

台形堰の流量公式の一検討

建設技術研究所 正〇吉崎 恭隆 建設省 正 瀬戸口 忠臣
山口大学工学部 正 羽田野袈裟義 学 太田 幸孝

1. まえがき

堰をもつ河川の洪水時の不等流計算では堰部で堰公式を用いるのが一般的であろう。しかしながら、従来の堰公式は開水路部のフルード数が約0.2以下の実験から導かれているのに対し、洪水時に河道部ではフルード数が1程度まで達するため、既往の堰公式の適用は注意を要する。ここでは台形堰についての本間¹⁾の式、およびその実験データに基づき若干の検討を行なう。

2. 本間の研究の検討

本間は図-1に示すような台形断面の堰堤に関する実験を行い、 h_2/h_1 の値により完全越流、不完全越流、もがり越流の3つの流動形態に分類されることを示し、これら3つの越流形態に対し各々式(1)、(2)および(3)の流量公式を与えている。

$$Q = \mu B h_1 \sqrt{2gh_1} \quad (1); \quad Q = (\alpha h_2/h_1 + \beta) B h_1 \sqrt{2gh_1} \quad (2);$$

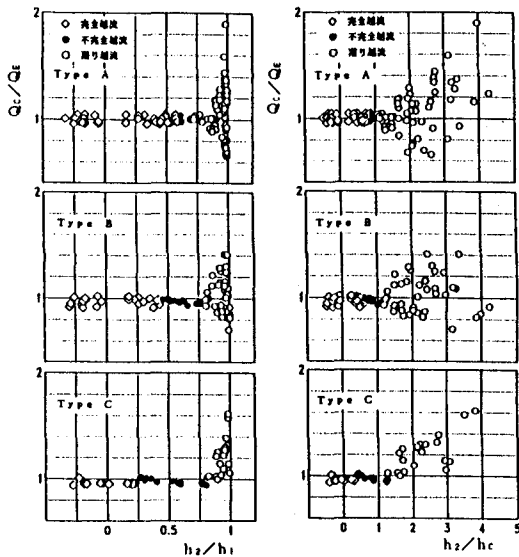
$$Q = \mu' B h_2 \sqrt{2g(h_1 - h_2)} \quad (3)$$

ここで、 μ 、 α/μ 、 β/μ 、 μ'/μ 、および上記の3つの越流形態を区分する h_2/h_1 の値は堰堤上流面勾配 S_U と下流面勾配 S_D により変化するとし、勾配 S_U と S_D により次のように分類している。

図-1 台形堰²⁾

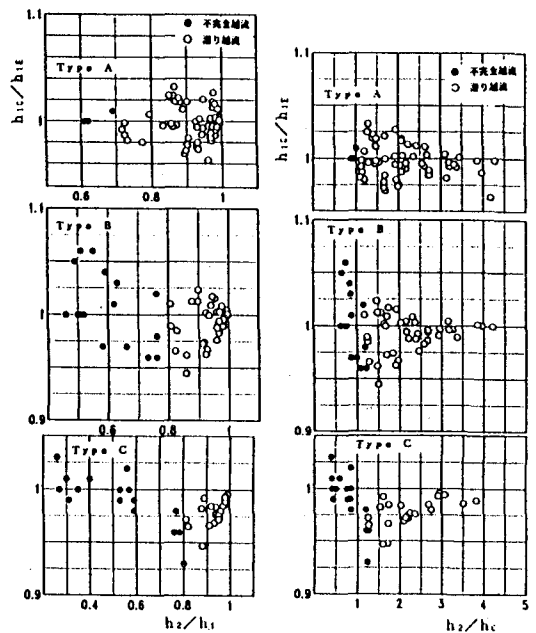
- A: $S_D < 3/5$, $S_U > 3/4$
B: $S_D \approx 1$, $S_U > 3/2$
C: $S_D \approx 3/2$, $S_U > 3/1$

図-2は、式(1)~(3)に h_1 と h_2 の実験値を適用して得られる流量の計算値と実験値の比 Q_C/Q_E をプロットしたもの、そして図-3は河川の不等流計算を考慮し、 Q と h_2 の実験値から式(1)~(3)の逆算により得



(A) $Q_C/Q_E \sim h_2/h_1$ (B) $Q_C/Q_E \sim h_2/h_c$

図-2 本間式による流量の計算結果



(A) $h_{1c}/h_{1E} \sim h_2/h_1$ (B) $h_{1c}/h_{1E} \sim h_2/h_c$

図-3 本間式による上流水深の計算結果

た h_1 とその実験値の比 h_{1c}/h_{1E} をプロットしたものである。図中 h_c は限界水深、横軸の量は実験値である。図より、流量については、完全越流と不完全越流では実験値と計算値の一致は比較的良好であるが、潜り堰では両者の不一致が著しい。また、上流水深については、実験の範囲では相対誤差が 10% 以下と割合良好であるが、 h_2 が大きいと流量 Q の精度が落ちる(図-2 参照)のに対し、上流水深 h_1 にはその傾向はみられずむしろ逆の傾向が認められる(図-2 (B)、3 (B) 参照)。このことは上式の矛盾を示唆している。特に、検討しているデータが公式の元データであることを考えると、この問題は看過できない。

3. 台形堰の潜り越流

上記の問題を解決する方法を探る手がかりを得るため、埦口³⁾を参考にして運動量の式とベルヌイの式を組み合わせることを試みる。図-1 中、堰上で水深が最小となる断面Ⅲが存在する。この断面では流線は堰頂に平行であると考えられる。この断面Ⅲと下流水深測定断面Ⅱに運動量の定理を適用する。ただし、第一段階として、断面Ⅰ、Ⅱ、Ⅲおよび堰下流面の圧力は静水圧分布であり、堰下流面区間の水面高さは断面Ⅲの水面高さに等しいと仮定する。また、上流水深測定断面Ⅰから断面Ⅲまではエネルギー損失は無視しようと考えられる。以上よりエネルギーの式と運動量の式は、

$$\frac{\alpha_1}{2g} \left(\frac{q}{h_d + h_1} \right)^2 + h_1 = \frac{\alpha_3}{2g} \left(\frac{q}{h_3} \right)^2 + h_3 \quad (4); \quad \rho q \left(\frac{\beta_2 q}{h_d + h_2} - \frac{\beta_3 q}{h_3} \right) = \frac{1}{2} \rho g [(h_d + h_3)^2 - (h_d + h_2)^2] \quad (5)$$

不等流計算を考慮し、 h_d 、 q および h_2 が与えられたとき h_1 を求めることを考える。まず、与えられた水理量から式(5)により堰頂水深 h_3 を求め、この h_3 を式(4)に用いて越流水深 h_1 を求める。その計算結果が潜り越流のケースについて図-4 および 5 に示されている。但し、簡単のため $\alpha_1 = \alpha_3 = \beta_2 = \beta_3 = 1$ とした。

それによると、 h_2 が大きい部分では h_1 の計算値は実験値と近い値を示すが、

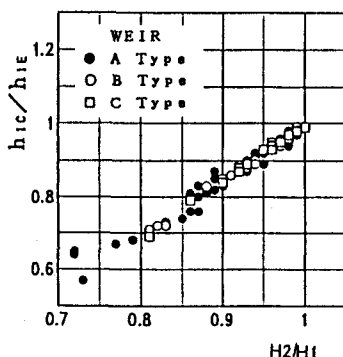


図-4 h_{1c}/h_{1E} と h_2/h_1

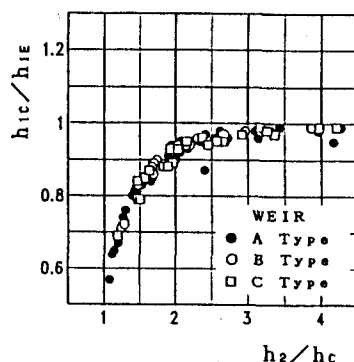


図-5 h_{1c}/h_{1E} と h_2/h_c

は実験値と近い値を示すが、これが小さくなると実験値より小さめの値を与えている。これは、 h_2 が小さくなるにつれて、断面Ⅲでの圧力が静水圧から次第に離れてくることがその主因と考えられる。図-4、5 は図-2 (A)、(B) に比べて相対誤差は大きい、プロットがより系統的であり、本解析の有効性を示唆している。今後、圧力分布を詳細に検討し、解析に組み込む予定である。また、本解析法のほか断面ⅠとⅡに運動量の定理を適用し、堰の抵抗として評価する方法も検討中である。

謝辞 九州大学平野宗夫教授に有益なご教示を賜った。記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 本間 仁：低溢流堰堤の流量係数、土木学会誌、26巻6号および9号、1940。
- 2) 土木学会：水理公式集、1971。
- 3) 埦口英昭：潜りゼキの流量の一計算法について、九大工学集報、第48巻4号、1975。