

鹿ノ子ダム水理模型実験報告

三原孝二* 郡 義和**
竹本成行*** 山本正毅****

まえがき

本文は、常呂川の上流に建設中である鹿ノ子ダムの洪水吐施設および減勢工について、模型実験により水理機能を検討したものである。

1 鹿ノ子ダム

一級水系常呂川流域総合開発の一環として、その上流置戸町字常元地先に鹿ノ子ダムを建設している。ダムの諸元を表-1、図-1、2に示す。

表-1 鹿ノ子ダム諸元

堤高	55.5 m
堤頂長	210.0 m
堤体積	200,000 m ³
流域面積	124 km ²
湛水面積	2.1 km ²
総貯水容量	39,800,000 m ³
有効貯水容量	35,800,000 m ³
非常用洪水吐	幅 8.0 m, 高 8.1 m, 2 門 ローラーゲート
常用洪水調節放流管	幅 1.6 m, 高 1.8 m, 1 門 ラジアルゲート
基本高水流量	460 m ³ /sec
設計洪水流量	750 m ³ /sec

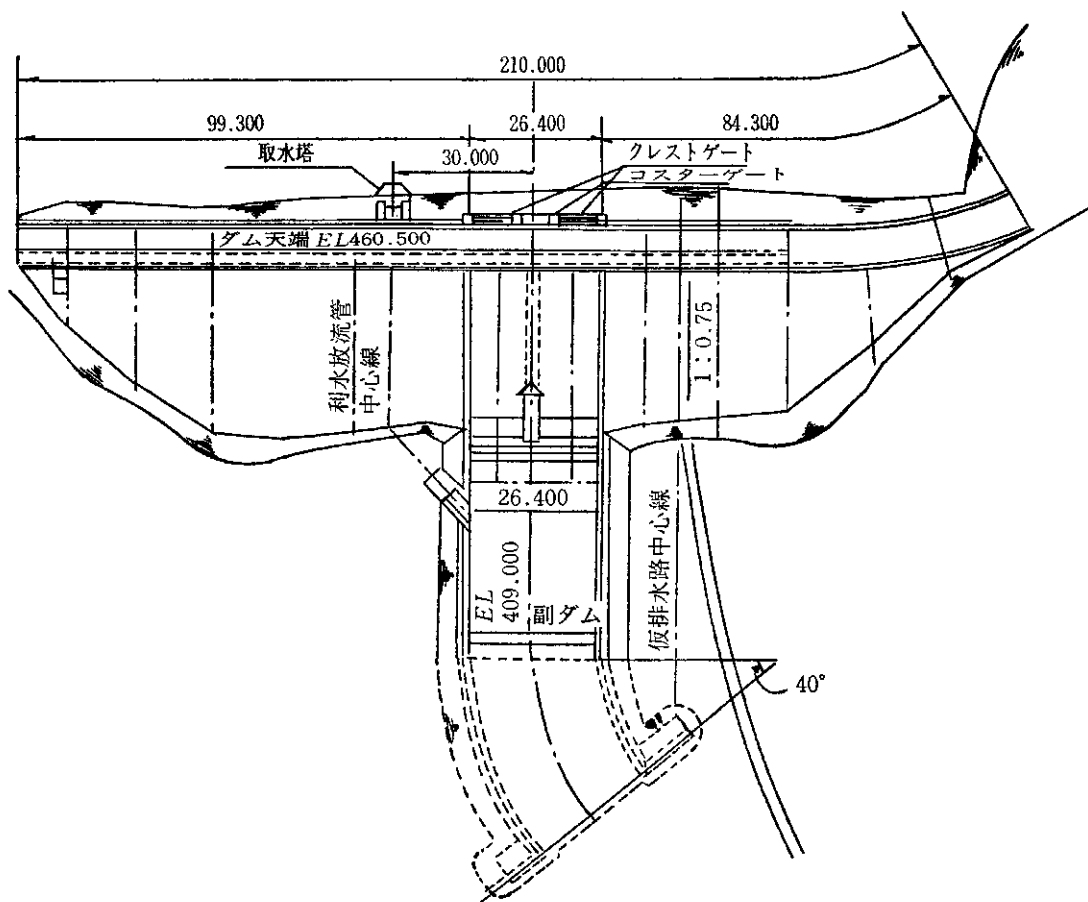


図-1 平面図

*河川研究室員 **前河川研究室主任研究員 現建設部河川管理課管理技術第2係長 ***河川研究室副室長 ****国土開発建設部鹿ノ子ダム建設事業所調査設計班設計係長

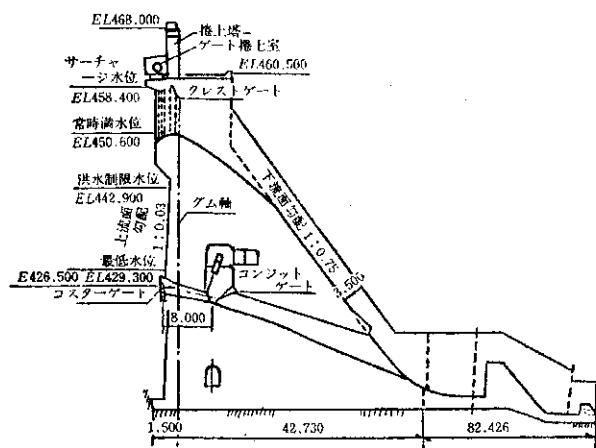


図-2 越流部標準断面

2 実験概要

(1) 実験項目

洪水吐施設および減勢工について、以下に列記する項目について実験を行った。

イ. クレスト越流部の種別

- (i) 放流能力
- (ii) 越流部水面形状
- (iii) ゲート半開時放流量

ロ. デフレクターの形状

ハ. 減勢池について 一筋ダム位置と減勢効果一

(2) 模型

ダム本体は外部から流況を観察できるように透明なアクリル樹脂板で製作し、下流河道はモルタル仕上げとした。

模型縮尺は縦横ともに 1/25 である。ダムの水理模型実験においては実物と模型の相似律として一般にフルードの相似則が適用される。したがって、基本量の換算比は表-2 のとおりとなる。

模型の実物に対する粗度係数の縮尺率は同表より 1/1.710 である。予備実験からアクリル板の粗度として、 $n=0.009$ の値を得た。実物に換算すると $n=0.015$ となり、コンクリート構造物の粗度が $n=0.014 \sim 0.020$ 程度

表-2 諸量の縮尺率

基本量	次元	縮尺	尺
長さおよび水深	L	X	1 : 25
流速	LT^{-1}	$X^{1/2}$	1 : 5
流量	L^3T^{-2}	$X^{5/2}$	1 : 3,125
粗度係数	$L^{-1/3}T$	$X^{1/6}$	1 : 1.710
圧力	$ML^{-2}T^{-2}$	X	1 : 25
流量係数	—	—	1 : 1

であるから、本実験は十分に相似を満足している。

3 実験結果と考察

(1) クレスト越流部について

イ. 放流能力

クレスト越流部は、流量係数が大きく、越流底面に負圧発生のない形状にすることが必要である。流量係数を大きくするには、クレスト部の曲率半径を小さくすることおよび下流面曲線をスレンダーにすることである。しかし、こうすることによって負圧の発生は避けがたい。満足する形状は、刃形せきの自由ナップ下側水脈線を保持する形状である。代表的な形状としては、表-3 および図-3 に示すランドロフ (Randolph) 曲線とハロルド (Harrold) 曲線がある。¹⁾

鹿ノ子ダムの場合、多年の経験に基づいてハロルド曲線が採用され、 H_d (設計水頭) = 8.1 m, $x_1 = 2.285$ m, $x_2 = 1.418$ m, $r_1 = 4.050$ m, $r_2 = 1.620$ m, $Y = 0.08448 X^{1.85}$ と設計された。

越流量 Q は、一般に(1)式で表される。

$$Q = n \cdot C \cdot B \cdot H^{3/2} \dots \dots \dots (1)$$

ここに、 Q : 流量 (m^3/sec)

n : 径間数

C : 流量係数

B : 1 径間当たりの越流幅 (m)

H : 越流頂を基準面とする全水頭 (m)

流量係数については、次に示す岩崎の式および石井、

表-3 標準型越流頂の形状

	ランドロフ	ハロルド
x_1/H_d	0.287	0.282
x_2/H_d	0.180	0.175
r_1/H_d	0.5	0.5
r_2/H_d	0.2	0.2
$f(x/H_d)$	$0.53 (x/H_d)^{1.8}$	$0.50 (x/H_d)^{1.85}$

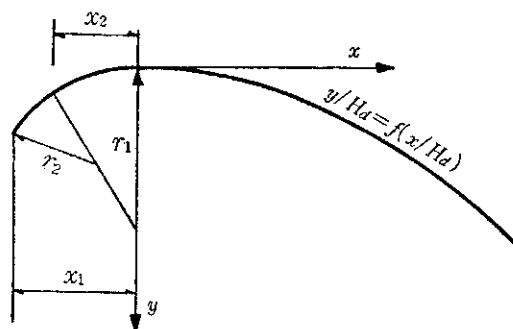


図-3 標準型越流頂各部の記号

藤本の式³⁾が使用される。

$$\text{岩崎の式} : C = 1.60 \frac{1 + 2a(H/H_d)}{1 + a(H/H_d)} \dots\dots\dots(2)$$

$$C_d = 2.200 - 0.0416 (H_d/W)^{0.99}$$

ここに、 a : 定数 $(a = \frac{C_d - 1.60}{3.20 - C_d})$

H : 越流水頭 (m)

H_d : 設計水頭 (m)

C_d : $H=H_d$ における流量係数

W : 堤高 (m)

$$\text{石井・藤本の式} : C = C' \left\{ 1 - M_d \left(\frac{H}{H_d} \right)^{3/2} \right\} \dots\dots\dots(3)$$

ここに、 C : 橋脚、橋台の影響を考慮した流量係数

C' : 橋脚、橋台のない二次元越流頂の流量係

表-4 クレスト越流係数 (原設計)

	EL(m)	H(m)	H/H _d	実験値		藤本の式				実験値との差 (%)	岩崎の式			実験値との差 (%)
				Q (m ³ /sec)	C	Q (m ³ /sec)	C	C'	M _d		Q (m ³ /sec)	C	C'	
1	451.60	1.0	0.123	25.270	1.579	28.336	1.771	1.777	0.076	12.11	27.232	1.702	1.708	7.80
2	452.60	2.0	0.247	76.980	1.701	82.771	1.829	1.846	0.076	7.52	80.825	1.786	1.803	4.98
3	453.60	3.0	0.370	143.670	1.728	156.300	1.880	1.913	0.076	8.82	154.055	1.853	1.885	7.26
4	454.60	4.0	0.494	234.870	1.835	246.400	1.925	1.978	0.076	4.99	244.224	1.908	1.960	4.01
5	455.60	5.0	0.617	334.420	1.869	351.509	1.965	2.041	0.076	5.21	348.825	1.950	2.025	4.43
6	456.60	6.0	0.741	442.220	1.881	470.066	1.999	2.102	0.076	6.35	466.538	1.984	2.085	5.49
7	457.60	7.0	0.864	571.260	1.928	600.943	2.028	2.161	0.076	5.25	595.017	2.008	2.138	4.16
8	458.70	8.1	1.000	715.350	1.939	757.614	2.054	2.224	0.076	5.97	746.917	2.025	2.192	4.42

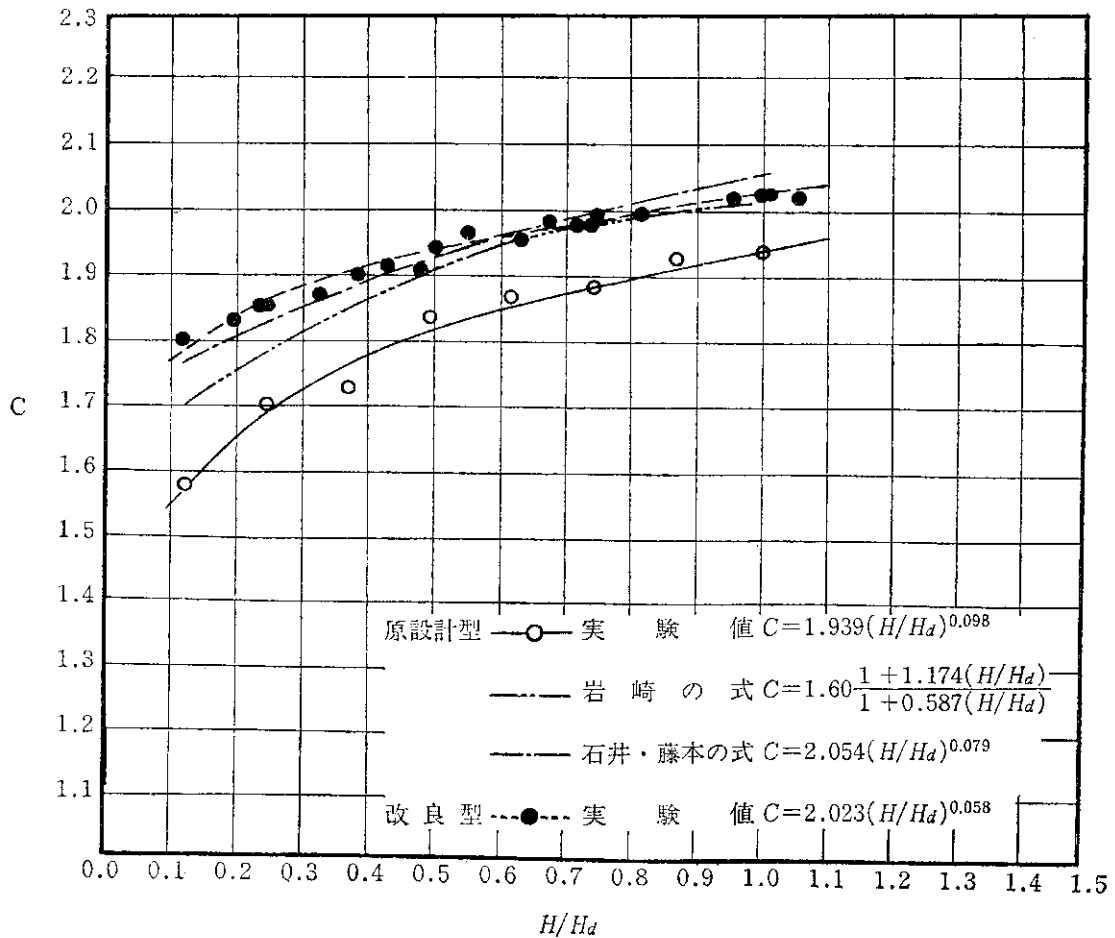


図-4 流量係数

数

$$C' = 1.704 \left\{ 1 + 0.704 \left(\frac{H}{H_d} \right) \right\}^{1/2} \dots\dots\dots(4)$$

$$M_d = 0.0756 \left(\frac{H_d}{B} \right)^{1/2} \dots\dots \left(\begin{matrix} n=1 \\ n \geq 2 \end{matrix} \text{ かつ } \frac{b}{s} \geq 0.8 \right) \dots\dots\dots(5)$$

$$M_d = 0.0756 \left(\frac{H_d}{B} \right)^{1/2} \left\{ \frac{1}{n} + 1.465 \left(\frac{n-1}{n} \right) \left(\frac{b}{s} \right)^{1.7} \right\} \dots\dots \left(\begin{matrix} n \geq 2 \\ \text{かつ } \frac{b}{s} < 0.8 \end{matrix} \right) \dots\dots\dots(6)$$

M_d : 二次元越流係数に対する橋脚、橋台の補正係数

b : 橋脚幅 (m)

s : 堤頂から橋脚先端までの水平長 (m)

石井・藤本の式によると、 $n=2$ 、 $b=10.4$ m および $s=2.285$ m より $b/s > 0.8$ であるから(5)式を用いて、 $H_d=8.1$ m、 $B=16$ m (1門8 m×2門)における流量係数を求めると、 $C=2.054(H/H_d)^{0.079}$ となる。一方、岩崎の式によると、 $W=42.60$ m、 $H_d=8.1$ m から流量係数は

$$C = 1.60 \frac{1 + 1.174(H/H_d)}{1 + 0.587(H/H_d)}$$

になるが、これは二次元の場合なので、それを(3)式に代

入して三次元としての値を求めた。両式の計算値と実験値とを表-4 および図-4 に示す。

実験値は、 $C=1.939(H/H_d)^{0.098}$ (原設計型) で表示される。図-4 から明らかなように、実験値に比べて計算値

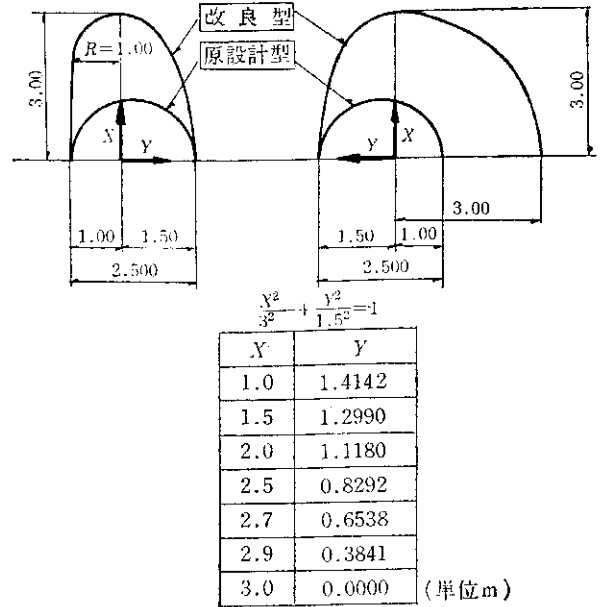


図-5 橋脚・橋台の改良型 (左クレスト)

表-5 クレスト越流係数 (改良型)

No.	EL(m)	H(m)	H/H _d	実験値		藤本の式				実験値との差 (%)	岩崎の式			
				Q (m ³ /sec)	C	Q (m ³ /sec)	C	C'	M _d		実験値との差 (%)	Q (m ³ /sec)	C	C'
1	451.57	0.97	0.120	27.56	1.803	27.037	1.774	1.769	0.076	-1.90	25.981	1.705	1.700	-5.73
2	452.14	1.54	0.190	56.01	1.832	55.131	1.814	1.803	0.076	-1.57	53.498	1.761	1.750	-4.49
3	452.49	1.89	0.233	76.98	1.852	75.782	1.839	1.823	0.076	-1.56	73.894	1.793	1.777	-4.01
4	452.54	1.94	0.240	80.24	1.855	78.929	1.842	1.826	0.076	-1.63	77.010	1.797	1.781	-4.03
5	453.26	2.66	0.328	129.89	1.871	129.363	1.891	1.864	0.076	-0.41	127.169	1.859	1.832	-2.09
6	453.70	3.10	0.383	166.14	1.902	164.642	1.920	1.885	0.076	-0.90	162.389	1.894	1.859	-2.26
7	454.09	3.49	0.431	199.32	1.911	198.567	1.945	1.903	0.076	-0.38	196.295	1.923	1.882	-1.52
8	454.50	3.90	0.481	234.87	1.906	236.804	1.972	1.922	0.076	0.82	234.511	1.953	1.903	-0.15
9	454.70	4.10	0.506	257.75	1.940	256.380	1.985	1.930	0.076	-0.53	254.068	1.967	1.913	-1.43
10	455.09	4.49	0.554	299.11	1.965	296.244	2.009	1.946	0.076	-0.96	293.850	1.993	1.930	-1.76
11	455.71	5.11	0.631	361.37	1.955	364.035	2.048	1.970	0.076	0.74	361.331	2.033	1.955	-0.01
12	456.07	5.47	0.675	405.80	1.982	405.783	2.070	1.982	0.076	0.00	402.752	2.054	1.968	-0.75
13	456.39	5.79	0.715	440.72	1.977	444.302	2.089	1.993	0.076	0.81	440.866	2.073	1.978	0.03
14	456.56	5.96	0.736	460.00	1.976	465.291	2.099	1.999	0.076	1.15	461.589	2.083	1.983	0.35
15	456.70	6.01	0.742	469.19	1.990	471.532	2.102	2.000	0.076	0.50	467.745	2.086	1.984	-0.31
16	457.20	6.60	0.815	541.53	1.996	547.456	2.138	2.018	0.076	1.09	542.396	2.118	1.999	0.16
17	457.81	7.21	0.890	622.48	2.010	630.183	2.173	2.034	0.076	1.24	623.212	2.149	2.012	0.12
18	458.34	7.74	0.956	694.43	2.016	705.340	2.204	2.047	0.076	1.57	696.144	2.175	2.021	0.25
19	458.65	8.05	0.994	740.00	2.025	750.638	2.222	2.054	0.076	1.44	739.871	2.190	2.025	-0.02
20	458.72	8.12	1.002	750.00	2.026	760.998	2.225	2.056	0.076	1.47	749.846	2.193	2.025	-0.02
21	459.16	8.56	1.057	810.44	2.023	827.195	2.250	2.064	0.076	2.07	813.374	2.213	2.030	0.36

は過大な放流能力を与える。すなわち、藤本の式で5~12%、岩崎の式で4~8%大きい。これは、鹿ノ子ダムにあっては、橋脚、橋台の諸元、形状特性が流量係数におよぼす影響の大きいことを示している。

そこで、流勢をできるだけ障害しない、橋脚・橋台の形状を追求した結果、図-5のような改良型を得た。その実験結果を表-5ならびに図-4に黒丸で示す。実験式として $C=2.023(H/H_d)^{0.058}$ が得られた。同表からもわかるように原設計型に比べ放流能力はかなり上まわっており、たとえば、設計洪水位の $EL\ 458.70\ m$ 付近で $30\ m^3/sec$ 放流能力を増すことができ、岩崎の式、石井・藤本の式による計算値に近い結果が得られる。

なお、鹿ノ子ダムの場合は、設計洪水流量 $750.0\ m^3/sec$ のうち、放流管より放流される $40.0\ m^3/sec$ を差引いた $710.0\ m^3/sec$ を、クレスト洪水吐から放流する設計となっている。原設計型は表-4から明らかなように、設計洪水位 $EL\ 458.70\ m$ で $715\ m^3/sec$ を越流する能力を有しているので、原設計型でさしつかえない。

ロ. 越流部水面形状

原設計型では、橋脚沿いの水位が低下、中央部で水位が高くなって、橋脚の影響による流線の集中がみられる。この現象が流量係数低下の原因になっているものと判断される。改良型では橋脚沿いの水位と中央部の水位は同程度で、流況が改善されている。

ハ. クレスト越流部半開時放流量

半開時放流量を算定する式としては(7)式が用いられて

いる。

$$Q=C \cdot n \cdot B \cdot \{H^{3/2} - (H-G)^{3/2}\} \dots\dots\dots(7)$$

$$C=1.911+0.106(H/H_d)-0.036(H/H_d) \dots\dots\dots(8)$$

ここに、 Q :半開時放流量 (m^3/sec)

C :半開時流量係数

n :径間数

B :1径間当たりの越流幅 (m)

H :貯水頭 (m)

G :ゲート開度 (m)

H_d :設計水頭 (m)

ここで、 H/H_d , G/H_d の適用範囲

$$0.2 < H/H_d < 1.5 \quad 0.07 < G/H_d < 0.75$$

$$G/H < 0.75 - 0.014H_d/H$$

半開時放流量の計算値と実験値とを比較した結果を図-6に示す。原設計型では、計算値と実験値との差が10%程度であったが、改良型では5%程度である。したがって、改良型は半開時操作においても放流能力が高くなっている。

(2) デフレクターの形状について

図-7の(A)に示す原設計のデフレクターについて、基本高水流量の $Q=460.0\ m^3/sec$ における流況は写真-1のとおりである。流水が放流管を完全にふさぐことはないが、放流管の出口にかぶさる水脈が不安定に変動する。そこで、図-7の(B)および(C)の形状について実験した。デフレクター(B)では高さが低いために、越流水がデフレクター堤頂を越えてしまった。デフレクター(C)は、クレス

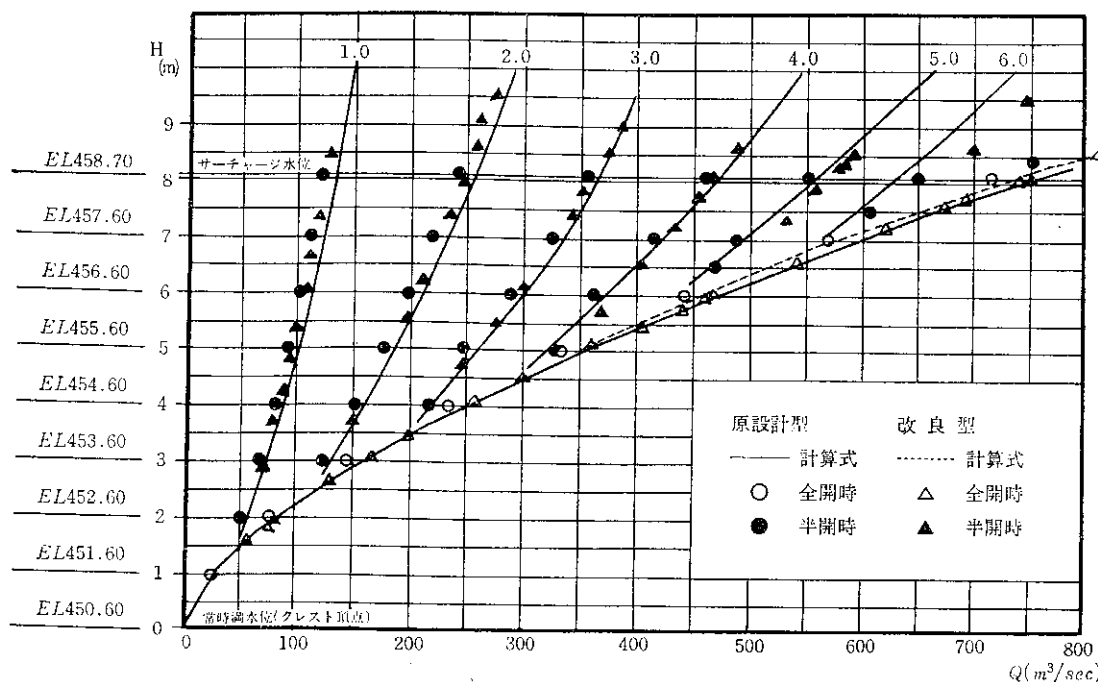


図-6 クレスト全開および半開時の放流量

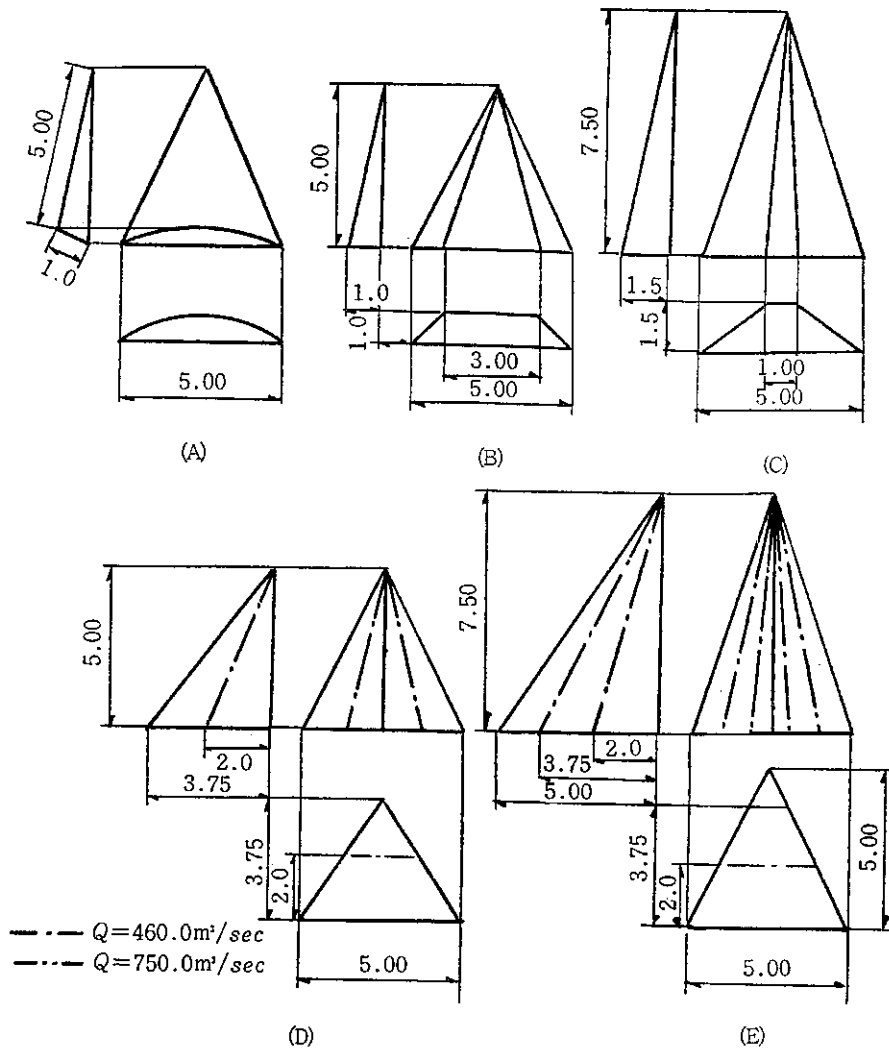


図-7 デフレクターの形状

ト越流部からの流水の変動があっても、放流管出口における水脈の形状は一定となり、流水の分離もよかった。しかし、設計洪水流量の $Q=750.0 \text{ m}^3/\text{sec}$ では、(A), (B), (C)いずれの形状でも、たとえば写真-2に示すように、流水が放流管出口全面をふさいでしまう。

このため、とりあえず三角形断面とした図-7の(D)について実験を行った。(D)では写真-3のように、流水によって完全に放流管出口がふさがれることはないが、流水の分離は悪かった。すなわち、デフレクターに当たる流水の角度が鈍角のために、流水がデフレクター面を覆い、放流管の出口をふさいでしまう。

そこで、デフレクターの長さを伸ばし、十分に高くしたデフレクター(E)を考えた。写真-4に示すように、 $Q=750.0 \text{ m}^3/\text{sec}$ でも放流管の出口をふさぐことはなく、流水の分離もよく、流水の変動に対しても放流管出口の開口形状が一定であった。この状態でデフレクターの必要

高を測定すると 3.75 m であった。

以上により、鹿ノ子ダムにあっては(E)形状程度の規模が望ましいと考えられる。

(3) 減勢池について

鹿ノ子ダムの減勢工においては基本高水流量 ($Q=460.0 \text{ m}^3/\text{sec}$) を完全に処理し、これを越える設計洪水流量 ($Q=750.0 \text{ m}^3/\text{sec}$) に対しても、ある程度減勢放流することを前提としている。

跳水式減勢工の基本的な設計は、以下のイ〜ハにより行われる。すなわち、

イ. 水たたき始端射流水深

水たたきに突入する射流の水深 h_1 (図-8 参照) は(9)式によって求められる。

$$h_1 = \frac{Q}{0.95B\sqrt{2gH}} \dots\dots\dots(9)$$

ここに、 Q : 減勢工設計対象流量 (m^3/sec)

B : 水たたき幅 (m)

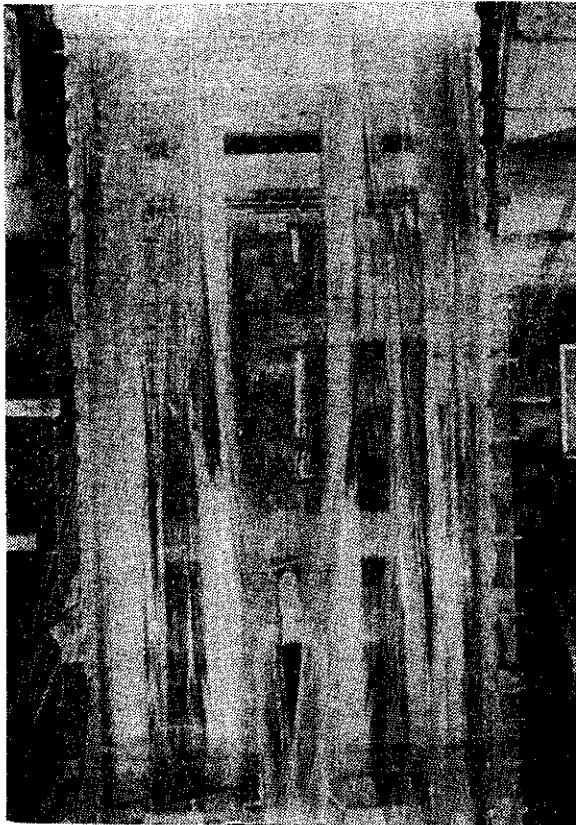


写真-1 $Q=460.0 \text{ m}^3/\text{sec}$
(クレスト開, 放流管閉)



写真-2 $Q=750.0 \text{ m}^3/\text{sec}$
(クレスト開, 放流管閉)



写真-3 $Q=750.0 \text{ m}^3/\text{sec}$ デフレクター(D)形状
(クレスト開, 放流管閉)

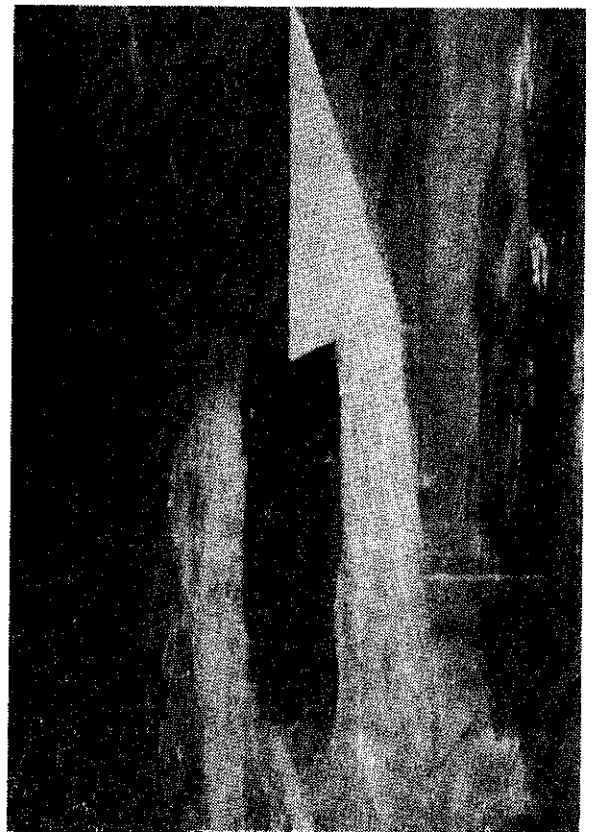


写真-4 $Q=750.0 \text{ m}^3/\text{sec}$ デフレクター(E)形状
(クレスト開, 放流管閉)

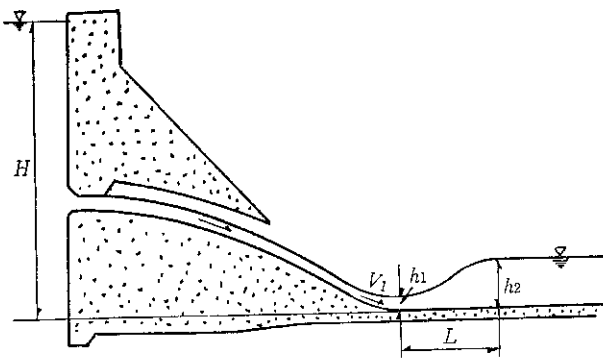


図-8 跳水式減勢工

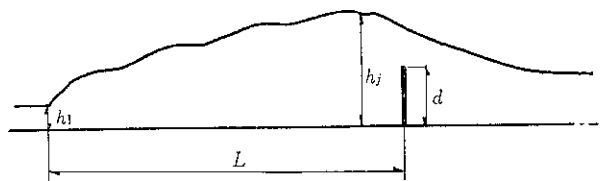


図-9 シル形水たたきの跳水

H : サーチャージ水位と水たたき面との標高差 (m)

ロ. 水平水たたき跳水共軛水深

水平水たたきの射流水深 h_1 に対する跳水共軛水深 h_j (図-9 参照) は(10)式によって求められる。

$$h_j = \frac{1}{2} h_1 \sqrt{1 + 8F_1^2} - 1 \dots \dots \dots (10)$$

ただし,

$$F_1 = \frac{V_1}{\sqrt{gh_1}} = \frac{Q}{B\sqrt{gh_1^3}} \dots \dots \dots (11)$$

ここに, F_1 : 水たたき始端射流のフルード数

V_1 : 水たたき始端射流の流速 (m/sec)

ハ. 副ダム高さ

副ダム高さの必要高 d は(12)式によって求められる。

$$\frac{d}{h_1} = \frac{(1+2F_1^2)\sqrt{1+8F_1^2} - (1+5F_1^2)}{1+4F_1^2 - \sqrt{1+8F_1^2}} - \frac{3}{2} F_1^{2/3} \dots \dots \dots (12)$$

ここに, d : 必要副ダム高さ (m)

以上の式は, 2次元流れの仮定に基づくもので, 実際は広がりを持つ3次元現象であるから, この差異について実験的検討を行なった。

減勢工設計対象流量 $Q=460.0 \text{ m}^3/\text{sec}$, $B=26.40 \text{ m}$, サーチャージ水位と水たたき面との標高差 $H=50.4 \text{ m}$ より, $h_1=0.584 \text{ m}$, $F_1=12.472$ となる。したがって, (12)式より副ダム高さは $d=5.5 \text{ m}$ と計算されるので, この高さで実験を行うことにした。

射流水深について実験した結果が図-10である。 $B=16 \text{ m}$ の計算値を実線で, $B=26.4 \text{ m}$ を一点鎖線で示し

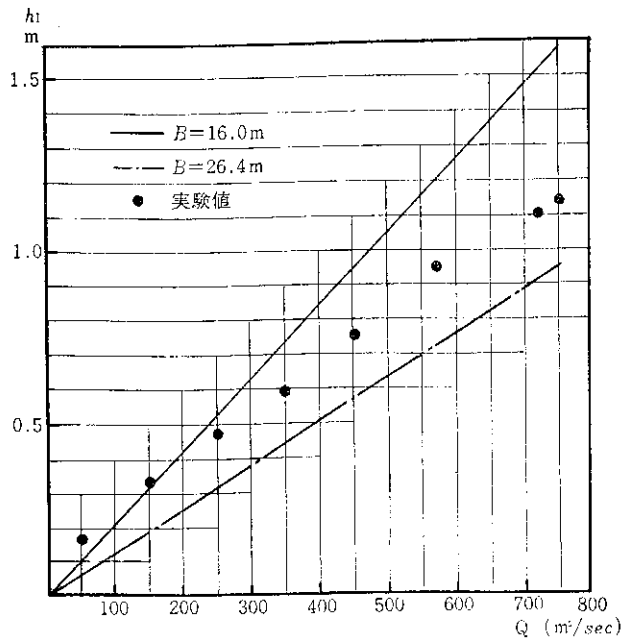


図-10 射流水深

た。同図によれば流量の小さい場合には, $B=16 \text{ m}$ の計算値にほぼ等しく, 流量が大きくなるにしたがって $B=26.4 \text{ m}$ の計算値に近づく。これは, 鹿ノ子ダムの場合, 2門のクレストから越流した流水が水たたきに突入する前に合流してしまうからである。

射流水深は, $B=16 \text{ m}$ の計算値と $B=26.4 \text{ m}$ の計算値との間にあるから, 跳水長もそれらの間にあると考えられる。跳水長 L は(13)式で求められる。

$$L = 4.5 \cdot h_j \dots \dots \dots (13)$$

ここに, h_j : 跳水共軛水深

$B=16 \text{ m}$ のとき $L=57.4 \text{ m}$, $B=26.4 \text{ m}$ のとき $L=45.1 \text{ m}$ を得る。したがって, 完全減勢する範囲は $L=45.1 \sim 57.4 \text{ m}$ と考えられる。なお, 原設計案における跳水長は $L=47.759 \text{ m}$ である。そこで, 基本高水流量 ($Q=460.0 \text{ m}^3/\text{sec}$) を減勢させる副ダムの位置に関しては, $L=47.759 \text{ m}$ を基本として前後に副ダムを移動して実験を行うこととした。

副ダムの位置を定めるにあたっては, 田村による跳水式減勢工の評価法によることとした。すなわち, 水位縦断形状に対しては図-11および表-6に基づいて分類し, 減勢池内の流況は表-7により分類する。そしてこれらの分類は表-8のように評価するものである。

(イ) 水位縦断形状による判定

基本高水流量 $Q=460.0 \text{ m}^3/\text{sec}$ に対する跳水長として $L=45.0, 47.759, 49.759, 51.759 \text{ m}$ について実験を行った。その結果が図-13~16である。跳水長 $L=45.0, 47.759, 49.759 \text{ m}$ はB評価であり, $L=51.759 \text{ m}$ はA評価と判断された。

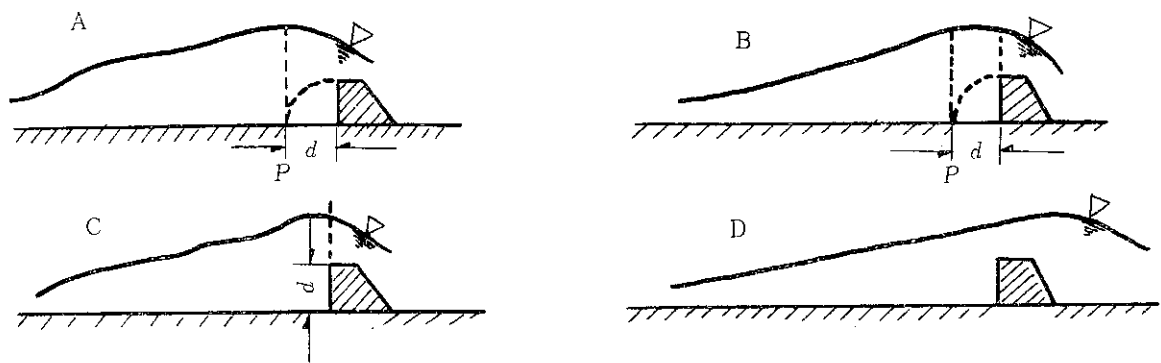


図-11 水位縦断形

表-6 水面形の分類

分類	水面の縦断形状
A	P 点より上流で跳水終端の水平な水面が見られる。
B	P 点とシル上流面の間で跳水終端の水平な水面が見られる。
C	最大の水深がシルの上流面に見られ、水平な水面が存在しない。
D	最大水深がシルの上流面より下流に生ずる。

(注) ※ P 点とは、シルの上流面から上流にシル高 (d) と等しい距離をとった点。

表-7 減勢池の流況分類

分類	減勢池の流況
A	跳水の乱れがシルにおよばず、流れの透明（気泡を含まない）な部分が P 点より上流まで存在し、シルを越流する水深の時間的変動がない。
B	乱れはシルに達するが、 P 点とシル上流面の間の流れはほぼ透明であって、シルを越流する水深の時間的変動が少しある。
C	乱れの一部はシルを越え、 P 点とシルの上流天端を結ぶ直角二等辺三角形の領域は透明であり、シルを越流する水脈の時間的変動がある。
D	乱れが大きくシルを越え、シル上流面の透明な領域はほとんどなくなり、シルを越流する水脈は飛散し下流河床に落下する。

表-8 跳水式減勢工の評価

順位	評価
A	非常に良い（過剰品質）
B	良い（適当な品質）
C	やや悪い（場合によって許容できる）
D	悪い（跳水式減勢工としての機能がない）

(ロ) 減勢池内流況

観察によれば、すべての跳水長においてAに分類できる流量は $100 \text{ m}^3/\text{sec}$ 以下の場合である。 $100 \text{ m}^3/\text{sec}$ を越えると P 点とシル上流面との間に気泡が入りこみ透明な部分がなくなる。

$460.0 \text{ m}^3/\text{s}$ における流況は次のとおりである。 $L=$

45.0 m の場合には副ダムの上流面に透明な領域はほとんどなくなり水脈は飛散し、動揺が激しい。したがってDに分類される。

跳水長 $L=47.759 \text{ m}$ 以上では、 P 点とシルの上流天端を結ぶ直角二等辺三角形の領域内が透明になるのが明瞭に観察された。 $L=47.759 \text{ m}$ では水脈の飛散は少な

く、流水の動揺が小さくなり良好な状態と認められた。

したがって、 $Q=460.0 \text{ m}^3/\text{sec}$ に対しては跳水長 $L=47.759 \text{ m}$ が、水面形においても流況においてもBとして評価されよう。

なお、 $Q=750.0 \text{ m}^3/\text{sec}$ の場合の実験結果を、図-17~19に示す。 $L=51.759 \text{ m}$ の跳水長においても完全に

は減勢されなかった。 $460.0 \text{ m}^3/\text{s}$ でBと評価された $L=47.759 \text{ m}$ の場合、副ダム下流においてスキージャンプ状の流況は認められなかった。

以上により、原設計案の跳水長は適正な設計と判断される。

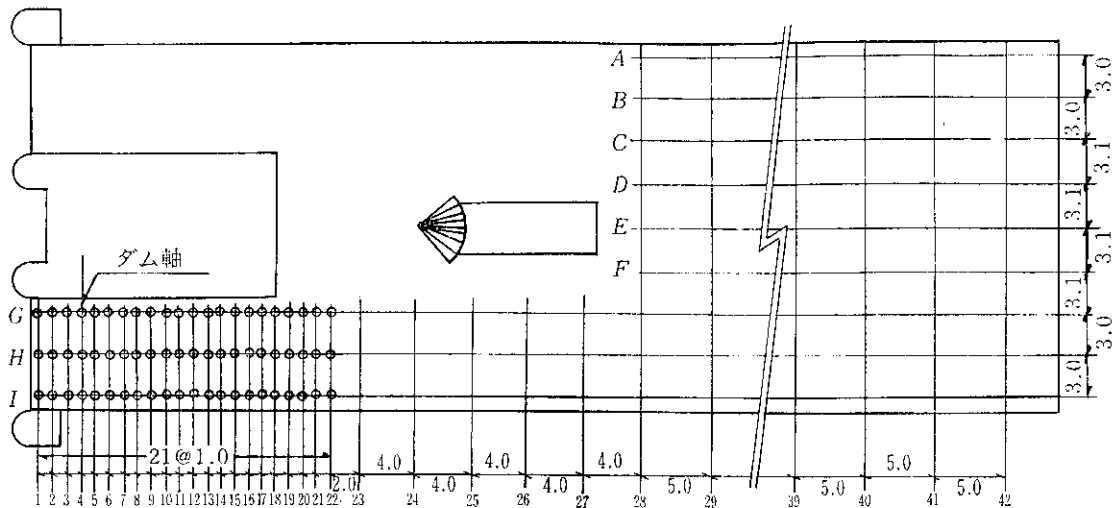


図-12 クレスト越流部水位測定箇所

単位 (m)

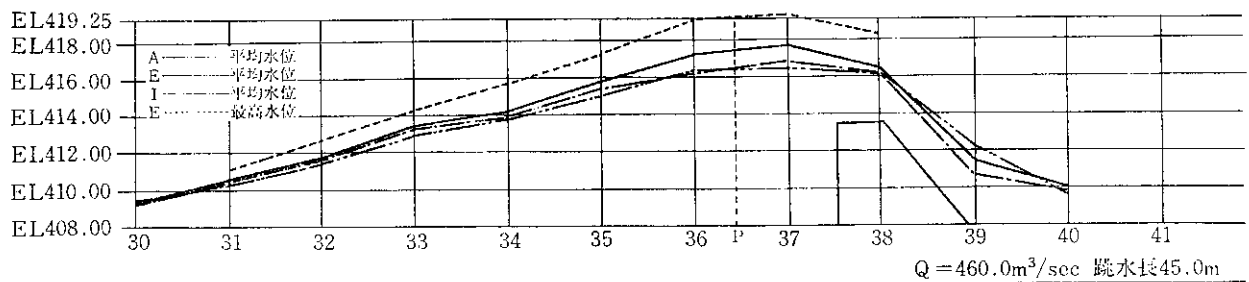


図-13 水位縦断面図

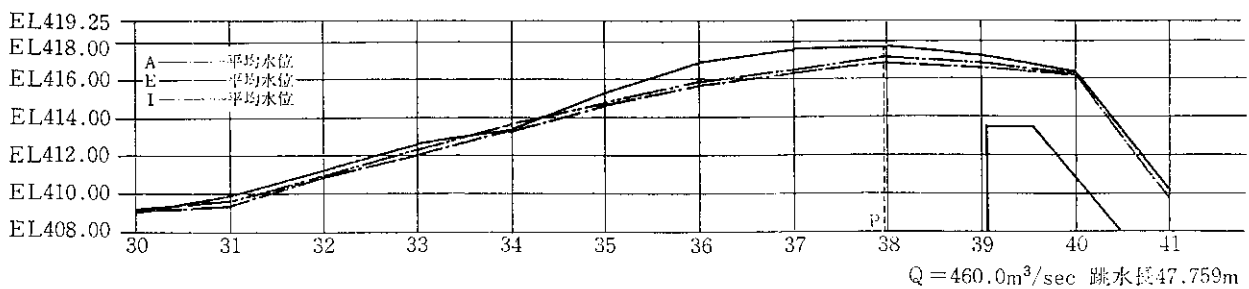


図-14 水位縦断面図

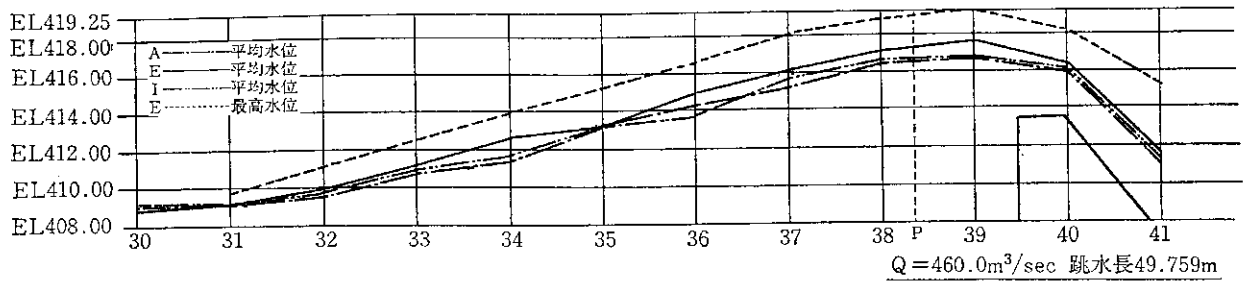


圖-15 水位縱斷圖

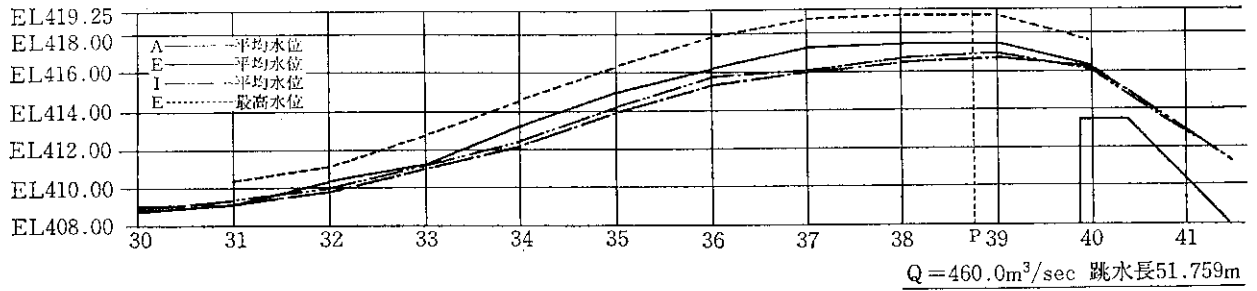


圖-16 水位縱斷圖

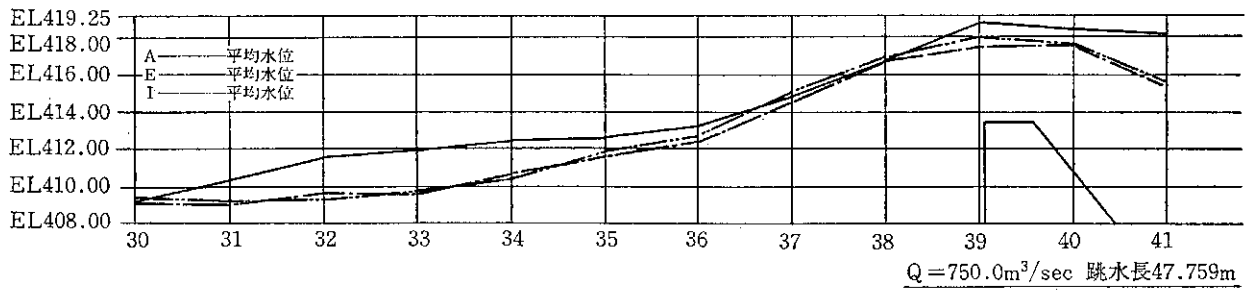


圖-17 水位縱斷圖

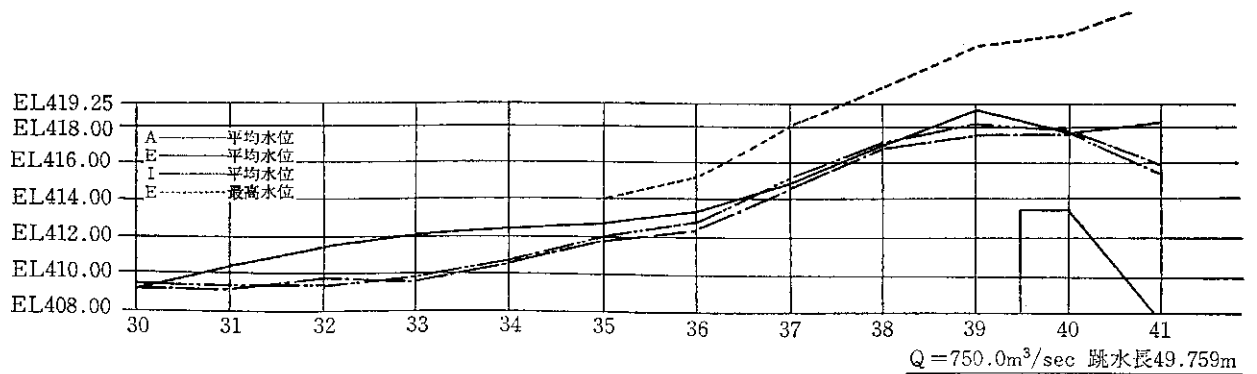


圖-18 水位縱斷圖

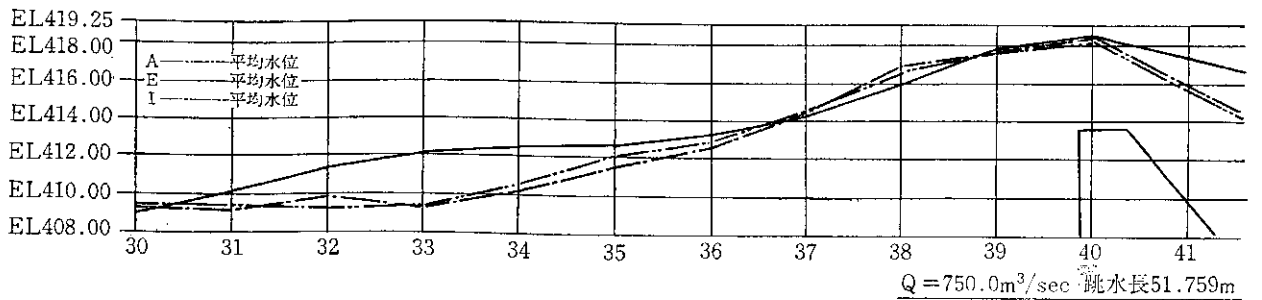


圖-19 水位縱斷圖

4 結論

- (1) 原設計型のクレスト洪水吐2門は、設計洪水位 (EL 458.70 m) において $710.0 \text{ m}^3/\text{sec}$ を放流することができる。さらに、橋脚、橋台を図-5のように改良することにより、 EL 458.70 m では約 $30.0 \text{ m}^3/\text{sec}$ 放流能力を増すことができる。
- (2) クレスト全開および半開時の放流量は、図-6のとおりである。
- (3) デフレクターは、図-7(E)の形状で、高さ 3.75 m 程度の規模のものが必要と考えられる。
- (4) 原設計案における跳水長 $L=47.759 \text{ m}$ は、適正な設計と判断される。

あとがき

本実験には、昭和52年度から54年度の補足実験まで

3カ年間を費した。実験は鹿ノ子ダムについて行ったものとはいえ、実験を通して得られた成果は他のダムにも適用できるものである。

実験の遂行にあたっては、河川研究室牧野成雄室長に終始御指導を戴いた。また鹿ノ子ダム建設事業所の各位から多大の協力を戴いた。ここに記して謝意を表する。

文 献

- 1) 土木学会編；水理公式集，P. 258，昭和46年
- 2) 土木施工設計計算例委員会編；実際に役立つ水理計算例，P. 137，P. 54，昭和49年
- 3) 梅原暁也；越流型余水吐の放流量の推定方法，土木技術資料，P. 73～78，昭和47年1月
- 4) 田村正秀；跳水式減勢工の設計と水理模型実験，大ダム，P. 107，1973年9月

*

*

*