

土 木 研 究 所 資 料

第 350 号

玉川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月まで実施した愛媛県玉川ダムの水理模型実験の報告書である。

昭和43年3月

建設省土木研究所

ダム部長

ダム水理研究室長

同担当研究員

伊 東 茂 富

中 野 昭

藤 本 茂

I 蒼 杜 川 総 合 開 発 事 業

1. 概 要

蒼杜川は高縄山系白潰（標高 1,159 m）に源を発し、途中玉川町地内において、支流木地川と合流し、今治市を貫流して瀬戸内海に注ぐ流域面積102.8 km²、流路延長25 kmの二級河川である。

本川は、藩政時代に現在の河川堤防を完成したけれどもその後数多く災害をうけ、近年においても例年のごとく洪水による被害を受けており、抜本的な治水対策が強く要請されている。

また、今治市は、水陸交通の便ならびに蒼杜川より良質の水が得られるという有利な条件のもとに繊維工業が盛んであり、最近の急速な発展により、都市人口の膨張には著るしいものがあって、水不足に悩んでいる現状である。

また蒼杜川により灌漑されている水田面積は1,300 haであるが、旱ばつ時には表流水のみでは不足するため、溜池あるいは地下揚水によって補給を行っているが、最近はその量も不足している現状である。

そこで、蒼杜川に多目的ダムを築造して、洪水調節によって、下流の災害を軽減するとともに農業用水の補給を行ない、さらに工業用水、上水道用水を確保することとなった。

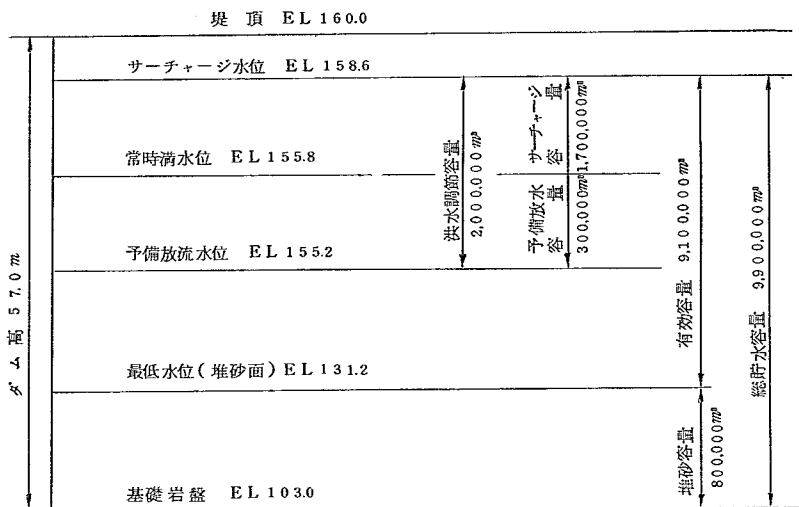
2. 玉川ダムおよび貯水池

ダム位置			越智郡玉川町大字銀治屋	
(1) ダム	ム			
地質			角閃岩黒雲母花崗岩	
型式			直線越流型重力式コンクリートダム	
堤頂標高			EL	160.0 m
堤高				57.0 m
堤頂長				260.0 m
堤頂幅				4.0 m
堤体積				200,000 m ³

(e) 貯水池

集水面積	38.1 km ²
湛水面積	0.68 km ²
常時満水位	EL 155.8 m
サーチャージ水位	EL 158.6 m
予備放流水位	EL 155.2 m
堆砂面標高(水平堆砂)	EL 132.1 m
総貯水量	9,900,000 m ³
有効貯水量	9,100,000 m ³
堆砂容量	800,000 m ³

(f) 貯水池容量配分



3. 洪水調節計画

計画高水流量 — ダム地点 390 m³/sec

(50年確率) 基準地点(高橋) 900 m³/sec

洪水調節量——ダム地点で最大放流量を $190m^3/sec$ として、 $200m^3/sec$ カットし、基準地点高橋において、計画高水流量を $700m^3/sec$ とする。

洪水調節方式——ダム流入量が $190m^3/sec$ を越えるものについてダム放流量を $190m^3/sec$ に制限する一定量放流方式とする。

Ⅱ 越流頂の設計

1. 設計条件

玉川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十分条件は、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、玉川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 玉川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 WL. m	流量 Q m ³ /s	
洪水期制限水位	155.200	洪水調節方式は一定量放流方式
	155.254	
	156.090	
	157.132	
	157.882	
	158.266	
	158.295	

すなわち、玉川ダム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に示す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を検討することが必要とされている。

玉川ダムにおいては、さきの計画高水流量 390 m³/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 431 m³/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 517 m³/s が相当するわけである。

また、玉川ダム貯水池における洪水時の到達最高水位としては、WL.

158.60m が計画されているので、この水位において余水吐は計画洪水流量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. 設計水深の選定

玉川ダム洪水吐は径間幅 12.00m の 1 門により構成されており、この 1 門のみで第 1 節の設計条件を満足するように設計する。

そこで、堤頂標高を概算により推定したところ EL. 150.30m と計算された。

いま、玉川ダム越流頂形状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基本三角形に収まる設計水深 Hd 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右図のような X-Y 座標を考えれば

$$-0.287 \leq X/Hd < -0.180$$

に対して

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

$$-0.180 \leq X/Hd < 0 \text{ に対}$$

して

$$Y/Hd = 0.500 - \sqrt{0.250 - (X/Hd)^2}$$

$$0 < X/Hd \text{ に対して}$$

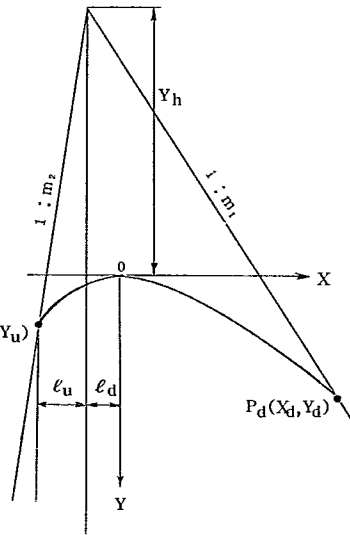
$$Y/Hd = 0.530 (X/Hd)^{1.80}$$

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の始端とが一致するような設計水深 Hd を計算する。

まず 堤体下流面との接点の座標を Pd (Xd, Yd) とすると

$$\left. \frac{dY}{dX} \right|_{\substack{X=X_d \\ Y=Y_d}} = \frac{1.80 \times 0.53}{Hd^{0.8}} X_d^{0.8} = \frac{1}{m_b}$$



より

$$X_d = 1 / (1.8 \times 0.53)^{1/0.8} (1/m_1)^{1/0.8} H_{d0}$$

$$= 1.06063 (1/m_1)^{1/0.8} H_{d0}$$

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

しかるに、堤体上流面上に越流面曲線の始端が一致することから

$$\ell_u = (Y_h + Y_u) m_2$$

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

$$\ell_d = (Y_h + Y_d) m_1 - X_d$$

$$\ell_u = X_u - \ell_d$$

$$X_u = 0.287 H_{d0}$$

$$Y_u = 0.131 H_{d0}$$

であるから

$$X_u - \ell_d = (Y_h + Y_u) m_2$$

ℓ_d に X_d および Y_d を代入して計算すれば

$$\ell_d = (Y_h + Y_d) m_1 - X_d = Y_h m_1 - 0.47139 (1/m_1)^{1/0.8} H_{d0}$$

したがって、上式をさきの式に代入し整理すれば、

$$\{0.287 + 0.47139 (1/m_1)^{1/0.8} - 0.131 m_2\} H_{d0} = Y_h (m_1 + m_2)$$

よって、基本設計水深 H_{d0} は

$$H_{d0} = Y_h (m_1 + m_2) / \{0.287 + 0.47139 (1/m_1)^{1/0.8} - 0.131 m_2\}$$

いま、 Y_h 、 m_1 および m_2 として、玉川ダムの $Y_h = 9.17m (= 159.47 -$

$150.30)$ 、 $m_1 = 0.77$ 、および $m_2 = 0$ を代入して、基本設計水深 H_{d0} を求めると

$$H_{d0} = 7.507m$$

となる。

すなわち、設計水深が $7.507m$ であれば、越流面曲線はダムの基本三角形に一致し、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、玉川ダムにおいては洪水時満水位は $WL. 158.60m$ であり、この

時の越流水深 h は、堤頂標高を $EL\ 150.30\text{ m}$ としていることから、 $h = 8.30\text{ m}$ ($= 158.60 - 150.30$) となり、この最大越流水深は H_{d0} より大となる。よって、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極度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り、ここでは設計水深として最大越流水深 8.30 m を選定することにする。

なお、本ダムの常時の操作は、すべてゲートも半開放流となることが計画されているが、設計水深 $H_d = 8.30\text{ m}$ 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。

3. 放流能力の推定

玉川ダム余水吐の越流頂の設計水深として $H_d = 8.30\text{ m}$ 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

$$Q = C' B H_o^{3/2}$$

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

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

であり

Q : 余水吐の越流量 (m^3/s)

C' : 流量係数 ($\text{m} - \text{s}$ 単位系)

B : 1 径間当りの幅 ($= 12.0\text{ m}$)

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。 ($= 8.30\text{ m}$)

H_o : 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)

Md：橋脚，橋台の効果を示す補正量

である。

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 % 程度であった。

そこで，設計水深が 8.30 m の玉川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，Md は

$$Md = 0.0756 (Hd/B)^{0.5} = 0.0756 (8.30/12.00)^{0.5} = 0.0629$$

よって，流量係数 C' は，次式を用いて計算できる。

$$C' = 1.704 \{1 + 0.704 (Ho/Hd)\}^{1/2} \{1 - 0.0629 (Ho/Hd)^{3/2}\}$$
いま，この流量係数を用いてさきの必要放流条件に対する放流能力を計算すると表-2 のようになる。

表-2 必要放流条件と放流能力推定値

貯 水 位 WL. m	計画放流量 Q m ³ /s	Ho m	C'	放流能力 Q m ³ /s
155.20	190.0	4.90	1.970	256.4
155.25	190.0	4.95	1.972	260.6
156.09	190.0	5.79	2.005	336.1
157.13	190.0	6.83	2.041	437.2
157.88	190.0	7.58	2.064	516.9
158.27	190.0	7.97	2.075	560.4
158.29	190.0	7.99	2.076	562.6
158.60	517.0	8.30	2.084	598.1

しかるに，玉川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，ダムからの放流が常にゲート開きのみによっ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常に自由越流状態になることを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と無関係になり，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。

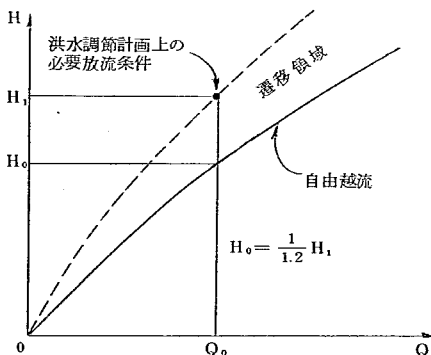
つぎに、安定したゲート半開放流の発生条件について考えてみる。

まず、流れが自由越流状態からゲート半開放流に移行する条件は、自由越流状態では低下背水のため堤頂附近の水深 h_0 は越流水深 H_0 に比してはるかに低く、一般に $h_0 \sim (1/1.4) H_0$ であるので、ゲート開き G_0 が $G_0 \sim (1/1.4) H_0$ 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って、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 $H_1 \sim 1.70 G_0$ すなわち、 $H_1 \sim (1.7/1.4) H_0 \sim 1.2 H_0$ 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に対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っており、結果として放流能力が自由越流時に比して著る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な変化に対して、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。

よって、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、下の図に示す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 H_1 を $(1/1.2)$ して、この値 H_0 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
155.20	190.0	4.90	4.08	1.934	191.3
155.25	190.0	4.95	4.13	1.936	195.0
156.09	190.0	5.79	4.83	1.967	250.5
157.13	190.0	6.83	5.69	2.001	325.9
157.88	190.0	7.58	6.32	2.024	385.8
158.27	190.0	7.97	6.64	2.035	417.8
158.29	190.0	7.99	6.66	2.035	419.8

よって、表-2および3に示す結果をみると、堤頂標高を E.L. 150.30 m とし、越流面曲線として設計水深 8.30 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有し、かつ異常洪水流量量でも洪水時満水位で余裕をもって放流することが可能である。

4. 越流頂形状の設計

1. 2. の計算結果に基づいて、玉川ダム越流頂の堤頂標高を E.L. 150.30 m とし、設計水深 H_d を 8.30 m とするランドルフの標準越流面曲線を採用する。

堤頂下流面曲線は

$$\begin{aligned}
 Y &= \frac{0.53}{H_d^{0.8}} X^{1.8} = \frac{0.53}{(8.30)^{0.8}} X^{1.8} = \frac{0.53}{5.43579} X^{1.8} \\
 &= \frac{1}{10.25621} X^{1.8} \quad \text{あるいは} \quad 0.097502 X^{1.8}
 \end{aligned}$$

堤体下流面との接点 $P_d (X_d, Y_d)$ は

$$X_d = 1.06063 (1/m_1)^{1/0.8} H_d = 1.2205 m$$

$$Y_d = X_d / 1.8 m_1 = 8.806 m$$

また

$$\begin{aligned} \ell_d &= (Y_h + Y_d) m_1 - X_d = (9.17 + 8.806) \times 0.77 - 1.2205 \\ &= 1.637 m \end{aligned}$$

$$\ell_u = X_u - \ell_d = 0.745 m$$

$$X_u = 0.287 H_d = 2.382 m$$

$$r_1 = 0.5 H_d = 4.150 m \quad X_{u1} = 0.18 H_d = 1.494 m$$

$$r_2 = 0.2 H_d = 1.660 m \quad X_{u2} = 0.107 H_d = 0.888 m$$

$$Y_u = 0.131 H_d = 1.087 m$$

この越流頂の詳細図および堤頂を原点とし水平下流方向に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曲線の座標は図-1に示される。

Ⅲ 減勢工の設計

1. 玉川ダム跳水型減勢工の基本数値

越流頂からの放流水は堤体下流面に沿って導流され、水叩き内に一様に流入するから、玉川ダムの減勢工の型式としては跳水を利用する方法が最も合理的であろう。

そこでまず、水叩き面標高を $EL. 106.00m$ にとるものとし、流れが水叩き幅 $12.00m$ に一様に流入するものと仮定して、流入水脈の水量および跳水共役下流水深を求めてみる。

この計算においては、水叩き設計対象貯水位として、洪水時満水位 $WL 158.60m$ を選定し、水叩き始端の突入水脈の流速は次式を用いて計算する

$$V_1 = \sqrt{2g(W+H_o-h_f-h_1)}$$

$$\approx \sqrt{2g(W+H_o-h_f)}$$

ここに W : 水叩き面と堤頂との標高差 $44.30m (=150.30-106.00)$

H_o : 貯水深 $8.30m (=158.60-150.30)$

であって、 $W+H_o$ は 計画最高水位と水叩き面との標高差すなわち理論上の総水頭 $52.60m (=158.60-106.00)$ を表わしている。また、 h_1 は放流水の水叩き始端における水深 (m) であり、上式の計算においては、 h_1 は W, H_o および h_f に比して非常に小さく無視することができる。

一方、 h_f は堤頂と水叩き面との間の流下時の損失水頭であって、ここではこの推定式として、Madden ダムにおけるランドルフの実測資料に基づいて提案されたヤンセンの経験公式 (1957) を用いる。

すなわち

$$h_f = K_o K' \frac{(W+H_o)^{3/2}}{q^{1/3}} (m)$$

ここに、 K_o は係数であってヤンセンによれば $K_o = 0.10$ と表わされる。しかし、この K_o は $ft^{1/6} s^{-1/3}$ の次元を有する量であるため、 $m-s$ 単位系を用いる場合にはこの単位系の変更を補正することが必要であり、この補正係数が $K' = 0.82$ である。また q は単位幅当りの流量であって、補正係数を考慮す

ればいづれも $m-s$ 単位系の値をそのまま用いて計算できる。

なお、従来より用いられてきたランドルフの提案式は、

$$hf = C_o \frac{(W+H_o)W}{H_o}$$

は次元的に正しいが、本ダムのようなゲート半開放流の場合に適用すると、水脈の厚さに無関係にエネルギー損失水頭が一定となり非現実的な結果となるため、ここでは次元的には問題があるが、ランドルフの提案式を修正する形で発表されたヤンセンの単位幅当りの流量を考慮した損失水頭計算式を $f t-s$ 単位系から $m-s$ 単位系に変換して使用することにした。

一方、跳水共役下流水深 h_j は次式で求められる。

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

ここに、 $h_1 = Q/BV_1$ として求められ、 F_1 はフルード数 ($=V_1/\sqrt{g h_1}$) である。

この計算の結果は表-4に示される。

表-4 玉川ダム跳水型減勢工の基本数値

$Q (m^3/s)$	$hf (m)$	$V_1 (m/s)$	$h_1 (m)$	F_1	$h_j (m)$
50	19.437	25.495	0.163	20.172	4.569
100	15.427	26.992	0.309	15.511	6.625
150	13.477	27.691	0.451	13.172	8.179
190	12.455	28.051	0.564	11.932	9.239
230	11.687	28.318	0.677	10.994	10.193
300	10.697	28.658	0.872	9.803	11.661
400	9.718	28.991	1.150	8.636	13.482
520	8.905	29.265	1.481	7.682	15.366

つぎに玉川ダム下流の水位が全く期待できないものと仮定して、水叩き始端と跳水始端とが一致するような正常跳水型水叩きにおける必要シル高を計算してみる。

跳水に必要なシル高の計算方法としては各種の方法が考えられるが、ここではシルの流量係数を実験的に与え、かつ跳水終端とシル頂との間にエネルギー損失のないものと仮定する次式を用いて必要シル高を計算する。

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

ここに, d : 必要シル高 (m)

h_1 : 水叩きの突入水脈の水叩き始端における水深 (m)

F_1 : 水叩き始端におけるフルード数

K : シルの流量係数 ($q/\sqrt{2g} Ho^{3/2}$) であり

Ho/d およびシル天端幅 L と d の比 L/d の関数であるが

鍋岡の実験結果より $K=0.45$ を本計算に使用した。

また, 正常跳水型水叩きの必要長さ L_s は中川らの実験より

$$L_s = 4 h_j$$

を用いて計算することにした。

表-5 玉川ダム水叩きの必要シル高と水叩き長

Q (m^3/s)	d/h_1	d (m)	L_s (m)
50	18.281	2.980	18.276
100	13.297	4.109	26.500
150	10.860	4.898	32.716
190	9.589	5.408	36.956
230	8.673	5.872	40.772
300	7.450	6.497	46.644
400	6.306	7.252	53.928
500	5.437	8.053	61.464

2. 玉川ダム減勢工の設計条件

玉川ダム減勢工の設計対象放流条件について考えてみる。

まず, 減勢工の設計対象放流条件のうち, 設計対象貯水位は疑いもなくサーチャージ水位 $158.60m$ を考えなければならない。

よって, この水位でどの程度の流量まで完全に処理させるかが減勢工の設計上最も重要になる。

従来, 洪水調節を行なうダムでは, 減勢池の設計対象流量として, 計画最

大放流量までを考慮すれば十分であるとされてきた。

例えば

目屋ダムでは、計画最大放流量 $200 \text{ m}^3/\text{s}$ に対して減勢池設計対象流量 $300 \text{ m}^3/\text{s}$ 、美和ダムでは $300 \text{ m}^3/\text{s}$ に対して $500 \text{ m}^3/\text{s}$ 、横山ダムでは $1150 \text{ m}^3/\text{s}$ に対して $1500 \text{ m}^3/\text{s}$ 、鶴田ダムでは $2300 \text{ m}^3/\text{s}$ 、に対して $2500 \text{ m}^3/\text{s}$ 、早明浦ダムでは $2000 \text{ m}^3/\text{s}$ 、に対して $2500 \text{ m}^3/\text{s}$ 、浜田ダムでは $130 \text{ m}^3/\text{s}$ に対して $170 \text{ m}^3/\text{s}$ を考慮している。

このように、従来の設計法では、減勢池の設計対象流量として計画最大放流量に $10 \sim 60\%$ の余裕を見込んだ流量を選定している。

なお、このような余裕を見込む理由としては、計画最大放流量に余裕をとった減勢池設計対象流量に対して跳水可能な減勢工を設計しておけば計画最大流量放流時には最も安定した跳水が期待できるためとされている。

このような従来の設計法にしたがって本ダム減勢池設計対象流量について考えてみると、本ダムでは放水管は計画されておらず、常に越流頂のみで操作されることおよび一門のみで構成されていることから、水叩始端の水理条件は常に均一になることが予想され、計画最大放流量に対する余裕も従来の設計例より少なくてもよく、計画最大放流量 $190 \text{ m}^3/\text{s}$ に対して減勢池設計対象流量として $200 \text{ m}^3/\text{s}$ 程度を考えておけば十分であろうと考えられる。

しかるに、最近検討されている“ダムに関する構造基準を定める政令”によれば、洪水吐は 100 年確率洪水流量を設計洪水流量（従来の計画洪水流量）とし、この流量を安全に処理することが要求されている。

このような条項はダム設計基準にも記載されているが、洪水調節を目的とするダムの場合、この適用は非常に不明確なまま運用されてきたものと考えられる。

本ダムの場合、洪水調節の計画対象となる流量 $390 \text{ m}^3/\text{s}$ は 50 年確率洪水流量であり、 100 年確率洪水流量 $431 \text{ m}^3/\text{s}$ に対しては洪水調節は期待できないから、一応この流量も減勢池の設計上かなり重視する必要のあるものと考えられる。

このような諸点を考慮して、玉川ダム減勢工の設計条件を次のようにまとめた。

A. 設計対象放流水位は、サーチャージ水位WL 158.60mとする。

B. (1) 減勢池設計対象流量を200 m³/sに選定し、この流量までは安定した跳水が確保できる。

(2) 計画洪水流量431 m³/sの放流に対しても、水叩きおよび下流の河道に極度の被害を生じない構造とする。

(3) 計画洪水流量431 m³/s以上の放流に対しては考慮しない。

以上のような諸点に基づき、1の基本数値を考慮して実際に玉川ダム減勢工を設計してみる。

3. 玉川ダム減勢工の設計

まず、玉川ダム建設事務所の原案（昭和42年9月案）について検討してみる。

昭和42年9月の玉川ダム建設事務所案は水叩き長49.0m 端末シル高6.0mである。これを1.の表-5に示される玉川ダム水叩きの必要シル高と水叩き長の結果と比較してみると、次のようである。

(1) 端末シル高6.0mは、放流量250 m³/sまで正常跳水を可能にする。

(2) 水叩き長49.0mは放流量330 m³/sまで正常跳水を可能にする。

よって、玉川ダム建設事務所案は次のように判定できる。

(1) 放流量250 m³/sまでは正常跳水（安定した跳水）が確保できる。

(2) 玉川ダム建設事務所案のシル形状は2段シルであるが、流れに対して直角な面をかなり有しており、流れにかなりの抗力を及ぼすものと考えられ、水叩き長が49.0mであることを勘案すれば、放流量300 m³/s程度までは擬似跳水（水面の荒れた跳水）が確保できるものと思われる。

(3) 放流量300 m³/s以上に対しては、水叩き面に露出射流を生じ、シル前面で流れの盛り上がり著しくなるものと思われる。

これらの原案に対する判定結果をさきの設計条件と比較してみると、設計条件(1)に対しては原案は十分満足しうることは明らかである。しかし、設計条件(2)に対しては実験による検討が必要であろう。

このように、玉川ダム建設事務所の昭和42年9月案は水理的にみて十分

納得できる減勢工と見做せるので、この案を水理実験における第一案として次のような点について実験的な検討を加えることにした。

- (1) 減勢池設計流量 $200 \text{ m}^3/\text{s}$ 放流時の流況の確認
- (2) 計画洪水流量 $431 \text{ m}^3/\text{s}$ 放流時の流況の把握
- (3) 導流壁高、シル形状等の水理的検討

Ⅳ 水理模型実験

1. 模型と相似律

玉川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なわれた。

玉川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 $1/52.6$ に選定された。

模型は越流頂、ゲート、ピアー等はいづれも米杉材を用いて製作され、水叩き及び下流は内面ベニヤ張りの木樋が用いられた。

また、シル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、水理実験の相似律は、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 $1/n$ ($n=52.6$) とすれば、速度の縮尺は $1/n^{1/2}$ ($n^{1/2}=7.253$)、流量の縮尺は $1/n^{5/2}$ ($n^{5/2}=20066$) となる。

2. 越流頂の水位—流量関係

玉川ダム越流頂の水位—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ぜきをを用いて測定した。

刃形ぜきの寸法はせき高 0.15 m 、切欠幅 0.24 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）（板谷、手島公式）にしたが行なわれた。

測定結果は表-6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、玉川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) を測定結果より電子計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-6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 : 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

$$C = Q / B H^{3/2}$$

ゲート半開放流に対しては

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

ここに 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

$$A_1 = -0.590898508 \times 10^2$$

$$A_2 = 0.314912578 \times 10^3$$

$$A_3 = -0.783014549 \times 10^2$$

$$A_4 = 0.868387238 \times 10$$

$$A_5 = -0.352096512$$

ゲート半開放流に対しては

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

ここに

$$A_1 = 0.118041108 \times 10$$

$$A_2 = 0.148640575 \times 10$$

$$A_3 = 0.104643954$$

$$A_4 = 0.219181851$$

である。

表-6(1) 玉川ダム越流頂貯水深-ゲート開き-流量関係

(1) 自由越流

I	H	HQ/HD	Q	C
1	0.8206	0.0989	13.5513	1.5193
2	1.7148	0.2066	48.1669	1.7876
3	2.5827	0.3112	92.4504	1.8562
4	3.5926	0.4328	154.6721	1.8929
5	4.2974	0.5178	206.1969	1.9288
6	5.1022	0.6147	267.9770	1.9377
7	5.7387	0.6914	322.5565	1.9553
8	6.6960	0.8067	408.0341	1.9624
9	7.8584	0.9468	526.0307	1.9899
10	8.6211	1.0387	606.1900	1.9956

(2) ゲート半開放流

I	H	HQ/HD	Q	C
C= 0.526				
1	0.9468	0.1141	19.1271	2.4586
2	1.8094	0.2180	31.7984	2.7040
3	2.5879	0.3118	38.9807	2.7016
4	3.3559	0.4043	44.2437	2.579
5	3.9397	0.4747	48.3881	2.6659
6	4.4447	0.5355	51.2935	2.6497
7	5.4651	0.6585	57.7391	2.6740
8	6.2278	0.7503	61.2950	2.6510

G= 1.052

1	2.2986	0.2769	47.9461	1.9089
2	2.8720	0.3460	67.6239	2.3365
3	3.6557	0.4404	77.4995	2.3162
4	4.4552	0.5368	87.0089	2.3198
5	5.3231	0.6413	96.6043	2.3304
6	6.0543	0.7294	103.6641	2.3292
7	7.1431	0.8606	113.8293	2.3375
8	7.8847	0.9500	119.1827	2.3207
9	8.4107	1.0133	123.4045	2.3213

表 - 6 (2)

G= 1.578

1	28036	0.3378	86.7397	2.1658
2	34611	0.4170	97.1629	2.1004
3	40975	0.4937	107.1127	2.0782
4	50496	0.6084	122.1931	2.0872
5	53442	0.6439	126.1451	2.0835
6	66276	0.7985	143.3390	2.0901
7	72167	0.8695	151.4034	2.1038
8	77638	0.9354	157.6346	2.1025
9	83529	1.0064	164.2883	2.1040

G= 2.104

1	45131	0.5437	145.2604	2.0698
2	52600	0.6337	159.6206	2.0601
3	64014	0.7713	179.6085	2.0538
4	71168	0.8574	192.2082	2.0635
5	77953	0.9392	202.5767	2.0619

C= 2.630

1	40923	0.4930	166.6397	2.1331
2	44289	0.5336	170.6981	2.0592
3	44710	0.5387	171.7181	2.0572
4	47340	0.5704	176.8498	2.0333
5	50496	0.6084	184.1235	2.0233
6	56019	0.6749	195.7616	2.0052
7	61121	0.7364	206.5602	1.9985
8	69432	0.8365	222.0233	1.9815
9	69958	0.8429	222.7696	1.9788
10	76217	0.9183	235.9939	1.9853
11	79426	0.9569	241.7181	1.9866

G= 3.156

1	49865	0.6008	220.5334	2.1225
2	54441	0.6559	228.0188	2.0561
3	58228	0.7015	235.9750	2.0282
4	62647	0.7548	247.1234	2.0192
5	66329	0.7991	255.7048	2.0104
6	69958	0.8429	265.9834	2.0188

表-6(3)

G= 3.682

1	5.9859	0.7212	284.9373	2.1299
2	6.4540	0.7776	294.3864	2.0823
3	6.7381	0.8118	303.5309	2.0822
4	7.2483	0.8733	316.1669	2.0617

G= 4.208

1	7.2167	0.8695	360.9962	2.1233
2	7.6217	0.9183	370.4084	2.0949
3	8.0268	0.9671	381.7327	2.0821
4	8.2635	0.9956	387.2142	2.0701
5	8.4949	1.0235	396.8784	2.0823

3. 越流面上の水面形と導流壁高

越流面上の水面の上限を与えると考えられる洪水時満水位 $WL\ 158.60\ m$ における越流部ゲート全開時の越流面の水面形を測定した。

この測定結果は図-2に示される。

図-2に示す測定結果は、横軸にダム軸からの水平距離をとり縦軸に鉛直方向に測定されたその位置の水深をとったものである。したがって、計画導流壁高 $3.50\ m$ は図-2においては鉛直方向の高さに換算され、壁高は $5.737\ m$ となる。

この計画導流壁高は図中に点線で示してあるが、これをみると $X = 11.2\ m$ から $X = 19.7\ m$ の範囲で高さがかなり不足するようである。

そこで、導流壁高を $4.0\ m$ (鉛直方向壁高 $6.556\ m$) に変更してみると、最大水深 $6.35\ m$ に対してわずかではあるが余裕を生じるが、この程度の高さが必要であることがわかる。

したがって、 $X < 20\ m$ の範囲内では導流壁高は少なくとも $4.0\ m$ 程度にすべきであり、 $X > 20\ m$ に対しては現計画導流壁高 $3.50\ m$ で十分であろうと考えられる。

4. 減勢工の実験的検討

水理模型実験の検討の対象となった玉川ダム減勢工の基本的な配置は図-3に示すように、水叩き長 $49.0\ m$ 、端末シル高 $6.0\ m$ のものである。

また、実験的に検討を加えたシル形状は図-4、5、6に示す3種の形状であり、このうち図-4に示す形状は玉川ダム建設事務所の原案(昭和42年9月案)であって、他の図-5、6に示す形状は、この比較案として土研で検討した形状である。

実験により3者を比較した結果、図-4に示される現地案でも十分な機能が期待できることが明らかになり、最終的に図-4の現地案を本ダム減勢工の端末シルとして採用することにしたので、以下この形状に対する実験的検討の結果についてのみ報告する。

なお、実験は貯水位をサーチャージ水位の $WL\ 158.60\ m$ に固定して、ゲート半開状態で減勢池設計対象流量 $200\ m^3/s$ および $300\ m^3/s$ を放流し

た場合と、ゲートを全開して貯水位をサーチャージ水位よりわずかに低下させ、計画洪水流量 $431 \text{ m}^3/\text{s}$ を放流した場合の3ケースについて実施したが、以下この順序に水叩き内の流況を検討してみる。

なお、この場合、シル面の圧力測定位置は図-7に示す23ヶ所であり、圧力の測定結果は m 水柱の単位で示してある。

(4-1) $200 \text{ m}^3/\text{s}$ 放流時の水叩き内の流況

サーチャージ水位 $\text{WL}158.60 \text{ m}$ でゲートを半開状態（ゲート開き $G=2.1 \text{ m}$ ）にし、減勢池設計対象流量 $200 \text{ m}^3/\text{s}$ を放流した場合の水叩き内の水面形およびシル面の作用圧力の測定結果は図-8および9に示される。

まず、図-8に示される水叩き内の水面形の測定結果をみると、水叩き内の流れは非常に穏やかな跳水を生じていることがわかる。これは図-9の圧力測定結果において、シル上流面に作用する圧力が完全な静水圧分布であることによっても証明される。

したがって、水叩き長 49.0 m 端末シル高 6.0 m とすれば、 $200 \text{ m}^3/\text{s}$ の流れは水叩き内で完全に減勢できることがわかる。

なお、この場合水叩き内の最高水面は $35 \sim 45 \text{ m}$ 附近に発生し、その値はほぼ 10 m である。（この値は表-5に示す計算結果ともほぼ一致する。）

一方、シル面に作用する圧力はシル上流面においては常に静水圧であるが、シル頂面あるいはシル下流側頂部の曲面にはかなりの低圧部を生じ、とくに $\text{No}22 \sim 23$ においては負圧になっている。しかし、この負圧は -1.0 m 水柱程度であるから、実際に許容されるべき性質のものと考えられる。

このように、現地案は減勢池設計対象流量 $200 \text{ m}^3/\text{s}$ 放流時には十分満足な機能を有することが、実験的に検照されたわけである。

(4-2) $300 \text{ m}^3/\text{s}$ 放流時の水叩き内の流況

サーチャージ水位 $\text{WL}158.60 \text{ m}$ でゲートを半開状態（ゲート開き $G=3.2 \text{ m}$ ）にし、 $300 \text{ m}^3/\text{s}$ を放流した場合の水叩き内の水面形は図-10に示される。

この図-10に示される $300 \text{ m}^3/\text{s}$ 放流時の水面形より水叩き内の流れはかなり乱れてはいるがまだ十分な跳水を生じていることがわかる。

これは、さきの図-8に示される $200 \text{ m}^3/\text{s}$ 放流時の水面形と比較してみ

ると、 $200\text{ m}^3/\text{s}$ 放流時より跳水の形状がかなり急激な形をとっていることから、跳水疑似跳水あるいは強制跳水に移行していることがわかるが、シル周辺の流れはシル面に沿って流れており、水叩き内の減勢機能は $300\text{ m}^3/\text{s}$ の放流に対しても十分であることがわかる。

なお、この場合の最高水面はシル直上流に発生し、その値はほぼ 11.0 m である。

(4-3) $431\text{ m}^3/\text{s}$ 放流時の水叩き内の流況

貯水位をサーチャージ水位 $\text{WL}158.60\text{ m}$ よりわずかに下げ $\text{WL}157.20\text{ m}$ でゲートを全開し、計画洪水流量 $431\text{ m}^3/\text{s}$ を放流して水叩き内の水面形およびシル表面の作用圧力を測定した。

この測定結果は図-11および12に示される。

まず、図-11に示される水面形の測定結果よりわずかではあるが水叩き内に露出射流を生ずること、および水面形が非常に急であることから水叩き内の流況は極度の強制跳水の領域にあることがわかる。

これは、図-12に示されるシル面の圧力測定結果においてシル上流面の作用圧力は斜面と水平部とは大きな差があること、およびシル頂部の圧力は全体的に負圧であることから明らかである。

すなわち、シル直上流にはかなり高速な流れが残存しているために、この流れに抵抗した面の圧力は高く、流れに平行な面の圧力は低下したものと考えられるとともに、流れがシル面に沿わず、はく離したためにシル頂部の圧力は全体的に低下したものと思われる。

このように計画洪水流量 $431\text{ m}^3/\text{s}$ をそのまま放流した場合の水叩きの減勢効果は十分とはいえない。

しかし、 $431\text{ m}^3/\text{s}$ 放流時の水叩き内の最高水深は 14.5 m 程度であること、シルの作用圧力は最高 18.0 m 最低 -1.0 m 水柱程度であることを考慮するとともに、計画洪水流量 $431\text{ m}^3/\text{s}$ の発生頻度が $1/100$ 年確率であることを考慮すればこの程度の流況の悪化は十分許容できるものと考えられる。

(4-4) 水叩きの機能の判定

- (1) サーチャージ水位 $\text{WL}158.60\text{ m}$ に固定して、ゲート半開状態で $200\text{ m}^3/\text{s}$ および $300\text{ m}^3/\text{s}$ を放流した場合の、水叩きの減勢効果は十分満足

できる。

(2) 計画洪水流量 $431 \text{ m}^3/\text{s}$ 放流時には水叩き内の流況はかなり悪化するが、その程度は許容でき水叩きおよび下流に極度の被害が生じるとは考えられない。

(3) シル面に負圧を生ずる場合があるが、その負圧は -1.0 m 水柱程度であるので、現地案 (図-4) のシル形状は満足できる形状と見做すことができる。

このように水叩き長 49.0 m 、端末シル高 6.0 m 、シル形状を図-4の2段シルとすれば十分満足できる減勢効果が発揮されるものと考えられる。

(4-5) 水叩き導流壁高

玉川ダム建設事務所では、水叩き部の導流壁高として、 12.0 m を計画している。

そこで、まずこの数値の妥当性について実験結果を用いて検討してみる。

まず、実験結果によれば、 $300 \text{ m}^3/\text{s}$ 放流時の最高水深は図-10に示すように 11 m 程度である。したがってこれ以下の流量に対しては最高水深は当然これより低くなるから、計画壁高 12.0 m の導流壁は少なくとも $300 \text{ m}^3/\text{s}$ の放流に対しては十分な高さといえる。

しかるに計画洪水流量 $431 \text{ m}^3/\text{s}$ 放流時の最高水深は 14.5 m 程度であるため、さきの 12.0 m の壁高では不足し、さらに高くする必要がある。

しかし、この場合、最高水深の発生位置あるいは水深が 12.0 m 以上となる範囲はシル直上流の範囲に限定されるのでこの範囲についてのみ壁高を高くすれば十分であろう。

なお、導流壁に隣接して重要構造物のない場合は、山腹の保護程度で特別の考慮を払う必要はないものと思われる。

あ と が き

玉川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月より水理実験を開始したが、実験の進捗が予想外に遅れたため、実験的検討が不十分な面もあるものと思われる。

しかし、ここに報告する形状を実施すれば、十分な機能が発揮されるものと考えられる。

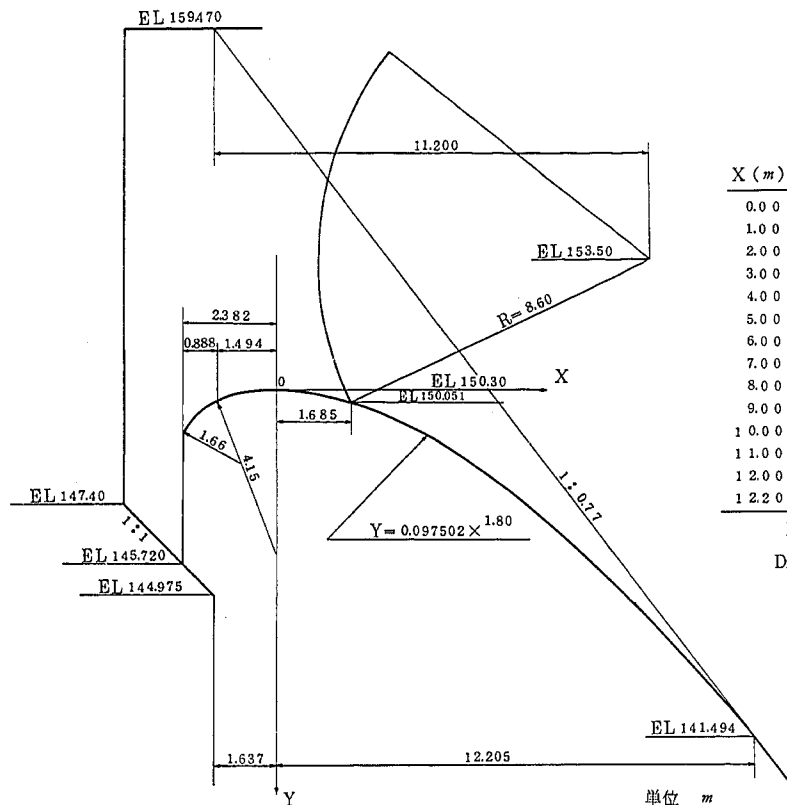
なお、本報告書には今後常時必要な部分を別に印刷製本した別冊があることを附記しておく。

最後に、玉川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、実験ならびに資料整理は二木正男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



堤頂下流面座標

X (m)	DAX(m)	Y (m)	EL. (m)
0.00	1.637	0.000	150.300
1.00	2.637	0.098	150.203
2.00	3.637	0.339	149.961
3.00	4.637	0.704	149.596
4.00	5.637	1.182	149.118
5.00	6.637	1.767	148.533
6.00	7.637	2.453	147.847
7.00	8.637	3.237	147.063
8.00	9.637	4.117	146.183
9.00	10.637	5.089	145.211
10.00	11.637	6.152	144.148
11.00	12.637	7.303	142.997
12.00	13.637	8.542	141.758
12.205	13.842	8.806	141.494

X : クレストからの距離

DAX : ダム軸からの距離

図-1 玉川ダム越流頂詳細図

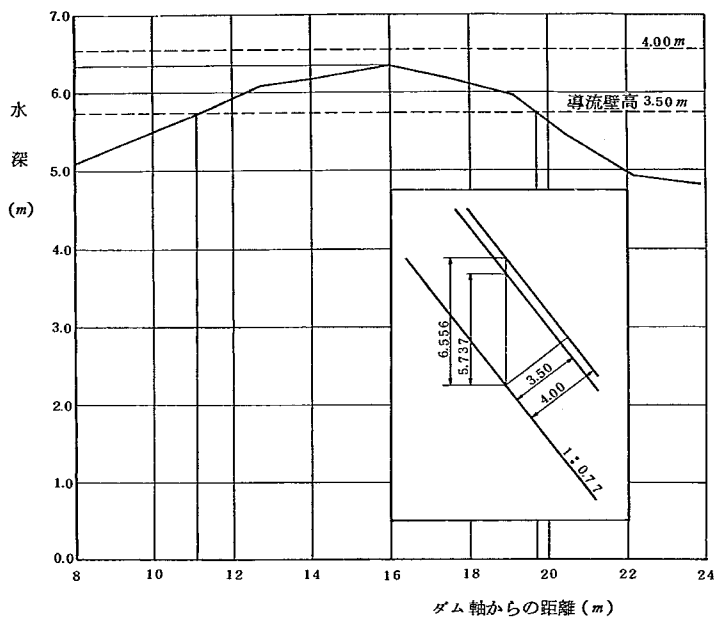


図-2 越流面上水面形 (WL 158.60 m ゲート全開)

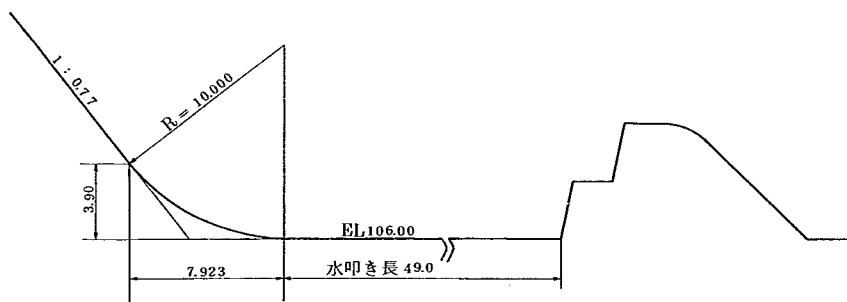


図-3 玉川ダム水叩きの基本形状

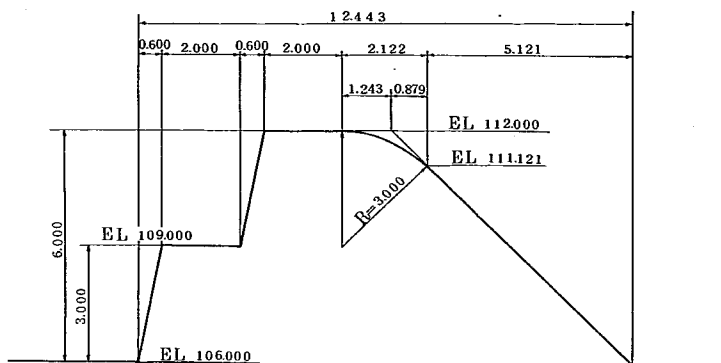


図-4 シル形状(A)

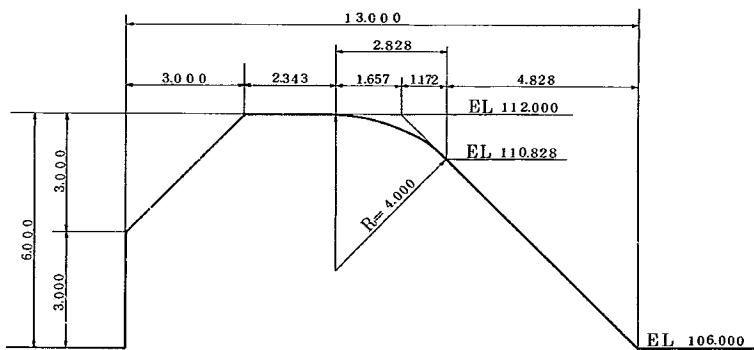


図-5 シル形状(B)

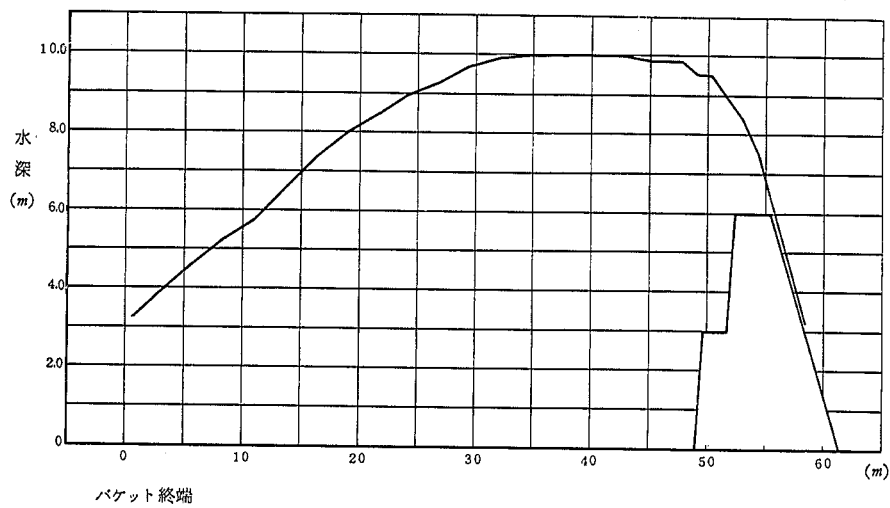


図-8 水叩き内水面形 (200 m³/s)

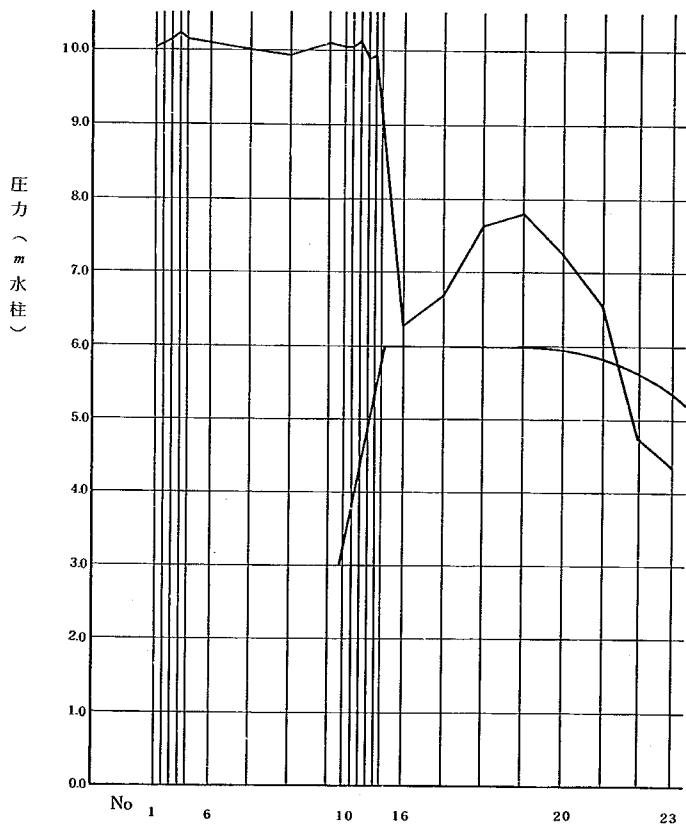


図-9 シル面作用圧力 (200 m^2/s)

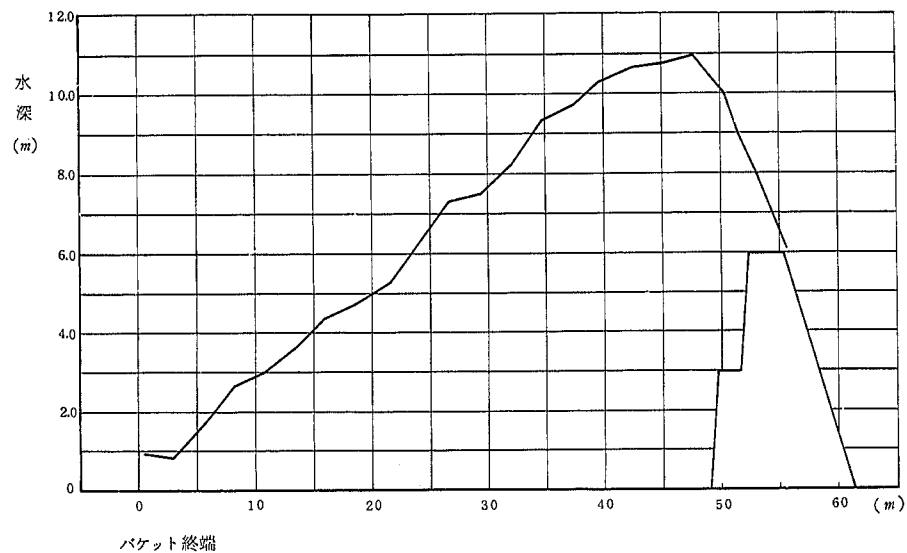


図-10 水叩き内水面形 ($300 \text{ m}^3/\text{s}$)

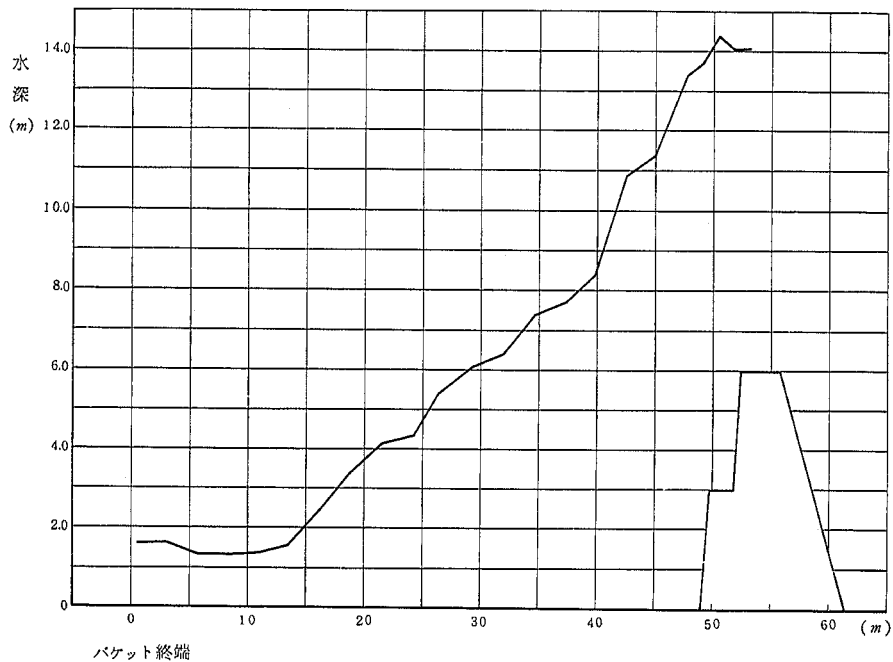


図-11 水叩き内水面形 ($431 \text{ m}^3/\text{s}$)

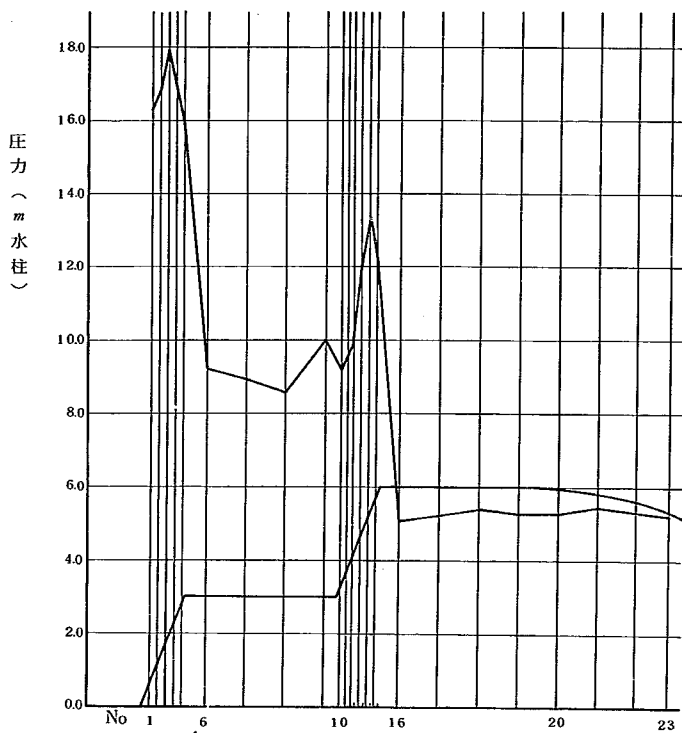


図-12 シル面作用圧力 (431 m/s)



写真-1 玉川ダム減勢工シル形状

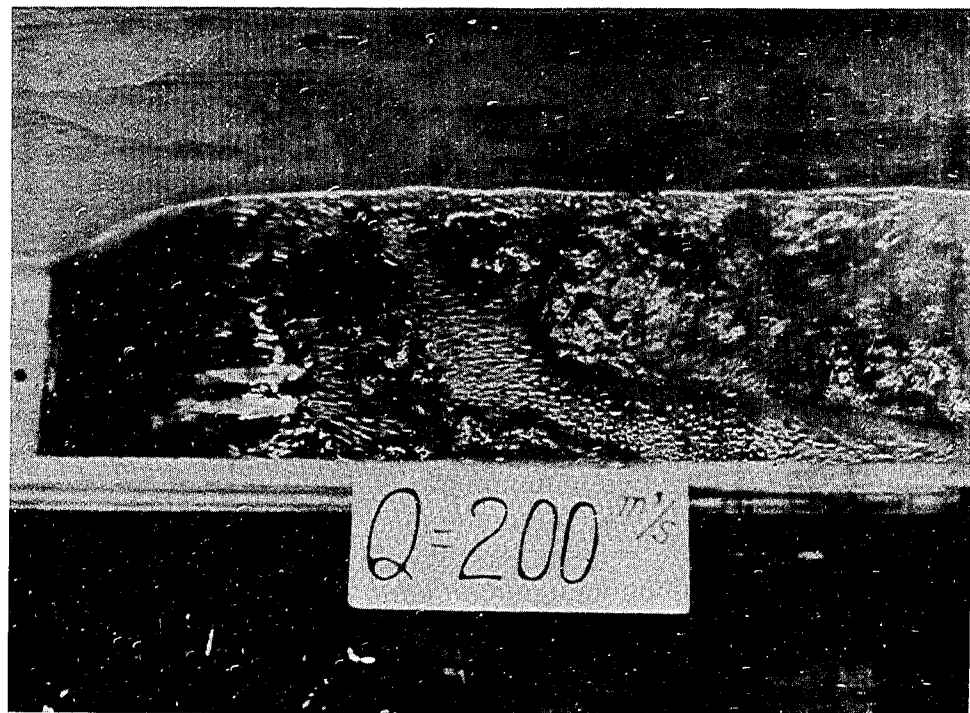


写真-2 $200 \text{ m}^3/\text{s}$ 放流時の流況（シル附近）

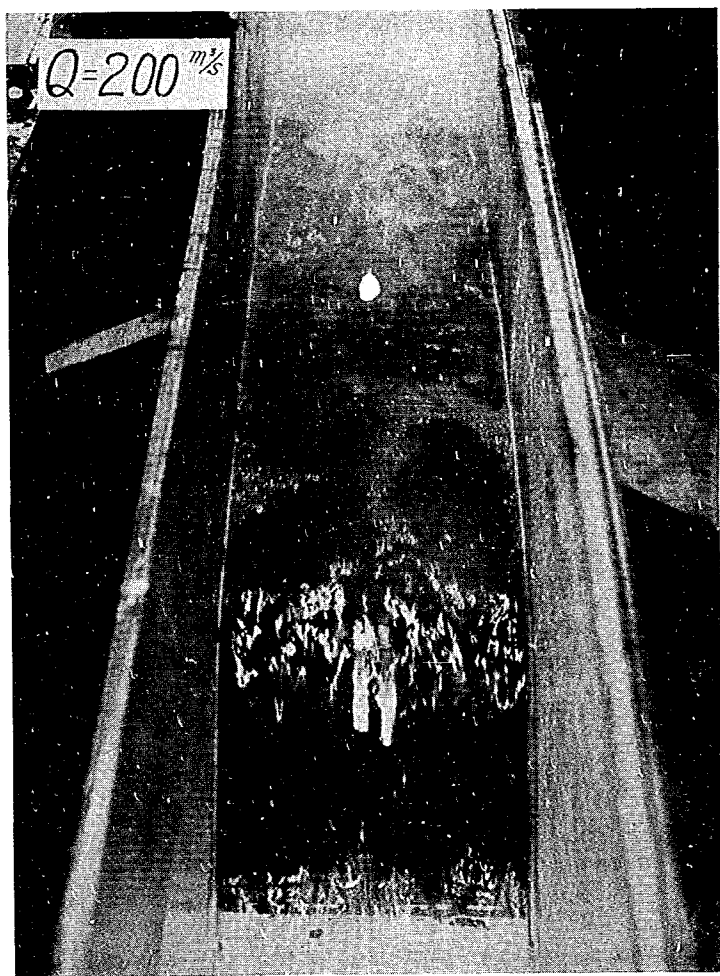


写真-3 $200 \text{ m}^3/\text{s}$ 放流時の流況（シル下流より）

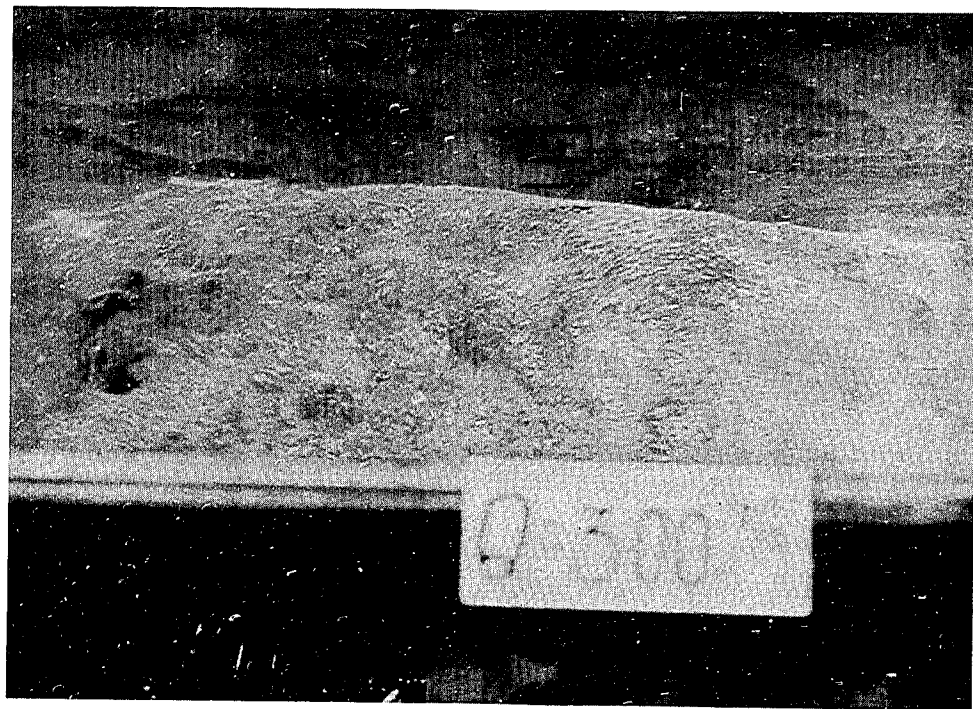


写真-4 300 m/s 放流時の流況（シル附近）



写真-5 300 m^3/s 放流時の流況（ダムより）

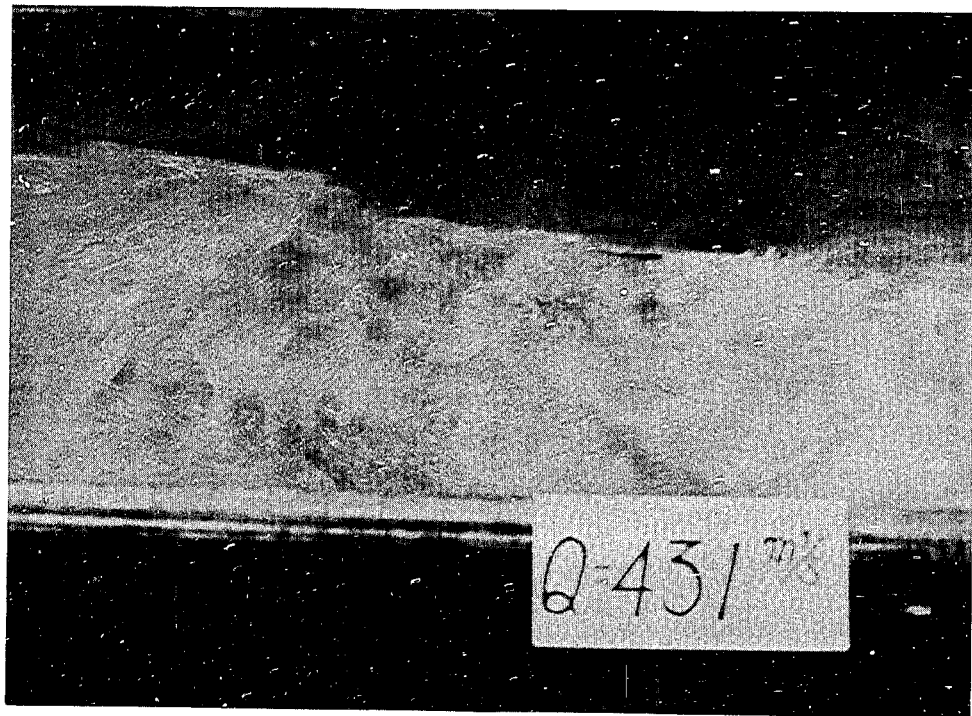


写真-6 $431 \text{ m}^3/\text{s}$ 放流時の流況（シル附近）

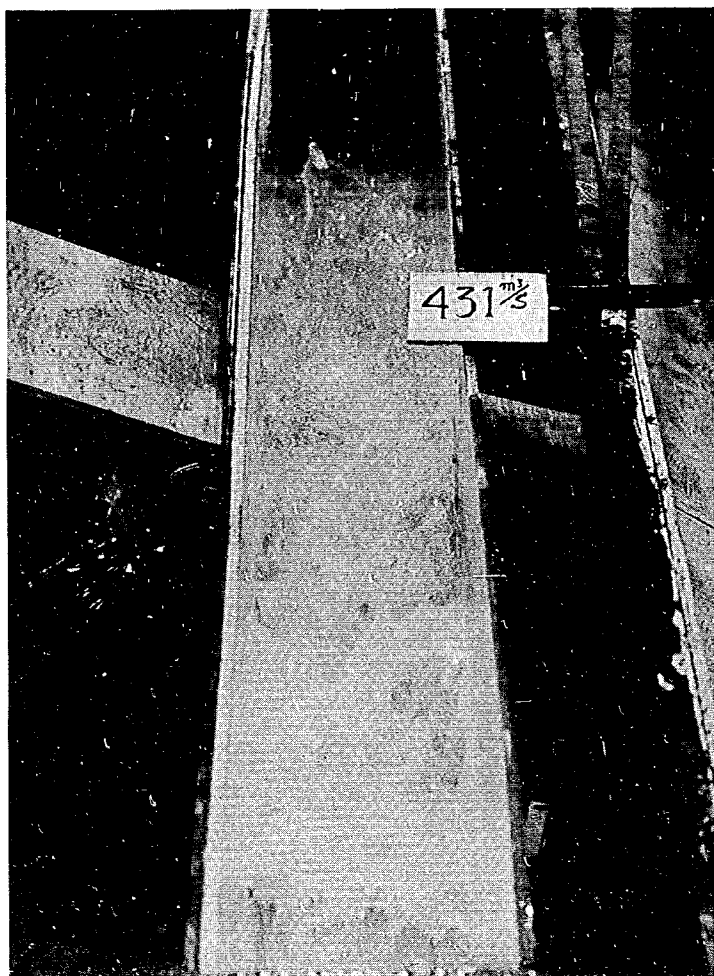


写真-7 431 m/s 放流時の流況 (ダムより)