

上岩松発電所の余水路について

北海道電力 K. K. 森 田 恵

§ 1. は し が き

上岩松発電所は、昭和 31 年 8 月に竣工した十勝川本流の発電所で、その主な概要は次のとおりである。

流域面積	549 km ²
使用水量 最 大	28.6 m ³ /sec
常 時	7.96 "
有効落差 最大時	83.30 m
最大出力	20,000 KW

当発電所余水路の特色は次のとおりであるが、これらの点については、計算上では現象の推定が困難で、且つ計算のみでは不安があるので模型実験を行ない、最良の設計を決定した。

1) 水槽は地形上、半地下式としたため水槽溢流部も地下となり、またあまり良好な岩質でないので極力経済的で且つ流況が適当である断面を採用した。

2) 余水管路は急勾配水路で高速射流となるが、断面の過不足、空気孔位置と大きさの適否などを実験により確めた。

3) 減勢池は流水を河心に向け散布することが目的で、減勢池では減勢は行わないが、冬期間余水路内の凍結を防止するため、管路末端を水面下に開口せしめ、寒冷空気の流入を防がなければならず、したがって減勢池は相当の水深を必要とする。しかし、流水を散布するには減勢池はなるべく浅くしないと、此の中で減勢作用が行われ、遠方散布が不可能となる。かように相反する二面を持ち、しかも減勢と散布の二現象が行われるので減勢池の形状、大きさは模型によって求めた。

余水路は第 2 図に示してあるが、その概要は次のとおりである。

総 延 長	309,847 m
構 造	鉄筋コンクリート造
断 面	上部隧道 (117.739 m)
半 径	1,200 m 円形
蓋 渠 部	(180.188 m)
上部半径	1,200 m 半円
下部矩形	
減 勢 池	(11,920 m)
矩形断面巾	2,400 m ~ 6,000 m

§ 2. 水槽横溢流部

(1) 模型実験による水深測定

模型実験は電力技術研究所に依頼してこれを行なった。試験目的は水槽から放流河川に至る広範囲の状況を調べることにあるので、横溢流部から余水管路・減勢池を取入れた全模型を 1/15 縮尺で作成した。

水槽模型は木製でラッカー仕上げをしたもの、急傾斜水路は亜鉛引鉄板を用い、屈曲部のみコンクリート管とし、緩傾斜部は下部は木樋とし、上部はセルロイド板により観測の便を計った。なお空気孔の作用を調べるため管路はすべて気密にしてある。

減勢池は木製とし自由に改造できるようにした。横溢流部についてはいろいろの設計案について流況の観察を行なつたが、最も良好と思われた第 1 図を採用し水深の測定を行なつた。水理計算と比較するため測定値をプロットしたのが第 4 図の太線である。

水深は各断面について 50 cm 間隔に測定し、算術平均したものを平均水深と考えた。

写真一 1 は模型実験の状況を示す。

(2) 横溢流路計算式

従来発表されている各公式は、現象をエネルギーの変化に着目して取扱うか、または運動量の変化に着目して取扱うかによつて 2 群に分けられ、物部・本間・Hinds などの公式が知られているが、一般的な形としては次のように書きうる。

$$\frac{dy}{dx} = \frac{Q^2}{K^2} + \frac{\alpha}{2g} \cdot \frac{d}{dx} \cdot \left(\frac{Q^2}{A^2} \right) + V \cdot \frac{q}{Q} \dots\dots(1)$$

流入水が本流と同じ運動のエネルギーを有するときは

$$V = 0,$$

流入分速を全く無視するときは

$$V = \frac{\alpha \cdot v^2}{g}$$

となり、Hinds の式中間の値を採ると

$$V = \frac{1}{2} \cdot \frac{\alpha \cdot v^2}{g}$$

となつて本用式となる。本横溢流路の場合は、有効流積としてはむしろ矩形と考えた方が良いと思われるので、



写真—1

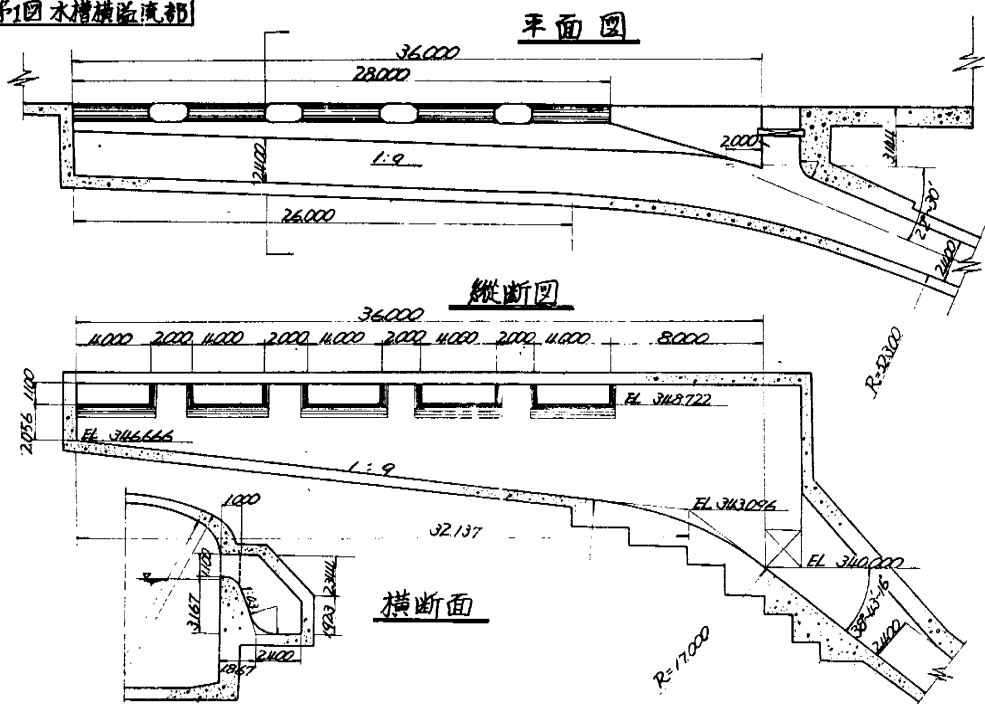
水槽横溢流部 模型実験流況 $Q=28.6 \text{ m}^3/\text{s}$



写真—2

減勢池放流状況 $Q=28.6 \text{ m}^3/\text{s}$

第1図 水槽横溢流部



$$A = b \cdot h \cdot \cos \theta, \quad \frac{dQ}{dx} = q,$$

$$\frac{d}{dx} \left(\frac{Q^2}{A^3} \right) = \frac{2Q}{A^2} \cdot \frac{dQ}{dA} - \frac{Q^2}{A^3} \cdot \frac{dA}{dh} \cdot \frac{dh}{dx},$$

を(1)に代入し水深勾配の式に書き改めると

$$\frac{dh}{dx} = \frac{i - \frac{Q^2}{K^2} - k - \frac{\alpha Q q}{g b^2 \cos^2 \theta h^2}}{1 - \frac{Q^2}{b^2 \cos^2 \theta h^3}} \dots \dots (2)$$

ここに $K = CA\sqrt{R}$

α = 補正係数

となり、 k は前述の v の値に対してそれぞれ

$k = 1, 1.5, 2$ となる。

(3) 計算値の比較について

水深勾配の式

$$\frac{dh}{dx} = \frac{F_1(x, h)}{F_2(x, h)}$$

によつて計算するときは、支配断面における水深を知つて出発水深とする必要がある。

支配断面の位置は $F_1 = 0$ と $F_2 = 0$ を同時に満足する c, h_c である。

(2)式において、 $k = 1, \frac{3}{2}, 2$

および $n = 0.010, 0.015, 0.020$

について各流量に対する支配断面の位置および限界水深を示したのが第4図の△点である。

支配断面が定まれば(2)式により上・下流に向つて計算を進めることとなるが、出発水深として $h_1 = h_c$ を用いると(2)式は $\psi = \frac{0}{0}$ となるので、

$h_1 = (1 + \eta) h_c$ として最初の区間の終端水深を計算する必要がある。

$\eta = 5\%, 10\%$ の二とおりについて計算を行い、水面形を比較したのが第4図である。

実測した線と比較してみると、どの流量についても $k = \frac{3}{2}$ のとき最もよく一致し、 n による相違は非常に小さいことがわかる。

なお試算式とあるのは、支配断面における水深勾配の不安定なことと計算上の煩雑を避けるため、模型実験によつて $v = ax^m$ の a, m を求め、この v を(2)式に代入して求めた試算式により計算を行なつたものである。

§3. 余水管路

横溢水路終点の水位が前節の計算で求めれば、余水管路内の水面形は不等流の公式より順次求めることができる。

$$-i + \frac{dh}{dx} + \frac{\alpha Q^2}{2g} \cdot \frac{d}{dx} \left(\frac{1}{A^3} \right) + \frac{Q^2}{C^2 R A^2} = 0$$

円形、短形水路に関してそれぞれ変形できるが、いずれも実際の計算は煩雑である。

また別に次のような試算式によつても水面形を求めることができる。

$$h_1 \cos \theta_1 + \frac{\alpha v_1^2}{2g} + l \sin \theta_c = h_2 \cos \theta_2 + \frac{\alpha v_2^2}{2g} + \frac{v_{av}^2}{R_{av}^{4/3}} n^2 l \sec \theta_c$$

ここに θ_1 = 起点における底面傾斜角

θ_2 = 終点 " "

θ_c = 起終点を直線で結んだ線の傾斜角

u_{av} = 区間内平均流速

R_{av} = " 径深

これは全区間の抵抗を平均値で表わした方が効果があると考えた便宜上の方法である。本余水路は、IV 区間に水平屈曲部があり、ここでは流速の小さい間は水面形が連続性を保つが、流速が増大すると水脈が外側に浮上り、ついには頂部まで達して反転する現象が起る。

かかる場合の損失落差の算出は適当な公式が無いので、計算式による水面形と模型の実測値とを直接比較することはできなかつた。

IV 区間の損失係数を模型の実測より求め、他区間を(3)式より求めた水深は第1表のとおりであり、また模型を実測した値を実物に換算した値は第2表のとおりである。

第1表 計算値 (単位 $v = \text{m/s}, h = \text{m}$)

測 点	8.0		18.0		28.6		摘 要
	v	h	v	h	v	h	
I 終 点	16.5	0.39	17.1	0.67	17.6	0.94	円形断面
II "	24.3	0.14	27.9	0.27	29.1	0.41	"
III "	10.3	0.33	15.8	0.47	18.5	0.65	短形断面
IV "	6.3	0.53	9.9	0.77	12.5	0.96	"
V "	9.9	0.34	12.4	0.61	14.1	0.84	"

第2表 横型実測値 ($h = nh', v = \sqrt{n} v'$)

測 点	8.0		18.0		28.6		摘 要
	v	h	v	h	v	h	
I 終 点	13.7	0.45	15.8	0.72	16.1	1.00	円形断面
II 終 点	17.5	0.19	22.7	0.33	24.3	0.49	"
III $l = 74.6$	9.8	0.34	14.4	0.52	18.6	0.64	短形断面
IV 終 点	5.6	0.60	9.4	0.80	12.1	0.99	"
V 終 点	—	—	12.7	0.59	14.5	0.82	"

§4. 減勢池

(1) 跳水限界流量の決定

前述したように減勢池はプールとなつてゐるが、主目的たる流水散布のためには減勢池は小さいほど良いが、一方プール表面結氷の破かいし易いことも考慮して第3図の設計を決定した。

模型の流況を観察するとプール内の水量が多いため、小水量では跳水現象を起し、水量が多くなると散布を初める。

増水時の飛出し限界は $14.8 \text{ m}^3/\text{sec}$, 減水時の跳水限界は $11.4 \text{ m}^3/\text{sec}$ 附近であつた。

(2) 射流の拡散

射流水の拡がりは次式で表わされる。

$$\frac{B}{B_0} = \left(\frac{x}{B_0 \cdot F_0} \right)^{3/2} + 1$$

ここに B_0 = 拡大前の水路巾

B = x における広がり巾

F_0 = 拡大前のフロイド数

$Q = 28.6 \text{ m}^3/\text{sec}$ のときの模型測定値を入れると減勢池終端で $B = 0.262 \text{ m}$ となるが、模型の流況を観察すると $B = 0.4 \text{ m}$ (上記の 1.5 倍) でも充分測壁に沿つて流れている。

これは後半分の上り勾配などのため強制拡散が行われるためと思われ、実物も $B = 0.4 \text{ m}$ (実際は 6 m) とする

ことにした。

(3) 終端流速

前節(3)式により同様に計算することができる。

(4) 飛 距 離

$$y = \alpha (\tan \theta \cdot x - \frac{g}{2v_0^2 \cos^2 \theta} \cdot x^2)$$

V_0 = 減勢池末端流速

α = 抵抗係数

で求めることができる。 $Q = 11.4, 28.6 \text{ m}^3/\text{sec}$ の時の飛距離 x はそれぞれ $6.5 \text{ m}, 15.0 \text{ m}$ となり、この間に流水が散布される。

写真一2は実際の減勢池散布状況を示す。

§ 5. 結 語

模型実験に際しては、水槽横溢流部・溢流堤の形状・模型の粗度の測定などもあわせて行なつた。また上岩松発電所竣工後実物について、高速射流の流速測定・空気混入量の測定・減勢池流況の観察も実施したが、整理中である。

余水路の設計上、高速射流に関してはまだ不明の点が多く、数多くの実験にまつところがある。