

Horton氏 洪水調節計算에 對하여

番號	工 種	數 量	單 位	單 價 費	金 額 費
62	裏面 充填 콘크리트	200	C.Y	24.00	4,800
63	콘크리트排水工	240	C.Y	40.00	9,600
64	1/2'' 金屬조인트	90	S.f	3.00	270
65	고무 止水板	3,175	f	3.00	9,525
66	1/2'' 조인퀴라	300	S.f	2.00	600
67	金屬실	590	f	3.00	1,770
68	金屬止水板	1,075	f	2.00	2,150
69	모르타	135	C.Y	35.00	4,925
70	其他 金屬 및 電氣裝置設置 付替道路				
合計					8,576,388

C.Y=Cubic Yard f=feet
 S.Y=Square Yard Barrel=3 Sacks
 S.f=Square feet Lbs=pounds

Horton氏 洪水調節計算에 對하여

金 洞 圭

1. 緒 言

貯水池設計에 있어서 滿水面 以上の 一時貯溜 能力에 依한 洪水調節計算은 堤塘 및 餘水吐放水 路設計上 重要한 問題의 하나이다. 即 流入洪水 量에 對한 餘水吐의 流出量의 正確한 計算與否는 貯水池諸構造物의 安全度 및 工事費에 미치는 影 響이 크다. 現今 洪水調節計算에 一般의으로 使 用되는 Horton氏의 公式에 依하여 實地 調節計 算을 行함에 있어서 一部 實地와 符合되지 않는 點이 있어 此에 對한 所見을 加하여 實地와 符 合되는 合理的인 公式을 作成하여 調節計算에 一 助가 되기 바란다.

2. Horton氏의 調節公式

$$I = K + cL \left(\frac{H_1^{\frac{3}{2}} + H_2^{\frac{3}{2}}}{2} \right) + A \left(\frac{H_2 - H_1}{T} \right) \dots\dots ①$$

$$\therefore \left(\frac{cL}{2} H_2^{\frac{3}{2}} + \frac{A}{T} H_2 \right) = I - K + \left(\frac{A}{T} H_1 - \frac{cL}{2} H_1^{\frac{3}{2}} \right) \dots\dots ②$$

上式에 있어

$$\frac{cL}{2} H_2^{\frac{3}{2}} + \frac{A}{T} H_2 = F_2,$$

$$\frac{A}{T} H_1 - \frac{cL}{2} H_1^{\frac{3}{2}} = F_1 \text{ 이라 하면 } \dots\dots ③$$

$$F_2 = I - K + F_1 \dots\dots ④$$

但 H_1, H_2 = 任意時間 T의 처음과 나중의 溢流水深(m)

$q_1 q_2 = H_1 H_2$ 에 對한 溢流水量(m^3/sec)

L = 溢流堰長(m)

C = 溢流堰의 流量係數($H_1 H_2$ 의 平均)

A = $H_1 H_2$ 間의 貯水池 平均面積 $\frac{A_1 + A_2}{2}$ (m^2)

I = T時間中의 平均流入量(m^3/sec)

K = 水門 其他 排水口 있을時

此의 平均排水量(m^3/sec)

3. Horton公式에 依한 計算의 誤謬點

前記公式에 依하여 計算함에 있어서 먼저 任意 H에 對한 A 및 AH를 求하고 $\frac{AH}{T}, \frac{cL}{2} H^{\frac{3}{2}}$ 을 求하여 $F_1 F_2$ 를 求하고 圖表를 作成하여 調節計算을 行한다.

①式的 $A\left(\frac{H_2-H_1}{2}\right)$ 은 貯水池容積의 差이다.

V_1, V_2 를 各各 H_1, H_2 에 對한 容積이라 하면

$$V_2 - V_1 = A(H_2 - H_1), \quad \frac{V_2 - V_1}{T} = A\left(\frac{H_2 - H_1}{T}\right)$$

이 된다.

그러나 上記 方法으로서 F_1 에 依하여 F_2 를 求하고 即 $F_2 = I - K + F_1$

式은 다음과 같이 된다.

$$\frac{cL}{2}H_2^{\frac{3}{2}} + \frac{A_2H_2}{T} = I - K + \left(\frac{A_1H_1}{T} - \frac{cL}{2}H_1^{\frac{3}{2}}\right) \dots \textcircled{5}$$

A에 있어 ②式은 A_1, A_2 의 平均値이나 ⑤式에 있어서는 A_1, A_2 의 差異가 생긴다. 故로 ⑤式은 不等式이 된다.

⑤式을 成立되는 것으로 假定하면 ⑤式 左邊 即 F_2 는 A_2 에 依하여 恒常 H는 誤差가 생긴다.

다시 말하면 ②式에 있어 $A = \frac{A_1 + A_2}{2}$ 인바

$A_1 < A_2$ 이면

$A_2 > A_1$ 故로 ⑤式 左邊에 있어 H는 적어진다. $A_1 > A_2$ 일때는 反對로 H는 커진다. 以上の 計算決果에 依하면 貯水池 水位가 上昇할 때는 實地水位 上昇보다 낮아지고 下降時は 높아지며 따라서 H_{max}, Q_{max} 는 實地보다 적어진다. 故로 堤塘 및 餘水吐의 安全度에 惡影響을 미친다. 餘水吐의 溢流水深은 大概가 2m~3m 未滿이므로 H에 對한 A의 變化가 比較的 적으므로 計算誤差도 적으나 H의 變化가 클時, 例를 들면 貯水池 最終縮功時의 樋管의 流出量과 貯水池 水位 上昇關係를 計算할 때는 H 및 A의 變化가 크므로 計算誤差도 커진다.

4. 新公式

貯水池의 流入量과 流出量의 關係를 다음과 같이 表示한다.

$$I = \frac{q_1 + q_2}{2} + \frac{V_2 - V_1}{T} \dots \textcircled{6}$$

$$\frac{q_2}{2} + \frac{V_2}{T} = I + \left(\frac{V_1}{T} - \frac{q_1}{2}\right) \dots \textcircled{7}$$

⑦式에 있어

$$\left. \begin{aligned} \frac{q_2}{2} + \frac{V_2}{T} &= \phi_2 \\ \frac{V_1}{T} - \frac{q_1}{2} &= \phi_1 \end{aligned} \right\} \dots \textcircled{8} \text{로 하면}$$

$$\phi_2 = I + \phi_1 \dots \textcircled{9}$$

但 $I = T$ 時間中の 平均流入量(m^3/sec)

$q_1, q_2 =$ 任意時間T의 처음과

나중의 排出量(m^3/sec)

$V_1, V_2 =$ 任意時間T의 처음과 나중의 水位

H_2 에 對한 貯水池 容積(m^3)

$T =$ 時間(普通 1 Hour = 3,600sec. 로 한다)

以上の 新公式에 依하여 計算함에 있어 圖式解法이 簡便하며 그 順序는 다음과 같다.

- a. 水位H에 對한 V를 計算하여 圖表를 作成한다.
- b. 各H에 對한 Q를 計算하여 圖表를 作成한다.
- c. 各H에 對한 ϕ_1, ϕ_2 를 計算하여 圖表를 作成한다.
- d. H_1 은 既知이므로 H_1 에 對한 ϕ_1 을 求하고 ⑨式에 依하여 ϕ_2 를 구한다.
- e. d에 依하여 求한 ϕ_2 에 對한 H_2 를 ϕ_2 曲線에 依하여 구한다.
- f. 처음 時間의 H_2 는 다음 時間의 H_1 이므로 d項과 如히 다음 時間의 ϕ_2 및 H_2 를 順次的으로 求하면 된다.

上記 順序로서 流入量에 依하여 流出量 및 貯水池 水位變動曲線이 求하여 진다.

調節率은 $f = (I_{max} - q_{max}) / I_{max}$

$f =$ 調節率

$I_{max} =$ 最大流入量 m^3/sec

$q_{max} =$ 最大排出量 m^3/sec

5. 計算例

其一. 京畿道畿湖水利組合器興貯水池餘水吐 洪水調節計算

(1) 먼저 Horton公式에 依하여 調節을 計算하려 한다.

a. 條件

流域面積 = 5,3000町 $\approx 52.56k^2$

最大日雨量 = 300mm

流出率 = 90%

溢流堰長 = 120m

滿水位 = +48m

滿水面積 = 231.26町 $\approx 2,293,000m^2$

b. 流入量計算

流入量 計算은 各 時間의 降雨量과 流達時間을 考慮하여 算出한다.

流達時間 決定

區域 面積	勾 配	流速 $V=7.2\left(\frac{H}{L}\right)^{0.6}$	流路 延長 時間	流達 區內 水時間	集 水時間
①			3km	1	1
②	1/200=0.005	$72 \times 0.005^{0.6} = 3.0k/時$	6ㄱ	2	1
③			9ㄱ	3	1
④	1/100=0.01	$72 \times 0.01^{0.6} = 4.5k/時$	12ㄱ	4	1

以上 計算結果에 依하여 一時間 流達等高線
으로 流域을 fig 1과 如히 區分함.

流入量 計算은 表一과 같다.

c. 調節計算

溢流水深 變化에 따르는 c의 變化를 Bazin氏
公式에 依하여 算出함.

$$C = \left(1.794 + \frac{0.0133}{H_o}\right) \left(1 + 0.55 \frac{H_o}{(H_o + H_d)^2}\right)$$

H_o = 溢流水深 m

H_d = 溢流堰 上流 水路底부터

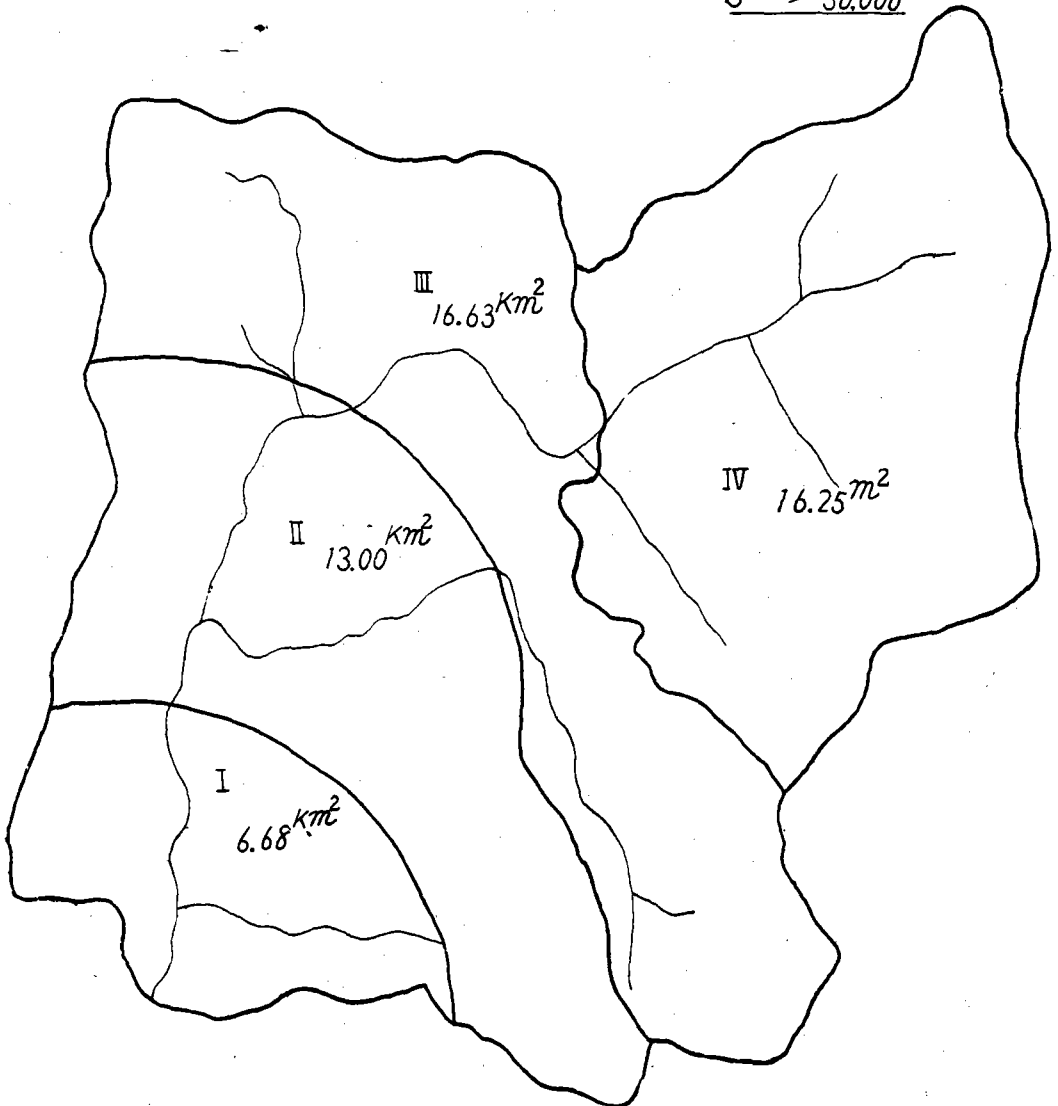
Crest까지의 高差($H_d=2m$ 로 假定함)

c의 計算結果 다음과 같다.

Fig 1

器興池集木區域平面圖

$$S = \frac{1}{50,000}$$



流入量計算表

表 1

T	雨 量	一 區	二 區	三 區	四 區	計
0~ 1	3.7	—	—	—	—	—
1~ 2	5.8	6.0	—	—	—	6.0
2~ 3	5.0	10.0	12.0	—	—	22.0
3~ 4	3.0	8.0	19.0	15.0	—	42.0
4~ 5	3.9	5.0	16.0	24.0	15.0	60.0
5~ 6	3.9	7.0	10.0	21.0	24.0	62.0
6~ 7	28.3	7.0	13.0	12.0	20.0	52.0
7~ 8	32.3	47.0	13.0	16.0	12.0	88.0
8~ 9	23.4	54.0	92.0	16.0	16.0	178.0
9~10	10.6	39.0	105.0	118.0	16.0	278.0
10~11	7.1	18.0	76.0	134.0	115.0	343.0
11~12	20.1	12.0	34.0	97.0	131.0	274.0
12~13	3.5	34.0	23.0	44.0	95.0	196.0
13~14	1.9	6.0	65.0	80.0	43.0	144.0
14~15	4.7	3.0	11.0	84.0	23.0	122.0
15~16	4.1	8.0	6.0	15.0	82.0	111.0
16~17	1.9	7.0	15.0	8.0	14.0	44.0
17~18	4.4	3.0	13.0	20.0	8.0	44.0
18~19	10.1	7.0	6.0	17.0	19.0	49.0
19~20	32.0	17.0	14.0	8.0	17.0	56.0
20~21	46.1	53.0	33.0	18.0	8.0	112.0
21~22	36.3	77.0	104.0	42.0	18.0	241.0
22~23	6.5	61.0	150.0	133.0	41.0	385.0
23~24	1.4	11.0	118.0	192.0	130.0	451.0
24~25	—	2.0	21.0	151.0	187.0	361.0
25~26	—	—	5.0	27.0	147.0	173.0
26~27	—	—	—	6.0	26.0	32.0
27~28	—	—	—	—	6.0	6.0

C 의 計算表

表 2

H	C	H	C	H	C	H	C
0.1	1.93	0.7	1.88	1.26	1.94	1.6	2.00
0.2	1.87	1.0	1.91	1.30	1.95	1.7	2.01
0.5	1.86	1.2	1.94	1.50	1.99	—	—

Q 의 計算表

表 3

H	C	L	$H^{\frac{3}{2}}$	$CH^{\frac{3}{2}}$	Q
0.1	1.93	120.0	0.040	0.0772	9.26
0.2	1.87	120.0	0.090	0.1683	20.20
0.5	1.86	120.0	0.350	0.6510	78.12
0.7	1.88	120.0	0.586	0.1020	139.25
1.0	1.91	120.0	1.000	1.9100	229.20
1.2	1.94	120.0	1.315	2.5510	306.12
1.3	1.95	120.0	1.480	2.8860	346.00
1.5	1.99	120.0	1.837	3.6560	438.72
1.7	2.01	120.0	2.217	4.4560	534.72

F₁ F₂의 計算表

表 4

標 高	H	A m ²	$\frac{AH}{T}$	$\frac{CL}{2} H_1^{\frac{3}{2}}$	F ₁	F ₂
48.0	0	2,293,000	—	—	—	—
48.1	0.1	2,315,000	60.00	5.0	59.0	69.0
48.2	0.2	2,338,000	129.30	10.0	119.9	139.9
48.5	0.5	2,405,000	334.00	39.0	295.0	373.0
48.7	0.7	2,450,000	469.00	66.0	410.0	542.0
49.0	1.0	2,518,000	699.00	115.0	584.0	814.0
49.2	1.2	2,566,000	855.00	153.0	702.0	1,008.0
49.5	1.5	2,639,000	1,089.50	219.0	880.5	1,318.5
49.7	1.7	2,687,000	1,268.80	267.0	1,001.8	1,535.8
50.0	2.0	2,760,000	—	—	—	—

溢 流 量 計 算 表

表 5

丁	降 雨 量	流 入 量	F ₁	F ₂	H	Q
	mm	m/sec				
0~ 1	3.7	—	—	—	—	—
1~ 2	5.8	6.0	—	6.0	0.015	2.0
2~ 3	5.0	22.0	4.0	26.0	0.035	4.0
3~ 4	3.0	42.0	22.0	64.0	0.090	8.0
4~ 5	3.9	60.0	56.0	116.0	0.170	17.0
5~ 6	3.9	62.0	99.0	163.0	0.230	24.0
6~ 7	28.3	52.0	137.0	189.0	0.260	29.0
7~ 8	32.3	88.0	160.0	268.0	0.340	44.0
8~ 9	23.4	178.0	204.0	382.0	0.510	82.0
9~10	10.6	274.0	300.0	573.0	0.740	144.0
10~11	7.1	343.0	434.0	777.0	0.960	216.0
11~12	20.1	274.0	561.0	735.0	1.200	236.0
12~13	3.5	196.0	599.0	735.0	0.380	222.0
13~14	1.9	144.0	573.0	717.0	0.900	175.0
14~15	4.7	127.0	522.0	649.0	0.820	170.0
15~16	4.1	111.0	479.0	530.0	0.760	150.0
16~17	1.3	44.0	440.0	484.0	0.630	113.0
17~18	4.4	44.0	371.0	415.0	0.550	92.0
18~19	10.1	49.0	323.0	372.0	0.500	78.0
19~20	32.0	56.0	294.0	350.0	0.470	71.0
20~21	46.1	112.0	279.0	371.0	0.520	84.0
21~22	36.3	241.0	302.0	548.0	0.710	134.0
22~23	6.5	385.0	414.0	739.0	0.990	225.0
23~24	1.4	451.0	574.0	1,025.0	1.220	314.0
24~25	—	361.0	711.0	1,072.0	1.260	334.0
25~26	—	178.0	738.0	917.0	1.110	270.0
26~27	—	32.0	647.0	679.0	0.850	180.0
27~28	—	6.0	499.0	505.0	0.660	120.0

(2) 다음 新公式에 依하여 計算하면 다음과 같다

b. ϕ_1 ϕ_2 의 計算結果는 다음과 같으며 fig4와

a. 流入量, 前項의 計算値와 同一함.

如히 圖示 한다.

Fig 2 Q F₁ F₂ 圖表 (器興池)

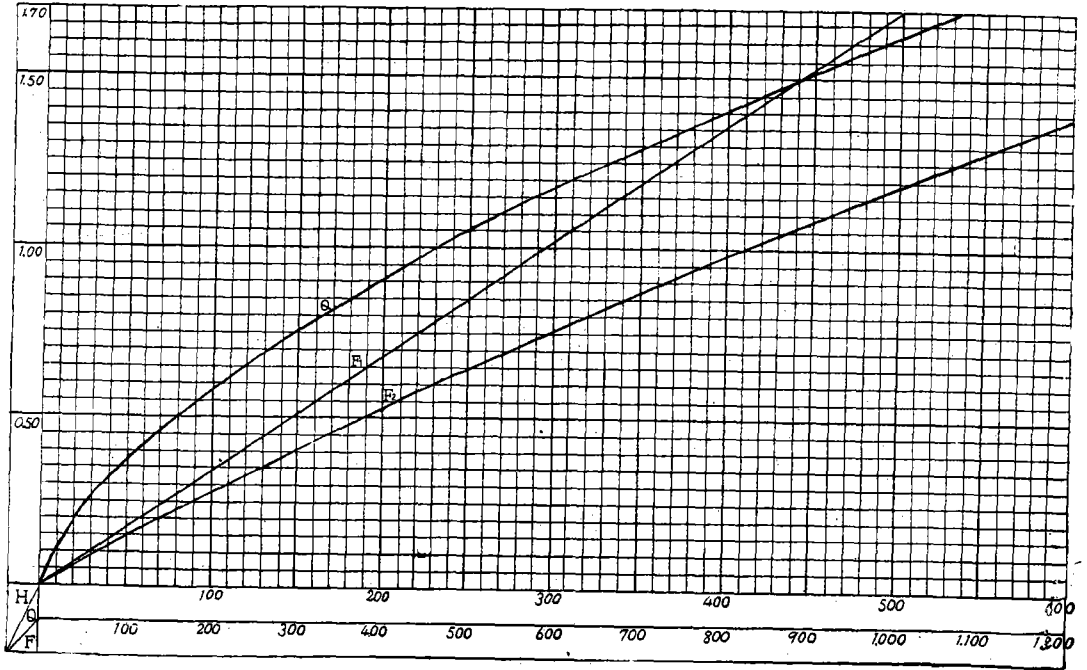
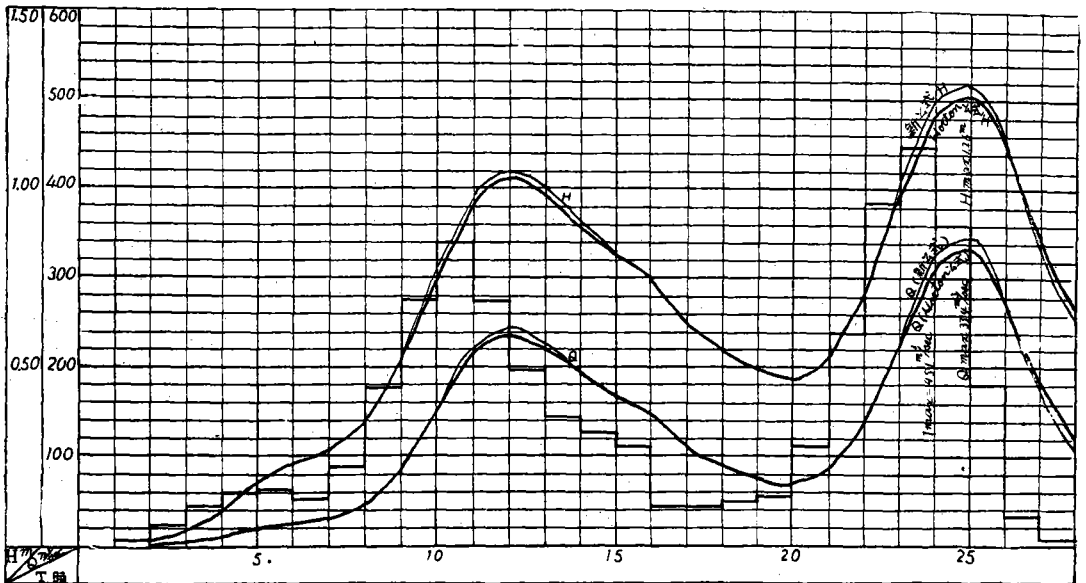


Fig 3 器興池洪水調節圖表



ϕ_1 ϕ_2 의 計算

表 6

標高	H	A m ²	平均面積	V	V	$\frac{V}{T}$	$\frac{q}{2}$	ϕ_1	ϕ_2	附記
48.00	0	2,293,000	—	—	—	—	—	—	—	
48.10	0.10	2,315,000	2,304,000	230,400	230,400	64	5	59	69	
48.20	0.20	2,338,000	2,326,500	232,650	463,050	129	10	119	139	
48.50	0.50	2,405,000	2,371,500	711,450	1,174,500	326	39	287	365	
48.70	0.70	2,450,000	2,427,500	485,500	1,660,000	461	66	395	527	
49.00	1.00	2,518,000	2,484,000	745,200	2,405,200	668	115	553	783	
49.20	1.20	2,566,000	2,542,000	508,400	2,913,600	809	153	656	962	
49.50	1.50	2,639,000	2,602,500	780,750	3,694,350	1,026	219	807	1,245	

溢流量 計算表

表 7~1

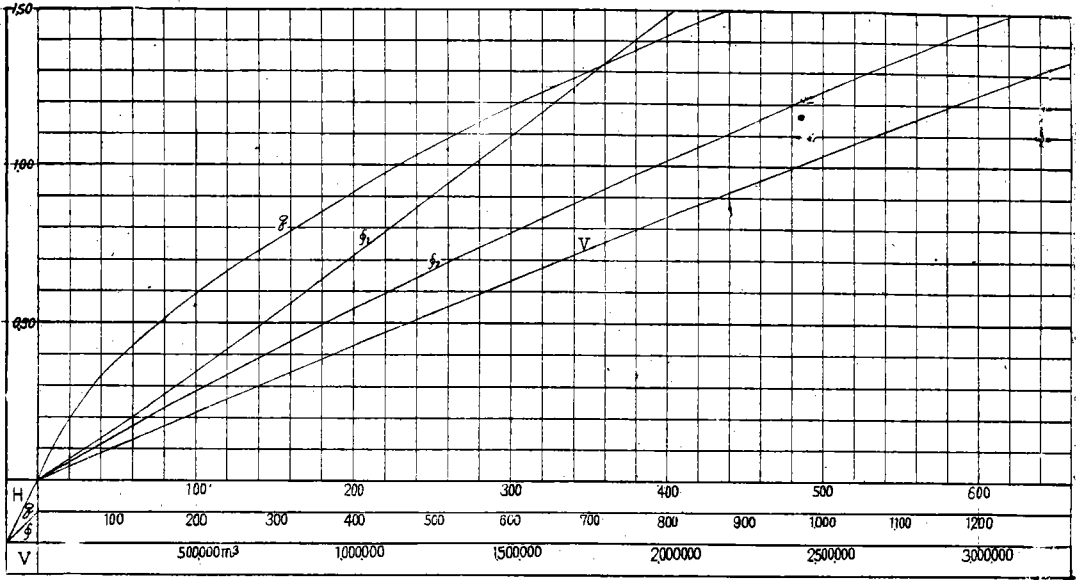
T	降雨量	流入量	ϕ_1	ϕ_2	H	q	附記
	mm	m ³ /sec			m	m ³ /sec	
0~1	3.7	—	—	—	—	—	
1~2	5.8	6	—	6	0.015	2	
3	5.0	22	4	26	0.035	4	
4	3.0	42	22	64	0.090	8	
5	3.9	60	56	116	0.170	17	
6	3.9	62	99	161	0.230	24	
7	28.3	52	137	189	0.270	30	
8	32.3	88	159	247	0.350	44	
9	23.4	178	203	381	0.520	83	
10	10.6	278	298	576	0.760	149	
10~11	7.1	343	427	770	0.985	224	
12	20.1	274	546	820	1.040	244	
13	3.5	196	576	772	0.990	225	
14	1.9	144	547	691	0.890	191	
15	4.7	127	500	627	0.820	169	
16	4.1	111	458	569	0.750	147	
17	1.9	44	422	466	0.630	110	
18	4.4	44	356	400	0.545	89	
19	10.1	49	311	360	0.490	75	
20	32.0	56	285	341	0.470	70	
21	46.1	112	271	383	0.520	83	
22	36.3	241	300	541	0.715	136	
22~23	65	385	405	790	1.010	232	
24	1.4	451	558	1,009	1.250	328	
24~1	—	361	681	1,042	1.290	343	
1~2	—	179	699	878	1.110	269	
3	—	32	609	641	0.830	173	
4	—	6	468	474	0.640	113	

以上 計算結果比較表

表 7~2

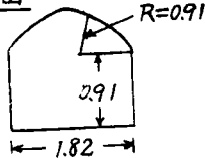
區分	Horton公式	新公式	計算差	附記
I max	m ³ /sec 451.00	m ³ /sec 451.00	—	
q max	m ³ /sec 334.00	m ³ /sec 343.00	m ³ /sec 9	
H max	m 1.26	m 1.29	m 0.03	

Fig 4 V f₁ f₂ 圖表 (器樂池)



其二. 全南 海南水利
組合 陽村池 最終
締切時의 洪水調節
計算

斷面圖



a. 條件

本貯水池는 4290年 11月 最終締切을 着工하
여 現在 滿水位 以下 1.50m 線까지 進工되
고 樋管이 開放되어 있고 假餘水吐(放流式)가
되어 있음.

流域面積 = 1.776町 = 17.61k²

最大日雨量 = 300mm 流出率 90%

樋管斷面 = 幅 1.82m, 高 1.82m

假放水路 = 幅 40m 底面標高 210尺

b. 流入量

日 最大降雨量 300mm 의 各 時間別 降雨量
에 依하여 流路延長이 比較的 적으므로 流水
의 遲滯關係는 無視하고 每時間 直接 貯水池
에 流入하는 것으로 함.

$$I = \frac{rA\phi}{T} \quad \phi = 90\%$$

c. Horton氏의 公式에 依한 調節 計算

$$I = \frac{q_1 + q_2}{2} + A \left(\frac{H_2 - H_1}{T} \right)$$

$$\frac{q_2}{2} + \frac{AH_2}{T} = F_2$$

$$\frac{AH_1}{T} - \frac{q_1}{2} = F_1$$

$$F_2 = I + F_1$$

q의 計算

樋管을 long pipe 로 보면 $q = CA\sqrt{2gH}$

$$C = \sqrt{\frac{1}{1 + f_1 + f_2 \frac{l}{R}}}$$

f₁ = 流入損失係數 (0.5)

f₂ = 摩擦損失係數 $f_2 = a \left(1 + \frac{b}{R} \right)$

l = 樋管長 (m)

R = 動水半徑

$$R = \frac{A}{P} \quad A = 2.95m^2 \quad P = 650m$$

$$R = 0.454m \quad l = 88.5m$$

$$f_1 = 0.5 \quad f_2 = 0.0034$$

$$C = \sqrt{\frac{1}{1.5 + 0.0034 \times \frac{88.5}{0.454}}}$$

$$= \sqrt{\frac{1}{2.16}} = 0.68$$

$$q = 0.68 \times 2.95 \times \sqrt{19.6}$$

$$\sqrt{H} = 8.886 \sqrt{H}$$

假放水路의 q는

$$q = 1.7CBh^{\frac{3}{2}} \quad \text{但 } C = 0.8$$

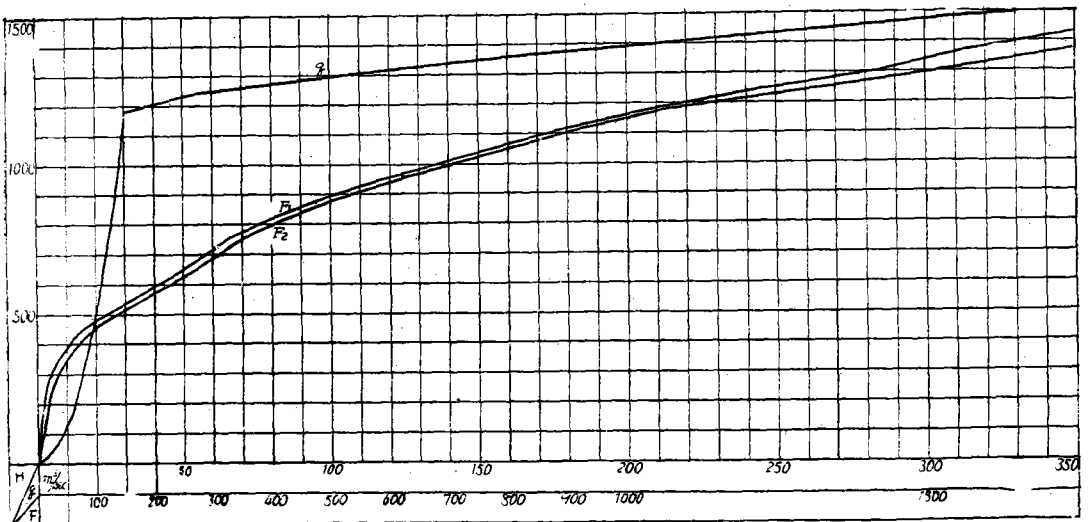
$$B = 40.00m \quad h = \text{溢流水深}$$

q. F₁. F₂ 計 算 表

表 8

標 高 (尺)	H	A m ²	AH m ³	$\frac{AH}{T}$	\sqrt{H}	q	$\frac{q}{2}$	F ₁	F ₂	附 記
170	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
180	2.75	32,300	88,800	24.67	1.658	14.74	7.37	17.30	32.04	
182	3.36	43,200	145,200	40.33	1.833	16.29	8.15	32.18	48.48	
184	3.96	55,900	221,400	61.50	1.990	17.68	8.84	52.66	70.34	
186	4.57	70,700	323,100	89.75	2.138	19.00	9.50	80.25	99.25	
188	5.17	91,000	470,500	130.69	2.274	20.21	10.11	130.58	150.79	
190	5.78	121,400	701,700	194.92	2.404	21.36	10.68	184.24	205.60	
192	6.39	142,600	911,200	253.11	2.528	22.46	11.23	241.88	264.34	
194	6.99	153,900	1,075,600	298.78	2.644	23.49	11.75	287.03	310.53	
196	7.60	163,800	1,244,900	345.81	2.757	24.50	12.25	333.56	358.06	
198	8.20	180,900	1,483,400	412.06	2.864	25.45	12.73	399.33	424.75	
200	8.81	200,100	1,762,900	489.70	2.968	26.37	13.19	476.51	502.89	
202	9.42	224,500	2,114,800	587.44	3.069	27.27	13.64	573.80	601.07	
204	10.02	249,100	2,496,000	693.33	3.192	28.36	14.18	679.15	707.51	
206	10.63	263,000	2,895,700	804.40	3.26	28.97	14.49	789.91	818.88	
208	11.23	295,100	3,314,000	920.56	3.35	29.77	14.89	905.67	935.44	
210	11.84	320,700	3,797,100	1,054.75	3.44	30.57	15.29	1,039.46	1,070.04	假餘水吐 底
212	12.45	371,100	4,620,200	1,283.39	3.53	56.67	28.34	1,255.05	1,311.72	q는 假放 水路의 流量을加 하였음.
214	13.05	407,600	5,319,200	1,477.50	3.61	104.28	52.14	1,425.36	1,529.64	
216	13.66	431,000	5,887,500	1,635.30	3.70	164.38	82.19	1,553.11	1,717.49	
218	14.26	467,000	6,650,100	1,847.20	3.77	238.00	119.00	1,728.20	1,966.26	
220	14.87	492,500	7,323,500	2,034.20	3.86	320.90	160.45	1,873.75	2,194.65	

fig 5
q, F₁, F₂ 圖表 (陽村池)



貯水池水位計算表

表 9

T	降雨量 mm	流入量 m ³ /sec	F ₁	F ₂	H	q	附 記
0~1	3.7	16.15	—	16.15	1.60	11.00	
2	5.8	25.32	5.15	30.47	2.70	14.00	
3	5.0	21.83	16.47	38.30	3.00	15.50	
4	3.0	13.10	22.80	35.90	2.90	15.00	
5	3.9	17.03	20.90	37.93	3.00	15.50	
6	3.9	17.03	22.43	39.46	3.10	15.70	
7	28.3	123.58	23.76	147.34	5.10	20.00	
8	32.3	141.05	127.34	268.39	6.40	23.00	
9	23.4	102.18	245.39	347.57	7.45	24.50	
10	10.6	46.29	323.07	369.36	7.70	25.00	
10~11	7.1	31.00	344.36	375.36	7.80	25.00	
11~12	20.1	87.77	350.36	438.13	8.30	26.00	
13	3.5	15.28	412.13	427.41	8.20	25.80	
14	1.9	8.29	401.61	409.90	8.10	25.50	
15	4.7	20.52	384.40	404.92	8.00	25.40	
16	4.1	17.90	379.52	397.42	7.97	25.30	
17	1.9	8.29	372.12	380.41	7.85	25.00	
18	4.4	19.21	355.41	374.62	7.75	25.00	
19	10.1	44.10	349.62	393.72	7.95	25.20	
20	32.0	139.74	368.52	508.26	8.80	26.50	
21	46.10	201.31	481.76	683.07	9.90	28.50	
21~22	36.3	158.52	654.57	813.09	10.60	29.00	qmax Hmax
23	6.5	28.38	784.09	812.47	10.59	29.00	
24	1.4	6.11	783.47	789.58	10.45	29.00	
0~1	—	—	760.58	760.58	10.30	28.80	
2	—	—	731.78	731.78	10.10	28.50	

b. 新公式에 依한 調節計算

φ₁ φ₂의 計 算 表

表 10

標 高	H	V	$\frac{V}{T}$	$\frac{q}{2}$	φ ₁	φ ₂	附 記
170	—	—	—	—	—	—	
180	2.75	13,000	4	7.37	(-)3.37	11.37	
182	3.36	25,698	7.00	8.15	(-)1.15	15.15	
184	3.96	59,414	16.00	8.84	7.16	24.84	
186	4.57	102,481	28.00	9.50	18.50	37.50	
188	5.17	157,487	44.00	10.11	33.89	54.11	
190	5.78	229,727	64.00	10.68	53.32	74.68	
192	6.39	319,727	88.00	11.23	76.77	99.23	
194	6.99	420,346	117.00	11.75	105.25	128.75	
196	7.60	528,404	147.00	12.25	134.75	159.25	
198	8.20	645,635	179.00	12.73	166.27	191.73	
200	8.81	775,210	215.00	13.19	201.81	228.19	
202	9.42	919,624	255.00	13.64	241.36	268.64	
204	10.02	1,080,699	300.00	14.18	285.82	314.18	
206	10.63	1,254,860	348.00	14.49	333.51	362.49	
208	21.23	1,444,669	401.00	14.89	386.11	415.89	
210	11.84	1,654,107	459.00	15.29	443.71	474.29	
212	12.45	1,889,380	525.00	28.34	496.76	553.34	
214	13.05	2,154,197	599.00	52.14	546.86	651.14	
216	13.66	2,439,384	678.00	82.19	595.81	760.19	
218	14.26	2,744,773	762.00	119.00	644.00	881.00	
220	14.87	3,071,072	853.00	160.45	692.55	1,013.45	

貯水池水位計算表

表 11

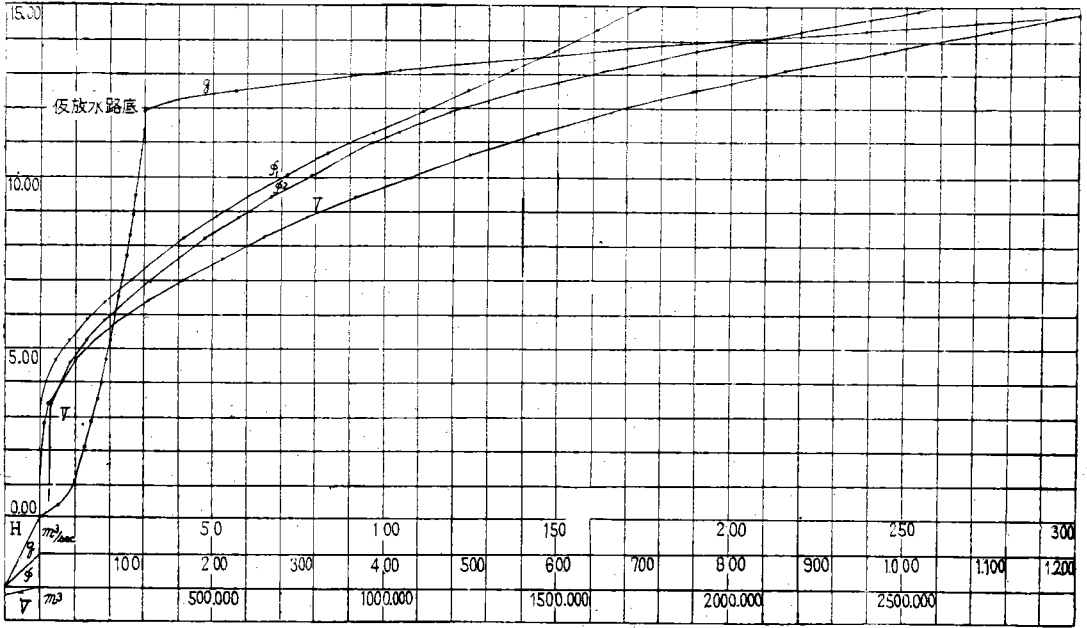
T	降雨量	流入量	ϕ_1	ϕ_2	H	q	記	記
0~1	3.7	16.15	—	16.15	3.40	16.15		
2	5.8	25.32	—	25.32	4.00	18.00		
2~3	5.0	21.83	7.32	29.15	4.20	18.00		
4	3.0	13.10	11.15	24.25	4.00	18.00		
5	3.9	17.03	6.25	23.28	3.90	17.50		
6	3.9	17.03	5.78	22.81	3.80	17.20		
7	28.3	123.58	5.61	129.19	7.05	23.60		
8	32.3	141.05	105.59	246.64	9.05	27.00		
9	23.4	102.18	219.64	321.82	10.10	28.50		
10	10.6	46.29	293.32	339.61	10.35	29.00		
11	7.1	31.00	310.61	341.61	10.40	29.00		
12	20.1	87.77	312.61	400.38	11.10	29.80		
13	3.5	15.28	370.58	385.86	10.90	29.50		
14	1.9	8.29	356.36	364.65	10.70	29.20		
15	4.7	20.52	335.45	355.97	10.50	29.00		
16	4.1	17.90	326.97	344.87	10.40	29.00		
17	1.9	8.29	315.87	324.16	10.15	28.50		
18	4.4	19.21	295.66	314.87	10.00	28.50		
19	10.1	44.10	286.37	330.47	10.20	28.60		
20	32.0	139.74	301.87	441.61	11.55	30.30		
21	46.10	201.31	411.32	612.62	12.80	84.00		
22	36.3	158.52	528.62	687.14	13.25	124.00		
23	6.5	28.38	563.14	591.52	12.70	77.00		
24	1.4	6.11	514.52	520.63	12.20	40.00		Σq 809.25
1	—	—	480.63	480.63	11.90	31.00		
2	—	—	449.64	449.63	11.60	30.20		

計 算 結 果

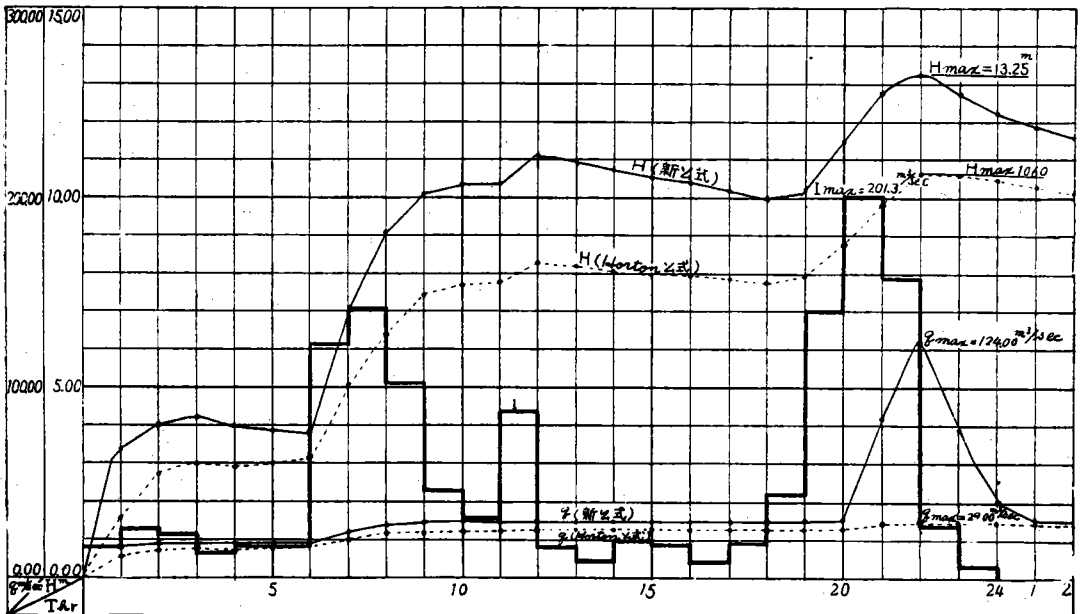
表 12

區 分	單位	Horton 公式	新 公 式	計 算 差	附 記
流域面積	町	1.776町	1.776町	—	
降雨量	耗	300mm/day	300	—	
流出率	%	90	90	—	
總流入量 (ΣI)	m ³	4,716,000	4,716,000	—	
I max	m ³ /sec	201.31	201.31	—	
q max	m ³ /sec	29.00	124.00	(+) 95.00	
H max	m	10.60	13.25	(+) 2.65	
0~24時間總流出量(Σq)	m ³	1,926,000	2,914,000	(+) 1,008,000	
24時現在貯水池殘水量 V_0	m ³	1,210,000	1,795,000	(+) 585,000	
$\Sigma q + V_0$	m ³	3,136,000	4,709,000	(+) 1,593,000	
$\Sigma I - (\Sigma q + V_0) = m$	m ³	1,580,000	7,000	(+) 1,463,000	
誤差率 $l = \frac{m}{\Sigma I}$	%	33.5	0.15	33.35	

Fig. 9, 9₁, 9₂, 7 圖表 (陽村池)



陽村池最終締切洪水調節計算圖表



6. 結 論

Horton氏 公式은 理論的으로는 合理的이라 하겠으나 實地計算에 있어 (2)式을 滿足시킬 수 있는 計算方法이라고 하기는 매우 困難하다. 計算例 其一 및 fig 3에서 보는 바와 같이 22時~25時까지 即 貯水池 水位 上昇時는 實地 水位(新公式에 依한 水位) 보다 Horton氏 公式에 依한 計算水位가 낮고 反對로 25時~28時 即 水位 下降時는 實地水位보다 높다. Horton氏 公式 및 新公式에 依한 計算의 正確性을 比較하여 보기로 한다. 어떤 時間의 總流入量을 ΣI , 總流出量을 Σq , 貯水池 內殘水量을 V_0 로 하면, 다음 式이 成立된다.

$$\Sigma I = \Sigma q + V_0 \dots\dots\dots \textcircled{10}$$

計算結果가 ⑩式을 滿足시키는 與否는 計算의 正, 不正確을 가리킨다. 22時~25時 3時間에 對하여 ⑩式에 依하여 計算하면 Horton氏 公式 計算結果,

$$\begin{aligned} \Sigma I &= 1,197\text{m}^3/\text{sec} \times 3,600\text{sec} = 4,309,000\text{m}^3 \\ \Sigma q &= 773\text{m}^3/\text{sec} \times 3,600\text{sec} = 2,783,000\text{m}^3 \\ V_0 &= 3,060,000 - 1,680,000 = 1,380,000\text{m}^3 \\ \Sigma I - (\Sigma q + V_0) &= 146,000\text{m}^3 \dots\dots (\text{m로 한다}) \end{aligned}$$

10 式은 成立되지 않으며 誤差率 $\frac{m}{\Sigma I} = 3.4\%$ 이다.

新公式 計算結果

$$\begin{aligned} \Sigma I &= 4,309,000\text{m}^3 \\ \Sigma q &= 799.5\text{m}^3/\text{sec} \times 3,600\text{sec} = 2,878,000\text{m}^3 \\ V_0 &= 3,145,000 - 1,695,000 = 1,450,000\text{m}^3 \\ \Sigma I - (\Sigma q + V_0) &= (-)19,000\text{m}^3 \\ \frac{m}{\Sigma I} &= 0.4\% \end{aligned}$$

以上 結果 新公式에 依한 計算結果의 誤差率은 0.4%로서 Horton氏 公式의 3.4%에 比하면 훨씬

정 正確하다.

新公式에 依한 誤差 0.4%는 圖表의 誤差 및 圖表의 判讀差로서 생겨진 것이고 ⑩式을 滿足시킨다. Horton氏 公式에 依한 計算式 結果는 ⑩式 右邊 $\Sigma q + V_0$ 가 ΣI 보다 $146,000\text{m}^3$ 나 적은바 이는 3項에서 說明한바 대로 A와 A_1, A_2 와의 差異에서 생겨진 것이다.

即 ⑤式 左邊에 있어 $A_1 < A_2$ 인때(水位上昇時)는 實地 水位보다 낮아지는 것을 證明해 주는 것이다.

다음 計算例 其2는 H 및 A의 變化가 큰 境遇인데 Horton의 公式에 依하여 計算한 結果는 誤差率 33.5%로써 實用的 價値는 全然없다. fig 7에 나타난 대로 貯水內水位 上昇時는 實地 水位보다 낮고 水位 下降時는 其 低下率이 적다. 新公式에 依한 計算誤差는 計算例 其二 計算結果表에 記載한 바와 같이 $e=0.15\%$ 로서 相當한 精度를 示顯하고 있다.

新公式은 調節計算에 있어 ϕ_1, ϕ_2 等 數値가 物部 公式 및 其他 公式에 比하여 적게 나오므로 計算이 簡便하고 圖示를 正確하게 할 수 있으며 Ekdahl 公式에 比하여 計算이 容易 迅速하다.

新公式에 依한 調節計算은 貯水池餘水吐, 溢流量 計算 및 最終縮切時 貯水池 水位計算等に 適用될 뿐 아니라 排水閘門의 排除計算에도 適用할 수 있다. 今後 各 貯水池設計의 洪水調節計算에 있어 新公式을 適用함으로써 計算誤差를 除去하여 正確한 溢流量計算을 行하며 特히 最終縮切時의 洪水調節計算은 本公式을 使用하여 實地와 符合되는 水位를 求함으로써 設計에 一助가 되기를 바란다.

(筆者 大韓 水聯事業部 調査 一係長)