

台湾阿公店溪の洪水調節貯水池の水理計算

正員 川上 謙 太郎*

HYDRAULIC COMPUTATION OF DETENSION RESERVOIR AT AKOOTENKEI, FORMOSA (JSCE Feb.1950)

Kentaro Kawakami, C. E. Member

Synopsis This article describes the hydraulic computation of detension reservoir capacity following the construction planning of river control, irrigation and water supply at Akontenkei, Takao prefecture, Formosa.

要旨 台湾高雄縣阿公店溪において現在施工している洪水調節、かんがい及び水道のための貯水池を計画したとき、洪水調節機能について行つた水理計算を紹介する。

I. 緒言

この貯水池のダムは、遮断する川は大きくはないが、土堰堤であるため、洪水のときの溢流の危険を防ぐことと、洪水調節の機能を発揮させることに計画の主眼を置いた。池積の経済的利用の上から見れば遺憾の点はあるが、洪水調節専用の池積を與えて他の目的には兼用させないという方針をとつた。その容量は、灌溉用水満水位の上部において現在は1000万m³とし将来は1250万m³に拡張出来る計画とした。よつてこの計算では、貯水量1000m³をもつて洪水調節をさせる時の、水理計算をすることにする。

II. 堰堤地点における洪水量及び流量

これまでの洪水に関する実測資料がないから、雨量流域面積その他の条件を斟酌して推算をする。

1. 雨量

明治35年から40年にわたつて、流域及び近接地の雨量の大きいものは表-1の通りである。なほ、月雨量は昭和14年7月の1724.7mm年雨量は同年の3707.3mmが最大である。

表-1 日雨量 (単位mm)

年 月 日	1日雨量	2日雨量	3日雨量
明治 43.7.17~19	505.2	645.2	697.5
" 44.7.16~17	360.0	640.0	—
大正 3.7.13~15	467.8	498.7	520.7
昭和 9.7.18~20	298.0	457.0	488.0

2. 計画洪水流量

台湾の河川の洪水流量公式として、著者の考究した算式を用いる。洪水流量の推算に關係の深い日雨量は、上記の表を参照して、最大を500mm、1.5日連続700mmとして、計画洪水量及び流出量すなわち貯水池への流水量を計算する。

* 宮崎工專教授

流域面積 $A=38.5\text{km}^2$
 到達時間 $t=5\sim6$ 時間
 時間雨量係数 $c=\frac{43.25}{t+12.3}=2.4$
 (1.5日連続降雨)
 日雨量 $R=500\text{mm}$
 流出係数 $f=0.7$
 比流量 $q=0.0116Rcf=9.7\text{m}^3/\text{sec}/\text{km}^2$
 洪水量 $Q=Aq=300\text{m}^3/\text{sec}$

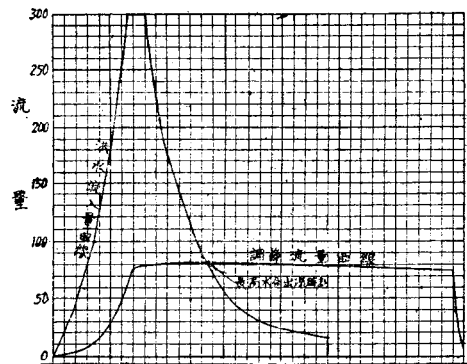
3. 洪水流入量

堰堤地点における洪水は、増水減水ともに甚だ迅速であつて、既往の洪水状態からみて1.5日に降つた雨は、2日間にその大部分を流すものとみて差支えない。この場合の流出係数は80%にとる。

$$\text{流入量} = \frac{Raf}{1000} = \frac{700 \times 30.5 \times 0.8}{1000} = 1710\text{万m}^3$$

この流入状態は圖-4のやうに想定する。

圖-4 洪水流入量並調節流量對照圖 (表-4参照)



III. 洪水調節法

この洪水調節池のダムは土堰堤であるから、その余水吐は排水作用が確実な事を絶対的条件とする。その上に洪水の大小による調節流量の差が少いようにすることが出来れば、効果は一層大きくなる。

次に余水吐の方式として溢流堰式、制水弁式及びサイホン式を考えたが、この場合はサイホン式が最も適当であつて、これを採用した。この方法はサイホンの働きをする堅管及び接続管渠を通して、池水の上昇に

ともなつて自然に排水する方法である。また機械の設備や入手を煩す必要がなく、さらに本貯水池のように、堅管の高サにくらべて調節貯水部の水深が比較的に小さく変化する場合、流出流量を洪水中にほとんど一定にすることが出来るのみならず、工費もさほど高くつかないですむ。

IV. 貯水池の水利計算の方針

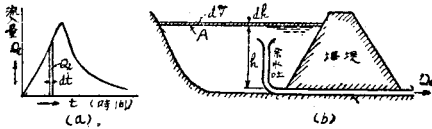
任意の時刻 t において、 Q_i : 流入流量、 A : 貯水池の水面積、 h : 余水吐管梁上の水頭、 Q_o : 流出流量、 V : 貯水量、とすれば、貯水池の水利計算の基本式は普通

$$dV = A \cdot dh + Q_i dt - Q_o dt$$

$$V = \int dv = \int A dh = \int Q_i dt - \int Q_o dt \dots\dots(1)$$

のように書かれる(圖-1)。これの数値積分のために

圖-1



- Q'_i : t 時刻の流入流量
- Q'_o : t 時刻の流出流量
- $Q''_i = t + \Delta t$ 時刻の流入流量
- $Q''_o = t + \Delta t$ 時刻の流出流量とし

(1) の代りに

$$V = \sum \left\{ (Q'_i + Q''_i) \frac{\Delta t}{2} - (Q'_o + Q''_o) \frac{\Delta t}{2} \right\} \dots(2)$$

の形の式を使った。ここでは Δt の値としては、1時間程度にとれば実用上差支えない。式(2)について次の方法をとる。

- a) 最初の1時間は平均流量をもつて流入する。
- b) その時間の終りの貯水位に対する流出流量をもつて、次の1時間に均等に流出する。
- c) このふたつの差の水量と1時間目から2時間目迄の間の流入量との和をもつて、2時間目の終りにおける貯水量と見做す。
- d) 次の1時間の流出量は、このときの水位により均等に流出するものと想定する。

以下同様に、毎時間の終りに於ける流入累加量と流出累加量との差を求めつゝ進むときは、各時刻にいたる貯水量、水位及び流出量が知られ、従つてそれらの最大値及び出現時刻が求められる。しかしこの計算方法は、結果を得るまでには相当複雑な手数を要する。

よつて可及的に迅速に又容易にするために、次に述べるように、貯水位と流出流量、貯水量と流出流量の2つの関係を一つの図表に表わし、半ば図式に、半ば計算によることにした。

まづ、圖-4に示した洪水流入曲線から、毎時間の流入流量とその累加量を計算しておく。次に計画した余水吐について、水位と流出流量の関係を求め、これを圖-2の Q_w 及び圖-3の Q_s 曲線として表す。こゝに、 Q_w は余水吐入口の堰流量、 Q_s は管渠のサイホン流量であつて、曲線は実線の部分のみが使用範囲である。

圖-2 余水吐堅管入口流量、貯水量、貯水位関係圖(表-2 参照)

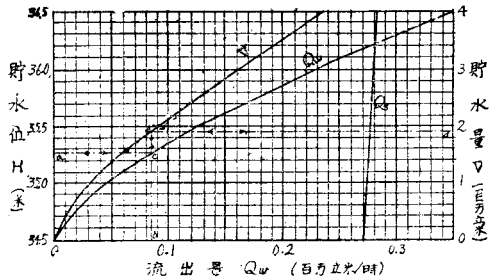
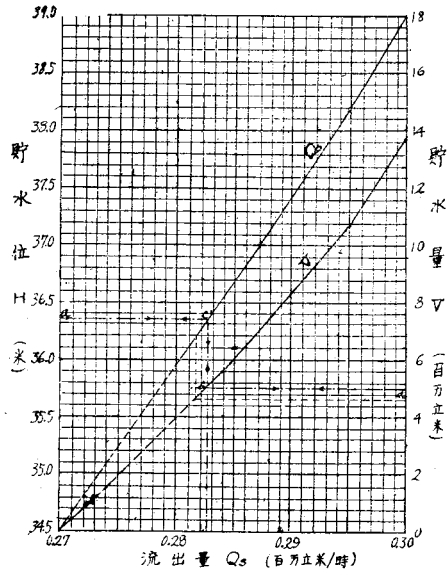


圖-3 貯水量、貯水位並に調節流量関係圖(堅管内径 3m, 表-3 参照)



これらの図の中に、貯水量と流出流量の関係を示す曲線を入れるには、例えば水位 a に対する貯水量を d とすると、 d から左方に水平線をひいて、 $\bullet c$ 線と e 点で交らせると、 dec の線にそつて読むことが出来る。

このような e 点を順次画いてゆけば、所要の曲線 V がえられる。このようにして、流入洪水量累加表とこの図表を用いて、所要の計算をした結果が表-4として示す通りである。

表—4 阿公店溪貯水池の洪水調節水利計算
(餘水吐管内徑 3m)

洪水始発後の時間	累加流入量 (100万m ³)	流出量 (100万m ³ /hr)	累加流出量 (100万m ³)	熱湯水量 (100万m ³)	流出量 (m ³ /sec)	水位標高 (m)	備考
1	0.047	0.000	0.000	0.047	0.0		
2	0.137	0.002	0.002	0.135	0.2	34.57	以下圖-2使用
3	0.270	0.003	0.005	0.265	0.8	34.63	
4	0.450	0.008	0.013	0.437	2.2	34.70	
5	0.670	0.010	0.023	0.667	2.7	34.77	
6	0.776	0.018	0.041	0.853	5.0	34.86	
7	1.377	0.025	0.066	1.313	6.7	35.05	
8	1.836	0.050	0.116	1.720	13.8	35.18	
9	2.386	0.070	0.186	2.200	17.4	35.35	
10	3.038	0.104	0.290	2.744	27.4	35.55	
11	3.777	0.142	0.432	3.365	39.2	35.78	
12	4.715	0.187	0.619	4.069	52.0	36.05	
13	5.775	0.245	0.864	4.731	68.0	36.33	以下圖-3使用
14	6.875	0.282	1.146	5.727	78.0	36.60	
15	7.755	0.284	1.430	6.525	78.8	36.83	
16	7.035	0.286	1.716	7.319	78.4	37.12	
17	7.742	0.288	2.004	7.738	80.0	37.33	
18	10.741	0.287	2.293	8.448	80.2	37.50	
19	11.435	0.290	2.583	8.852	80.4	37.62	
20	12.054	0.291	2.874	9.180	80.5	37.75	
21	12.601	0.292	3.166	9.435	80.6	37.80	
22	13.094	0.293	3.457	9.635	80.8	37.87	
23	13.533	"	3.752	9.781	"	37.74	
24	13.927	"	4.045	9.884	"	37.77	
25	14.278	0.294	4.337	9.737	81.0	37.78	
26	14.571	"	4.633	9.758	"	38.00	最高水位
27	14.872	"	4.927	9.745	"	37.78	
28	15.124	"	5.221	9.703	"	37.77	
29	15.347	0.293	5.514	9.833	80.8	37.74	
30	15.545	"	5.807	9.738	"	37.73	

余水吐の入口には流木除けを設置するから、安全のため有効流入量を $\frac{2}{3}Q_w$ とする。

2. 堅管のサイホン流量

ここでは入口水位標高=34.5m, 出口水位標高=15.5m, 最小水頭 $H_{min}=19.0m$, 水頭を H , サイホンの中の速度を v とすれば

$$v = \sqrt{\frac{2gH}{1+f_e+f_l+f_b}}$$

ただし, f_e : 入口の損失水頭係数=0.2, f_l : 摩擦損失水頭係数= $\frac{\alpha l}{d}$, ($\alpha = \frac{8g}{c^2}$, l

は管の長さで, 180m), f_b は彎曲損失水頭係数。今, $d=3m$, $n=0.018$ とし, Kutter の簡略公式によれば, $t_l = \frac{0.028^2 \times 180}{3} = 1.67$ 。また f_b の値は小さい管に対する Weisbach の公式によれば, 0.17, 大きい管に対する King の公式によれば, 0.69 (物部: 水理学) であるから, ここではそれらの平均をとつて, 0.43 とした。

したがつて

$$v = \sqrt{\frac{2gH}{1+0.2+1.67+0.43}} = 2.43\sqrt{H}$$

ここでは $A=3^2\pi/4$ であるから,

$$Q_s = A_v = 17.2\sqrt{H} \dots\dots\dots(4)$$

(4) 式より表—3 をうる。表—2 及び 3 の余水吐流量と, 貯水位及び貯水量との関係が圖—2 及び 3 にしてある。

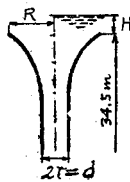
表—3 Siphon の流量

水位 (m)	H (m)	Q _s (m ³ /sec)	Q _s (100万m ³ /sec)	貯水量 (100万m ³ /sec)
34.5	19.0	75.0	0.2700	0.0
35.0	19.5	75.9	0.2723	1.2
35.5	20.0	76.8	0.2765	2.6
39.0	20.5	77.8	0.2801	3.9
36.5	21.0	78.8	0.2837	5.5
37.0	21.5	79.8	0.2873	6.9
37.5	22.0	80.6	0.2902	8.5
38.0	22.5	81.6	0.2938	10.0
38.5	23.0	82.4	0.996	12.0
39.0	23.5	83.3	0.2999	13.8

V. 實際の貯水池の水利計算

余水吐堅管の入口からの流量は, 最初は周辺からの堰流量に等しく, この流量が堅管のサイホン流量に等しくなつたとき, 余水吐の全機能を發揮するものとして計算する。

圖—5



1. 堅管入口の流量 Q_w

F. Kurtz の式によれば

$$Q_w = 1.71 \times 2\pi R (0.95H)^{\frac{3}{2}}$$

ここでは圖—5 に示す通り

$$R = 3.5r = 3.5 \times 1.5 = 5.25m$$

ゆえに

$$Q_w = 52.2H^{\frac{3}{2}} \dots\dots\dots(3)$$

これにより表—2 を得る。

表—2

貯水位標高 (m)	H (m)	Q _w (m ³ /sec)	Q _w (100万m ³ /hr)	2/3Q _w (100万m ³ /hr)
34.8	0.3	8.35	0.0300	0.0200
35.0	0.5	18.27	0.0658	0.0438
35.5	1.0	52.20	0.1879	0.1253
36.0	1.5	95.52	0.3439	0.2292
36.5	2.0	147.70	0.5317	0.3544

3. 洪水調節水利計算

圖—4 から求めた流入累加量と圖—2 及び 3 とを用いて, 所要の水利計算をし, 更に流量換算により毎時刻の流出量を求めると表—4 のようである。この表から, 毎時刻の水利状況, 最大貯水量, 最高水位及び最