



土木研究所資料

第 670 号

大滝ダム洪水吐水理模型実験報告書

昭和 46 年 3 月

建設省土木研究所

ま え が き

本報告書は、近畿地方建設局からの依頼により、昭和42、43年度に実施した大滝ダム余水吐の水理設計検討および水理模型実験の結果をまとめたものである。

大滝ダムは、紀の川水系吉野川の奈良県吉野郡川上村大滝地先に計画され、洪水調節および発電を主目的とする直線重力式コンクリートダムである。

ダムの放流設備は、常用余水吐の放流管4門、非常用余水吐の越流部5門からなっている。

このような余水吐の設計案に対して、その水理機能を調査し最適設計を求めるために水理模型実験を実施した。

土木研究所篠崎試験所

所 長 川 村 幸 司

技 官 川 口 信 幸

目 次

まえがき

第1章	ダムおよび貯水池概要	1
第2章	洪水吐の水理設計計算	7
§ 1.	放流管の設計	7
1.	設計条件	7
2.	傾斜角の決定	7
3.	所要断面積の算定	10
4.	管出口断面形状の決定	10
5.	直管始端断面の決定	10
6.	ベルマウス形状の決定	11
7.	管路部の形状	13
8.	高圧ゲートの位置と寸法	14
9.	隅取円弧半径の算定	14
10.	放流管の放流能力	15
11.	開水路部の形状	15
§ 2.	越流部の設計	17
1.	設計条件	17
2.	クレスト敷高の設定	17
3.	越流面形状	18
4.	テンターゲートの位置と寸法	20
5.	越流部の放流能力	21
6.	導流壁高の決定	22
7.	放流管出口デフレクターの形状	23
§ 3.	減勢工の設計	24
1.	設計条件	24
2.	水叩き内の水理計算	24
3.	シルの形状	26
4.	シル設置位置	26
第3章	実験項目と模型	27
§ 1.	実験項目	27

1.	放 流 管	27
2.	越 流 部	27
3.	減 勢 工	27
§ 2.	模 型	27
第 4 章	放流管に関する実験	28
§ 1.	放流能力および貯水位と放流量との測定	28
1.	放 流 能 力	28
2.	貯水位と放流量との測定	28
§ 2.	管内圧力の測定	28
1.	管 路 部	28
2.	開水路部底面	30
§ 3.	開水路部水面形の測定	30
第 5 章	越流部に関する実験	36
§ 1.	放流能力および貯水位と放流量との測定	36
1.	放 流 能 力	36
2.	貯水位と放流量との測定	36
§ 2.	越流面圧力の測定	36
§ 3.	越流部水面形の測定	36
§ 4.	越流面上の放流管開孔部デフレクターに関する実験	42
第 6 章	減勢工に関する実験	44
§ 1.	原案水叩きの実験	44
§ 2.	変更案水叩きの実験	46
1.	変更案水叩きの設計計算	46
2.	シル高及び水叩き長の検討	50
3.	シル細部形状の検討	53
4.	導流壁の検討	56
§ 3.	二次減勢工の実験	67
附 図 , 附 表		81

第 1 章 ダムおよび貯水池概要

大滝ダムの洪水調節計画は、紀の川の改修計画の一環として計画されたもので、吉野川の計画高水流量（70年確率洪水流量） $4,100 \text{ m}^3/\text{s}$ を $2,750 \text{ m}^3/\text{s}$ 調節し、 $1,350 \text{ m}^3/\text{s}$ 放流する。

洪水調節計画図を図-1に示す。

また、ダムおよび貯水池の計画概要、および洪水吐の最終形状を表-1、図-2、図-3、図-4、図-5、写真-1に示す。

表-1 ダムおよび貯水池諸元

型 式	直線重力式コンクリートダム	非越流天端標高	EL. 326.0 m
堤 高	100.0 m	常 時 満 水 位	EL. 321.0 m
堤 頂 長	300.0 m	計 画 水 位	EL. 323.0 m
堤 体 積	600,000 m^3	制 限 水 位	第1期 EL. 315.0 m (6/16~8/15) 第2期 EL. 290.0 m (8/16~10/15)
上流面勾配 (越流部)	鉛 直		
(非越流部)	1 : 0.07		
下 流 面 勾 配	1 : 0.76	推 定 堆 砂 面	EL. 271.0 m
総 貯 水 容 量	72,000,000 m^3	計 画 最 大 放 流 量	$1,350 \text{ m}^3/\text{s}$
有 効 貯 水 量	64,000,000 m^3	調 節 流 量	$2,750 \text{ m}^3/\text{s}$
集 水 面 積	258 Km^2	計 画 高 水 流 量	$4,100 \text{ m}^3/\text{s}$ (70年確率)
湛 水 面 積	2.4 Km^2	設 計 洪 水 流 量	$4,400 \text{ m}^3/\text{s}$ (100年確率)
推 定 堆 砂 量	8,000,000 m^3	異 常 洪 水 流 量	$5,280 \text{ m}^3/\text{s}$
基礎岩盤標高	EL. 226.0 m		

洪水吐の設計における流量条件は次の通りである。

- (1) 制限水位 EL. 290.0 m で無害放流量 $800 \text{ m}^3/\text{s}$ 放流する。
- (2) 貯水位 EL. 310.0 m (ピーク流入時) で、計画最大放流量 $1,350 \text{ m}^3/\text{s}$ 放流する。
- (3) 設計洪水水位 EL. 323.0 m で設計洪水流量 $4,400 \text{ m}^3/\text{s}$ 放流する。

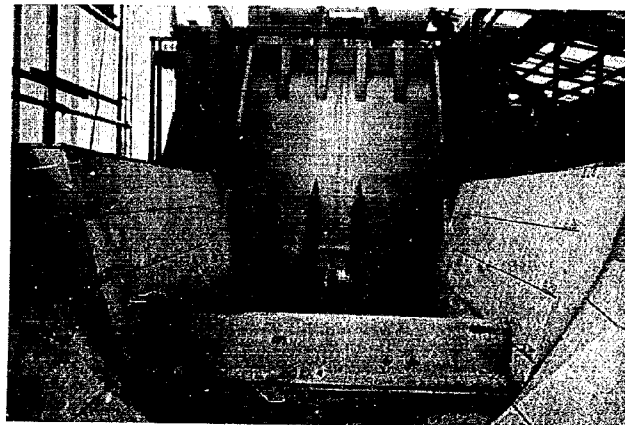


写真-1 大滝ダム洪水吐全体模型 (最終案)

(4) 異常洪水流量

5,280 m³/s は、
設計洪水位以上
の余裕高で処理
する。

放流設備は、放流
管を常用洪水吐、越
流部を非常用洪水吐
とし、放流管 4 門、
越流部 5 門をオーバ
ーラップして設置し
た。

図-2 大滝ダム貯水池利用計画

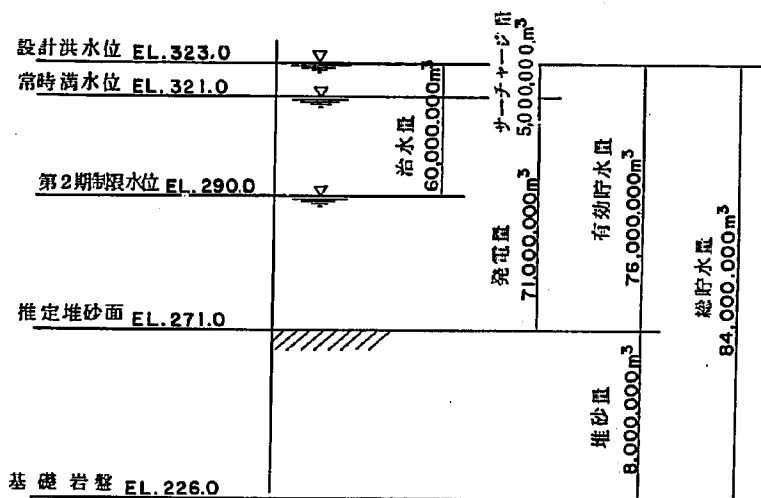


図-3 大滝ダム越流部標準断面図(最終案)

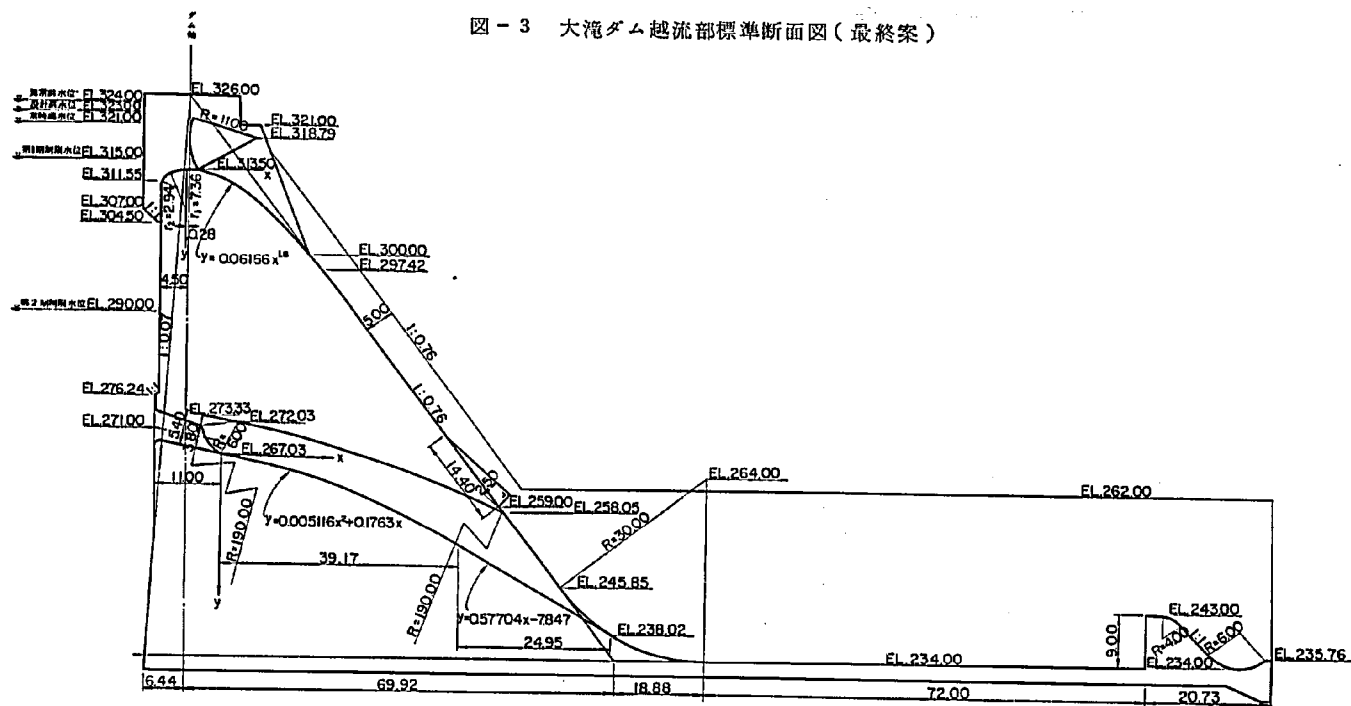


図 - 4 大滝ダム 洪水吐平面図 (最終案)

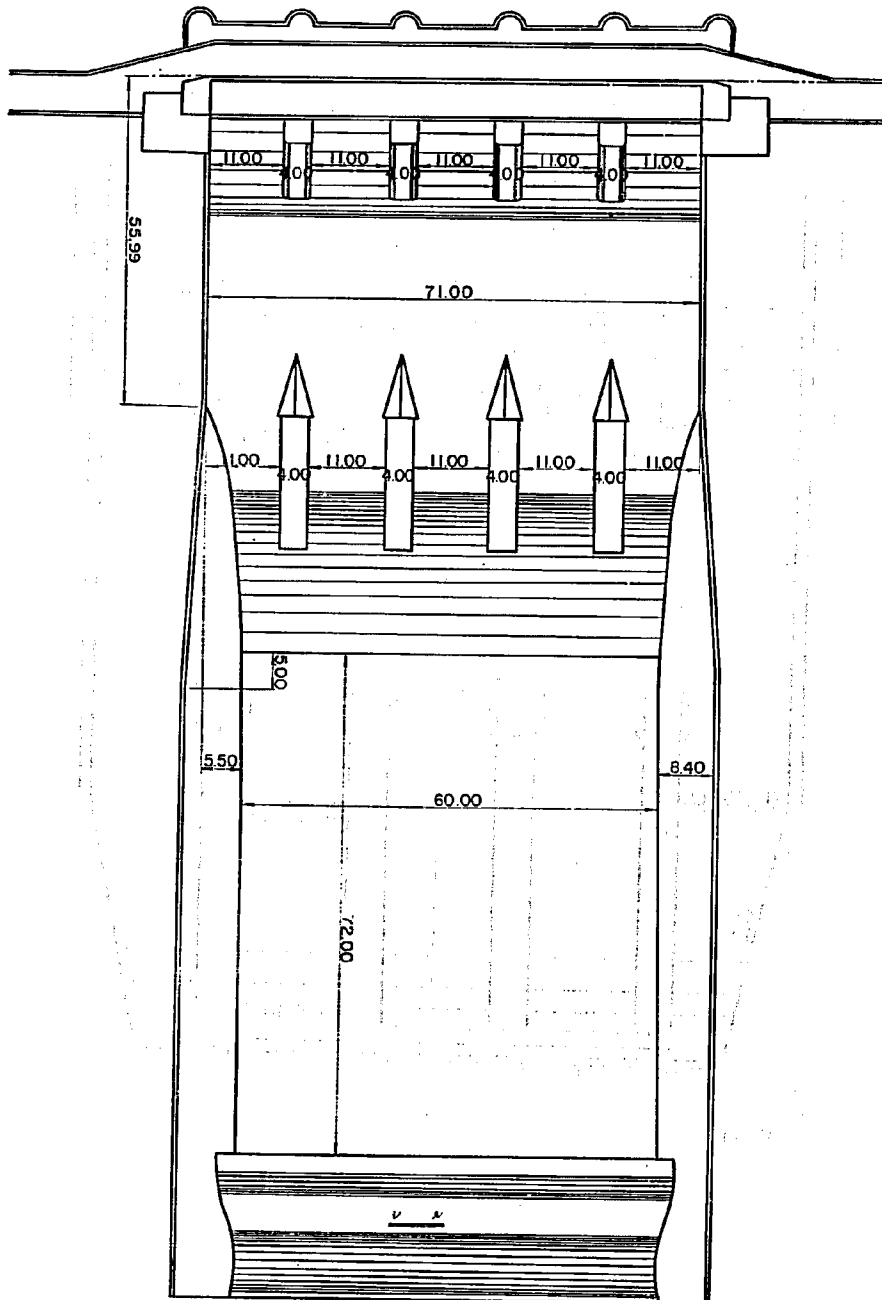
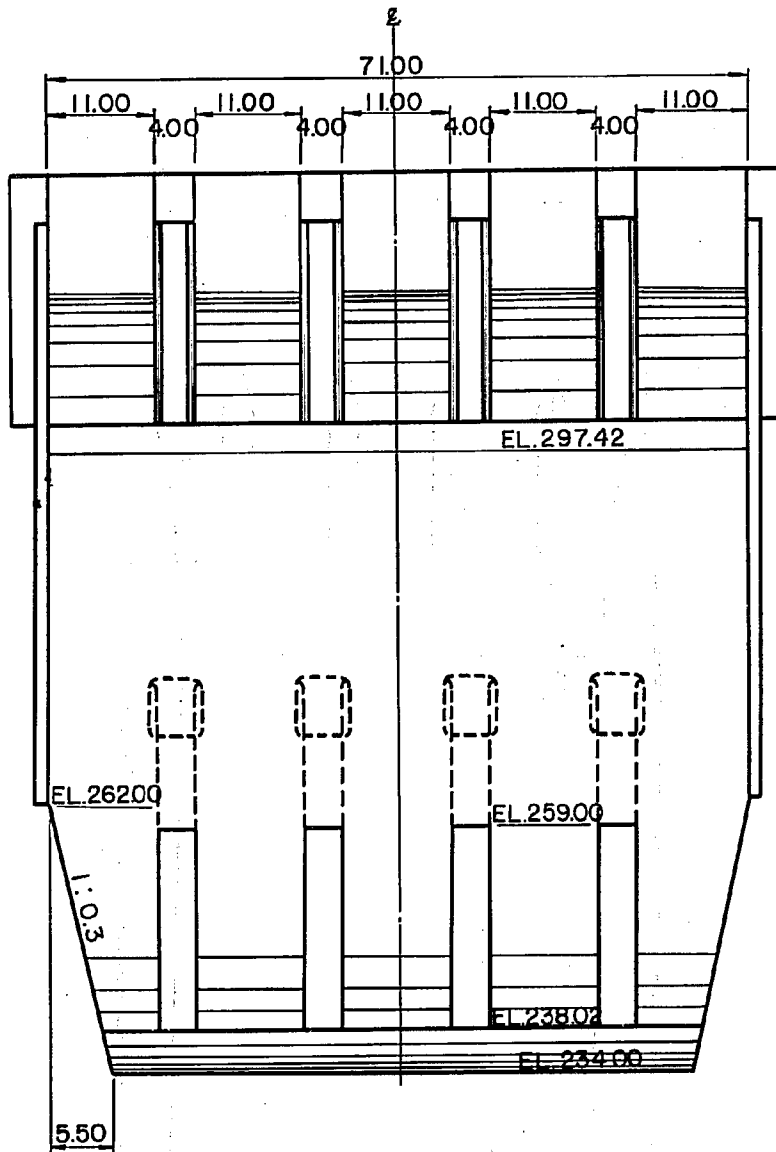


図-5 大滝ダム洪水吐下流面図(最終案)



第 2 章 洪水吐の水理設計計算

§ 1. 放流管の設計

1. 設計条件

1) 流量条件

制限水位 EL. 290.0 m で 800 m³/s, ピーク流入時貯水位 EL. 310.0 m で 1,350 m³/s を放流できること。

2) 呑口中心標高を EL. 271.0 m とする。

3) 門数は 4 門とする。

4) 断面は経済性を考慮し角形断面とする。

5) 呑口より出口下端までの水平距離は、堤体構造上から少なくとも 8.0 m とする。

6) 調節用高圧ゲートは、圧着方式のテンター・ゲートを採用する。

7) 呑口には、非常用のコースターゲートを設置する。

8) 呑口には、コースターゲートの操作時に生ずるダウン・プルフォースを軽減せしめるためリセスを設置する。

2. 傾斜角の決定

1) 放流管開水路部底面を堤体下流面に接せしめる場合 (Case①, 図-6 参照)。

開水路部の底面形状を水脈の自由落下軌道曲線式にて与えると、

$$y = \frac{g}{2} \left(\frac{x}{v_0 \cos \theta} \right)^2 + x \tan \theta \quad \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 g : 重力の加速度

θ : 傾斜角

v_0 : 開水路始端底面の流速で、次式で表わす。

$$v_0 = C \sqrt{2gH} \quad \dots\dots\dots (2)$$

C : 全損失係数 (単に流量係数とも呼ばれる)

H : 全水頭 (貯水位と開水路底面との標高差) で次式で表わされる。

$$H = h_0 + \ell \tan \theta + t = h_0 + h \quad \dots\dots\dots (3)$$

t : 管路出口中心と開水路底面との標高差。

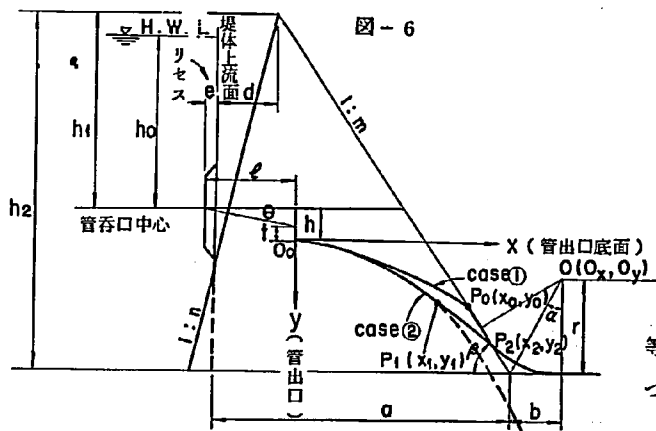
図-6 の座標原点 O_0 の位置は、放流管出口末端の底面とする。

(1), (2), (3) 式を整理すると、

$$y = Kx^2 + x \tan \theta$$

$$K = \frac{1 + \tan^2 \theta}{4c^2 (h_0 + h)} \quad \dots\dots\dots (4)$$

となる。



また、堤体下流面勾配は、

$$\left. \begin{aligned} y &= Ax + B \\ A &= \frac{1}{m} \\ B &= \frac{\ell - d - e}{m} \\ &= -h_1 - h \end{aligned} \right\} \dots (5)$$

よって、(4)、(5)式を整理し、
等根となる判別式にて $\tan \theta$ に
ついて整理すると、

$$\left. \begin{aligned} A \tan^3 \theta + B \tan^2 \theta + D \tan \theta + E &= 0 \\ A &= \ell (1 - c^2) \\ B &= h_1 + t - c^2 (h_0 + t) + \frac{\ell (2c^2 - 1) + d + e}{m} \\ D &= \ell + \frac{2c^2 (h_0 + t)}{m} - \frac{c^2 \ell}{m^2} \\ E &= h_1 + t - \frac{\ell - d - e}{m} - \frac{c^2 (h_0 + t)}{m^2} \end{aligned} \right\} \dots (6)$$

となる。

(6)式を満足する θ が堤体下流面に接する角度で、その接点の位置 $p(x, y)$ は次式で表わされる。

$$\left. \begin{aligned} x &= \frac{\frac{1}{m} - \tan \theta}{2K} \\ y &= \frac{x + \ell - d - e}{m} - h_1 - h \end{aligned} \right\} \dots (7)$$

2) 放流管開水路底部面をバケット・カーブに接せしめる場合 (Case ②, 図-6 参照)。

この場合には、3通りの方法がある。

- 両曲線の間に直線を挿入する場合
- 両曲線を直接接続する場合
- 管路出口底面とバケット・カーブとを直線で接続する場合

今、aについて考えるとバケット・カーブは次式で表わされる。

$$\left. \begin{aligned} (x - O_x)^2 + (y - O_y)^2 &= R^2 \\ O_x &= h_2 \cdot m + d + R (\sqrt{1 + m^2} - m) + e - \ell \\ O_y &= h_2 - h_1 - h - R \end{aligned} \right\} \dots (8)$$

ここに、 O_x, O_y はバケット・カーブの中心 O 点の x および y 座標を表わす。

底面曲線終端 $P_1(x_1, y_1)$ 点とバケット・カーブ上の $P_2(x_2, y_2)$ 点とにおいて、それぞれの両曲線に接する直線式は(4)式より、

$$y = (2Kx_1 + \tan\theta)x - Kx_1^2 \quad \dots\dots\dots (9)$$

よって、(8)、(9)式を整理し、判別式にて x_1 について整理すると、

$$\left. \begin{aligned} Px_1^4 + Qx_1^3 + Sx_1^2 + Tx_1 + U &= 0 \\ P &= -K^2 \\ Q &= 4K^2 O_x \\ S &= 2K\{M + 2K(R^2 - O_x^2)\} \\ T &= 4K(R^2 \tan\theta - O_x M) \\ U &= R^2(1 + \tan^2\theta) - M^2 \\ M &= O_x \tan\theta - O_y \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (10)$$

となる。

また、バケット・カーブ上の接点 $P_2(x_2, y_2)$ は(8)、(9)式より整理すると次の通りである。

$$\left. \begin{aligned} x_2 &= \frac{O_x + (2Kx_1 + \tan\theta)(Kx_1^2 + O_x)}{1 + (2Kx_1 + \tan\theta)^2} \\ y_2 &= (2Kx_1 + \tan\theta)x_2 - Kx_1^2 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (11)$$

b の場合は、(11)式に $x_2 = x_1$ を代入し、(10)式とを同時に満足する $x_1, \tan\theta$ を求めればよい。

c の場合は、(10)式に $x_1 = 0$ を代入し、 $\tan\theta$ が求められる。

以上の解法によって、本ダムの傾斜角を計算する。

$$h_0 = 52.0 \text{ m} \quad h_1 = 55.0 \text{ m} \quad h_2 = 92.0 \text{ m} \quad d = 4.5 \text{ m}$$

$$e = 0.6 \text{ m (リセス)} \quad R = 30.0 \text{ m} \quad m = 0.76 \quad c = 0.95$$

$$t = 2.0 \text{ m (管路出口断面高を } 4.0 \text{ m と仮定する)}$$

$$\ell = 10.0 \text{ m (構造上の必要水平長 } 8.0 \text{ m に、テンター・ゲートの円弧による水平長を加える)}$$

各 Case についての計算結果を整理すると、

Case	θ	x_1 (m)	y_1 (m)	x_2 (m)	y_2 (m)
①	14° 39'	100.9	79.5		
②	a 10°	48.5	20.6	62.1	29.7
	b 8° 17'	62.0	28.6		
	c 22° 39'				

①については、水叩き底面より低い位置で接するため不適当、②については、傾斜角 θ は

$8^{\circ}17' \leq \theta \leq 22^{\circ}39'$ の範囲で採用できるが、なるべく θ の値は小さい方がよいから、最小値 $8^{\circ}17'$ (この場合には、開水路底面とバケット・カーブとは直接に接し、その間に直線区間がない。)に多少の余裕を見込んで $\theta = 10^{\circ}$ とし、両曲線の間に直線区間を設ける。

3. 所要断面積の算定

放流管の流量条件

- 1) 制限水位 E.L. 290.0 m で $800 \text{ m}^3/\text{s}$ を放流できること。
- 2) 貯水位 E.L. 310.0 m で $1,350 \text{ m}^3/\text{s}$ を放流できること。

次式により放流管出口の所要断面積 A_s を求める。

$$A_s = \frac{Q}{nc \sqrt{2gH}} \dots\dots\dots (12)$$

ここに、 Q : 放流量

n : 門数

c : 流量係数 (既設ダムの実験結果より $c = 0.95$ と仮定する)

g : 重力の加速度

H : 貯水頭 (出口中心標高と貯水位との標高差)

計算結果は次表の通りである。

貯水位 (E.L. m)	必要放流量 (m^3/s)	所要断面積 (m^2)	1門当りの所要断面積 (m^2)
290.0	800	42.11	10.53
310.0	1,350	50.50	12.63

放流管断面は、経済性から角形断面とし隅取円は呑口で方形断面積の 0.5%, ベルマウス終端で 4.0% の $\frac{1}{4}$ 円を用い、直管上面はベルマウス終端と同円にし、下面は出口ゲート部で 0 になるように円半径を直線的に減らす。

4. 管出口断面形状の決定

出口断面の高さ $a_s = 3.80 \text{ m}$, 幅 $b_s = 3.60 \text{ m}$ (縦横比 = 1.05) と仮定すれば、

$$A = 0.96 a_s \cdot b_s = 13.13 \text{ m}^2 > 12.63 \text{ m}^2$$

よって、 $a_s = 3.80 \text{ m}$, $b_s = 3.60 \text{ m}$ とする。

5. 直管始端断面の決定

管内に負圧を発生させないためには、直管部の断面積を下流に向って小さくする必要がある。ところが、出口断面は前項において決まったから、直管始端断面を拡げることになる。

そこで、直管の始端と出口との間にベルヌーイの定理を適用し、整理すると次式のようなになる。

$$A_s = A_s \sqrt{\frac{\{(H_s + Z_s)(1 + f_s) - H_s(f_s + \lambda \frac{L_s}{4R_s})\}}{H_s}} \dots\dots\dots (13)$$

ここに、 A_0 ：直管始端断面積 (m^2)

A_0 ：出口断面積 (方形断面として、 $A_0 = 13.68m^2$)

H_0 ：最低貯水頭 (19.71 m)

f_0 ：呑口損失係数 (0.05)

λ ：摩擦抵抗係数 (新管 0.012)

R_0 ：出口動水深 (0.924)

L ：直管の長さ ($4.0 \text{ Cosec } 10^\circ \doteq 4.1 \text{ m}$)

Z ：直管始端断面と出口断面との標高差 ($4.0 \tan 10^\circ \doteq 0.7 \text{ m}$)

この計算結果

$$A_0 = 14.01m^2$$

今、直管始端断面を高さ $a_0 = 4.0 \text{ m}$ 、幅 $b_0 = 3.6 \text{ m}$ とすれば、

$$A_0' = a_0 \cdot b_0 = 14.4 > A_0$$

よって、 $a_0 = 4.0 \text{ m}$ 、 $b_0 = 3.6 \text{ m}$ (縦横比 = 1.1) とする。

6. ベルマウス形状の決定

水平放流管におけるベルマウスの形状は、次の楕円曲線式を用いる。

$$\frac{X^2}{D^2} + \frac{Y^2}{\left(\frac{D}{4}\right)^2} = 1 \quad \dots\dots\dots (14)$$

ここに、 D ：ベルマウス終端の一辺長

傾斜放流管の場合は、(14)式をベルマウス底面形状とし、ベルマウス上、側面の形状はベルマウス長がすべて等しくなるようにし、かつ呑口部が堤体上流面に接するようにする。

1) ベルマウス下面形状

$$\frac{X^2}{(3.600)^2} + \frac{Y^2}{(0.900)^2} = 1$$

を用いる。

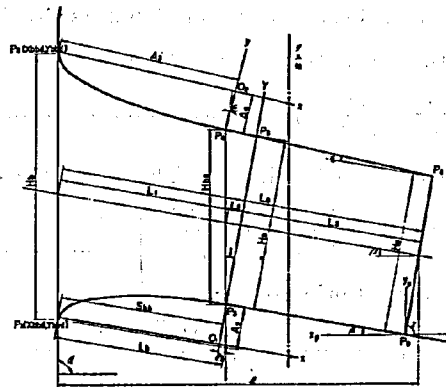
ベルマウス下面の楕円曲線と堤体上流面との接点 $P_1 (X_{b1}, Y_{b1})$ は (図-7 参照)、次のベルマウス曲線式と堤体上流面式、

$$\frac{X^2}{A_1^2} + \frac{Y^2}{A_2^2} = 1 \quad \dots\dots\dots (15)$$

$$X = Y \cdot \tan \delta + S_{b1} \quad \dots\dots\dots (16)$$

ここに、 $\delta = 90^\circ - (\alpha + \beta)$

図-7 放流管側面形状記号図



S_{11} : X軸と堤体上流面との交点のX座標

(15), (16)式を整理し, 判別式にて整理すると,

$$Y_{111} = \frac{-A_2^2 \cdot S_{11} \cdot \tan \delta}{A_1^2 + A_2^2 \cdot \tan^2 \delta} = -\frac{A_2^2 \cdot \tan \delta}{S_{11}} \quad (17)$$

$$X_{111} = \tan \delta \cdot Y_{111} + S_{11} \quad (18)$$

$$S_{11} = -\sqrt{A_1^2 + A_2^2 \cdot \tan^2 \delta} \quad (19)$$

また,

$$\left. \begin{aligned} \ell_1 &= (A_2 - Y_{111}) \cdot \tan \delta \\ L_1 &= L_1 = -X_{111} - \ell_1 \\ L_2 &= -\frac{H_0}{2} \cdot \tan \delta \\ L_3 &= \ell_1 \cdot \sec \beta - L_1 - L_2 \end{aligned} \right\} \quad (20)$$

そこで, 本ダムの資料を上式に代入すると次の通りである。

$$\begin{aligned} S_{11} &= -3.60 \text{ m} & Y_{111} &= -0.04 \text{ m} & X_{111} &= -3.60 \text{ m} & \ell_1 &= -0.17 \text{ m} \\ L_1 &= L_1 = 3.76 \text{ m} & L_2 &= 0.34 \text{ m} & L_3 &= 4.03 \text{ m} \end{aligned}$$

2) ベルマウス上面形状

上面と管中心軸線との傾斜角 (ε°) は次式で表わされる。

$$\begin{aligned} \cos \varepsilon &= \frac{L_3}{\sqrt{(H_0 - H_1)^2 + L_3^2}} \\ \sin \varepsilon &= \sqrt{1 - \cos^2 \varepsilon} \end{aligned}$$

ベルマウス下流端 H_{11} 長さは,

$$H_{11} = H_0 \cdot \frac{\sin(90^\circ + \varepsilon)}{\cos(\varepsilon - \delta)} \quad (21)$$

ベルマウス上面の原点 O_2 の座標 (O_1 を原点とした X, Y 軸) は,

$$O_x = H_{11} \cdot \sin \delta + A_4 \cdot \sin \varepsilon$$

$$O_y = H_{11} \cdot \cos \delta + A_4 \cdot \cos \varepsilon + A_2$$

ここに, A_4 : 流れの均一性を高めることから, 下面の短径 A_2 と同じにする。

今, O_2 を原点とするベルマウス上面曲線式,

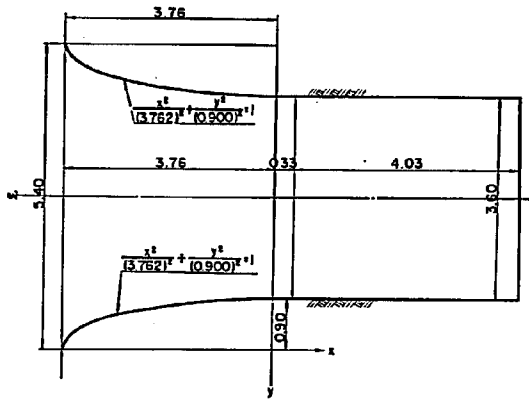
$$\frac{x^2}{A_3^2} + \frac{y^2}{A_4^2} = 1 \quad (22)$$

を原点 O_1 に移し, 堤体上流面(15)式との接点 $P_2(X_{111}, Y_{111})$ および A_3 は次のようになる。

$$\left. \begin{aligned} Y_{111} &= \frac{A_4^2 \alpha' \beta' + A_3^2 r' \delta'}{A_4^2 \alpha'^2 + A_3^2 r'^2} \\ X_{111} &= \tan \delta \cdot Y_{111} + S_{11} \end{aligned} \right\} \quad (23)$$

$$A_3 = \frac{\sqrt{(\alpha' \delta' - \beta' r')^2 - A_4^2 \alpha'^2}}{r'} \quad (24)$$

図-8(b) 放流管平面図



	x_r	y_r	標高(EL. m)
P_0	0	0	267.72
P_1	7.67	0.40	268.12
P_2	7.67	6.52	274.24
P_3	3.97	0.70	268.42
P_4	3.97	4.80	272.51
P_5	3.27	4.64	272.36
P_6	-0.66	4.74	271.46

8. 高圧ゲートの位置と寸法

放流管の主ゲートは、偏心圧着方式のテンター・ゲートを採用し、ゲート半径を既設ダムの実績から $R = 6.0 \text{ m}$ と仮定する。

ゲートピンの位置は底面に平行な水面上 1.6 m に設けた。

図-9において、それぞれの長さ、

角および座標値（ゲートピンO点を原点とする）は次の通りである。

$$OG_2 = 1.60 \text{ m}, \quad R = 6.00 \text{ m}$$

$$\beta = 10^\circ \quad \overline{P_0 P_6} = 3.80 \text{ m}$$

$$\overline{P_0 C_0} = \frac{\overline{P_0 P_6}}{2} = 1.90 \text{ m}$$

$$L_1 = \overline{P_0 C_0} \sin \beta = 0.33 \text{ m}$$

$$L_2 + L_3 = (\overline{P_6 G_2} + \overline{G_2 G_4}) \cos \beta$$

$$= 5.97 \text{ m}$$

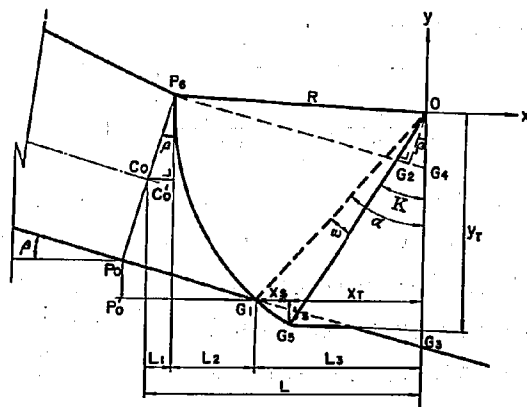
$$L = L_1 + L_2 + L_3 = 6.30 \text{ m}$$

$$\overline{OG_3} = (\overline{OG_2} + \overline{P_0 P_6}) \sec \beta = 5.48 \text{ m}$$

$$L_2 = 2.46 \text{ m}, \quad w = 2.39 \text{ m}, \quad x_r = 3.31 \text{ m}, \quad y_r = 5.01 \text{ m}, \quad x_s = 0.21 \text{ m},$$

$$y_s = 0.14 \text{ m}, \quad \alpha = 35^\circ 50', \quad K = 33^\circ 27'$$

図-9 高圧ゲート部形状図



9. 隅取円弧半径の算定

隅取円は、呑口で方形断面積の 0.5%，ベルマウス終端で 4.0% の $\frac{1}{4}$ 円を用い、直管上面はベルマウス終端と同円にし、下面は出口ゲート部で 0 になるように円半径を

点	x	y	標高(EL. m)
O	0	0	272.03
G1	-3.51	-4.86	267.17
G5	-3.51	-5.00	267.03

直線的に減らすと、次の通りである。

$$R_1 = 0.44 \text{ m}, \quad R_2 = R_3 = R_4 = 0.83 \text{ m}, \quad R_5 = 0.37 \text{ m}$$

ここに、 R_1 : ベルマウス始端断面の隅取半径

R_2 : ベルマウス終端断面の隅取半径

R_3 : 直管部始端断面の隅取半径

R_4 : 直管部上面の隅取半径

R_5 : 直管部終端直截断面下部の隅取半径

10. 放流管の放流能力

管内形状が決まったので、次式によって放流能力を求める。

$$Q = n \cdot c \cdot a_s \cdot \sqrt{2gH} \quad \dots\dots\dots \textcircled{10}$$

ここに、 Q : 放流量

n : 門数 (4 門)

c : 流量係数 ($c = 0.95$ と仮定する)

a_s : 出口断面積 ($a_s = 13.328 \text{ m}^2$)

H : 貯水頭

計算結果を整理すると、

貯水位 (EL. m)	H (m)	1 門 当 り 放流能力 (m^3/s)	4 門 当 り 放流能力 (m^3/s)	必要放流量 (m^3/s)
290.0	20.51	253.9	1,015.6	800
310.0	40.51	356.8	1,427.2	1,350
323.0	53.51	410.1	1,640.4	

よって、放流条件を充分満足している。

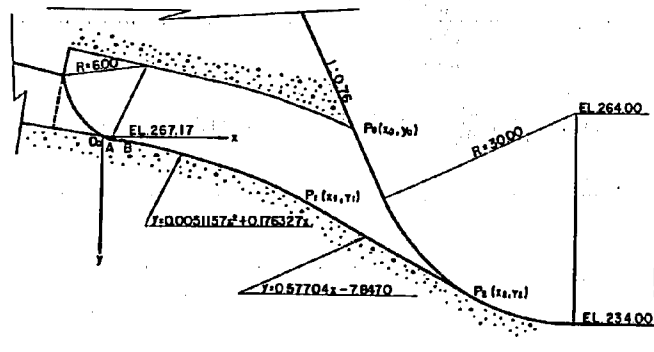
11. 開水路部の形状

1) 底面形状

底面形状は、ゲート・シールを原点として自由落下軌道曲線および直線にて与える (図-6 参照)。

図-10 において、底面形状の座標値は次表の通りである。

図-10 開水路部底面形状図



また、開水路幅は主ゲートを偏心圧着方式にて操作を行なうため、両側面 20 cm 拡げて 4.0 m とする。

x (m)	y (m)	x (m)	y (m)	備 考
0	0	20	5.57	$y = 0.0051157 x^2 + 0.176327 x \dots\dots (29)$
0.21 (A点)	0.14	22	6.36	
0.79 (B点)	0.14	24	7.18	
2	0.37	26	8.04	
4	0.79	28	8.95	
6	1.24	30	9.89	
8	1.74	32	10.88	
10	2.28	34	11.91	
12	2.85	36	12.98	
14	3.47	38	14.09	
16	4.13	39.17	14.75	$y = 0.57704 x - 7.8470 \dots\dots\dots (30)$
18	4.83			
40	15.23	55	23.89	
45	18.12	60	26.78	
50	21.01	64.12	29.15	

2) 上面形状

Ⅱ型放流管の開水路部は、高速流による空気混入によって水脈の隆起が考えられる。このために、開水路始端断面高を管路出口断面の 1.5 ～ 2.0 倍、縦断形状を底面曲率半径の 1.5 ～ 2.0 倍の曲率をもつ曲線とし、下流に向って断面高を高くする必要がある。

曲率半径は次式で表わされる。

$$Rd = \frac{\left\{ 1 + \left(\frac{dy}{dx} \right)^2 \right\}^{\frac{3}{2}}}{\frac{d^2 y}{dx^2}} \dots\dots\dots (31)$$

ここに、 $\frac{dy}{dx}$ 、 $\frac{d^2 y}{dx^2}$: 曲線の微係数で、自由落下軌道曲線式(4)より

$$\frac{dy}{dx} = 2Kx + \tan \theta \dots\dots\dots (32)$$

$$\frac{d^2 y}{dx^2} = 2K \dots\dots\dots (33)$$

これによると、 R_d は下流になるほど大となるため、自由落下軌道曲線の下流端の R_d をとると、大きい開水路断面となり、構造上好ましくない。よって、開水路始端の R_{d1} と自由落下軌道曲線の下流端の R_{d2} との平均値を、底面の曲率半径 R_{dm} とすると、

$$R_{d1} = 102.3 \text{ m} \quad R_{d2} = 150.4 \text{ m}$$

$$R_{dm} = 126.4 \text{ m}$$

そこで、開水路始端の断面高を管路出口断面高の 1.5 倍、縦断面曲線を R_{dm} の 1.5 倍とし、図-11において管路出口直載断面下部 (P_0) を原点とし、上面形状および堤体下流面との交点 $P_3 (x_3, y_3)$ を求めると次の通りである。

$$Cd = 1.5 \overline{P_0 P_3} = 5.70 \text{ m}$$

$$Ru = 1.5 R_{dm} = 190.0 \text{ m}$$

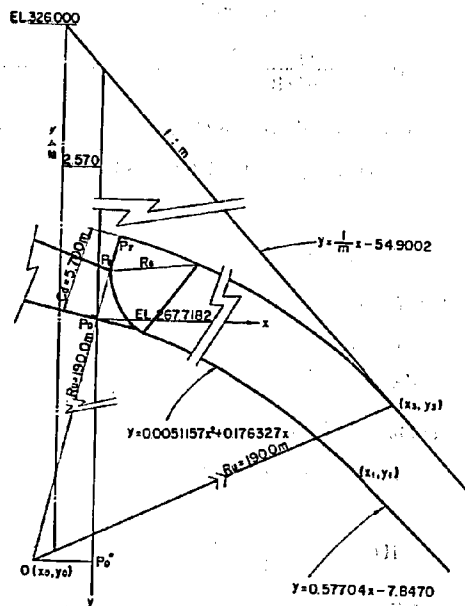
上面形状の円方程式

$$(x + 32.00)^2 + (y - 181.50)^2 = (190.0)^2 \quad \dots\dots\dots (34)$$

P_3 の座標

$$P_3 (x_3 = 49.07 \text{ m}, y_3 = 9.67 \text{ m (EL. 258.05 m)})$$

図-11 開水路部上面形状図



§ 2. 越流部の設計

1. 設計条件

- 1) 放流能力は、放流管と合せて設計洪水流量および異常洪水流量を確保する。
- 2) 5 径間 (1 径間 11.0 m)、ピア幅 4.0 m とし、越流部総幅を 71.0 m とする。
- 3) ピア張出し (ダム軸基準) を 7.5 m とする。
- 4) クレスト・ゲートはテンター・ゲートを採用する。
- 5) 天端標高を EL. 326.0 m とする。

2. クレスト敷高の設定

クレスト敷高は、設計洪水水位 EL. 323.0 m において設計洪水流量 4,400 m³/s を放流でき、かつ、設計洪水水位に余裕高を加えたものが、天端標高 EL. 326.0 m 以下になるように設計する必要がある。

設計洪水流量における越流部の放流量は、放流管の流量 (§ 1.10 参照) を差し引いた流量となる。

よって、

$$Q_c = 4,400 - 1,640 = 2,760 \text{ m}^3/\text{s}$$

越流水深は次式より求める。

$$H = \left\{ \frac{Q_c}{n \cdot C \cdot B} \right\}^{2/3} \dots\dots\dots (35)$$

ここに、 n ：怪間数（5怪間）

Q_c ：放流量（2,760 m³/s）

C ：越流係数（既応の実験結果より2.0と仮定する）

B ：1怪間の幅（11.0 m）

その結果、

$$H = 8.58 \text{ m}$$

となる。

余裕高の設計は次式にて求めると（ダム設計基準参考）

$$H_{t1} \geq \Delta h + \left(h_w \text{ または } \frac{h_s}{2} \right) + h_a + h_i \dots\dots\dots (36)$$

$$H_{t2} \geq h_w + \frac{h_s}{2} + h_a + h_i \dots\dots\dots (37)$$

ここに、 Δh ：異常洪水流量放流のための水位上昇（1.08 m）

h_w ：風 波（0.95 m）

h_s ：地震波浪（0.7 m）

h_a ：洪水吐操作上の不慮の事故による水位上昇（0.5 m）

h_i ：ダムの種類および重要度による加算値（0 mに考えた）

その結果、

$$H_{t1} \geq 2.52 \text{ m} < 3.0 \text{ m}$$

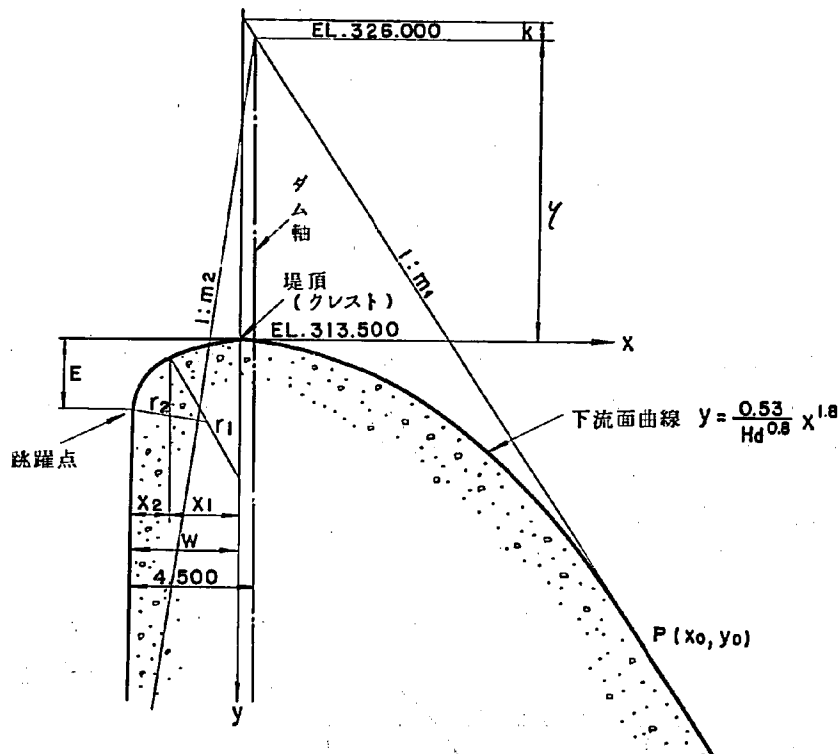
$$H_{t2} \geq 1.80 \text{ m} < 3.0 \text{ m}$$

よって、クレスト敷高は設計洪水水位 EL. 323.0 m から 8.58 m 下った標高となるが、余裕を見込んで $H = 9.5 \text{ m}$ とし、クレスト敷高を EL. 313.5 m とする。

3. 越流面形状

一般に越流面形状は、ランドルフおよびハロルドの形状が採用されており、本ダムではランドルフの標準型越流面形状（図-12 参照）を採用する。

図-12 標準型越流面形状記号図(ランドルフ)



$$\left. \begin{aligned} y &= \frac{0.53}{H_d^{0.8}} x^{1.8}, & x_2 &= 0.1068 H_d \\ W &= 0.2868 H_d, & r_1 &= 0.50 H_d \\ E &= 0.13254 H_d, & r_2 &= 0.20 H_d \\ x_1 &= 0.18 H_d, \end{aligned} \right\}$$

ここに、 H_d ：設計水頭

H_d は、堤体下流面と堤体上流面とにランドフル曲線式が内接するという条件から、

$$H_d = \frac{-4.500 \left(\frac{1}{m}\right) - 13.000}{0.58924 \left(\frac{1}{m}\right)^{2.25} - 1.06063 \left(\frac{1}{m}\right)^{2.25} - 0.287 \left(\frac{1}{m}\right)}$$

ここで、 $m=0.76$ を代入すると、

$$H_d = 14.72 \text{ m}$$

となる。

Hd を式に代入すると次の通りである。

$$y = 0.06166x^{1.8}$$

$$W = 4.22m, \quad E = 1.95m$$

$$X_1 = 2.65m, \quad X_2 = 1.58m$$

$$r_1 = 7.36m, \quad r_2 = 2.94m$$

また、堤体下流面との接点 $P(x_0, y_0)$ は、

$$P(x_0 = 22.00m, y_0 = 16.08m (EL. 297.42m))$$

である。

4. テンター・ゲートの位置と寸法

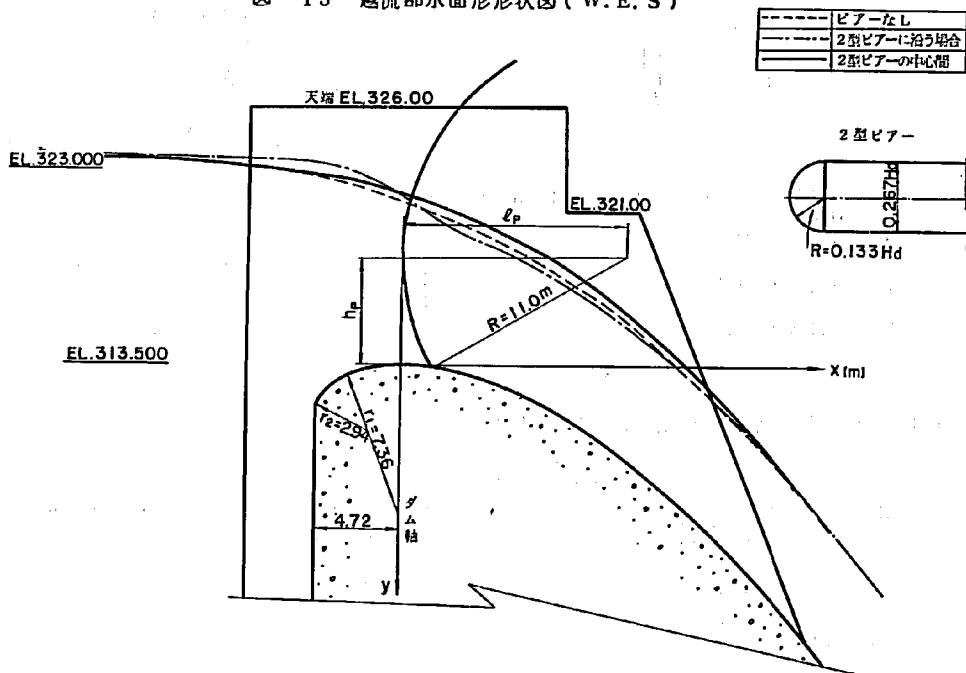
堤頂構造物は設計洪水の水面より少なくとも $1.5m$ 以上の余裕がなければならない(ダム設計基準)。

ゲート・ピンの位置は、W.E.S.における越流水脈の実験結果を適用した形状(図-13 参照)

および既設ダムテンター・ゲートの寸法(表-2 参照)から次のように決めた。

$$\frac{h_p}{H} = 0.50, \quad \frac{\ell_p}{R} = 1$$

図-13 越流部水面形状図(W.E.S.)



ここに、 h_p : クレストからピンま

での垂直距離

H_{max} : 最高水深 (10.58 m)

ℓ_p : クレストからピンま

での水平距離

R : ゲート半径 (11.0 m)

よって、 $h_p = 5.29$ m, $\ell_p = 11.0$ m,

ゲート・ピン標高 E.L. 318.79 m とする。

5. 越流部の放流能力

越流部の放流量は次式を用いる。

$$Q = n \cdot C' \cdot B \cdot H_0^{3/2}$$

$$C' = C \left\{ 1 - M_4 \left(\frac{H_0}{H_d} \right) \right\}^{1/2}$$

$$C = 1.704 \left\{ 1 + 0.704 \left(\frac{H_0}{H_d} \right)^{1/2} \right\}$$

$$M_4 = 0.0756 \left(\frac{H_d}{B} \right)^{1/2} \left\{ \frac{1}{n} \right.$$

$$\left. + 1.465 \left(\frac{n-1}{n} \right) \left(\frac{b}{s} \right)^{1.7} \right\}$$

ここに、 Q : 放流量

n : 径間数

C' : 橋脚、橋台の影響を考慮した流量係数

B : 1 径間当りの径間幅 (11.0 m)

H_0 : 堤頂を基準面とする越流水頭

C : 橋脚、橋台の影響を受けない二次元流れに対する標準型越流頂の流量係数

M_4 : 設計水頭時の流量係数における橋脚、橋台の影響を考慮した補正係

H_d : 設計水頭

b : 橋脚幅 (4.0 m)

s' : 越流頂から橋脚先端までの水平距離

s : ダム前面から橋脚先端までの突き出し長さ (3.0 m)

L : 越流頂とダム前面との水平距離 (4.22 m)

よって、設計洪水位 E.L. 323.0 m での放流量は次の通りである。

表-2 既設テンター・ゲートの位置と寸法

D (m)	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
棕梨川	9.50	11.00	4.00	1.16	0.42
浜田	7.00	7.00	3.50	1.00	0.50
布郡	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
畑薙	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
大滝	10.00	11.00	5.29	1.05	0.50

貯水位	越流部流量	放流管流量	合流量	必要流量
EL. 323.0 m	3,219 m ³ /s	1,640 m ³ /s	4,859 m ³ /s	4,400 m ³ /s

よって、放流条件は確保される。

6. 導流壁高の決定

堤体導流部の水位は、急こう配水路における不等流計算を行なって求めた。(米国開拓局で用いられている計算図表を適用して概算値を求めた)

高速流による空気混入量の算定は、次のGumensky (ガメンスキ)式を用い、

$$m = \frac{1}{200} \cdot \frac{v^2}{gh} \quad \dots\dots\dots (41)$$

ここに、m : 混入空気量と水量との比

v : 平均流速

h : 純水深

空気混入水流の見掛け水深(空気の混入によってふくれ上がった水深) h' は、次の関係式によって求めた。

$$h' = \frac{q'}{v} = \frac{(1+m)q}{v} = \frac{q}{v} + \frac{v^2}{200g} \quad \dots\dots\dots (42)$$

ここに、q' : 空気混入による単位幅当りの見掛け流量

q : 単位幅当りの流量

そこで、計算断面を越流部クレスト曲線終端(EL. 300 mとする)、導流壁終端(EL. 260 mとする)およびその中間(EL. 280 mとする)にとって、設計洪水流量および異常洪水流量について水深を求めると次の通りである。

断面 水深	設計洪水流量			異常洪水流量		
	EL. 300 m	EL. 280 m	EL. 260 m	EL. 300 m	EL. 280 m	EL. 260 m
h	2.55	1.45	1.20	3.20	1.80	1.55
h'	2.75	1.75	1.70	3.40	2.15	2.10

これによると、EL. 300 m付近の水深が最も大きい。よって、導流壁高はこの水深に導流壁沿いの水面隆起などに対する余裕を加えて4.5 mとする。また、既設ダムの実態は表-3の通りである。

表-3 越流面導流壁高の実施例

D. 名	H _{max} (m)	h _v (m)	下流面勾配	h _v (m)	h _v /H _{max}	h _v /H _{max} (%)
我 谷	9.50	5.00	1:0.77	8.20	86	53
四十四田	12.00	7.90	1:0.8	11.04	92	66
上 市 川	5.60	3.00	1:0.8	4.80	86	54
市 房	15.30	6.50	1:0.78	10.57	69	42
笠 掘	10.50	5.00	1:0.8	8.00	76	48
棕 梨 川	9.50	4.50	1:0.79	7.26	76	47
浜 田	7.00	4.00	1:0.75	6.67	95	57
品 木	6.20	4.00	1:0.8	6.40	103	65
横 山	12.30	6.00	1:0.8	9.60	78	49
鶴 田	13.50	7.00	1:0.79	11.29	83	52
小 瀬 川	10.10	5.50	1:0.75	9.17	90	54
井 川	11.00	5.00	1:0.55	10.37	94	45
大 野	10.70	5.00	1:0.76	8.26	77	47
園 原	7.00	3.00	1:0.78	4.88	69	43
五 郷	11.00	3.20	1:0.78	5.20	47	29
三 瀬 谷	16.15	-	1:0.78	10.50	65	-
神 浦	7.50	4.00	1:0.8	6.40	85	53
大 滝	9.50	4.50	1:0.76	7.44	78	47

ここに、H_{max}：最大越流水深

h_v：導流壁高（越流面に垂直）

h_v：鉛直導流壁高

7. 放流管出口デフレクターの形状

デフレクターの機能は放流管の用途によって多少異なるが、一般的には次のような条件を満足すれば最良である。

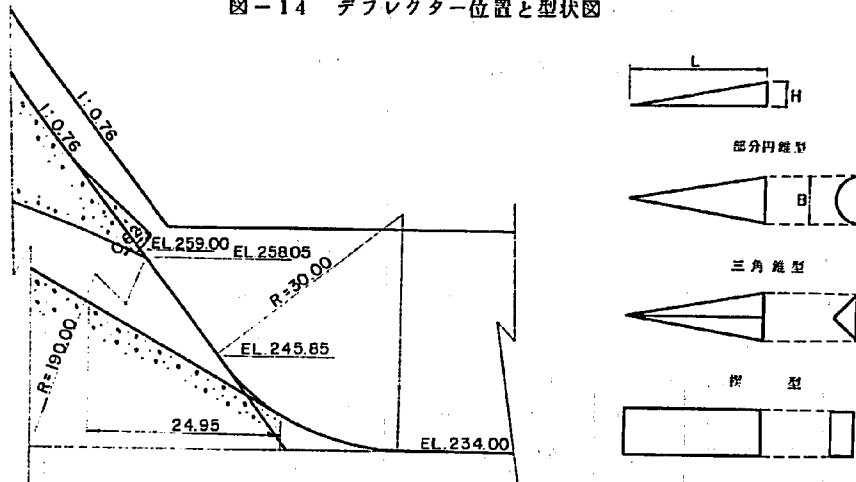
- (1) 越流部からの放流水によって放流管出口を閉塞しない。
- (2) 越流部からの放流水によって放流管トラフに衝撃を与えない。
- (3) 放流管出口上面部を構造的に厚くする。
- (4) 放流管と越流部との同時放流における水脈の乱れを防ぐ。

また、デフレクターの設置によって生ずる次のような弊害は避けなければならない。

- (1) 水叩き内の流況が不均一になること。
- (2) デフレクターによる飛散水脈が導流壁に直撃すること。

本デフレクターの具体的型状としては、図-14に示されるようにデフレクター下端をEL. 259.0m

図-14 デフレクター位置と形状図



として部分円錐型、楔型および三角錐型の3種を考え実験による比較検討の上決定する。

一般的にデフレクターの寸法は、放流管出口幅およびデフレクター設置部における越流水脈厚さ(h')を基に設定される。

そこで、EL. 259 mの越流水深 h' は前項の EL. 260 mの計算値を用いると

$$h' = 2.10 \text{ m}$$

となる。

よって、鶴田ダムの実績からデフレクターの各々寸法は次の通りである。

$$\text{デフレクター高} \quad H = \frac{1}{2} h' \div 1.0 \text{ m}$$

$$\text{" 幅} \quad B = 1.2 B_0 = 4.8 \text{ m}$$

$$\text{" 長} \quad L = 3 B = 14.4 \text{ m}$$

(但し、 B_0 : 放流管出口幅 4.0 m)

§ 3. 減勢工の設計

1. 設計条件

1) 減勢処理方法は跳水型減勢工とする。

2) 減勢工設計対象流量は $2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ とする。

3) 水叩き幅は 71.0 m とする。

4) 導流壁の傾斜は3分とする。

2. 水叩き内の水理計算

水叩き内に突入する射流水深 h_1 (図-15 参照) は次式によって近似的に求められる。

$$h_1 = \frac{Q}{C B \sqrt{2gH}} \dots\dots\dots (44)$$

ここに、Q：放流管からの流れは水叩き内で不均等になるので、減勢工設計対象流量 2,000 m^3/S に対して、計算では割増して 2,400 m^3/S とする。

B：水叩き幅 (71.0 m)

H：設計洪水位と水叩き面との標高差 (89.0 m)

C：流量係数 (0.90)

その結果

$$h_1 = 0.84 \text{ m}$$

また、跳水現象における共役下流水深 (h_1) は次式にて求められる。

$$h_1 = \frac{h_2}{2} (\sqrt{1 + 8F_1^2} - 1) \dots\dots\dots (45)$$

ここに、 F_1 ：跳水始端射流のフルード数

$$F_1 = \frac{v_1}{\sqrt{g h_1}} = \frac{Q}{B \sqrt{g h_1^3}} \dots\dots\dots (46)$$

よって、

$$F_1 = 1.300, \quad h_1 = 15.10 \text{ m}$$

となり、自然下流水深 (h_2) が 15.10 m なければ、跳水現象が生じない。

ダム地点の自然下流水位は、ダム下流 400 m の堰尾取水堰 (越流幅 50.0 m, 越流頂標高 E.L. 238.3 m) に支配されるものと考え、

$$Z_2 + h_2 + \frac{Q^2}{2g A_2^3} = Z_1 + \frac{3}{2} h_c \dots\dots\dots (47)$$

ここに、 Z_2 ：水叩き面の標高 (E.L. 234.0 m)

h_2 ：水叩き部の下流水深

A_2 ：水叩き部の流積 (71.0 h_2)

Q：流量 (減勢工設計対象流量 2,000 m^3/s)

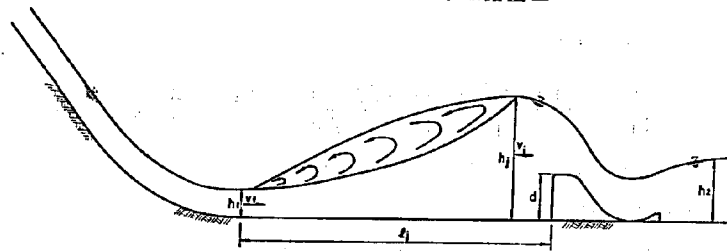
Z_1 ：取水堰頂の標高 (E.L. 238.3 m)

h_c ：取水堰上の限界水深

h_c は次式で表わされる。

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot B^2}} \dots\dots\dots (48)$$

図-15 跳水現象の水利諸量図



47), 48式より h_2 を求めると,

$$h_2 = 1.042 < h_1$$

となり, 自然下流水深では跳水が生じない。

そこで, 減勢補助構造物(シル)による強制跳水を利用する。

3. シルの形状

シルの形状としては, 鉛直, 階段および傾斜シルがあるが, 下流の河床侵蝕および堰尾取水堰への影響を考慮し, 鉛直もしくは階段シルを採用する。

シルの高さ(d)については, 多くの提案式が挙げられているが, 次の岩崎公式がそれらの平均値を示すので, これを適用する。

$$\frac{d}{h_1} = \frac{(1+2F_1^2)\sqrt{1+8F_1^2}-1-5F_1^2}{1+4F_1^2-\sqrt{1+8F_1^2}} - \frac{3}{2}F_1^2 \quad \dots\dots\dots (49)$$

その結果, シル高は $d = 8.32 \text{ m}$ となる。

4. シル設置位置

跳水長(ℓ_1)は, 一般に次式で表わされている。

$$\ell_1 = 4.5 \sim 5.0 h_1 \quad \dots\dots\dots (50)$$

ここに, h_1 : 跳水共役下流水深(15.10 m)

そこで, 経済性を考慮し, $\ell_1 = 4.5 h_1$ を適用すると,

$$\ell_1 = 68.00 \text{ m}$$

となる。よって, シルの設置位置は水叩き始端から 68.0 m とする。

第3章 実験項目と模型

§1. 実験項目

1. 放流管：放流能力、内部形状の検証および貯水位と放流量との関係資料を得るために次の実験を行なう。

- (1) 貯水位 — 放流量の測定
- (2) 管内圧力の測定
- (3) 開水路部水面形の測定

2. 越流部：放流能力、形状の検証および貯水位と放流量との関係資料を得るために次の実験を行なう。

- (1) 貯水位 — 放流量の測定
- (2) 越流面圧力の測定
- (3) 水面形の測定
- (4) デフレクター形状による流況

3. 減勢工：水叩きおよび補助構造物（シル）の水利機能を検討するため次の実験を行なう。

- (1) 水面形の測定
- (2) 圧力測定
- (3) 流況観測

§2. 模型

実験は、全体模型（ $S = 1/60$ ）と放流管抽出模型（ $S = 1/25$ ）によって実施した。

全体模型の製作範囲は、流入部、導流部および水叩きとし、木材を使用して表面ビニール塗料仕上とした。

放流管抽出模型は、鋳造製で圧力測定用のピエゾメーターを埋設し、テンター・ゲートから下流の開水路部は木製とした。

模型と原型との力学的相似はフルードの法則に従うものとして、各水理量の換算値を次表に示す。

諸 元	次 元	縮 率		
			全体模型	抽出模型
長さ、水深	L	$1/n$	$1/60$	$1/25$
時 間	T	$1/\sqrt{n}$	$1/7.746$	$1/5$
流 速	LT^{-1}	$1/\sqrt{n}$	$1/7.746$	$1/5$
流 量	$L^3 T^{-1}$	$1/n^{3/2}$	$1/27,886$	$1/3,125$
水 圧	$ML^{-1} T^{-2}$	$1/n$	$1/60$	$1/25$

第 4 章 放流管に関する実験

§ 1. 放流能力および貯水位と放流量との測定

1. 放 流 能 力

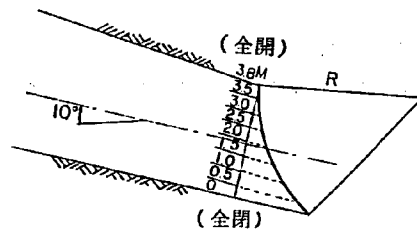
測定結果をまとめると次表のようになる。

貯 水 位	必要放流量 Q_F	実験値 Q_M	計算値 Q_A	$\frac{Q_M}{Q_F} \times 100$	備 考
EL 290.0 m	800 m^3/s	1,028 m^3/s	1,016 m^3/s	129	無害放流量
EL 310.0	1,350	1,468	1,427	109	計画最大放流量

この結果、設計条件は確保される。

2. 貯水位と放流量との測定

ゲートの各開度について貯水位と放流量との関係を測定した。ゲート開度は次図に示すように出口直裁断面下部を 0 とし、管軸に直角方向に 0.5 m 間隔とした。



測定結果を図-16、付表-1に示す。

また、測定結果からゲートの各開度における流量係数を次式によって求めた。

$$C = \frac{Q}{n \cdot A \sqrt{2gH}} \quad \dots\dots\dots 50$$

ここに、 C : 流量係数

Q : 流量 (m^3/s)

n : 門数 (4 門)

A : 放流管出口断面積 (m^2)

H : 放流管出口中心からの貯水頭 (m)

C と H との関係をゲート開度 a をパラメータにして表わすと、図-17 のようになる。

この結果によると、流出係数 C はゲート開度を断面高 (3.80 m) の $\frac{1}{2}$ にした時に最も小さくなる。

§ 2. 管内圧力の測定

1. 管 路 部

管内形状の適否を検証するため、図-18に示す上面、上部隅角面、側面、下部隅角面および下

図-16 放流管貯水位～流量関係曲線 (4門当り)

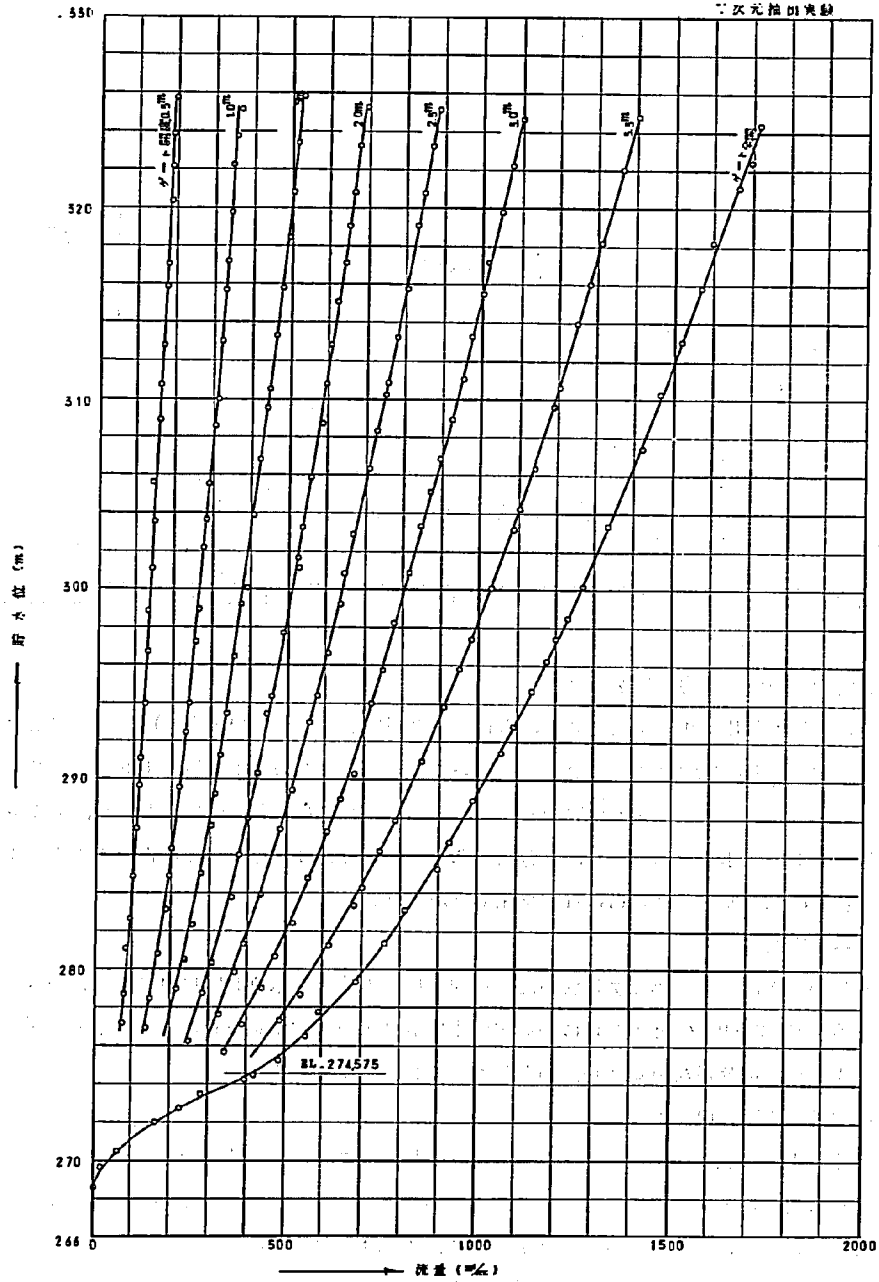
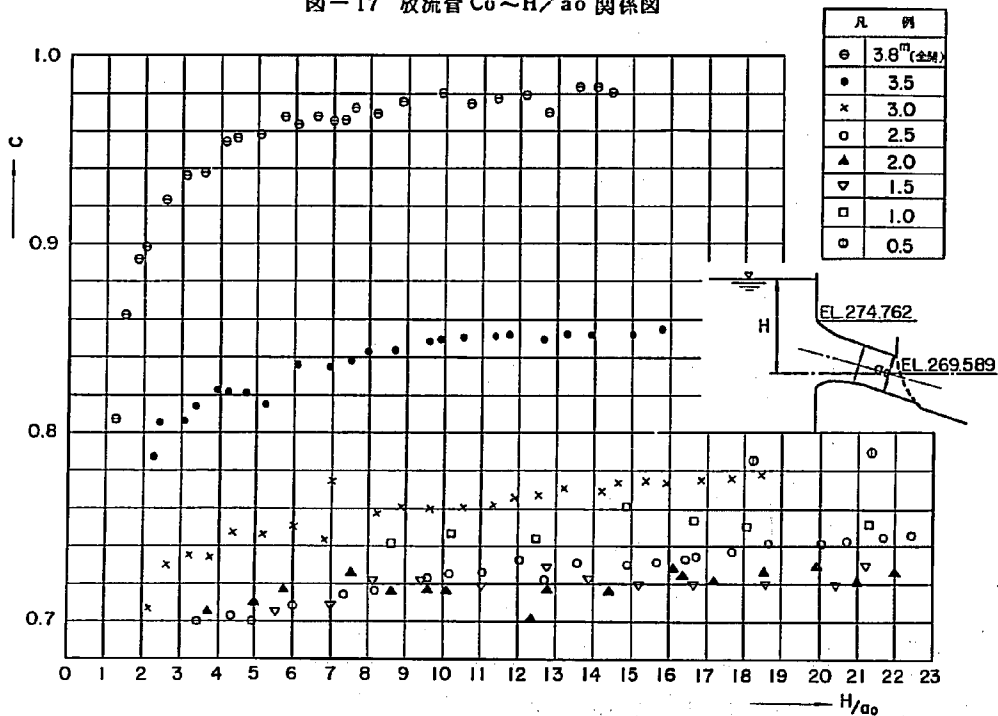


図-17 放流管 $C_u \sim H/a_0$ 関係図



面の5測線について圧力測定を行なった。

測定は、最も負圧が大きくなる最低貯水位（第2期制限水位 EL 290.0m）と最高貯水位（異常洪水時の貯水位 EL 324.0m）の2通りについて行なった。この結果を図-19、図-20に示す。

これによると、最低貯水位 EL 290.0m では上面隅角部の出口付近に負圧を生じ、 H/a_0 16が最大負圧値 -0.39m 水柱を示したが、許容値 -3.0m 以内であり、他の部分は正圧である。また、最高貯水位 EL 324.0m では管内に負圧を生じなかった。

2. 開水路部底面

開水路の底面は、下面ナップ形状が最も緩勾配になる最高貯水位 EL 324.0m と、急勾配になる最低貯水位 EL 290.0m との2種について開水路中央部の圧力測定を行なった。その結果、いずれも負圧を生ずる部分がないことが認められた。（付図-1参照）

§ 3. 開水路部水面形の測定

開水路上面形状およびゲート・ピンの位置を検証するため、開水路の水面形を測定した。水面隆起が最大となる開度、その付近の開度 10cm 間隔および全開について中央および側壁沿に実施した。この結果、管路（幅 3.6m）から開水路（幅 4.0m）に流入した水脈が側方に拡がり、側壁にあたって側壁沿に隆起するのが見られた。

図-18 放流管圧力測定点配置図

※ ベルマウス曲線形状

$$\text{上面} : \frac{X^2}{4.000^2} + \frac{Y^2}{0.900^2} = 1$$

$$\text{両側面} : \frac{X^2}{3.762^2} + \frac{Y^2}{0.900^2} = 1$$

$$\text{下面} : \frac{X^2}{3.600^2} + \frac{Y^2}{0.900^2} = 1$$

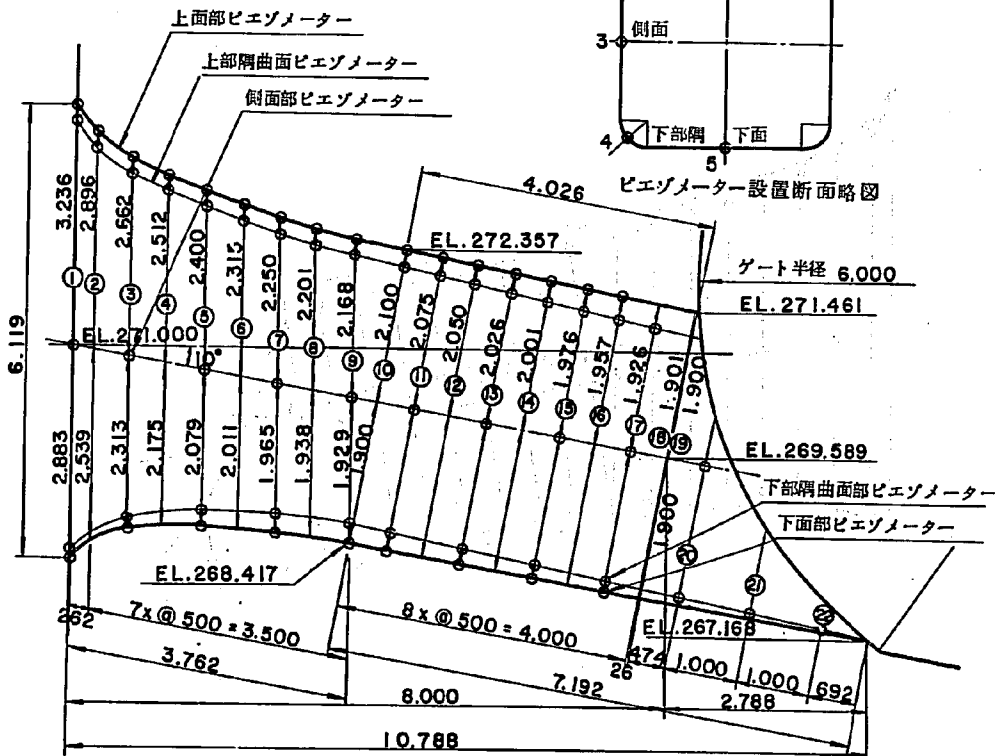
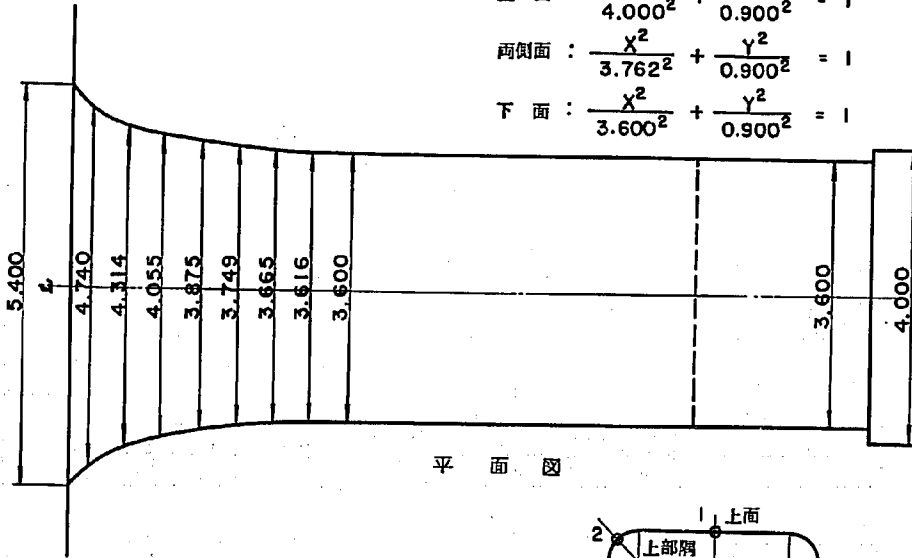
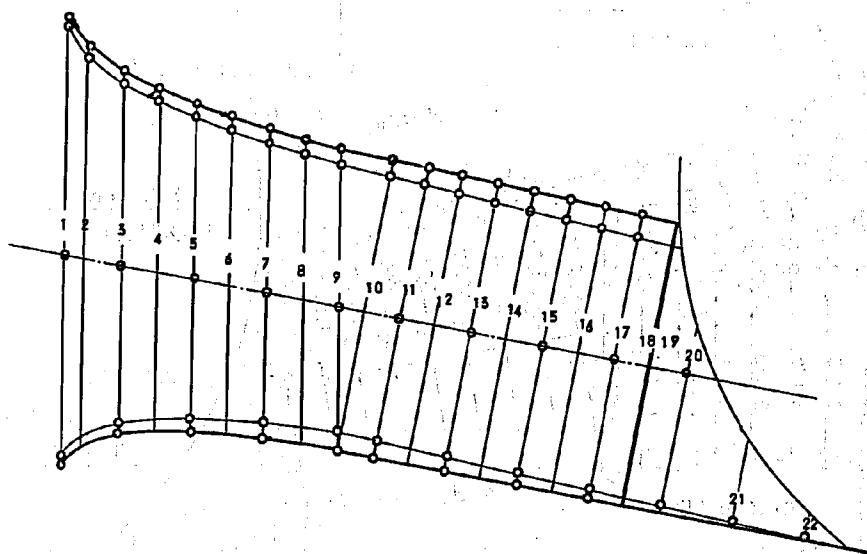
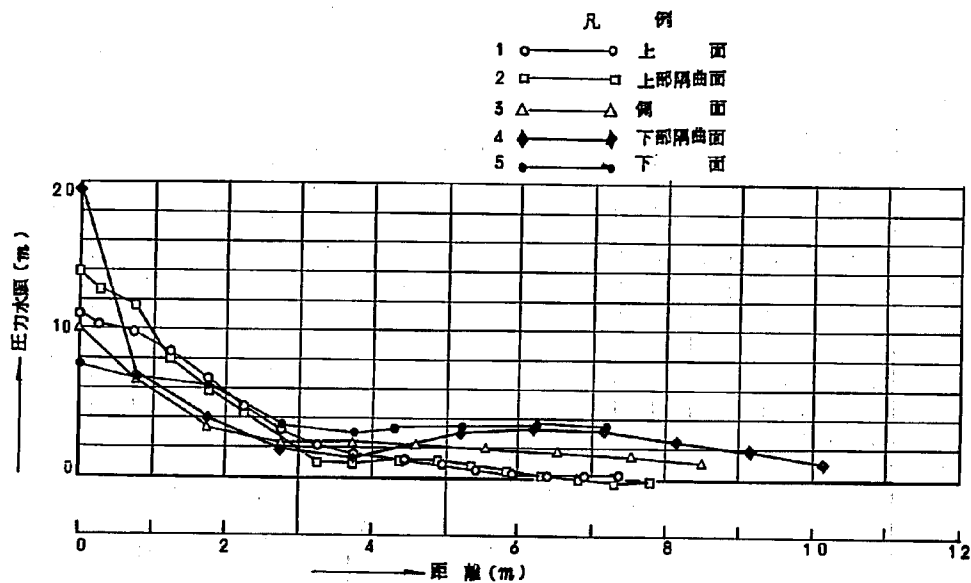
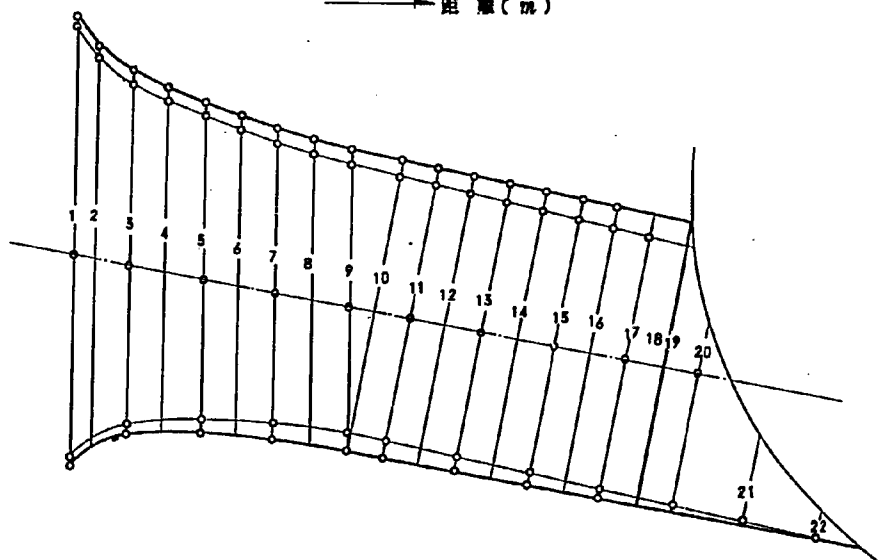
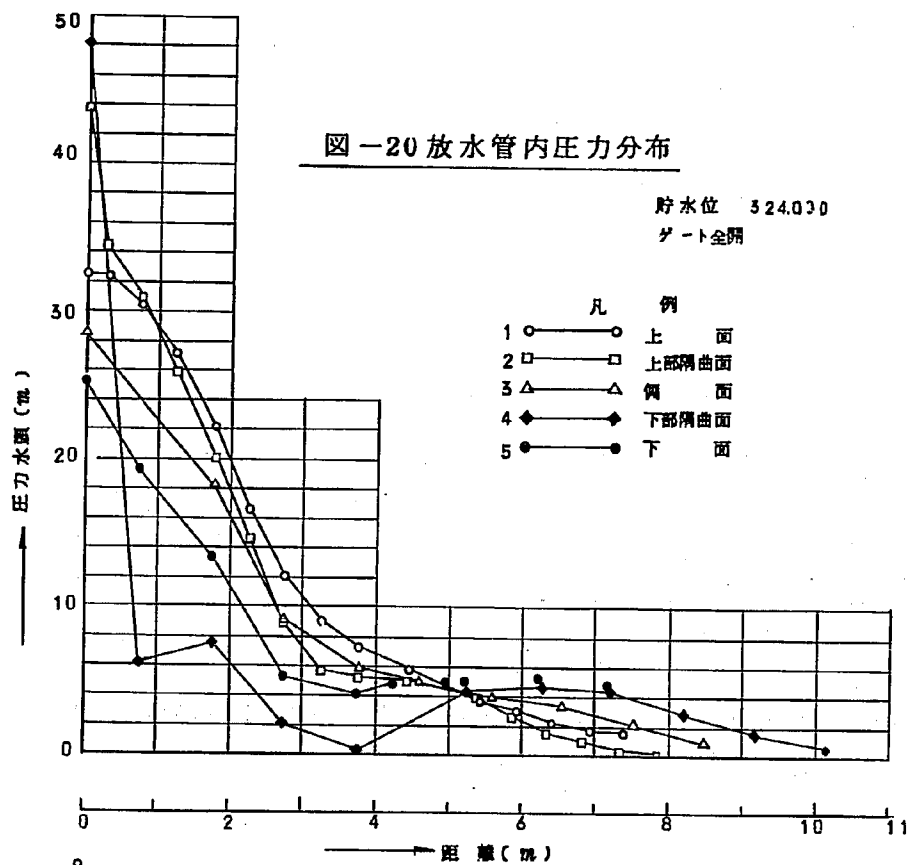


圖-19 放水管内压力分布

貯水位 29000mm

ゲート全開





水面隆起が最大を示すのは、開度 3.6 m (図-21 参照) の側壁沿で、上面からの間隔は 0.8 m まで近づいている。中央の水面形は全開の場合に最大となりゲート開度高にほぼ等しく、2.0 m 以上の余裕を残している。しかし、実際の流れは空気を多量に混入し、流積の増大が予想されるので、混入空気量を次式で求め、流積の増大による水面隆起を求めた。

$$\beta = 0.076 (F_1 - 1)^{0.85} \dots\dots\dots 52$$

ここに、 β : 需要空気量 (Q_a) と水流量 (Q_w) の比

F_1 : 放流管路出口におけるフルード数

空気の混入により隆起した水面は、横断方向に一樣な高さになるものと仮定し、中央部の水面形に空気混入分を加えた (次表参照)

ゲート開度	流 量	流 速	F_1	$\frac{Q_a}{Q_w}$	Q_a	Δh_a
3.80 m (全 開)	427.5 m ³ /s	32.08 m/s	5.258	0.2604	111.3 m ³ /s	0.867 m
3.70	400.0	"	5.327	0.2640	105.6	0.823
3.60	375.0	"	5.401	0.2678	100.4	0.782
3.50	347.5	"	5.478	0.2718	94.5	0.736

(但し、 Δh_a : 空気混入による増加水深)

この結果、水面上の余裕高は、ゲート全開時の 1.5 m が最小となる。(ただし、側壁部の水脈は厚さが小さい事から除外した。例え側壁部の水面隆起を考えても、空気混入量が小さい事から含まない場合の水面とほぼ等しいと考えられる。)

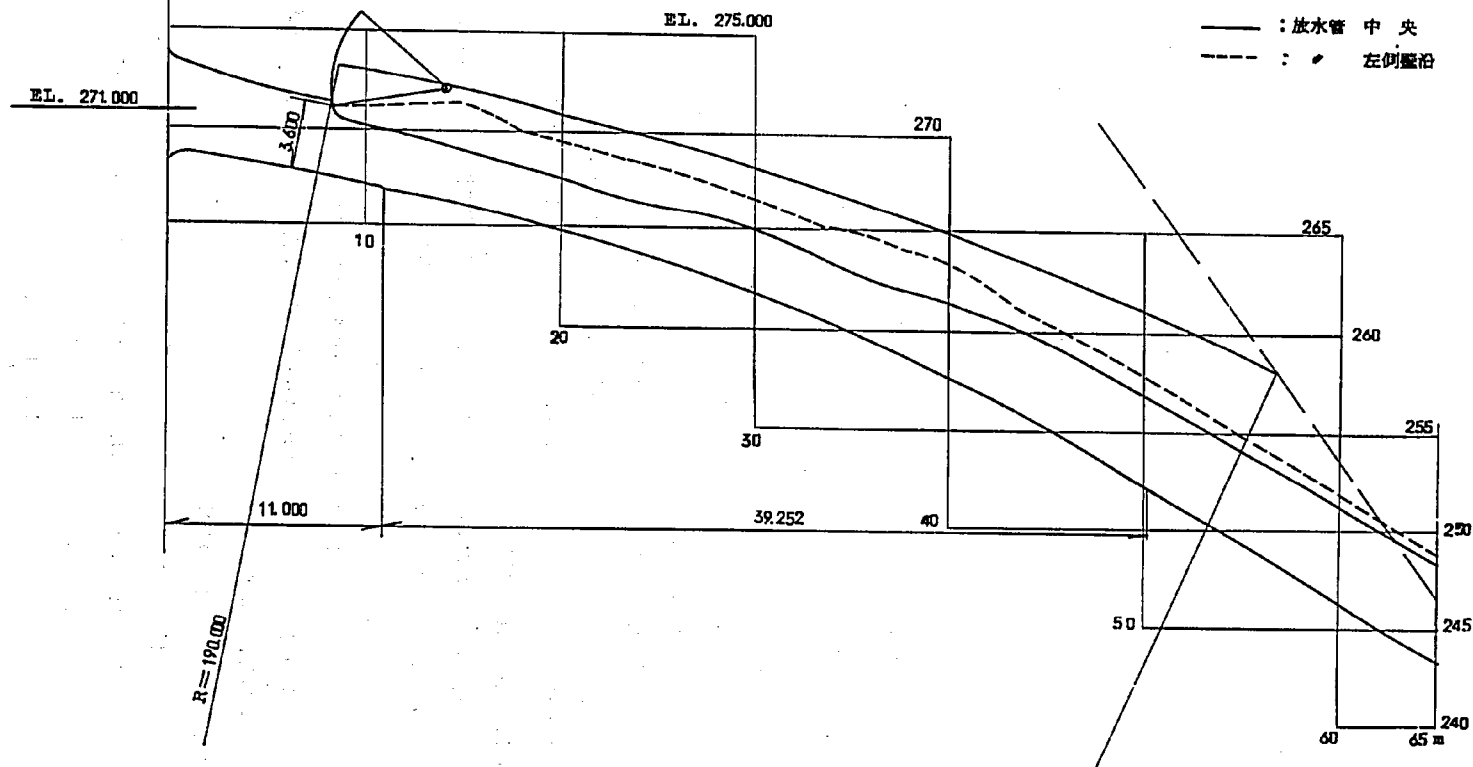
▽ WL. 324.000

図-21 放水管水面形状 (二次元抽出実験)

$S=1:30$

ゲート開度	3.600 m
貯水位	EL. 324.000

—— : 放水管 中央
 - - - : 左側壁沿



第 5 章 越流部に関する実験

§ 1. 放流能力および貯水位と放流量との測定

1. 放流能力

放流管の放流量と合わせた全放流量は、実験の結果次表に示す通りである。

貯 水 位	必要放流量(Q_r)	実験値(Q_u)	計算値(Q_A)	$\frac{Q_u}{Q_r} \times 100$	備 考
EL 3 2 3.0 m	4,400 m^3/s	4,789 m^3/s	4,859 m^3/s	109%	設計洪水流量
EL 3 2 4.0	5,280	5,470	5,280	104	異常洪水流量

これによると、設計条件を充分満足している。

2. 貯水位と放流量との測定

測定結果を図-22、付表-2に示す。

実験結果から自由越流時の越流係数 C' を次式によって計算し、

$$C' = \frac{Q}{n B H^{3/2}} \dots\dots\dots 53$$

ここに、 Q : 自由越流量

n : 径間数 (5 径間)

B : 径間幅 (11.0 m)

H : 堤頂を基準面とする越流水頭

越流係数 C' と越流水頭 H との関係を表わすと図-23 のようになる。また、40 式によって計算した C' (同図の実線) とを比較したら、かなり近似した値を示した。

§ 2. 越流面圧力の測定

越流面形状の安全性を検証するため、越流部の中央径間の中央に測線を設けて、圧力の測定を行なった。この時の放流条件は次のとおりである。

貯水位 : EL 3 2 4.0 m (異常洪水位)

ゲート開度 : 1.0 m, 3.0 m, 5.0 m および全開

この結果、ゲート開度が小さい時クレスト下流部の作用圧力は幾分低下するが、全体的に著しい負圧は認められない。

§ 3. 越流部水面形の測定

堤頂構造物およびゲート・ピンの位置、ならびに堤体面導流壁高を検証するため、越流部の水面形を測定した。測定は次に示す放流条件および測線にて行なった。

放流条件 : (1) 貯水位 EL 3 2 3.0 m (設計洪水流量)

(2) 貯水位 EL 3 2 4.0 m (異常洪水流量)

測 線 : (1) 右岸導流壁沿い

図-22 堤頂越流部 貯水位～流量曲線 (ゲート全開)

※放水管ゲート全開

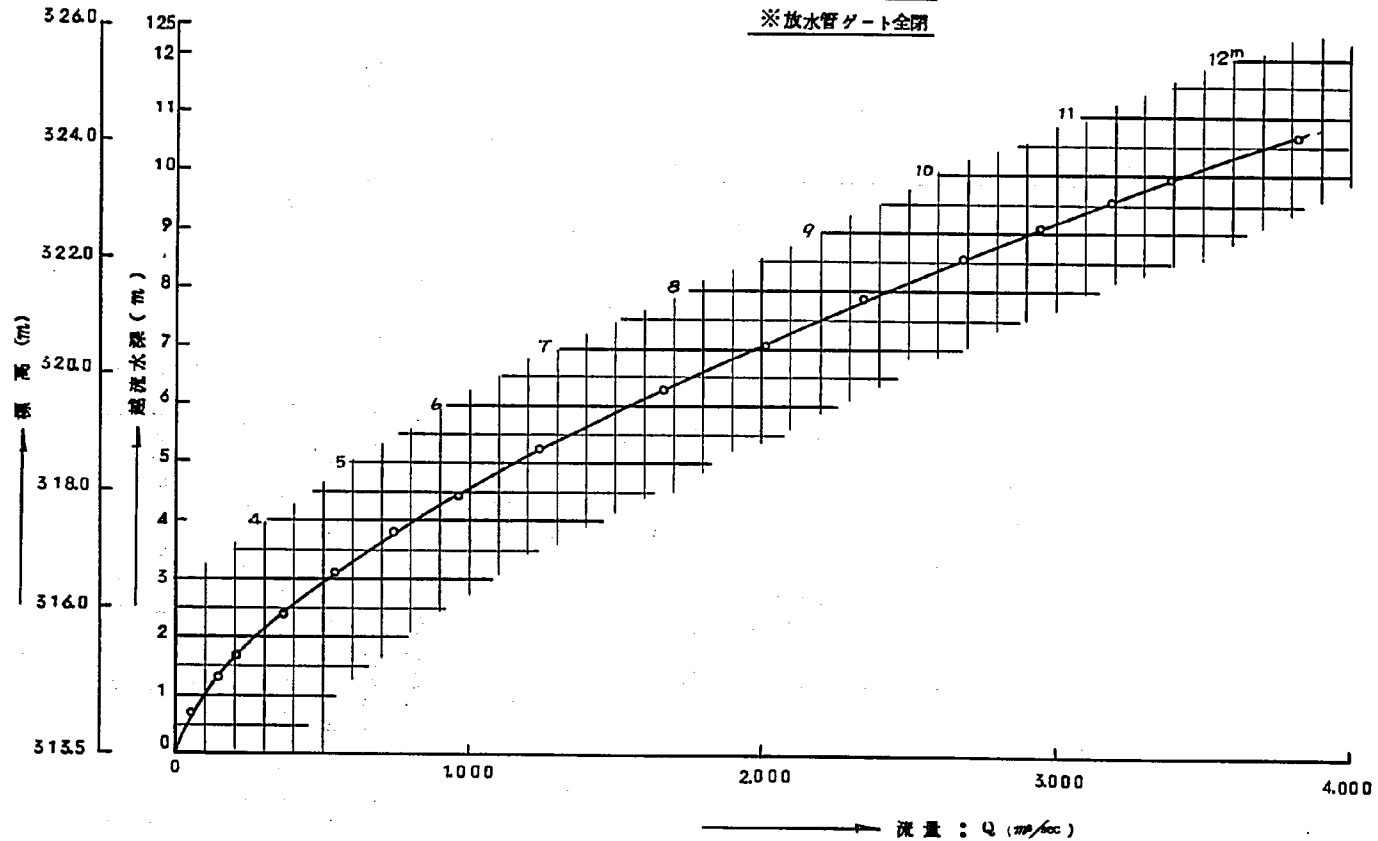
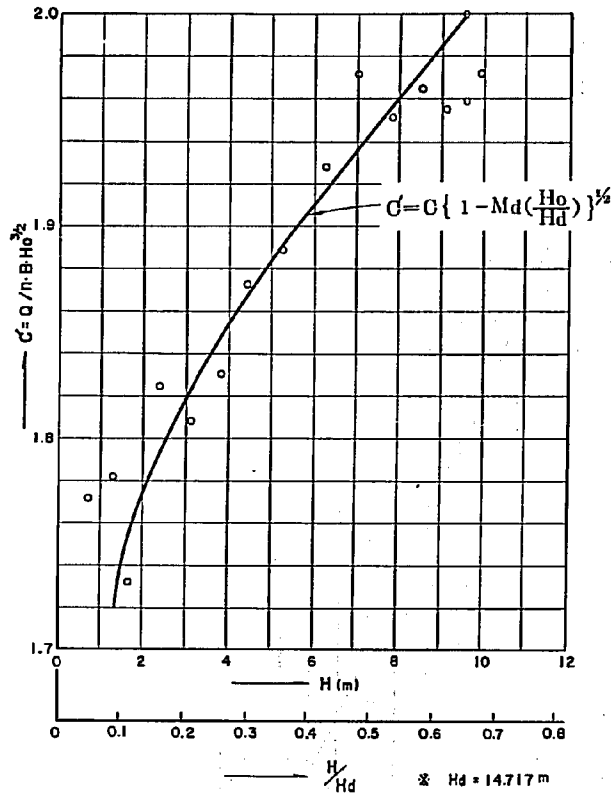


図-23 堤頂越流部越流係数図



(2) 右岸, 第1径間の中央

(3) 中央径間の中央

(4) 中央径間の左岸側ピアー沿い

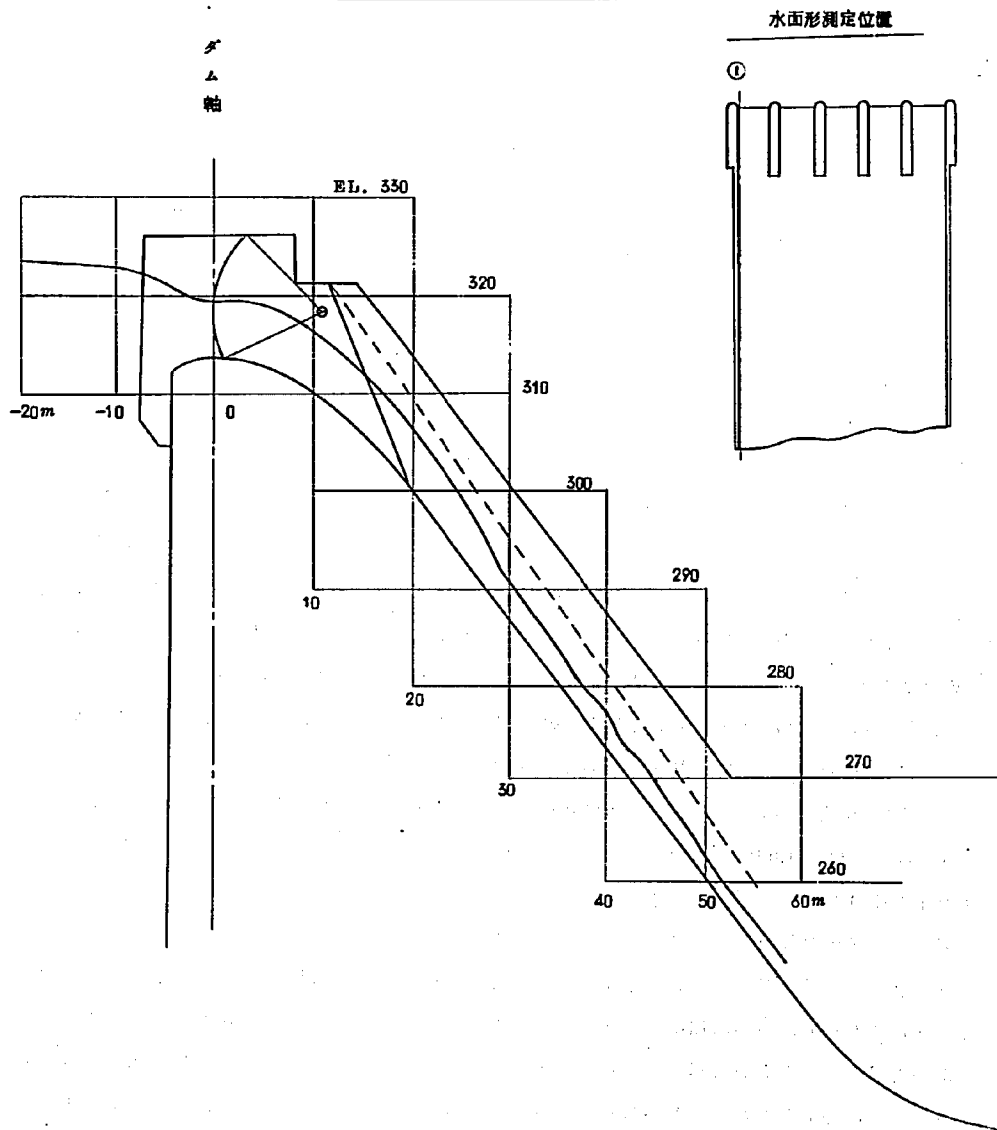
この結果, 4測線の内最も高い水面形を示すのは, 兩岸導流壁沿いで, クレスト直上流で著しい縮流を起し, その影響でゲート・ピン付近の水面隆起は比較的大きい。設計洪水時のゲート・ピンに対しての余裕は約 2.5 m, (図-24 参照) 異常洪水時は約 2.0 m になった。したがって, ゲート・ピンの位置は原設計案で十分安全である。

堤体導流部の導流壁沿い水面形測定結果では, 異常洪水時に越流部曲線の終端で最も大きく, 越流面に垂直な水深は約 4.0 m 程度で, 流下するにつれ次第に小さくなっている。

放流管よりの流れは, 水平水叩き面近くで合流することから堤体面導流壁の高さには関係なくなる。また, デフレクターによる導流壁への影響も同様に関係がない。

次に, 実物の空気連行による水深増加を考慮して, 模型によって測定された水深を割増しする。

图-24 越流水面形状



貯水位 WL. 323.000^m

流量 $Q = 4400 \text{ m}^3/\text{sec}$

空気連行量は Gumensky の式によって推定する（設計の項参照）。

そこで、検討断面を設計の項と同様に、EL 300 m、EL 280 m および EL 260 m にする。

その結果を次表に示す。

断面 水深	設計洪水流量			異常洪水流量		
	EL 300 m	EL 280 m	EL 260 m	EL 300 m	EL 280 m	EL 260 m
h（実験値）	3.15	1.80	1.30	4.00	2.40	1.60
h'	3.29	2.04	1.78	4.14	2.64	2.14

この結果から、導流壁高は設計案の 4.5 m ではあまりにも余裕が少ないので、5.0 m 程度必要と思われる。

§ 4. 越流面上の放流管開口部デフレクターに関する実験

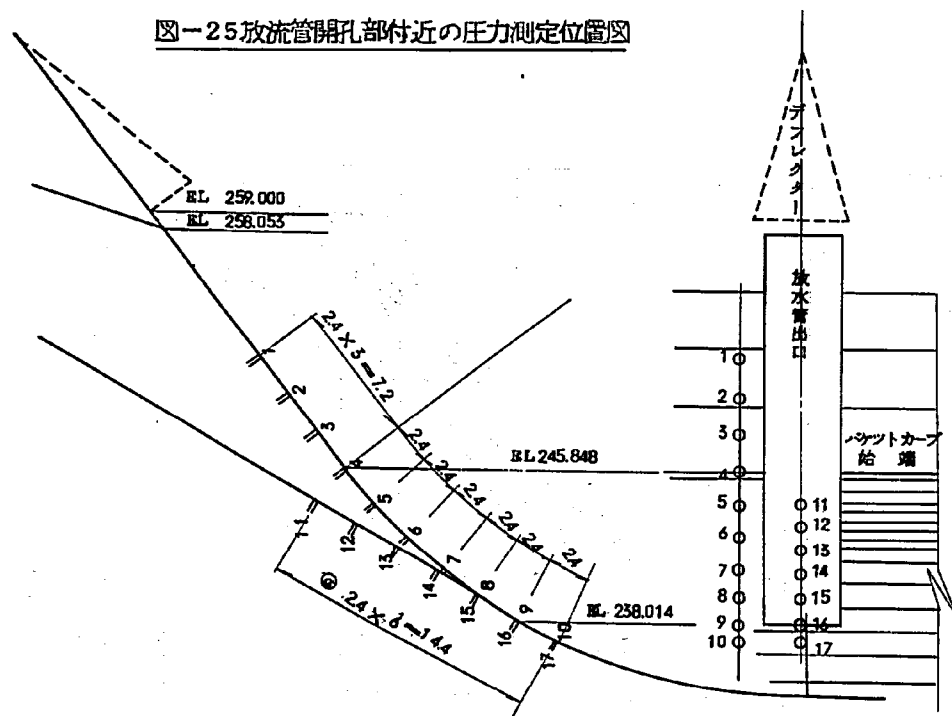
設計案による 3 種のタイプについて実験を行なった結果、部分円錐および楔型デフレクターは三角錐型デフレクターに較べて越流水脈の水切り状態が好しくない事が認められたため、タイプとしては三角錐型デフレクターを採用するものとした。また、デフレクター設置部は越流部ピアの直下流にあるため、越流水脈がピア部通過後隣接の越流水脈と干渉して、水面を大きく隆起させると共に乱れも激しいものとなる。従って設計値によるデフレクター高では、例え三角錐型デフレクターを用いても水切り状態が悪く、デフレクターの機能を充分發揮するには、その高さを増加する必要がある事が認められた。そこで、デフレクターの型を三角錐とし、その高さを 1.0、2.0、2.5、3.0 および 4.0 m の 5 種に変化させて流況の観察、飛散水脈による放流管出口トラフ部分および附近越流面の圧力測定を行なってその高さを決定することにした。デフレクターの形状および圧力測定点の位置は図—25 に示す。

流量 $5,280 \text{ m}^3/\text{s}$ に対する圧力分布の状態は図—26 に示す通りである。この図中には、放流管のみの放流（ $Q = 1,600 \text{ m}^3/\text{s}$ ）の場合、および $Q = 5,280 \text{ m}^3/\text{s}$ でデフレクターを設置しない場合の作用圧力も同時に記入してある。

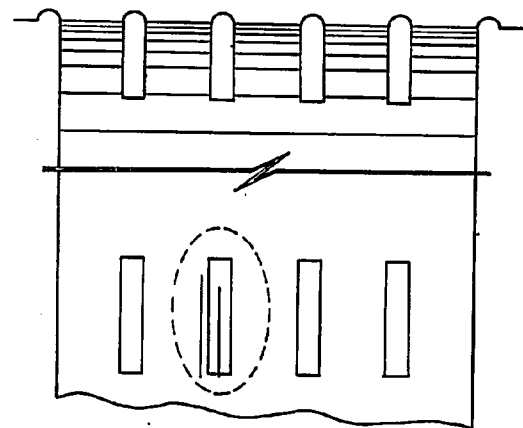
デフレクターのない場合には、越流水脈が放流管出口を完全に閉塞し、しかもトラフ部に水脈が直接落下するが、デフレクターを設置することにより越流水脈は跳ね上げられ、その落下地点はデフレクターの高さの増加に伴い次第に下流に移り、デフレクター高 2.5 m 以上になるとトラフ部の流況に悪影響をおよぼさなくなる。また、いずれの場合にも導流壁に直接の衝撃を与えるような流況は認められない。しかしながら越流水面はデフレクター部で非常に大きくもり上り、 $Q = 5,280 \text{ m}^3/\text{s}$ においては、デフレクターの高さを 4.0 m にしても水脈を完全に分割する事が出来ない。

図—26 によると、デフレクターを設置した場合に分割飛散水脈の落下部にやゝ圧力の上昇があるものの、デフレクターの無い場合に比べ、特に顕著な差は認められない。更にデフレクターが越流水脈を完全に分割し得る限界流量（合流量）を測定した。その結果は次表のようである。

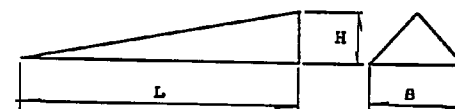
図-25放流管開孔部付近の圧力測定位置図



圧力測定位置



デフレクター



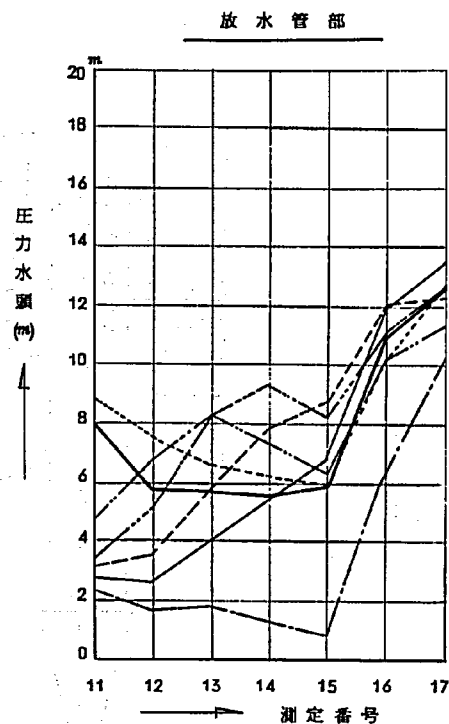
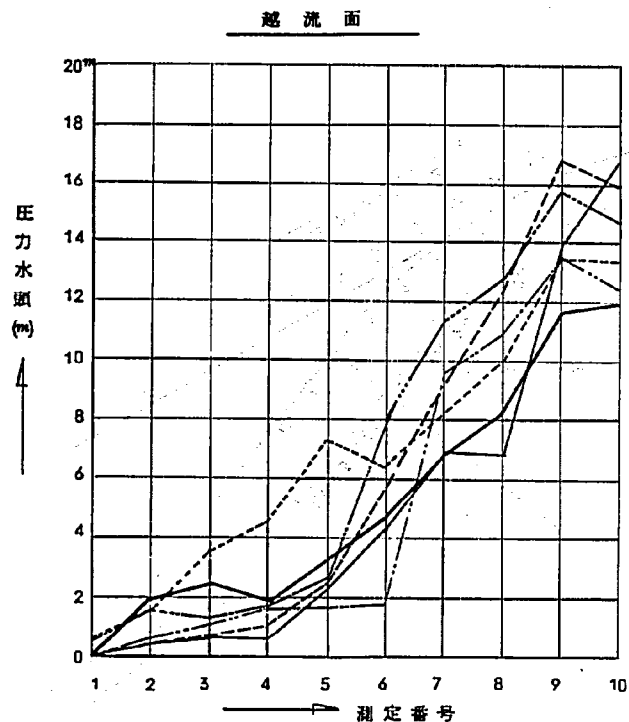
$$L=14.4 \quad B=4.8$$

$$H=1, 2, 2.5, 3, 4$$

$$S=1:3$$

$$S=1:300$$

図-26 放流管開孔部付近の圧力分布図



凡 例

——	：越流部及び放水管同時放流
----	：放水管のみ単独放流
----	デフレクター高さ $H=1.0m$
----	“ $H=2.0$
----	“ $H=2.5$
----	“ $H=3.0$
----	“ $H=4.0$

デフレクター高 (m)	1.0	2.0	2.5	3.0	4.0
分割限界流量 (m^3/s)	1,790	2,150	2,370	3,390	3,950

以上の結果から、放流管水脈の流況を乱さず、水叩き内の流況に悪影響を与えない事と、更に構造上の安定性なども考慮に入れて、デフレクターの高さは2.5 mが妥当であろうと考える。

第 6 章 減勢工に関する実験

§ 1. 原案水叩きの実験

減勢工の水叩き長、シル高および導流壁高を求めるために、計算によって求めた寸法を基にして、次表のようなケースについて実験を行ない、流況を観察すると共に水面形を測定した。

	実 験 の ケ ー ス		
シル高 (m)	8.0	9.0	10.0
シル位置 (m)	60.0	70.0	80.0
放流量 (m^3/s) (貯水位)	2,000 , 4,400 , 5,280 (EL323.0m) (EL323.0m) (EL324.0m)		

(減勢工設計対象流量は $2,000 m^3/s$)

(1) 減勢工設計対象流量 $2,000 m^3/s$ の流況

放流管と越流部との流量配分は、放流管が約 $1,600 m^3/s$ に対して越流部は約 $400 m^3/s$ である。従って水叩き内における流況は放流管からの流出水脈によって大きく影響を受ける。即ち放流管からの流出水脈は水叩き中央部にその主流が集まり、両側導流壁沿に大きな逆流領域を生じさせている。そのため減勢池内の流れは中央部に集中する傾向があり、減勢効果を阻害している。

これは放流管の配置が比較的水叩き中央部に集っていることと、更に減勢池導流壁が傾斜しているために水深が大きくなる程水叩き幅が大きくなって逆流領域も大きくなること等によるものである。(写真-2参照)

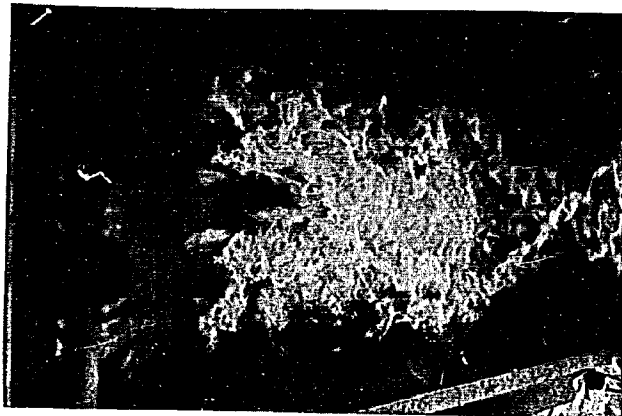


写真-2

貯 水 位 : W. L. 323.000 m
流 量 : 2000 m^3/s
シ ル 高 : 8.0 m
水 叩 き 長 : 70 m

(2) 設計洪水流量 $4,400 \text{ m}^3/\text{s}$ の流況

いずれのケースにおいても越勢工容量が大巾に不足するため、不完全跳水となり露出射流が現われる。

露出射流はシル高が 8.0 m の場合には、水叩き長に応じて水叩き始点より $15 \sim 20 \text{ m}$ から 35 m 付近まで現われ、シル高 9.0 m の場合は 10 m から 30 m 付近、シル高 10.0 m の場合は水叩き始点から 20 m 付近まで現われる。また、各シル高に対する跳水長は、シル高 8.0 m 、 9.0 m および 10.0 m に対し、それぞれ 45 m 、 50 m および 60 m 程度と認められる。(写真-3 参照)

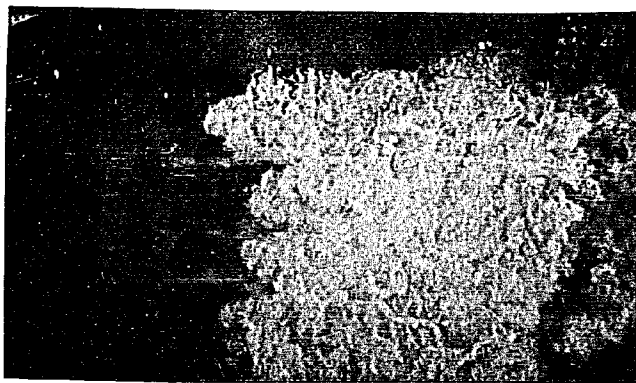


写真-3

貯水位: W.L. 323.000 m
流量: $4400 \text{ m}^3/\text{sec}$
シル高: 8.0 m
水叩き長: 7.0 m

(3) 異常洪水流量 $5,280 \text{ m}^3/\text{s}$ の流況

異常洪水流量 $5,280 \text{ m}^3/\text{s}$ の流況は、 $4,400 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合とほぼ同様である。しかしな



写真-4

貯水位: W.L. 324.080 m
流量: $5280 \text{ m}^3/\text{sec}$
シル高: 8.0 m
水叩き長: 7.0 m

がら流量が増加してシルの越流水深が大きくなるため、跳水長が4,400 m/s の場合よりもや
長くなり、露出射流長さが短くなっている。(写真-4 参照)

以上、各流量における実験結果から、水叩き内の流れは中央部に集中し、両側導流壁沿には大きな
逆流が見られ、流況が不安定になって減勢効果を著しく阻害していることが認められた。

§ 2. 変更案水叩きの実験

1. 変更案水叩きの設計計算

原案に対する解決方法として、水叩き幅を狭くし、放流管からの放出水脈を水叩き全幅に均
等に拡げ、逆流域をなくして、減勢効果を高める方法をとった。即ち原案水叩き幅71 mを60 m
に絞り、導流壁を鉛直にした。

導流壁の絞りについては次の事を考慮した。

- (1) 水叩き内の流況が不均一な流れにならない。
- (2) 放流管よりの流出を妨げないこと。
- (3) 導流壁高が不経済にならないこと。
- (4) 構造上ブロック・ジョイントを横切らないこと。
- (5) 施工上、導流壁の線形を単純にすること。

これから、図-27に示す4種について設計計算を行なった。即ち、導流壁の絞りによって生ず
る衝撃波の計算(54)式によって導流壁沿いの水面形を推定した。

$$1) \quad G_1(\theta, \beta, h_1/h_2) = 0$$

$$\tan \theta = \frac{\{1 - (\frac{h_1}{h_2})\} \tan \beta}{1 + (\frac{h_1}{h_2}) \tan^2 \beta}$$

$$2) \quad G_2(F_1, \beta, h_1/h_2) = 0$$

$$\frac{h_1}{h_2} = \frac{2}{\sqrt{1 + 8 F_1^2 \sin^2 \beta} - 1}$$

$$3) \quad G_3(\theta, \beta, F_1) = 0$$

$$\tan \theta = \frac{(\sqrt{1 + 8 F_1^2 \sin^2 \beta} - 3) \tan \beta}{2 \tan^2 \beta - 1 + \sqrt{1 + 8 F_1^2 \sin^2 \beta}}$$

$$4) \quad G_4(F_1, F_2, h_1/h_2) = 0$$

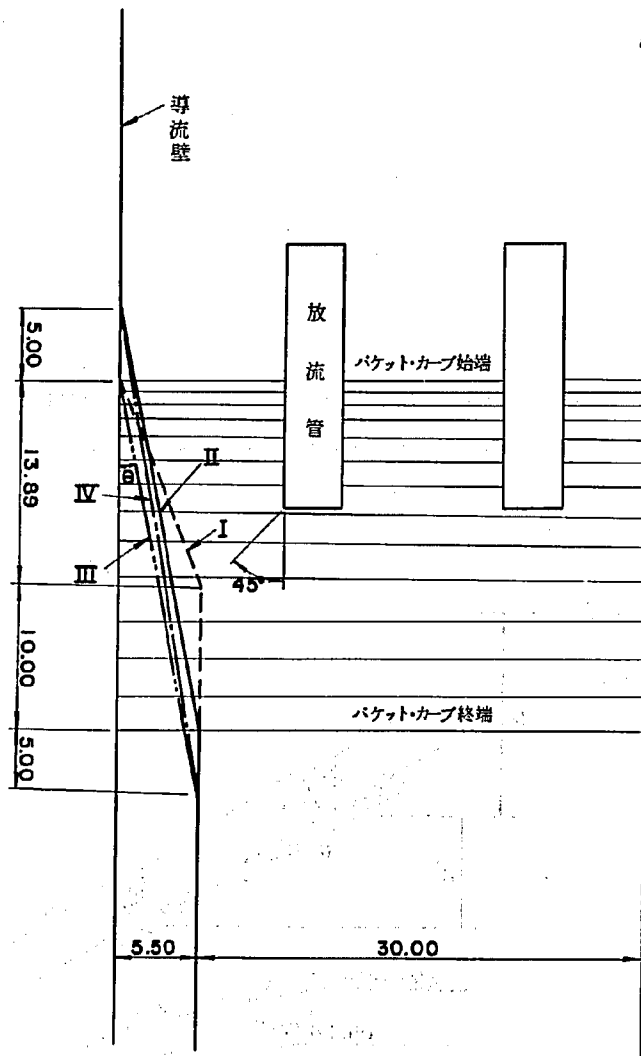
$$F_2^2 = \frac{h_1}{h_2} \left(F_1^2 - \frac{1}{2} \cdot \frac{h_1}{h_2} \left(\frac{h_1}{h_2} - 1 \right) \left(\frac{h_2}{h_1} + 1 \right)^2 \right)$$

ここに、各々の記号は(下図参照)。

θ : 絞り角度

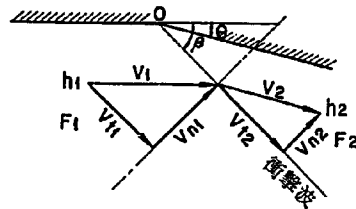
β : 波 角

図-27 導流壁絞り形状図

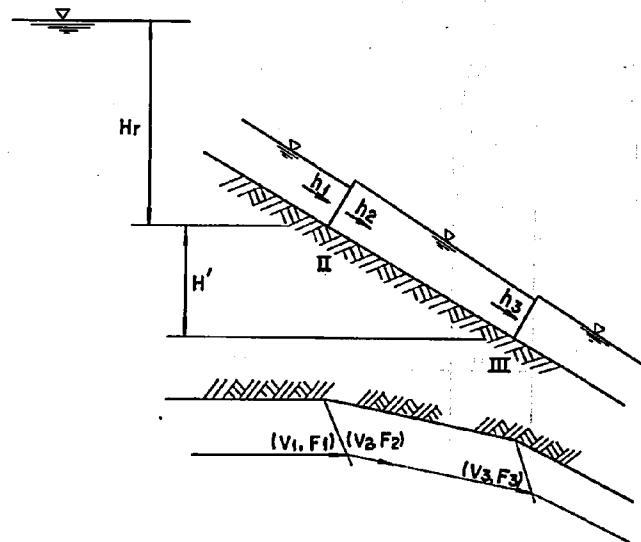


記号	型	θ	絞り始端	絞り終端
---	I	$21^{\circ}37'$	バケット始端	バケット始端下流 13.89 m
—	II	$10^{\circ}47'$	バケット始端上流 5.0 m	バケット終端
- - - -	III	$10^{\circ}47'$	バケット始端	バケット終端下流 5.0 m
- . . .	IV	$9^{\circ}13'$	バケット始端上流 5.0 m	バケット終端下流 5.0 m

- h_1 : 衝撃波面上流水深
 h_2 : 衝撃波面下流水深
 F_1 : 衝撃波面上流フルード数
 F_2 : 衝撃波面下流フルード数



上式は数値計算がトライアルとなり、非常に手数を要するから実際の計算には上式を図化したものを利用した。また、絞り部分の底面が傾斜している場合は次図の断面Ⅱ、Ⅲとの間にベルヌーイ定理を適用すると、



$$\left. \begin{aligned}
 \frac{V_2}{V_3} &= \frac{\sqrt{2gHr}}{\sqrt{2g(Hr+H')}} = \frac{1}{\sqrt{1+\frac{H'}{Hr}}} = \zeta \\
 h_2 \cdot v_2 &= h_3 \cdot v_3 \quad h_3 = h_2 \cdot \zeta \\
 v_3 &= \frac{v_2}{\zeta}
 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots$$

55

$$F_3 = \frac{v_3}{\sqrt{g h_3}} = \frac{v_3}{\sqrt{g \cdot h_2 \cdot \zeta}} = \frac{F_2 \cdot v_3}{\zeta^{1/2} \cdot v_2} = \frac{F_2}{\zeta^{3/2}}$$

以上によって、導流面の水理諸量 (h_3 , v_3 , F_3) を求め次表に示す。

型	I	II	III	IV
θ°	21° 37'	10° 47'	10° 47'	9° 13'
h_1 (m)	1.86	1.95	1.86	1.95
β°	27°	18°	18°	16°
h_2/h_1	5.1	3.0	3.0	2.8
h_2 (m)	9.56	5.84	5.63	5.45
F_2	3.2	4.5	4.9	4.4
V_2 (m/s)	30.98	34.03	36.38	32.14
Hr (m)	79.15	71.57	79.15	71.57
h_3 (m)	8.92	5.20	5.25	4.86
V_3 (m/s)	33.22	38.16	39.01	36.04
F_3	3.6	5.3	5.4	5.2

放流条件は異常洪水位 EL 324.0 m で、異常洪水流量 5,280 m³/s の内越流部より 3,680 m³/s 放流するものとした。ここに、 h_1 : 絞り始端の衝撃波面上流の水深

$$h_1 = \frac{Q}{B \cdot \sqrt{2g \left\{ Hr - C \frac{H}{H_0} (H + H_0) \right\}}}$$

Q : 流量 (3,680 m³/s)
 B : 越流面幅 (71.0 m)
 C : 常数 (0.02)
 H_0 : 越流水深 (10.5 m)
 H : 越流頂と絞り地点との標高差
 h_2 : 絞り始端の衝撃波面下流の水深
 h_3 : 水叩き面 EL 234.0 m における水深

50

この結果、I型は絞り角度が大きいため下流水深が大きく、そのため導流壁高が高くなると考えられる。II型およびIII型は絞り角度が同じく、かつ下流水深も余り変わらない。IV型は絞り角度が最小で、下流水深も最小となる。

以上から下流水深はⅣ型が最小となるけれども、Ⅲ型に較べて大差がないので、越流水脈が放流管開孔部に与える影響、放流管の流出水脈が導流壁に与える影響などを考慮し、導流壁が放流管開孔部からもっとも離れているⅢ型を設計案とした。

変更案における水叩きの水理計算を原案と同様に求めると次のようになる。ただし、水叩き幅を狭めたことによって、流入水脈が均等に広がるものと仮定し、水叩きの計算流量は減勢工設計対象流量 $2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ をそのまま用いる。

$$(44) \text{ 式から } h_1 = 0.84 \text{ m}$$

$$(46) \text{ 式から } F_1 = 13.83$$

$$(49) \text{ 式から } d = 8.98 \text{ m}$$

$$(45) \text{ 式から } h_j = 16.00 \text{ m}$$

$$(50) \text{ 式から } L_j = 4.5 h_j = 72.00 \text{ m}$$

よって、シル高 9.0 m 、水叩き長 72.0 m とする。

2. シル高及び水叩き長の検討

減勢工の変更案について、シル高及び水叩き長を検討するため、次表のケースについて実験を行い、流況観察およびシル前面に作用する圧力を測定した。(図-28参照)。

	実験ケース		
シル高 (m)	9.0	10.0	
水叩き長 (m)	72.0	82.0	
放流量 (m^3/s)	1,600	2,000	4,400
貯水位	EL 323.0 m		

(1) 放流管最大流量 $1,600 \text{ m}^3/\text{s}$ の流況

いずれのケースも流況が安定して非常に減勢効果がよく、原案の実験で見られた水叩き内の不安定な逆流現象は全く生じなかった。

(写真-5参照)

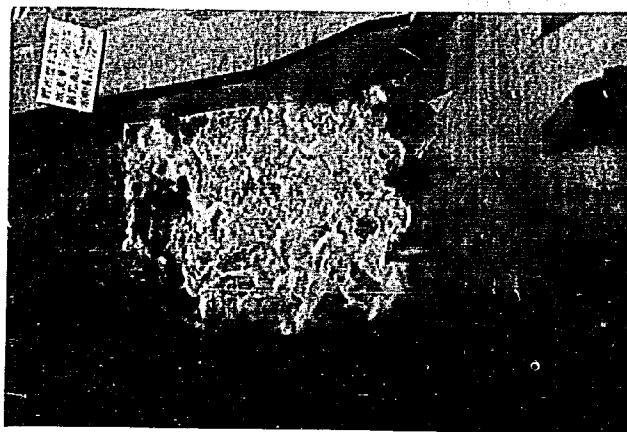
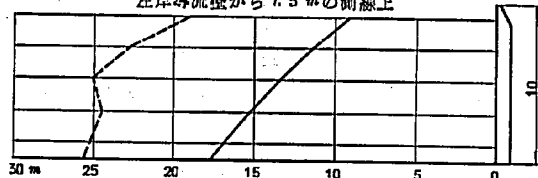


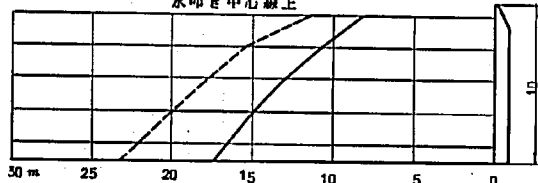
写真 - 5

水叩き長さ 72 m

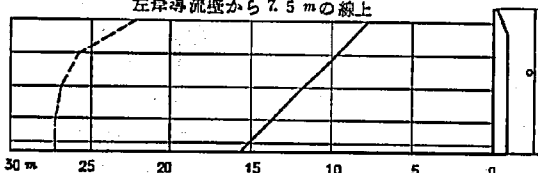
左岸導流壁から 7.5 m の線上



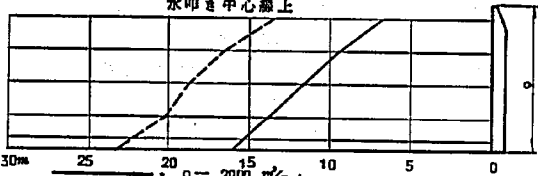
水叩き中心線上



左岸導流壁から 7.5 m の線上



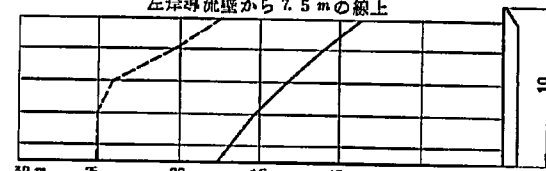
水叩き中心線上



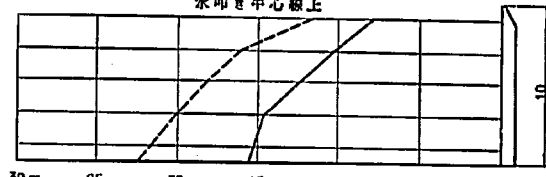
凡 例 $Q = 2000 \text{ m}^3/\text{s}$
 — (最高圧力)
 - - (最低圧力)

水叩き長さ 82 m

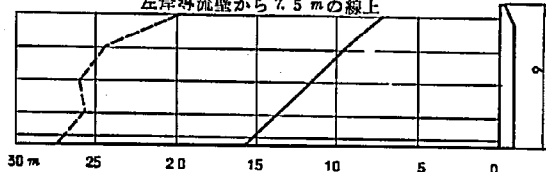
左岸導流壁から 7.5 m の線上



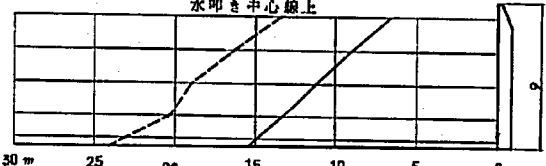
水叩き中心線上



左岸導流壁から 7.5 m の線上



水叩き中心線上



$\sigma = 1 : 300$

図 - 28 シル前面の圧力分布図

(2) 減勢工設計対象流量 $2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の流況

いずれのケースもほぼ同様な流況を示し、安定した完全跳水によって充分減勢されているが、両側導流壁沿いに、流れが多少集中する傾向があり、図-28に示すように、中央部に較べ大きな流速が残っていることが認められた。このため、中央部に較べて両側では湧き上がるような流れが強くなり、水面付近で中央部に寄る流れとなっている。

シル高および水叩き長の変化による流況の変化はあまりはっきりしたものではないが、シル高が高く、水叩き長が長いほど幾分安定した流況を示しているようである。(写真-6参照)

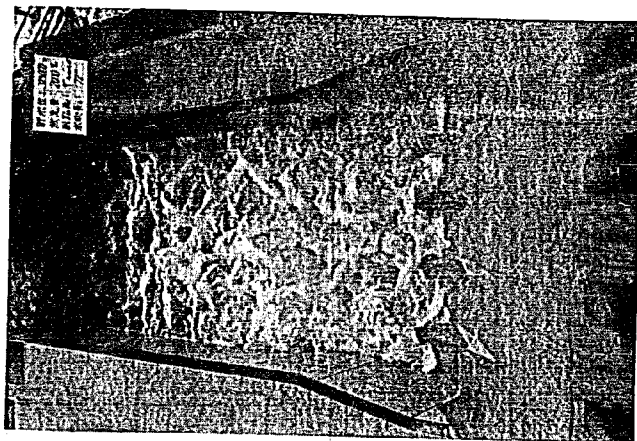


写真 - 6

(3) 設計洪水流量 $4,400 \text{ m}^3/\text{s}$ の流況

いずれのケースも水叩き始端に露出射流が生じ、不完全跳水で乱れが激しく、水流はシル直上流で



写真 - 7

盛上がりシルを飛び越し、シル上での最高水位は 25.0m (B L 259.0 m) 程に達するのが認められた。

導流壁の絞りによる水脈の隆起はほとんど認められないが、2,000 m^3/S の場合と同様に導流壁沿の流が早くシルに作用する圧力が中央部より大きくなっている。(写真-7 参照)

以上の変更案実験の結果によると、原案に見られた水叩き流入水脈の中央部集中、両側導流沿いの逆流現象および流況の不安定現象などはなくなった。ただ若干導流壁沿いに早い流速を生じた。

本実験によって、シル高および水叩き長を変化させたが、流況の相違は顕著に現われず、減勢効果はほとんど変わらなかった。

よって、シル高 9.0 m、水叩き 7.20 m の案を採用し、この水面形を図-29 に示す。

3. シル細部形状の検討

シルは、高さ 9.0 m、天端長 4.0 m、下流面勾配 1 : 1 の台形シルを採用し、天端上下流端の円弧半径および上流面勾配を、次に示すようにおのおの 3 種類変化させ、その時のシル面上の圧力測定を行って、シルの最適形状を求めた。(図-30 参照)

・天端上流端の円弧半径 (R_u) : 0 0.3 0.5 m

・天端下流端の円弧半径 (R_d) : 2.0 3.0 4.0 m

・上流面形状 : 鉛直, 階段状 $\rightarrow$ (2 段), 45° 傾斜

流量は、放流管最大流量 1,600 m^3/S 、設計対象流量 2,000 m^3/S および設計洪水流量 4,400 m^3/S の 3 種とした。

(1) シル天端上下流端の円弧寸法の検討

先ずシル上流面を鉛直にし、 R_u 、 R_d 、を変化させてそれぞれの個所に生ずる最低圧力値を測定すると表-4 に示すとおりである。

表-4 シル面の最低圧力値

流 量 (m^3/s)	天 端 上 流 端 円 弧		天 端 下 流 端 円 弧	
	半径 R_u (m)	最低圧力値 P_u (m 水柱)	半径 R_d (m)	最低圧力値 P_d (m 水柱)
1,600	0	0.72	2.0	-2.88
	0.3	1.50	3.0	-1.74
	0.5	0.24	4.0	-0.84
2,000	0	0.09	2.0	-3.00
	0.3	-0.42	3.0	-2.76
	0.5	-0.18	4.0	-0.30
4,400	0	-0.12	2.0	-1.50
	0.3	-5.10	3.0	
	0.5	-13.32	4.0	-1.14

表-4 によると、減勢工設計対象流量の 2,000 m^3/S 以下では、すべてのケースにおいて最低圧力値が許容圧力値 (-3.0 m 水柱) 以内になった。そこで、天端上流端円弧は流木の衝突および 4,400 m^3/S の圧力値を考慮に入れて $R_u = 0.3 m$

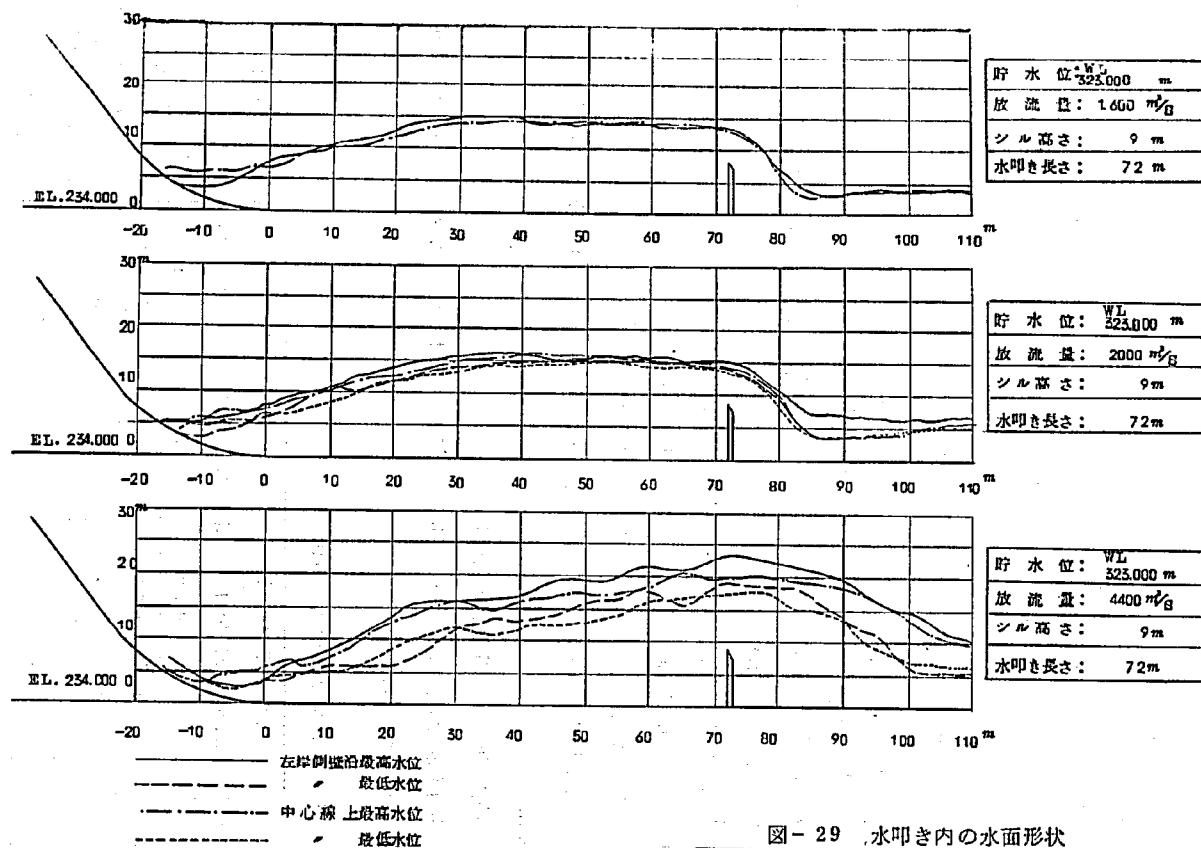
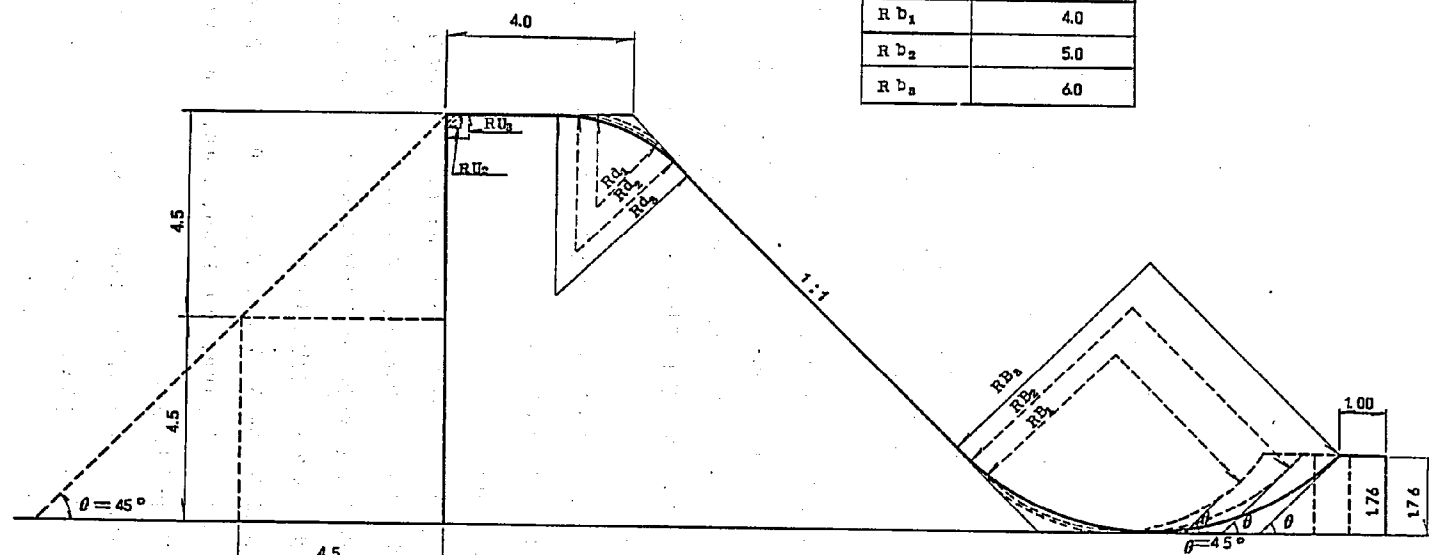


図-29 水叩き内の水面形状



シル形状数値表

R	数 値
RU_1	0. m
RU_2	0.3
RU_3	0.5
Rd_1	2.0
Rd_2	3.0
Rd_3	4.0
Rb_1	4.0
Rb_2	5.0
Rb_3	6.0

図 - 30 シル細部形状図

とし、下流端円弧半径は大きい程負圧が小さいことから $Rd = 4.0 \text{ m}$ を採用する。

(2) シル上流面形状の検討

シル上流面形状を鉛直、階段状(2段)および 45° 傾斜にした場合の3ケースについて比較実験をおこなった。水叩き内の水面形およびシル面上の圧力は、図-31、図-32に示すとおりである。

鉛直シルの場合は、§2-2で述べた鋭縁堰による流況とほとんど同じである。

階段状シルの場合は、流量が $2,000 \text{ m}^3/\text{S}$ 以下では鉛直シルとほぼ同じ現象(水面形、圧力および流況)を示したが、 $4,400 \text{ m}^3/\text{S}$ になると水叩き始端付近に露出射流が現われ、鉛直シルに比べ急な勾配をもった水面形となって飛散状態に近くなった。これは水叩き流入水脈のエネルギー減殺のポケットが小さくなったことによって生じたもので、図-32シル面圧力図に示されるように、上流面の圧力が鉛直シルに比べて小さくなり、減勢効果が落ちている。

45° 傾斜シルの場合は、流量が $2,000 \text{ m}^3/\text{S}$ 以下では鉛直シルおよび階段状シルと同じ現象であるが、これ以上の流量に対しては上流面傾斜の影響によって不完全跳水に変わり、 $3,600 \text{ m}^3/\text{S}$ 近くになると飛散状態になった。このように変化する過程において、上流面の圧力は次第に低下するのが認められた。

以上の実験結果から、 45° 傾斜シルおよび階段状シルでは、シル上を飛散した水脈が下流河岸の洗掘から山腹崩壊を引き起す危険性があり、また下流堰尾取水堰への悪影響も予想される。

一方鉛直シルでは、シル上を飛散した水脈はシル直下流部に落下するから、前者に比べ比較的安全である。ただし、シルに作用する圧力が大きいから、シルの構造的な安定に対して十分注意しなければならない。

以上によって、上流面鉛直シルを最良案とする。その時の異常洪水流量の水面形を図-33に、シル面上の圧力を図-32に示す。

4 導流壁の検討

2および3の実験で、ほぼ満足すべき結果を得たが、ただ両側導流壁沿いに流れが多少集中し、早い流速を生じて減勢効果を若干阻害しているのが認められた。そこで、この現象を改良するために、導流壁の勾配を変更案の鉛直から3分勾配に変えて流況の観察を行った。これによると、導流壁沿いの早い流速がなくなり減勢効果が上った。

以上の結果から、水叩き長 7.2 m 、水叩き幅 6.0 m 、シル高 9 m 、導流壁の勾配3分を、減勢工水叩きの最終案とし、流量 $400.800.1,350.1,600.2,000.4,400$ および $5,280 \text{ m}^3/\text{S}$ について水面形を測定し図-34に示す。

導流壁高は、減勢工設計対象流量 $2,000 \text{ m}^3/\text{S}$ (写真-8参照)に対し余裕をみて、水叩き面上 20 m 程度必要であろう。ただし、これ以上の流量に対しては導流壁高が不足するから、越流によって、山腹が崩壊しダム本体が危険にさらされる恐れが予想される場合に限り、異常洪水流量 $5,280 \text{ m}^3/\text{S}$ (写真-9参照)に対して水叩き面上高さ 30 m の導流壁が必要である。

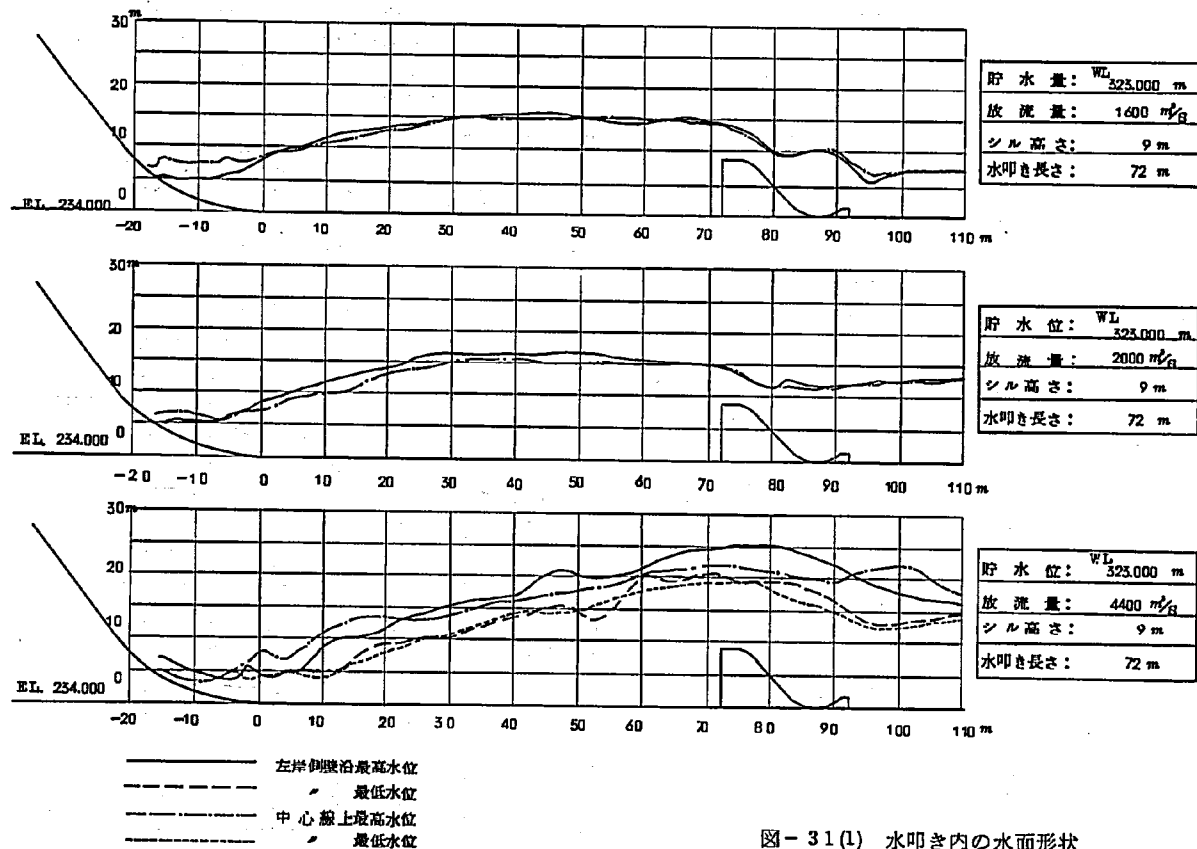


図-31(1) 水叩き内の水面形状

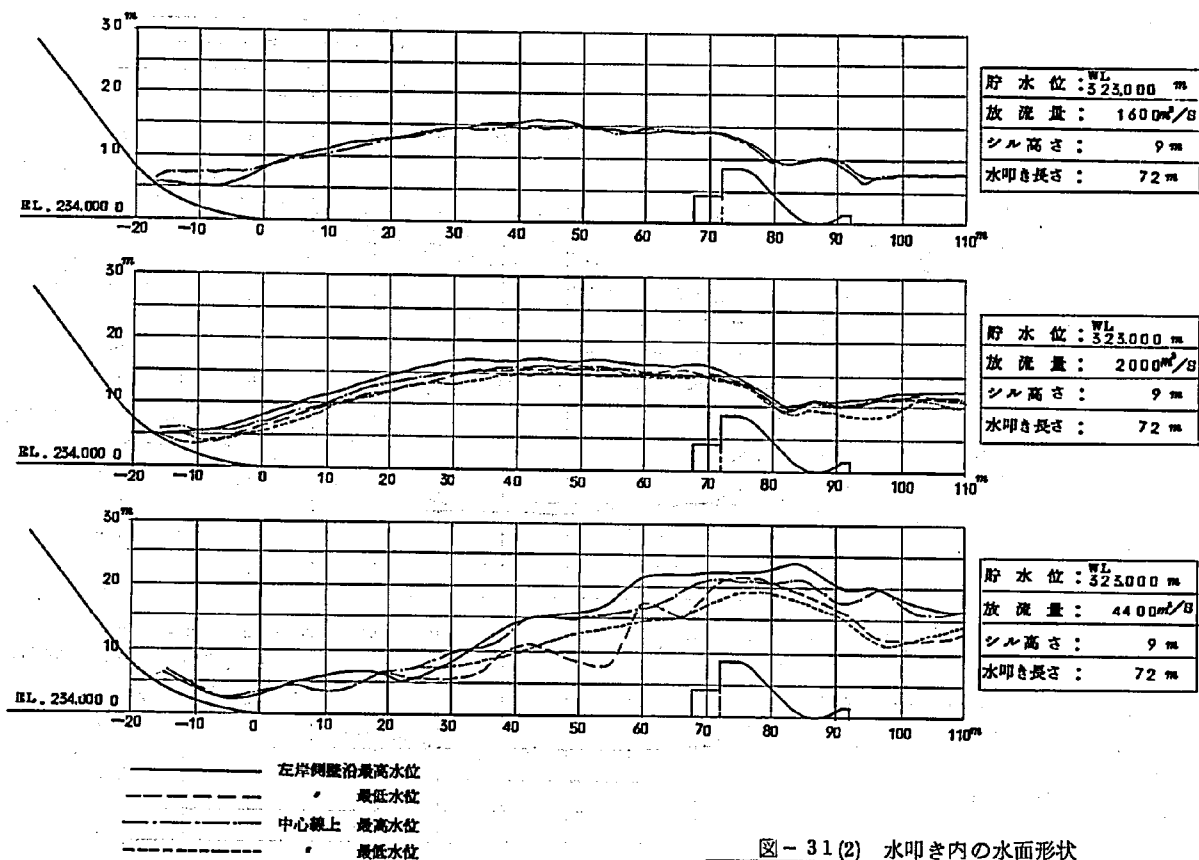


図-31(2) 水叩き内の水面形状

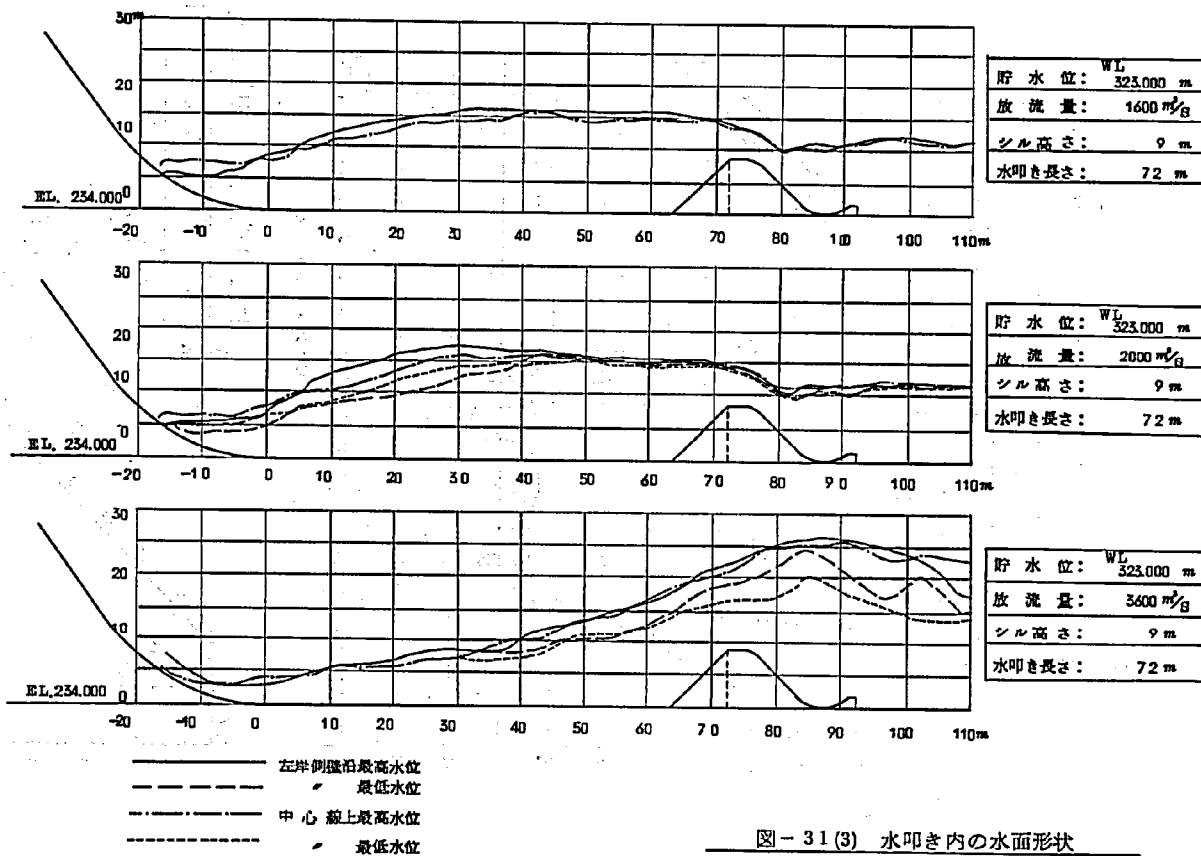


図-31(3) 水叩き内の水面形状

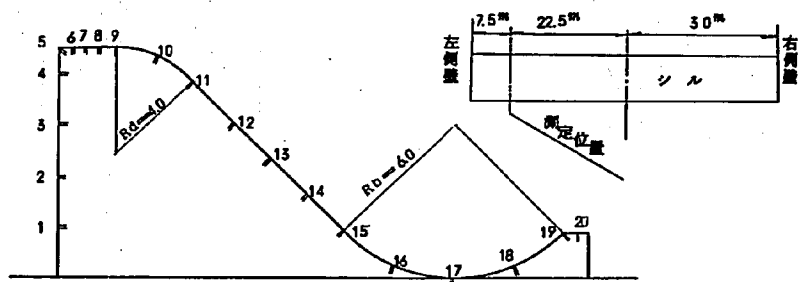
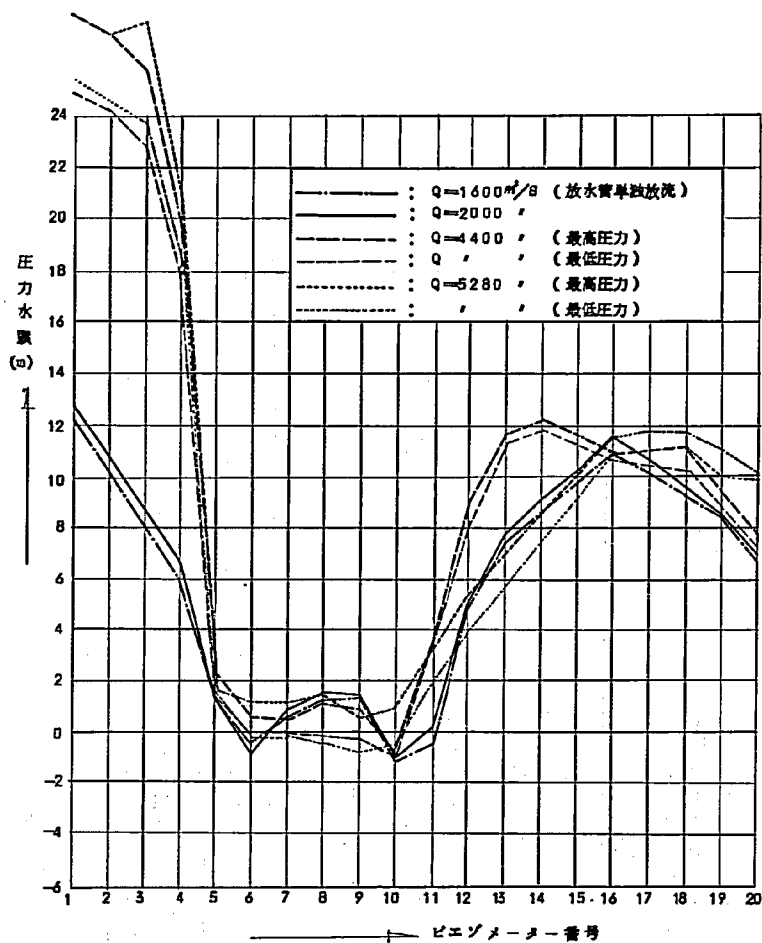


図-32(1) シル面上の圧力分布図

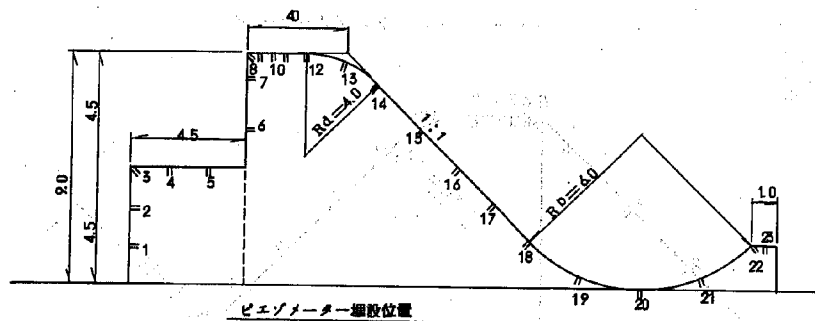
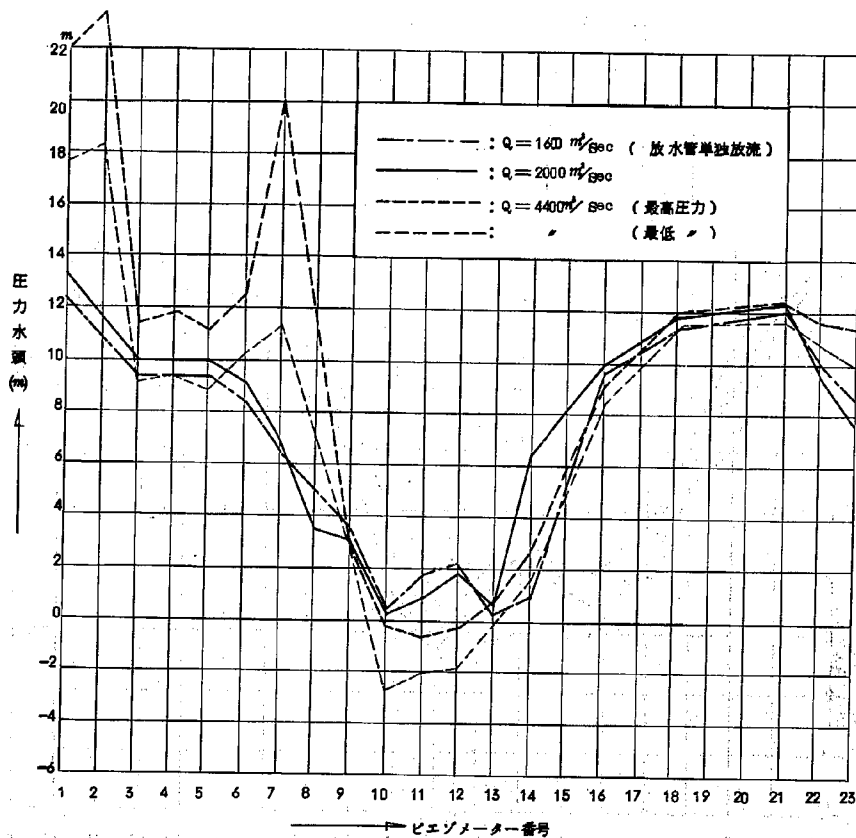


図-32(2) シル面上の圧力分布図

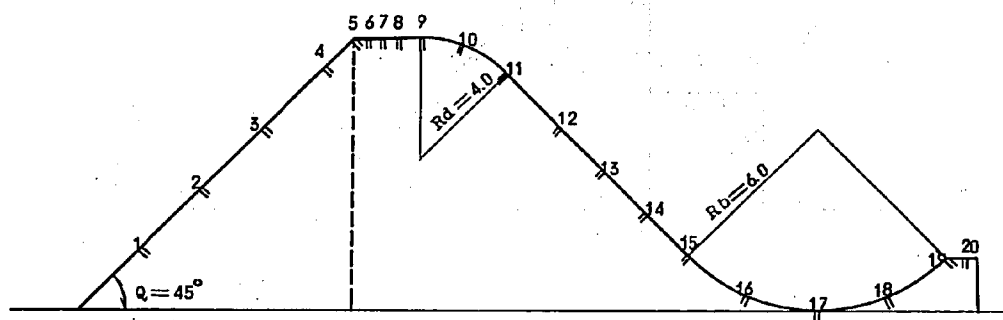
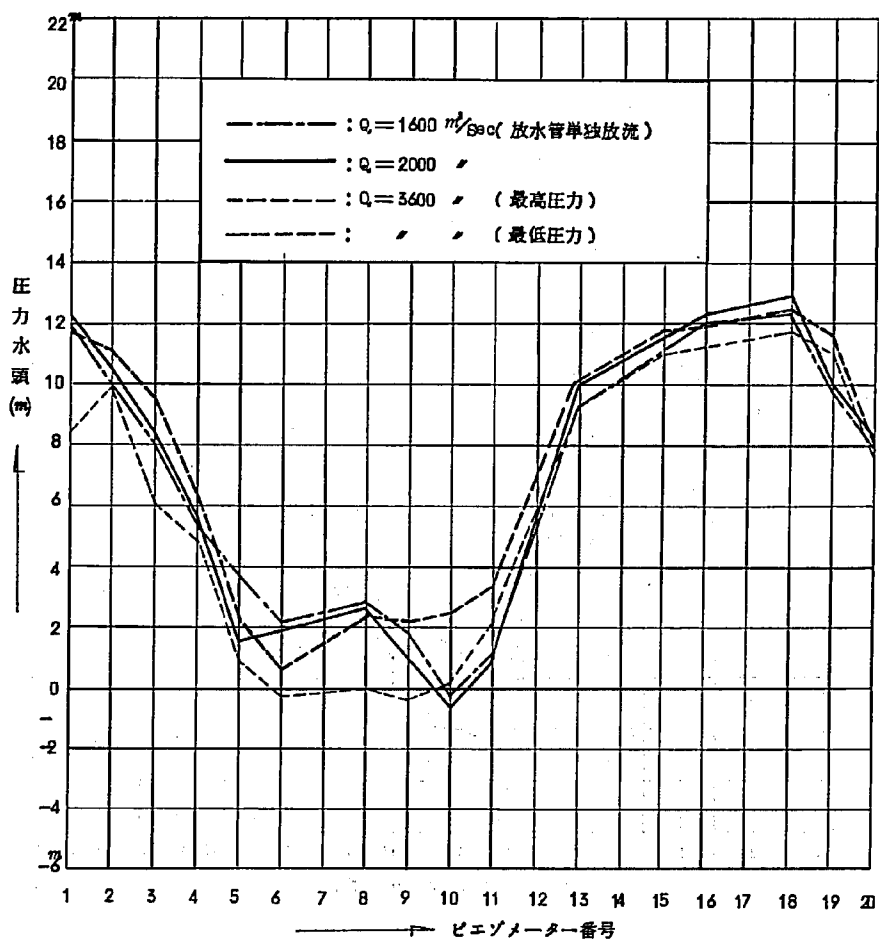


図 - 32 (3) シル面上の圧力分布図

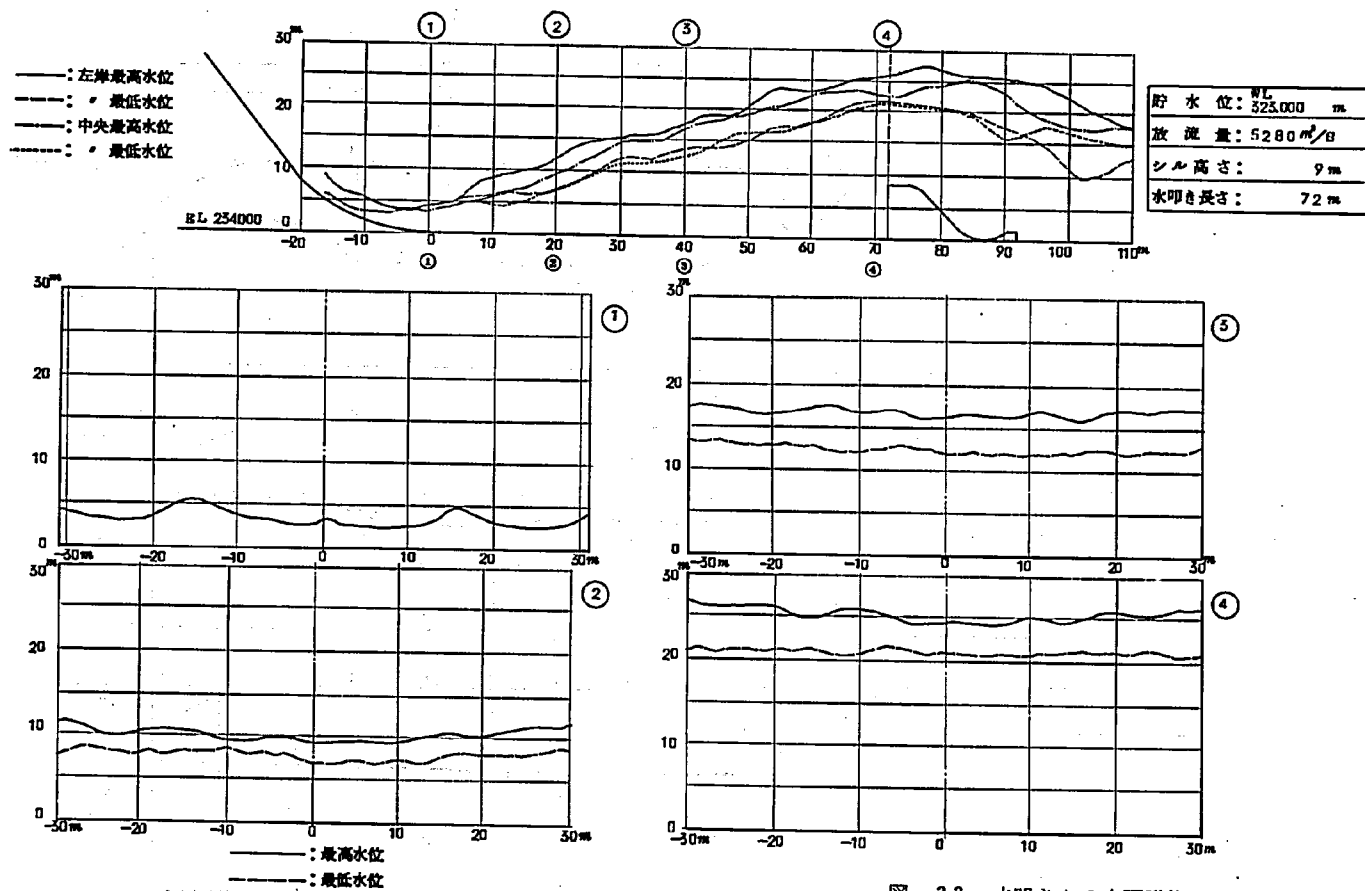


図-33 水叩き内の水面形状

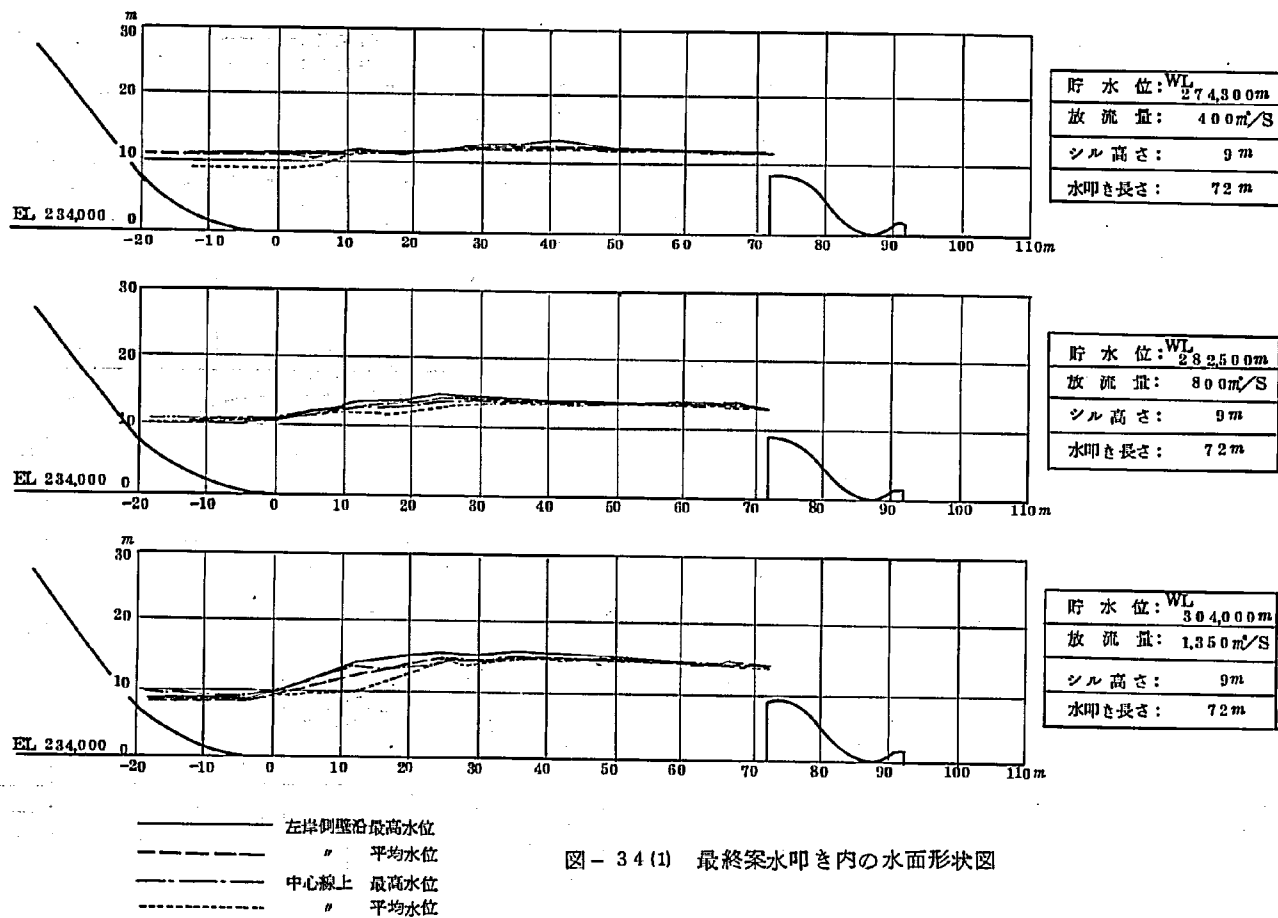


図 - 34 (1) 最終案水叩き内の水面形状図

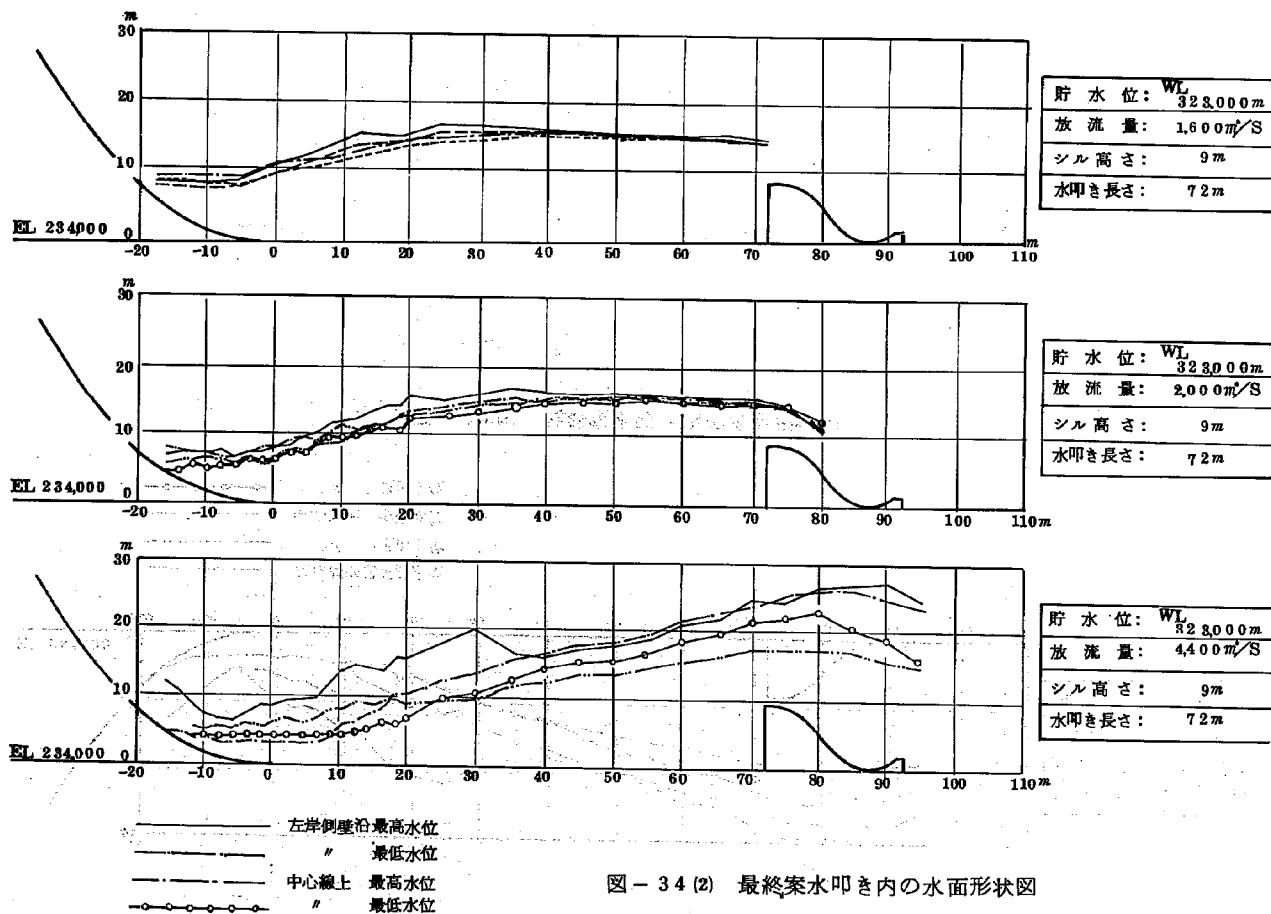
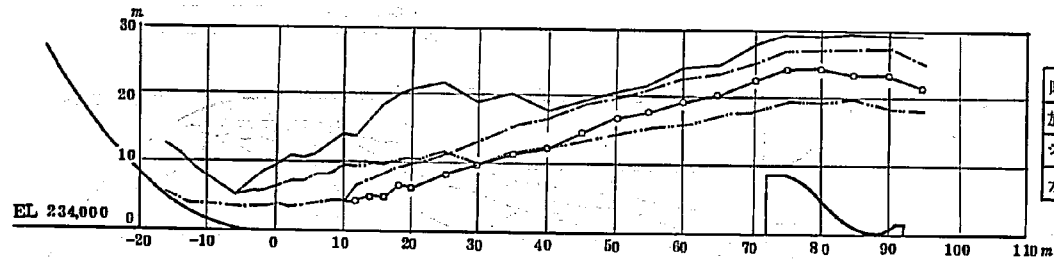


図-34(2) 最終案水叩き内の水面形状図



貯水位: WL
放流量: 5,280 m ³ /S
シル高さ: 9 m
水叩き長さ: 72 m

——— 左岸側壁沿最高水位
 - - - " 最低水位
 ——— 中心線上 最高水位
 - - - ○ " 最低水位

図 - 34 (3) 最終案水叩き内の水面形状図

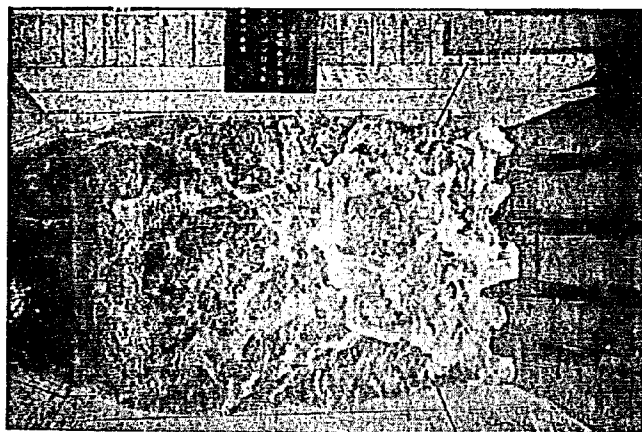


写真 - 8



写真 - 9

3. 二次減勢工の実験

堰尾取水堰による堰上げ背水の影響に下流水深が十分にあるから、シルからの越流水はローラー・バケット型減勢工によって二次減勢を行うことにする。

二次減勢工としてのバケット円弧半径は、比較実験の結果 6.0 m で充分減勢効果をもつことがわかったので、シルのバケット円弧として半径 6 m を採用し、各流量について減勢状況を詳細に調べた。

下流の地形は、推定岩盤面を対象にしたが、地形の変化が一様で緩やかであることから、シル下流 20 m および 87 m の断面を図-35に示すように単純化しその間を一様に漸変させた。

実験は、二次減勢工ローラーバケットの飛散巻込み、巻込み飛散限界の測定と、各流量の水面形測定とを実施した。その結果、前者については図-36に示すように流量が $400 \sim 2,400\text{ m}^3/\text{s}$ において、巻込み飛散及び飛散巻込み限界は異なり、限界水位の差は、同一流量において 1.2 m 程度飛散

巻込み限界が高い。流量がそれ以上に増大すると、シルを越流する水脈がポケット円弧部を飛び越えるようになるため、ポケットはその機能を果さなかった。

次に、各流量について、自然下流水位時の水面形を測定した結果、図-37に示すように流量 $2,400 \text{ m}^3/\text{s}$ 以下においてポケット内の流況は全て巻込み現象を呈し、十分に減勢されている。流量が $2,500 \text{ m}^3/\text{s}$ 以上ではシルは潜り堰に近い状態となるが、下流水位が高いのである程度の減勢効果は認められた。

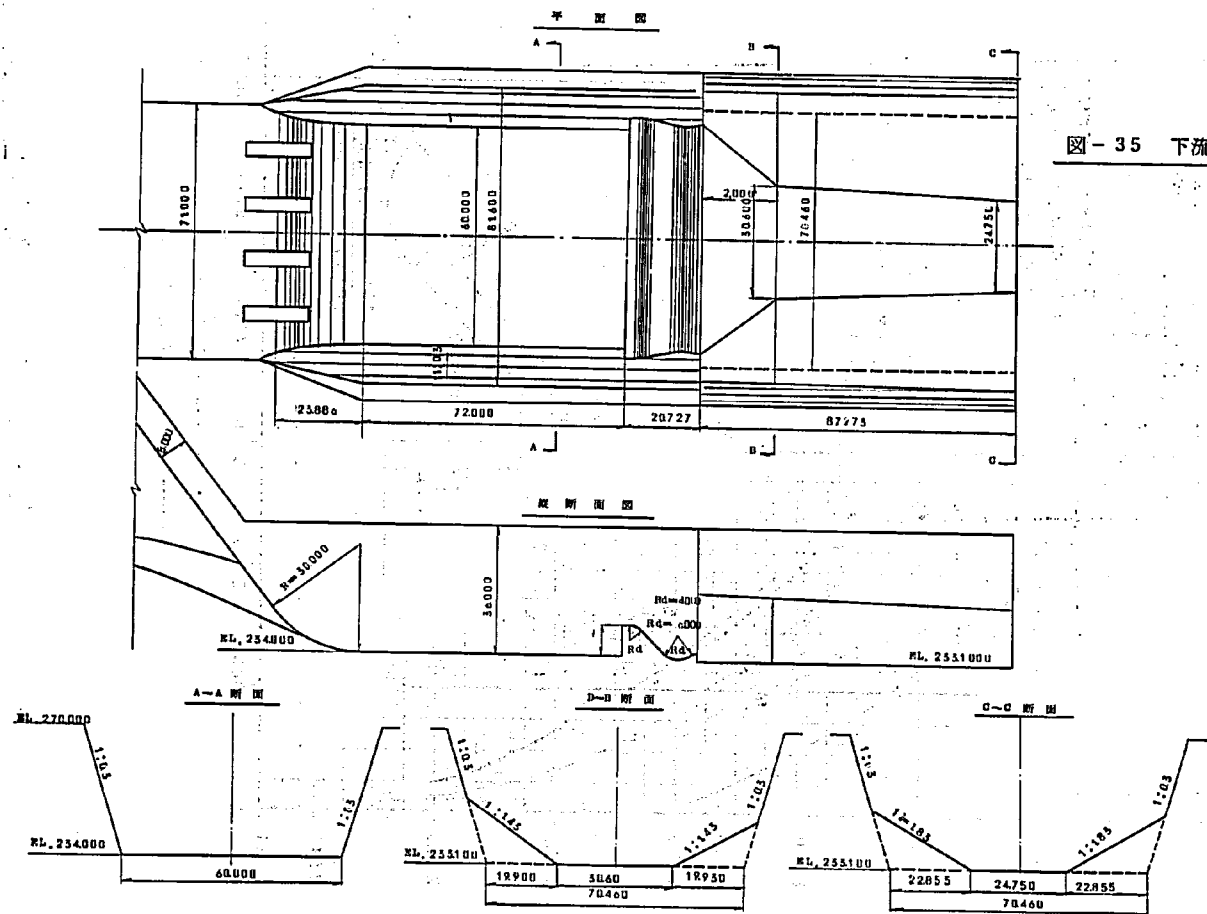


図 - 35 下流河道の模型

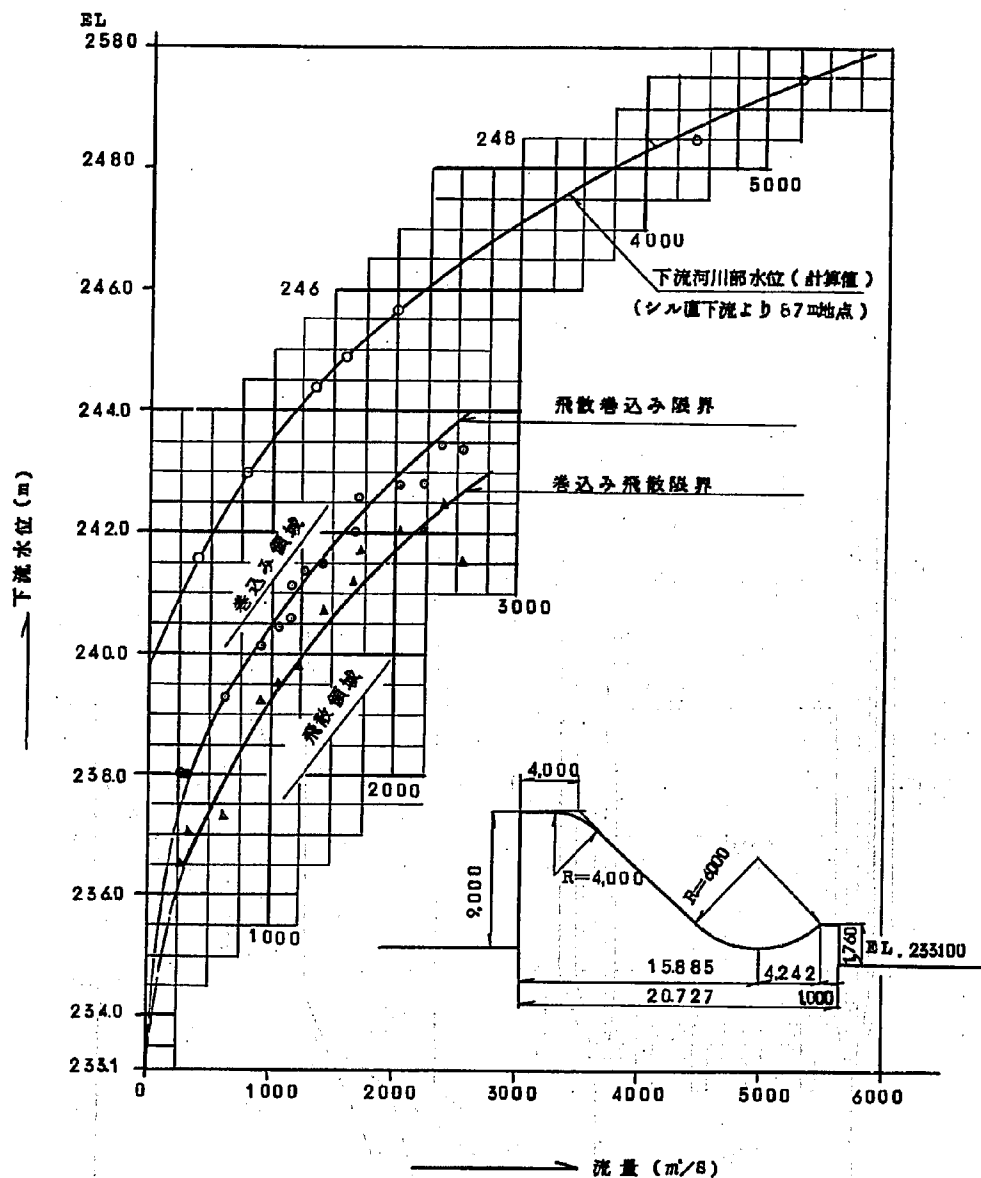


図-36 飛散巻込み、巻込み飛散限界下流水位-流量曲線

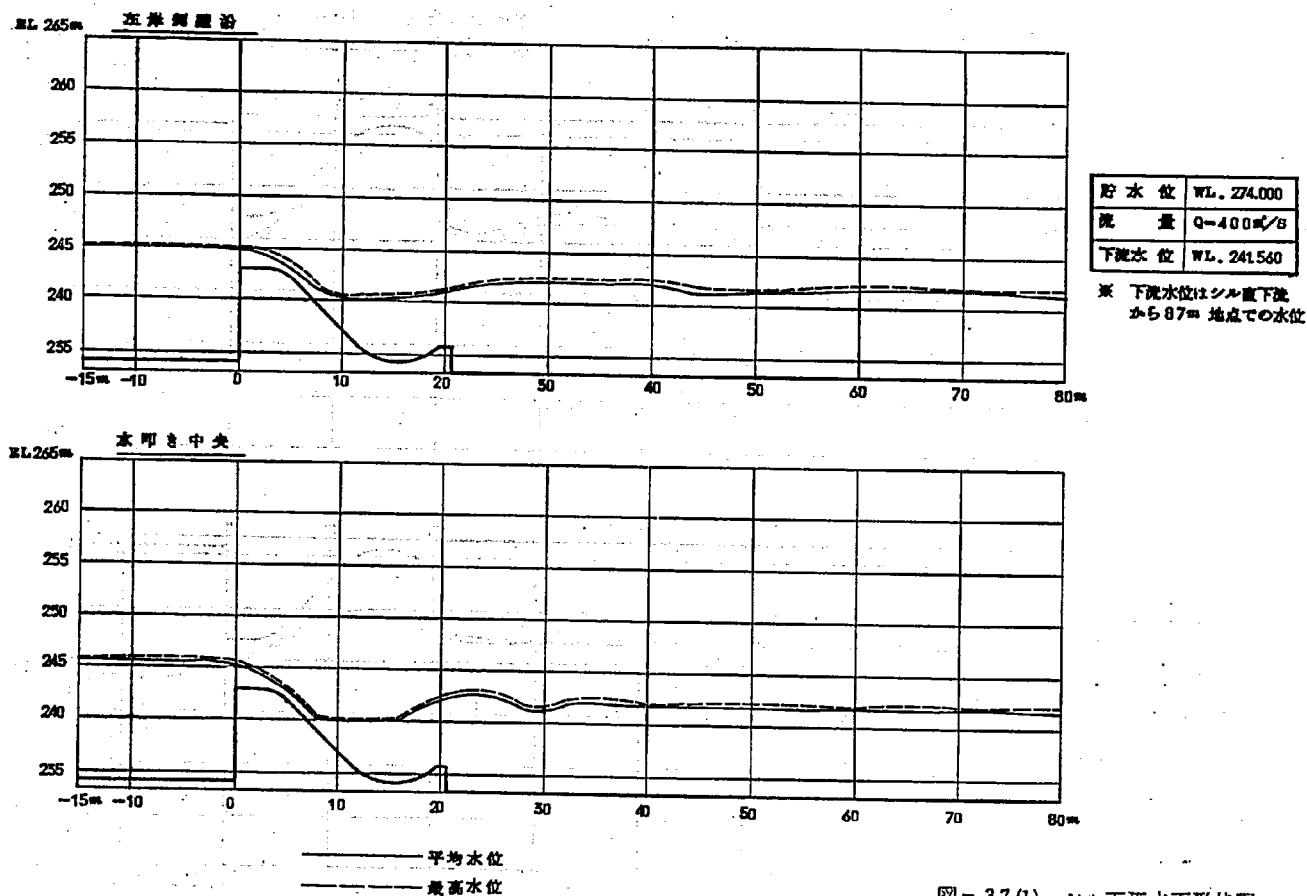
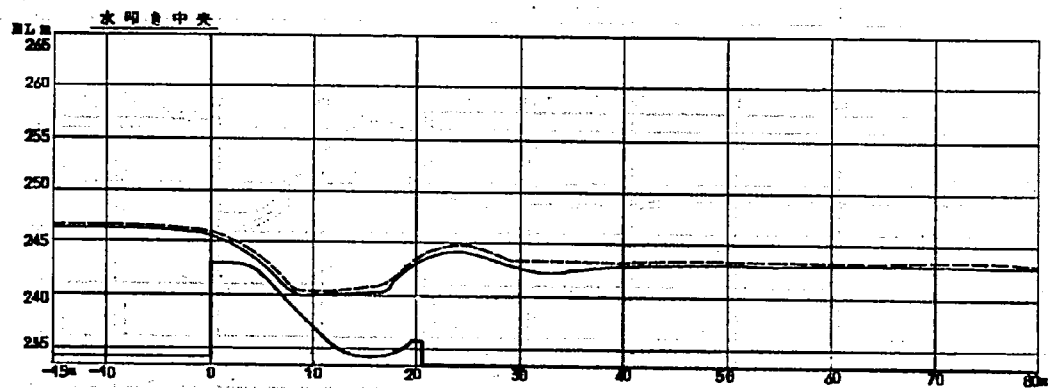
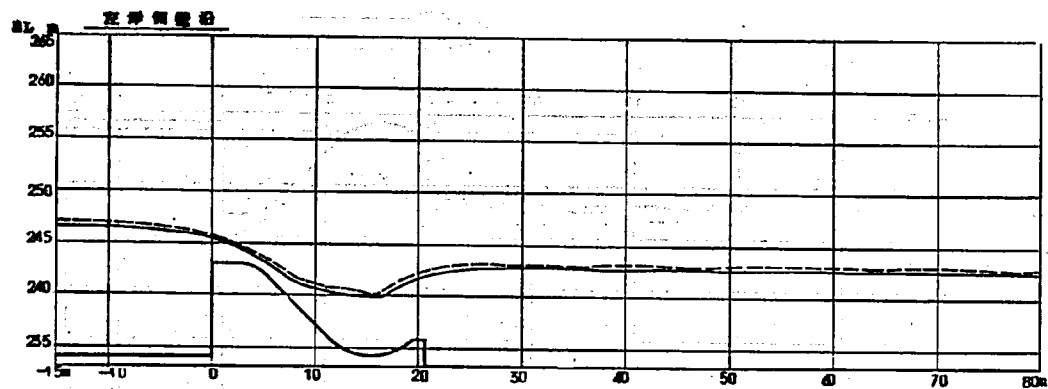


図-37(1) シル下流水面形状図



—— : 平均水位
- - - : 最高水位

図-37(2) シル下流水面形状図

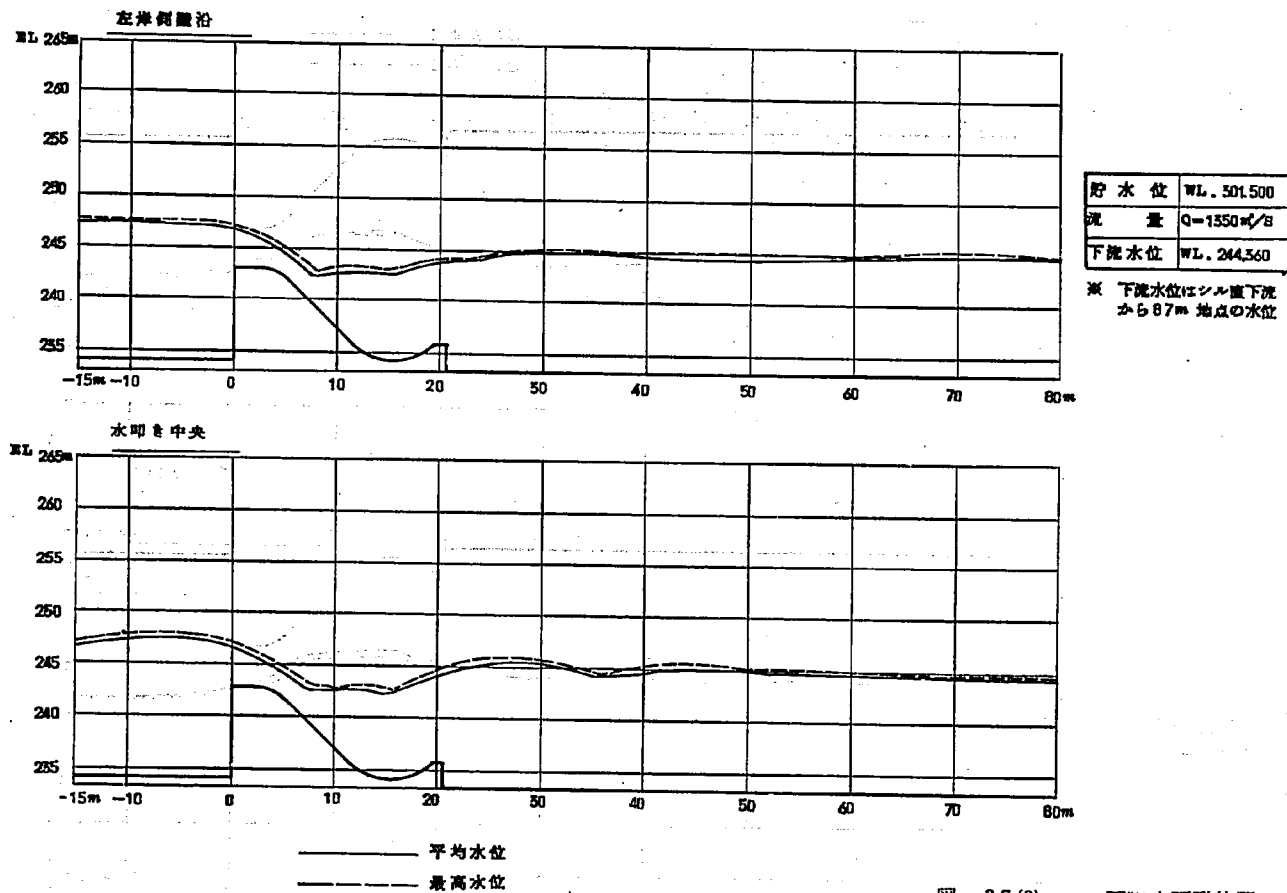


図-37(3) シル下流水面形状図

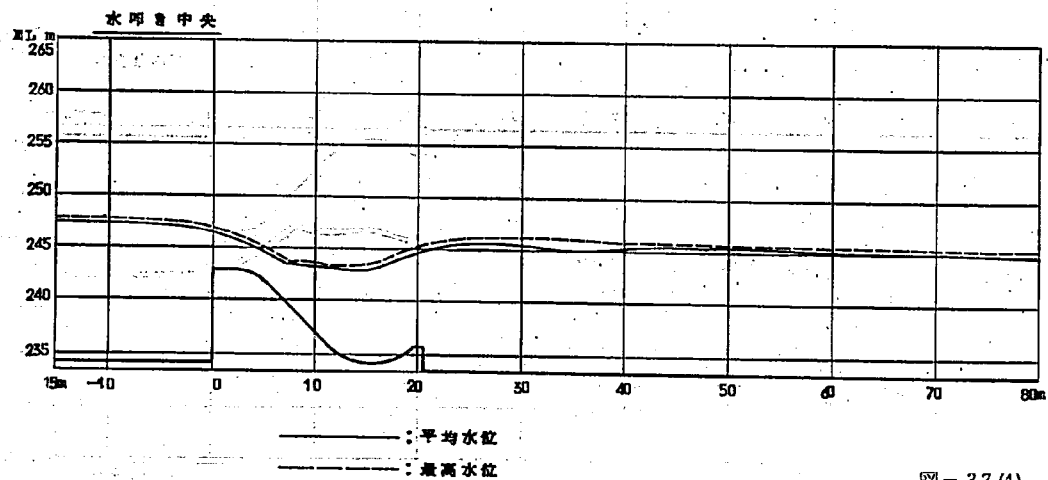
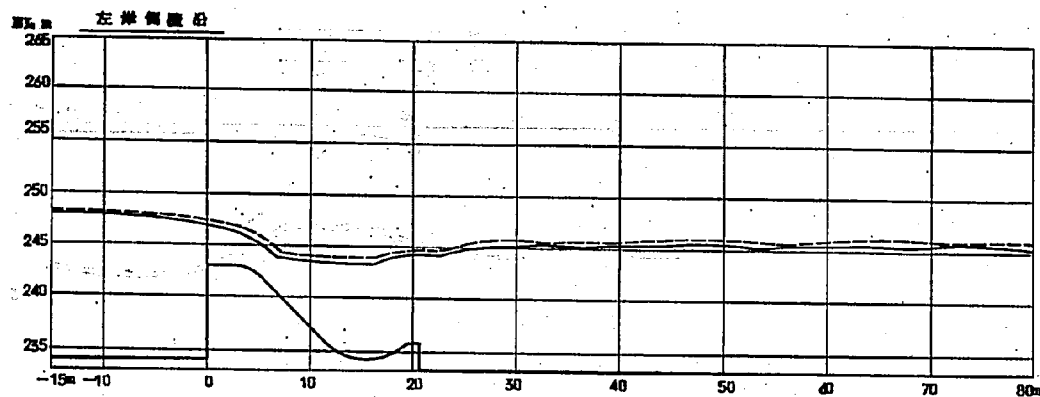


図-37(4) シル下流水面形状図

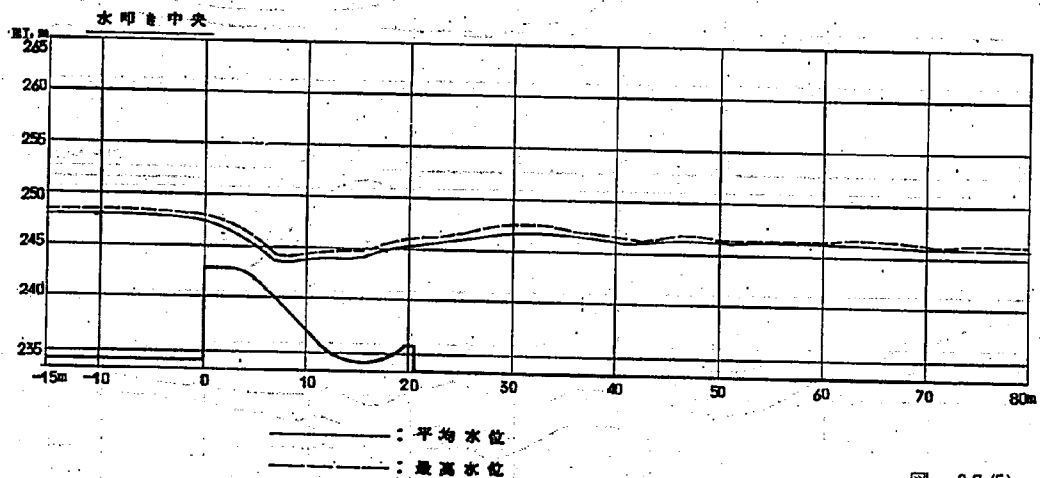
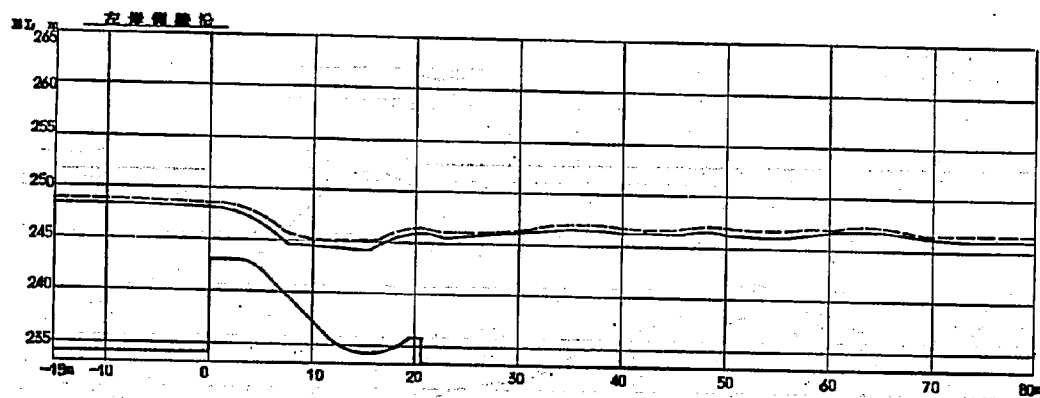
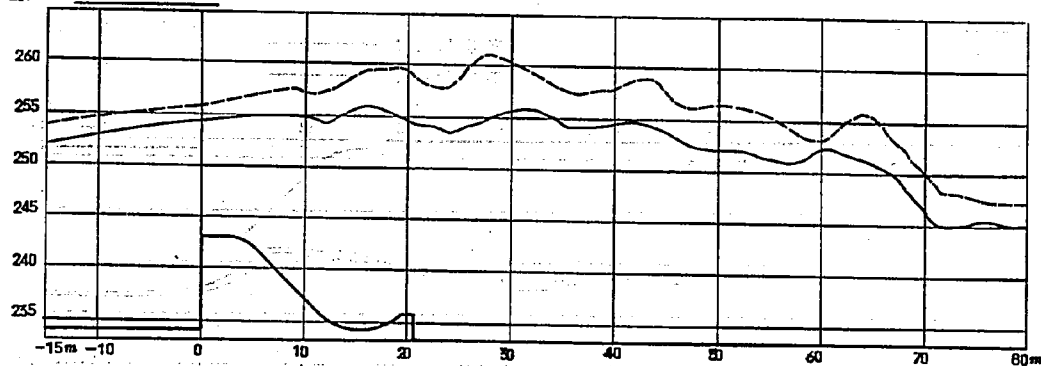


図-37(5) シル下流水面形状図

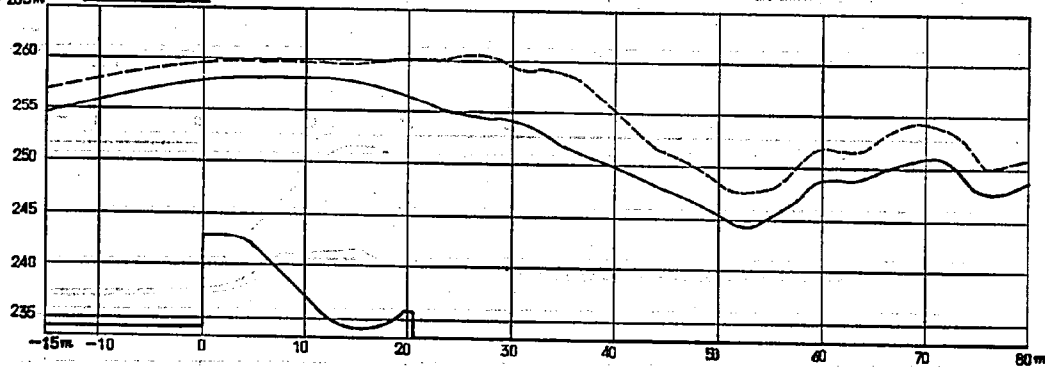
左岸側面沿



貯水位	WL 323000
流量	Q=4400 m³/D
下流水位	WL. 248.450

※ 下流水位はシル直下流から87m 地点の水位

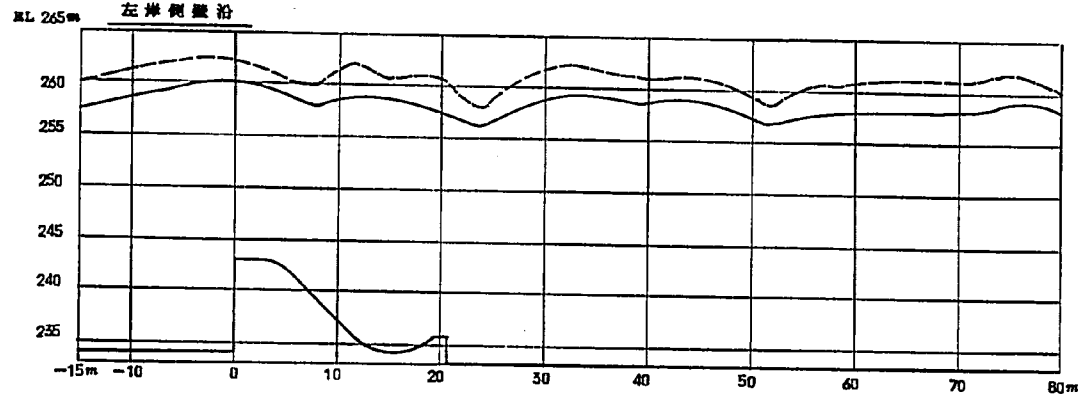
水叩き中央



—— 平均水位
- - - 最高水位

図-37(6) シル下流水面形状図

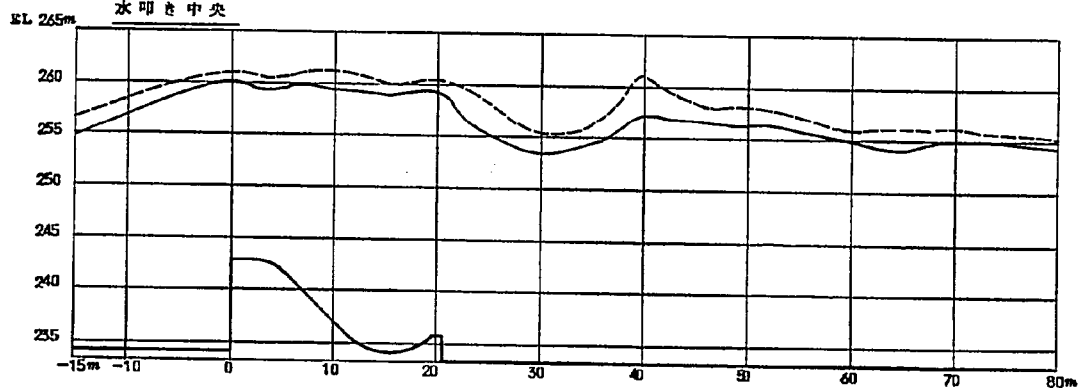
左岸側壁沿



貯水位	WL 324.000
流量	Q=5280 m³/s
下流水位	WL 249.470

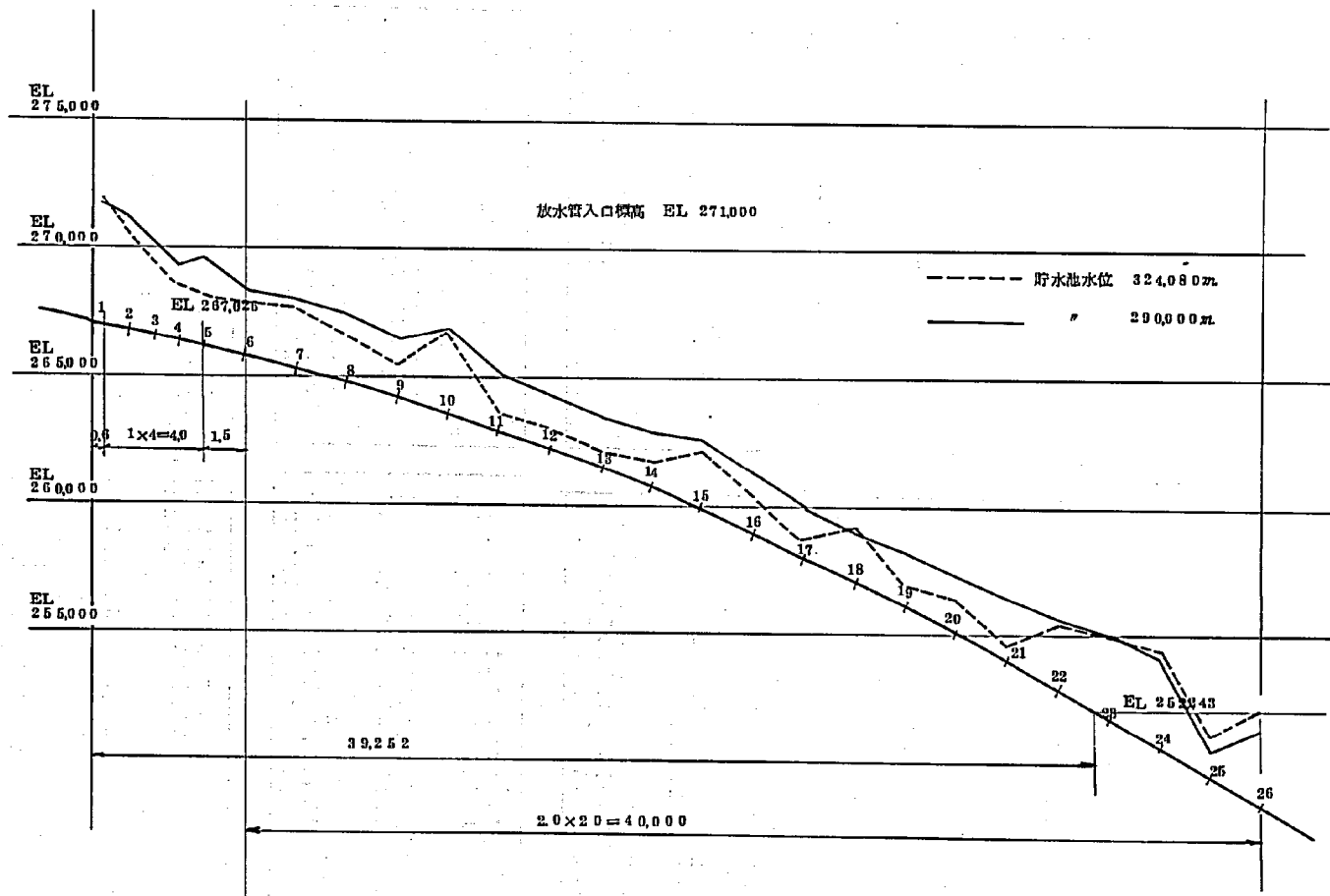
※ 下流水位はシル直下流から87m地点の水位

水叩き中央



—— 平均水位
 - - - 最高水位

図-37(7) シル下流水面形状図



付圖-1 開水路部底面圧力分布圖

付表-1 放流管ゲート操作時の貯水位、流量数値表

ゲート開度: 全 開			
貯水位 W.L.(m)	流 量 1門(m ³ /sec)	流 量 4門(m ³ /sec)	流 量 4門(m ³ /sec)
268.725	0.6	2.4	
268.800	5.1	20.4	
270.476	15.1	60.4	
271.075	40.1	160.4	
272.775	65.2	260.8	
273.450	70.4	281.6	
274.250	95.5	382.0	
274.400	104.5	418.0	
275.276	121.3	485.2	
275.500	135.4	541.6	
277.250	145.6	582.4	
278.325	167.0	668.0	
281.350	189.3	757.2	
282.030	202.7	810.8	
282.890	222.7	890.8	
284.400	231.3	925.2	
285.700	247.2	988.8	
291.275	265.8	1063.2	
292.600	275.5	1090.0	
294.450	284.4	1137.6	
295.090	292.7	1174.8	
297.300	300.2	1200.8	
298.350	307.5	1230.0	
300.550	318.1	1272.4	
302.330	323.8	1295.2	
307.350	355.2	1420.8	
310.175	380.0	1504.0	
312.875	399.1	1596.4	
315.750	392.0	1568.0	
318.130	398.9	1595.6	
320.950	415.6	1662.4	
322.850	422.3	1689.2	
324.675	428.8	1715.2	

ゲート開度: 3.5 m			
貯水位 W.L.(m)	流 量 1門(m ³ /sec)	流 量 4門(m ³ /sec)	流 量 4門(m ³ /sec)
277.310	122.0	488.0	
278.850	135.0	540.0	
280.050	145.1	580.4	
281.210	154.2	616.8	
282.310	162.1	648.8	
284.225	174.4	697.6	
286.150	185.5	742.0	
287.750	192.6	784.8	
290.810	213.4	853.6	
293.720	227.1	908.4	
295.745	237.5	950.0	
297.285	245.4	981.6	
299.910	257.5	1030.0	
303.075	271.8	1087.2	
304.150	276.2	1104.8	
306.255	285.0	1140.0	
309.450	297.5	1190.0	
310.560	301.8	1207.2	
313.815	312.3	1249.2	
315.890	320.8	1283.2	
318.175	328.2	1312.8	
321.950	341.0	1364.0	
324.750	351.2	1404.8	

ゲート開度: 2.5 m			
貯水位 W.L.(m)	流 量 1門(m ³ /sec)	流 量 4門(m ³ /sec)	流 量 4門(m ³ /sec)
277.815	81.6	326.4	
278.840	92.0	368.0	
281.385	97.6	390.4	
283.905	108.4	433.6	
287.225	120.8	483.2	
289.350	128.0	512.0	
292.900	140.0	560.0	
294.350	144.6	578.4	
296.550	151.0	604.0	
299.055	159.1	636.4	
300.710	161.2	644.8	
302.810	168.3	673.2	
306.215	176.4	705.6	
308.215	181.4	725.6	
310.120	186.2	744.8	
310.740	187.9	751.6	
312.810	194.2	776.8	
315.705	200.6	802.4	
319.910	207.5	830.0	
320.750	211.3	845.2	
323.155	216.9	867.6	
325.100	221.2	884.8	

ゲート開度: 1.5 m			
貯水位 W.L.(m)	流 量 1門(m ³ /sec)	流 量 4門(m ³ /sec)	流 量 4門(m ³ /sec)
277.775	48.1	192.4	
278.940	54.2	216.8	
280.425	59.0	236.0	
282.325	63.5	254.0	
285.010	69.1	276.4	
287.575	75.3	301.2	
289.225	77.8	311.2	
291.225	81.1	324.4	
293.410	85.0	340.0	
296.400	89.9	359.6	
299.125	94.1	376.4	
302.225	97.0	388.0	
303.810	101.3	405.2	
306.720	105.0	420.0	
309.425	110.0	440.0	
310.490	111.3	446.2	
313.325	115.0	460.0	
315.775	118.4	473.6	
318.410	123.1	492.4	
320.710	126.0	504.0	
323.375	128.3	513.2	
325.810	132.3	529.2	

ゲート開度: 0.5 m			
貯水位 W.L.(m)	流 量 1門(m ³ /sec)	流 量 4門(m ³ /sec)	流 量 4門(m ³ /sec)
277.100	18.3	73.2	
278.040	19.9	79.6	
281.010	20.3	81.2	
282.610	23.0	92.0	
284.800	24.8	99.2	
287.325	26.9	107.6	
289.610	28.1	112.4	
291.025	29.2	116.8	
293.975	31.3	125.8	
296.025	33.0	132.0	
298.625	33.8	135.2	
301.100	35.0	140.0	
303.550	35.3	141.2	
305.610	35.2	140.8	
308.875	36.6	146.4	
310.625	39.0	156.0	
312.700	41.3	165.2	
315.810	43.2	172.8	
317.025	44.0	176.0	
320.875	45.6	182.4	
322.100	46.0	184.0	
323.820	47.2	188.8	
325.715	47.9	191.6	

ゲート開度: 3.0 m			
貯水位 W.L.(m)	流 量 1門(m ³ /sec)	流 量 4門(m ³ /sec)	流 量 4門(m ³ /sec)
275.850	85.3	341.2	
277.080	97.4	389.6	
279.000	109.5	438.0	
280.025	117.8	471.2	
282.415	128.2	512.8	
284.750	138.8	555.2	
287.205	151.4	605.2	
289.725	160.2	640.8	
290.325	165.2	670.8	
293.915	170.0	716.0	
295.725	180.3	745.2	
298.150	194.2	776.8	
300.730	203.0	812.0	
303.215	211.1	844.4	
305.000	217.6	870.4	
306.810	223.4	893.6	
308.860	230.8	923.2	
311.950	239.2	956.8	
313.215	244.0	976.0	
315.425	250.8	1001.2	
317.085	254.5	1018.0	
319.720	262.0	1048.0	
322.195	268.4	1073.6	
324.600	275.0	1100.0	

ゲート開度: 2.0 m			
貯水位 W.L.(m)	流 量 1門(m ³ /sec)	流 量 4門(m ³ /sec)	流 量 4門(m ³ /sec)
276.210	61.1	244.4	
278.040	70.8	283.2	
280.325	77.3	309.2	
282.750	80.0	320.0	
285.975	94.1	376.4	
287.900	99.3	397.2	
290.310	105.2	420.8	
293.400	110.3	441.2	
294.325	114.8	459.2	
297.610	121.7	486.8	
300.925	130.8	523.2	
301.510	131.1	524.4	
303.125	134.0	536.0	
305.800	139.8	559.2	
308.625	145.7	582.8	
310.680	147.8	591.2	
312.700	152.3	609.2	
315.000	155.0	620.0	
317.025	160.0	640.0	
319.015	162.8	649.2	
320.755	165.1	659.4	
323.200	168.8	675.2	
325.225	172.8	691.2	

ゲート開度: 1.0 m			
貯水位 W.L.(m)	流 量 1門(m ³ /sec)	流 量 4門(m ³ /sec)	流 量 4門(m ³ /sec)
276.810	34.1	136.4	
278.490	37.4	149.6	
280.980	41.2	164.8	
283.050	46.0	184.0	
284.850	48.2	192.8	
286.225	49.0	196.0	
289.472	54.3	217.2	
292.425	58.2	232.8	
293.900	60.3	241.2	
297.175	63.0	252.0	
298.850	65.6	262.4	
302.160	68.9	275.6	
303.025	70.3	281.2	
305.000	72.3	289.2	
306.525	76.0	304.0	
309.920	77.8	311.2	
312.975	80.2	320.8	
315.625	81.8	327.2	
317.180	83.4	332.6	
319.700	85.9	343.6	
322.100	87.2	348.8	
323.725	89.1	356.4	
325.150	91.8	367.2	

付表-2 堤頂越流部貯水位流量流量係数表 (実測値)

ゲート全開

貯水池水位標高 EL (m)	越流水深 H (m)	流量 Q (m ³ /sec)	越流係数 C
越流頂標高 313.500	0.	0	0
314.196	0.696	56.56	1.771
314.802	1.302	145.56	1.781
315.174	1.674	206.35	1.732
315.888	2.388	370.04	1.824
316.602	3.102	543.21	1.808
317.316	3.816	750.10	1.830
317.940	4.440	963.17	1.872
318.944	5.244	1,245.09	1.885
319.780	6.280	1,667.80	1.927
320.538	7.038	2,023.94	1.971
321.342	7.842	2,356.33	1.951
322.032	8.532	2,691.52	1.964
322.602	9.102	2,952.25	1.955
323.076	9.576	3,192.62	1.959
323.430	9.930	3,392.84	1.972
324.150	10.650	3,818.78	1.998

※ $C = Q / n \cdot BH^{3/2}$

但し, $B = 55,000m$