



土 木 研 究 所 資 料

第 343 号

神浦ダム洪水吐の水理設計

昭和43年 3 月

建 設 省 土 木 研 究 所

目 次

序	1
I 神浦川総合開発事業	2
1 事業の概要	2
2 ダム（原設計）及び貯水池	3
3 洪水調節計画	4
II 越流頂の設計	5
1 設計条件	5
2 設計水深の選定	6
3 放流能力の推定	8
4 越流頂形状の設計	10
5 神浦ダムクレストゲート	12
6 神浦ダム越流頂の貯水位ーゲート開き，一放流量	14
III 減勢工の設計	15
1 神浦ダム跳水型減勢工の基本数値	15
2 神浦ダム減勢工の設計条件	18
3 神浦ダム減勢工の設計	20
4 減勢工の実験的検討	30
あ と が き	32

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）が長崎県の依頼により、昭和42年4月より昭和43年3月まで実施した長崎県神浦ダムの水理設計の報告書である。

昭和43年3月

建設省土木研究所

ダム部長	伊東茂富
ダム水理研究室長	中野昭
同担当研究員	藤本成

I 神浦川総合開発事業

1. 事業の概要

神浦川は、長崎県西彼杵半島のほぼ中央部西側に位置し、外海町を貫流して角力灘に注ぐ、流路延長 9.0 km、流域面積 28.0 km² の 2 級河川である。河床勾配は上流部で 1/45、中流部で 1/27~1/62、下流部で 1/187 となっている。

流域内の地質は、全面的に結晶片岩の地帯で、片理、層理に沿う風化が著しく、そのため林相もあまり良くない。

地域内のほとんどは山地で占められ、河谷は V 字状に形成され、その山腹斜面を利用して水田が拓けている。

この神浦川の流域は、地形は比較的急峻であり、年間の降雨量は約 1900 mm と多雨地帯に位置しているため台風および集中豪雨時等には洪水被害が生じている。

大正 12 年、昭和 3 年、28 年、32 年、38 年は、いずれも時間雨量 50 mm 以上の強雨でかなりの災害をうけている。

長崎市の水道は明治 24 年に開設され、順次拡張されたが、地形的にも水源に恵まれないため、産業の進展等の大きな隘路になっている。

近年に於ける都市への人口の集中、又生活水準の向上にともなう水道用水の需要は飛躍的に増加しており、長崎市もその例にもれず用水事業は益々逼迫している現状である。

長崎市の水道事情も昭和 36 年以降濁水の懸候はすでにあつたが、昭和 40 年には極度の制限給水を余儀なくされており、これに対する水資源はその地域内には最早、開発の余地はほとんどない。

これら治水、利水の諸懸案を共に解決するために神浦川中流部の外海町下大中尾郷地区に多目的ダムを建設し、洪水調節及び上水道、かんがい用水の取得を目的とした河川総合開発事業を行なうことになった。

2. ダム（原設計）及び貯水池

(1) ダム

位置 西彼杵郡外海町神浦大字下大中尾郷

型式 直線重力式越流型コンクリートダム

堤高 基礎岩盤上非越流頂まで 51.0 m

堤 頂 長 210.0 m

敷 幅 44.6 m

上流面勾配 EL 83.9 mまで 1 : 0.20

下流面勾配 1 : 0.78

堤 体 積 130,000 m³

非越流頂標高 EL 116.0 m

越流部堤頂標高 EL 109.4 m

附属設備

洪水放流設備 クレスト越流方式

テンターゲート：高さ6.20 m×幅7.75 m×2門

取水設備 利水取水管（BL88.00 m）

φ600 mm×長さ23.0 m×2門

(2) 貯水池

集水面積 16.5 km²

湛水面積 0.414 km²

総貯水容量 6,840,000 m³

有効貯水容量 6,280,000 m³

利用水深 26.80 m

常時満水位 夏期 EL 112.30 m

冬期 EL 115.00 m

洪水時満水位 EL 115.00 m

計画堆砂面 EL 88.20 m

イ) 貯水池容量配分

総貯水容量	{	有効貯水容量	6,280千 m^3
6,840千 m^3		冬季利水容量	
	{	利水容量	5,230千 m^3
		{ 農業用水	160千 m^3
		{ 上水道	5,070千 m^3
		洪水調節容量	1,050千 m^3
		堆砂量	560千 m^3

3. 洪水調節計画

洪水調節計画の対象となるダムサイトにおける計画高水流量は1/50年確率流量である317 m^3/s とする。

洪水調節方式は一定率調節を行なうものとし、無害放流量を60 m^3/s 、計画最大放流量を150 m^3/s とすると、

$$150 = (317 - 60)x + 60$$

より、 $x = 0.35$ となる。

したがって、 $[Q_{out} = (Q_{in} - 60)x + 60]$ にてカットし、ダムサイトのピーク流量317 m^3/s のうち、167 m^3/s を調節し、150 m^3/s を放流することになる。

なお、このような洪水調節操作はいづれも越流部のゲート操作により行なわれる。

また、対象洪水の洪水調節に必要な容量は1,050千 m^3 であり、制限水位WL 112.30 m から、WL 115.00 m までの2.7 m が利用される。

Ⅱ 越 流 頂 の 設 計

1. 設 計 条 件

神浦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、神浦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の関係をまとめてみると表-1のようになる。

表-1 神浦ダム洪水調節計画における貯水位と放流量の関係

水 位	WL. m	Q m^3/s	流 量
夏期制限水位	112.30	60	無 害 流 量
	112.50	111	
	113.00	121	
	113.60	143	
ピーク流量流入時 (317 m^3/s)	114.40	150	計画最大放流量

すなわち、神浦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、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。

神浦ダムにおいては、さきの計画高水流量317 m^3/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358 m^3/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431 m^3/s が相当するわけである。

また、神浦ダム貯水池における洪水時の到達最高水位はWL 115.00 m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

神浦ダム余水吐は径間幅 5.25 m の 2 門により構成され橋脚幅としては、2.5 m が計画されている。

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な越流頂の深さを推定したところ、堤頂標高は EL 107.50 m に計算された。

そこで、神浦ダム越流面曲線としてハロルド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_{d0} を計算してみる。

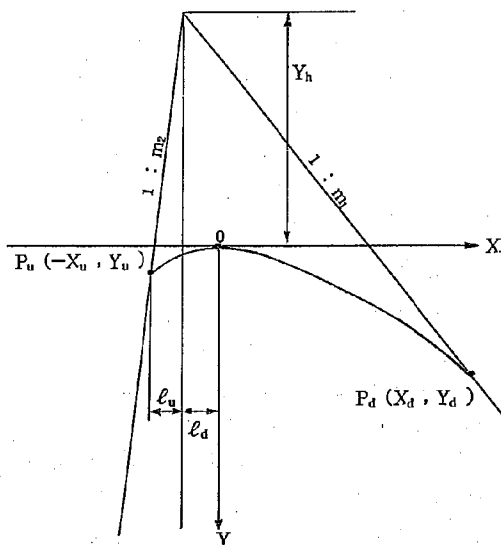
基本設計水深 H_{d0} に対するハロルドの越流面曲線は、右図のようになり、下流面曲線は X-Y 座標に対して

$$Y = \frac{0.5}{H_{d0}^{0.85}} X^{1.85}$$

と与えられる。

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に設計水深を決定する。

まず、堤体下流面との接点を $P_d (X_d, Y_d)$ とすると、



$$\frac{dY}{dX} \left| \begin{smallmatrix} X=X_d \\ Y=Y_d \end{smallmatrix} \right. = \frac{1.85 \times 0.5}{H_{d0}^{0.85}} \times d^{0.85} = \frac{1}{m_1}$$

より,

$$X_d = (1/1.85 \times 0.5)^{1/0.85} (1/m_1)^{1/0.85} H_{d0}$$

$$= 1.09606 (1/m_1)^{1/0.85} H_{d0}$$

$$Y_d = X_d / 1.85 m_1 = 0.59246 (1/m_1)^{1.85/0.85} H_{d0}$$

しかるに, 堤体上流面上に越流面曲線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ハロルドの越流面曲線より

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

$$\ell_u = X_u - \ell_d$$

$$X_u = 0.282 H_{d0}$$

$$Y_u = 0.1259 H_{d0}$$

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

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

$$= Y_h \cdot m_1 - 0.50360 (1/m_1)^{1/0.85} H_{d0}$$

したがって

$$\{0.282 + 0.50360 (1/m_1)^{1/0.85} - 0.1259 m_2\} H_{d0}$$

$$= Y_h (m_1 + m_2)$$

よって, 基本設計水深 H_{d0} は

$$H_{d0} = Y_h (m_1 + m_2) / \{0.282 + 0.50360 (1/m_1)^{1/0.85} - 0.1259 m_2\}$$

いま, Y_h , m_1 および m_2 として, 神浦ダムの $Y_h = 8.70 (= 11.620 - 10.750)$, $m_1 = 0.8$, および $m_2 = 0.0$ を代入して, 基本設計水深 H_{d0} を求めると,

$$H_{d0} = 7.430 m$$

となる。

しかるに, 神浦ダムにおいては, 計画洪水位は $WL 11.500 m$ であり, こ

の時の越流水深 h_o は堤頂標高を $EL\ 107.50m$ としていることから, $h_o = 7.50m (= 115.00 - 107.50)$ となり, 基本三角形内に一致する越流面曲線の設計水深 H_d よりわずかに大である。そこで, ここでは, 越流面曲線の設計水深 H_d として最大越流水深 $h_o = 7.50m$ を選定する。

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予想されるが, 設計水深 $7.50m$ とした越流面曲線においては, この設計水深以内のこのような放流状態に対して常に安全であることがすでに多くの実験の結果明らかにされており, 本ダムにおいても十分満足できる結果が得られるであろう。

3. 放流能力の推定

神浦ダム余水吐の越流頂の設計水深として $H_d = 7.50m$ 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有し, 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である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

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

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

$$M_d = 0.0756 (H_d / B)^{0.5} \left\{ \frac{1}{n} + 1.465 \left(\frac{n-1}{n} \right) \left(\frac{b}{S'} \right)^{1.7} \right\}$$

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 ($= 5.25m$)

H_d : 設計水深 ($= 7.50m$)

H_o : 越流水深 (m)

M_d : 橋脚, 橋台の効果を示す補正量

b : 橋脚幅 ($= 2.50m$)

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 以上になれば M_d は次式で計算される。

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

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る。

そこで、設計水深が 7.50 m の神浦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' は次章において示すように、 $S' = 4.50 \text{ m}$ であるから、 $b/S' = 0.55$ となり、

$$\begin{aligned} M_d &= 0.0756 (7.50/5.25)^{0.5} \left\{ \frac{1}{2} + \frac{1.465}{2} \times 0.55^{1.7} \right\} \\ &= 0.0691 \end{aligned}$$

と求められる。

よって、流量係数 C' は次式を用いて計算できる。

$$C' = 1.704 \left\{ 1 + 0.704 \left(\frac{H_o}{H_d} \right) \right\}^{1/2} \left\{ 1 - 0.0691 \left(\frac{H_o}{H_d} \right)^{3/2} \right\}$$

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 のようになる。

表-2 必要放流条件と放流能力推定値必要放流条件

WL. m	$Q \text{ m}^3/\text{s}$	$H_o \text{ m}$	C'	推定放流量
				$Q \text{ m}^3/\text{s}$
11230	60	4.8	1.980	219
11250	111	5.0	1.989	233
11300	121	5.5	2.006	272
11360	143	6.1	2.027	321
11440	150	6.9	2.054	391
11500	431	7.5	2.070	446

表-2に示す結果をみると、堤頂標高をEL 107.50mとし、越流面曲線として設計水深7.50mのハロルド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満たし、かつ異常洪水流量も洪水時満水位で放流できる。

4. 越流頂形状の設計

2および3の計算結果に基づいて、神浦ダム越流頂を堤頂標高、EL 107.50mとした設計水深 $H_d = 7.50m$ のハロルド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

$$Y = \frac{0.5}{H_d^{0.85}} X^{1.85} = 0.09019 X^{1.85} \\ = \frac{X^{1.85}}{1.108754}$$

堤頂下流面との接点 $P_d (X_d, Y_d)$ は

$$X_d = 1.09606 (1/m_1)^{1/0.85} H_d = 1.0688m$$

$$Y_d = X_d / 1.85 m_1 = 7.222m$$

また

$$\ell_d = (Y_h + Y_d) m_1 - X_d = (8.70 + 7.222) \times 0.8 - 1.0688 \\ = 2.050m$$

$$X_u = 0.282 H_d = 2.115m$$

$$X_{u1} = 0.175 H_d = 1.313m, r_1 = 0.5 H_d = 3.750m$$

$$X_{u2} = 0.107 H_d = 0.802m, r_2 = 0.2 H_d = 1.500m$$

$$Y_u = 0.1259 H_d = 0.944m$$

$$\ell_u = X_u - \ell_d = 0.065m \text{ (実施形状では } \ell_u = 0 \text{ とした。)}$$

この越流頂の詳細図および堤頂を原点としたX-Y座標における越流面の座標は図-1に示される。

なお、越流面導流壁高は、下流面に垂直に4.0m高が計画されているが、これは鉛直断面で高さ6.4m(設計水深7.5mの85%)に相当するので十分であろう。

なお、従来の実施例は表-3のとおりである。

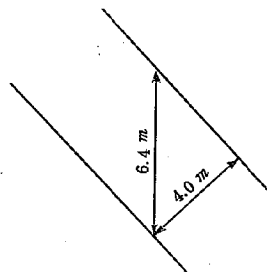


表-3 越流面導流壁高の実施例

D_{am}	$H_{Max} (m)$	$h_W (m)$	下流面勾配	$h_V (m)$	$h_V/H_{Max} (\%)$
我 谷	9.50	5.00	1:0.77	8.20	86
四十四田	12.00	7.90	1:0.8	11.04	92
上 市 川	5.60	3.00	1:0.8	4.80	86
市 房	15.30	6.50	1:0.78	10.57	69
笠 掘	10.50	5.00	1:0.8	8.00	76
棕 梨 川	9.50	4.50	1:0.79	7.26	76
浜 田	7.00	4.00	1:0.75	6.67	95
品 木	6.20	4.00	1:0.8	6.40	103
横 山	12.30	6.00	1:0.8	9.60	78
鶴 田	13.50	7.00	1:0.79	11.29	83
小 瀬 川	10.10	5.50	1:0.75	9.17	90
井 川	11.00	5.00	1:0.55	10.37	94
大 野	10.70	5.00	1:0.76	8.26	77
菌 原	7.00	3.00	1:0.78	4.88	69
五 郷	11.00	3.20	1:0.78	5.20	47
三 瀬 谷	16.15	—	1:0.78	10.50	65
神 浦	7.50	4.00	1:0.8	6.40	85

ここに、

H_{max} : 最大越流水深、

h_W : 導流壁高(越流面に垂直)、

h_v : 鉛直導流壁高.

である。

5. 神浦ダムクレストゲート

神浦ダムクレストゲートとしては、テンターゲートが採用され、その構造および位置は次のように計画されている。

ゲート操作上の最大実質水深 $H_{\max} = 7.50 \text{ m}$

テンターゲート半径 $R = 9.00 \text{ m}$

ゲートピン位置

クレストより鉛直距離 $h_p = 4.20 \text{ m}$

水平距離 $\ell_p = 9.346 \text{ m}$

よって、本ダムでは

$$R/H_{\max} = 1.20 \quad h_p/H_{\max} = 0.56$$

となっている。

そこで、この計画の妥当性について、既設のテンターゲートを整理して検討してみる。

なお、ここで ℓ_p については、一般に $\ell_p \geq R$ にとられ、主として、堤頂上部構造物（例えば道路橋等）に支配されるため、ここでは比較の対象から除外した。

既設テンターゲートの構造、位置は次表に示される。

表-4 既設テンターゲートの構造, 位置

D_{am}	H_{Max} (m)	R (m)	h_p (m)	R/H_{Max}	h_p/H_{Max}
早 明 浦	18.00	18.00	8.00	1.00	0.44
鶴 田	13.82	14.50	4.32	1.05	0.31
笠 掘	9.00	9.00	3.50	1.00	0.39
椋 梨 川	9.50	11.00	4.00	1.16	0.42
浜 田	7.00	7.00	3.50	1.00	0.50
布 部	7.20	8.00	2.80	1.11	0.39
上 市 川	5.60	6.00	2.80	1.07	0.50
我 谷	9.50	10.00	5.20	1.05	0.55
天ヶ瀬	4.00	4.80	2.10	1.20	0.53
四十四田	12.00	14.00	7.00	1.17	0.58
大 野	10.70	12.00	5.10	1.12	0.48
畑 薮	7.50	9.50	6.50	1.27	0.87
井 川	11.00	11.50	4.40	1.05	0.40
横 山	12.30	12.50	4.10	1.02	0.33
小 瀬 川	12.50	13.00	5.50	1.04	0.44
目 屋	10.00	10.00	5.00	1.00	0.50
美 和	6.00	8.00	2.50	1.33	0.42

この表に示される既設テンターゲートの構造および位置の平均的な値は,
 $R/H_{max} \approx 1.1$, $h_p/H_{max} \approx 0.45$ である。

また, 神浦ダムで計画された $R/H_{max} = 1.20$, $h_p/H_{max} = 0.56$ のテ
 ンターゲートは, 既設ゲートの中ではいづれも上限に近い値を示している。

よって, この意味では, 神浦ダムテンターゲートはさらに小さくすること
 は可能であり, $R = 7.50 \sim 8.00m$ 程度のものを使用しても, 既設ゲートと
 比較して, 十分妥当なものと思倣することができる。

そこで, ここでは神浦ダムクレストゲートとして次のような構造および位
 置を考えてみた。

$$R = 8.00m \quad (R/H_{max} = 1.07)$$

$$h_p = 3.70 m \quad (h_p / H_{\max} = 0.49)$$

また

$$\ell_p = 8.00 m$$

を選定する。

6. 神浦ダム越流頂の貯水位—ゲート開き，—放流量

神浦ダム越流頂の貯水位 (WL. m) —ゲート開き (ゲート下端とクレストとの標高差 m ，2門等高操作) —放流量 (m^3/s) の関係は，神浦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 0.10 m 間隔に対する放流量 (m^3/s) を電子計算機を用いて数表化し，本報告書の別冊として製本することにした。

したがって，神浦ダム越流頂の貯水位—ゲート開き—放流量関係については，この別冊を参照されたい。

Ⅲ 減勢工の設計

1. 神浦ダム跳水型減勢工の基本数値

堤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、神浦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な方法と考えられる。

そこでまず、水叩き面標高をBL 66.0 m にとるものとし、流れが水叩き幅 13.0 m 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、水叩き設計対象水位として、洪水時満水位WL 115.00 m 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。

$$V_1 = \sqrt{2g(W + H_0 - h_f - h_1)} \\ \approx \sqrt{2g(W + H_0 - h_f)}$$

ここに

W: 水叩き面と堤頂との標高差 41.50 m (= 107.50 - 66.00)

H₀: 貯水深 7.50 m (= 115.00 - 107.50)

であって、W + H₀ 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 49.0 m (= 115.00 - 66.00) を表わしている。

また、h₁ 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、h₁ は W, H₀ 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における損失水頭であって、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、

$$h_f = K_0 \cdot K' \cdot \frac{(W + H_0)^{3/2}}{q^{1/3}} \quad (m)$$

ここに、K₀ は係数であって、ヤンセンによれば K₀ = 0.10 と表わされる。しかし、この K₀ は ft^{1/3} 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つて、補正係数を考慮すれば、いつでも $m-s$ 単位系でそのまま計算できる。

なお、在来より用いられてきたランドルフの提案式

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

は次的には正しいが、本ダムのようなゲート半開放流が主体となる場合に適用すると、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、ここでは次的には正しくないが、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公式を $m-s$ 単位系に変換して使用することにした。

一方、跳水下流水深 h_j は水叩き始端の水深 $h_1 (= Q/BV_1)$ およびフルード数 $F_1 (= V_1/\sqrt{g h_1})$ を用いて、次式で求められる。

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

これらの諸式を用いて神浦ダム跳水型減勢工の基本数値を求めれば、表-5 のようになる。

表-5 神浦ダム跳水型減勢工の基本数値

Q (m^3/s)	h_f (m)	V_1 (m)	h_1 (m)	F_1	h_j (m)
50	17.952	24.668	0.1559	1.9957	4.324
100	14.248	26.099	0.2947	1.5358	6.255
150	12.447	26.766	0.4311	1.3022	7.726
200	11.309	27.180	0.5660	1.1541	8.959
250	10.498	27.471	0.7000	1.0488	10.038
300	9.879	27.691	0.8334	0.9689	11.010
350	9.384	27.865	0.9662	0.9056	11.901
400	8.976	28.008	1.0986	0.8536	12.724
450	8.630	28.129	1.2306	0.8100	13.495

つぎに、神浦ダムでは下流水位がほとんど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。

この正常跳水型減勢工における必要シル高の計算方法には各種の方法が提案されているが、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して解く、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 ($=q/\sqrt{2g} h_0^{3/2}$, h_0 : シルの越流水頭)

であり、 h_0/d 、およびシル天端幅 L と d の比 L/d の関数であるが、鍋岡らの実験結果より、 $K = 0.45$ を本計算に使用する。

また、正常跳水型水叩きの必要長さ L_s は中川、ブラッドレイらの実験結果より

$$L_s = 4 h_j$$

を用いて計算することとした。

表-6 神浦ダムシル型減勢工の規模

Q (m ³ /s)	d/h_1	d (m)	L_s (m)
50	18.078	2.818	17.296
100	13.136	3.871	25.020
150	10.706	4.615	30.906
200	9.192	5.203	35.837
250	8.132	5.692	40.154
300	7.337	6.115	44.042
350	6.715	6.488	47.602
400	6.209	6.821	50.896
450	5.788	7.121	53.979

なお、堤体下流面と水叩き面との接合点には、流れを円滑に遷移させるために、 $R = 150.0 \text{ m}$ の円弧が挿入されているが、水叩き長を長くとも R は小さいほうが望ましく、同規模の他ダムの実施例を参考に $R = 100.0 \text{ m}$ に変更する。

よって、接合部の形状は次のようになる。

いま、右図のように記号をとれば

$$\beta = 2\alpha, \quad \tan \beta = \frac{1}{0.8}$$

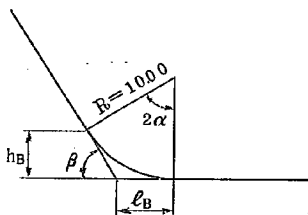
であるから

$$\tan \alpha = \frac{\sqrt{1 + \tan^2 \beta} - 1}{\tan \beta}$$

$$= 0.48062$$

$$\ell_B = R \tan \alpha = 4.806 \text{ m}$$

$$h_B = \ell_B \cdot \sin \beta = \ell_B \cdot \tan \beta / \sqrt{1 + \tan^2 \beta} = 0.78087 \ell_B = 3.753 \text{ m}$$



2. 神浦ダム減勢工の設計条件

神浦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、対象貯水位は疑いもなく計画洪水位 $WL \ 1150.0 \text{ m}$ 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を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 $1,150 \text{ m}^3/\text{s}$ に対して $1,500 \text{ m}^3/\text{s}$ 、鶴田ダムでは $2,300 \text{ m}^3/\text{s}$ に対して $2,500 \text{ m}^3/\text{s}$ 、早明浦ダムでは $2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ に対して $2,500 \text{ m}^3/\text{s}$ 、浜田ダムでは $1,300 \text{ m}^3/\text{s}$ に対して $1,700 \text{ m}^3/\text{s}$ 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放流時に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の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から、ゲートの不等高操作が行なわれないかぎり、水叩き始端の水理条件は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も少なく見込むことは可能であり、かりに従来の平均的な余裕を見込むとしても計画最大放流量 $150 \text{ m}^3/\text{s}$ に対して減勢池設計対象流量として $200 \text{ m}^3/\text{s}$ を選定し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ゝ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 $317 \text{ m}^3/\text{s}$ は50年確率洪水流量であり、100年確率洪水流量 $358 \text{ m}^3/\text{s}$ 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があるものと考えられる。

このような諸点を考慮して、神浦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計画洪水位 $WL 115.00 \text{ m}$ とする。

B.

- (1) 計画最大放流量 $150 \text{ m}^3/\text{s}$ までは安定した跳水が期待できること。
- (2) 放流量 $200 \text{ m}^3/\text{s}$ までは跳水が可能であること。
- (3) 計画洪水流量 $350 \text{ m}^3/\text{s}$ 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こと。
- (4) 計画洪水流量 $350 \text{ m}^3/\text{s}$ 以上の放流に対しては考慮しない。

以上のような設計条件に基づき、1.の基本数値を考慮して実際に神浦ダム

減勢工を設計してみる。

3. 神浦ダム減勢工の設計

3-1 水叩き基本形状

神浦ダム下流の河道は、右岸方向に $15 \sim 30^\circ$ 偏向しており、原案ではこの地形に適合させて水叩き平面形状として、水叩き中心線曲率半径 $R = 135.0\text{ m}$ 、偏向角 $17^\circ 31'$ の平面彎曲型で設計されている。

しかし、土木研究所の平面彎曲型水叩きに対する実験結果によれば、平面彎曲型水叩きでは、水叩き内の流れの均一性が失われるため、水叩き長として直線水叩きの $1.5 \sim 2.0$ 倍が必要となることが報告されており、できるかぎり避ける必要があることが指摘されている。

これは、射流における流速成分が多分に方向性の強いベクトル的な成分であるために、水叩きを彎曲させても流れはこれに適合せず、結果として一部分に流れの集中現象が生ずるためである。

よって、このような平面彎曲型水叩きに対する対策としては、可能な限り水叩きの直線区間を長くとり、この区間で流水の減勢を図り、減勢された流れを所定の河心方向に曲げてやることが最も経済的な設計となるものと考えられる。

このような平面彎曲型水叩きで、水叩き終端附近で急激に河心方向に彎曲させる形式は、すでに市房ダムをはじめいくつかの実施例がめられる。

そこで、ここでもこのような設計法にしたがって、原設計案を修正してみる。

神浦ダムの場合、バケットカーブ終端断面は、すでに述べたようにバケットカーブ半径を $R = 10.0\text{ m}$ に変更すれば、ダム軸より $x = 44.966\text{ m}$ となるから、水叩きとしてとりうる直線長は $40 \sim 43\text{ m}$ 程度となろう。

そこで、ここでは本ダム水叩きの直線長として 40 m を考えるととし、この終端より流れを急激に河心方向に彎曲させることにする。この場合、彎曲角としては 27° を考えれば十分であろう。

なお、表-6の計算結果より 200 m/s に対する必要水叩き長が 36 m であり、 350 m/s 放流しても 48 m 程度であるから、水叩き直線長とし

て40mを確保しておけば2.の設計条件を満たすことが十分期待できる。

一方、水叩き末端に設けられるシルは、小流量時の流れの片寄りを防ぐためにも、シル下流の河心方向に直角に設けることが必要である。

よって、これらをまとめれば、神浦ダム水叩きの平面形状は図-2に示す形状が基本形状となるであろう。

3-2 シル

水叩きの必要シル高については、表-6に計算結果を示したが、この計算においてはシルの越流幅は水叩き幅と等しいものと仮定していた。しかるに、シルを前頁に示す位置に河心方向に直角に設置するとすると、シルの越流幅は11.583mとなり、水叩き幅13.00mとは異なってくる。

そこで、この場合の必要シル高について、次式を用いて計算した。

$$\frac{d}{h_1} = \frac{(1+2F_1^2)\sqrt{1+8F_1^2} - (1+5F_1^2)}{1+4F_1^2 - \sqrt{1+8F_1^2}} - \left(\frac{F_1}{\sqrt{2}K} \cdot \frac{B_0}{B_c}\right)^{2/3}$$

ここに

B_0 : 水叩き幅

B_c : シルの越流幅

である。この計算結果は表-7に示す。

表-7 必要シル高 ($B_0=13.000m$, $B_c=11.583m$)

Q (m^3/s)	d/h_1	d (m)
100	1.2468	3.674
150	1.0108	4.357
200	8.640	4.890
250	7.614	5.330
300	6.846	5.705
350	6.245	6.034

この表-7に示す計算結果については、推定精度に不安があるので、既往の水理模型実験資料を本ダムの値に換算しさらに検討を加えることにした。

換算の方法は、フルードの相似律にしたがうものと仮定して、既往の各ダムを $H+W=49.0\text{ m}$ になるように伸縮し、さらに水叩き幅が 13.0 m の場合に換算することにした。

このような方法により換算した結果は表-8のとおりであり、表中、早明浦とは早明浦ダム水理模型実験における設計条件および水叩き実施形状を本ダムに換算したことを示している。

表中 Q_D : 水叩き設計対象流量を単位幅当りに換算した値 ($m^3/s-m$)

Q_D : 水叩き幅 13.0 m に対する設計対象流量 (m^3/s)

Q_{max} : 水叩き設計上考慮すべき最大流量を単位幅当りに換算した値 ($m^3/s-m$)

Q_{max} : 水叩き幅 13.0 m に対する設計上考慮すべき最大流量 (m^3/s) であり、多くは跳水の限界となる流量である。

L_A : 水叩き長 (m) であり、彎曲水叩きでは導流壁の直線区間の長さである。

h_W : 水叩き導流壁高 (m)

V.S : 鉛直シル

S.D : 副ダム

S.S : 上流面傾斜シル

d , V.S, S.D あるいは S.S の高さ (m)

B.P : バッフルピアー

D.S : 齒型シル

を表わしている。

また、表中、平面彎曲水叩きは、椋梨川、市房、浜田および品木の4ケースであり、本ダムと同様な配置をしているのは椋梨川、市房、品木の3ケースである。しかし、この3ケースのうち、市房、品木はともに副ダムであり、水叩き末端と副ダムとの間に距離的余裕を有する点、注意すべきである。

そこで、表-5, 6, 7 および 8 の計算結果を考慮して、神浦ダム水叩きの形状を推定してみる。

まず、水叩き設計対象流量 $200\text{ m}^3/s$ 放流時の正常跳水型水叩きの必要

表 - 8 既往の実験結果の本ダム換算値

Test	Q _D (m ³ /s-m)	Q _D (m ³ /s)	Q _{max} (m ³ /s-m)	Q _{max} (m ³ /s)	L _A (m)	hw (m)	d (m)	
早明浦	10.06	131	24.18	314	34.65	11.14	V.S	4.45
棕梨川	45.36	590	66.69	867	27.20	17.69	V.S	6.81
市房	15.37	200	37.82	492	44.86	11.31	S.D	4.80
浜田	5.92	77	10.45	136	16.75	9.21	V.S	2.97
品木	26.63	346	31.75	412	20.65	11.47	S.D	4.59
上市川	9.69	126	14.85	193	28.04	8.86	V.S	4.03
布部	8.21	107	14.09	183	29.20	10.05	V.S	4.11
横山	25.44	330			42.00	11.50	S.S	6.39
					28.41	12.07	S.S	6.74
					25.50	12.50	S.S	7.10
鶴田	15.72	204			32.30	11.55	S.S	5.08
小瀬川	30.41	395			32.80	13.76	S.S	7.71
神浦	15.38	200	26.92	350	34.10			

水叩き長は、表-6に示すように35.84mであるが、本ダムの計画水叩き長34.10mと大差ないから、200m³/s放流時には水叩きは正常跳水型と考えてよいであろう。

よって、この場合の必要シル高は表-7に示すように4.89mである。この値は、水叩き長が同規模の鶴田ダム、上市川ダム、布部ダムおよび早明浦ダムの実験例からみて十分妥当な値と言えるであろう。

一方、計画洪水流量に相当する350m³/sに対して十分安定した流況を確保するためには、表-6に示すように必要水叩長47.6mに比して計画水叩き長さが34.1mと短いことから、必要シル高はかなり高くなり、横山ダムあるいは小瀬川ダムの実験例より必要シル高は7.0m程度となるようである。しかし、このように高いシルを用いることは、計画最大放流量150m³/sあるいは200m³/s程度の放流に対して水叩きは潜り跳水となり、導流壁をかなり高くする必要があるなど得策ではないものと考えられよう。

そこで、ここではシルが通常の鉛直シル型水叩きと異なり小流量時のシル下流の流況の安定を図るため、水叩き内の流向に対してある角度を有して設置されている点を考慮して、原設計案として神浦ダム工事事務所より提示されたと同様に神浦ダム水叩きシル高として $d = 5.50\text{ m}$ を選定する。

神浦ダムシル高として $d = 5.50\text{ m}$ としておけば、設計流量204m³/sに対して高さ5.08mの上流面45°の傾斜面シルを採用している鶴田ダムの例よりみて、200m³/s放流時に十分安定した流況が確保できるものと考えられる。

これは、傾斜面シルは流れに抗力を及ぼさないため、シル上流面に高速な流れが到達すれば直ちに飛散する性質のものであり、水叩き長さ32.30m、シル高5.08mの鶴田ダムの場合より水叩き長さの余裕のある本ダムではさらに安定した流況が期待できるからである。

このように、神浦ダムシル高を5.50mとした場合、流量が増大して、正常跳水が維持できなくなりある程度高速な流れがシル前面に到達するようになると厄介な問題が生じてくる。

これは次図に示すように流れがA点に向って集中してくる現象であって、

鉛直シルであっても流向に直角に設置されないためその機能が流れに均一に作用しないために生ずる現象である。

このような現象は、市房ダムのようにA D線（シル位置）がかなり下流にある場合は顕著ではないが、B C線とA D線との間に距離の余裕のない場合特に顕著になるようである。

品木ダムではこの対策として、B C線上に流れを偏向させる意味を含めた歯型シルを設置して、流れをA D線に直角に近づけることに成功している。また、椋梨川ダムではB C線附近にバッフルビアーを2列配置させ、流線を乱すことに成功している。

この場合、バッフルビアーの働きは水叩き内の流向を乱し、A点への流れの集中を緩和するために使用されるものであり、一般に使用されるエンドシルと共通した性格を有するものと見做される。

そこで、神浦ダムでもB C線附近にバッフルビアーを設置して、流線を乱すことを考えてみる。

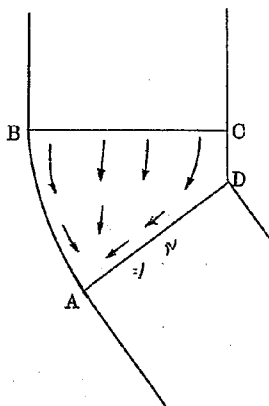
通常、バッフルビアーは高速流中に設置されると、キャビテーション等の問題のあることが指摘されているが、本ダムの場合、B C線附近は水叩き設計対象流量 $200\text{ m}^3/\text{s}$ 放流時に跳水終端に相当し、通常は常流領域に設置されることになり、何んら問題はないものと考えられる。

そこで、ここでは椋梨川ダムあるいは品木ダムの実験例を参照して、上流面幅 2.00 m 、高さ 2.00 m のバッフルビアー3個を両端間隔 1.50 m 、中央間隔 2.00 m でB C線直上流に設置することにする。

なお、バッフルビアーの効果、あるいは必要の有無については実験的な検討が必要であるので、最終的には水理実験の結果によりこの採否を決定すべきである。

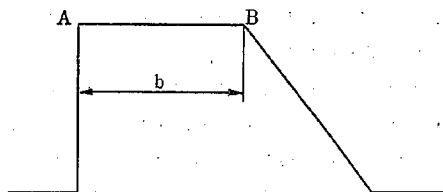
3-3 シルの形状

神浦ダムの必要シル高として 5.50 m が選定されたので、このシルの形



状を次に検討してみる。

一般にシルの形状の選定の基準は、シル面上の圧力分布を考慮し、これが許容負圧 -3 m 水柱以内に収めることにより判定され、通常、上図におけるA点直下



流およびB点下流に発生する負圧をいかに低減させるかが判定の基準となる。

この場合、A点下流に発生する負圧は、水叩き内の流況が正常跳水あるいは潜り跳水の範囲においてはA点に大なる円弧を用いて丸味を付けることにより解決されるが、これは強制跳水時にシルの有効高さの減少あるいは極度の負圧の発生につながり、通常このような形状を避けるのが好ましいとされている。

従来の実施例をみると、A点に円弧を挿入する場合にはできるかぎり小さい円弧を用いる傾向にあり、一般に $R_u = 0.3\text{ m}$ が用いられ、円弧を挿入しない例も多い。

そこで神浦ダムでは、これらの設計例より R_u として 0.3 m を選定する。

なお、 $R_u = 0.3\text{ m}$ とした場合、正常跳水時あるいは潜り跳水時にA点下流の天端上に負圧が発生するものと予想されるが、許容負圧以下になる恐れはないものと考えられる。

つぎに、B点に発生する負圧を低減するためには、B点に大なる円弧を挿入し、かつ天端幅 b を大きくとることにより解決される。また、天端幅 b はシルの効率率にも関連し、通常大きくとるほど望ましいものとされている。

そこで、従来の実施形状より、シル高と天端幅との比を一定と考えて、本ダムの 5.5 m のシルに換算してみると、従来の形状は次のようにまとめられる。

表-9 従来の実験例の本ダム換算値

Test		b (m)	R _d (m)	下流面勾配
浜 田	V.S	4.7	3.1	1 : 1
布 部	V.S	3.7	3.1	1 : 1
鶴 田	S.S	3.0	3.0	1 : 1
小 瀬 川	S.S	3.1	2.0	1 : 0.6
横 山	S.S	2.3	2.9	1 : 1

表-9において、V.S は上流面鉛直シルを表わし、S.S は上流面傾斜シルであり、通常傾斜面の勾配は1 : 1である。

なお、天端幅bは、水叩き設計対象流量および水叩き長さに影響されるが、シルの位置が特に問題となるようである。

本ダムの場合、設計対象流量放流時には水叩きは正常跳水型として設計されており、この意味では安定した流況が期待できることから、天端幅も短くすることが可能のようであるが、ここでは一応、天端幅としてb = 3.50 m、R_d = 3.00 m下流面勾配1 : 0.6を選定することにする。

したがって、シル

の形状は、

$$d = 5.50 \text{ m}$$

$$b = 3.50 \text{ m}$$

$$R_u = 0.30 \text{ m}$$

$$R_d = 3.00 \text{ m}$$

$$b_B = 3.50 + 5.50 \times 0.6$$

$$= 6.80 \text{ m}$$

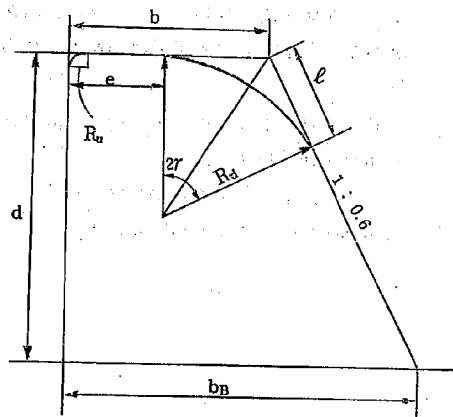
$$\tan \gamma = \frac{\sqrt{1 + (1/0.6)^2} - 1}{(1/0.6)}$$

$$= 0.5662$$

$$\ell = R_d \tan \gamma = 3.00 \times 0.5662$$

$$= 1.699 \text{ m}$$

$$e = b - \ell = 1.801 \text{ m}$$



となる。

3-4 シルの設計荷重条件

つぎに、シルの構造設計に必要な設計荷重条件について、実験例を参考に推定してみる。

この場合、シルの構造設計に対する仮定として、計画洪水流量 $350 \text{ m}^3/\text{s}$ 放流時に水叩き内では全く減勢されず、露出射流がシル前面まで到達し、かつシルに直角な流向を有するものと想定する。このように仮定すれば、シル前面の流れの総水頭は表-5の計算結果より $H_s = 4.0 \text{ m}$ となる。

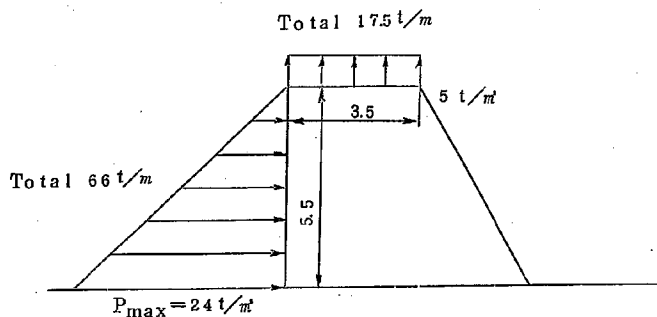
よって、 $H_s = 4.0 \text{ m}$ の高速射流がシル前面に達するものと仮定して、シル周辺の圧力分布を推定すれば次のようになる。

まず、シル上流面の圧力分布は、従来の実験例よりみて、三角形分布と仮定でき、その最大圧力はシル上流面下端附近に発生し、その値は $p_{\max} = (0.5 \sim 0.6) w H_s$ となっている。よって、ここでは $P_{\max} = 0.6 w H_s$ を採用すれば、 $P_{\max} = 24 \text{ t/m}^2$ となり、単位幅当りの総圧力は 66 t/m となる。

一方、シル天端の圧力分布は、許容負圧以下になる恐れがあり、設計上は 5.0 m 水柱すなわち 5 t/m^2 の上向きの等分布圧力を考えれば十分であろう。よって、シル天端にかかる総圧力は、単位幅当り 175 t/m となる。

また、シル下流面には全く圧力が働かないものと仮定するのが、安全側であろうと思われる。

よって、これらをまとめれば、神浦ダムシルの構造設計に必要な設計荷重条件は次図のように推定される。



なお、上図に示す圧力分布は水叩き全面に露出射流が現われるものと仮定して、主として傾斜ソルの圧力分布の実験例より推定したものであるけれども、実際に強制跳水（あるいは不完全跳水）の場合にもよく似た圧力分布を示すことが明らかにされており、上図の推定値はかなり妥当な結果であろうと予想される。

3-5 必要導流壁高

つぎに、神浦ダム水叩きの必要導流壁高について考えてみる。

まず、水叩き設計対象流量 $200 \text{ m}^3/\text{s}$ 放流時における跳水水深は表-5に示すようにほぼ 9.0 m であり、計画洪水流量 $350 \text{ m}^3/\text{s}$ 放流時には 11.9 m である。

一方、これと同程度の放流量を処理する市房、品木および鶴田ダムでは、表-8に示すように、いずれも導流壁高として 11.50 m 程度を採用している。

よって、神浦ダムでも導流壁に隣接して重要構造物のない場合には、従来の採用例よりみて、全体的には導流壁高として 11.50 m を採用しておけば十分であろうと思われる。

しかし、水叩き終端の導流壁彎曲部には局所的な水面上昇が予想され、その高さは、椋梨川、市房および品木ダムの実験例よりみて、 $15 \sim 17 \text{ m}$ に達するものと思われるので、この部分のみ導流壁高を 15.0 m 程度とし、

さらに山腹斜面の保護を考慮する必要があるものと思われる。

4. 減勢工の実験的検討

神浦ダム水叩き末端の形状は、通常の直線水叩きに比して非常に特殊な構造であるので、水理模型実験により、 $200\text{ m}^3/\text{s}$ （水叩き設計対象流量）、 $350\text{ m}^3/\text{s}$ （計画洪水流量程度）の2流量放流時の流況観察、水面形の測定および3-2で計画したバフフルビアーの必要性について検討することにした。

この場合神浦ダム水叩きの水理模型は、実験施設の関係上、縮尺57.02分の1の幾何学模型を使用することとし、相似則はフルードの相似律に従うものとした。

なお、水叩きの模型はベニヤ張水路を用い、シル模型等はいづれも原型の $1/57.02$ に米杉材により製作されている。

$200\text{ m}^3/\text{s}$ 、 $350\text{ m}^3/\text{s}$ の2流量を計画洪水位WL 115.00mで放流し水面形を測定した結果は図-3に示される。

この場合水深の測定位置は、いづれも壁沿いの水深を測定しており、シル周辺の彎曲部については図3-1に示す位置で水深を測定した。

まず、図3-2に示す水叩き設計対象流量 $200\text{ m}^3/\text{s}$ 放流時の流況ならびに水面形について検討してみる。

$200\text{ m}^3/\text{s}$ 放流時の水面形は、穏やかな跳水形状を示しており、水叩き長、シル高等を含めて水叩きの機能は十分であることが明らかである。

一方、 $200\text{ m}^3/\text{s}$ 放流時の最高水深は、右岸側彎曲部中央附近に発生し、その値は1.038mと測定された。

この値は、さきに計算した神浦ダム跳水型減勢工の基本数値における値約9.0mに比して約1.40m高い結果であるが、水面の波の発生ならびに彎曲部における水面の隆起を考えれば十分妥当な結果と思われる。

なお、水叩きの計画導流壁高としては115.0mを採用したが、設計対象流量 $200\text{ m}^3/\text{s}$ 以下の流量に対しては、この高さを設計しておけば十分であろう。

次に、水叩き内の流況がかなり悪化するであろうと予想された計画洪水流量

量相当の $350 \text{ m}^3/\text{s}$ 放流時の流況について、図 3-3 の結果を検討してみる。

この場合は、当初から予想されたように水叩き長およびシル高が不足しており、水叩き内に露出射流の発生をみたが、シル周辺の流況は図 3-3 より明らかなように、彎曲部への水脈の集中度も低く、予想されたよりも悪化の程度は軽微であった。

これは、水叩き長さに比して幅が小さいことに起因するものと思われる。

したがって、この実験結果より、さきに設計の項で考慮したバッフルピア一は必要ないものと考えられる。

一方、計画洪水流量相当の $350 \text{ m}^3/\text{s}$ 放流時の最高水深は左岸壁沿いではシル位置に発生し、その値は 11.46 m 、右岸沿いでは彎曲部終端附近に発生し、その値は 13.51 m であった。

なお、これらの値は、水面の極度の乱れを考慮すれば、さらに 1 m 程度の水面の上昇を考慮する必要があるが、 $350 \text{ m}^3/\text{s}$ 放流時には、左右両壁とも計画導流壁高 11.50 m では不足することになる。

したがって、左岸壁については $X = 35 \text{ m}$ よりシル下流端までの範囲、右岸壁についても $X = 35 \text{ m}$ よりシル下流端までの範囲について、前者においては 12.5 m 、後者においては 15 m 程度の範囲は水脈が上昇することを考慮する必要がある。

なお、これに対する考慮としては、 $200 \text{ m}^3/\text{s}$ 以上の放流の発生頻度を考慮して、全体の導流壁高 11.50 m とは分離し、山腹斜面の保護等を行なえば十分であろうと思われる。

最後にシル下流については、自然下流水位の条件が明確ではないが、かなり高速な流れが残存するものと思われるので、できるだけ深い位置に（自然下流水深を大きくするため）少なくとも 10 m （これは、 $200 \text{ m}^3/\text{s}$ 放流時のシル下流での跳水長の約 50% に相当する）の範囲は水叩き面と同様の構造とすべきであろう。

あ と が き

神浦ダム水理模型実験は、昭和42年4月長崎県より委託され、同年8月より水理実験を開始したが、同年10月実施設計の大幅な変更にもない、それ以前に取得した実験資料ならびに水理模型等使用不可能となり、最終実施設計に対する水理実験による検討は十分とは言難い面もある。

しかし、最終設計に対して一部実験による検討を含めながら、従来の模型実験資料を用いて十分な検討を行なったので、ここに報告する形状を実施すれば十分な機能が期待できる。

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

最後に、神浦ダム水理模型実験はダム水理研究室において、次のような分担で実施している。

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竹田正敏、本木博が、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

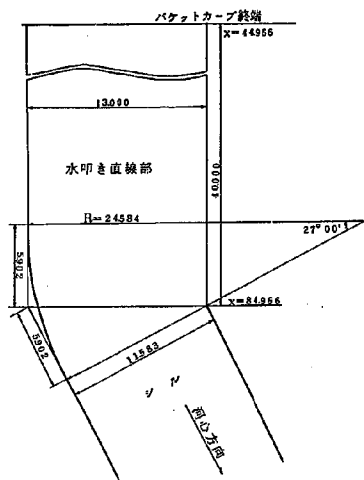


図 - 2 水叩き基本形状

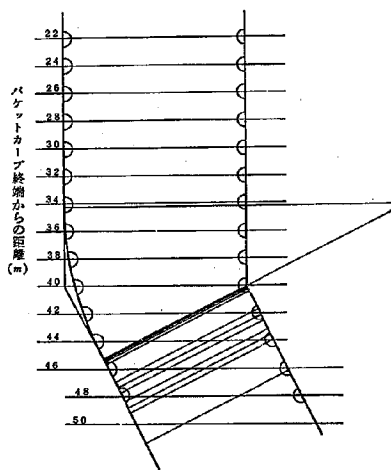


図 3 - 1 水深測定位置 ($\bigcap$)

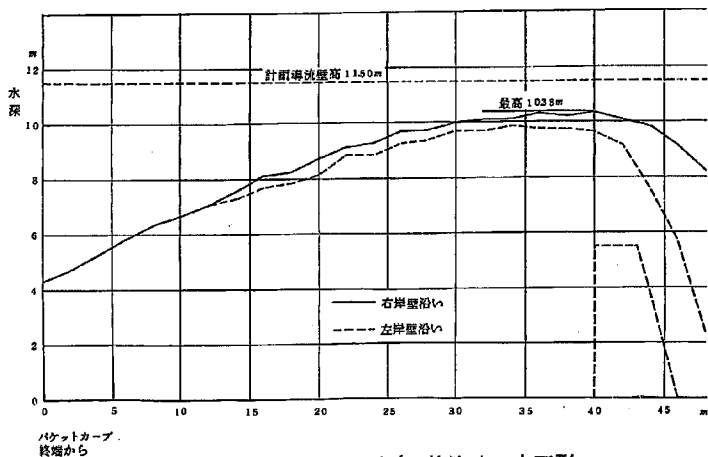


図 3 - 2 $200 \text{ m}^3/\text{s}$ 放流時の水面形

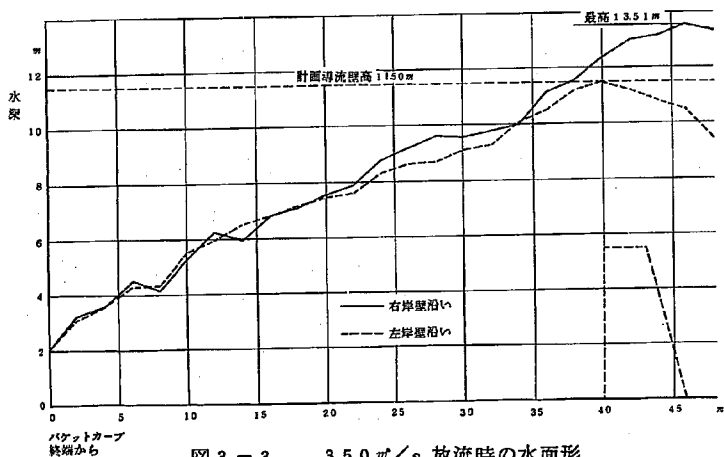


図 3 - 3 $350 \text{ m}^3/\text{s}$ 放流時の水面形

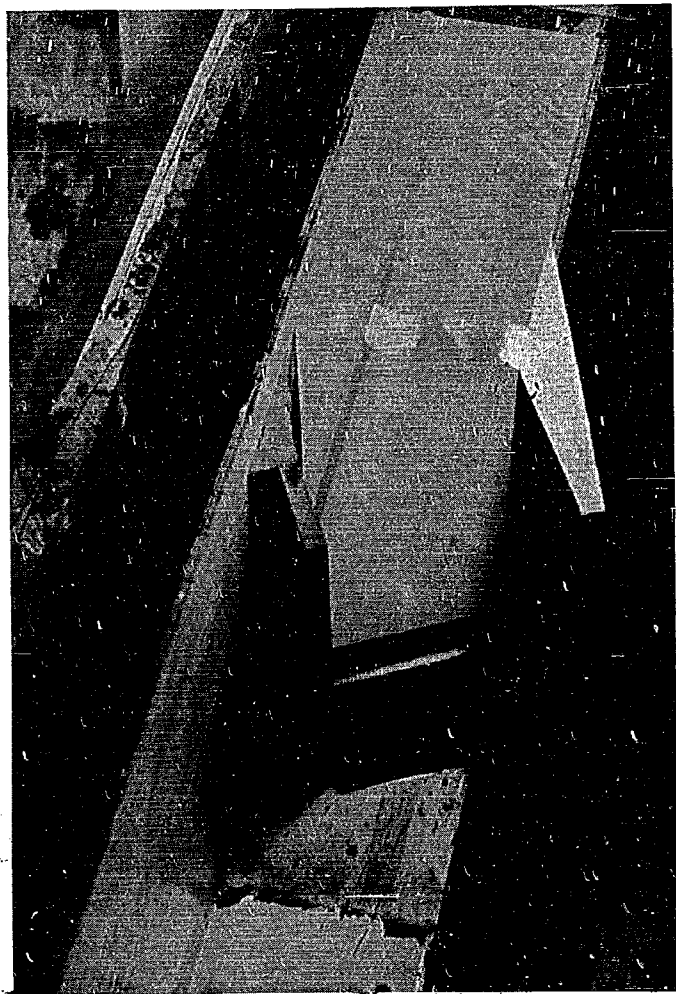


写真-1 神浦ダム減勢工末端部（下流側より）

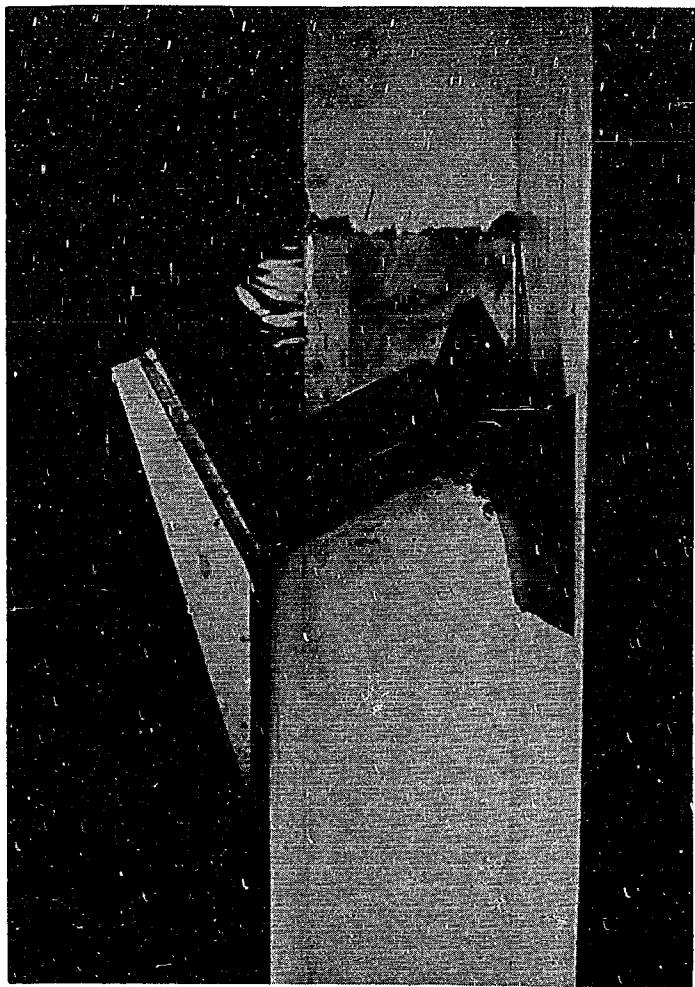


写真-2 神浦ダム減勢工末端部平面構造

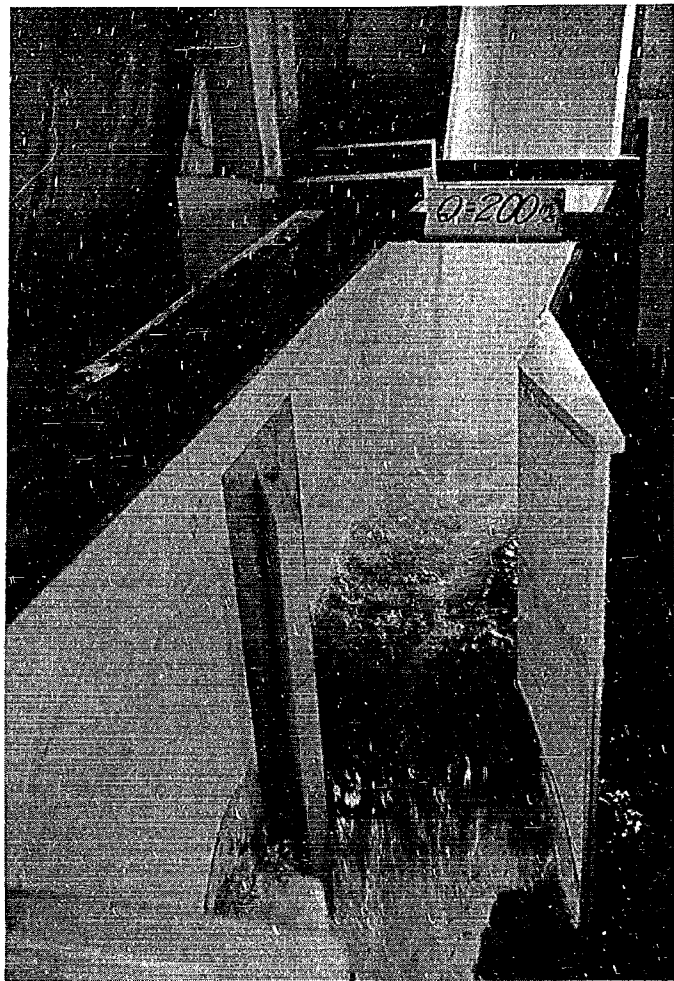


写真-3 $200\text{ m}^3/\text{s}$ 放流時の流況（下流側より）

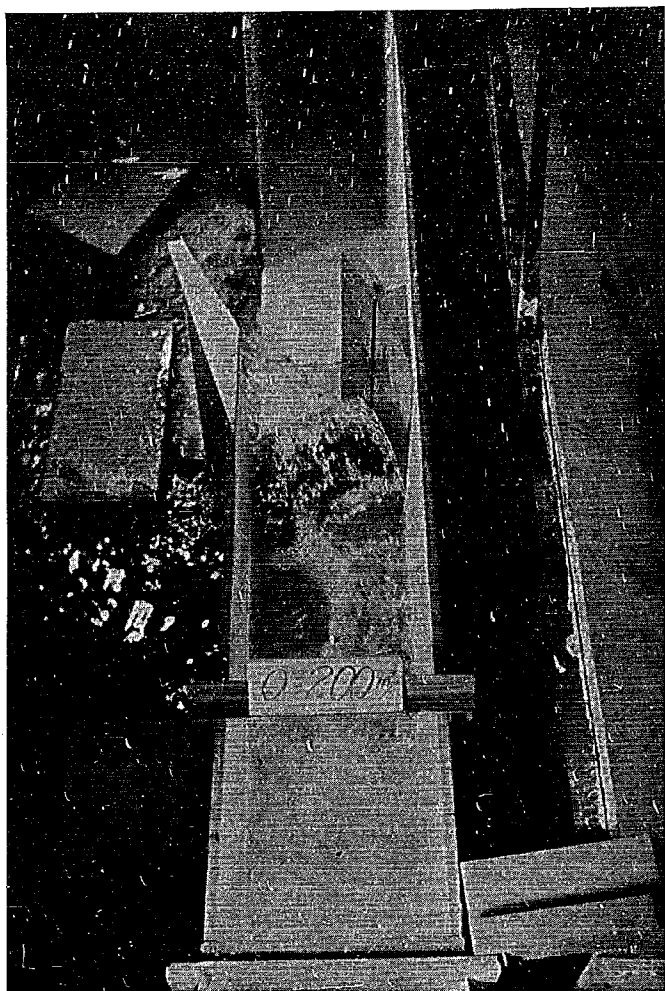


写真-4 200m/s 放流時の流況（ダム上より）



写真-5 350 m/s 放流時の流況（ダム上より）

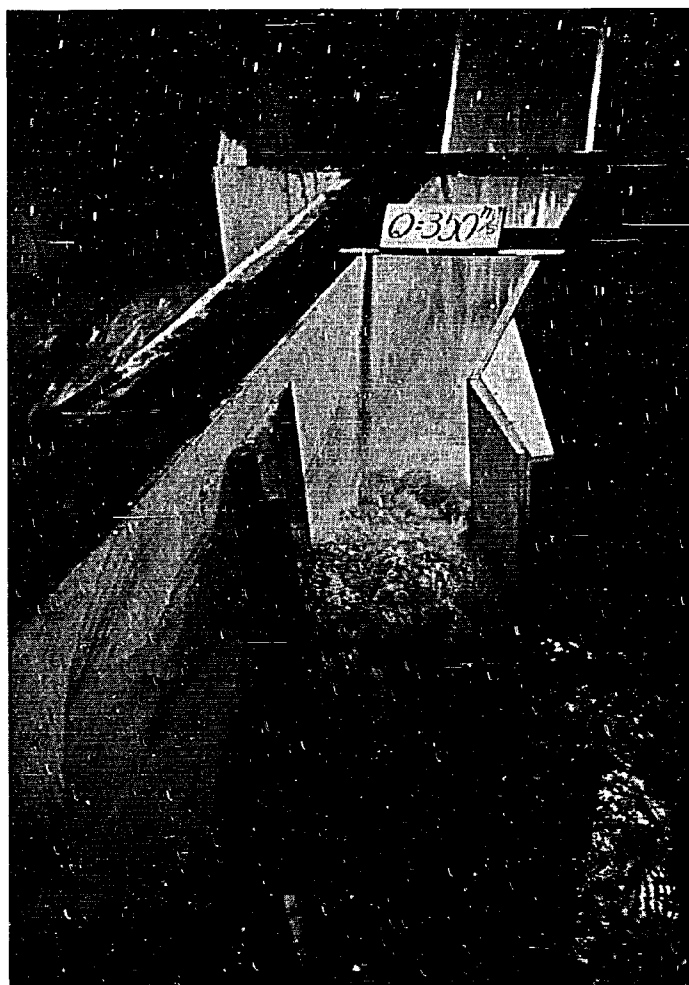


写真-6 350 m³/s 放流時の流況（下流側より）