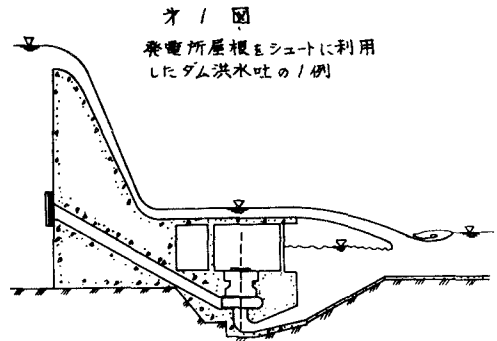


揚水発電所規模の大型化に伴つて、発電所設置位置の問題から、大容量の発電所をダムの直下に建設し、発電所の屋根をシュートに利用するという新しい型式の揚水発電所が計画されている。第1図はこのような型式の発電所の1例を示すもので、

洪水流は屋根上のシュートから、スキージャンプ式に発電所放水路に放流されるようになってゐる。

図のような型式の洪水吐では、洪水放流時の屋根の荷重条件および洪水放流によつて放水庭に誘起される水面の波動の発電所運転に及ぼす影響の解明が設計上の主要な問題点となる。現在、計画中のS発電所の模型実験結果に基づいて行なつた、発電所屋根荷重および放水庭水位変動の解析結果について述べる。



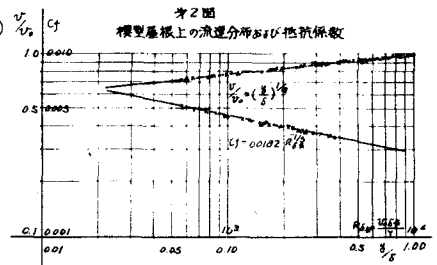
オ1図
発電所屋根をシュートに利用したダム洪水吐の1例

1) 屋根に作用する時間平均的荷重およびその変動

プラスチック製の滑面模型とした模型屋根上の流れは、開水路乱流境界層理論によりよく表現され、その流速分布および抵抗則は次式のようにあつた。(第2図)

$$\frac{v}{v_*} = 5.75 \log \frac{v_* y}{\nu} + 5.5 \quad \text{or} \quad \frac{v}{v_*} = \left(\frac{y}{\delta} \right)^{1/4} \quad (1)$$

$$C_f = \frac{1}{(4.07 \log \frac{\delta v_*}{\nu} \sqrt{C_f + 321})^2} \quad \text{or} \quad C_f = 0.0182 R_{\delta_*}^{-1/5} \quad (2)$$



時間平均的な屋根荷重としては、水深による垂直荷重と剪断力による水平荷重を考えればよいが、粗面の抵抗則に従うと考えられる原型に模型実験結果の換算値をそのまま適用することはできない。Hダムの実験結果を解析したところダム下流面の流速分布および抵抗則は次式のように粗面の対数分布則に従うことが確認されたので、模型実験値の解析結果をもとに粗面の抵抗則に従つて原型の流況を求めた。

$$\frac{v}{v_*} = 5.75 \sqrt{\frac{C_f}{2}} \log \frac{y}{k} + 8.5 \sqrt{\frac{C_f}{2}} \quad \dots \dots \dots (3) \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Hダムの流速分布測定点では、} v_* = 3727 \text{ m/s, } \delta = 0.345 \text{ m} \\ k = 0.06 \text{ mm, } C_f = 0.0022 \end{array} \right.$$

スチールフォームを用いた滑らかなコンクリート面の絶対粗度 k は一般に $k = 0.06 \sim 0.18 \text{ mm}$ とされているが、安全側をとつて $k = 0.18 \text{ mm}$ とし、(4)、(5)式より水平な屋根上の境界層の発達過程を屋根始端の模型実験値を初期条件として数値計算し、剪断力の分布を求めたものを第3図(A)に示す。

$$\frac{d\delta_m}{dx} = \frac{\frac{v_*}{(v_* - 11.50 v_m)} \cdot (gq - v_*^3)}{(8.48 + 5.75 \log \frac{\delta_m v_m}{5.75 v_* k}) \{gq - v_*^3 + g v_* (2 + \frac{v_*}{v_* - 11.50 v_m}) \delta_m\}} \quad \dots \dots \dots (4) \quad \frac{dv_*}{dx} = \left(\frac{g v_*^3}{gq - v_*^3} \right) \frac{d\delta_m}{dx} \quad \dots \dots \dots (5)$$

屋根荷重の変動は水深の時間的变化によるものと、乱流境界層内の圧力変動によるものとの2つにわけて考えた。パルス計数式水位計によつて、パルスの通過率から求めた水深変動の上下限および平均値を第3図(ハ)に示すが、図の水深変化巾は高速流水面の微小変動および複雑に交叉する衝撃波の横方向への緩やかな移動による変動の両者を含むものであり、後者の方が数値的にはるかに大きく、また周期も長いので、上限値を設計上の静荷重として考えるべきであろう。

屋根荷重変動測定のための適当な微圧計が用意できなかったので、Hダムの実測結果をもととし、Kraichnan, Serafini 等の理論、実験を参照して次のように推定した。

平板に沿う乱流境界層内の圧力変動 p_w は、Kraichnan により

$$\sqrt{p_w^2} = \beta c_f \frac{\rho v_0^2}{2} \dots\dots\dots (6)$$

Serafini の実験によると、係数 β は圧力計直径 d と δ_w の比、 d/δ_w の関数で、 $d/\delta_w \rightarrow 0$ で $\beta \approx 3.9$ と推定される。Hダム下流面の圧力変動測定値を解析すると、 $d/\delta_w = 0.880$ で、 $\beta = 1.64$ となり、Serafini の実験曲線上に良く一致した。変動の空間分布としては空間相関の測定値がないため、Serafini の実験より、下流に速度 $v_c \approx 0.8 v_0$ で輸送される渦塊の平均的大きさ、 L_x, L_y を、 $L_x \approx 20 \delta_w$ 、 $L_y \approx 3 \delta_w$ と考えた。第3図(C)に $\sqrt{p_w^2}$ およびその空間分布の1例を示す。

乱流境界層内圧力変動のパワースペクトル P_w は Skudrzyk によると、低周波域および高周波域に対して

$$\left. \begin{aligned} P_w = P_0^2 &= \frac{2\pi \sqrt{p_w^2}}{\omega_0} \cdot \left(\frac{\omega - 1}{m} \right) = \text{const} \quad \omega < \omega_0 \\ P_w = P_0^2 &\left(\frac{\omega_0}{\omega} \right)^m \quad \omega > \omega_0 \end{aligned} \right\} \quad (7) \quad \left. \begin{aligned} \text{但し, } \omega_0 &= 2\pi f_0 \\ &= 2\pi v_c / L_x \\ m &= (-) 3.2 \sim 5 \end{aligned} \right\}$$

Hダム圧力変動のパワースペクトル密度の計算結果の1例を第4図に示すが、(7)式とは多少異なり、勾配の明瞭な変化点は見られない。

2) 放水路の水位変動

洪水落下点の上流側に当る放水庭の水位変動 h_w は落下点下流側に較べてはるかに小さく、 $\sqrt{h_w^2}$ で比較して4程度である。水位変動の1例を第5図に示すが、これを移動平均で分解してみると、振巾 $A_1 \approx 0.45 \text{ m}$ 、周期 $T_1 \approx 30 \text{ sec}$ の長周期波と、 $A_2 \approx 0.20 \text{ m}$ 、 $T_2 \approx 3.2 \text{ sec}$ の短周期波に分けられる。一方、この変動にもつとも密接につながる水車ドラフト管の圧力変動は正常運転時においても水頭に於て数 m の程度、周期は $f = N/36$ (N : 水車回転数) より $1 \sim 1.5 \text{ sec}$ と認められているので、放水庭の水位変動はその振巾、周期ともにこれとかけはなれ、発電所の正常な運転を阻害する怖れはないものとする。

