計指針に準拠した減勢工として扱う。

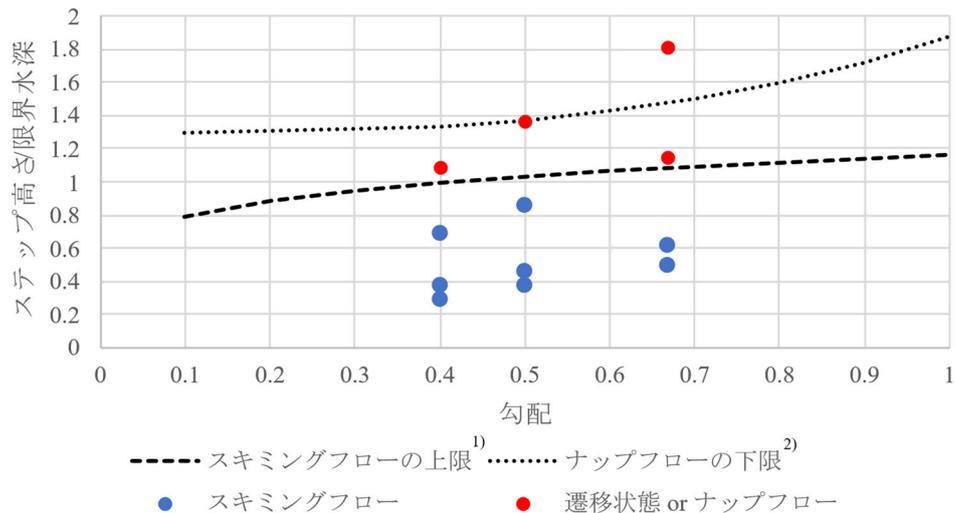


図-1 構造諸元および水理条件と流況形態の関係

3. 解析結果と考察

(1) 構造諸元および水理条件と流況形態の関係

階段状水路の流況形態としては、各ステップの隅角部近くで常に渦が形成されるスキミングフロー (Skimming flow)、各ステップにおいてエアポケットが見られるナップフロー (Nappe flow)、両者の間の遷移領域に分類されている¹⁾、²⁾。スキミングフローでは主流には一方向性があり、ナップフローでは主流は一段ずつステップとの衝突と反発を繰り返しながら流下するともいわれている¹⁵⁾。

そこでまず、副ダムを設置しない解析モデルを対象に、構造諸元および水理条件による流況形態の違いに対する再現性の確認を行った。その際、本研究の MPS 法では単相流解析であるため厳密な空気混入を評価できないものの、流下に伴う空気混入⁶⁾、⁸⁾、¹³⁾、¹⁶⁾に相当すると考えられる粒子数密度 n の低下が生じていることから、そのような現象の少ない上流部の区間における解析結果から流況形態を判定することとした。判定を行う区間としては、MPS 法による数値流体解析が行われ、階段状水路の流況形態が判定された既往の事例¹⁵⁾と同じく、7段とした。また、解析結果からは遷移状態とナップフローの明確な識別が困難であったこと、および、洪水吐ではスキミングフローとなる比較的大きい

流量規模が対象とされることから、判定では遷移状態とナップフローをまとめてグルーピングすることとした。

その結果が図-1である。本図から、本研究の解析は、階段状水路における構造諸元および水理条件によるスキミングフローとその他の流況形態の違いを再現できることが確認された。

(2) 空気混入が生じた水面形の再現性

階段状水路の流れがスキミングフローとなる場合は、水面から空気が混入し始める空気混入開始位置から下流側の空気混入流不等流、さらに下流側の各ステップ上の水深と流速が繰り返し同じ大きさになる疑似等流に対し、水面形を計算する方法が整理されている⁹⁾。

そこで次に、副ダムを設置しない解析モデルを対象に、空気混入流の計算によって得られる水面形と MPS 法による水面形の比較を行った。ここで、本研究の MPS 法では単相流解析であるため厳密な空気混入を評価できないものの、流下に伴う空気混入に相当すると考えられる粒子数密度 n の低下が生じており、このような状況では式(3)によって判定すれば自由水面となる粒子が多くなりすぎて水面形を明確に判定することが困難であった。このため、空気混入率 90% および 99% のときの水面形と粒子の存在比率を

表-1 空気混入流の水深と粒子の存在比率の関係

勾配	流量 (m ² /s)	空気混入率90%の水面未満	空気混入率90%の水面以上, 空気混入率99%の水面未満	空気混入率99%の水面以上
1/2.5	0.0274	94%	5%	1%
	0.0685	98%	2%	0%
	0.0959	99%	1%	0%
1/2.0	0.0274	92%	7%	2%
	0.0685	97%	3%	0%
	0.0959	99%	1%	0%
1/1.5	0.0685	95%	5%	0%
	0.0959	97%	3%	0%

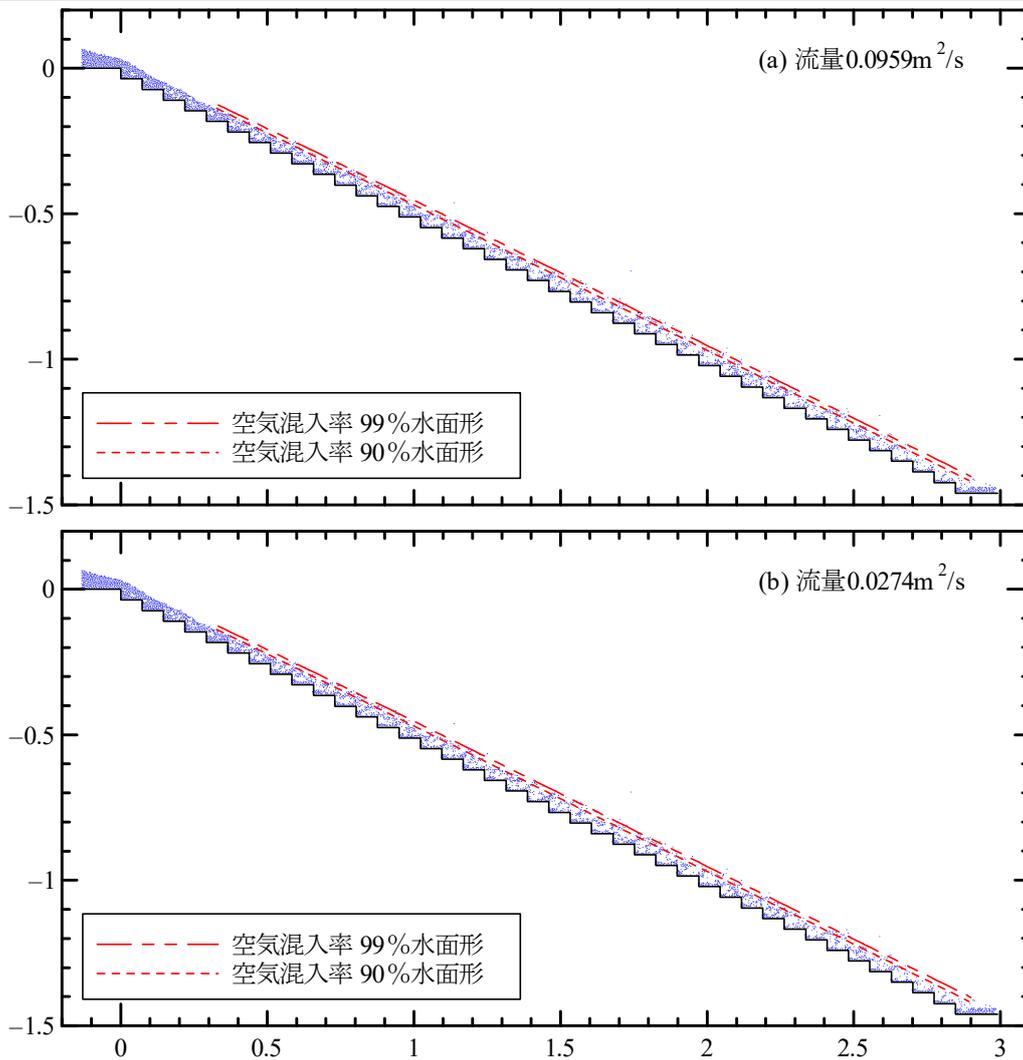


図-2 勾配 1/2.0 の流況の解析結果 (横軸は水平方向距離(m), 縦軸は鉛直方向距離(m))

比較することとした。粒子の存在比率の算出には、ほぼ定常とみなせる流況となつてからの10sの解析結果の平均値を用いた。

その結果が表-1である。また、一例として勾

配 1/2.0, 流量 0.0959m²/s および 0.0274m²/s のときの流況の解析結果を図-2に示す。本図では、空気混入開始位置より下流側の空気混入率 90%と 99%の空気混入不等流の水面形も記載した。

表-2 放水路および減勢工長さの違いと減勢溝内の流況の関係

勾配	放水路	減勢工長さ ^{※1}	副ダム高さ ^{※2}	減勢工に関する補足	減勢工内の流況
1/2.5	傾斜水路	23	6	設計指針に準拠	上流端では乱れが激しいが、跳水が形成
	階段状水路	23	6	設計指針に準拠	跳水が形成
1/2.0	傾斜水路	24	5	設計指針に準拠	上流端では乱れが激しいが、跳水が形成
	階段状水路	24	5	設計指針に準拠	跳水が形成
1/1.5	傾斜水路	25	4	設計指針に準拠	上流端では乱れが激しいが、跳水が形成
	階段状水路	25	4	設計指針に準拠	跳水が形成
1/2.5	傾斜水路	13	6	—	跳水が形成されず
	階段状水路	13	6	跳水が形成される最短の減勢工長さ	跳水が形成
1/2.0	傾斜水路	12	5	—	跳水が形成されず
	階段状水路	12	5	跳水が形成される最短の減勢工長さ	跳水が形成
1/1.5	傾斜水路	10	4	—	跳水が形成されず
	階段状水路	10	4	跳水が形成される最短の減勢工長さ	跳水が形成

※1 ステップの長さの整数倍, ※2 ステップ高さの整数倍

本研究の条件では疑似等流は発生しなかった。

これらの結果から、本研究の解析によるスキミングフローの水面形は空気混入率 90%から 99%の間の水面形に相当しており、再現性に大きな問題はないと考えられる。

(3) 減勢工長さの検討

流量 $0.0959\text{m}^2/\text{s}$ を対象に、放水路が傾斜水路の場合と階段状水路の場合の設計指針に準拠した減勢工内の流況の比較を行った。その結果が表-2のうち上から6行(タイトル除く)である。一例として勾配 1/2.0 のときの流況の解析結果を図-3(a)(b)に示す。これらの結果から、傾斜水路の場合、減勢工の上流端では相対的に乱れが激しいものの、設計指針に準拠した減勢工で跳水が形成されるとともに、副ダムからの流れは放水路と比較して十分に減勢されており、本研究の解析方法に大きな問題はなかったと考えられる。また、階段状水路の場合の跳水はより安定しており、階段状水路の減勢効果の影響と考えられる。

次に、階段状水路の減勢効果を確認するため、

減勢工で跳水が形成されなくなるまで減勢工長さを短縮させて解析を行った。このときの減勢工長さは、設計指針に準拠したモデルと同様、ステップ長さの整数倍とした。また、跳水が形成される最短の減勢工長さのモデルについては、傾斜水路の場合の解析も行った。その結果が表-2のうち下から6行である。一例として勾配 1/2.0 のときの流況の解析結果を図-3(c)(d)に示す。これらの結果から、放水路を階段状水路とすることで、傾斜水路の場合に必要な減勢工長さの半分程度で安定した跳水が形成されるとともに、副ダムからの流れは放水路と比較して十分に減勢される可能性が確認された。

4. 今後の課題

本研究により、洪水吐の放水路を階段状にすることで、傾斜水路の場合に必要な減勢工の長さよりも短縮できる可能性が確認された。今後の課題として、数値流体解析と併せて水理模型実験も行い、どのような条件であればどの程度短縮できるかについて、より詳細な検討を行う必要がある。

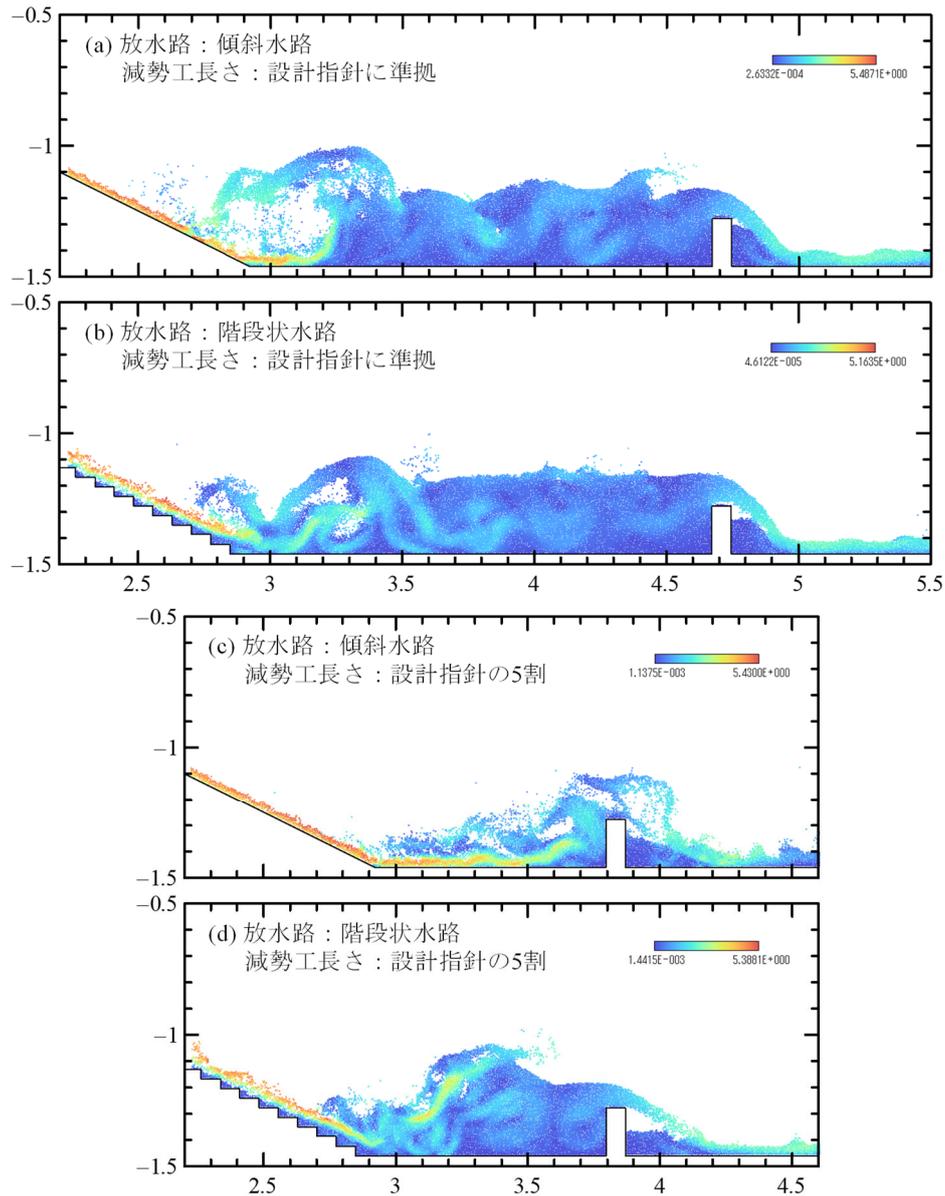


図-3 勾配 1/2.0 の流況の解析結果 (横軸は水平方向距離 (m), 縦軸は鉛直方向距離 (m))

引用文献

- 1) Otsu, I. and Yasuda, Y.: Flow resistance of skimming flows in stepped channels, *Proc. Of XXVIII Biennial Cong., Spillways and Chute Structures*, B14, IAHR, Aug. 1999.
- 2) Otsu, I., Yasuda, Y. and Takahashi, M.: Discussion of Onset of skimming flow on stepped spillways, *J. Hydraul. Eng.*, ASCE, 127(6), 522-524, 2001.
- 3) 高橋正行, 安田陽一, 大津岩夫: 階段状水路における Skimming flow のエネルギー減勢, *水工学論文集*, 45, 415-420, 2001.
- 4) 高橋正行, 安田陽一, 大津岩夫: 階段状水路における空気混入特性, *水工学論文集*, 52, 787-792, 2008.
- 5) 高橋正行, 滝沢宗一郎, 大津岩夫: 階段状水路の Skimming flow における空気混入不等流の水理特性, *土木学会論文集 B1 (水工学)*, 73(4), I_721-I_726, 2017.
- 6) 吉本政輝: ため池の洪水吐改修に伴う水理模型実験, *水土の知*, 76(5), 454-455, 2008.
- 7) 村田雄一, 後藤誠志: ダム洪水吐きにおけるカスケード型減勢方式の採用について, 平成 20 年度国土交通省国土技術研究会, 2008,

- <https://www.mlit.go.jp/chosahokoku/h20giken/program/kadai/pdf/innovation/inno2-01.pdf>.
- 8) 海野 仁, 箱石憲昭: 階段式形状を有するダム洪水吐きシュート部の水理特性, 土木学会第 64 回年次学術講演会, II, 51-52, 2009.
 - 9) 一ノ瀬泰彦, 國居史武: 小石原川ダム洪水吐きの配置設計について, 平成 28 年度九州国土交通研究会, 2016, http://www.qsr.mlit.go.jp/n-shiryo/kenkyu/program/04/4_15.pdf.
 - 10) 越塚誠一: 粒子法, 丸善, 2005.
 - 11) 近藤雅裕, 越塚誠一: MPS 法における不自然な数値振動の抑制, 日本計算工学会論文集, 2008, 20080015, 2008.
 - 12) 後藤仁志, 坂井哲郎, 芝原知樹: SPS 乱流モデルの導入による新しい粒子法の展開, 水工学論文集, 44, 575-580, 2000.
 - 13) 小菅達也, 松浦正一, 野田康太朗: ため池におけるプレキャスト階段式洪水吐の水理模型実験, 2023 年度農業農村工学会大会講演会講演要旨集, 715-716, 2023.
 - 14) 農林水産省農村振興局整備部: 土地改良事業設計指針「ため池整備」, 農業農村工学会, 82, 2015.
 - 15) 五十里洋行, 後藤仁志, 坂井哲郎: 粒子法の 3 次元化による多段型落差工の水理シミュレーション, 水工学論文集, 49, 811-816, 2005.
 - 16) 柏井条介, 大黒真希: 階段式導流部水理模型実験における模型縮尺の影響, ダム技術, 232, 46-56, 2006.

パイプラインのエネルギー減衰を考慮した水圧および管材変形の周波数特性評価

Frequency Analysis Approach to Evaluating Water Pressure and Pipe Deformation based on Energy Damping Loss in Service Pipeline

新潟大学大学院自然科学研究科 ○坪田到馬
新潟大学農学部 高橋悠斗
寒地土木研究所 萩原大生
筑波大学生命環境系 浅田洋平
新潟大学自然科学系（農学部） 鈴木哲也

1. はじめに

送配水パイプラインシステムでは、水撃作用を適切に管理することが技術課題である。施設管理の高度化には非定常流況解析に代表される解析的検討に加えて、実構造物における非破壊検査法の開発が必要である。既往研究¹⁾では、モデルパイプラインを対象として、画像解析による水撃圧現象の非破壊検出法を提案した。本研究では、水撃圧に伴う水圧変動および管材変形に着目し、既設パイプラインの擬似漏水による管内のエネルギー損失を周波数解析を用いて評価することを試みる。

2. 実験および解析方法

管路延長が 17.8 km、管種が鋼管およびダクタイル鋳鉄管で構成された新潟県佐渡市の既設パイプラインを対象とした。バルブ位置および 4 号制水弁（バルブから 7.1 km 地点にある管体）を計測地点とした。水圧計測では空気弁に圧力センサを設置し、バルブ位置および 4 号制水弁の 2 地点で水圧を計測した。水圧計測のサンプリング周波数は 100 Hz に設定した。管材のひずみ計測として、デジタル画像相関法（以下、DIC 法とする）を用いた。管体表面に作成した画像解析面を 2 台の CCD カメラで撮影した。DIC 法によるひずみ計測はバルブ位置のみで実施した。ひずみ計測のサンプリング周波数は 20 Hz に設定した。計測ではバルブを開放することで通水を開

始し、流量が安定したところでバルブを閉塞して水撃圧を発生させた。流量は 0.165 m³/s 実験ケースは漏水なしおよび漏水ありの 2 ケースを実施した。擬似漏水は、バルブ位置から 75 m 離れた地点にある排泥工を開放することで再現した。漏水量は 0.052 m³/s である。本研究では、DIC 法により水撃圧に伴う管材変形の検出を試みた。

解析的検討では、管体表面の周方向ひずみに着目して、漏水の有無における比較を試みた。計測データの周波数領域について検討するため、高速フーリエ変換（以下、FFT）を行った。水圧および周方向ひずみのサンプリング周波数を 20 Hz に統一し、バルブ閉塞 10 秒前から 8192 (=2¹³) データを FFT の対象とした。水圧の FFT について、周波数スペクトルのピーク値の原因を解析するため、パイプライン内の気柱共鳴²⁾に着目した。ここで気柱共鳴とは、パイプライン内部における固有振動数に応じて振動が発生する現象をさす。パイプライン内で発生する一次から三次の振動モードの波形の模式図を図-1 に示す。まっすぐな一様断面の管であることを仮定したとき、気柱共鳴周波数は式(1)の通りである。

$$f = \frac{a}{4L}(2n - 1), \quad (1)$$

ここで、 f : 気柱共鳴周波数 (Hz), a : 圧力伝

音速 (m/s), L : パイプラインの全長 (m), n : 気柱共鳴の振動モードの次数である. 計算の結果, 一次の振動モードは 0.017 Hz, 二次の振動モードは 0.051 Hz, 三次の振動モードは 0.085 Hz と算出された.

3. 結果および考察

水圧および周方向ひずみの時系列グラフを図-2 に示す. グラフ内の青い線は水圧, オレンジ色の線は DIC 法より計測された周方向ひずみを示している. 水圧について, 漏水の有無で比較すると, 漏水なしよりも漏水ありのケースのほうが圧力波の減衰が大きいことが確認された. 周方向ひずみでは, 漏水なしおよび漏水ありのケースに共通して, 水圧に応じた変動が確認された. 漏水の有無において, 周方向ひずみ変動の減衰の大きさの違いは周方向ひずみの時系列グラフから確認されなかった. バルブ位置および 4 号制水弁の水圧の FFT 結果を図-3 に示す. 漏水なしおよび漏水ありのケースで, 0.017 Hz, 0.044 Hz, 0.073 Hz で振幅スペクトルのピークが確

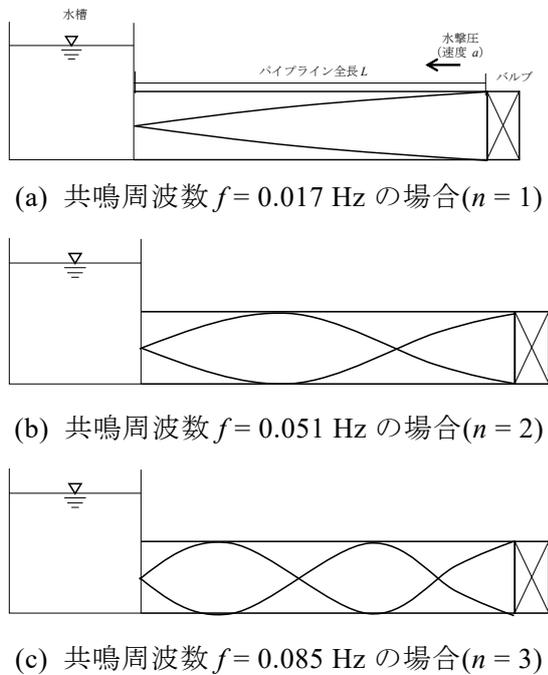
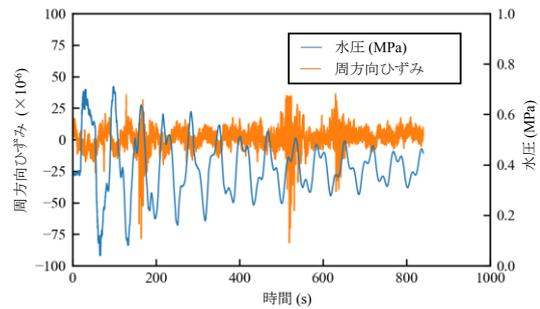
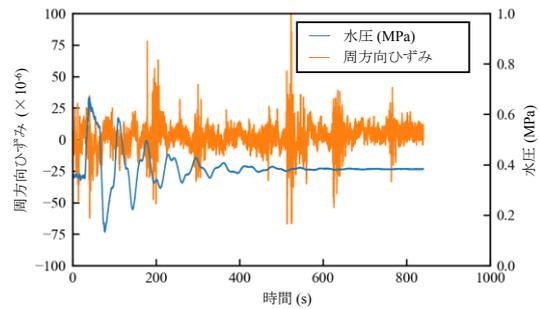


図-1 パイプライン内で発生する気柱共鳴の模式図

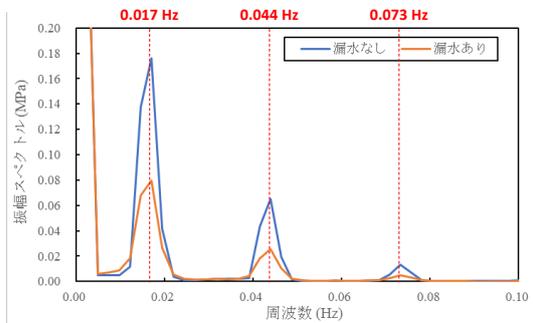


(a) 漏水なし

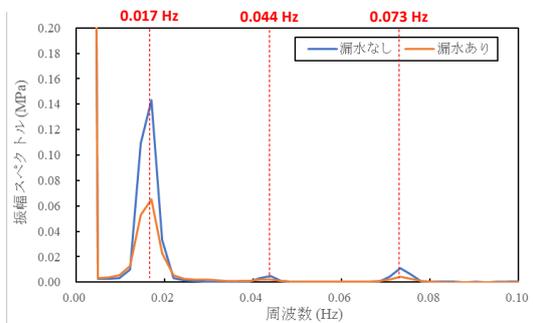


(b) 漏水あり

図-2 水圧および周方向ひずみの時系列グラフ



(a) バルブ位置



(b) 4号制水弁 (バルブから 7.1 km 地点)

図-3 水圧の FFT 結果

認められた。漏水の有無で比較すると、すべてのピーク値において、漏水なしのケースよりも漏水ありのケースで振幅スペクトルが小さいことが確認された。これは管内におけるエネルギー保存則を仮定したとき、漏水による圧力損失に伴い、管内でエネルギー損失が発生したことが要因と考えられる³⁾。ここで、図-3で確認された振幅スペクトルのピーク3点における周波数を気柱共鳴周波数と仮定して、パイプ距離と振幅スペクトルの関係について考察した(図-4)。図-4は図-3(a)で確認された振幅スペクトルのピーク値を用いて、正弦波からパイプ距離に対応した振幅スペクトルを推定している。図-4内の黒線にプロットされた点は図-3(b)で確認された4号制水弁における振幅スペクトルのピーク値を示している。一次から三次の振動モードにおいて、4号制水弁の振幅スペクトルの実測値と推定値がほぼ一致していることが確認された。周方向ひずみのFFT結果を図-5に示す。0.017 Hzにおいて、漏水なしよりも漏水ありのケースのほうが振幅スペクトルが小さくなることが確認された。一次の振動モードにおける気柱共鳴周波数で水圧と同様の傾向が確認されたことから、DIC法によって計測された周方向ひずみでも図-4と同様の検討が可能であると考察される。

4. おわりに

本研究では、既設パイプラインを対象として、水撃圧に伴う水圧変動および管材変形の検出を試みた。水圧のFFT結果より、漏水ありのケースについて、漏水なしのケースよりも振幅スペクトルが小さいことが確認された。水圧の振幅スペクトルのピーク値における周波数を気柱共鳴周波数と仮定したとき、パイプ距離と振幅スペクトルの関係が推定された。周方向ひずみでも気柱共鳴の一次振動モードにおいて水圧と同様の傾向が確認

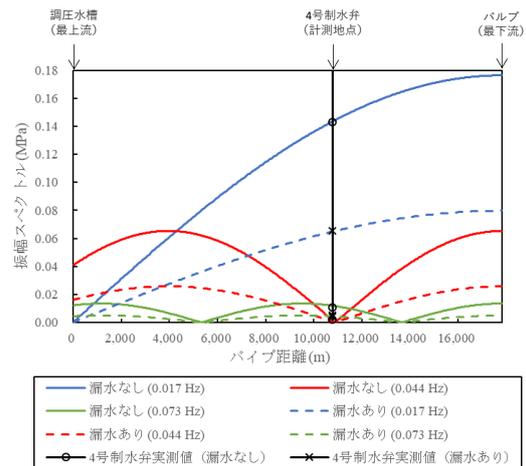


図-4 パイプ距離と振幅スペクトルの関係

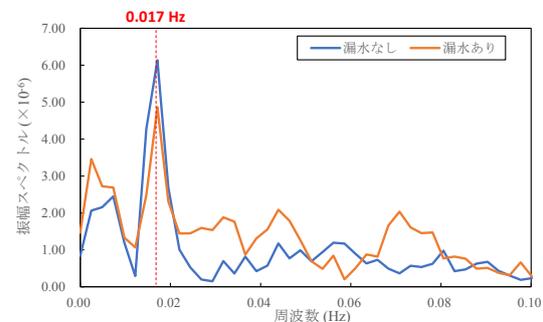


図-5 周方向ひずみのFFT結果

された。以上より、水圧および周方向ひずみの周波数解析の結果から、管内のエネルギー損失を検出できることが示唆された。

引用文献

- 1) 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集, Vol. 81, No. 5, pp. 479-487, 2013.
- 2) Lee, P, J, Vitkovsky, J, P, Lambert, M, F, Simpson, A, R and Liggett, J, A.: Frequency Domain Analysis for Detecting Pipeline Leaks, *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 131, No. 7, 2005.
- 3) 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), 74(4), I_613-I_618, 2018.

圧力変動データに基づくパイプラインシステムの水管理・施設管理技術の開発 Development of water and facility management techniques based on transient pressure data in pipeline systems

筑波大学生命環境系 ○浅田洋平
寒地土木研究所 萩原大生
新潟大学大学院自然科学研究科 坪田到馬
新潟大学農学部 高橋悠斗
新潟大学自然科学系（農学部） 鈴木哲也

1. はじめに

地球温暖化を主な原因とする干ばつや作物の高温障害の危険性が高まってきており、持続可能で作物生育に適した水利用がより一層求められている。これに対処するためには、灌漑システムにおいて水自由度の高いパイプラインを更に導入していくことが必要不可欠である。しかし、パイプラインはそのほとんどが地中に埋設されているため適切な維持管理が難しい。実際、老朽化によるパイプラインの漏水・破損事故が世界的に大きな問題となっている。漏水は安定的な水供給を阻害し経済的な損失を引き起こすだけでなく、地盤沈下、陥没穴、土壌汚染、水質汚染といった二次被害の危険性を含んでおり、環境、安全性、健康をおびやかす恐れがある。以上から本研究では、パイプラインシステムにおける持続可能で効果的な配水管理に資するために、圧力変動データに基づいて水利用量を把握し、漏水検知を行う水管理・施設管理技術の開発を行った。さらに開発した技術の有効性を現場のパイプラインシステムで検証した。

2. 方法

圧力変動の計測と解析 (Transient Test-Based Technique: TTBT)¹⁾を水利用量の推定と漏水検知に適用した。本研究では、TTBT の一種である ITA (Inverse Transient Analysis) を使用し、1次元の管内圧力変動シミュレーションモデルと最適化手法として Comprehensive

Learning Particle Swarm Optimization (CLPSO)²⁾を組み合わせることで新しい ITA を開発した。ITA による水利用量の推定と漏水検知 (漏水位置の推定) の流れは下記のとおりである。まず求めたいパラメータ (流量や漏水位置など) のセットを複数ランダムに生成し、各パラメータセットに対して圧力変動モデルを使用して圧力変動を計算する。計算した圧力変動と実測の圧力変動から目的関数 (今回は平均絶対値誤差) を算出し、各目的関数の値に基づいて目的関数が最小となるように CLPSO により各パラメータセットを更新する。更新したパラメータセットを再び圧力変動モデルに入力して、以降上記の操作を繰り返す。そして終了条件を満たしたところで計算を終了し、最適なパラメータセットを解とする。漏水がない圧力変動に対して水利用量の推定、漏水がある場合の圧力変動に対して漏水位置の推定を行った。

圧力変動計算において重要なパラメータとして圧力波伝播速度があるが、これは一般的に管径、管厚、弾性係数に基づいた下記の理論式で与えられる。

$$c = \sqrt{\frac{1}{\rho \left(\frac{1}{E_w} + \frac{D}{bE_p} \right)}} \quad (1)$$

c は圧力波伝播速度 (m/s)、 ρ は密度 (kg/m³)、 D は管内径 (m)、 b は管厚 (m)、 E_w と E_p は

それぞれ水と管の弾性係数 (N/m²) である。

(1) 式で求められた圧力波伝播速度は管が無傷のときの管径、管厚、弾性係数を前提としているが、実際の現場に埋設されているパイプラインは管内外部の環境条件や老朽化の影響で無傷の状態とは異なるため、実際の圧力波伝播速度を完全に再現しているわけではない。よって現場のパイプラインの圧力波伝播速度の再現度を高めるためには、パラメータとして管路上の圧力波伝播速度分布を求める必要がある。本研究では理論的な圧力波伝播速度を使用した場合と圧力波伝播速度分布をキャリブレーションした場合の本手法のパフォーマンスの違いを調べた。

3. 実証試験

提案した手法の実証試験を新潟県佐渡市にある図-1 に示す小倉幹線パイプラインシステムで行った。本パイプラインシステムは全長が約 18km の小倉幹線と長谷川支線と皆川支線の二つの支線で構成されており、上流端水槽 - パイプ - 下流端制水弁の系となっている。今回推定する水利用量を小倉幹線下流端の制水弁を流れる流量とし、制水弁流量が小さい場合 (Case A) と大きい場合 (Case B) で試験条件を設定した。表-1 の試験条件に示す通り、Case A, B はともに漏水がない場合 (Case A0, B0)、小倉幹線に漏水がある場合 (Case A1, B1)、長谷川支線に漏水がある場合 (Case A2, B2) が含まれている。各ケースにおいて小倉幹線の下流端にある制水弁を

表-1 試験条件

Case	下流端制水弁流量 (m ³ /s)	漏水管路	漏水位置
A0	0.032	漏水なし	
A1	0.032	小倉幹線	上流水槽から17760.4 m
A2	0.033	長谷川支線	長谷川支線分岐点から470.4 m
B0	0.092	漏水なし	
B1	0.093	小倉幹線	上流水槽から17760.4 m
B2	0.095	長谷川支線	長谷川支線分岐点から470.4 m

閉塞することで意図的に圧力変動を発生させ、小倉幹線の4カ所 (No.2 から No.5) で計測を行った。圧力波伝播速度分布をキャリブレーションする場合の本手法による解析について、漏水がない場合では他のパラメータと一緒に圧力波伝播速度分布を推定し、漏水がある場合では、漏水がない場合でキャリブレーションした圧力波伝播速度分布を用いた。また、CLPSO によるパラメータ設定のランダム性により試行ごとに圧力波伝播速度分布の結果にばらつきが生じるので、Case A0, B0 においてそれぞれ本手法による解析を 10 回試行した。

4. 結果と考察

まず、漏水がない場合の圧力変動に対する制水弁流量の推定結果について述べる。理論的な圧力波伝播速度を用いた場合では、推定値が Case A0 で 0.0326 m³/s、Case B0 で 0.0970 m³/s となり、実測値に対する絶対誤差はそれぞれ 2.00% と 5.42% となった。圧力波伝播速度分布をキャリブレーションした場合は、

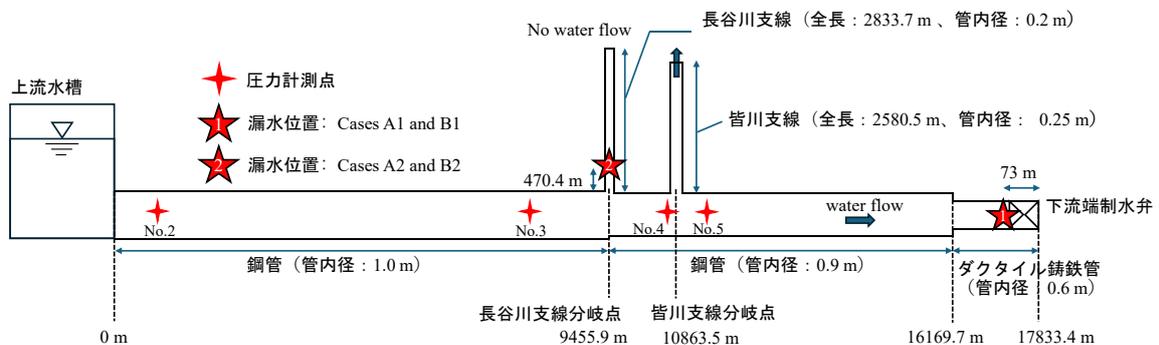


図-1 小倉幹線パイプラインシステムの模式図

10回試行における推定値が Case A0 で 0.0317～0.0323 m³/s、Case B0 で 0.0936～0.0954 m³/s となり、実測値に対する絶対誤差はそれぞれ 0.04～1.08%と 1.76～3.74%となった。制水弁流量推定は、理論的な圧力波伝播速度を用いても可能であるが、圧力波伝播速度分布をキャリブレーションした方がより精度が良くなることが明らかになった。図-2 に小倉幹線における Case A0, B0 の最適な推定圧力波伝播速度分布と理論的な圧力波伝播速度を示す。Case A0, B0 の圧力波伝播速度分布の関係を $y = x$ とした場合の決定係数は 0.991 となり、これは流量条件によらず圧力波伝播速度分布は変化しないという管構造特性に準ずる。このことから本手法の妥当性を確認することができる。

次に漏水がある場合の圧力変動に対する漏水位置の推定結果について述べる。理論的な圧力波伝播速度を用いた場合には、パイプラインシステム全長に対する推定漏水位置誤差が Case A1 で 0.042%、Case B1 で 0.093% であった。しかし、Case A2, B2 では実際の漏水位置が長谷川支線上にあるにも関わらず、推定漏水位置が小倉幹線上を示しうまく漏水検知ができなかった。キャリブレーションした圧力波伝播速度分布を使用した場合には、10回試行中の推定漏水位置誤差の平均値と標準偏差が Case A1 で 0.217±0.038%、Case B1 で 0.978±0.456%、Case A2 で 1.843±1.815%、Case B2 で 0.880±0.560% であった。図-3 に Case A2 における圧力計測点 No.5 での圧力変動の実測値と最適化計算値の比較図を (a) 理論的な圧力波伝播速度と (b) キャリブレーションした圧力波伝播速度分布の場合で示す。(b) では最適化計算値が実測値をよく再現できているのに対して、(a) では圧力変動の減衰は再現できているものの圧力変動の波形はうまく再現できていないことがわかる。これが理論的な圧力波伝播速度を用いた場合 Case A2, B2 において漏水位置推定が失敗に

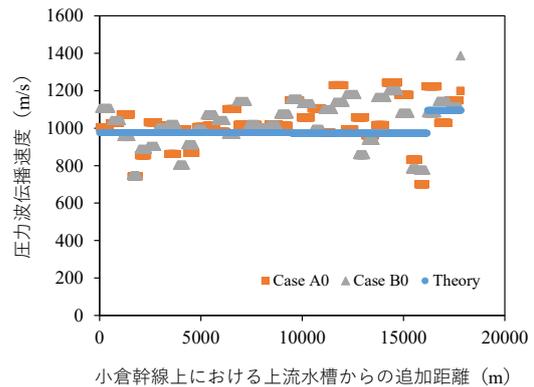


図-2 圧力波伝播速度の理論値と推定値の比較図

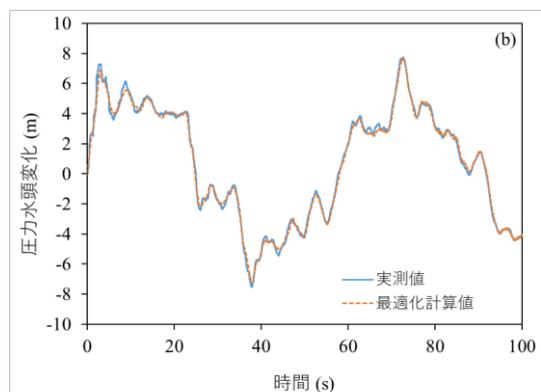
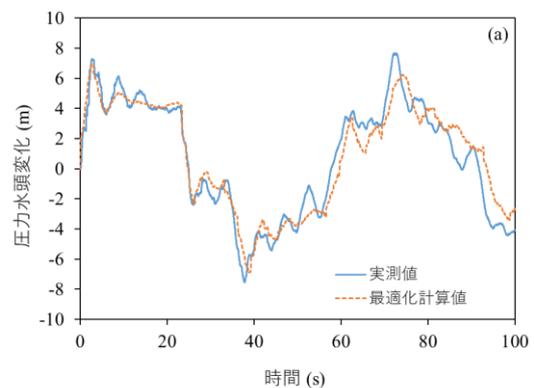


図-3 Case A2 における圧力計測点 No.5 での圧力変動の実測値と最適化計算値の比較図：(a)理論的な圧力波伝播速度、(b)キャリブレーションした圧力波伝播速度分布

終わった原因であると考えられる。よって、正確な漏水検知のためには圧力波伝播速度分布のキャリブレーションによる緻密な圧

力変動の再現が必要不可欠であることが明らかになった。

5. まとめ

本研究により、CLPSO の最適化手法を用いた新しい ITA が圧力波伝播速度分布をキャリブレーションすることによって、水利用量と漏水位置どちらも精度良く推定できることが明らかになった。今後は、流量計が設置されていないことが多く、より構造が複雑な支線・末端パイプラインシステムにおいても本手法の有効性を検証する必要がある。

引用文献

- 1) 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), 74(4), I_613-I_618, 2018.
- 2) Liang JJ, Qin AK, Suganthan PN, Baskar S. Comprehensive Learning Particle Swarm Optimizer for Global Optimization of Multimodal Functions. IEEE TRANSACTIONS ON EVOLUTIONARY COMPUTATION 10(3):281–295, 2006.

○吉永 育生* 福重 雄大* 皆川 裕樹*

YOSHINAGA Ikuo FUKUSHIGE Yudai MINAKAWA Hiroki

*農業・食品産業技術総合研究機構 農村工学研究部門 水利工学研究領域

1. はじめに

気候変動や流域環境の変化等により、河川や水路の溢水による浸水被害が頻発するなか
 10 で、水理解析モデルによる水位の予測や浸水する範囲や時間の予測は、各種の対策を行う
 上で有効である。これまでに多数の水理解析モデルが開発されており、農村地域を対象と
 したものでは、白石と中道（1993）が農業水利施設の水理学的特徴を体系的に整理したう
 えで複数の水理解析モデルを提案し、例えば吉川ら（2011）、安瀬地ら（2021）が一次元不
 定流解析に基づくモデルを開発している。なお、一次元の基礎式に基づくモデルは、二次
 元のモデルに比べて計算用データの作成に時間を要し、物理的な再現性に劣るものの、計
 算負荷が小さい利点を有している。

近年、計測・通信技術の大幅な発展に伴って水位の遠隔監視が容易になっており、水理
 解析モデルへのカルマンフィルタに代表されるデータ同化手法の導入が進んでいる。しか
 しながら、低平な農業用の排水路を対象とした解析にカルマンフィルタを適用した事例は
 20 見当たらない。本研究は、低平な干拓地にクリークが広がる地域の氾濫現象を対象とし、
 安瀬地ら（2021）のモデルに、データ同化手法を導入することで再現性の向上を目指した
 ものであり、その結果を報告する。

2. 方法

2.1 水理モデル

適用した水理モデルは、安瀬地ら（2021）が提案した一次元不定流のモデルである。排
 水路の流れは、開水路における連続式と1次元の水面形方程式を基礎式とし、離散化は1
 次精度の風上差分による陽的差分である。背後地は、排水路との相互の流出入を考慮して
 排水路に接続する幅広の水路とみなすことで基礎式を局所慣性方程式とし、陰的に差分し
 30 ている。

2.2 データ同化手法

拡張カルマンフィルタ理論の離散化表示による計算式及び計算過程は次のとおり。な
 お、計算式の表記方法とコーディングは足立と丸田（2012）、片山（2011）を参考にしてい
 る。

1) 初期値を $\hat{x}_{0/-1} = \bar{x}_0$, $P_{0/-1} = P_0$ とおき, $t = 0$ とする。

2) 予測ステップ Input : $[\hat{x}_{t/t-1}, P_{t/t-1}] \rightarrow$ Output : $[\hat{x}_{t/t}, P_{t/t}]$

・ 事前状態推定値 $\hat{x}_{t/t} = f_t(\hat{x}_{t/t-1})$

40 ・ 状態推定式のヤコビ行列 $\hat{F}_{t-1} = \left[\frac{\partial f_t}{\partial x_t} \right]_{x_t = \hat{x}_{t/t-1}}$

- ・事前予測誤差の共分散行列 $P_{t/t} = \hat{F}_{t-1}P_{t/t-1}\hat{F}_{t-1}^T + Q_{t-1}$

ここで、 f_t は状態推定式、 Q_t はシステム雑音の共分散行列。なお、水位の基礎式である移流方程式を離散化する際に、時間方向にオイラー法、空間方向に中心差分法を適用したところ、計算が不安定となった。このため、空間方向は風上差分を適用した。

3) フィルタリングステップ Input : $[\hat{x}_{t/t}, P_{t/t}, y_t] \rightarrow$ Output : $[\hat{x}_{t+1/t}, P_{t+1/t}]$

- ・観測行列のヤコビ行列 $\hat{H}_t = \left[\frac{\partial h_t}{\partial x_t} \right]_{x_t = \hat{x}_{t/t}}$
- ・拡張カルマンゲイン $K_t = P_{t/t} \hat{H}_t^T [\hat{H}_t P_{t/t} \hat{H}_t^T + R_t]^{-1}$
- ここで、 R_t は観測雑音の共分散行列。
- ・状態推定値 $\hat{x}_{t/t+1} = \hat{x}_{t/t} + K_t [y_t - h_t(\hat{x}_{t/t})]$
- ・事後誤差の共分散行列 $P_{t/t+1} = P_{t/t} - K_t \hat{H}_t P_{t/t}$

以後は 2), 3) を繰り返す。

2.3 対象地区の概要

佐賀市川副町大詫間地区の農地を解析対象とした (Fig. 1)。大詫間地区は、筑後川の最下流域に位置し、東側を筑後川に、西側を筑後川から分岐した早津江川に挟まれた低平な干拓地である。干拓地のほぼ中央に用水路が北から南へ流れ、用水の一部は途中で東西方向へ流れている。用水路に並行して国営 1~3 号の水路 (クリーク) があり、周辺の農地へのポンプ水源と排水の両方の役割を担っている。

クリークの水の流れは、多数の水門によって制御されており、晴天時は圃場への安定した給水、豪雨時は迅速な排水ができるように水位が管理されている。全ての水門は、管理者の経験に基づいた手動による操作である。

地区の排水は、干拓地の外縁にある承水路を経てフラップゲートを通じて実施される。周辺の水域は感潮域であるため、排水が可能な時間は干潮時の数時間に限られる。

数値計算の際の境界条件は、上流側は実測の水位を与え、下流側はフラップゲートによる排水を再現している。具体的にはフラップゲートによる排水は、承水路の末端を水位境界とし、末端の 1 つ陸側のノードに仮想の水門を設定し、水門の高さを周期的に変更している。地区内の水門は、当該の計算点における運動方程式を越流堰の流量公式として表現している。

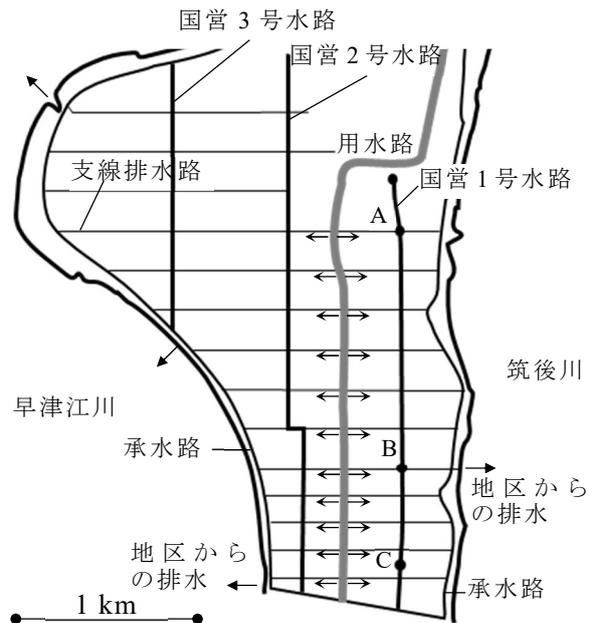


Fig. 1 計算対象とした佐賀市の低平地

2.4 計算対象の期間と水路

計算対象としたイベントは、2022年7月19日0時から10時までの89mmの降雨(AMeDAS, 佐賀県川副)とし、計算期間は7月18日18時から20日17時までの47時間とした。

データ同化による再現性の検証は、地区の3つの幹線水路のうち最も東側に位置し、周辺の104haの排水を担う国営1号水路を対象とした。これは、国営1号水路には多数の水門が存在するが降雨時にはほとんど操作されない、当該の降雨時に溢水は目視では確認されていない、を考慮した。なお、国営1号水路は地点Bの周辺の最も標高が低く、付近の水は地点Bの東側の樋門を経て筑後川に排水されている。

データ同化の有無による計算精度の検証方法として、データ化無しのケースは、幹線水路の上流側に位置する地点で計測した水位を水位境界として入力した。データ同化有りのケースは、データ同化無しのケースと同様に境界条件を与えつつ、地点Bにて検証を行う場合は地点Aと地点Cに実測値によるデータ同化を行い、地点Cにて検証を行う場合は地点Aと地点Bでデータ同化を行った。データ同化の頻度は10秒毎とし、直近の実測値が次の観測時刻まで継続するような設定とした。

計算にはインテル Core i7-13700 (2.10GHz-5.20GHz) のCPUをシングルスレッドで利用した。

3. 結果と考察

地点Aと地点Cにおいてデータ同化を行った場合の地点Bにおける計算結果の比較をFig. 2に示す。計算期間を通じて、データ同化を行うことで地点Bの実測値に近づいている。

RMSEは、データ同化なしの場合0.20、データ同化ありの場合0.10であった。なお、データ同化を行うことによって馴らし計算も含めた計算時間は6.7minから137.9minへと増加した。

国営1号水路における縦断図のうち、7月19日5:00時点の結果をFig. 3に示す。Fig. 3では、地点AとCにてデータ同化を行うことで地点Bの水位も実測値に近づいていることがわかる。また、7月20日12:30時点の結果をFig. 4に示す。こちらはデータ同化なしのほうが実測値に近い。これは、対象地区

のほうが実測値に近い。これは、対象地区

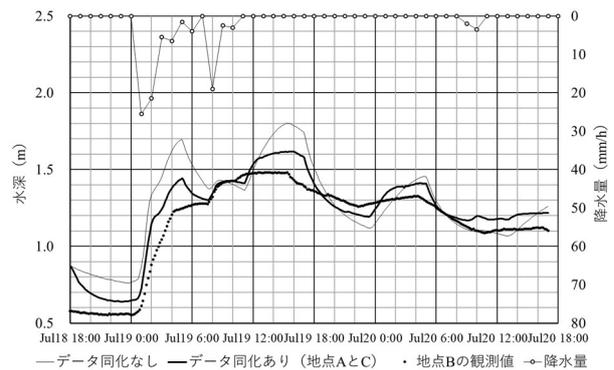


Fig. 2 地点Bにおけるデータ同化の比較

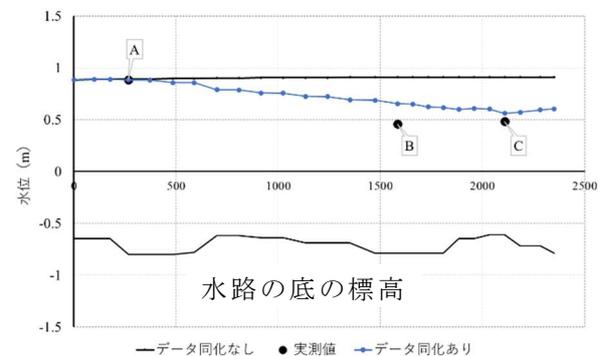


Fig. 3 縦断図によるデータ同化の比較
(7月19日 5:00)

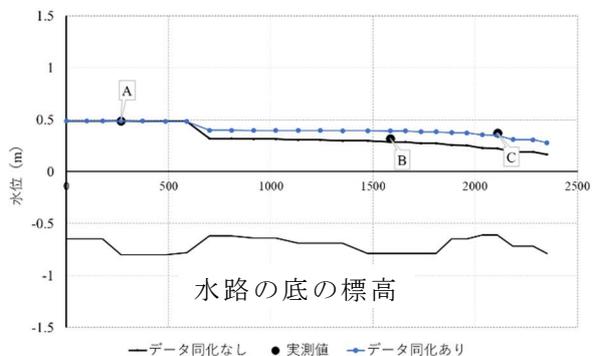


Fig. 4 縦断図によるデータ同化の比較
(7月20日 12:30)

の最南端に位置する承水路の水位が下がっているため、と考えられる。承水路の水位は、前述のとおり、フラップゲートからの排水で再現して計算しているが、承水路の一部の区間はアクセスが困難であったため、形状等を十分に再現できていない恐れがある。その箇所での水移動の再現性が、計算結果のずれに影響しているものと推測される。

4. おわりに

本研究では、低平な農業用の排水路を対象とした解析にカルマンフィルタを適用し、その結果を検討した。データ同化を導入することによって、当該地点だけでなく、近傍の地点における水位の再現性が向上していることが確認できた。計測器や通信環境の向上が今後10も加速的に発展することが予想されるため、実測値を取り込みながらリアルタイムで水理モデルを計算することは益々増えると思われる。本研究で得られた知見がその一助になれば幸いである。

謝辞

本研究は、内閣府総合科学技術・イノベーション会議 SIP3 期（スマート防災ネットワークの構築：JPJ012289，推進機関：（国研）防災科研）の助成を受けて実施された。プログラム開発等に（株）アーク情報システムの名古屋靖一郎氏と西田尚央氏の協力を頂いた。研究資金の提供、及び関係者のご協力に謝意を表明する。

20

引用文献

安瀬地一作，木村延明，林博文，吉永育生，関島建志，福重雄大，桐博英（2021）深層学習と物理モデルを用いたリアルタイム水位予測システム，*水土の知*，89(1)，11-15
白石英彦，中道宏（1993）農業水利計画のための数理モデルシミュレーション手法-新たな広域水管理をめざして-，*土地改良技術情報センター*，295p
足立修一，丸田一郎（2012）カルマンフィルタの基礎，*東京電機大学出版局*，240p
片山徹（2011）非線形カルマンフィルタ，*朝倉書店*，192p
吉川夏樹，宮津進，安田浩保，三沢眞一（2011）低平農業地帯を対象とした内水氾濫解析モデルの開発，*土木学会論文集*，67，991-996

30

公益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な研究を推進し、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：〒305-8609 茨城県つくば市観音台 2-1-6

農研機構農村工学研究部門水利工学研究領域
応用水理研究部会事務局（部会長：桐 博英）