小河川の中～高水領域選択取水に関する実験的研究 -扇形沈砂池の水理構造について-

高 軍省¹・福島忠雄²・藤原正幸³

Experimental Studies on Selective Intake from Middle-High Water Flow in Small Rivers

-Hydraulic Structure in a Fan-Shaped Settling Basin-

Junsheng Gao¹, Tadao Fukushima² and Masayuki Fujihara³

Abstract: Settling basin is an essential need, when river water is withdrawn from middle-high water flow in which water is highly turbid. A novel fan-shaped settling basin is tested and the hydraulic structure in the basin is investigated by hydraulic model experiments. A radius of the fan-shaped basin model is 320 cm and a central angle is 30°. Both a submerged weir and a submerged rectangular orifice are installed in the upper stream of the basin to rectify the inflow. Measured discharge coefficients of the weir and the orifice are very similar to the conventional values. Wake region in the basin, where a counter flow is seen in the upper layer and a jet in the lower layer, expands to the distance of 100-140 cm from the orifice, which is roughly equal to 10 times as large as the depth of the orifice upper edge. Coefficient of variation is introduced to evaluate the non-uniformity of the flow in vertical transversal planes of the basin. Using the coefficient of variation, the difference in the variation of flow between the wake region and the other region is quantitatively evaluated.

Keywords: Fan-shaped settling basin; Selective intake; Hydraulic experiment; Discharge coefficient; Coefficient of variation

1 はじめに

近年、地球温暖化等の影響により、世界各地で旱魃と洪水が頻発する傾向が見られ、日本においては少雨化のトレンドに、拡大する年降水量の変動が加わった変化が見られる [1]。その結果、たびたび発生すると予想される旱魃年の水需要に応えるために、高度水資源開発が今後ますます重要になっていくであろうと考えられる。

しかしながら、生態系を含めた自然環境保全への関心の高まりから、新たなダムや自己流域外からの導水等、大規模水資源開発はほとんど不可能な時代になっている。

このような社会的背景から、環境に配慮した小規模分散型の自己水源開発が注目されはじめ、特に、水資源が生活において常に重要な課題となっている瀬戸内島嶼部において、トンネル貯水方式 [2] や既存の農道を利用した雨水集水方式 [3] などいくつかの事例が成果を上げつつある。

高度水資源開発手法の一つとして、水利権に抵触しない中～高水領域のみを中小河川から選択取水する手法が考えられる。その際の問題点は、取入れる水が高濁水であるということである。したがって、高水時に発生する大量の流出土砂を貯水池に流入させないために、付帯施設として沈砂池を併設しなければならない。

い。合理的な沈砂池形状として、以前、著者らは扇形沈砂池を提案し、流況及び堆砂効果の理論的検討をおこなった [4]。

本報は扇形沈砂池の水理構造について、水理模型実験によりさらに検討を加えたもので、理論的考察では考慮し得なかった問題点と設計上のいくつかの改良点についても報告するものである。

2 中～高水領域選択取水施設の構造

小規模分散のコンセプトのもと、流域面積が数十 km² 以下の小河川流域を想定し、作成した中～高水領域選択取水施設の水理模型の概要を図 1 に示す。この取水施設は以下に述べる選択取水堰、取水口、沈砂池、越流型表面取水堰から構成されている。

2.1 選択取水堰

選択取水堰は河川維持流量と下流において設定された水利流量の総量を超えた分を取水するため、オリフィス（放流口）を内蔵する構造とすることが望ましい。つまり、オリフィスの上縁にまで水面が達しない流量では取水されず、ちょうど上縁に達した状態で流出する流量が下流側に保証する流量となり、さらに流量が増え水位が上昇した分は、その水位差に応じて取水口から取水されることになる。ただし、取水施設容量に制限される取水可能量以上の流量が流れ込まないように、河川の水面がある水位以上に上昇すると、オリフィスのみではなく選択取水堰を越流して下流に流れるような構造となっている。

2.2 取水口

取水口には流量調整が可能なようにゲート付きのオリフィスを設けておくことが有効である。その際、オリ

¹愛媛大学大学院連合農学研究科博士課程 Doctoral Student, the United Graduate School of Agricultural Sciences, Ehime University, 3-5-7 Tarumi, Matsuyama-shi, Ehime, 790-8566 Japan

²愛媛大学農学部教授 Professor, Faculty of Agriculture, Ehime University, 3-5-7 Tarumi, Matsuyama-shi, Ehime, 790-8566 Japan

³愛媛大学農学部助教授 Associate Professor, Faculty of Agriculture, Ehime University, 3-5-7 Tarumi, Matsuyama-shi, Ehime, 790-8566 Japan

図 1: 実験模型の概要図

フィスの下縁の高さは選択取水堰のオリフィス上縁を基準として決定されることになる。

2.3 沈砂池

沈砂池は取水口に連続して設置され、取水口を中心とした扇形状とする。中心角は 30° 程度が適切である。

予備実験から、取水口から流入した直後の水の流下方向と扇形沈砂池の中心線とが一致しないために、偏流や逆流が生じやすく [5]、微細土粒子の沈砂効果に悪影響を与えることが予想されたため、沈砂池の上流部に整流施設（潜り越流堰とオリフィス堰）を設けて本実験を実施した。また、沈砂池末端の河川側には過剰な導水を防ぐため余水吐を設置すべきである。なお、沈砂池内の流況に関する実験はこの余水吐を閉めきった状態で行ったことを付記する。

2.4 越流型表面取水堰

扇形沈砂池から貯水池への導水は、沈砂池内の浮遊土砂の分布状態を考慮し、できるだけ上澄み水を取水することが望ましい。そのため、沈砂池末端は越流型の堰として背後にある側水路に越流した水を導き、その後、集水路を経て貯水池へ導水することとなる。

3 実験装置及び実験方法

3.1 実験装置

実験模型の概要を図 1 に、諸元を表 1 に示した。なお、河川の勾配は $1/100$ とした。また表 1 には模型縮尺を $1/10$ と想定した場合の原型の寸法も参考のために示した。

表 1: 実験装置の主な諸元

項 目	模型 (cm)	原型 (m)
選択取水堰		
オリフィス高さ	7.5	0.75
オリフィスの幅	8.5	0.85
取水口		
オリフィス下縁高さ	28.5	2.85
オリフィスの高さ	3.0	0.30
オリフィスの幅	20.8	2.08
沈砂池		
深さ	26.0	2.6
長さ	320.0	32.0
中心角	30°	30°
越流型表面取水堰		
長さ	155.7	15.57
整流潜り越流堰		
堰頂の高さ	26.0	2.60
長さ	31.8	3.18
整流オリフィス堰		
オリフィス下縁高さ	5.6	0.56
オリフィスの高さ	8.0	0.80
オリフィスの幅	47.0	4.70

3.2 実験方法

予備実験として、整流堰がないケース、整流潜り越流堰および潜りオリフィス堰をそれぞれ別に設置したケースを行った結果、すべての場合において沈砂池内では偏流が生じることがわかった。したがって、本実験では、できるだけ偏流を抑えるために整流潜り越流堰と潜りオリフィス堰を連続して設置することとした。

扇形水路（沈砂池）内に設置された整流潜り越流堰および潜りオリフィス堰の流量係数を調べるために、整流潜り越流堰上流 10 cm、潜りオリフィス堰両側 20 cm の位置の水位を直径 6mm のチューブでザートルビンに導き、ポイントゲージにより水位の測定を行った。実験流量は 0.13~5 l/s の範囲である。

扇形沈砂池内の流況実験では、流量を 1.6 l/s、3.2 l/s、4.6 l/s の 3 種類に設定した。なお、原型に換算するとそれぞれ 0.5 m³/s、1.0 m³/s、1.5 m³/s となる。沈砂池内の流速は 3 次元電磁流速計（アレック電子 ACM-300）で測定した。測定点は図 1 に示した沈砂池内に描かれた破線の交点となっている 55 点で、測定深度は図中 280 cm の横断測線より上流側では水面から 5、10、20 cm、それより下流は 2、7、12、17、22 cm である。流速測定方法は、1 測点を 30 秒間（測定間隔 1 秒）以上測定し、すべてのデータを用いて各測点の 3 方向成分流速平均値を求め、これを各測点の実測値とした。

4 実験結果および考察

4.1 整流潜り越流堰の流量係数

潜り越流堰に関する式として、板谷・竹中が提案し JIS に採用されている以下の式 [6] を採用した。

$$Q = C_1 B h_1 \sqrt{h_1 - h_2} \quad (1)$$

$$C_1 = 1.403 + \frac{0.841}{1.6 - h_2/h_1} \quad (2)$$

ここに Q : 越流量 (m³/s), C_1 : 潜り越流堰の流量係数 (m^{1/2}/s), B : 堰の幅 (m), h_1, h_2 : 堰頂を基準とする上流および下流の水深 (m) である。実験から得られた値を用いて (1) 式よりもとめた C_1 と (2) 式から計算した C_1 を図 2 にプロットした。図中の実験値は (1) 式を用いた値、計算値は (2) 式を用いた値を表している。図 2 を見ると、水位差が 1 cm 以上の領域では、実験値と計算値はほぼ等しく一定値 (2.1~2.2 m^{1/2}/s) となることがわかる。水位差が 1 cm 以下のケースでは計算値は大きな変化はないが、実験値はばらつき、1.6 m^{1/2}/s や 2.4 m^{1/2}/s の値が得られている。基本的に (2) 式は矩形水路での実験値であり、今回の実験のような扇形に広がる水路に適用した場合、異なった結果が出て不自然ではないが、水位差が 1 cm 以上のケースでは実験値と計算値はほとんど一致しているという状況を加味すると、水位差が小さいところで流量係数が大きく変化しているのは、測定精度に起因した誤差の影響が大きいのではないかと考えられる。つまり、水位差が小さくなると測定限界である 0.01 cm の差異が、水位差が大きい場合に比べて流量係数に相対的に大きな影響を与えてしまうからである。このように考えると、本実験のような扇形水路においても (2) 式は十分適用可能であるといえる。

図 2: 整流潜り越流堰の流量係数

4.2 整流潜りオリフィス堰の流量係数

潜りオリフィス堰の流量公式は一般に (3) 式で表現される [7]。

$$Q = C_2 A \sqrt{2g(H + h_a)} \quad (3)$$

ここに Q : 流量 (m³/s), C_2 : 潜りオリフィス堰の流量係数 (無次元), A : オリフィスの面積 (m²), g : 重力加速度 (m/s²), H : 堰の上下流水位差 (m), h_a : 接近水頭 (m) である。

上式を用いて求めた流量係数を図 3 に示した。なお、接近水頭は潜りオリフィス堰の上下流水位差の 4 % 以下であった。図 3 から、水位差が 0.08 cm より小さい範囲では流量係数は水位差の増加とともに急激に増える傾向が見られ、0.08 cm より大きい領域では 0.5~0.6 の一定値に落ち着く傾向が見られる。この大きさは一般的に知られている潜りオリフィスの流量係数 0.6 程度にかなり近い値となっている。

図 3: 整流潜りオリフィス堰の流量係数

4.3 扇形沈砂池内の流況

前述したように 3 種類の実験流量で沈砂池内の流況を調べた。

4.3.1 流量 $Q=4.6\text{ l/s}$ のケース

図 4 は水深 5 cm, 10 cm, 20 cm における水平流速ベクトル図である。また、図 5 は流量が 4.6 l/s のケースで、図 1 において示した 5 本の縦断測線 (L_1, L_2, C, R_2, R_1) で得られたデータを基に描いた鉛直断面の流速ベクトル図である。これらの図から、オリフィス堰が設置されている水深において、15 cm/s 程度の速い流れが噴流状態で流下し、その上層には 10 cm/s 程度の逆流域が生じていることがわかる。

扇形沈砂池の原点からおよそ 240 cm の距離までは上層は逆流域で下層は順流域になっており、潜りオリフィスの影響を直接受けた領域となっている。潜りオリフィス堰は原点から 100 cm の位置にあるので、逆流域が発生している長さは 140 cm ということになる。オリフィスの上縁までの水深は約 14 cm であったので、その 10 倍程度の長さで逆流域が発生していることになる。これはステップ流れや水底に置かれた物体の後流域は、その高さの 10 倍程度の長さになるという一般的な傾向と合致している。240 cm より下流側の流れは、水平成分よりも鉛直成分が優勢になり、ほとんどの領域で上昇流となっている。流速は 2~3 cm/s の領域が多い。

図 6 は沈砂池の横断測線における鉛直断面に垂直な流速成分の等値線図である。流下成分を正として示している。一番上の図は、潜りオリフィス堰の直下流となるが、水深 10 cm を境に上層は逆流、下層は順流となっていることがわかる。沈砂池の原点から 200 cm 付近までは同じような水理構造となっている。それ以後では、流況はかなり異なり、それまでほとんど水平だった流速 0 cm/s の等値線が立ってきて、沈砂池の右岸と左岸側で順流、中央部で逆流という構造になる。さらに、下流端では越流型表面取水堰の影響を受けて、流速 0 cm/s のラインが再び水平となり、上層で順流、下層で逆流となっていることがわかる。

理想的な沈砂池は流速が流下断面で一様に分布している（平均流速で流れている）もので、偏流が起こるほど微細土粒子の沈砂効果が落ちると考えられる。偏流の度合いは流下断面における流速のばらつきで評価が可能であると考え、以下の変動係数を利用すること

図 4: 水平流速ベクトル図

とした。

$$CV = \frac{\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (V_i - V_e)^2}{n}}}{V_e} \quad (4)$$

$$V_e = \frac{Q}{A} \quad (5)$$

ここに CV : 変動係数, V_i : 各測点の実験流速, V_e : 理論的平均流速, n : 測定点数, Q : 流量, A : 横断面の面積である。 V_i の平均値ではなく、(5) 式で表現される V_e を用いている点が本来の変動係数とは異なるが、測定点を多くした場合は、観測値の平均値は V_e に近づくと考えられるので、これらの意味するところは同じである。図 6 に各断面において計算した変動係数を示した。200 cm まではほぼ 3~4、240 cm 以上ではほぼ 1~1.5 となり、違いがはっきりと現れている。末端では表面取水堰の影響で変動係数は再び 3 程度にまで上昇する。

他の 2 ケースの流量 (3.2 l/s と 1.6 l/s) の場合も同様に求め、図 7 に示した。この図から、ほとんどの流量でも 200 cm までは変動係数は一定値を示し、それから急に小さくなって、末端では再度大きくなってい

図 5: 鉛直断面における流速ベクトル図 ($Q=4.6 \text{ l/s}$)

る傾向が読みとれる。従って、本沈砂池では 240 cm から末端付近まではほぼ理想的な沈砂池の流況に近いといえることができる。

4.3.2 その他のケース ($Q=3.2 \text{ l/s}$ と 1.6 l/s) の流況

流量が 3.2 l/s のケースでは、 4.6 l/s のケース同様、沈砂池の原点から 240 cm 付近までは下層が順流で上層が逆流しているという特徴がある。相違点は、 4.6 l/s のケースでは 240 cm 以上では左岸沿いに下降流が見られるが、 3.2 l/s のケースではそれが右岸側に現れるという点である。

流量が 1.6 l/s のケースは、上層に逆流域が現れる領域は 200~220 cm 程度までと他の 2 つの流量のケースに比べ若干小さくなっている。また、240 cm 以上の領域では流速がかなり小さく、明瞭な傾向は認められない。

逆流域が発生するという特徴はどの流量のケースでも認められるが、流量が小さくなるに従って、沈砂池

内に発生する流速は小さくなるので沈砂効果が高まり、その結果、 4.6 l/s のケースに比べると、これら 2 つのケースでは導水される水の浮遊砂濃度は低くなると考えられる。

5 まとめ

本報は小河川における中～高水領域選択取水施設に付随する扇形沈砂池に関する水理模型実験を行い、沈砂池内の流況と整流堰の流量係数について調べたものである。扇形沈砂池の理論的考察 [4] では評価できなかった沈砂池内の偏流が予備実験により明らかとなり、その発生をできるだけ抑えるために、上流部に整流潜り越流堰と整流潜りオリフィス堰を連続して設けた実験を行った。

整流潜り越流堰および整流潜りオリフィス堰を連続して設けた場合、潜り越流堰の流量係数は $2.1 \sim 2.2 \text{ m}^{1/2}/\text{s}$ となり、JIS で用いられる潜り刃型堰の流量公式で用いられる流量係数と同じ程度の値となることがわかった。また、潜りオリフィス堰に関しては、水位

図 6: 横断測線における流速の変動係数 (CV) と等流速線図

図 7: 各測点における変動係数 (CV) の変化

差が 0.08 cm 以下の場合には流量係数は水位差によって急激に変化するが、水位差が 0.08 cm 以上の場合には流量係数は 0.5～0.6 の範囲に安定し、潜りオリフィスでよく知られている流量係数 0.6 程度に近い値となることがわかった。以上のことから、これらの堰に対しては、本実験のような扇形に広がる水路（沈砂池）に設置された場合においても、今まで提案されている計算式がほぼ適用可能となることが明らかとなった。

沈砂池内の流況に関しては、基本的に水面から潜りオリフィス堰の上縁までの距離の 10 倍程度下流までは、上層に逆流域が形成されることがわかった。さらに、それより下流では水平流速成分がかなり小さくなり、沈砂池として理想的な流れに近づくことが確かめ

られた。しかしながら、潜りオリフィス堰直後の流況はオリフィス断面の大きさに大きく影響されるので、実用化に当たっては適切な断面の大きさに関する実験的検討が望まれる。

沈砂池においては好ましくない偏流の程度を評価するために、流下断面において変動係数を求め、それにより、潜りオリフィス堰の影響による逆流域が発生して、上層と下層で流向が異なっている領域とそれ以外の領域を定量的に評価できることを示した。

謝辞

水理模型の製作及び実験の実施に当たり、菱和設計株式会社の谷口健司氏および愛媛大学農学部水資源システム工学研究室の井上浩行君のご協力をいただいた。ここに記して、謝意を表する。

引用文献

- [1] 国土交通省土地・水資源局水資源部 (2001): 日本の水資源 (水資源白書), pp.58-59.
- [2] 福島忠雄・武田 治 (1997): トンネル貯水方式による瀬戸内島しょ部の自己水源開発, 農業土木学会誌, 65(11), pp.55-60.
- [3] 佐藤 等 (2000): 瀬戸内海島嶼部の集水利用計画事例, 一畑地帯総合整備事業大下島地区一, 水と土, 119, pp.15-23.
- [4] 福島忠雄・高軍省・藤原正幸 (2001): 小河川の中～高水領域選択取水一取水堰に付随する沈砂池と表面取水装置の設計概念一, 雨水資源化システム学会誌, 6(2), pp.39-42.
- [5] 山本光男 (1974): 沈砂池の水理構造, 東京教育大学農学部紀要, 20, pp.76-103.
- [6] 板谷松樹・竹中利夫 (1953): 薄刃もぐりぜきの流量係数, 機械学会論文集, 19(81), pp.41-43.
- [7] 例えば物部長穂 (1950): 水理学, 岩波書店, p.201.

〔この論文に対する公開の質疑または討議は2002年12月31日まで受付けます。〕