

建設省 土木研究所 正員 渋谷武治
小川良市

1. まえがき

筆者らは現在、北上川一ノ関地区に計画されている遊水池計画に対し、縮尺水平 $1/100$ 、鉛直 $1/20$ の模型を使って水理的な検討を行なっているが、あわせて越流堤下流の減勢工についても、縮尺が水平・鉛直共 $1/5$ の二次元模型を使って検討を行なっている。

減勢工の考え方としては、跳水前の射流水深 h_1 に対する矢艱な常流水深 h_2 が得られるように減勢工の高さや水たまりの長さを考えればよいと思う。もちろん他に特殊要素があればそれも考慮する。矢艱水深 h_2 を求める式としては、今筆者らが検討を行なおうとしている範囲の中では次のような式が考えられる。

$$\frac{h_2}{h_1} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8 Fr_1^2} - 1 \right) \dots\dots (1)$$

$$\frac{h_2}{h_1} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + \frac{8 Fr_1^2}{\cos \theta + \frac{2W}{w_0(dT-d_1^2)}}} - 1 \right) \dots\dots (2)$$

$$\frac{h_2}{h_1} = \frac{1}{2 \cos \theta} \left(\sqrt{1 + \frac{8 Fr_1^2 \cdot \cos^3 \theta}{1 - 2 K \tan \theta}} - 1 \right) \dots\dots (3)$$

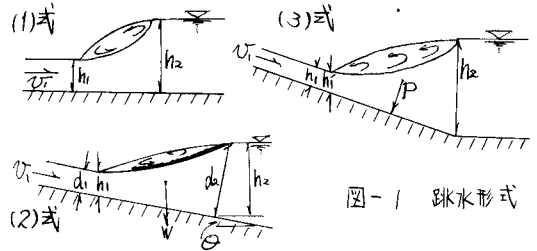


図-1 跳水形式

詳細な記号説明は詳細するので文献1,2を参照されたい。

現地状況は、越流水深および下流水深により跳水の状況が複雑に変化し、1つの式で矢艱水深を求め減勢工の位置・高さを求めるには不安が多かった。そこで、筆者らはまず公式の使用範囲を求め、次に遊水池越流堤下流の減勢工について決定する手順を考えた。以下この手順について経過を概報する。

2. 越流堤減勢工の実験

減勢工の検討実験は、長さ 30m 巾 60cm 深さ 80cm の片面ガラス張り水路に、縮尺 $1/5$ (縦横共) のベニヤ製越流堤を設置して行なった。越流堤は前面3割後面5割で配である。減勢工は初期案としては垂直阻壁形式のものが考えられたが、この形式だと阻壁越流後の流れの乱れが激しく好ましくないため、結局掘込み式の減勢工を考え検討を行なった。水位はポイントゲージを使った。このため、水の乱れの激しい矢艱水深付近の測定は若干個人差を伴う。

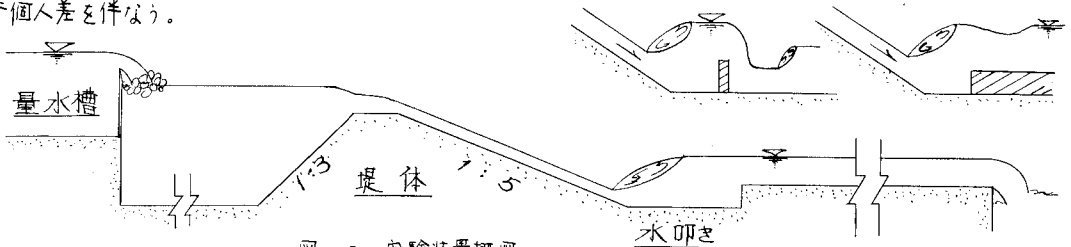


図-2 実験装置概図

3. 結果および検討

3.1 公式の適用について

矢艱水深 h_2 を求める公式の適用を実験により求めてみた。その結果を示すと図-3のようになる。すなわち、 h_1, h_2 共に斜面内にあるのはほぼ上述(3)式の上についているが、 h_1 が斜面内 h_2 が水平部分の場合は(1)式と(3)式の間にいつている。なお、(2)式と(3)式はほぼ同値である。このことから、 h_2 を求める公式としては、2つは上述の

(1), (3)式とし、中流的な跳水状況を考えた式として安全側を考えた図中ののこりー線を使用することとした。

3.2 跳水長 L_w と h_2 の関係

L_w と h_2 の関係については多くの実験式がある。たとえば、

$$L_w = 4.5 h_2 \dots (4) \text{ (水平水路, Safraneq)}$$

$$L_w = 6.0 h_2 \dots (5) \text{ (, 傾斜水路)}$$

$$L_w = 3.5 h_2 \dots (6) \text{ (勾配5割, ")}$$

筆者らが実験で求めた Data を示すと図-4 のようになり、ほぼ3倍程度になっていた。この結果から、安全側で決定するため、水平跳水の場合には(5)式を、斜面内跳水の場合には(6)式を使用することとした。

3.3 Δh の求め方

Δh とは図-5に示す値をいう。

Δh は次式で求められるはずである。

$$\Delta h = h_2 - h_1 - h_0 \dots (7)$$

h_2 を求める式に(3)式を使うと、

Δh を求める(7)式は次式で表わされる。

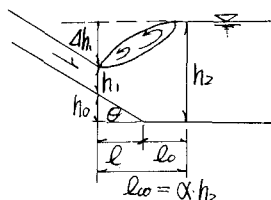


図-5 Δh

$$\Delta h = \left\{ \frac{(1 - \alpha \tan \theta)}{2 \cos \theta} \left(\sqrt{1 + \frac{8 Fr_1^2 \cos^2 \theta}{1 - 2K \tan \theta}} - 1 \right) - 1 \right\} h_1 + l_0 \tan \theta \dots (8)$$

斜面内跳水の場合には $l_0 = L_w$, $\alpha = 3.5$ 、水平部跳水の場合には $\theta = 0$, $\alpha = 6.0$ と置く。このようにして求めた値を図示すると図-6 のようになる。実験 Data はかなりバラついているが一般的にこの式を使うこととする。

3.4 越流水深 H と射流水深 h_1 の関係

単位巾流量を q とすると

$$q = CH^{\frac{3}{2}} = h_1 \cdot v_1 \dots (9)$$

$$v_1 = M \sqrt{2g(D+H)} \text{ とすると}$$

(9)式の q , 3項より

$$h_1^{\frac{3}{2}} = \frac{C^2 H^3}{2g M^2 (D+H)} \dots (10)$$

この式で求めた値は図-8に示す。ベニヤ表面の模型堤ではその差が大きい、表面をアクリル樹脂板で処理した値は式(10)で求めた値に近づており、(10)式が使える。

4. 減勢工の決定

まず3次元模型をつづつ H を求め、以後上記グラフを使って減勢工の位置あるいは水叩き長を求めてゆく。

なお、減勢工のいらない場合も生じる。

1. Kindwater: Trans ASCE 1944

2. 土木学会: 水理公式集

3. 佐藤清一: 土木試験所報告 72号

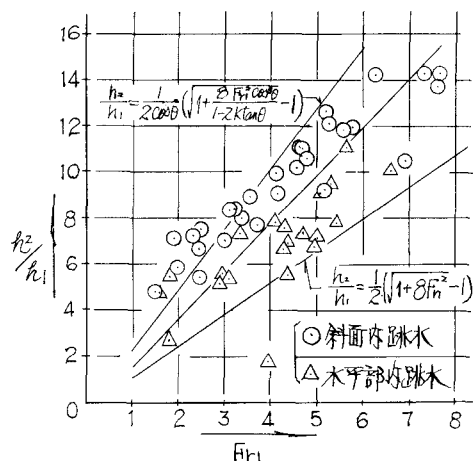


図-3 $Fr_1 \sim h_2/h_1$

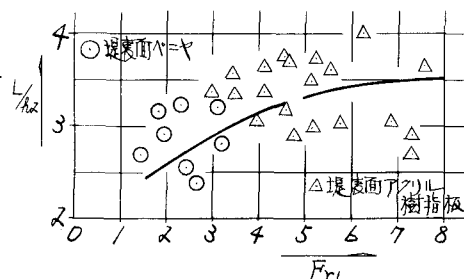


図-4 $L_w/h_2 \sim Fr_1$

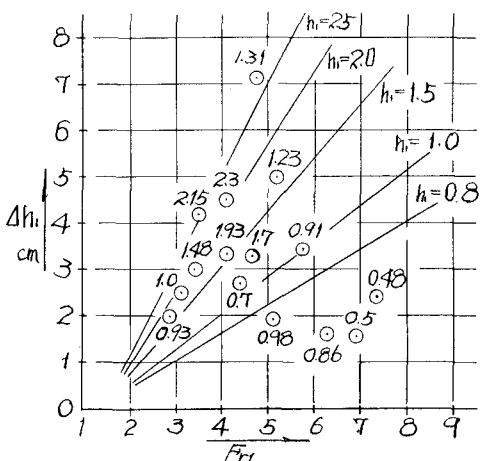


図-6 $\Delta h \sim Fr_1$

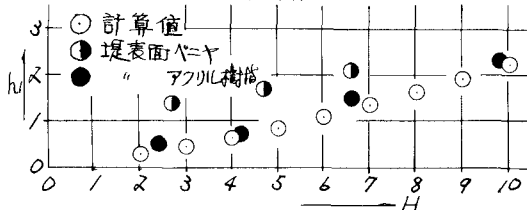


図-8 $H \sim h_1$