

跳水路の水理的設計について

正員 川上 謙 太郎*

ON HYDRAULIC DESIGN OF JUMP CHANNEL

(JSCE March 1956)

By Kentaro Kawakami, C.E. Member

Synopsis This study has been made to determine what kind of shape of channel is most suitable for changing jet flow at an outlet of a siphon pipe regulating flood of a reservoir to constant flow.

The author enumerates the hydraulic designing method of the water braking channel first, then, the results obtained from the model test; and the effect of braking down the flow at flood experienced with the shape of channel actually employed in practice.

要旨 貯水池の洪水を調節する Siphon 管渠の、出口における射流を常流にかえるためには、いかなる形状がよいか、之について研究した。

初め殺勢水路の水理的設計法を述べ、次にその模型による試験の成績について、最後に実際に施工した工事採用した形状が、洪水の場合いかに殺勢したか、その効果について述べたものである。

1. 結 言

台湾高雄縣阿公店溪に、洪水の調節や灌漑及び水道用水を貯水するために、土堰堤による貯水池を築造した。土堰堤の最大高さは 31.5m、総貯水量は 4500 万 m³ である。昭.17.3 に着工して、竣工は昭.24.5 末の予定であつた。

この貯水池の洪水時の調節方法として、洪水の大小にかかわらず余水がある場合は、最大流出量をほゞ一定にするために、余水吐として内径 3m の Siphon 式管渠を設けた(圖-5)。その流量は 92m³/sec で、流速は 13m/sec に達し、計画洪水時には 48 時間持続する計画とした。

このような大量で且つ高速度の水流を、長時間にわたり余水管渠から直ちにすぐ下流の在來河川に導くと河床は洗掘され河岸は決潰して、余水路出口はもとより、遂には堰堤にまで危害を及ぼすことは必然である。

故に在來河川に至るまでの間で、この水速を充分に減退させて射流を常流にかえる工法を探ることにし、種々比較検討した結果、流水の内部衝力による殺勢作用を利用して跳水路を設けるのが、最も適当と認めた。

ついで跳水現象について水理計算を行い、従來の実験成績を参照して余水吐管渠の出口に接続する殺勢跳水路の設計をした。

2. 跳水現象の水理

射流であるための水理的条件としては次の 2 項が同時に充される必要がある。

(1) 流水の速度 v_1 がその流量に対する限界流速 v_c より大であること、即ち幅 b_1 なる矩形断面において

$$v_1 > v_c \text{ 但し } v_c = 3\sqrt{gQ/b_1} \dots\dots\dots(1)$$

(2) 跳水を完了するためには、跳水前の水深 h_1 と跳水後の水深 h_2 との間には次の関係が成立することを要する。

$$h_2 = -h_1/3 + \sqrt{h_1^2/4 + 2Q^2/gb^2h_1} \dots\dots\dots(2)$$

すなわち Q , b_1 及び h_1 が與えられるときは、 b_1 h_1 断面において、跳水を起すに必要な水深 h_2 が算出で

圖 - 1

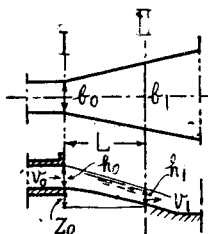


きる。従つて水路の各断面について h_2 を求めてその曲線を描くと、跳水点の軌跡が得られるから、この軌跡と下流の常流部水面との交点を図上で求めれば、その点が計算上の跳水点となる(圖-1)。

3. 跳水の計算に要する數値

射流水深 h_1 は、水路の巾が一定でない場合は、一定の流量に対しても断面毎に変化する。

圖 - 2



$$z_0 + h_0 + v_0^2/2g = h_1 + v_1^2/2g + v_1^2 fL/2gR$$

こゝに f : 水路の損失水頭係数
 R : 2 断面間の平均径深

又流量 Q は洪水調節流量に等しく、且つ断面毎に一定と見なされるから

* 宮崎工專教授

$$Q = b_0 v_0 v_1 = b_1 v_1^2, \therefore v_1^2 = Q^2 / b_1^2 h_1^2$$

$$\therefore h_1^3 - (z_0 + h_0 + v_0^2 / 2g) h_1^2 + Q^2 (1 + fL/R) / 2gb_1^2 = 0 \dots \dots (4)$$

之が開渠入口から下流にある任意断面の水深 h_1 を與える基本式である。

(2) 開渠の流量 Q

Q は Siphon 管渠の最大流量で、別途の洪水調節計算により 92m³/sec, 流速は 13m/sec である。管渠は内径 3m で、長さは垂直及び水平の部分を合せて 180 m である。

(3) 開渠の平面、縦断及び寸法の選定

(4) 式中の z_0 と b_1 は、跳水を容易にするように選定せねばならぬ。それには流水を常に水路の周壁に接触させて、渦流のような不連続な水脈を起させぬように、又水深を浅くして板状の水脈にさせて流すことが肝要である。即ち平面形状としては開渠の側壁を管渠のそれに切線となし、且つ水流に向つて凸曲線とし、下流にゆくに從つて徐々に拡げる。又勾配についても底面を徐々に低下させ、その深さは射出水が通過する拋物線以下に下らぬようにする。

この拋物線は開渠入口の流速が 13m/sec のとき、 $y = x^2 / 35$ で表されるが、余裕を見込んで $y = x^2 / 70$ とした。ここに、 x は開渠入口からの距離、 y は管渠敷か

ら下る深さである。なお、 z_0 と b_1 の寸法は表-1 のようである。以上の諸条件を考慮して圖-3 及び圖-4 に示すような構造とした。

表-1

L (m)	0	2	4	6	8	10	12	14	16	18
z_0 (m)	0	0.06	0.23	0.51	0.92	1.36	1.80	2.23	2.67	3.00
b_1 (m)	3	3.4	4	5	6	7	8	9	10	11

(4) 水深 h_1 の算式

(4) 式中の諸数値を求める。

$$h_0 = Q / b_0 v_0 = 92 / (3 \times 13) = 2.36m$$

$$v_0^2 / 2g = 13^2 / (2 \times 9.8) = 8.62m$$

$$\therefore h_0 + v_0^2 / 2g = 10.98m$$

$$\text{又 } Q^2 / 2g = 92^2 / (2 \times 9.8) = 432$$

次に、 f は $f = 2g / C^2$ で表される。ここに $C = \text{Chezy}$ の流速係数である。今流速を早く減退させるために、水路の摩擦抵抗を大きくすることとして、 $n = 0.03$ とすれば $C = (23 + 1/n) / (1 + 23n/\sqrt{R}) = 53.3 / (1 + 0.59/\sqrt{R})$ となる。 R の値は 0.8~0.9 である。よつて開渠入口から 2m 毎の断面について fL/R を求めれば表-2 をうる。

圖-3 跳水路 Fig.3 Jump channel

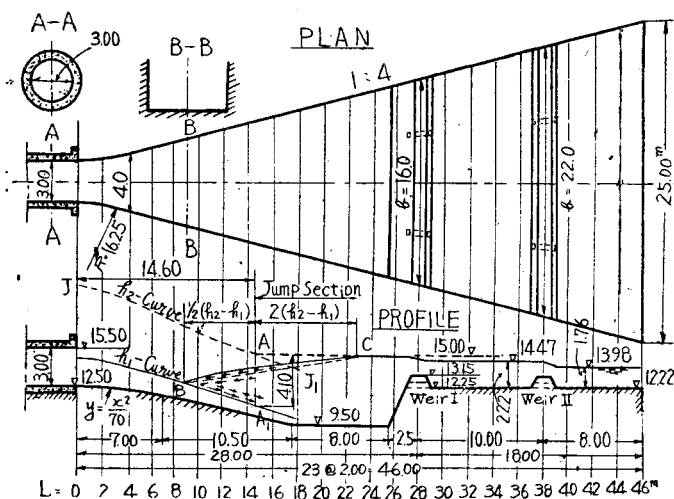


圖-4 管渠断面圖 Fig. 4 Section of tube spillway

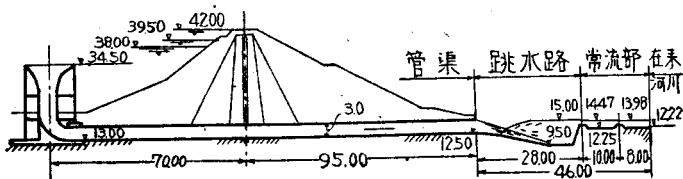


表-2

R (m)	C	$f = 2g / C^2$	fL/R
0.90	31.8	0.0206	0.023L
0.85	30.5	0.0211	0.025L
0.80	30.1	0.0216	0.027L

これらの値を(4)式に代入すれば(5)式をうる。

$$\left. \begin{aligned} R=0.90, & \quad h_1^3 - (z_0 + 10.98)h_1^2 + 432(1 + 0.023L)/b_1^2 = 0 \\ R=0.85, & \quad h_1^3 - (z_0 + 10.98)h_1^2 + 432(1 + 0.025L)/b_1^2 = 0 \\ R=0.80, & \quad h_1^3 - (z_0 + 10.98)h_1^2 + 432(1 + 0.027L)/b_1^2 = 0 \end{aligned} \right\} (5)$$

(5) h_1 の計算

表-1 と (5) 式から h_1 を計算すれば表-3 を得る。

表-3

L	z ₀	b ₁	R	h ₁
0	0.00	3.0	0.90	2.36
2	0.06	3.3	"	2.16
4	0.23	4.0	"	1.77
6	0.51	5.0	"	1.40
8	0.92	6.0	"	1.15
10	1.36	7.0	"	0.98
12	1.80	8.0	0.85	0.86
14	2.23	9.0	"	0.76
16	2.67	10.0	0.80	0.69
18	3.00	11.0	"	0.63

4. 跳水の計算

(1) 跳水の算式及び計算

$$\left. \begin{aligned}
 \text{平均流速 } v_1 &= Q/b_1 h_1 = 92/b_1 h_1 \\
 \text{限界流速 } v_c &= 3\sqrt{gQ/b_1} = 9.66/b_1^{1/3} \\
 \text{限界水深 } h_c &= 3\sqrt{Q^2/gb_1^2} = 9.52/b_1^{2/3} \\
 \text{跳水深 } h_2 &= -h_1/2 + \sqrt{h_1^2/4 + 2Q^2/gb_1^2 h_1} \\
 &= -h_1/2 + \sqrt{h_1^2/4 + 1.728/b_1^2 h_1}
 \end{aligned} \right\} (7)$$

(7) 式と h₁ の値とから次の表-4 に見るように v₁ > v_c 及び h₁ < h_c の条件を満足している故、ついでに h₂ を計算する。

表-4

L	b ₁	h ₁	v ₁	h _c	v _c	h ₂
0	3	2.36	13.00	4.58	6.69	7.91
2	3.3	2.16	12.92	4.30	6.47	7.56
4	4	1.77	13.00	3.78	6.08	6.98
6	5	1.40	13.14	3.26	5.64	6.36
8	6	1.15	13.33	2.88	5.31	5.91
10	7	0.98	13.42	2.60	5.06	5.53
12	8	0.86	13.37	2.38	4.83	5.19
14	9	0.76	13.45	2.20	4.65	4.92
16	10	0.69	13.33	2.05	4.48	4.66
18	11	0.63	13.28	1.92	4.34	4.45

(2) 跳水下流開渠の常流水深

跳水を起すに必要な水深を保たしめるために、圖-5 に示すような低堰を設けて水位を所要の高さに堰上げることとした。堰の高さ d と水深 H₁ を計算してみると次のようである。

初めに、b=16m のところに堰を設けたとして、今 I=1/500, n=0.025 とし h₃=2.22m と仮定すれば

$$A = 16 \times 2.22 = 35.52 \text{ m}^2$$

$$R = 35.52 / (16 + 4.44) = 1.737 \text{ m}$$

$$\therefore v = R = 1.318$$

流速は Kutter の簡易方式により

$$V = 2.59 \text{ m/sec}$$

$$\therefore Q = 35.52 \times 2.59 = 92 \text{ m}^3/\text{sec}$$

よつて h₃ は仮定通りでよろしい。ついでに H₁ を求めるに潜堰として計算すれば

$$Q = 2/3 \cdot b C_1 \sqrt{2g} [(H_1 - h_3 + h_a)^{3/2} - h_a^{3/2}] + b(h_3 - d) C_2 \sqrt{2g} (H_1 - h_3 + h_a)^{1/2}$$

ここに b=16, C₁=C₂=1, $\sqrt{2g}=4.43$,

$$h_3 = 2.22, d = 0.9$$

従つて v_a=92/16×6=0.96, h_a=0.96²/2

$$\times 9.8 = 0.05$$

$$\therefore Q = 47.3(H_1 - 2.17)^{3/2} + 93.6$$

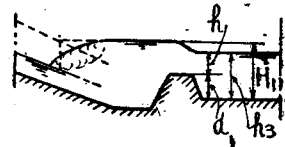
$$\times (H_1 - 2.17)^{1/2} = 92 \text{ m}^3/\text{sec}$$

これより H₁=2.75m

次に、b=22m の

ところに又堰を設けて同様の計算をすれば h₃=1.76m, V=2.37m/sec をうる。

圖-5



5. 跳水路の長さの決定

表-2 でみるように、各断面に跳水が起ることになる。その位置を求めるには圖-3 において、水位 h₁ 及び跳水軌跡 h₂ の曲線を描き、下流の常流水位との交点を求めると計算上の跳水断面 A-A₁ が得られる。しかし実在の跳水は計算通りに A-A₁ 線にそつて垂直に起るものではなく、その始点は A-A₁ の上流にあつて、又終点ははるか下流にあるのを普通とする。

この跳水路の長さ即ち表面渦の水平方向の長さは、J. Einwacher (洪國 1932) の実験によれば (h₂-h₁) の 5.4 倍くらい、又米國の Miami 洪水防禦区の実験では 5 となつてゐる。しかし跳水路の下半部に低堰を設けたときは、3~3.5 倍くらいに止まる実験もある。これらのことよりその始点は跳水点の上流に 1.5×(h₂-h₁)、終点は下流に 2(h₂-h₁) の程度に見込めば安全である。

以上のことからこの工事では開渠の長さを成るべく短くするために、堰 I を設けて跳水を C 点附近(圖-3)で終らし、その上安全のために更に下流 10m のところに堰 II を設け、跳水に必要な水深を保たせ、同時に又水路が侵蝕されるのを防いだ。

6. 模型試験及び洪水時の殺勢効果

この工事を施工するまへ昭和 17 年に、内務省土木試験所赤羽分所で 1/40 の模型による水利試験をしていただいた。その結果、設計が適当であることの外、次のことがわかつた。

(a) 跳水はほぼ計算の位置に起り、跳水路の下端の流速は管渠出口のその 35% ほどに減ずる。

(b) 水流の減速は、跳水渦の始点がちょうど管渠の出口で始まるように下流の水位を高めたとき、最も効果が大である。(著者註: この水位は図上で容易に求められる。)

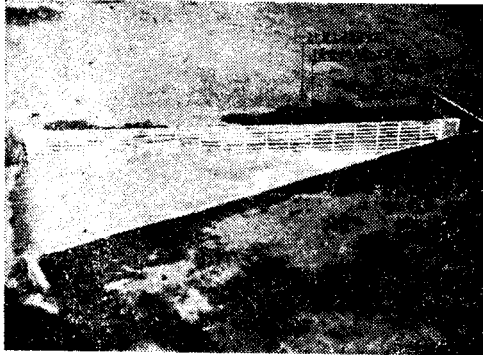
(c) 原模形に *baifle pier* を添加したり、背割堤を設けたり、又跳水路下端の中央部を長くしたりして試験したところ、それらはいづれも減勢作用を増さない。

なお、工事現場においても同様の模型について試験

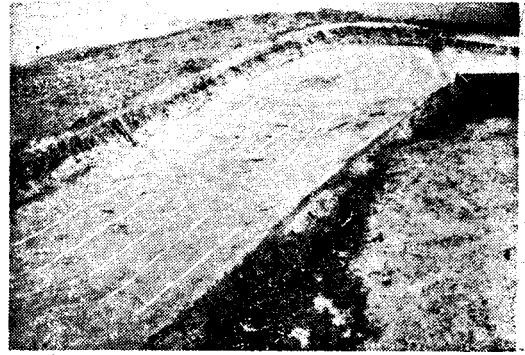
してみたところ、跳水点はほとんど計算した位置と一致し、また堰Ⅱを越した流れは全く常流になっていることが実証された。

この工事の余水吐の水平部管渠は昭和 18 年に完成し、その翌年 7 月 31 日に 24 時間にわたり、700 mm の豪雨があつて大洪水となり、水位は池底上 15 m も上り、余水吐出口の流速は 10m/sec と推定された。この時、跳水は所期の通りに行われたことを確認した。

寫眞-1



寫眞-2



鋼構造物設計上の 2, 3 の問題について

正員 埴田 清 勝*

ON A FEW PROBLEMS ABOUT DESIGN OF STEEL STRUCTURES

(JSCSE March 1950)

By Kiyokatsu Hanita, C.E. Member

Synopsis In designing economical steel structures, it is essential to consider the current rate of material and labor. In addition to this, also it must not be neglected, especially under present situation of our country; to make size of individual material in accord with that available cheaply on market, to standadize the similar structures into one design; and to employ sufficiently the electric welding in practice.

およそ鋼構造物の設計に限らず、設計の基本方針はその時期に於ける経済事情や工業材料の生産事情に制約を受けるのが通則である。例えば材料費が工賃に比し割高の場合は使用材料を極力節減した設計方針となり、之に反して材料が豊富であるのに工賃の高い場合には材料を惜しみなく使用しても工賃のかゝらぬ設計方針となるであらう。又工事の完成の一日も速かならん事が要請される時は、自ら設計の方針は前二者と異つたものとなるであらう。さて現下の吾國情は申す迄もなく金融(予算)、資材共に窮屈なる状況にあり、吾々の主要使用材料である鋼材の需給は嚴重な統制下にあり、その入手は容易でないのみならず、近く補給金の廃止に伴い、価格の大幅値上りが傳えられてゐる。

* 日本鋼管鶴見造船所設計部計画課長

その上工賃は高騰して來てると云う悪状況にある事は周知の通りである。この状況の下にあつては鋼構造物の設計の基本方針は、資材工数が最小で所要の性能を満すものでなければならぬ。そこでこの興えられた命題を具体化する方策如何と云う事になる。これに対する最も効果的な手段は設計鋼材重量の輕減を計る事にある。一般に設計上構造材の輕減を計るときは多少手のこんだ構造となるのが普通でこのため單位鋼重量当りの工数は増加するが総工費は減少するのが通例であり、又、工事完成後の維持費も減少するものである。殊に吾國情にとつては、釘を作るよりは針を作るの例えて、工数は増加しても使用材料を節減して、一定予算に対し工事量を増して行くこと云う考え方もある様に思はれる。そこで鋼構造重量を輕減することに問