

常流中の横越流堰の分配流量および水深間の関係の推定に関する実験的検討

Experimental investigation on prediction of control discharge and up- and downstream depths of side weir

日本大学理工学部土木工学科 正会員 安田陽一
日本大学理工学部土木工学科 学生会員 ○細川康司

1. はじめに

近年、急激に都市化が進み、流域内の保水能力が大幅に低減したため、都市河川の氾濫が多発している。この対策として、河道断面の拡幅が挙げられるがそれが困難である場合、横越流を利用した洪水調節池を設置することが有効である^{1),2),3)}。洪水調節池は、河川の水位が上昇した際に、流量の一部を河道の側岸に設置された横越流堰から越流させて、貯留することで本川の流量を低減させるものである⁴⁾。このように、河川の流量調節をする方法として横越流が利用されている。

従来、常流中の横越流区間における流量係数については Subramanya and Awasthy⁵⁾によって次元解析が行われ、フルード数、相対堰高、相対堰長および相対水深の4つの無次元量によって定められることを明らかにした。彼らはこれら4つの無次元量を変化させて実験を行った結果、フルード数の変化による影響が支配的であり、残る3つの無次元量による影響はわずかであると結論づけている。しかしながら、主要水路幅Bと越流堤頂長さLとの比L/Bが0.3~1を対象とする検討が多く、L/Bが大きい場合の検討がない。さらに、横越流区間の水面勾配および流量分配比に注目し検討しているものはほとんどない。これは横越流区間の比エネルギーを一定と仮定することで流量係数の実験式を用いて流量分配比や水面勾配を推定しているためと考えられる。しかしながら、比エネルギーを一定と仮定しているため、越流区間の損失水頭が考慮されていない。従来の研究では横越流区間の水面形の測定記録はある^{1),3)}が横越流区間での上下流端の水深間の関係を明らかにしていない。

本研究では横越流堤頂長さを3パターンに変化させ、1.9 ≤ L/B ≤ 4.5 の範囲を対象に流量規模を変化させた実験を行い、流量配分および水深間の関係を推定するための実験的検討を行った。

2. 実験方法

実験は、水路幅0.80m、長さ15m、高さ0.60mを有する長方形断面水平水路に横越流模型を設置し、表1に示す実験条件のもとで行った。ただし、主要水路の堰上げ高さWと横越流の堰上高さSは同一とする。主要水路(幅0.407m、高さ0.30m、長さ5.8m)を右岸側に横付けするように設け(板厚3cmの耐水性合板を使用、

実験水路底面から7cm底上げした状態で設置)、主要水路上流端から2m下流側の左岸側に堰上げ高さS=20cm、越流天端の厚さ3cmの横越流部を設けた(図1)。越流堤長Lを1.8m、1.3m、0.8mの3種類に変化させて、各横越流堰長Lにおいてdc/L(dc:総流量Qから定義した限界水深)を表1に示す範囲で変化させた。横越流部下流側の主要水路内の流量Qmを主要水路下流端に設置したポータブル刃型堰の越流水深を測定することにより求め、全流量QからQmを引くことにより、横越流量Qsを算定した。横越流部上下流端の水深およびポータブル刃型堰の越流水深はポイントゲージを用いて測定した。

3. 横越流区間の水理に関する理論的アプローチ

長方形断面水平水路の途中に横越流堰が設置された場合の横越流量および横越流部上下流端の水深の関係について考える。ただし、主要水路の流れは常流とする。横越流堰を通過するときの水路内の流量Qとすると、横越流する単位長さ当たりの流量qは次のように示される。

$$-\frac{dQ}{dx} = q = C \frac{2}{3} \sqrt{2gh}^3 \tag{1}$$

ここに、Cは流量係数、hは任意な位置xにおける越流水深である。また、比エネルギーEは次式で示される。ただし、横越流区間では水路内の流れの比エネルギーEを一定としている。

$$E = h + S + \frac{Q^2}{2gB^2(h+S)^2} \tag{2}$$

横越流区間の水面を直線近似し、次式のように仮定する。

$$H = h + S = H_1 + (H_2 - H_1) \frac{x}{L} \tag{3}$$

(3)を(1)に代入し積分し、境界条件を用いると、横越流堰からの横越流量Qsが次のように示される。ここに、

表1 実験条件

横越流堤長	L/B	dc/L	主要水路幅B(m)	堰上げ高さS(m)
1.8	4.42	0.013~0.082	0.407	0.2
1.3	3.19	0.013~0.098	0.407	0.2
0.8	1.97	0.022~0.139	0.407	0.2

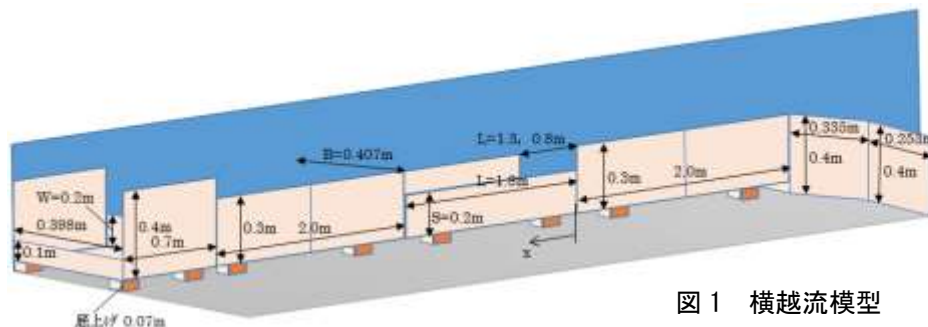


図1 横越流模型

添え字 1 は横越流区間の直上流部の位置を示し, 2 は直下流部の位置を示す.

$$Q_s = \frac{4}{15} C \sqrt{2g} \frac{L}{H_2 - H_1} \left[(H_2 - S)^{\frac{5}{2}} - (H_1 - S)^{\frac{5}{2}} \right] \quad (4)$$

また, 比エネルギー E が一定より, 次式が得られる.

$$H_1 + \frac{Q_1^2}{2gB^2H_1^2} = H_2 + \frac{(Q_1 - Q_s)^2}{2gB^2H_2^2} \quad (5)$$

(5)式は理想流体と仮定して横越流部上下流端の関係を示したものであり, 横越流部上流側の流量, 横越流量および横越流部直下流側の水深を与えることで, 横越流部直上流側の水深を求めることができる. また, (4)式に横越流量, 横越流堰高さ, 横越流部直下流側の水深および横越流部直上流側の水深を与えると横越流幅が算定される.

4. 実験結果

流量係数 C について, $C=f(dc/L, L/B)$ の関係で整理したものを図 2 に示す. 図に示されるように, C は L/B によらず, dc/L によって変化し, (6)式で近似される.

$$C = 0.555 - \frac{0.00014}{\left(0.024 + \frac{dc}{L}\right)^{2.25}} \quad (6)$$

適用範囲 $1.97 \leq L/B \leq 4.5, 0.01 \leq dc/L \leq 0.14$

横越流区間より上流の全流量 Q から横越流下流側の主要水路を流れる流量 Q_m を引き, 横越流部より流れる流量 Q_s を求めた. 横越流部より流れる流量 Q_s と横越流下流側の主要水路を流れる流量 Q_m との流量分配比 Q_s/Q_m について $Q_s/Q_m=f(dc/L, L/B)$ の関係に従って流量分配比 Q_s/Q_m を実測値で整理したものを図 3 に示す. 図に示されるように, Q_s/Q_m は dc/L が大きくなるほどに数値が小さくなり, L/B が大きくなるほど流量分配比が大きくなる. 相対堰長 L/B が大きくなることによって横越流の排水能力が高まり, 流量分配比 Q_s/Q_m が大きくなったものと考えられる. 流量分配比 Q_s/Q_m は次式で近似される.

$$\frac{Q_s}{Q_m} = \left(18.9 \frac{L}{B} + 12.72\right) \left(\frac{dc}{L}\right)^2 - \left(4.65 \frac{L}{B} + 5.45\right) \left(\frac{dc}{L}\right) + 0.686 \frac{L}{B} + 0.905 \quad (7)$$

適用範囲 $(1.97 \leq L/B \leq 4.42), (0.0136 \leq dc/L \leq 0.139)$

水面勾配 $\Delta h/L$ (水深差 $\Delta h=(H_1 - H_2)$) について $\Delta h/L=f(dc/L, L/B)$ の関係に従って整理したものを図 4 に示す. 図に示されるように, $\Delta h/L$ は dc/L が大きくなるほど負の方向へ大きくなり, L/B が大きくなるほど水面勾配 $\Delta h/L$ は負の方向へ大きくなる. これは, Q_s/Q_m が大きくなり, $\Delta h/L$ が上り勾配になりやすくなったものと考えられる. 水面勾配 $\Delta h/L$ は次式で近似される.

$$\frac{\Delta h}{L} = -\left(0.0847 \frac{L}{B} + 0.244\right) \left(\frac{dc}{L}\right)^2 + \left(-0.0146 \frac{L}{B} + 0.0327\right) \left(\frac{dc}{L}\right) - 0.00102 \frac{L}{B} + 0.00601 \quad (8)$$

適用範囲 $(1.97 \leq L/B \leq 4.42), (0.0136 \leq dc/L \leq 0.139)$

(4),(5)式に近似式(6),(7),(8)式を代入することによって, $(H_2-S)/L=f((H_1-S)/L, L/B)$ の関係が推定可能となる. その推定結果を図 5 に示す. 図に示されるように, L/B が大きくなるにつれて, Q_s/Q_m が大きくなるため, $(H_2-S)/L$ は $(H_1-S)/L$ に対して曲線変化するようになる.

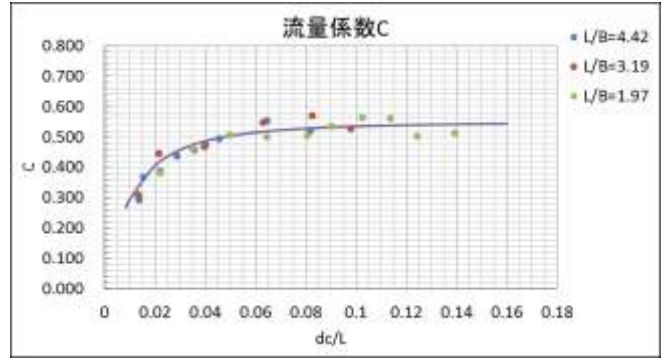


図 2 流量係数と相対横越流幅との関係

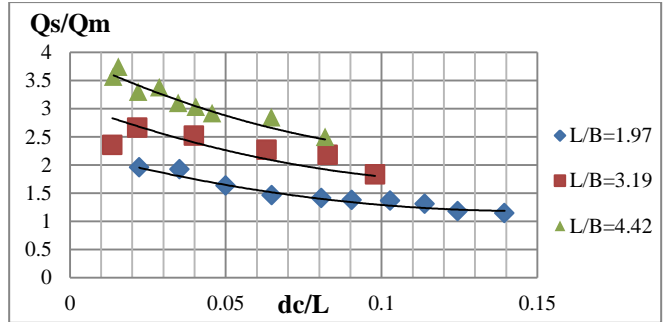


図 3 $Q_s/Q_m=f(dc/L, L/B)$ の関係

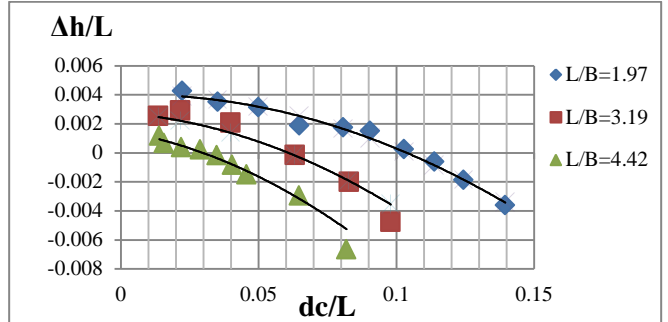


図 4 $\Delta h/L=f(dc/L, L/B)$ の関係

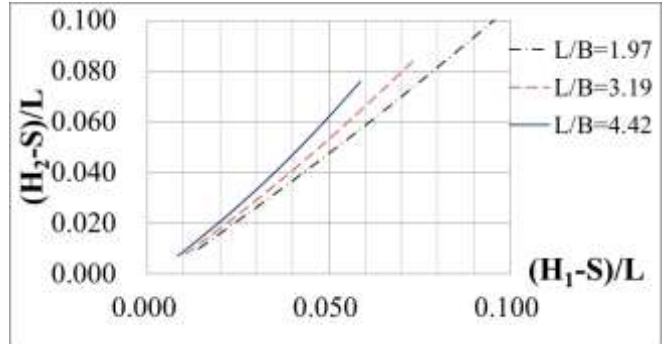


図 5 $(H_2-S)/L=f((H_1-S)/L, L/B)$ の推定曲線

参考文献

- 1) 浦勝, 木田宜慶, 秋山壽一郎, 森山宏孝: 主流に対して角度を有する横越流堰の流量係数, 水工学論文集, 第 44 巻, pp.545-550, 2000.
- 2) 鬼束幸樹・秋山壽一郎・常松智博・俣賀円: 相対堰高がゼロで接近流が常流の場合の横越流堰の流量係数 水工論文集, 第 49 巻, 2005.
- 3) 鬼束幸樹, 秋山壽一郎, 常松智博, 武田雅俊: 接近流が常流の場合の横流出を伴う流量式, 水工学論文集, 第 48 巻, pp.529-534, 2004
- 4) 秋山壽一郎・重枝末玲・大庭康平: 直線河道における破堤氾濫流の横越流特性と流量式の改善 土木学会論文集 B1 (水工学) vol.67, pp901-906, 2011.
- 5) Subramanya, K., and Awasthy, S.C., Spatially varied flow over side weirs, Journal of the Hydraulics Division, ASCE, Vol.98, No.1, pp.1-10, 1972.