



土 木 研 究 所 資 料

第 368 号

黒瀬ダム水理模型実験報告

昭和43年3月

建設省土木研究所

序

本報告書は、建設省土木研究所（担当ダム部ダム水理研究室）が愛媛県の依頼により、昭和42年4月より昭和43年3月まで実施した黒瀬ダム洪水吐の水理設計に対する報告書である。

昭和43年3月

建設省土木研究所

ダム部長 伊東茂富

ダム水理研究室長 中野昭

同担当研究員 藤本成

目 次

I	加茂川総合開発事業部	1
1	事業の概要	1
2	ダムおよび貯水池（昭和40年7月現在）	1
3	洪水調節計画	3
II	越流式余水吐の設計	4
1	設計条件	4
2	設計	5
III	減勢工の設計	14
1	検討の経緯	14
2	スキージャンプ式減勢工の設計上の諸問題	16
3	黒瀬ダムスキージャンプ式減勢工の設計	18
IV	水理模型実験	26
1	模型と相似律	26
2	越流頂の水位—流量関係	26
3	越流面上の水面形と導流壁高	33
4	減勢工	33
	あ と が き	39

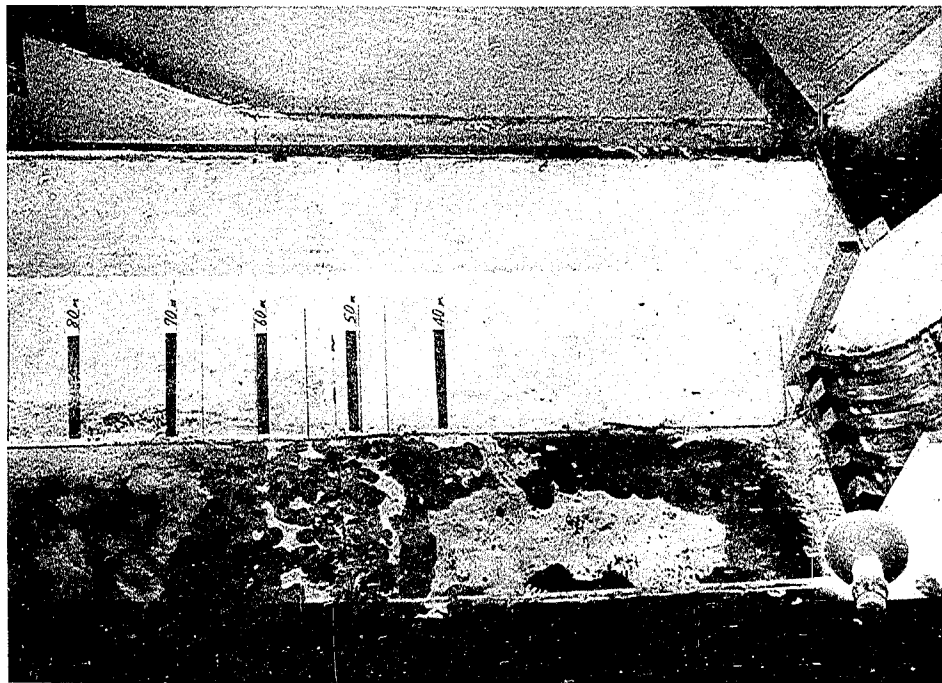


写真-1 B型スキージャンプ式減勢工射出端構造

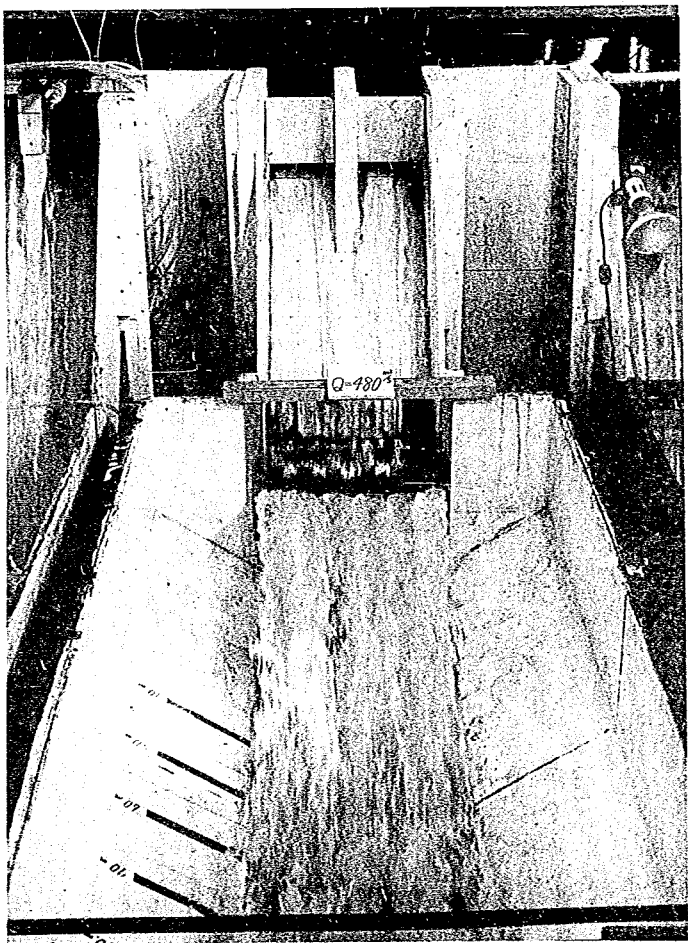


写真-2 $480\text{ m}^3/\text{s}$ 放流時の流況 (B型)

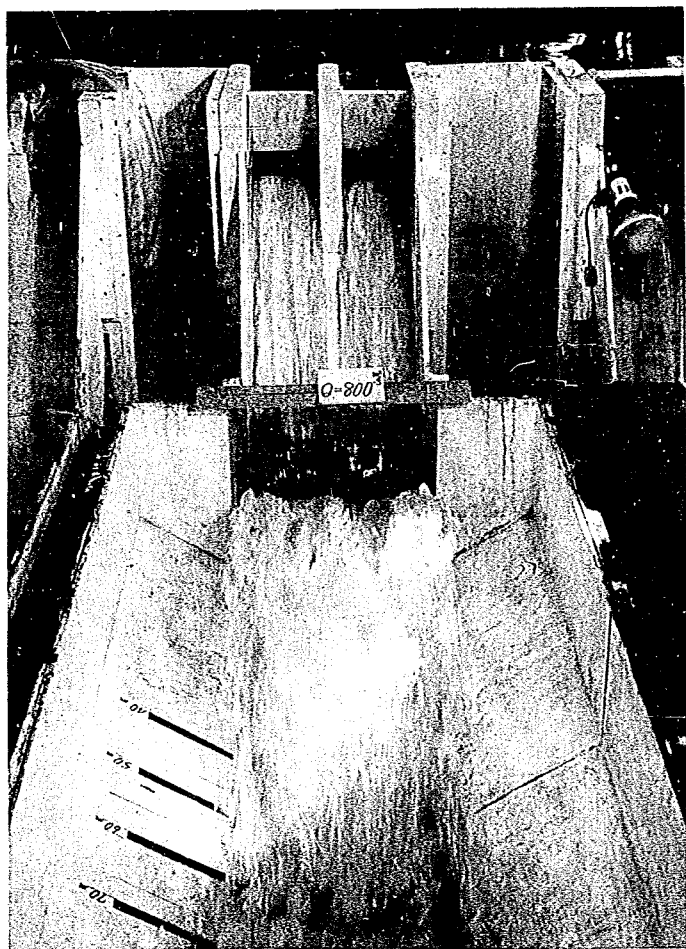


写真-3 $800 \text{ m}^3/\text{s}$ 放流時の流況 (B型)

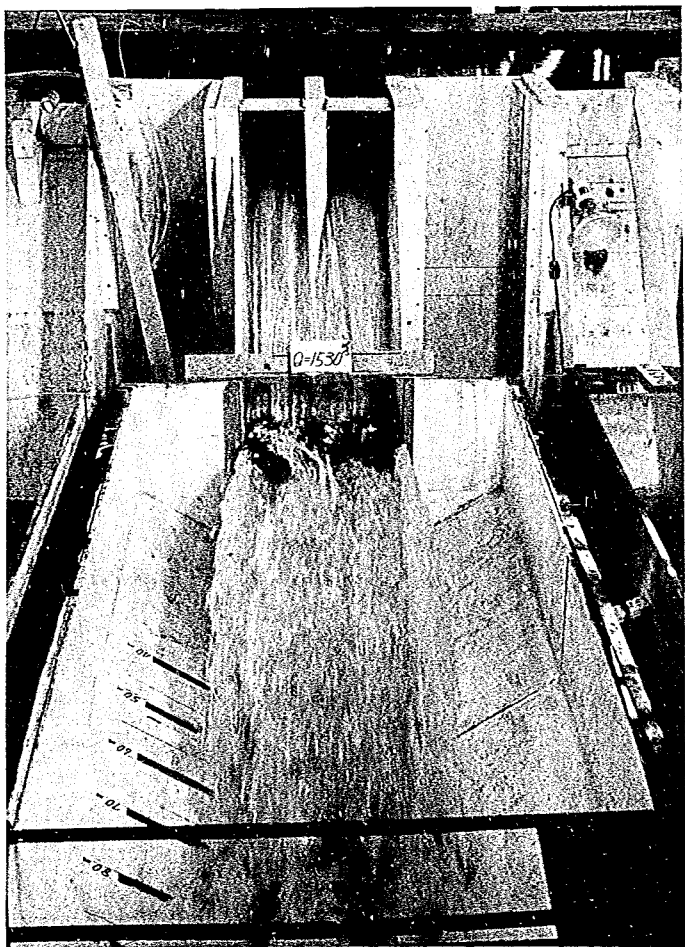


写真-4 $1,530 \text{ m}^3/\text{s}$ 放流時の流況 (B型)

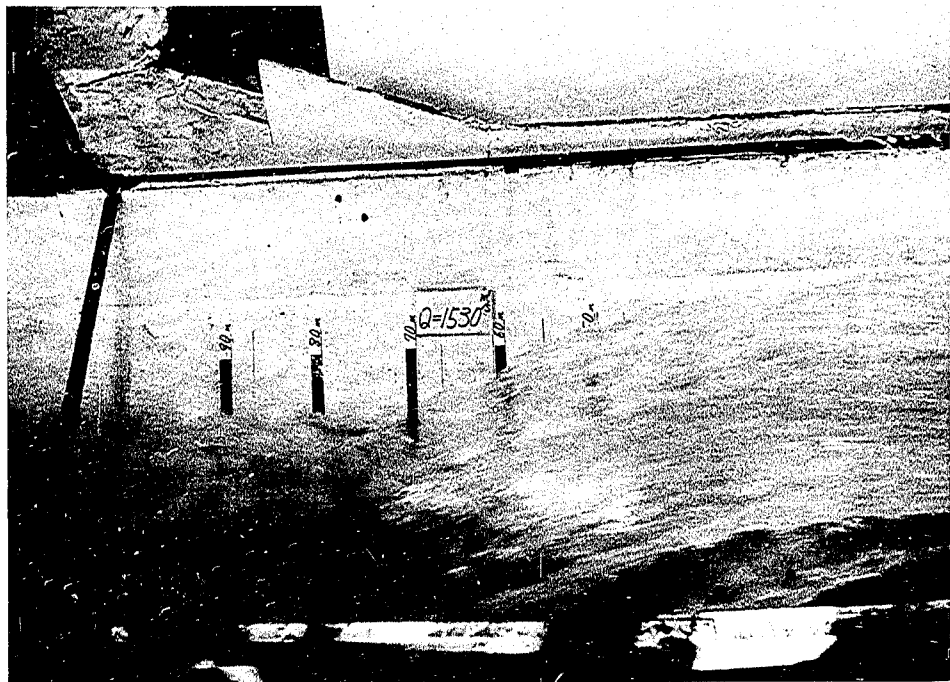


写真-5 $1,530 \text{ m}^3/\text{s}$ 放流時 落下点附近の流況

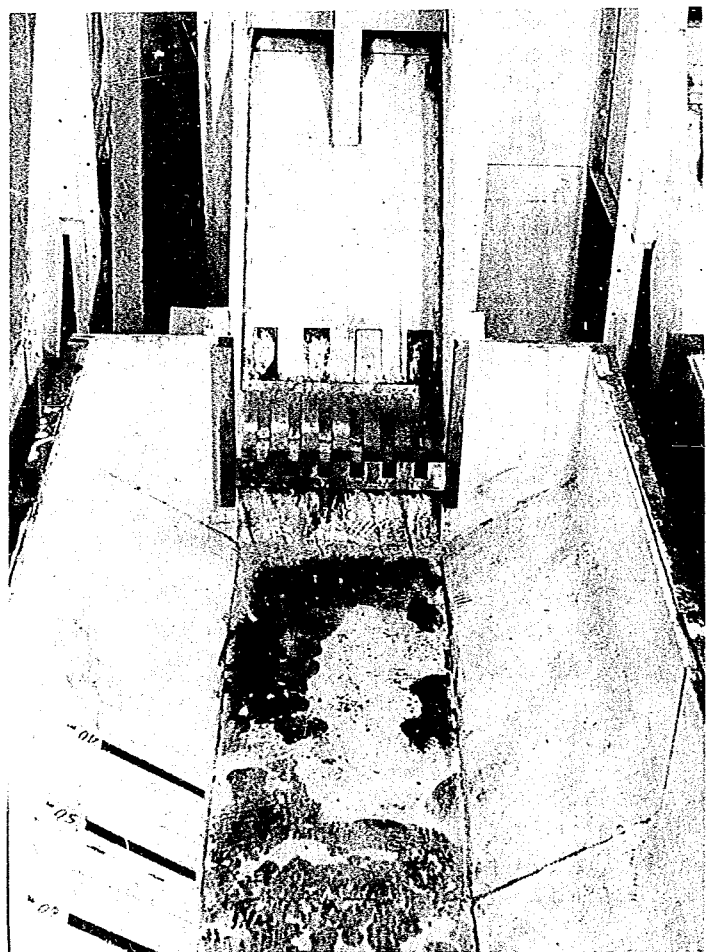


写真-6 C型スキージャンプ式減勢工射出端構造

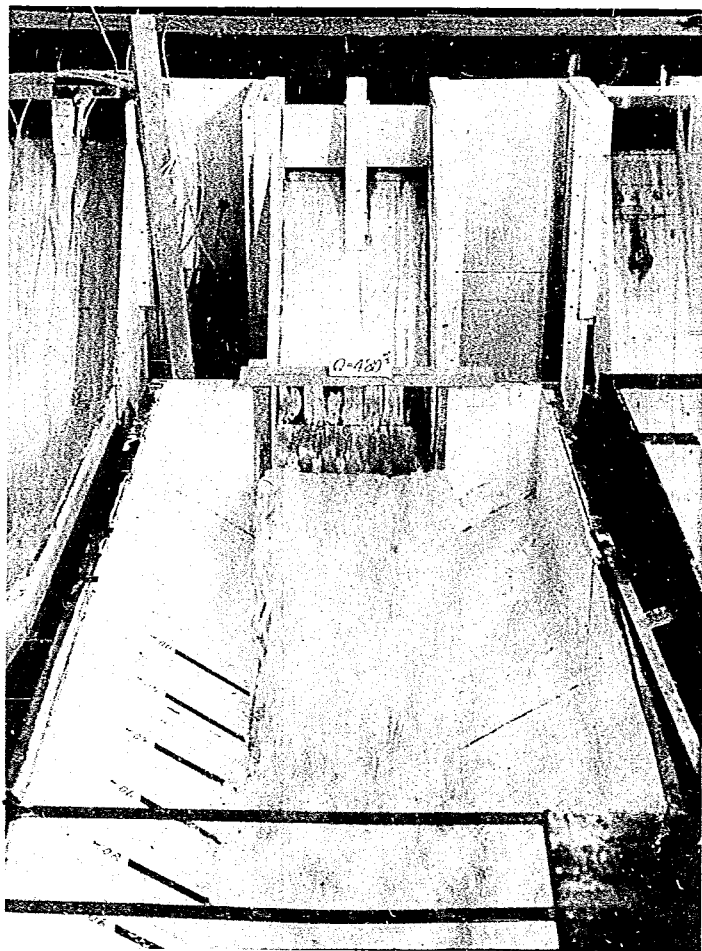


写真-7 480 m³/s 放流時の流況 (C型)

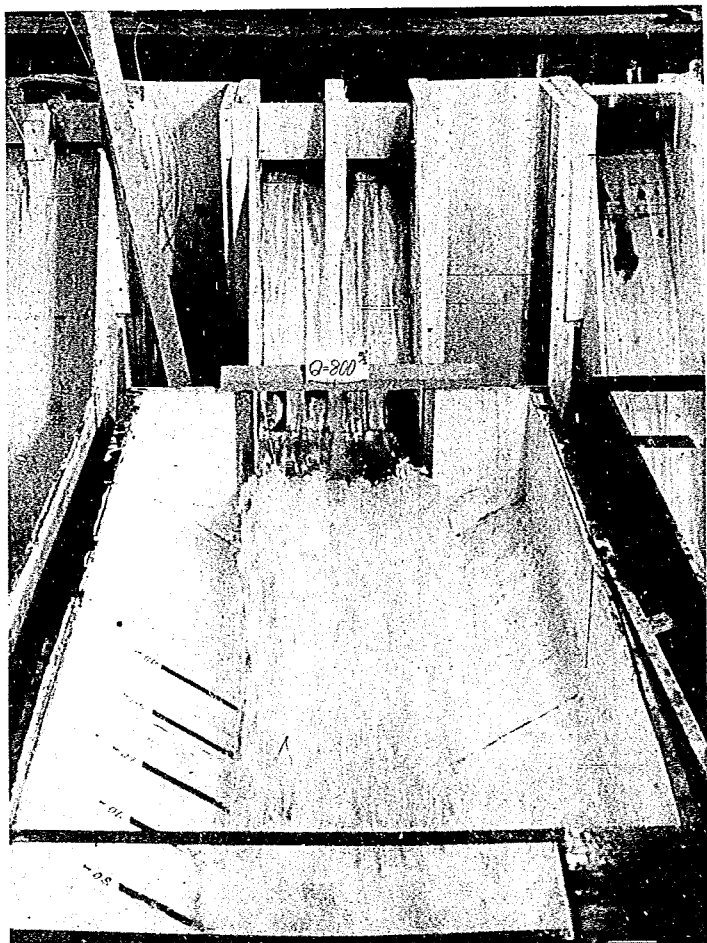


写真-8 $800 \text{ m}^3/\text{s}$ 放流時の流況 (C型)

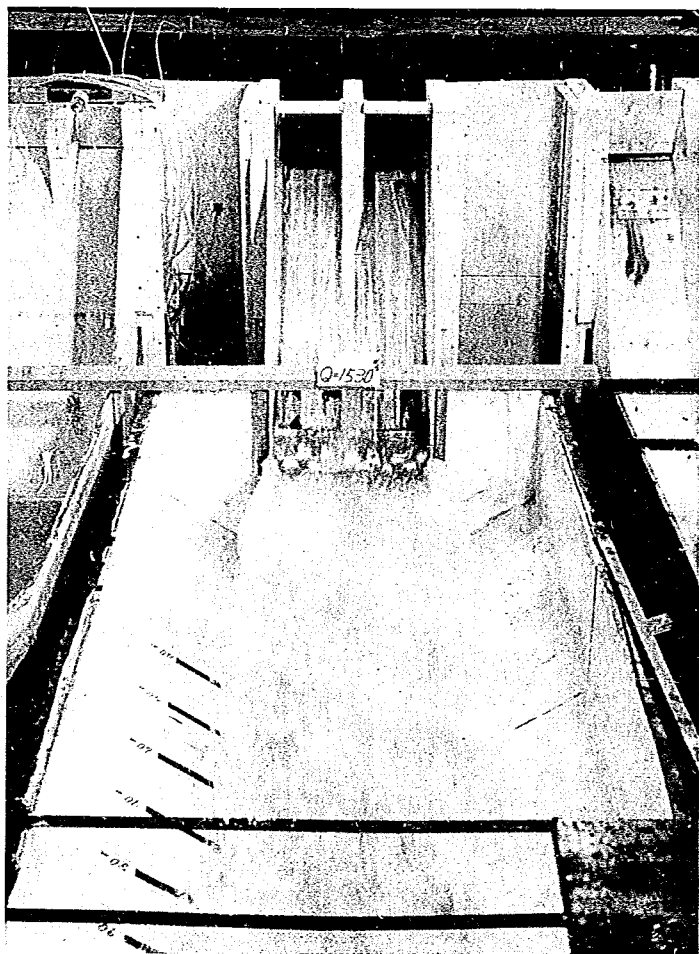


写真-9 $1,530 \text{ m}^3/\text{s}$ 放流時の流況 (C型)

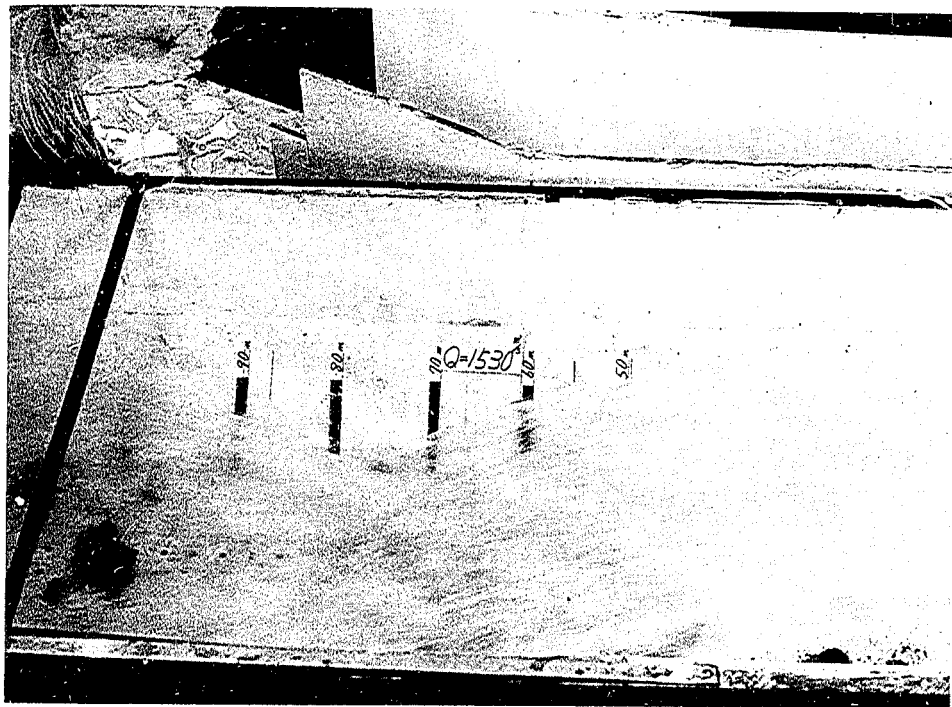


写真-10 1,530 m³/s 放流時 落下点附近の流況 (C型)

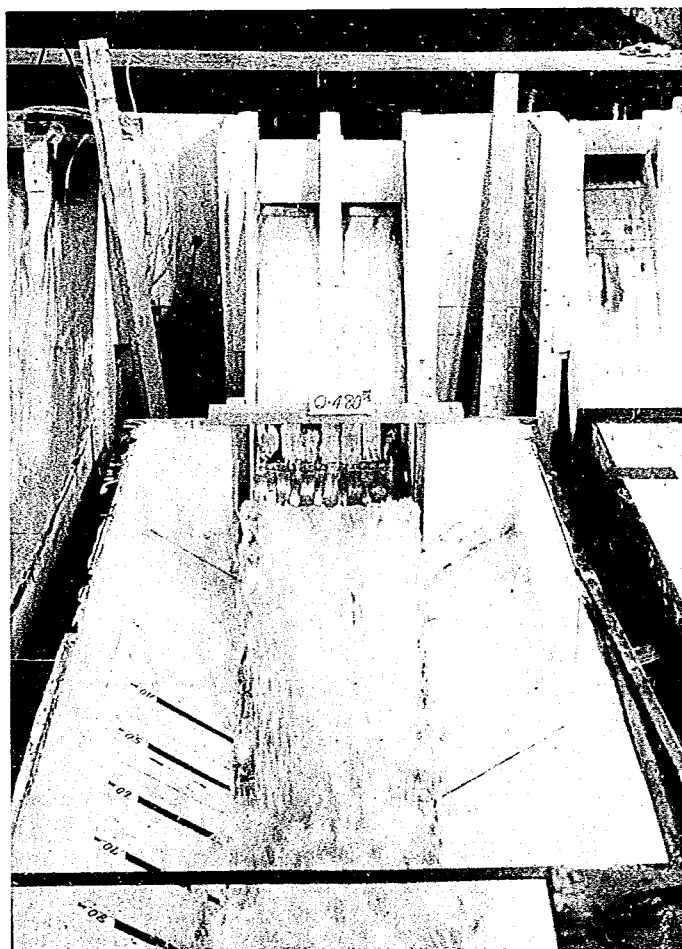


写真-11 $480 \text{ m}^3/\text{s}$ 放流時の流況 (D型)

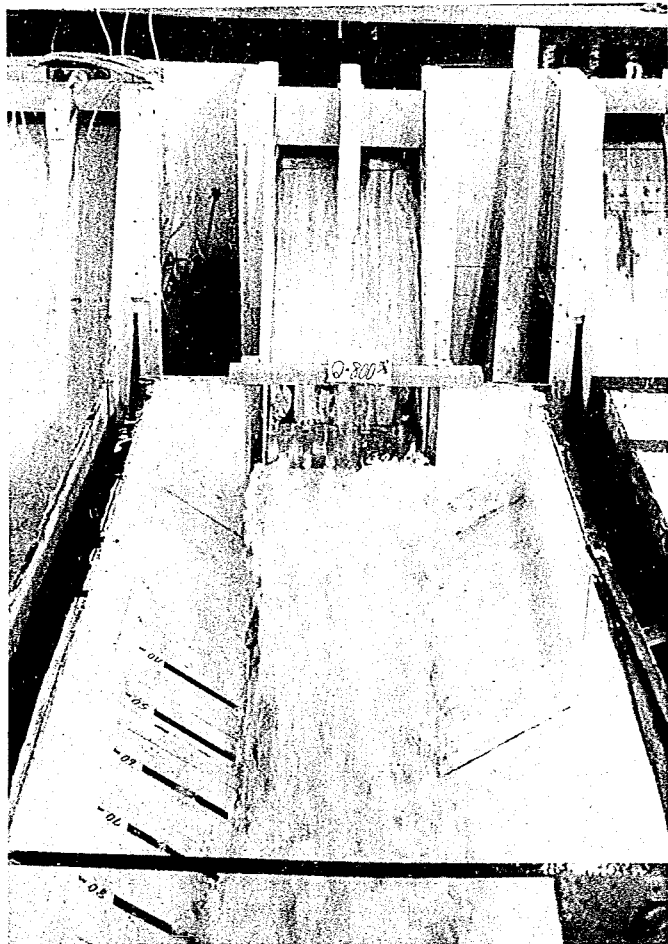


写真-12 800 m/s 放流時の流況 (D型)

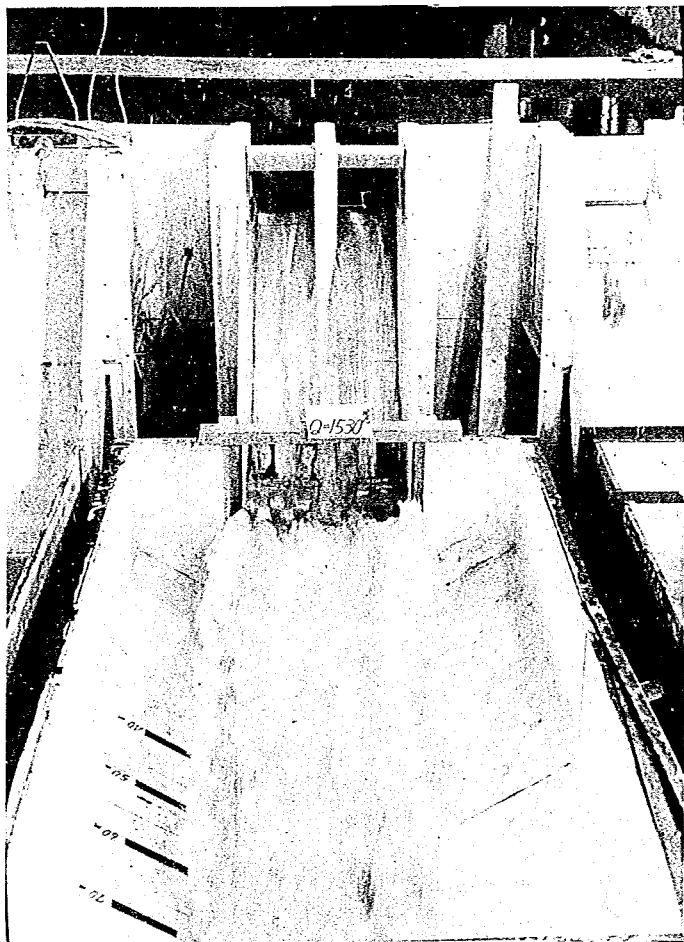


写真-13 $1,530 \text{ m}^3/\text{s}$ 放流時の流況 (D型)

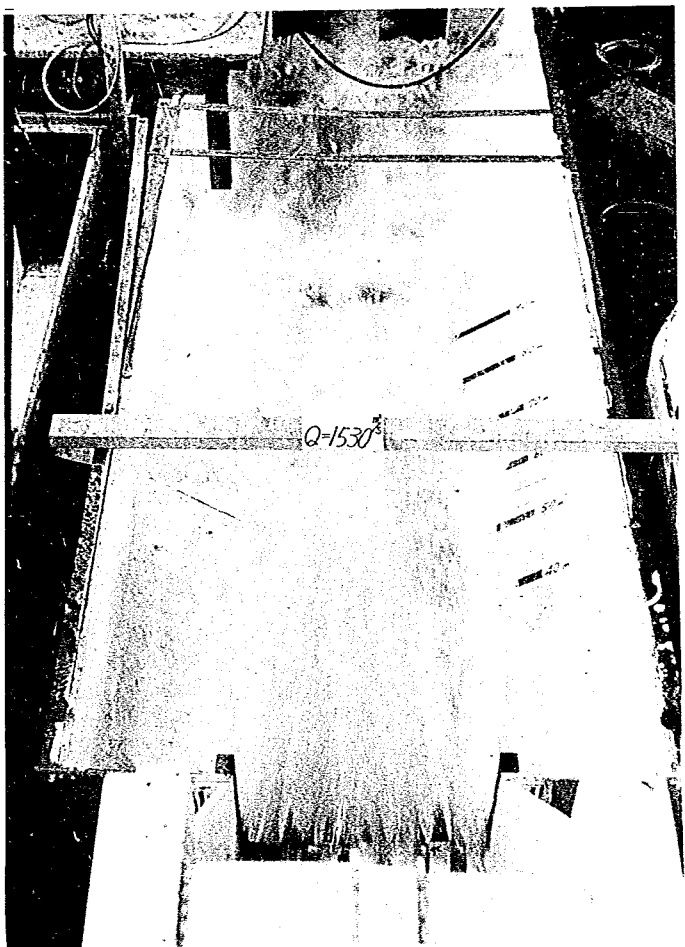


写真-14 $1,530 \text{ m}^3/\text{s}$ 放流時の流況 (D型) (ダムから)



写真-15 1,530 m³/s 放流時 落下点附近の流況 (D型)

I 加茂川総合開発事業部

1. 事業の概要

加茂川は四国山脈石鎚山に源を発し、途中山間部において数本の支川を合流し、西条市を貫流して瀬戸内海に注ぐ愛媛県下有数の河川である。

加茂川下流一帯は、道前平野が広がりその上瀬戸内海沿岸の遠浅を利用した農業干拓が次々に完成され、愛媛県の一大穀倉地帯を展開している。

又、河口沿岸地は工業都市新居浜市より連なる瀬戸内臨海工業地帯の一環をなし、広大な埋立可能地を有している上に陸海の交通の便もよく、昭和39年1月に指定を受けた東予新産業都市の中心地として一大の発展が期待されている。

一方、河口より5.9 Kmの区間は昭和26年度より中小河川改修事業により改修中であり、昭和40年度現在進捗率は59%程度であるが、近年における局地豪雨等の雨量、流量等の資料を種々検討の結果、改修計画高水量以上の洪水の出る恐れもある、一度大洪水に見舞れた際は莫大に洪水被害を受けるものと危惧されている。

加茂川のもつこのような重要性を考慮し、加茂川総合開発事業によつて、沿岸の根本的な治水を行い、かつ工業用水を確保し臨海工業地帯の発展を期するとともに、導水中に得られる落差を利用して発電することが計画された。

2. ダムおよび貯水池（昭和40年7月現在）

(I) ダム

型		式	重力式コンクリートダム
堤		高	6 1.9 0 m
堤	頂	長	1 7 7.0 0 m
堤	頂	幅	5.0 0 m
敷		幅	5 1.0 0 m

法 勾 配 1 : 0.07 (上流)

1 : 0.76 (下流)

堤 体 積 166,000 m³

越 流 頂 EL 100.40 m

非 越 流 頂 EL 113.90 m

(2) 貯 水 池

集 水 面 積 100.6 Km²

(直接流域 25.8 Km²
間接流域 74.8 Km²)

湛 水 面 積 1.35 Km²

総 貯 水 量 36,000,000 m³

有効貯水量 34,000,000 m³

常時満水位 WL 110.00 m

堆 砂 量 2,000,000 m³

(3) 洪水放流設備

テンターゲート 2門 10.0 m × 10.9 m

(4) 容量配分

非 越 流 頂 EL 113.90

サーチャージ水位 EL 112.90

常時満水位 EL 110.00

夏季制限水位 EL 108.40 (7.1~10.20)

予備放流水位 EL 106.80

越 流 頂 EL 100.00

サーチャージ容量
3,900,000 m³
夏季制限容量
2,100,000 m³
予備放流容量
2,000,000 m³

洪水調節容量
8,000,000 m³

利 水 容 量
30,100,000 m³

有効貯水量 34,000,000 m³ 総貯水量 36,000,000 m³

堆 砂 面 EL 76.80

河 床 高 EL 58.00

基礎岩盤高 EL 52.00

堆砂量 2,000,000 m³

3. 洪水調節計画

計画高水流量 ——— ダム地点 $1,350 \text{ m}^3/\text{S}$

(50年確率) 基準点 $2,440 \text{ m}^3/\text{S}$

洪水調節量 ——— ダム地点で最大放流量を $840 \text{ m}^3/\text{S}$ として $510 \text{ m}^3/\text{S}$ をカットし、基準点において計画高水流量を $2000 \text{ m}^3/\text{S}$ とする。

洪水調節方式 ——— ダム流入量が $500 \text{ m}^3/\text{S}$ に達したときより調節を始め、最大流入量 $1,350 \text{ m}^3/\text{S}$ まで一定率調節、それ以後は最大放流量 $840 \text{ m}^3/\text{S}$ に制限する。

Ⅱ 越流式余水吐の設計

1. 設計条件

黒瀬ダムの余水吐としては、堤頂越流式の余水吐が計画されており、洪水調節用（常用）および非常用を兼用している。

そこでまず洪水調節用放流設備としての設計条件をまとめてみる。洪水調節用放流設備としての機能を具備するための必要条件は、余水吐の放流能力が洪水調節計画を満たすことであるから、黒瀬ダムの洪水調節計画より計画洪水調節時の貯水池の水位と計画放流量との関係をまとめてみると表-1のようになる。

表-1 黒瀬ダム洪水調節計画における貯水池水位と放流量の関係

水 位	W L. (m)	Q (m^3/S)	流 量
洪水期制限水位	106.80	500	無 害 流 量
	106.88	526.1	
	107.23	548.4	
	107.83	565.3	
	108.45	591.8	
	109.18	735.5	
	110.38	840.0	
最大流量流入時	110.38	840.0	計画最大放流量

すなわち、黒瀬ダム越流式余水吐が洪水調節用放流設備としての機能を有するためには、表-1の放流条件を満たす必要がある。

一方、ダムは、ダム設計基準に定められているように、100年確率洪水流量を計画洪水流量とし、この流量が流入した場合そのまま放流できる能力を有するとともに、この20%増の流量を異常洪水流量と見做してダムの安全性を検討することが必要とされている。

黒瀬ダムは、さきの洪水調節計画における計画高水流量 $1350 \text{ m}^3/\text{S}$ は

50年確率洪水流量に相当し、100年確率洪水流量すなわち計画洪水流量としては、 $1,530 \text{ m}^3/\text{S}$ が算出されており、したがって異常洪水流量としては、この20%増の $1,833 \text{ m}^3/\text{S}$ が相当するわけである。

また、黒瀬ダムの貯水池計画最高水位としては、洪水時満水位 WL. 112.9 mが計画されているので、この水位で越流頂は計画および異常洪水流量までも放流できることが必要である。

2. 設 計

2-1 設計水深の決定

黒瀬ダム越流式余水吐はダム下流の地形条件を考慮して、1径間の越流幅10mの2門とする。また、橋脚幅としては3.0mを考えることにする。

いま、このような越流頂について、前節の設計条件を満たすように越流頂の深さを推定したところ、堤頂標高はEL. 100.10mに選定された。そこで、黒瀬ダム越流面曲線としてランドルフにより与えられた標準越流面曲線を用いるものとして、越流頂形状の設計の基準となるダム基本形状に内接する設計水深 H_d を計算してみる。

ランドルフの越流面曲線は堤頂を原点とする $X-Y$ 座標を考えれば、

$$-0.287 \leq X/H_d < -0.180 \text{ に対して}$$

$$Y/H_d = 0.2201 - \sqrt{(0.308 + X/H_d)(0.092 - X/H_d)},$$

$$-0.180 \leq X/H_d < 0 \text{ に対して}$$

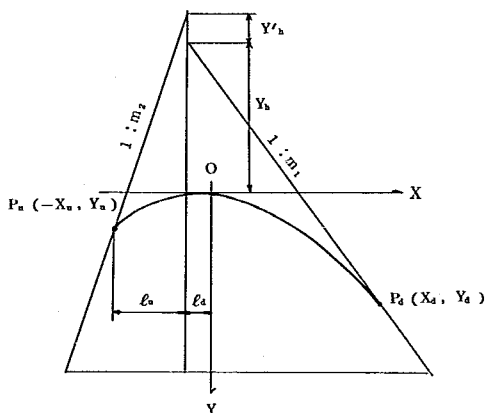
$$Y/H_d = 0.5000 - \sqrt{0.250 - (X/H_d)^2}$$

$$0 < X/H_d \text{ に対して}$$

$$Y/H_d = 0.530 (X/H_d)^{1.80}$$

と表わされる。

この曲線が、堤体下流面に接し、かつ堤体上流面と越流面曲線始端が一致するような設計水深 H_{d0} を計算する。



まず，堤体下流面との接点の座標を $P_d(X_d, Y_d)$ とすると，

$$\left. \frac{dY}{dX} \right|_{\substack{X=X_d \\ Y=Y_d}} = \frac{1.8 \times 0.53}{H_{d0}^{0.8}} X_d^{0.8} = \frac{1}{m_1}$$

$$\begin{aligned} \text{より } X_d &= 1 / (1.8 \times 0.53)^{1/0.8} (1/m_1)^{1/0.8} H_{d0} \\ &= 1.06063 (1/m_1)^{1/0.8} H_{d0} \end{aligned}$$

$$Y_d = X_d / 1.8 m_1 = 0.58924 (1/m_1)^{1/1.80} H_{d0}$$

しかるに，堤体上流面曲線始端が一致することから

$$l_u = (Y_h + Y_h' + Y_u) m_2$$

また，幾何学的条件ならびにランドルフの越流面曲線より

$$l_u = (Y_h + Y_d) m_1 - X_d,$$

$$l_u = X_u - l_d$$

$$X_u = 0.287 H_{d0}$$

$$Y_u = 0.131 H_{d0}$$

であるから、

$$X_u - \ell_d = (Y_h + Y_{h'} + Y_u) m_2$$

ℓ_d に X_d および Y_d を代入して計算すれば

$$\begin{aligned}\ell_d &= (Y_h + Y_d) m_1 - X_d \\ &= Y_h \cdot m_1 - 0.47139 (1/m_1)^{1/8} H_{d0}\end{aligned}$$

したがって、上式をさきの式に代入し整理すれば

$$\begin{aligned}\{0.287 + 0.47139 (1/m_1)^{1/8} - 0.131 m_2\} H_{d0} \\ = (m_1 + m_2) Y_h + m_2 Y_{h'},\end{aligned}$$

よつて、基本設計水深は

$$\begin{aligned}H_{d0} &= Y_{h'} m_2 + Y_h (m_1 + m_2) / \{0.287 + 0.47139 (1/m_1)^{1/8} \\ &\quad - 0.131 m_2\}\end{aligned}$$

いま、 Y_h 、 $Y_{h'}$ 、 m_1 および m_2 として、黒瀬ダム の $Y_h = 1.145 \text{ m}$ 、

$Y_{h'} = 0.15 \text{ m}$ 、 $m_1 = 0.78$ 、 $m_2 = 0.05$ を代入すれば

$$H_{d0} = 1.030 \text{ m}$$

となる。

すなわち、設計水深 1.030 m であれば越流面曲線はダム基本形状に一致し、これ以上であれば越流頂形状はオフセットあるいはオーバーハング型にすることが必要である。

しかるに、黒瀬ダムにおいては洪水時満水位（計画洪水到達最高水位）が $WL. 112.9 \text{ m}$ であり、この時の越流水深 h_{max} は、越流頂標高を $EL 100.10 \text{ m}$ としていることから $h_{max} = 12.80 \text{ m}$ となる。よつて、この h_{max} は H_{d0} より大であるから、設計水深 H_{d0} の越流面曲線を用いることは水脈の剝離ならびに底面の負圧の発生の恐れがある。

そこで、越流頂の設計水深はこの最大越流水深以上に選定する必要がある、ここでは設計水深として最大越流水深 12.80 m を選定することにする。

なお、本ダムの常時の操作はすべてゲート半開放流となることが計画されているが、設計水深 $H_d = 12.80 \text{ m}$ とした越流頂においては、この設計水

深以内のこのような放流状態に対して越流面に極度の負圧が発生しないことがすでに多くの実験の結果明らかにされており、本ダムにおいても問題はないものと考えられる。

2-2 放流能力の推定

黒瀬ダム余水吐の越流頂の設計水深として $H_d = 12.80$ m が選定されたので、この形状が洪水調節用放流設備としての機能を満たし、かつ計画洪水流量および異常洪水流量までも放流することが可能かどうかについて計算により検討してみる。

標準型越流頂の流量公式は筆者らの解析によれば、次のように表わすことができる。すなわち、

$$Q = n C' B H_0^{3/2} \left\{ 1 + 0.704 \left(H_0 / H_d \right) \right\}^{1/2} \left\{ 1 - M_d \left(H_0 / H_d \right) \right\}^{3/2}$$

ここに、 $C' = 1.704 \left\{ 1 + 0.704 \left(H_0 / H_d \right) \right\}^{1/2} \left\{ 1 - M_d \left(H_0 / H_d \right) \right\}^{3/2}$

$$M_d = 0.0756 \left(H_d / B \right)^{0.5} \left\{ \frac{1}{n} + 1.465 \left(\frac{n-1}{n} \right) (b/S')^{1/7} \right\}$$

であり、 Q ：自由越流時の余水吐の全越流量 (m^3/S)

n ：径間数 ($= 2$)

C' ：流量係数 ($m-s$ 単位系)

B ：1径間当りの幅 ($= 10.00$ m)

H_d ：設計水深であるが、ここでは接近流速水頭が無視できるものとして、設計水頭として取扱う。 ($= 12.80$ m)

H_0 ：越流水頭であるが、 H_d と同様な理由により越流水深と等しいと考える。 (m)

H_d ：橋脚、橋台の効果を示す補正量

b ：橋脚幅 ($= 3.0$ m)

S' ：堤頂から橋脚先端までの水平距離 (m)

である。

なお、上記の公式において b/s' が 0.8 以上にあれば M_d は次式で計算される。

$$M_d = 0.0756 \left(H_d / B \right)^{0.5}$$

この公式は、土木研究所が収集した標準型越流頂を有する18の余水吐の
 水理模型実験資料を解析して導いたものであり、この公式による最大推定
 誤差は5%程度であつた。

そこで、設計水深が12.80 mの黒瀬ダム越流頂にこの計算法を適用して
 みると次のようになる。

まず、 S' は2-3において示すように $S' = 5.174$ mであるから $b/S' = 0.58$ となり、 Ma は $Ma = 0.0676$ と求められる。よつて、流量係数 C' は次式を用いて計算できる。

$$C' = 1.704 \left\{ 1 + 0.704 (H_0/H_d) \right\}^{1/2} \left\{ 1 - 0.0676 (H_0/H_d)^{3/2} \right\}$$

この流量係数を用いて、さきの必要放流条件に対する余水吐の放流能力
 を計算すると、表-2 に示す結果が得られた。

表-2 必要放流条件と能力の推定値

必要放流条件

貯 水 位 WL. m	必要放流量 Q m ³ /s	H ₀ m	C'	推定放流量 Q m ³ /s
106.80	500	6.70	1.942	674
106.88	526.1	6.78	1.944	686
107.23	548.4	7.13	1.954	744
107.83	565.3	7.73	1.970	847
108.45	591.8	8.35	1.985	958
109.18	735.5	9.08	2.002	1,096
110.38	840.0	10.28	2.028	1,337
112.90	1,833.0	12.80	2.074	1,900

しかるに、黒瀬ダムでは洪水調節計画に基づく放流は常に安定したゲー
 ト半開放流となることが必要であるとされている。これは、ダムからの放
 流量が常にゲート開きのみによつて制御できなければならないことを意味

しており、洪水調節計画に基づく放流において、自由越流状態になることを常に避ける必要のあることを示している。

すなわち、ダムからの流れが自由越流状態になれば、ゲート操作が放流量に影響を及ぼさなくなり、結果として貯水池の水位ならびに流量を人為的に制御できなくなるからである。

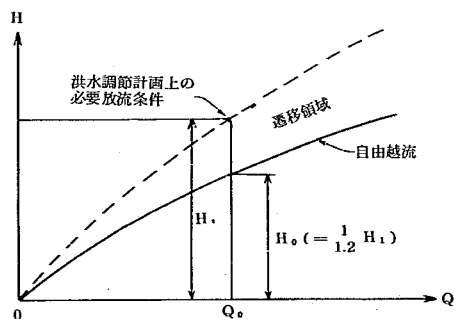
つぎに、安定したゲート半開放流の発生条件について考えてみる。

まず、流れが自由越流状態からゲート半開放流状態に移行する条件は、自由越流状態では堤頂附近の水深 h_0 は越流水深 H_0 に比して低下背水のためはるかに低く、一般に $h_0 \approx (1/14) H_0$ であるので、ゲート開き G_0 が $G_0 \approx (1/14) H_0$ になることが必要であり、この開きで始めてゲート下端が越流水脈上面に接し、ゲート半開放流に移行するわけである。

しかし、この場合、ゲート半開放流に移行した直後は放流量に減少を示すのが普通であつて、自由越流時と同一の流量をゲート半開放流状態で流すためには、貯水深 H_1 が $H_1 \approx 1.70 G_0$ すなわち、 $H_1 \approx (1.7/14) H_0 \approx 1.2 H_0$ となる必要がある。

この自由越流状態（貯水深 H_0 ）からゲート半開放流（貯水深 H_1 ）に到る領域は流れの状態の急変する遷移領域と見做され、現象的にもゲート背面（上流）に顕著な波立ちを生じたり、巨大な流出渦を発生したりして、流況もかなり乱れたものとなつており、結果として放流能力が自由越流時に比して著しく低下しているものと考えられるとともに、貯水位あるいはゲート開きの微小変化に対して放流量の急激な変動あるいは流況の急変を生じる領域とも考えられ、安定したゲート半開放流という設計条件に対しては、この $H_0 \sim H_1$ の領域は避けた方が望ましいようである。

よつて、安定したゲート半開放流が常に発生するための設計条件は、下図に示すように洪水調節計画における放流条件（貯水深 H_1 、放流量 Q_0 ）に対して、たとえ貯水深が $H_0 (= (1/1.2) H_1)$ に減少しても、余水吐が Q_0 の放流能力を有することである。



すなわち、実際には洪水調節計画における放流量 Q_0 に対する放流必要水位と堤頂との標高差を $(1/1.2)$ として、この値を越流水深として計算した自由越流量が Q_0 より大となれば、上記の設計条件は満足されることになる。このようにして計算した結果は表-3に示される。

表-3 ゲート半開放流としての検討結果

貯水位 WL. m	計画放流量 Q_0 m ³ /s	H_1 m	H_0 m	C'	放流能力 Q m ³ /s
106.80	500	6.70	5.58	1.910	504
106.88	526.1	6.78	5.65	1.912	514
107.23	548.4	7.13	5.94	1.921	556
107.83	565.3	7.73	6.44	1.935	632
108.45	591.8	8.35	6.96	1.947	715
109.18	735.5	9.08	7.57	1.965	819
110.38	840.0	10.28	8.57	1.990	999

表-3に示す結果をみると、堤頂標高をEL. 100.10 mとし、越流面曲線として設計水深12.80 mのランドルフ型標準越流面曲線を用いれば、洪水調節用放流設備としての機能をほぼ満たし、かつ異常洪水流量も洪水時満水位で放流できる。

2-3 越流頂形状の設計

2-1および2.の計算結果に基づいて、黒瀬ダム越流頂を堤頂標高EL. 100.10 mとした設計水深 $H_d = 12.80$ mのランドルフ型標準越流面曲線を採用する。

したがって、堤頂下流面曲線は

$$Y = \frac{0.58}{H_d^{0.8}} X^{1.8} = 0.068946 X^{1.8} \quad \text{あるいは} \quad \frac{1}{1.450415} X^{1.8}$$

堤体下流面との接点 $P_d (X_d, Y_d)$ は

$$X_d = 1.06063 (1/m_1)^{1/0.8} H_d = 18.520 \text{ m}$$

$$Y_d = X_d / 1.8 m_1 = 13.191 \text{ m}$$

また、

$$\ell_d = (Y_h + Y_d) m_1 - X_d = 0.700 \text{ m}$$

$$X_u = 0.287 H_d = 3.674 \text{ m}$$

$$Y_1 = 0.5 H_d = 6.40 \text{ m} \quad X_{u1} = 0.18 H_d = 2.304 \text{ m}$$

$$Y_2 = 0.2 H_d = 2.56 \text{ m} \quad X_{u2} = 0.107 H_d = 1.370 \text{ m}$$

$$Y_u = 0.131 H_d = 1.677 \text{ m}$$

$$\ell_u = X_u - \ell_d = 2.974 \text{ m}$$

この越流頂の詳細図および堤頂を原点とした水平下流方向にX軸、鉛直下向き方向にY軸をとったX-Y座標における越流面の座標は図-1に示される。

2-4 越流頂形状の変更

2-3 に示す越流頂形状は昭和42年末堤体上下流面の法勾配の変更
(上流面 1:0.05→1:0, 下流面 1:0.78→1:0.83)によつて
修正されたので, その形状を示しておく。

まず, 黒瀬ダム越流頂の堤頂標高 E.L. 100.10 m, 設計水深 $H_d = 12.80$
m のランドルフ型標準越流頂の採用の2点は同様であるから,

堤頂下流曲線は

$$Y = \frac{0.53}{H_d^{0.8}} X^{1.8} = 0.068946 X^{1.8}$$
$$= \frac{1}{14.5041} X^{1.8}$$

であり, 越流面と堤体下流面との接点 $P_d (X_d, Y_d)$ は

$$X_d = 1.06063 (1/m_1)^{3/8} H_d$$
$$= 1.06063 (1/0.83)^{3/8} \times 12.8 = 17.137 \text{ m}$$
$$Y_d = X_d / 1.8 m_1 = 17.137 / (1.8 \times 0.83) = 11.470 \text{ m}$$

となる。

したがつて, 接点の座標は E.L. 88.630 m (= 100.100 - 11.470)
である。

一方ダム軸と堤頂との水平長 ℓ_d は

$$\ell_d = (Y_h + Y_d) m_1 - X_d$$
$$= (11.450 + 11.470) \times 0.83 - 17.137 = 1.887 \text{ m}$$

ここに

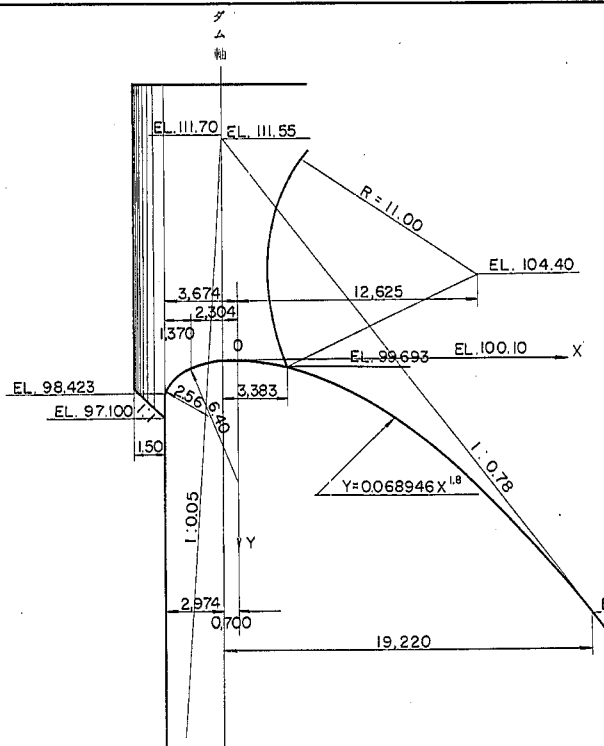
$$Y_h = 111.55 - 100.10 = 11.450 \text{ m}$$

ダム軸と越流面始端との水平長 ℓ_u は

$$\ell_u = X_u - \ell_d = 0.287 H_d - \ell_d$$
$$= 0.287 \times 12.80 - 1.887 = 1.787 \text{ m}$$

この変更後の越流頂の詳細は図-2 に示される。

図-1 黒瀬ダム越流頂断面詳細図(設計水深12.80mのRandolph型曲線)



越流頂下流面座標

X(m)	DAX(m)	Y(m)	EL.(m)
0.00	0.700	0.000	100.100
2.00	2.700	0.240	99.860
4.00	4.700	0.836	99.264
6.00	6.700	1.735	98.365
8.00	8.700	2.911	97.189
10.00	10.700	4.350	95.750
12.00	12.700	6.040	94.060
14.00	14.700	7.971	92.129
16.00	16.700	10.137	89.963
18.00	18.700	12.351	87.569
18.520	19.220	13.191	86.909

X : クレストからの距離

DAX : ダム軸からの距離

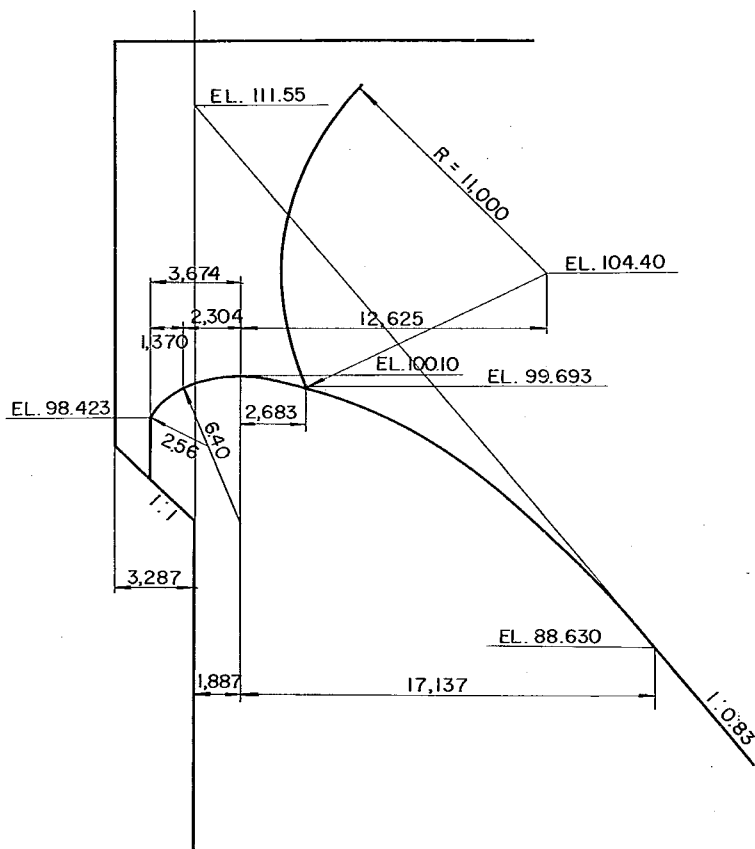


圖 - 2 越流頂 (變更後)

Ⅲ 減勢工の設計

1. 検討の経緯

当初、黒瀬ダム減勢工の型式としては跳水型減勢工が予定された。

いま、水叩き面標高をEL 54.50 mと仮定し、かつ流れが水叩き幅23.00 mに様に流下するものと仮定して跳水共役下流水深を計算し、跳水必要水位と自然下流水位との関係を求めてみると図-3のようになる。

この図-3より明らかなように跳水に必要な水位は常に自然下流水位より高く、何んらかの方法により下流水位を高めない限り跳水が生じない。

そこで水平シル型減勢工を採用するものとして、各流量に対する必要シル高および最小限必要な水叩き長を求めてみると図-4のようになる。

この図-4より、いま減勢池設計対象流量として計画最大放流量840 m^3/s に余裕をみた1000 m^3/s を選定してみると、必要水叩きの規模は必要シル高7.80 m、必要水叩き長7.9 mとなり、非常に大規模なものとなることがわかる。

このように、黒瀬ダム減勢工として跳水型式を採用するとなると、著しい経費を要することになる。

しかるに、黒瀬ダム下流は、人家等の全くない山間部であり、公共施設も皆無であること、ダム下流の河道はかなりの直線区間を有し、岩も露出していること、ダムのかなり下流にある取水ぜきのせき上げ効果がある程度期待できること等を考え合せて、ダムで完全な跳水減勢をすることには疑問もたれた。

これは、ダムからかなり下流にある既設の取水ぜきのせき上げ効果を考えれば、ダムからかなり高速のまま放流しても、この区間で減勢されることが期待されるためである。

しかし、ダムからのこのような高速な流れの放流は、下流河道に対しては何んら問題とはならないが、ダムに近接する河床あるいはダム本体に対する

影響がかなり大きく問題があるものと考えられた。

そこで、これらを勘案して黒瀬ダム減勢工の型式として、スキージャンプ式（フリップ・バケット型）減勢工を採用することになった。

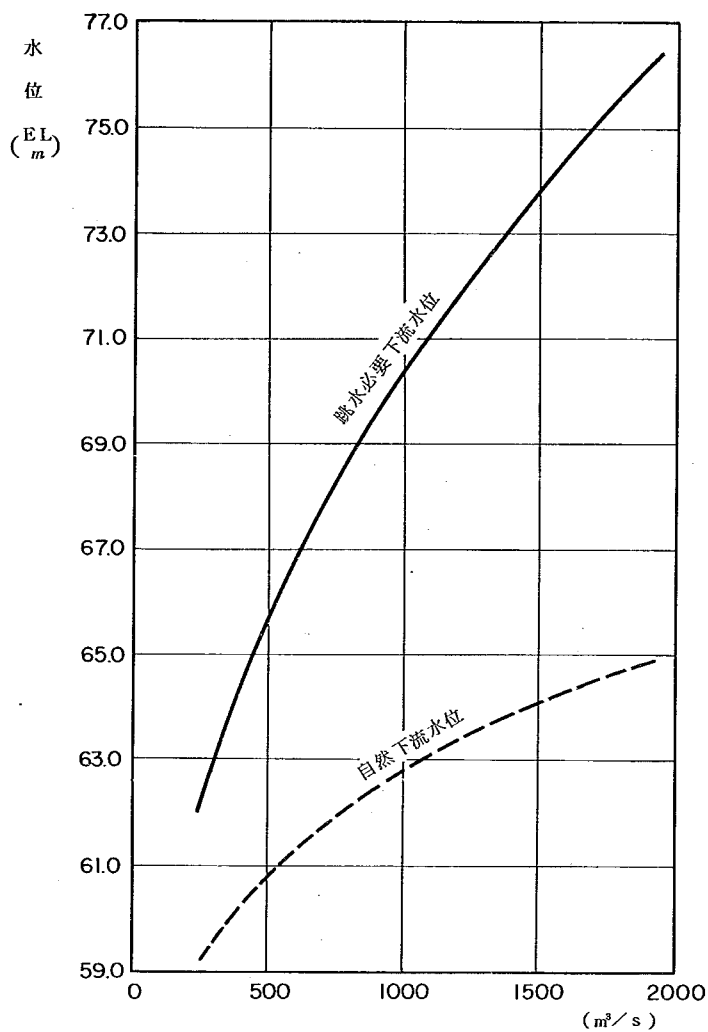


図-3 自然下流水位と跳水必要下流水位

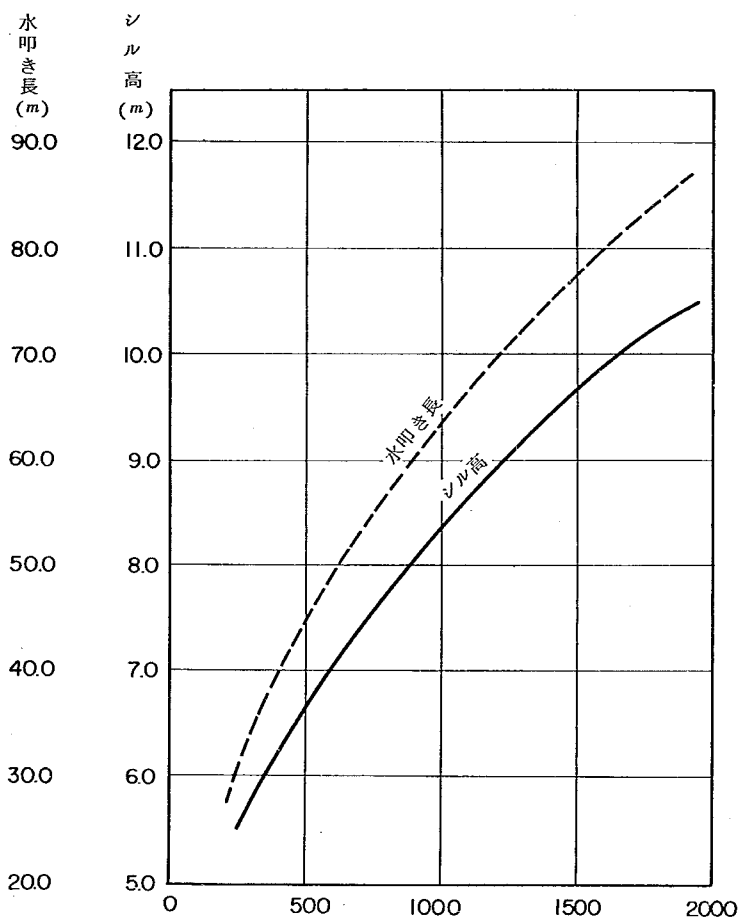


図 - 4 水 叩 き 長 と シ ル 高

2. スキージャンプ式減勢工の設計上の諸問題

スキージャンプ式減勢工の設計上の要点は、ダム設計基準第18条（スキージャンプ式減勢工）“スキージャンプ式減勢工の水脈落下点およびその拡散範囲は放流による河床洗掘のダム本体および下流河川ならびに河川沿岸の諸施設に対する影響を考慮して定めなければならない。”に要約される。

さらに、この詳細は同条解説に“スキージャンプ式減勢工は水流を空中にはね上げて下流の河床に放流し、その洗掘によつて形成される自然の水クツシヨンの減勢効果を期待するものである。ダム本体の安全を保ち、かつ、下流河川の洗掘を軽減するために、水脈の落下点をダム本体からできるだけ遠ざけ、かつ、洪水を広範囲に拡散させて落下させるのが原則である。この場合、注意すべきことは河床洗掘の影響を兩岸の山腹に及ぼさないことである。河床自身の洗掘は水クツシヨンの形成によつて比較的早く平衡状態に達するが、水脈が山腹に直接衝突することによつて、また河床洗掘の2次の影響によつて山腹の崩壊を起こす場合には、大きな災害を生ずるおそれがある。したがつて、水脈の落下範囲はこの点に注意して選定しなければならない。

水脈の射出端には落下点および拡散範囲を制御する目的でデフレクタや菌型を設けるのが普通であり、これらによつて水脈を拡散することは洗掘の軽減に対して著るしく効果的である。”と述べられている。

スキージャンプ式減勢工の主要諸元の設計法と設計上の問題点は図のような形状を考慮すれば次のようになる。

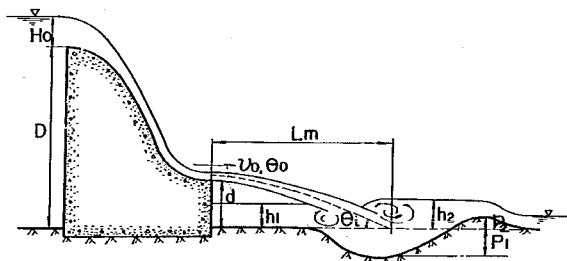
図のように洗掘がある程度進行した状態では、洗掘とずりの堆積によつて水渦池が形成される。

そして、堆積したずりを越流する洪水の背水によつて水クツシヨン水深 h_2 が得られ、水脈の落下条件と h_2 の関連によつて水脈下側水深 h_1 が定まる。

水脈下側のプールはほとんど静止しており、洗掘が上流向きに進行する恐れはない。

水脈の軌跡は初速 U_0 の放物線によつてほぼ近似される。 h_1 および h_2 は河

床洗掘の形状に支配されるため正確な推定は難しい。



スキー・ジャンプ式洪水吐の概要

流出端の標高は、この h_1 を基準として常に流出端が大気中に露出しているように定める。堆積したずりによるせき上げによつて下流側の水位が上昇し、流出端が水中に浸してしまうとダム下流端に激しい攪乱が生じ洗掘の恐れもあり、また流出端構造物自体の破損する危険があるので、下流河床の変遷を予測して水面との間隔には十分な余裕をとらねばならない。

水脈の射出の角度は原則として水平に近くとる。ダム自体の安全性からは水脈を最大速に放流したく、このためにはできるだけ射出度は水平に対して 45° までの範囲でできるだけ大きくとりたい。ところが、上向き角度を大きくすると小流量時にはバケツ内で跳水を起こしてしまい、流出端を越流する洪水がダムの直下に落下するようになり好ましくない。

したがって、全流量範囲に対してシユートから射出せしめ、かつ、できるだけ広い範囲に分散落下させるためには流出端の基盤の角度を水平とし、これに歯型を設けるのがよい。

下流河床の変遷については現状では概略の判断を下し得るにすぎない。

これは、急流河川の岩盤河床の洗掘は落下水脈の洗掘力に対抗する岩盤の

強度、洗掘によつて離脱する岩塊の大きさ、あるいはそれが下流に堆積する形状等のダム地点の局所的な地質、地形条件に左右されるため、模型実験によつても定量的な結果が得られないためである。

したがつて、スキージャンプ式減勢工において設計すべき要素は、流出端の形状とその標高に集約され、水理模型実験により検討する範囲は、水脈の拡散範囲および落下位置の2点がその大半をしめることになる。

3. 黒瀬ダムスキージャンプ式減勢工の設計

黒瀬ダムスキージャンプ式減勢工の設計にさきだち、まずこれと同型式の減勢工を採用し、すでに約10年間の操作実績を有する奥泉ダム（大井川上流、静岡県安倍郡井川村に位置する中部電力㈱の発電用ダム）の例を検討してみる。

まず、本ダムの設計諸元を奥泉ダムと比較してみると次のようになる。

表-4 黒瀬ダムと奥泉ダムの比較

	黒瀬ダム	奥泉ダム
ダム高（実質）	約 55 m	約 42 m
越 流 幅	23 m	32 m
計画洪水流量	1530 m ³ /s	2070 m ³ /s
単位幅当り流量	66.5 m ³ /s-m	64.7 m ³ /s-m

これより、本ダムと奥泉ダムとは設計流量条件は全く同一であり、ダム高における約10mの差は、流速において1.14倍（流速 $V = \sqrt{2gH}$ より $\sqrt{55/42} = 1.14$ ）程度にしかな影響を及ぼさないのので、両者を同一基準で比較できる。

そこで、まず奥泉ダム減勢工の実験過程から問題点を再検討してみる。
（奥泉ダム洪水吐の水理模型実験は電力中央研究所、電力技術研究所で実施

され、この報告は電力技術研究所報告（土木・54075）“奥泉ダム洪水吐（フリツバ、バケット型）水理模型試験”として、昭和30年1月（1955）に刊行されている。以下この報告より抜粋する。）

奥泉ダムの自然下流水位は図-5に示すとおりであり、射出端標高はEL. 545.50 m（実験Ⅱ，Ⅲ，Ⅳ，Ⅴ（実施形状）では）とされている。これは計画洪水流量放流時の自然下流水位よりは、わずかに低い標高である。

奥泉ダムの放出端形状に関する検討は、実験Ⅰ，Ⅱ，Ⅲ，ⅣおよびⅤの手順で進められ、実施形状は実験Ⅴの形状とされているが、この形状は図-6～10に示される。

まず、図-6に示す実験Ⅰは、スキージャンプのバケット放出端の標高をEL 547.00 mとし、射出角度を一樣に $41^{\circ}09'$ としたものであるが、この実験Ⅰでは、落下点に局部的に強い衝撃が集中することが明らかになり、水脈を分散落下させる必要のあることが明らかになった。

この場合、水脈を分散落下させる方法としては、横方向に落下面積を拡大する方法と、縦（流れ）方向に拡大する方法とが考えられるが、ダム下流の河道の状態を考慮し、奥泉ダムでは縦方向に水脈を分散落下させることにしている。（これは黒瀬ダムでもダム下流の河幅が放出端幅に対して余裕のないことを考慮すれば同様であろう。）水脈を縦方向に分散落下させるためには、あらかじめ射出端において異なつた射出角度を与えるようにすればよい。これは、射出端の構造を菌型にすることに他ならない。

さらに、この場合菌型の凸部の高さは、その流れの水深に等しくすると最も効果的であることが実験的に知られており、奥泉ダムの場合、計画洪水流量 $2070\text{ m}^3/\text{s}$ 時の水深が約3 mであることより、実験Ⅰの形状を修正したのが実験Ⅱである。なお、この場合凹凸の間隔はほぼ等しくとられている。

また、凸部の高さの効果を知るために、実験Ⅱと横方向の間隔を同一に高さのみ2.25 m，1.35 mにかえたのが、実験Ⅲ，Ⅳである。

この実験の結果明らかになつた事項は次のとおりである。

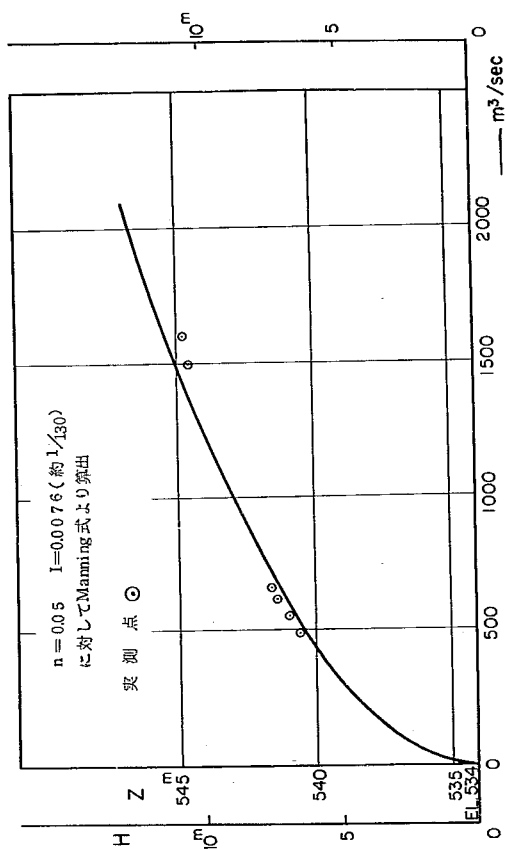


図-5 奥泉ダム下流水位—流量曲線

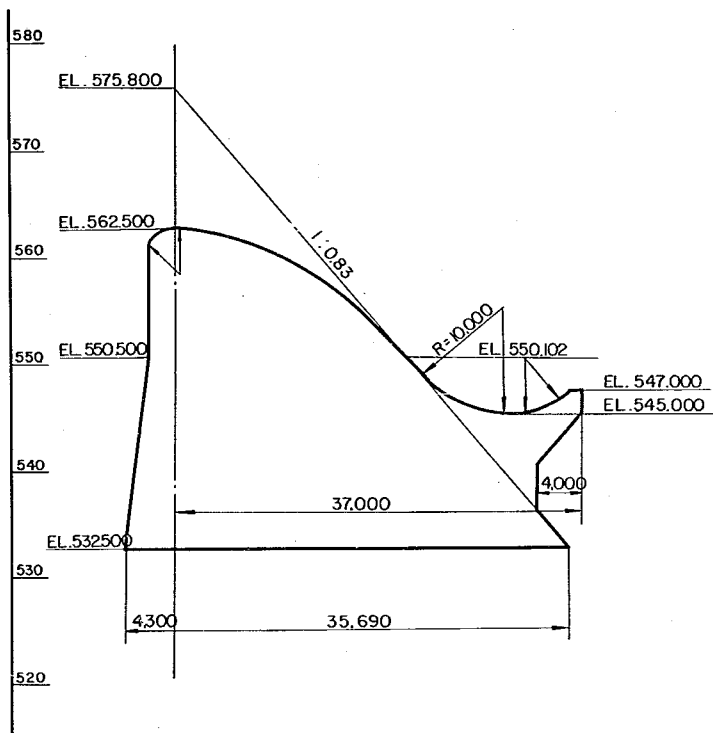
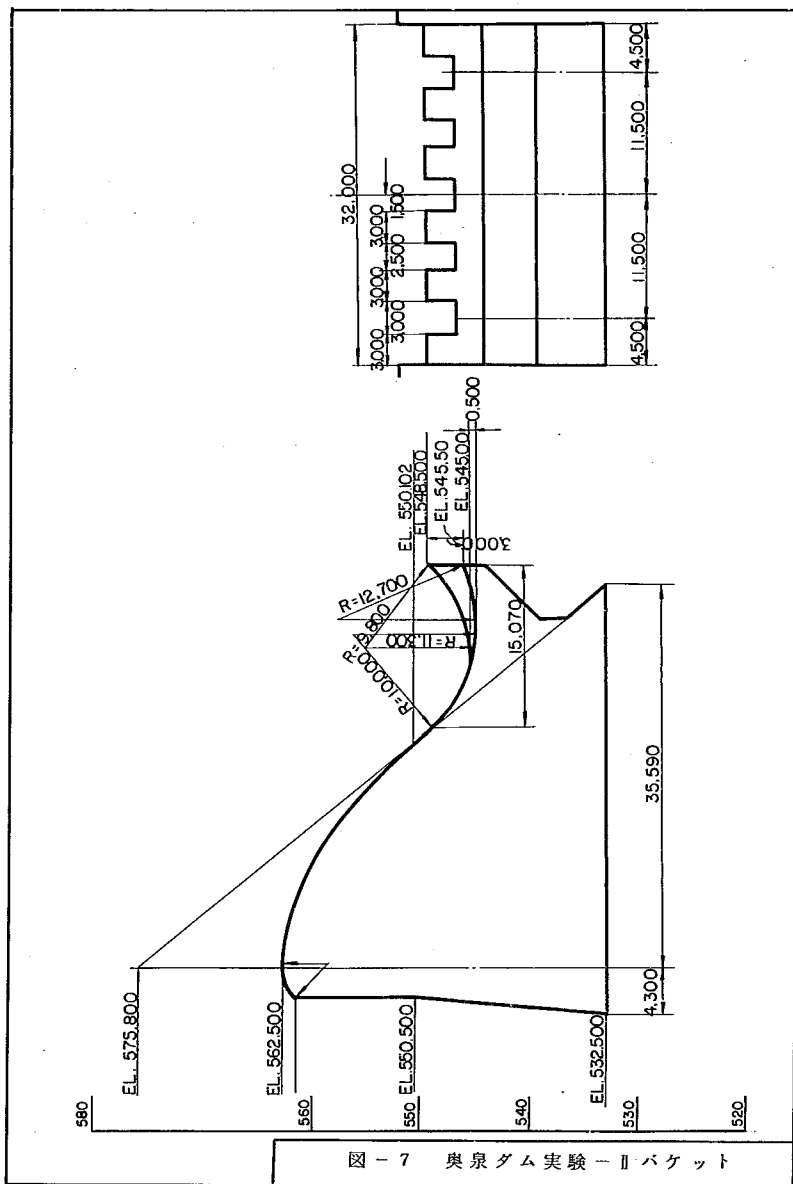


図-6 奥泉ダム実験-I バケット



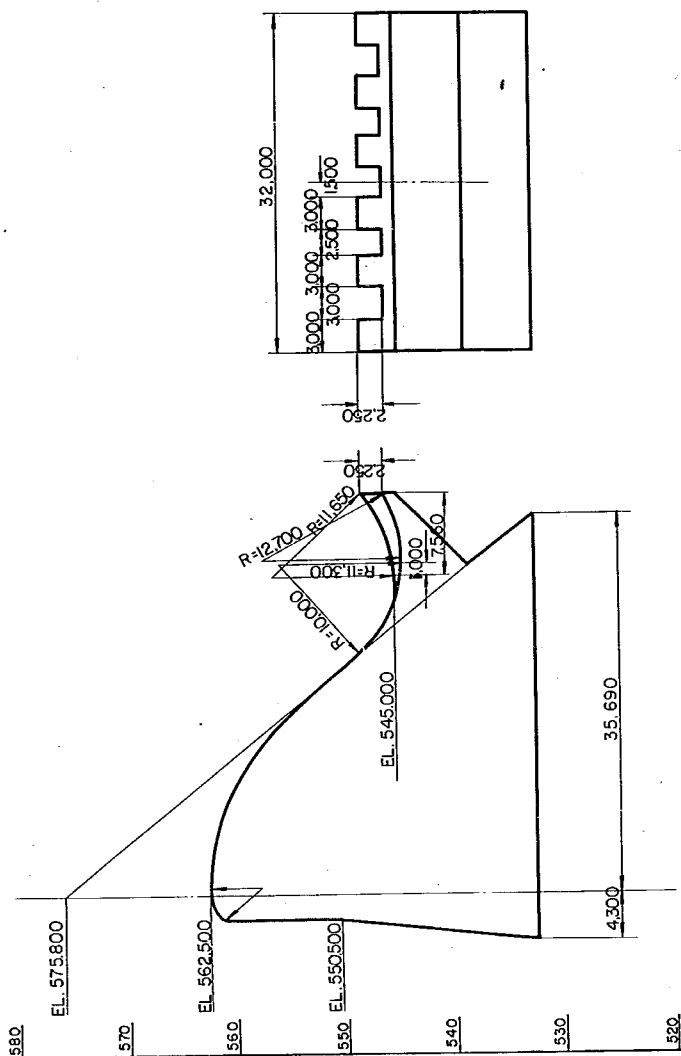


図-8 奥泉ダム実験-Ⅲ バケット

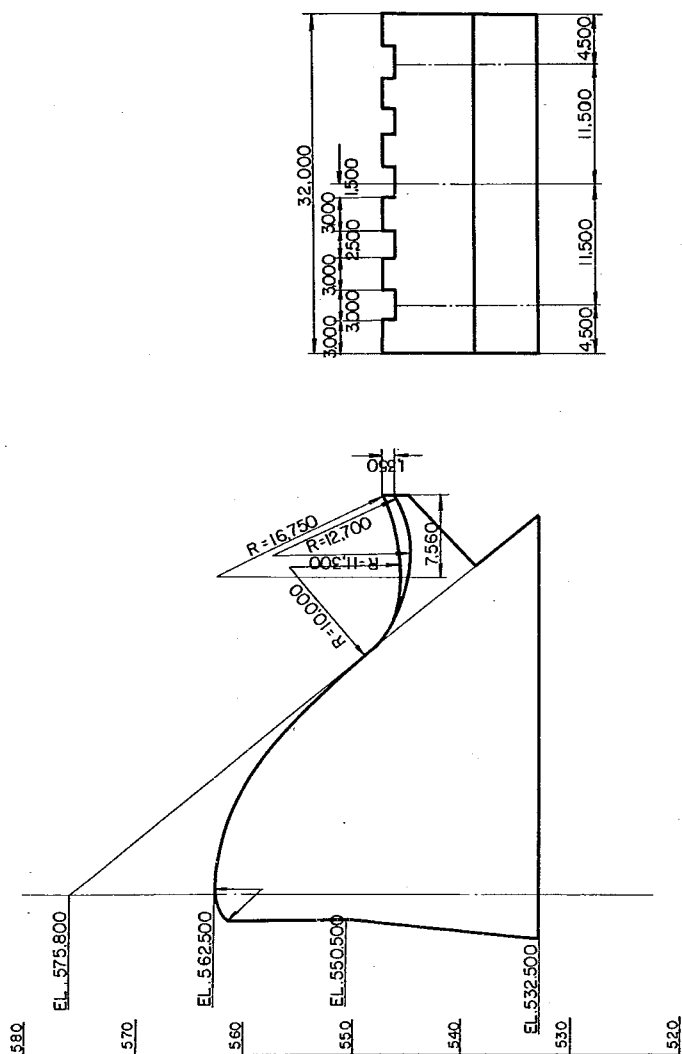
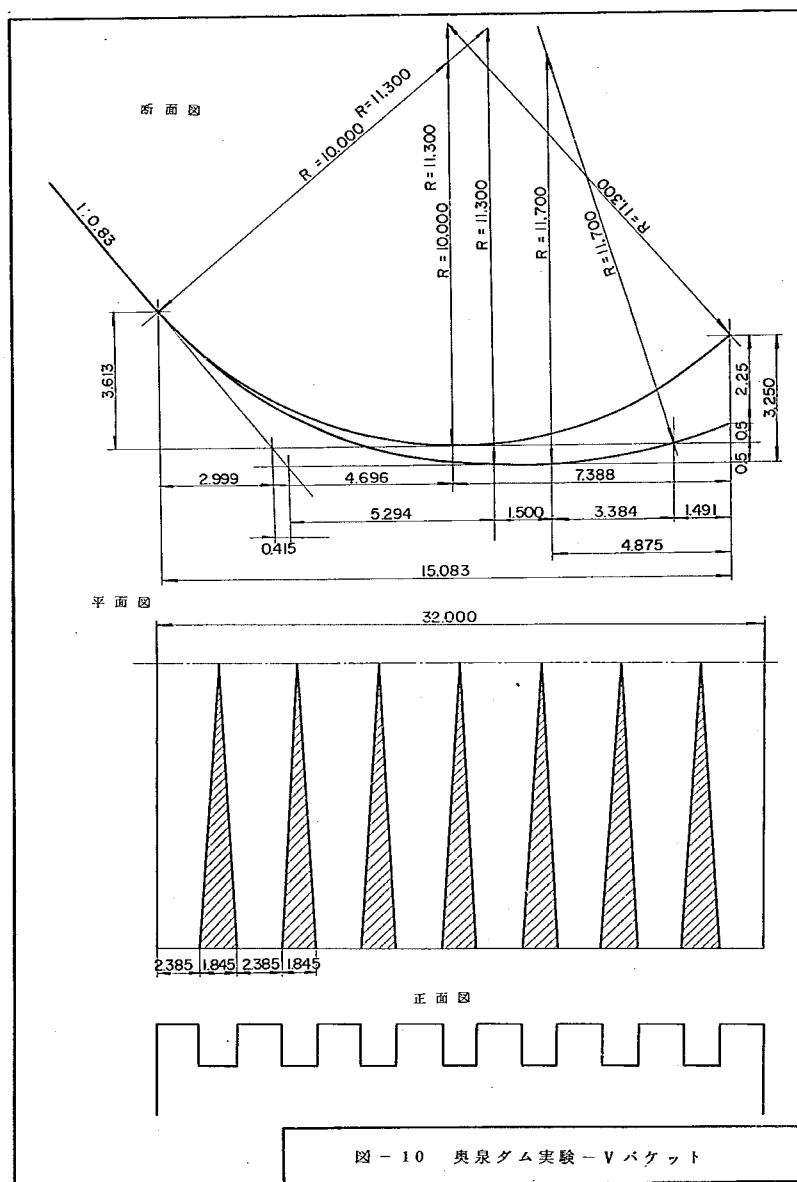


図 - 9 奥泉ダム実験 - IV バケット



(1) 適当な高さの凸部を用いてバケットを歯型構造とし、バケット上の流れを分断して水脈を広い面積に分散落下させることは、流況を改善させるうえに非常に効果的である。

(2) 凸部の高さの効果は、実験-ⅡとⅢの間には僅かな変化しかなく実験-Ⅳは多少効果が減退する。

奥泉ダムでは、このような実験の結果より凸部の高さとしては2.25mを採用することになっている。

つぎに、凸部の配置、間隔、形状について、次のような問題を検討している。

すなわち、実験-Ⅱ、Ⅲ、Ⅳでは、凹凸の間隔をほぼ等しく配置したが、バケットが上下二段に異なる曲率を有し、作用圧力が上下段で異なり、かつ下向きの圧力であるため、バケットカーブ開始点附近ではほぼ均等に分布している流量が射出端に近づくにしたがつて下段に集中し、結果として流量の分散効果の減退の原因となつたことである。

これは、実験結果として次のように表わされている。

すなわち、実験-Ⅱ、Ⅲ、Ⅳでは凹凸の上、下段の比は上段56%、下段44%であるが、これを上、下段の流量%で表わすと、上段を Q_u 、下段を Q_L として次のような結果を得ている。

表-5 奥泉ダムバケット射出端における流量比

実 験	$Q=2070 \text{ m}^3/\text{s}$		$Q=1200 \text{ m}^3/\text{s}$		$Q=600 \text{ m}^3/\text{s}$	
	Q_u	Q_L	Q_u	Q_L	Q_u	Q_L
Ⅱ	31	69	21	79		
Ⅲ	37	63	25	75	17	83
Ⅳ	43	57	31	69		

すなわち、表-5より凸部の高さが高くなるにつれ、かつ流量が減少するにつれて下段に集中する傾向が強いことがわかる。

そこで、上下段に分断される流量比を均等にすることおよび下段からの射出水が初期から横方向に拡がる性状を持たせることを主眼として設計されたものが図-10に示される実験Vの形状である。

なお、設計条件の後者は上段から射出される流量は初めから横方向に拡大してゆく傾向を持つが、下段からの流量は水束となる傾向が強いため、これを是正しようとするものである。

実験Vの形状はバケットカーブ開始点より二種の曲率に別れ、この点から下段の幅は0から下流に向い直線的に増加し、射出端では総幅の40%になるように設計されている。

この実験-Vの結果をみると、上下段に分割される流量比は当初から予期されたように均等の分布に近づき良好な結果が得られている。

また、この場合河床の衝撃圧の分散状態、下流に残存するエネルギーの減勢率も他の実験ケースに比して十分満足できる結果が得られているが、シル（凸部）側面には、かなりの負圧が生じており問題である。

このシル側面の負圧は $2070\text{ m}^3/\text{s}$ で -8.1 m 水柱、 $1200\text{ m}^3/\text{s}$ で -7.4 m 水柱、 $600\text{ m}^3/\text{s}$ でも -3.2 m 水柱に達しており、シル側面の圧力状態は常に負圧のようである。

したがって、このような面にはキャビテーションの発生とこれによる損傷が当然予想され、電力中央研究所の実験報告でもこの点指摘されている。

しかし、奥泉ダムでは、キャビテーションによる損傷の危険度の高い流量が主として $1000\text{ m}^3/\text{s}$ 以上であり、この種の洪水の発生頻度が少ないことを理由に、この負圧の発生を許容し、この実験Vの形状をそのまま最終の実施形状としている。

このようにして設計された奥泉ダムスキージャンプ式減勢工の下流の洗掘、堆積の状態は、ダム建設直後の昭和31年より毎年1回づつ、主として写真

測量により実測されており、水脈落下点附近の河床の縦断曲線の経年変化は図-11のようである。また、この間の主要洪水の放流記録は表-6に示される。

表-6 奥泉ダム主要洪水放流記録

年 月 日	日平均放流量 (m^3/sec)	放 流 時 間 (hour)	日最大放流量 (m^3/sec)
31. 9. 27	303.0	24	560.0
32. 6. 28	344.4	24	406.5
32. 9. 11	256.0	24	431.0
33. 7. 26	309.0	2	576.6
33. 8. 26	490.5	8	1354.2
33. 9. 26	235.5	15	446.8
33. 9. 27	223.7	1	301.0
34. 8. 13	613.0	24	876.0
34. 8. 14	1083.0	24	1808.0
34. 8. 15	296.0	24	415.0
34. 9. 27	534.6	24	1572.0
35. 8. 13	353.0	23	565.0
35. 8. 14	339.0	23	466.0
36. 6. 27	594.3	15	957.0
36. 6. 28	909.5	24	1274.0
36. 6. 29	729.3	24	924.0
36. 6. 30	410.8	24	607.0
37. 6. 14	269.1	24	423.0
37. 6. 15	213.8	24	322.0

また、現在の河床形状は昭和34年8月の洪水によつて形成されたものとされており（この時の最大放流量は計画洪水流量の90%に相当する）、現状における最大洗掘深は原河床より約10m、堆積高は約4mであつて、この河床形状でほぼ安定した形状に達したものと推定されている。

昭和30年11月～昭和37年12月

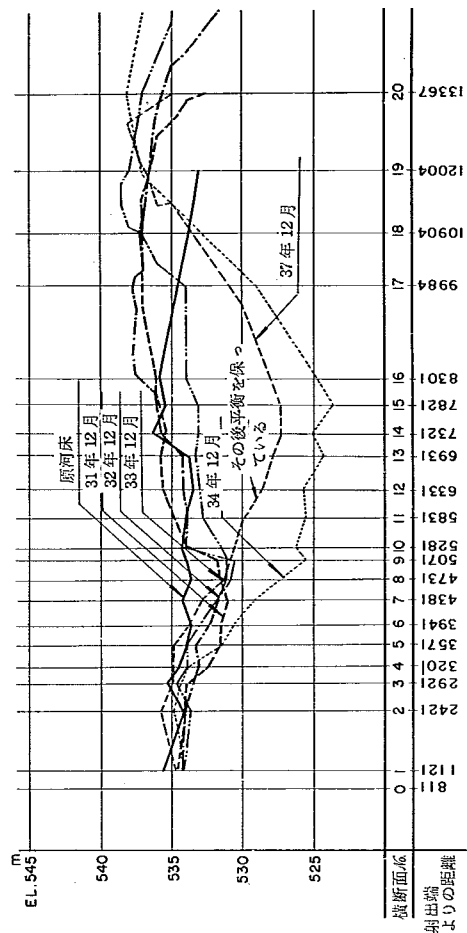


図-11 奥泉ダム下流河川河床縦断面図

なお、洗掘されたずりは下流約400mの間に分散していることも報告されている。

このような奥泉ダムスキージャンプ式減勢工の設計過程ならびに操作実績、洗掘、堆積状況を考慮し、黒瀬ダムスキージャンプ式減勢工を設計してみる。

まず、黒瀬ダム下流自然下流水位は図-12に示すとおりであり、計画洪水流量 $1,530\text{ m}^3/\text{s}$ 放流時の自然下流水位は $\text{EL. } 64.4\text{ m}$ である。また、河床標高は約 $\text{EL. } 55.0\text{ m}$ 附近であるから、実質水深はほぼ 10 m である。

この場合、射出水脈下側の静水池の流況は、落下点附近の断面形状、水脈落下幅等を考慮すれば、三次元的現象となるものと予想され、奥泉ダム同様水深の増加はほとんどないものと予想される。

したがって、射出端標高は奥泉ダム同様計画洪水流量放流時の自然下流水位附近にとれば十分であろうと思われ、ここでは黒瀬ダムスキージャンプ式減勢工の射出端標高としては、 $\text{EL. } 65.0\text{ m}$ を選定することにする。

つぎに射出端の構造は一般的な歯型構造を採用し、射出端の基盤（凹部）の射出角度としては 20° を選定する。なお、 20° とすれば、当然インバート標高と射出端標高との間には標高差を生じ、小流量時にはバケット内で跳水減勢するが、凹部内の水脈に圧力効果を与え、拡散を助長するためにはある程度の角度をもたせた方が有利であろうと思われる。

このように射出端標高を $\text{EL. } 65.0\text{ m}$ 、射出角度を 20° とすれば、水脈の落下位置はほぼ次のように概算される。

$$L_m = \frac{V_o^2 \sin 2\theta_o}{g}$$

ここに L_m : 射出端から落下位置までの距離 (m)

θ_o : 射出角度

V_o : 射出流速

g : 重力加速度

いま、

$$V_0 = \sqrt{C_v \cdot 2gh}$$

h : 計画水面とインバートとの標高差

C_v : 有効水頭係数

として,

$$h \doteq 112.90 - 65.00 = 47.90 \text{ m}$$

$$C_v = 0.95$$

$$\theta_0 = 20^\circ$$

とすれば

$$\begin{aligned} L_m &= 1.9 h \sin 2\theta_0 = 1.9 \times 47.9 \times 0.6428 \\ &= 58.5 \text{ m} \end{aligned}$$

と求められる。また, $h = 100.10$ (クレスト標高) $- 65.00 = 35.10$ m として, 最短落下位置を求めれば

$$L_m = 1.9 \times 35.1 \times 0.6428 = 42.9 \text{ m}$$

となる。

したがって, 射出端標高を EL. 65.0 m, 射出角度を 20° とすれば, 水脈は射出端下流 40 ~ 60 m の範囲に落下することがわかる。

これは, ほぼ同規模の図-11 に示される奥泉ダムの洗掘範囲から考えて十分妥当な概算結果と思われる。

つぎに, バケツ形状について考えてみる。奥泉ダムでは凹部の底面形状は一部水平部を含む円弧により構成されているが, 黒瀬ダムでは, できるだけ単純な形状を採用することにして, ここでは, $R = 11,000$ m の単一円弧で構成することにした。

このバケツ形状は図-13 に示される。

以上, 主として凹部の設計について述べたが, つぎに凸部の形状ならびに凹凸の間隔について検討してみる。

まず, 凸部の高さは奥泉ダムのところでも述べたが, 計画洪水流量放流時の射流水深と同程度にとることが最も効果的になる。

いま、計画洪水流量 $1530 \text{ m}^3/\text{s}$ を $WL. 112.90 \text{ m}$ で放流した場合の射出端附近の水深を概算してみると、

$$h_0 = g / \sqrt{C_v \cdot 2gh} = 665 / \sqrt{0.95 \times 2 \times 9.8 \times 4790} = 2.2 \text{ m}$$

と求められる。

そこで、凸部の高さについては図-14、15のような 2.0 m と 2.5 m の2種について実験し、実験的検討のうえ、決定することにする。

なお、この場合、凸部の底面形状は奥泉ダムでは複合円弧となつているが、ここでは凹部同様、単純な形状とすることとし、いづれも単一円弧で構成することにした。

この形状は図-14、15に示されるが、凸部の高さの測定基準は奥泉ダムとは多少異なるので注意されたい。

つぎに凹、凸部の幅はここでは次のように設計した。

まず、奥泉ダムの実験Ⅴの形状は、凸部側面の極度の負圧の発生を避け難いので、黒瀬ダムでは奥泉ダムの実験Ⅱ～Ⅳの形状に準じた形状を採用することとし、この間隔についてのみ検討することにして、上段、下段それぞれ約50%の等間隔のものと、上段60%、下段40%のものの2種について実験的検討を行い決定することにした。

この凹凸の配置は図-16、17に示される。

以上、黒瀬ダムスキージャンプ式減勢工の形状について検討したが、実験的検討の対象になつたのは、一様構造のバケット1種、歯型構造2種、上段下段の幅の異なるもの2種であり、実際に実験により検討されたのは表-7に示す4種である。

表-7 射出端構造

形 状	凸部の高さ	歯型構造	備 考
A	図-13		予備実験
B	図-14	図-16	
C	図-14	図-17	
D	図-15	図-17	

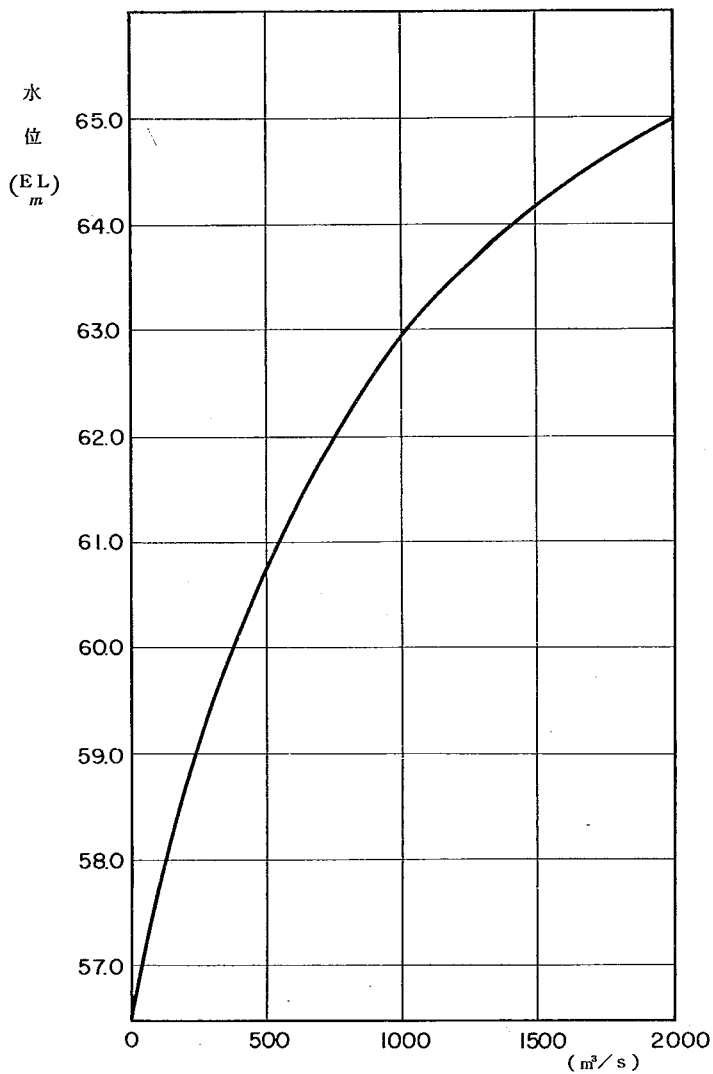


圖 - 12 自然下流水位

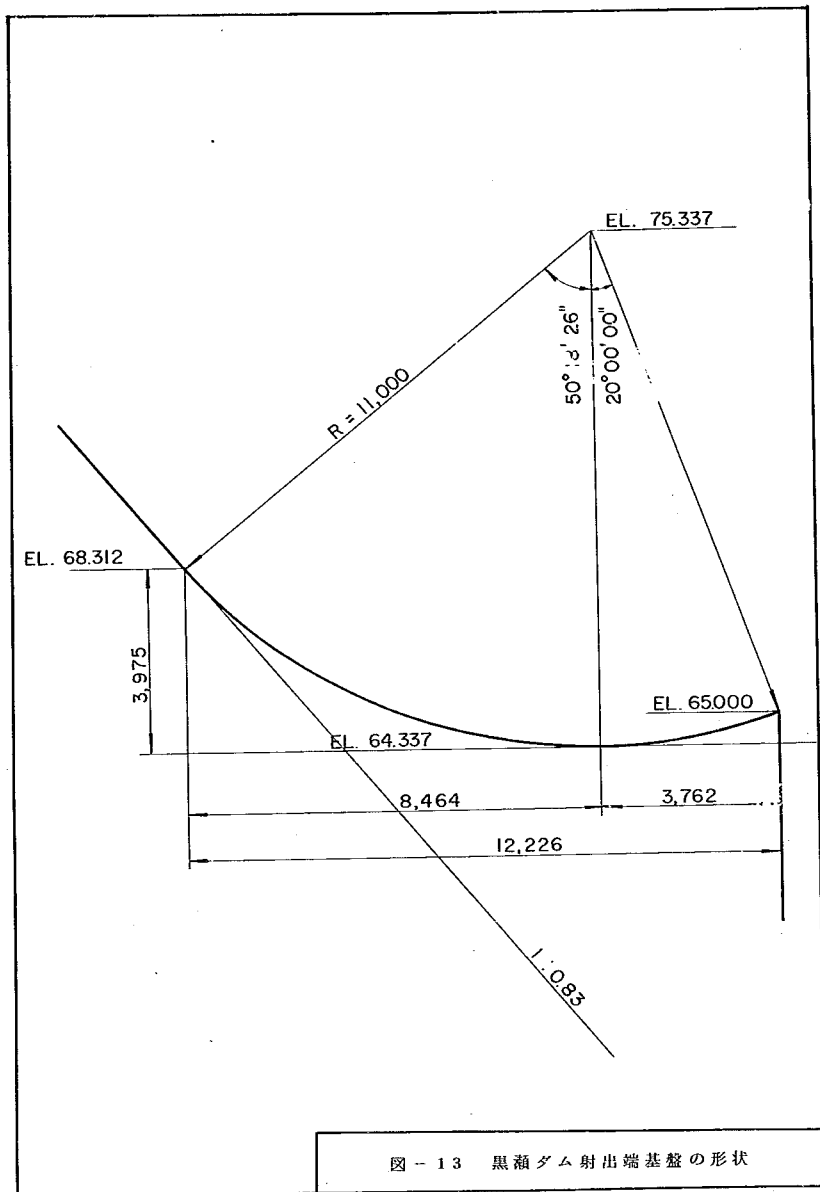
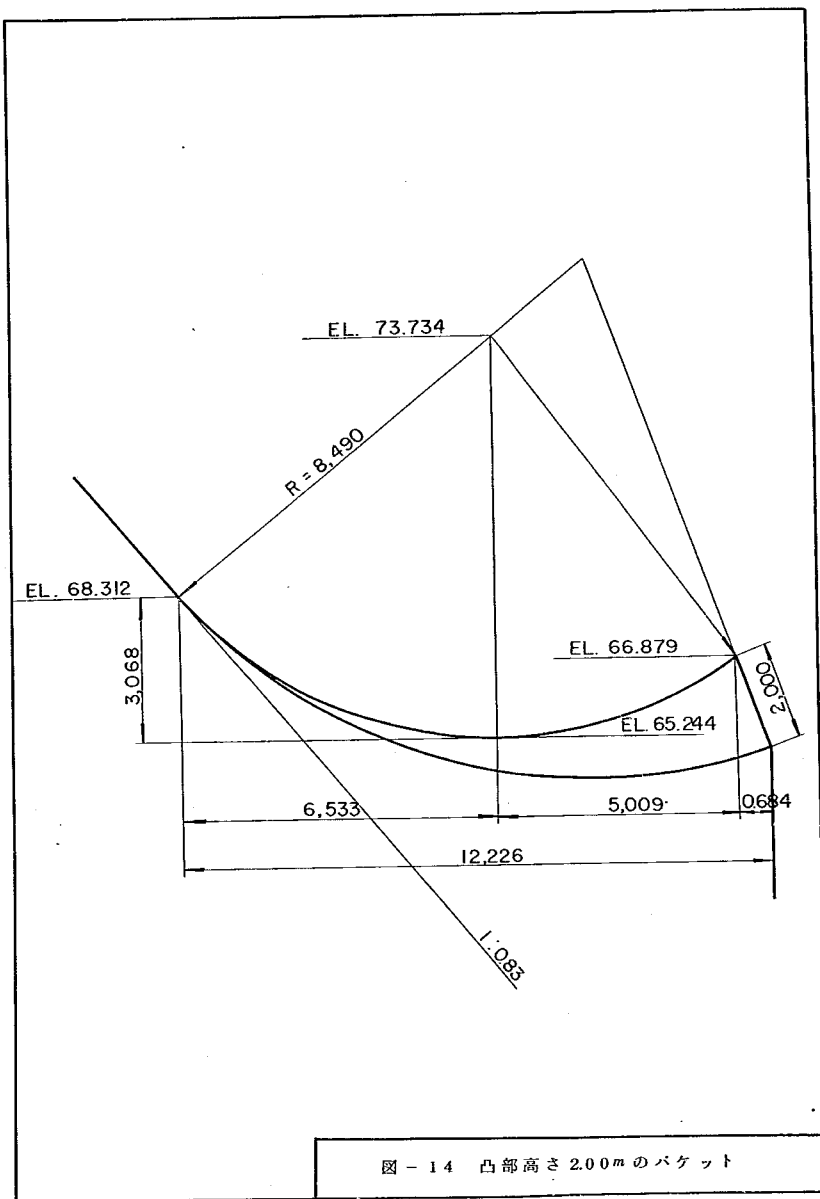


図 - 13 黒瀬ダム射出端基盤の形状



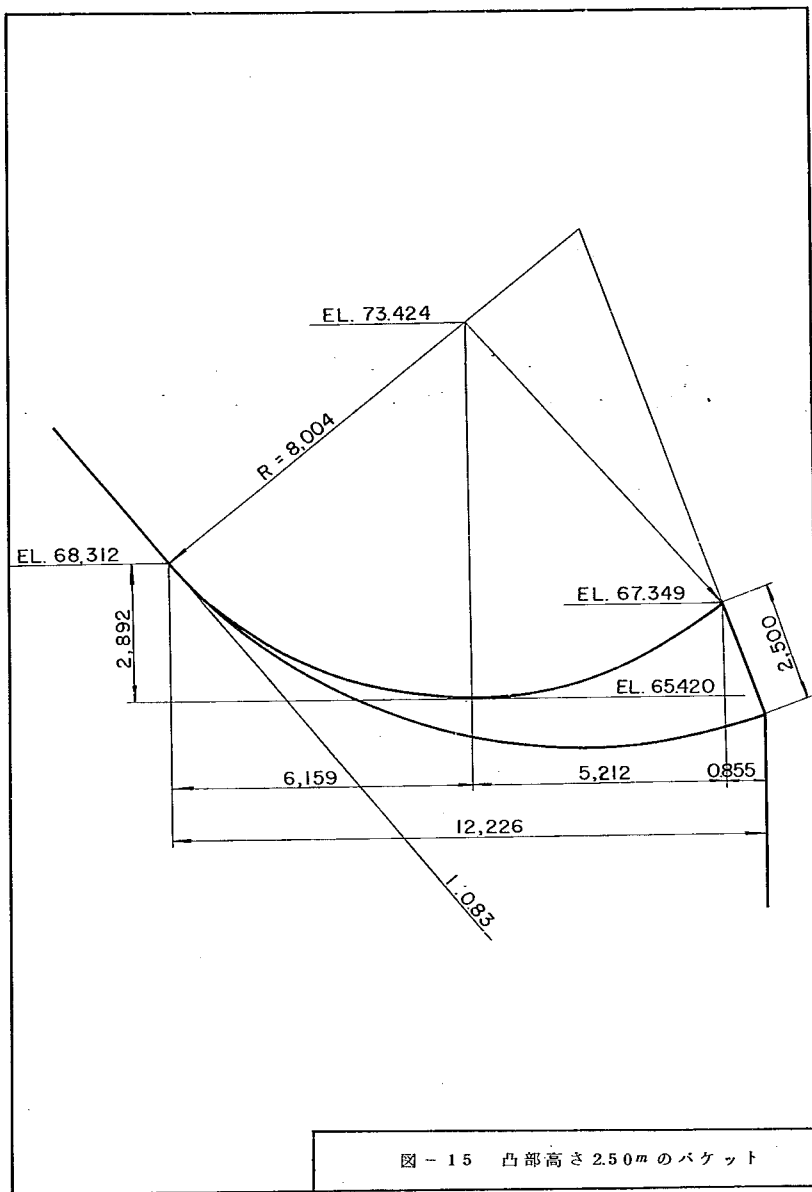


図 - 15 凸部高さ 2.50m のバケット

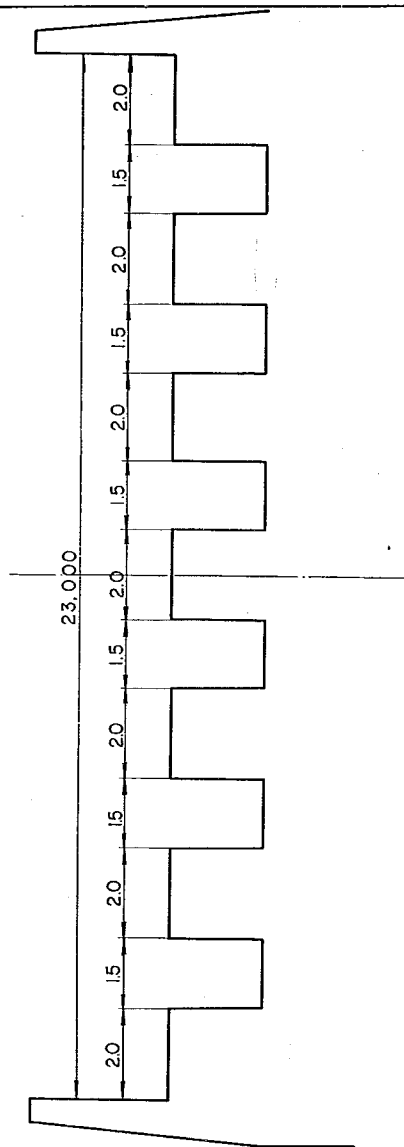


图 - 17 射出端 型构造 - B.

IV 水理模型実験

1. 模型と相似律

黒瀬ダム水理模型実験は建設省土木研究所赤羽支所内のダム水理研究室屋内実験場において行われた。

黒瀬ダム水理実験用模型は原型を縦横ともに同一縮尺で縮小した幾何学的相似の模型であり、縮尺は実験施設の関係上 $1/58.4$ に選定された。

模型は越流頂、ゲート、ピア等はどれも米杉材を用いて製作され、下流河道は内面ベニヤ張りの木樋が用いられた。

また、射出端の細部形状の検討には、真鍮製の精密な模型が利用された。

なお、水理実験の原型との相似律については、流れに及ぼす影響は重力が支配的であることを考慮して、フルードの相似律を用いた。

したがって、長さの縮尺を $1/n$ ($n=58.4$) とすれば、速度の縮尺は $1/n^{1/2}$ ($n^{1/2}=7.6420$)、流量の縮尺は $1/n^{3/2}$ ($n^{3/2}=26063$) となる。

2. 越流頂の水位-流量関係

黒瀬ダム越流頂の水位-ゲート開き-流量関係は、ゲート全開時については、水位をほぼ 1.5 cm ごとに変化させ、ゲート半開時については、ゲート開き(ゲート下端と堤頂との標高差)を 1.0 cm 間隔に設置し、水位を適当に変化させ模型流量を模型下流に設けられた刃形せきをを用いて測定した。

刃形せきの寸法はせき高 0.15 m 、切欠幅 0.36 m 、水路幅 0.50 m のものを用いており、流量換算は日本工業規格 JIS B 8302 (ポンプ揚水量測定方法) の算定基準(板谷、手島式)に基づいて行われた。

測定結果は表-8 に示すとおりである。

なお、この貯水位(WL, m)-ゲート開き(m)-放流量(m^3/s)の関係は、黒瀬ダム管理上重要な資料となり、将来最も頻繁に利用される性質のものであるので、貯水位(WL, m) 0.10 m 間隔、ゲート開き 0.20 m

間隔に対する放流量 (m^3/s) を測定結果より電算機を用いて処理し、これを数表化して本報告書の別冊として製本することにした。

表-8 において

H : 堤頂と貯水位との標高差 (m)

HO/HD : H と設計水頭との比

Q : 2 門等高操作時の流量 (m^3/s)

C : 流量係数 (後述)

G : ゲート開き (ゲート下端と堤頂との標高差) (m)

であり、

流量係数は次のようにして計算された値である。

自由越流に対しては

$$C = Q/n BH^{3/2}$$

ゲート半開放流に対しては

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

ここに、 n : 径間数

B : 1 径間当りの幅 (m) である。

なお、別冊に示される貯水位 (WL, m) - ゲート開き (m) - 流量 (m^3/s) 関係は、実験結果より得られた次式を用いて計算している。

自由越流に対しては

$$Q = (A_1 H^3 + A_2 H^4 + A_3 H^5 + A_4 H^6 + A_5 H^7)^{1/2}$$

ここに

$$A_1 = 0.8550777007 \times 10^3$$

$$A_2 = 0.118723085 \times 10^3$$

$$A_3 = -0.951138460 \times 10$$

$$A_4 = 0.471940078$$

$$A_5 = -0.971436742 \times 10^{-1}$$

ート半開放流に対しては

$$Q = \frac{A_1 + A_2 G + A_3 G^2}{G + A_4} \{ H^{\frac{3}{2}} - (H - G)^{\frac{3}{2}} \} n B$$

ここに

$$A_1 = 0.136313642 \times 10$$

$$A_2 = 0.139742847 \times 10$$

$$A_3 = 0.803767375 \times 10^{-1}$$

$$A_4 = 0.106308379$$

である。

表-8 黒瀬ダム貯水深-ゲート開き-流量関係

(I) 自由越流状態

I	H	HO/HD	Q	C
1	1.7754	0.1387	76.1653	1.6099
2	2.9375	0.2295	172.8540	1.7166
3	3.8369	0.2298	263.7224	1.7545
4	4.4910	0.3509	338.8022	1.7799
5	5.4838	0.4284	465.1933	1.8113
6	6.4474	0.5037	602.4385	1.8400
7	7.5686	0.5913	771.3803	1.8523
8	8.3512	0.6524	901.7661	1.8683
9	9.1805	0.7172	1061.2559	1.9076
10	0.9514	0.7774	1196.2887	1.9054
11	11.0084	0.8600	1406.3440	1.9252
12	12.3049	0.9613	1690.5464	1.9583
13	13.1458	1.0270	1891.3810	1.9841

(2) ゲート半開放流状態

I	H	HO/HD	Q	C
G = 0.584				
1	2.7098	0.2117	87.0748	3.1983
2	3.3288	0.2601	96.6833	3.1679
3	4.6136	0.3604	116.4214	3.1971
4	5.5480	0.4334	128.4587	3.1986
5	6.4298	0.5023	138.8787	3.1999
6	7.2883	0.5694	148.0297	3.1946
7	7.9366	0.6200	155.2848	3.2059
8	8.5030	0.6643	160.0117	3.1874
9	9.6302	0.7524	172.3120	3.2186
10	10.5587	0.8249	173.3965	3.0889

G = 1.168				
1	3.2412	0.2532	138.8787	2.4364
2	4.7304	0.3696	173.3965	2.4322
3	5.1626	0.4033	182.1565	2.4311
4	5.4254	0.4239	189.3837	2.4579
5	6.2021	0.4845	204.1295	2.4589
6	6.8445	0.5347	215.1474	2.4549
7	7.7088	0.6022	229.9514	2.4593
8	8.6023	0.6721	243.8746	2.4584
9	9.5718	0.7478	259.9591	2.4751
10	10.3660	0.8098	270.6714	2.4702
11	11.5749	0.9043	287.3505	2.4739
12	12.4100	0.9695	296.4782	2.4607

G = 1.752

1	4.0062	0.3130	201.8358	2.1777
2	5.0808	0.3969	231.7511	2.1542
3	5.8809	0.4594	254.9713	2.1712
4	6.7627	0.5283	276.4047	2.1695
5	7.4752	0.5840	293.2066	2.1732
6	8.1760	0.6387	309.0283	2.1774
7	9.5776	0.7482	339.4903	2.1906
8	11.0026	0.8596	365.3031	2.1848
9	11.6800	0.9125	379.5401	2.1975
10	12.2640	0.9581	389.6235	2.1972
11	12.9298	1.0101	400.5340	2.1954

G = 2.336

1	4.5202	0.3531	267.5048	2.0957
2	5.4546	0.4261	297.1341	2.0543
3	5.8750	0.4590	311.6942	2.0554
4	6.4824	0.5064	331.2664	2.0547
5	7.2533	0.5667	356.1557	2.0634
6	8.6782	0.6780	396.1566	2.0648
7	9.4900	0.7414	417.4767	2.0667
8	10.7456	0.8395	449.8389	2.0754
9	11.5574	0.9029	470.6123	2.0845
10	12.3282	0.9631	487.7949	2.0845

G = 2.920

1	6.0736	0.4745	375.9623	2.0067
2	6.2371	0.4873	382.4112	2.0052
3	6.4824	0.5064	393.2481	2.0103
4	6.8503	0.5352	404.1953	1.9936
5	7.2883	0.5694	422.6842	2.0040
6	7.7030	0.6018	437.6932	2.0043
7	8.1818	0.6392	456.7248	2.0150
8	8.5790	0.6702	467.5129	2.0038
9	8.5965	0.6716	468.2870	2.0046
10	8.9002	0.6953	479.9562	2.0119
11	9.2622	0.7236	490.1557	2.0061
12	9.8988	0.7733	510.7934	2.0098
13	10.4536	0.8167	527.6935	2.0109
14	11.3822	0.8892	553.8411	2.0090
15	11.4406	0.8938	557.9695	2.0180
16	12.1063	0.9458	577.1088	2.0207
17	12.4684	0.9741	588.0344	2.0247

G = 3.504

1	6.5583	0.5124	467.5129	2.0402
2	7.4226	0.5799	502.0233	2.0137
3	7.8606	0.6141	519.6201	2.0070
4	8.2986	0.6483	539.0746	2.0103
5	8.6958	0.6794	554.6658	2.0078
6	9.1922	0.7181	574.5986	2.0086
7	9.7178	0.7592	593.9494	2.0060
8	10.1266	0.7911	612.6856	2.0178
9	10.6113	0.8290	629.9100	2.0165
10	11.0259	0.8614	644.6935	2.0169
11	11.4172	0.8920	658.7269	2.0184

G = 4.088

1	6.8211	0.5329	560.4521	2.1075
2	7.3876	0.5772	573.7627	2.0367
3	7.8840	0.6159	592.2571	2.0089
4	8.2286	0.6429	608.4080	2.0042
5	8.6607	0.6766	625.5868	1.9911
6	9.3206	0.7282	657.8464	1.9952
7	10.2901	0.8039	700.6171	1.9946
8	10.8157	0.8450	723.3026	1.9959
9	11.1369	0.8701	737.0478	1.9973
10	11.6917	0.9134	759.2483	1.9969

G = 4.672

1	8.6315	0.6743	698.8143	1.9989
2	8.8359	0.6903	722.3898	2.0328
3	9.5718	0.7478	758.3182	2.0203
4	10.2025	0.7971	789.2462	2.0152
5	10.6580	0.8327	811.0866	2.0127
6	11.3471	0.8865	846.7096	2.0182
7	11.6508	0.9102	859.3684	2.0143
8	12.1122	0.9463	878.9878	2.0106
9	12.5618	0.9814	900.7709	2.0142
10	12.8246	1.0019	911.7416	2.0128
11	13.0758	1.0215	923.7696	2.0151

3. 越流面上の水面形と導流壁高

越流面上の水面形について貯水位 $WL. 112.90\text{ m}$ (洪水時満水位) でゲートを開放した状態で測定した。

この結果は図-18に示される。

この図-18においては、横軸にクレストからの水平距離 (m) をとり、縦軸には各断面における鉛直方向の水深 (m) をとっている。

また、スキージャンプ式減勢工の放出端構造は取りはずした状態で測定しているので注意されたい。

いま、この測定結果に対して必要導流壁高を検討してみると、図-18に示す点線のようになる。

この点線を下流面勾配 $1 : 0.83$ の実施案にあてはめてみると、導流壁は次のように表わされる。

まず、クレストから水平距離 $X = 36.0\text{ m}$ は、実施設計案ではダム軸から 37.887 m 、標高 $EL. 65.903\text{ m}$ の位置に相当し、ここで壁高 (鉛直) 4.50 m は越流面に垂直な壁高 3.50 m に相当する。

また、導流壁頂の勾配は、前記の位置より $1 : 0.632$ で表わされる。

4. 減勢工

スキージャンプ式減勢工については、さきの表-7のA, B, C, Dの4種の形状について実験的に検討された。

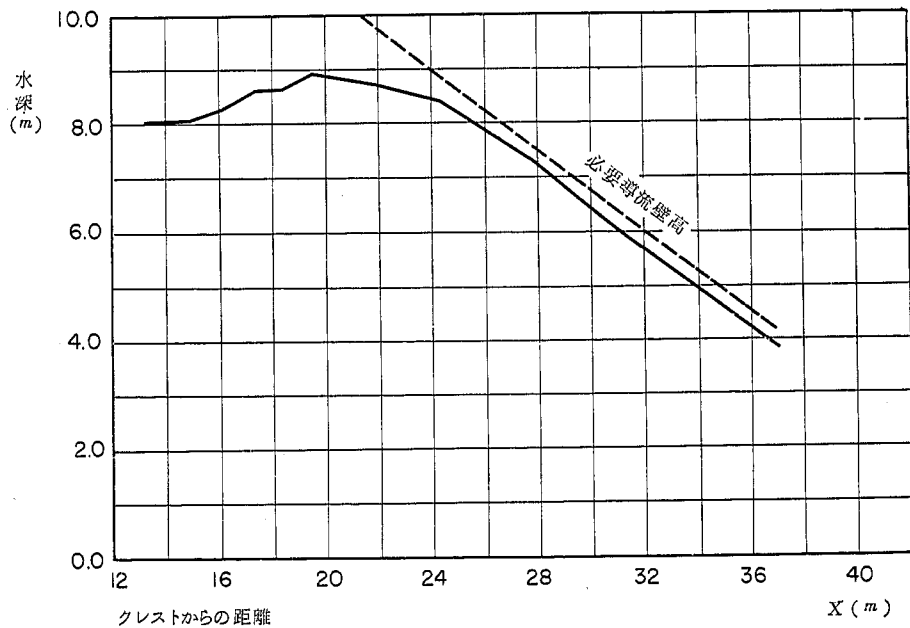
このうち、A型については、落下位置、射出端の高さ等の概略の検討のために予備実験として実施したものである。

したがって、ここではこのA型を除き、他のB, C, D型について実施された実験の結果を述べ、この3者を比較し最良の形状を選定することにする。

なお、B, C, D型の優劣を比較するため、ここではつぎのような実験項目ならびに放流条件を採用して、比較検討することにした。

すなわち、実験項目としては、次の2項目である。

図 18 越流面上の水面形



(1) 落下位置ならびに河床にかかる圧力の分散度

(この場合、実験では下流水位の全くない状態で、河床にかかる動水圧を直接測定することにした。これは、下流水位があると、水クッション効果により落下水圧が緩和されてしまい、3者を比較するという点においては、あまり有利な資料が得られないためである。)

(2) シル面の圧力状態

(シル面に作用する圧力は、B、D型に対しては図-19に示す位置に、C型に対しては図-20に示す位置にピエゾメーターを埋め込み、水柱マンノメーターにより圧力を測定することになっている)

一方、比較検討の対象となつた放流条件は次の3種である。

(1) 貯水位を計画最高水位WL. 112.90 mにし、ゲートを半開した状態での $480 \text{ m}^3/\text{s}$ の放流

(2) 貯水位を計画最高水位WL. 112.90 mにし、ゲートを半開した状態での $800 \text{ m}^3/\text{s}$ の放流

(3) 貯水位を計画最高水位WL. 112.90 mよりわずかに下げ、ゲートを全開した状態での $1530 \text{ m}^3/\text{s}$ (計画洪水流量)の放流

以上の放流条件のうち、(1) ($480 \text{ m}^3/\text{s}$)は無害流量 $500 \text{ m}^3/\text{s}$ に対応させたものであり、(2) ($800 \text{ m}^3/\text{s}$)は計画最大放流量に対応させたものである。

このような2実験項目、3放流条件に対して行つた比較実験の結果を以下検討する。

4-1 水脈の落下位置と河床にかかる圧力

水脈の落下位置附近の河床にかかる圧力の測定結果は図-21(B型) 22(C型)、23(D型)に示される。

これらの図より、水脈の落下位置は $480, 800, 1530 \text{ m}^3/\text{s}$ に関係なく、いずれの場合も射出端より50~90 mの範囲に拡散落下していること

図-19 ビエゾ管配置図

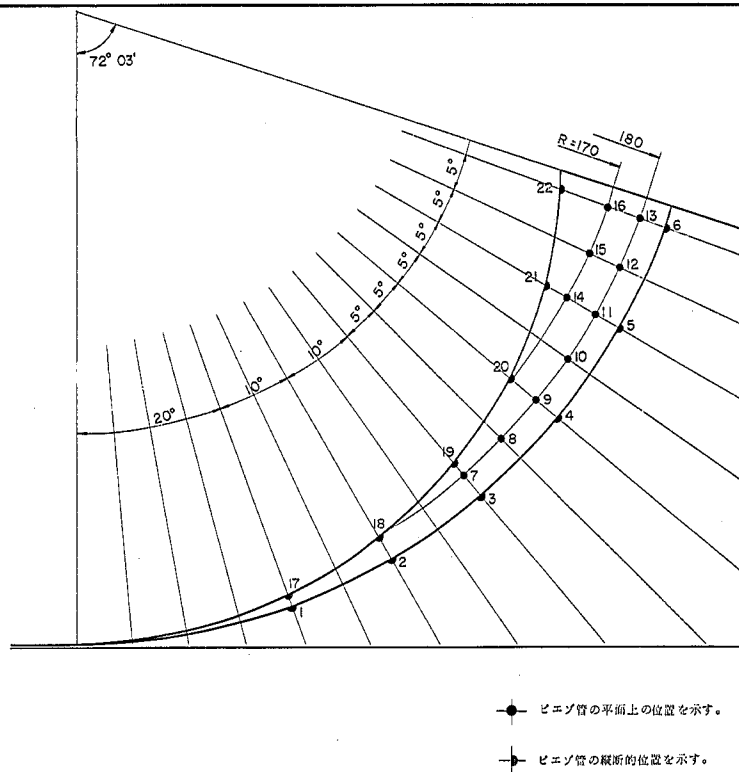
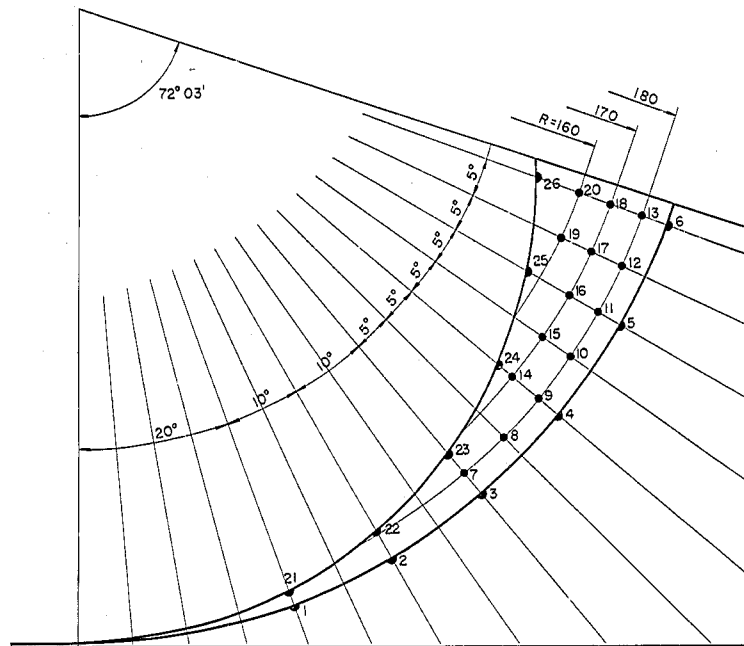


図-20 ビエゾ管配置図



● ビエゾ管の平面上の位置を示す。

⊙ ビエゾ管の縦断的位置を示す。

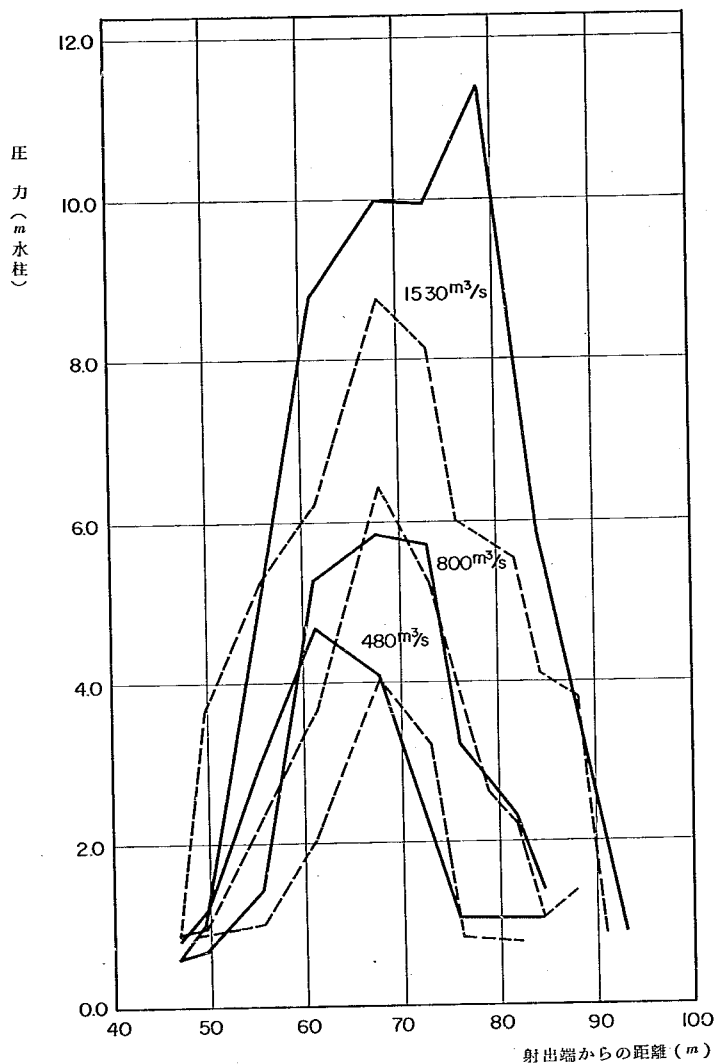


図-21 水脈落下位置附近の河床にかかる圧力 (B型)

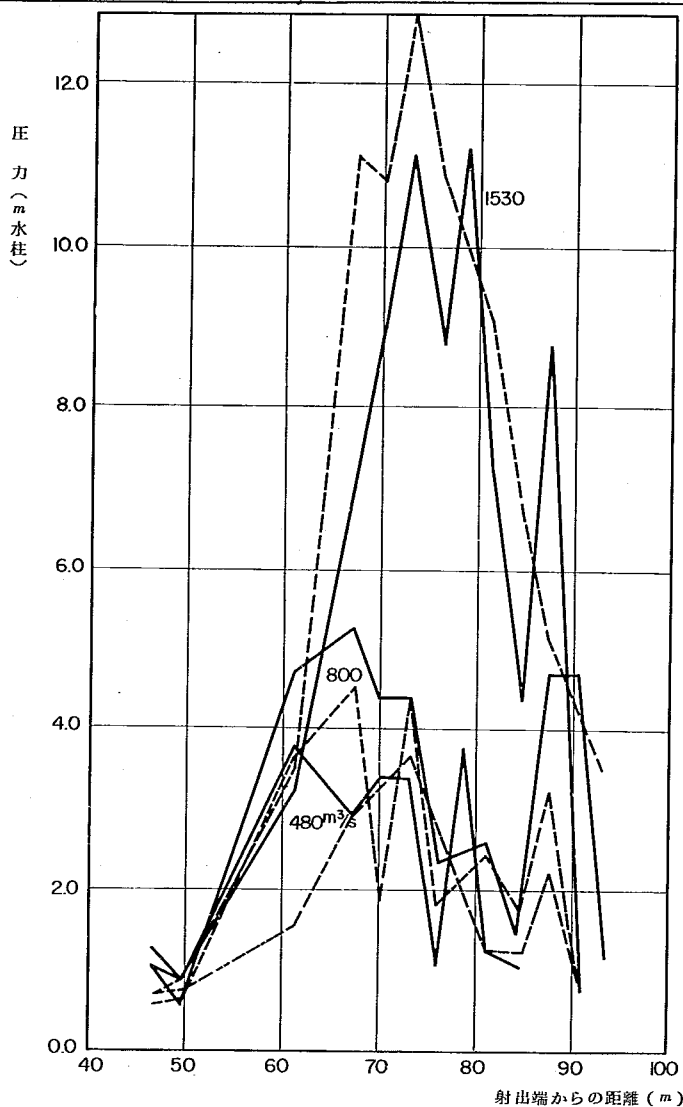


図-22 水脈落下位置附近の河床にかかる圧力 (C型)

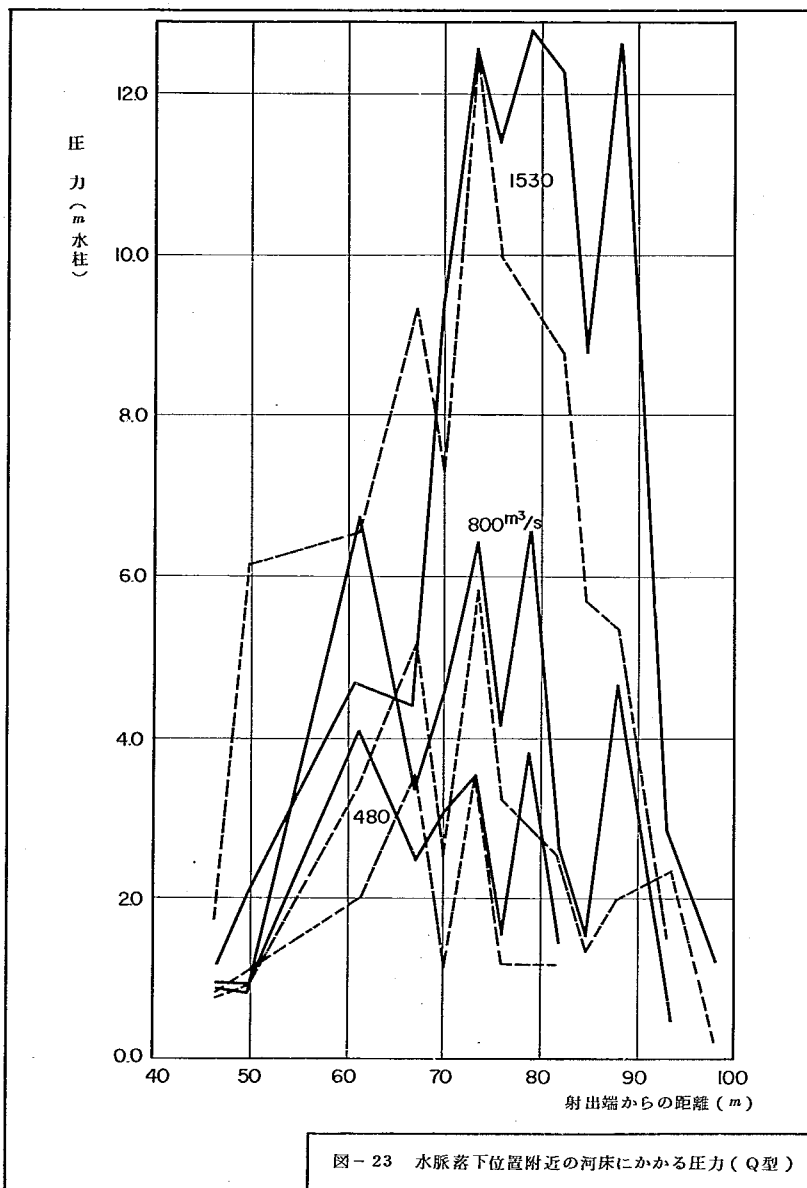


図-23 水脈落下位置附近の河床にかかる圧力 (Q型)

がわかる。したがって、落下位置に関するかぎり、B、C、D型には大差ないことになる。

一方、河床にかかる圧力は、それぞれの図に実線と鎖線とで示してあるが、鎖線は減勢工中心線の延長上を、実線はこれより約3 m右岸側の値であることを示している。

(水脈は左右対称であるものと考えられるので、上記2線上の圧力で代表できるものと考えた)

この結果をみると、いずれの場合も $800 \text{ m}^3/\text{s}$ 以下の放流に対しては河床にかかる圧力は6.0 m、水柱($6.0 \text{ t}/\text{m}^2$)以下であり、あまり差はない。強いて、優劣をつければ、C型が良いようである。これは、圧力の分散度がかなり良いこと、および河床にかかる圧力が全体的に低いことによつてゐる。

これが、計画洪水流量 $1530 \text{ m}^3/\text{s}$ 放流時になると、河床にかかる圧力はいずれも上昇し、最高圧はいずれの場合も 12.0 m 水柱($12.0 \text{ t}/\text{m}^2$)程度になつてゐる。

この場合、図-21に示されるB型については、C型、D型に比して圧力値は一般に低く、最高圧を判定の基準とする限りにおいては、B型が最も優れていると言える。しかし、圧力の分散度(あるいは逆に集中度)を基準とすればB、C、D型にあまり優劣の差はないようである。

4-2 シル面の圧力状態

シル面の圧力状態は図-24、25(B型)、図-26、27(C型)、図-28、29(D型)にそれぞれ示される。

まず、図-24、26、28に示される曲面上の圧力について検討してみよう。この場合、ピエゾ番号1~6は図-19、20に示されるようにいずれも同一位置であり、B、C型(凸部終端高さ2.0 m)のピエゾ番号17~22は、D型(凸部高さ2.5 m)のピエゾ番号21~26に対応している。

まず、これらの圧力の測定結果をみると全体的な傾向はほとんど大差な

く、圧力分布はB、C、D型を問わずほぼ同一といえる。

しかし、さらに詳細に小流量の圧力分布を調べてみると、D型、あるいはB型においては凸面上の圧力（D型においては21～26、B型においては17～22）と凹面上の圧力（1～6）との差が、C型に比してわずかではあるが大きいようである。

これは、480あるいは800 m^3/s のような小流量時に凸面上の流れが凹部に入り、結果として両者の差が大きくなつたものと推察される。これは、D型において著しいこと（凸部の高さが高いため）、B型においてC型より早く差かではじめることから妥当な推測と思われる。

一方、計画洪水流量1530 m^3/s 放流時には、いずれの場合も最高圧25.0 m 水柱（25.0 t/m^2 ）程度を記録しており大差ない。また、凸面と凹面との圧力値に差が少ないことは、流れの均衡が凸面の高さに対して十分保たれたことを示しており、この意味からは凸部の形状（終端の高さ2.0～2.5 m）はかなり妥当な高さと判定しうる。

このようにシル曲面上の圧力の測定結果からは、B、C型はD型より優れているものと思われ、B、C型ではC型の方がわずかに優れているのではないかと考えられる。

つぎに、図-25（B型）、27（C型）、29（D型）に示される凸部側面の圧力状態を調べてみる。

この場合、ピエゾ番号7～13はB、C、D型に関係なく同一位置であり、B、C型におけるピエゾ番号（14）、15、16はD型の16～18に対応している。

まず、半径11.0 mの基盤面（凹面）に近い7～13の圧力測定結果をみると、いずれの場合もほぼ同一の値を示している。

また全体的な傾向としては12～13において圧力は急速に低下するようである。

一方、これがピエゾ番号14、15、16あるいはD型の14～18になる

と、小流量時の圧力は急速に低下し、負圧も発生してくる。

図-25,あるいは26のB, C型においては $480 \sim 800 \text{ m}^3/\text{s}$ 放流時に(14), 15, 16の圧力は低く、16においてはいずれも負圧になっている。しかし、負圧の程度は -2.0 m 水柱($-2.0 \text{ t}/\text{m}^2$)以下であり、軽微といえる。

一方、図-29のD型では $480 \text{ m}^3/\text{s}$ 放流時に14付近で負圧になるが、直ちに正圧に回復するたうである。しかしD型では、さらに高い位置19, 20にB, C型における15, 16と同様な -2.0 m 水柱程度の負圧が発生している。

しかし、このような低圧部も流量の増大につれて解消するようであり、計画洪水流量放流時にはいずれも正圧となつてゐる。

いま、これらの結果を総合し、負圧の発生傾向からその優劣を判定してみると、C, B, D型の順になるものと考えられる。

4-3 B, C, D型の判定

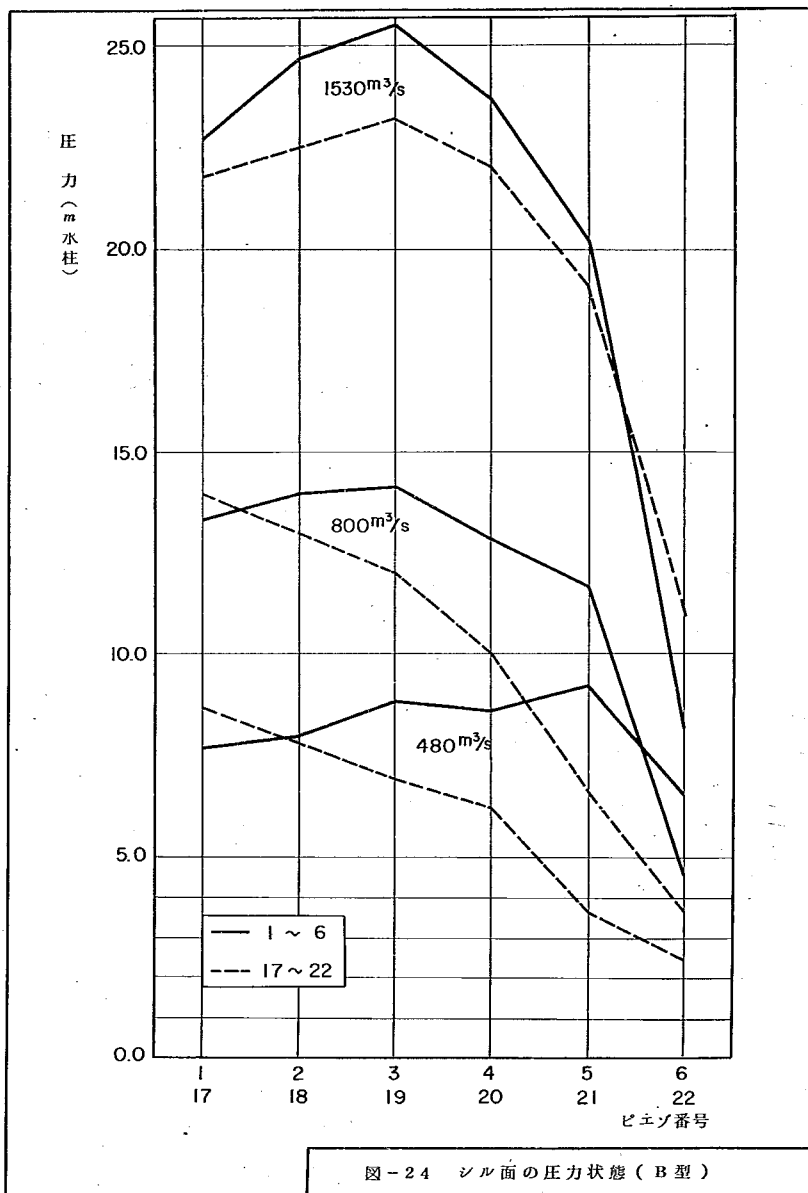
- | | |
|--|-------------------|
| (1) 水脈の落下位置あるいは拡散範囲 | $B = C = D$ |
| (2) 河床にかかる圧力($800 \text{ m}^3/\text{s}$ 以下) | $C \geq B = D$ |
| (3) " ($1530 \text{ m}^3/\text{s}$) | $B \geq C = D$ |
| (4) 曲面上の圧力 ($800 \text{ m}^3/\text{s}$ 以下) | $C \geq B \geq D$ |
| (5) " ($1530 \text{ m}^3/\text{s}$) | $B = C = D$ |
| (6) 凸部側面の負圧発生傾向 | $C > B > D$ |

以上の検討結果より、凸部高さ 2.50 m のD型は、凸部高さ 2.00 m のB, C型に比してあまり有利とはいえないようである。

一方、B, Cの両者については、ほぼ同一の機能を有するようであり、機能に顕著な差はないようである。しかし、強いて優劣を考えるとすれば水理的にはC型が有利ではないかと思われる。しかし、この程度の実験範囲ではその差も明確ではないので、最終的にはさらに別の基準も考慮して実施形状を選定すべきものと思われる。

4-4 減勢工部の導流壁高，その他

BあるいはC型を用いた場合の減勢工部の導流壁は，天端標高をEL. 70.0mとすれば十分のようである。また，減勢工部導流壁の下流端は，スキージャンプ式減勢工の下流端より1～2m張り出させておけば，水脈の横への拡がりを規制する上に非常に効果的である。



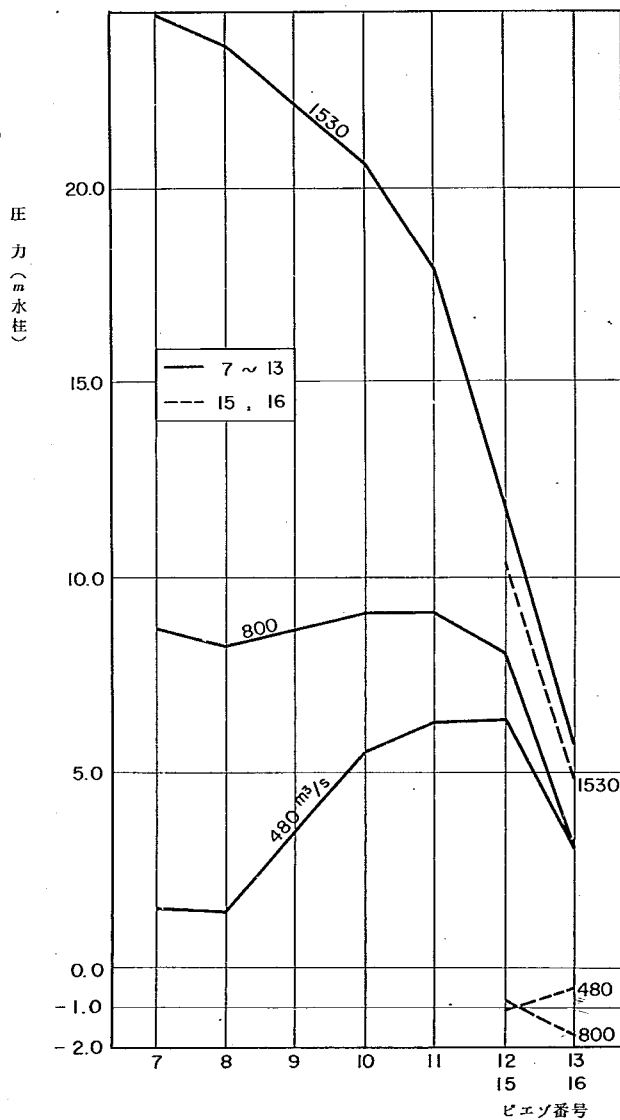


図 - 25 シル面の圧力状態 (B 型)

圧力 (m 水柱)

25.0
20.0
15.0
10.0
5.0
0.0

1
2
3
4
5
6

17
18
19
20
21
22

1530 m³/s

800 m³/s

480 m³/s

— 1 ~ 6
- - - 17 ~ 22

ピエゾ番号

図 - 26 シル面の圧力状態 (C型)

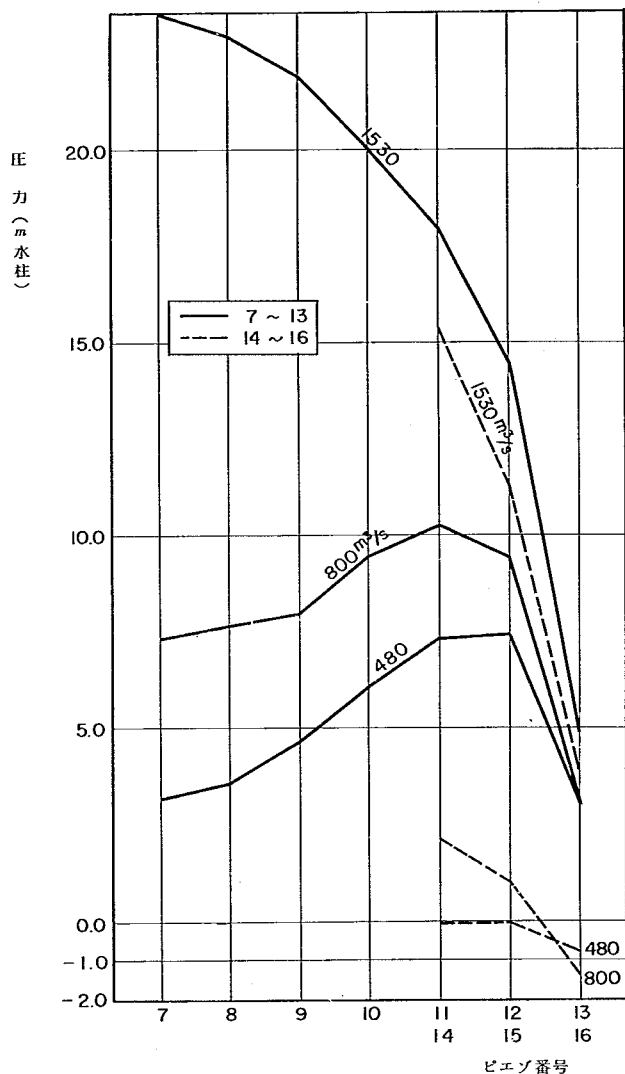


図-27 シル面の圧力状態 (C 型)

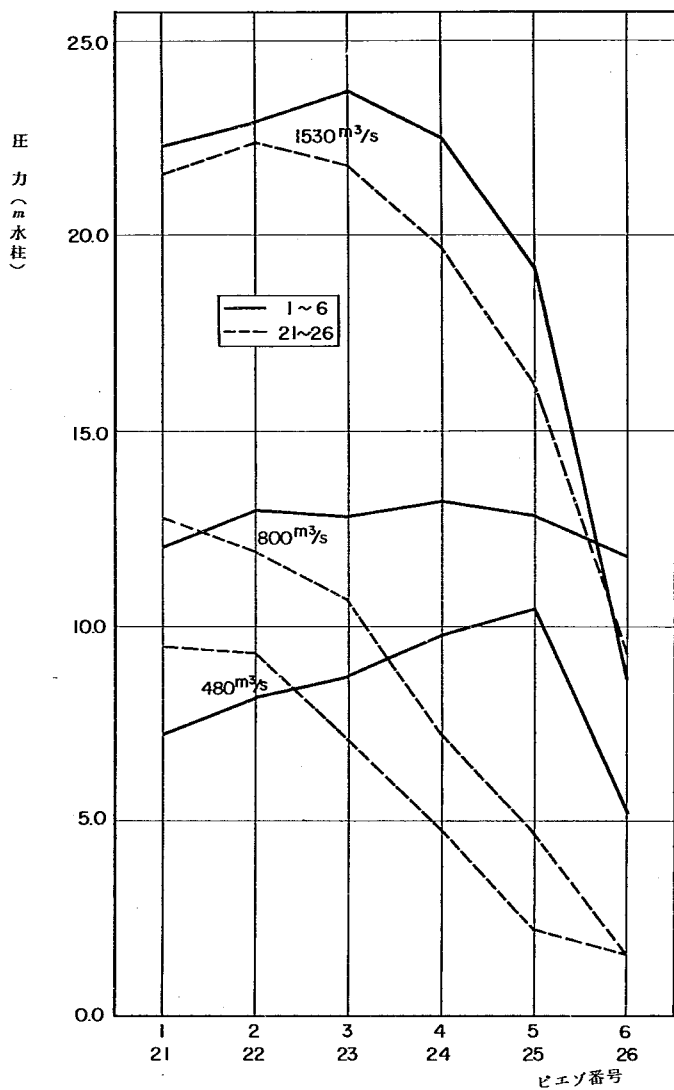


図-28 シル面の圧力状態 (D 型)

圧力 (m 水柱)

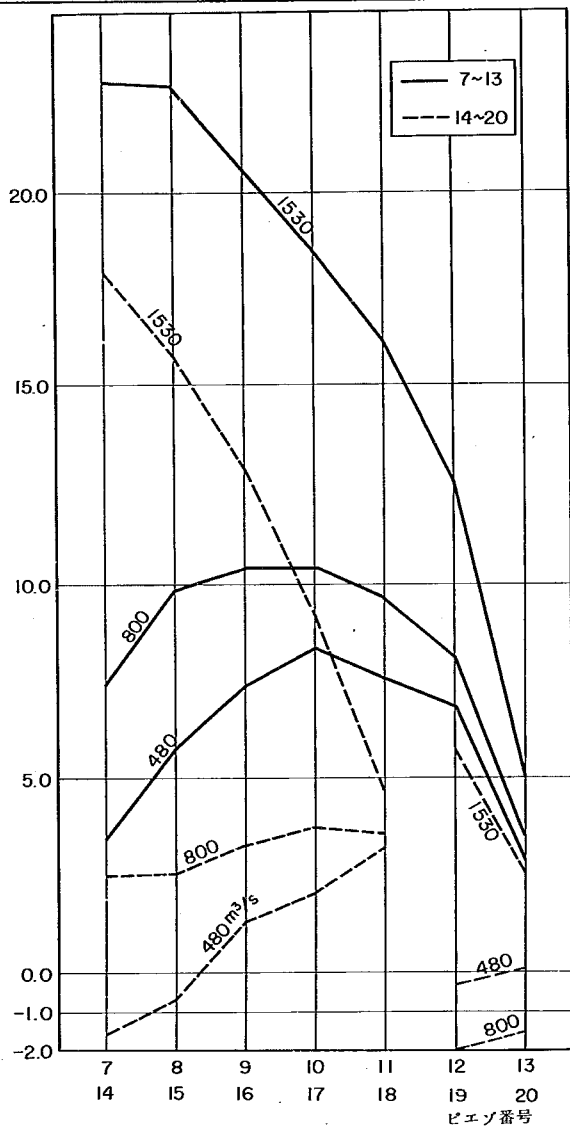


図-29 シル面の圧力状態 (D 型)

あ と が き

黒瀬ダム水理模型実験は、昭和42年4月愛媛県より委託され、同年8月より水理模型実験を開始したが、実験の進捗、とくにスキージャンプ式減勢工の精密模型の製作に予想外の時日を要し、実験検討内容が十分とはいえない。

しかし、幸いにもほぼ同規模の実施例もあり、それらの結果もかなり多くの利用できたので、ここに報告した形状を実施すれば満足しうる結果が得られることが期待できる。

しかし、スキージャンプ式減勢工の採用の適否は、実際のダム管理を通じて得られた資料を検討しなければ、最終的な判定を下しえない性質のものであるので、河床の洗掘あるいは堆積の進行に細心の注意を払い、その都度適切な処置を施すことが必要であろう。

なお、本報告書には今後常時必要な部分（越流頂の貯水位—ゲート開き—放流量関係）を別に印刷製本した別冊があることを附記しておく。

最後に、黒瀬ダム水理模型実験は、ダム水理研究室で次のような分担のもとに実施している。

すなわち、実験全般および報告書執筆は藤本が担当し、模型実験における製作、実験ならびに資料の整理は吉村治雄が、電算機による表の作成は山岸重雄・二木正男が担当している。

昭和43年3月

建設省土木研究所

ダム部ダム水理研究室