



土 木 研 究 所 資 料

第 642 号

阿武川ダム洪水吐水理模型実験報告書

昭和45年12月

建設省土木研究所

「⁷⁵關武川ダム洪水吐水理模型実験報告書」の訂正

1. P 2 5. 条件の表の貯水位に単位 m を付記 (WL 7 6.0 m , WL 9 5.0 m)
2. P 3 0. 図-18のクレストEL89.5 m をクレスト EL87.5 m に訂正
3. P 3 4. 表-4の下hw:導^①壁高し……)をhw:導^②壁高し……) 入→流
4. P 4 1. 図-26 ダム軸からの距離を付記(別紙に示す)
5. P 4 9 図-49の右側に(シル形状; C型, シル形状; D型)の名称を記す。
その他(別紙参照)
6. P 5 0 図-34の上図の実験条件 流形状; D型の流を消し形状; D型とする。
7. P 5 1 図-35の下(圧力^①測定点は付図…)とあるがこれを(圧力^②測定点
は付図の6参照)とする。^①を^②に訂正
8. P 5 3 表-7の左上に副ダム形状図を記入する(別紙に示す)
また記号の説明欄に m ; 下流面勾配と付記する。
9. P 5 7 図-39の上図の左上に $Q=500\text{ m}^3/\text{s}$ と記入
10. P 6 4 上, 3-^⑦結論を3-^⑥に 7→6
11. P 7 0 付表1-2の右下方で $\epsilon 18$ の改良案隅取半径上面が0となっているが
この0を消して下さい。
12. P 7 6 付表-4の図でクレストEL89.5 m となっているのをクレスト EL87.5
 m に訂正
13. P 8 2 付図-1 縦断図の終端付近のテーパ部の長さ3.78 m を 3.87 m に
P 14 訂正 ^①
14. P 8 8 付図-6においてシルの番号^①, ^②およびそれらの圧力測定点の番号
($\epsilon 1 \sim \epsilon 10$)を記入(別紙参照)

ま え が き

本報告書は、山口県阿武川総合開発局からの依託により、昭和44、45年度に実施した阿武川ダム洪水吐の水理設計および水理模型実験の結果をまとめたものである。

阿武川ダムは、山口県の阿武川に計画されている重力式アーチダムである。洪水吐は、常用の放流管3条、非常用の越流部4門とし、洪水吐減勢工は河道線形に合わせた彎曲水叩とした。

このような洪水吐の設計案について、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行なった。

土木研究所篠崎試験所

所 長 川 村 幸 司

研 究 員 田 村 正 秀

技 官 齊 藤 宗 夫

目 次

まえがき

第1章 洪水吐の概要と設計条件	1
1-1 洪水吐の概要	1
1-2 設計条件	6
第2章 洪水吐の水力設計	7
2-1 放流管の設計	7
1) 設計条件	7
2) 放流管の縦断形状	7
3) 断面絞り率	10
4) 断面の決定	11
5) ベルマウス形状	12
6) ベルマウス始端断面	12
7) テーパー部の長さ	13
8) 隅取円弧半径	13
2-2 越流部の設計	14
1) 設計条件	14
2) 越流頂の形状	15
3) 越流量の推定	17
2-3 減勢工の設計	18
1) 設計条件	18
2) 減勢工の設計	19
第3章 洪水吐水力模型実験	21
3-1 実験の目的と内容	21
3-2 模型と相似律	21
3-3 放流管の実験	23
1) 放流能力調査	23
2) 放流管形状の検討	24
3) テーパー部形状の改良	28

3-4	越流部の実験	30
1)	放流能力調査	30
2)	越流部導流壁高の検討	32
3-5	減勢工の実験	35
1)	原案減勢工の実験	35
2)	改良案減勢工の実験	41
3)	最終案減勢工の実験	56
3-6	結 論	64

図 目 次

図- 1	阿武川ダムサイト付近平面図	2
図- 2	阿武川ダム標準断面図(最終案)	3
図- 3	阿武川ダム上流面図(最終案)	4
図- 4	阿武川ダム平面図(最終案)	5
図- 5	洪水調節図	6
図- 6	放流管一般図	8
図- 7	放流管曲管部の中心線図	9
図- 8	ベルマウス形状図	12
図- 9	放流管縦断面図(原案)	14
図-10	ランドルフ標準型越流頂	15
図-11	越流部詳細図	17
図-12	原案水褥池平面図	20
図-13	放流管部貯水位～流量関係図(抽出模型)	23
図-14	放流管内面圧力測定位置図	25
図-15	放流管内面圧力分布図(WL 7 6.0 m)	26
図-16	放流管内面圧力分布図(WL 9 5.0 m)	27
図-17	テーバー部説明図	29
図-18	越流部貯水位～流量関係図	30
図-19	洪水吐貯水位～流量関係図	31
図-20	越流部水面形図	33
図-21	シルⅠ型配置図(原案水褥池平面)	36
図-22	シルⅡ型配置図(原案水褥池平面)	37
図-23	シルⅢ型配置図(原案水褥池平面)	38
図-24	シルⅣ型配置図(原案水褥池平面)	39
図-25	シルⅤ型配置図(原案水褥池平面)	40
図-26	改良案 水褥池平面図	41
図-27	堤体バケットカーブ説明図	42
図-28	シルA型配置図(改良案水褥池平面)	44

図-29	シルB型配置図(改良案水褥池平面)	45
図-30	シルC型配置図(改良案水褥池平面)	46
図-31	シルD型配置図(改良案水褥池平面)	47
図-32	水褥池内縦断水面形図(シル形状比較図)	48
図-33	水褥池内水面等高線図(シル配置比較図)	49
図-34	水褥池内水面等高線図(副ダム高さの比較)	50
図-35	水褥池底面縦断圧力分布図(副ダム高さの比較)	51
図-36	水褥池底面横断圧力分布図(副ダム高さの比較)	51
図-37	副ダム詳細図	52
図-38	副ダム圧力分布比較図	54
図-39	最終案水褥池底面等圧力線図	57
図-40	最終案減勢工における水面形図	61

表 目 次

表-1	ダムおよび貯水池諸元	1
表-2	越流面形状の座標値	16
表-3	模型の縮率	22
表-4	既設ダムの越流部導流壁高	34
表-5	原案水褥池減勢構造物配置比較表	35
表-6	堤体バケット諸要素の座標値	43
表-7	既設ダムの副ダム細部形状	53
表-8	既設ダムの水褥池諸元	59

写 真 目 次

写真-1	阿武川ダム全体模型(最終案)	1
写真-2	阿武川ダム全体模型(水路下流より)	22
写真-3	阿武川ダム全体模型(上流面より)	22
写真-4	放流管抽出模型(側面より)	22
写真-5	放流管抽出模型(正面より)	22
写真-6	放流管放流流況〔ゲート開度100% 貯水位WL96m〕(側面)	23
写真-7	放流管放流流況〔 " 〕(平面)	23
写真-8	放流管放流流況〔ゲート開度95% 貯水位WL96m〕(平面)	23
写真-9	越流部越流流況(WL960m)	32
写真-10	シルⅠ型配置流況($Q=1200\text{m}^3/\text{s}$ Ⅰ・b型下流より)	36
写真-11	シルⅠ型配置流況($Q=1200\text{m}^3/\text{s}$ Ⅰ・c型下流より)	36
写真-12	シルⅡ型配置流況($Q=1200\text{m}^3/\text{s}$ 下流より)	37
写真-13	シルⅢ型配置流況($Q=1200\text{m}^3/\text{s}$ Ⅲ・b下流より)	38
写真-14	シルⅣ型配置流況($Q=1200\text{m}^3/\text{s}$ 下流より)	39
写真-15	シルⅤ型配置流況($Q=1200\text{m}^3/\text{s}$ 下流より)	40
写真-16	シルA型配置流況($Q=1200\text{m}^3/\text{s}$ 下流より)	44
写真-17	シルA型配置流況($Q=1200\text{m}^3/\text{s}$ 右岸より)	44
写真-18	シルB型配置流況($Q=1200\text{m}^3/\text{s}$ 下流より)	45

写真-19	シルB型配置流況 ($Q=1200\text{m}^3/\text{s}$ 右岸より)	45
写真-20	シルC型配置流況 ($Q=1200\text{m}^3/\text{s}$ 下流より)	46
写真-21	シルC型配置流況 ($Q=1200\text{m}^3/\text{s}$ 右岸より)	46
写真-22	シルD型配置流況 ($Q=1200\text{m}^3/\text{s}$ 下流より)	47
写真-23	シルD型配置流況 ($Q=1200\text{m}^3/\text{s}$ 右岸より)	47
写真-24	最終案減勢工 (平面)	56
写真-25	最終案減勢工流況 ($Q=500\text{m}^3/\text{s}$ 下流より)	62
写真-26	最終案減勢工流況 ($Q=500\text{m}^3/\text{s}$ 平面)	62
写真-27	最終案減勢工流況 ($Q=1200\text{m}^3/\text{s}$ 平面)	62
写真-28	最終案減勢工流況 ($Q=3800\text{m}^3/\text{s}$ 下流より)	63
写真-29	最終案減勢工流況 ($Q=3800\text{m}^3/\text{s}$ 平面)	63
写真-30	最終案減勢工流況 ($Q=3800\text{m}^3/\text{s}$ 右岸より)	63

第1章 洪水吐の概要と設計条件

1-1 洪水吐の概要

ダムおよび貯水池の諸元を表-1に、ダムの最終形状を図-1, 2, 3, 4, 写真-1に、また、洪水調節図を図-5(1)(2)に示す。

表-1 ダムおよび貯水池諸元

ダ ム 名	阿 武 川 ダ ム	総 貯 水 容 量	1 4 3,5 0 0,0 0 0 m ³
		有 効 貯 水 量	1 2 1,5 0 0,0 0 0 m ³
河 川 名	阿 武 川	発 電 利 用 容 量	1 1 3,0 0 0,0 0 0 m ³
位 置	山 口 県 阿 武 郡 川 上 村	洪 水 調 節 容 量	6 5,0 0 0,0 0 0 m ³
ダ ム 型 式	重 力 式 ア ー チ ダ ム	異 常 洪 水 位	E L 9 6.0 m
堤 高	9 5.0 m	常 時 満 水 位	E L 9 5.0 m
堤 頂	2 8 4.0 m	夏 季 制 限 水 位	E L 7 9.5 m
堤 体 積	4 0 0,0 0 0 m ³	予 備 放 流 水 位	E L 7 6.0 m
		堆 堆 面	E L 4 2.5 m
集 水 面 積	5 2 3 K ^m ²	異 常 洪 水 流 量	3 8 0 0 m ³ /s
湛 水 面 積	4 0 K ^m ²	設 計 洪 水 流 量	3 1 0 0 m ³ /s
		計 画 最 大 放 流 量	1 2 0 0 m ³ /s
		無 害 放 流 量	5 0 0 m ³ /s

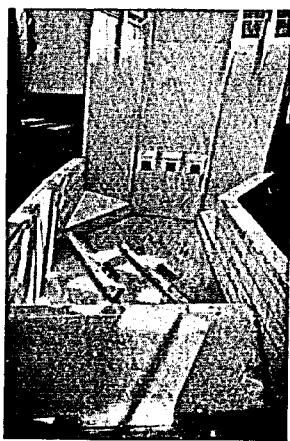
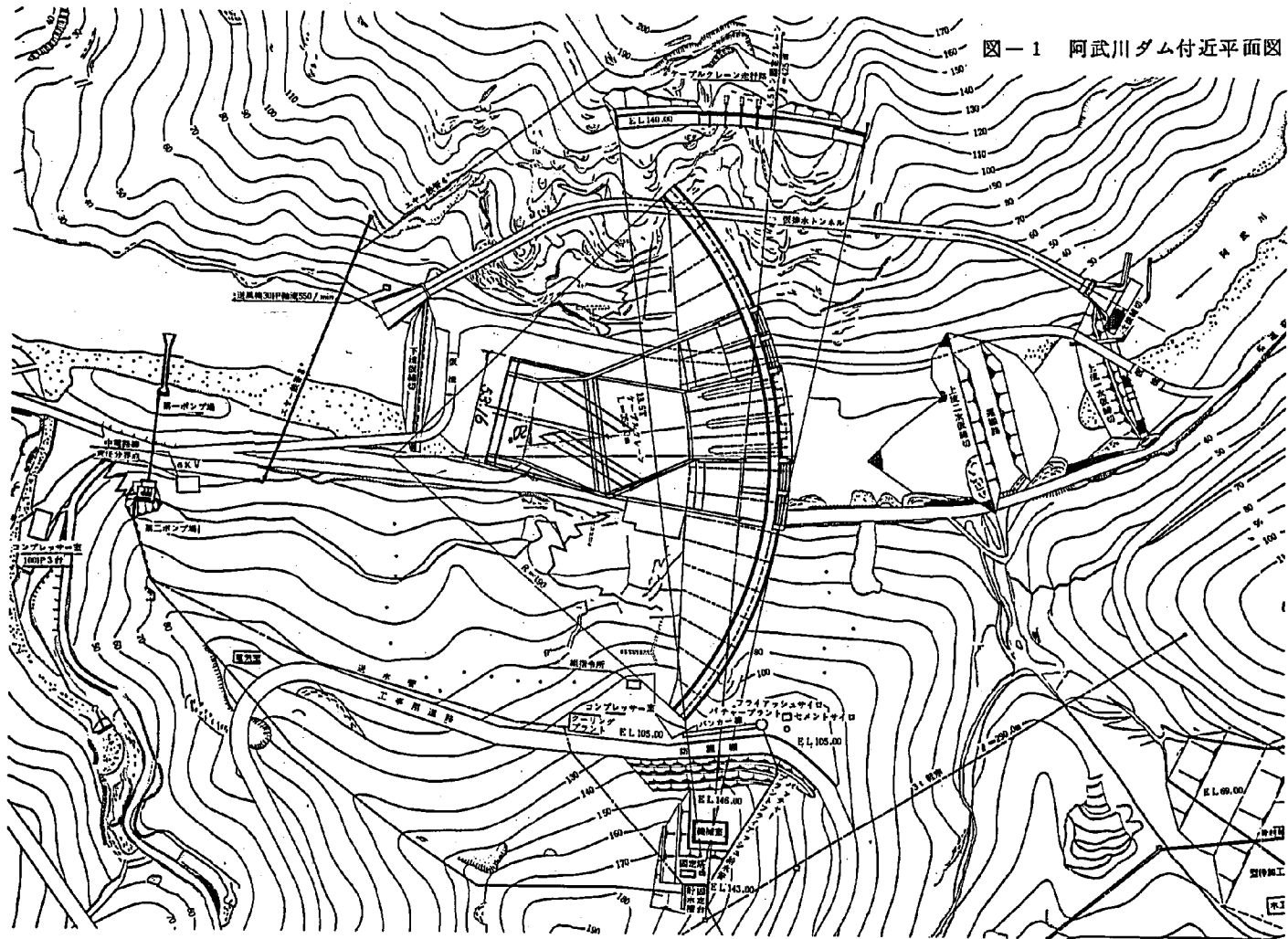
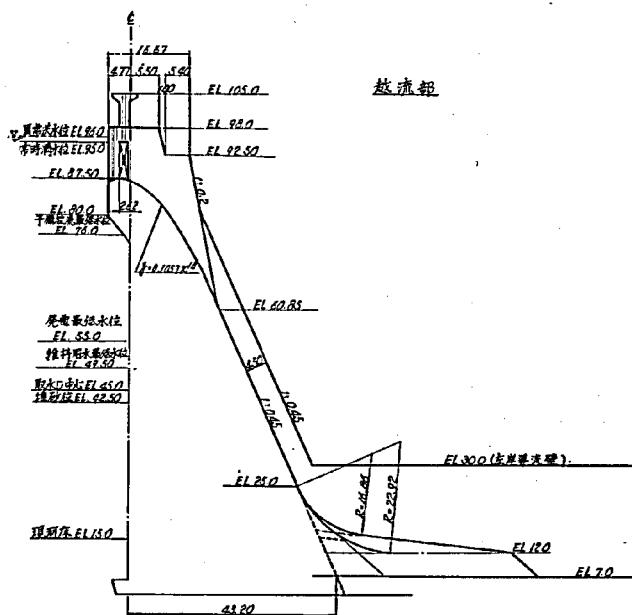
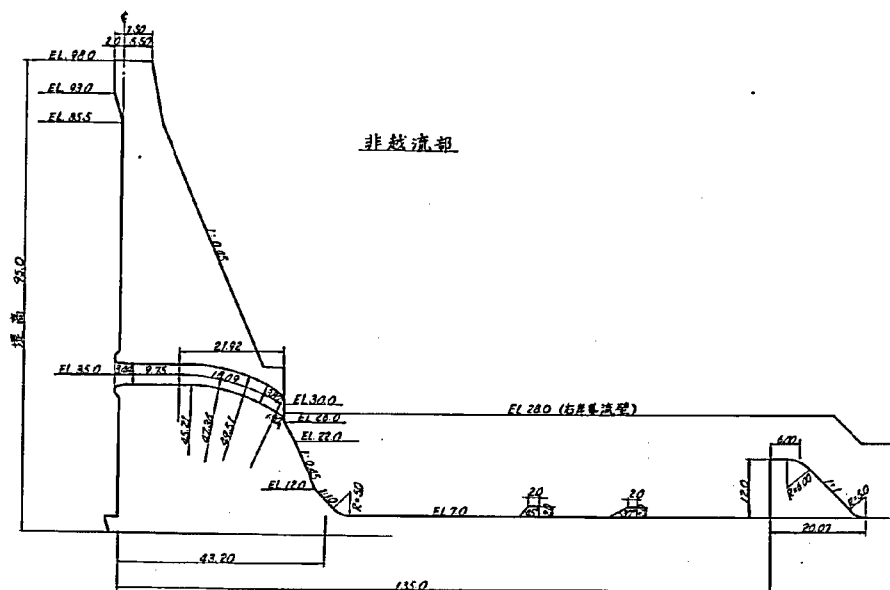


写真-1 阿武川ダム全体模型(最終案)

図-1 阿武川ダム付近平面図





図一2 阿武川ダム標準断面図（最終案）

阿武川ダム上流面図

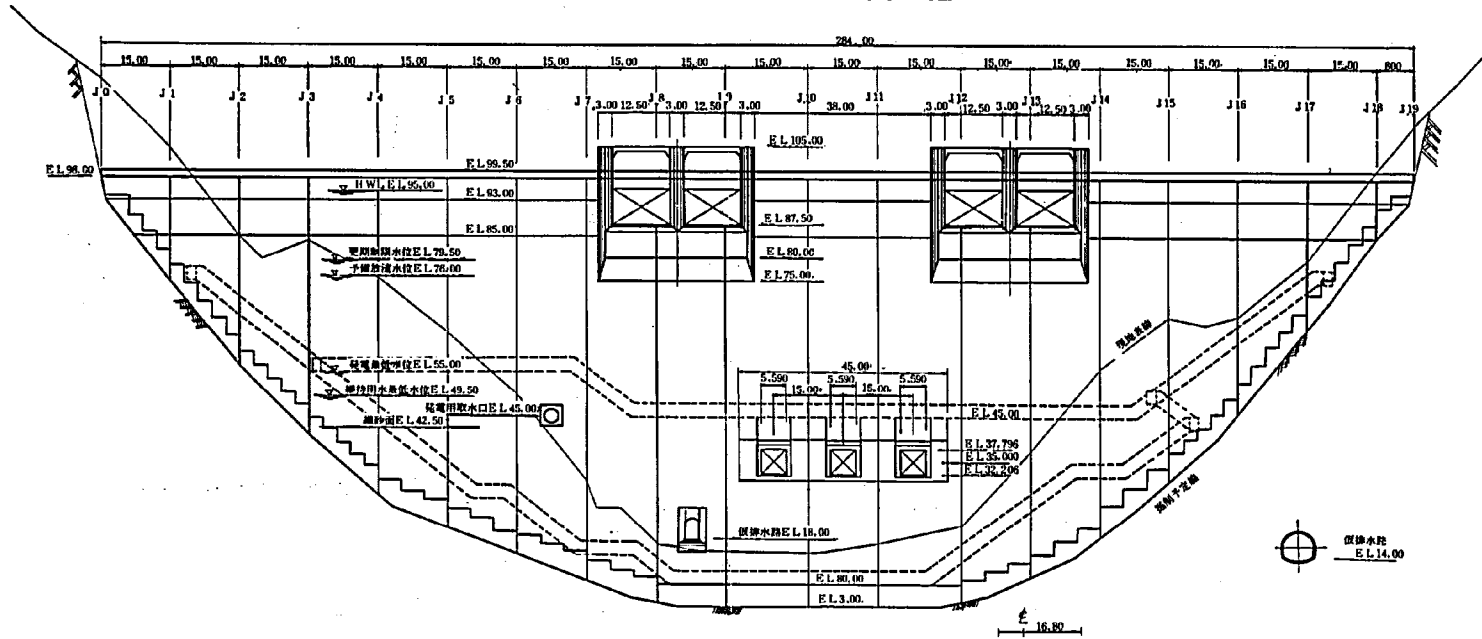


図-3 阿武川ダム上流面図(最終案)

標準断面図

図一4 阿武川ダム平面図(最終案)

1-2 設計条件

- ① 放流管は洪水調節計画を満足する断面とし、異常洪水は放流管および越流部で処理すること。
- ② 予備放流水位 WL76.00m で無害放流 500m³/s を放流できること。
- ③ 貯水位 WL89.40m*で計画最大放流量1200m³/s を放流管単独で放流できること。
- ④ 設計洪水位 WL95.00m で設計洪水流量3100m³/s を放流できること。
- ⑤ 異常洪水位 WL96.00m で異常洪水流量3800m³/s を放流できること。

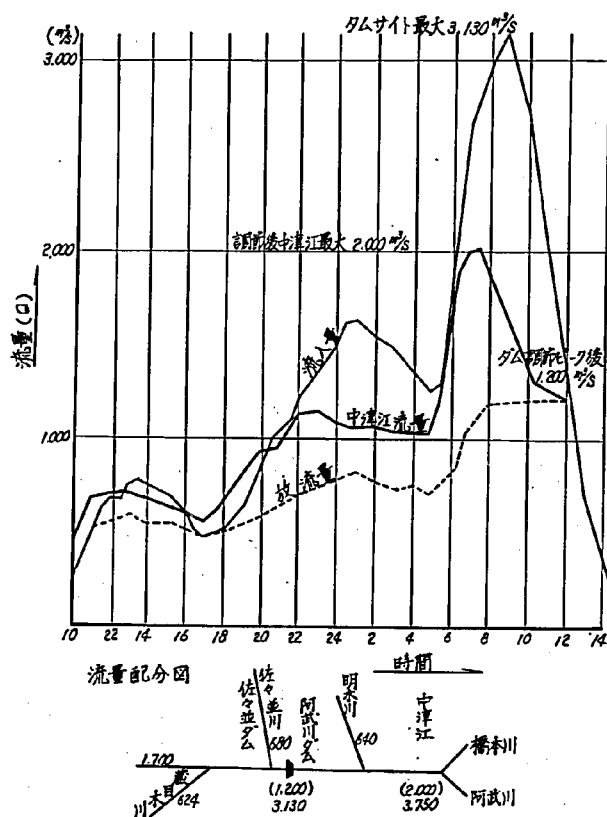
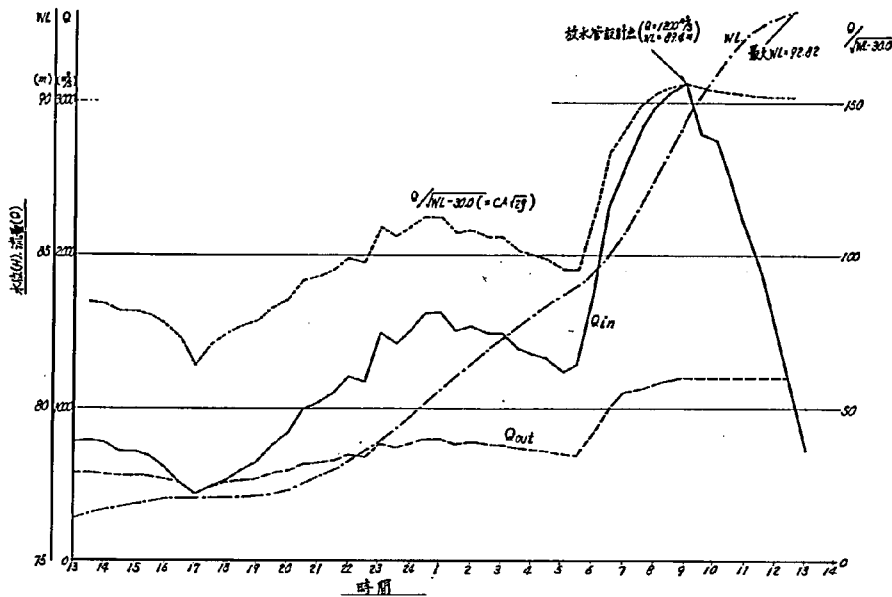


図-5 (1)洪水調節図

* 洪水調節は放流管のみでおこなうので、WE89.40mが最大の開口断面を必要とする。



図一 5 (2)洪水調節図

第2章 洪水吐の水理設計

2-1 放流管の設計

1) 設計条件

- ① 放流管は洪水調節計画を満足する断面とする。
- ② 全管路形放流管(1型放流管)とし、3条とする。
- ③ 入口中心標高をEL 35.0mとし、出口中心標高をEL 30.0mとする。
- ④ 入口は水平とし、末端に設けるゲートは、高圧ローラーゲートとする。またゲートシールは、堤体下流面と一致させる。

2) 放流管の縦断形状

設計条件から管の全長は、約36mとなり、曲管の中心線を図一7のように表わす。

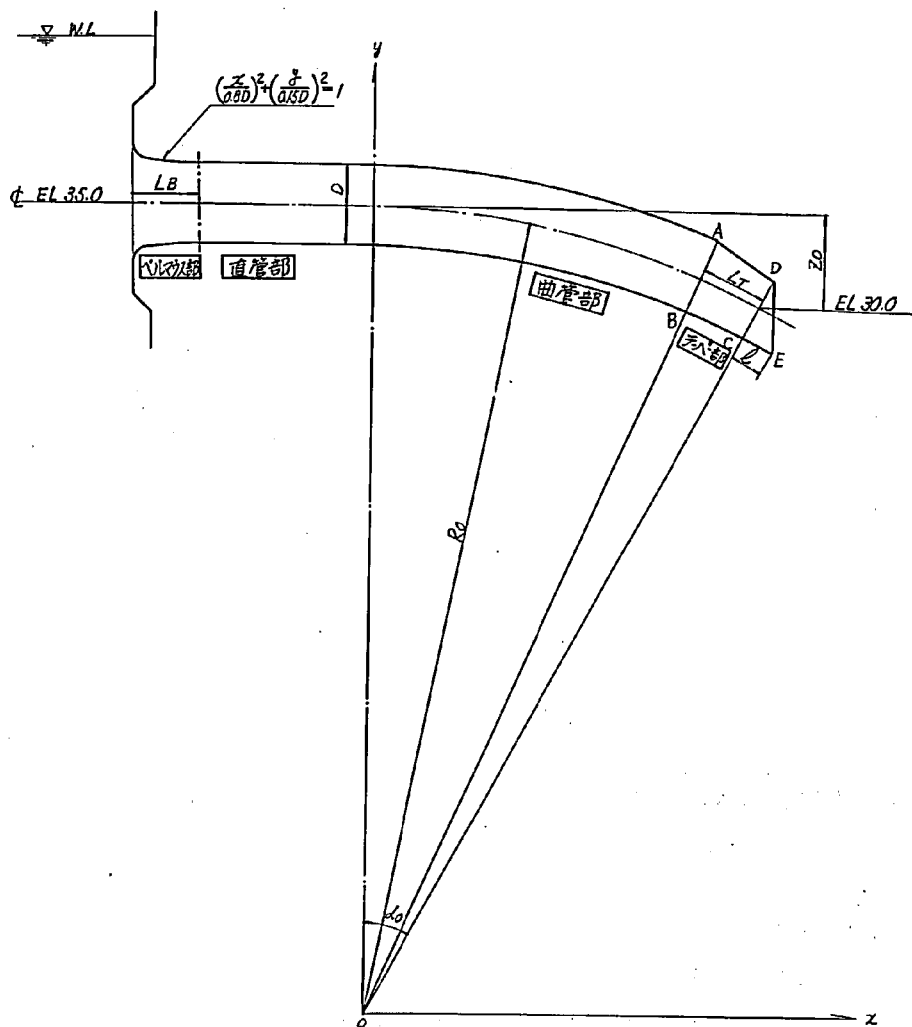


図-6 放流管の一般図

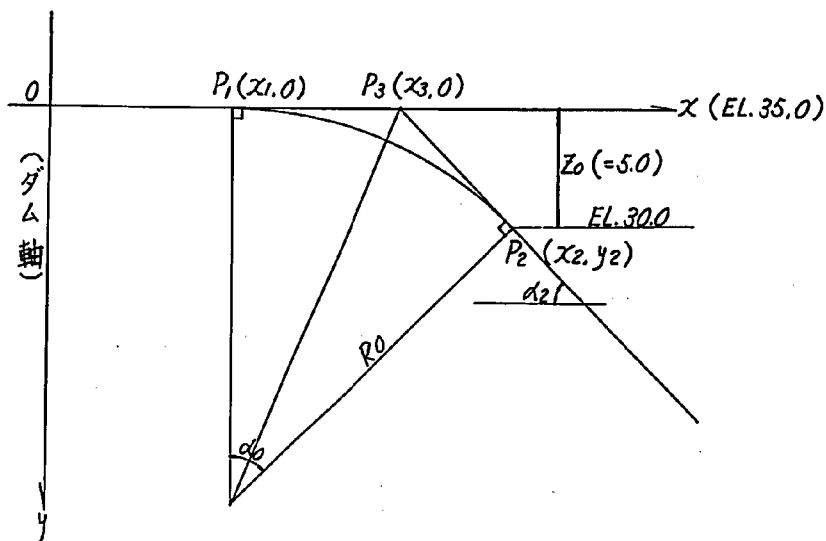


図-7 放流管曲管部の中心線図

(1) 曲管路部曲率半径 (R_0) の算定

Z_0 は既知であるから、 R_0 は α_2 のみによって定まる。 α_2 は、放流管から出た水脈について、必要水叩き長、微少開度のときの堤跡部との関係を考慮して、 $\tan^{-1}0.5$ と定めた。

出口における中心線の y 座標は $Z_0 = 5.0$ (EL 35.0 - EL 30.0) であるから、ゲートシルと堤体下流面とが一致するためには、点 P_2 は次の 2 つの式を満足しなければならない。

$$x_2 = 0.45 \left(5.0 + 2.15 \cos \alpha_2 + 3.8 \frac{\sin^2 \alpha_2}{\cos \alpha_2} + 6.8 \right) - 1.65 \sin \alpha_2$$

$$y_2 = \frac{x_2}{0.45} - 6.8$$

これより $P_2 (33.36, 5.0)$ となる。

また幾何学的条件より

$$\overline{P_2 P_3} \text{ の式 ; } y = x \tan \alpha_2 + b = 0.5x + b \quad (b: \text{const}) \quad (1)$$

$$P_3 \text{ の座標 ; } \left(\frac{-b}{\tan \alpha_2}, 0 \right) \quad (2)$$

$$R_0 \quad ; \quad R_0 = \overline{P_2 P_3} \cot \frac{\alpha_2}{2} \quad (3)$$

これら(1)(2)(3)式に P_2 の座標を代入すると

$$(1)より \quad y = 0.5x - 11.68 \quad (1)'$$

$$(1)'と(2)より \quad P_2 \quad (23.36, \quad 0)$$

$$\therefore P_2 P_3 = \sqrt{5^2 + 10^2} = 11.18$$

$$\therefore R_0 = 47.36 \text{ m}$$

となる。

(2) 曲管部曲率半径の検討

ここでは、曲率による負圧が -3 m 水柱という条件で検討を行う。^{*}

$$R_0 a \geq \frac{-d_a (H_a + Z_0)}{(1 + \eta) \left(P_a - \frac{1}{2} d_a \cos \alpha_2 \right)} \quad (4)$$

ここに $R_0 a$; 許容曲率半径 (m)

d_a ; 管出口高 (m)

H_a ; 放水管入口中心からの水頭 (m)

Z_0 ; 放水管入口と出口の中心線の標高差 (m)

P_a ; 管内許容圧力水頭 (m) (-3.0 m とする)

α_2 ; 中心角

$$\eta ; \quad \eta = f e \left(\frac{A_a}{A_0} \right)^2 + \frac{\lambda A_a^2}{4} \int_0^{\alpha_2} \frac{P_x}{A x^3} dx$$

(諸元未定のため $\eta = 0.2$ と仮定)

さきの条件および $d_a = 3.8 \text{ m}$ と仮定し、 $H_a = 9.6 - 3.5 = 6.1$, $Z_0 = 5$, $P_a = -3.0$

これを(4)に代入すると

$$P_0 a = 30.31 < R_0$$

よって妥当である。

(3) 曲管全長

$$L_c = P_1 P_3 = R_0 \alpha_2 = 21.96 \text{ m}$$

3) 断面絞り率

このように、入口と出口との間に落差のある放流管においては、有害な負圧を防止するために、出口に絞りを設ける必要がある。直管部終端に対する出口の断面絞り率を次の式によって算出する。^{**}

* 建設省土木研究所報告 第89号の6 P123の(56)式による。

** 土木研究所報告第89号の6

$$\frac{A_s}{A_o} = \sqrt{\frac{(1+\eta')(H_L - P_o)}{(1+\xi)(H_L + Z_o)}} \quad (5)$$

ここに ξ ; $\xi = fe + \lambda \frac{L_o}{D}$ (L_o は直管長, D は管径)

$$\eta' ; \eta' = \frac{\xi(H_L - P_o) + 0.9 \frac{\lambda L_o}{D}(H_L + Z_o)(1+\xi)}{(H_L + Z_o) + \xi(Z_o + P_o)}$$

($\lambda = 0.025$ と仮定)

P_o ; 直管部終端圧力水頭 (m) (0 と仮定)

H_L ; 最終貯水深 (予備放流水位 WL 7.6.0m とする) ($H_L = 4.1.0$ m)

A_s ; 出口断面積 (m^2)

A_o ; 直管部断面積 (m^2)

与えられた条件で計算すると $\xi = 0.11$ $\eta' = 0.16$

$$\begin{aligned} \therefore \frac{A_s}{A_o} &= 0.96 \\ \therefore A_s &= 0.96 A_o \quad A_o = 1.04 A_s \end{aligned} \quad (6)$$

となる。

4) 断面の決定

(1) 出口断面

放流管の出口所要断面積 (A_s) は次の式で表わされる。*

$$A_s = \frac{Q}{\sqrt{\frac{2g(H+Z_o)}{1+fe+\lambda \frac{L_o}{D}}}} \quad (7)$$

与えられた条件および仮定から $Q = 400 m^3/s$, $H = 8.9.4 - 3.5.0 = 5.4.4$ m,
 $Z_o = 5.0$ m, $fe = 0.05$, $\lambda = 0.025$, $L_o = 31.8$ m, $D = 4.3$ m として (7) 式に代入すると

$$A_s = 13.02 m^2$$

となる。ここで出口を正方形とし, $3.8 m \times 3.8 m$ とすれば, $A_s' = 14.44 m^2$ となる。したがって出口の断面積は $A_s = 0.96 A_s' = 13.86 m^2 > 13.02 m^2$ となる。

(2) 直管及び曲管部断面

(6) 式により直管部所要断面積 (A_o) は

$$A_o = 1.04 A_s = 14.38 m^2$$

* 土木研究所報告第 89 号の 6

となる。断面を円とし、直径は

$$D = 2 \cdot \sqrt{\frac{A_0}{\pi}} = 4.28 \div 4.3 \text{ m}$$

とすれば、断面積は

$$A_0 = \frac{\pi D^2}{4} = 14.52 \text{ m}^2 > 14.38 \text{ m}^2$$

となる。直管部及び曲管部はすべてこれと同一の円形断面を用い、テーパ部において円形断面から出口の短形断面へ漸変させる。

5) ベルマウス形状

ベルマウス曲線としては、つぎに示す長円曲線*を用いる。

$$\frac{x^2}{(0.8D)^2} + \frac{y^2}{(0.15D)^2} = 1$$

$D = 4.3 \text{ m}$ であるから

$$\left(\frac{x}{3.44}\right)^2 + \left(\frac{y}{0.645}\right)^2 = 1 \quad (\text{図-8 参照})$$

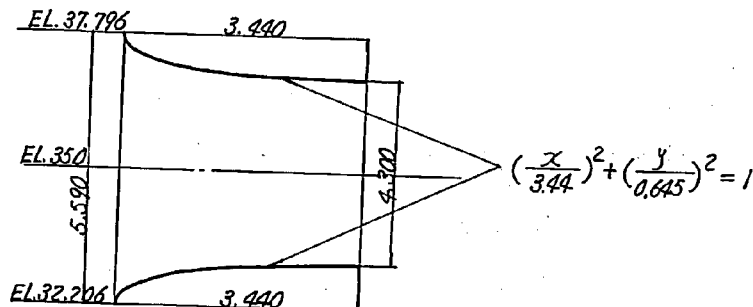


図-8 ベルマウス形状図

6) ベルマウス始端断面

ベルマウス始端断面は正方形とし、一辺は $4.3 \text{ m} + 0.645 \times 2 = 5.59 \text{ m}$ となるから、ベルマウス始端と終端との断面絞り率は、

$$\frac{A_0}{A} = \frac{14.52}{5.59^2} = 0.47$$

* 高山ダムにおいて用いられたものと同じ

である。この値は、従来例の多い角形ベルマウスの断面絞り率とはほぼ同程度である。したがってベルマウス曲線は安全と考えられる。

7) テーパー部の長さ

テーパー部始端(AB)と終端(CD)との距離は、従来の例より曲管直径の0.9倍とする。つまり $L_T=3.87\text{m}$ となる。またテーパー部終端からゲートシル(E)までの距離 $\ell=1.90\text{m}$ とする。

8) 隅取円弧半径

(1) ベルマウス部

本ダムと類似した高山ダム放流管模型実験において、隅取円弧半径を直線的に変化させたところ、ベルマウス終端の上面隅角部および下面隅角部に大きな圧力降下がみられた。その対策として隅取円弧中心線の縦断曲線がベルマウス部と直管部で接するような2次曲線を用い好結果を得た。したがって本ダムにおいても2次的に変化させた隅取円弧半径を用いる。

$$R_{x,b} = (R_{0,b} - R_{L,b}) \left(\frac{x}{L_b} \right)^2 + R_{0,b} \quad (8)$$

ここに $R_{x,b}$; 任意点 x の隅取円弧半径(m)

$R_{0,b}$; ベルマウス始端隅取円弧半径(m)

$$R_{0,b} = \sqrt{\frac{0.04A}{4-\pi}} \quad A ; \text{ベルマウス始端断面積}(\text{m}^2)$$

$R_{L,b}$; ベルマウス終端隅取円弧半径(m)

$$R_{L,b} = \frac{D}{2} \quad D ; \text{曲管部直径(m)}$$

x ; ベルマウス終端からの距離(m)

L_b ; ベルマウスの長さ(m)

本ダムの条件より $R_{0,b}=1.21\text{m}$, $R_{L,b}=2.15\text{m}$

$$\therefore R_{x,b} = -0.0797x^2 + 2.15$$

となる。(付表-1, 付図-1)

(2) テーパー部

テーパー部の隅取円弧半径は、始端で $D/2$, ゲートシルで0となるように直線的に変化させ、上面と下面とを同じ値にする。

$$R_{x,T} = R_{L,T} - R_{L,T} \cdot \frac{x}{(L_T + \ell)} \quad (9)$$

ここに R_{xr} ; 任意点 x の隅取円弧半径 (m)

R_{xr} ; テーパー部始端の隅取円弧半径 (m)

$$R_{xr} = \frac{D}{2}$$

x ; テーパー部始端よりの距離 (m)

L_r ; テーパー部の長さ (m)

ℓ ; テーパー部下面終端 (C) からゲートシル (E) までの距離 (m)

本ダム条件 $R_{xr} = D/2 = 2.15 \text{ m}$, $L_r = 3.87 \text{ m}$, $\ell = 1.90 \text{ m}$
を代入すると

$$R_x = 2.15 - 0.373X$$

(10)

以上のようにして設計した放流管縦断面図 (原案) を図-9, 座標値を付表-1 に示す。

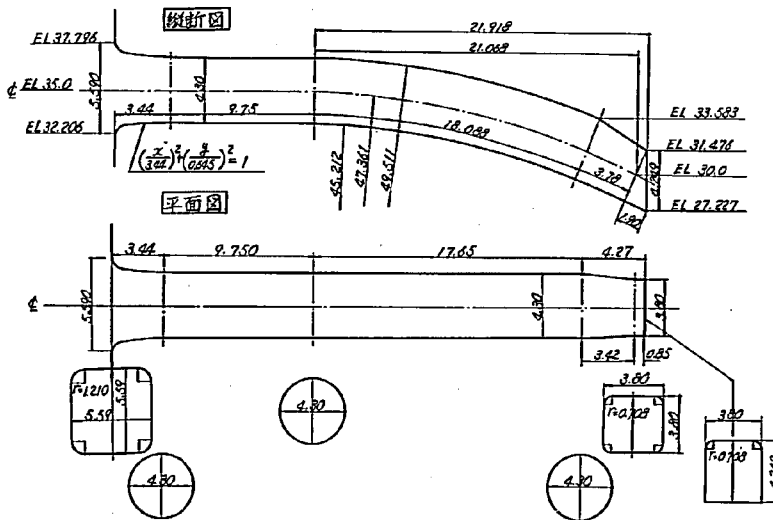


図-9 放流管縦断面図 (原案)

2-2 越流部の設計

1) 設計条件

- ① 越流部は, 異常洪水流量 $3800 \text{ m}^3/\text{s}$ を放流管とあわせて流しうることを。
- ② 越流部は, 左右岸各 2 門計 4 門とする。

③ 越流部1門当り径間12.5m, ピアー巾3.0mとする。

④ 越流頂の標高は, EL. 87.5mとする。

2) 越流頂の形状

一般に越流頂の形状は, 標準型としてランドルフまたはハロルドの形状が採用されている。本ダムでは, ランドルフの標準型越流頂形状(図-10)を採用する。

上流側円弧曲線

$$\left. \begin{aligned} X_{s1} &= 0.180 H_d \\ X_{s2} &= 0.107 H_d \\ X_s &= 0.287 H_d \\ Y_s &= 0.1325 H_d \\ r_1 &= 0.50 H_d \\ r_2 &= 0.20 H_d \end{aligned} \right\} \quad (11)$$

下流側曲線

$$Y = \left(\frac{0.53}{H_d^{0.8}} \right) X^{1.8} \quad (12)$$

ここに, H_d は設計水頭である。

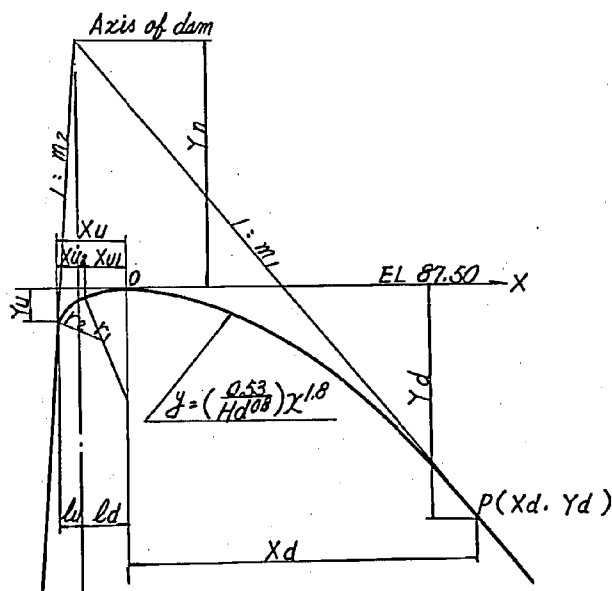


図-10 ランドルフ標準型越流頂

与えられた条件より、常時満水位W.L. 95.0における越流水深を設計水頭とすると、
 $H_d = 7.5\text{m}$ となり、越流頂形状は上流曲線が基本三角形の上流にはみ出したオフセット
 型となる。

$H_d = 7.5\text{m}$ を(11)式に代入すると、

$$X_{s1} = 1.35\text{m} \quad X_{s2} = 0.80\text{m}$$

$$X_s = 2.15\text{m} \quad Y_s = 0.99\text{m}$$

$$r_1 = 3.75\text{m} \quad r_2 = 1.50\text{m}$$

$$Y = 0.10574 \times 1.8$$

となる。また堤体下流面との接点P、ダム軸と越流頂との距離 ℓ_d はそれぞれ、

$$P : X_d = 21.58 \quad Y_d = 26.65 (\text{EL } 60.85\text{m})$$

$$\ell_d = 26.2$$

となり、図-11、表-2に示す。

表-2 越流面形状の座標値

x	y	座 標
0 m	0 m	EL 87.5 m
1.0	0.106	87.394
2.0	0.368	87.132
3.0	0.764	86.736
4.0	1.282	86.218
5.0	1.916	85.584
6.0	2.660	84.840
8.0	4.465	83.035
10.0	6.672	80.828
12.0	9.263	78.237
14.0	12.225	75.257
16.0	15.547	71.953
18.0	19.218	68.282
20.0	23.232	64.268
21.58	26.646	60.854

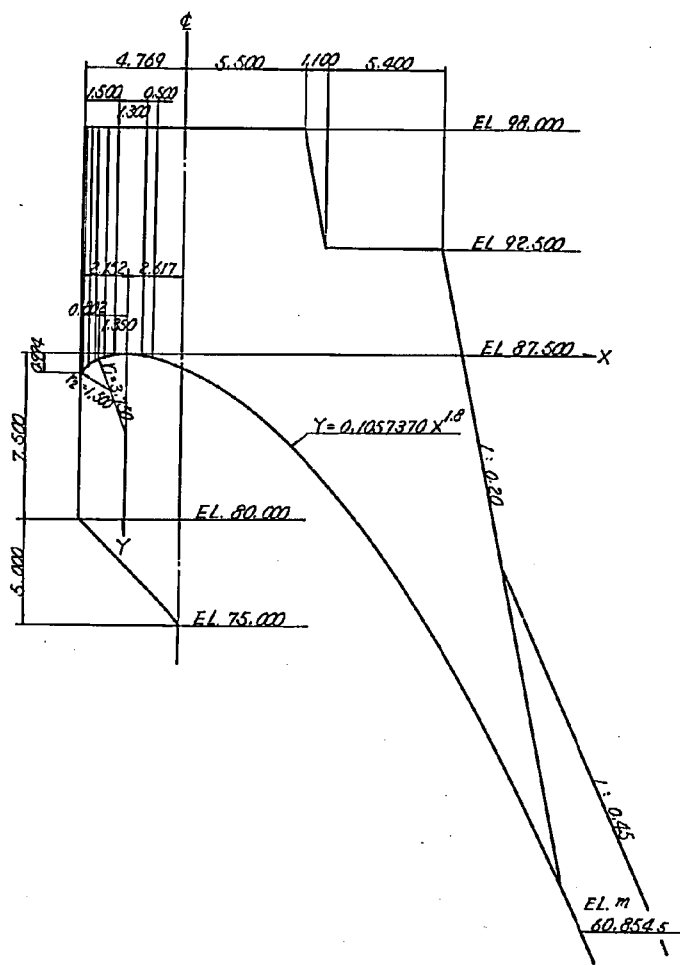


図-11 越流部詳細図

3) 越流量の推定

設計条件より、堤頂越流部の必要放流量は貯水位WL 96.0mにおいて、異常洪水流量から放流管最大放流量を差し引いたものである。

放流管最大放流量

$$Q_c = C \cdot A \sqrt{2gH} \quad (A = 13.86 \text{ m}^2, C = 0.9, H = 96.0 - 35.0 = 61.0 \text{ m})$$

$$\approx 430 (\text{m}^3/\text{s}) (1 \text{ 門 当 り})$$

$$Q = 3800 - 430 \times 3 = 2510 (\text{m}^3/\text{s})$$

前述の設計条件にもとづき，土研公式^{*}により越流量を推定してみる。

$$Q = n \cdot c' \cdot B \cdot H^{3/2}$$

$$c' = c \left\{ 1 - M_s \left(\frac{H}{H_s} \right) \right\}^{1/2}$$

$$c = 1.704 \left\{ 1 + 0.704 \left(\frac{H}{H_s} \right) \right\}^{1/2}$$

$$n \geq 2 \text{ かつ } D/S < 0.8$$

$$M_s = 0.0756 \left(\frac{H_s}{B} \right)^{1/2} \left\{ \frac{1}{n} + 1.465 \left(\frac{n-1}{n} \right) \left(\frac{b}{s} \right)^{1.7} \right\}$$

⑬

ここに Q ; 放流量 (m^3/s)

n ; 径間数

B ; 1 径間の越流巾 (m)

H ; 越流水頭 (m)

c' ; 橋脚，橋台の影響を考慮した流量係数

c ; 橋脚，橋台のない二次元流量係数

M_s ; 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量

H_s ; 設計水頭 (m)

b ; 橋脚巾 (m)

s ; 越流頂から橋脚先端までの水平距離 (m)

⑬式において与えられた条件は， $n = 4$ ， $B = 12.5 \text{ m}$ ， $b = 3.0 \text{ m}$ ，

$H = 96.0 - 87.5 = 8.5 \text{ m}$ ， $s = 4.77 \text{ m}$

$$\therefore Q = 2580 \text{ m}^3/\text{s} > 2510 \text{ m}^3/\text{s}$$

となり，必要放流量は確保できる。

2-3 減勢工の設計

1) 設計条件

- ① 減勢工設計対象流量は $1200 \text{ m}^3/\text{s}$ とする。
- ② 減勢工は，端末に副ダムを設け，水褥池内にシルを設けたものとする。
- ③ 水褥池底面標高は $\text{EL.}7.0 \text{ m}$ とする。

* 建設省土木研究所報告第130号の2

2) 減勢工の設計*

① 水理諸元

設計対象流量 $1200 \text{ m}^3/\text{s}$ を、放流管3条でそれぞれ $400 \text{ m}^3/\text{s}$ ずつ放流する。これからの水脈が巾 40 m に拡がると仮定し(放水脈の拡がり角を天ヶ瀬ダムと同じく 12.5° と仮定)水理諸元を算出する。

$$\text{単位巾流量 } q = \frac{Q}{B} = 30 \text{ m}^2/\text{s}/\text{m}$$

$$\text{総落下高 } H_T = 96.0 - 7.0 = 89.0 \text{ m}$$

$$\text{落下地点流速 } V_0 = 37.59 \text{ m/s}$$

$$\text{落下地点射流水深 } h_0 = 0.80 \text{ m}$$

$$\text{落下地点フルード数 } F_0 = 13.44$$

$$\text{落下地点共役水深 } h_1 = 14.78 \text{ m}$$

$$\text{必要水褥池水深 } h_2 = 1.3 h_1 = 19.21 \text{ m}$$

したがって、導流壁の高さは、水面に若干の余裕をみて 20 m とする。

② シル位置

主水脈の落下点はダム軸より 68 m である。落下点からシルまでの距離として、必要水褥池水深をとり、これに余裕を見込んでダム軸からシルまでの長さを 95 m とする。また、流れを河身に向けるため、シル位置から水褥池中心線を左岸に 20° 偏向させる。

③ 副ダム高さ

副ダムの越流巾を 40.0 m とすると、設計対象流量に対する単位巾流量 q_s は

$$q_s = \frac{Q}{B} = 30 \text{ m}^2/\text{s}$$

となる。副ダム越流水深は

$$H_{1s} = \left(\frac{q_s}{1.9} \right)^{2/3} = 6.29 \text{ m}$$

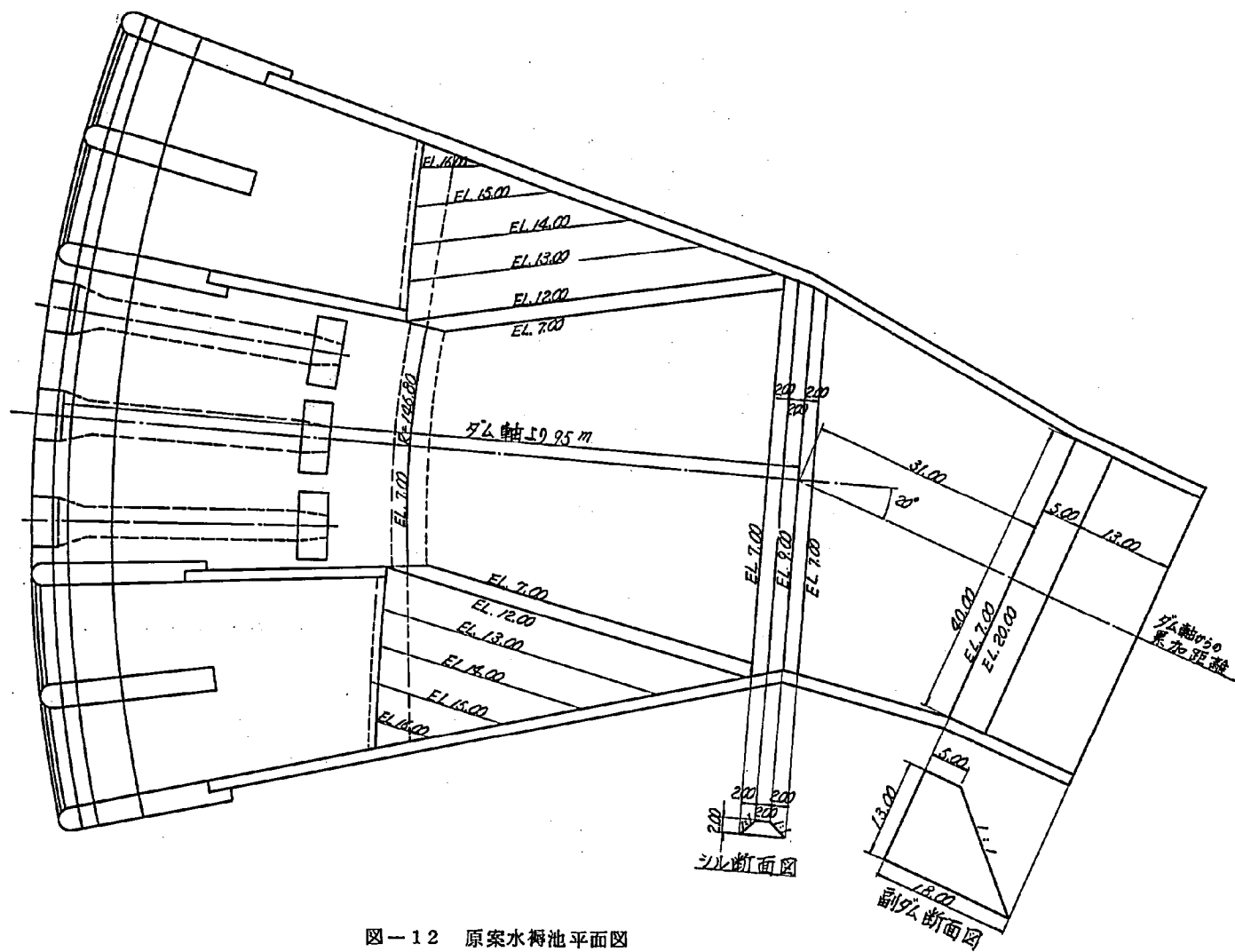
・ 接近流速を無視
・ 越流係数 1.9 と仮定

したがって副ダム高さは

$$(\text{必要水褥池水深}) - (\text{副ダム越流水深}) = 13 \text{ m}$$

以上によって設計した原案水褥池平面図を図-12に示す。

* 土木研究所報告116号の1(天ヶ瀬ダム)



図一 12 原案水褥池平面図

第3章 洪水吐水理模型実験

3-1 実験の目的と内容

本実験の目的は、阿武川ダム洪水吐の水理機能、すなわち放流設備の放流能力、形状の安全性および減勢工の減勢機能を調査し、最適な洪水吐設計を求めるものである。実験内容はつぎのとおりである。

1) 放流管（抽出模型）

(1) 放流能力調査

（ゲート全開時およびゲート半開時の貯水位～流量測定）

(2) 放流管形状の検討

（放流管内面圧力測定）

2) 越流部（全体模型）

(1) 越流能力調査

（自由越流時およびゲート半開時の貯水位～流量測定）

(2) 越流部導流壁高の検討

（越流部水面形測定）

3) 減勢工（全体模型）

(1) シル位置、形状の検討

（流況観察、水面形測定）

(2) 副ダム位置、高さ及び形状の検討

（流況観察、水面形測定、水叩き面圧力測定、副ダム面圧力測定）

(3) 減勢池内導流壁高の検討

（流況観察、水面形測定）

3-2 模型と相似律

1) 模 型

① 全体模型*

全体模型は、縮尺 $1/50$ とし、本体（放流管部、堤頂越流部）、水褥池を木製とした。

（写真-2, 3）

② 放流管抽出模型

放流管模型は、縮尺 $1/30$ とし、ベルマウス部、直管部、曲管部およびテーパ部を真鍮製鋳造模型とし、下流端にローラーゲートを取付けた。（写真-4, 5）

* 全体模型は設置場所の平面形状の都合で裏返しに製作したので、写真は現地の裏返しとなっている。但し図面は元に復元して記入してある。

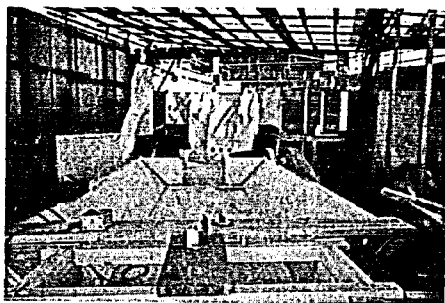


写真-2 阿武川ダム全体模型（水路下流より）

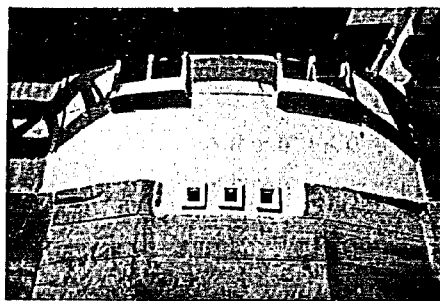


写真-3 阿武川ダム全体模型（上流面より）



写真-4 放流管抽出模型（側面より）



写真-5 放流管抽出模型（正面より）

2) 相似律

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、表-3に示す縮率を用いた。

表-3 模型の縮率

諸 元	次 元	縮 率		
			全 体 模 型	放流管抽出模型
長さ、水深	L	1 : n	1 : 50	1 : 30
時 間	T	1 : n ^{1/2}	1 : 7.071	1 : 5.477
流 速	LT ⁻¹	1 : n ^{1/2}	1 : 7.071	1 : 5.477
流 量	L ³ T ⁻¹	1 : n ^{3/2}	1 : 17,677	1 : 4,920
圧 力	ML ⁻¹ T ⁻²	1 : n	1 : 50	1 : 30

3-3 放流管の実験

1) 放流能力調査

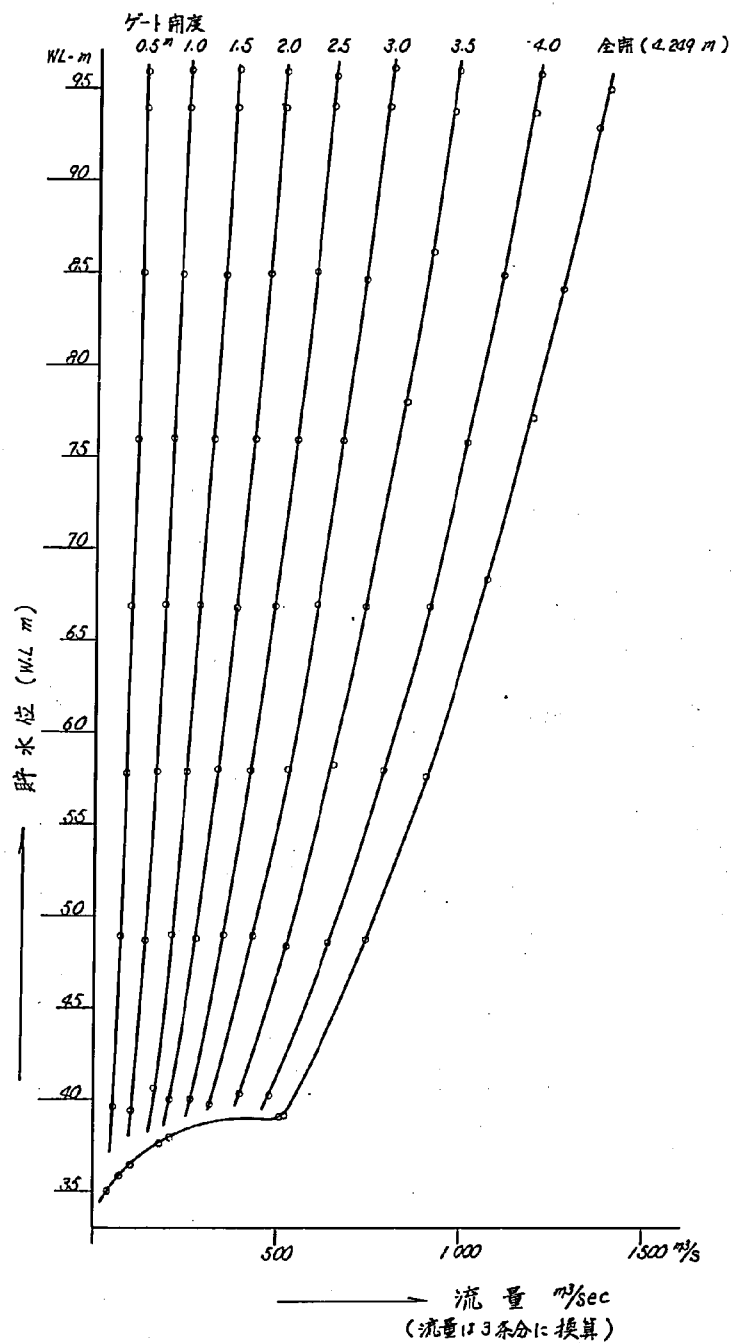


図-13 放流管部貯水位～流量関係図 (抽出模型)

放流管の貯水位(H)～流量(Q)の測定は、抽出模型によって、ゲート開度0.5mごと全開まで10種類について行なった。その結果は付表-2、図-13に示す。設計条件に対して実験値は下表のとおりであり、条件を満足している。

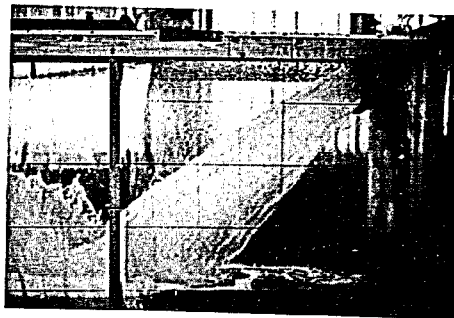


写真-6 放流管放流流況 [ゲート開度 100%]
[貯水位 WL 96m]

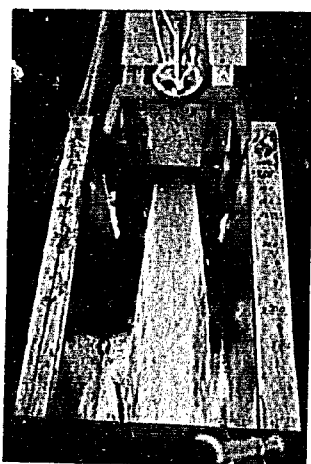


写真-7 放流管放流量 (平面)
[ゲート開度 100%]
[貯水位 WL 96m]



写真-8 放流管放流量 (平面)
[ゲート開度 95%]
[貯水位 WL 96m]

貯水位	必要放流量(QP)	実験値(QM)	$\frac{QM}{QP} \times 100$	備考
WL 7 6.0	5 0 0 (m^3/s)	1 1 6 7 (m^3/s)	(%)	無害放流量
WL 8 9.4	1 2 0 0	1 3 2 6	1 1 0	放流管設計流量

2) 放流管形状の検討

放流管形状の適否を調べるため、抽出模型によって放流管内面圧力を次の条件のもとで測定し、その結果を図-14、15、16、付表-3に示す。

条 件

ゲート開度	全 開	
貯 水 位	WL 7 6.0	WL 9 5.0
	予備放流水位	設計洪水位
測 定 位 置	図-14	

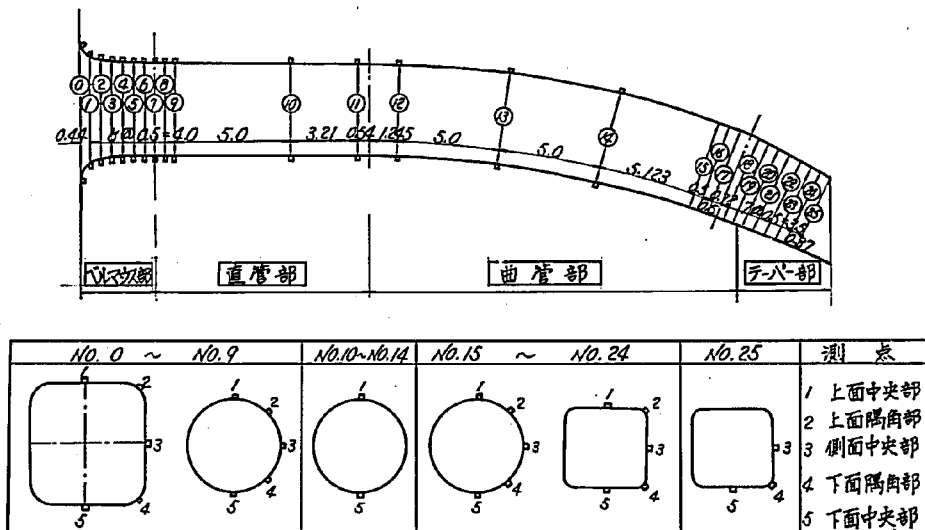
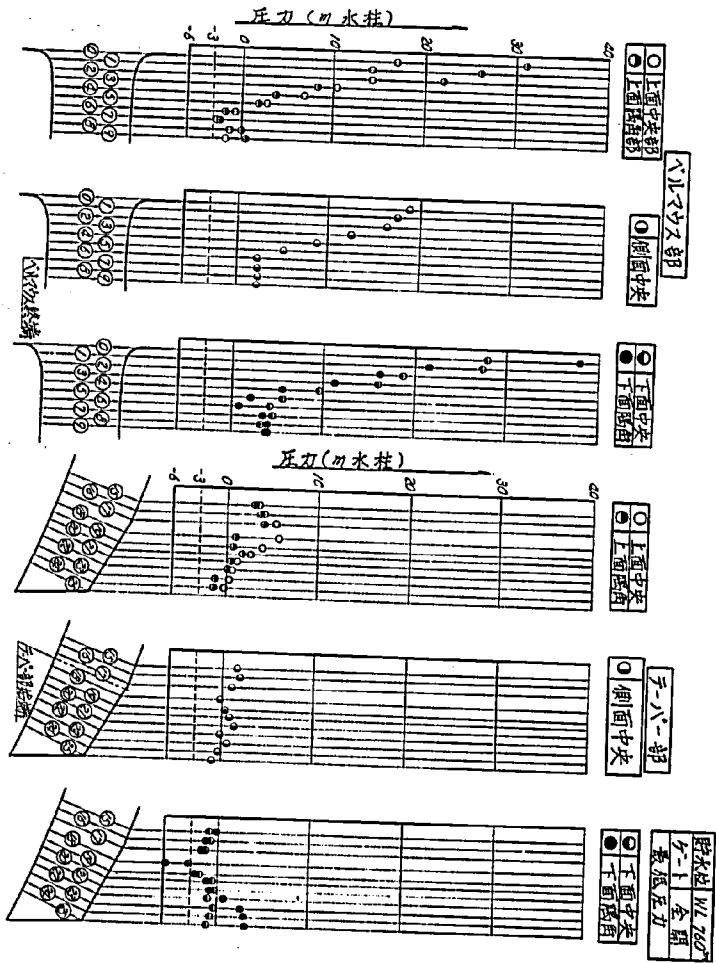


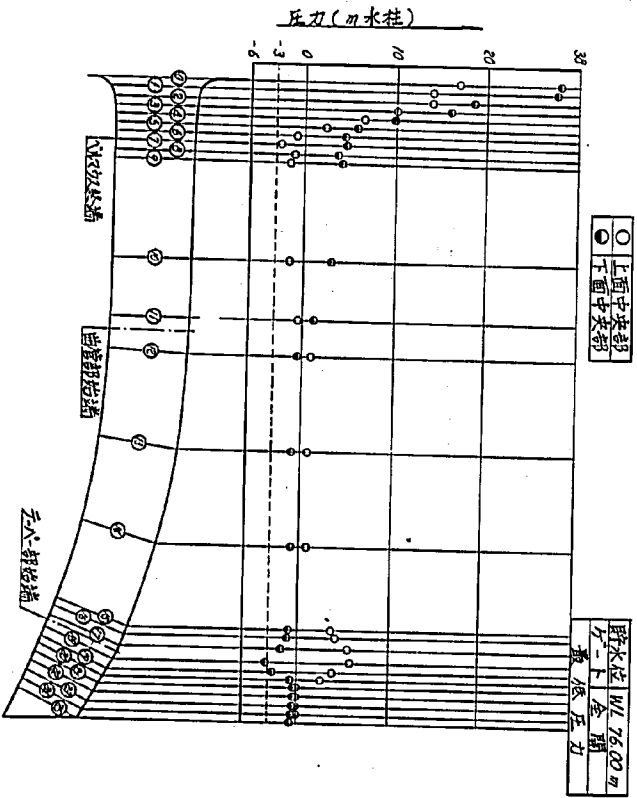
図-14 放流管内面圧力測定位置図

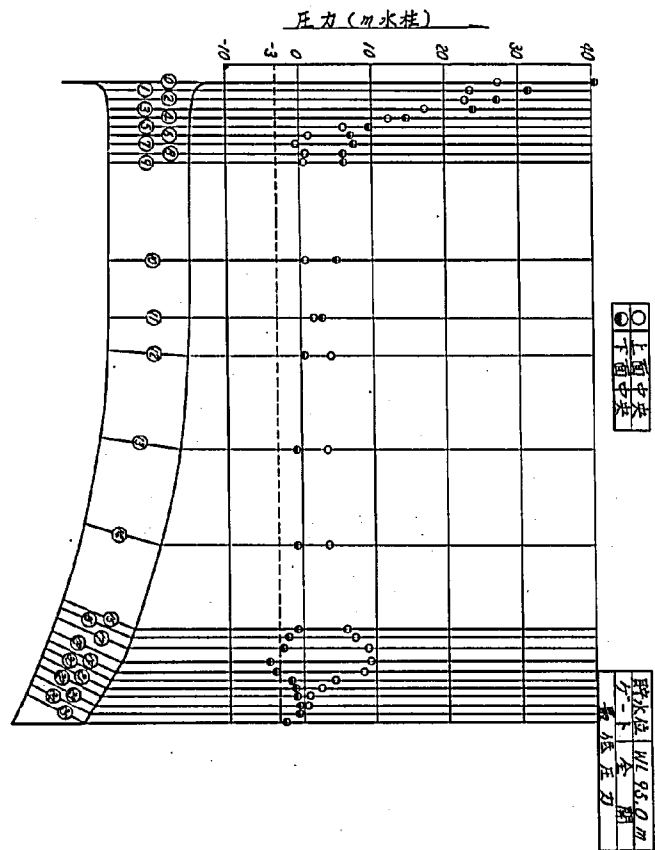
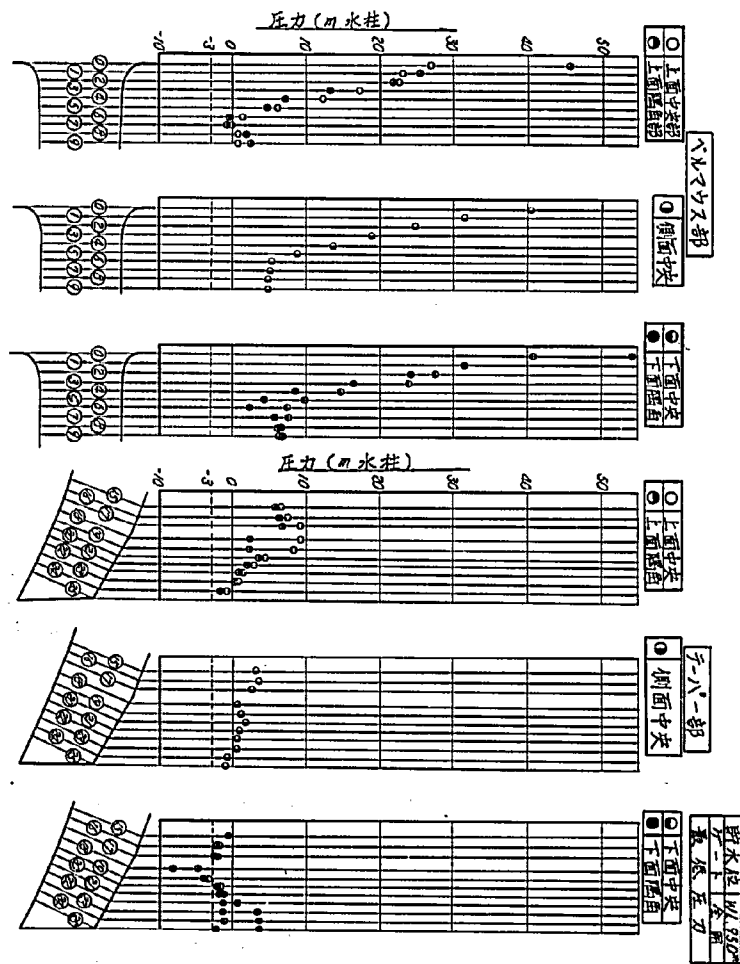
この結果、ベルマウス終端及びテーパー部に負圧の発生が認められた。ベルマウス部の最低圧力は、WL 7 6.0mの時ベルマウス終端で-2.51m水柱を示したが、許容負圧(-30m水柱)以内であるので問題はない。しかしテーパー部では、WL 9 5.0 m時テーパー始端より0.5 m下流の下面隅角部で-8.11m水柱の負圧が認められた。この原因は、曲管部からテーパー部への接合個所において隅取半径の変化が不連続になっているためと考えられる。そこでテーパー始端の圧力を上昇させるために、ベルマウスにおけると同様、隅取円弧半径の変化が曲管部と連続するような2次的変化に改良した。その改良設計の方法を次

图一15 放流管内面压力分布图(WL 76.0 m)



項に述べる。





图—16 放流管内面压力分布图 (WL 95.0 m)

3) テーパー部形状の改良*

原設計のテーパー部の隅取半径は直線的に変化している。テーパー部始端の隅取半径の変化状態は (10) 式より

$$\left(\frac{dR_{xr}}{dx}\right)_{x=0} = -0.373$$

で、曲管部からテーパー部への隅取半径の変化は不連続である。

(1) 改良設計条件

- ① テーパー部の長さは原案の $L_r = 3.87\text{m}$ とする。
- ② テーパー部始端 (図-17のA.B) 及び終端 (図-17のCD) の断面形と隅取半径は原案と同一にする。
- ③ テーパー部上面の隅取半径は原案と同様に直線的に変化させる。
- ④ テーパー部下面の隅取半径は2次的に変化させる。
- ⑤ テーパー部下面終端 (図-17のC) からゲートシル (図-17のE) までの隅取半径は、ゲートシルで0となるように直線的に変化させる。

(2) 隅取円弧の改良

$(R_{xr})_u$; 任意断面における上面隅取半径 (m)

$(R_{xr})_o$; 任意断面における下面隅取半径 (m)

x ; テーパー部始端より任意断面までの距離 (m)

R_{br} ; テーパー部始端隅取半径 ($R_{br} = 2.15\text{m}$)

R_{er} ; テーパー部終端隅取半径 ($R_{er} = 0.71\text{m}$)

L_r ; テーパー部長さ ($L_r = 3.87\text{m}$)

$(R_{x_0})_o$; テーパー部終端よりゲートシルまでの下面隅取半径 (m)

x_0 ; テーパー部終端より任意断面までの長さ (m)

ℓ ; テーパー部終端よりゲートシルまでの長さ ($\ell = 1.90\text{m}$)

① テーパー部上面隅取半径

$$(10) \text{ 式より } (R_{xr})_u = 2.15 - 0.373x \quad (10')$$

② テーパー部下面隅取半径

$$\begin{aligned} (R_{xr})_o &= R_{br} (R_{br} - R_{er}) \left(\frac{x}{L_r}\right)^2 \\ &= 2.15 - 0.096x^2 \end{aligned} \quad (11)$$

* 高山ダム放流管形状を参照

③ テーパー部終端からゲートシルまでの下面隅取半径

$$(R_{x_0})_D = R_{x_0} - R_{x_0} \cdot \frac{x}{\ell}$$

$$= 0.708 - 0.373 x$$

05

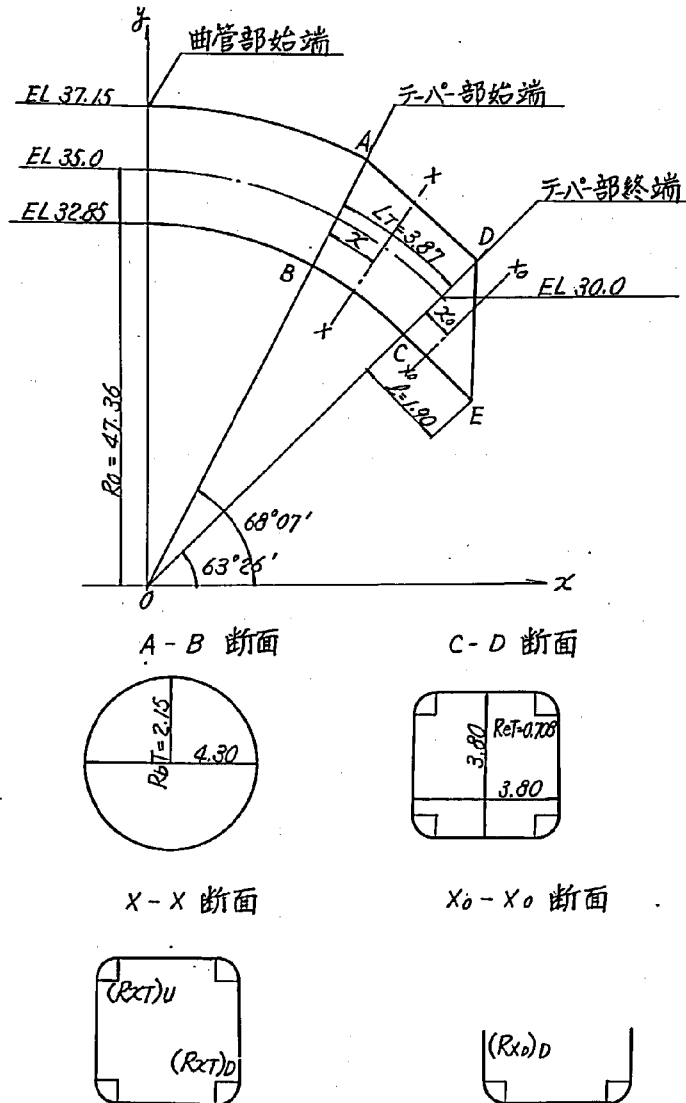


図-17 テーパー部説明図

以上により改良した放流管形状を付図-1・2・3, および付表-1に示す。

3-4 越流部の実験

1) 越流能力調査

越流部の貯水位(H)～流量(Q)測定は、全体模型でゲート開き0.5m間隔に全開までの11種類について実施した。その結果を付表-4、図-18に示す。

放流管の放流量と越流部の越流量とを合わせた全放流量を図-19に示す。(但し放流管の放流量は抽出模型による。) 設計条件に対して実験値は下表のとおりであり、条件を満足している。

貯水位	必要放流量(QP)	実験値(QM)	$\frac{QM}{QP} \times 100$	備考
(m) WL 95.00	(m^3/s) 3,100	(m^3/s) 3,620	(%) 117	設計洪水流量
WL 96.00	3,800	3,960	104	異常洪水流量

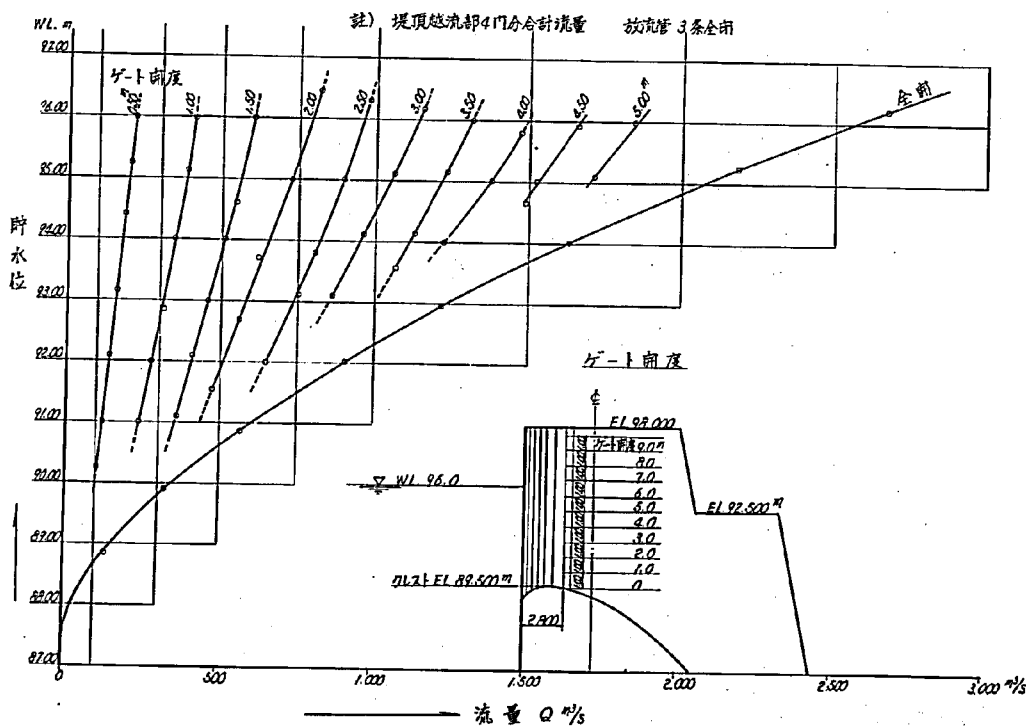
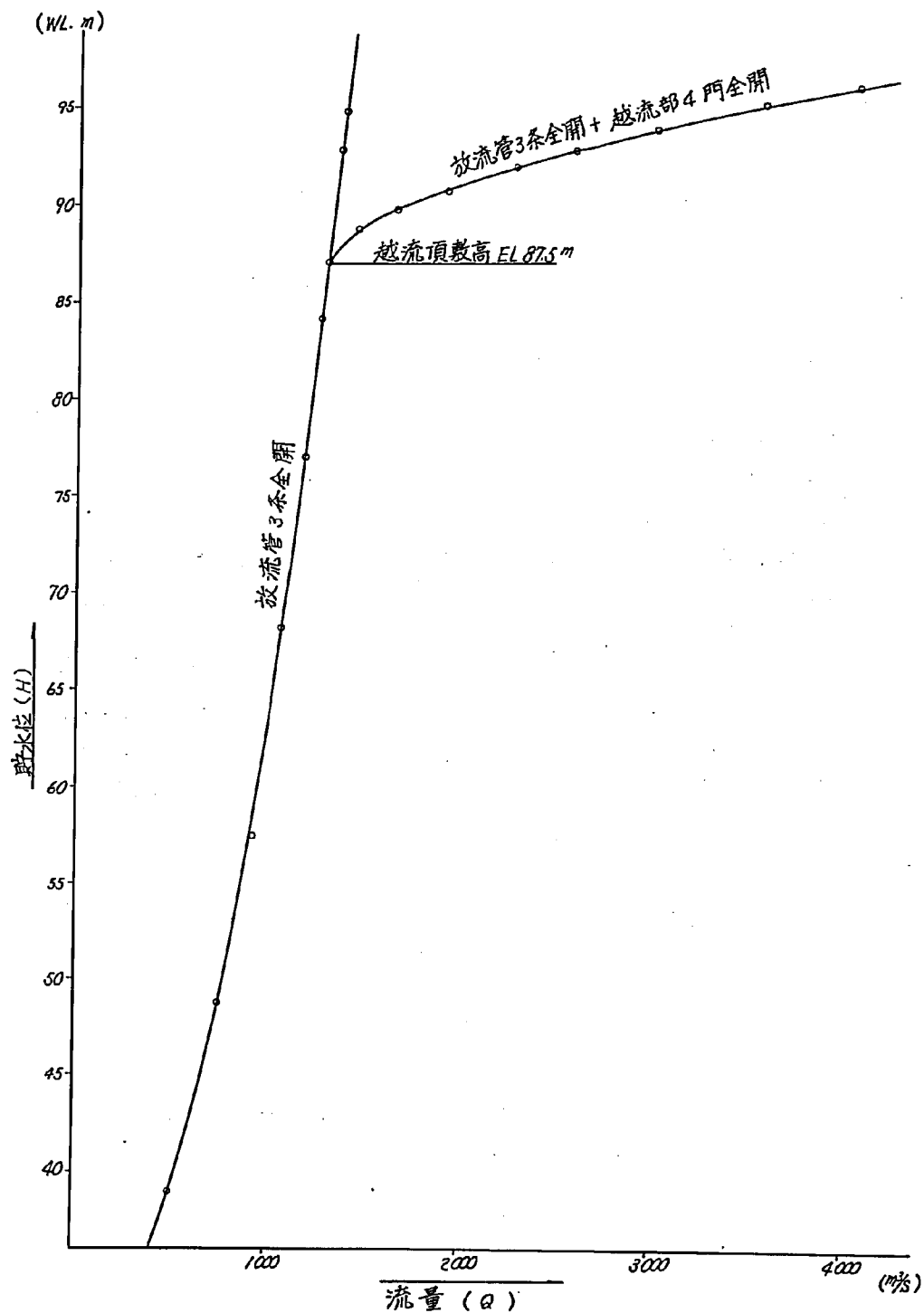


図-18 越流部貯水位～流量関係図

圖—19 洪水吐貯水位~流量關係圖



2) 越流部導流壁高の検討

越流部導流壁高を検討するため、越流部の水面形を測定しその結果を図-20、付表-5に示す。(写真-9)

貯 水 位		WL 96.0m (ゲート全開)	
測 線	左	アバット沿い	
		中 央	
	岸	ピアー沿い	

この結果最も高い水面形を示すのはピアー沿いで、堤頂で著しく縮流を起こしその影響で水面が上昇するのが認められた。

越流部導流壁高さは、アバット沿いの測定水面形に空気混入を計算し、さらに表-4に示す既設ダムの実態を参考にして余裕を見込むと、堤体下流面に対して垂直に4.50mは必要であろう。

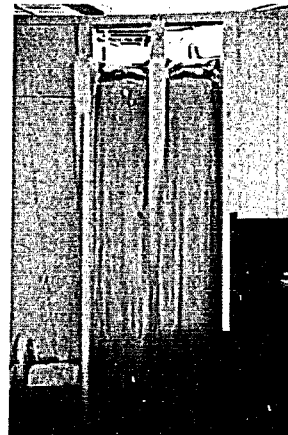


写真-9 越流部越流状況 (WL96.0m)

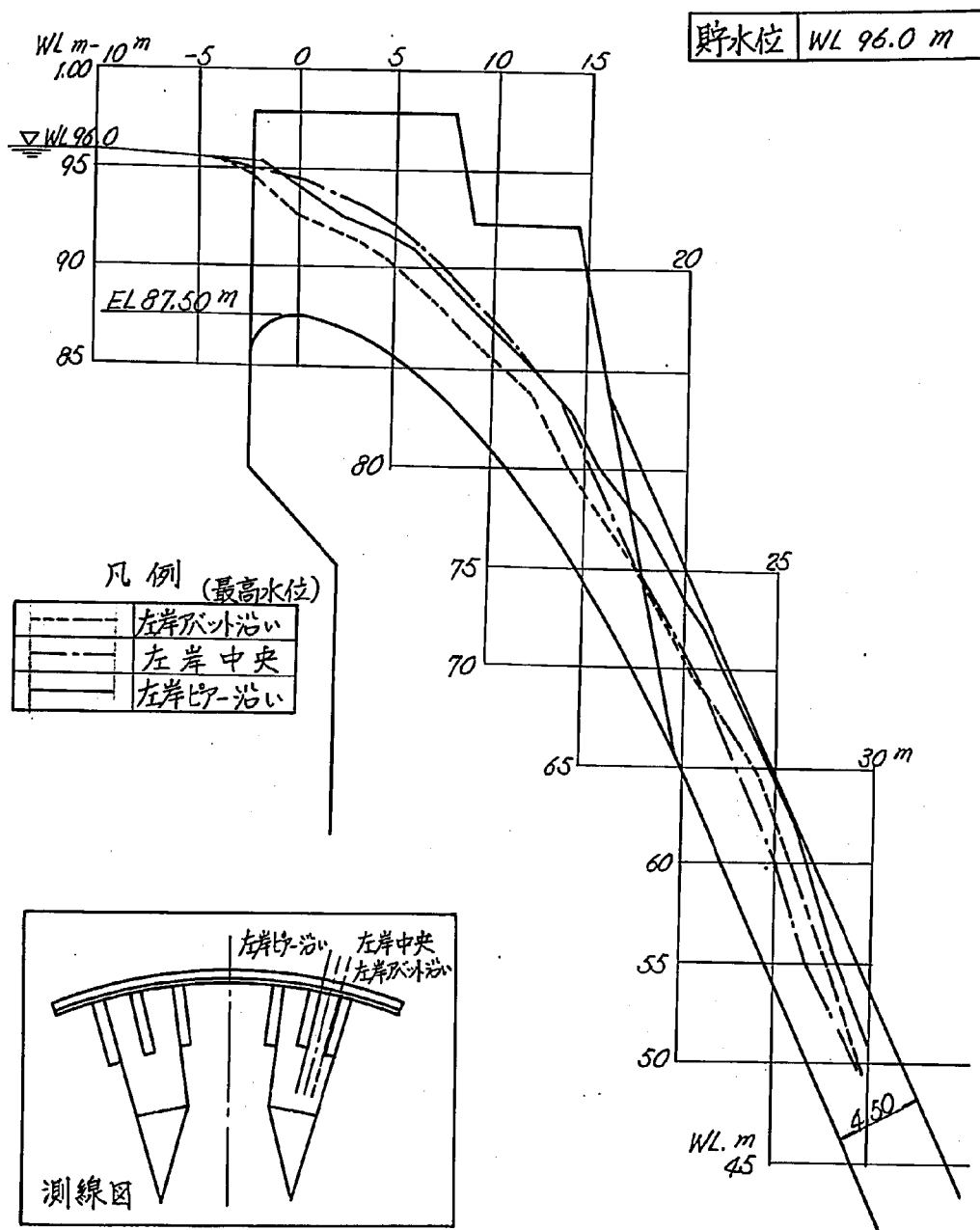


図-20 越流部水面形図

表一 4 既設ダムの越流面導流壁高

ダム名	Hmax (m)	hw (m)	下流面勾配 1 : m	hv (m)	$\frac{hv}{H_{max}} \times 100$ (%)	$\frac{hw}{H_{max}} \times 100$ (%)
松 原	11.00	5.00	1 : 0.84	7.77	70	45
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
笠 掘	10.50	5.00	1 : 0.8	8.00	76	48
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
神 浦	7.50	4.00	1 : 0.8	6.40	85	53
大 渡	11.00	5.20	1 : 0.8	8.32	76	47
涼 梨 川	9.50	4.50	1 : 0.79	7.26	76	47
鶴 田	13.50	7.00	1 : 0.79	11.29	83	52
市 房	15.30	6.50	1 : 0.78	10.57	69	42
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
緑 川	12.50	6.50	1 : 0.78	10.57	85	52
土 師	10.40	5.00	1 : 0.78	8.10	78	48
三 瀬 谷	16.15	6.46	1 : 0.78	10.50	65	40
我 谷	9.50	5.00	1 : 0.77	8.20	86	53
石 手	6.80	3.50	1 : 0.77	5.74	84	51
大 野	10.70	5.00	1 : 0.76	8.26	77	47
大 滝	7.50	4.00	1 : 0.76	7.44	71	43
浜 田	7.00	4.00	1 : 0.75	6.67	95	57
小 瀬 川	10.10	5.50	1 : 0.75	9.17	90	54
井 川	11.10	5.00	1 : 0.55	10.37	94	45
阿 武 川	8.50	4.50	1 : 0.45	10.97	129	53

Hmax : 最大越流水深

hw : 導入壁高(越流面に垂直)

hv : 鉛直導流壁高

$$hv = \frac{hw}{m} (\sqrt{1+m^2})$$

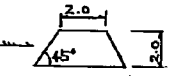
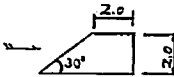
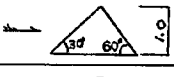
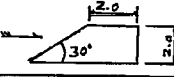
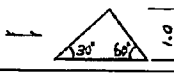
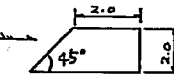
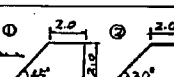
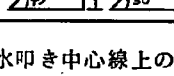
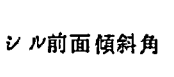
m : 下流面勾配

3-5 減勢工の実験

1) 原案減勢工の実験

副ダム地点における水貯池幅40mの原案水貯池(図-12)において、シルの位置、形状および副ダムの位置、高さを検討するために表-5に示す9種について、減勢工設計対称流量($Q=1200\text{ m}^3/\text{s}$)を流し、流況観察を行った。

表-5 原案水貯池減勢構造物配置比較表

ゲース	副 ダ ム		シ ル	
	位 置*	高 さ	形 状	位 置
I - a	126m	13m	なし	図-21 (I型)
I - b				
I - c				
I - d		10m		図-22 (II型)
II				
II - a				図-23 (I型)
II - b		12m		
IV		10m		
V	136m	12m		図-24 (IV型)
				図-25 (V型)

* 副ダムの位置はダム軸から水叩き中心線上の距離を表わす



θ : シル前面傾斜角

- (1) I - a はシルのない場合で、放流管主水脈が左岸導流壁まで達し、I - b, I - c, I - d は

若干減勢効果があるが流向を変えることはできず、左岸導流壁に当たり局部的に隆起して不均一な流れとなった。特に I-d のように副ダム高さが低い場合にこの傾向が強くあらわれた。(図-21, 写真-10, 11)

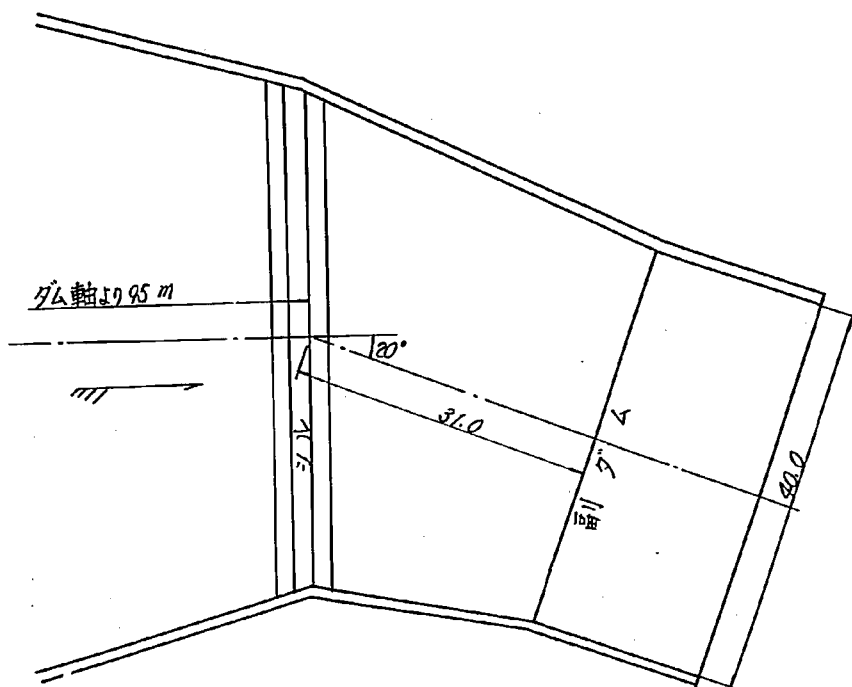


図-21 シル I 型配置図 (原案水滞池平面)



写真-10 シル I 型配置流況
[$Q=1200\text{m}^3/\text{s}$]
[I-b 型下流より]



写真-11 シル I 型配置流況
[$Q=1200\text{m}^3/\text{s}$]
[I-C 型下流より]

- (2) Ⅱ型は、放流管からの水脈を上流で拡散する目的からシルを上流側に設けたが、シルの高さが低いので、流向はほとんど変わらず左岸導流壁沿いで極部的に水面が上昇した。
(図-22, 写真-12)

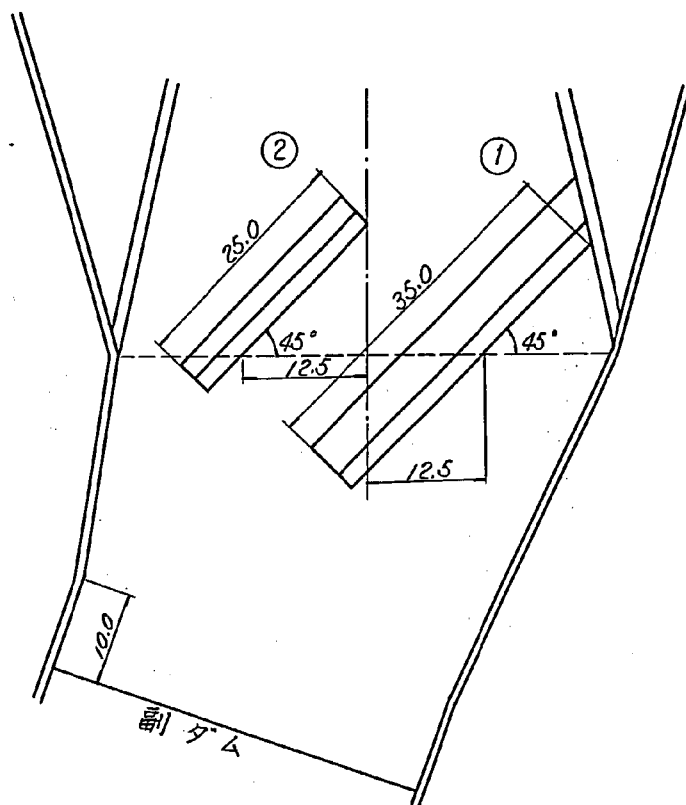


図-22 シルⅡ型配置図(原案水貯池平面)



写真-12 シルⅡ型配置流況
[$Q = 1200 \text{ m}^3/\text{s}$]
[下流より]

- (3) ■ - a, ■ - b はシルを2列に配置したもので、両ケースともにシル①ではね上げられた水脈はそのまま左岸導流壁へ当たり、わずかではあるが水面が隆起した。これはシル①と左岸導流壁との間隔が狭いと思われる。シル②ではね上げられた水脈は、副ダム直前まで達して減勢された。(図-23, 写真-13)

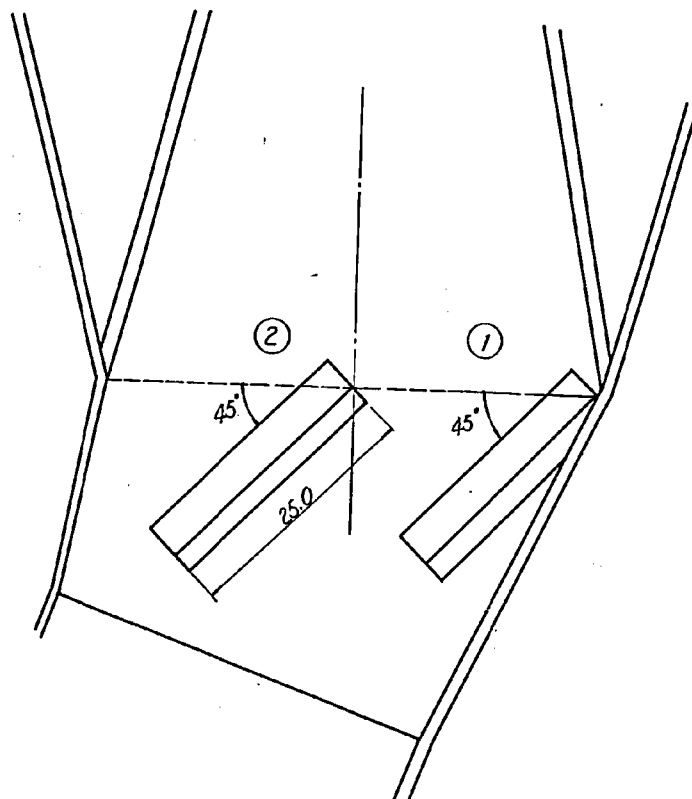


図-23 シルⅡ型配置図(原案水堀池平面)

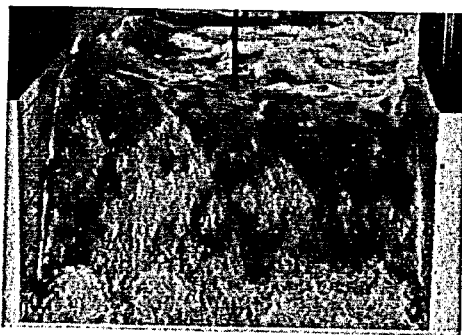


写真-13 シルⅡ型配置流況
 $Q = 1200 \text{ m}^3/\text{s}$
 [■ - b 下流より]

- (4) IV型はⅢ型と同様にシルを2列に分け、シルの前面傾斜角を 45° とし上流へ移動した。シル①ではね上げられた水脈は、左岸導流壁沿いでより上がった。これはシル前面傾斜角が大きいためと思われる。またシル②ではね上げられた水脈は副ダムまでの間で拡散するのが認められた。(図-24、写真-14)

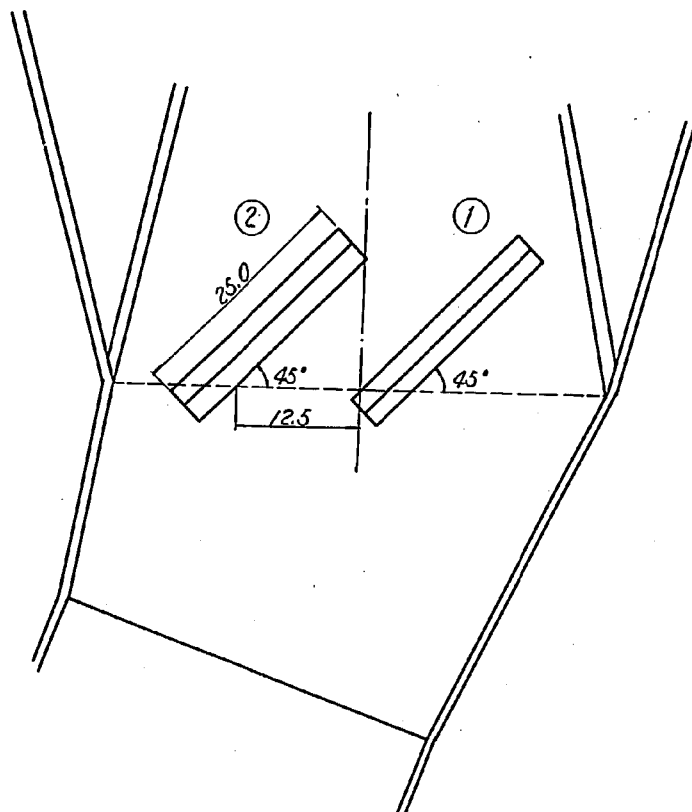


図-24 シルⅣ型配置図(原案水罅池平面)



写真-14 シルⅣ型配置流況
 $Q=1200\text{m}^3/\text{s}$
 [下流より]

- (5) V型は副ダムの位置を10m下流へ移し、高さを12mとしたもので、図-25に示すように前面傾斜角の異なる2種類のシルを別々に配置した。前面傾斜角 30° のシル①ではね上げられた水脈の一部は左岸導流壁に当たるが、主流はほぼ水堀池中央部に認められた。前面傾斜角が 45° のシル②ではね上げられた水脈は、ほぼ水堀池中心へ向き、副ダムまでの間で拡散し、流況は比較的安定している。(写真-15)

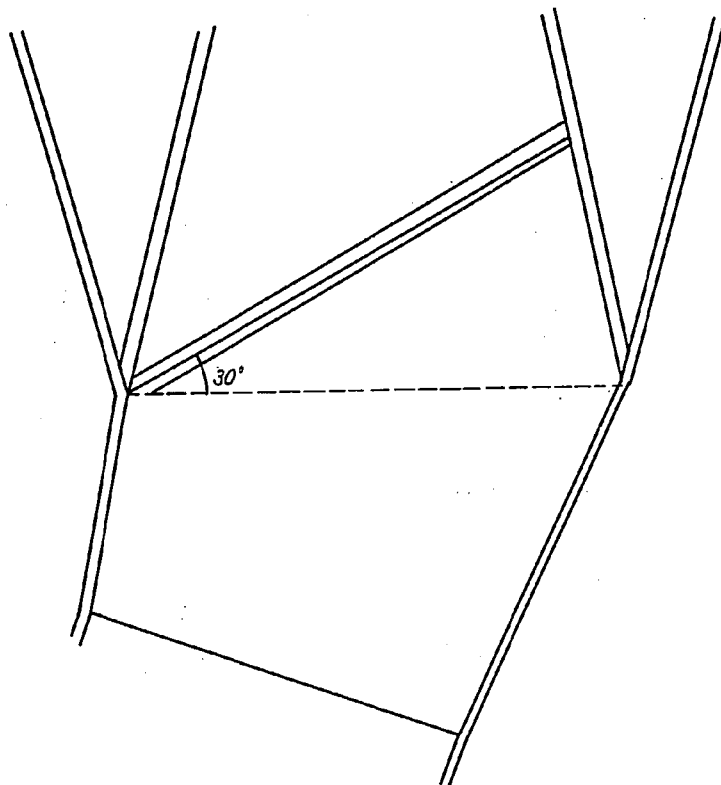


図-25 シルV型配置図(原案水堀池平面)

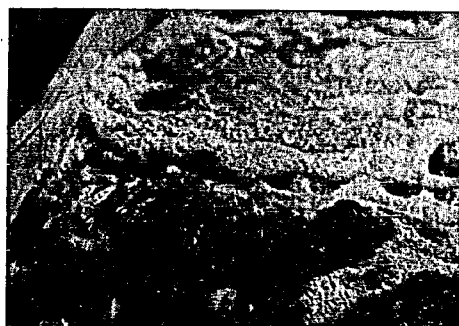


写真-15 シルV型配置流況
[$Q=1200\text{m}^3/\text{s}$]
[下流より]

以上9種の案は比較的類似した流況を示し、放流管の主水脈の一部が左岸導流壁へ当たり局部的な水面上昇が認められた。これらのうちV型が比較的安定した流況を示した。

2) 改良案減勢工の実験

(1) 水貯池平面形状の変更

当初、右岸ガイドウォール沿いに発電所を設ける予定であったので、減勢池の平面形状を図-12のように定めていた。しかし、昭和45年7月開発局の都合により、発電所の位置が左岸の導流壁沿いに変更となった。したがって下流河道および減勢効果に対する考慮から減勢池の中を拡げ、平面形状を図-26(写真-1)のように変更し、シル位置と形状、副タムの高さや形状を実験的に検討した。

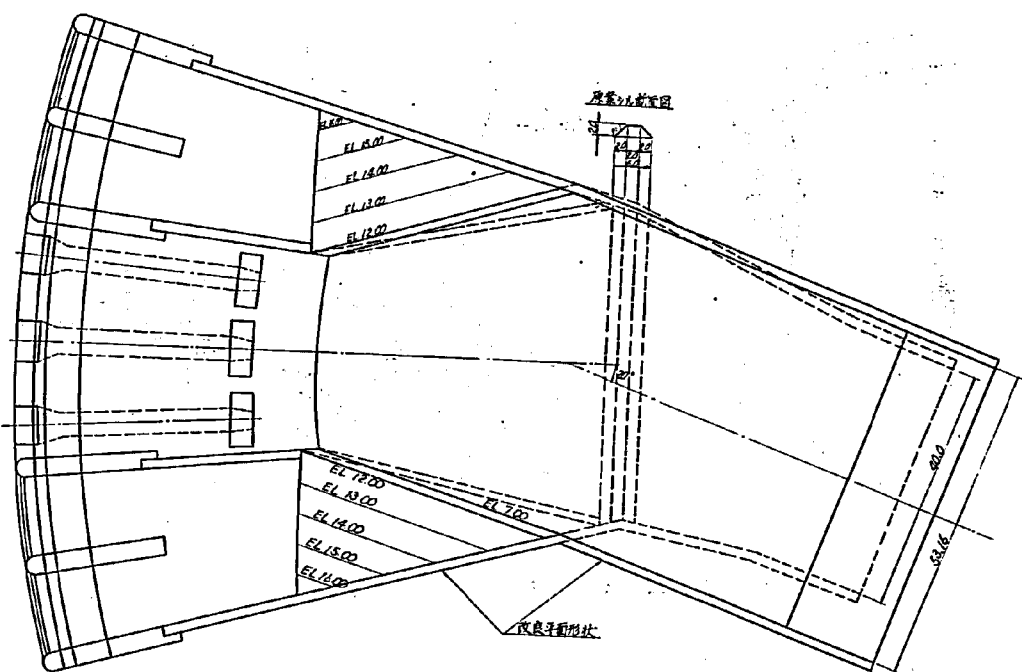


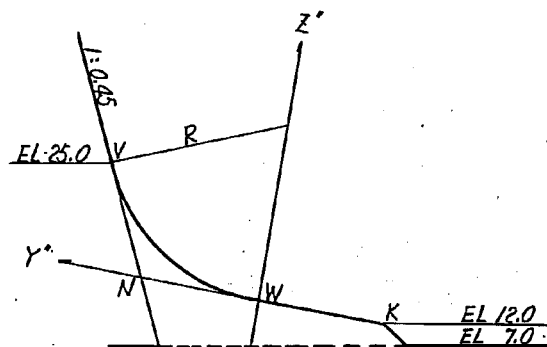
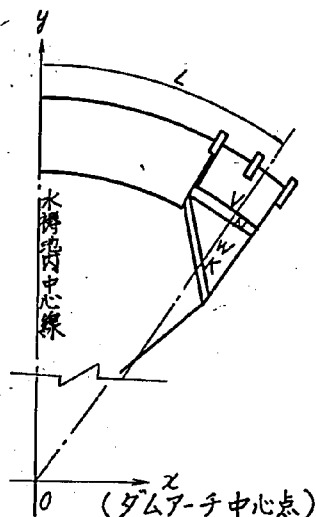
図-26 改良案水貯池平面図

(2) 堤体バケットカーブ

本ダム程度の高さの既設ダムにおいては、越流斜面先端の侵蝕防止のため、 $R=30\text{m}$ 程度のバケットカーブを設けている。本ダムにおいて図-26に示すように、堤体の安定と掘削量の節減の目的で、越流斜面先端附近の水叩きを傾斜面としたので、下記の設計条件及び仮定にもとづきバケットカーブを設計し、表-6、付表-6に示す。

- ① バケットカーブは、越流斜面及び水根池底面に接しなければならない。
- ② バケットの方向はアーチ中心方向とする。
- ③ バケットカーブ始端の標高はすべて $\text{EL. } 25\text{m}$ とする。

この結果、水根池中心線より遠ざかるほど水根池底面の標高が高くなり、バケットの半径が小さくなる。



- N: 堤体下流面と水根池傾斜面の交点
V: バケットカーブ始端
W: バケットカーブ終端
R: バケットの半径

図-27 堤体バケット説明図

表-6 堤体バケットの諸要素の座標値

No	L	R	N			V		W		
			N _x	N _y	標 高	V _x	V _y	W _x	W _y	W _z
1	22	23.928	17.225	148.095	EL 12.096 ^m	17.896	153.863	15.595	134.0845	EL m
2	26	22.924	20.375	147.965	12.691	21.131	153.452	18.540	134.640	
3	30	21.927	23.527	147.766	13.283	24.357	152.977	21.514	135.124	12.161
4	34	20.907	26.680	147.498	13.870	27.571	152.426	24.516	135.538	12.759
5	36	20.402	28.256	147.338	14.162	29.174	152.128	26.027	135.717	13.059
6	38	19.896	29.831	147.161	14.434	30.774	151.812	27.544	135.877	13.358
7	42	18.884	32.979	146.754	15.032	33.963	151.131	30.594	136.142	13.957
8	46	17.871	36.123	146.278	15.606	37.137	150.382	33.666	136.329	14.556
9	50	16.859	39.261	145.733	16.174	40.294	149.567	36.758	136.440	15.154

(3) シル位置、形状の検討

シル位置と形状は、原案減勢工を参考にして下記の4種について実験を行った。

ケース	実験	流量	条件	シル位置、形状	流況
A	流況観察 水面形測定	$Q=1200 \frac{m^3}{s}$	副ダム 位置・135m 高さ・13m 形状・鉛直板	図-28	写真-16, 17
B				図-29	写真-18, 19
C				図-30	写真-20, 21
D				図-31	写真-22, 23

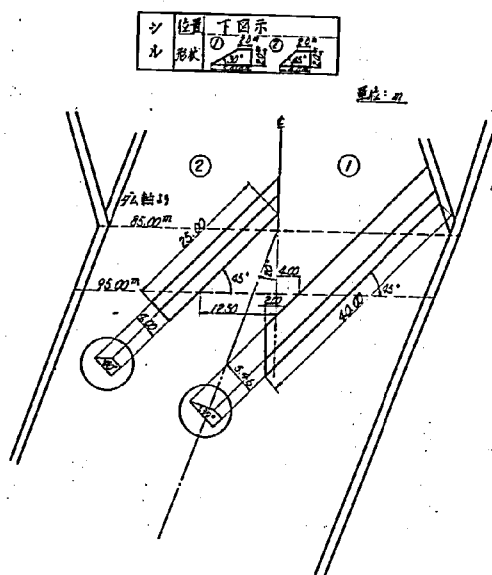


図-28 シルA型配置図(改良案水褥池平面)

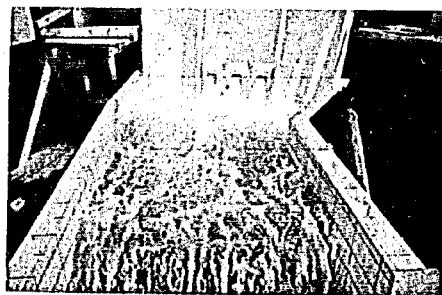


写真-16 シルA型配置流況($Q=1200 \frac{m^3}{s}$
下流より)

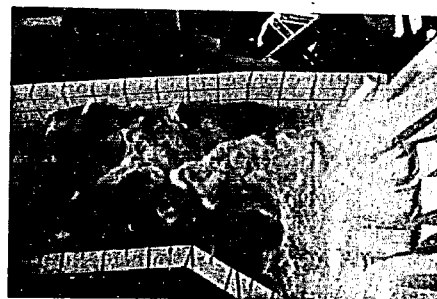


写真-17 シルA型配置流況($Q=1200 \frac{m^3}{s}$
右岸より)

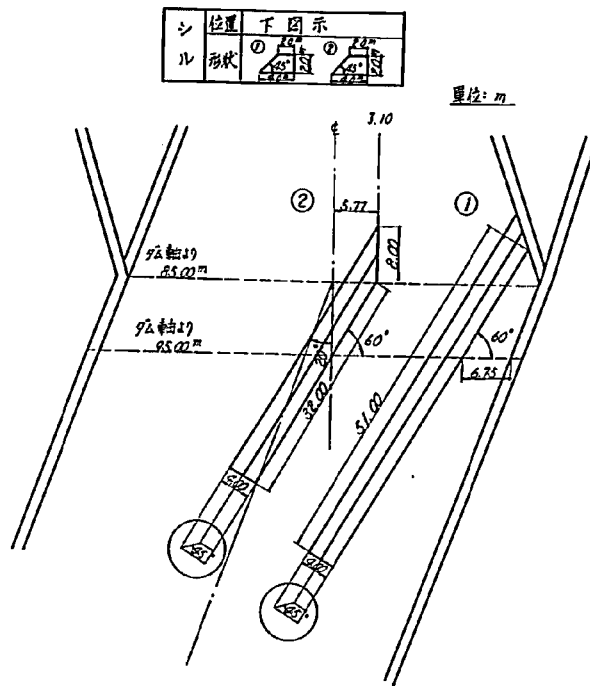


図-29 シルB型配置図(改良案水褥池平面)

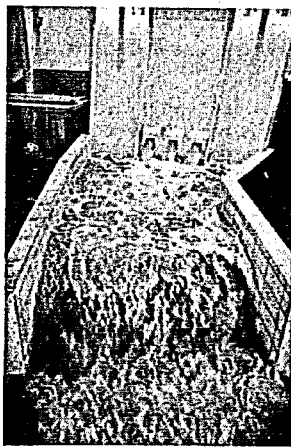


写真-18 シルB型配置流況
($Q=1200\text{m}^3/\text{s}$)
(下流より)

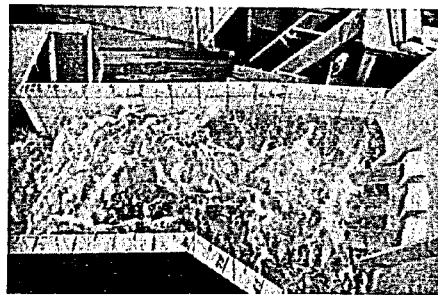


写真-19 シルB型配置流況($Q=1200\text{m}^3/\text{s}$)
(右岸より)

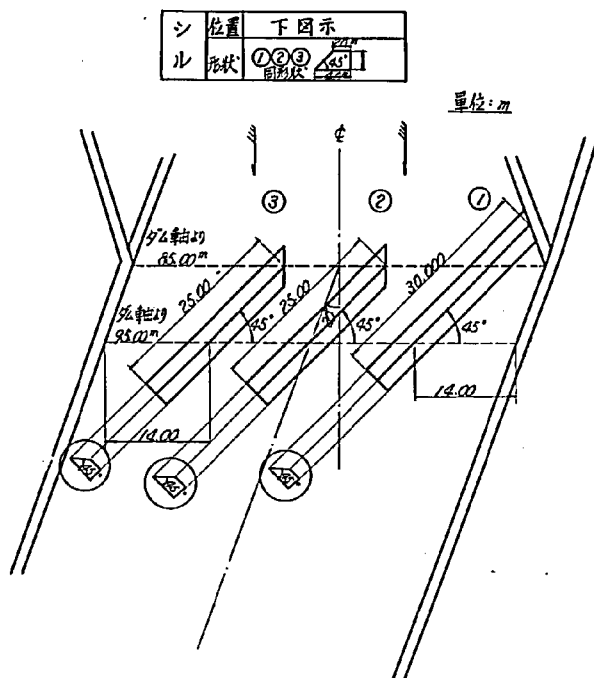


図-30 シルC型配置図(改良案水堀池平面)

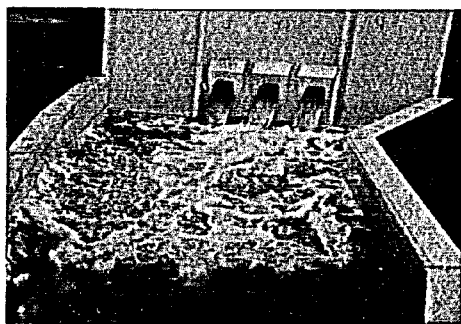


写真-20 シルC型配置流況 ($Q=1200\text{m}^3/\text{s}$
下流より)

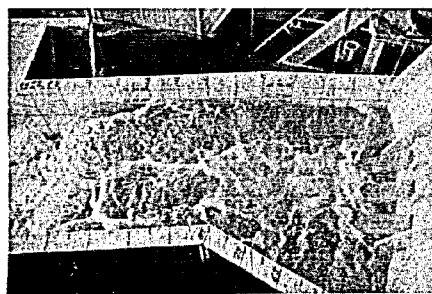


写真-21 シルC型配置流況 ($Q=1200\text{m}^3/\text{s}$
右岸より)

シルA型の平均水位はB型, C型のそれに比べて比較的高いが, 左岸導流壁沿いの局部的盛り上がりは少ない。これはA型の下流側シル①の前面傾斜角が 30° でB型, C型に比べて小さく, シルによってはね上げられた水脈の上昇が小さいためである。シルB型では, シルの影響で水堀池中央に大きな盛り上がりが生じ, C型では左岸導流壁沿いで大きく盛り上がり, いずれも水堀池内の流況がよくない。

そこでA型シルの長さ及び位置を改良したD型について実験を行うと、左岸導流壁沿いの盛り上がりはA型と同程度に小さく、平均水位は4案中一番低くなった。

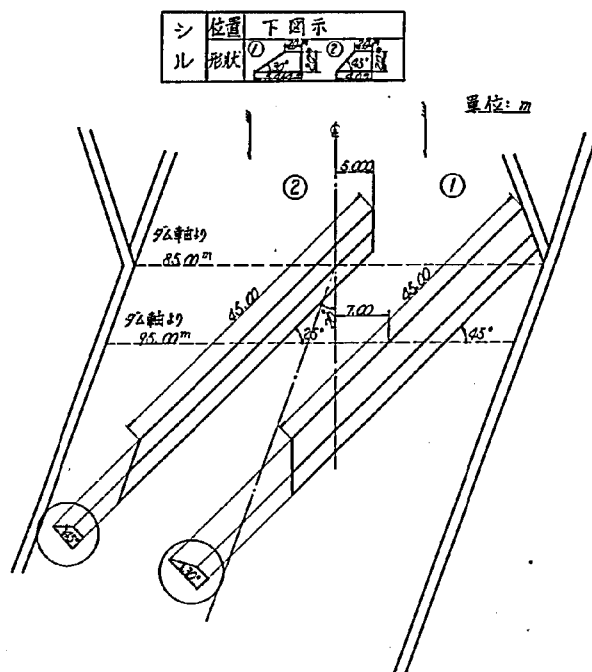


図-31 シルD型配置図(改良案水褥池平面)



写真-22 シルD型配置流況 ($Q=1200\text{m}^3/\text{s}$
下流より)



写真-23 シルD型配置流況 ($Q=1200\text{m}^3/\text{s}$
右岸より)

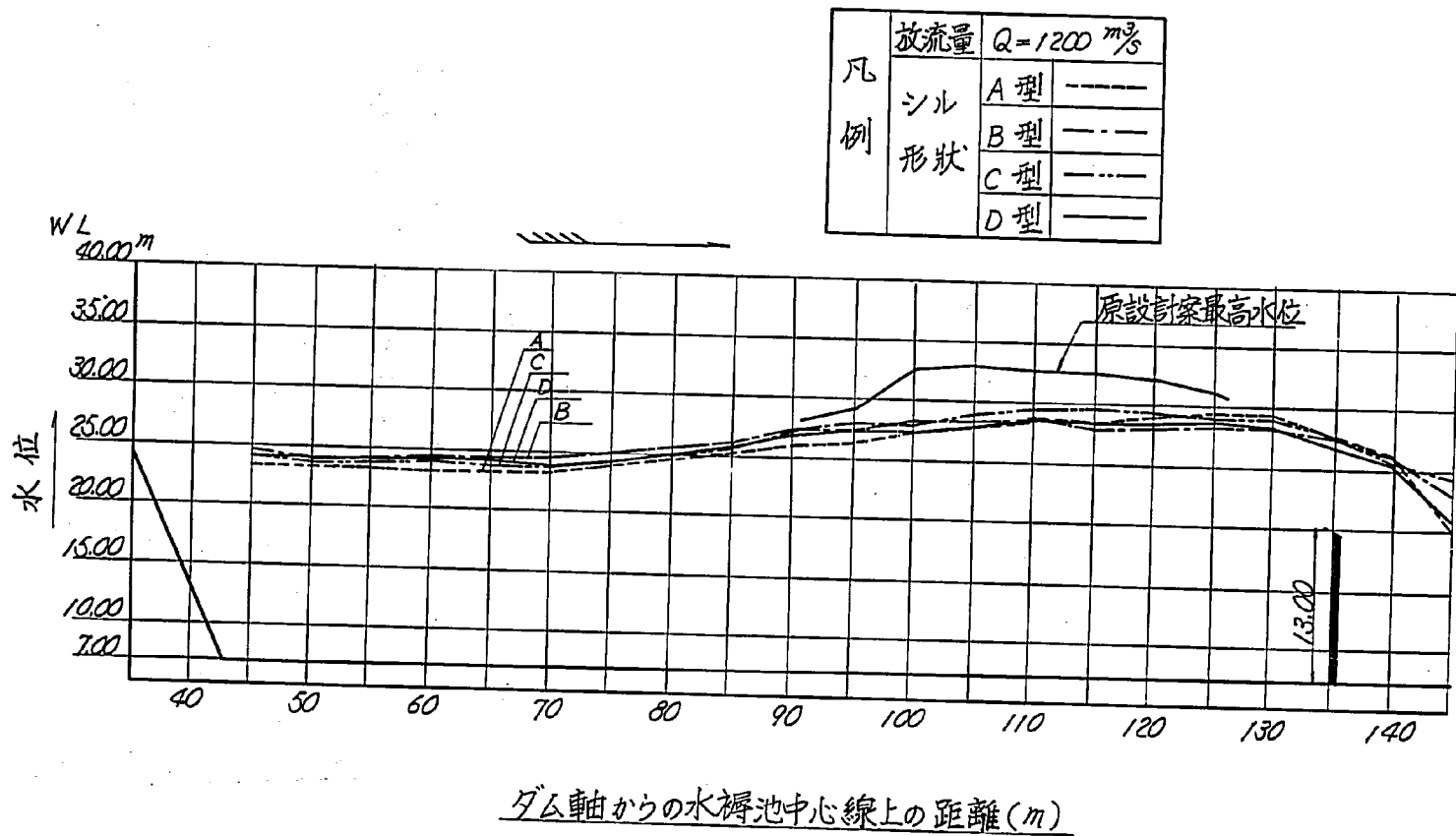
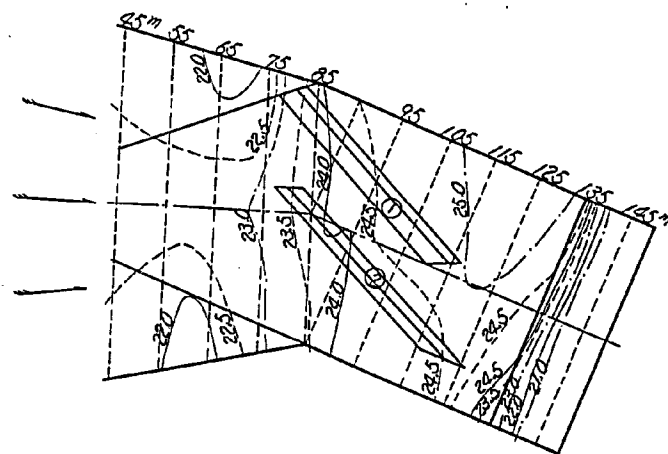
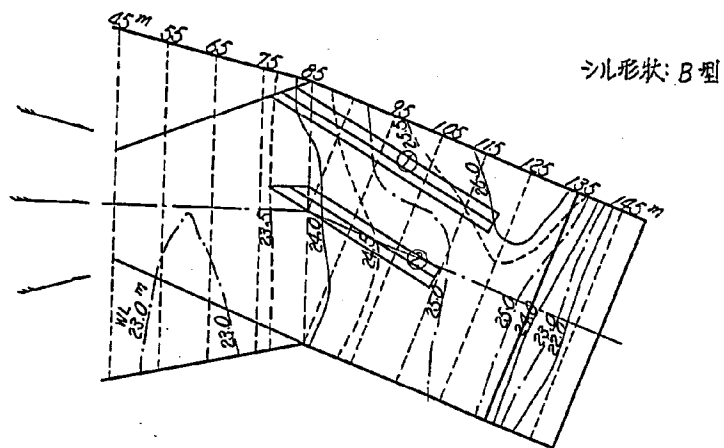
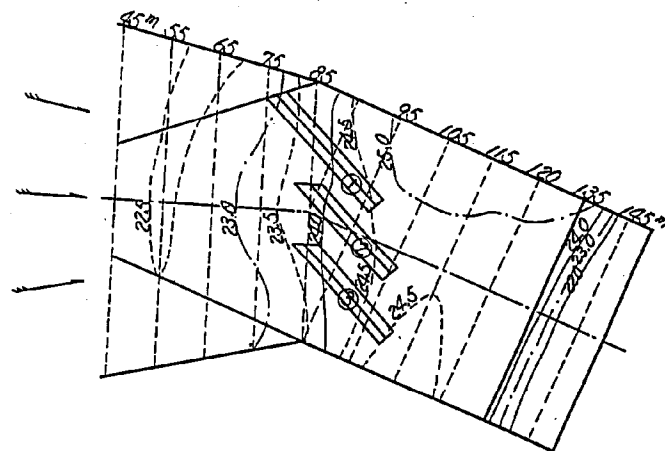
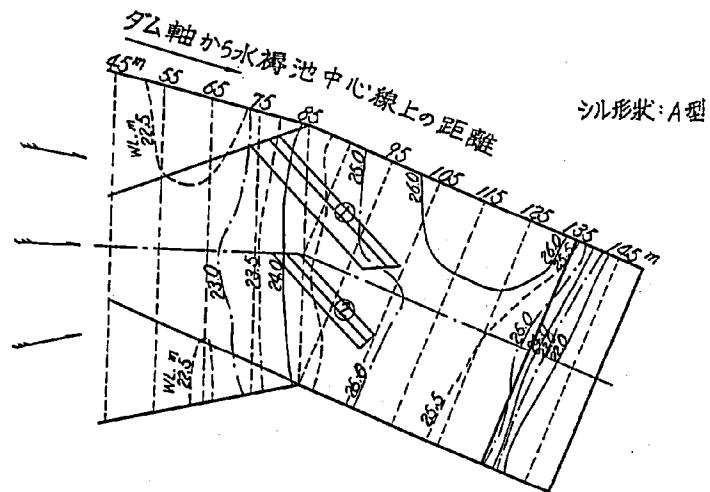


図-32 水褥池内縦断水面形図(シル形状比較図)



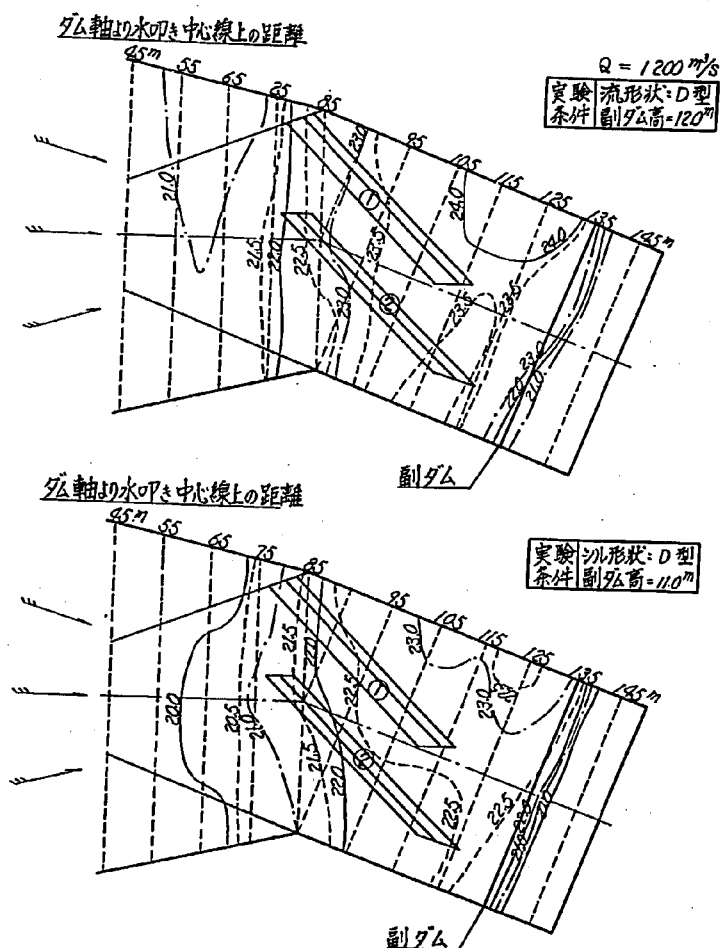
図一33 水褥池内水面等高線図(シル配置比較図)

以上の結果から、最良のシル形状及び位置はD型である。

(4) 副ダムの高さ及び形状の検討

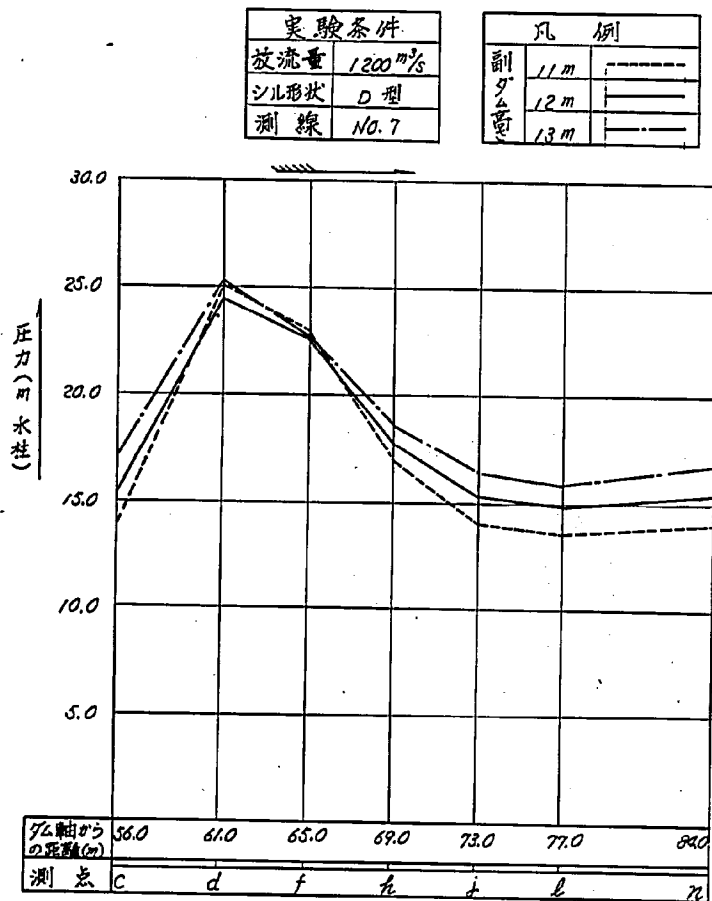
前項において最良のシルはD型であった。そこでD型シルを用い副ダムをダム軸から135mに設置して、高さ3種について次のような実験を行った。

副ダム高さ	実 験	流 量	条 件
11.0m	流況観察	$Q=1200\text{ m}^3/\text{s}$	シル位置、形状 D型 副ダム 位置・135m 形状・鉛直板
12.0m	水面形測定		
13.0m	水褥池底面圧力測定		



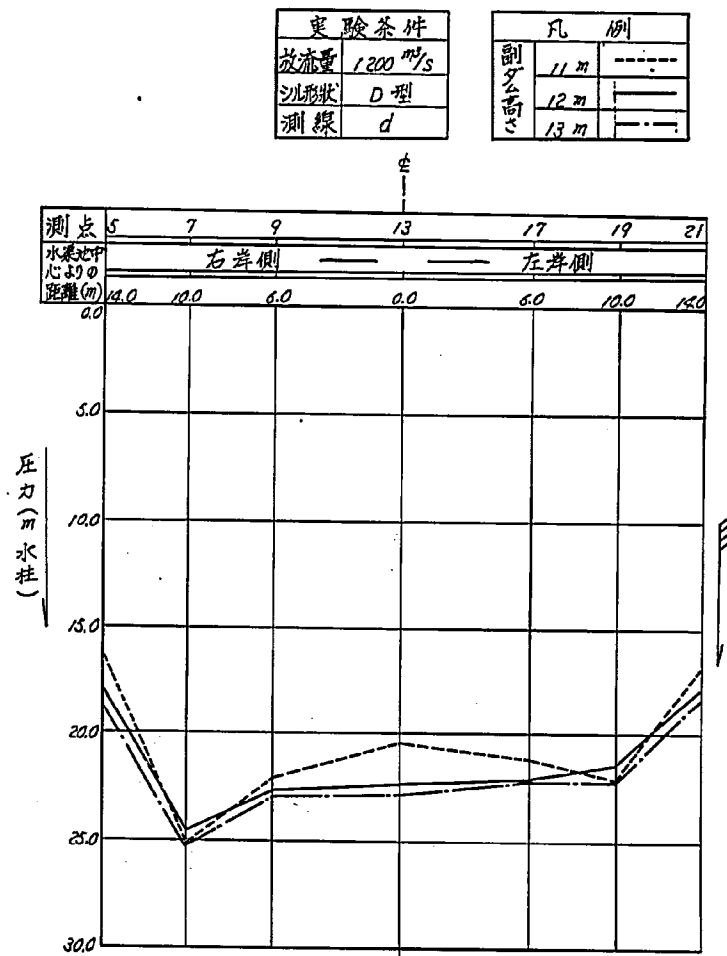
図一34 水褥池内水面等高線図(副ダム高さの比較)

図-35 水褥池底面縦断圧力分布図(副ダム高さの比較)



(圧力は測定点は付図-6を参照)

図-36 水褥池底面横断圧力分布図(副ダム高さの比較)



副ダム高さ13mの場合は他と比較すると水面が高く比較的安定した流況を示した。12mの場合は水面が1m程低下し、シルではね上げられた水脈の上昇による盛り上がりが見られたが、副ダム高さ13mと比較的類似している。次に11mの場合はさらに水面が低下し、乱れがはげしくなった。特に $Q=3800\text{ m}^3/\text{s}$ の時、水褥池中央のシル前面から大きな盛り上がりが生じ不安定な流況となった。また水叩き面の最高圧力は、3案ともに中心線から右岸へ10m、ダム軸から60m付近に発生した。圧力値は副ダム高さ12mがわずかではあるが一番低くなった。

副ダム高さ13mおよび12mの水褥池内流況はほとんど同じで比較的安定している。したがって導流壁の経済性から水位の低い副ダム高12.0mが最も妥当である。

副ダムの形状は表-7に示す既設ダムの形状を参考とし、図-37のように設計した。ただし、副ダム天端下流端の円弧半径は $Q=1200\text{ m}^3/\text{s}$ の時の水頭を考慮したランドルフ曲線より幾分か大きい円弧を採用した。このような副ダム形状の適否を調べるために、副ダム面の圧力を次のように測定した。

流 量	条 件
500 m^3/s	シル位置形状 D型
1200 m^3/s	副ダム〔位置 135m〕 〔高さ 12m〕
3800 m^3/s	

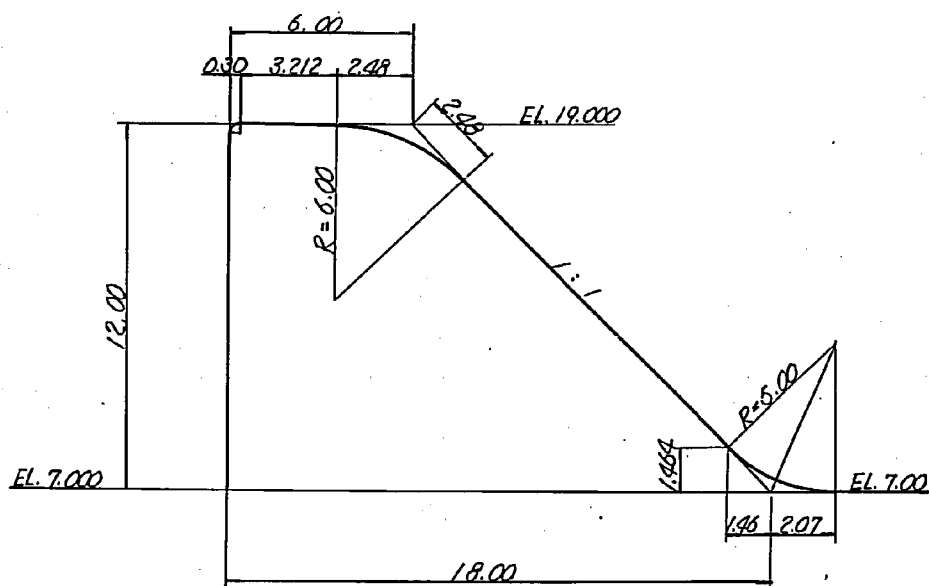
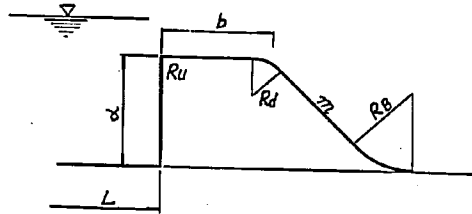


図-37 副ダム詳細図

表-7 既設ダムの副ダム細部形状



d : 副ダム高, $\frac{V.S}{S.S}$ 上流面鉛直副ダム
上流面傾斜副ダム

R_u : 天端上端円弧半径

b : 天端長さ m : 下流面勾配

R_d : 天端下端円弧半径

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	$R_d : y = 0.1 x^2$
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	$R_d : y = 0.1 x^2$
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

ダム名	上流面	d (m)	b (m)	R _a (m)	R _d (m)	m	R _B (m)	L (m)	単位巾流量		b/d	b/d	b/q	備 考
									q	q _{max}				
鶴 田	S.S	9.75	6.0		6.0	1	5.00	70.0	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	

実験条件	シル形状 D 型
	副ダム高 120 m
	副ダム位置 135 m

例	左岸導流壁沿い	$Q=1200 \text{ m}^3/\text{s}$	$Q=3200 \text{ m}^3/\text{s}$
	最高圧力	—	—
	最低圧力	—	—

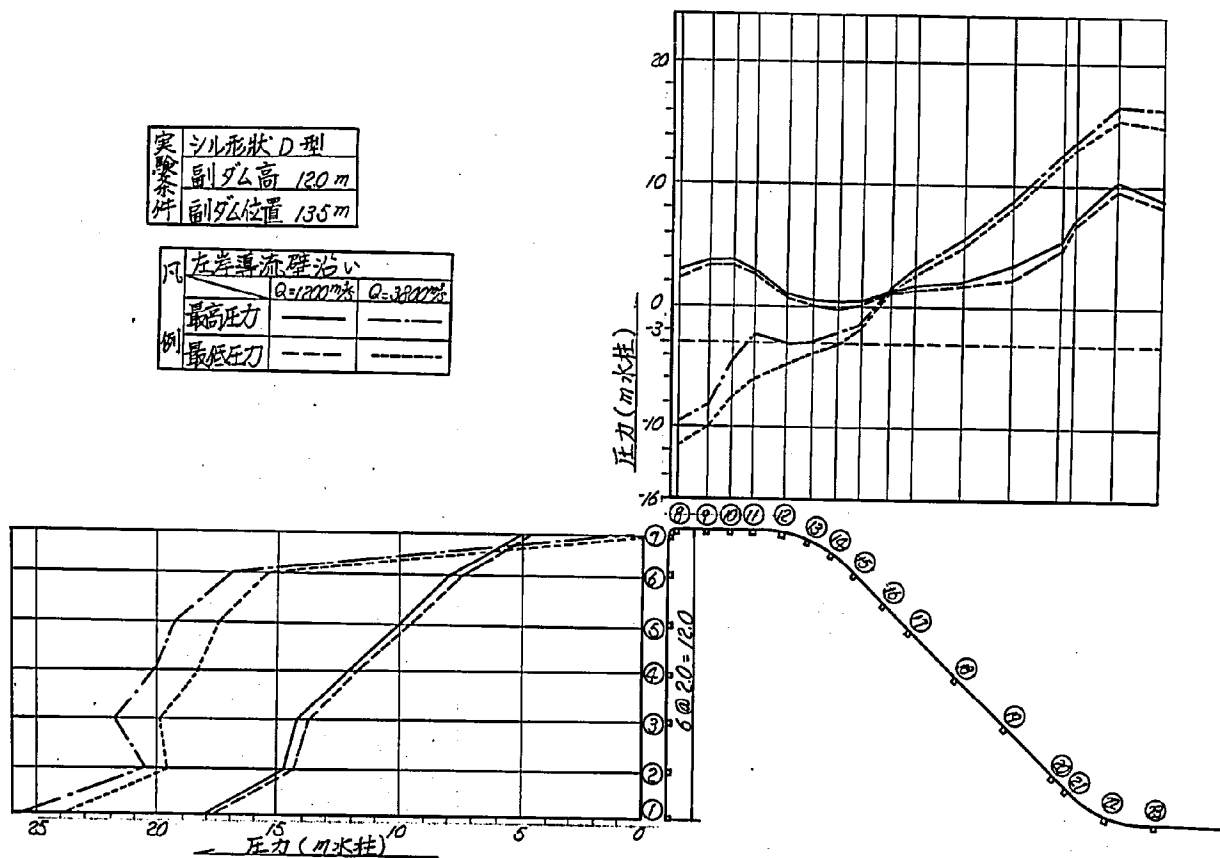


図-38 副ダム圧力分布比較図

実験の結果 $Q=1200\text{ m}^3/\text{s}$ の時 天端下流端付近で -0.64 m 水柱の負圧が生じているが、許容負圧(-3 m 水柱)以内であり問題はない。 $Q=3800\text{ m}^3/\text{s}$ の場合、天端上流端に許容を越える負圧が発生し、多少の損傷が考えられるが、異常時であるから許容されよう。

3) 最終案減勢工の実験

以上をもって減勢池の最適形状を下記の通り選定し、これを最終形状とする。



写真-24 最終案減勢工(平面)

項 目		最 終 形 状	資 料
水叩き平面形状		改良案水叩き平面形状	図-4
シル位置形状		D 型	
副ダム	位 置	ダム軸から水褥池中心線上135m	写真-24
	高 さ	12m	
	形 状	図-37	

この最終形状にもとづき実験を行い、設計に必要な資料の収集とともに既設ダムとの比較検討を行った。

(1) 水褥池底面圧力

実 験	流 量	測定位置	資 料
水褥池内底面圧力測定 [*] シール面圧力測定	500 m ³ /s	付図-6	付図-7
	1200 m ³ /s		付図-8
	3800 m ³ /s		付図-9

水叩き内等圧線図(図-39)に示すように、圧力分布は $Q=500 \text{ m}^3/\text{s}$ の時はダム軸から46~61 m, $Q=1200 \text{ m}^3/\text{s}$, $3800 \text{ m}^3/\text{s}$ は56~73 mに集中している。これは放流管の放流落下地点を示していて計算値(68 m)とほぼ一致している。また最大圧力について検討してみるとつぎのようになる。水褥池底面の破壊を問題とする場合、水褥池底面に加わる衝撃力としての動水圧の絶対値、および動水圧力こう配を示す圧力集中度を考えると、一般に $P_d < 30 \text{ m}$ 水柱, $P_d/d < 1.0$ を与えるような水深をとることが望ましい。

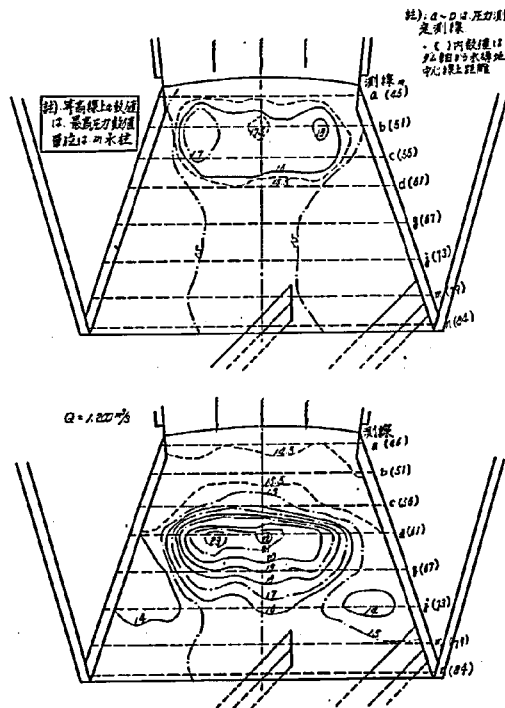


図-39 最終案水叩き底面等圧力線図

* 土木研究所報告 116号の1 (天ヶ瀬ダム)

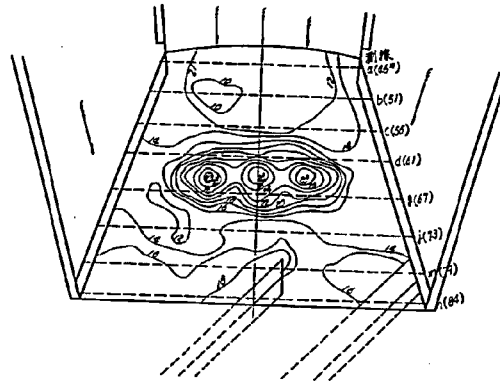
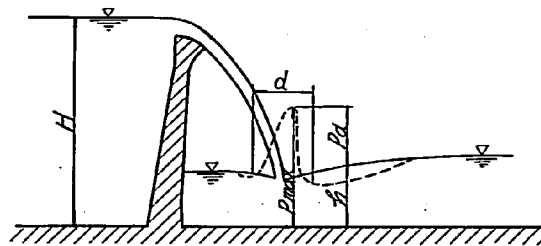


図-39 最終案水叩き底面等圧力線図



水褥池諸元説明図

水褥池底面圧力の検討

流 量	測線及び測点	P_{max}	P_d	d	P_d/d
$1200\text{ m}^3/\text{s}$	7 e	25.30	10.30	14.0	0.74
	13 e	23.90	8.90	14.0	0.64
	19 e	25.25	10.25	16.0	0.64
$3800\text{ m}^3/\text{s}$	7 f	29.70	16.10	18.0	0.89
	13 f	30.40	16.80	14.0	1.20
	19 e	30.25	16.75	22.0	0.76

この結果 $Q=3800\text{ m}^3/\text{s}$ の時 測線13のfで $P_d/d=1.20>1.0$ となっているが異常時であり、また表-8の既設ダム水褥池諸元と比べるとこの影響は少ないと思われる。

表-8 既設ダムの水堀池諸元

諸元	記号	綾北	室收	大倉	川俣	天ヶ瀬	小 渉		下 笠				矢 作		
水 堀 池 面 と 差 (m)	H	68.1	79	75.6	117	61.5	103.80		89.0				89.0		
水 堀 池 水 深 決定対象放流条件		越 流 部 500m ³ /s 単 独 放 流 (計 画) (高水時)	越 流 部 773m ³ /s 単 独 放 流 (異 常) (洪水時)	越 流 部 1400m ³ /s 単 独 放 流 (異 常) (洪水時)	越 流 部 1220m ³ /s 単 独 放 流 (異 常) (洪水時)	放 流 管 1050m ³ /s 単 独 放 流 (異 常) (洪水時)	越 流 部 1520m ³ /s 単 独 放 流 (異 常) (洪水時)	同 時 放 流 2140m ³ /s (異 常) (洪水位)	放 流 管 420m ³ /s (減 勢 工 対象流量)	同時放流 Q=2040m ³ /s			計画放流量	設 計 流 量	異常洪水流量
										下流水位 0	下流水位 EL269	下流水位 EL273	1300m ³ /s	2400m ³ /s	2900m ³ /s
水 堀 池 水 深 (m)	h	14	18	20	23	13	17.0	17.0	11.90	16.90	22.00	26.00	16.70	20.00	21.00
水 堀 池 底 面 最 大 圧 力 水 頭 (m水柱)	P _{max}	48	42.8	47.2	50	24.5	48.50	39.25	20.50	55.00	44.00	40.00	28.50	27.50	42.50
最 大 動 水 圧 水 頭 (m水柱)	P _d	34	24.8	29	27	11.5	31.50	22.25	8.60	38.10	22.00	14.00	11.8	7.5	21.50
拡 が り 巾 (m)	d	15	26	33.6	22.5	15	20.00	15.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
応 力 集 中 度	P _d /d	2.26	0.95	0.86	1.20	0.77	1.58	1.48	0.86	3.81	2.2	1.40	1.18	0.75	2.15

(2) 減勢池内導流壁高の検討

導流壁の高さを決めるために減勢池内の流況観察および水面形測定を行った。

流 量	資 料	
500 m ³ /s	付図-10	付表-7
1200 m ³ /s	付図-11	付表-8
3800 m ³ /s	付図-12	付表-9

減勢工設計対称流量1200 m³/s に対して、最高水面に余裕を見込み、左岸で高さ23 m (EL 30 m)、右岸で高さ22 m (EL 29 m) の導流壁は必要であろう。

異常洪水流量3800 m³/s の最高水面に対しては、左岸で高さ28 m、右岸で高さ26 m の導流壁が必要となるが、異常洪水が導流壁を越流した場合、ダム本体基礎の洗掘に対する危険性が予想されなければ、異常洪水の越流は許容してよいものとする。尚発電所等の重要構造物に対する防護は必要に応じて適宜実施すべきものとする。

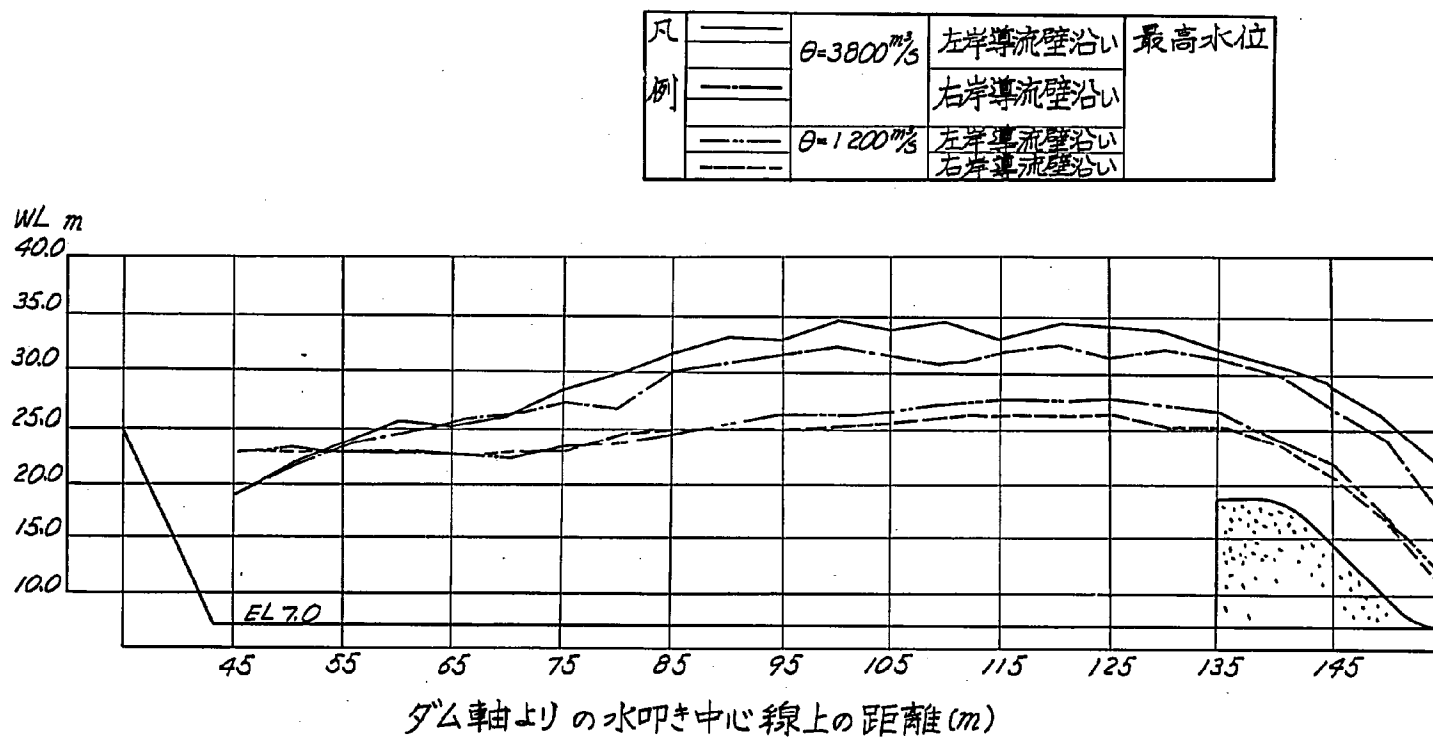


図-40 最終案減勢工における水面形図

(3) 最終案減勢池内の流況

① $Q=500\text{m}^3/\text{s}$ (無害放流量)

ダム軸から下流85~90mに小さな盛り上がりが生じているが非常におだやかである。平均水位も左岸でWL22.5m, 右岸でWL22.2m とほぼ平均化した流れである。また、副ダム直上では完全に減勢されており、安定した流況を示した。

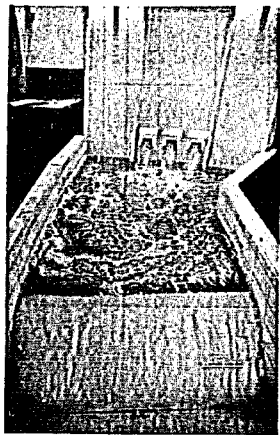


写真-25 最終案減勢工流況
($Q=500\text{m}^3/\text{s}$ 下流より)

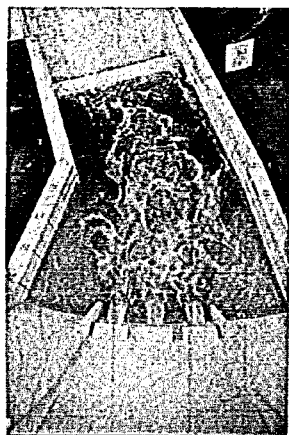


写真-26 最終案減勢工流況
($Q=500\text{m}^3/\text{s}$ 平面)

② $Q=1200\text{m}^3/\text{s}$ (放流管計画最大放流量, 減勢工設計対象流量)

水褥池中央のソル付近で盛り上がりが発生しているが、分布が一様で比較的安定しており、副ダム直上では減勢されている。

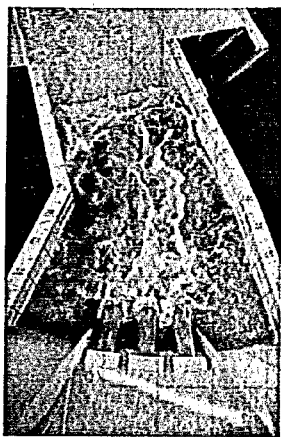


写真-27 最終案減勢工流況
($Q=1200\text{m}^3/\text{s}$ 平面)

③ $Q = 3800 \text{ m}^3/\text{s}$ (異常洪水流量)

越流部, 放流管同時放流で放流管からの落下水脈は直接セルではね上げられ, 越流部からの放流水と合して全体的に水面が上昇し, 左岸側は右岸側に比べて約2 m程高いが副ダム直上では比較的減勢されている。

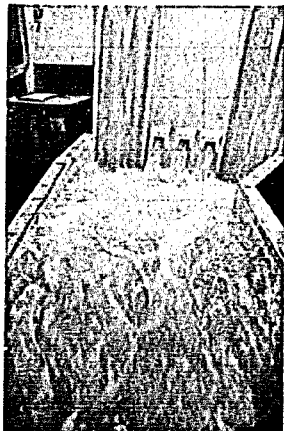


写真-28 最終案減勢工流況
($Q = 3800 \text{ m}^3/\text{s}$ 下流より)

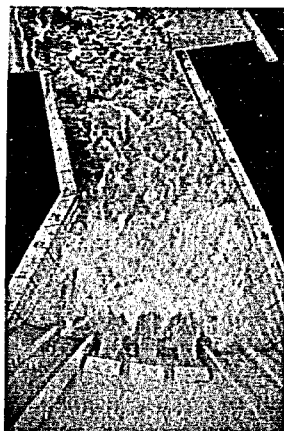


写真-29 最終案減勢工流況
($Q = 3800 \text{ m}^3/\text{s}$ 平面)

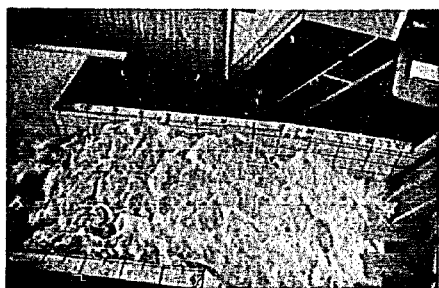


写真-30 最終案減勢工流況
($Q = 3800 \text{ m}^3/\text{s}$ 右岸より)

3-7 結 論

阿武川ダム洪水吐水理模型実験結果を要約すると次のとおりである。

1) 放流管

(1) 放流能力

次のように設計条件を満足している。

貯水位	必要放流量	実験値	備 考
WL76.0 ^m	500 ^{m³/s}	1167 ^{m³/s}	無害放流量
WL89.4	1200	1326	放流管設計流量

(2) 放流管 形状

原案放流管形状においては、テーパ部始端付近の下面および隅角面において許容を越える負圧が発生した。原因はテーパ部始端で隅取円弧半径の変化状態が不連続であったためと考えられるのでこの点を連続的になるように改良した。

2) 越流部

(1) 越流能力

越流部の越流能力は放流管と合わせて、つぎのように設計条件を満足している。

貯水位	必要放流量	実験値	備 考
WL95.0 ^m	3100 ^{m³/s}	3620 ^{m³/s}	設計洪水流量
WL96.0	3800	3960	異常洪水流量

(2) 越流部導流壁高

堤体下流面に対して垂直に4.50mは必要であろう。

3) 減勢工

副ダム地点で水褥池中が40mの原案減勢工では、減勢池内の流況が不安定で減勢効果が不十分であった。しかし発電所が左岸に設置されることになって、水褥池平面形状に制約がなくなったので、改良案として水褥池中を広げ良好な結果を得ることができた。

最終案減勢工諸元は次のとおりである。

シル位置, 形状		D 型 (図-4)
副 ダ ム	位 置	ダム軸より水褥池中心線上135m
	高 さ	12m
	形 状	図-4
導流壁高*	左 岸	23m
	右 岸	22m

- * 但し異常洪水が導流壁を越流した場合, ダム本体基礎の洗掘に対する危険性が予想されない時

付 表 ・ 付 図

0

付 図 目 次

付図- 1	最終案放流管図	82
付図- 2	放流管断面位置図	83
付図- 3	最終案放流管断面図	84
付図- 4	副ダム面圧力分布図 ($Q=1200\text{m}^3/\text{s}$)	86
付図- 5	副ダム面圧力分布図 ($Q=3800\text{m}^3/\text{s}$)	87
付図- 6	水褥池底面及びシル面圧力測定位置図	88
付図- 7	水褥池底面横断圧力分布図 ($Q=500, 1200, 3800\text{m}^3/\text{s}$)	89
付図- 8	水褥池底面縦断圧力分布図 ($Q=500, 1200, 3800\text{m}^3/\text{s}$)	92
付図- 9	シル面圧力分布図 ($Q=500, 1200, 3800\text{m}^3/\text{s}$)	93
付図-10	水褥池内水面形図 ($Q=500\text{m}^3/\text{s}$)	94
付図-11	水褥池内水面形図 ($Q=1200\text{m}^3/\text{s}$)	95
付図-12	水褥池内水面形図 ($Q=3800\text{m}^3/\text{s}$)	96

付 表 目 次

付表- 1	最終設計放流管座標値	69
付表- 2	放流管部貯水位～流量関係表	71
付表- 3	放流管内面圧力測定値表	74
付表- 4	越流部貯水位～流量測定関係表	76
付表- 5	越流部水面形測定値表 (WL96.0m)	77
付表- 6	堤体バケットの座標値	78
付表- 7	水褥池内水面形測定値表 ($Q=500\text{m}^3/\text{s}$)	79
付表- 8	水褥池内水面形測定値表 ($Q=1200\text{m}^3/\text{s}$)	80
付表- 9	水褥池内水面形測定値表 ($Q=3800\text{m}^3/\text{s}$)	81

付表1の1 放流管ベルマウス部座標値(最終案)

No	区 間 距 離	追 加 距 離 X	上 面		下 面		断 面		隅取半径		備 考
			Y	標 高	Y	標 高	高 さ	幅	上面	下面	
0	(m) 0	(m) 0	(m) 2.795	EL (m) 37.795	(m) -2.795	EL (m) 32.205	(m) 5.590		(m) 1.207		ベルマウス始端
1	0.44	0.44	2.479	37.479	-2.479	32.521	4.959		1.433		
2	0.50	0.94	2.352	37.352	-2.352	32.648	4.704		1.652		
3	0.50	1.44	2.270	37.270	-2.270	32.730	4.540		1.831		
4	0.50	1.94	2.215	37.215	-2.215	32.785	4.429		1.971		
5	0.50	2.44	2.178	37.178	-2.178	32.822	4.356		2.070		
6	0.50	2.94	2.157	37.157	-2.157	32.843	4.314		2.130		ベルマウス終端
7	0.50	3.44	2.150	32.850	-2.150	32.850	4.300		2.150		

$$\left(\frac{X}{3.44}\right)^2 + \left(\frac{Y}{0.645}\right)^2 = 1$$

付表1の2 放流管曲管部およびテーバー部座標値

No	区間距離	追加距離	角度(θ)	座 標						断 面			隅 収 半 径			備 考
				上 面 中 央			下 面 中 央			原 案		改 良 案	原 案		改 良 案	
				x	y	標 高	x	y	標 高	高さ幅	高 さ	幅	上面	下面	上 面	
8	0 ^m	0 ^m	90°00'00"	0.00 ^m	49.511 ^m	37.150 ^m	0.00 ^m	45.212 ^m	32.850 ^m	4.300 ^m	4.300 ^m	4.300 ^m	2.150 ^m	2.150 ^m	2.150 ^m	曲管部始端
9	18.088	18.088	68°07'03"	18.453	45.943	33.583	16.850	41.953	29.593	4.300	4.300	4.300	2.150	2.150	2.150	テーバー部始端
10	0.50	18.588	67°30'46"	18.905	45.669	33.308	17.292	41.773	29.412	4.216	4.216	4.300	1.964	1.964	2.126	
11	0.50	19.088	66°54'28"	19.355	45.395	33.034	17.732	41.588	29.228	4.138	4.138	4.226	1.777	1.777	2.054	
12	0.50	19.588	66°18'10"	19.804	45.122	32.761	18.170	41.399	29.038	4.066	4.066	4.152	1.591	1.591	1.933	
13	0.50	20.088	65°41'53"	20.252	44.849	32.489	18.606	41.204	28.844	3.999	3.999	4.077	1.405	1.405	1.765	
14	0.50	20.588	65°05'35"	20.699	44.578	32.217	19.040	41.006	28.645	3.938	3.938	4.003	1.218	1.218	1.548	
15	0.50	21.088	64°29'18"	21.144	44.307	31.946	19.472	40.802	28.442	3.883	3.883	3.929	1.032	1.032	1.283	
16	0.50	21.588	63°53'00"	21.589	44.037	31.676	19.902	40.595	28.234	3.833	3.833	3.855	0.846	0.846	0.971	
17	0.37	21.958	63°26'06"	21.918	43.836	31.476	20.219	40.438	28.077	3.800	3.800	3.800	0.708	0.708	0.708	テーバー部終端
18				21.918	43.836	31.476	21.918	39.638	27.277	4.249 ×3.800	4.249	3.800		0		

表-2の1 放流管部貯水位～流量関係表

ゲート開度：0.5m(11.8%)		
貯水位 WL.m	流量 1条分 (m ³ /s)	流量 3条分 (m ³ /s)
39.56	18.1	54.3
48.89	24.0	72.0
57.83	28.5	85.5
66.92	32.1	96.3
75.92	36.5	109.5
85.01	39.8	119.4
93.92	41.2	123.6
95.87	41.8	125.4

ゲート開度：1.0m(23.6%)		
貯水位 WL.m	流量 1条分 (m ³ /s)	流量 3条分 (m ³ /s)
39.41	34.6	103.8
48.71	46.2	138.6
57.89	55.1	165.3
66.95	62.3	186.9
75.98	69.0	207.0
84.92	75.4	226.2
93.92	80.9	242.7
95.96	82.4	247.2

ゲート開度：1.5m(35.4%)		
貯水位 WL.m	流量 1条分 (m ³ /s)	流量 3条分 (m ³ /s)
40.61	54.3	162.9
49.01	70.2	210.6
57.89	83.5	250.5
66.92	95.6	286.8
75.89	105.8	317.4
84.92	115.6	346.8
93.95	124.4	373.2
95.96	125.6	376.8

ゲート開度：2.0m(47.2%)		
貯水位 WL.m	流量 1条分 (m ³ /s)	流量 3条分 (m ³ /s)
39.80	69.7	209.1
48.80	93.2	279.6
57.95	112.2	336.6
66.77	127.7	383.1
76.01	142.4	427.2
84.95	155.8	467.4
93.95	167.2	501.6
95.87	169.6	508.8

表-2の2 放流管部貯水位～流量関係表

ゲート開度：2.5m(59%)		
貯水位 WL.m	流量 1条分(m ³ /s)	流量 3条分(m ³ /s)
40.01	88.0	264.0
49.01	118.5	355.5
57.92	140.7	422.1
66.92	162.8	488.4
75.92	181.1	543.3
85.07	197.5	592.5
94.07	213.0	639.0
95.69	215.6	646.8

ゲート開度：3.0m(70.8%)		
貯水位 WL.m	流量 1条分(m ³ /s)	流量 3条分(m ³ /s)
39.71	106.1	318.3
48.95	145.7	437.1
58.01	175.0	525.0
67.01	200.6	601.8
75.92	223.7	671.1
84.74	244.3	732.9
94.07	263.3	789.9
96.08	266.8	800.4

ゲート開度：3.5m(82.6%)		
貯水位 WL.m	流量 1条分(m ³ /s)	流量 3条分(m ³ /s)
40.31	132.8	398.4
48.41	175.6	526.8
58.34	216.6	649.8
66.89	245.6	736.8
78.02	280.0	840.0
86.18	302.8	908.4
93.77	322.8	968.4
95.99	327.7	983.1

ゲート開度：4.0m(94.4%)		
貯水位 WL.m	流量 1条分(m ³ /s)	流量 3条分(m ³ /s)
40.19	160.2	480.6
48.56	214.6	643.8
57.95	263.3	789.9
66.86	301.4	904.2
75.80	335.9	1007.7
84.92	367.7	1103.1
93.65	395.0	1185.0
95.84	400.0	1200.0

表一2の3 放流管部貯水位～流量関係表

ゲート開度：全開(100%)		
貯水位 WL.m	流量 1条分(m ³ /s)	流量 3条分(m ³ /s)
35.00	13.4	40.2
35.75	25.9	77.7
36.35	35.4	106.2
37.64	59.9	179.7
37.91	69.0	207.0
39.02	169.6	508.8
39.14	172.6	517.8
48.83	248.6	745.8
57.56	300.3	900.9
68.39	355.1	1065.3
77.15	394.6	1183.8
84.14	422.1	1266.3
92.90	454.3	1362.9
94.94	463.3	1389.9

付表-3の1 放流管内面圧力測定値表(原案)

実験	貯水位	WL. 76.000m (予備放流最低水位)
条件	ゲート全開	

	測 点 番 号	圧 力									
		上 面 中 央 部		上 面 隅 角 部		側 面 中 央 部		下 面 隅 角 部		下 面 中 央 部	
		最高圧力 m水柱	最低圧力 m水柱	最高圧力 m水柱	最低圧力 m水柱	最高圧力 m水柱	最低圧力 m水柱	最高圧力 m水柱	最低圧力 m水柱	最高圧力 m水柱	最低圧力 m水柱
ベル マ ウ ス 部	0	17.31	16.86	30.92	30.71	19.50	18.75	37.75	37.75	28.43	28.00
	1	14.53	14.20	25.96	25.90	17.67	17.52	21.38	21.32	27.92	27.59
	2	14.36	14.24	21.83	21.74	16.65	16.56	16.48	16.48	18.85	18.52
	3	10.30	10.24	8.17	8.02	12.51	12.45	11.21	11.21	16.19	16.04
	4	6.82	6.82	3.67	3.61	8.61	8.46	5.42	5.42	9.78	9.69
	5	2.62	2.50	1.70	1.58	5.07	5.01	2.41	2.29	5.99	5.87
	6	-0.78	-0.78	-2.04	-2.10	2.55	2.43	1.08	0.78	4.47	4.41
	7	-2.45	-2.51	-2.27	-2.36	2.64	2.55	3.59	3.44	4.61	4.49
直 管 部	8	-0.89	-0.89	-0.11	-0.23	2.40	2.40	4.19	4.10	3.95	3.95
	9	-1.31	-1.31	0.19	0.19	2.34	2.34	3.74	3.74	3.80	3.80
	10	-1.40	-1.40	—	—	—	—	—	—	3.35	3.05
	11	-0.38	-0.38	—	—	—	—	—	—	1.40	1.40
曲 管 部	12	0.99	0.99	—	—	—	—	—	—	-0.38	-0.47
	13	0.89	0.89	—	—	—	—	—	—	-0.91	-0.91
	14	0.89	0.89	—	—	—	—	—	—	-0.70	-0.70
	15	3.41	3.41	3.14	3.08	1.63	1.54	-0.42	-0.42	-0.76	-0.85
	16	4.26	4.11	3.59	3.50	2.07	1.92	-0.97	-1.42	-1.16	-1.19
	17	5.43	5.31	3.83	3.83	1.41	1.26	-1.94	-1.94	-1.68	-1.74
テ ー パ ー 部	18	6.01	5.74	1.02	0.96	-0.02	-0.11	-5.62	-5.74	-3.14	-3.17
	19	4.09	3.91	0.91	0.85	0.89	0.83	-2.75	-2.75	-2.54	-2.69
	20	2.73	2.61	1.63	1.63	0.90	0.84	-1.17	-1.29	-0.57	-0.66
	21	1.31	1.25	0.55	0.55	1.00	0.91	-0.28	-0.52	-0.20	-0.26
	22	0.47	0.35	0.11	0.11	0.13	0.01	0.78	0.78	-0.40	-0.49
	23	0.17	0.11	-1.44	-1.44	0.70	0.58	3.14	2.69	-0.28	-0.28
	24	-0.42	-0.51	-1.49	-1.49	-0.83	-0.92	3.25	2.80	-0.49	-0.58
	25	—	—	—	—	-0.72	-0.72	3.29	3.05	-1.06	-1.15

付表-3の2 放流管内面圧力測定値表(原案)

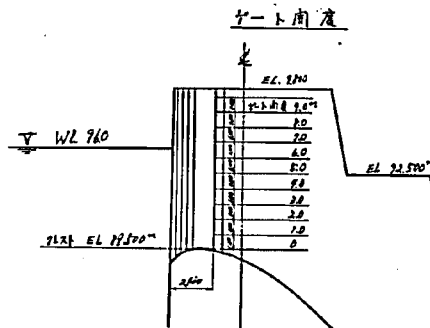
実験	貯水位	WL. 95.000m (常時満水時)
条件	ゲート全開	

	測点 番号	圧 力									
		上面中央部		上面隅角部		側面中央部		下面隅角部		下面中央部	
		最高圧力 m水柱	最低圧力 m水柱	最高圧力 m水柱	最低圧力 m水柱	最高圧力 m水柱	最低圧力 m水柱	最高圧力 m水柱	最低圧力 m水柱	最高圧力 m水柱	最低圧力 m水柱
ベル マ ウス 部	0	27.57	27.12	45.98	45.92	29.52	29.34	54.25	54.19	40.36	40.30
	1	23.68	23.53	25.93	25.84	26.37	26.22	31.46	31.40	31.28	31.28
	2	22.88	22.79	21.71	21.65	24.90	24.81	24.34	24.25	27.16	27.16
	3	17.29	17.20	13.51	13.51	19.11	19.02	16.97	16.97	23.63	23.63
	4	12.43	12.43	7.30	7.30	13.80	13.68	8.51	8.51	14.67	14.49
	5	6.25	6.13	4.85	4.73	8.76	8.70	4.45	4.45	9.83	9.62
	6	1.56	1.50	-0.48	-0.48	5.07	5.07	2.58	2.46	7.32	7.23
	7	-0.86	-0.89	-0.80	-0.80	5.22	5.22	6.08	6.08	7.55	7.49
直 管 部	8	1.48	1.39	2.05	1.96	5.16	5.16	7.07	6.98	6.62	6.47
	9	0.88	0.85	2.59	2.50	5.07	5.07	6.95	6.92	6.38	6.26
	10	0.88	0.85	—	—	—	—	—	—	5.36	5.36
	11	2.26	2.23	—	—	—	—	—	—	3.05	3.05
	12	4.44	4.23	—	—	—	—	—	—	0.55	0.55
	13	3.83	3.74	—	—	—	—	—	—	-0.40	-0.40
	14	3.68	3.62	—	—	—	—	—	—	-0.19	-0.34
	15	6.45	6.39	5.72	5.72	3.19	3.19	-0.12	-0.51	-0.97	-0.97
曲 管 部	16	7.68	7.47	6.29	6.20	3.66	3.66	-1.42	-1.51	-1.61	-1.61
	17	9.03	8.97	6.80	6.71	2.64	2.64	-2.60	-2.63	-2.37	-2.43
	18	9.94	9.37	2.61	2.46	0.67	0.67	-8.11	-8.11	-4.49	-4.58
	19	8.25	8.22	2.29	2.20	1.46	1.46	-3.89	-3.98	-3.68	-3.71
	20	4.66	4.57	3.28	3.19	1.80	1.71	-1.68	-1.68	-1.26	-1.32
	21	2.46	2.34	1.57	1.57	1.24	1.24	-0.76	-0.97	-0.98	-1.04
	22	1.07	0.98	0.83	0.83	0.31	0.31	0.96	0.78	-1.03	-1.03
	23	0.35	0.29	0.63	0.63	1.06	0.91	3.89	3.59	-0.85	-0.91
テ ー パ ー 部	24	-0.61	-0.67	-2.00	-2.00	-1.10	-1.10	3.94	3.79	-1.18	-1.21
	25	—	—	—	—	-1.08	-1.08	3.89	3.77	-2.02	-2.11

付表一 4 越流部貯水位～流量関係数値表

注) 流量は越流部4門分合計流量 放流管全閉

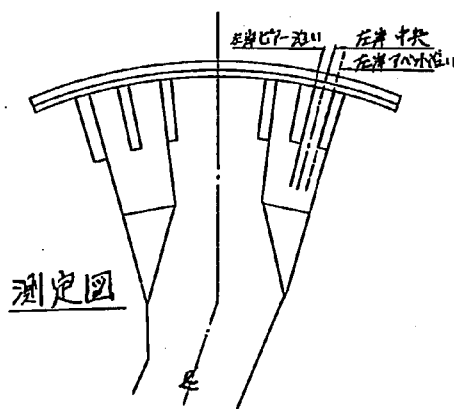
ゲート開度	貯水位 WL m	流量 Q m ³ /s	ゲート開度	貯水位 WL m	流量 Q m ³ /s
全開	96.22	2670.5	2.5m	96.30	975.2
	95.24	2180.7		95.05	891.8
	94.00	1632.6		93.84	801.9
	92.94	1218.4		93.12	750.2
	92.04	908.6		92.06	650.1
	90.88	572.4	3.0m	96.18	1150.8
	89.89	321.8		95.12	1058.8
	88.86	136.6		94.10	961.8
				93.12	862.1
0.5m	95.96	215.9	3.5m	96.01	1314.6
	95.28	200.7		95.16	1230.8
	94.42	182.5		94.14	1124.6
	93.15	159.6		93.58	1068.7
	92.10	142.7	4.0m	95.80	1469.8
	91.06	119.8		95.00	1374.3
	90.26	103.6		94.00	1220.5
1.0m	95.97	408.2	4.5m	95.96	1655.3
	95.12	383.9		95.08	1520.5
	94.02	346.1		94.64	1487.3
	92.86	319.1	5.0m	96.01	1843.4
	91.96	278.5		95.11	1710.4
	91.00	238.6			
1.5m	96.03	601.8			
	94.62	543.6			
	94.02	509.1			
	93.04	458.5			
	92.10	411.1			
	91.14	362.8			
2.0m	96.44	812.8			
	95.00	722.1			
	93.70	620.0			
	92.70	559.6			
	91.52	478.2			



付表-5 越流部水面形数値表(ゲート全開)

実験条件	
貯水位	WL. 96.000m

縦距 (クレスト=0 よりの距離 m)	左岸アバット沿い		左岸中央		左岸ピアー沿い	
	平均水位 WL m	最高水位 WL m	平均水位 WL m	最高水位 WL m	平均水位 WL m	最高水位 WL m
-10.0	95.89	95.89	95.81	95.81	95.80	95.80
-8.0	95.82	95.82	95.74	95.74	95.70	95.70
-6.0	95.72	95.72	95.60	95.60	95.62	95.62
-4.0	95.56	95.56	95.38	95.38	95.60	95.60
-2.0	94.50	94.50	95.04	95.04	95.45	95.45
0.	92.57	92.60	94.44	94.50	94.28	94.36
2.0	91.32	91.95	93.60	93.70	92.75	92.85
4.0	90.45	90.86	92.70	92.84	91.75	92.00
6.0	89.12	89.32	91.36	91.39	90.81	90.92
8.0	87.25	87.41	89.65	89.72	89.14	89.20
10.0	85.45	85.50	87.36	87.40	86.89	87.08
12.0	83.02	83.72	84.65	85.20	85.10	85.22
14.0	79.42	80.08	81.58	82.56	82.12	82.80
16.0	76.78	77.05	77.80	78.15	79.02	79.50
18.0	73.85	74.38	73.60	74.30	76.55	77.00
20.0	70.25	70.50	71.10	72.22	72.90	73.65
22.0	67.42	67.88	67.26	67.68	69.90	70.93
24.0	63.08	64.68	62.32	63.10	65.64	66.39
26.0	58.32	59.42	55.23	56.11	60.68	62.18
28.0	53.52	54.78	51.73	54.12	53.92	55.50
30.0	47.32	48.08	47.65	48.46	49.02	51.06



付表-6 堤体バケット座標値

カッコ内はバケット始端までの距離ℓを示す

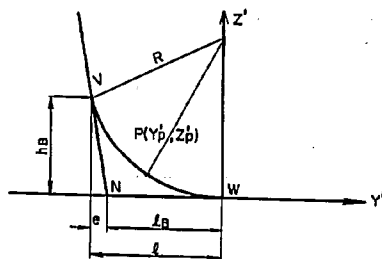
No.	L (m)	R (m)	ℓ (m)		Y'p (m)										
					1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	7.0	8.0	9.0	10.0	11.0
1	22	23.928	20.967	Z'p (m)	0.021	0.084	0.189	0.337	0.528	0.764	1.047	1.377	1.757	2.196	2.678
2	26	22.924	20.046		0.022	0.087	0.197	0.352	0.552	0.799	1.095	1.441	1.841	2.296	2.812
3	30	21.927	19.130		0.023	0.091	0.206	0.368	0.578	0.837	1.147	1.511	1.932	2.413	2.959
4	34	20.907	18.206		0.024	0.096	0.216	0.386	0.607	0.879	1.207	1.591	2.036	2.547	3.128
5	36	20.402	17.747		0.025	0.098	0.222	0.398	0.622	0.902	1.238	1.634	2.092	2.619	3.219
6	38	19.896	17.289		0.025	0.101	0.227	0.406	0.639	0.926	1.272	1.679	2.152	2.696	3.317
7	42	18.884	16.375		0.026	0.106	0.240	0.429	0.674	0.979	1.345	1.778	2.283	2.865	3.535
8	46	17.871	15.464		0.028	0.112	0.254	0.433	0.714	1.037	1.428	1.891	2.432	3.060	3.787
9	50	16.859	14.558		0.030	0.119	0.269	0.481	0.758	1.104	1.522	2.019	2.603	3.286	4.083

No.	L (m)	R (m)	ℓ (m)		Y'p										
					12.0	13.0	14.0	15.0	16.0	17.0	18.0	19.0	20.0		
1	22	23.928	20.967	Z'p (m)	3.227	3.840	4.523	5.285	6.136	7.089	8.163	9.383	10.792	(20.967)	
2	26	22.924	20.046		3.392	4.043	4.772	5.589	6.507	7.545	8.729	10.098	11.721	(23.924)	
3	30	21.927	19.130		3.575	4.269	5.051	5.933	6.934	8.078	9.405	10.982	(19.130)	(20.046)	
4	34	20.907	18.206		3.787	4.533	5.379	6.343	7.449	8.737	10.272	(18.206)	(19.130)	(18.206)	
5	36	20.402	17.747		3.902	4.678	5.561	6.573	7.743	9.122	(17.747)	(18.206)	(18.206)	(17.747)	
6	38	19.896	17.289		4.026	4.834	5.759	6.825	8.070	9.559	(17.289)	(18.206)	(18.206)	(17.289)	
7	42	18.884	16.375		4.303	5.187	6.211	7.412	8.854	(16.375)	(17.289)	(18.206)	(18.206)	(16.375)	
8	46	17.871	15.464		4.628	5.608	6.764	8.157	(15.464)	(16.375)	(17.289)	(18.206)	(18.206)	(15.464)	
9	50	16.859	14.558		5.017	6.125	7.466	(14.558)	(15.464)	(16.375)	(17.289)	(18.206)	(18.206)	(14.558)	

方程式

$$Z'p = R - \sqrt{(R)^2 - (Y'p)^2}$$

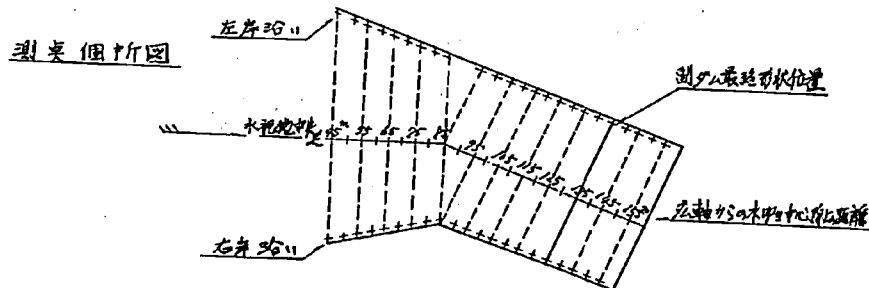
$$\ell = VY' - WY'$$



付表-7 最終案水貯池内水面形測定値表

放流量 $Q=500\text{m}^3/\text{s}$

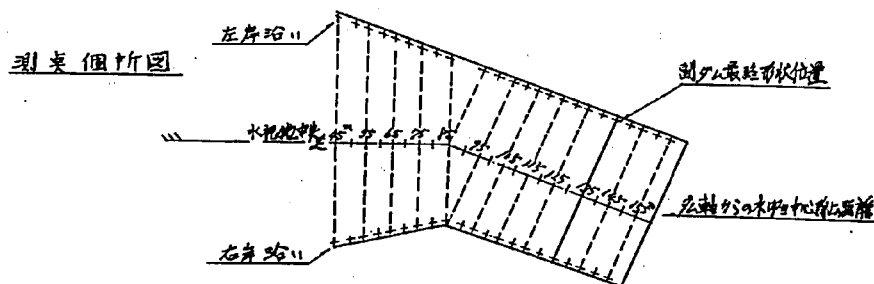
縦 距 (ダム趾からの距 m)	左岸導流壁沿い		水貯池中央縦断		右岸導流壁沿い	
	平均水位 WL m	最高水位 WL m	平均水位 WL m	最高水位 WL m	平均水位 WL m	最高水位 WL m
4 5.0	2 2.39	2 2.57	2 2.46	2 2.80	2 2.58	2 2.81
5 0.0	2 2.32	2 2.59	2 2.24	2 2.73	2 2.40	2 2.44
5 5.0	2 2.44	2 2.73	2 2.31	2 2.74	2 2.38	2 2.65
6 0.0	2 2.35	2 2.48	2 2.24	2 2.57	2 2.30	2 2.47
6 5.0	2 2.26	2 2.50	2 2.34	2 2.64	2 2.17	2 2.40
7 0.0	2 2.30	2 2.53	2 2.32	2 2.86	2 2.01	2 2.25
7 5.0	2 2.35	2 2.58	2 2.39	2 2.74	2 2.04	2 2.31
8 0.0	2 2.28	2 2.56	2 2.52	2 2.89	2 2.24	2 2.54
8 5.0	2 2.43	2 2.75	2 2.70	2 3.27	2 2.26	2 2.54
a	2 2.55	2 3.18				
9 0.0	2 2.65	2 3.00	2 2.36	2 2.87		
9 5.0	2 2.70	2 3.19	2 2.36	2 3.00		
1 0 0.0	2 2.78	2 3.18	2 2.41	2 2.78	2 2.27	2 2.50
1 0 5.0	2 2.80	2 3.35	2 2.36	2 2.66	2 2.20	2 2.93
1 1 0.0	2 2.78	2 3.27	2 2.37	2 2.60	2 2.15	2 2.60
1 1 5.0	2 2.70	2 3.28	2 2.28	2 2.62	2 2.17	2 2.60
1 2 0.0	2 2.67	2 3.20	2 2.44	2 2.59	2 2.35	2 2.45
1 2 5.0	2 2.65	2 3.08	2 2.44	2 2.66	2 2.35	2 2.75
1 3 0.0	2 2.67	2 2.87	2 2.45	2 2.55	2 2.36	2 2.68
1 3 5.0	2 2.35	2 2.69	2 2.24	2 2.30	2 2.20	2 2.55
1 4 0.0	2 0.67	2 1.01	2 0.41	2 0.65	2 0.74	2 1.05
1 4 5.0	1 6.98	1 7.25	1 6.35	1 6.67	1 6.93	1 7.52
1 5 0.0	1 1.43	1 1.80	1 0.65	1 0.93	1 1.05	1 1.79
1 5 5.0	7.90	8.24	7.70	7.84	7.80	8.07



付表-8 最終案水貯池内水面形測定値表

放流量 $Q=1200\text{m}^3/\text{s}$

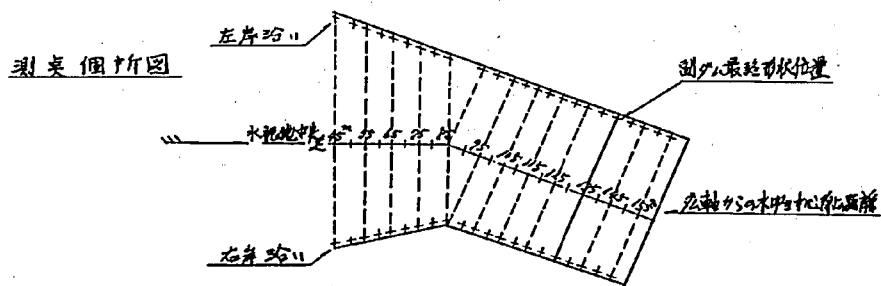
縦 距 (ダム軸からの 距 離)	左岸導流壁沿い		水貯池中央縦断		右岸導流壁沿い	
	平均水位 WL m	最高水位 WL m	平均水位 WL m	最高水位 WL m	平均水位 WL m	最高水位 WL m
4 5.0	2 1.50	2 2.90	2 4.19	2 4.19	2 1.95	2 2.95
5 0.0	2 1.55	2 3.39	2 1.80	2 3.51	2 1.84	2 2.90
5 5.0	2 1.33	2 2.74	2 1.73	2 2.90	2 1.84	2 2.95
6 0.0	2 1.53	2 3.05	2 1.68	2 3.20	2 1.30	2 2.80
6 5.0	2 1.23	2 2.65	2 1.75	2 2.75	2 1.35	2 2.35
7 0.0	2 0.96	2 2.32	2 1.65	2 3.35	2 1.30	2 2.85
7 5.0	2 1.70	2 3.35	2 1.71	2 3.40	2 1.64	2 3.10
8 0.0	2 2.55	2 4.20	2 2.00	2 3.95	2 2.33	2 4.30
8 5.0	2 2.90	2 4.50	2 2.15	2 4.40	2 2.23	2 4.85
a	2 3.65	2 5.80				
9 0.0	2 4.20	2 5.80	2 3.37	2 4.85		
9 5.0	2 3.71	2 6.45	2 3.05	2 5.47		
1 0 0.0	2 4.05	2 6.45	2 3.05	2 5.48	2 2.70	2 5.23
1 0 5.0	2 4.13	2 6.93	2 3.00	2 6.00	2 3.00	2 5.95
1 1 0.0	2 4.75	2 7.55	2 3.63	2 5.53	2 3.28	2 6.17
1 1 5.0	2 4.90	2 7.95	2 3.80	2 5.65	2 3.20	2 6.50
1 2 0.0	2 4.80	2 7.73	2 3.50	2 5.90	2 3.45	2 6.45
1 2 5.0	2 4.70	2 8.03	2 4.10	2 5.30	2 3.65	2 6.70
1 3 0.0	2 4.55	2 7.18	2 3.86	2 5.68	2 4.05	2 5.80
1 3 5.0	2 4.35	2 6.75	2 3.90	2 4.80	2 3.65	2 6.00
1 4 0.0	2 2.95	2 4.53	2 2.03	2 4.24	2 2.65	2 4.30
1 4 5.0	1 9.80	2 2.55	1 8.10	2 0.53	1 9.55	2 1.55
1 5 0.0	1 4.13	1 7.68	1 2.05	1 5.18	1 4.08	1 7.08
1 5 5.0	9.60	1 2.08	8.13	9.20	1 0.08	1 1.60

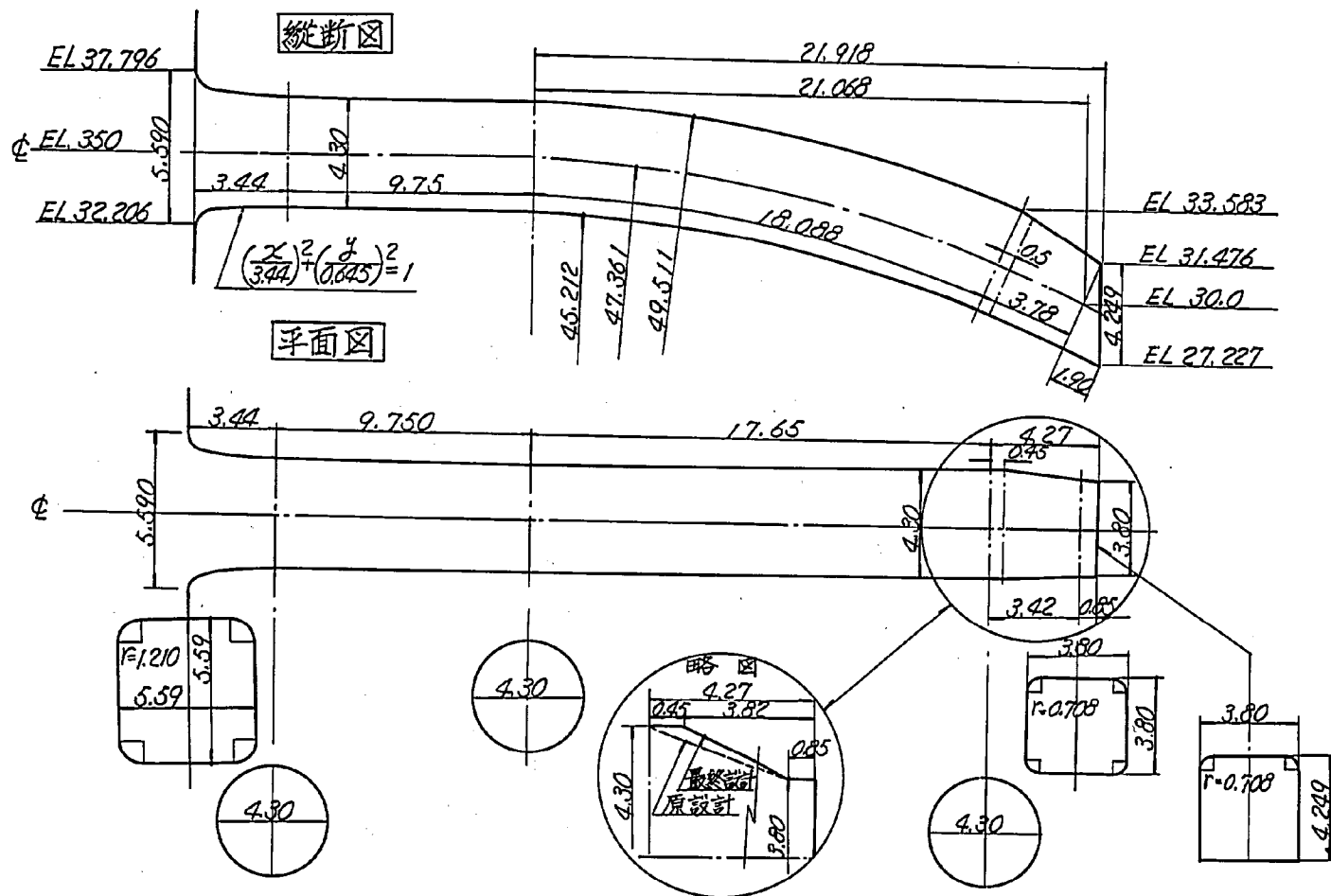


付表-9 最終案水貯池内水面形測定値表

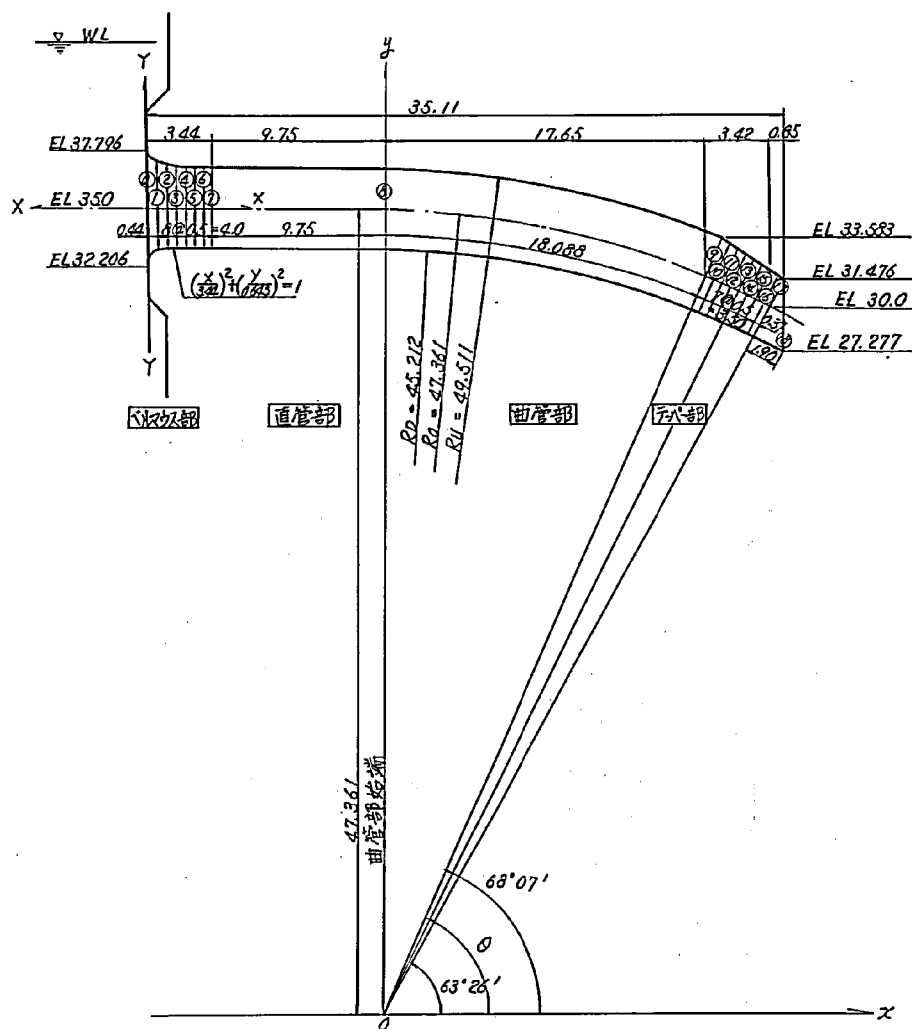
放流量 $Q=3800\text{ m}^3/\text{s}$

縦距 (ダム軸からの距離) m	左岸導流壁沿い		水貯池中央縦断		右岸導流壁沿い	
	平均水位 WL m	最高水位 WL m	平均水位 WL m	最高水位 WL m	平均水位 WL m	最高水位 WL m
4 5.0	18.40	18.70	24.57	24.57	18.35	18.93
5 0.0	19.85	21.40	21.80	23.45	19.20	21.34
5 5.0	19.55	23.45	22.38	23.25	19.20	23.58
6 0.0	19.72	25.43	20.38	23.12	19.90	24.45
6 5.0	20.93	25.28	20.40	23.80	19.90	25.68
7 0.0	22.20	25.95	20.19	23.35	21.80	26.45
7 5.0	23.15	28.33	20.98	25.70	21.80	27.50
8 0.0	23.54	29.58	22.05	26.68	23.42	26.99
8 5.0	24.78	31.70	23.90	30.05	24.20	30.30
a	26.82	31.95				
9 0.0	27.60	33.00	25.10	29.63		
9 5.0	27.70	32.93	25.70	29.70		
10 0.0	29.20	34.60	26.95	32.45	26.00	32.55
10 5.0	29.80	33.98	27.90	31.40	26.30	31.75
11 0.0	30.70	34.55	28.70	31.70	27.40	32.05
11 5.0	30.70	33.05	28.85	31.95	27.70	32.10
12 0.0	31.00	34.15	28.80	32.50	27.60	32.80
12 5.0	30.95	34.10	29.05	31.50	28.30	31.80
13 0.0	30.70	33.65	28.95	32.70	28.25	32.55
13 5.0	29.65	32.10	27.70	31.60	27.75	31.70
14 0.0	27.45	31.05	26.65	29.97	26.33	30.45
14 5.0	25.63	29.50	24.15	27.85	24.48	27.50
15 0.0	23.40	26.20	18.85	22.95	17.53	24.63
15 5.0	15.20	21.95	12.85	18.55	14.49	18.17

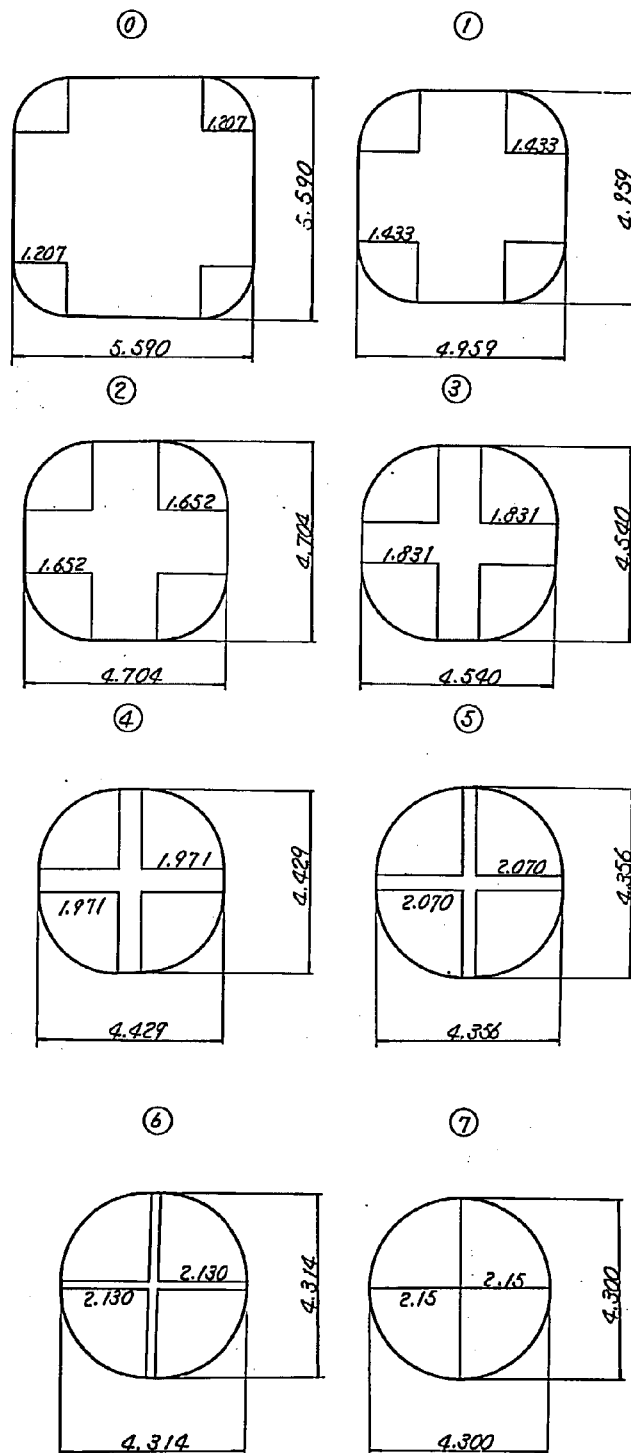




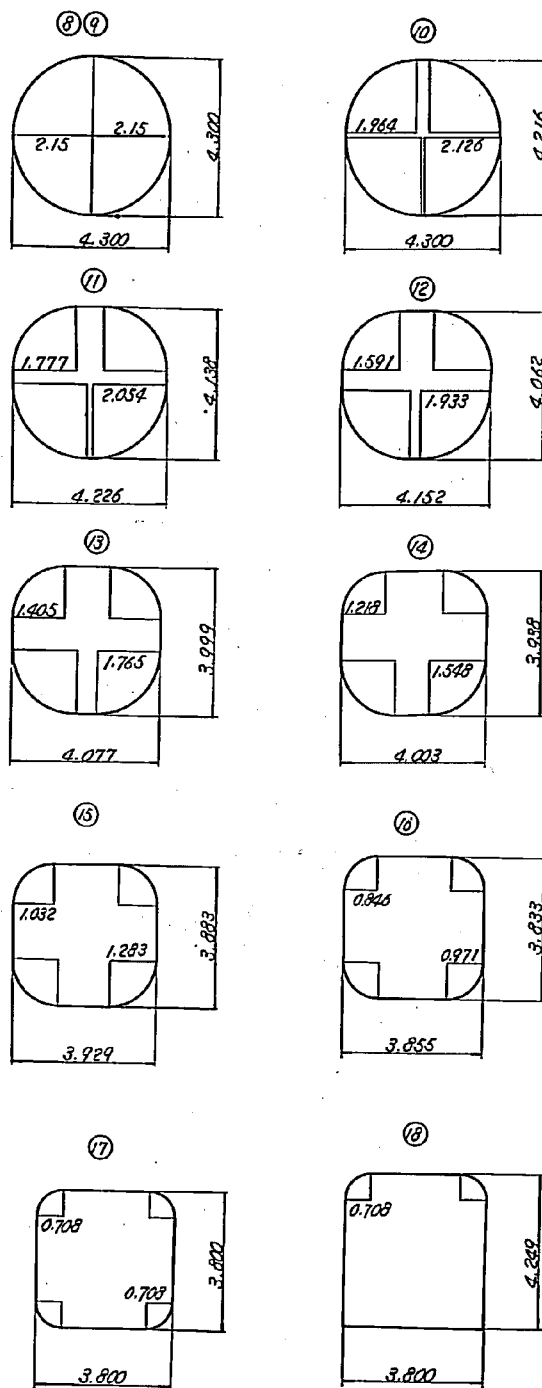
付図 - 1 最終案放流管詳細図



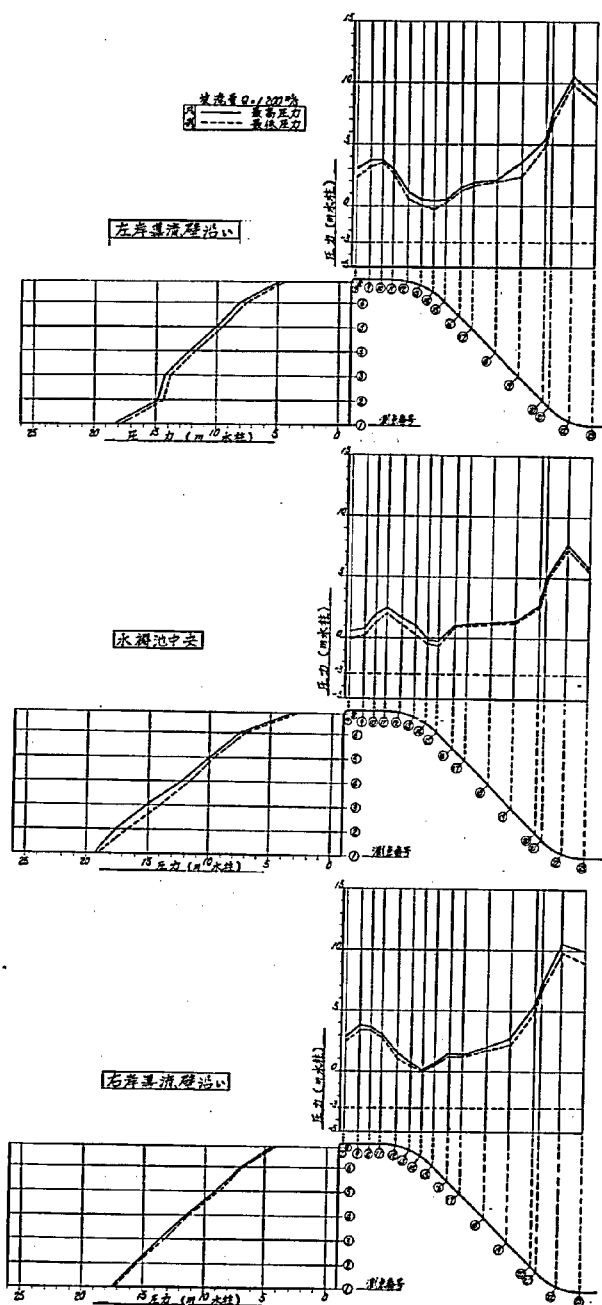
付図 - 2 最終案放流管断面位置図



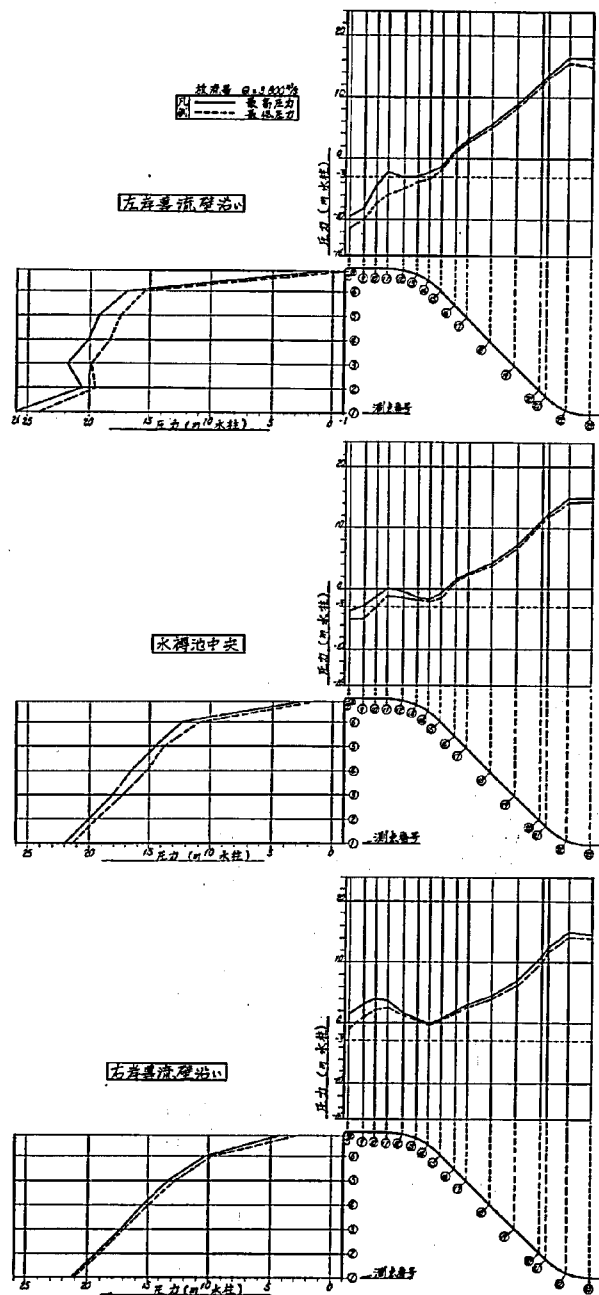
付図-3-1 放流管横断面図（ペルマウム部及び直管部）



付図-3-2 放流管横断面図（曲管部及びテーパ部）



付図-4 副ダム面圧力分布図

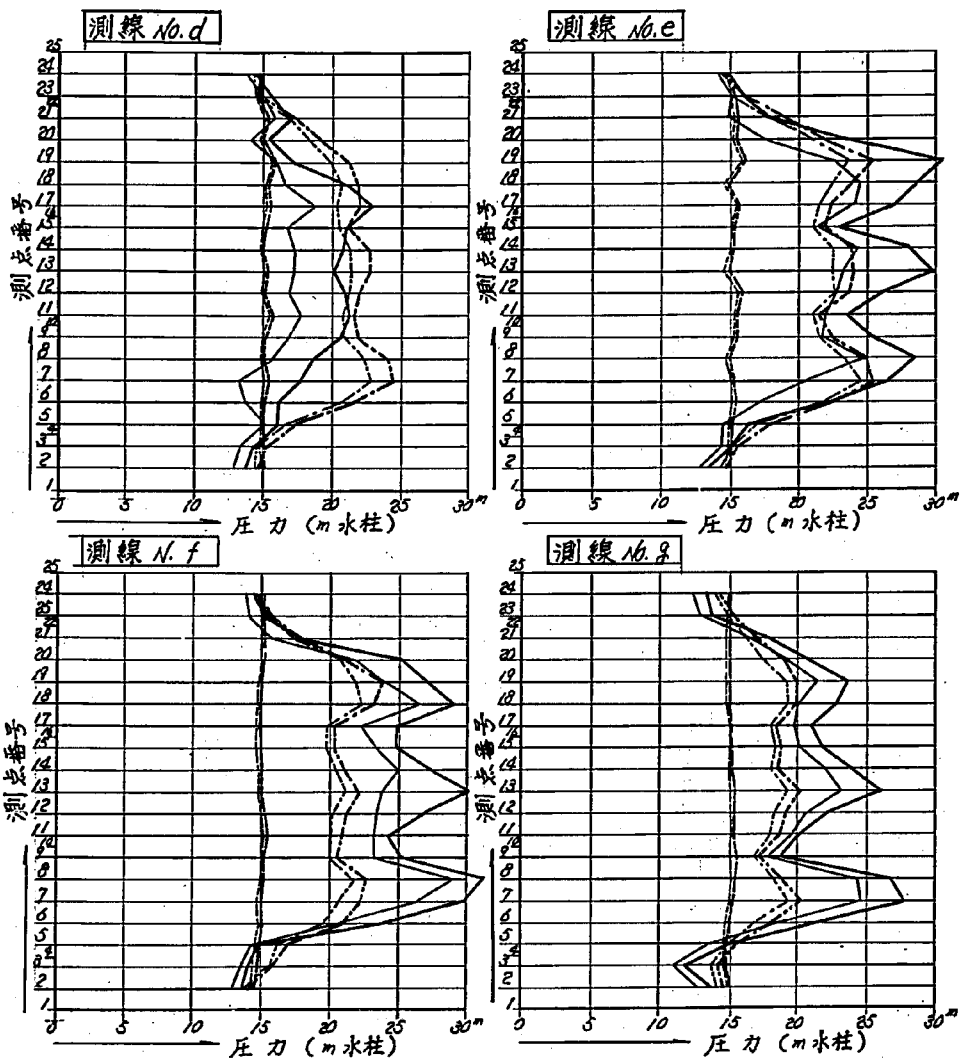


付図 - 5 副ダム面圧力分布図

付図-6 水褥池底面及びシル面圧力測定位置図

シル形状: D型
 副底最終形状高: 12
 副底位置 = 13.5m

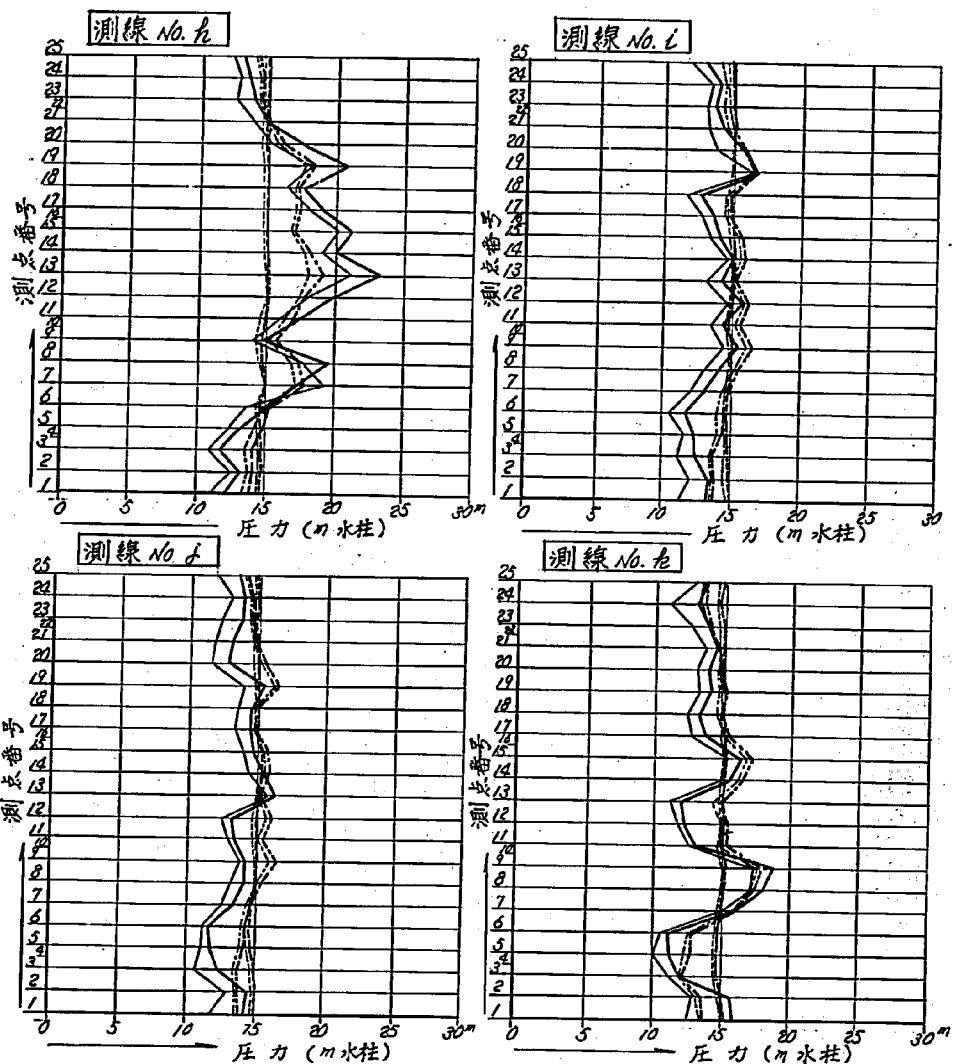
凡例	流量	$Q = 500 \text{ m}^3/\text{s}$	$Q = 1,200 \text{ m}^3/\text{s}$	$Q = 3,000 \text{ m}^3/\text{s}$
最高压力		-----	-----	-----
最低压力		-----	-----	-----



付図 - 7 - 1 最終案水褥池底面横断压力分布図 (抜粋)

シノ形状: D型
 副弘最終形状高=1/2
 件副弘位置=135m

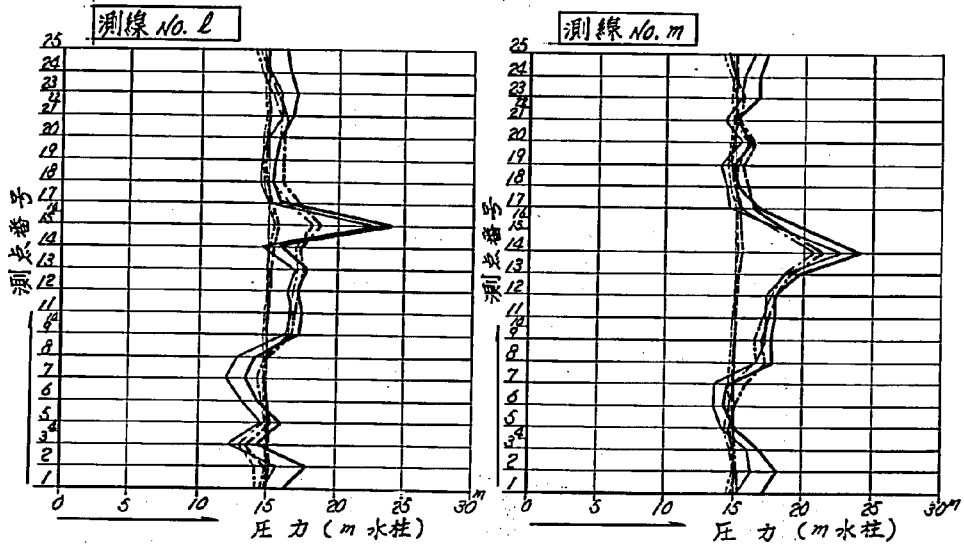
凡例	流量	$Q=500\text{ m}^3/\text{s}$	$Q=1,200\text{ m}^3/\text{s}$	$Q=3,800\text{ m}^3/\text{s}$
最高压力		-----	-----	-----
最低压力		-----	-----	-----



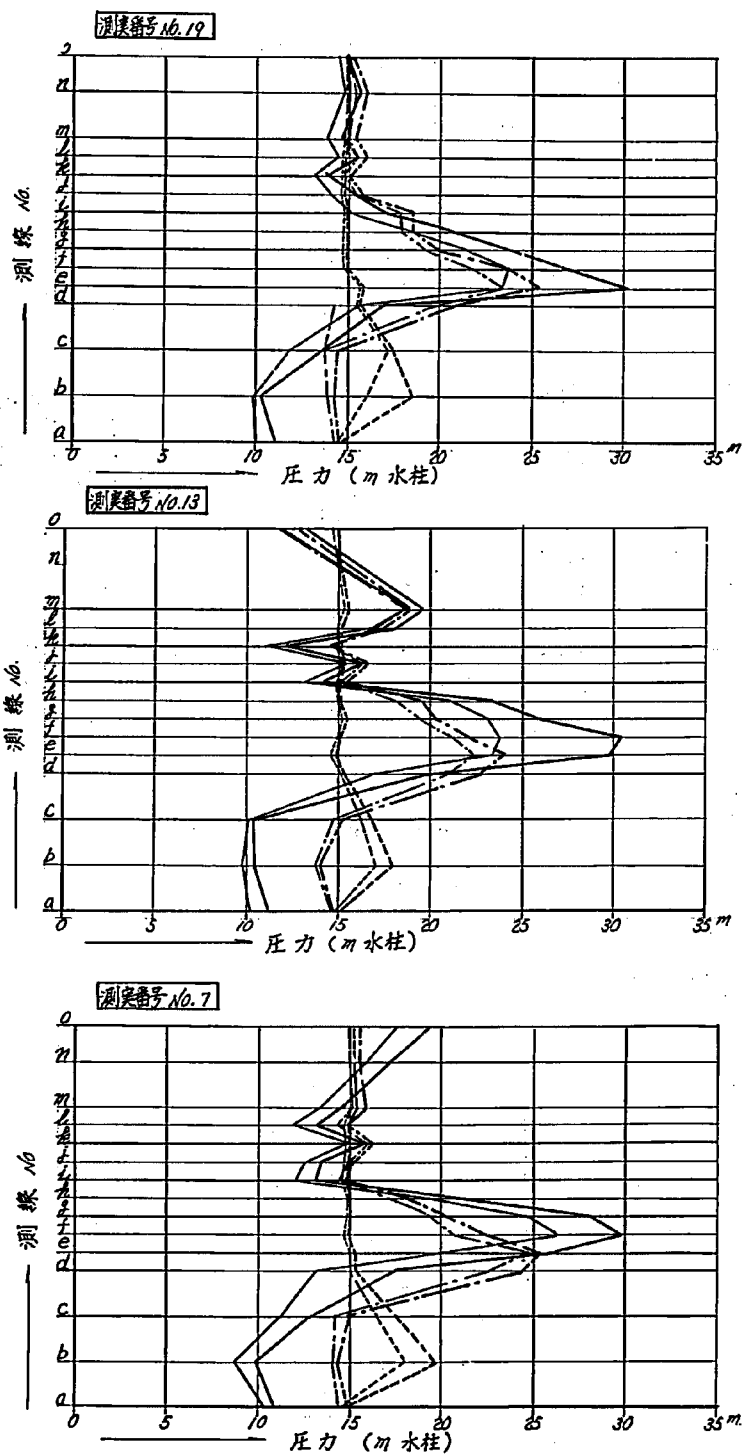
付図-7-2 水褥池底面横断压力分布図 (抜粋)

実 験 条 件	シ ル 形 状 : D 型
	割 込 最 終 形 状 高 1/2
	割 込 位 置 = 135 m

凡 例	流量	$Q = 500 \text{ m}^3/\text{s}$	$Q = 1,000 \text{ m}^3/\text{s}$	$Q = 1,500 \text{ m}^3/\text{s}$
	最高压力	-----	-----	-----
	最低压力	-----	-----	-----



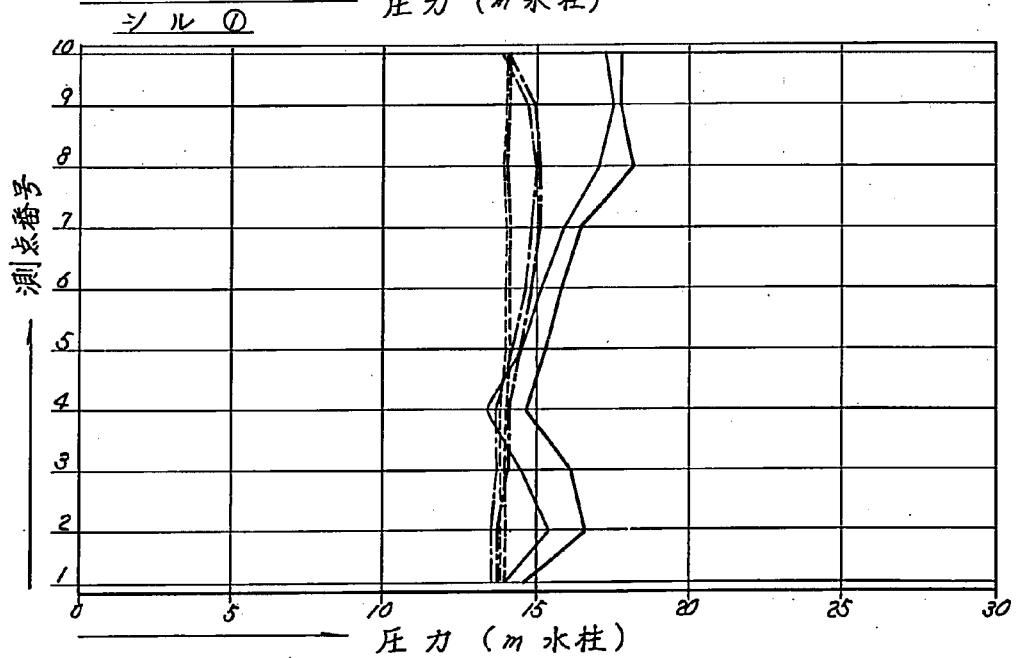
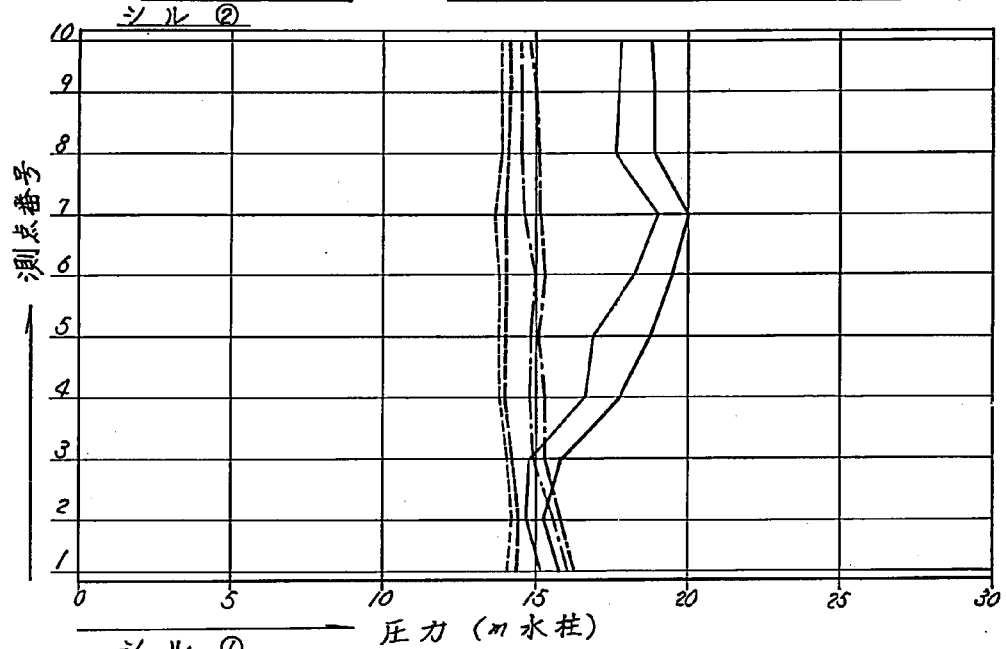
付図 - 7 - 3 水褥池底面横断压力分布図 (抜粋)



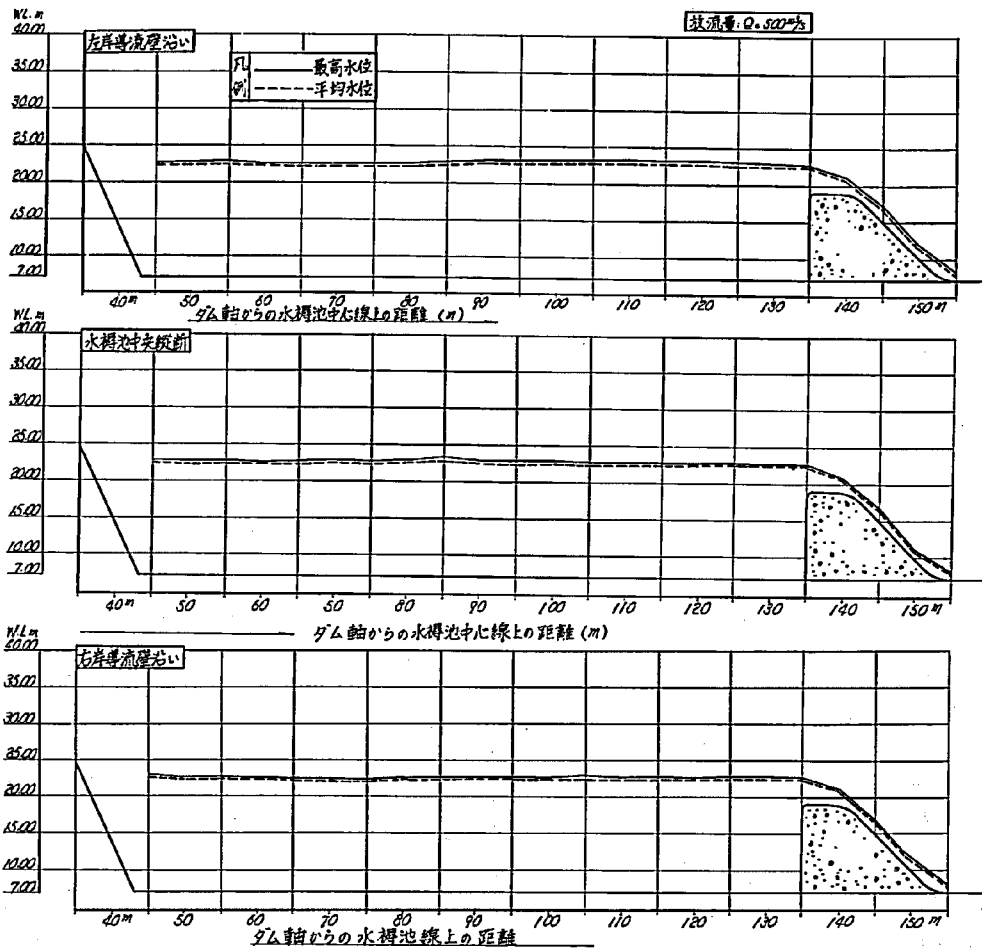
付图-8 最終案水褥池底面縦断压力分布图(抜粋)

実 例 条 件	シル形状: D型 副圧最終形状高: 12 ^m 副圧位置: 13.5 ^m
------------------	---

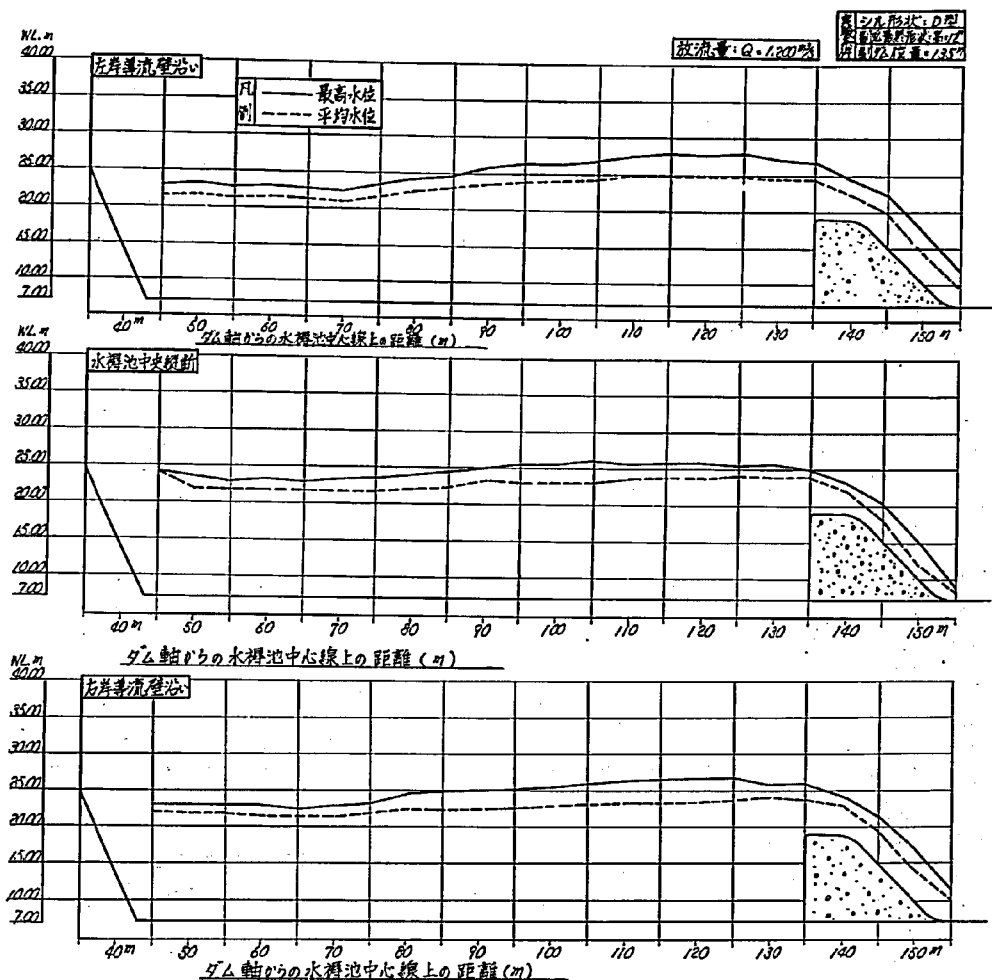
凡 例	流量	Q = 500%	Q = 1,200%	Q = 3,000%
	最高圧力	-----	-----	-----
	最低圧力	-----	-----	-----



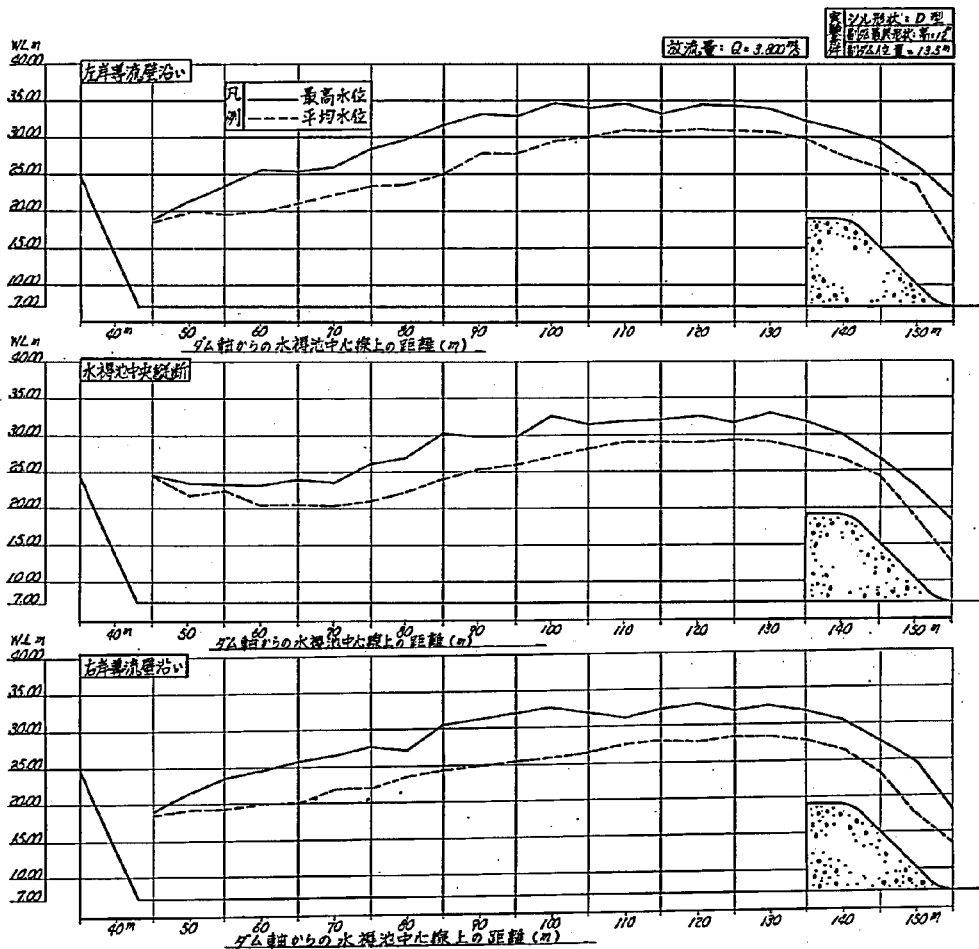
付図-9 最終案シル面圧力分布図



付図-10 最終案水堀池内水面形図



付図 - 11 最終案水堀池内水面形図



付図 - 12 最終案水得池内水面形図