



土木研究所資料

第 679 号

松川ダム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、建設省土木研究所が長野県の依頼により昭和45年6月より検討を開始し、昭和46年3月に実験を完了した松川ダム水理模型実験の報告書である。

昭和46年3月20日

建設省土木研究所

ダム部長

野島虎治

篠崎試験所長

川村幸司

ダム水理研究室 研究員

藤本成

同 研究員

浜田一義（実験担当）

目 次

ま え が き

§ 1 計画概要	1
§ 2 ダムおよび貯水池の諸元	2
§ 3 実験目的	5
§ 4 水理模型と実験の相似律	6
§ 5 洪水吐の設計	7
5.1 洪水調節計画	7
5.2 基本設計条件	7
5.3 放流管の設計	7
5.3.1 設計条件	7
5.3.2 放流管々路徑の設計	8
5.3.3 放流管縦断形状の設計	8
5.3.4 放流管吐口断面の設計	9
5.3.5 放流管細部設計	12
5.3.6 放流能力の検討	15
5.3.7 管内圧力の検討	17
5.3.8 放流管吐口下流面状の設計	19
5.4 越流部の設計	22
5.4.1 設計条件	22
5.4.2 堤頂標高の選定	23
5.4.3 越流頂縦断形状の設計	23
5.4.4 越流量の検討	24
5.5 減勢工の設計	25
5.5.1 設計条件	25
5.5.2 基本諸量の計算	26
5.5.3 減勢工の設計	28
5.6 ダム下流水位の検討	28
§ 6 水理模型実験	30
6.1 越流部	30
6.1.1 自由越流時の水位 - 流量関係の測定	30
6.1.2 越流部および導流部の水面形測定	30
6.2 放流管部	38
6.2.1 放流管出口底面圧力の測定	38
6.2.2 放流管水位 - 流量関係の測定 (二次元模型)	41
6.2.3 放流管内圧力の測定 (二次元模型)	41
6.3 洪水吐放流能力の検討	52
6.4 水叩き部	53
6.4.1 減勢工に関する検討	53
6.4.2 最終案に関する検討	72

§ 1 計 画 概 要

松川は中央アルプスの念丈岳(2,290.6m)に源を発し、風越地帯で平坦部に入り、飯田市と鼎町、上郷村との境を貫流して弁天橋上流で天竜川に合流する流域面積99.8Km²、流路延長26Km、河川勾配1/15~1/100の市街河川である。地質は花崗岩類で占められ、一般に風化が著しく、甚だ崩壊性に富んだ荒廃河川で、下流一帯は、出水のたびに莫大な災害を蒙っている。

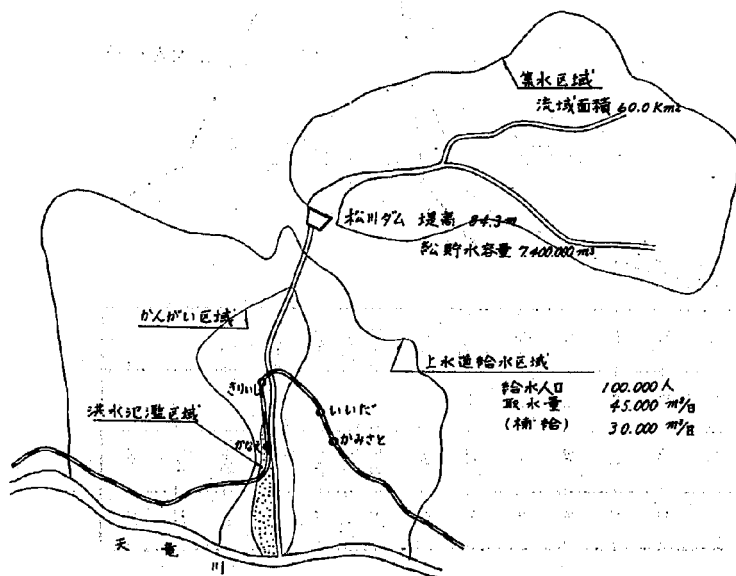


図 - 1 松川総合開発計画概要図

ってめざましい発展が予想され、産業発展の要素である上水道用水について将来を展望するとき、現状では即応しえない状態である。更に松川流域の水田は用水不足により早ばつに悩まされている。

本事業はこうした観点から天竜川合流点上流約9Kmの地点に、治水、農業、上水道の多目的ダムを建設し、ダム地点の計画洪水量440m³/sを240m³/sカットして、200m³/sに低減し、昭和55年における飯田市および鼎町、上郷村の上水道用水30,000m³/日を確保すると共に、既成田約1,000haの用水補給を行なわんとするものである。概要図は図-1に調節前、後の流量配分図および洪水調節図は図-2、図-3に示される。

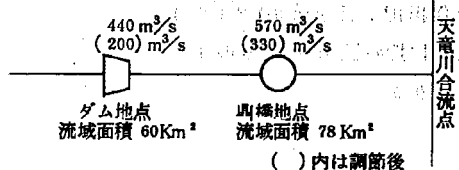


図 - 2 流量配分図

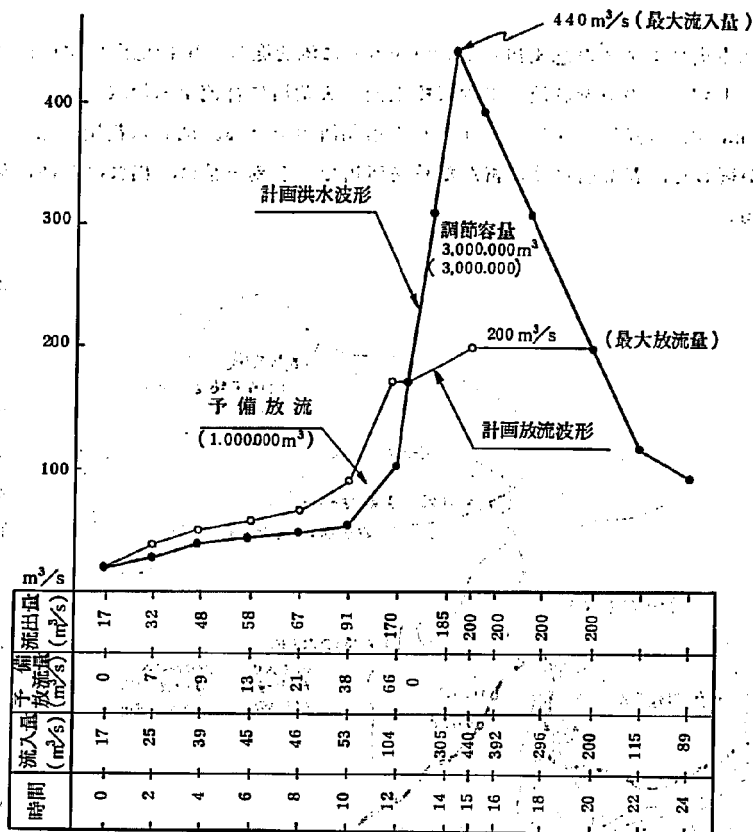


図-3 洪水調節図

§2 ダムおよび貯水池の諸元

2.1 ダム

ダム名 松川ダム
位置 (左岸) 飯田市上飯田陣ヶ沢中落 8181 の 1
(右岸) 飯田市上飯田押の沢山 8129 の 1

型式 重力式コンクリートダム

堤高 84.3 m

堤頂長 175.0 m

堤体積 270,000 m³

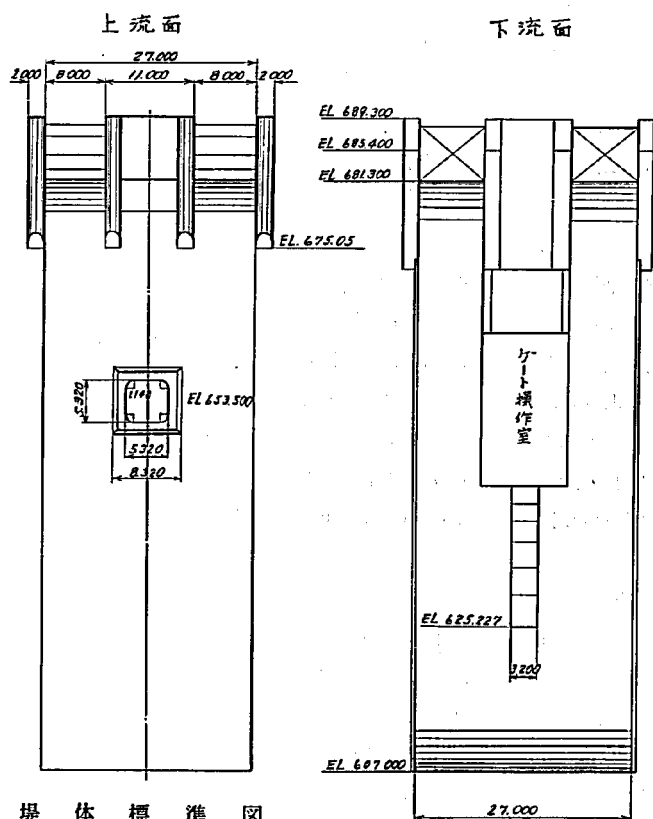
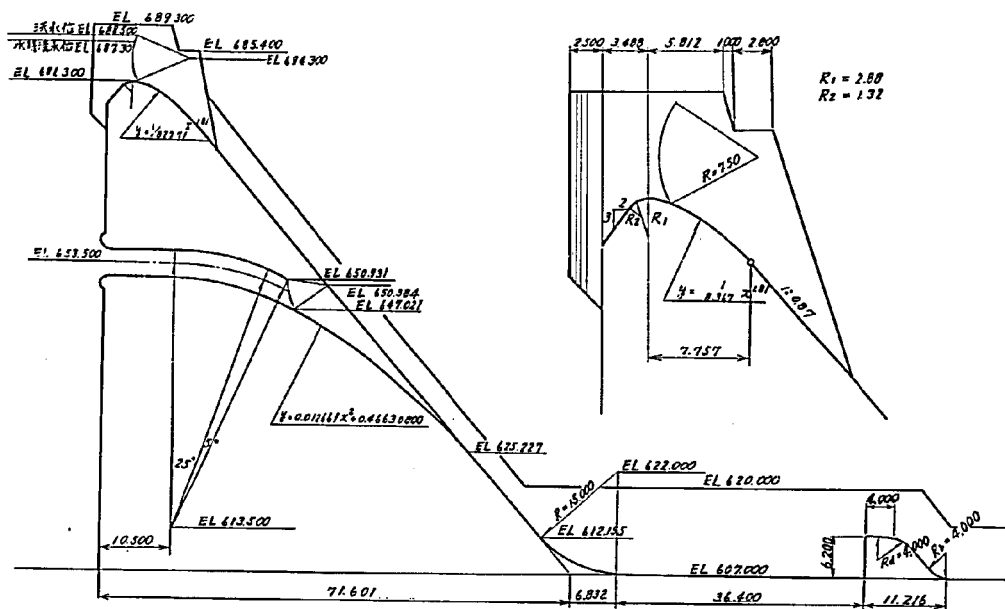


图 - 4 堤体标准图

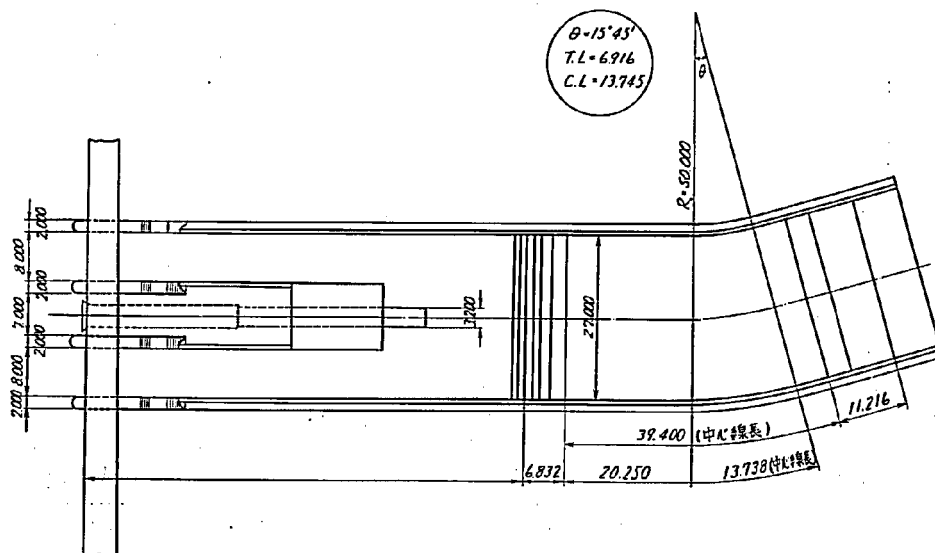


図 - 5 松川ダム余水吐平面図

非越流部堤頂標高 6 8 9. 3 m

越流部堤頂標高 6 8 1. 3 m

2.2 貯 水 池

集水面積 6 0 Km²

湛水面積 0. 2 9 Km²

総貯水量 7. 4 0 0, 0 0 0 Km²

有効貯水容量 5, 4 0 0, 0 0 0 Km²

洪水時満水位 6 8 7. 3 m

洪水時制限水位 6 7 3. 5 m

堆砂および死水量 2, 0 0 0, 0 0 0 m³

2.3 放 流 設 備

堤頂水門 ランターゲート

高圧放水門 高圧テンターゲート

計画洪水流量 4 4 0 m³/s (8 0 年確率)

計画放流量 2 0 0 m³/s

調節流量 2 4 0 m³/s

松川ダム貯水池計画図は図 - 6 に示される。

§ 3 実験目的

松川ダム水理模型実験は、松川ダム洪水吐（常用洪水吐 1 門，非常用洪水吐 2 門）について、水理模型実験を行ない、洪水吐の放流能力の検討を行なうと共に本ダム地点に最も適した減勢工の構造を選定し、かつその形状を実験的に求めると同時にダムの管理資料を得んとするものである。

水理実験の主要な実験項目は次の通りである。

全体模型実験

- (1) 自由越流時（クレスト，コンヂットゲート全開）の水位－流量関係の測定。
- (2) 越流部および導流部の水面形の測定。
- (3) 放流管出口，底面圧力の測定。
- (4) 各種減勢補助構造物の適用性に関する調査。
- (5) 水叩きの規模（水叩き長さ，シル高）に関する調査。
- (6) シル面上の圧力分布の測定。
- (7) 減勢池内水面形の測定。
- (8) ダム下流河道の流況調査。

放流管抽出模型実験

- (1) 水位－流量関係の測定（ゲート開度 0.5 m 間隔）。
- (2) 放流管内圧力の測定。

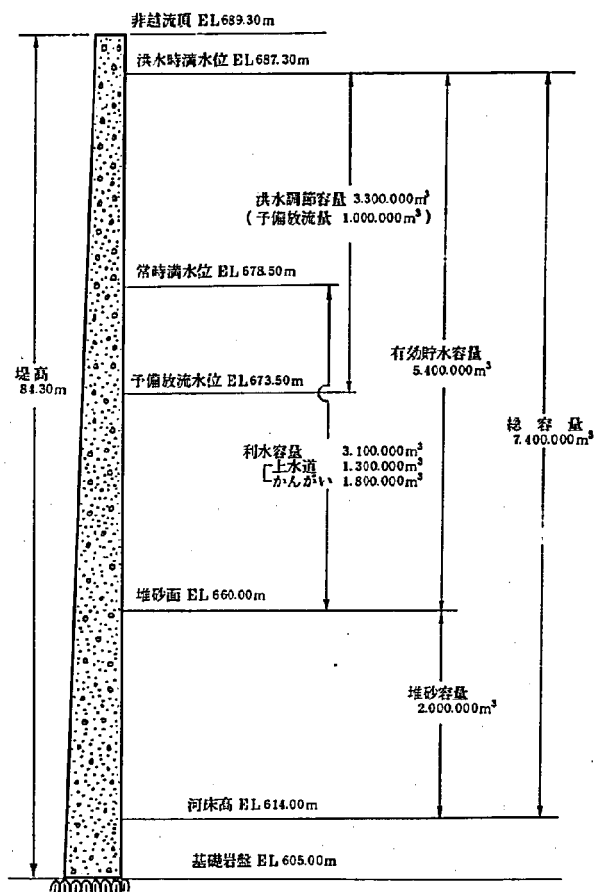


図 - 6 貯水池計画図

§ 4 松川ダム水理模型と実験の相似律

松川ダム水理模型実験は土木研究所篠崎試験所ダム水理屋内実験場で行なわれた。

全体模型は縮尺を縦横ともに $1/50$ とし、木製で作製した。ただ水叩導流壁は透明なアクリライト板を使用し、流況の観察ができるように考慮した。模型は長さ 3 m 、幅 4 m 、高さ 2 m の銅製水槽を貯水池に該当せしめてこの下流端に取付けられた。ダム下流の河道の模型は、松川ダム建設事務所より提供された地形図により、水叩終端から下流に約 150 m 、水叩中心線を基準として左右兩岸へそれぞれ 40 m をモルタルにより作製した。

下流にある砂防ダムからの水位は、模型下流端に水位調節板を設け、自由に調節できるように配慮した。

また、放流管抽出模型については模型の縮尺を縦横それぞれ $1/30$ とし、長さ 6 m 、幅 1.5 m 、高さ 4 m の銅製水槽に取付け、模型は黄銅鑄物にて作製した。

実験においては重力の影響が支配的であると考えられるので、模型と原型との力学的相似はフルードの法則にしたがうものとした。表-1に本水理実験における基本量の縮率を示す。

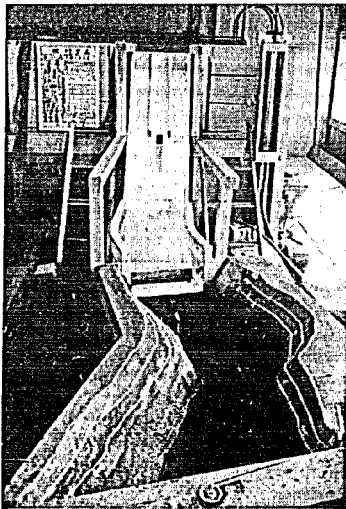


写真-1 全体模型図

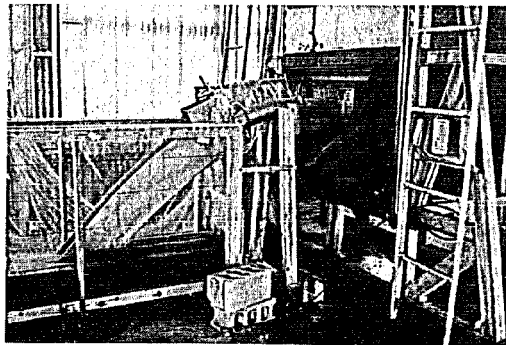


写真-2 放流管抽出模型図

表 - 1 基 本 量 の 縮 率

基 本 量	次 元		縮 率	
			全体模型実験	抽出模型実験
長さ, 水深	L	N	1:50 = 1:50	1:30 = 1:30
時 間	T	$N^{\frac{1}{2}}$	$1:50^{\frac{1}{2}} = 1:7.071$	$1:30^{\frac{1}{2}} = 1:5.477$
流 速	LT^{-1}	$N^{\frac{1}{2}}$	$1:50^{\frac{1}{2}} = 1:7.071$	$1:30^{\frac{1}{2}} = 1:5.477$
流 量	$L^3 T^{-1}$	$N^{\frac{3}{2}}$	$1:50^{\frac{3}{2}} = 1:7.677$	$1:30^{\frac{3}{2}} = 1:4.954$
圧 力	$ML^{-1} T^{-2}$	N	1:50 = 1:50	1:30 = 1:30
流量係数		1	1:1 = 1:1	1:1 = 1:1

§ 5 洪水吐の設計

5.1 洪水調節計画

予備放流が計画通り行なわれるために予備放流最低水位 (WL. 673.5 m) で $170 \text{ m}^3/\text{s}$ 放流することが必要である。

また、ピーク流量 $440 \text{ m}^3/\text{s}$ (80年確率流量) のときの貯水位 (WL. 878.2 m) で放流管より $200 \text{ m}^3/\text{s}$ 放流することが必要である。

5.2 基本設計条件

本ダムにおいては、100年確率流量の $460 \text{ m}^3/\text{s}$ を設計洪水流量とし、異常洪水流量はこの20%増の $560 \text{ m}^3/\text{s}$ としている。

すなわち洪水時満水位 (WL. 687.3 m) において、設計洪水流量 ($460 \text{ m}^3/\text{s}$)、異常洪水流量 ($560 \text{ m}^3/\text{s}$) が安全に放流することが必要である。

また、松川ダム地域の比流量から最大洪水量を松川ダム建設事務所で検討した結果 $900 \text{ m}^3/\text{s}$ となったので、この洪水量を貯水池水位の許容上限で放流することが必要である。

以上述べたように松川ダムの洪水吐は、越流部は非常用洪水吐としての機能を有することが必要であり、放流管は常用洪水吐、非常用洪水吐両者の機能を有することが必要である。

5.3 放流管の設計

5.3.1 設計条件

- (1) 放流管単独で洪水調節計画を満足できること。
- (2) 放流管呑口中心標高は EL 653.5 m とする。
- (3) 放流管形式は全管路型とし、ゲートは放流管末端に設ける。

5.3.2 放流管管路設計

放流管概算直径を D_o' 、放流管概算面積を A_o' とすれば、 A_o' 、 D_o' は、(1)式により与えられる。

$$\left. \begin{aligned} A_o' &= \frac{CQ}{\sqrt{2gH\ell}} \\ D_o' &= \sqrt{\frac{4A_o'}{\pi}} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (1)$$

ただし、 $\frac{1}{C}$: 流量係数

$H\ell$: 貯水位から放流管管口までの水位差 (m)

Q : 流量 m^3/s

洪水調節計画、放流量 Q (m^3/s) は $200 m^3/s$ より上昇しないから、 A_o' は $200 m^3/s$ 放流水位 (WL. 678.2 m) か $170 m^3/s$ 放流水位 (WL. 673.5 m) によって決る。

すなわち

WL. 673.5 m, $Q = 170 m^3/s$ 放流の場合

$C = 1.2$ とすれば

$$A_o' = \frac{CQ}{\sqrt{2gH\ell}} = \frac{1.2 \times 170}{\sqrt{2 \times 9.8 \times (673.5 - 653.5)}} = 1.0304 m^2$$

$$D_o' = \sqrt{\frac{4A_o'}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 1.0304}{3.1416}} \approx 3.62 m$$

WL. 678.2 m, $Q = 200 m^3/s$ 放流の場合

$C = 1.2$ とすれば

$$A_o' = \frac{CQ}{\sqrt{2gH\ell}} = \frac{1.2 \times 200}{\sqrt{2 \times 9.8 \times (678.2 - 653.5)}} = 1.0908 m^2$$

$$D_o' = \sqrt{\frac{4A_o'}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 1.0908}{3.1416}} \approx 3.8 m$$

∴ 直管部の直径を D_o 、断面積を A_o とすれば

$$D_o = D_o' = 3.8 m$$

$$A_o = \frac{\pi D_o^2}{4} = \frac{3.14 \times 3.8^2}{4} = 1.1341 m^2$$

5.3.3 放流管縦断形状の設計

曲管中心線の曲率半径 R_o 、曲管部の角度を α とすれば、 R_o 、 α は (2)、(3) 式で表わされる。

$$R_o = \frac{Z_o}{1 - \cos \alpha} \dots\dots\dots (2)$$

$$\alpha = 2 \tan^{-1} \frac{Z_o}{m_1 H_o + m_1 Z_o - L_o - c_n \sqrt{1 + m_1^2}} \dots\dots\dots (3)$$

ただし Z_o : 放流管管口中心と出口中心との高低差 (m)

m_1 : 基本三角形下流面勾配

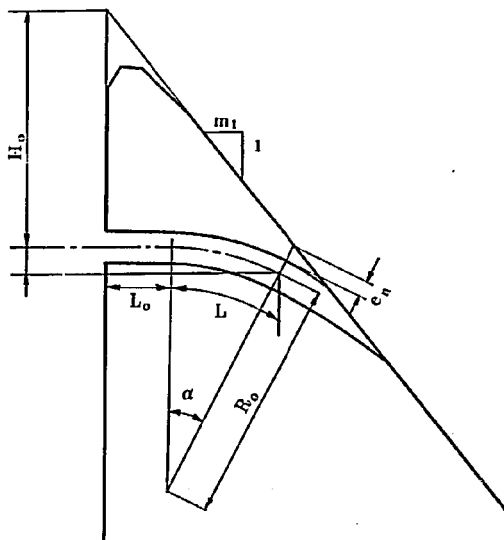


図 - 7 縦断形状算定図

の経済性等を考慮して水平方向に 3.0 m だけ切りこむことにすると、

$$L_0 = 14.0 - 3.0 = 11.0 \text{ m となる。}$$

以上の断面を仮断面として設計を行なう。

5.3.4 放流管吐口断面の設計

(1) 概算吐口断面

吐口断面の概算直径 A_n' を 3.48 m と仮定すれば概算吐口断面積 $A_n' = \frac{\pi \times 3.48^2}{4} = 9.511 \text{ m}^2$ となる。

(2) 呑口形状

呑口の形状は一ツ瀬ダムにおいて良好の結果が得られた次の長円曲線を用いる。

$$\frac{X^2}{(0.8 D_0)^2} + \frac{Y^2}{(0.2 D_0)^2} = 1 \quad \dots\dots\dots (4)$$

$D_0 = 3.8 \text{ m}$ として(4)式に代入すれば(5)式が得られる。

$$\frac{X^2}{9.2416} + \frac{Y^2}{0.5776} = 1 \quad \dots\dots\dots (5)$$

(3) 放流管内損失の計算

放流管呑口から直管部末端までの損失を ξ_1 、放流管呑口から吐口までの損失を η_1 とすれば、 ξ_1 、 η_1 は(6)、(7)式で与えられる。

$$\xi_1 = f_0 + \lambda_1 \frac{L_0}{D_0} \quad \dots\dots\dots (6)$$

H_0 : 放流管呑口中心より基本三角形頂点迄の高低差 (m)

L_0 : 直管部の長さ (m)

c_n : 放流管出口中心と堤体下流面との距離 (m)

L : 曲管部の長さ (m)

いまここに仮定諸量として $L_0 =$

14.0 m, $H_0 = 35.8 \text{ m}$, $m_1 = 0.87$,

$R_0 = 4.0 \text{ m}$, $c_n = 4.0 \text{ m}$ として(2),

(3)式より諸量を求めると

$$\alpha \doteq 25^\circ$$

$$L_0 \doteq 14.0 \text{ m}$$

$$Z_0 \doteq R_0 (1 - \cos \alpha) = 3.748 \text{ m}$$

$$L = 2\pi R_0 \times \frac{\alpha}{360} = 17.453 \text{ m}$$

$c_n = 5.782 \text{ m}$ となる。

また、放水管ゲートの位置は断面

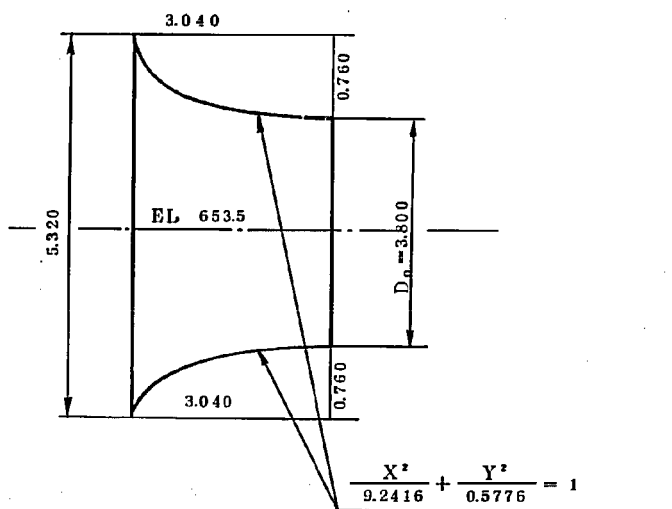


図 - 8 呑口形状図

$$\eta_1 = \left(\frac{A_n}{A_0} \right)^2 \left(f_e + \lambda_1 \frac{L_0}{D_0} \right) + \frac{\lambda_1 A_n^2}{4} \int_0^L \frac{P_s}{A_s^3} ds + f_b$$

$$= \left(\frac{A_n}{A_0} \right)^2 \epsilon_1 + \frac{\lambda_1 A_n^2}{4} \frac{P_0 L_1}{A_0^3} + \frac{\lambda_1 A_n^2 P_s L_2}{4 A_s^3} + f_b \left(\frac{A_n}{A_0} \right)^2 \dots \dots \dots (7)$$

ただし

f_e : 入口損失係数

λ_1 : 新管摩擦抵抗係数

L_0 : 直管部の長さ (ベルマウス長さ除く) (m)

D_0 : 直管部の直径 (m)

A_n : 吐口断面積 (m²)

A_0 : 直管部断面積 (m²)

P_s : 吐口部任意断面の潤辺 (m)

A_s : 吐口部任意断面の断面積 (m²)

f_b : 曲りによる損失

L_1 : 直管部終端から吐口部始端までの長さ (m)

L_2 : 吐口部の長さ (m)

P_0 : 曲管部の潤辺 (m)

$f_e = 0.05$, $\lambda_1 = 0.012$, $L_0 = 7.960$ m, $D_0 = 3.8$ m, $A_n' = 9.511$ m²,

$A_0 = 11.341$ m², $A_s = (A_n' + A_0)/2 = 10.426$ m², $P_s = \pi(D_0 + D_n)/2 =$

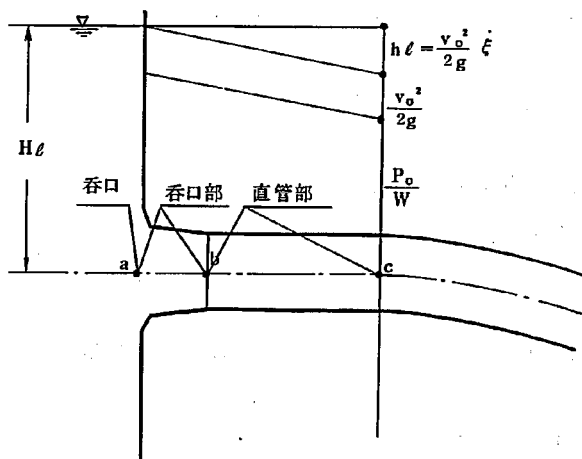
11.435 m, $f_b = 0.45 \times 0.09 = 0.039$, $L_1 = 13.963$ m, $L_2 = 3.491$ m,

$P_0 = \pi D_0 = 11.932$ m の諸量を (6), (7) 式に代入すると

$$\xi_1 = 0.05 + 0.012 \times \frac{7.960}{3.8} = 0.075$$

$$\begin{aligned} \eta_1' &= \left(\frac{9.511}{1.1341} \right)^2 \times \left(0.05 + 0.012 \times \frac{7.960}{3.8} \right) + \frac{0.012 \times 9.511^2 \times 1.1932 \times 1.3963}{4 \times 1.1341^3} \\ &\quad + \frac{0.012 \times 10.179^2 \times 1.1435 \times 3.491}{4 \times 1.0426^2} + 0.039 \times \left(\frac{9.511}{1.1341} \right)^2 \\ &= 0.0528 + 0.0310 + 0.0109 + 0.0274 = 0.1221 \end{aligned}$$

(4) 直管終端概算圧力 p_0' の算出 (概算値には(')をつける)



a, cにBernoulliの定理を適用すると

$$H\ell = P_0 + \frac{V_0^2}{2g} (1 + \xi_1)$$

$$P_0 = H\ell - \frac{V_0^2}{2g} (1 + \xi_1) \dots (8)$$

V_0 は直管部末端における流速であり、放流管吐口の概算断面積 A_n' 、放流管呑口から吐口までの概算損失 η_1' を既知とすれば(9)式により求まる。

$$V_0 = \frac{A_n' \sqrt{\frac{2g(H\ell + Z_0)}{H \cdot \eta_1'}}}{A_0} \quad (9)$$

図 - 9 直管部圧力算定図

貯水位 $WL = 67.35 \text{ m}$

($170 \text{ m}^3/\text{s}$ 放流可能水位) の場合は, $H\ell = 67.35 - 65.35 = 2.00 \text{ m}$, $Z_0 = 3.748 \text{ m}$ であるから

$$V_0 = \frac{9.511}{1.1341} \sqrt{\frac{2 \times 9.8 (2.0 + 3.748)}{1 + 0.1221}} = 17.080 \text{ m/s}$$

$$P_0' = 2.0 - \frac{17.080^2}{2 \times 9.8} (1 + 0.075) = 4.000 \text{ m水柱となる。}$$

貯水位 $WL = 67.82 \text{ m}$ ($200 \text{ m}^3/\text{s}$ 放流可能水位) の場合は

$$H\ell = 67.82 - 65.35 = 2.47 \text{ m}$$

$$V_0 = \frac{9.511}{1.1341} \sqrt{\frac{2 \times 9.8 (2.47 + 3.748)}{1 + 0.1221}} = 18.694 \text{ m/s}$$

$$P_0' = 24.7 - \frac{1.8694^2}{2 \times 9.8} (1 + 0.075) = 5.533 \text{ m水柱}$$

∴ 最低圧力は $WL = 67.35 \text{ m}$ で生じ $P_0' = 1.922 \text{ m水柱}$ となる。

放流管の上側は圧力水頭が $D_0/2 \text{ m}$ だけ下るから、 $P_0' (\text{上側}) = 4.000 - 1.900 = 2.100 \text{ m水柱}$ 、反対に放流管の下側は、 $P_0' (\text{下側}) = 4.000 + 1.900 = 5.900 \text{ m水柱}$ となる。

(5) 吐口断面 A_n の決定 (概算値には (') をつける)。

最低貯水位 H_ℓ と放流管呑口中心との高低差を Z_0 とすれば、吐口断面積 A_n は(10)式で与えられる。

$$A_n = A_0 \sqrt{\frac{(1 + \eta_1)(H_\ell - P_0')}{(1 + \xi_1)(H_\ell + Z_0)}} \quad \text{.....(10)}$$

$$A_n' = A_0 \sqrt{\frac{(1 + \eta_1)(H_\ell - P_0')}{(1 + \xi)(H_\ell + Z_0)}} \quad \text{.....(11)}$$

$$A_n' = 1.1341 \frac{(1 + 0.1221)(20 - 4.000)}{(1 + 0.075)(20 + 3.748)} = 9.511 \text{ m}^2$$

A_n は 5.3.5 放流管の細部設計で求める。

5.3.5 放流管細部設計

(1) 放流管呑口部の形状

放流管ベルマウス部の形状は 6.4.2 で述べたように一ツ頼ダムにおいて採用された(5)式の長円曲線を用いる。

$$\text{すなわち} \quad \frac{X^2}{(\alpha D_0)^2} + \frac{Y^2}{(\beta D_0)^2} = 1$$

$$D_0 = 3.8 \text{ m}, \quad \alpha = 0.8, \quad \beta = 0.2$$

$$\therefore \frac{X^2}{9.2416} + \frac{Y^2}{0.5776} = 1 \quad \text{.....(5)}$$

計算結果を表-2に示す。

(2) 放流管呑口部の隅取円弧

放流管呑口における隅取円弧の面積を全断面の4%となるように呑口の隅取円弧の半径 R_b を求めると(12)式で与えられる。

$$R_b = \sqrt{\frac{0.04 A_b}{4 - \pi}} \quad \text{.....(12)}$$

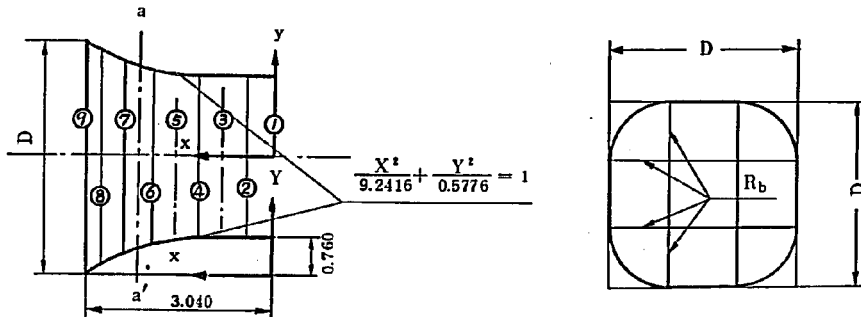
ただし A_b : 呑口における断面積 (m^2)

表2より $A_b = 5.32^2 = 28.302 \text{ m}^2$ を(12)式に代入すると

$$R_b = \sqrt{\frac{0.04 \times 28.302}{4 - \pi}} = 1.148 \text{ m}$$

したがって放流管呑口における隅取半径は 1.148 m とし、呑口部の区間長 3.04 m の間で直管部始端の半径、(1.9 m) にすりつける。直管部始端から呑口に向って $x \text{ m}$ の位

表-2 呑口部細部形状



No	x (m)	y (m)	R _b	D	$\frac{D}{2}$
1	0	0.7600	1.900	3.8000	1.900
2	0.4	0.7534	1.887	3.8132	1.907
3	0.8	0.7332	1.848	3.8536	1.927
4	1.2	0.6983	1.783	3.9234	1.962
5	1.6	0.6462	1.692	4.0276	2.014
6	2.0	0.5724	1.575	4.1752	2.088
7	2.4	0.4665	1.431	4.3870	2.194
8	2.8	0.2960	1.262	4.7280	2.364
9	3.04	0	1.148	5.320	2.660

置における隅取円弧 R_{xb} は(13)式で与えられる。

$$R_{xb} = R_e + \left(\frac{x}{L_b} \right)^2 (R_b - R_e) \quad (13)$$

R_e : 直管部始端の半径 (m)

R_b : 呑口の隅取円弧 (m)

L_b : 呑口部区間長 (m)

(3) 吐口部の隅取円弧の設定

吐口部下側の隅取円弧は呑口部と同様に二次的に変化させる。

(13)式において R_b = 0 とおけば(14)式を得る。

$$R_{xl} = R_e - \left(\frac{x}{L_e} \right)^2 R_e \quad (14)$$

ただし

x : 吐口部始端からの距離 (m)

L_e : 吐口部始端からゲート下端までの距離 (m)

R_{xl} : 吐口部下側の隅取円弧 (m)

表 一 3

N _a	X	X _u	Y _u	X _e	Y _e	R _{xe}	R _{xu}	ℓ
1	0	1 4 3 3 1	3 9 3 7 3	1 3 0 3 1	3 5 8 0 2	1 9 0 0	1 9 0 0	3 8 0 0
2	0 3 3 3	1 4 6 4 7	3 9 1 7 7	1 3 3 4 3	3 5 6 8 7	1 8 9 4	1 7 2 8	3 7 2 6
3	0 6 6 5	1 4 9 6 3	3 8 9 8 0	1 3 6 5 4	3 5 5 6 9	1 8 7 4	1 5 5 6	3 6 5 4
4	1 3 3 3	1 5 5 9 1	3 8 5 9 0	1 4 2 7 3	3 5 3 2 6	1 7 9 7	1 2 1 5	3 5 1 9
5	1 9 9 5	1 6 2 1 5	3 8 2 0 2	1 4 8 8 7	3 5 0 7 1	1 6 6 9	0 8 7 5	3 4 0 1
6	2 6 6 0	1 6 6 3 7	3 7 8 1 5	1 5 4 9 7	3 4 8 0 6	1 4 8 9	0 5 3 6	3 2 9 4
7	2 9 9 3	1 7 1 4 6	3 7 6 2 3	1 5 8 0 0	3 4 6 7 0	1 3 7 9	0 3 6 8	3 2 4 5
8	3 3 2 5	1 7 4 5 4	3 7 4 3 1	1 6 1 0 2	3 4 5 3 0	1 2 5 7	0 2 0 0	3 2 0 0
9	3 9 2 5	1 7 4 5 7	3 6 0 1 6	1 6 6 4 6	3 4 2 7 7	1 0 0 4		1 9 1 9
1 0	4 5 2 5	1 7 6 5 0	3 5 0 1 0	1 7 1 8 9	3 4 0 2 3	0 7 0 9		1 0 8 9
1 1	5 1 2 5	1 7 9 3 3	3 4 1 9 7	1 7 7 3 3	3 3 7 7 0	0 3 7 2		0 4 7 2
1 2	5 6 1 4	1 8 2 6 7	3 5 5 2 1	1 8 2 6 7	3 3 5 2 1	0		0

$$\therefore A_n > A_n' = 9.511 \text{ m}^2$$

5.3.6 放流能力の検討

(1) 放流量公式の算定

放流管呑口と吐口 $a - n$ 間にベルマーイの定理を適用すると(18式)を得る。

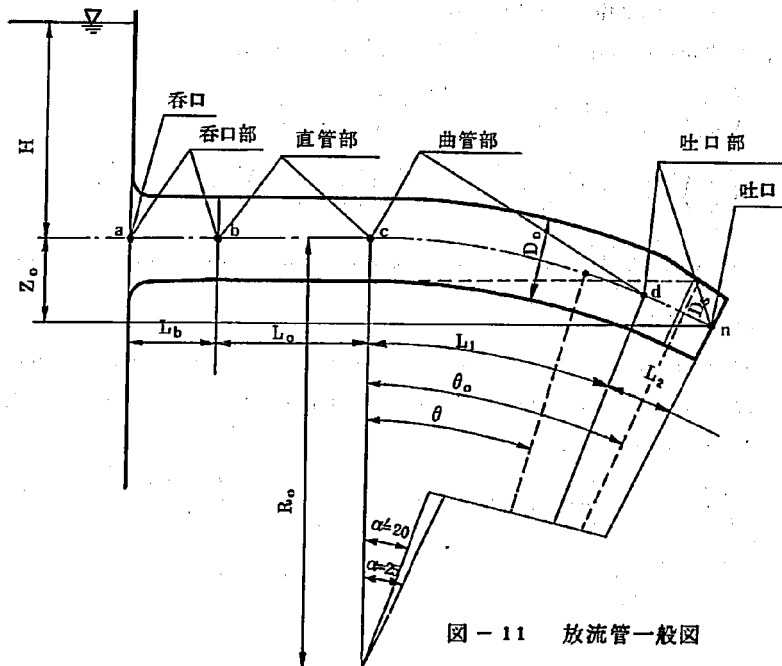


图-11 放流管一般图

$$\begin{aligned}
H + Z_0 &= \frac{V_n^2}{2g} + \frac{V_{a-d}^2}{2g} \left(f_e + \lambda \frac{L_0 + L_1}{D_0} + f_b \right) + \frac{V_{d-n}^2}{2g} \lambda \frac{L_2}{D_s} \\
&= \frac{Q^2}{2g A_n^2} + \frac{Q^2}{2g A_0^2} \left(f_e + \lambda \frac{L_0 + L_1}{D_0} + f_b \right) + \frac{Q^2}{2g A_s^2} \lambda \frac{L_2}{D_s} \\
Q &= A_n \sqrt{\frac{2g(H + Z_0)}{1 + \left(\frac{A_n}{A_0}\right)^2 \left(f_e + \lambda \frac{L_0 + L_1}{D_0} + f_b \right) + \frac{Q^2}{A_s^2} \lambda \frac{L_2}{D_s}}} \quad \dots\dots\dots (18)
\end{aligned}$$

ただし

- Q : 放流量 (m^3/s)
- A_n : 吐口断面積 (m^2)
- A_0 : 直管部断面積 (m^2)
- V_n : 吐口の流速 (m/s)
- V_{a-d} : $a-d$ 断面間の平均流速 (m/s)
- V_{d-n} : $d-n$ 断面間の平均流速 (m/s)
- f_e : 入口の損失係数
- λ : 摩擦による損失係数
- f_b : 曲りによる損失係数
- A_s : 吐口部の平均断面積 (m^2)
- D_s : 吐口部の平均直径 (m)
- H : 貯水位から呑口中心までの高低差 (m)
- Z_0 : 呑口中心から吐口中心までの高低差 (m)

また、放流管呑口から吐口までの損失係数を η とすれば、

$$\begin{aligned}
\eta &= \left(\frac{A_n}{A_0}\right)^2 \left(f_e + \lambda \frac{L_0 + L_1}{D_0} + f_b \right) + \left(\frac{A_n}{A_s}\right)^2 \lambda \frac{L_2}{D_s} \\
&= \left(\frac{A_n}{A_0}\right)^2 \left(f_e + \lambda \frac{L_0 + L_1}{D_0} \right) + \left(\frac{A_n}{A_s}\right)^2 \lambda \frac{L_2}{D_s} + \left(\frac{A_n}{A_0}\right)^2 f_b \quad \dots\dots\dots (19)
\end{aligned}$$

$$\therefore Q = A_n \sqrt{\frac{2g(H + Z_0)}{1 + \eta}} \quad \dots\dots\dots (20)$$

(2) 新管の場合の放流量

$A_n = 9.545 \text{ m}^2$, $A_0 = 11.341 \text{ m}^2$, $f_e = 0.05$, $\lambda = 0.012$, $D_0 = 3.8 \text{ m}$,
 $P_0 = 11.932 \text{ m}$, $L_0 = 7.96 \text{ m}$, $L_1 = 13.963 \text{ m}$, $L_2 = 3.491 \text{ m}$, $A_s = 1.0443 \text{ m}^2$,
 $Z_0 = 3.748 \text{ m}$ の諸量を (19) 式に代入する。

$$\begin{aligned}
\eta &= \left(\frac{9.545}{11.341}\right)^2 \left(0.05 + 0.012 \frac{7.96 + 13.963}{3.8} \right) + \left(\frac{9.545}{1.0443}\right)^2 \left(0.012 \frac{3.491}{3.646} \right) \\
&\quad + \left(\frac{9.545}{11.341}\right)^2 \times 0.039 = 0.0844 + 0.0096 + 0.0276 = 0.1216
\end{aligned}$$

(3) 旧管の場合放流量

$A_n = 9.545 \text{ m}^2$, $A_o = 1.1341 \text{ m}^2$, $f_e = 0.05$, $\lambda = 0.025$, $D_o = 3.8 \text{ m}$,
 $P_o = 1.1932 \text{ m}$, $L_o = 7.960 \text{ m}$, $L_1 = 13.963 \text{ m}$, $L_2 = 3.491 \text{ m}$, $A_s = 10.443 \text{ m}^2$,
 $Z_o = 3.748 \text{ m}$ の諸量を(19)式に代入する。

$$\eta = \left(\frac{9.545}{1.1341} \right)^2 \left(0.05 + 0.025 \frac{7.96 + 13.963}{3.8} \right) + \left(\frac{9.545}{10.443} \right)^2 \left(0.025 \frac{3.491}{3.646} \right) \\ + \left(\frac{9.545}{1.1341} \right)^2 \times 0.039 = 0.1375 + 0.0200 + 0.0276 = 0.1851$$

以上の諸量を(20)式に代入し、計算結果を表-4に示す。

表 - 4

WL (m)	H+Z _o (m)	新 管		旧 管	
		V (m/s)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	Q (m ³ /s)
673.5	23.748	2.0371	19.4441	1.9818	18.9163
678.2	28.448	2.2296	21.2815	2.1691	20.7041
687.3	37.548	2.5615	24.4495	2.4920	23.7861
688.5	38.748	2.6022	24.8380	2.5315	24.1632

条件のきびしい旧管について設計条件を満足しているかどうか調べると、WL673.5 mで18.9163 m³/s放流できるから、設計条件(170 m³/s 以上放流)を満足している。また、WL.678.2mで検討してみると、20.7041 m³/s放流できるから、設計条件(200 m³/s 以上放流)を満足している。

5.3.7 管内圧力の検討

(1) 圧力公式の算定

放流管呑口(a点)と任意断面(x点)の間にベルヌーイの定理を適用すると(21)式を得る。図-11参照。

$$x < L_o + L_1$$

$$H + Z_o = Z_x + \frac{P_x}{W} + \frac{Q^2}{2gAx^2} + \frac{Q^2}{2gAo^2} \left(f_e + \lambda \frac{X}{D_o} + f_b \right)$$

任意断面x点の損失を η_x とすれば

$$\eta_x = f_e + \lambda \frac{X}{D_o} + f_b$$

$$\therefore \frac{P_x}{W} = H + Z_o - Z_x - \frac{Q^2}{2gAo^2} (1 + \eta_x) \dots\dots\dots(21)$$

$$L_o + L_1 < x < L_o + L_1 + L_2$$

$$H + Z_o = Z_x + \frac{P_x}{W} + \frac{Q^2}{2gAx^2} + \frac{Q^2}{2gAo^2} \left(f_e + \lambda \frac{L_o + L_1}{D_o} + f_b \right) + \frac{Q^2}{2gAs^2} \left(\lambda \frac{x - L_1 - L_o}{D_s} \right)$$

a-d断面の損失を η_{a-d} とすれば22式を得る。

$$\eta_{a-d} = f_e + \lambda \frac{L_0 + L_1}{D_0} + f_b$$

$$\therefore \frac{P_x}{W} = H + Z_0 - Z_x - \frac{Q^2}{2gAn^2} - \frac{Q^2}{2gA_0^2} \eta_{a-d} - \frac{Q^2}{2gA_s^2} \left(\lambda \frac{L_2}{D_s} \right) \dots\dots\dots (22)$$

各点の管中央圧力算定式をまとめると23式のようなになる。

$$\frac{P_a}{W} = H$$

$$\frac{P_b}{W} = H - \frac{Q^2}{2gA_0^2} (1 + f_e)$$

$$\frac{P_c}{W} = H - \frac{Q^2}{2gA_0^2} \left(1 + f_e + \lambda \frac{L_0}{D_0} \right)$$

$$\frac{P_d}{W} = H + (Z_0 - Z_x) - \frac{Q^2}{2gA_0^2} \left(1 + f_e + \lambda \frac{L_0 + L_1}{D_0} + f_b \right)$$

$$\frac{P_n}{W} = H + (Z_0 - Z_x) - \frac{Q^2}{2gAn^2} - \frac{Q^2}{2gA_0^2} \left(f_e + \lambda \frac{L_0 + L_1}{D_0} + f_b \right) - \frac{Q^2}{2gA_s^2} \left(\lambda \frac{L_2}{D_s} \right)$$

(23)

(2) 損失係数および圧力の算定

表-5に各点における損失係数を示す。

表 - 5

測 点	新 管 ($\lambda_1 = 0.012$)		旧 管 ($\lambda_2 = 0.025$)	
	$f_e + \lambda_1 \frac{X}{D_0} + f_b$	$\lambda_1 \frac{L_2}{D_s}$	$f_e + \lambda_2 \frac{X}{D_0} + f_b$	$\lambda_1 \frac{L_2}{D_s}$
a	0		0	
b	0.05+0+0=0.05		0.05+0+0=0.05	
c ($\theta=0$)	0.05+0.012 $\frac{796}{3.8}$ +0=0.0751		0.05+0.025 $\frac{796}{3.8}$ +0=0.1024	
c ($\theta=5$)	0.05+0.012 $\frac{11.451}{3.8}$ +0.009=0.0952		0.05+0.025 $\frac{11.451}{3.8}$ +0.009=0.1343	
c ($\theta=10$)	0.05+0.012 $\frac{14.941}{3.8}$ +0.018=0.1152		0.05+0.025 $\frac{11.941}{3.8}$ +0.018=0.1663	
c ($\theta=15$)	0.05+0.012 $\frac{18.432}{3.8}$ +0.024=0.1322		0.05+0.025 $\frac{18.432}{3.8}$ +0.024=0.1953	
d ($\theta=20$)	0.05+0.012 $\frac{21.923}{3.8}$ +0.032=0.1512		0.05+0.025 $\frac{21.923}{3.8}$ +0.032=0.2262	
n ($\theta=25$)	0.05+0.012 $\frac{21.923}{3.8}$ +0.041=0.1602	0.012 $\frac{3.491}{3.646}$ =0.0115	0.05+0.025 $\frac{21.923}{3.8}$ +0.041=0.2352	0.025 $\frac{3.491}{3.646}$ =0.0239

また、管の上側については管の半径だけ圧力が下降し曲管部については、遠心力の影響で上昇する。

管の下側については反対のことがいえるはずである。

したがって圧力は(24)、(25)式にて表わされる。

$$\text{管上側} \quad \frac{P_u}{W} = \frac{P_x}{W} - b \cos \theta + F \frac{b Q^2}{g R A x^2} \quad \dots\dots\dots (24)$$

$$\text{管下側} \quad \frac{P_L}{W} = \frac{P_x}{W} + b \cos \theta - F \frac{b Q^2}{g R A x^2} \quad \dots\dots\dots (25)$$

ただし

$$\frac{P_u}{W}, \frac{P_L}{W} : \text{管上側, 下側の圧力 (m水柱)}$$

$$\frac{P_x}{W} : \text{任意断面の管中心における圧力 (m水柱)}$$

b : 管半径 (m)

R : 曲率半径 (m)

A_x : 任意断面の管断面積 (m^2)

Q : 考える水位に対する流量 (m^3/s) 表-4 で与えられる。

F : 遠心力通減係数

$$F = \sqrt{\frac{\theta}{\theta_0} \left(2 - \frac{\theta}{\theta_0} \right)}$$

図-1.1 参照

管内圧力の計算結果を表-6に示す。

5.3.8 放流管吐口下流面状の設計

(1) 放流管下流面式

図-1.2に示すように放流管吐口とテンターゲートの接点を原点とし、X軸、Y軸を設定すれば、放流管下流面は(26)式で、堤体下流面は(27)式で与えられる。

$$Y_2 = a X_2^2 + b X_2 \quad \dots\dots\dots (26)$$

$$Y_1 = \frac{1}{m} (X_1 - L) \quad \dots\dots\dots (27)$$

(26)式は放流管吐口に滑らかに接続するという条件から

$$\frac{dY_2}{dX_2} = 2aX_2 + b \quad \dots\dots\dots (28)$$

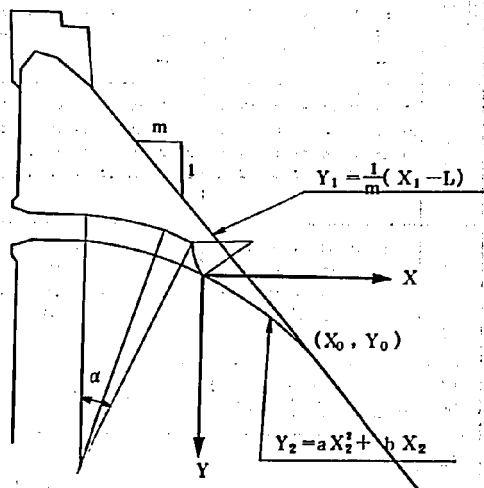


図-1.2 放流管下流面

表-6 管内圧力の計算値

新管($\lambda = 0.012$)

WL	H	測点	$Z_0 - Z_x$	$b \cos \theta$	$\frac{Q^2}{2gAx^2}$	$\frac{Q^2}{2gA_0^2} \eta_x$	$\frac{Q^2}{2gA_s^2} \lambda \frac{L_2}{D_s}$	$\frac{P_x}{W}$	$F \frac{bQ^2}{gRAx^2}$	$\frac{P_u}{W}$	$\frac{P_L}{W}$
673.5	20.0	a	0	1.900	—	—	—	20.000	—	17.340	22.660
		b	0	1.900	15.779	0.789	—	3.432	—	1.532	5.332
		c-0	0	1.900	◇	1.185	—	3.036	—	1.136	4.936
		c-5	0.152	1.893	◇	1.502	—	2.871	0.855	1.826	3.916
		c-10	0.608	1.871	◇	1.818	—	3.011	1.140	2.251	3.771
		c-15	1.363	1.835	◇	2.086	—	3.498	1.307	2.905	4.091
		d-20	2.412	1.785	◇	2.386	—	4.247	1.397	3.744	4.750
		n-25	3.748	1.722	21.172	3.392	0.203	1.019	1.694	0.813	1.225
678.2	24.7	a	0	1.900	—	—	—	24.700	—	22.040	27.360
		b	0	1.900	17.966	0.898	—	5.836	—	3.936	7.736
		c-0	0	1.900	◇	1.349	—	5.385	—	3.485	7.285
		c-5	0.152	1.893	◇	1.710	—	5.176	1.024	4.300	6.052
		c-10	0.608	1.871	◇	2.070	—	5.272	1.366	4.738	5.806
		c-15	1.363	1.835	◇	2.375	—	5.722	1.565	5.387	6.057
		d-20	2.412	1.785	◇	2.716	—	6.430	1.673	6.203	6.657
		n-25	3.748	1.722	25.363	4.063	0.244	-1.222	2.029	-1.093	-1.351
687.3	33.8	a	0	1.900	—	—	—	33.800	—	31.140	36.460
		b	0	1.900	23.713	1.186	—	8.901	—	7.001	10.801
		c-0	0	1.900	◇	1.781	—	8.306	—	6.400	10.206
		c-5	0.152	1.893	◇	2.257	—	7.982	1.352	7.434	8.530
		c-10	0.608	1.871	◇	2.732	—	7.963	1.802	7.865	8.061
		c-15	1.363	1.835	◇	3.135	—	8.315	2.066	8.481	8.149
		d-20	2.412	1.785	◇	3.585	—	8.914	2.208	9.222	8.606
		n-25	3.748	1.722	53.476	5.363	0.322	-1.613	2.678	-0.835	-2.391
688.5	35.0	a	0	1.900	—	—	—	35.000	—	32.340	37.660
		b	0	1.900	24.472	1.224	—	9.304	—	7.404	11.204
		c-0	0	1.900	◇	1.838	—	8.690	—	6.790	10.059
		c-5	0.152	1.893	◇	2.330	—	8.350	1.395	7.845	8.855
		c-10	0.608	1.871	◇	2.819	—	8.317	1.860	8.277	8.357
		c-15	1.363	1.835	◇	3.235	—	8.656	2.132	8.888	8.424
		d-20	2.412	1.785	◇	3.700	—	9.240	2.279	9.619	8.861
		n-25	3.748	1.722	34.548	5.535	0.332	-1.667	2.764	-0.803	-2.531

$X_2 = 0.1 \therefore b = \tan \alpha = \tan 25 = 0.466308$ を得る。

また、堤体下流面に接するという条件により、接点座標を (X_0, Y_0) とすれば、

$X_1 = X_2 = X_0, Y_1 = Y_2 = Y_0$ となる。 $\frac{dY_2}{dX_2}$ は図-12より $\frac{1}{m}$ である。

これら諸量を(28), (29)式に代入すれば、(29), (30), (31)式を得る。

$$Y_0 = a X_0^2 + b X_0 \dots\dots\dots (29)$$

$$Y_0 = \frac{1}{m} (X_0 - L) \dots\dots\dots (30)$$

$$\frac{1}{m} = 2 a X_0 + b \dots\dots\dots (31)$$

(31)式の両辺に X_0 をかけ、(29)式に代入すると(32)を得る。

$$Y_0 = \frac{1}{2} X_0 \left(\frac{1}{m} - b \right) + b X_0 \dots\dots\dots (32)$$

(30), (32)式より

$$\left. \begin{aligned} X_0 &= \frac{2L}{1-mb} \\ Y_0 &= \frac{1}{m} \frac{2L}{1-mb} - L \\ a &= \left(\frac{1}{m} - b \right) \frac{1}{2X_0} = \frac{\left(\frac{1}{m} - b \right) (1-mb)}{4L} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (33)$$

$L = 8.016368, b = 0.466308, m = 0.87$ の諸量を(33)式に代入すると、

$$X_0 = \frac{8.016368 \times 2}{1 - 0.87 \times 0.466308} = 26.97695 \div 2.6977$$

$$Y_0 = \frac{1}{0.87} (26.97695 - 8.016368) = 21.79378 \div 2.1794$$

$$a = \frac{\left(\frac{1}{0.87} - 0.466308 \right) (1 - 0.87 \times 0.466308)}{4 \times 8.016368} = 0.012661$$

$\therefore$ 放流管下流面の式は $a = 0.012661, b = 0.466308$ を(28)式に代入すると

$Y = 0.012661 X^2 + 0.466308 X$ となる。

座標計算結果を表-7に示す。

(2) 放流管下流面底面圧力

底面圧力 $\left(\frac{P}{W} \right)$ は(34)式で与えられる。

$$\frac{P}{W} = h \cos \theta - \frac{V^2}{2g} \frac{h(2R-h)}{R^2} \dots\dots\dots (34)$$

ただし、

h : 平均水深 (m)

R : 曲率半径 (m)

$$R = \left[1 + \left(\frac{dY}{dX} \right)^2 \right]^{\frac{3}{2}} \frac{d^2 Y}{dX^2}$$

V : 平均流速 (m/s)

$$V = 0.9 \sqrt{2gH}$$

H : 貯水面と計算断面との高低差 (m)

故, 放流管下流面の式は

$$Y = 0.012661 X^2 + 0.466308 X \text{ であるから}$$

$$\frac{dY}{dX} = 0.025322 X + 0.466308$$

$$\frac{d^2 Y}{dX^2} = 0.025322$$

流量は表-4における最大放流量等を参考にして $260 \text{ m}^3/\text{s}$ について検討することとした。

計算結果を表-7に示す。

表-7 $R_b, \frac{P_b}{W}$ の計算結果

X (m)	Y (m)	$\frac{dY}{dX}$	$\frac{d^2 Y}{dX^2}$	H (m)	$\cos \theta$	V_b (m/s)	h (m)	$h \cos \theta$ (m)	R_b (m)	$\frac{h(2R_b-h)V_b^2}{R^2 2g}$ (m)	$\frac{P_b}{W}$ (m)
0	0	0.4663	0.02174	37.548	0.9063	24.415	33.28	30.16	5504	3.697	-0.681
5	2.648	0.5929	0.03515	40.196	0.8601	25.262	32.16	27.66	6204	3.288	-0.522
10	5.929	0.7195	0.05177	43.477	0.8117	26.272	30.03	25.10	7383	2.889	-0.379
15	9.844	0.8462	0.07161	47.392	0.7634	27.430	26.92	22.61	8877	2.519	-0.258
20	14.391	0.9728	0.09463	51.939	0.7167	28.715	26.30	20.28	10722	2.191	-0.163
25	19.572	1.0994	0.12087	57.120	0.6728	30.114	25.98	18.15	12962	1.906	-0.091
26.977	21.794	1.1494	0.13211	59.342	0.6563	30.694	25.47	17.37	13954	1.805	-0.068

圧力水頭は, いずれの点をとってみても許容圧力水頭 $\left(\frac{P_a}{W} = -3.0 \text{ m水柱} \right)$ 以上である。

また, 曲率半径 (R) も増加の傾向にあり, 断面の変化による局所的な圧力の変化は考えられない。

5.4 越流部の設計

5.4.1 設計条件

- (1) 越流部は, 計画洪水時満水位 ($WL = 687.3 \text{ m}$) において設計洪水流量 ($460 \text{ m}^3/\text{s}$) を放流管と併用で安全に放流できること。
- (2) 越流部は, 計画洪水時満水位 ($WL = 687.3 \text{ m}$) において異常洪水流量 ($560 \text{ m}^3/\text{s}$)

を放流管と併用で放流できること。

(3) 越流部は貯水位の許容上限である (WL=68.8.5m) において放流管と併用で 900 m³/s 以上放流できること。

(4) 越流部は、放流管左右各 1 門、計 2 門とする。

5.4.2 堤頂標高の選定

越流流量公式は(35)式により与えられる。

$$Q = N_s \cdot n \cdot c \cdot L_s \cdot H_0^{3/2} \quad (35)$$

ただし

Q : 越流流量 (m³/s)

N_s : 余水吐のブロック数 (ヶ)

c' : 橋台、橋脚を考慮した流量係数

n : 1ブロック当りの径間数 (ヶ)

L_s : 1径間当りの径間幅 (m)

H_0 : 越流水深 (m)

貯水位の許容上限水位 (WL=68.8.5m) において放流管を全開すれば、表-3より 248.380 m³/s 放流できる。

越流部は設計条件より放流管と併用で 900 m³/s 放流できなければならないから、越流部単独では 900-248.380=651.620 m³/s 放流できればよい。

いま、 $N_s = 2$, $n = 1$, $L_s = 8.0$ m, $c' = 2.1$ と仮定し、(35)式の左辺を H_0 に置換えて諸量を代入すると

$$H_0 = \left(\frac{Q}{N_s \times n \times c' \times L_s} \right)^{\frac{2}{3}} = \left(\frac{651.620}{2 \times 1 \times 2.1 \times 8.0} \right)^{\frac{2}{3}} \\ = (376.1059)^{\frac{1}{3}} \div 7.2$$

∴堤頂の標高は 68.8.5 - 7.2 = 68.1.3 m となる。

5.4.3 越流頂縦断形状の設計

一般に越流頂の形状は標準型としてランドルフ、WESの余水吐形状があるが、ここでは越流頂を後方につらしてゲートのピンの標高を高くするために、WESの標準型余水吐形状のうち堤頂上流面の勾配が 2:3 の形状を採用する。形状は(36)、(37)式で与えられる。

$$X^{1.510} = 1.939 H_d^{0.510} Y \quad (36)$$

$$\left. \begin{aligned} W_1 &= 0.214 H_d \\ W_2 &= 0.115 H_d \\ R_1 &= 0.480 H_d \\ R_2 &= 0.220 H_d \end{aligned} \right\} \quad (37)$$

ただし、 H_d : 設計水頭 (m)

W_1 , W_2 , R_1 , R_2 は図-13参照

又、勾配が $\frac{1}{m}$ の堤体下流面と(36)式との接点座標は(36)式の微分値と堤体下流面勾配とが等

しいことから38式が得られる。

$$\frac{dY}{dX} = \frac{1}{1.939 H_d^{0.810}} 1.810 X^{0.810} \\ = \frac{1}{m} \dots\dots\dots 38$$

$$\therefore X = \left(\frac{1.939}{1.810 m} \right)^{\frac{1}{0.810}} H_d$$

$m = 0.87$ とし、接点座標を X_0 , Y_0 とすれば

$$\left. \begin{aligned} X_0 &= 1.2929 H_d \\ Y_0 &= \frac{1}{1.939 H_d^{0.810}} X^{1.810} \\ &= 0.8210 H_d \end{aligned} \right\} \dots\dots 39$$

洪水時満水位 ($WL = 68.73m$) を設計水位とし堤頂標高を $68.13m$ とすれば、設計水頭 $H_d = 68.73 - 6.0m$ となる。37, 38式に設計水

頭 ($H_d = 6.0m$) を代入すれば、

$$\begin{aligned} X_0 &= 1.2929 \times 6.0 = 7.757m \\ Y_0 &= 0.8210 \times 6.0 = 4.926m \\ R_1 &= 0.48 \times 6.0 = 2.880m \\ R_2 &= 0.22 \times 6.0 = 1.320m \\ W_1 &= 0.214 \times 6.0 = 1.284m \\ W_2 &= 0.115 \times 6.0 = 0.690m \end{aligned}$$

堤頂下流面の座標を表-8に示す。

表-8 堤 頂 下 流 面 座 標

X (m)	1	2	3	4	5	6	7.757
Y (m)	0.121	0.424	0.883	1.485	2.225	3.094	4.926

5.4.4 越流量の検討

33式で与えた土研式流量公式により、越流量の検算を行う。

33式の c' は橋台、橋脚の影響を考慮した流量係数で40式で表わされる。

$$c' = c \left\{ 1 - Md \left(\frac{H_0}{H_d} \right)^{1.5} \right\} \dots\dots\dots 40$$

ただし

c : 橋台、橋脚の影響を受けない二次元流の流れに対する標準型越流頂の流量係数で次式より表される。

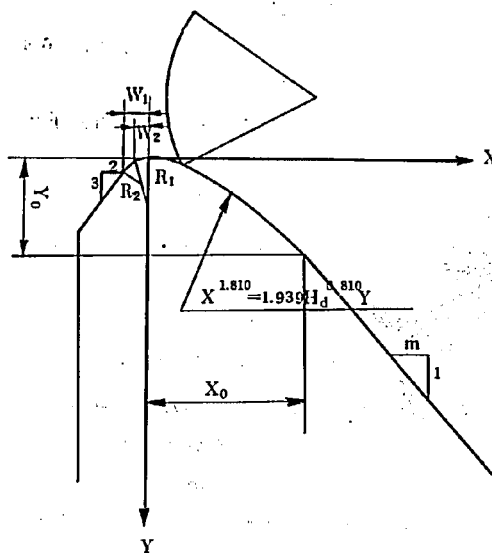


図-13 WES標準越流頂

$$c = 1.704 \left\{ 1 + 0.704 \frac{H_0}{H_d} \right\}^{\frac{1}{2}}$$

Md : 設計水深時の流量係数における橋台、橋脚の影響を考慮した補正量で(4)式により表される。

$$Md = 0.0756 \left(\frac{H_d}{L_s} \right)^{0.5} \dots\dots\dots (4)$$

$$Ns = 2, n = 1, L_s = 8m, Md = 0.0756 \left(\frac{6.0}{8.0} \right)^{0.5} = 0.06547$$

の諸量を(3)式に代入すれば表-9が得られる。

表-8によれば、計画洪水時満水位 (WL=687.3m) で放流管より 234.495m³/s 放流できる。したがって放流管と併用で 733.141m³/s 放流できるので設計条件を満足している。同様に貯水位許容上限水位 (WL=688.5m) で放流管より 248.380m³/s、越流頂より 653.789m³/s 放流でき

表 - 9

WL (m)	H ₀ (m)	c	c'	Q (m ³ /s)
681.3	0	1.704	1.704	0
682.3	1	1.801	1.721	27.536
683.3	2	1.893	1.869	84.569
684.3	3	1.981	1.935	160.868
685.3	4	2.066	1.992	254.976
686.3	5	2.146	2.039	364.786
687.3	6	2.224	2.078	488.646
688.3	7	2.300	2.110	625.235
688.5	7.2	2.314	2.115	653.789

る。併用で 902.169m³/s 放流できるから設計条件を満足している。

表 - 10

$\frac{X}{Y}$	WL=688.5m	WL=687.3m
-6.0	-6.699	-5.646
-3.6	-6.501	-5.478
-1.2	-6.102	-5.130
1.2	-5.430	-4.410
3.6	-4.356	-3.234
6.0	-2.530	-1.212
8.4	0.256	1.596
10.8	3.721	5.160

5.4.5 越流水面形

許容上限水位 (WL=688.5m) と、計画洪水時満水位 (WL=687.3m) の二通りの水位について水面形を WES の実験結果から内挿して求めると、表-10の通りである。

図-13 参照のこと。

5.5 減勢工の設計

5.5.1 設計条件

(1) 減勢対象流量は放流管単独で 254m³/s (放流管最大放流量計画最大放流量 200m³/s の約 25% 割増) とする。

減勢対象流量以下の放流に対して、安全に処理できることが必要である。

(2) 減勢対象流量以上の放流に対しては、堤体に損傷を及ぼさない構造とすることが必要である。

(3) 水叩き底面標高は EL. 607.000m とする。

5.5.2 減勢工の基本諸量の計算

本ダムは放流管が一条である為水叩き内での流れが一様にならない。図-11に示されるように、放流管からの放流水は、角状のまま、バケットまで流下しバケット面から扇状に拡散する。したがって水路幅が B_1 から B_2 に変化するものとして運動量方程式をたてる。

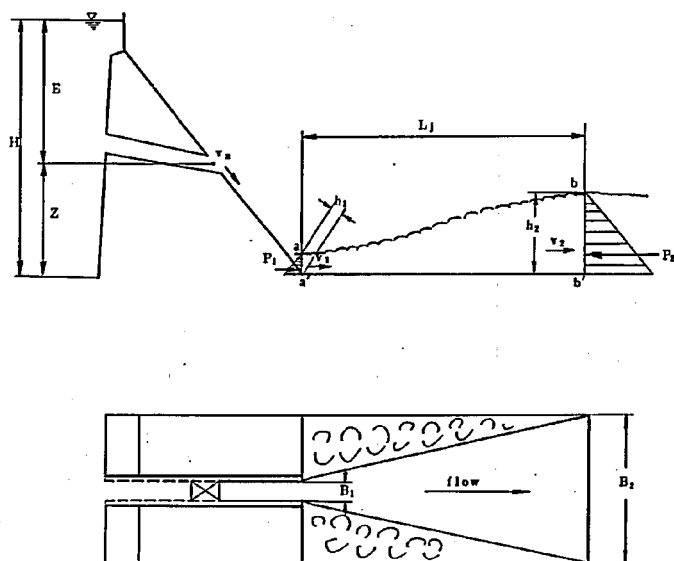


図-14 水叩き諸元説明図

図-14において、 $a-a'-b'-b$ を検査面にとると

$$(F_s + F_m) dt = \rho Q dt (v_2 - v_1)$$

$$F_s + F_m = \rho Q (v_2 - v_1)$$

F_m は水叩きが水平であるので 0 とすれば

$$F_s = \rho Q (v_2 - v_1)$$

$$F_s = P_1 - P_2 - \tau = \frac{w}{2} (B_1 h_1^2 - B_2 h_2^2) - \tau$$

τ は微小であるから、 $\tau \approx 0$

$$\frac{w}{2} (B_1 h_1^2 - B_2 h_2^2) = \rho Q (v_2 - v_1)$$

$$\frac{w}{2} (B_1 h_1^2 - B_2 h_2^2) = \frac{w Q^2}{g} \left(\frac{1}{B_2 h_2} - \frac{1}{B_1 h_1} \right)$$

以上の結果を整理して(4)式を得る。

$$h_2^3 - \left(\frac{2 Q^2}{g B_1 B_2 h_1} + \frac{B_1 h_1^2}{B_2} \right) h_2 + \frac{2 Q}{g B_2^2} = 0 \quad \dots\dots\dots (4)$$

ただし Q : 減勢対象流量 (m^3/s)

L_j : 跳水部水平長 (m)

$$L_j = 4.5 h_2 \quad (43)$$

h_1 : 跳水開始の射流水深 (m)

h_2 : 跳水終末の常流水深 (m)

P_1, P_2 : 跳水前後にそれぞれ a' , b' に作用する圧力

B_1, B_2 : 跳水前後のそれぞれの水路幅 (m)

v_1, v_2 : 跳水前後のそれぞれの平均流速 (m/s)

v_n : 放流管吐口における流速 (m/s)

E_n : 放流管吐口での比エネルギー

$$E_n = \frac{v_n^2}{2g} = \frac{2g(H-Z)}{2g(1+\eta)} = \frac{H-Z}{1+\eta} \quad (44)$$

H : 減勢対象流量に対する貯水位と水叩き面との高低差 (m)

Z : 水叩きから放流管吐口までの高低差 (m)

η : 放流管呑口から吐口までの損失

F_s : 表面力

F_m : 質量力

$a - a'$ 断面の平均流速 v_1 は (45) 式で与えられる。

$$v_1 = C \sqrt{2g(E+Z)} \quad (45)$$

又, 跳水前射流水深 h_1 は (46) 式で跳水後の流速は (47) 式で表わされる。

$$h_1 = \frac{Q}{v_1 B_1} \quad (46)$$

$$v_2 = \frac{Q}{h_2 B_2} \quad (47)$$

(46), (47) 式は跳水前後のそれぞれのフルード数の式である。

$$F_1 = \frac{v_1}{\sqrt{gh_1}} \quad (48)$$

$$F_2 = \frac{v_2}{\sqrt{gh_2}} \quad (49)$$

以上の諸式に, $C=0.9$, $B_1=3.2\text{ m}$, $B_2=27.0\text{ m}$, $Z=40.021\text{ m}$ の諸量を代入し, それぞれの Q , H に対しての基本諸量の計算結果を表-11に示す。

表-11 減勢工基本諸量

Q	H	v_1	v_2	h_1	h_2	L_j	F_1	F_2
60	44.927	26.523	0.654	0.707	3.400	15.300	10.076	0.113
80	46.618	26.961	0.741	0.927	4.000	18.000	8.945	0.118
100	48.793	27.515	0.818	1.136	4.530	20.385	8.246	0.123
150	56.344	29.358	0.978	1.597	5.680	25.560	7.421	0.131
190	66.500	31.667	1.080	1.957	6.800	30.600	7.231	0.132
200	66.916	31.758	1.081	1.968	6.850	30.825	7.232	0.132
210	71.200	32.681	1.113	2.075	7.220	32.490	7.427	0.132
220	74.300	33.320	1.130	2.148	7.500	33.750	7.262	0.131
250	80.300	34.545	1.157	2.262	8.000	36.000	7.337	0.130
254	81.500	34.785	1.165	2.282	8.070	36.315	7.357	0.131

5.5.3 減勢工の設計

運動量方程式より得られた表-11の結果から減勢対象流量 $254 \text{ m}^3/\text{s}$ を跳水減勢するためには下流水深として $h_2 = 8.07 \text{ m}$ の水深を確保する必要がある。

この場合後で述べるように、砂防ダムによる下流水深の確保が困難であるので鉛直シルを設けて下流水深を確保する。

シルの越流水頭 H_c は流量係数を C とすれば60式で与えられる。

$$H_c = \left(\frac{Q}{C B_2} \right)^{\frac{2}{3}} \dots\dots\dots 60$$

60式に $Q = 254 \text{ m}^3/\text{s}$, $C = 2.0$, $B_2 = 270 \text{ m}$ の諸量を代入すれば $H_c = 2.807 \text{ m}$ を得る。

したがってシル高

W は図-15より61式により与えられる。

$$W = h_0 + h_2 - H_c \dots\dots 61$$

h_0 は接近流速

$$\text{水頭で } h_0 = \frac{v_2^2}{2g}$$

である。

$v_2 = 1.165 \text{ m/s}$, $h_2 = 8.07 \text{ m}$, $H_c = 2.807$ の諸量を61式に代入すれば $W = 5.332 \approx 5.4 \text{ m}$ となる。

又、水叩き内で跳水が終了するように跳水区間長 L_j を決めると表-11より $L_j = 4.5 h_2 \approx 36.4 \text{ m}$ となる。水叩き導流壁の高さ H は、原設計同様に下流水深 h_2 に15%の余裕をもたせることにすれば、 $H = 1.15 h_2 = 1.15 \times 8.07 \approx 9.3 \text{ m}$ となる。

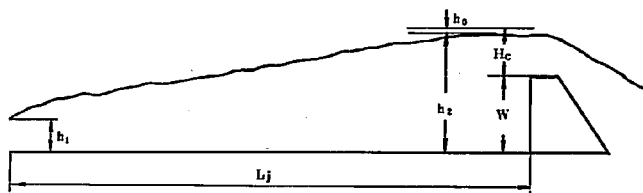


図-15 シル設計説明図

5.6 ダム下流水位の検討

下流 600 m の地点に砂防ダムがあるので、砂防ダムにより下流水位が確保できるか検討する。

図-16, 17 に砂防ダムの断面図を示す。

図-16 において砂防ダム地点の流量 Q 断面積 A とすれば比エネルギー E は次のようになる。

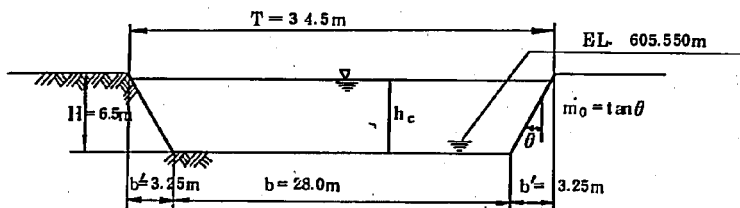


図-16 砂防ダム断面図

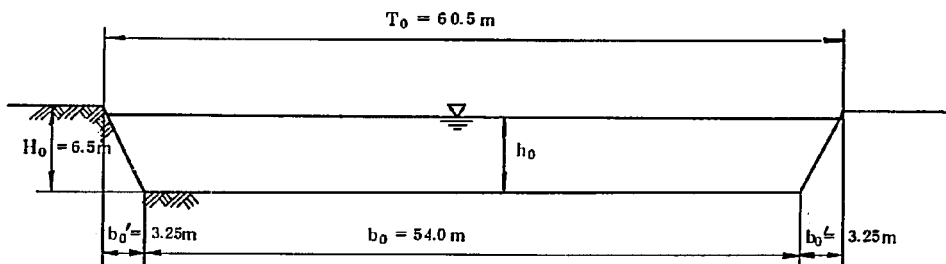


図 - 17 砂防ダム上流断面図 (仮定)

Qを一定とすれば

$$E = h + \frac{v^2}{2g} = h + \frac{Q^2}{2gA^2}$$

$$\frac{dE}{dh} = 1 - \frac{Q^2}{gA^3} \frac{dA}{dh}$$

$$\frac{dA}{dh} = T \text{ であるから}$$

$$\frac{dE}{dh} = 1 - \frac{Q^2}{gA^3} T$$

Eの最少値を与えるhが限界水深であるから

$$\frac{d^2E}{dh^2} = \frac{3Q^2}{gA^4} \frac{dA}{dh} = \frac{3Q^2 T}{gA^4}$$

$$\frac{d^2E}{dh^2} > 0 \quad \therefore \frac{dE}{dh} = 0 \text{ において最小値をとる。}$$

$$\therefore \frac{dE}{dh} = 1 - \frac{Q^2 T}{gA^3} = 0$$

$A = bh + m_0 h^2$, $T = b + 2m_0 h$, $h = hc$ を上式に代入すると

$$\left(\frac{Q^2}{g}\right)^{\frac{1}{3}} (b + 2m_0 hc)^{\frac{1}{3}} = bhc + m_0 hc^2$$

$$\therefore Q = \sqrt{\frac{g(b + hc + m_0 hc^2)^3}{b + hc}} \dots\dots\dots 52$$

図 - 16 断面と図 - 17 断面との間に損失がないものとすれば, 両者における比エネルギーは, 一定であるから

$$E = hc + \frac{Q^2}{2gAc^2} = h_0 + \frac{Q^2}{2gA_0^2}$$

$$\therefore h_0 = hc + \frac{Q^2}{2g} \left(\frac{1}{(bhc + m_0 hc^2)^2} - \frac{1}{(b_0 h_0 + m_0 h_0^2)^2} \right) \dots\dots\dots 53$$

62, 63式に図-14の諸量を代入すれば $Q-h_c-h_o$ の関係が求まる。計算結果を表-12に示す。

表-12 h_c-h_o-Q
の関係

$h_c(m)$	$h_o(m)$	$Q(m^3/s)$
1	1.410	88.447
2	2.830	252.461
3	4.250	468.109
4	5.650	727.461
5	6.980	1026.260
6	8.350	1361.890

砂防ダム越流面の標高
 $EL=605.550m$ として
 跳水後の水深と比較すれば
 図-18の通りである。

図-15でも明らかなように、砂防ダムにより、下流水深の確保はできない。

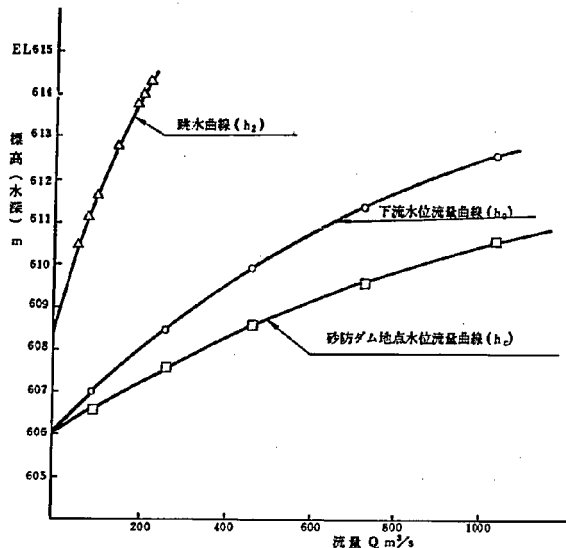


図-18 跳水後水位-下流水位関係図

§6 水理模型実験

6.1 越流部

6.1.1 自由越流時の水位-流量関係の測定

堤頂越流部の水位と流量の関係は、放流管のゲートを全閉した状態、すなわち、越流部単独放流の状態にて測定した。測定結果を表-13、図-19に示す。これら測定結果から逆算して流量係数を求め、設計値の流量係数とを比較してみると図-20のようになり、計算流量より測定流量の方が少し多くなる結果が出た。

6.1.2 越流部および導流部の水面形測定

堤頂越流部からの越流水面形状の測定は、堤頂のゲートのピンの位置の検討、及び導流壁高さを決定する資料を得るために、計画洪水時満水位 ($WL: 67.8.3m$) と貯水池の許容上限水位 ($WL: 68.8.5m$) の二つの貯水位について測定を行った。測線は、右岸導流壁沿いの水位、右岸側越流部中央の水位、右岸側ピア沿いの水位について、最高、平均を測定した。

測定結果は表-14、図-21の通りである。

図-22に堤頂越流部中央の水面形と、WESの実験結果から内挿して求めた水面形と

62, 63式に図-14の諸量を代入すれば $Q-h_c-h_o$ の関係が求まる。計算結果を表-12に示す。

表-12 h_c-h_o-Q
の関係

$h_c(m)$	$h_o(m)$	$Q(m^3/s)$
1	1.410	88.447
2	2.830	252.461
3	4.250	468.109
4	5.650	727.461
5	6.980	1026.260
6	8.350	1361.890

砂防ダム越流面の標高
 $EL=605.550m$ として
 跳水後の水深と比較すれば
 図-18の通りである。

図-15でも明らかなように、砂防ダムにより、下流水深の確保はできない。

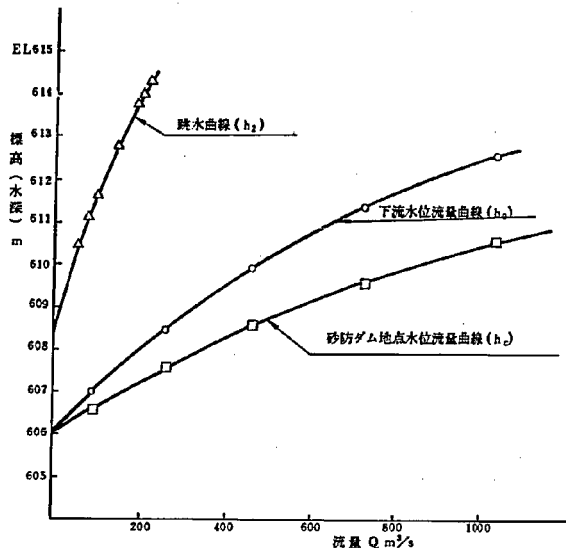


図-18 跳水後水位-下流水位関係図

§6 水理模型実験

6.1 越流部

6.1.1 自由越流時の水位-流量関係の測定

堤頂越流部の水位と流量の関係は、放流管のゲートを全閉した状態、すなわち、越流部単独放流の状態にて測定した。測定結果を表-13、図-19に示す。これら測定結果から逆算して流量係数を求め、設計値の流量係数とを比較してみると図-20のようになり、計算流量より測定流量の方が少し多くなる結果が出た。

6.1.2 越流部および導流部の水面形測定

堤頂越流部からの越流水面形状の測定は、堤頂のゲートのピンの位置の検討、及び導流壁高さを決定する資料を得るために、計画洪水時満水位 ($WL: 67.8.3m$) と貯水池の許容上限水位 ($WL: 68.8.5m$) の二つの貯水位について測定を行った。測線は、右岸導流壁沿いの水位、右岸側越流部中央の水位、右岸側ピア沿いの水位について、最高、平均を測定した。

測定結果は表-14、図-21の通りである。

図-22に堤頂越流部中央の水面形と、WESの実験結果から内挿して求めた水面形と

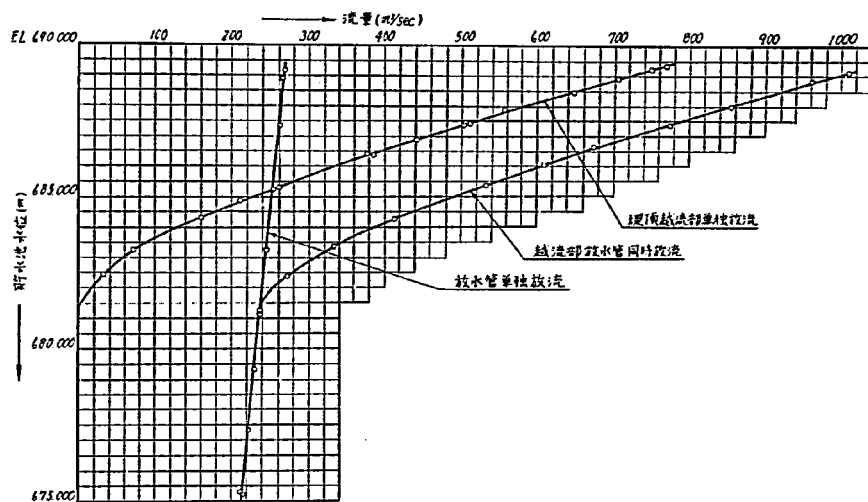


圖-19 余水吐水位 ~ 流量關係

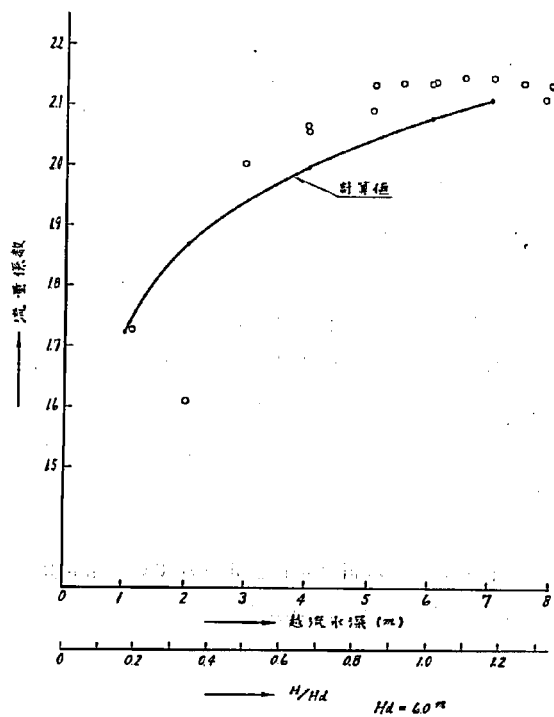


圖-20 堤頂越流部流量係數

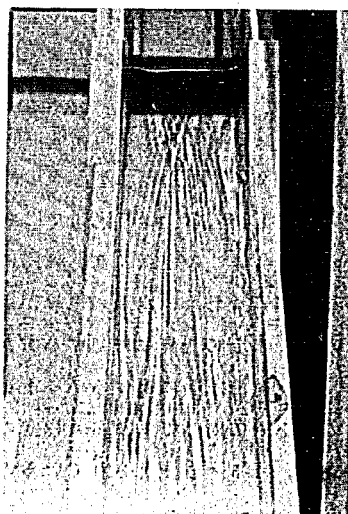


写真-3 越流部越流流況 (WL. 687.3m)

表-13 貯水池水位～流量関係表

ゲート全開
放水管全開

貯水位(EL.)	流 量
658.315	120.281
658.550	122.509
660.745	139.903
662.805	154.947
666.065	164.653
666.905	177.098
669.205	188.872
671.310	200.999
673.265	206.302
675.220	214.257
675.280	215.141
677.305	224.122
679.310	231.334
681.170	238.018
681.270	238.618
683.230	246.944
685.230	254.457
687.300	262.094
688.685	264.958
689.120	266.867

ゲート全開
放水管全開

貯水位(EL.)	流 量	流量係数
682.410	32.351	1.7289
683.280	71.879	1.6124
684.240	161.400	2.0011
684.810	209.838	1.9950
685.275	261.935	2.0657
685.280	261.129	2.0560
686.330	377.445	2.0910
686.340	335.956	2.1320
686.810	442.268	2.1370
687.315	504.565	2.1370
687.375	512.856	2.1407
687.820	571.848	2.1470
688.335	648.235	2.1483
688.825	705.317	2.1390
689.185	749.017	2.1143
689.265	769.258	2.1390

ゲート及び放水管全開

貯水位(EL.)	流 量
682.160	264.003
682.345	273.655
682.450	278.429
683.330	334.468
684.235	413.312
685.375	532.992
686.035	609.042
686.605	673.885
687.345	774.703
687.960	854.555
688.815	960.092
689.140	1010.033

の比較図を示した。

実験模型の導流壁の高さは、設計通り 3.0 m とした。

図-21 にも見られるように計画洪水時満水位における水面形を観察すれば E.L. 677.0 m ~ E.L. 677.0 m の区間では水面と導流壁天端までの余裕高さは、0.4 ~ 0.5 m 程度である。今、この地点より上流側に乱流、境界層の限界点が存在すると考えれば、当然空気連行が行なわれ、水面の上昇が考えられる。このため、この附近の導流壁高を 3.5 m 以上とし、水面の上昇に対処する方がのぞましい。

又、越流水面に対するゲートピンの位置は、貯水池の許容上限水位 (W.L. 688.5 m) の流下時に対しても 2.5 m 程度の余裕高さをもち、ダム設計基準に制定されている余裕高さは、1.5 m 以上とされているので十分条件を満足しており、問題はない。

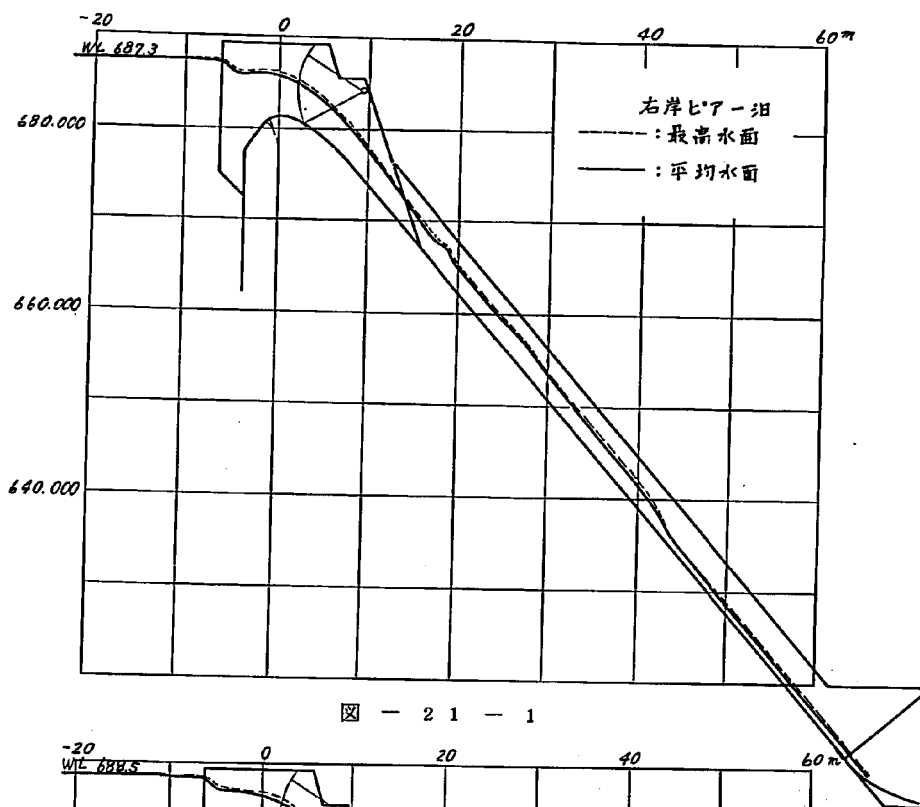


図 - 21 - 1

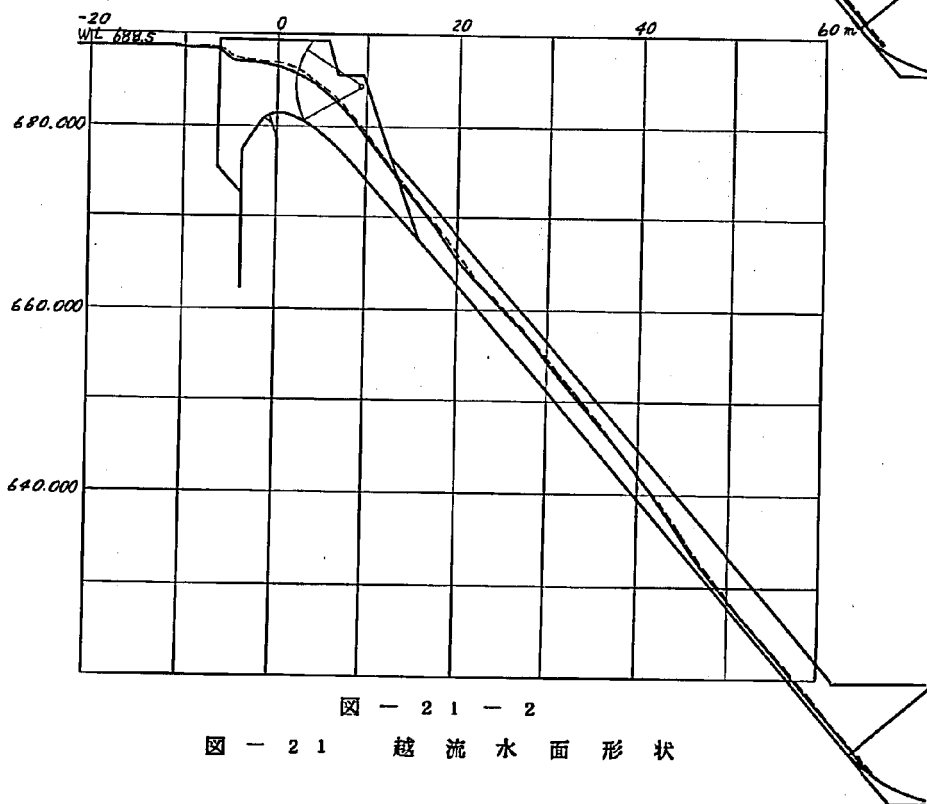


図 - 21 - 2

図 - 21 越流水面形状

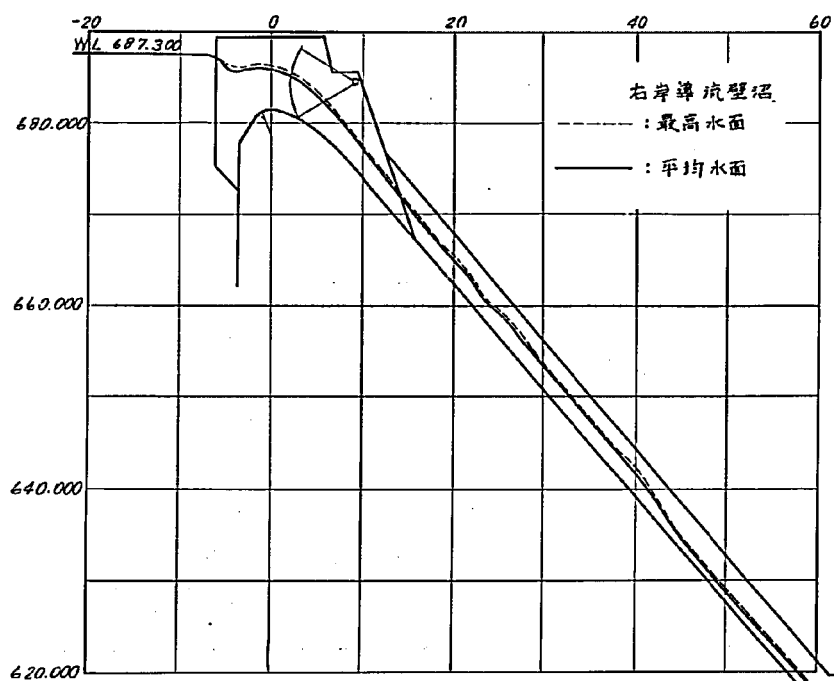


圖 - 2 1 - 3

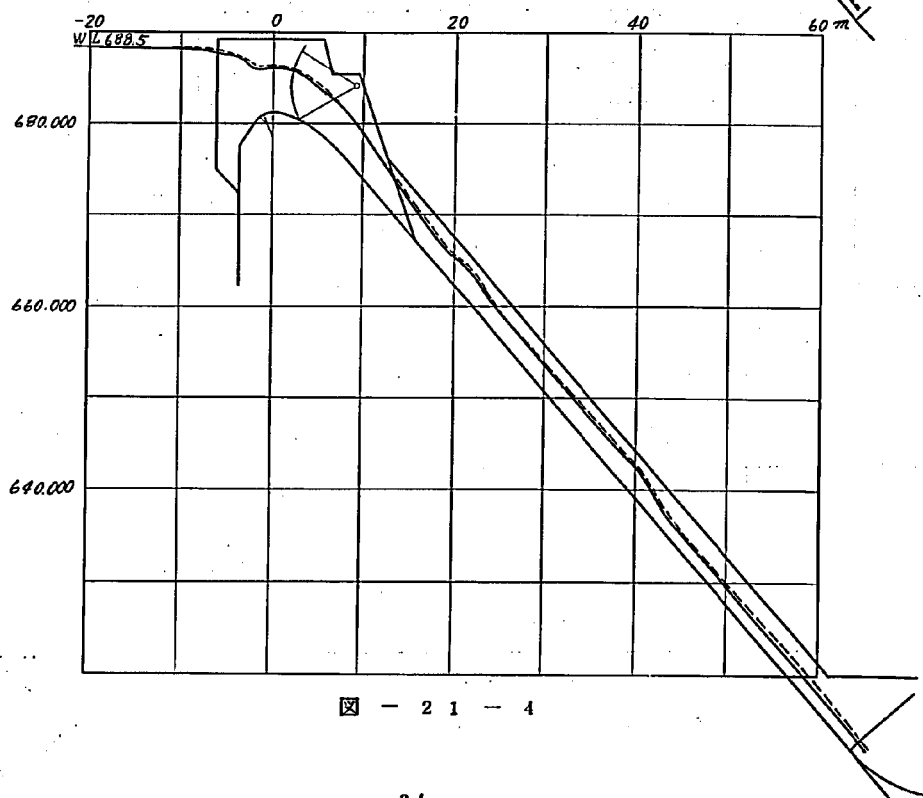


圖 - 2 1 - 4

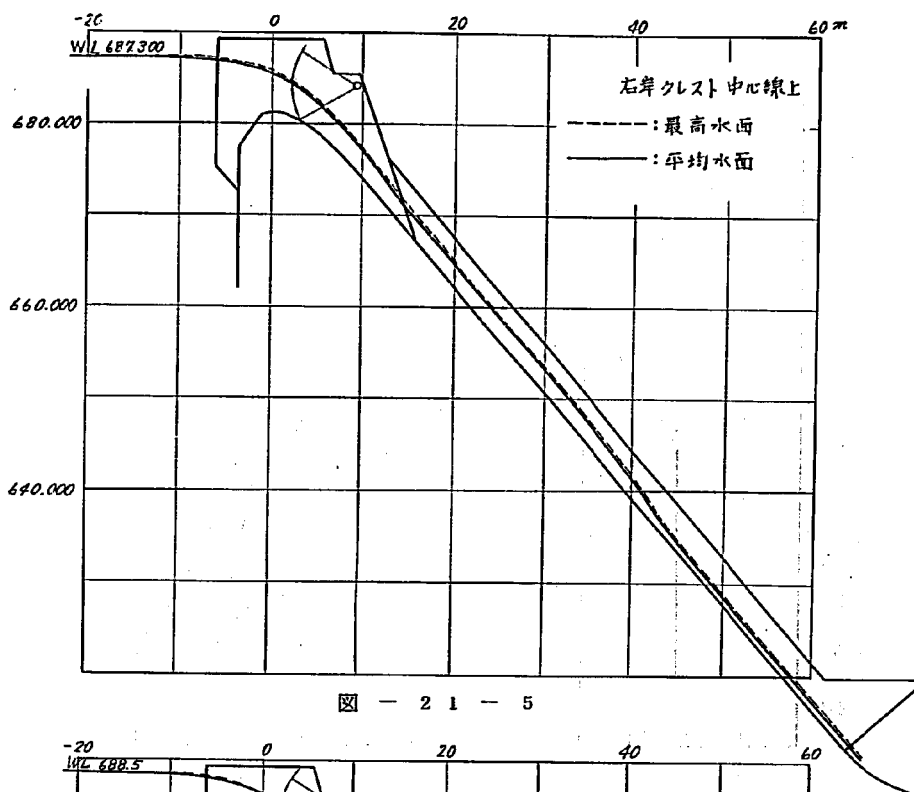


図 - 21 - 5

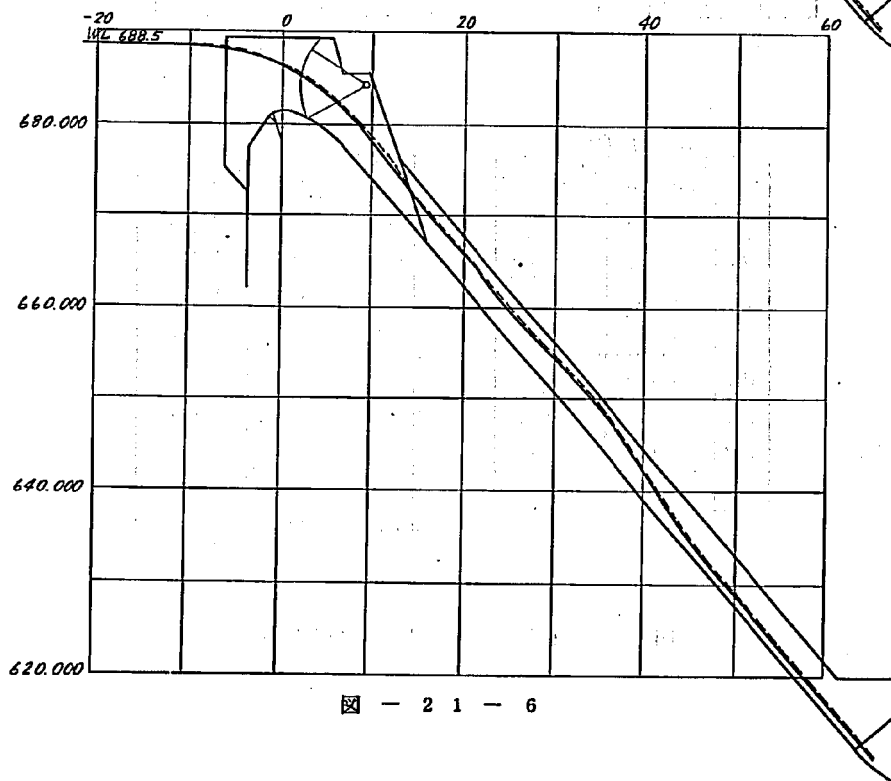
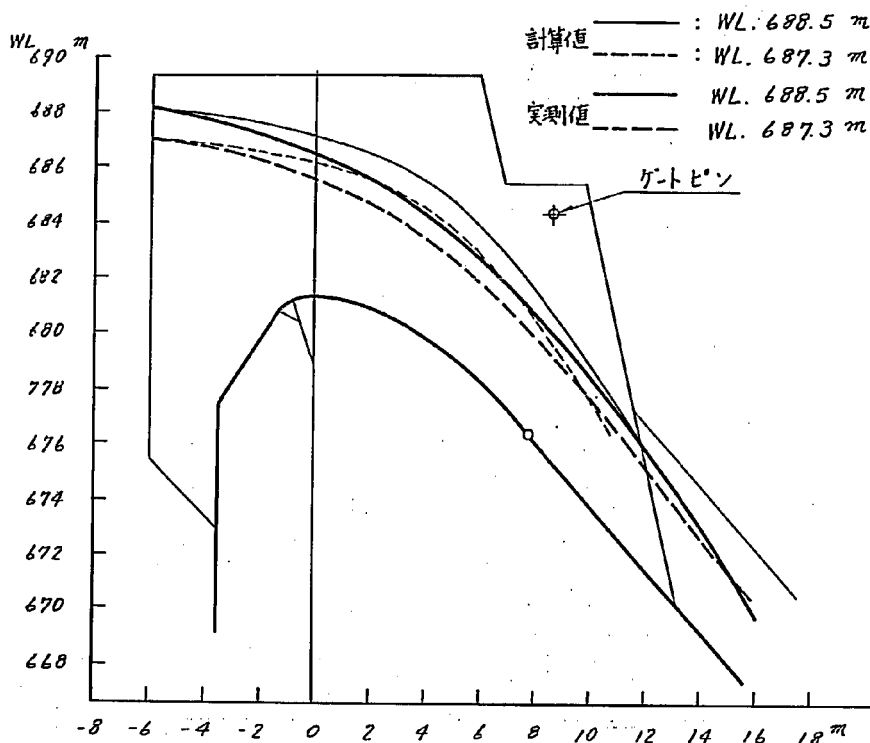


図 - 21 - 6



計算値

X	Y	WL 687.30 m	WL 688.50 m
-6.0		5.646	6.699
-3.6		5.478	6.501
-1.2		5.130	6.102
1.2		4.410	5.430
3.6		3.234	4.356
6.0		1.212	2.530
8.4		-1.596	-0.256
10.8		-5.160	-3.921

X	Y	WL 687.30 m	WL 688.50 m
-6.0		5.665	6.850
-4.0		5.350	6.470
-2.0		4.825	5.840
0		4.210	5.080
2.0		3.340	4.150
4.0		2.050	2.870
5.0		0.475	1.250
8.0		-1.630	-0.695
10.0		-3.945	-2.925

図-22 越流水面形状と計算値との比較

表-14-1 越流水面形実測値

WL 687.3 m

クレスト軸 からの距離	右岸導流壁沿		右岸クレスト中心線上		右岸ピア沿	
	最 高	平 均	最 高	平 均	最 高	平 均
-20 m	687.290	687.290	687.260	687.260	687.260	687.260
-18	687.265	687.265	687.250	687.250	687.240	687.240
-16	687.260	687.260	687.260	687.260	687.260	687.260
-14	687.255	687.255	687.255	687.255	687.260	687.260
-12	687.250	687.250	687.285	687.285	687.245	687.245
-10	687.240	687.240	687.235	687.215	687.245	687.210
-8	687.140	687.140	687.150	687.130	687.230	687.215
-6	686.800	686.785	686.965	686.950	686.960	686.925
-4	685.810	685.420	686.650	686.620	685.985	685.870
-2	685.775	685.730	686.125	686.100	685.950	685.920
0	685.815	685.790	685.510	685.425	685.790	685.770
2	685.195	685.100	684.640	684.625	685.065	685.040
4	683.955	683.930	683.350	683.265	683.845	683.770
6	682.250	682.240	681.775	681.740	682.355	682.220
8	680.010	679.900	679.670	679.560	680.200	680.100
10	677.390	677.350	677.355	677.270	677.975	677.610
12	674.900	674.705	675.070	674.950	674.900	674.665
14	672.360	672.130	672.920	672.100	672.425	672.160
16	669.880	669.675	669.950	669.675	669.760	669.500
18	667.390	667.335	667.660	667.575	667.770	667.505
20	665.280	665.070	665.150	665.025	664.950	664.805
22	663.015	662.900	663.050	662.800	662.820	662.765
24	660.275	660.225	660.700	660.550	660.480	660.345
26	658.390	658.160	658.360	658.210	658.175	658.075
28	656.075	655.950	656.175	655.850	656.090	656.035
30	653.535	653.390	653.650	653.455	653.610	653.540
35	647.625	647.500	647.650	647.550	647.575	647.500
40	642.030	641.875	641.765	642.450	641.800	641.380
45	634.715	634.645	634.500	634.465	633.955	633.850
50	628.965	628.890	628.805	628.690	628.310	628.215
55	623.430	623.250	623.120	622.980	622.530	622.375
60	617.640	617.440	617.310	617.080	616.600	616.525
65	611.800	611.675	611.585	611.425	611.075	610.970

表-14-2 越流水面形実測値

WL 688.5 m

クレスト軸 からの距離	右岸導流壁沿		右岸クレスト中心線上		右岸ピア沿	
	最 高	平 均	最 高	平 均	最 高	平 均
-20 m	688.530	688.530	688.525	688.525	688.535	688.535
-18	688.495	688.495	688.525	688.525	688.535	688.535
-16	688.485	688.455	688.525	688.525	688.535	688.535
-14	688.475	688.460	688.530	688.525	688.530	688.530
-12	688.455	688.450	688.490	688.475	688.505	688.505
-10	688.455	688.435	688.470	688.445	688.470	688.470
-8	688.405	688.400	688.350	688.330	688.445	688.425
-6	688.035	687.855	688.150	688.110	688.255	688.210
-4	687.675	686.670	687.770	687.735	687.025	686.955
-2	686.400	686.330	687.140	687.081	686.755	686.700
0	686.325	686.280	686.380	686.325	686.590	686.485
2	686.180	686.030	685.450	685.350	686.245	685.530
4	685.135	684.960	684.170	684.130	684.830	684.650
6	683.875	683.465	682.550	682.500	683.425	683.375
8	681.610	681.550	680.605	680.475	681.470	681.250
10	679.100	679.040	678.375	677.860	678.905	678.750
12	676.375	676.300	676.040	675.350	676.640	676.425
14	673.915	673.430	672.665	672.650	673.530	673.300
16	671.015	670.605	670.440	670.350	670.830	670.720
18	668.450	668.010	668.100	667.890	668.615	668.125
20	665.590	665.500	665.995	665.930	665.905	665.380
22	664.150	663.530	663.700	663.600	663.315	663.150
24	661.100	660.875	661.255	661.200	661.150	661.100
26	658.400	658.400	659.175	658.980	659.100	658.821
28	656.330	656.190	656.815	656.700	656.800	656.725
30	653.955	653.790	654.605	654.400	654.350	654.225
35	648.100	648.050	648.455	648.360	648.325	648.080
40	642.605	642.470	642.405	642.260	641.960	641.855
45	635.475	635.275	635.025	634.865	634.750	634.600
50	629.625	629.565	629.000	628.940	628.080	628.025
55	623.900	623.775	623.315	623.140	622.600	622.475
60	618.100	618.000	617.250	617.190	616.680	616.615
65	612.300	612.200	611.815	611.665	611.010	610.875

6.2 放流管部

6.2.1 放流管出口底面圧力の測定（三次元模型）

貯水位WL 687.3m, WL 688.5mについて側壁の張り角度が7°, 5°, 0°のそれぞれについて開水路中央線上の圧力を測定した。

測定結果を表-15, 図-23に示す。又, 計算値も図-23に付記したので参照されたい。

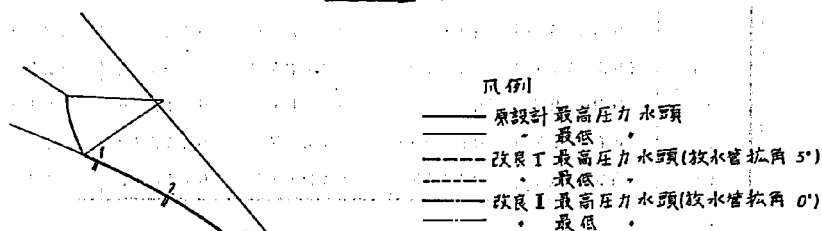
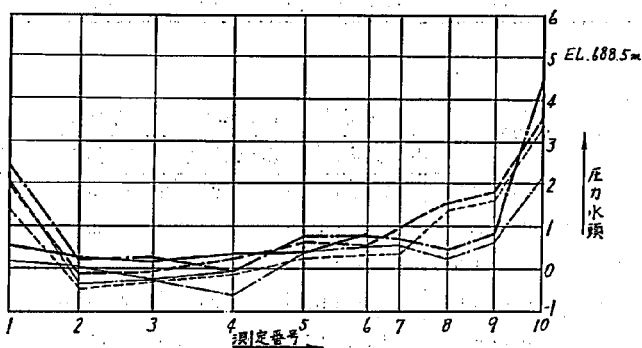
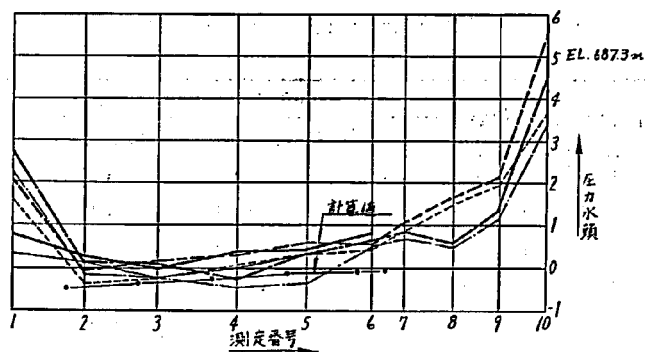


図-2.3 放流管下流面の作用圧力

表-15 放水管下流面作用压力实测值

原設計
放水管拔角

測定番号	測定位置標高	貯水位 687.300m		貯水位 688.500m	
		最高压力	最低压力	最高压力	最低压力
1	646.542	647.342	646.892	647.092	646.692
2	643.767	644.067	643.917	644.067	643.817
3	640.360	640.360	640.110	640.510	640.060
4	636.319	636.719	636.319	636.669	636.260
5	631.645	632.095	631.945	632.045	631.845
6	626.338	627.188	626.988	627.138	626.888

放水管拔角 5°

測定番号	測定位置標高	貯水位 687.300m		貯水位 688.500m	
		最高压力	最低压力	最高压力	最低压力
1	646.542	645.592	648.092	648.542	647.890
2	643.767	643.667	643.417	643.667	643.317
3	640.360	640.510	640.110	640.310	640.060
4	636.319	636.019	636.369	636.069	636.219
5	631.645	632.245	631.995	632.245	631.995
6	626.338	626.938	626.788	626.838	626.688
7	623.471	624.521	624.421	624.421	623.821
8	619.699	621.349	621.199	621.299	621.099
9	615.927	618.067	617.877	617.730	617.537
10	612.155	617.655	615.805	617.805	615.705

放水管拔角 0°

測定番号	測定位置標高	貯水位 687.300m		貯水位 688.500m	
		最高压力	最低压力	最高压力	最低压力
1	646.542	649.242	648.792	648.892	648.592
2	643.767	645.767	643.617	643.967	643.417
3	640.360	640.460	640.160	640.560	640.160
4	636.319	636.069	635.869	636.169	635.769
5	631.645	632.095	631.295	632.345	632.045
6	626.338	627.013	626.838	627.088	626.838
7	623.471	624.321	624.171	624.171	624.021
8	619.699	620.299	620.199	620.149	619.949
9	615.927	617.277	617.027	616.827	616.577
10	612.155	616.755	615.555	616.805	614.355

放流管下流開水路部の始端より $5\text{ m} \sim 20\text{ m}$ の範囲に負圧の発生がみられた。しかしその大きさは最低値で -0.55 m 水柱であり、許容圧力水頭以内である。

又、放流管から流下する高速流の放水脈は、開水路部に入ると自由水面を持つため、開水路部の形状、および水自身の乱れ、その他の条件により、かん欠的に流況は変化する。

本ダムにおいては、側壁の張り角度が大きい場合（張り角 7° ）は、その特長が顕著に現われたので、以下張り角を 5° 、 0° として流下状況を観察した結果、張り角 0° の場合が、ふらつきが側壁に規制されて流況が比較的安定した。

6.2.2 放流管水位－流量関係の測定（二次元模型）

$1/30$ の抽出放流管模型を用いて放流管ゲート開度 0.5 m 、 1.0 m 、 1.5 m 、 2.0 m 、 2.5 m 、 3.0 m 、 3.2 m （全開）のそれぞれについて水位、流量の関係を測定した。測定結果を表－16、図－24に示す。

6.2.3 放流管内圧力の測定（二次元模型）

実験は縮尺 $1/30$ の抽出二次元模型で行った。あらかじめ圧力が変化すると予想される香口部と吐口部を重点的に測点を選んだ。測点箇所は図－25に示される。

放流管内圧力は、予備放流最低水位（WL 673.5 m ）、計画最大放流放水水位（WL 678.2 m ）、計画洪水時満水位（W.L 687.3 m ）、貯水位の許容上限水位（W.L 688.5 m ）の四種類の貯水位に対して最高および最低値を測定した。

ゲートは全開とし、測定位置は図－25に示されるとおり上面、上部隅角部、側面、下部隅角部、下面、の箇所とした。

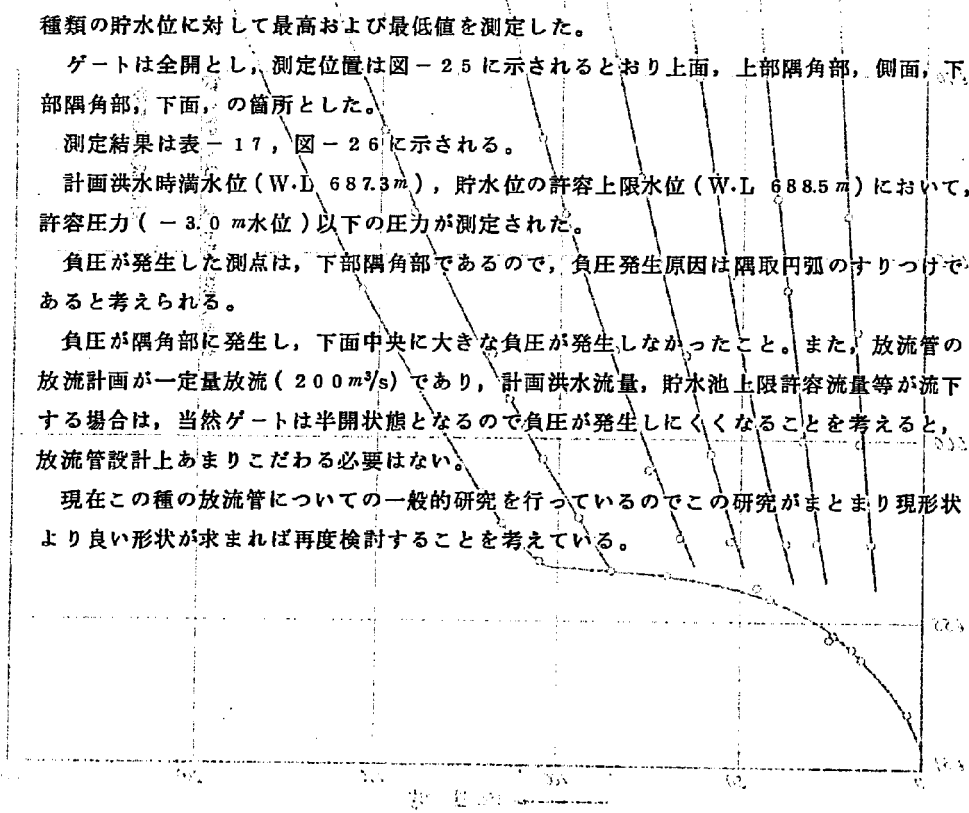
測定結果は表－17、図－26に示される。

計画洪水時満水位（W.L 687.3 m ）、貯水位の許容上限水位（W.L 688.5 m ）において、許容圧力（ -3.0 m 水位）以下の圧力が測定された。

負圧が発生した測点は、下部隅角部であるので、負圧発生原因は隅取円弧のすりつけであると考えられる。

負圧が隅角部に発生し、下面中央に大きな負圧が発生しなかったこと。また、放流管の放流計画が一定量放流（ $200\text{ m}^3/\text{s}$ ）であり、計画洪水流量、貯水池上限許容流量等が流下する場合は、当然ゲートは半開状態となるので負圧が発生しにくくなることを考えると、放流管設計上あまりこだわる必要はない。

現在この種の放流管についての一般的研究を行っているのでこの研究がまともな現形状より良い形状が求まれば再度検討することを考えている。



（図24）放流管水位－流量関係の測定結果（二次元模型）

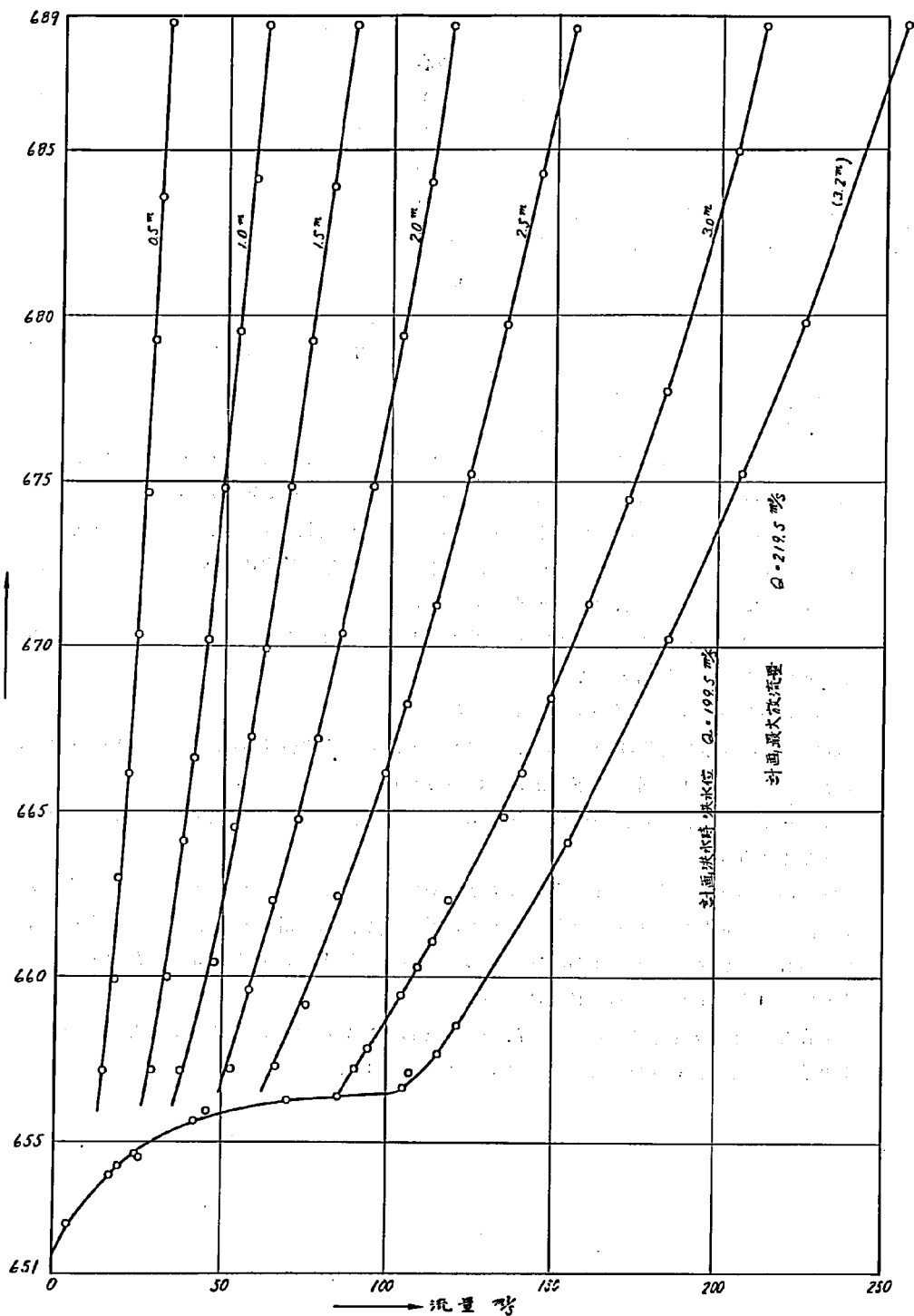
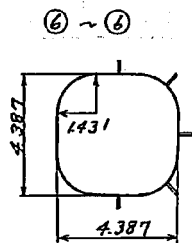
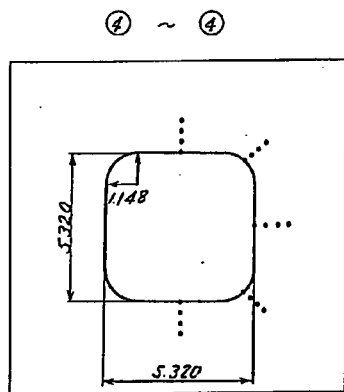
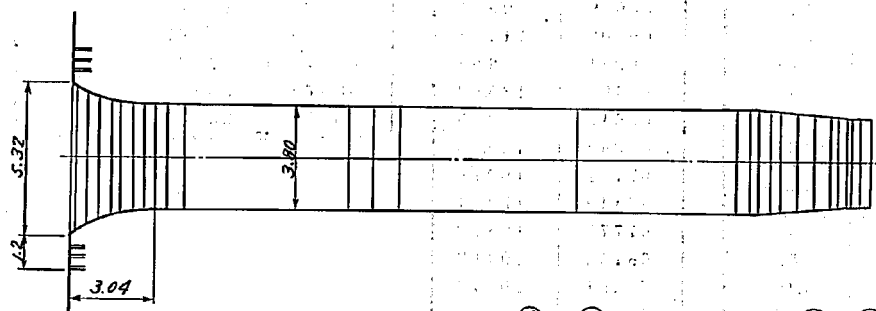
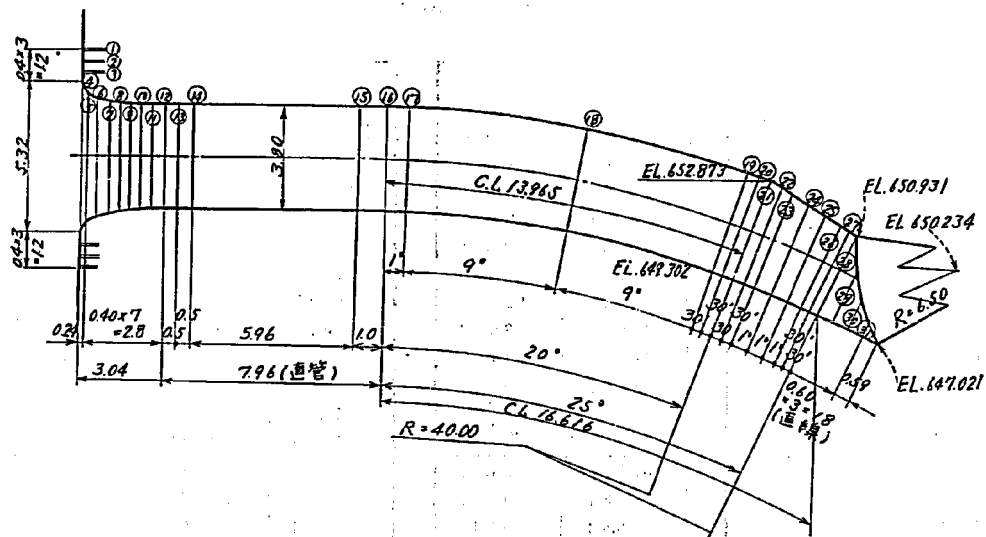


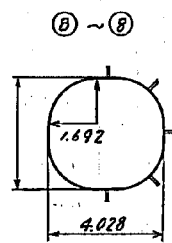
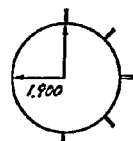
図-24 放流水位-流量関係図(二次元模型による)

表-16 貯水位～流量関係測定値表

ゲート開度 0.5 m		ゲート開度 2.5 m		ゲート開度 全開		
貯水位	流量			貯水位	流量	流出係数
657.15 m	147.6 m ³ /s	657.27	668.8	652.48	4.16	
659.90	17.97	659.14	76.07	653.95	17.12	
662.98	18.98	662.42	85.20	654.37	24.96	
666.14	21.85	666.15	99.42	654.49	25.49	
670.38	24.17	668.24	106.03	655.57	42.21	
674.63	26.59	671.27	114.56	656.17	70.38	
679.22	28.60	675.22	124.68	656.56	105.77	
683.55	30.12	679.72	135.09	657.07	109.65	0.884
688.84	32.32	684.27	144.92	657.07	111.43	0.895
		688.61	154.94	657.58	111.69	0.868
ゲート開度 1.0 m		ゲート開度 3.0 m		658.48	121.48	0.896
657.15	28.94	657.16	91.01	664.03	154.94	0.897
659.97	33.76	657.84	94.71	666.82	168.15	0.892
664.05	38.24	659.42	104.49	666.94	169.05	0.894
666.56	41.41	660.29	109.91	670.24	184.76	0.895
670.21	45.43	661.09	114.56	677.19	206.67	0.867
674.80	49.74	662.31	118.83	677.78	225.03	0.902
679.46	54.07	664.96	135.92	683.65	238.28	0.899
684.07	58.26	666.15	140.95	688.72	255.47	0.998
688.74	61.63	668.45	149.73			
ゲート開度 1.5 m		671.32	160.76			
657.12	37.87	674.43	172.31			
660.45	47.82	677.70	183.22			
661.99	51.20	681.50	194.67			
664.49	54.07	684.91	204.74			
667.23	58.84	688.72	213.04			
669.91	63.14					
674.81	69.95					
679.20	70.07					
683.85	82.12					
688.74	88.58					
ゲート開度 2.0 m						
657.22	52.83					
659.59	58.84					
662.31	65.54					
664.74	73.58					
667.20	79.08					
670.41	86.16					
674.81	94.71					
679.37	103.46					
683.98	111.69					
688.72	118.00					



⑫ ~ ⑫ ~ ⑮ ~ ⑮



⑳ ~ ㉑

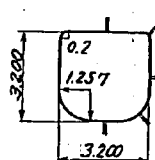


图 25 放流管一般图

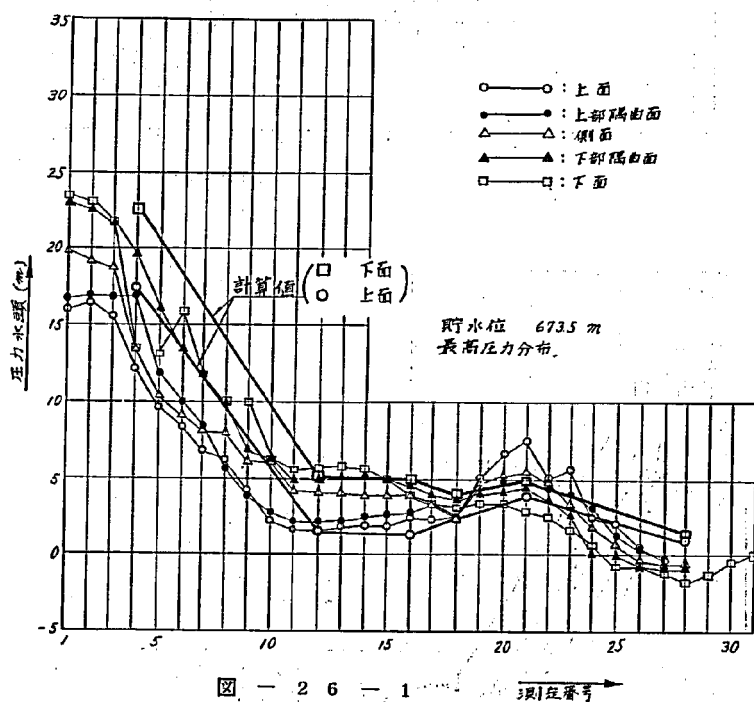
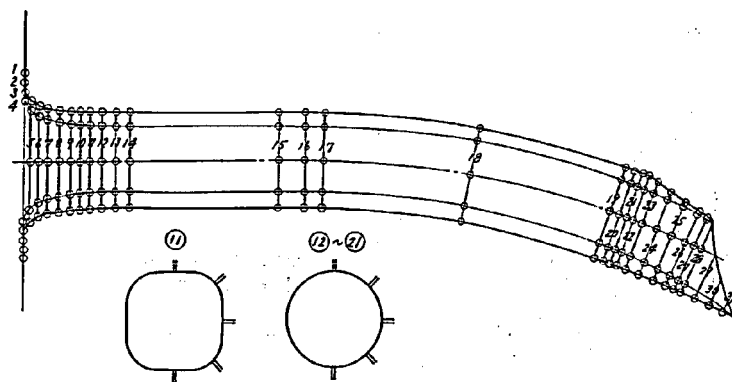
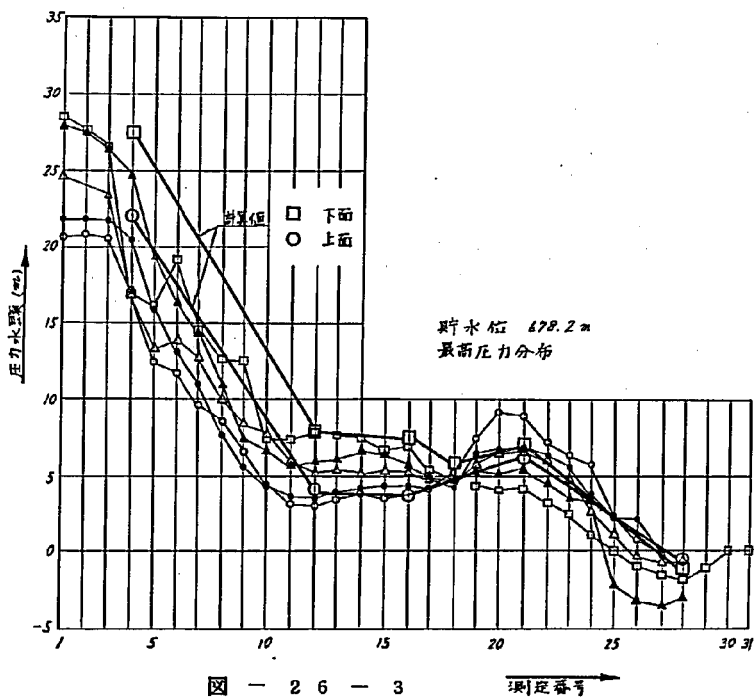
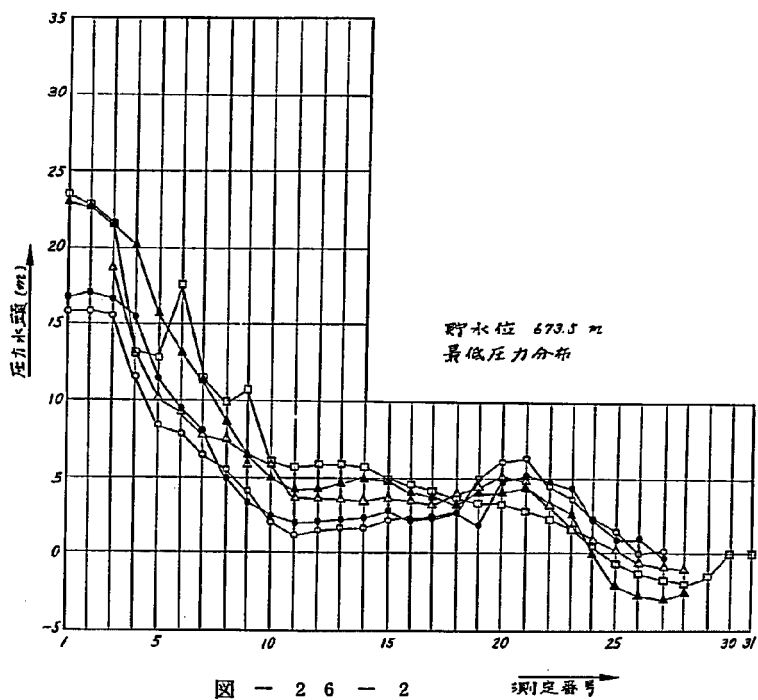
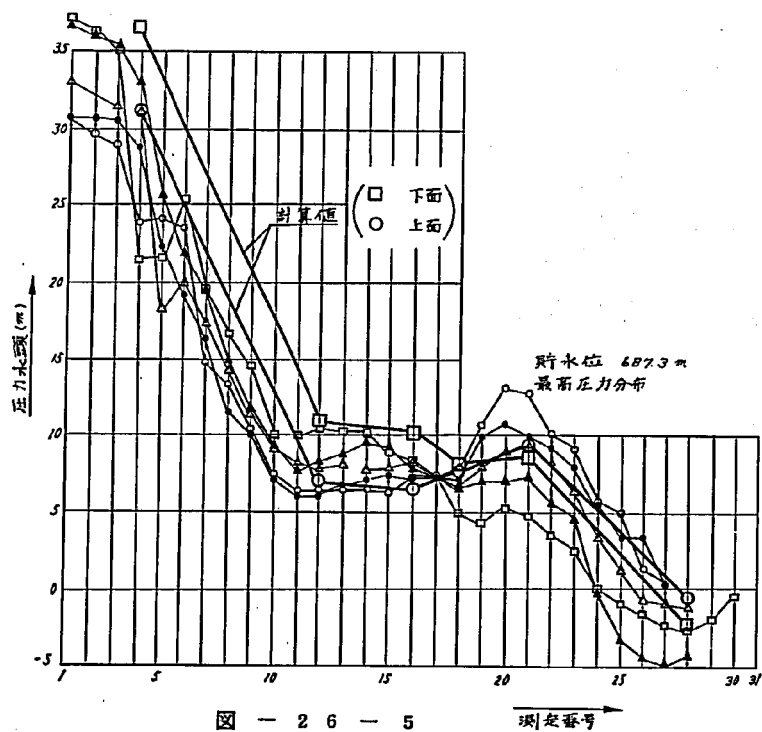
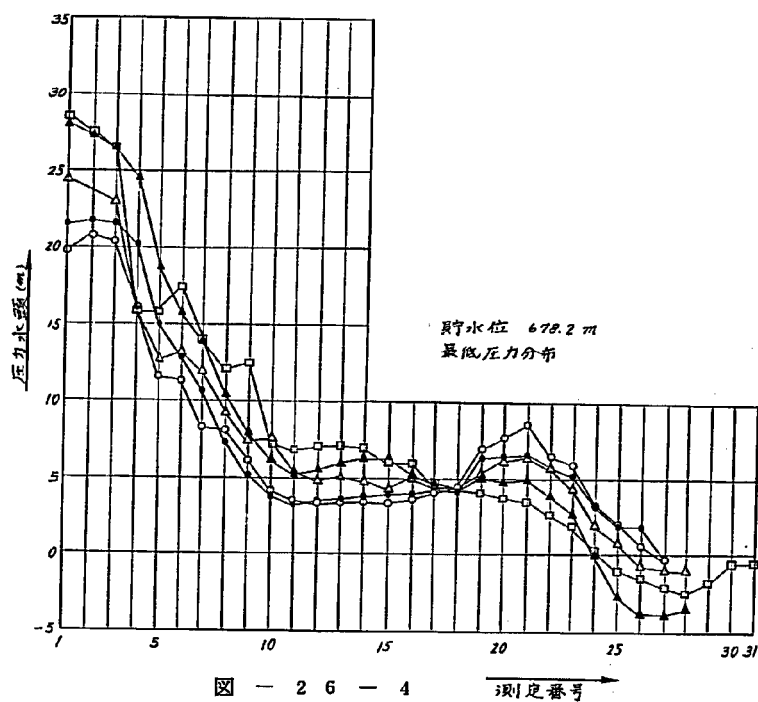


图 - 26 - 1

图 - 26 放流管内压力分布





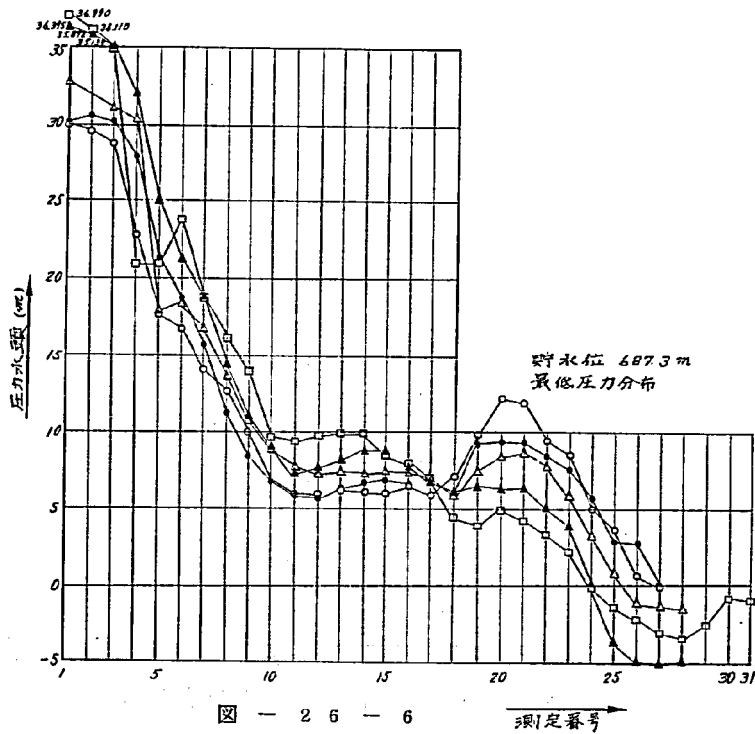


图 - 2 6 - 6

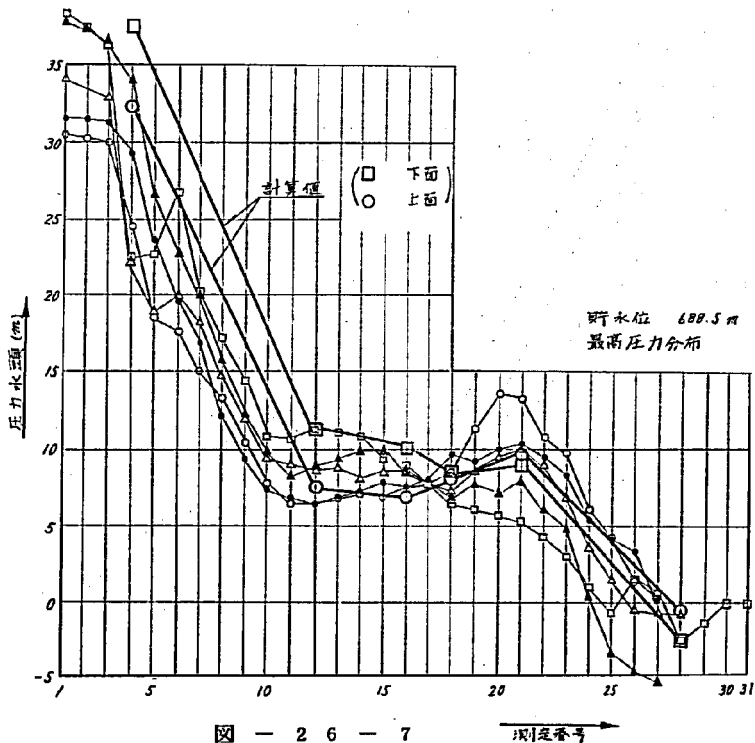


图 - 2 6 - 7

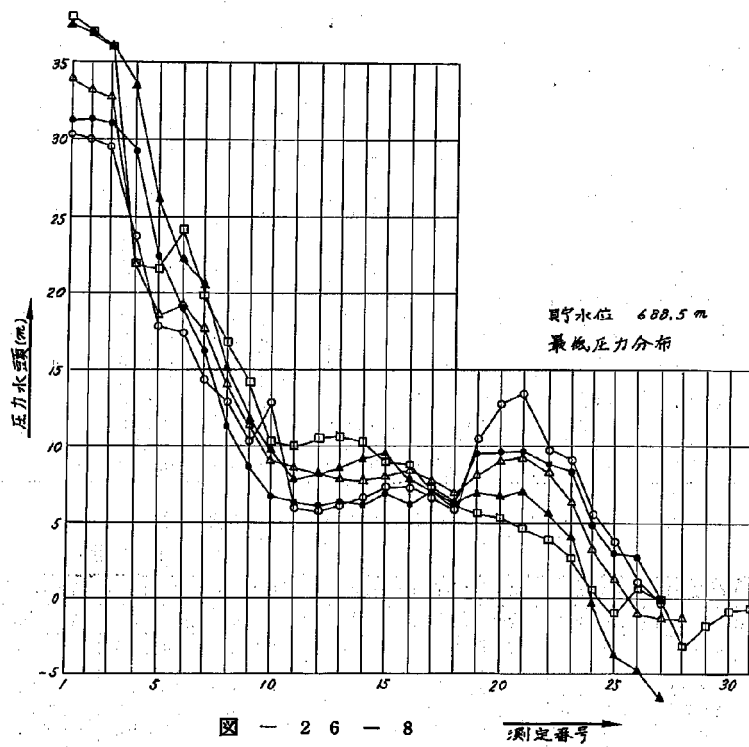


表-17-1 放流管内圧力分布表(上部)
ゲート全開

測定 番号	貯水位 WL 6885m		貯水位 WL 6873m		貯水位 WL 6782m		貯水位 WL 6735m	
	最 高	最 低	最 高	最 低	最 高	最 低	最 高	最 低
1	30.410	30.290	30.520	29.300	19.720	20.600	15.770	15.710
2	30.150	30.090	29.460	29.250	20.820	20.610	16.170	15.790
3	29.920	29.590	28.900	28.660	20.500	20.260	15.670	15.520
4	24.410	23.420	23.660	22.520	16.590	15.770	12.050	11.480
5	18.466	17.836	23.956	17.326	12.226	11.536	9.596	8.146
6	17.496	17.196	23.196	16.536	11.616	11.256	8.256	7.986
7	14.752	14.392	14.362	13.882	9.502	8.172	6.622	6.472
8	13.206	12.906	13.106	2.456	8.346	8.046	6.146	5.406
9	10.498	10.198	10.258	9.808	6.358	6.118	4.138	3.998
10	7.533	13.263	7.323	6.803	4.145	3.933	2.343	2.193
11	6.322	6.026	6.113	5.693	3.173	3.053	1.643	1.373
12	6.400	6.180	6.270	5.850	3.240	3.150	1.740	1.560
13	6.630	6.510	6.350	6.120	3.540	3.360	1.920	1.710
14	6.840	6.600	6.510	6.240	3.630	3.450	1.980	1.770
15	6.660	7.510	6.240	5.970	3.420	3.360	1.920	1.770
16	7.470	7.290	7.110	6.780	4.170	3.780	2.490	2.220
17	7.506	6.876	7.176	5.856	4.116	4.026	2.406	2.346
18	8.377	5.777	7.657	7.417	4.747	4.507	2.947	2.797
19	11.108	10.538	10.598	10.178	7.238	6.938	5.228	5.028
20	13.503	12.933	13.113	12.303	9.123	7.493	6.753	6.213
21	13.177	13.577	12.667	11.947	8.857	8.467	7.607	6.307
22	10.553	9.983	9.983	9.503	6.983	6.503	5.123	4.793
23	9.610	9.010	9.130	8.560	6.250	5.860	5.570	4.270
24	5.980	5.530	5.650	5.140	5.700	3.370	2.500	2.380
25	4.028	3.798	3.968	3.428	2.208	2.168	1.838	1.418
26	1.145	1.175	1.355	0.608	0.695	0.515	0.245	0.155
27	0.077	0.011	0.197	-0.073	-0.103	-0.343	-0.313	-0.373

表-17-2 放流管内圧力分布表(横面)
ゲート全開

測定 番号	貯水位 WL 6885m		貯水位 WL 6873m		貯水位 WL 6782m		貯水位 WL 6735m	
	最 高	最 低	最 高	最 低	最 高	最 低	最 高	最 低
1	34.36	34.270	32.950	32.860	24.460	24.430	19.660	19.600
2								
3	32.770	32.620	31.390	31.120	23.350	23.140	18.700	18.460
4	21.970	21.880	31.060	30.400	16.830	15.580	13.540	12.820
5	18.820	18.280	18.040	17.530	13.120	12.550	10.540	9.880
6	19.870	19.210	19.150	18.460	13.810	13.180	10.000	9.520
7	18.010	17.620	17.230	16.870	12.610	12.010	7.840	7.390
8	14.620	14.230	14.010	13.600	10.000	9.430	7.810	7.360
9	11.860	11.380	11.260	10.870	7.960	7.420	6.100	5.710
10	9.370	9.160	9.130	8.950	7.600	7.330	6.220	6.040
11	8.800	8.350	8.200	7.870	5.680	5.320	4.180	3.760
12	8.500	8.140	8.020	7.600	5.350	5.020	3.970	3.520
13	8.620	7.990	8.020	7.570	5.380	4.990	3.970	3.580
14	8.050	7.720	7.660	7.330	5.080	4.780	3.790	3.430
15	8.410	8.220	7.810	7.630	5.320	5.050	3.850	3.520
16	8.680	8.530	8.170	7.900	5.440	5.230	3.880	3.520
17	7.846	7.666	7.456	7.246	4.906	4.726	3.556	3.226
18	7.068	6.798	6.588	6.378	4.398	4.188	3.318	3.958
19	8.459	8.159	7.949	7.649	5.789	5.549	4.769	4.319
20	9.444	9.144	9.024	8.664	6.534	6.354	5.274	4.974
21	9.982	9.442	9.442	8.962	6.832	6.562	5.482	5.092
22	8.818	8.368	8.458	7.948	6.148	5.818	4.828	4.558
23	6.665	6.455	6.395	6.125	4.655	4.445	3.695	3.455
24	3.562	3.262	3.442	3.202	2.512	2.212	2.002	1.762
25	1.363	1.243	1.303	1.003	1.003	0.823	0.823	0.523
26	-0.662	-0.992	-0.722	-0.992	-0.482	-0.692	-0.302	-0.543
27	-0.966	-1.296	-0.966	-1.206	-0.696	-0.816	-0.486	-0.726
28	-1.070	-1.370	-1.040	-1.280	-0.740	-0.830	-0.470	-0.710

表-17-3 放流管内圧力分布表(下部隅曲面)

ゲート全開

測定 番号	貯水位WL 688.5m		貯水位WL 687.3m		貯水位WL 678.2m		貯水位WL 673.5m	
	最 高	最 低	最 高	最 低	最 高	最 低	最 高	最 低
1	37.865	37.775	36.515	36.395	27.845	27.725	22.835	22.775
2	37.312	37.252	35.992	35.872	27.322	27.232	22.522	22.432
3	36.499	36.399	35.229	35.139	26.679	26.589	21.879	21.309
4	33.866	33.626	32.816	31.986	24.656	24.446	20.426	19.886
5	26.604	26.094	25.584	25.314	19.224	18.714	15.984	15.504
6	22.604	22.094	21.824	21.344	16.184	15.744	13.364	13.004
7	19.966	20.516	19.246	18.857	14.356	13.816	11.716	11.386
8	15.628	15.218	14.818	14.458	10.858	10.348	9.968	8.488
9	12.279	11.559	11.529	11.079	8.409	7.989	6.699	6.369
10	9.706	9.076	9.226	8.806	6.616	6.196	5.236	4.876
11	8.144	7.754	7.594	7.394	5.594	5.204	4.514	4.034
12	8.584	8.074	8.254	7.834	5.914	5.554	4.774	4.144
13	9.154	8.614	8.794	8.464	6.244	5.944	5.074	4.714
14	9.754	9.274	9.724	8.914	6.664	6.394	5.344	4.834
15	9.664	9.304	9.274	8.884	6.394	6.214	5.074	4.774
16	8.284	7.894	7.774	7.534	5.554	5.314	4.354	4.054
17	7.690	7.480	7.360	7.180	5.170	4.990	4.000	3.730
18	6.771	6.591	6.531	6.291	4.731	4.611	3.591	3.411
19	7.510	7.030	7.210	6.820	5.440	5.260	4.070	4.300
20	7.052	6.662	6.932	6.452	5.192	4.892	4.332	4.072
21	7.795	7.265	7.345	6.625	5.515	5.065	4.555	4.183
22	5.843	5.483	5.693	5.273	4.373	4.043	3.563	3.413
23	4.558	4.108	4.618	4.078	3.448	3.024	2.788	2.758
24	0.236	-0.004	-0.214	-0.086	3.416	0.116	0.416	0.236
25	-3.581	-3.731	-3.281	-3.821	-2.321	-2.561	-1.938	-2.111
26	-4.644	-4.824	-4.464	-4.824	-3.174	-3.504	-2.634	-2.814
27	-5.354	-6.037	-4.957	-5.167	-3.457	-3.637	-2.797	-2.977
28			-4.444	-4.934	-2.924	-3.434	-2.324	-2.684

表-17-4 放流管内圧力分布表(上部隅曲面)

ゲート全開

測定 番号	貯水位WL 688.5m		貯水位WL 687.3m		貯水位WL 678.2m		貯水位WL 673.5m	
	最 高	最 低	最 高	最 低	最 高	最 低	最 高	最 低
1	31.495	31.365	30.405	30.285	21.735	21.495	16.665	16.665
2	31.568	31.438	30.418	30.518	21.808	21.698	16.728	16.828
3	31.361	31.241	30.371	30.161	21.701	21.521	16.781	16.661
4	29.334	29.034	28.554	28.044	20.304	19.944	16.804	15.324
5	23.546	22.136	22.076	21.566	15.596	14.906	11.636	11.346
6	19.446	18.996	19.026	18.636	13.086	12.726	9.936	9.396
7	16.864	16.444	16.144	15.784	10.894	10.564	8.434	7.774
8	12.052	11.442	11.422	11.302	7.522	7.252	5.662	5.152
9	9.131	8.771	9.801	8.531	5.471	5.231	3.941	3.521
10	7.204	6.874	6.934	6.604	4.056	3.814	2.734	2.314
11	6.396	6.066	6.036	5.766	3.456	3.246	2.226	1.866
12	6.196	5.926	5.896	5.626	3.376	3.136	2.116	1.816
13	6.796	6.526	6.466	6.226	3.766	3.636	2.366	2.116
14	7.126	6.916	6.826	6.586	3.946	3.736	2.566	2.326
15	7.606	7.366	7.276	7.036	4.214	4.066	2.766	2.626
16	7.456	6.166	7.066	6.766	4.096	3.976	2.596	2.416
17	7.882	7.372	7.252	7.102	4.882	4.222	2.622	2.632
18	9.624	6.184	6.884	6.524	4.154	4.004	2.654	2.414
19	9.038	9.738	9.798	9.498	6.678	6.468	4.908	4.818
20	9.938	9.678	10.648	9.448	6.648	6.408	4.878	4.788
21	10.159	9.859	9.889	9.469	6.799	6.559	4.999	4.909
22	9.258	8.868	9.108	8.538	6.138	5.928	4.548	4.468
23	8.135	7.665	7.955	7.575	5.405	5.195	3.845	3.755
24	5.286	4.896	5.286	5.866	3.336	3.156	2.286	2.166
25	3.994	3.004	3.214	2.974	2.014	1.924	1.324	1.174
26	3.198	2.808	3.198	3.048	2.088	1.958	1.548	1.368
27	0.505	-0.095	0.235	-0.185	-0.125	-0.185	-0.155	-0.245

表-17-5 放流管内圧力分布表(下面)
ゲート全開

測定 番号	貯水位 WL 688.5m		貯水位 WL 687.3m		貯水位 WL 678.2m		貯水位 WL 673.5m	
	最 高	最 低	最 高	最 低	最 高	最 低	最 高	最 低
1	38.400	38.280	37.170	36.990	28.440	28.350	23.520	23.430
2	37.550	37.400	36.350	36.110	27.680	27.500	22.940	22.790
3	36.340	36.130	35.050	34.720	26.680	26.290	21.970	21.790
4	22.350	21.900	21.420	20.970	16.620	15.720	13.380	13.140
5	22.650	21.694	21.454	21.034	15.844	15.694	13.174	13.144
6	26.659	24.559	25.399	24.079	17.479	19.939	16.099	15.079
7	20.128	19.648	19.228	18.658	14.368	13.918	11.608	11.338
8	17.084	16.724	16.454	16.094	12.404	11.984	9.824	9.704
9	14.392	14.302	14.422	13.942	12.442	11.392	10.672	10.042
10	10.667	10.187	9.977	9.737	7.337	7.067	5.837	5.597
11	10.527	10.077	9.777	9.567	7.287	6.807	5.637	5.577
12	11.120	10.610	10.340	9.860	7.850	7.160	5.930	5.780
13	10.970	10.700	10.340	9.860	7.520	7.100	5.840	5.780
14	10.730	10.250	10.130	9.830	7.340	6.950	5.690	5.600
15	9.110	8.870	8.660	8.420	6.260	6.110	4.880	4.760
16	8.690	8.630	8.390	8.150	7.040	6.110	4.610	4.520
17	7.646	7.436	7.256	7.106	5.156	4.946	3.986	4.164
18	6.359	5.949	4.739	4.499	4.289	4.070	3.359	3.179
19	5.906	5.666	4.226	4.016	4.316	4.106	3.656	3.506
20	5.565	5.355	5.265	4.995	3.945	3.795	3.435	3.255
21	5.138	4.478	4.748	4.448	3.998	3.368	3.098	2.948
22	4.083	3.783	3.547	3.453	3.033	2.853	2.523	2.463
23	2.821	2.581	2.431	2.371	2.311	2.071	1.891	1.741
24	0.934	0.634	0.784	0.604	0.874	0.514	0.784	0.604
25	-0.941	-1.271	-0.970	-1.301	-0.431	-0.851	-0.281	-0.491
26	1.214	0.884	-1.636	-2.026	-1.096	-1.366	-0.736	-1.006
27	0.450	0.060	-2.310	-2.880	-1.590	-2.010	-1.170	-1.500
28	-2.770	-3.220	-2.770	-3.220	-2.080	-2.320	-1.660	-1.920
29	-1.557	-1.739	-1.827	-2.337	-1.407	-1.707	-1.017	-1.347
30	-0.223	-0.703	-0.373	-0.553	0.047	-0.283	-0.437	-0.107
31	-0.220	-0.660	-0.270	-0.960	0.030	-0.330	0.300	-0.060

6.3 洪水吐放流能力の検討

越流部及び放流管の水位-流量の測定結果から洪水吐の放流能力を検討する。

(1) 放流管単独の場合(二次元模型)

予備放流最低水位(W.L 673.5m)と、計画最大放流量水位(W.L 678.2m)について図-24に示されるH-Q曲線より放流量を求め計画値、設計値と比較すると表-18のとおりである。いずれの場合も5.1の洪水調節計画の各条件を満足しているので問題は無い。

(2) 越流部と放流管併用の場合

表 - 18

(二次、三次元模型)

計画洪水時満水位(W.L
687.3m)と貯水池の許容上
限水位(W.L 688.5m 地域
比流量により算定した水位)

貯水位(m)	計画値 m³/s	設計値 m³/s	実験値 m³/s
673.500	170	194.4	199
678.200	200	212.8	219

について図-19と図-24に示されるH-Q曲線(放流管全開)より越流部と放流管を併用した場合の洪水吐の放流能力を算定すれば、表-19のとおりである。いずれの場合も5.2の洪水吐の基本設計条件を満足している。

表 - 19

貯水位 (m)	計算値 (m^3/s)	放流管放流量 m^3/s		越流量 m^3/s		放流管越流部併用 m^3/s	
		計算値	実測値	計算値	実測値	計算値	実測値
687.3	560	244.5	252	488.6	500	733.1	752
688.5	900	248.4	255	653.8	660	702.2	715

6.4 水叩き部

6.4.1 減勢工に関する検討

本余水吐の減勢工は5.6で検討した結果、下流水位が期待できないため、水叩き内にシルを設けた水平水叩き跳水式減勢工である。

対象流量としては、放流管単独で洪水調節計画を満足させるため、貯水位WL685.5mで放流量254 m^3/s を考えている。

また、減勢工平面形状は水叩きより下流20.25mまでが直線長で、その下流は左岸側に彎曲しており下流河川中心部に沿う形状となっている。直線長は水叩き巾27mに比較し非常に短い。減勢対象流量 $Q=254 m^3/s$ に対する減勢池容量を計算すると水叩き長さおよびシル高さは5.5.3で示されるとおり $L=36.4m$ 、 $W=5.4m$ となる。この水叩き長さは、水叩き中心線上の長さであるが、彎曲部終端より下流側となるため、減勢池形状決定に当って非常に困難が予想される。

実験ではまず、鉛直鉛縁堰を用い、水叩き長さおよびシル高さを変化させ、また、水叩き内にデフレクター、導流ブロック等の工作物を付して比較検討した。

実験は表-20に示す9ケースについて、水叩き内縦断水面形状、流況観察、およびシル前面に作用する動水圧も測定し、最適形状を判定する根拠とした。

実験対象流量は $Q=254 m^3/s$ とし、 $Q=200 m^3/s$ 、 $560 m^3/s$ および $900 m^3/s$ については流況観察のみを行い形状判定の1因とした。

表 - 20

case	水叩き長	シル長	開水路拡角	水叩き内工作物
case 1	36.4 m	5.4 m	5°	無
case 2	36.4 m	5.8 m	"	"
case 3	39.4 m	5.2 m	"	デフレクター I
case 4	"	"	"	導流ブロック I
case 5	"	"	"	" II
case 6	"	"	"	デフレクター II
case 7	"	"	0°	" III
case 8	"	"	"	導流ブロック I
case 9	"	"	"	デフレクター IV

以上9ケースの平面図は図-27、また詳細図は図-28に示すとおりである。また水叩き内縦断水面形状の測定結果は図-29、表-21、シル前面に作用する動水圧の測定結果は図-30、表-22に示すとおりである。

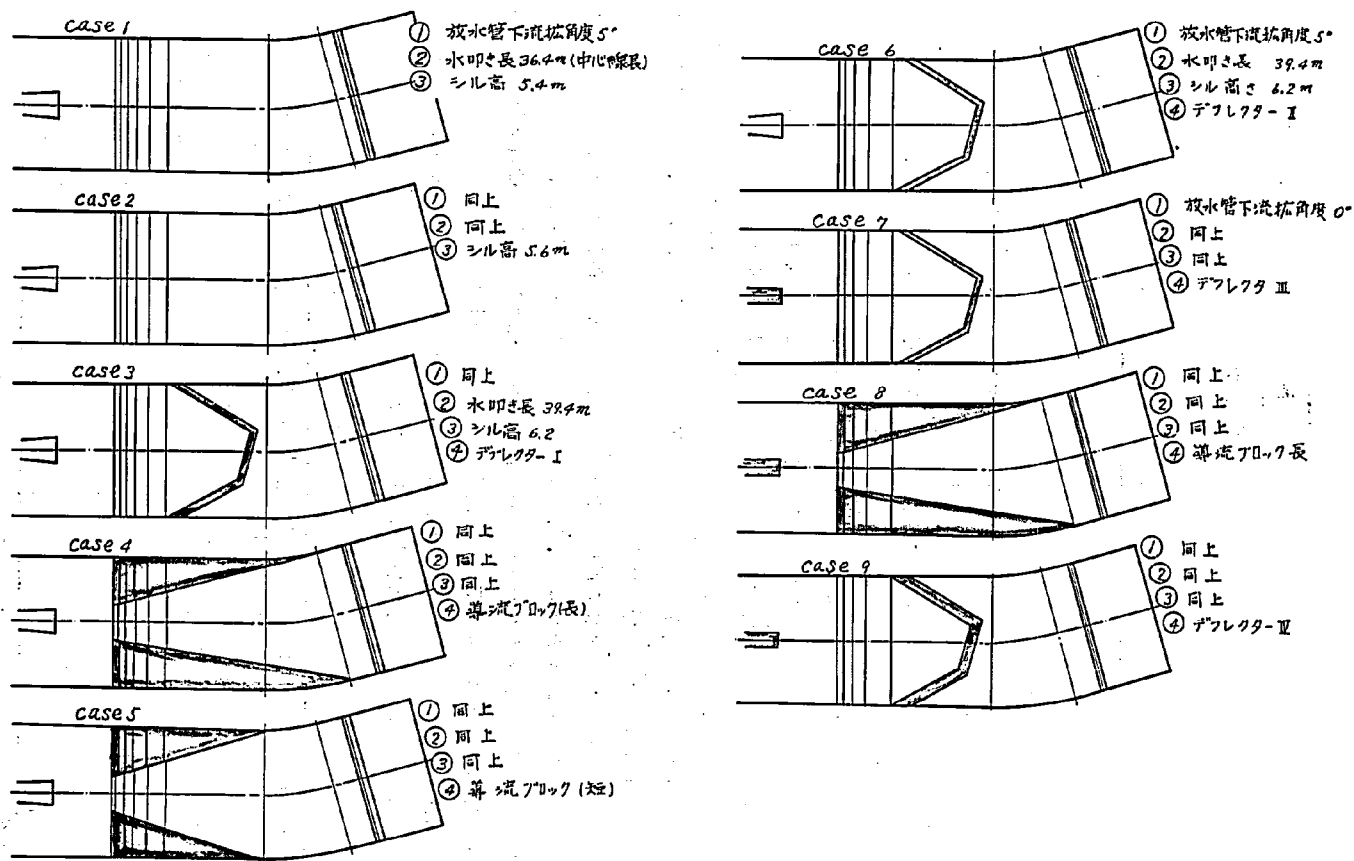
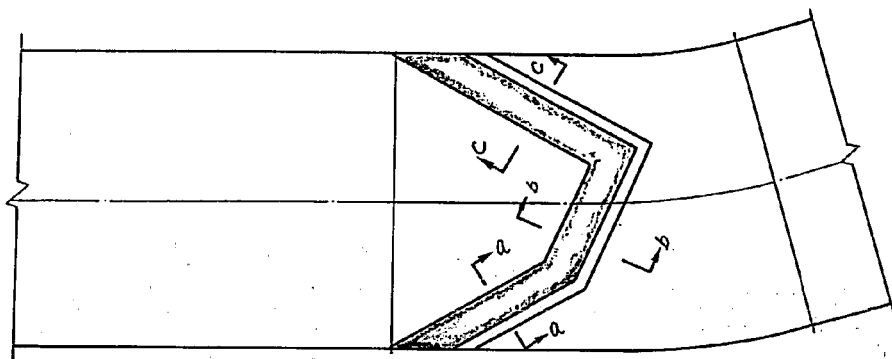
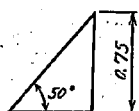


図 - 27 水叩き内平面図

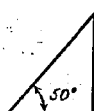


Case 3

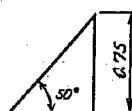
a-a sect



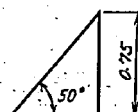
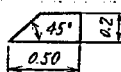
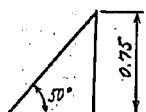
b-b sect



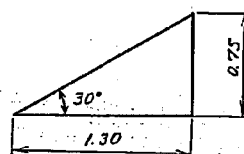
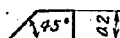
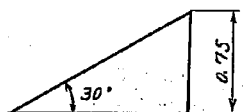
c-c sect



case 6



case 7



case 9

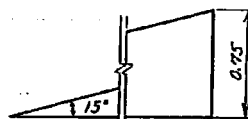
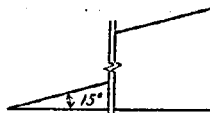
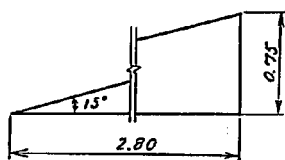


図 - 28 デフレクター詳細図

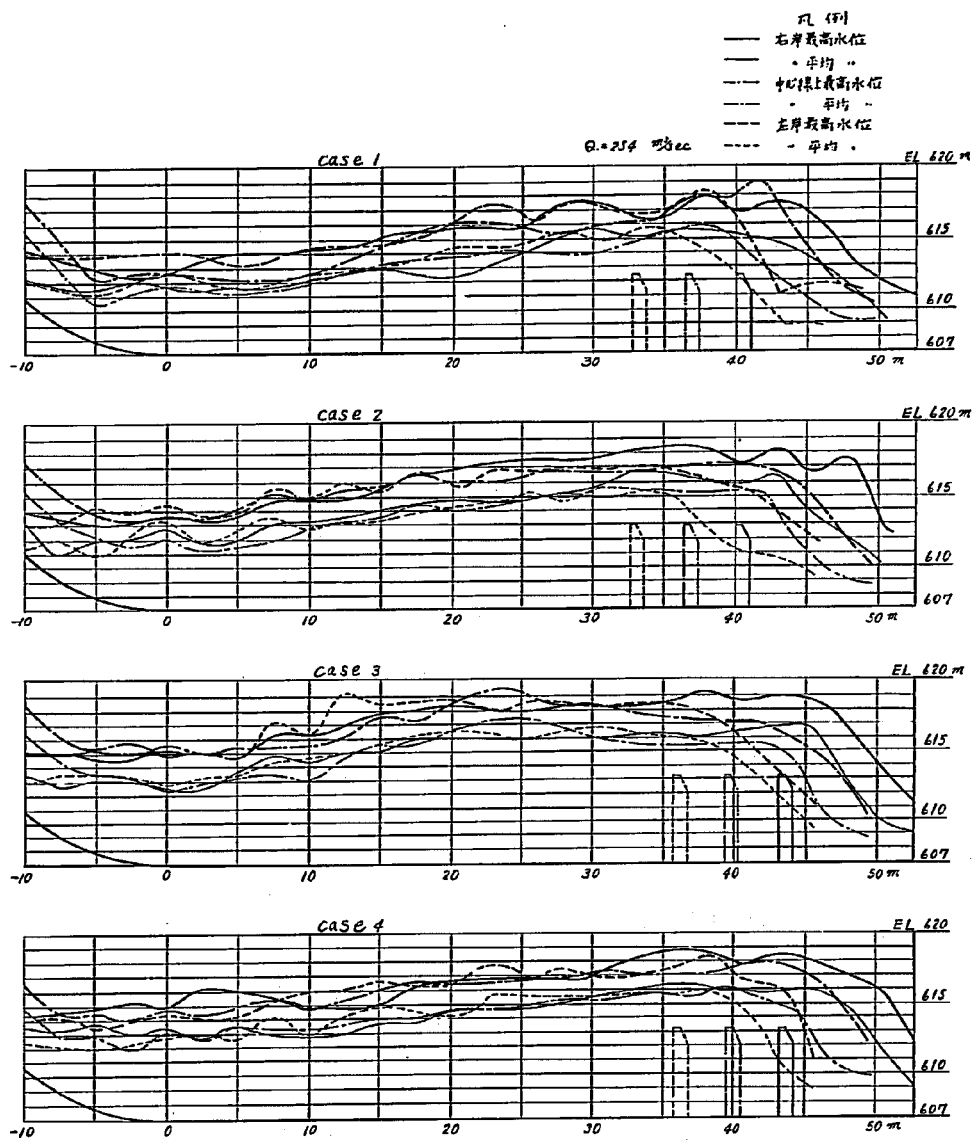


图 - 29 - 1

图 - 29 水叩き内水面形状

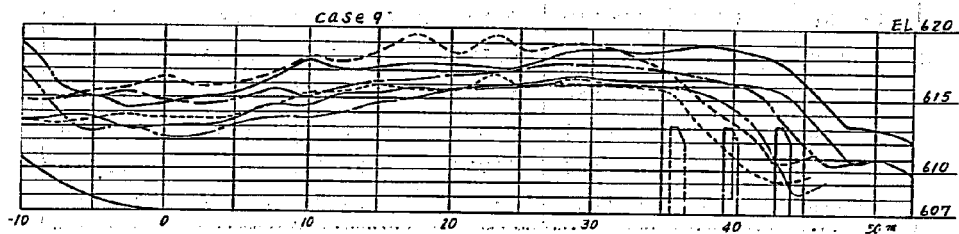
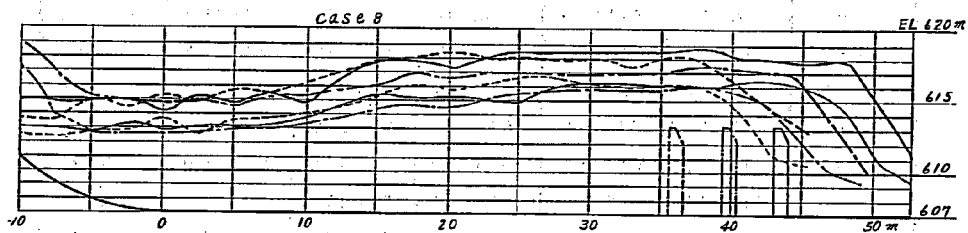
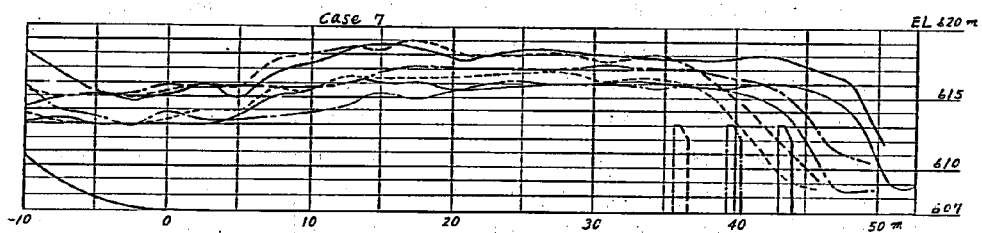
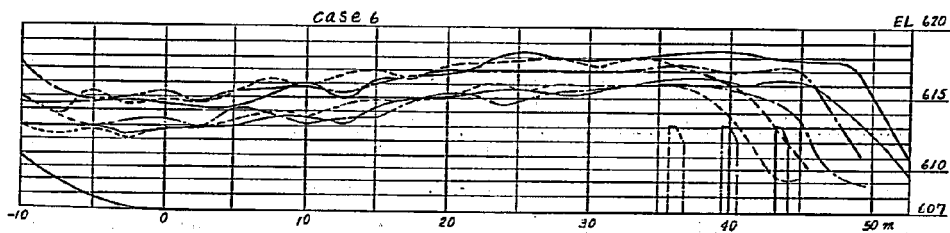
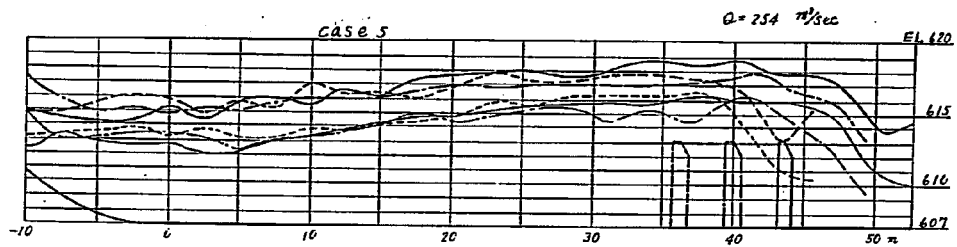


表-21-1 水叩き内水面形実測値

距離：水叩き始端から

case 1

シル高 5.4 m

シル位置 36.4 m

$Q = 254 \text{ m}^3/\text{sec}$

	左 岸		水叩き中心線上		右 岸	
	最 高	平 均	最 高	平 均	最 高	平 均
-10.0	613.900	612.100	617.500	615.490	614.050	612.450
- 7.5	613.950	611.450	614.850	612.800	613.250	611.700
- 5.0	613.850	611.300	612.375	610.600	612.800	611.550
- 2.5	614.050	611.900	612.650	611.100	612.400	611.800
0	614.050	612.700	612.600	611.700	612.500	611.600
2.5	613.050	612.000	612.400	611.550	613.500	611.450
5.0	613.200	611.650	612.250	611.250	613.900	611.750
7.5	613.550	611.850	612.200	611.500	614.150	611.750
10.0	614.400	612.600	612.550	611.850	614.250	612.300
12.5	614.850	612.900	613.450	612.600	614.400	612.900
15.0	614.750	613.050	614.500	613.250	615.150	612.900
17.5	615.100	614.100	615.600	613.450	615.550	612.600
20.25	616.400	614.500	616.200	613.750	615.750	612.650
23.685	617.350	614.400	616.050	614.200	615.950	613.900
27.119	616.350	614.900	615.450	614.050	617.250	615.700
30.554	617.450	615.300	616.050	614.150	616.450	615.150
33.988	617.100	614.900	616.450	615.150	617.900	615.650
36.488	616.550	615.550	617.900	615.800	617.050	615.300
38.988	617.400	615.300	617.750	615.250	617.250	614.700
41.488	618.300	613.550	619.100	613.150	616.450	613.500
43.988	615.400	611.900	615.350	611.350	613.450	611.900
46.488	612.050	609.100	612.250	609.800	611.900	609.550
48.988	611.800	608.950	611.750	609.300	610.850	609.250

表 - 2 1 - 2 水叩き内水面形実測値

距離：水叩き始端から

case 2		左 岸		水叩き中心線上		右 岸	
		最 高	平 均	最 高	平 均	最 高	平 均
シル 高	5.8 m	-1.25					
		-1.00	612800	611250	617400	615300	613800
シル位置	36.4 m	-7.5	612900	611800	615000	613000	613300
		-5.0	613950	610700	613750	612250	612950
Q = 254 m ³ /sec		-2.5	613700	611900	613200	611400	613000
		0	614250	612950	613500	611800	613500
		2.5	613600	611650	613300	611150	613150
		5.0	613750	612300	613900	611450	613450
		7.5	615400	613350	615150	611800	614600
		10.0	614750	612600	614700	612650	614600
		12.5	615800	612950	615400	613100	614650
		15.0	615350	613150	615600	613500	615300
		17.5	616650	613750	616500	614350	616300
		20.25	615750	614200	616000	613900	616850
		23.685	616700	614450	616150	614400	617450
		27.119	616700	615050	616750	615250	617350
		30.554	616950	614500	616650	614850	618150
		33.988	616750	615450	616675	615300	618200
		36.488	617050	615300	616850	615050	617100
		38.988	616700	614850	617200	615150	617900
		41.488	615950	612500	617050	615150	616500
		43.988	615600	611050	616000	612150	617350
		46.488	613800	610550	613400	609650	612600
		48.988	612050	609450	610650	608850	612400
case 3		-1.25	615050	614050	619150	617700	615450
		-1.00	615000	612900	618450	616300	614900
シル 高	6.2 m	-7.5	614850	613300	615950	614300	615000
		-5.0	615200	613350	615050	613500	614500
シル位置	39.4 m	-2.5	615650	613150	614900	613250	614500
		0	614750	612600	615450	612450	615150
Q = 254 m ³ /sec		2.5	614750	613100	614900	612700	614750
		5.0	614490	613350	615350	613100	614650
		7.5	616950	614150	615300	613400	616250
		10.0	616200	614450	615400	613000	616200
		12.5	618950	614750	616150	614400	616950
		15.0	618250	615400	617500	615450	617500
		17.5	618350	616000	617200	615500	617950
		20.25	618500	616300	618550	616650	618150
		23.685	617650	616000	619350	617200	617800
		27.119	618450	615900	618150	616800	618050
		30.554	618250	616350	618050	615650	618150
		33.988	618000	616500	617400	615400	619150
		36.488	618150	616150	617150	615350	618450
		38.988	618150	615750	616900	615300	618650
		41.488	617400	615400	616900	615400	618200
		43.988	615900	613900	615650	614200	616450
		46.488	613400	611750	614250	610100	613550
		48.988	611350	611350	610850	608900	610950

表 - 2 1 - 3 水叩き内水面形実測値

距離：水叩き始端から

case 4

シル高

62 m

シル位置

39.4 m

$Q = 254 \text{ m}^3/\text{sec}$

距離	左 岸		水叩き中心線上		右 岸	
	最 高	平 均	最 高	平 均	最 高	平 均
-1.25	614.550		619.800	616.800	614.900	613.450
-1.00	614.150	612.650	616.650	614.900	614.400	613.550
-0.75	614.200	612.200	615.750	613.050	614.500	613.250
-0.50	613.500	612.050	614.450	613.000	614.750	613.750
-0.25	614.000	612.400	614.100	612.150	615.250	613.050
0	614.400	612.300	614.700	613.300	614.950	613.400
2.5	614.250	613.100	614.300	612.700	616.150	612.750
5.0	614.400	612.700	615.000	613.550	616.000	613.450
7.5	615.350	614.200	615.450	613.550	615.600	612.950
10.0	616.000	613.000	614.850	613.400	614.850	612.750
12.5	616.100	614.200	615.450	613.750	614.750	613.000
15.0	616.650	614.850	616.100	614.150	614.900	613.650
17.5	616.300	614.600	616.750	614.250	616.200	613.850
20.25	616.700	614.400	616.450	614.850	616.750	614.700
23.685	617.750	615.700	616.650	614.800	616.750	614.650
27.119	616.950	615.600	616.850	615.300	616.700	615.400
30.554	617.400	615.500	617.350	615.450	618.400	616.250
33.988	616.900	615.500	617.050	615.750	618.500	616.150
36.488	617.000	615.850	617.100	615.500	617.750	615.850
38.988	617.650	615.550	617.400	616.200	618.400	615.950
41.488	618.300	615.900	617.900	615.400	617.800	615.850
43.988	616.700	614.550	617.450	614.600	616.900	614.850
46.488	616.200	610.950	616.050	610.950	615.950	611.750
48.988	611.200	608.850	612.800	609.200	612.050	609.050

case 5

シル高

62 m

シル位置

39.4 m

$Q = 254 \text{ m}^3/\text{sec}$

-1.25	614.150	613.400	621.200	617.600	614.450	613.150
-1.00	614.700	613.100	617.350	614.750	615.000	612.350
-0.75	614.750	613.300	615.700	613.000	614.350	613.350
-0.50	615.400	613.500	614.900	613.200	614.200	612.900
-0.25	616.000	613.800	615.200	613.400	614.400	612.650
0	615.600	613.200	614.750	613.500	615.300	612.750
2.5	614.750	613.550	615.200	613.250	614.400	612.000
5.0	615.500	613.050	615.000	612.400	615.800	612.200
7.5	615.200	613.100	615.550	613.100	616.050	612.900
10.0	615.900	613.700	615.900	613.250	615.640	613.250
12.5	616.100	613.550	615.00	613.650	616.200	613.800
15.0	616.300	614.000	616.100	614.050	616.150	614.300
17.5	615.900	614.200	616.600	615.000	617.400	614.700
20.25	616.850	614.800	616.900	614.350	617.250	614.800
23.685	617.600	615.550	616.750	614.900	618.050	615.500
27.119	617.200	615.450	617.100	615.400	617.500	615.600
30.554	617.050	616.000	616.900	615.400	618.700	615.650
33.988	617.500	616.250	616.950	615.100	618.400	616.400
36.488	617.600	616.100	617.000	615.250	618.750	616.050
38.988	617.355	616.150	617.200	615.700	617.700	616.000
41.488	617.000	615.000	617.650	615.750	617.750	615.500
43.988	616.400	613.900	616.350	614.150	616.600	613.800
46.488	613.100	611.050	615.800	612.650	613.650	610.750
48.988	615.200	610.300	613.150	609.650	614.300	609.900

表 - 2 1 - 4 水叩き内水面形実測値

距離：水叩き始端から

case 6
シル高
62 m
シル位置
39.4 m
 $Q=254\text{m}^3/\text{sec}$

距離	左 岸		水叩き中心線上		右 岸	
	最 高	平 均	最 高	平 均	最 高	平 均
-125	615250	613750	620600	616450	615450	613400
-100	614750	612950	617350	614750	614500	613000
-75	613700	612350	615400	613400	614500	613050
-50	615300	612650	614650	612900	614600	612850
-25	614400	612100	614800	613400	614600	612400
0	614700	612750	615400	613400	614450	612650
25	614500	612800	614550	612850	614300	612900
50	615250	613250	615500	614150	614300	613000
75	616250	613950	615500	613850	615400	613650
100	615800	613750	615750	613150	616050	613750
125	616650	614500	615350	613500	615000	613150
150	616900	614800	616000	613650	616400	614450
175	616400	614800	616550	614900	616650	615000
2025	617300	615300	617050	615450	616800	615200
23685	617450	616100	616950	614650	618350	615800
26119	617600	615600	617050	615500	617750	615350
30554	617750	616150	617000	615700	618050	616200
33988	617300	615900	617150	616000	618400	616650
36488	617800	615900	617400	616100	618400	616150
38988	617400	616100	616900	615700	618100	616250
41488	616750	615250	616950	615250	617700	616000
43988	615700	612900	617200	614150	617600	614400
46488	613100	609650	614600	610350	614500	612100
48988	610150	609700	611100	609250	610150	609300

case 7
シル高
62 m
シル位置
39.4 m
 $Q=253\text{m}^3/\text{sec}$

-125	615150	614200	621650	617650	615050	613200
-100	615500	613850	618250	615800	614300	613150
-75	614950	613100	616550	614000	614900	613600
-50	615150	612950	615100	613500	615350	613000
-25	614950	612950	615100	612750	614750	613200
0	615350	613350	615800	613900	615050	613000
25	615850	614200	615400	613400	615750	613150
50	615550	613000	615750	613300	614900	613700
75	617600	615650	615600	613650	616800	615250
100	618000	615350	615650	613950	617400	615500
125	618450	616450	615850	614400	618400	616550
150	618250	616350	616750	615350	618700	616100
175	618950	616400	617200	614900	618650	616150
2025	618100	616400	617000	615500	617550	615650
23685	617800	616700	617100	616300	618450	616050
26119	618000	616750	616950	615900	618300	616300
30554	618100	616800	617250	615950	617950	616300
33988	617550	616250	617000	615650	617800	615850
36488	617750	616350	617050	616800	617850	615950
38988	617850	616300	616400	615300	617900	616250
41488	616500	615300	616200	614900	617150	615700
43988	614400	612850	614600	613100	616250	614400
46488	612000	609700	611750	609050	611900	609500
48988	609850	608750	610750	608750	611650	608950

表 - 2 1 - 5 水叩き内水面形実測値

距離：水叩き始端から

case 8

シル 高
6.2 mシル位置
39.4 mQ=254m³/sec

距 離	左 岸		水叩き中心線上		右 岸	
	最 高	平 均	最 高	平 均	最 高	平 均
-1.25	614.680	613.300	620.400	618.850	614.850	613.300
-1.00	613.550	612.500	619.000	617.150	616.150	613.150
-0.75	613.500	612.250	616.700	613.750	614.900	613.100
-0.50	614.900	612.650	615.000	612.650	614.850	612.750
-0.25	614.350	612.750	614.950	612.600	615.050	613.400
0	615.150	613.500	614.600	612.600	614.250	612.850
2.5	614.800	612.500	614.850	612.550	615.300	613.100
5.0	615.650	613.400	614.500	612.800	614.750	613.100
7.5	615.400	613.350	615.100	612.900	615.500	613.250
10.0	616.100	614.000	615.250	613.300	614.800	613.700
12.5	616.800	614.400	615.700	613.600	616.650	614.600
15.0	617.650	615.200	615.850	614.350	617.600	615.450
17.5	617.650	616.050	616.750	614.650	617.800	615.250
20.25	618.300	615.600	616.500	614.400	617.400	615.350
23.685	617.800	616.150	617.000	615.250	618.500	614.900
27.119	617.900	616.600	616.800	615.600	618.400	616.300
30.554	617.750	616.400	616.800	615.700	618.450	616.200
33.988	617.750	615.850	616.800	615.650	618.700	615.900
36.488	617.300	615.800	617.250	615.750	618.000	616.400
38.988	618.100	616.000	615.250	615.700	617.850	616.300
41.488	617.550	615.750	616.950	615.050	617.500	615.800
43.988	615.950	614.100	616.750	612.900	617.800	614.200
46.488	614.050	611.050	614.050	610.100	614.200	610.400
48.988	612.750	610.400	610.500	609.350	611.200	609.150

case 9

シル 高
mシル位置
mQ=254m³/sec

-1.25	614.950		619.000	618.800	614.750	613.400
-1.00	614.600	613.350	618.900	616.850	614.700	613.250
-0.75	614.600	612.950	615.900	613.950	614.700	613.500
-0.50	615.250	613.400	614.900	612.650	615.000	613.550
-0.25	615.450	613.550	615.400	612.900	614.250	612.600
0	616.350	613.500	614.750	612.300	614.500	612.950
2.5	615.500	613.400	614.500	612.350	615.050	612.950
5.0	615.900	613.650	614.850	613.100	615.300	613.500
7.5	616.550	614.350	615.500	613.600	616.250	614.650
10.0	617.750	615.250	615.100	613.650	617.600	614.450
12.5	617.350	615.450	615.800	614.000	616.950	615.150
15.0	618.100	615.850	616.100	614.750	617.200	615.450
17.5	619.400	615.550	616.350	614.950	617.450	615.800
20.25	618.100	615.450	616.700	615.850	617.350	615.500
23.685	619.300	616.600	616.950	615.750	617.250	616.055
27.119	618.250	615.700	617.350	616.100	618.550	616.650
30.554	618.700	616.250	617.250	616.000	618.150	616.250
33.988	618.600	616.100	617.050	616.000	618.750	616.400
36.488	617.800	615.800	616.750	615.600	618.500	616.100
38.988	616.700	615.250	616.150	614.900	617.900	615.650
41.488	614.500	612.500	615.400	613.100	615.500	613.450
43.988	613.050	610.400	612.650	608.500	613.400	610.600
46.488	610.450	609.100	610.450	609.400	612.900	611.000
48.988	611.050	609.500	610.900	609.150	612.100	609.700

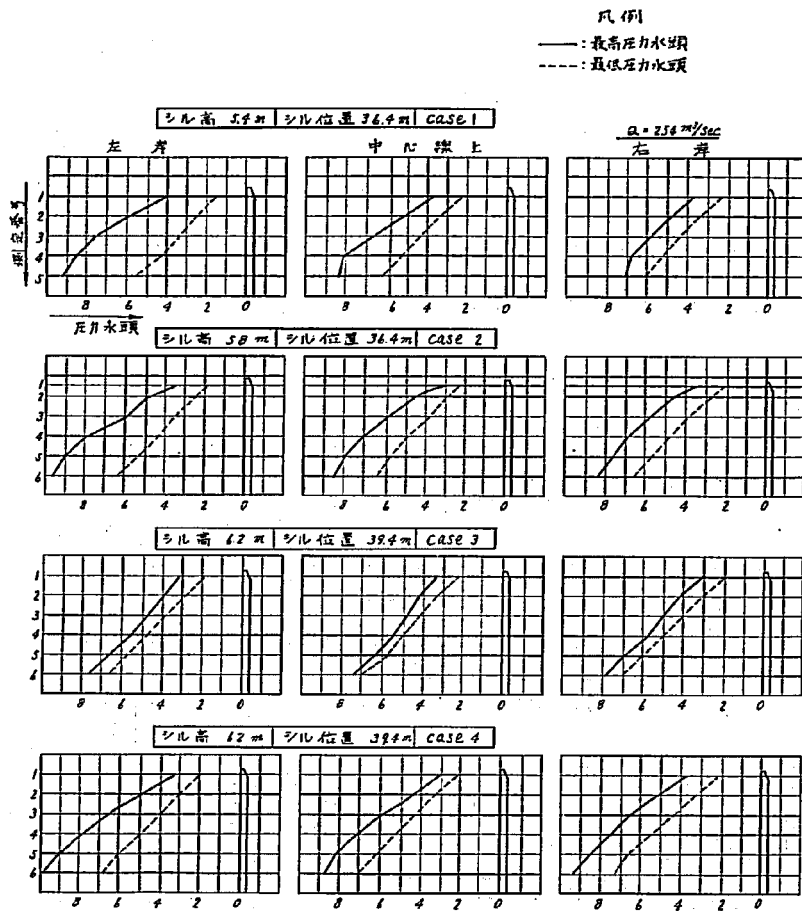


図 - 30 - 1

図 - 30 シル面の作用圧力

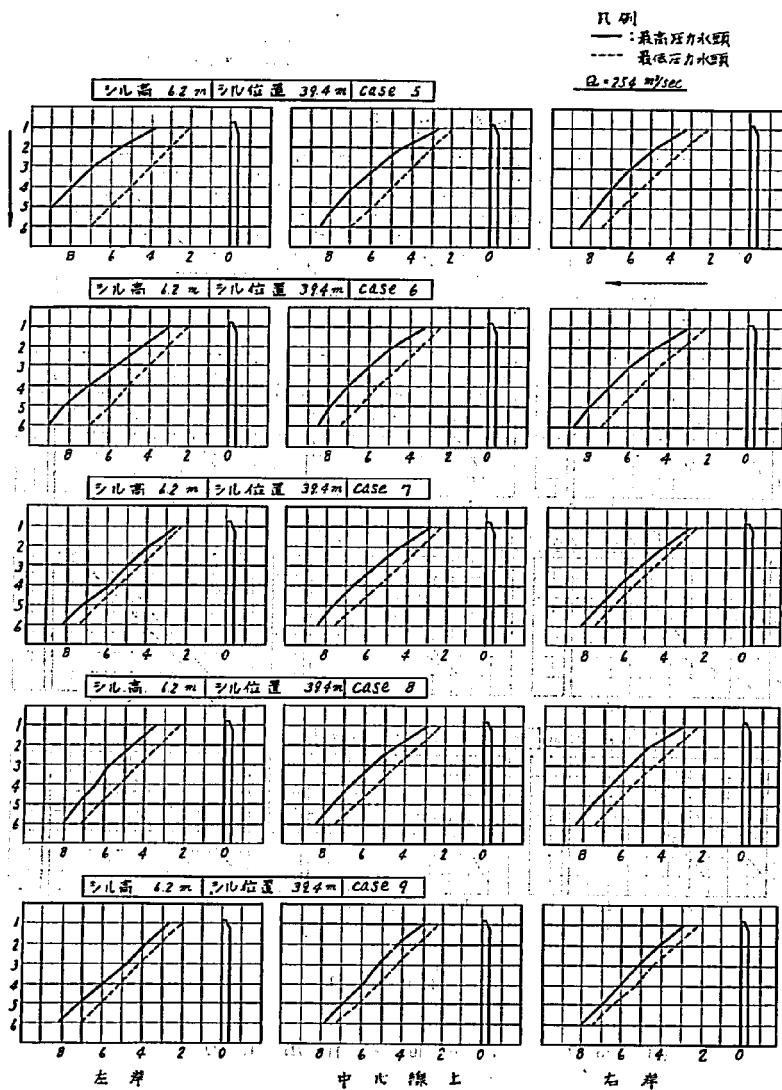


図 - 30 - 2

表-22 シル前面の作用圧力実測値

測点番号	左 岸		中 心 線 上		右 岸		
	最 高	最 低	最 高	最 低	最 高	最 低	
case 1	1	3.85 m	1.30 m	3.55 m	2.20 m	3.65 m	2.30 m
	2	5.95	2.40	5.25	3.40	4.90	3.45
	3	7.60	3.25	6.80	4.30	5.85	4.45
	4	8.55	4.15	8.10	5.20	6.85	5.35
	5	9.15	5.55	8.40	6.15	7.10	6.15
case 2	1	3.35	1.70	2.80	2.25	3.55	2.15
	2	4.70	2.35	4.40	2.85	4.60	2.80
	3	5.75	3.35	5.80	3.70	5.80	3.80
	4	7.85	4.20	7.00	4.80	6.85	4.75
	5	9.00	5.25	8.00	5.70	7.60	5.60
	6	9.60	6.20	8.60	6.40	8.35	6.55
case 3	1	3.10	1.85	3.25	2.20	2.90	1.85
	2	4.00	2.80	4.25	3.25	4.10	3.05
	3	4.85	3.85	4.80	4.15	5.00	3.95
	4	5.60	4.75	5.50	5.05	5.65	4.90
	5	6.65	5.80	6.35	5.80	6.85	5.90
	6	7.675	6.675	7.45	7.05	7.75	7.00
case 4	1	3.10	1.90	2.55	2.05	3.45	2.05
	2	5.00	3.00	4.45	3.30	7.20	3.25
	3	6.60	4.00	6.00	4.30	6.50	4.30
	4	7.90	5.00	7.20	5.30	7.50	5.40
	5	9.10	6.05	8.30	6.20	8.55	6.35
	6	9.95	6.00	8.85	7.10	9.50	7.30
case 5	1	3.65	1.95	2.65	1.90	3.25	2.15
	2	5.50	3.05	4.55	3.05	4.80	3.35
	3	6.95	4.05	5.70	4.00	5.95	4.40
	4	7.95	4.90	7.00	5.00	6.90	5.45
	5	8.90	6.00	7.85	5.85	7.75	6.45
	6	9.35	6.90	8.50	6.90	8.60	7.45
case 6	1	3.00	2.10	3.15	2.45	3.05	2.15
	2	4.35	3.05	4.75	3.40	4.75	3.40
	3	5.70	4.00	5.95	4.40	5.95	4.50
	4	7.05	5.05	7.05	5.50	7.00	5.40
	5	8.20	5.95	7.85	6.35	8.05	6.45
	6	9.00	7.00	8.50	7.35	8.80	7.40
case 7	1	2.35	2.20	2.75	2.20	2.60	2.30
	2	3.75	3.20	4.35	3.40	4.00	3.45
	3	5.00	4.30	5.50	4.40	5.15	4.45
	4	5.95	5.30	6.60	5.45	6.30	5.55
	5	7.25	6.40	7.60	6.45	7.35	6.50
	6	8.35	7.30	8.40	7.50	8.25	7.50
case 8	1	3.35	2.05	2.70	2.15	2.95	2.20
	2	4.60	3.25	4.30	3.20	4.70	3.40
	3	5.75	4.20	5.60	4.35	5.75	4.45
	4	6.45	5.20	6.60	5.30	6.75	5.45
	5	7.50	6.30	7.50	6.30	7.70	6.50
	6	8.15	7.20	8.40	7.30	8.55	7.45
case 9	1	2.65	1.95	2.90	2.15	2.90	2.25
	2	3.85	3.10	4.15	3.25	4.15	3.35
	3	4.75	4.10	5.15	4.25	5.15	4.35
	4	5.95	5.10	5.90	5.15	6.05	5.25
	5	7.15	6.05	6.85	6.10	7.00	6.35
	6	8.20	7.00	7.80	7.20	7.95	7.40

各ケースの水叩き内流況を述べると以下のようである。

○ case 1

$Q = 200 \text{ m}^3/\text{s}$ 流下時の水叩き内は、放水脈の変動した流入に対し、水深および、水叩き長さが十分でないため、水面は常に回転流となる。

$Q = 254 \text{ m}^3/\text{s}$ 流下時も同様であり、シルを越流する水脈も左右不均等である。

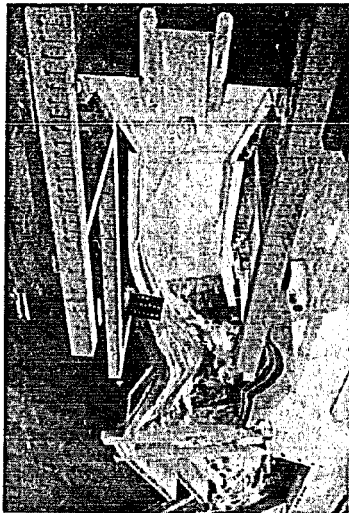


写真-4 鉛直シルを設けない場合の流況 (下流より $Q=254 \text{ m}^3/\text{s}$)

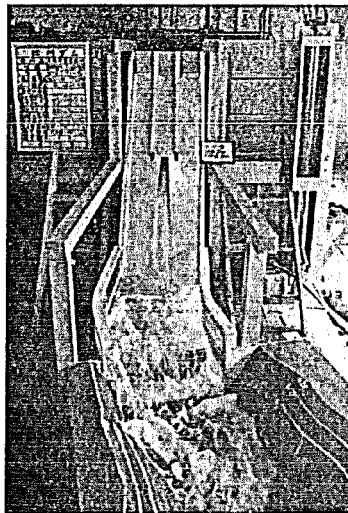


写真-5 case 1 減勢工流況 (下流より $Q=200 \text{ m}^3/\text{s}$)

○ case 2

case 1 の流況と大差はなく、水叩き内は不安定な流況を呈している。

最高水位は $Q = 254 \text{ m}^3/\text{s}$ でシル直前に見られ EL 61.5 m 程度である。またシル前面に作用する動水圧は、左岸側底面部で約 7 m ~ 10 m 水頭となり、変動巾も大きく、減勢状況は好ましくない。

case 1, case 2 の実験結果より勘案し、共に減勢池容量は不足していると考えられ、更に容量の大きな減勢池とする事により、流況の好転を計るべく、水叩き長 39.4 m, シ

6.2	0.5	6.1	0.5	0.1
6.2	0.5	6.1	0.5	0.1
6.2	0.5	6.1	0.5	0.1
6.2	0.5	6.1	0.5	0.1
6.2	0.5	6.1	0.5	0.1
6.2	0.5	6.1	0.5	0.1
6.2	0.5	6.1	0.5	0.1
6.2	0.5	6.1	0.5	0.1
6.2	0.5	6.1	0.5	0.1
6.2	0.5	6.1	0.5	0.1

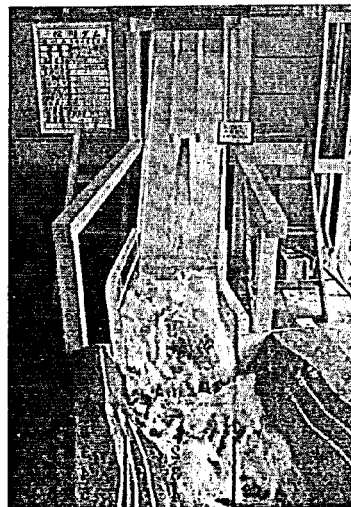


写真-6 case 1 の減勢工流況 (下流より $Q=254 \text{ m}^3/\text{s}$)

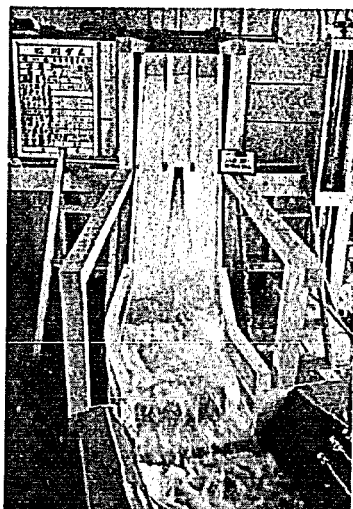


写真-7 case 2 の減勢工流況
(下流より $Q=200 \text{ m}^3/\text{s}$)

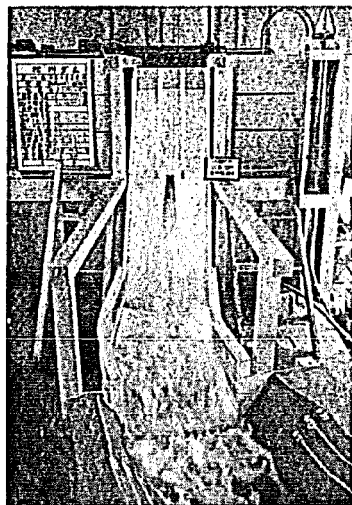


写真-8 case 2 の減勢工流況
(下流より $Q=254 \text{ m}^3/\text{s}$)

○ case 3

放流管からの放水脈は水叩き内で、左右導流壁まで拡散し、水叩き底面を高流速で流下する。水叩き下流は左岸側に彎曲しているため、下流河川部に流下する流量は、左側に比較し、右岸側が多くなる。

この水叩き底面を走る高流速の方向を全て河心方向に変向する事ができれば、水叩き下流彎曲部も直線部に準ずると考え、水叩き底面にデフレクターを付した。(変向角デフレクター)

水叩き内にシルが無い場合の流況は、水脈の主流部ではデフレクターにより、その進行角度を変向され、完全ではないが河心部に向う事が認められた。デフレクターの前面傾斜角は 50° とした。

デフレクターについては水理公式集 P 2 3 2 ジェット変向角を参考とし、平面形状は実験により定めた。

シルを付した水叩き内の流況は、水叩き始端から約 $10 \sim 15 \text{ m}$ 下流、左右導流壁沿いに最高水位で $W \cdot L 6.19 \text{ m}$ 程度に達する水面の隆起が認められた。この隆起は、デフレクター前面で水叩き底面を走る高流速のベクトルが上方に向けられたためである。この隆起水脈の発生地点より下流側の流況は比較的安定しており水叩き内の回転流も全く認められない。

しかし、 $Q = 560 \text{ m}^3/\text{s}$ 流下時の流況は、堤頂部からの越流水脈が加わるため、デフレクターは、フリップバケットの状態となり、水脈はこれを越えて飛散するようである。

これはデフレクター前面の傾斜角度が大きく、それに比較してシルが低いため、デフレクターの傾斜面に沿った水脈がシルより高い位置にあるために生ずる現象と考えられる。

この結果、デフレクター前面の傾斜角度は 50° 以下であり、シルとの距離もあまり長くない方が望ましいと判断された。

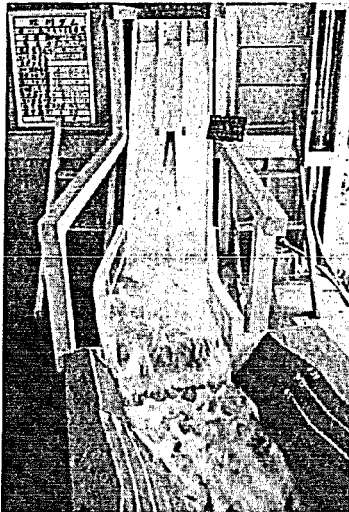


写真-9 case 3 減勢工流況
(下流より $Q=200\text{m}^3/\text{s}$)

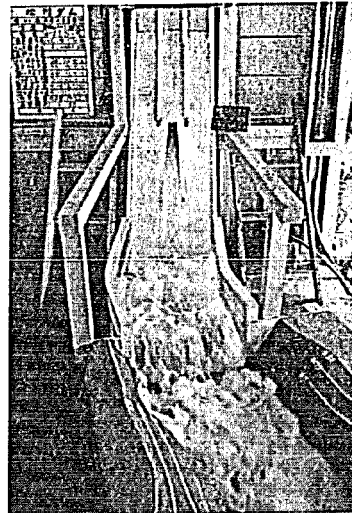


写真-10 case 3 減勢工流況
(下流より $Q=254\text{m}^3/\text{s}$)

○ case 4

堤体下流部バケット始端より、水平彎曲部始端を結ぶ部分の水叩き中央部より 0.75m 高く段を設け、放水管放水脈の流下状態を常に一定に保たせる形状とした。

水叩き内の流況は、比較的安定しているが、シル右岸側の越流量が比較的が多く、水面には回転流がしばしば認められる。

水叩き底面部を走る高流速は、シル前面に達し、そこで隆起水脈を発生させる。シル前面の作用圧力は、左岸側が大きく底面部で $7\text{m} \sim 10\text{m}$ 水頭となり、変動巾も大きい。

○ case 5

case 4 と同様導流ブロックを彎曲部始端までとした。

水叩き内流況は case 4 に比較し、不安定で

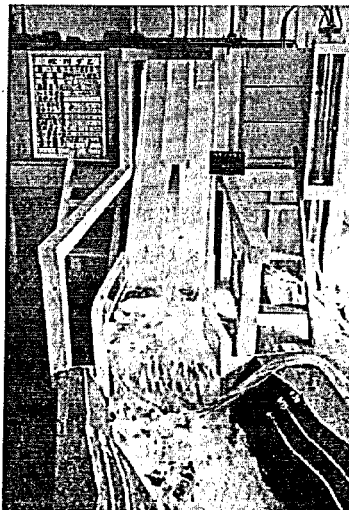
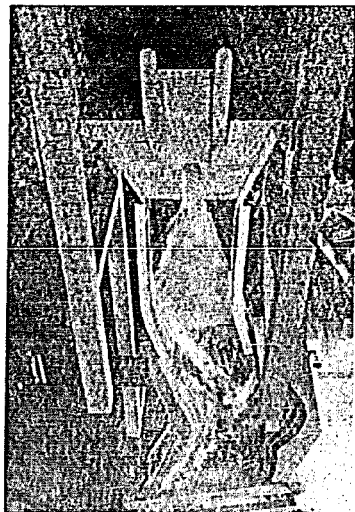


写真-11 case 4 減勢工流況
(下流より $Q=200\text{m}^3/\text{s}$)

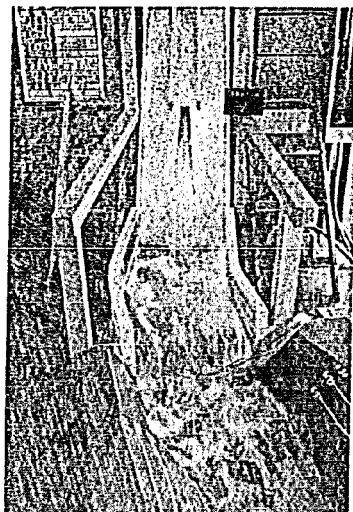


写真-12 case 4 減勢工流況
(下流より $Q=254\text{m}^3/\text{s}$)

あり、水面に見られる回転流の発生頻度も大きい。シル前面の圧力は case 4 とほとんど変わらないが、水位は多少低くなっているようである。



写真—13 case 5 減勢工流況
(下流より $Q=200 \text{ m}^3/\text{s}$)



写真—14 case 5 減勢工流況
(下流より $Q=254 \text{ m}^3/\text{s}$)

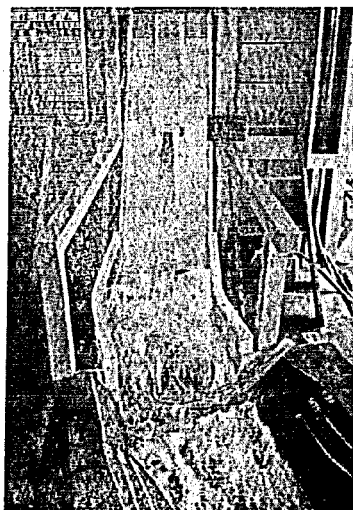
○ case 6

デフレクター中央部の高さを 0.2 m の高さとし、他の 2 面は case 3 と同様 0.75 m 、前面傾斜角度は全て 50° とした。

流況は case 3 とほぼ同様であるが、水面に



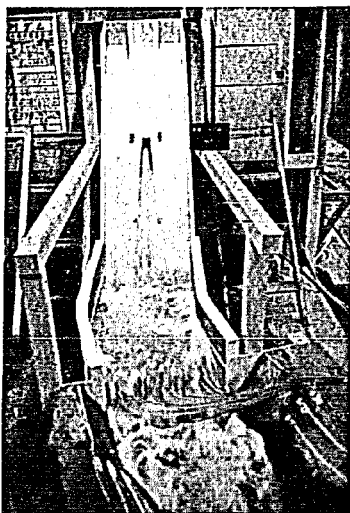
写真—16 case 6 減勢工流況
(下流より $Q=254 \text{ m}^3/\text{s}$)



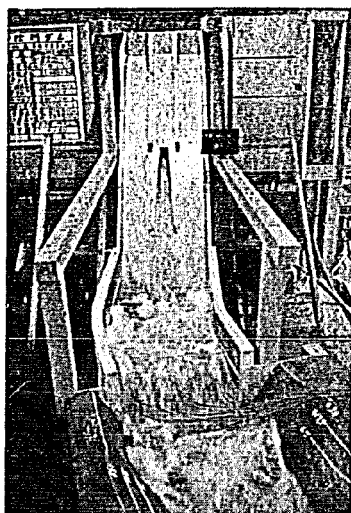
写真—15 case 6 減勢工流況
(下流より $Q=200 \text{ m}^3/\text{s}$)

回転流の発生がしばしば見られた。

$Q = 560 \text{ m}^3/\text{s}$ においては、デフレクター中央部（水叩き中央部）の水脈からシルを飛散し、導流壁沿も跳水は後退する。



写真一七 デフレクターを設けシルがない場合の流況



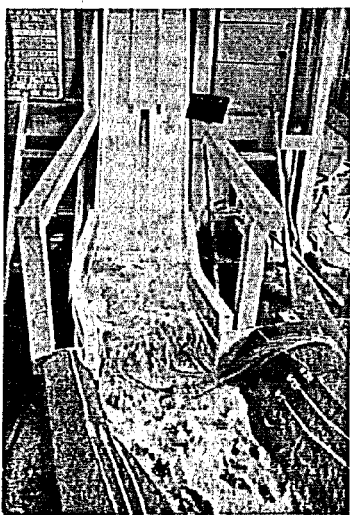
写真一八 導流ブロックを設けシルがない場合の流況

○ case 7

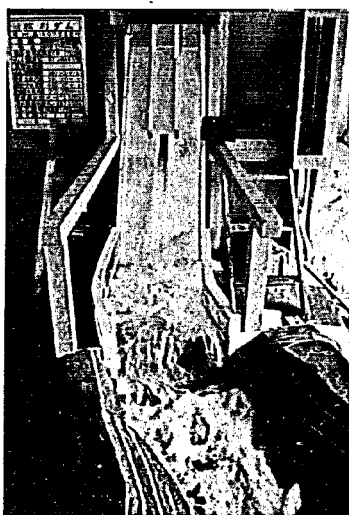
放流管下流開水路部の張り角度を 0° とし、デフレクターは中央部を高さ 0.2 m 、導流壁側を 0.75 m とし、各々の前面傾斜角度を 30° とした。

水叩き内は、回転流の発生は認められず、ほぼ安定した流況を呈す左右導流壁沿には、水叩き始端より $10\sim 20\text{ m}$ 程度の範囲に約 $W.L\ 619\text{ m}$ に達する水面の隆起が発生している。

シルを越流する水脈はほぼ一様である。



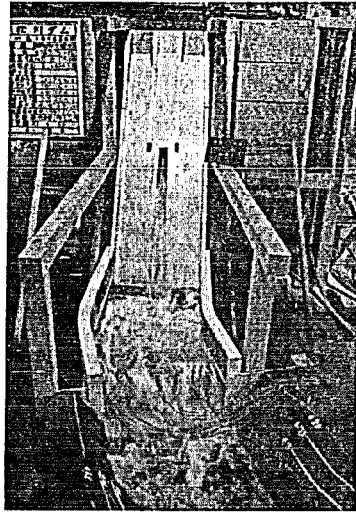
写真一九 case 7 減勢工流況
(下流より $Q=200\text{ m}^3/\text{s}$)



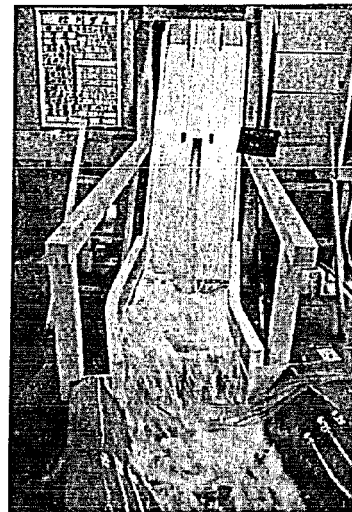
写真二〇 case 7 減勢工流況
(下流より $Q=254\text{ m}^3/\text{s}$)

○ case 8

case 4 の導流ブロックで放流管下流開水路部の拡り角度を 0° とした形状であるが、case 4 の流況と比較し、より安定した流況となる。回転は時々発生するようである。シル前面に作用する動水圧も case 4 とほぼ同様な値を示している。



写真—21 case 8減勢工流況
(下流より $Q=200\text{ m}^3/\text{s}$)



写真—22 case 8減勢工流況
(下流より $Q=254\text{ m}^3/\text{s}$)

○ case 9

case 3, 6, 7 と同類であるが、デフレクター前面の傾斜角度を 15° と小さくし、導流壁沿いの隆起水脈の低減を計る形状とした。

流況は、右岸側に比較し、左岸側の水位が多少高いようであるが回転流は認められない。

また、隆起水脈の発生位置も水叩き始端より下流約 20 m の位置で、case 3, 6, 7 の発生地点より下流側となる。シル前面に作用する動水圧は、ほぼ静水圧に近く、シルを越流する水脈もほぼ一定となる。

以上 9 ケースについて流況観察、水面形状およびシル前面に作用する動水圧を減勢工対象流量について検討した結果、case 9 の形状が最も好ましい流況を示した。

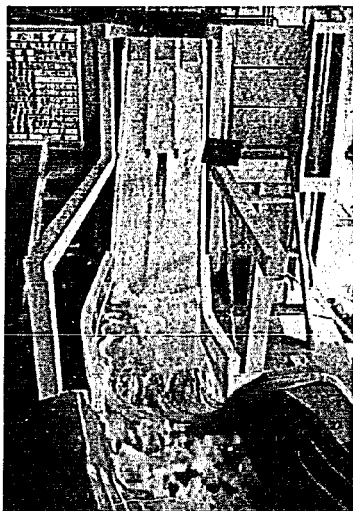


写真-23 case 9減勢工流況
(下流より $Q=200\text{ m}^3/\text{s}$)

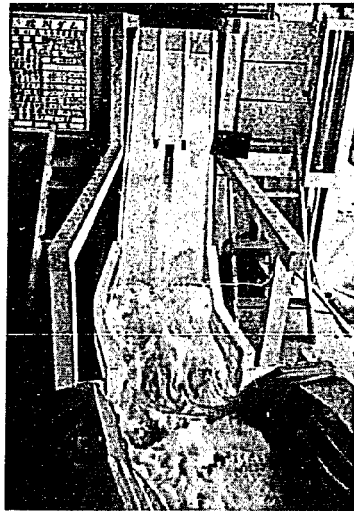


写真-24 case 9減勢工流況
(下流より $Q=254\text{ m}^3/\text{s}$)

6.4.2 最終案に関する検討

(1) 最終減勢構造物の決定

先に行った減勢工の実験のうち case 9 において最も良い流況が得られたので最終案の水叩き内の構造物は、デフレクター（前面角度 15° 、高さ 0.75 m ）と鉛直シルとを併用することとした。

そこでデフレクターの位置を case 9 と同様に取付けて、鉛直シルの高さを 5.8 m 、 5.4 m に変化されて流況の観察を行った。結果は写真 25、26 に示す通りである。シル高 5.8 m 、 5.4 m の流況は共に一時的に回転流が起り流況が不安定となったのでシル高 6.2 m の場合（case 9 におけるシル高）を最終案とした。

(2) 計画最大放流量および減勢対象流量の放流時における減勢状況

計画最大放流量（ $200\text{ m}^3/\text{s}$ ）、減勢対象流量（ $254\text{ m}^3/\text{s}$ ）の放流時における減勢状況は 6.4.1 で述べたように、水叩き内において跳水が完全に終了し安定した流況となりシル越流水脈も左右ほぼ均等となった。シル面に作用する圧力分布も図-30 にみられるようにほぼ静水圧分布となっている。

(3) 異常洪水流量の放流時における減勢状況

異常洪水流量（ $560\text{ m}^3/\text{s}$ ）放流時には、放流水は鉛直シル上面を越流するときに飛散しているが落下地点において拡散してある程度の減勢効果がある。水脈の方向はデフレクターにより河道に対してほぼ平行となっているので河道外の物件に対して悪影響はないものと考えられるので異常洪水流量は安全に流下できる。



写真-25 シル高5.4 mにおける
減勢工流況
(下流より $Q=254 \text{ m}^3/\text{s}$)



写真-26 シル高5.8 mにおける
減勢工流況
(下流より $Q=254 \text{ m}^3/\text{s}$)

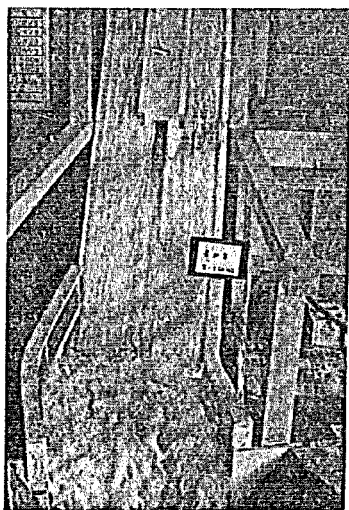


写真-27 最終案減勢工流況
(下流より $Q=560 \text{ m}^3/\text{s}$)

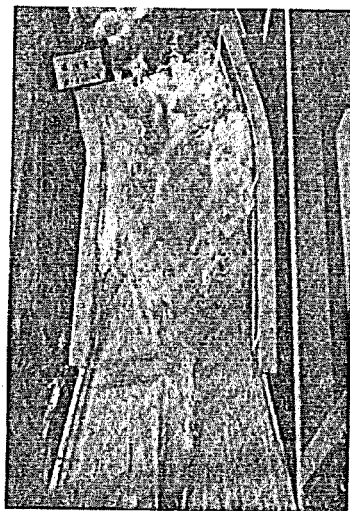


写真-28 最終案減勢工流況
(下流より $Q=560 \text{ m}^3/\text{s}$)

(4) 貯水池許容上限水位での放流における減勢状況

貯水池の許容上限水位での放流量 ($900 \text{ m}^3/\text{s}$) 放流時においては、放流水は完全に飛散して下流河道に束状になって落下するので河床に多大の悪影響を与えることが考えられるので河床地盤等を考慮して十分な配慮が必要であろう。水脈の方向はデフレクターの影響によりほぼ河道にそって流下しているので河道の外へ水があふれることは少ない。

以上のことにより洪水量は貯水池水位の上限で放流できると思われる。



写真一 29 最終実験減勢工流況
(下流より $Q=900\text{ m}^3/\text{s}$)



写真一 30 最終実験減勢工流況
(上流より $Q=900\text{ m}^3/\text{s}$)

(5) 鉛直シルおよびデフレクターの設計

鉛直シルの形状は表-23に示す既設ダムの形状を参考にして図-31のように設計した。

シルの設計諸量が比較的松川ダムとよく似ている石手川ダムについて圧力を調べると、シル高 7.5 m 、減勢対象流量 $450\text{ m}^3/\text{s}$ (単位幅流量 $21.43\text{ m}^3/\text{s}$)で、最低圧力が天端下端円弧において -2.0 m 水柱程度発生している。

以上のことを参考にすれば石手川ダムよりシル高が低くしかも減勢対象流量の小さい松川ダムにおいては、シル面の圧力は当然 -2.0 m 水柱より高いと考えられる。

異常洪水($560\text{ m}^3/\text{s}$)が流下する場合は天端円弧に許容圧力(-3.0 m 水柱)以下の圧力が予想されるが、既設シルのほとんどが異常洪水以下の流量で設計されていることや、異常洪水の発生頻度等考えると本設計であまり問題にしないでよいと思われる。

以上鉛直シルの水理的に望ましい形状を示したわけであるが、これはあくまで実施案であり構造上の欠陥等があれば水理的に望ましい形状の範囲内において変更はありうる。又デフレクターの設計においては水叩き標高(607.0 m)から洪水時満水位($WL=687.3\text{ m}$)までの水位差($687.3-607.0=80.3\text{ m}$)がもろにデフレクター前面に作用すると考えて設計することが望ましい。

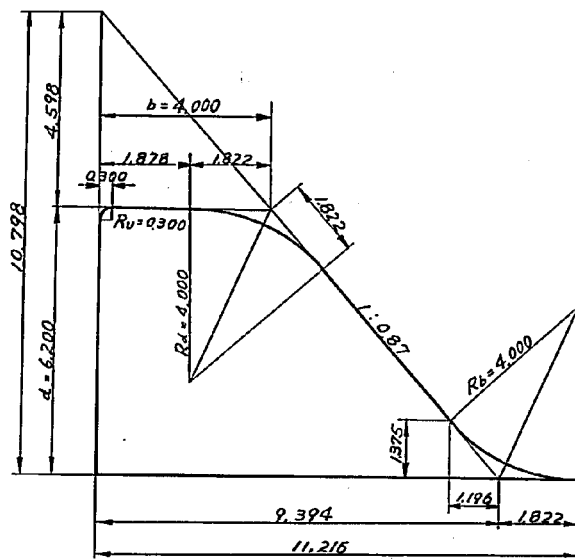


図-31 鉛直シル断面形状図

表-23 既設ダムの副ダム細部形状

d : 副ダム高 $V.S$ 上流面鉛直副ダム
 b : 天端長さ $S.S$ 上流面傾斜副ダム
 R_u : 天端上端円弧半径
 R_d : 天端下端円弧半径
 m : 下流面勾配
 R_B : 副ダムバケット半径
 L : 水叩き長
 単位巾流量
 q : 減勢工設計対象流量
 q_{max} : 異常洪水流量

ダム名	上流面	d (m)	b (m)	R_u (m)	R_d (m)	m	R_B (m)	L (m)	単位巾流量		b/d	b/L	b/q	備 考
									q	q_{max}				
布 部	V.S	4.50	3.00	0.3	2.50	1		32.0	9.38	28.75	0.67	0.09	0.32	
上市川	"	4.50	4.30	0.2	0.50	0.7	1.80	34.79	13.39	27.23	0.96	0.12	0.32	
浜 田	"	3.50	3.00	0.3	2.00	1		20.00	7.73	25.09	0.86	0.15	0.39	
早明浦	"	9.00	4.00	0.3		1	6.00	70.00	28.94	69.44	0.44	0.06	0.14	$R_d:y=0.1x^3$
神 浦	"	5.50	3.50	0.3	3.00	0.6		40.00		23.15	0.64	0.09		
緑 川	"	11.00	6.20	0.1		1	3.00	75.00	40.00	70.67	0.56	0.08	0.16	$R_d:y=0.1x^3$
大 滝	"	9.00	4.00		4.00	1	6.00	72.00	33.33	88.00	0.44	0.06	0.12	
横 山	S.S	9.50	4.00		5.00	1		48.00	37.50	87.50	0.42	0.08	0.11	上流面1:1
鶴 田	"	9.75	6.0		6.0	1	5.00	7.00	50.00	74.40	0.62	0.09	0.12	上流面1:1
小瀬川	"	7.00	4.0		2.5	0.6		29.85	26.32	69.47	0.57	0.13	0.15	上流面1:1
松 原	"	9.00	7.2	1.0	6.0	1	5.00	77.5	33.67	93.06	0.80	0.09	0.21	上流面1:0.2
石手川	V.S	7.50	5.0	0.3	4.0	1	5.00	50.0	21.43	35.71	0.67	0.10	0.23	
阿武川	"	12.00	6.0	0.3	6.0	1	5.00	135.0	22.57	70.73	0.50	0.04	0.27	
松 川	"	6.20	4.0	0.3	4.0	0.87	4.00	39.4	9.41	207.4 (3333)	0.65	0.10	0.43	

(6) 導流壁の検討

水叩きの水位は異状洪水流量 ($560 \text{ m}^3/\text{s}$) を対象にすればその平均水位は $WL = 619.0 \text{ m}$, 最高水位 $WL = 621.0 \text{ m}$ 程度となる。又減勢対象流量 ($Q = 254 \text{ m}^3/\text{s}$) を対象にすれば, その平均水位は, $WL = 617.0 \text{ m}$, 最高水位は, $WL = 619.0 \text{ m}$ 程度となるので両者を考慮して導流壁の高さを決定するならば 13 m 以上とすることが適当であらう。