

電源開発 K.K. 正会員 丸山勝久
日大理工学部 正会員 栗津清蔵
日大理工学部 正会員 大津岩夫

重力式ダム等における減勢工として、特に下流水位-流量曲線が跳水曲線より低い場合、副ダムや段上り (Abrupt rise) が用いられ、水理公式集等に算定式が記載されているが、さらに検討の余地があると思われる。また副ダム下流の適切な河床保護工を設計するうえで、副ダム下流の流況を知ることが必要である (ここでいう副ダムとは、跳水の常流側水深を確保する水叩き補助構造物を意味する)。この報告では、副ダム高と段上り高の算定式に関する実験的検討、および副ダム下流の流況の Type と流速特性についての実験的検討を加え、減勢工設計指針の一資料としようとするものである。

1. 副ダムについて (図-1 参照)

a) 岩崎の式⁽¹⁾ $(h_{h1}) = \{[(1+2F_1^2)\sqrt{1+8F_1^2} - 1 - 5F_1^2]/(1+4F_1^2 - \sqrt{1+8F_1^2})\} - (3/2)F_1^{2/3}$ 設置位置 $X = 5h_2$ ----- (1)

I, II 断面 ($\beta = 1$, 静水圧分布と仮定) 間に運動量方程式、副ダム上で限界水深を生じるものとして II, III 断面 ($\alpha = 1$, 静水圧分布と仮定) 間にベルヌイの定理を適用している。副ダム形状については触れていない。

b) Forster and Skrinde の式⁽²⁾ $(h_{h1}) = \{(\sqrt{1+8F_1^2} - 1)/2\} - \sqrt{3F_1^{2/3} - (1/2)(\sqrt{1+8F_1^2} + 1)}$ ----- (2)

副ダム上 (幅厚せき) で限界水深を生じるものとして I, II, III 断面 ($\beta = 1$, 静水圧分布と仮定) 間に運動量方程式を適用している。

c) 次元解析 副ダムによる跳水現象を支配する物理量を用いて次元解析を行なうと (3) 式が得られる。

$$f(F_1, h_{h1}, X/L_s, \text{Shape}) = 0 \quad \text{----- (3)}$$

跳水の常流側水深の確保のため $X = 5h_2$ の位置に副ダムを設置して実験を行なった。図-2 に示すように堤頂幅を考慮すると、 $0.4 \leq (H/L) \leq 1.0$ で (1) 式を満足する安定した跳水を得ることができる。これは副ダム上で安定した限界水深 h_c が生じることによるものと考えられる。設計上 $L \approx H = (3/2)h_c$ とすると経済的である。また副ダム前面にまをみを入れた場合にもほぼ同様な結果が得られる。

2. 段上り (Abrupt rise) について (図-3 参照)

Forster and Skrinde の式⁽¹⁾⁽²⁾ $(h_{h1})^2 = 1 + 2F_1^2 \{1 - (1/(h_{h1}))\} + (h_{h1}) \{ (h_{h1}) - \sqrt{1+8F_1^2} + 1 \}$ ただし、 $h_c < h_5 < h_2$ ----- (4)

I, II, V 断面 ($\beta = 1$, 静水圧分布と仮定) 間に運動量方程式を適用している。

設置位置を $X = 5h_2$ とすると、下流水深 h_5 の大小により図-4 に示す通りの流況となる。(4) 式と実験値との比較を図-5 (4) 式を実線で示す) に示す。II, V 断面間の水面が水平となる Type A の領域は図-5 の A 領域であり、(5) 式で表わせる (-----: $(h_{h1}) = F_1^{2/3} (0.188F_1 + 0.912)$)。 $(h_{h1}) > (h_{h1}) \geq F_1^{2/3} (0.188F_1 + 0.912)$ ----- (5)

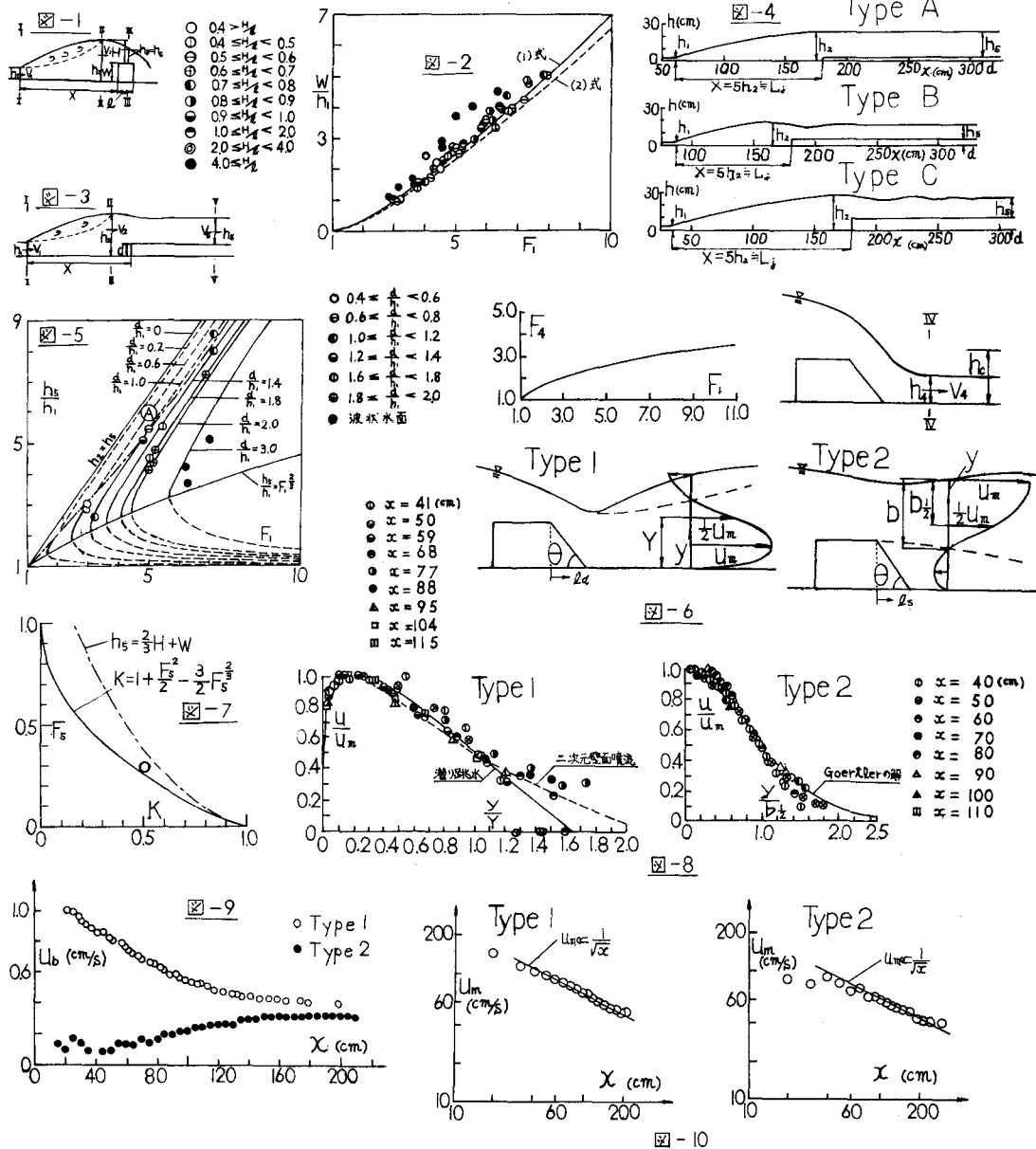
下流水面に多少の落ち込み部のある Type B の場合は (4) 式により d を算定できる。Type C の波状水面を生じる場合は図-5 に ●印で示してあり、(4) 式とは一致しない。

3. 副ダム下流の流況について

副ダム下流の流況は実験 ($F_1 = 7$, $\theta = 45^\circ, 90^\circ$) によると $h_5 > h_c$ の場合、次の二つの Type に分類される (図-6)。Type 1: 二次元壁面噴流や潜り跳水と類似な流況となり、最大流速 U_m が水路床近くにある (副ダム上流側の流況が副ダム下流の水深 h_5 の影響を受けない) 場合。Type 2: 二次元自由噴流と類似な流況となり U_m が水面にある (副ダム上流側の流況が h_5 の影響を受ける) 場合。Type 1 から Type 2 への遷移状況を図-7 (-----: $h_5 = \frac{2}{3}H + W$, -----: $K = 1 + (F_1^2/2) - (3/2)F_1^{2/3}$ 文献(4)) に示す。

④流速分布 図-8 に示すように、Type 1 は二次元壁面噴流あるいは潜り跳水の流速分布と、Type 2 は二次元

自由噴流の流速分布とそれぞれほぼ一致する。③底流速 U_b (底面から水面方向3mmの位置の流速) 図-9に示すように U_b はType 1とType 2とはまったく異なった特性を示す。これより河床洗掘状態にかなりの違いが生じるものと考えられる。④最大流速 U_m の減衰 図-10に示すようにType 1, 2共に U_m の減衰状況は $U_m \propto (1/x)^{1/2}$ に従い、続いて一般開水路の流れに近づいて行く。⑤衝突領域 l_d および剝離領域 l_s Type 1の場合は、衝突領域 l_d が存在し長さは副ダム高 W の1.8倍～2.4倍程度である。また、Type 2の場合は、剝離領域が存在し長さは W の7倍程度であり、段落部の流れに関する従来の実験結果とほぼ一致する。



使用記号の説明 添字1～5:各断面における諸量, b :図-6参照, d :Abrupt rise高, F :フルード数, H : $h_2 - W$, h :水深, h_c :限界水深, $K_i = (W/h_s)$, L_j :自由出水長さ, l_d :剝離領域, l_s :衝突領域, U_b :底流速, U_m :最大流速, V :平均流速, W :副ダム高, X :設置位置, x :流水方向, y : Y :図-6参照, α :速度水頭補正係数, β :運動量補正係数, θ :図-6参照
 参考文献 (1) 水理公式集, (2) Forsler and Skrinde "CONTROL OF THE HYDRAULIC JUMP BY SILLS" Trans. A.S.C.E. 1950, (3) 大津「台形および長方形断面水路の自由出水と滞り出水」土木学会論文報告集 1976 2月, (4) 芦田「開水路断面急流部の水理とその適用に関する研究」京大防災研年報 1962 (5) 橋・平野「段落部における流れの特性と汚泥砂のまき込みについて」九大工学集報 1970