

横越流堰における Hager 式の適用に関する一考察

九州共立大学工学部 正会員 瀧田 康雄 九州共立大学工学部 正会員 荒尾 慎司
 同上 非会員 舟木 仁志 同上 非会員 瀬川 成也
 建設技術研究所 非会員 石本 俊亮 九州大学工学研究院 フェロー 楠田 哲也

1. はじめに

平成11年度に改訂された水理公式集¹⁾には、横越流堰からの越流量を算定する式として新たに Hager の式²⁾が掲載されている。本式は正面越流量を基本として横越流に関する3種の補正項を乗ずることによって定式化されている。Hager は刃形堰を用いて堰上流端でのフルード数を0.3から2まで変化させたとき、本式により算出された横越流量が実測値を±5%以内で推定できるとしている。従来の研究^{3) 4)}では、長方形断面および台形断面水路において、堰上流端でのフルード数が0.8よりも小さい場合(常流)に、誤差±10%程度以内で実測値を推定できることが示されている。しかし、James ら⁵⁾はフルード数が1~1.5付近(射流)で越流係数がかなり大きくなるような指摘もしており、検討の余地が残されている。本報告では、著者ら⁶⁾と中川ら⁷⁾がそれぞれ円形管路と長方形断面水路を用いて得られた越流量(実測値)と Hager が実務的に取り扱い易いように簡易化した越流量式(射流)からの推定値(計算値)との比較を行い、Hager 式の妥当性について考察する。

2. 堰区間が射流となる水面形状の簡易式

Hager は、堰区間が射流となる場合の水面形状(図-1、2参照)を表わす式として次式を提案している。

$$\frac{y-W}{c-W} = N \exp \left[\frac{-nX/2}{1.4-2.5|W-0.1|^{2.5}} \right] \quad (1)$$

なお、(1)式の右辺の[]の中の分母は、Sassoli (1963)⁸⁾の実験データに基づいて得られたものである(図-2参照)。

ここに、 $y = h/H$ (h :水深、 H :水路底面を基準としたエネルギー水頭(堰区間で一定))、 $c = hc/H = 0.737$ (hc :限界水深)、 $W = w/H$ (w :堰高)、 $N = 0.725$ (片側越流、 $n=1$)、 $N = 0.800$ (両側越流、 $n=2$)、 $X = x / ((D/H)^{0.6}H)$ (x :堰上流端を始点とした流下距離、 D :管内径、長方形断面水路では $X = x/B$ (B :水路幅))である。

3. 横越流量の算定方法

円形管路に設置された横越流堰からの越流量の算定方法は以下の手順による。管内径 D 、横越流堰への流入水量 Q_1 、堰長 L 、堰高 w 、堰上流端での水深 h (限界水深より小さな値)を既知として、①堰上流端でのエネルギー水頭 $H (=$

$h + V^2/2g$ (V :断面平均流速、 g :重力加速度)から相対水深 y を求める。②(1)式からこの相対水深 y が生ずる $\Delta X (= X)$ の値を求める(図-2参照)。③堰長 L から相対堰長 $L' = L / ((D/H)^{0.6}H)$ を求め、図-2の座標原点(0,0)から堰下流端までの相対流下距離 $X = \Delta X + L'$ を算出する。④この X と相対堰高 W を(1)式の右辺に代入し、 $(y-W)/(c-W)$ の値を算定する。⑤この値から堰下流端での相対水深 y を求め、さらに堰下流端での水深 h と流下断面積 A から堰下流側の管路内流出量 $Q_2 = A\sqrt{2g(H-h)}$ を求める。⑥最後に、堰からの全越流量(計算値) $\Delta Q = Q_1 - Q_2$ を求める。

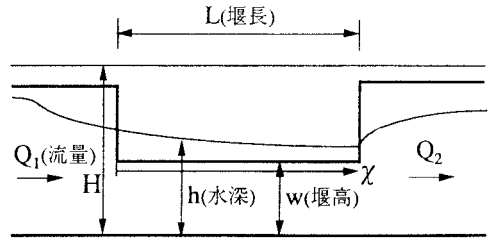


図-1 横越流堰

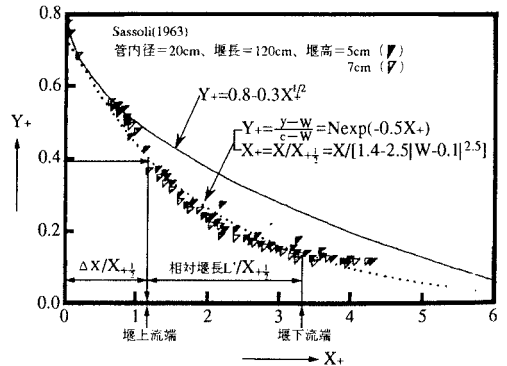


図-2 (1)式により算定される水面形状(破線)

4. 実験で用いられた模型の概要と堰上流端でのフルード数

著者らが用いた模型は、内径9.85cm、堰長10、20、30、50cm、堰高2、3、3.5、4、5cm、管勾配水平の円形管路である。中川らが用いた模型は、水路幅20cm、堰長20、30、40、50、60cm、堰高3、5cm、水路勾配1/1000の長方形断面水路である。また、著者らと中川らの実験では堰上流端でのフルード数はそれぞれ1.006~1.171、1.021~1.229である。

5. 実測値と計算値の比較

(1)式をそのまま著者らと中川らのものに適用して得られた越流量の計算値と実測値の比較をそれぞれ図-3と図-5に示す。いずれの場合も、計算値の方が実測値よりも小さくなっており、同じ傾向を示している。この理由は、(1)式では堰下流端での水深 h を大きく見積もるため、堰下流側の流出量 Q_2 が多くなるからである。紙面の都合上、ここでは割愛しているが、著者らの実験データに基づく水面形状は、図-2中のSassoli (1963)のものよりもよりやや低くなっている。著者らや中川らの計算値を実測値に近づけるためには、堰下流端での水深 h をより小さく見積もる必要がある。これを行うためには、(1)式の右辺の[]の中の分母を小さな値にすればよい。そこで、単純なやり方ではあるが、[]の中の分母の第1項目の係数1.4を小さくした場合にどうなるかという検討を行ってみた。係数を1.0にしたときの結果を図-4に示す。係数を1.0にすると、いずれの堰高、堰長でも計算値と実測値がほぼ一致することがわかる。長方形断面水路(中川ら)についても同様に係数を1.0にすると、45°の直線には近づくが、越流量が少ない場合、実測値の方が計算値よりもやや大きな値となり、計算値と実測値は一致しない。この理由のひとつに円形管路と長方形断面水路の流速分布の違いが挙げられる。

6. おわりに

本報告では、堰区間が射流となる著者らと中川らの実測データを基に、Hager式からの計算値との比較を行った結果、Hager式では越流量をやや小さく見積もることがわかった。しかし、Jamesら⁵⁾の式よりもはるかに計算精度が高いことが確認された。本式の改善案として、最も単純な方法ではあるが、式中の係数を一部修正しただけでも、円形管路では越流量の計算値と実測値がほぼ一致する。

《参考文献》

- 1) 水理公式集平成11年版,第3編ダム・発電編,pp.250-251,1999.
- 2) Hager, W.H.: Wastewater Hydraulics, pp. 477-542,1999. 3) 荒尾ら: 直線水路における横越流堰の分水特性に関する実験的研究および理論的研究の検証, 下水道協会誌, Vol.37, No.448, pp. 151-164, 2000. 4) 浦ら: 台形断面水路に設置された横越流堰の流量式と係数, 水工学論文集, 第42巻, pp.691-696, 1998. 5) Jamesら: Modelling side-weir diversion structures for stormwater management, Can. J. Civ. Eng. Vol.9, pp.197-205, 1982. 6) 平成5, 9, 10年度九州共立大学卒業論文. 7) 中川ら: 横越流せきの越流特性について, 京大防災研年報, 第11号B, pp.249-265, 1968. 8) Sassoli, F.: Ricerca sperimentale sugli sfioratori laterali in canali a sezione circolare, Convegno di Idraulica Pisa, A (12), pp.1-19, 1963.

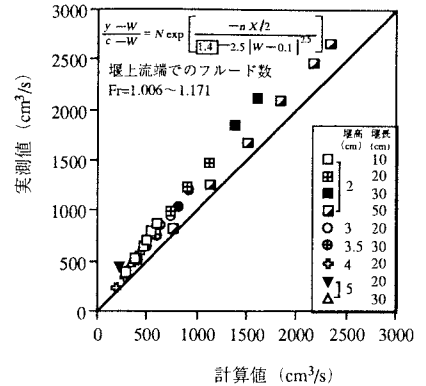


図-3 計算値と実測値の比較
(1)式をそのまま利用)

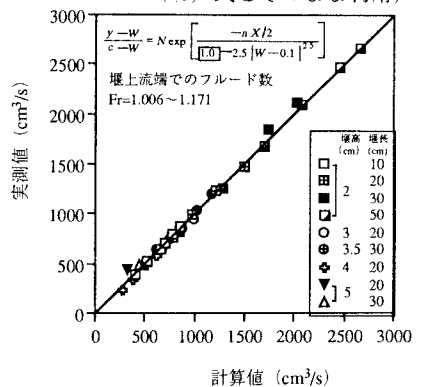


図-4 計算値と実測値の比較
(1)式右辺の分母の係数1.0)

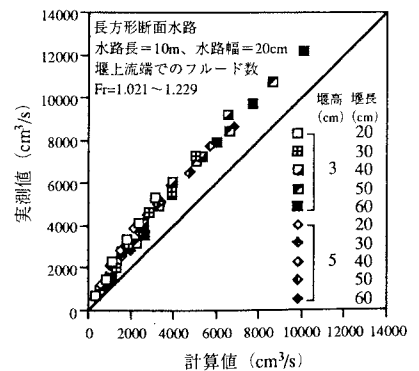


図-5 計算値と実測値の比較
(1)式をそのまま利用)