

II-226 霞堤の遊水機能に関する実験的研究

東北大学大学院 学生員○大森 隆
東北大学工学部 正 員 首藤伸夫

1. はじめに

霞堤は、洪水遊水機能を有する河川構造物であるが、その効果の定量的評価はまだほとんどなされていない。本研究では、水理実験により流量係数のような形で霞堤の効果を検討する。

2. 実験方法

長さ6m, 水路幅60cm の水路を使用して実験を行った。水路勾配は $1/75, 1/150, 1/500$ の3種, 霞堤開口幅は 45cm, 14cm の2種とした。霞堤が本堤となす後退角は 40° に固定した。

流量は $4.0 \times 10^3 \text{ cm}^3/\text{s}$ から $14.0 \times 10^3 \text{ cm}^3/\text{s}$ の範囲で変化させた。

図-1 に示す水路に流量 Q の水を流し、霞堤から流出する流量 Q_w 及び水路末端からの流出量 $(Q - Q_w)$ をそれぞれ三角堰で測定した。

水深分布は2cm四方間隔におよそ400地点で測定して描いた。

また、Froude数算定のための水深 h_1 は、霞堤の上流でその影響を受けない断面において10cm間隔に7点測り、その平均値を用いた。流速分布は直径3ミリの超小型プロペラ流速計を用いて測定した。

3. 実験結果とその分析

水路勾配の違いによる流況を比較する。

(1) 射流水路 (勾配 $1/75, 1/150$)

この時の全体的な流況は図-2 のようになる。

なお、この図は鉛直方向に5倍拡大してある。

(等水深線は1mm間隔)

射流で開口部から流れ出た水は、霞堤に当たってジャンプする(図-3, A部分)。ここで射流から常流に遷移する。ここから左に流れる水は常流(A)から射流(B)になって流れ出る。その後再び常流に遷移する(図-3, C部分)。また図-2のように霞堤接合部から対岸に向かって衝撃波が形成される。

この付近での流速分布は図-4, 図-5 に示す。

両者を比較すると明らかなように $1/150$ の方が大きく曲がりながら霞堤に衝突していることが分かる。また、流れの大きい部分と、ほとんど流れていない部分とがはっきりと区別できる。

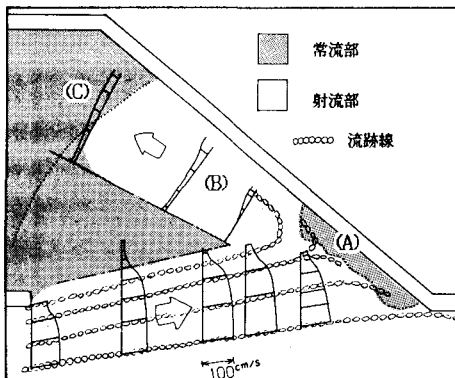


図-3. 射流時の開口部付近流況図

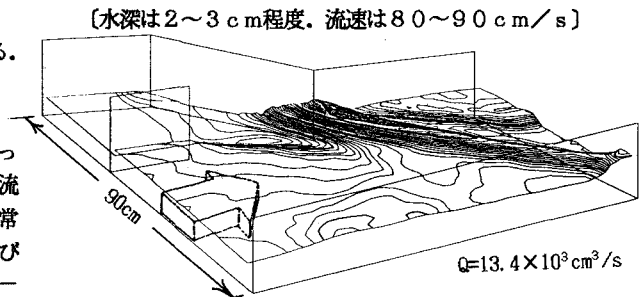


図-2. 勾配 $1/150$ (射流) 時の等水深線図

そこで、図のように角度 θ を求めることができる。開口部から流れ出た水は本川堤防の法線から離れ、角度 θ をなして霞堤に衝突する。角度 θ は図-6 に示す様に、同一勾配なら、流速に比例して大きくなる。

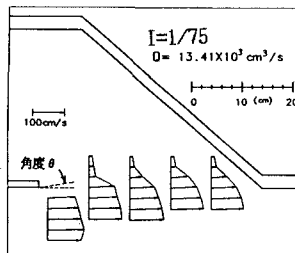


図-4. 流速分布図

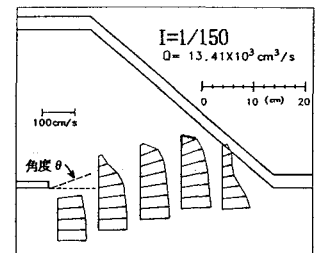


図-5. 流速分布図

(2) 常流水路（水路勾配1/500）

この時の全体的な流況は図-7のようになる。（鉛直方向に5倍拡大）

(3) 遊水率

ここでは、霞堤の遊水機能を評価するパラメータとして、次式を定義する。

$$p = \frac{Q_w}{Q} \quad (1)$$

ただし、 p :遊水率(%), Q_w :霞堤からの流出量(cm^3/s),
 Q :全流量(cm^3/s)である。

実験結果を基に、遊水率を Fr 数との関係として表示すると図-8のようになる。なお、パラメータとして水路幅(B)、開口幅(L)を用いている。図より、 Fr 数=1を境として遊水率に大きな違いがみられる。また、大きな傾向としては、 Fr 数が増加するにつれて遊水率は小さくなっている。

(4) 流量係数（射流の場合）

開口部単位幅当りの流出量を考える。開口部では、図-9のように、場所的に水深の変化があるのでこれを考慮する。霞堤の上流部では等流であるとする、シェジ-の式より

$$Q = BhV = BhC_1 \sqrt{\rho gh_1 I} \quad (2)$$

C_1 はシェジ-の係数。

また、De Marchiによると、横越流堰から流出する流量は次式で表される。

$$q = C_2 h^{3/2} \quad (3)$$

q は単位幅当りの流出量、 h は堰頂を基準とする水深。この式を霞堤に適用する。

$$Q_w = L_a C_{2a} h_a^{3/2} + L_b C_{2b} h_b^{3/2} \quad (4)$$

C_{2a} 、 C_{2b} は霞堤の流量係数である。

さきに述べた遊水率 p は次式で表される。

$$p = \frac{Q_w}{Q} = \left[C_a \frac{L_a}{B} + C_b \frac{L_b}{B} \left(\frac{h_b}{h_1} \right)^{3/2} \right] \frac{1}{\sqrt{I}} \quad (5)$$

ただし、 $h_1 \doteq h_a$ とした。

実験結果から C_a 、 C_b を求める。

$$C_a = \begin{cases} 0.10 & (I=1/75) \\ 0.25 & (I=1/150) \end{cases}, \quad C_b = 0.30 \quad (6)$$

ここで、 h_b/h_1 は常流から射流への遷移の際の共役水深である。

$$\frac{h_{bc}}{h_1} = \frac{1}{2} (\sqrt{1+8Fr^2} - 1) \quad (7)$$

そこで、(7)式に実験値を代入してジャンプ後の水深 h_{bc} を求め、実際的水深 h_b と比較する。（図-10）。

4. おわりに

流量係数は、常流時と射流時で異なり、しかも射流時には河床勾配の影響を受けているようである。今後、実験例を増やしようとした点の確認が必要である。

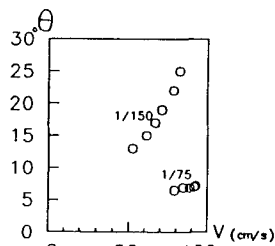


図-6. $\theta \sim V$ 図

[水深は4~5 cm. 流速は50~60 cm/s]

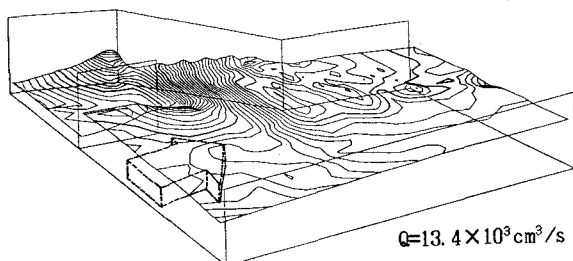


図-7. 勾配1/500（常流）時の等水深線図

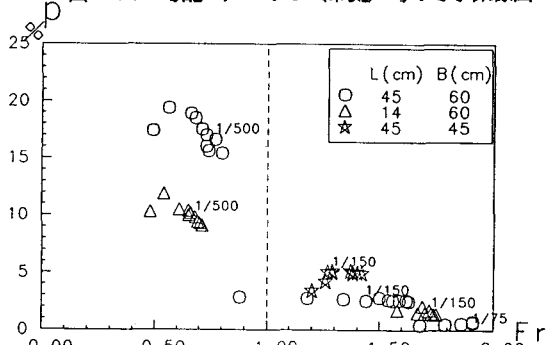


図-8. $p \sim Fr$ 図

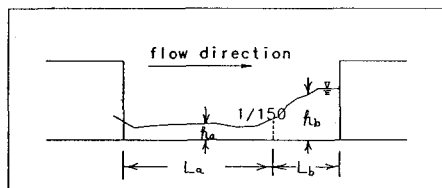


図-9. 開口部水深図

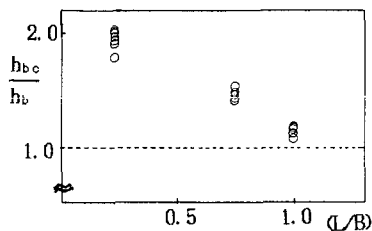


図-10. h_{bc} と h_b の比較