

土木研究所資料
第123号
矢木沢ダム水理模型実験報告
昭和40年10月
建設省土木研究所

土 木 研 究 所 資 料

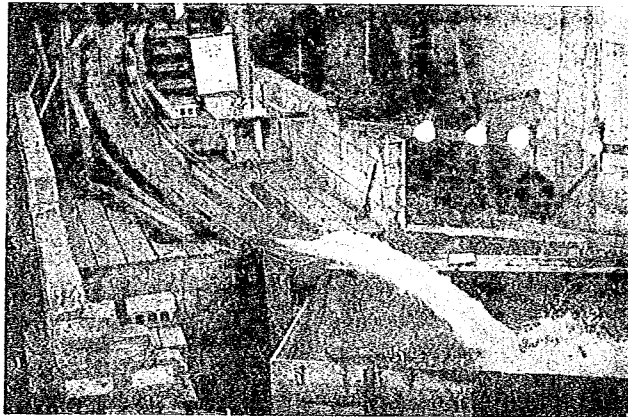
第 123 号

矢木沢ダム水理模型実験報告

昭和40年10月

建 設 省 土 木 研 究 所

矢木沢ダム余水吐水理模型実験報告



昭和40年10月

建設省土木研究所
ダム部ダム水理研究室

序

矢木沢ダム余水吐の水理設計に関しては、昭和35年度に関東地方建設局より設計検討ならびに水理模型実験について依頼をうけ、その後昭和37年水資源開発公団の設置にともない本ダムは同公団に移管されたが引続き実験を担当した。

矢木沢ダム水理模型実験は、昭和38年度をもってほぼ完了し、細部についての追加実験も昭和40年度において完全に終了した。

本報告書は、設計検討開始より最終案の決定に至る経過およびその実験結果をまとめたものであって、すでに報告した報告書ならびに関係文書等をまとめて編集しなおしたものである。

なお、本水理模型実験ならびに本報告書の編集をするにあたっては、坂西徳太郎元矢木沢ダム工事々務所長、望月邦夫前ならびに近藤邦二現矢木沢ダム建設所長以下建設省および水資源開発公団の多くの工事関係者諸氏に種々御指導、御援助を賜った。ここに深甚の謝意を表する次第である。

また矢木沢ダム余水吐の水理設計に関与した建設省土木研究所ダム部のスタッフは次のとおりである。

村 幸 雄	(前ダム部長、現水資源開発公団第一工務部長)
石 井 文 雄	(現ダム部長)
永 田 二 生	(元ダム水理研究室長、現日本技術開発K.K.)
中 川 博 次	(元ダム水理研究室長、現京都大学防災研究所助教授)
伊 藤 秀 夫	(前ダム水理研究室長、現科学技術庁防災センター)
川 村 幸 司	(現ダム水理研究室長)
伊集院 敏	(元ダム水理研究室研究員、現水資源開発公団高山ダム建設所工務課長)
藤 本 成	(現ダム水理研究室研究員)

なお、各年度の報告書、発行年月日、執筆担当者は次のとおりである。

矢木沢ダム水理模型実験報告Ⅰ 昭和36年4月15日

(昭和35年度中に実施した余水吐基本設計の経過)

伊集院 敏

矢木沢ダム水理模型実験報告Ⅱ 昭和36年5月20日

(第3次余水吐基本設計) 伊集院 敏

矢木沢ダム水理模型実験報告Ⅲ 昭和36年10月10日

(第4次余水吐基本設計) 中川 博 次

矢木沢ダム水理模型実験報告Ⅳ 昭和37年2月15日

(第5次余水吐基本設計) 中川 博 次

矢木沢ダム水理模型実験報告Ⅴ 昭和37年12月5日

(CM-2案余水吐の設計) 藤本 成

矢木沢ダム水理模型実験報告Ⅵ 昭和38年3月30日

(CM-1案余水理模型実験) 藤本 成

矢木沢ダム水理模型実験報告Ⅶ 昭和38年8月10日

(CM-2変形案余水吐流頭部抽出実験)

藤本 成

矢木沢ダム水理模型実験報告Ⅷ 昭和39年3月30日

(最終案に関する水理模型実験) 藤本 成

矢木沢ダム水理模型実験報告Ⅸ 補遺

藤本 成

矢木沢ダム水理模型実験報告Ⅹ 補遺Ⅱ

昭和40年4月22日

藤本 成

なお、矢木沢ダム水理模型実験全般については、藤本 成が担当し、模型製作は梶原 新太郎、木藤 貞二郎および須賀福太郎が、実験資料の集約整理ならびに図面作成については、大村道広、山本邦一、土屋紀夫、竹田正敏、佐々木勝夫(電気計測関係)および坂牧禧子が担当した。

なお、本報告書の編集は藤本 成が担当した。

昭和40年10月29日

建設省土木研究所ダム部ダム水理研究室

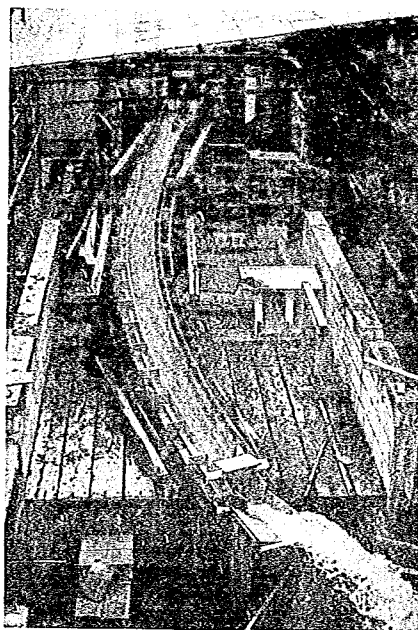


写真-1 全体模型（最終案）

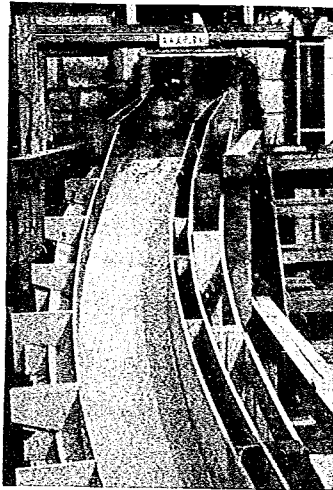


写真-2 流頭部および漸縮水路の形状（最終案）

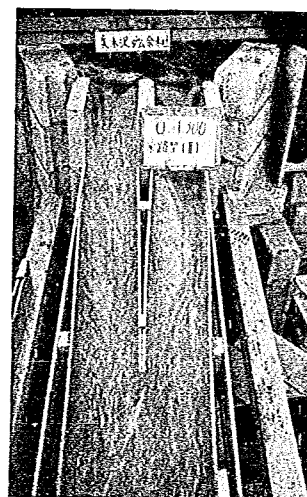
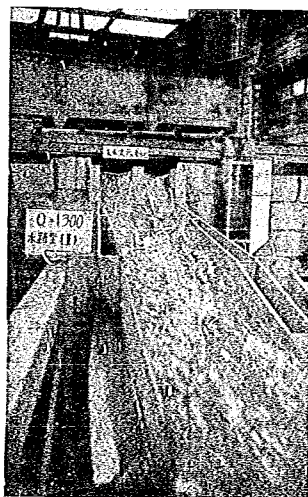


写真-3 $1300\text{ m}^3/\text{s}$ 流下時の流況

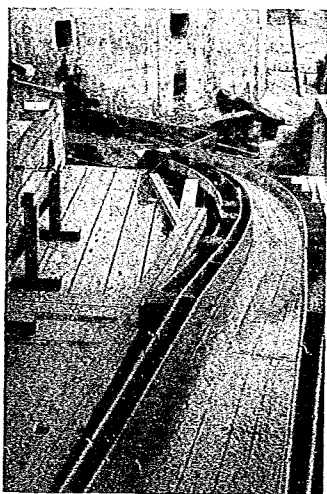


写真-4 彎曲急勾配水路の形状（最終案）

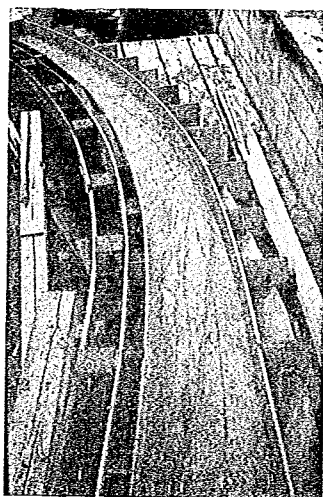


写真-5 $600\text{m}^3/\text{s}$
流下時の流況

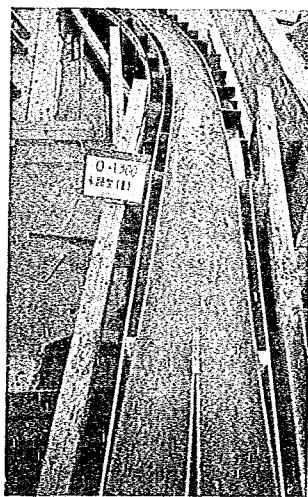


写真-6 $1300\text{m}^3/\text{s}$
流下時の流況



写真-7 放出端の形状（最終案）

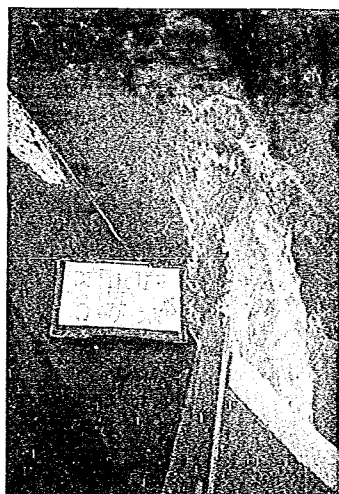


写真-8 300 m/s
放流時の流況



写真-9 1300 m/s
放流時の流況

目 次

まえがき	1
〔1〕設計経過	4
(1) 設計条件	4
(2) 第1次余水吐基本設計	11
(3) 第2次余水吐基本設計	12
(4) 第3次余水吐基本設計	16
(5) 第4次余水吐基本設計	16
〔2〕基本実施設計	50
(1) 越流部	50
(2) 水路の平面形状の選定	52
(3) 水路の設計	62
(3-1) 曲率半径の選定	62
(3-2) 水路縦断形状	74
〔3〕予備実験(CM-1案)	79
(1) 概要	79
(2) 模 型	80
(3) 実験結果	87
(4) 射流湾曲水路の設計法と矢木沢ダム余水吐への適用性.....	102
(4-1) 片こう配の方法を適用した場合の設計上の 問題点とその欠点	103
(4-2) 多導流壁法を適用した場合の設計上の問題点 とその欠点	104
(4-3) 緩和曲線法を適用した場合の設計上の問題点 とその欠点	104

(4-4) 斜めシル法を適用した場合の設計上の問題点 とその欠点	105
(5) 片こう配法について実験結果とその検討	105
(5-1) 片こう配 1/4.5 の場合の流況	105
(5-2) 片こう配 1/6 の場合の流況	106
(5-3) 片こう配法による湾曲水路設計法の実験検討結果	108
(5-4) 水路幅を変化させた場合の流況	113
[4] 最終実験	116
(1) 模型および模型の縮率	116
(2) 越流部	117
(2-1) ゲート全開時の水位—流量関係および流量係数	118
(2-2) ゲート半開時の水位—流量	118
(2-3) 越流面上の圧力状態	124
(2-4) 越流水脈の測定	124
(2-5) 流頭部の位置	124
(3) シュートの形状	130
(3-1) 水路Ⅰの最終案形状	132
(3-2) 水路Ⅱの最終案形状	134
(3-3) 水面形と導流壁高	142
(3-4) シュート各点の座標	148
(3-5) 湾曲水路外側(右)導流壁にかかる水圧の分布	148
(4) 放出端形状	150
(4-1) 放出端形状設計のための条件	150
(4-2) 模 型	154
(4-3) 放出端の形状の実験経過	154
(4-4) 放出端の最終形状	158
(4-5) 放出端の流速分布とデフレクターにかかる圧力	163
(4-6) 放出端下流の放出水脈の河床におよぼす圧力	169
あ と が き	172

まえがき

矢木沢ダムの計画の概要は表—1に示すとおりである。

表—1 矢木沢ダム計画

1 沿革

矢木沢ダムは従来群馬県において、群馬県河水統制計画（昭14）東京都において東京都上水道計画、東京電力において奥利根水力開発計画と調査が進められてきたが、昭和34年より洪水調節を加えた多目的ダムとして建設省により調査および工事を実施してきた。昭和37年に水資源の総合開発を目的とした水資源開発公団の設置とともに、本ダムは同公団の手で工事が実施されている。

2 貯水池

群馬、新潟両県境の山岳地帯に源を発する利根川はダム地点において167.4Km²の集水面積を持ち、この区域における年間降雨量は1,700～2,000mmで内冬期降雪によるものは約1,000mmである。貯水池は水位EL854.5mで上流約11Kmの剣ヶ倉沢、水長沢の中間にまで達し、湛水面積は約5.7Km²、総貯水量は（204,300,000m³）、有効貯水量は（175,800,000m³）である。

3 地形地質

本流域は小穂口沢合流点までの間は須田貝花崗岩と呼ばれる淡紅色粗粒の花崗岩が主体で同地点以北は砂岩、頁岩を主とする堆積岩類が広く分布する。花崗岩地域では比較的緩傾斜であるが堆積岩地域では一般に急峻な地形を示している。ダムサイトの地質は須田貝花崗岩の中に併入した細粒の黒雲母花崗岩である矢木沢花崗岩となっており、ダム形状はこれを対象として選定された。地形は両岸の勾配が40°～45°となる対称形の谷をなしている。とくに右岸

側はダム取付部尾根の西側が旧河床堆積物とみられる鞍部をなしている。

利根本流河床部は須田貝貯水池の中にあつて約15mの河床堆積物があつた。

4 ダム

本流部にはアーチダムを建設し、鞍部には天然の地形を利用し、それに止水工法を行なうワキダムを作る。アーチダムとワキダムの間はウイングダムで接続する。余水吐はウイングダム上にもうけ、約400mの開水路で矢木沢川に放流する設備である。

これらの諸元はつぎのとおりである。

アーチダム：高さ 131m 堤頂長 402m

コンクリート量 580,000m³

天端標高 E.L. 856

余水吐：設計流量：常時 300m³/sec

非常時 1,080m³/sec (100年確率
×1.2)

1,300m³/sec (200年確率
×1.2)

5 貯水池の効果

a) 洪水調節

貯水池の常時満水位E.L. 850より洪水時水位E.L. 854.5までの洪水調節容量22,100,000m³を利用してダムサイトの計画高水流量900m³/secを600m³/sec調節して藤原、相保、菌原、下久保等のダム群による調節と相まって八斗島における高水流量保低減をはかる。

b) 発電

ダム直下流に新設される矢木沢発電所において、最大240,000kwの揚水発電を行なう。最大使用水量は300m³/sec、有効落差は93.5mである。

c) かんがい

融雪水を貯溜して、これを夏期渇水時に放流し、下流利根川沿岸岸農地ならびに新たに計画される赤城、榛名両地区 10,000 ha の農地に対しかんがい用水を補給する。

d) 水道

東京都の上水道用として $4 \text{ m}^3/\text{sec}$ を確保する。

水資源開発公団 矢木沢ダム建設所 “矢木沢ダム計画” より

〔1〕 設 計 経 過

【1】 設 計 条 件

昭和34年末、矢木沢ダム放流設備について土木研究所ダム部ダム水理研究室で検討を開始し、昭和35年7月16日正式に矢木沢ダム余水吐の水理設計に関して土木研究所は委託を受けた。

当初土木研究所に提示された一般的基本設計条件は時日とともに最終的にはかなり変更されているが、一応ここに列記する。

- (1) 余水吐はダム本体を含むダム設置点付近に置かねばならない。

貯水池内の他の地点に余水吐設置に適した場所を求めるのは困難である。

- (2) ダム付近の地形は図-1に示すとおりである。

- (3) ダムはアーチ式コンクリートダムであり、その諸元は次のようになるであろう。

ダムの形状は図-2に示され、この形状は原案形状と呼ばれる。

ダムの型式 変心ドーム型アーチ式コンクリートダム

ダムの高さ 127.00m, ダム頂の長 弦長 356m, 弧長 400m

基礎岩盤標高 727.00m

ダム頂の巾 5.80m, ダム敷の巾 31.20m

- (4) 工事用仮設備はダム設置点直下流右岸におかれる予定である。

仮排水路は左岸側に設けられ、その出口は図-1に示される地点付近となるであろう。

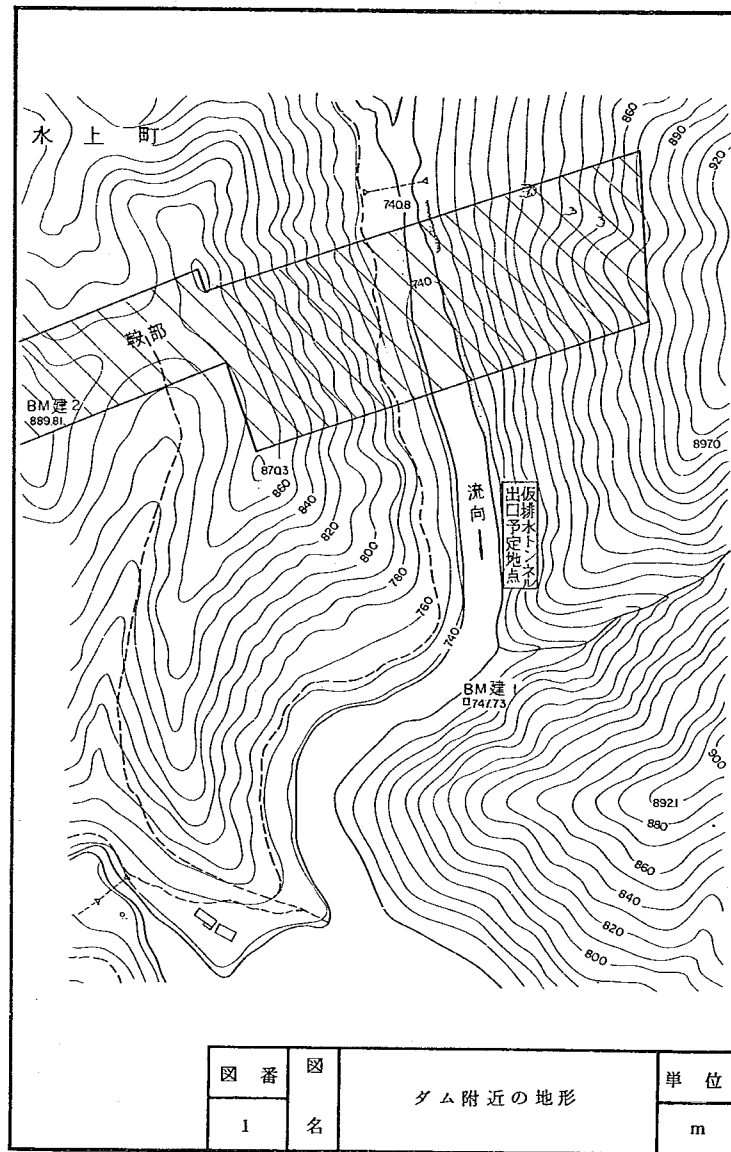
- (5) 余水吐は発電所との関連を十分考慮して設計されねばならない。

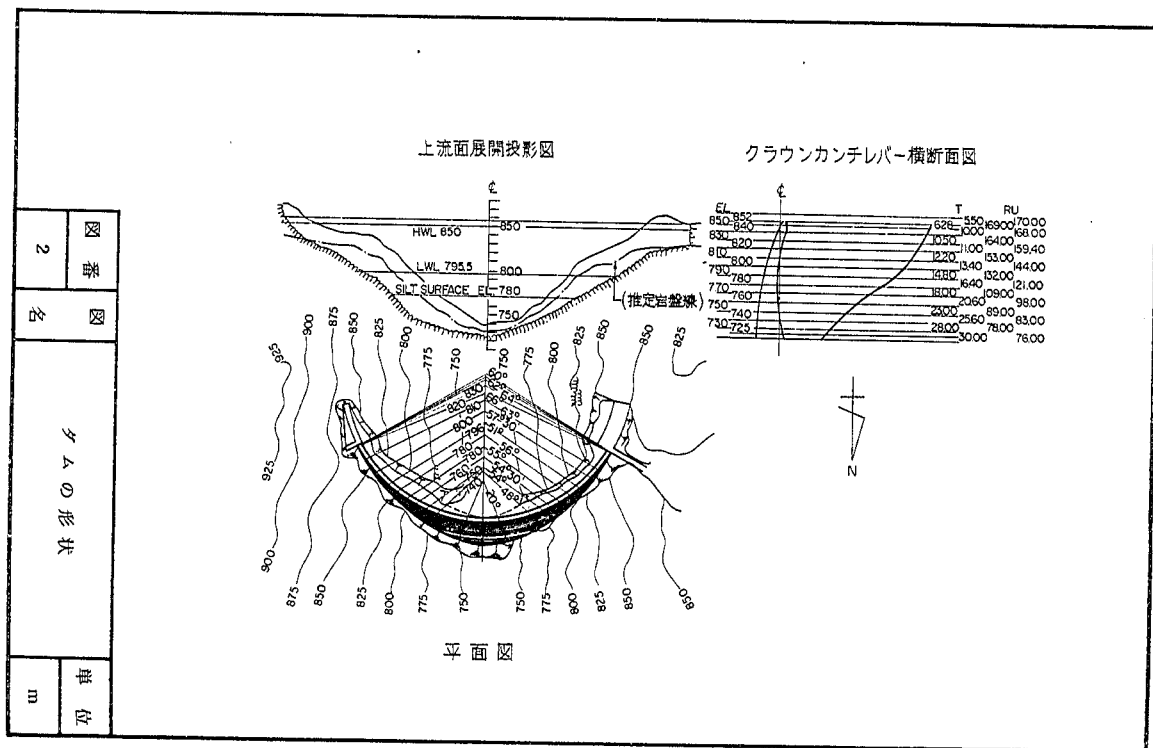
- (6) 矢木沢ダムにより造成される貯水池の水位～容量曲線は図-3に示される。貯水池の容量配分は図-4に示すとおりである。

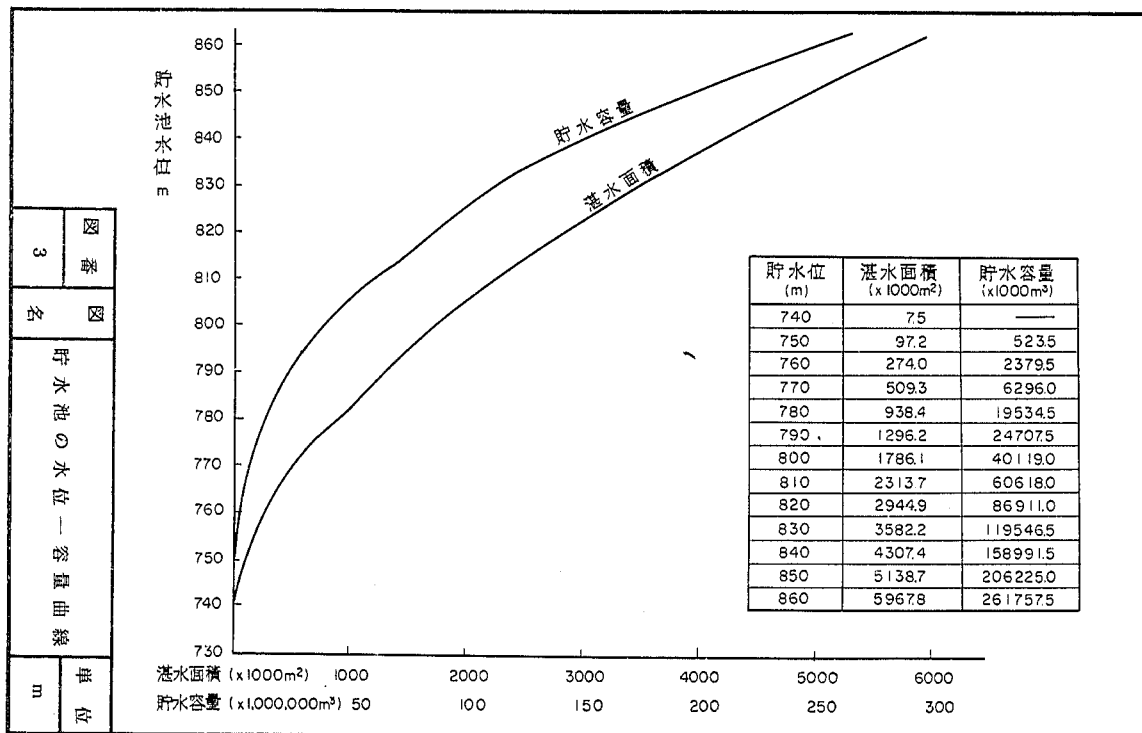
貯水池諸元

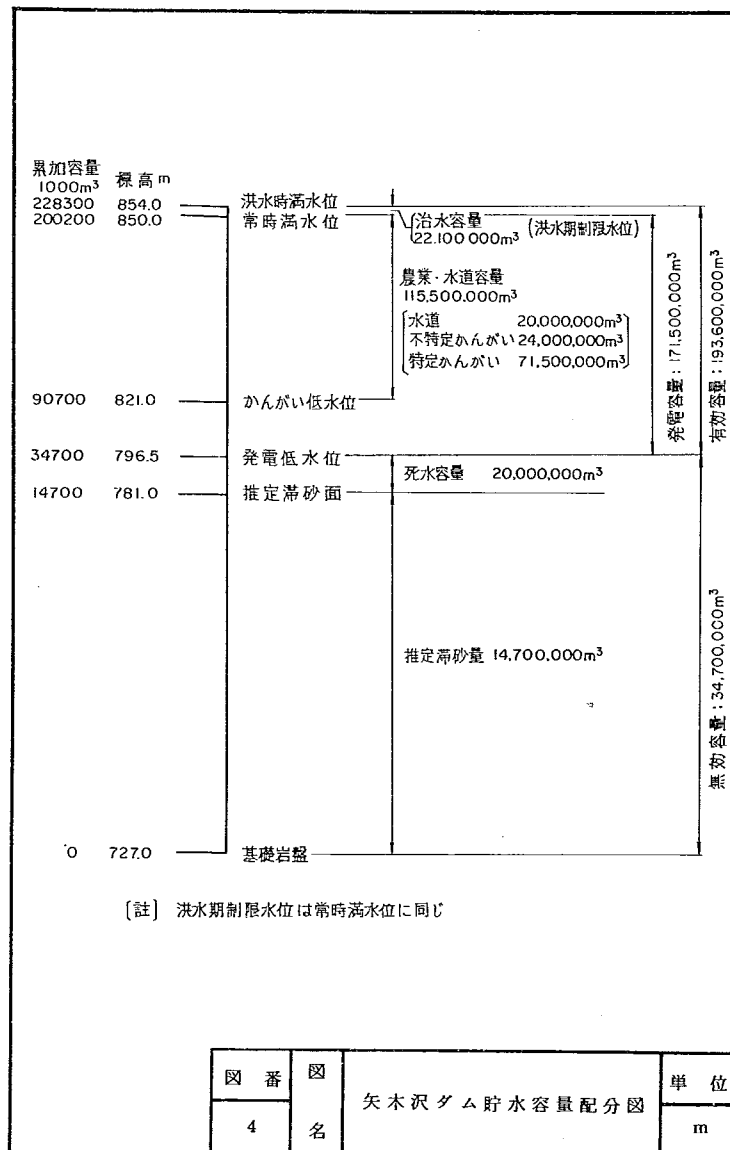
集水面積 1674Km², 湛水面積 5.67 Km²

総貯水容量 204300,000m³, 有効容量 195800,000m³









総貯水容量 204300 000 m^3 ，有効容量 195800 000 m^3

(7) 貯水池の標準使用計画は次の通りである。

月	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3
初期貯水池水位 m	816.3	845.8	845.4	849.1	843.2	841.2	844.3	846.0	838.6	807.4	812.9	796.5
流入量 $\%$	27.85	52.50	27.93	24.06	10.31	11.17	12.25	11.59	7.00	4.60	3.99	7.06
流出量 $\%$	7.90	14.04	28.45	21.20	17.35	14.98	7.12	8.44	19.69	30.83	20.83	20.83

(8) 洪水調節計画は，昭和 22 年 9 月 22～23 日のカスリン台風の時の洪水を対象洪水にえらび，その時の宝川地点における時間雨量から単位水文図を用いて決定された洪水波形を計画洪水波形として決定された。(図-5 参照)

洪水調節容量は 22 100 000 m^3 で洪水前半を完全貯溜し洪水後期に最大放流量 300 m^3/s の範囲内で放流する計画である。

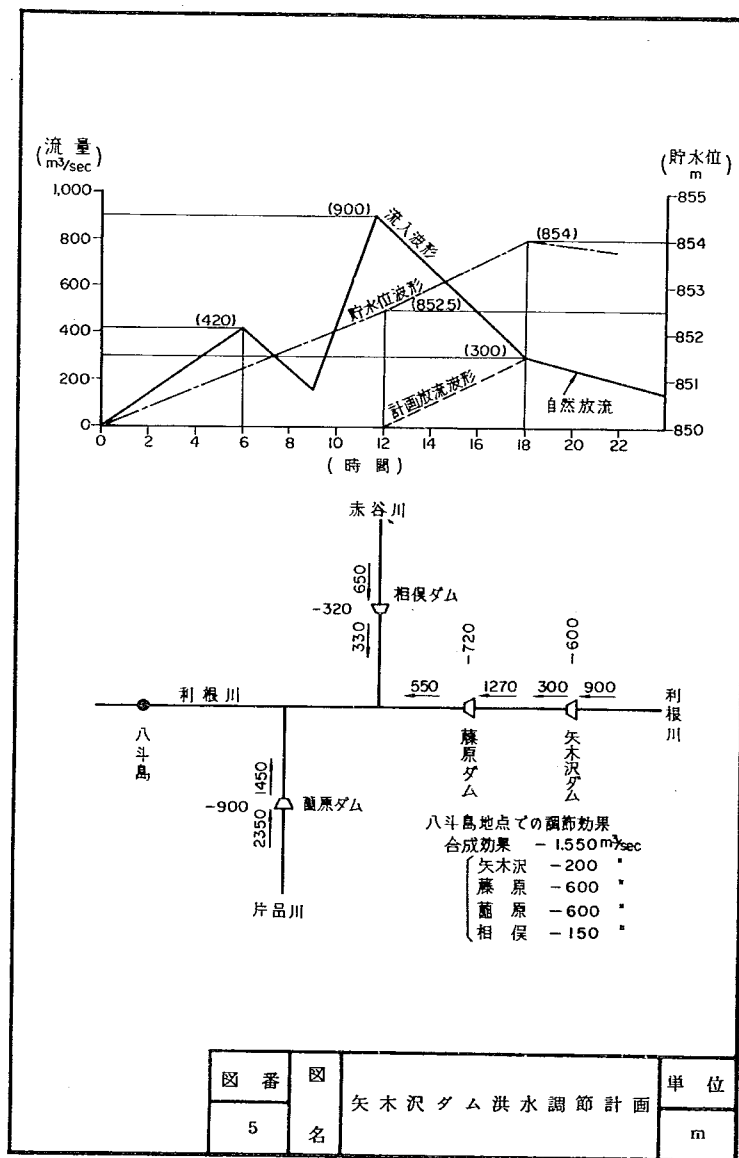
完全貯溜から一部放流に移るさいの貯水位は 852.50 m あり，洪水時最高水位は 854.00 m であって，852.50 m から 854.00 m に至る間の計画洪水時放流量と貯水位との関係は放流量が 300 m^3/s をこえないかぎりいかなる関係であってもよく，とくに制限はない。

矢木沢，藤原両ダム貯水池の利根川八斗島地点に対する洪水調節効果は 800 m^3/s であり，藤原ダムの単独効果 600 m^3/s を差引いた残り 200 m^3/s が矢木沢ダムの単独効果である。

(9) 発電停止の状態となっても，農業，水道等の用水補給のため発電低水位 796.50 m で 128 m^3/s の放流をなしうるような漏水補給用放水施設がなければならない。

(10) 異常洪水流量は，計画洪水流量 900 m^3/s の 20 % 増し 1080 m^3/s である。

(11) ダム直下流の現在の可床高は 730～735 m である。下流水位は須田貝ダム貯水池の背水の影響を受ける堰上げ背水を考慮しないで須田貝ダム貯水位をそのまま矢木沢ダム下流水位とするならば下流水位は 737～743 m である。これはそれぞれ須田貝ダム貯水池水位の日変化の下限と上限である。



【2】 第1次余水吐基本設計

昭和35年2月、土木研究所は第1次余水吐基本設計比較案として10の案をまとめた。(表2参照)

表-2 矢本沢ダム第1次余水吐基本設計比較案

昭和35年2月 土研提示

案	放流 型式	操作 目的	容量 (m^3/sec)	調節ゲート (数・巾×高)	余水吐 敷保高 m	越流長または 放水断面寸法 m	越流法	備 考
1	越流	常用 非常用	300 1080	なし	852.5	ビヤ-をのぞく 純長86	自由落下、水じょう池	常用、非常用兼用、治水補給は別途考慮、発電所河道内設置不可、異常洪水位856.02m
2	越流	常用 非常用	300 1080	なし	852.5 854.0	純長 86 純長 220	自由落下、水じょう池 自由落下	常用、非常用分離、治水補給は別途考慮、発電所河道内設置不可、異常洪水位855.00m
3(1)	越流	常用 非常用	300 1080	$2-10 \times 2.5^m$	841.0	純長 20	放 散	常用、非常用兼用、両側部各1門シュート付越流、治水補給は別途考慮、発電所河道内設置可能、異常洪水位850.00m
3(2)	越流	常用 非常用	300 1080	$4-8 \times 7^m$	843.4	純長 32	放 散	3(1)案の門数を増加したもの
4	越流	常用 非常用	300 1080	ドラムゲート 上-20及2.5 なし	850.0 854.0	純長 21 純長 52	自由落下、水じょう池 自由落下、水じょう池	常用、非常用分離、治水補給は別途考慮、発電所河道内設置不可、異常洪水位856.83m
5	管路 越流	常用 非常用	300 780	$2-23 \times 2.3^m$ なし	780.0 854.0	2.3×2.3 純長 269	放 散、水じょう池 自由落下	常用、非常用分離、治水補給は管路共用又は別途、発電所河道内設置不可、異常洪水位855.00m
6	管路 越流	常用 非常用	56 1024	バルブ $1-\phi 1.5^m$ なし	780.0 852.5	$\phi 1.5$ 純長 70	放 散、水じょう池 自由落下、水じょう池	管路は治水補給用で常用の一部を負担、発電所河道内設置不可、異常洪水位856.40m
7	管路	常用 非常用	300 1080	$4-3.4 \times 3.4^m$ 附近	780.0	3.4×3.4	放 散	常用、非常用兼用、治水補給兼用、非越流型、発電所河道内設置不可、異常洪水位854.00m
8(1)	管路 越流	常用 非常用	300 780	$2-2.1 \times 2.1^m$ $2-10 \times 8^m$	760.0 842.75	2.1×2.1 純長 20	放 散、水じょう池 放 散、水じょう池	常用、非常用分離、治水補給兼用、両側部越流シュート付、発電所河道内設置可能、異常洪水位850.00m
8(2)	管路 越流	常用 非常用	300 780	$2-2.1 \times 2.1^m$ $4-8 \times 6^m$	760.0 844.7	2.1×2.1 純長 32	放 散、水じょう池 放 散、水じょう池	8(1)案の越流部門数を増加したもの

これらの案はすべて堤体に付属した越流余水吐と放水管の併用、または放水管のみの型式を採用することを対象としていた。

第1次基本設計当時の渇水補給所要放流量は $56\text{m}^3/\text{s}$ であり、異常洪水時の最高水位も明確に定められていない状態であった。

これらの案について検討された結果、発電方式が揚水式であることを考慮して発電所を河道内に設置することのできる案が最良の案とされた。

【3】 第2次余水吐基本設計

しかし、発電所の設計の進展、渇水補給用所要放流量の変化、堤体設計の進展にともない設計条件がかなり変化したので一応前比較案を白紙にもどして新たな観点から第2次比較設計が行なわれ、土研より4つの流量配分案矢木沢ダム工事々務所より渇水補給用放水管について2案、余水吐について7案が提示され、昭和35年5月これらについて比較検討を行なった。(表-3、4参照)

このうち、土研案は第1次比較案中最も有力と考えられた案についてつくられたものであり、工事々務所からの案は、自由な立場で再検討したものであった。

しかし、昭和35年10月、渇水補給用放水管の容量が変更になり、一応貯水位 817m で $75\text{m}^3/\text{s}$ とされたため、放水管の容量は非常に小さくなり、以後渇水補給用放水管は余水吐と別個に検討されることになり、従来の構想は一応ここで打切られ、全く独自に再び第3次基本設計をすることとなった。

表-3 矢木沢ダム第2次余水吐基本設計比較案流量配分

昭和35年5月：土研提示

案	放水設備 の名称	操 作 目 的	放 流 容 量 (m^3/sec)	調 節 条 件	放 水 設 備 標 高 (m)	最大放流対 象貯水位(m)	その他の設計条件		放流開始 貯水位(m)	放水設備構 造型式例	備 考
							貯水位 (m)	放流量 (m^3/sec)			
土研1	A	[F][L]兼用	300以上	任 意	796.5以下	854.0	796.5	128	796.5	放水管, 隧道	
	B	[E]	780以下		854.0以下	854.0			854.0	越流, 側水路	
土研2	A	[E][L]兼用	128以上	任 意	796.5以下	796.5			796.5	放水管, 隧道	
	B	[F][E]兼用	952以下		850.0以下	854.0			852.5	越流, 側水路	
土研3	A	[L]	128以上	任 意	796.5以下	796.5			796.5	放水管, 隧道	
	B	[F][E]兼用	1080以上		850.0以下	854.0			852.5	越流, 側水路	
土研4	A	[E][L]兼用	128以上	任 意	796.5以下	796.5			796.5	放水管, 隧道	
	B	[F]	300		850.0以下	854.0			852.5	越流, 側水路	
	C	[E]	652以上		854.0以下	854.0			854.0	越流, 側水路	

〔註〕：調節条件任意とは、放流量を0から指定流量まで自由に調節しうることを意味する。

操作目的は、[F]：洪水調節放流、[E]：異常洪水放流、[L]：渇水補給放流の記号と使用。

表 - 4 矢木沢ダム第2次余水吐基本設計現地案
比較設計各案一覧表

放水設備名		漏水補給用放水設備		余水吐			
案 番 号		第 1 案	第 2 案	第 1 案	第 2 案		
案 名		アーチサドル 鉄管横断	アーチ本体, サドル 鉄管横断	鞍部越流	アーチ本体越 流 A	アーチ本体 越流 B	
放 水 路	配 置 場 所	アーチダム左 岸サイド	下部, アーチ ダム左岸サドル 標高 747 m 上 部, 本体標高 800 m	鞍部中央	アーチダム左 岸側	アーチダム 左岸側	
	断 面	内径 2 m	下部, 径 2 m 上部 2.5 m	巾 9 m, 高 8 m	巾 9 m, 高 15 m	巾 9 m, 高 15 m	
	数	2 本	2 本 (上・下 部各 1 本)	3 門	2 門	2 門	
	構 造	鉄筋コンクリ ート開水路	下部: 鉄筋コン クリート開水路 上部: 鉄管路	鉄筋コンクリ ート開水路	鉄筋コンクリ ートシュート	鉄筋コンクリ ートシュ ート橋	
	形 状	矩形, 巾 8 m 高 3 m	下部: 矩形 巾 6 m, 高 3 m 上部: 内径 2.5 m	台形 高 3 m 下巾 1.8 m 上巾 2.1 m	矩形 巾 2.2 m, 高 5 m	巾 2.2 m, 高 5 m	
	勾 配	3/100	下部 3/100 上部 60/100	15/100 30/100	82/100	9.7/100	
	延 長	110 m	部 110 m 上部 55 m	400 m	65 m	65 m	
放 水 路	放 流 標 高	743 m	部 743 m 上部 775 m	745 m	775 m	775 m	
	合 流 位 置	ダム下流 100 m	ダム下流 下部 100 m 上部 150 m	ダム下流 600 m 矢木沢合流点 上流 200 m	ダム下流 150 m	ダム下流 150 m	
		数量	金 額 (千円)	数量	金 額 (千円)	数量	金 額 (千円)
呑 口 越 流 部 工 費	ゲートバルブ	2 門 12,000 2 門 14,000	2 門 16,250 2 門 13,000	3 門 39,900	2 門 39,000	2 門 39,000	2 門 39,000
	鉄 管 (t)	60 110,800	46 8,280				
	掘 削 (m³)	12000 12,000	12000 12,000				
	コンクリート (m³)				5000 30,000	1000 6,000	
	鉄筋コンクリート (m³)	1000 15,000	1000 15,000			1500 19,500	
	そ の 他	10,200	16,476	100	1,000	500	
小 計		74,000	81,000	40,000	70,000	65,000	
放 水 路 工 費	鉄 管 (t)		50 9,000				
	掘 削 (m³)	30000 30,000	4000 4,000	20000 102,000	9700 9,700	6000 6,000	
	コンクリート (m³)		2000 16,000	1000 8,000			
	鉄筋コンクリート (m³)	2000 26,000	3000 39,000	12000 156,000	12000 156,000	15000 195,000	
	そ の 他	2,000	2,000	14,000	4,300	4,000	
	小 計	58,000	70,000	280,000	170,000	205,000	
工 費 総 計		132,000	151,000	320,000	240,000	270,000	
摘 用							

表 - 4 (続)

放水設備名		余		水		吐			
案番号		第3案	第4案	第5案					
案名		スラストポンプ	側水路型	堤体鉄橋所	堤体鉄管橋所				
呑口越流部	配置場所	ク越流	余水吐	A	B				
		左右岸スラスト	左岸上流	アーチダム左	アーチダム左				
		ブロック上	100m	岸側	岸側				
	断面	巾11.0m 高6.0m	巾 8.5m 高 6.7m	内径 5.6m	内径 5.6m				
		数	4門(左右各2)	4門	2本	2本			
	構造	コンクリート	コンクリート	鉄管, 鉄筋コンクリートに	一部鉄管, 一部鉄筋コンクリート				
		シユート	巻立隧道	より固定	リートシユート				
	形状	矩形 巾 2.5m 高 3m	直径 6m	内径 5.6m~5.2m	内径 5.6m および矩形 巾 2.2m 高 5m				
		勾配	左岸 93/100 右岸 77/100	16/100	77/100	77/100			
	延長	左右岸共 80m	250m	60m	鉄管, コンクリートシユート 20cm 65cm				
放水水路	放流標高	750m	800m	775m	775m				
	合流位置	ダム下流	ダム下流	ダム下流	ダム下流				
		150m	300m	150m	150m				
		数量	金額(千円)	数量	金額(千円)	数量	金額(千円)		
呑口越流部工費	ゲートバルブ	4門	48,000	4門	42,000	2門	37,500	2門	37,500
	鉄管(t)					2門	42,500	2門	42,500
	掘削(m³)	50000	50,000	30000	30,000	200	36,000	200	36,000
	コンクリート(m³)	11000	66,000	12000	96,000				
	鉄筋コンクリート(m³)			2000	26,000	700	10,500	700	10,500
	その他		1,000		1,000		8,500		8,500
	小計		165,000		195,000		135,000		135,000
	鉄管(t)					530	95,400	95	17,100
	掘削(m³)	20000	20,000	12500	37,500	5000	5,000	8000	8,000
	コンクリート(m³)	23000	184,000	5500	71,500	3000	24,000		
放水路工費	鉄筋コンクリート(m³)					3000	39,000	12000	156,000
	その他		1,000		6,000	165	1,600		900
	小計		205,000		115,000		165,000		182,000
	工費総計		370,000		310,000		300,000		317,000
	摘要	スラストポンプは、果實原案に比し、増加分を計上す。							

【4】 第3次余水吐基本設計

第3次基本設計の設計条件は、次のとおりである。

計画案	余水吐	洪水調節条件			異常時放流条件		制限水位 条件
		放流開始 水位	設計 水位	設計放 流量	設計 貯水位	設計 放流量	
兼用案	兼用余水吐	852.5	854.0	300	854.5	1080	W.L 850m まで排水可能
専用案	常用余水吐	852.5	854.0	300			
	非常用余水吐				854.5	780	

以上の基本設計条件のもとに第2次余水吐基本設計比較案（現地案）の余水吐構造条件を参考にして、基本的配置計画をたてた。

ここで列挙された余水吐型式は、鞍部越流（現地第1案）本体越流シュート（現地第2案）、スラストブロック越流（現地第3案）、側水路トンネル（現地第4案）を骨子とし、鞍部越流の変形として、鞍部越流トンネル（C-2）、側水路トンネルの変形として、堅坑（S-6、S-7）、スラストブロック越流の変形として、提体付属横越流導水路をもつスラストブロック横断シュート（S-9）等19種でありこれらの余水吐形状についてその優劣と基本設計の検討が行なわれた。（表-5、図-6.7参照）

【5】 第4次余水吐基本設計

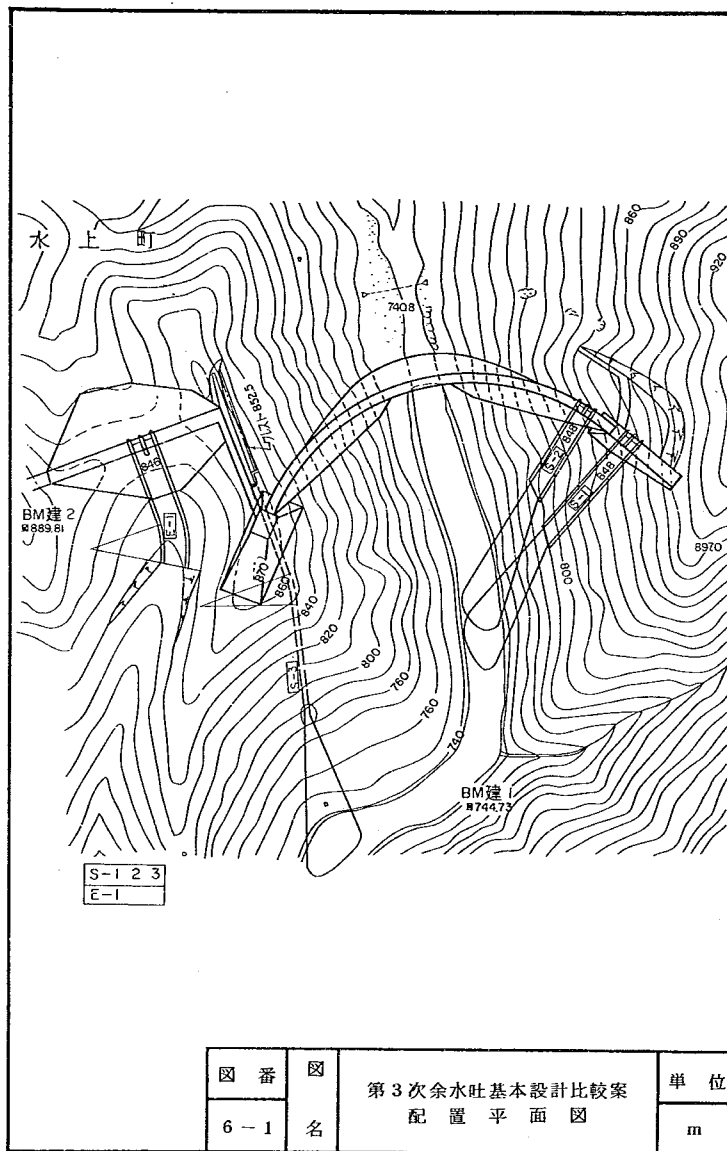
ここでさらに下記の設計条件が与えられ、第3次設計を基礎としてさらに検討を加えることになった。

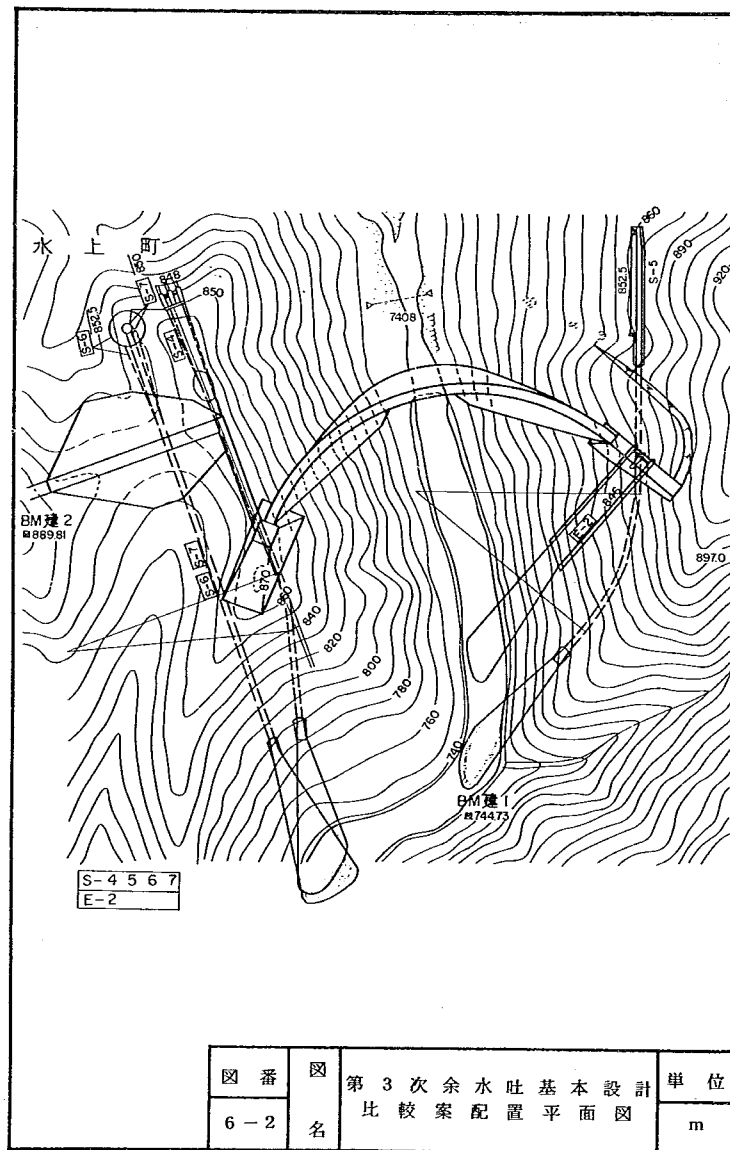
ここで設計条件としてさらに加えられたものは次の2つである。

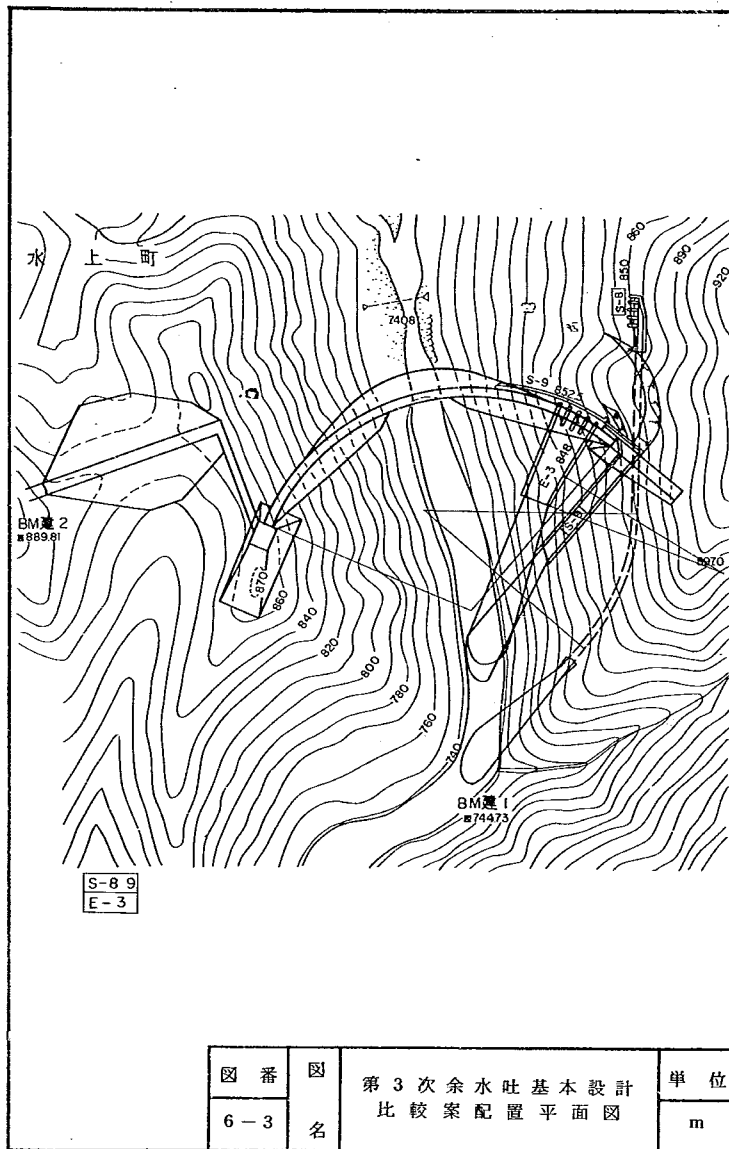
- (1) 大口徑のトンネル型余水吐はダムサイトの地質条件を考慮した場合好ましい型式とはいえない。
- (2) 越流型余水吐を採用する場合にもダム直下に建設される予定の発電所の付属構造物ならびに発電所の操作に支障をきたす可能性のある配置

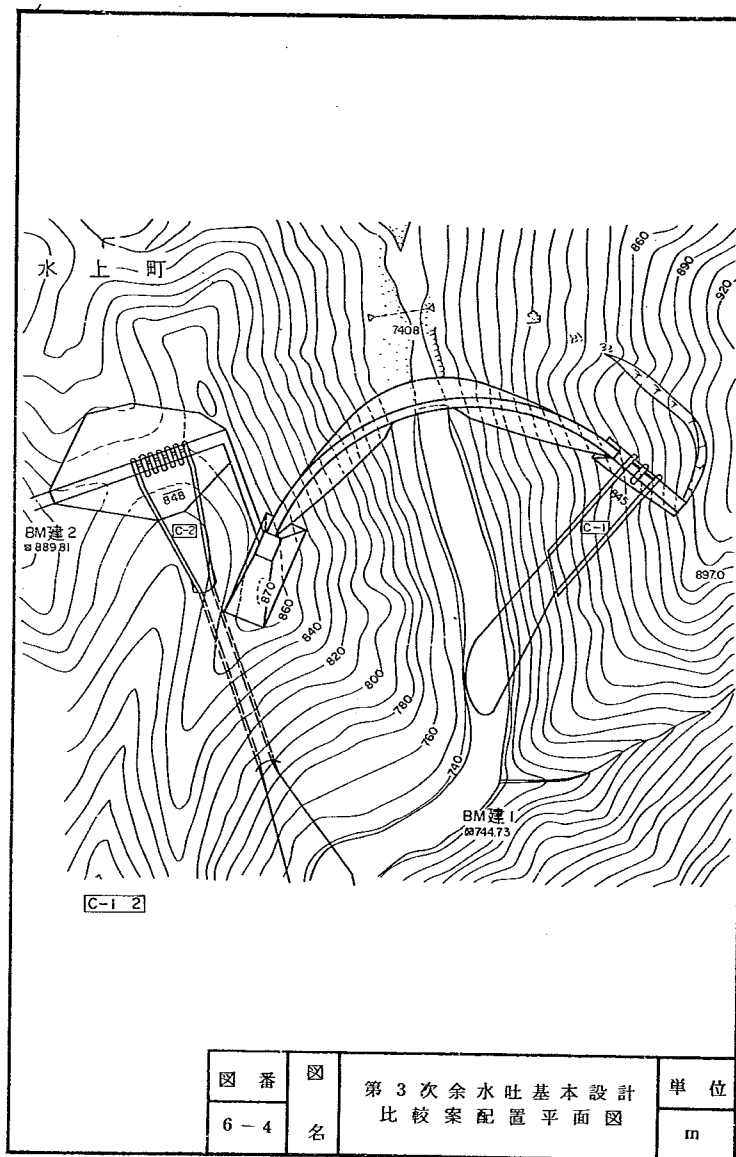
表 - 5 矢木沢ダム第3次余水吐基本設計比較案一覧表

型 式	案 照	参 照 図	越 流 頂		ゲ ー ト		越 流 部			水 路												放水端 標高m	水路延長 余水吐 総水平長	名 称	摘 要																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																					
			標高m 径間数	純長m 総長m	数・型式 巾m 高m	R1 m R2 m W m	α	Hd m	型 式	巾 m 高 m 延長 m	勾 配	型 式	巾 m 高 m 延長 m	勾 配	型 式	巾 m 高 m 延長 m	勾 配	型 式	巾 m 高 m 延長 m	勾 配																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																										
ダム 本体 越 流	S・2	7- b	848.0 2	10.4 17.9	2- ロー 5.2 6.5	3,000 1,200 1,721	0.1264	6.0	開水路	max min 12.9, 10.4 3.5, 2.5	1/0.8 41.0	開水路	max min 10.4, 10.0 2.5, 2.5	0.35/1 71.5	開水路	10.0 2.5	水 平 9.5	—	—	—	785.0	約 132.0 116.7	アーチダム本体左岸 粘部越流コンクリート シュート放散型	山：山側シュート																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																						
	E・3	7- h	848.0 4	24.0 36.5	5- ロー 6.5 6.5	3,000 1,200 1,721	0.1264	6.0	開水路	山 川 13.0, 13.0 3.0, 3.0	1/0.8 41.0, 60.5	開水路	山 川 10.0, 10.0 2.5, 2.5	0.3/1 70.0, 57.0	開水路	山 川 9.0, 9.0 2.5, 2.5	水 平 9.5, 10.0	—	—	—	山799.0 川779.0	約 116.7 山1305 約川137.5 111.7	全 上	川：川側シュート																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																						
	C・3	7- k	848.0 2×3 2×26.5	2×16.5 2×3 5.5 6.5	ロー 6.5 6.5	3,000 1,200 1,721	0.1264	6.0	開水路	左 18.0, 18.0 3.0, 3.0	1/0.8 44.0, 35.0	開水路	左 15.0, 15.0 2.5, 2.5	0.3/1 81.5, 97.5	開水路	左 15.0, 15.0 2.5, 2.5	水 平 6.0, 3.5	—	—	—	783.0	約 126.7 山141.5 約右146.0	アーチダム本体両岸 粘部越流コンクリート シュート放散型	左：左岸側シュート																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																						
スラスト フロツク 越 流	S・1	7- a	848.0 2	10.4 17.9	2- デン 5.2 6.5	3,000 1,200 1,721	0.1264	6.0	開水路	12.9 4.5	1/1.6 約30.0	開水路	12.9 4.5	0.2/1 約30.5	開水路	12.9 4.0	0.7/1 約61.5	開水路	12.9 3.5	水 平 9.5	790.0	約 136.7 120.0	左岸側スラストブロック 越流コンクリートシュート放散型	右：右岸側シュート																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																						
	E・2	7- g	846.0 2	16.0 23.5	2- デン 8.5 8.5	4,000 1,600 2,294	0.1004	8.0	開水路	18.5 5.5	1/2 約34.0	開水路	18.5 5.5	0.2/1 約37.0	開水路	18.5 5.5	水 平 約3.0	—	—	—	823.0	約 79.8 75.0	全 上	他に山復保護工を要す																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																						
	C・1	7- i	845.0 2	19.0 26.5	2- デン 9.5 9.5	4,500 1,800 2,581	0.0914	9.0	開水路	山 川 9.5, 9.5 6.0, 6.0	1/2 32.0, 32.0	開水路	山 川 9.5, 9.5 6.0, 6.0	0.2/1 36.0, 30.0	開水路	山 川 9.5, 9.5 6.0, 6.0	水 平 62.1/38.1	—	—	—	山793.0 川791.0	約 133.0 山125.0 約川20.0	全 上	山：山側シュート																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																						
正側水 越流 式道	S・4	7- d	849.0 2	10.4 17.9	2- ロー 6.5 6.5	3,000 1,200 1,721	0.1264	6.0	斜 坑	max min 10.8, 4.61 5.0, 4.61	1/0.8 約47.9	水平部	4.61 約313.0	0.8983	—	—	—	—	—	—	777.0	約 370.0 350.0	英体右岸側上流台地 越流（正常）取入コン クリート側水路隆道	川：川側シュート																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																						
	C・4	7- l	845.0 2	19.0 26.5	2- ロー 9.5 9.5	4,500 1,800 2,581	0.0914	9.0	斜 坑	max min 20.5, 8.22 8.0, 8.22	1/0.8 約53.0	水平部	8.22 約305.0	0.051278	—	—	—	—	—	—	777.0	約 350.0 371.0	全 上																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																							
	E・1	7- f	846.0 2	16.0 23.5	2- ロー 8.5 8.5	4,000 1,600 2,294	0.1004	8.0	開水路	max min 18.5, 16.0 4.50	1/0.8 約17.0	開水路	16.0 5.0	水 平 約88.0	—	—	—	—	—	—	825.0	約 118.5 113.0	部開塞構造物越流 コンクリート開水路 シュート型																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																							
鞍 部 越 流	C・2	7- j	845.0 2	19.0 26.5	2- ロー 9.5 9.5	4,500 1,800 2,581	0.0914	9.0	開水路	max min 22.0, 19.0 5.00	1/0.8 約15.5	開水路	max min 19.0, 8.9 7.0, 5.5	0.02/1 約98.0	斜 坑	max min 9.89, 7.38 9.89, 7.38	1/1 約68.0	隆 道	7.38 107.2	765.0	約 304.0 282.6	部開塞構造物越流 コンクリート開水路 シュート及隆道型																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																								
	C・5	7- m	845.0 2	19.0 26.5	2- ロー 9.5 9.5	4,500 1,800 2,581	0.0914	9.0	開水路	max min 22.0, 18.0 5.00	1/0.8 約15.5	開水路	18.0 6.0	水 平 約89.0	開水路	18.0 5.0	0.2/1 約204.5	開水路	18.0 4.0	0.4/1 約96.0	750.0	約 432.0 423.0	E-1に同じ																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																							
	S・6	7- e	852.5 1	90.0 60.0	ゲート なし	なし	なし	なし	なし	max min 4.32, 4.60 4.32	鉛直 約27.5	斜 坑	max min 4.32, 4.60 6.32, 4.60	1/1 約40.0	水平部	円形無圧 0.05831	—	—	—	—	775.0	約 410.5 360.0	偏平クレスト型斜坑 付堰坑余水吐																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																							
坑水 吐	S・7	7- c	850.0 1	60.0 62.8	ゲート なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし</









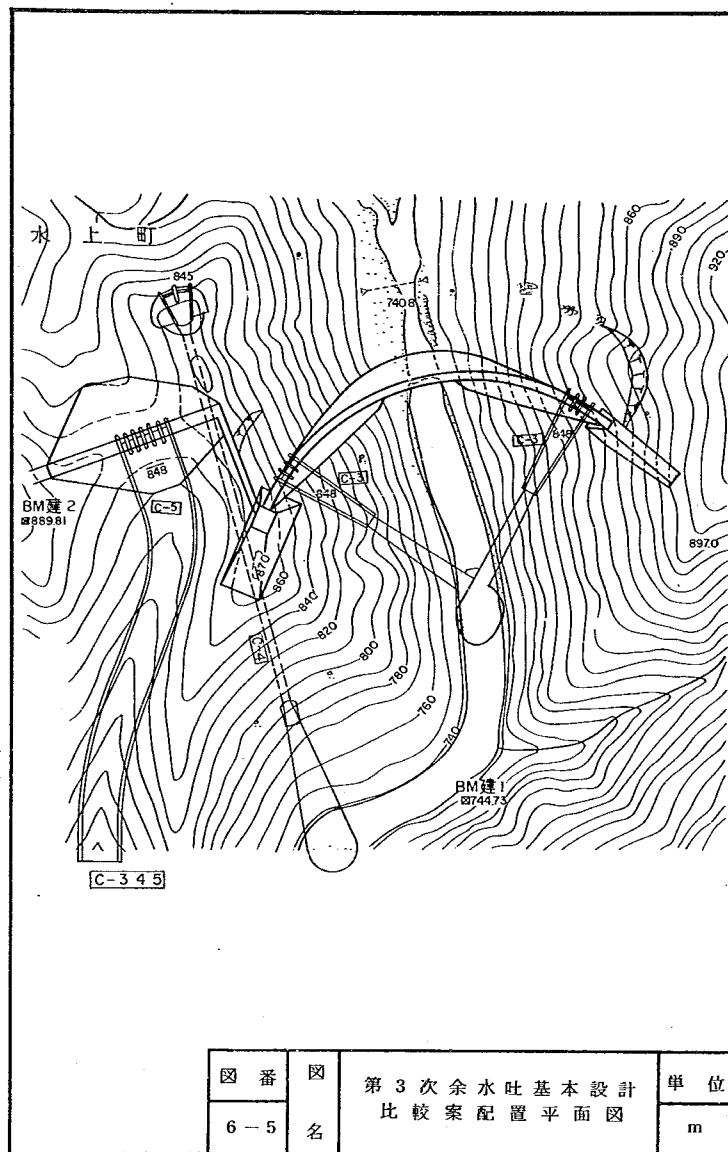


図 番	図 名	第 3 次 余 水 吐 基 本 設 計 比 較 案 配 置 平 面 図	単 位
6-5			m

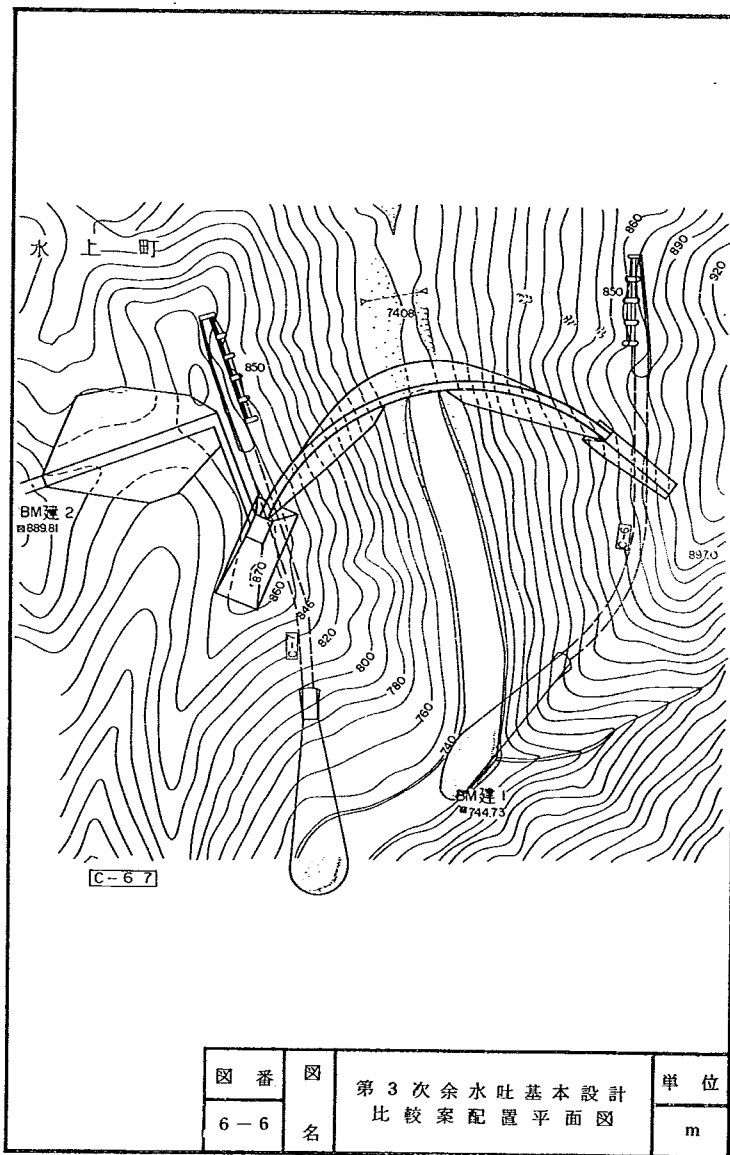


図 番	図 名	第 3 次 余 水 吐 基 本 設 計 比 較 案 配 置 平 面 図	単 位
6-6			m

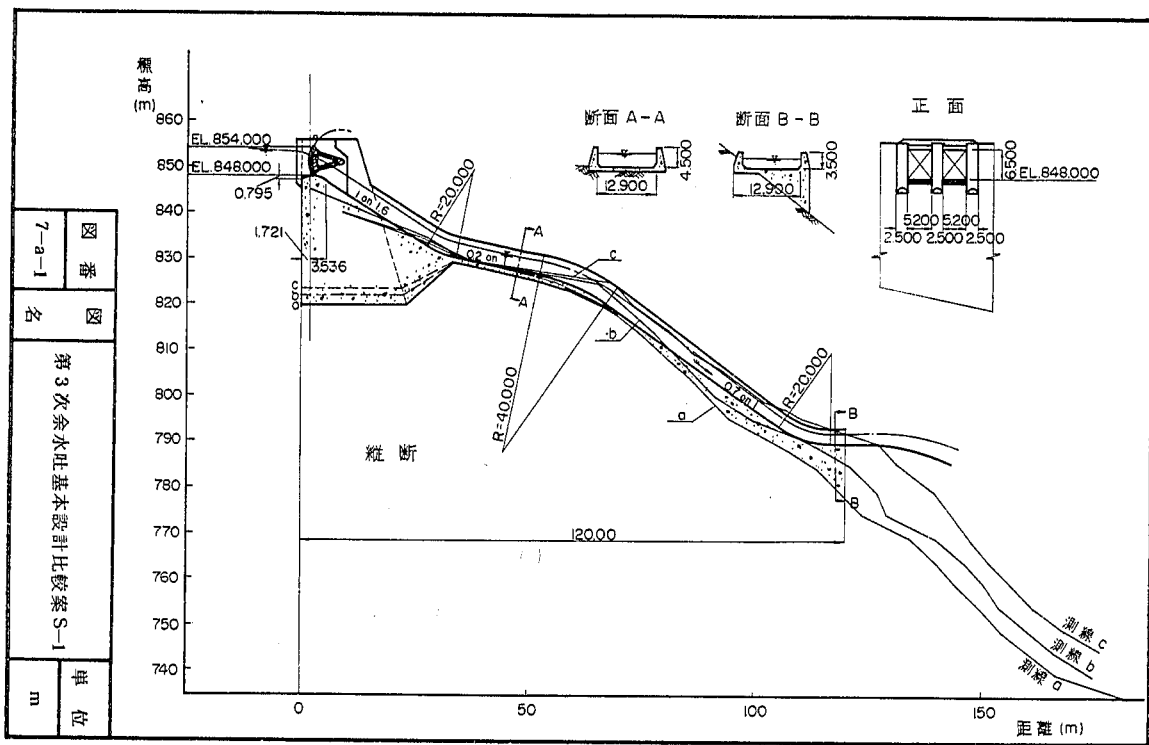
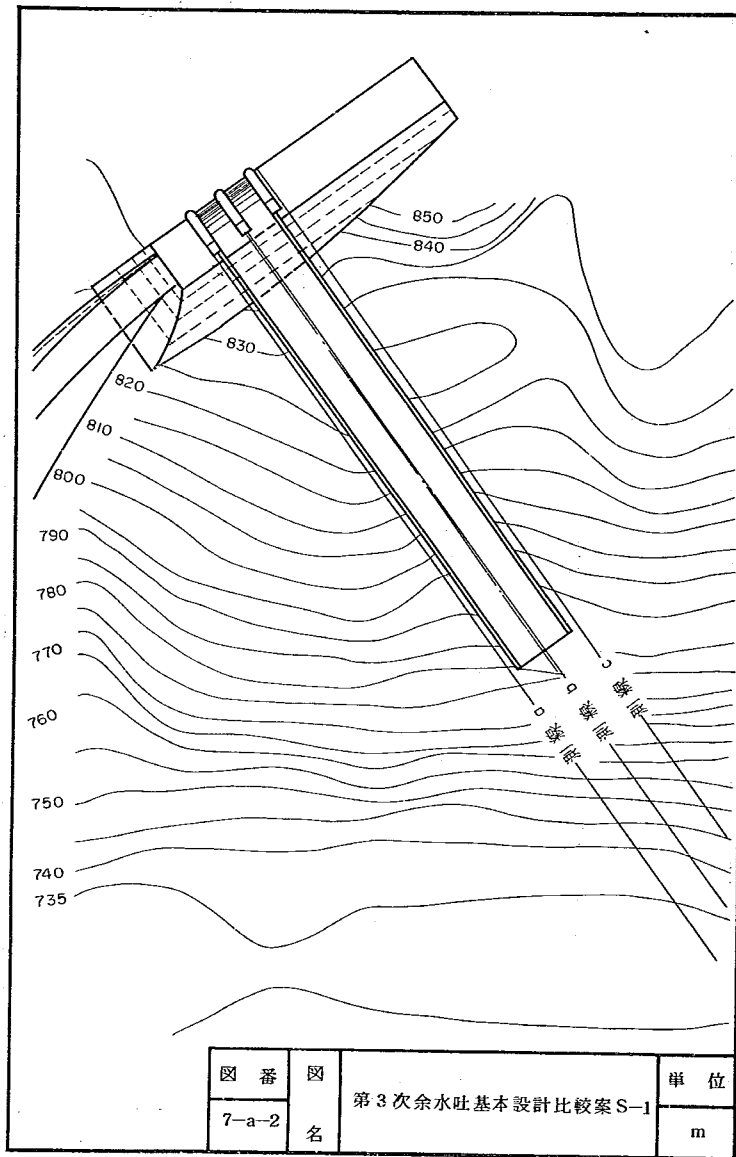
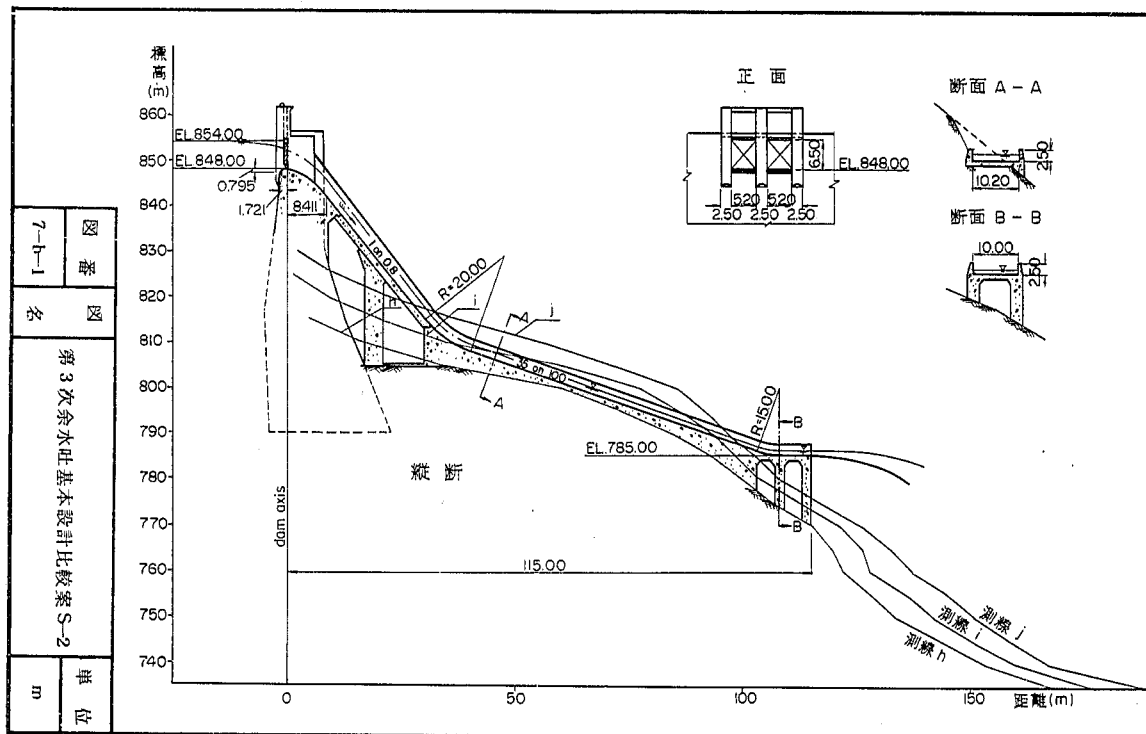
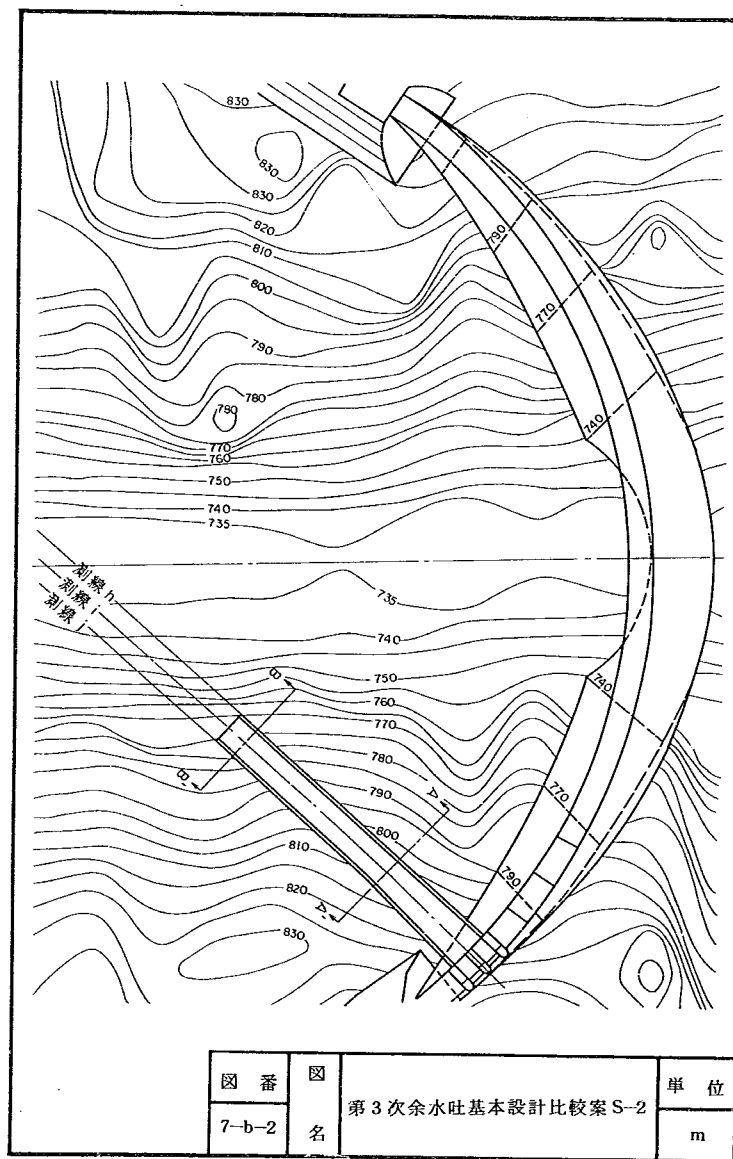


圖 名	圖 番	單位
第3次余水吐基本設計比較案S-1	7-a-1	m







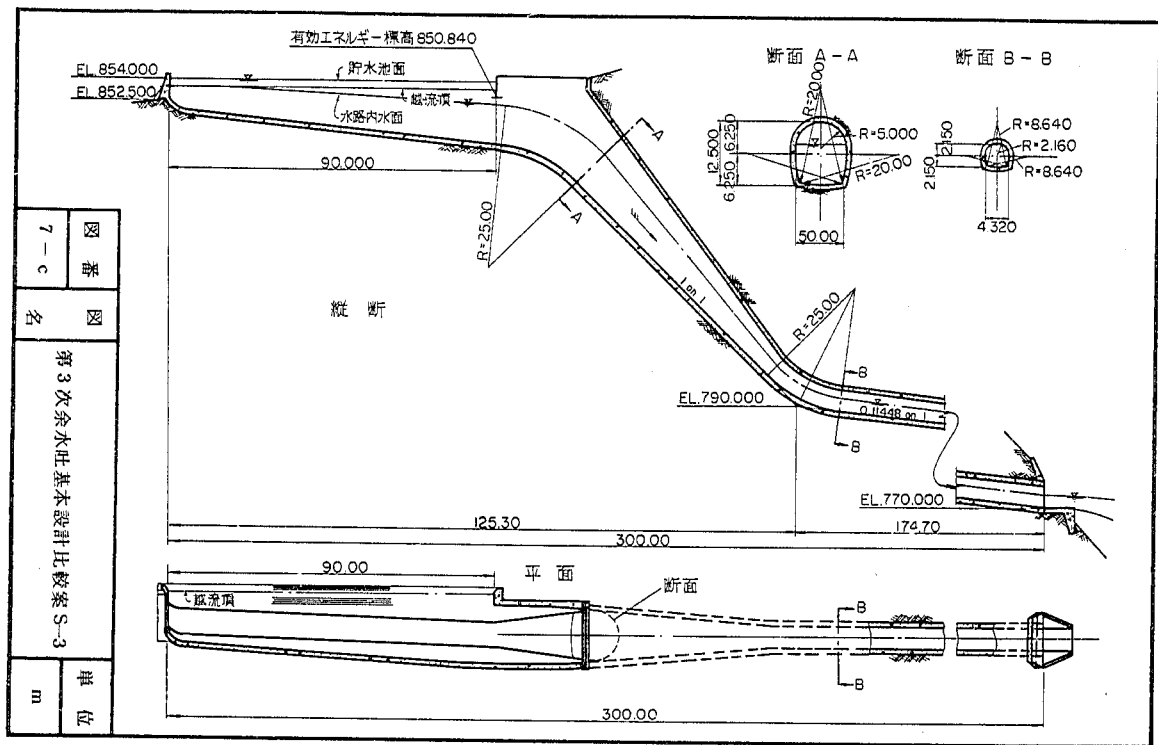


図 番	7 - c
図 名	第3次余水吐基本設計比較案 S-3
単 位	m

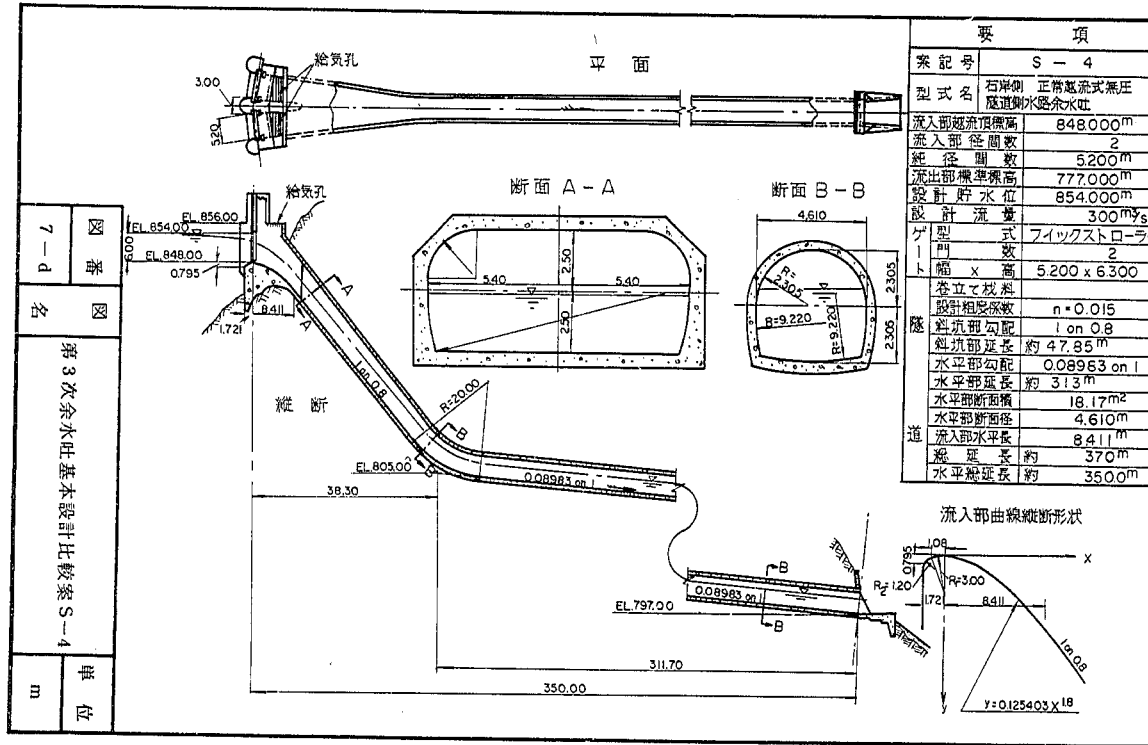
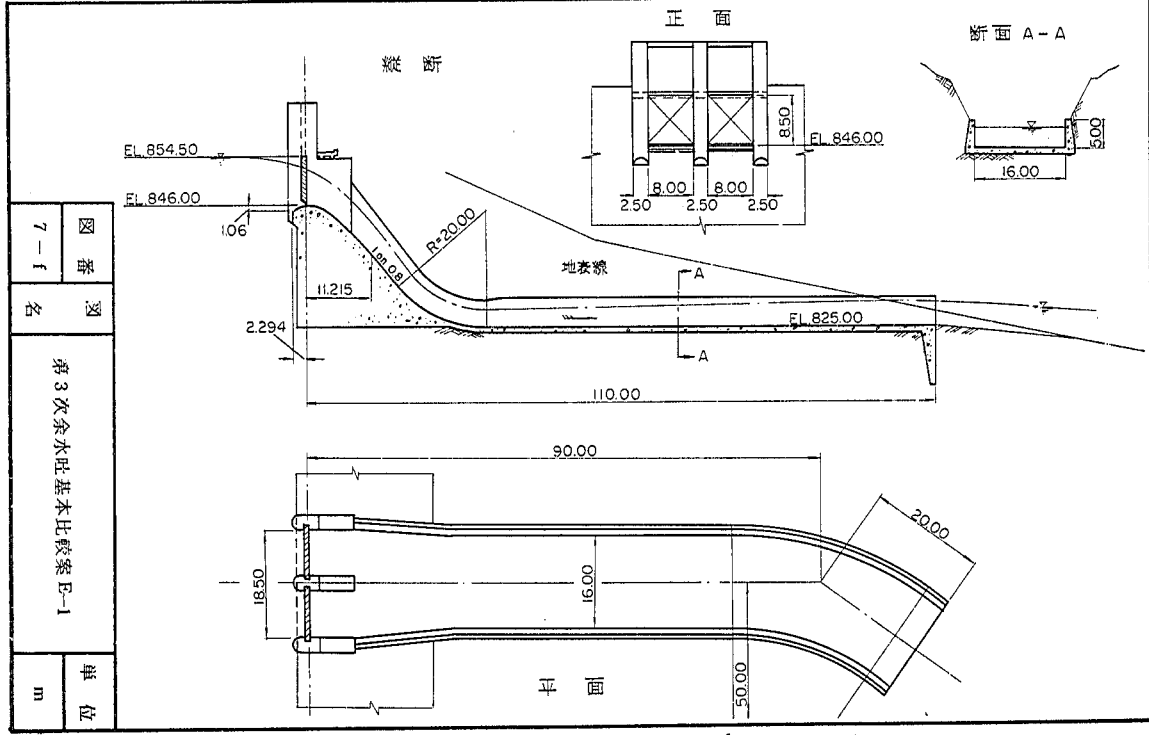
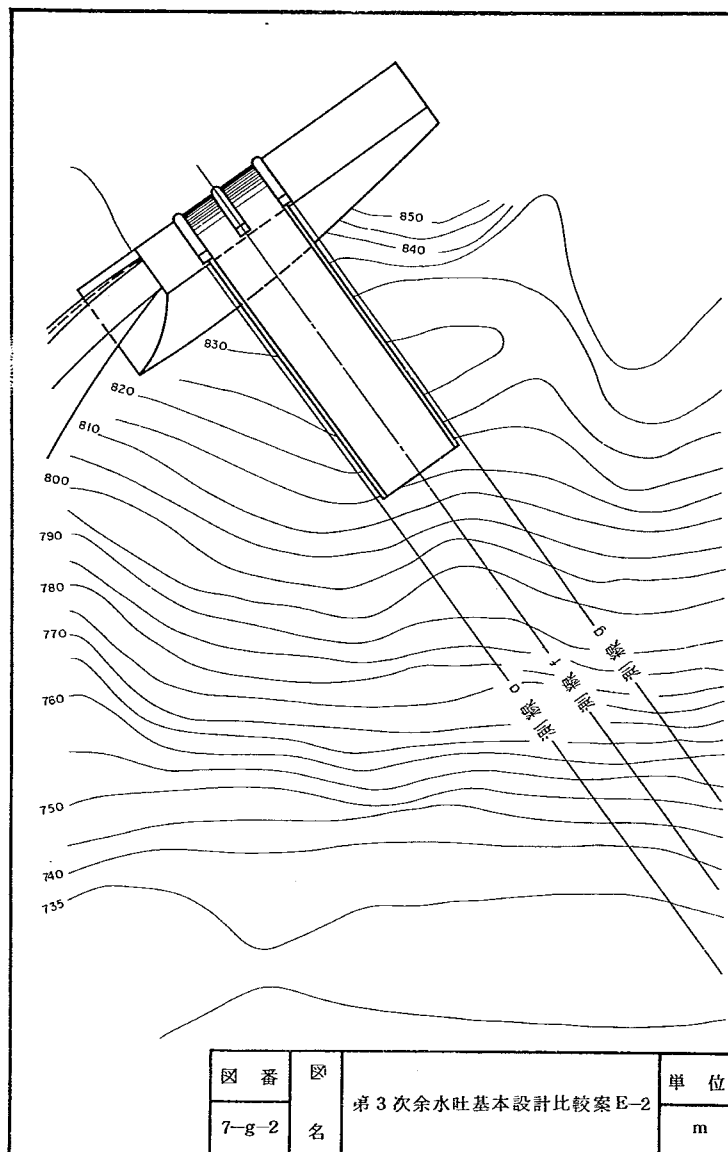
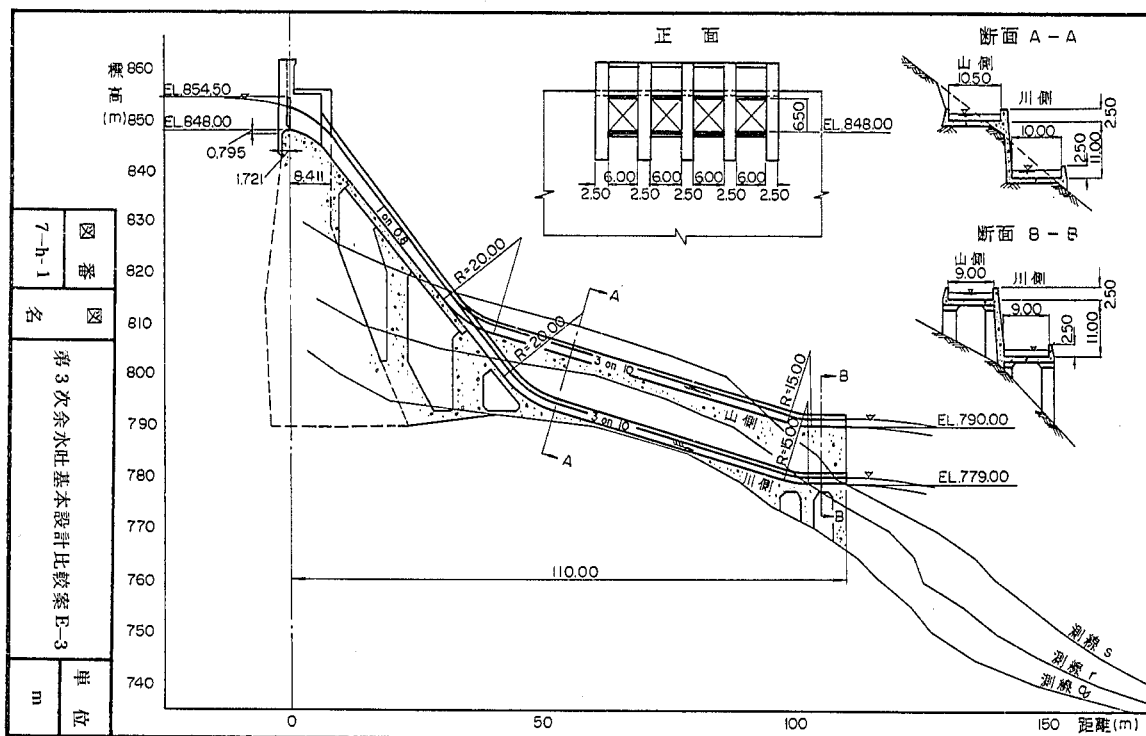


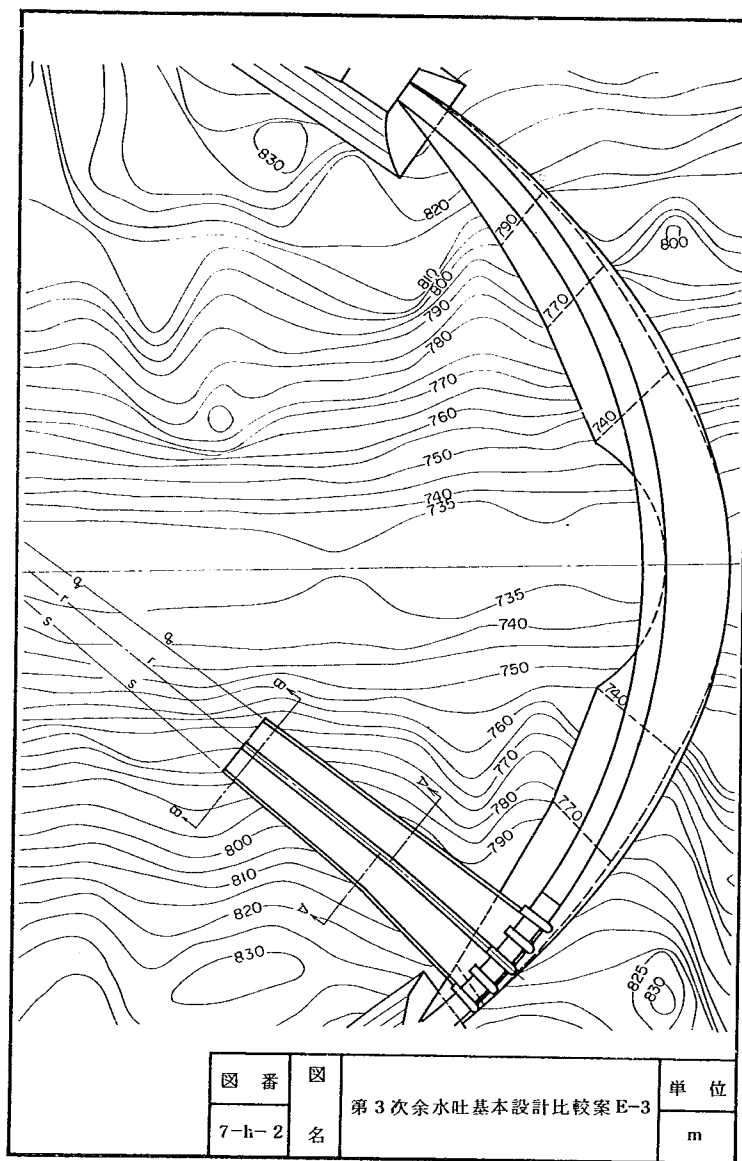
図 番	7 - d
名	第3次余水吐基本設計比較案 S-4
単 位	m

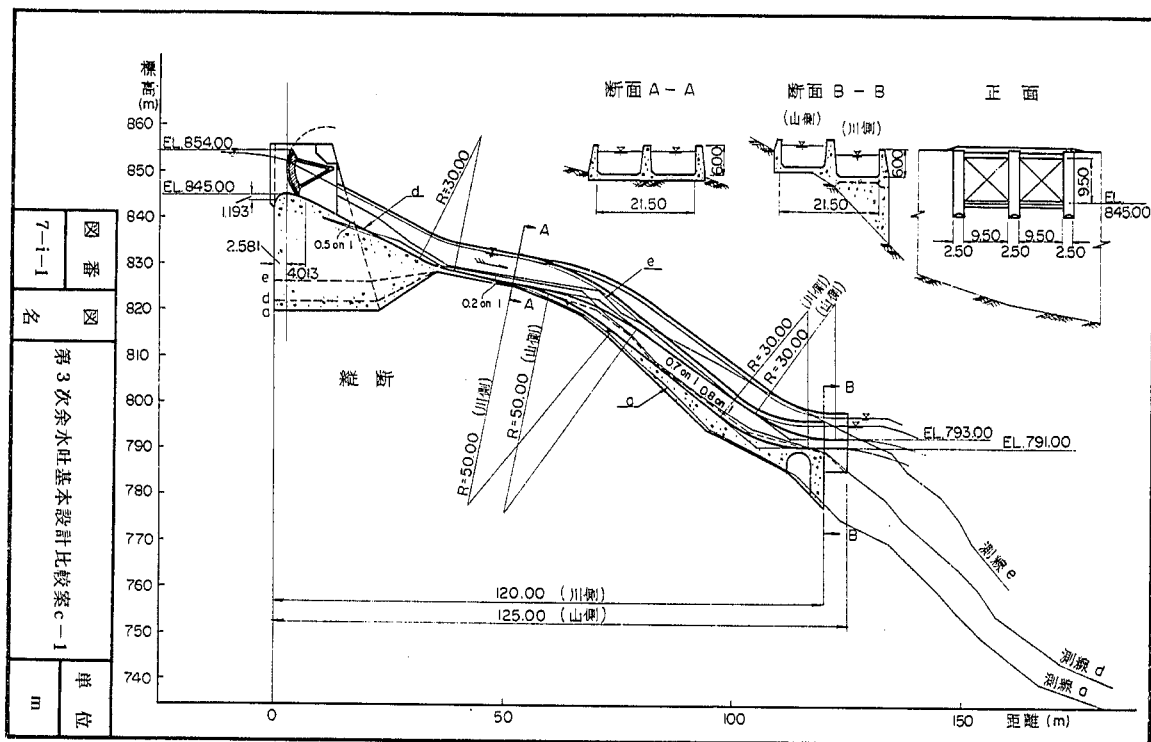


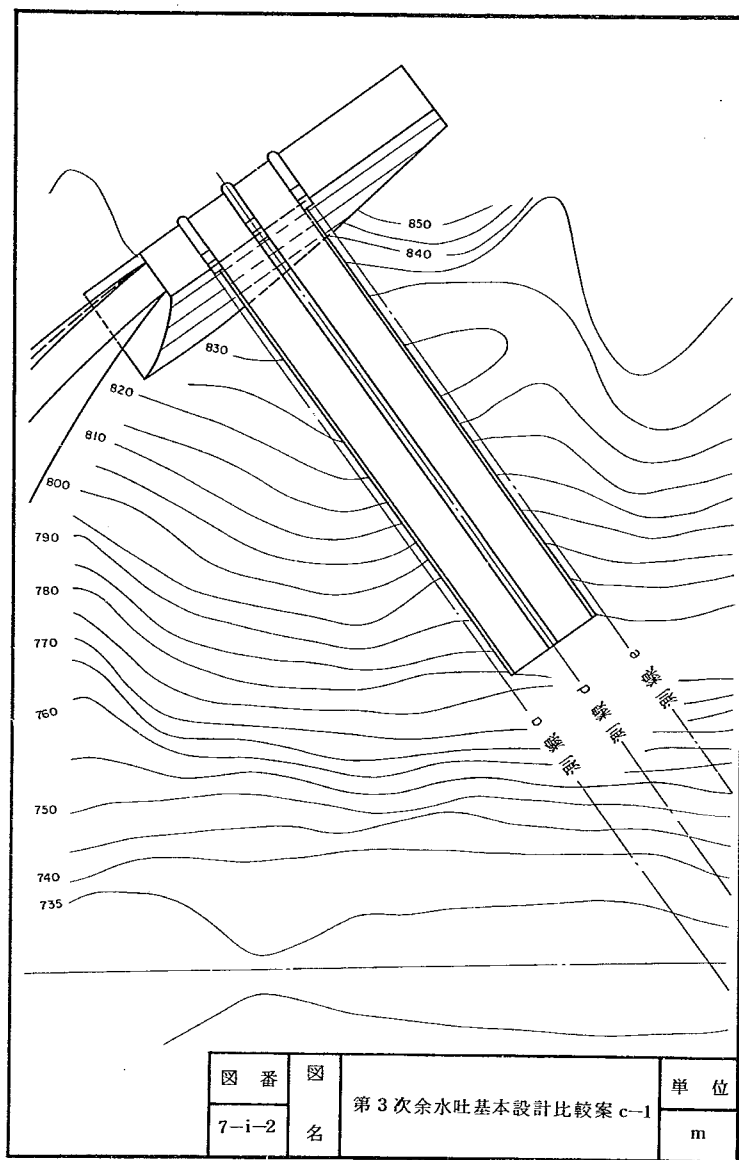


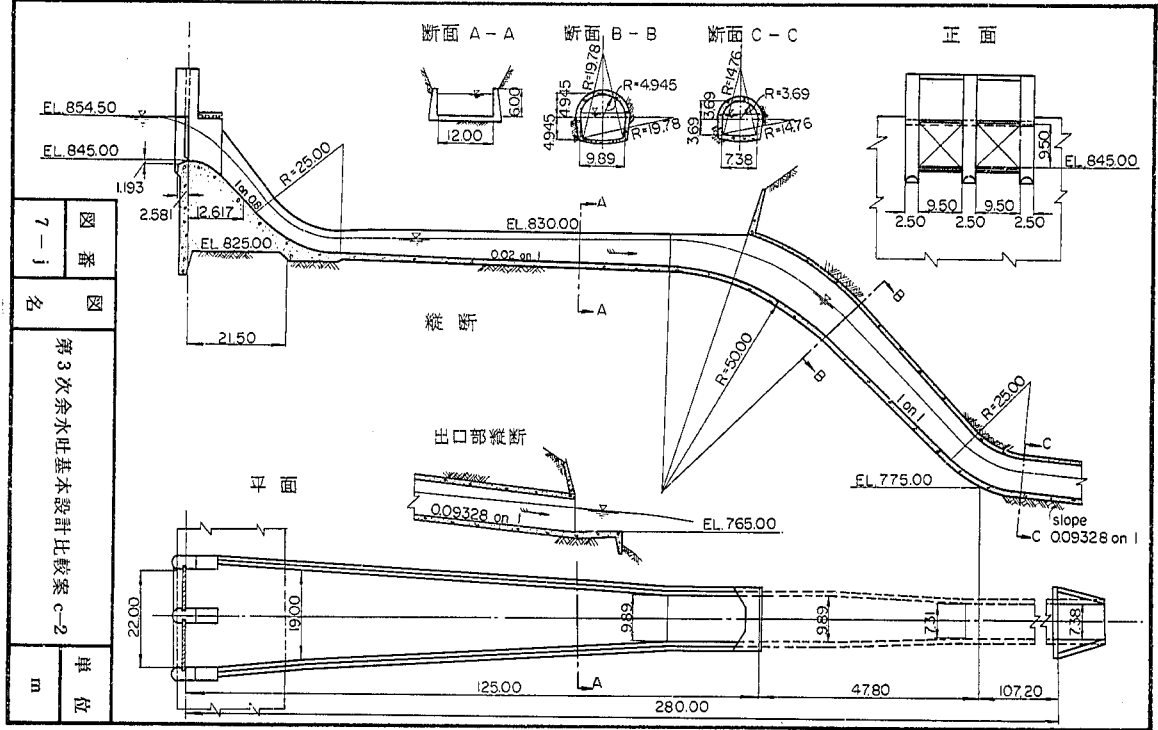


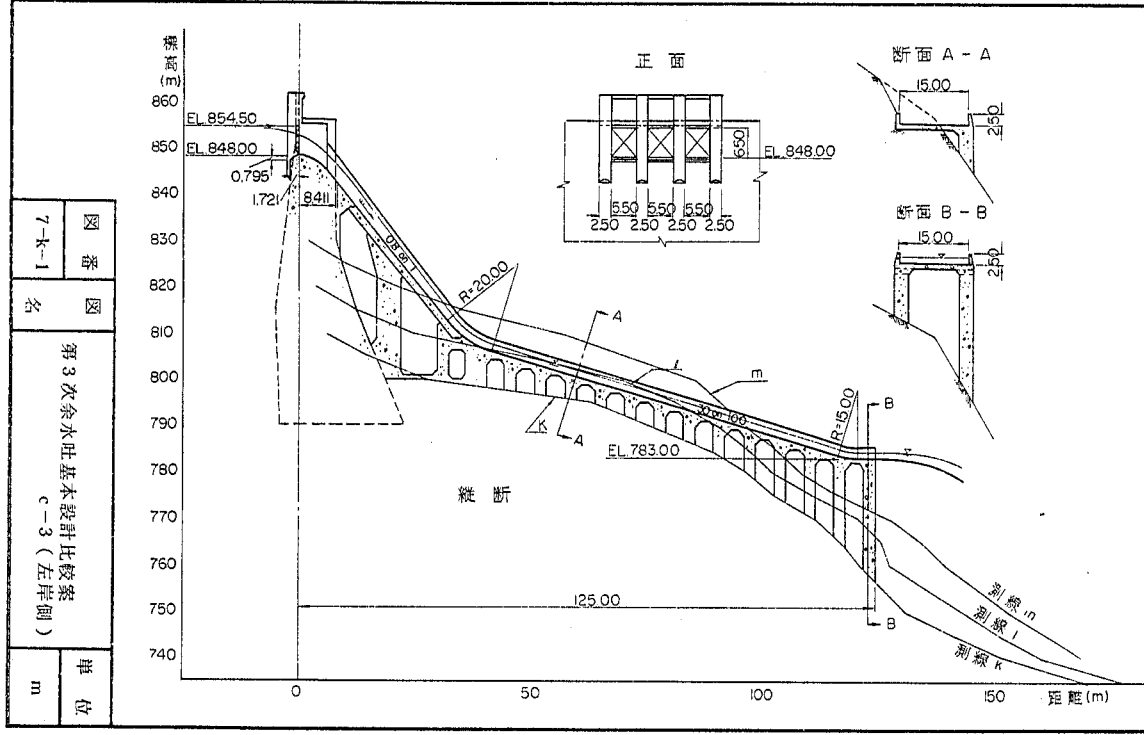


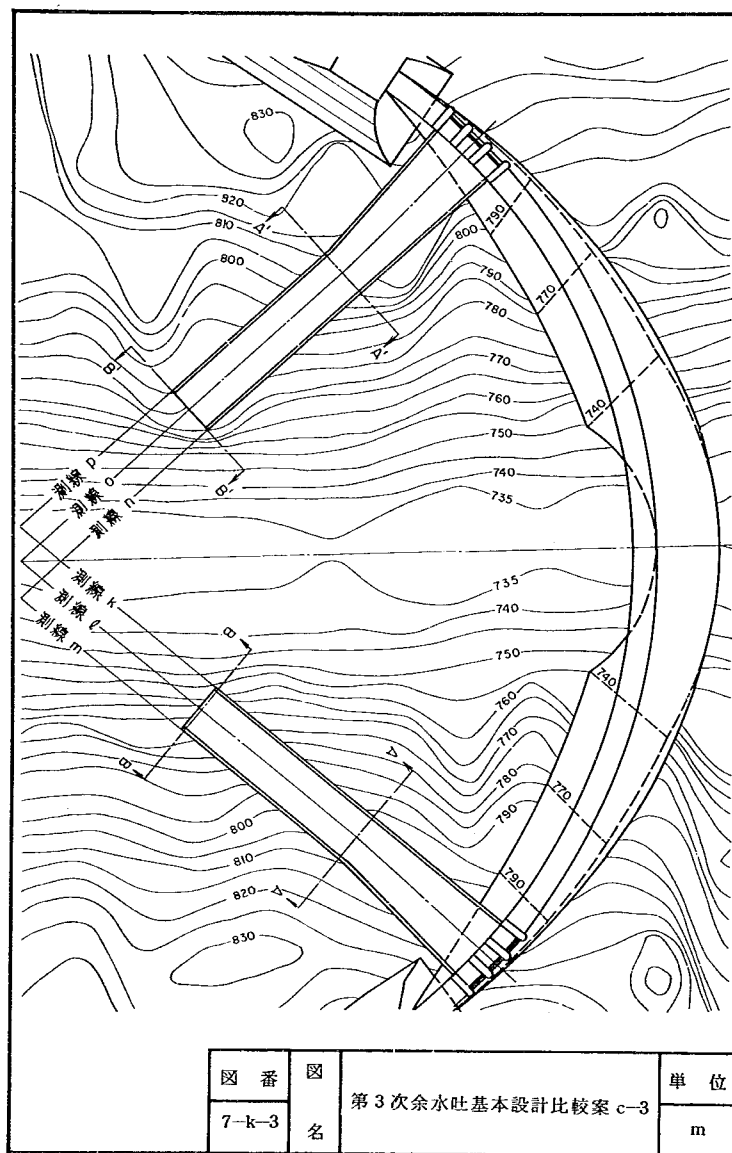


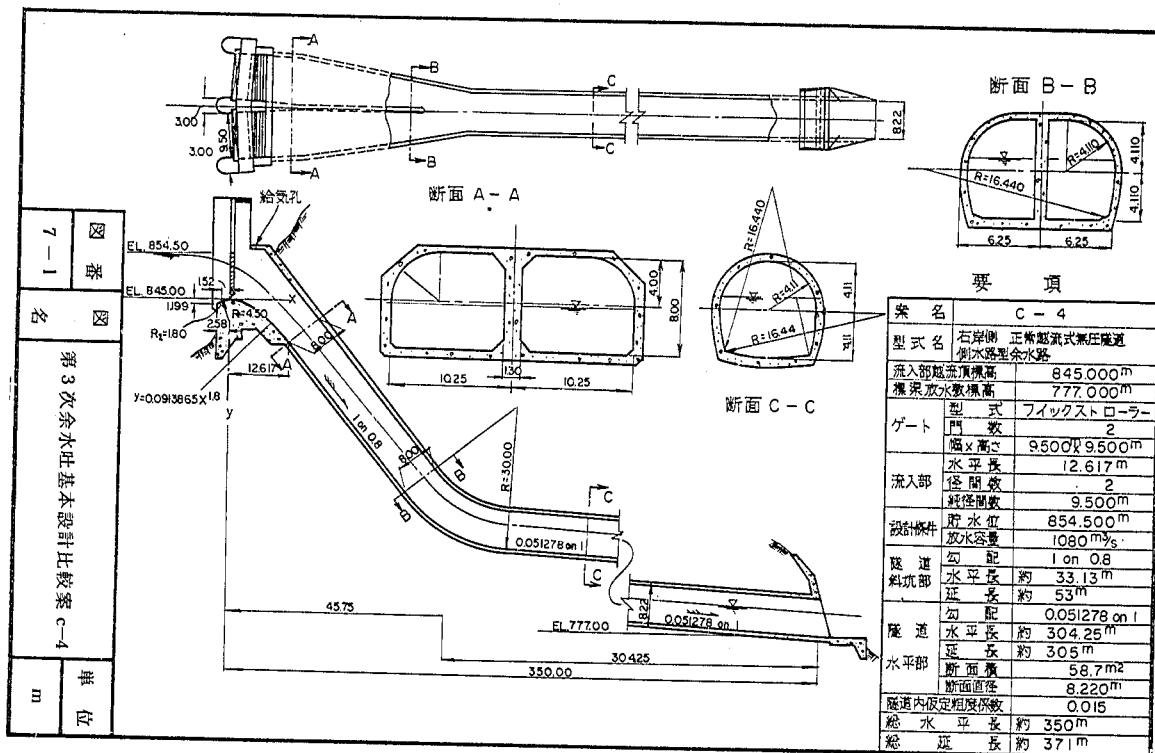


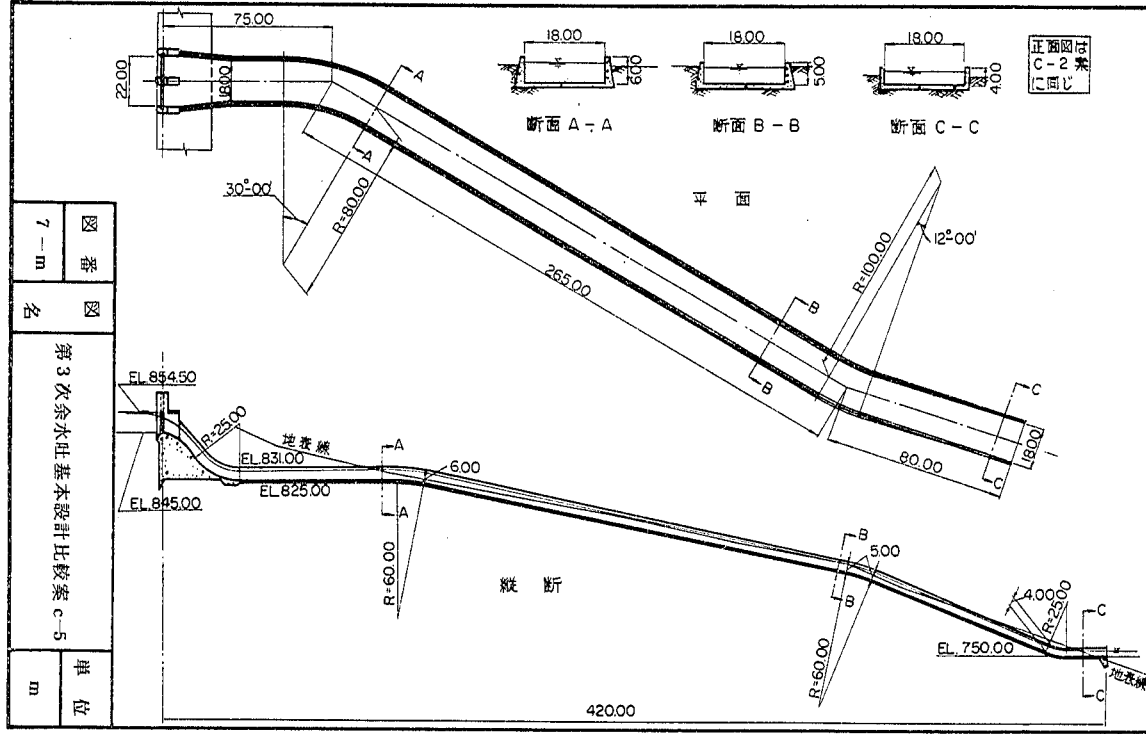












はさけた方がよい。

いま、このような厳しい設計上の考慮を払った場合に採用可能な余水吐案としては、第3次基本設計のC-5案(鞍部越流案、計画放流と異常放流の兼用案)およびS-1案(スラストブロック越流案ただし、右岸側、計画放流専用案)とE-1案(鞍部越流案、異常放流専用案)とを併設する案が考えられた。これが第4次余水吐基本設計である。(図-8参照)

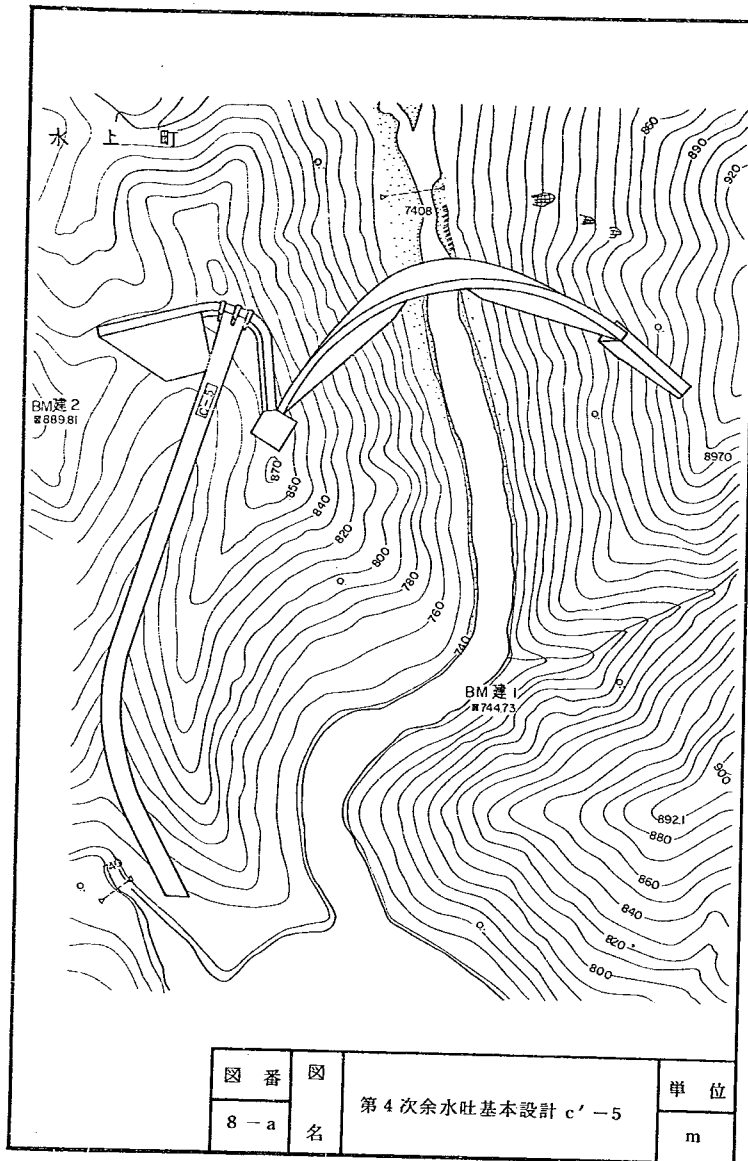
このうち、C-5案については、鞍部越流案と鞍部と右岸側スラストブロックとを結ぶ遮水壁上を越流する案とが考えられるが、後者は種々の点で前者に優る。すなわち

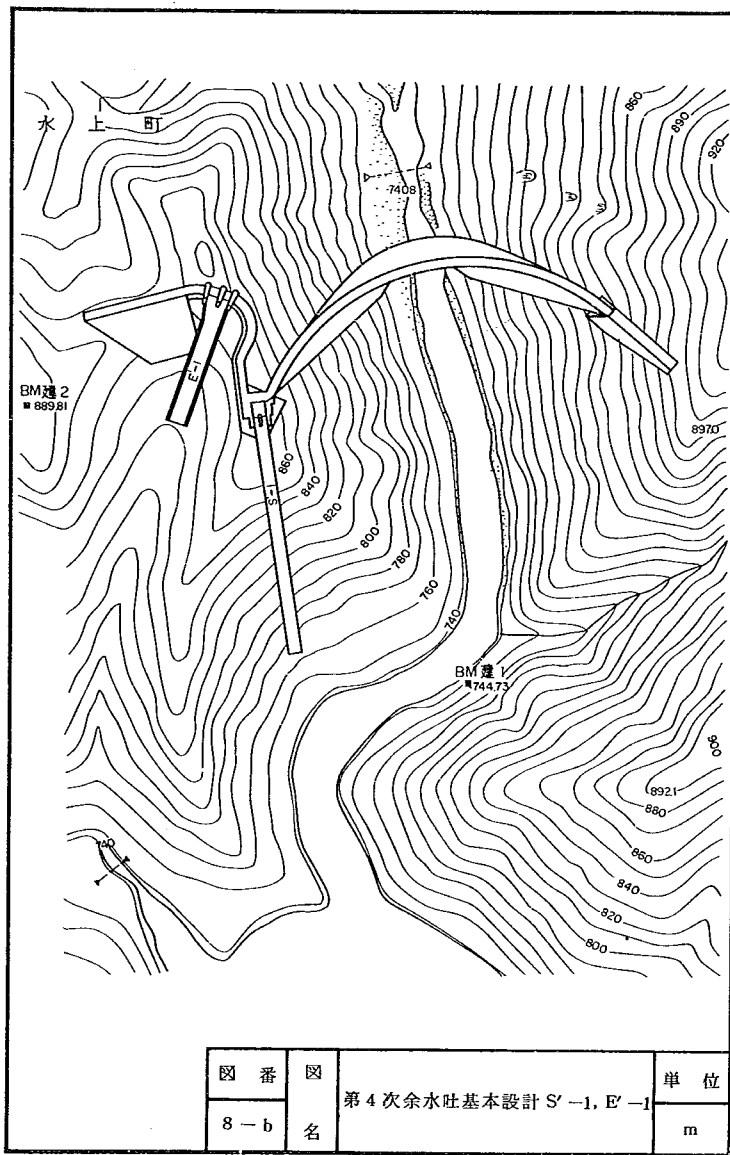
- (1) 鞍部をアース構造物で閉塞した場合には、越流方式を採用することはできず、また越流部のみをコンクリート構造物とした場合にも鞍部の基礎岩盤標高は820 m以下であるから、遮水壁断面に比して掘削コンクリート量とも著るしく大きくなる。
- (2) 地形条件に適合したシュート路線を選定した場合、遮水壁越流案では平面彎曲部を1ヶ所設けるだけで安全な放流を期待しうのに反し、鞍部越流案では2ヶ所の平面彎曲部へ投入を必要とするから、設計、施工上の複雑さが倍加し、また彎曲部の水面隆起や衝撃波の下流への伝播など水理的に好ましくない流況を呈する。
- (3) 遮水壁越流案では遮水壁平面形状を曲線にすることにより越流水脈の集中を容易にし、また経済的な余水吐の設計が可能である。

以上の理由によってC-5案は遮水壁越流型(C'-5案)に変更された。

次に専用余水吐案については、発電所からの送電線が発電所上の屋外鉄構から直接下流左岸の山脈に導かれ、また道路は既設の路線のままであるとの前提にたって、これらの構造物とほとんど無縁な余水吐型式が考えられた。

このような所与条件を満足させる常用余水吐としては、右岸スラストブロック上に設けられる越流型余水吐が考えられ、その越流水をシュートに





よって十分下流に導いて放流する型式を採用する（S' - 1 案）越流水を堤体、発電所などの構造物となるべく無縁にした状態で導びくためにシュートの中心線方向は、発電所の河心にほぼ平行に選り、また越流部も地形的条件から必然的に堤体と遮水壁との接合部に設けられた。

一方この常用余水吐と併設される非常用余水吐については、遮水壁上に越流部をもつ越流型余水吐を採用し、異常洪水時のみに操作されるものであるから、そのコンクリートペーパメントの長さをC' - 5 案に比して著しく短縮している。（E' - 案）

第 4 次 余 水 吐 基 本 設 計 条 件

計画案	記 号	余水吐	洪水調節条件			異常放流条件		制限水位条件
			放流開始水位	計画高水位	計画放流量	異常洪水位	設計放流量	
兼用案	C' - 5	兼 用	852.5 ^m	854.0 ^m	300 ^{m³/s}	854.5 ^m	1080 ^{m³/s}	850mまで排水可能
専用案	S' - 1	常 用	852.5 ^m	854.0 ^m	300 ^{m³/s}			常用余水吐で850m
	E' - 1	非常用				854.5 ^m	780 ^{m³/s}	まで排水可能

このC' - 5 案（常用，非常用兼用のシュート余水吐）とS' - 1（常用余水吐）とE' - 1（非常用余水吐）との併設案について、昭和36年10月31日 矢木沢ダム工事事務局において打合せ検討した結果次の理由からC' - 5 案を有力な実施案とすることに意見がまとまった。

- (1) 堤体、発電所およびその付属構造物とまったく無縁の状態で作るからいかなる操作状態であっても主要構造物の安全を脅かすおそれなく、また減勢処理上もトラブルが少ない。
- (2) スラストブロックを越流させるS' - 1 案は越流頂標高をEL.845.00 mにしているが堤体安全上スラストブロック天端の必要最低標高EL.845.00 m以上になる可能性がある。その場合越流幅をとりえないことになる。

- (3) S' - 1 案はアプローチ水路の掘削が莫大になり、またスラストブロック下流の堅岩を掘削する必要を生じるから堤体安定上も好ましくない。
- (4) 本ダムの計画洪水流量算定の基礎資料の信頼性、洪水発生時期と貯水池使用計画との関係を考えると、E' - 1 案を常用余水吐として利用する頻度はかなり大きいと考えられ、シュートは谷の全長にわたってコンクリートベグメントを施す必要となろう。

したがって、むしろC' - 5 案を採用した方が経済的かつ合理的である。

以上のような検討をへて同年 11 月 20 日に矢木沢ダム工事々務所、開発課、関東地建および土研が余水吐について打合せを行なった結果工費面での決定をみるに至らなかったが、実験は一応C' - 5 案を実施有力案としてこれに基づいて行なうことに決め、C' - 5 案についての問題点を修正して実験にのせる設計案をかためることとした。

C' - 5 案について工事々務所より指摘された設計必要条件は次のとおりである。

条 件

- (1) 原案越流部の位置A (- 56000, 15700) は比較的基礎岩盤が良好であるから、原位置より 30 ～ 40 m スラストブロックよりの地質条件の悪い位置に越流部を設け、この部分を重力式コンクリートダムでおきかえる。
- (2) 余水吐放出水脈は矢木沢に直接落下させても管理上問題となることはない。
- (3) 水路途中に設けられるストックパイルは堤体打設後移転する。
越流部と下流シュートを予め建設しておき、ストックパイル移転後その部分を打設することも可能である。
- (4) ダム天端のアクセスウェイは余水吐水路の位置、形状が決定した後、余水吐操作に支障のない路線を選定する。したがって余水吐は、地形、

地質および水理条件のみを考慮して適切な形状を決定してよい。

以上のような設計過程を経て、C'-5案が実施有力案となり、この案について模型実験にうつすことになった。

〔2〕 基本実施設計 (CM-1案)

はじめに

C'-5案として実際に設計された形状は、下流シュートが単一円弧よりなるCM-1案と、2つの円弧を挿入するCD-1案との2つの形状が設計されているが、両者ともその設計の手法は同一であるのでここではCM-1案と呼ばれる単一円弧を挿入した場合の設計について述べる。

【1】 越流部

越流部は平面的に円弧をなし、円弧半径は100mである。越流部の上流面および下流面の勾配はそれぞれ1:0.05および1.08に選ばれた。

越流頂標高は彎曲遮水壁上で実用上とりうる越流巾とゲート寸法を考慮してEL845.0mとし、異常洪水流量 $1,080\text{m}^3/\text{s}$ を貯水位EL854.5mで放流しうる越流純長として19mを与えた。越流頂には巾9.5m、高さ9.5mのテンターゲート2門を設けることとし、ビヤー巾はダム軸上で3.0mとした。

越流面曲線は設計水頭 $H_d = 9.0\text{m}$ とするランドルフ曲線を採用すると図-9の諸元の値は次のとおりである。

$$r_1 = 4,500\text{m}$$

$$r_2 = 1,800\text{m}$$

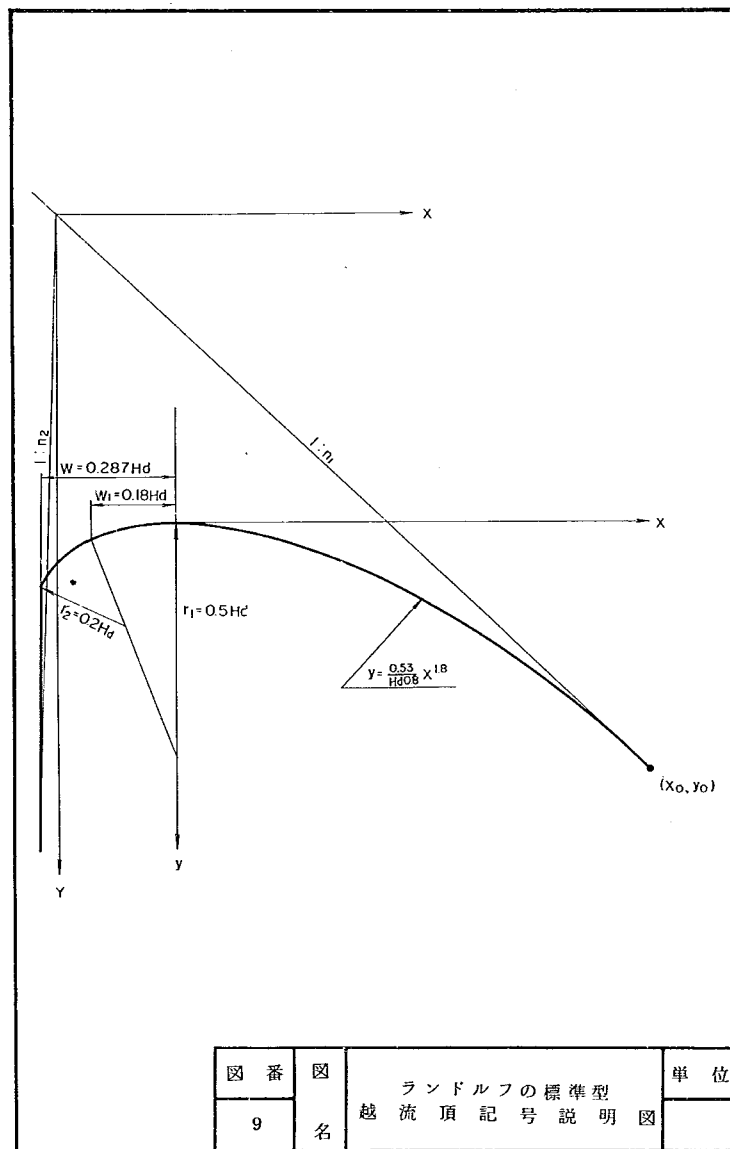
$$W = 0.2868 H_d = 2.581\text{m}$$

$$W_1 = 0.18 \quad H_d = 1.620\text{m}$$

下流側曲線 $y = 0.091386 x^{1.8}$

越流面と堤体下流面との接点の座標(x_0, y_0)は

$$x_0 = 12.617\text{m}$$



図番	図名	単位
9	ランドルフの標準型 越流頂記号説明図	

$$y_0 = 8.762 \text{ m (EL 836,238 m)}$$

基本三角形の頂点を原点とするX-Y座標になおすと、

$$X_0 = 14.610 \text{ m} \quad Y_0 = 18.262 \text{ m}$$

越流部の断面形状および平面形状および平面形状はそれぞれ図-10および図-11に示す。

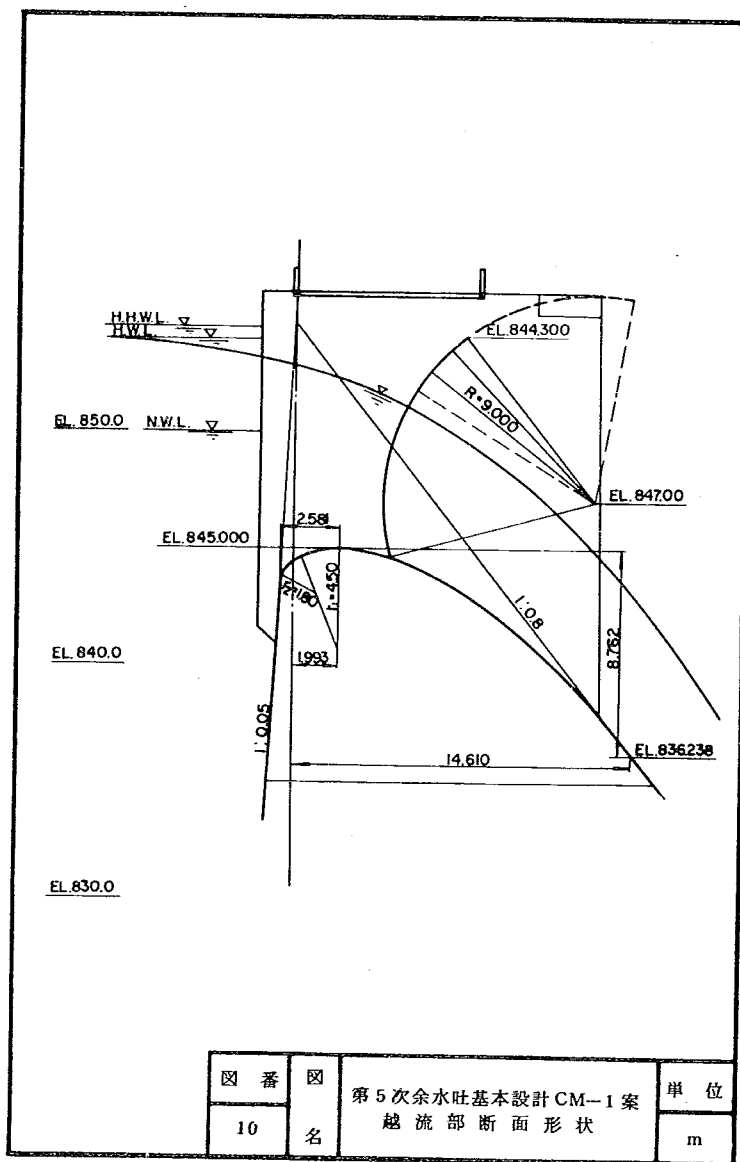
【2】 水路の平面形状の選定

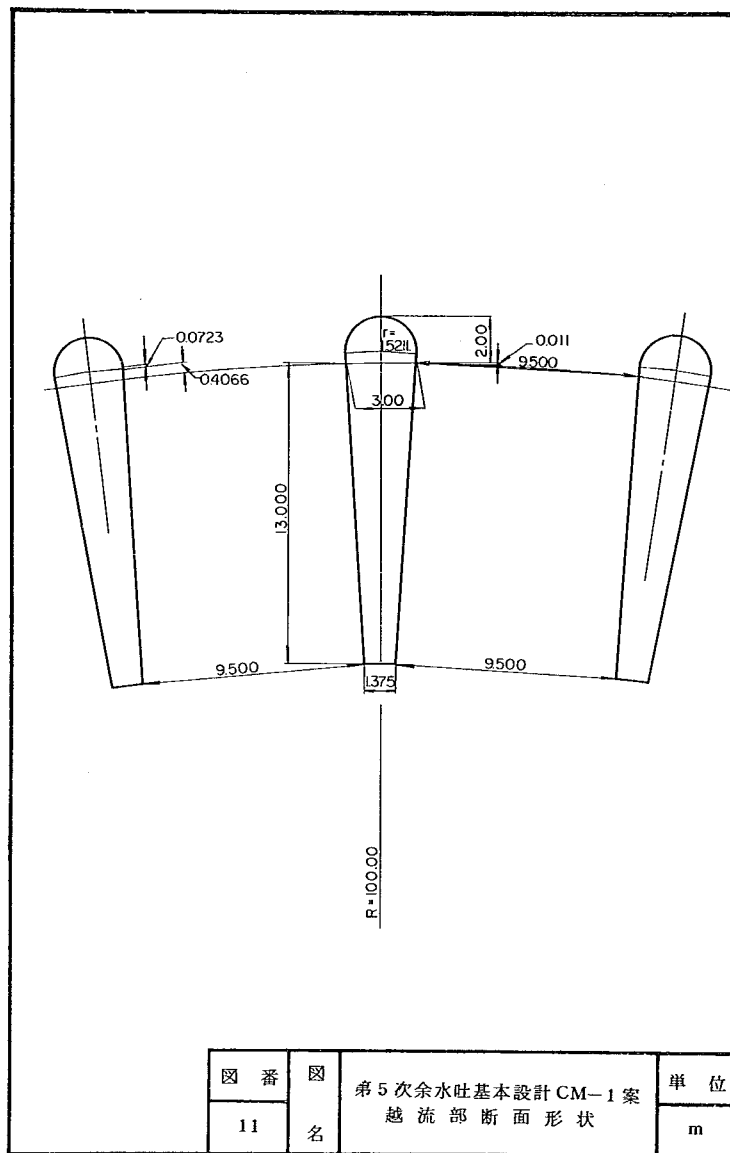
当初、C-5案として設計したとき、越流部ダム軸の中心点Aの座標は、(-56.000, 15.700)とされていた。

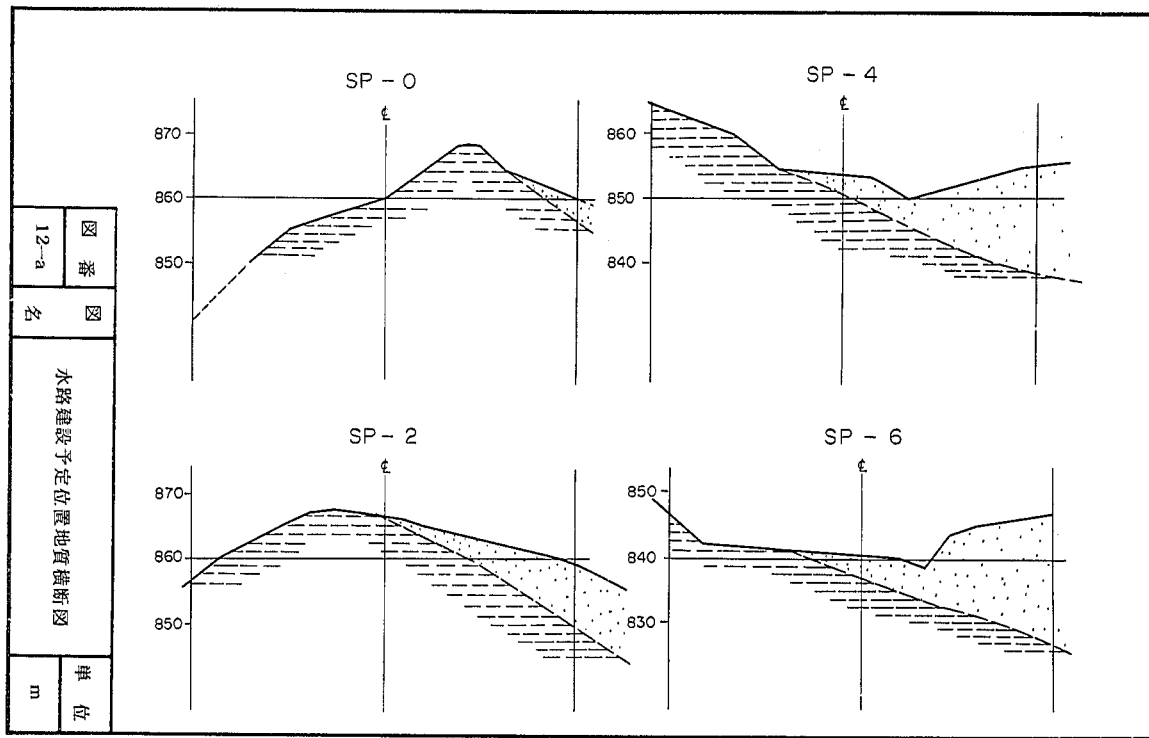
しかし、余水吐建設予定地点の地質測量の結果(図-12 13 参照)すでに前章にのべたようにC-5案の越流部の位置は比較的基礎岩盤が良好であるのでさらに地質条件の悪い位置に越流部を設け、この部分を重力式コンクリートダムでおきかえることになり、C'-5案では、越流部の中心Aを直線距離で30.0m下流のA'点に移動させる。以下水路各点の位置は図-13に示される0点を原点とし、50m間隔の格子測線のうち、C-Cおよび1-1測線をそれぞれx軸、y軸とする直角座標で与えられる。A'点の座標は(-27.200, 5.800)である。

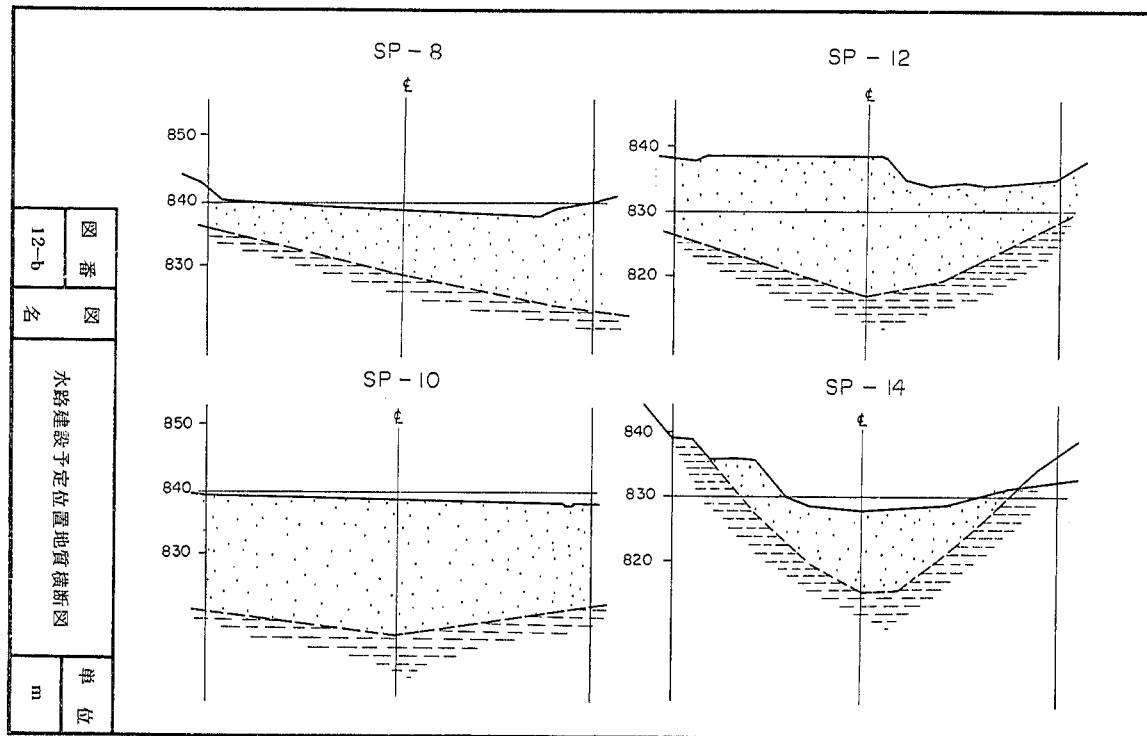
地形、地質条件を満足する水路下流端部の中心線として図-13に示される断面36と58の中心を結ぶ直線(D線と名付ける)を選ぶ。またA'点を通る水路上流端部の中心線(U線と名付ける)の方向はD線との取り付け部に挿入される円弧の中心角を小さくして彎曲部外側の水面上昇を極力おさえまた越流部上流の接近水路掘削量も比較的少なくてすむようにD線との交角が150°となるように選定した。

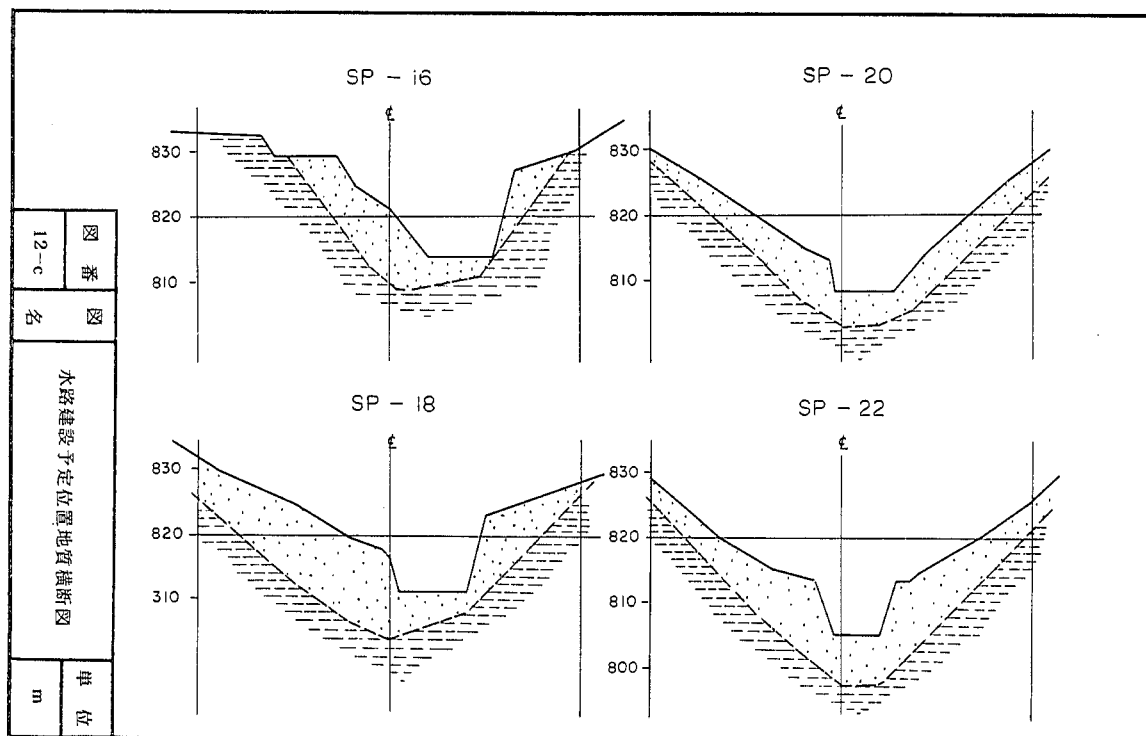
越流部堤趾部までの鉛直方向向に彎曲部を有する区間で、水路を平面的に曲げるのは設計を複雑にし、またこの部分に発生した衝撃波による水面の乱れが下流に伝播されて好ましくないから、C'-5案のバケット終端点、すなわちダム軸より33.04m下流までは少なくとも直線水路で通す。

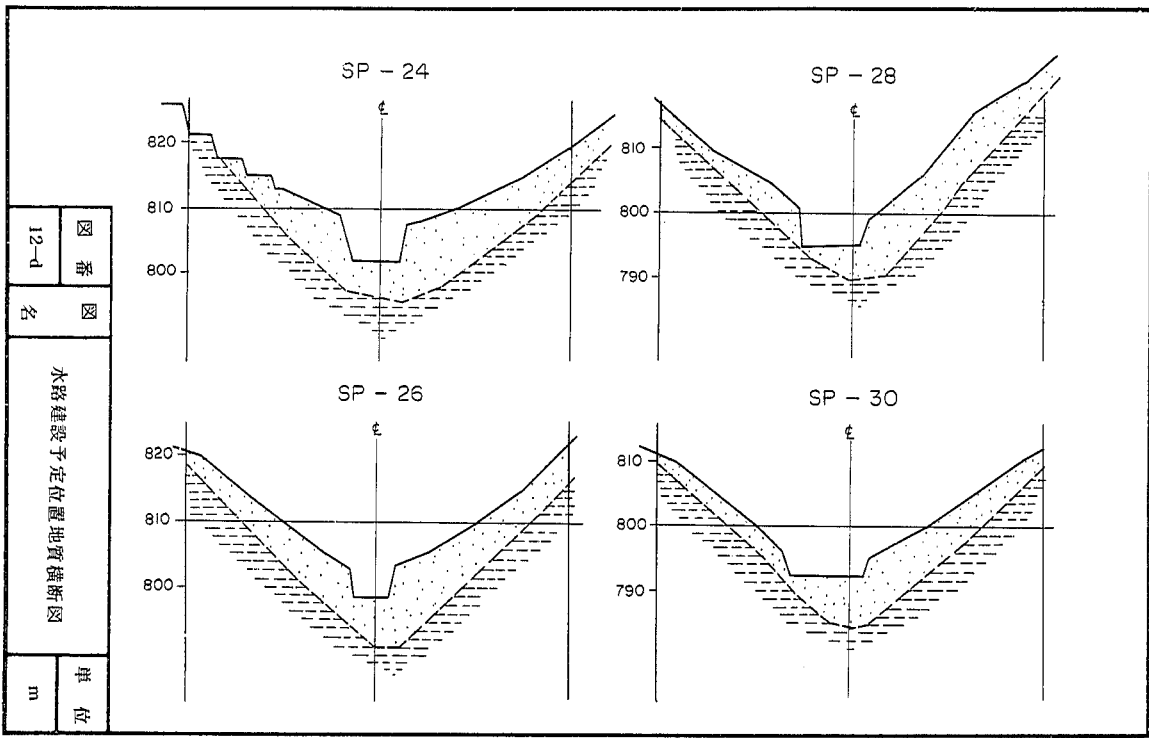


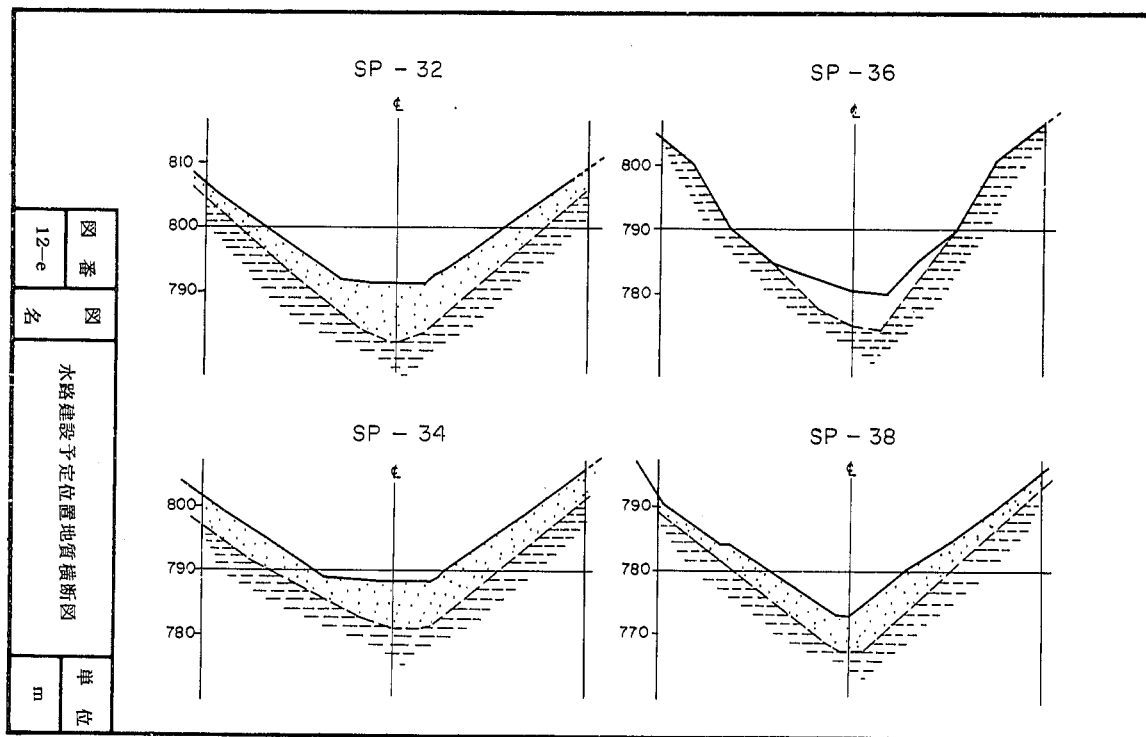


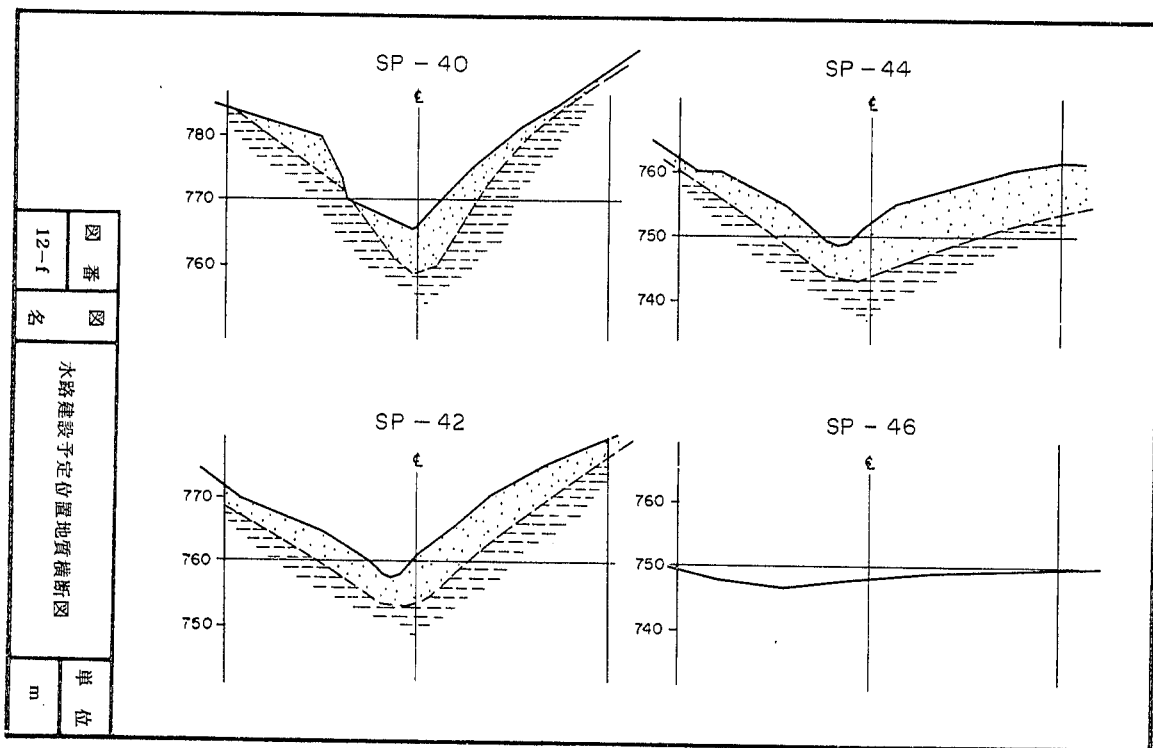


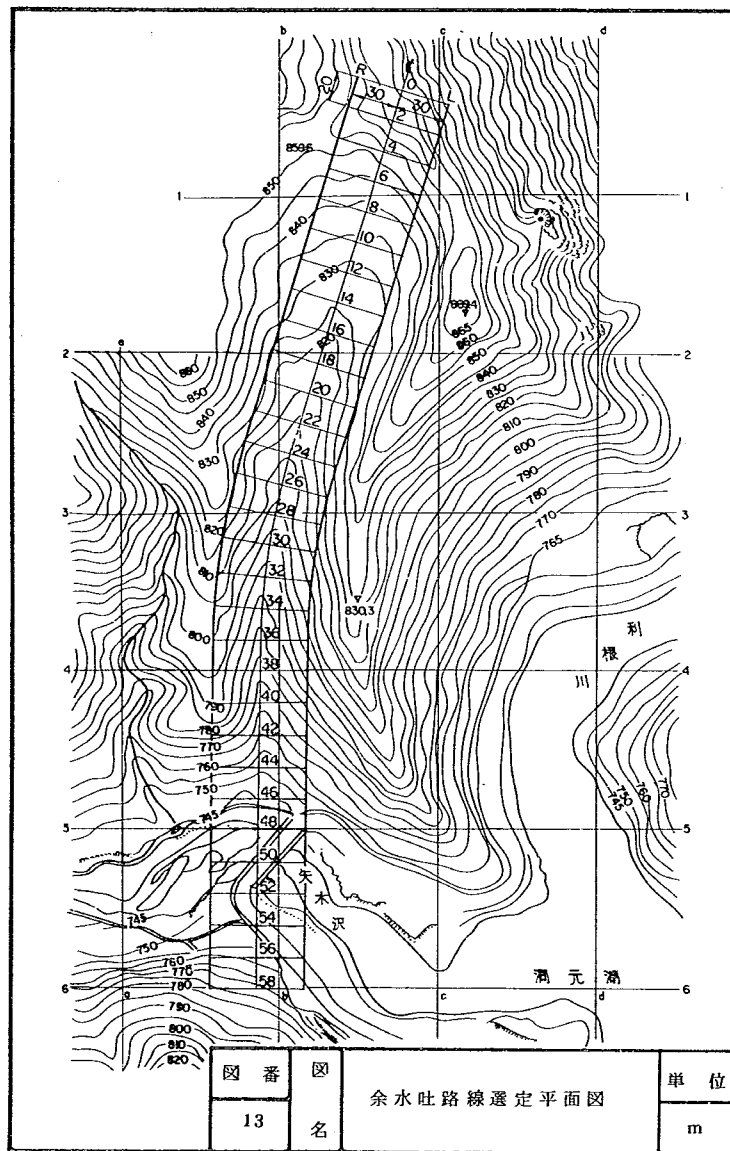












【3】 水路の設計

(3-1) 曲率半径の選定

U線とD線とを一つの円弧で結びつける場合の外壁面に沿った水面上昇高を求めるために表-6に示される諸元で与えられる水路について水理諸量を計算する。

表-6 単一曲線水路諸元

曲率半径 Rc (m)	L (m)	ℓ_c (m)	曲線始端(B.C)			曲線終端(E.C)		
			x座標	y座標	水路面標高(例)	x座標	y座標	水路面標高
100	26.80	26.180	132.0	97.6	EL803.50	181.6	111.5	EL799.00
200	53.59	52.360	109.0	84.2	806.20	209.3	"	789.20
300	80.39	78.540	85.8	70.8	809.20	236.2	"	783.40
400	107.18	104.720	62.5	57.6	817.00	263.0	"	781.00
500	133.98	130.900	39.0	44.4	819.00	290.0	"	770.00
600	160.77	157.080	15.4	30.8	831.90	317.0	"	760.00

注：水路面標高はその点における推定岩盤面の標高をとった。

その平面的な配置は図-14に示される。

水路巾 $B=18.0m$ 中心角 $\theta_c=30^\circ 00'$

P点座標 (154.800, 111.500)

水路中心線沿いの地表面および推定岩盤面標高は図-15および表-7に示される。

壁面沿いの水深の変化は、有限衝撃波の理論により計算される。

図-16に示される壁面の変向によって生じる衝撃波によって流速が変化するものとする。

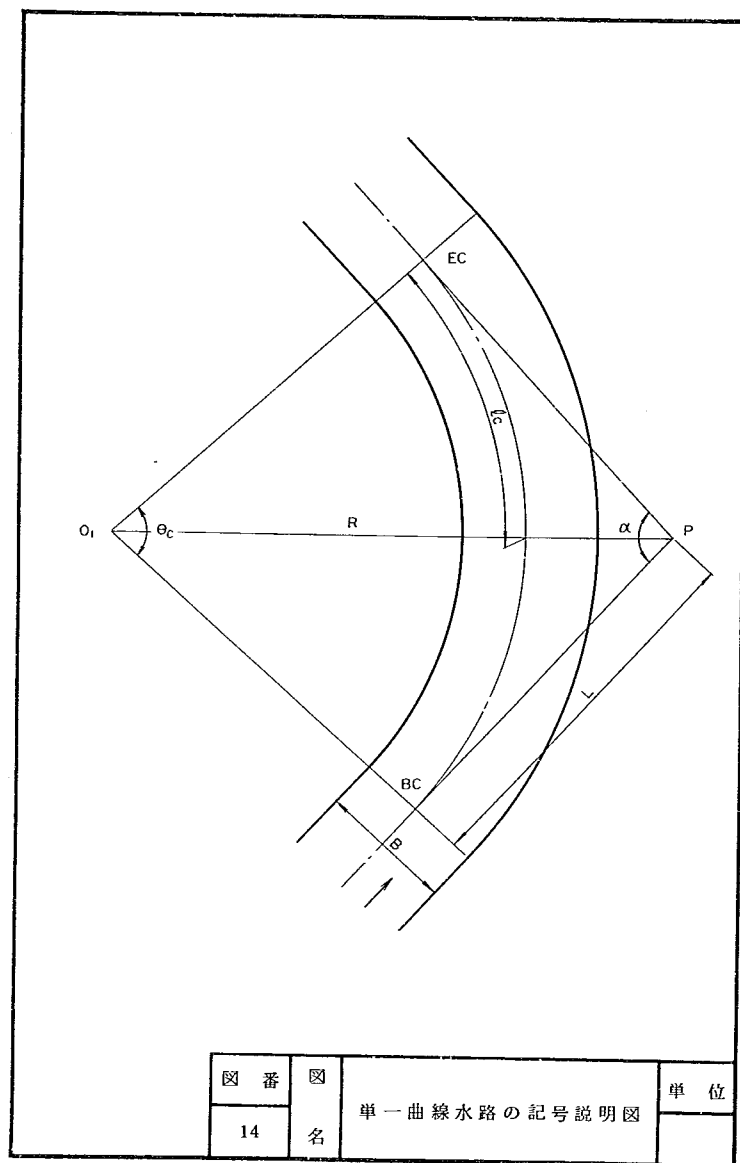
波面条件は $V_{t1}=V_{t2}$

すなわち $V_1 \cos \beta_1 = V_2 \cos (\beta_1 - \theta) \dots\dots\dots(1)$

連続式 $h_1 V_1 \sin \beta_1 = h_2 V_2 \sin (\beta_1 - \theta) \dots\dots\dots(2)$

運動量方程式

$$\frac{h_1^2}{2} + \frac{h_1 V_1^2 \sin^2 \beta_1}{g} = \frac{h_2^2}{2} + \frac{h_2 V_2^2 \sin^2 (\beta_1 - \theta)}{g} \dots\dots\dots(3)$$



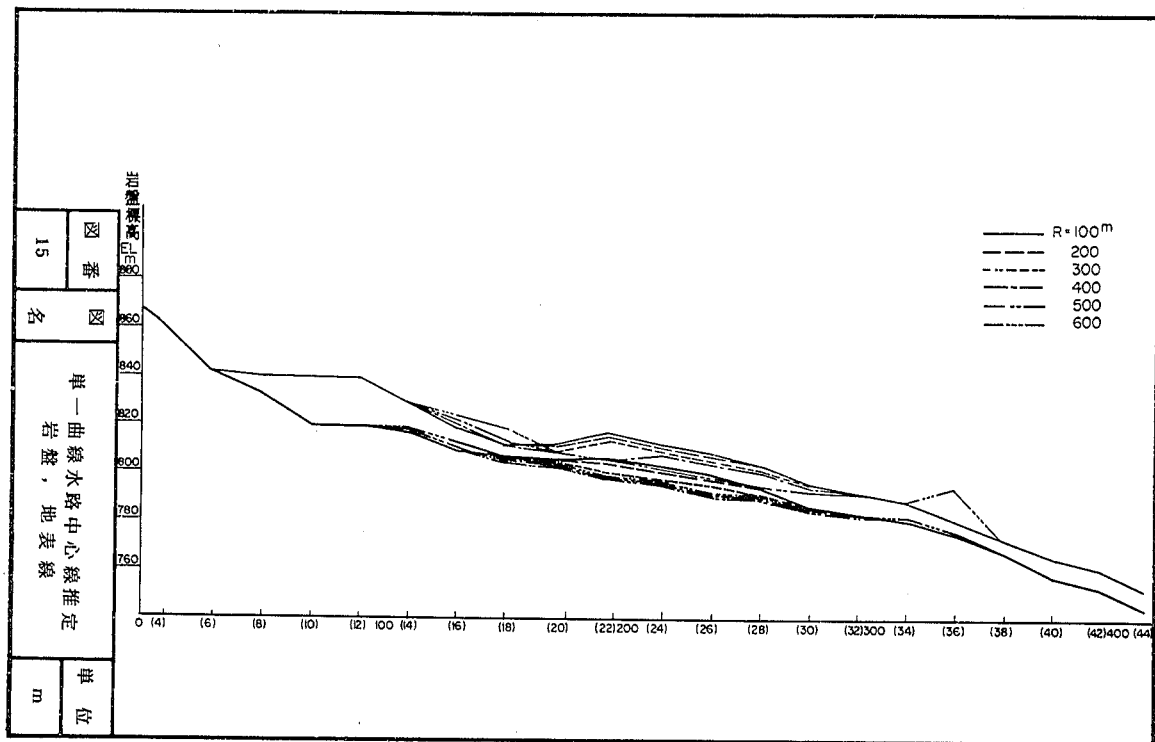


表 - 7 単一曲線水路中心線沿い地表面
および推定岩盤面標高

単位 (E.L. m)

断面 番号	Rc=100m		200		300		400		500		600	
	地表面	岩盤面	地表面	岩盤面	地表面	岩盤面	地表面	岩盤面	地表面	岩盤面	地表面	岩盤面
4	862.0	862.0	862.0	862.0	862.0	862.0	862.0	862.0	862.0	862.0	862.0	862.0
6	841.4	841.4	841.4	841.4	841.4	841.4	841.4	841.4	841.4	841.4	841.4	841.4
8	839.6	832.4	839.6	832.4	839.6	832.4	839.6	832.4	839.6	832.4	839.6	832.4
10	838.8	819.4	838.8	819.4	838.8	819.4	838.8	819.4	838.8	819.4	838.8	819.4
12	838.4	819.0	838.4	819.0	838.4	819.0	838.4	819.0	838.4	819.0	838.4	819.4
14	828.0	817.0	828.0	817.0	828.0	817.0	828.0	817.0	828.2	818.0	828.4	818.2
16	818.0	808.8	818.0	808.8	818.0	808.8	819.5	809.0	821.6	810.0	823.2	812.5
18	811.4	806.6	811.4	806.6	811.4	806.0	811.4	805.5	813.0	804.4	818.0	805.0
20	812.0	805.5	811.0	805.0	808.8	804.4	808.0	803.0	808.0	802.6	808.0	803.5
22	816.4	806.4	815.0	803.8	813.6	800.0	805.0	798.0	805.0	797.6	805.0	798.6
24	812.0	803.0	810.6	800.6	809.2	798.0	807.6	796.2	802.0	796.0	802.0	796.6
26	808.5	800.0	807.2	797.6	805.6	795.0	804.0	791.4	798.6	791.0	798.6	792.4
28	803.5	794.0	803.5	794.0	801.7	791.4	800.2	790.3	795.0	789.6	795.0	790.8
30	795.6	786.0	795.6	786.0	795.6	786.0	794.0	785.2	792.6	785.0	792.6	785.5
32	791.6	783.0	791.6	783.0	791.6	783.0	791.6	782.8	791.6	732.6	791.6	783.0
34	788.5	781.0	788.5	781.0	788.5	781.0	788.5	781.0	788.5	781.0	788.5	782.0
36	780.6	775.2	780.6	775.2	780.6	775.2	780.6	775.2	780.6	775.2	781.4	775.2
38	772.8	767.6	772.8	767.6	772.8	767.6	772.8	767.6	772.8	767.6	772.8	767.6
40	766.0	758.6	766.0	758.6	766.0	758.6	766.0	758.6	766.0	758.6	766.0	758.6
42	761.2	753.4	761.2	753.4	761.2	753.4	761.2	753.4	761.2	753.4	761.2	753.4
44	752.0	744.0	752.0	744.0	752.0	744.0	752.0	744.0	752.0	744.0	752.0	744.0

フルード数 $F_1 = V_1 / \sqrt{gh_1}$ と (2)・(3) 式より次式が求まる。

$$\sin \beta_1 = \frac{1}{F_1} \sqrt{\frac{h_2}{h_1} \frac{1}{2} \left(1 + \frac{h_2}{h_1} \right)} \quad \dots\dots\dots (4)$$

(1) と (2) より

$$\tan \theta = \frac{\tan \beta_1 \left(1 - \frac{h_1}{h_2} \right)}{1 + \frac{h_1}{h_2} \tan^2 \beta_1} \quad \dots\dots\dots (5)$$

(4) 式より

$$\frac{h_2}{h_1} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8F_1^2 \sin^2 \beta_1} - 1 \right) \quad \dots\dots\dots (6)$$

(5) 式および (6) 式より

$$\tan \theta = \frac{\tan \beta_1 \left(\sqrt{1 + 8F_1^2 \sin^2 \beta_1} - 3 \right)}{2 \tan \beta_1 + \sqrt{1 + 8F_1^2 \sin^2 \beta_1} - 1} \quad \dots\dots\dots (7)$$

また (1)・(2) および (4) 式より

$$F_2^2 = \frac{V_2^2}{gh_2} = \frac{h_1}{h_2} \left[F_1^2 - \frac{1}{2} \frac{h_1}{h_2} \left(\frac{h_2}{h_1} - 1 \right) \left(\frac{h_2}{h_1} + 1 \right)^2 \right] \quad \dots\dots\dots (8)$$

円弧曲線導流壁沿いの水深は円弧を微小直線の連続したものと考え、中心角 θ を微小角 $\Delta \theta$ に分けて、それぞれの変向によって生じる衝撃波高を求めればよい。

最大水深の生じる位置は内壁面始端から発生する負の衝撃波が外壁面に到達する点であり、幾何学的条件から近似的に次式で表わされる。

$$\theta_0 = \tan^{-1} \frac{B}{\left(Rc + \frac{B}{2} \right) \tan \beta_1} \quad \dots\dots\dots (9)$$

以上の計算式はいずれも “High-Velocity Flow in Open Channels—a Symposium” Proc of A S C E Nov 1949 によった。

計算に先立って各曲線水路の彎曲始端における初期射流の水理量および θ_0 を求めると表-8のとおりである。

表-8 曲線始端水理量

曲率半径 R_c (m)	初期流速 V_1 (m/sec)	初期水深 h_1 (m)	初期フルード数 F_1	初期マツハ角 β_1 (deg)	θ_0 (deg)	ℓ_0 (m)
100	24.34	2.47	4.95	11° 39'	38° 40'	67.5
		0.69	9.36	6° 08'	56° 50'	99.2
200	23.69	2.53	4.76	12° 08'	21° 49'	76.2
		0.70	9.04	6° 21'	37° 36'	131.2
300	22.94	2.62	4.52	12° 47'	14° 35'	76.4
		0.73	8.59	6° 41'	26° 34'	139.1
400	20.87	2.87	3.94	14° 42'	9° 39'	67.4
		0.80	7.45	7° 43'	17° 45'	123.9
500	20.31	2.95	3.78	15° 20'	7° 25'	64.7
		0.82	7.18	8° 00'	14° 03'	122.6
600	16.20	3.70	2.69	21° 49'	4° 01'	42.1
		1.03	5.09	11° 20'	8° 32'	89.4

表中、上段は $Q = 1,080 \text{ m}^3/\text{s}$ 、下段は $Q = 300 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合の水理量を示す。

計算された水路彎曲部外壁沿いの水深を表-9および図-17に示す。

水面計算に当っては、曲線区間での水路勾配は比較的緩やかで曲線始端から最高水面発生位置までのエネルギー増加は無視しうるものと仮定した。

曲線始端の初期流速 V_1 は次式で求められた。

$$V_1 = 0.77 \sqrt{2gH}$$

H は貯水面と水路彎曲始端床面との標高差であり、貯水面はEL.854.50mとした。越流量は計画最大放流量 $300 \text{ m}^3/\text{s}$ と異常洪水流量 $1080 \text{ m}^3/\text{s}$ の2つの場合について計算された。

図-15の推定岩盤線をみると、曲線半径が400m以上の場合には、掘削量を少なくして、ほぼ様な直線勾配が得られるようであり、 R_c が400m以下の路線は掘削量およびコンクリート量が多くなるものと考えられる。

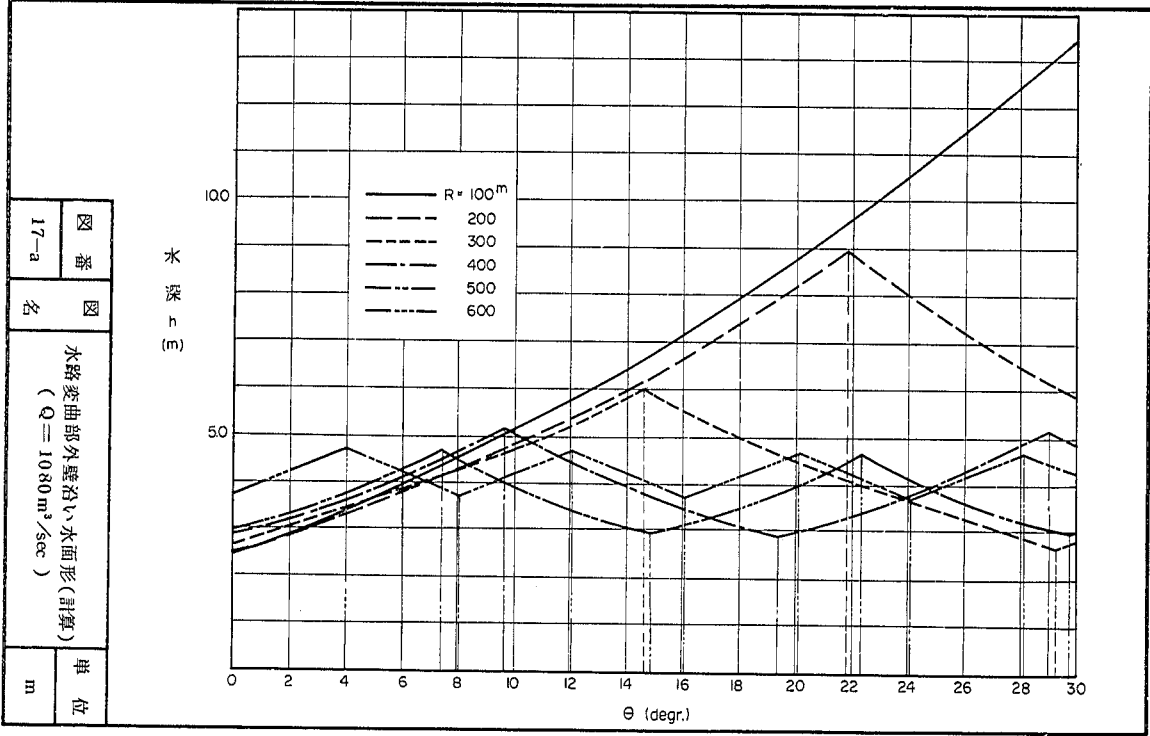
一方彎曲部外壁沿い水面形を比較すると、 $R_c \leq 300 \text{ m}$ の場合の最大水

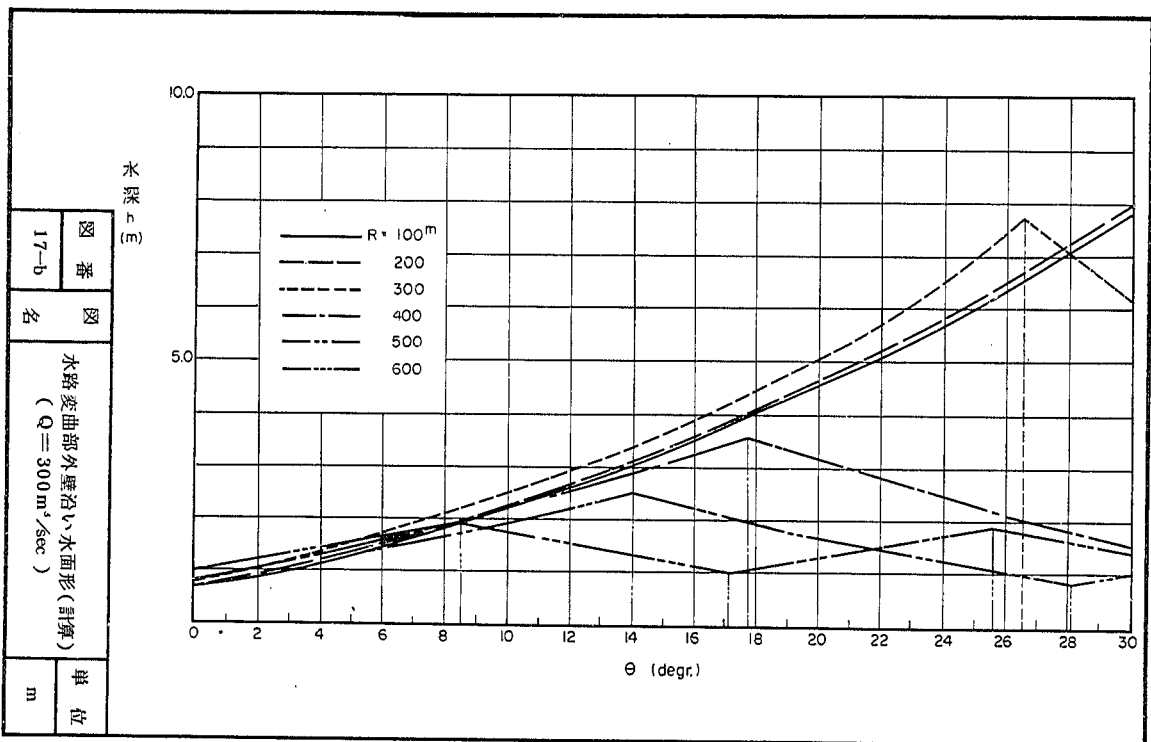
表 - 9 a 水路彎曲部外壁沿い水面形
($Q = 1,080\text{m}^3/\text{sec}$)

R = 100m							R = 400m						
番号	θ deg	ℓ (m)	β (deg)	F	h_2/h_1	h_2 (m)	番号	θ deg	ℓ (m)	β (deg)	F	h_2/h_1	h_2 (m)
B.C.	0			4.95		2.47	B.C.	0			3.94		2.87
1	5	8.73	15° 50'	4.03	1.48	3.66	1	2	13.96	16° 20'	3.70	1.12	3.21
2	10	17.45	18° 45'	3.35	1.40	5.12	2	4	27.93	17° 20'	3.50	1.12	3.60
3	15	26.18	21° 40'	2.84	1.33	6.81	3	6	41.89	18° 20'	3.28	1.12	4.03
4	20	34.91	25° 00'	2.45	1.29	8.78	4	8	55.85	19° 40'	3.02	1.15	4.63
5	25	43.63	28° 50'	2.12	1.25	10.98	5	10	69.81	21° 15'	2.80	1.13	5.23
E.C.	30	52.36	33° 20'	1.81	1.22	13.40							
R = 200m							R = 500m						
B.C.	0			4.76		2.53	B.C.	0			3.78		2.95
1	3	10.47	14° 40'	4.15	1.28	3.24	1	1	8.73	16° 20'	3.65	1.06	3.13
2	6	20.94	15° 30'	3.81	1.15	3.73	2	2	17.45	16° 40'	3.50	1.06	3.32
3	9	31.42	17° 40'	3.45	1.20	4.48	3	3	26.18	17° 30'	3.38	1.06	3.52
4	12	41.89	19° 25'	3.10	1.20	5.38	4	4	34.91	18° 20'	3.25	1.06	3.73
5	15	52.36	21° 30'	2.83	1.19	6.40	5	5	43.63	18° 50'	3.15	1.06	3.95
6	18	62.83	23° 20'	2.65	1.15	7.36	6	6	52.36	19° 20'	3.06	1.06	4.19
7	21	73.30	24° 30'	2.41	1.18	8.68	7	7	61.09	20° 20'	2.94	1.08	4.53
8	24	83.78	27° 50'	2.20	1.15	9.98	8	8	69.81	21° 00'	2.84	1.08	4.89
R = 300m							R = 600m						
B.C.	0			4.52		2.62	B.C.	0			2.69		3.70
1	2	10.47	14° 30'	4.04	1.18	3.09	1	1	10.47	22° 50'	2.60	1.08	4.00
2	4	20.94	16° 00'	3.75	1.13	3.49	2	2	20.94	23° 30'	2.50	1.06	4.24
3	6	31.42	17° 20'	3.50	1.12	3.91	3	3	31.42	24° 30'	2.44	1.05	4.45
4	8	41.89	18° 10'	3.33	1.10	4.30	4	4	41.89	25° 00'	2.35	1.05	4.67
5	10	52.36	19° 05'	3.08	1.10	4.73	5	5	52.36	26° 00'	2.30	1.03	4.78
6	12	62.83	20° 50'	3.90	1.10	5.20							
7	14	73.30	21° 50'	2.80	1.10	5.72							
8	16	83.78	22° 30'	2.58	1.15	6.58							

表 - 9 b 水路彎曲部外壁沿い水面形
($Q = 300 \text{ m}^3/\text{sec}$)

R = 100m							R = 400m						
番号	θ deg	ℓ (m)	β	F	h_2/h_1	h_2 (m)	番号	θ deg	ℓ (m)	β	F	h_2/h_1	h_2 (m)
BC	0		0°	9.36		0.69	BC	0		0°	7.45		0.80
1	5	8.73	10°20'	6.70	1.91	1.32	1	2	13.96	9°20'	6.45	1.33	1.06
2	10	17.46	12°50'	4.94	1.68	2.22	2	4	27.92	10°30'	5.72	1.25	1.33
3	15	26.19	15°55'	4.00	1.48	3.29	3	6	41.88	11°45'	5.20	1.22	1.62
4	20	34.92	18°45'	3.31	1.39	4.57	4	8	55.84	12°40'	4.76	1.17	1.90
5	25	43.65	22°00'	2.81	1.32	6.03	5	10	69.80	13°45'	4.30	1.17	2.22
EC	30	52.38	25°25'	2.40	1.30	7.84	6	12	83.76	15°00'	3.95	1.15	2.55
R = 200m							7	14	97.72	16°20'	3.71	1.13	2.88
BC	0		6°21'	9.04		0.70	8	16	111.68	17°15'	3.49	1.12	3.23
1	5	17.46	10°40'	6.40	1.95	1.37	9	18	125.64	18°20'	3.31	1.12	3.62
2	10	34.92	13°10'	4.88	1.65	2.26	R = 500m						
3	15	52.38	16°20'	3.95	1.48	3.34	BC	0		8°00'	7.18		0.82
4	20	69.84	19°00'	3.30	1.39	4.64	1	1	8.73	8°50'	6.54	1.15	0.94
5	25	87.30	22°05'	2.71	1.33	6.17	2	2	17.46	9°35'	6.16	1.11	1.04
EC	30	104.76	26°15'	2.32	1.29	7.96	3	3	26.19	10°10'	5.80	1.12	1.16
R = 300m							4	4	34.92	10°40'	5.65	1.04	1.21
BC	0			8.59		0.73	5	5	43.65	10°55'	5.36	1.09	1.32
1	2	10.47	8°30'	7.17	1.40	1.02	6	6	52.38	11°35'	5.08	1.10	1.45
2	4	20.94	9°40'	6.00	1.38	1.41	7	7	61.11	12°10'	4.84	1.09	1.58
3	6	31.41	11°00'	5.30	1.24	1.75	8	8	69.84	12°40'	4.58	1.08	1.71
4	8	41.88	12°30'	4.82	1.20	2.10	9	9	78.57	13°25'	4.31	1.06	1.81
5	10	52.35	13°30'	4.20	1.20	2.52	10	10	87.30	14°15'	4.10	1.08	1.95
6	12	62.82	15°20'	3.83	1.15	2.90	11	11	96.03	14°40'	3.97	1.05	2.05
7	14	73.29	16°45'	3.60	1.10	3.19	12	12	104.76	15°25'	3.80	1.07	2.19
8	16	83.76	18°00'	3.24	1.22	3.89	13	13	113.49	16°00'	3.65	1.05	2.30
9	18	94.23	19°45'	3.09	1.14	4.43	14	14	122.22	17°15'	3.45	1.08	2.48
10	20	104.70	20°40'	2.93	1.15	5.09	15	15	130.95	17°40'	3.35	1.06	2.63
11	22	115.17	21°30'	2.74	1.12	5.70	R = 600m						
12	24	125.64	23°35'	2.67	1.15	6.56	BC	0	10.47	11°20'	5.09		1.03
13	26	136.11	24°15'	2.35	1.20	7.87	1	1	20.94	12°20'	4.81	1.10	1.13
14	28	146.58	27°40'	2.10	1.10	8.66	2	2	31.41	12°40'	4.56	1.08	1.22
							3	3	41.88	13°30'	4.34	1.08	1.32
							4	4	52.35	14°05'	4.06	1.09	1.44
							5	5	62.82	15°40'	3.80	1.12	1.61
							6	6	73.29	16°00'	3.69	1.05	1.69
							7	7	83.76	16°20'	3.56	1.04	1.76
							8	8	94.23	17°05'	3.40	1.06	1.87
							9	9	104.70	17°50'	3.26	1.06	1.98





深は $R_c > 300m$ の場合の2倍以上になり、 $R_c \geq 400m$ の範囲では最高水位の変化はさほど顕著ではない。勿論、上記の計算値は曲線区間で水平水路と仮定して求められたものであり、実際の傾斜水路では2つの衝撃波頭にはさまれた領域の上流端と下流端とでは水理量は自ずから変化するはずである。すなわち、上流から下流に移るにつれてその標高差に応じた水深の減少と流速の増大が考えられ、射流の流れでは水深の変化に比し流速水頭の変化は顕著であるから、フルード数が増加するものと考えられる。

したがって、曲線始端と終端の標高差が大きい場合、すなわち曲率半径の大きい場合には、実際の水面高は上の計算値よりかなり増大するものと考えられる。また、 R_c が $500m$ 以上の場合には、曲線始端が越流部近くになるから、その点の実際の水路面標高は、表-9の計算値の基礎となっている岩盤標高よりさらに低くなるであろうから、初期フルード数の値も大きくなり、実際の水面上昇高はさらに増大するものと考えられる。このように考えると、とりうる曲線区間長にも自ずと限度がある。

水路の曲率半径の大きさと最高水面高との関係については、Ippen と Knappの水平曲線水路に関する実験結果によると、最高水面は近似的に彎曲始端断面での平均水深より次式で示される Δh だけ高くなるようである。

$$\Delta h = \frac{BV_1^2}{gR_c} \dots\dots\dots (10)$$

いま、彎曲始端での平均射流流速 V_1 の代りに傾斜水路であることを考慮し、U線とD線との交点Pにおける流速をとって水面高を計算すると表-10のようになる。

表-10 導流壁面最大水源概算値

曲率半径 $R (m)$	$Q=1,080m^3/sec$		$Q=300m^3/sec$	
	$\Delta h (m)$	$h (m)$	$\Delta h (m)$	$h (m)$
100	11.63	14.10	11.63	12.32
200	5.81	8.34	5.81	6.51
300	3.88	6.50	3.88	4.61
400	2.91	5.78	2.91	3.71
500	2.31	5.27	2.31	3.14
600	1.94	5.64	1.94	2.97

計算に当っては、P点の水路面標高をEL.800とし、 $H=54.5\text{ m}$
 $V_1 = 0.77 \sqrt{2gH} = 25.16\text{ m/s}$ として、これを(10)式に代入し、 Δh を求め、 Δh を表-8の h_1 に加えて最大水深 h を求めた。

表-10の値は表-9の結果と比較的良好な一致を示すようである。

以上の検討結果を総合的に判断し、曲線部での最高水面高を初期水深の2倍以内に収めうる形状として $R_c = 400\text{ m}$ を採用する。(図-18参照)

この曲線水路においても最大水深は初期水深の2倍近くに達し、水面の乱れは放出端まで伝播されるから、この衝撃波の発生を防ぐことが必要である。衝撃波発生防止法としては、複合円弧を挿入する方法、シル等の障害物を設置する方法、曲線部に横断勾配をつける方法等が考えられるが、IppenとKnappの実験結果によれば前2者はあまり有効な方法でないと認められる。したがって、ここでは曲線部に横断勾配をつけて衝撃波の発生を防ぐこととする。横断勾配の大きさ、緩和区間(取付区間)の長さについては水理模型実験によって決定しなければならないが、内外壁面の位置を等しくした場合の圧力差が遠心力に等しく釣合っていると考えると、水平面との必要傾斜角 ϕ は、

$$\tan \phi = \frac{V^2}{gR_c} \dots\dots\dots(11)$$

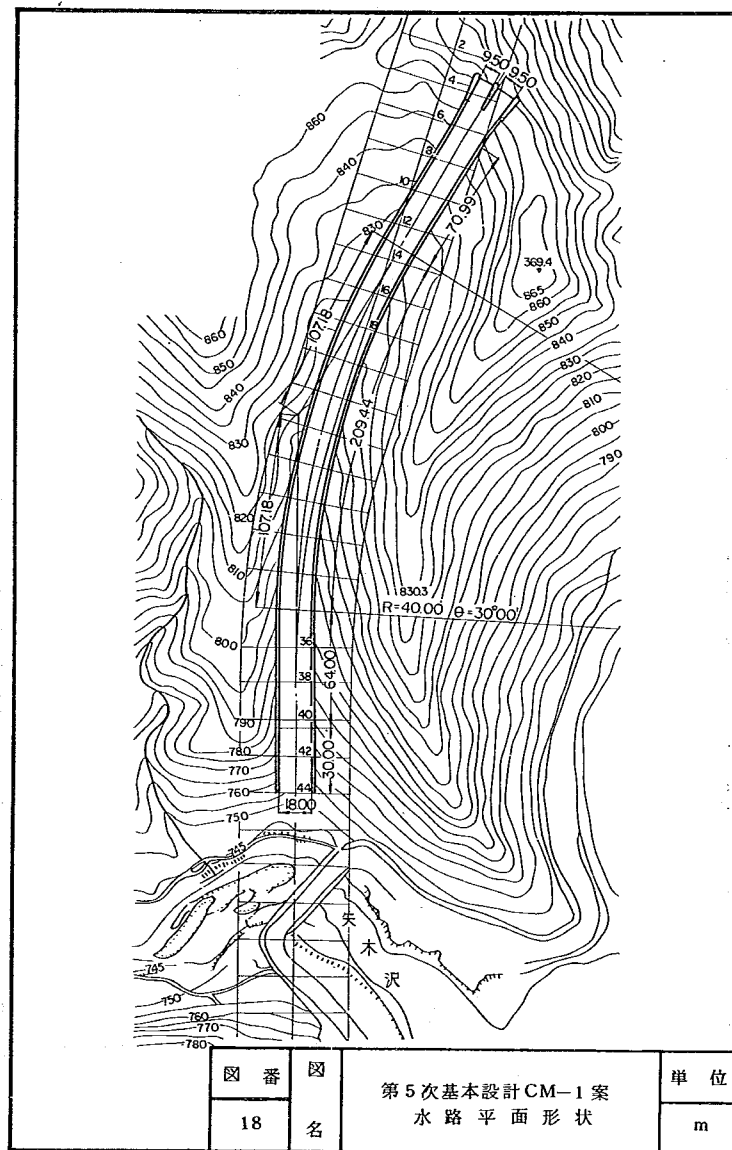
で与えられる。いま V としてP点における流速を与えると、

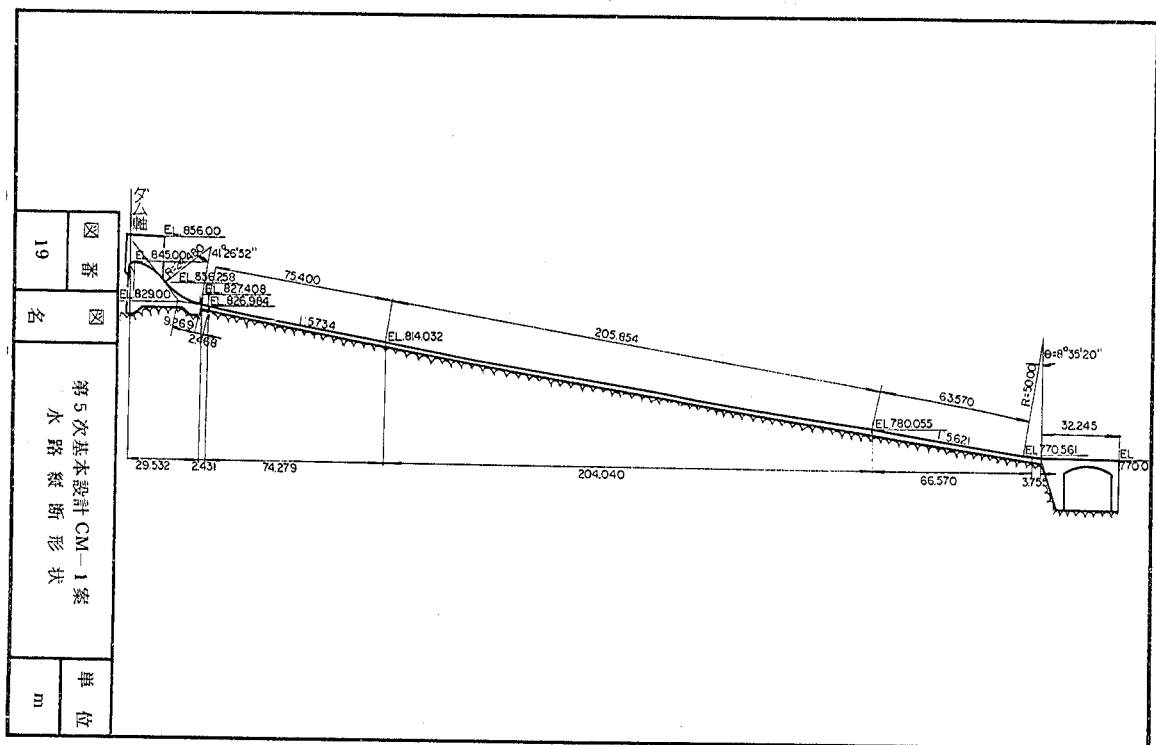
$$\tan \phi = \frac{0.77^2 \times 2gH}{gR} = \frac{2 \times 54.5 \times 0.593}{400} = \frac{1}{6.2}$$

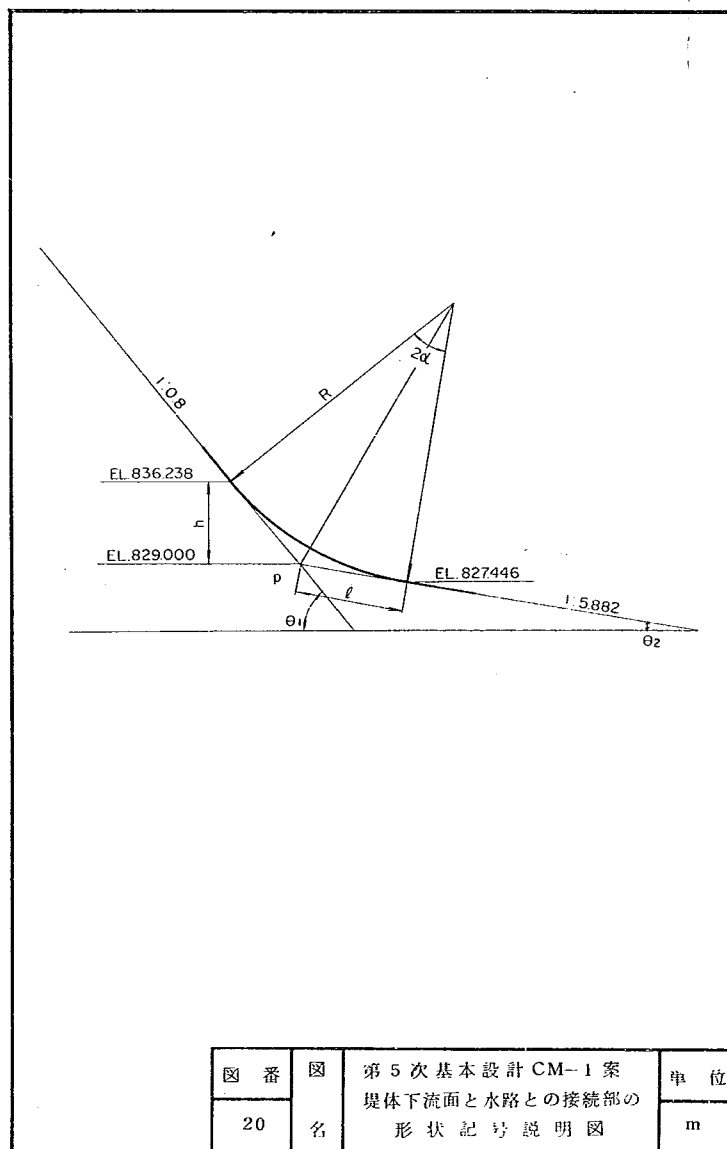
となり、水路巾 B が 18 m であるから、内壁面の水路床を外壁面より約 3 m 低くする必要がある。

(3-2) 水路縦断形状

水路の縦断形状は岩盤掘削量およびコンクリート量が最小になるような直線勾配水路とした。すなわち、図-19に示すように放出端水路床標高をEL.770.00 m に選び、堤趾部に至る最適の直線水路勾配として、1:







5.882 を選定した。

また堤体下流面と水路との接続部の形状は、図-20 に示すように、
 $\theta_1 = 50^\circ 20' 25''$, $\theta_2 = 9^\circ 38' 55''$ であるから P 点の標高を
 EL. 829.000m に選ぶと、

$$\alpha = \frac{\theta_1 - \theta_2}{2} = 20^\circ 50' 45''$$

$$h = 7.238 \text{ m}$$

$$l = h \operatorname{cosec} \theta_1 = 7.238 \times 1.2806 = 9.269 \text{ m}$$

$$R = l \cot \alpha = 9.269 \times 2.6261 = 24.342 \text{ m}$$

となる。

水路端より放出された水脈の到達距離 X は次式で与えられる。(デフレクターを設けない場合)

$$X = \sqrt{\frac{2Y}{g}} V_0 \quad \dots\dots\dots (12)$$

ここで、Y は放出端と落水面との標高差 (m) , V_0 は放出端での射流流速 (m/sec) , g は重力加速度である。

放出端標高が EL. 770.0 m , 落下点水面標高は EL. 740.0 m であるから、
 Y は 30.0 m であり、計画放流時の上流貯水面標高は EL. 854.0 m であるから、放出端での流速 V_0 は、

$$\begin{aligned} V_0 &= 0.77\sqrt{2gH} = 0.77 \times \sqrt{2} \times 9.8 (854.0 - 770.0) \\ &= 0.77 \times \sqrt{152} \times 9.8 \times 84.0 = 31.2 \text{ m/sec} \end{aligned}$$

となる。したがって、

$$X = \sqrt{\frac{2 \times 30.0}{9.8}} \times 31.2 = 2.47 \times 31.2 = 77.3 \text{ m}$$

となり、デフレクターを設置せずに水平方向に放出した場合には SP. 52

断面付近に落下する。この点は矢木沢のほぼ河心に当るから放出端位置、標高の選定は良好といえる。なお、デフレクター設置の必要性については水理模型実験により落下位置、落下地点圧力、洗掘状況等を検討

の上決定することとする。

〔3〕 予 備 実 験 (CM-1 案)

【1】 概 要

基本設計されたCM-1案について水理実験を昭和37年4月より建設省土木研究所赤羽分室内幅1m水路で行なうことになった。しかし、CM-1案については、流頭部付近の推定岩盤線が深いため、莫大な表土掘削量を必要とすること、および水路始端付近の水路標高を低くするほど土堰堤の安定を脅かすことなどを考慮して、水路始端部の標高を高くして現在の地表面上に建設できるような余水吐シュート案を別案として検討することが昭和36年11月20日の打合せで決定された。設計に必要な地形測量、ボーリング試験が新たに行なわれ、11月20日事務所より土研にそれらの資料が送付されこの資料に基づいて新たに余水吐シュートCM-2案として設計変更されている。

設計変更にあたり、水資源公団矢木沢ダム建設所より新たに指摘された設計条件は次のとおりである。

1. CM-1案では、越流部趾部の標高は越流部の基礎とほぼ一致するEL. 829.000mに選ばれていたが、その後の設計検討により、余水吐シュートが土堰堤の下流面の基礎を切り、堤体の安定を脅かす結果となった。そこでCM-2案では、越流面終端断面の標高を上げて土堰堤上に水路をのせることが必要とされる。
2. 余水吐シュートは、CM-1案においては、岩着すべきものと考えられてきたが、CM-2案では、1の条件を満足する範囲で最も経済的かつ合理的な水路形状を選ぶものとされた。
3. 余水吐シュート下流端より放出される水脈は、矢木沢川に直接落させても管理上問題となることはないと言われてきたが、新たにできるかぎり矢木沢川河心方向に向け放出された水脈により、山腹斜面の洗掘を防止するよ

うに設計することが要請された。

4. ダム天端への付替道路は、巾員 10 m 内外が予定されているため、ゲートの型式および寸法について再検討する必要がある。この場合、基本設計条件は、CM-1 案と変らず次の通りである。

1. 余水吐の型式 常用、非常用兼用
2. 洪水調節条件 計画洪水位 $\text{E.L. } 854.0\text{ m}$
計画最大放流量 $300\text{ m}^3/\text{sec}$
3. 異常洪水時の放流条件 異常洪水位 $\text{E.L. } 855.5\text{ m}$
異常洪水流量 $1080\text{ m}^3/\text{sec}$
4. 制限水位の条件 $\text{E.L. } 850\text{ m}$ まで排水可能

このように、CM-1 案について水理模型実験を行なうとともに CM-2 案の設計変更が行なわれることになり、実験も CM-2 案に対する予備実験の性格をおび、実験種目も CM-1 案の固有の特性を検討するかわりに、後で CM-2 案に適用できる水路形状の把握に重点が向けられた。

とくに、矢木沢ダム余水吐のシュートは、高速な流れを彎曲させるような形状であり、このようにフルード数の大きいかつ流れが加速されるような状態を対象とした実験はいままで数少ないという点からも、CM-1 案に関する実験検討は非常に有益であった。本実験では、彎曲部での流れの性状を把握する点に重点をおいて行なわれたが、実験が進むにつれて、いろいろと困難な設計上の問題点が明らかになり、一応対策として考えられるものについて行なったにとどまり、決定的な結果は挙げてない。

【2】 模 型

矢木沢ダム余水吐の水理模型は、建設省土木研究所赤羽分室内の水理実験場にある幅 1 m の水路の下流端に設置された。

模型は完全な幾何学的に相似なものであって、その縮尺は実験施設の都合上 $1/80$ に選ばれている。

1/80 模型はすべて木材によって作られ、ビニール塗料によって平滑に仕上げられている。模型各部の寸法は、CM-1 案の設計寸法によったものである。

余水吐流頭部諸元の原型値および模型値は、表-11 に下流面曲線形の座標は、表-12 に、またシュートの諸元は、表-13 に示される。

余水吐流頭部の断面形状は、図-10 に、平面形状は図-11 に、シュートの平面形状は、図-18 に、断面形状は、図-19 に示される。また幅 1 m 水路における模型の流頭部の配置の状況を図-21 に示す。測線の位置は表-14 に記すとおりである。

表-11 CM-1 案余水吐流頭部諸元
注 記号は図-9 参照

	原 型 値	1/80 模型値
越 流 頂 標 高	EL 845.00 m	
非 越 流 部 標 高	EL 856.00 m	
越 流 径 間 長	2 @ 9.50 m	2 @ 119 mm
橋脚幅(ダム軸)	3.00 m	37.5 mm
ゲート(テンター)	2@9.50 ^m ×9.50 ^m	2@119 ^{mm} ×119 ^{mm}
基本三角形頂点	EL 854.50 m	
下 流 面 こ う 配	1 : 0.8	1 : 0.8
設 計 水 頭 Hd	9.00 m	112.5 mm
上 流 側 半 径 r ₁	4.50 m	56.3 mm
r ₂	1.80 m	22.5 mm
W	2.581 m	32.3 mm
W ₁	1.620 m	20.3 mm
下流側越流面形状	$y=0.09139x^{1.8}$	$y=0.002744x^{1.8}$
曲線終端標高	EL 836.238 m	

表-12 CM-1 案余水吐流頭部

下流面曲線形の座標

$y=0.09139x^{1.8}$			$y=0.002744x^{1.8}$	
		標 高		
$x(m)$	$0y(m)$	EL(m)	$x(m)$	$y(m)$
0.0	0	845.000	0.	0.
0.5	0.0262	844.974	6.25	0.33
1.0	0.0914	844.909	12.50	1.14
2.0	0.3181	844.682	25.00	3.96
3.0	0.6603	844.340	37.50	8.50
4.0	1.1082	843.892	50.00	13.85
5.0	1.6559	843.344	62.50	20.70
6.0	2.2992	842.701	75.00	28.74
7.0	3.0344	841.966	87.50	37.93
8.0	3.8589	841.141	100.00	48.24
9.0	4.7702	840.230	112.50	59.63
10.0	5.7663	839.234	125.00	72.08
11.0	6.8455	838.154	137.50	85.57
12.0	8.0062	836.994	150.00	100.08
12.617	8.762	836.238	157.71	109.53

表-13a CM-1案余水吐シュートの諸元(原型)

部分名称	略称	始端標高 EL (m)	終端標高 EL (m)	標高差 (m)	水路実長 (m)	こう配	備 考
バケットⅠ	BU	836238	827.408	8.830			$Rc = 24.489\text{ m}$ $\theta c = 41^{\circ}26'52''$
水路(漸縮)	T	827.408	826.985	0.423	2.468	1:5.734	$B = 18.308\text{ m} \sim$ 18.000 m
水路Ⅰ	SU	826.985	814.032	12.953	75.400	1:5.734	$B = 18.000\text{ m}$
水路(彎曲)	C	814.032	780.055	33.977	206.854	∟	$Rc = 400.000\text{ m}$ $\theta c = 29^{\circ}37'47''$
水路Ⅱ	SD	780.055	770.561	9.494	63.570	1:6.621	$B = 18.000\text{ m}$
バケットⅡ	BD	770.561	770.000	0.561			$Rc = 50.000\text{ m}$ $\theta c = 8^{\circ}35'20''$
水路Ⅲ	HD	770.000	770.000	0.000	32.245		$B = 18.000\text{ m}$

表-13b CM-1案余水吐シュートの諸元(1/80模型)

略称	標高差 (mm)	水路実長 (mm)	こう配	備 考
BU	110.4			$Rc = 306.1\text{ mm}$ $\theta c = 41^{\circ}26'52''$
T	5.3	30.9	1:5.734	$B = 228.9\text{ mm} \sim 225.0\text{ mm}$
SU	161.9	942.5	1:5.734	$B = 225.0\text{ mm}$
C	424.7	2585.6	∟	$Rc = 5000.0\text{ mm}$ $\theta c = 29^{\circ}37'47''$
SD	125.7	841.6	1:6.621	$B = 225.0\text{ mm}$
HD	0.0	450.0		$B = 225.0\text{ mm}$

注：バケットⅡ(BD)は1/80模型ではほとんど無視できるので直線水路に置き換えた。

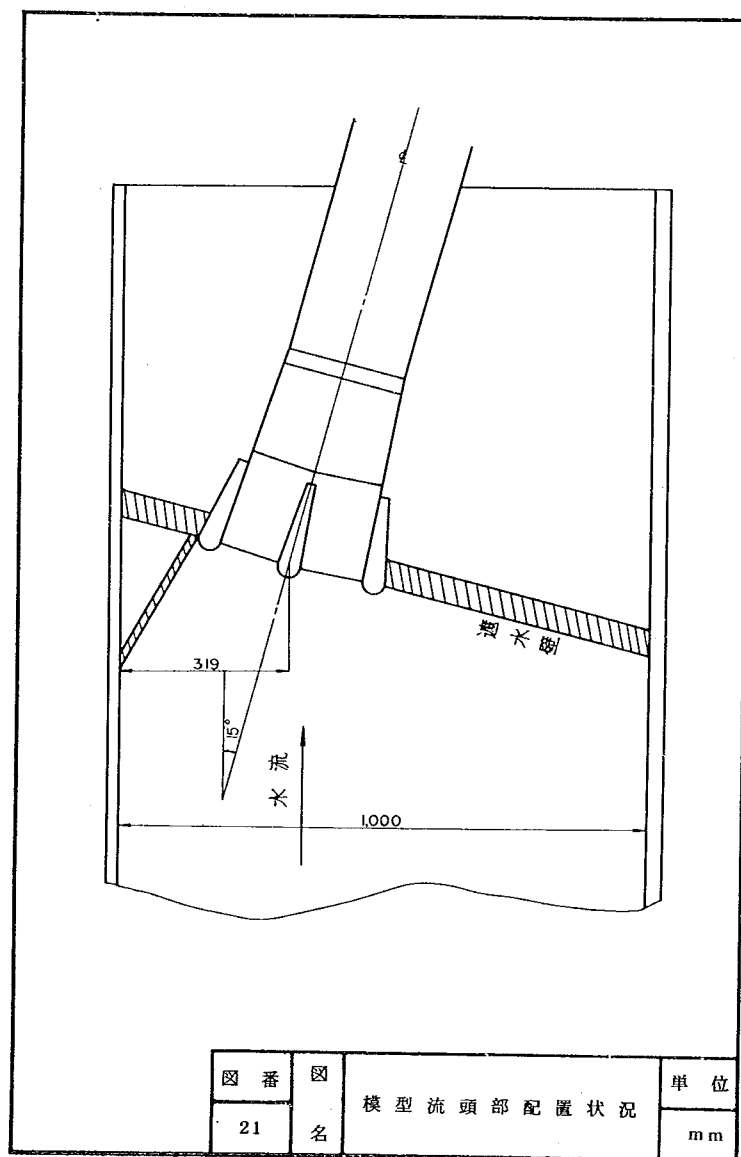


表 - 14 a 模型水理量測定位置 (水路方向)

水路 区分	測線 番号	測線間隔 (実長) m	累加距離 (実長) m	こう配	標高 EL m
SU	0		0.	1/5.734	826.985
	1	3.400	3.400		826.401
	2	8.000	11.400		825.026
	3	8.000	19.400		823.652
	4	8.000	27.400		822.278
	5	8.000	35.400		820.903
	6	8.000	43.400		819.529
	7	8.000	51.400		818.154
	8	8.000	59.400		816.780
	9	8.000	67.400		815.405
C	10		75.400		814.032
C 1 : 表 - 14 b 参 照					
SD	30			1/6.621	780.055
	1	8.000	8.000		778.860
	2	8.000	16.000		777.665
	3	8.000	24.000		776.421
	4	8.000	32.000		775.276
	5	8.000	40.000		774.081
	6	8.000	48.000		772.886
	7	8.000	56.000		771.692
	8	8.000	64.000		770.497
	9	3.325	67.325		770.000
HD	1	8.000	8.000		770.000
	2	8.000	16.000		770.000
	3	8.000	24.000		770.000
	4	8.000	32.000		770.000
	5	4.000	36.000		770.000

表 - 14 b 模型水理量測定位置 (水路方向)

水路 区分	測線 番号	$\Delta \theta$ (deg)	$\Sigma \Delta \theta$ (deg)	測線間隔 (実長)m	累加距離 (実長) m	こう配 1/K	標高 EL m
SU	10	1°	0°	6.981		5.734	814.032
C	1		1	6.981	6.981	5.736	812.833
	2	1	2	6.981	13.963	5.738	811.634
	3	1	3	6.981	20.944	5.741	810.435
	4	1	4	6.981	27.925	5.748	809.238
	5	1	5	6.981	34.907	5.755	808.041
	6	1	6	6.981	41.888	5.767	806.847
	7	1	7	6.981	48.869	5.778	805.656
	8	1	8	6.981	55.851	5.792	804.467
	9	1	9	6.981	62.832	5.807	803.280
	10	1	10	6.981	69.813	5.824	802.096
	11	1	11	6.981	76.794	5.844	800.917
	12	1	12	6.981	83.776	5.865	799.741
	13	1	13	6.981	90.757	5.888	798.570
	14	1	14	6.981	97.738	5.914	797.404
	15	1	15	6.981	104.720	5.941	796.242
	16	1	16	6.981	111.701	5.961	795.086
	17	1	17	6.981	118.682	6.003	793.936
	18	1	18	6.981	125.664	6.036	792.791
	19	1	19	6.981	132.645	6.073	791.654
	20	1	20	6.981	139.626	6.111	790.522
	21	1	21	6.981	146.608	6.153	789.399
	22	1	22	6.981	153.589	6.196	788.283
	23	1	23	6.981	160.570	6.242	787.175
	24	1	24	6.981	167.552	6.291	786.074
	25	1	25	6.981	174.533	6.343	784.982
	26	1	26	6.981	181.514	6.397	783.900
	27	1	27	6.981	188.496	6.454	782.827
	28	1	28	6.981	195.477	6.515	781.763
	29	0° 37' 47"	29	4.396	202.458	6.578	780.708
	30	29° 37' 47"			206.854	6.621	780.055
SD	1					6.621	

表-15 模型水理量の原型への換算率

基本諸量	次元	縮率	1/80 模型
長さ又は水深	L	1/n	1/80
面積	L ²	1/n ²	1/6,400
体積	L ³	1/n ³	1/512,000
時間	T	1/n ^{1/2}	1/8.944
流速	L T ⁻¹	1/n ^{1/2}	1/8.944
流量	L ³ T ⁻¹	1/n ^{3/2}	1/57,243.3
水頭換算 圧力強度	M L ⁻¹ T ⁻²	1/n	1/80
越流係数	L ^{1/2} T ⁻¹	1	1

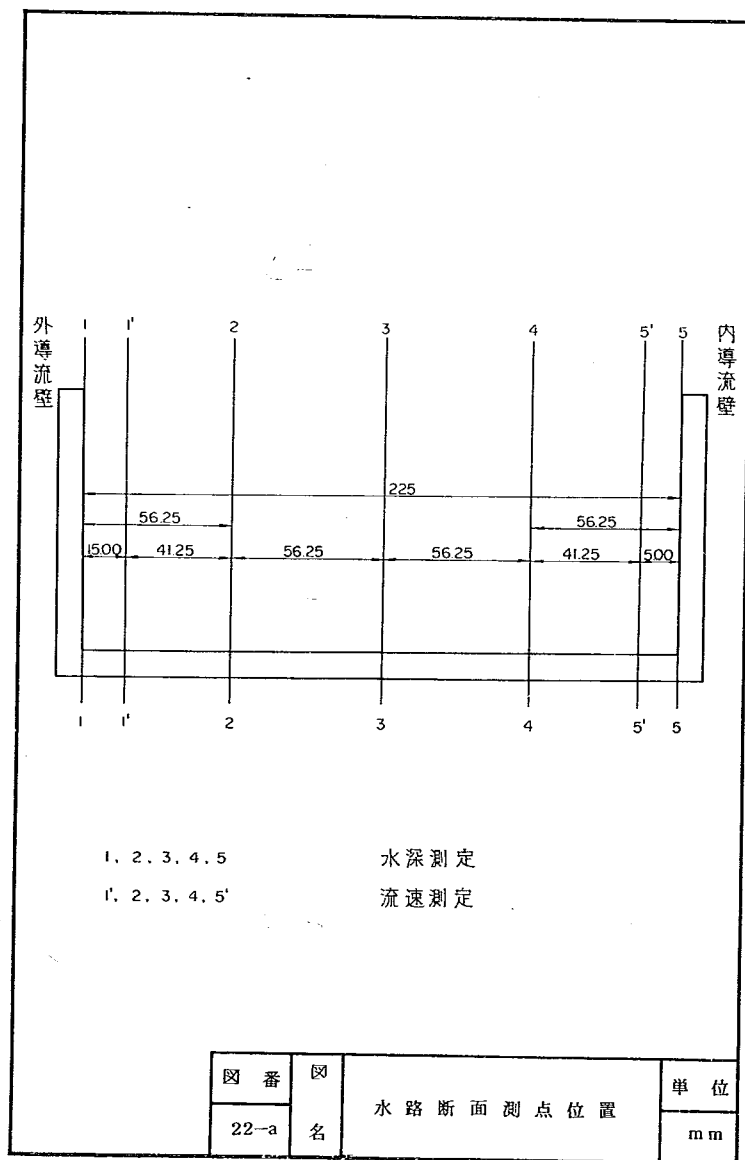
各水理量の測定は、流量については1m水路上流端の整流槽末端に取付けられた1m幅の矩形刃形堰の越流水深より沖公式によって求め、シュート内の水深は、斜面用水面測定器を用いて水路底に直角な値が測定された。

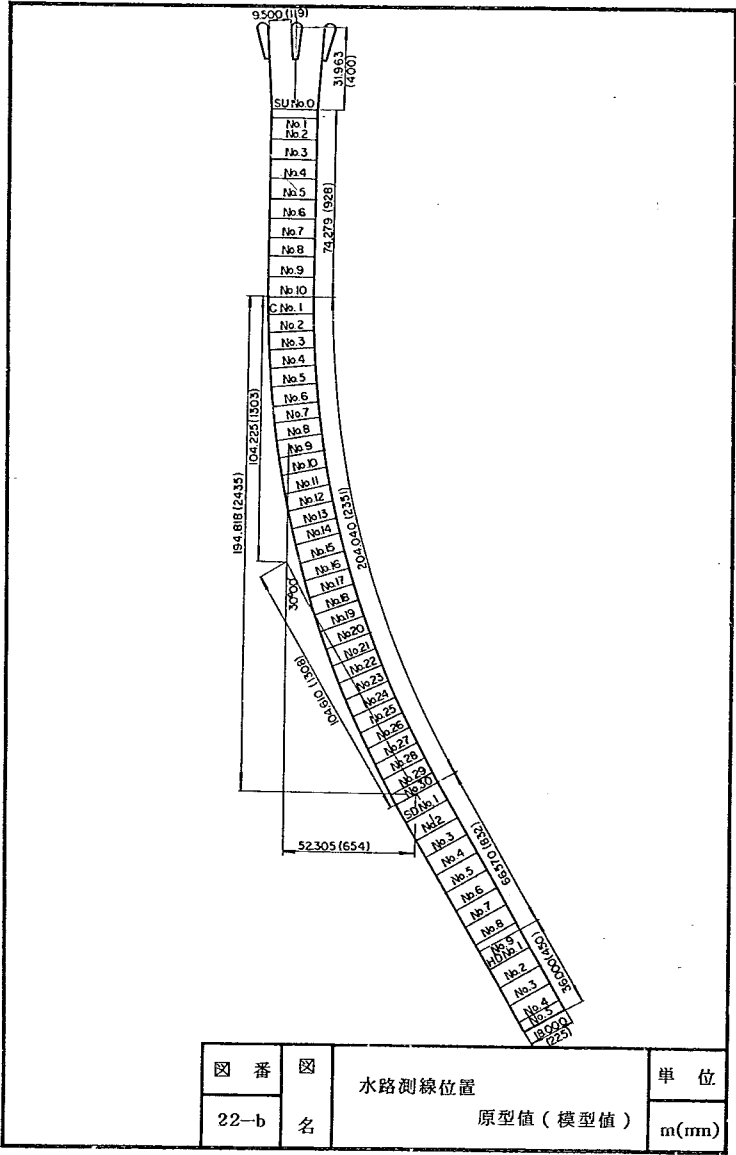
模型により得られた測定資料は、フルードの相似律にしたがって原型値に換算された。各水理諸量の縮率は表-15に示される。

【3】 実験結果

まず、CM-1案の導流壁高に対して、最も危険側の値を示すと考えられる。異常洪水流量(1,080m³/sec)流下時の水深を測定した。測定した断面は、測線SU-0(バケット終端)からHD-3(放出端より12m上流：模型の配置の都合上放出端末端まで測定不可能)に至る53断面であり、1断面に図-22に示す5点で測定を行ない流況を検討した。

測定結果をみると、越流部2径間が水路中心方向に平面的に角度をもって配置されているため、水路中心線上に水脈の盛り上がりを生じ、これが曲線始端より発生する衝撃波に影響を及ぼし、外壁沿いのC-12付近に生じる水深の最大値の発生位置で、さらに水深を増大させているような傾向がみられた。そこ





でこの水脈の盛り上がりを減少させ、かつその発生位置が衝撃波による水面上昇を助長しないように図-23に示すように中央堰柱を下流方向に延長し、両径間からの流れを分離させることとした。

このCM-1およびCM-1改造案について、内外壁沿いの水面形の測定結果を原型値に換算してまとめたものが図-24に示される。

またCM-1改造案について等水深曲線を描いたものが図-25であり、図-22に示す5測線上で模型水深0.5mごとに流速を測定し、原型値に換算して、等流速線図にまとめたもののうち、代表的なものを図-26に示す。

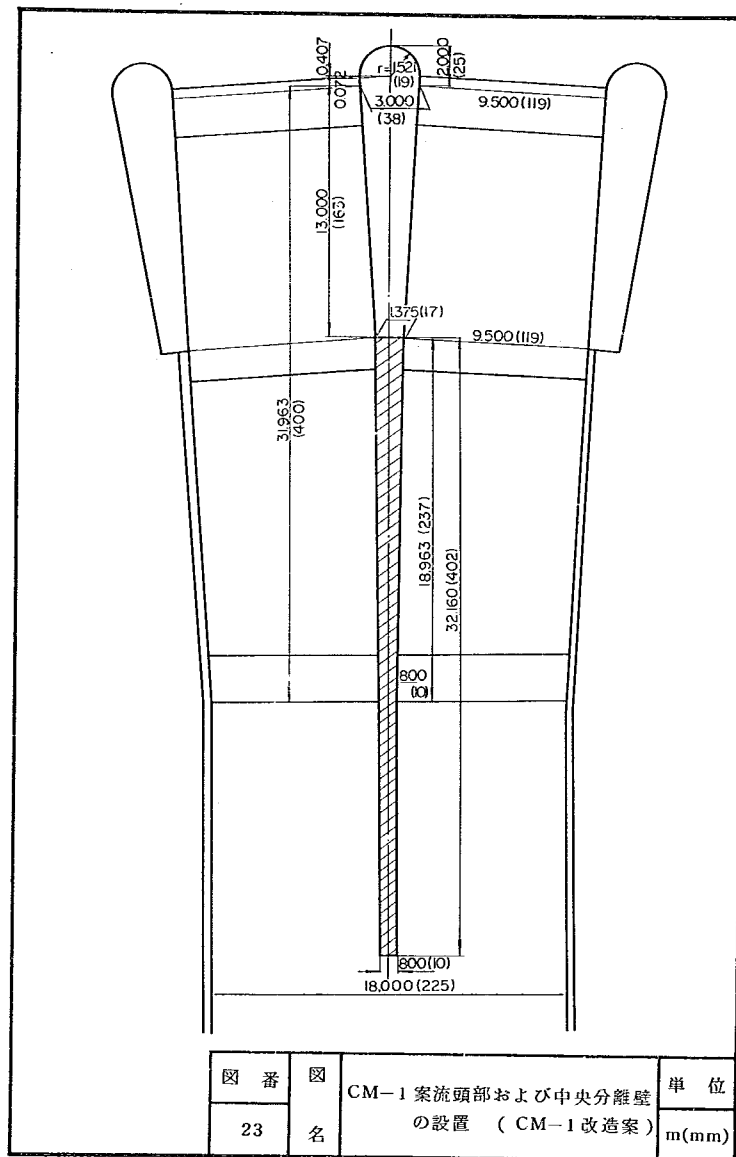
また、曲線部上流側の直線水路(SU)における導流壁沿いおよび中心線沿いの水面形を図-27に示す。

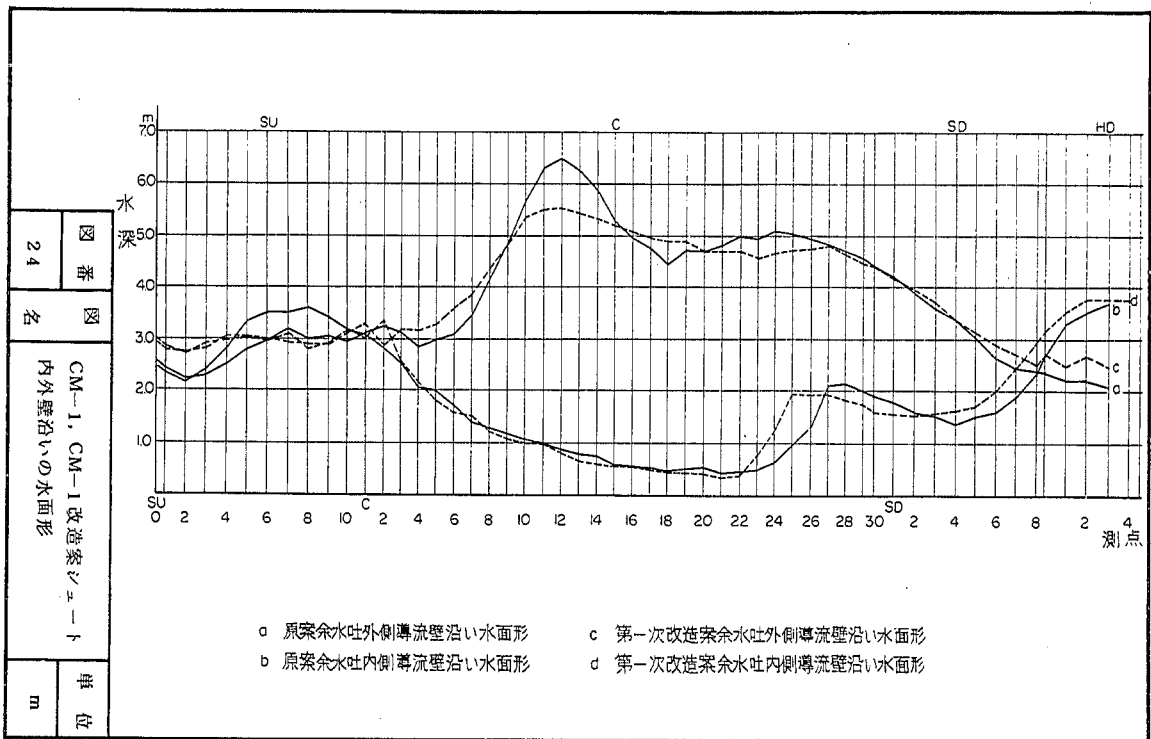
図-27をみると、CM-1案余水吐では、水路中心線上にかなり高い盛り上がりが確認できる。CM-1改造案では、分離壁両側の水面形がかなり異なっているのは、図-21に示すように模型が上流水路に対して非対称に設置されたためである。

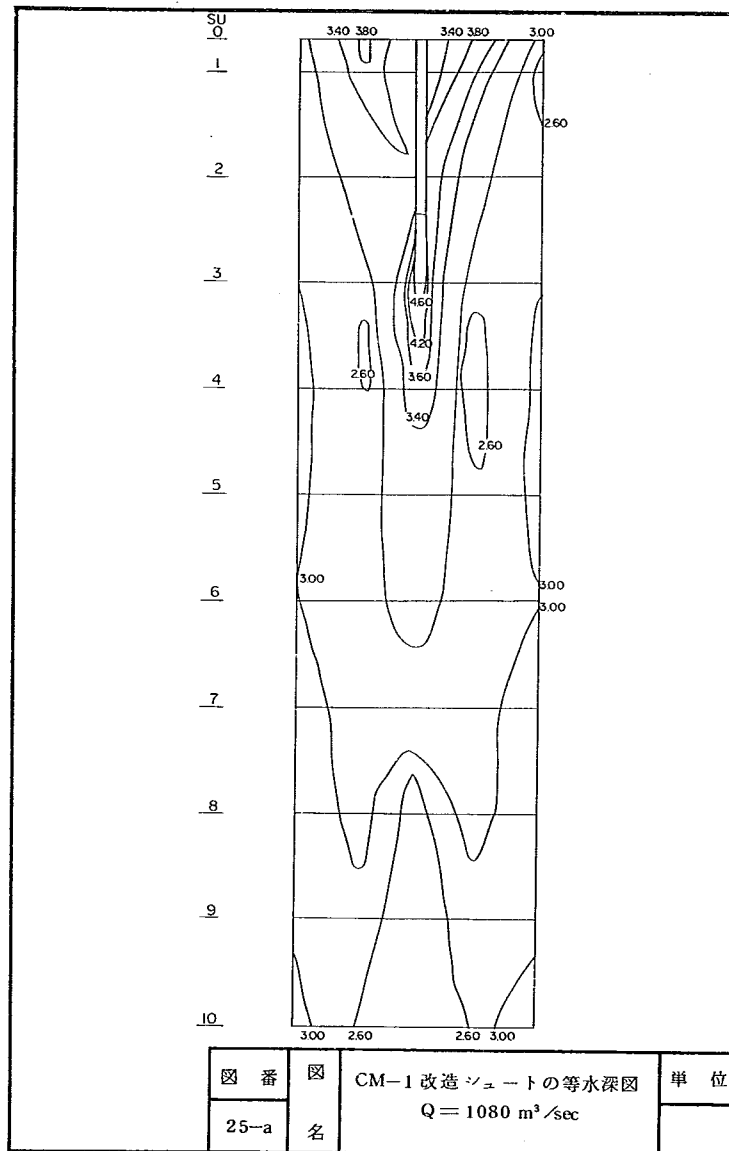
なお、改造案で両径間分離壁下流端で水面形が急激に上昇しているのがわかるが、これは水脈が盛り上ったためでなく、局所的に水がはね上っているためであり、不連続性の現象であって、下流に影響を及ぼす性質のものではない。

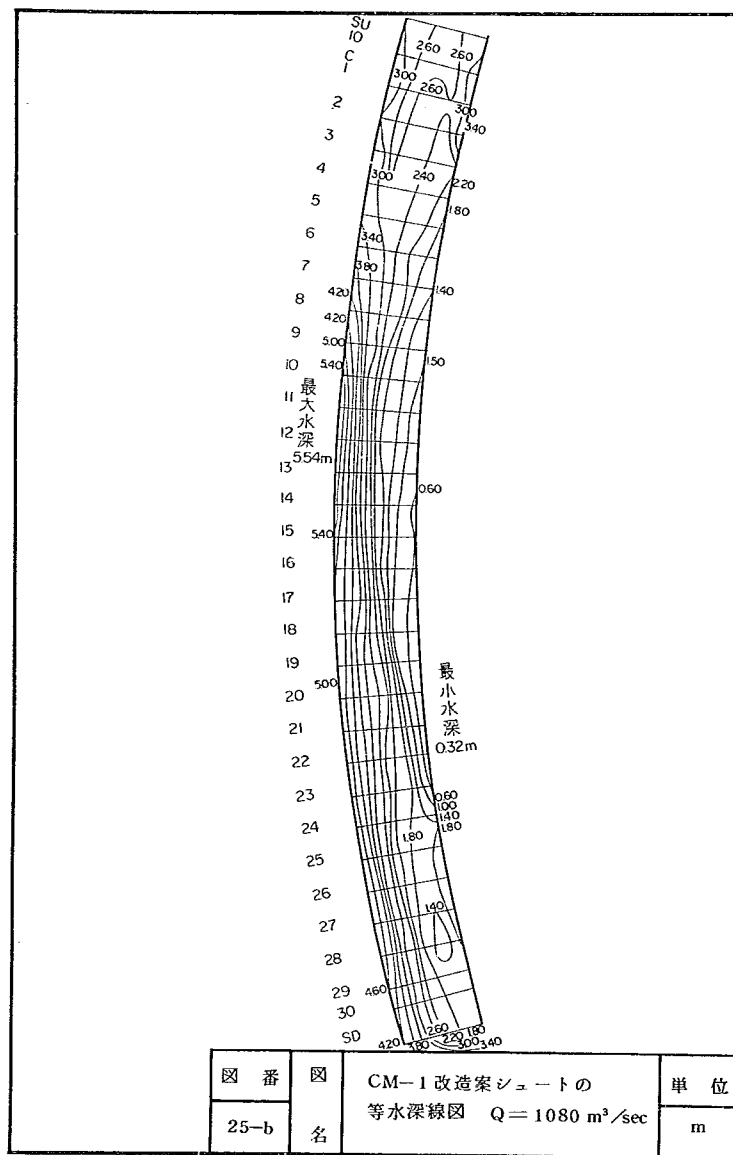
この結果、分離壁を設けると、盛り上りの現象が弱まりかつ発生位置が曲線始端より発生する衝撃波と一致することがないため、外壁沿いの最大水深もかなり減少していることがわかる。

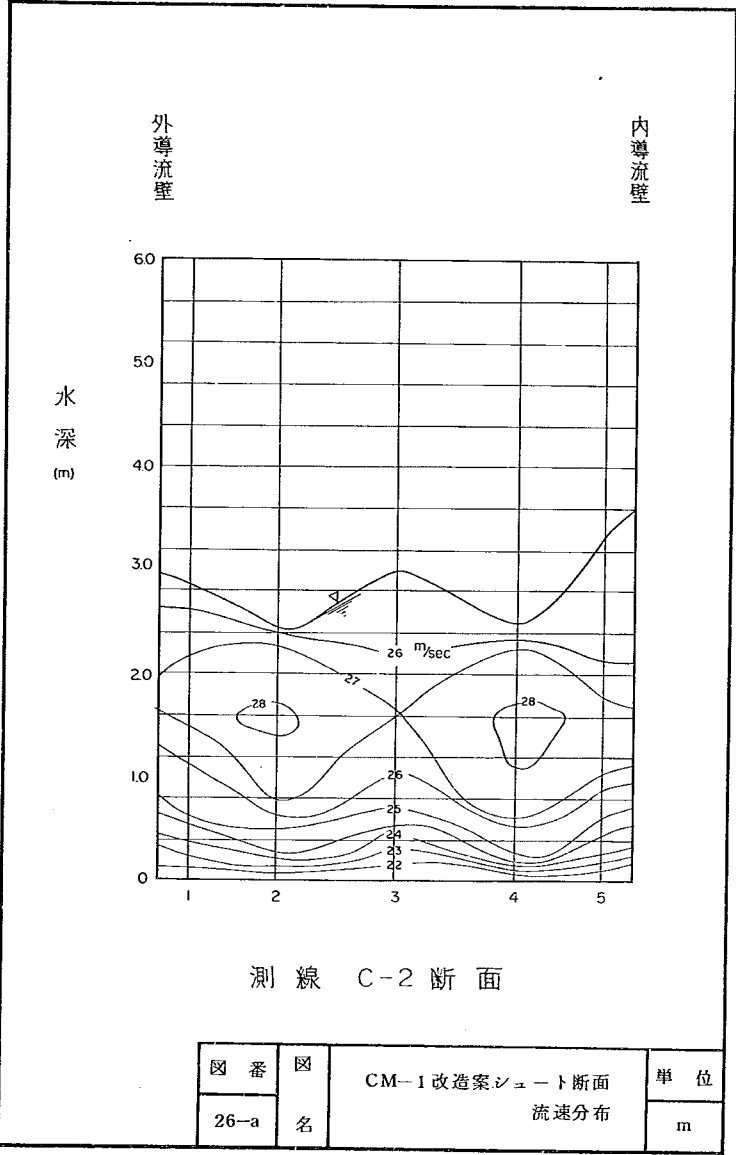
まず、設計の項に述べたKnapp-Ippenの計算方法を用いて実測による表-16の初期条件をもちいて衝撃波による最大水深の発生位置とその水面形を計算してみる。

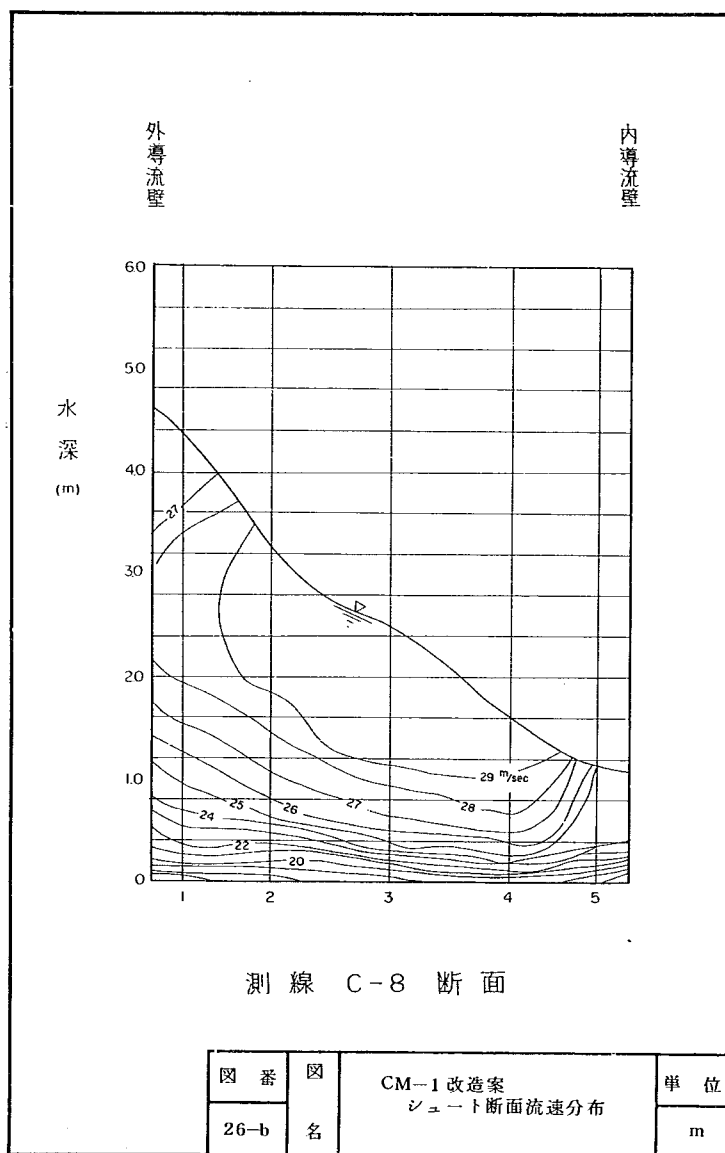


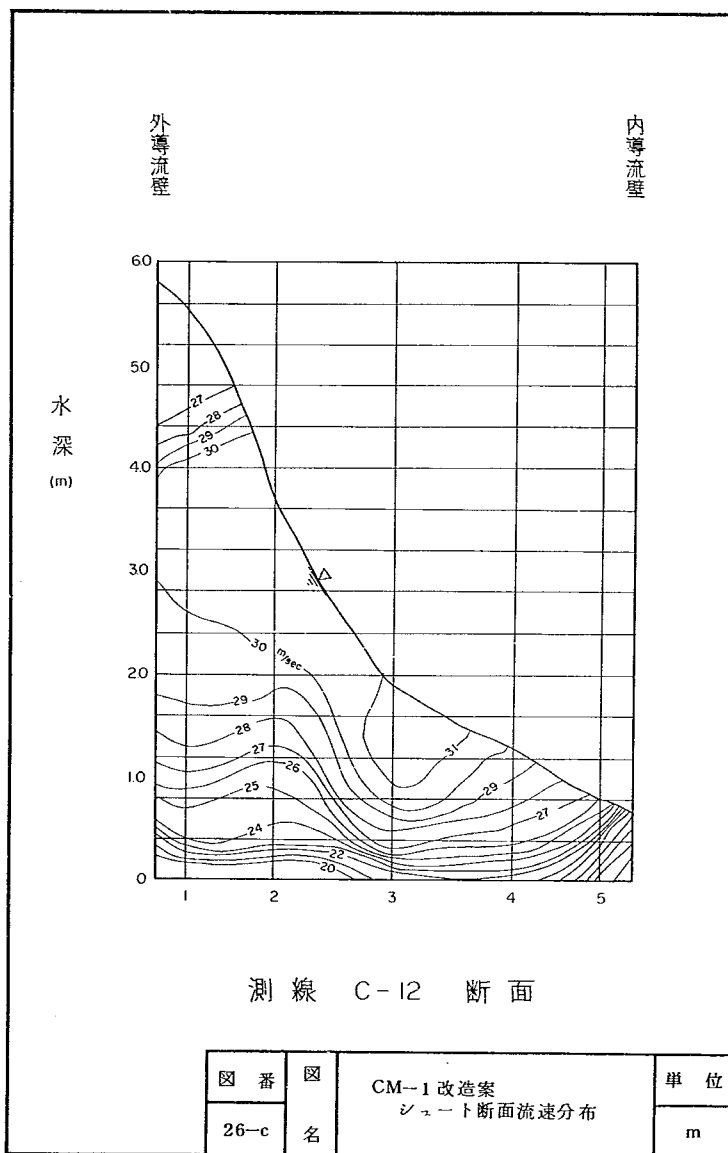


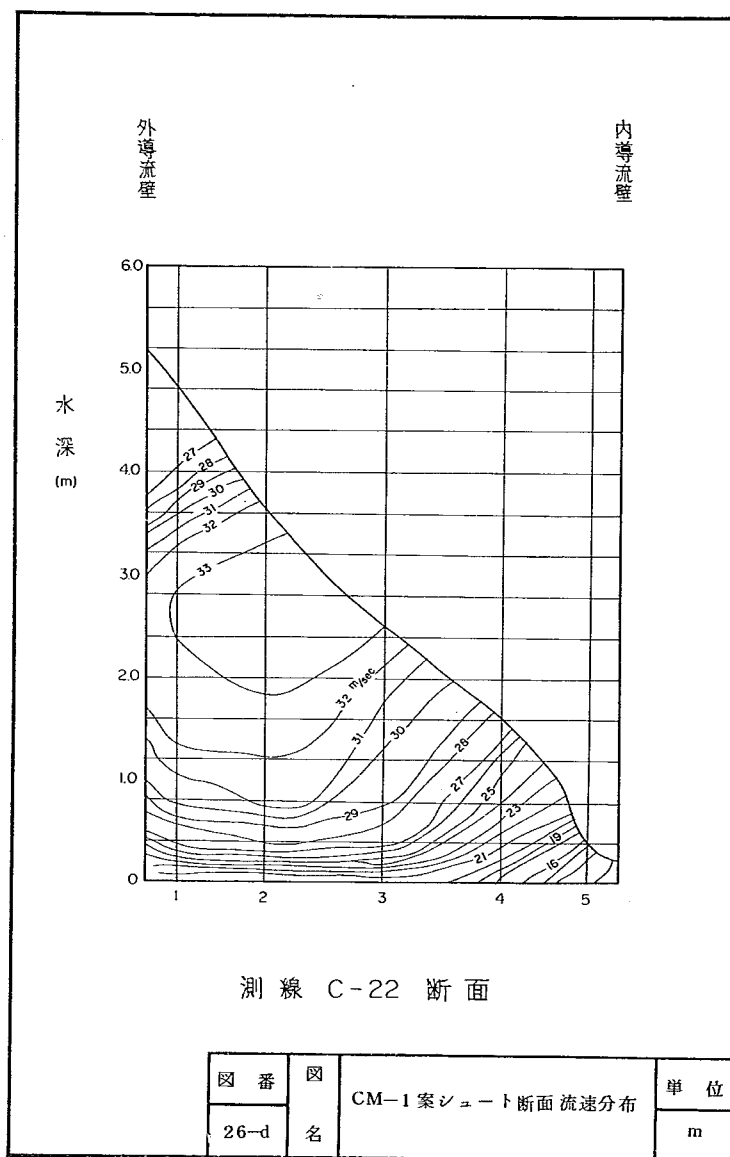












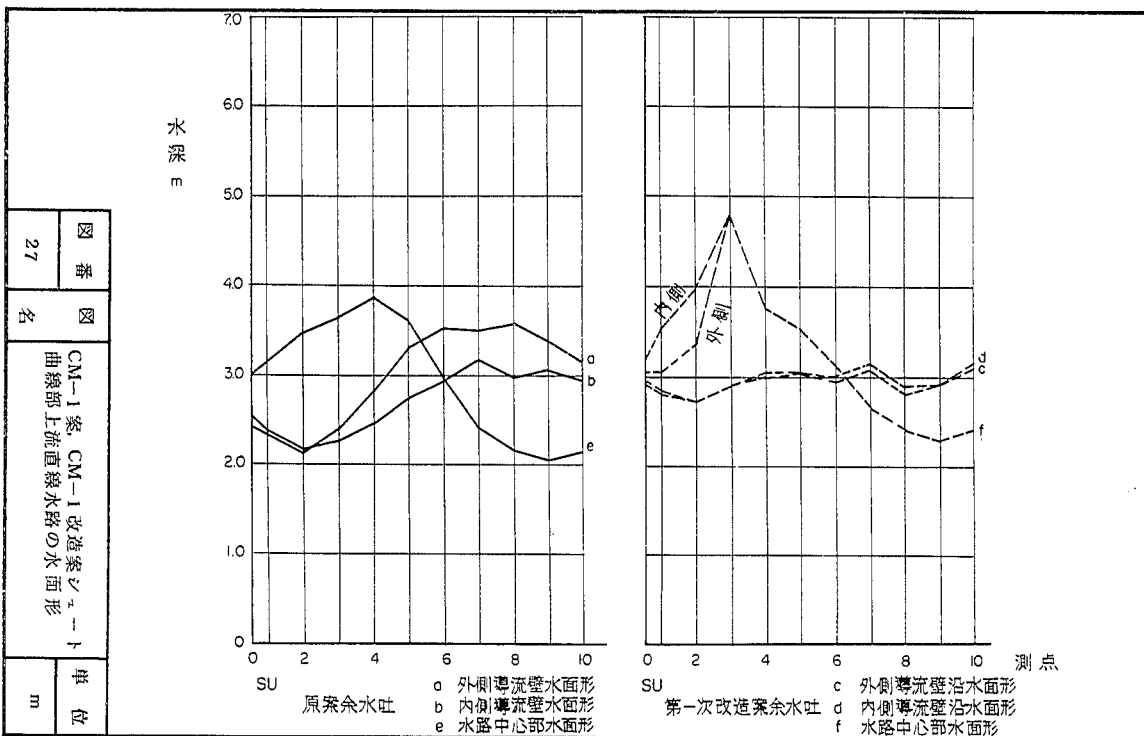


表-16 実測資料による湾曲部
始端の水理量 ($Q=1,080\text{m}^3/\text{sec}$)

曲 率 半 径	Rc	490.00m
初 期 流 速	V_1	23.0m/sec
初 期 水 深	h_1	2.60m
初 期 フ ル ー ド 数	F_1	4.56
初 期 マ ッ ハ 角	β (deg)	$12^\circ 42'$
最大水深発生位置	θ_0 (deg)	$11^\circ 02'$

その結果を表-17および図-28に示すが、最初の最大水深およびその発生位置はかなりよく実験結果と一致する。

表-17 水路湾曲部外壁沿い水面形
($Q=1,080\text{m}^3/\text{sec}$)

番 号	θ (deg)	β (deg)	F	h_2/h_1	h_2
B.C	0°		4.56		2.60
1	2°	$14^\circ 20'$	4.32	1.12	2.91
2	4°	$15^\circ 00'$	3.95	1.15	3.34
3	6°	$16^\circ 10'$	3.70	1.15	3.84
4	8°	$17^\circ 20'$	3.45	1.13	4.34
5	10°	$18^\circ 30'$	3.25	1.12	4.86
6	12°	$19^\circ 40'$	3.00	1.13	5.50

しかし、曲線部およびそれより下流の直線水路では、Knapp-Ippenの実験で顕著に認められた正負の衝撃波の交叉による擾乱形状がこの場合はほとんど認められず水面形は非常に複雑である。

以下具体的に外側導流壁沿いおよび内側導流壁沿いの水面形についてみると、次のような性状である。

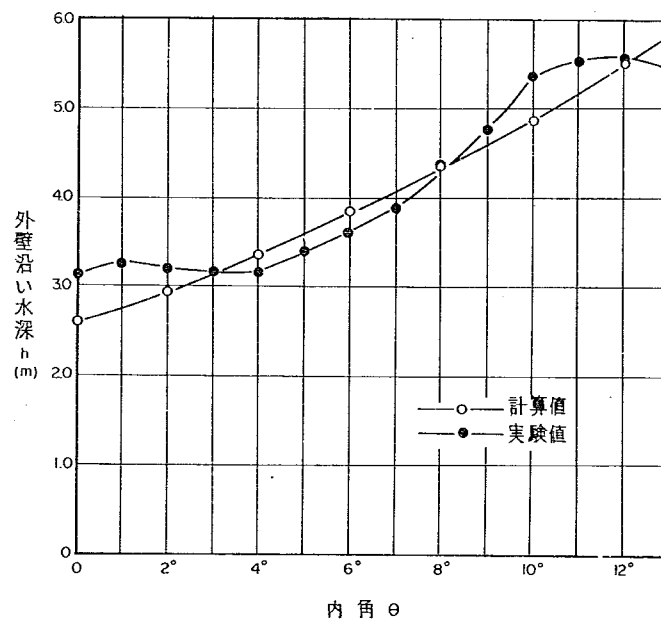


図 番	図 名	単位
28	水路変曲部外壁沿いの水面形 (計算値と実測値の比較)	m

外側導流壁沿い水面は、図 24 に示されるが、曲線部に入ると水面はほとんど上昇して、C-12 付近（内角 12° ）で最大水深 5.54 m （平均水深の約 2.2 倍）が認められる。これはさきにみたように衝撃波によるものと考えられる。しかし、これより下流の水面形は、衝撃波の影響は比較的小さくなり、遠心力の影響が支配的となって、遠心力と平衡した水深まで低下し、それより下流ではほぼ一定な水深を示すようになる。

曲線部下流の直線部ではもはや遠心力は働かないから、外内壁間の水位差が流れを内壁方向に拡げるように作用して水深は漸減する。

一方内壁沿いの水面形は、曲線始端より衝撃波の影響と遠心力の影響とが合致して水面の低下は著しく、C-22（内角 22° ）付近で最小水深 0.32 m を記録する。しかし、C-12 付近で外壁沿いに到達した最大水深の反射波がすぐ下流の C-25（ 25° ）付近で内壁に達しここでは水深は 1.94 m （平均水深の約 0.8 倍）であり、これより下流では再び水面の低下がはじまっている。

しかし、曲線部終端より遠心力の作用が消滅するとともに、外壁沿いに集中していた流れが内壁方向に変向するため、内壁沿いの水面も上昇することになり、放出端では内壁沿いの水深が外壁沿いのそれよりもむしろ大きくなるようである。

これが CM-1 改造案における $1080\text{ m}^3/\text{sec}$ 流下時の流況である。

【4】射流彎曲水路の設計法と矢木沢ダム余水吐への適用性

前節に述べたように CM-1 案のショートでは、遠心力による水面傾斜と衝撃波による擾乱の形成とにより水路断面が非常に不経済になっている。

したがって、これらの現象を消滅あるいは減少させることが水理設計の主要点となる。

この目的を達するために、一般に提唱されている方法は次の 4 つの方法であろう。

すなわち

- A. 片こう配 B. 多導流壁 C. 緩和曲線
D. 斜めシルによる方法である。

これら4つの方法を矢木沢ダム余水吐に適用した場合について考えてみる。

(4-1) 片こう配の方法を適用した場合の設計上の問題とその欠点

片こう配法とは、流れの遠心力に対抗しうるような横断方向の力を与えるために、水路に横断方向のこう配をつけることである。

その場合必要な片こう配 S_t は、曲線部中心線の半径 r_c と流速 V から決定される。

すなわち、遠心力と片こう配に沿う重力の分力が等しくなる。

$$S_t = V^2 / g r_c$$

矢木沢ダム余水吐では、 $r_c = 400 \text{ m}$ であり、設計平均流速として測定結果より幾分大きめな $V_m = 27 \text{ m/sec}$ を採用して S_t を計算すると、

$$S_t = 1/5.38$$

となる。これは水路幅 18.0 m に対して、内壁沿い水路底を外壁沿いより 3.35 m 下げることになる。

しかし、模型では今後の改造の都合を考慮して内壁沿い水路底を 4.0 m 下げることにした。これは $S_t = 1/4.5$ としていることであり、設計平均流速 $V_m = 29.5 \text{ m/sec}$ としていることになる。

また流れの状態の急激な変化を避けるため、曲線部両端から適当な緩和区間を設ける必要がある。

この方法の欠点として考えられることは、計算した片こう配は与えられた流速についてのみ水面の平衡状態が得られ、流速が変化すればその効果が低下しかえって悪い流況を呈するであろうという点である。

したがって片こう配法についての実験の目的は、異常洪水量までの流量範囲に対して共通して有効な片こう配の有無について検討することおよび適切な緩和区間の長さ、形状を決定することの2点である。

(4-2) 多導流壁法を適用した場合の設計上の問題点とその欠点

多導流壁法とは、水路をいくつかの幅の狭い水路に分割する導流壁を入れて水面傾斜および擾乱の強度を減らす方法である。

この方法は、実験的に非常に有効な方法であるが、水路の断面内にこのような薄い分離壁を長い範囲にわたって入れることは、経済上および施工上不利であると考えられた。よってこの方法は除外する。

(4-3) 緩和曲線法を適用した場合の設計上の問題点とその欠点

緩和曲線法とは、単曲線の水路における擾乱現象を複合曲線にすることにより減少させる方法である。

Knappの実験等によれば半径 r_c の単曲線の前後に長さ $b/\tan\beta$ で半径 $2r_c$ の単曲線を挿入する方法である。いま、矢木沢ダムシュートに適用してみると、単曲線の半径 r_c を 400 m とし、水路幅 b を 18 m とした場合、

$$\sin\beta \div \frac{1}{F} = \frac{\sqrt{gh}}{V} \div \tan\beta$$

長さ $b/\tan\beta$ は、内角で表わせば

$$\theta = \tan^{-1} \frac{b}{(2r_c + \frac{b}{2}) \tan\beta} \div \tan^{-1} \frac{b}{2r_c \tan\beta}$$

設計流速として $V_m = 23\text{ m/s}$ 流量 $Q = 1080\text{ m}^3/\text{s}$ をとれば

$$h = Q/bV_m = 1080/18 \times 23 = 2.6\text{ m}$$

$$\tan\beta = \frac{\sqrt{gh}}{V_m} = 0.22$$

$$\theta = \tan^{-1} \frac{b}{2r_c \tan\beta} = \tan^{-1} \frac{18}{800 \times 0.22} = \tan^{-1} 0.103 = 5^\circ 50'$$

よって、半径 400 m の単曲線部の両端に内角 $5^\circ 50'$ だけ半径 800 m の円弧を入れて複合曲線にすることにより、衝撃波による擾乱は、半径 400 m の円弧区間では除かれる。

しかし、半径 800 m の緩和曲線の区間では衝撃波による擾乱が発生し、その終端では外壁沿いの水深が平均水面より $\Delta h \div V^2 b / 4r_c g$ だけ上昇す

るであろう。

また遠心力による水面傾斜を除くことは困難である。このような点からみて、この方法は単独に適用するよりも片こう配法等と組み合わせて適用する方がむしろ望ましいと考えられる。

(4-4) 斜めシル法を適用した場合の設計上の問題点とその欠点

斜めシルによる方法とは、曲線部の両端付近の水路底に流線の変向を期待する斜めシルを設置して緩和曲線に相当する効果を上げるようにKnapp Ippen 等により実験的に検討され、かつかなりの成果を上げたものである。

しかし、この方法は低速流の状態ではシルがあるために流れが非常に乱されること、およびシルにキャビテーションの発生の危険が多いことなど、一般の設計では避けた方がよいと考えられる。

【5】 片こう配法について実験結果とその検討

前節では、射流彎曲水路の設計法として一般に考えられる方法についてその概要を示し、それらを矢木沢ダム余水吐に適用した場合の得失について考えてみた。

ここでは、そのうち最も有力と考えられた片こう配法についてその効果を検討し、かつ最適片こう配を見つけるための実験を行なったのでその結果について述べる。片こう配法に対する実験の目的はすでにふれたように、

- (1) 流量が異常洪水流量 $1080\text{m}^3/\text{s}$ まで変化する場合、すべての流量に有効に作用する片こう配を実験的に検討すること。
- (2) その場合に直線水路と片こう配のついた彎曲水路との取付部分の形状について実験的に検討することの2点である。

(5-1) 片こう配 1/4.5 の場合の流況

実験は最初片こう配 1/4.5 の場合について行なわれた。取付区間の長さは、内角が 4° 、 6° および 10° の3種の長さを選び、曲線始端および終

端の取付区間の長さは等しくされた。なおこれらの模型の部分的な改造には油粘土をもちいて木製水路を修正している。

この場合の模型の説明図は図-29に示される。

この実験で示された流況は、取付区間（緩和区間）の長さに関係せず、同じような流況を呈したのでそれらを一括して述べると次のようである。

流量が少ない場合（計画最大放流量 $300\text{m}^3/\text{s}$ も含めて）は、流れはほとんど内壁沿いに集中して流下し、水路の外壁沿い底面には流れは全くない状態になる。

流量が $300\text{m}^3/\text{s}$ の場合には、流れは彎曲部始端より取付区間をへて除々に内壁方向に集中し、内壁沿いC 8～9付近で内壁に集中して水面が盛り上がる現象をみせる。そして水路断面の半分以上は流れがなくなった状態になり、その状態で下流側の取付区間に至り、ここで流れは急激に外壁方向に拡がり、これが衝撃波に類似した模様を形成し、放出端まで伝播する。

そして、放出端では外壁沿いの水深は内壁沿いの約2倍となる。

流量が増大するにつれて次第に流れは全断面に亘って均等になり、異常洪水流量 $1080\text{m}^3/\text{s}$ 流下時には、彎曲部には衝撃波による擾乱もなく、水面傾斜もほぼ水路底に平行になり、彎曲部においてはほとんど問題はない。

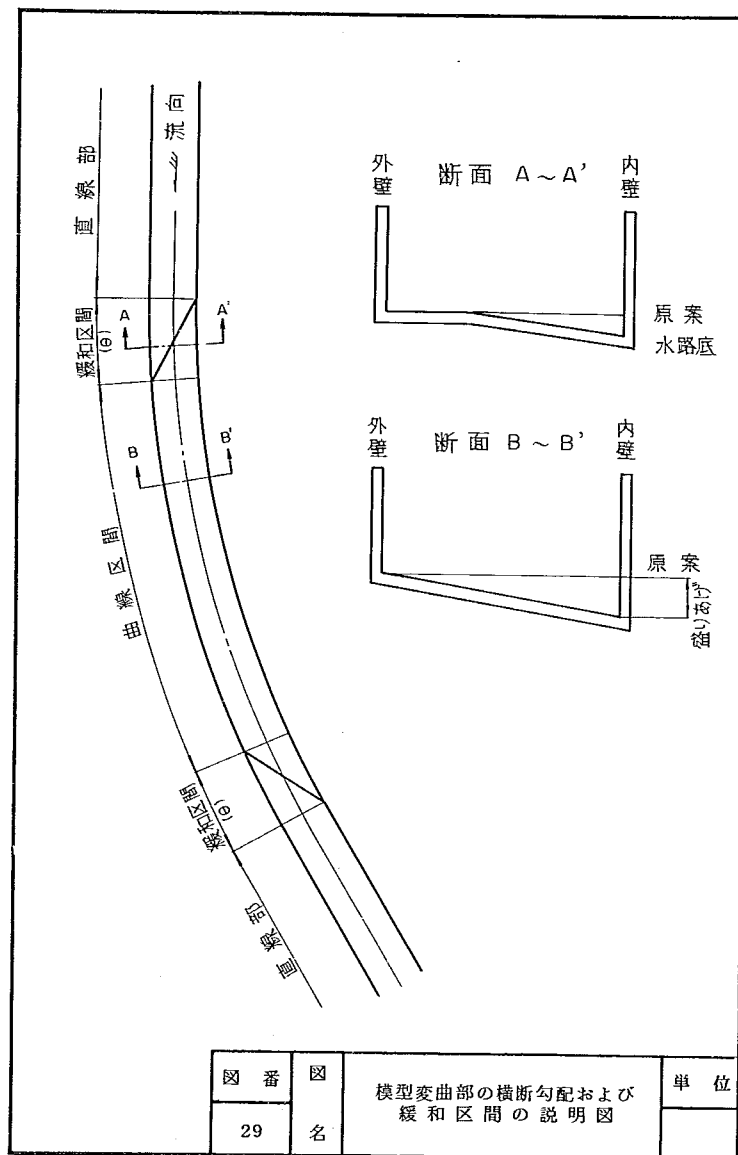
なお下流側取付区間のところでわずかに水面は上昇し衝撃波に類似した模様がみられた。

このように $1/4.5$ の片こう配の彎曲水路は、計画最大放流量 $300\text{m}^3/\text{s}$ に関するかぎり明らかに大きすぎる結果をみせたため次に片こう配をゆるくして実験を行なった。

（5-2） 片こう配 $1/6$ の場合の流況

1で述べたように片こう配 $1/4.5$ の場合は、さきに述べた実験目的(1)を満足できなかった。それで片こう配を $1/6$ になるように模型を油粘土をもちいて修正して再び実験を行なった。

この場合取付区間の長さは、 6° 8° および 10° の中心角に対応する長さ



であり、それぞれ $300\text{m}^3/\text{s}$ および $1080\text{m}^3/\text{s}$ の 2 種の流量に対して内外壁沿いの水面形を測定した結果を図-30に示す。

図-30aに示す取付区間が上流側および下流側ともに中心角 6° の場合、異常洪水流量 $1080\text{m}^3/\text{s}$ のときは、原案の水路にみられるような衝撃波は彎曲部でまったく消滅しており、内外壁沿いの水面形も満足できる状態にある。

しかし、下流直線水路では下流取付区間で流線を偏向させる能力にとぼしく、流れが外壁沿いに集中するために内外壁沿いの水深の差が大きくなるようである。

放流量 $300\text{m}^3/\text{s}$ が流下した場合、やはり流れは内壁沿いに偏流する傾向にあり、断面は非常に不経済になっている。図-30bに示す取付区間の中心角 8° にした場合 6° の場合よりも流れは全断面に一樣に流れようとする傾向があるが、異常洪水流量 $1080\text{m}^3/\text{s}$ 流下時には衝撃波の影響の現われてきて彎曲部の流況は乱れてくる。

また、下流直線水路への取付区間は中心角を大きくとれば、それだけ水面の乱れは減少するが流線を偏向させる能力は低下し、内外壁の水深の差も大きくなるようである。

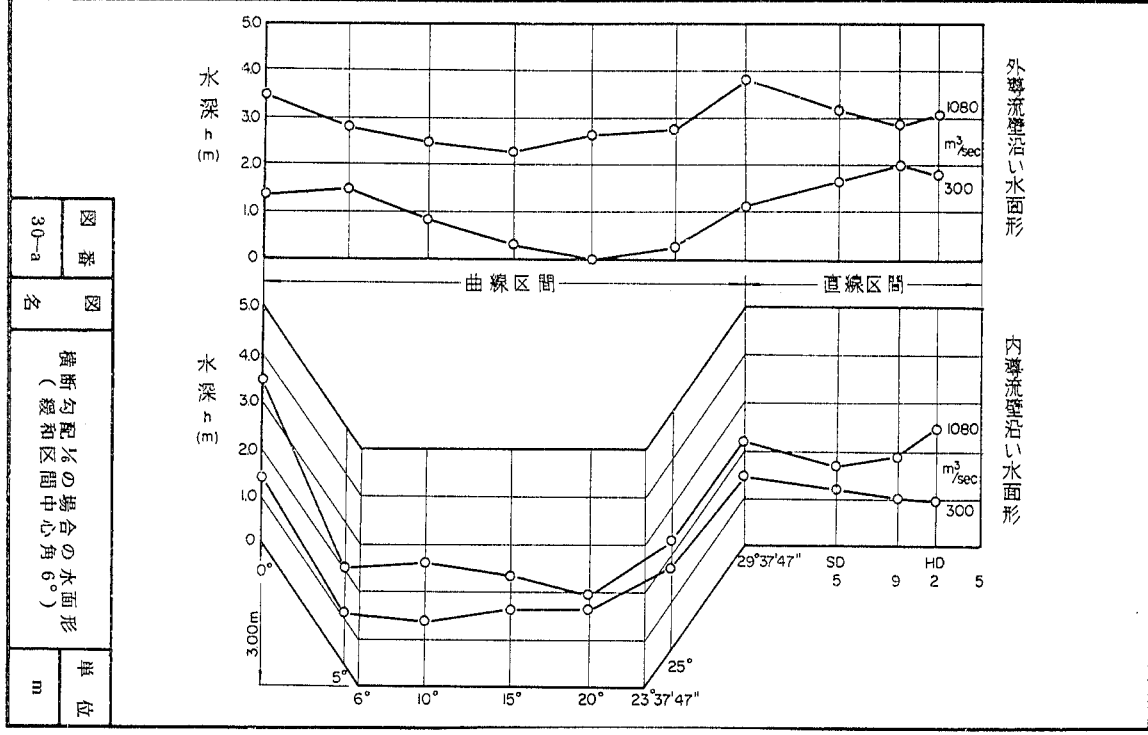
この傾向は 図-30cに示す取付区間の中心角がさらに大きくなった場合により顕著になってくる。

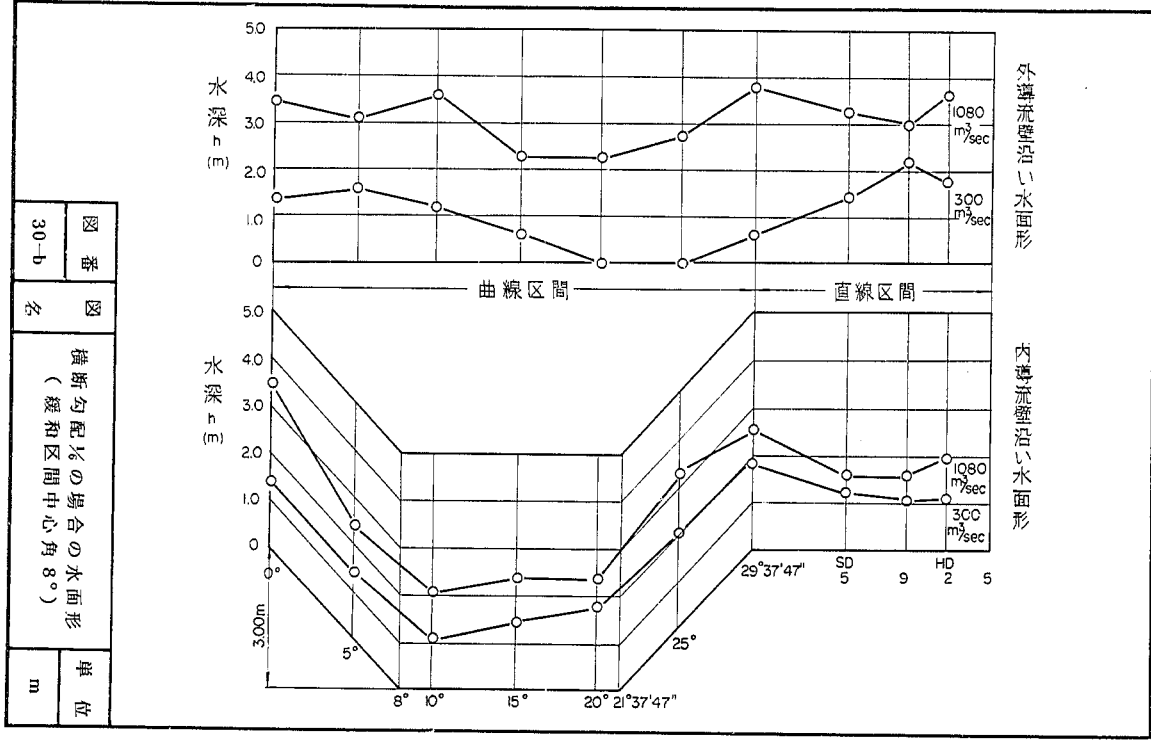
(5-3) 片こう配法による彎曲水路設計法の実験検討結果

片こう配が $1/4.5$ および $1/6$ の 2 種について、取付区間の長さを変化させ、かつ流量を異常洪水流量まで変化させて流況を調査した結果は次のようである。

すなわち、

- (1) 予想されたようにある片こう配は、ある一定の流量に対してのみ有効であり、その流量は、衝撃波の発生も遠心力による水面傾斜に対してもこれを減少させることはできる。





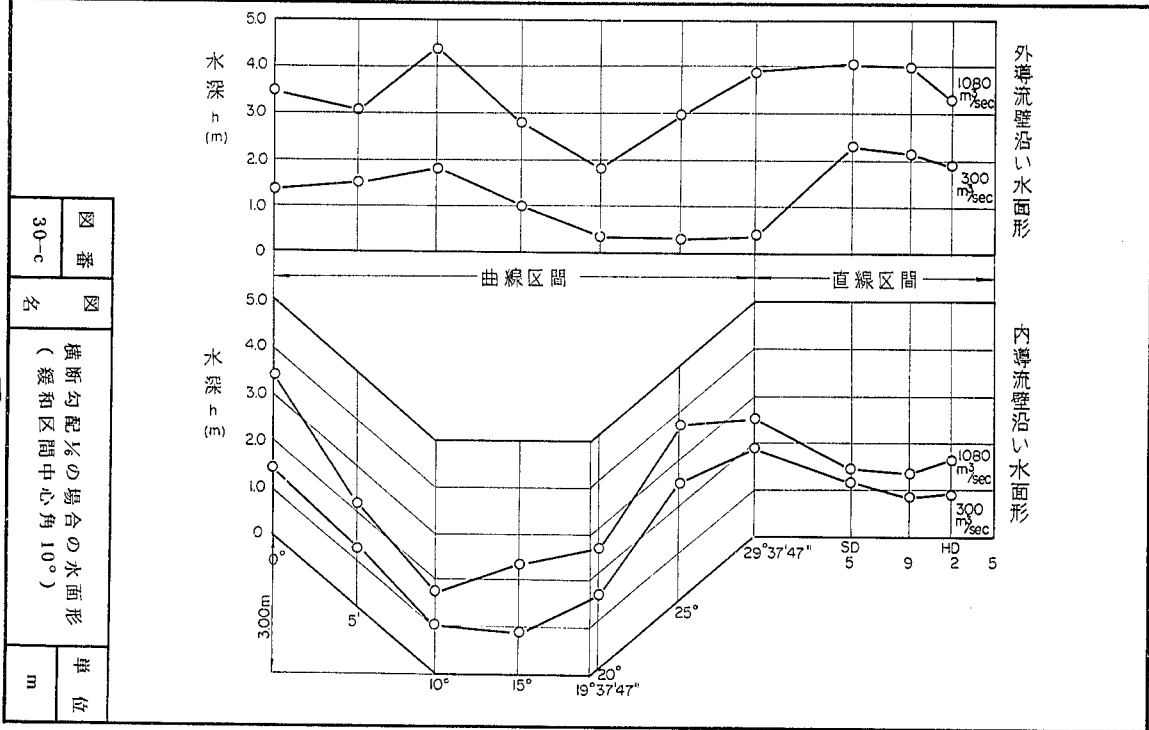


図 名 30-c	単位 m
横断勾配 1% の場合の水面形 (緩和区間中心角 10°)	

- (2) しかし、流量が変化すると、一定な片こう配は、それに対応した流量より小さい場合は、水路断面を有効に利用できず、また対応する流量より大きい場合は、外壁沿いの水深の増加は著しく、また衝撃波の影響が顕著に現われてくる。

それゆえに外壁も高くする必要があるとともに、断面が不経済になってくる。

- (3) 取付区間（緩和区間）の必要の長さは、流量の大小により全く異なりすべての流量に良好に作用する取付区間および形状はない。

この検討結果より考えて、余水吐のように流量の変化の激しい、かつ変化の範囲の広いものに対して、片こう配法を単独に使用することはあまり有利な方法とは考えられない。

それでこの方法と他の方法とを併用した場合について考えてみる。

そこで一つの試みとして次のような実験を行なってみた。

これはあくまでも試みとして行なったものであり、最終形状の決定への一つの布石となったにすぎないが以下その実験と結果についてふれてみる。

矢木沢余水吐シュートにおいては水路幅は18mであり、片こう配法の実験においてもしばしば全水路幅が有効に使用されない場合があったので、断面を変化させ、かつ導流壁の線形を適切に選定すれば、衝撃波も干渉しあって消し合うような曲線形をえらぶことができるであろう。

それに、水路幅を縮小して水路断面を深くすることは、衝撃波による最大水深が近似的に平均水深と $V^2 b / 2 g$ の和で表わされることを考慮すれば水深が平均化することも予想される。

またそうすることにより流量の大小にかかわらず水路幅全体にわたって均一な流れも期待でき、水面傾斜の割合も少なくなり、これに片こう配法を併用することにより、よりよい流況が期待できる。

(5-4) 水路幅を変化させた場合の流況

前節で述べたように、水路幅を縮小して衝撃波による擾乱模様あるいは水面傾斜などの乱れをある程度認めても、内外壁沿いの水深をほぼ等しくし、かつ余水吐設計流量 $300 \text{ m}^3/\text{s}$ のときにもできるかぎり水路幅全体に一様な流れとなることを目的として、水路幅を変化させた場合について実験した。

実際には、現場地形を考慮すると、内壁を移動させて水路幅を縮小することが有利であると考えられた。実験は片こう配 $1/4.5$ の水路にシュート始端 (SU-0) の内壁より、屈撓性に富んだ板を入れて、水路断面を分割して下流方向に漸次縮小して行くと、内壁より衝撃波が発生するがこれが曲線始端より発生する衝撃波と相互に干渉あって消し合うような内壁の曲線形を異常洪水量 $1080 \text{ m}^3/\text{s}$ 流下時について、種々変化させながら決定したものである。

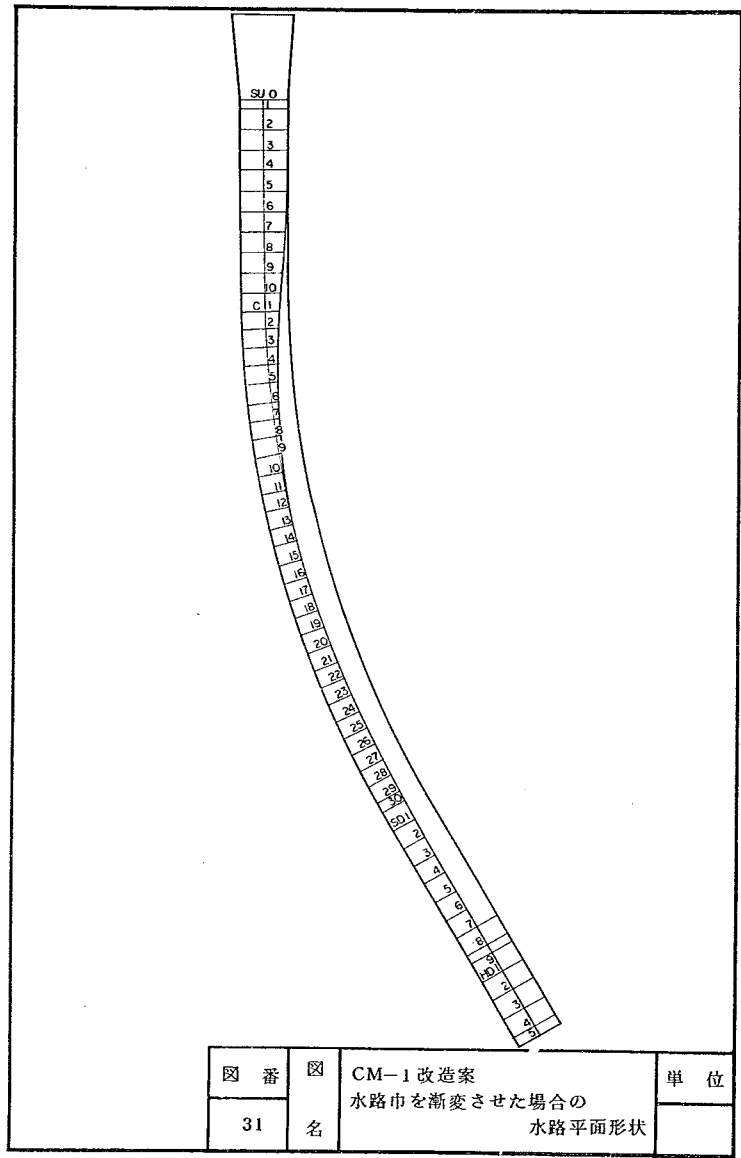
この結果生れた水路平面形状は、図-31に示すが、水路の内壁の線形は近似的にはS字形の複合曲線をなしているようであるが、まだ厳密には解析していない。

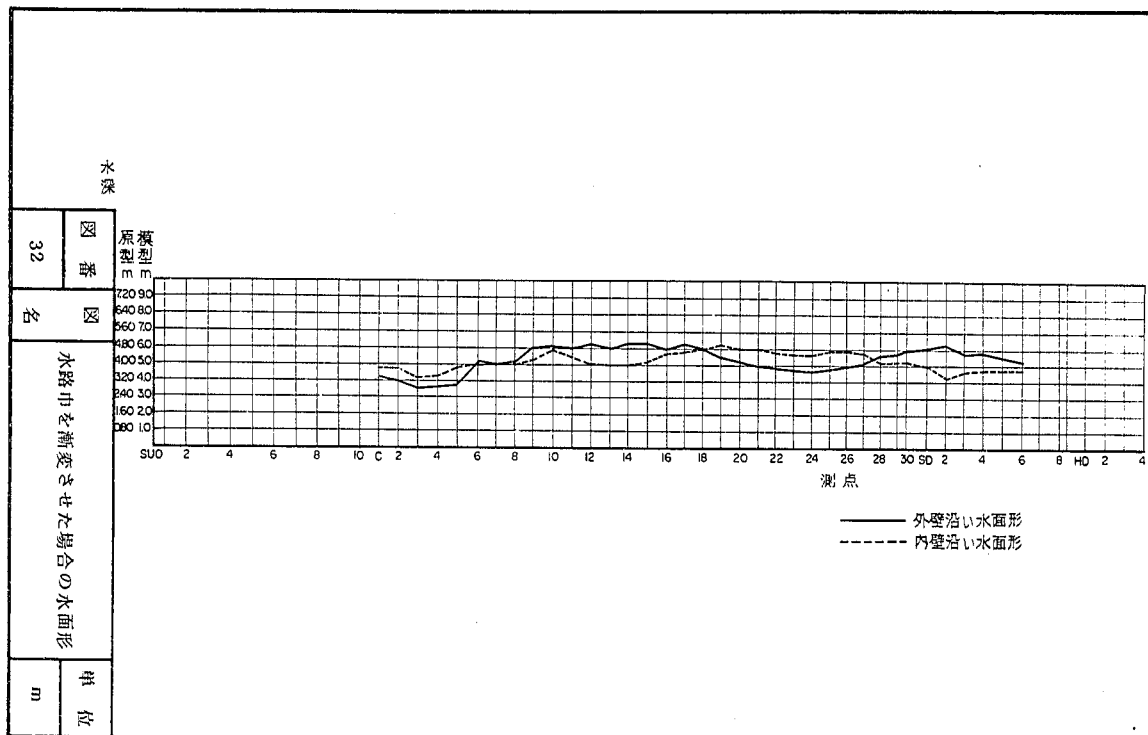
なおこのように内壁の曲線形を修正して水路幅を漸縮したためにC-15付近では水路幅は原案の $1/2$ (9 m) 近くになり、水深は勿論かなり高くなるが、図-32に示すように内外壁沿いの水面高はほぼ同じ値を示しており、衝撃波による影響も遠心力による影響もあまり顕著でない。

したがって比較的高い (5.40 m 位) 導流壁を必要とするけれども、その断面全体が有効に使用されており、満足できるものと思われる。

なお、この場合取付区間の長さは中心角で上流側 $6^\circ \cdot 30'$ 下流側 $4^\circ \cdot 40'$ である。

この水路に余水吐設計流量 $300 \text{ m}^3/\text{s}$ を放流してみると、やはり内壁沿いに流れが集中しようとするが、水路幅を $1/2$ にしているため、その影響も少なく下流直線水路の乱れも少ない。





このような水路の内外導流壁の線形は、さきに述べた片こう配法と緩和曲線法とを併用したような案であり、片こう配法により水面傾斜は是正され、かつ複合曲線の相互干渉により衝撃波も消えて、その影響を消しているものと思われる。

矢木沢ダムCM-1案の彎曲部の改良過程では、この方法が最も有力な方法であり、このような曲線形の方が単曲線の場合よりもかなりすぐれていることがみとめられた。

〔4〕 最 終 実 験

ま え が き

すでに述べたように矢木沢ダム余水吐の実施案としては、実験したCM-1案とは異なり、新たに設計変更されたCM-2案を最有力案とされた。

CM-2案の主たる特徴は、CM-1案においては流頭部下流シュートのこう配が一樣であったのに比して、CM-2案では、上流側と下流側とでそのこう配を変えていることである。

この変更理由はすでに述べたが、CM-1案では、流頭部下流水路始端付近の水路標高が低いため越流部両側に位置するアースダムの断面をえぐり、アースダムの安定を脅かすことおよび莫大な表土の掘削を必要とすること等であり、このために上流のシュートこう配を緩こう配にしてこの欠点をおぎなおうとしたものであって、そのために、下流側は必然的に以前の案よりは急になっている。

ここでは、このCM-2案について水理模型実験を行なった結果と、最終形状を決定するに至った過程について述べることにする。

【1】 模型および模型の縮率

CM-2案について、水理設計の適否を詳細に検討し、それについて適切な修正を施すために土木研究所篠崎分室のダム実験施設を利用し水理

模型実験を行なうこととなった。

実験は CM-2 案の細部修正の終った昭和 38 年 8 月より開始され、昭和 40 年 4 月完了した。

模型の縮尺は、実験施設の容量を考慮した上で $\frac{1}{50}$ に決定された。

模型には、流頭部直上流より放出水脈の落下点より下流までの矢木沢川一帯をとり入れている。

流頭部および水路はすべて木製であり、その表面には乾燥収縮によるひびわれや変形を防止するために塩化ビニール系塗料で塗装した。また下流河床の模型は一部木製のモルタル仕上げである。

原型量と模型量との換算縮率は、原型における流れと模型における流れとのフルード数が相互に一致するようにフルードの相似則によって決定された。

それによれば、本実験における原型量と模型量との換算率は表-18 のようになる。

表-18 最終実験 (CM-2 案) における原型量と模型量の換算率

物 理 量	次 元		換 算 率
長さ, 水深	L	n	1 : 50
速 度	$L T^{-1}$	$n^{1/2}$	1 : 7.071
流 量	$L^3 T^{-1}$	$n^{3/2}$	1 : 176.777
圧 力	$M L^{-1} T^{-2}$	n	1 : 50
流 量 係 数		1	1 : 1

表中の n はいわゆる模型縮尺 (幾何縮率) を表わす。

【2】越 流 部

当所の基本設計条件は、計画洪水水位 EL. 854.00 m で計画放流量 $300 m^3/s$ 、異常洪水水位 EL. 854.50 m で異常洪水流量 $1080 m^3/s$ であったが、計画洪水波形の改訂および本ダムにおいてはアースダムの部分の比重が大きい関係上、

異常洪水量として200年確率洪水の2割増を採用することになり、次のように基本設計条件が改訂された。

計算洪水位 EL.854.50m 計画放流量 300^{m³}/s

異常洪水位 EL.854.50m 異常洪水流量 1300^{m³}/s

よって、CM-2案の設計条件より220^{m³}/s容量が増加したため、放流能力に不足を生じる危険があり、その場合は越流頂標高を下げることににより所要の越流水深を保持させるものとした。

実験を行なった流頭部の形状は、図-33および34に示すとおりである。

(2-1) ゲート全開時の水位-流量関係および流量係数

図-33および34に示す流頭部の水位-流量の関係の実験結果は、表-19および図-35に示すとおりである。

また次式で計算された自由越流係数Cと越流水深Hと設計水頭Hd(=9.00m)との比(H/H_d)の関係は図-36に示すとおりである。

自由越流係数

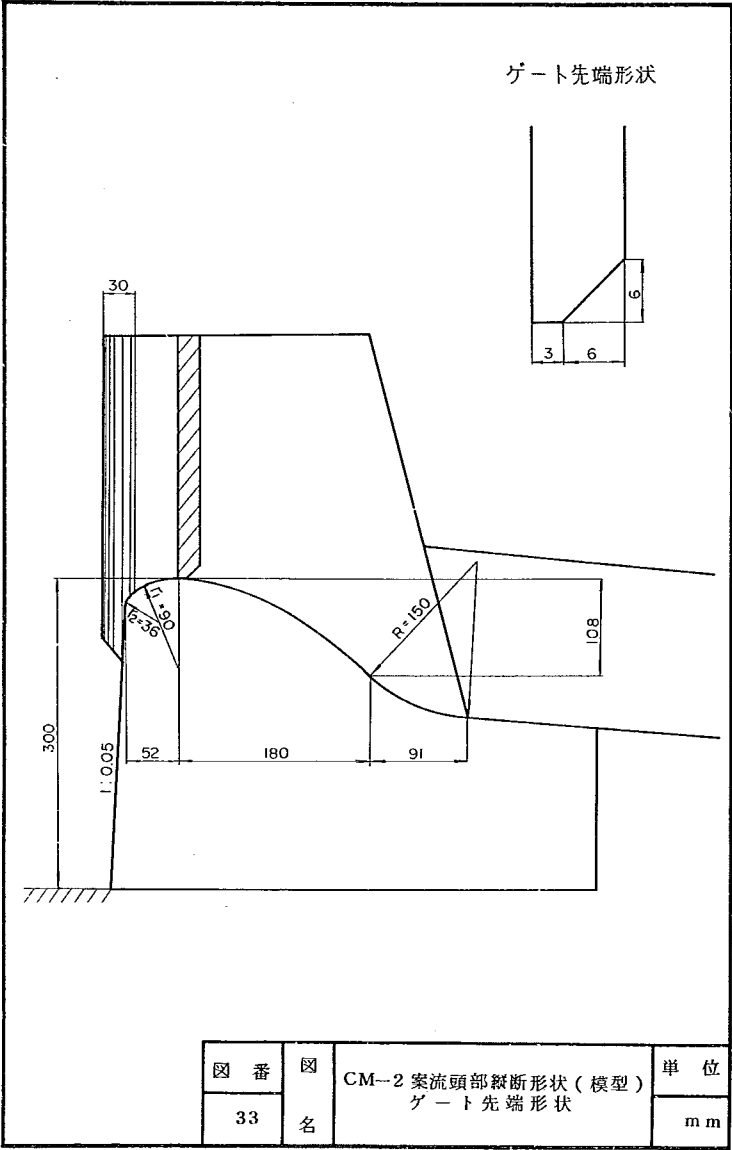
$$C = Q / BH^{3/2}$$

いまこの実験結果をみると、異常洪水位EL.854.50mで異常洪水流量1300^{m³}/sを放流できる能力をもたせるために必要な越流水深は、10.40mであるから越流頂標高は、1080^{m³}/sに対して設計されたEL.845.00mよりも0.90m下げてEL.844.10mにする必要がある。

(2-2) ゲート半開時の水位-流量

次にゲート半開時のゲート開き-水位-流量の関係であるが、当初ゲート型式としては、テンターゲートを採用するものとしてきたが、取付道路との関連および冬期におけるゲート操作条件を考慮してダブルリーフゲートを採用することに変更された。

一般にこの種のゲートの流量係数はリップ形状によって左右されるが、ここではまだその細部についてはまったく明らかではないので、模型実験では一応図-33に示される先端形状を有するゲートについて、ゲート下端の上



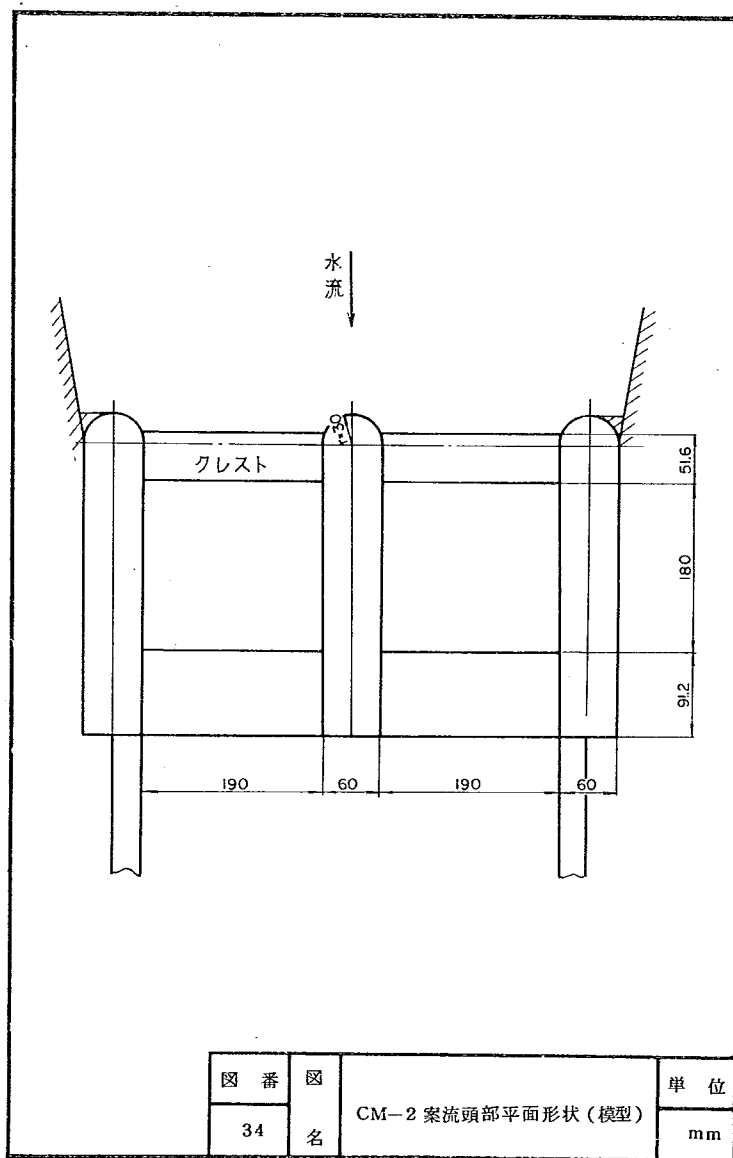
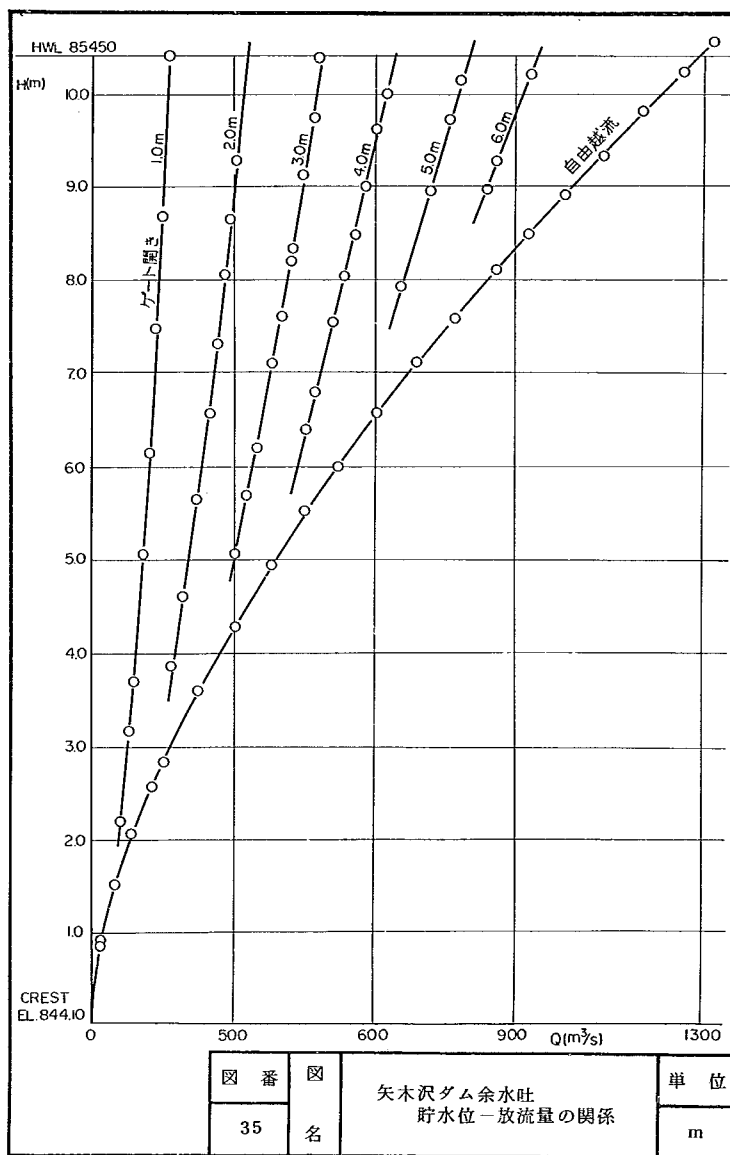
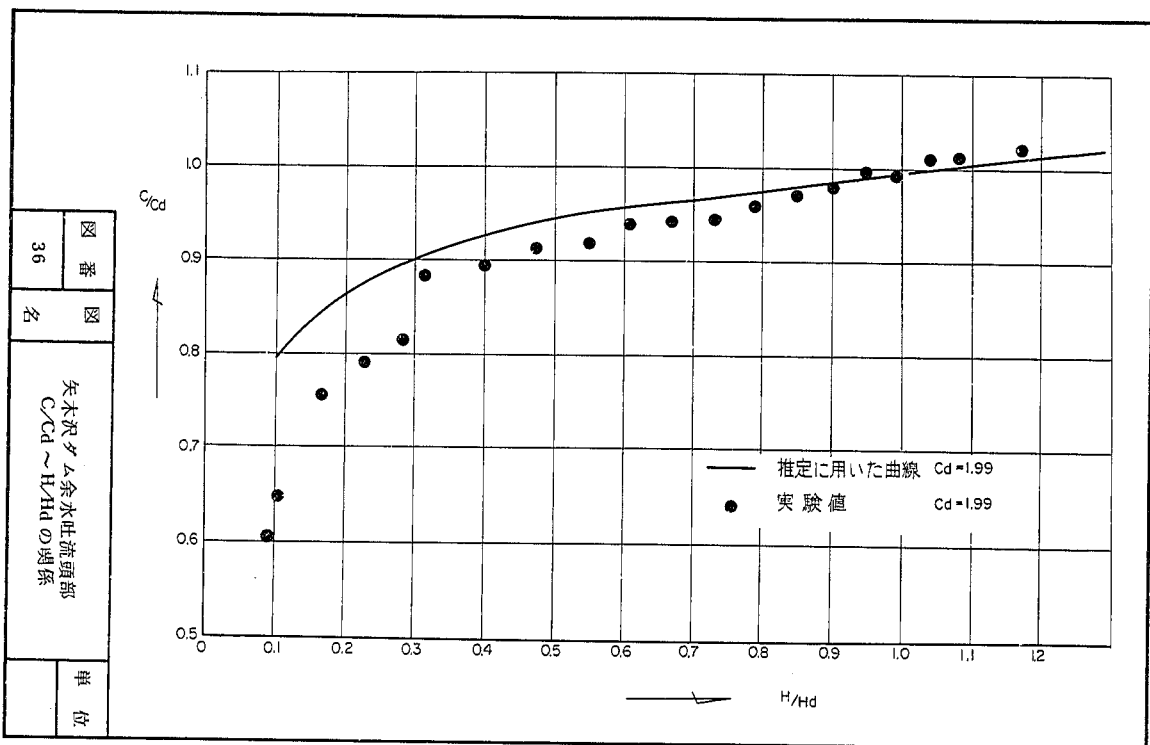


表 - 19 矢木沢ダム余水吐放流能力 (ゲート全開時)

越流水深 H_m	流量 Q (m^3/s)	流量係数	H/H_d	C/C_d
0.845	17.7	1.199	0.0939	0.6040
0.910	21.2	1.285	0.1011	0.6473
1.510	53.0	1.503	0.1678	0.7572
2.070	88.4	1.562	0.2300	0.7862
2.585	123.7	1.612	0.2872	0.8121
2.845	159.1	1.745	0.3161	0.8791
3.610	229.8	1.763	0.4011	0.8881
4.300	304.1	1.804	0.4788	0.9088
4.950	381.8	1.825	0.5500	0.9193
5.525	459.6	1.863	0.6139	0.9385
6.010	521.5	1.863	0.6678	0.9385
6.595	601.0	1.868	0.7328	0.9410
7.125	589.4	1.908	0.7917	0.9612
7.610	769.0	1.928	0.8456	0.9712
8.110	855.6	1.950	0.9011	0.9823
8.505	928.1	1.969	0.9450	0.9919
8.945	998.8	1.965	0.9939	0.9899
9.320	1,092.5	2.021	1.0355	1.0181
9.790	1,170.3	2.011	1.0878	1.0131
10.200	1,265.7	2.045	1.1333	1.0302
10.545	1,322.3	2.032	1.1716	1.0237





流面が越流頂に一致するように設置して実験を行なった。

ゲート開きは 1.0, 2.0, 3.0, 4.0, 5.0 および 6.0 m の 6 種について測定している。

測定結果は表 - 20 および図 - 35 に示すとおりである。

(2-3) 越流面上の圧力状態

次に越流面上の圧力状態であるが、本ダム越流部は、ランドルフの標準型形状を使用しており、その設計水頭 $H_d = 9.0 \text{ m}$ であって最大操作水頭 $H = 10.40 \text{ m}$ であるから $H/H_d = 1.16$ となる。

土木研究所が行なった従来のランドルフの標準型越流部に関する実験結果を参照して判断すると下流越流面に最低 - 1.0 m 水柱内外の負圧が発生するものと考えられるが、許容負圧以内にありなん問題はないものと考えられる。

(2-4) 越流水脈の測定

越流水脈の測定は、貯水池水位 $WL. 854.50 \text{ m}$ でゲート全開状態（すなわち放流量 $1300 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合）について橋台、橋脚沿いおよび径間中心線に沿って測定を行なった。

この測定結果は図 - 37 に示すとおりである。

なお、これらの検討の結果決定された矢木沢ダム余水吐流頭部の最終案は、図 - 38 および 39 に示すとおりである。

また、図 - 38 に示すように越流面と下流水路とを接続するバケット半径は、接続する下流水路のこう配が $CM - 2$ 案から変更されるにしたがい変えている。

また、下流越流面の座標は表 - 21 に示すとおりである。

(2-5) 流頭部の位置

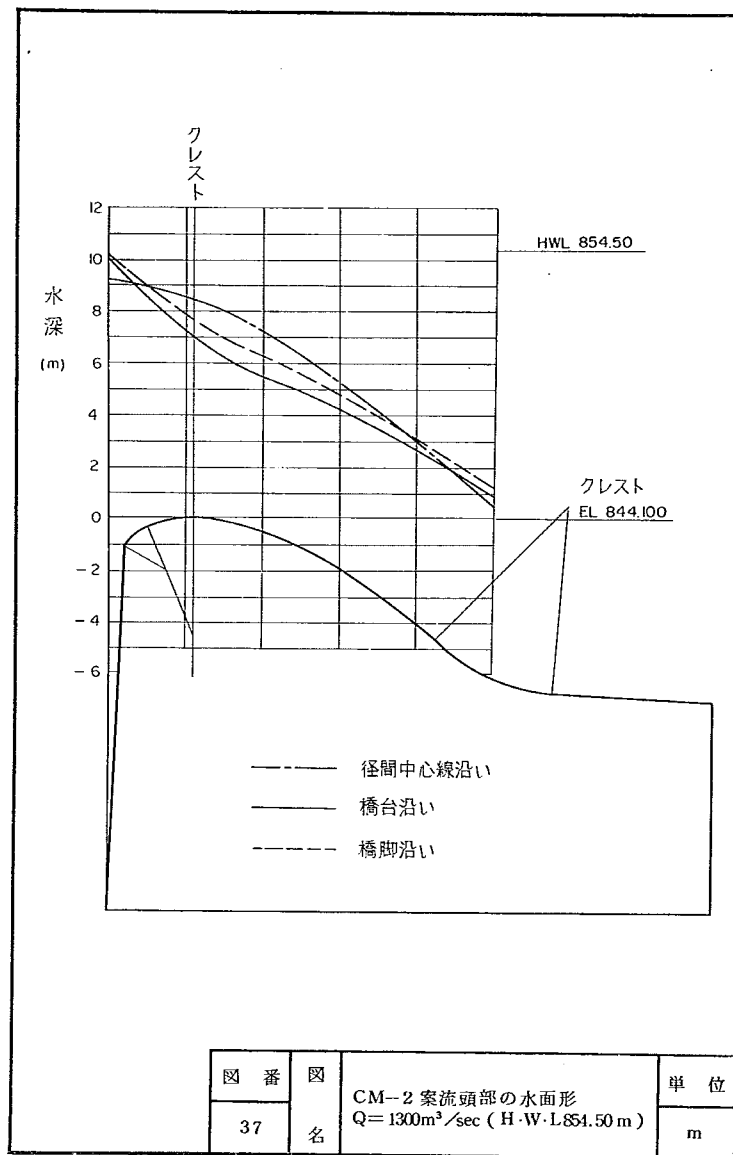
昭和 39 年 3 月矢木沢ダム建設所より送付された資料より流頭部ダム軸の座標は図 - 40 に示すとおりである。

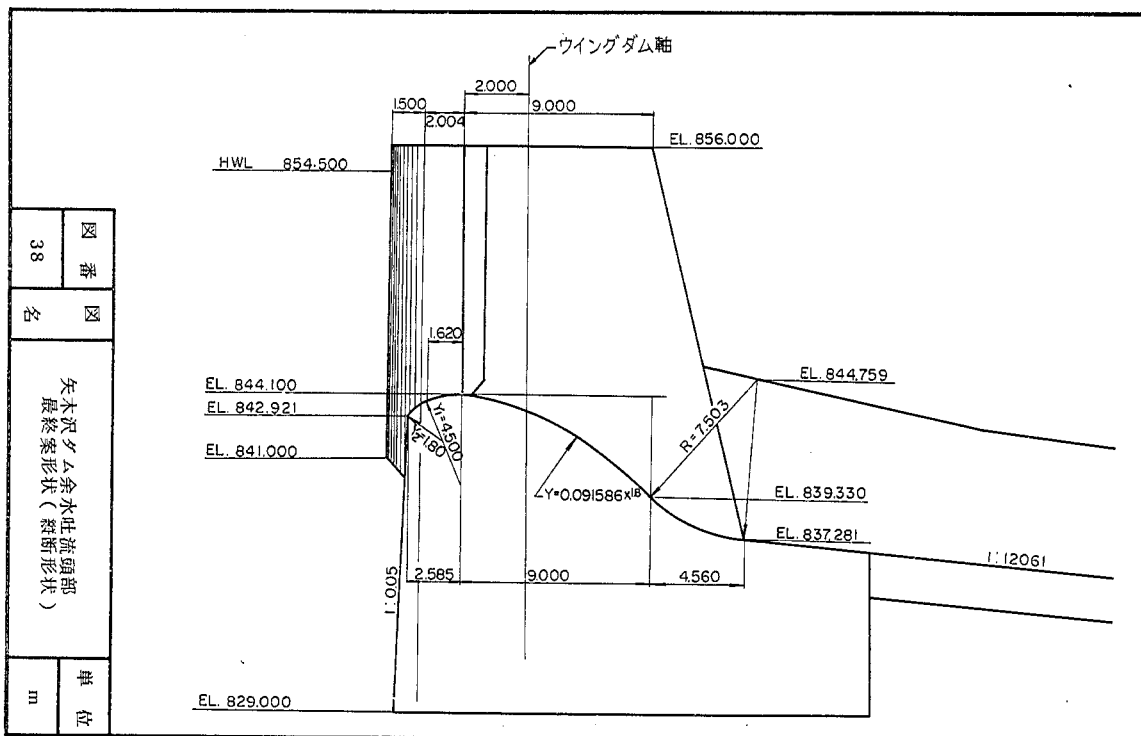
ただし、X 座標は NS 軸、Y 座標は WE 軸である。

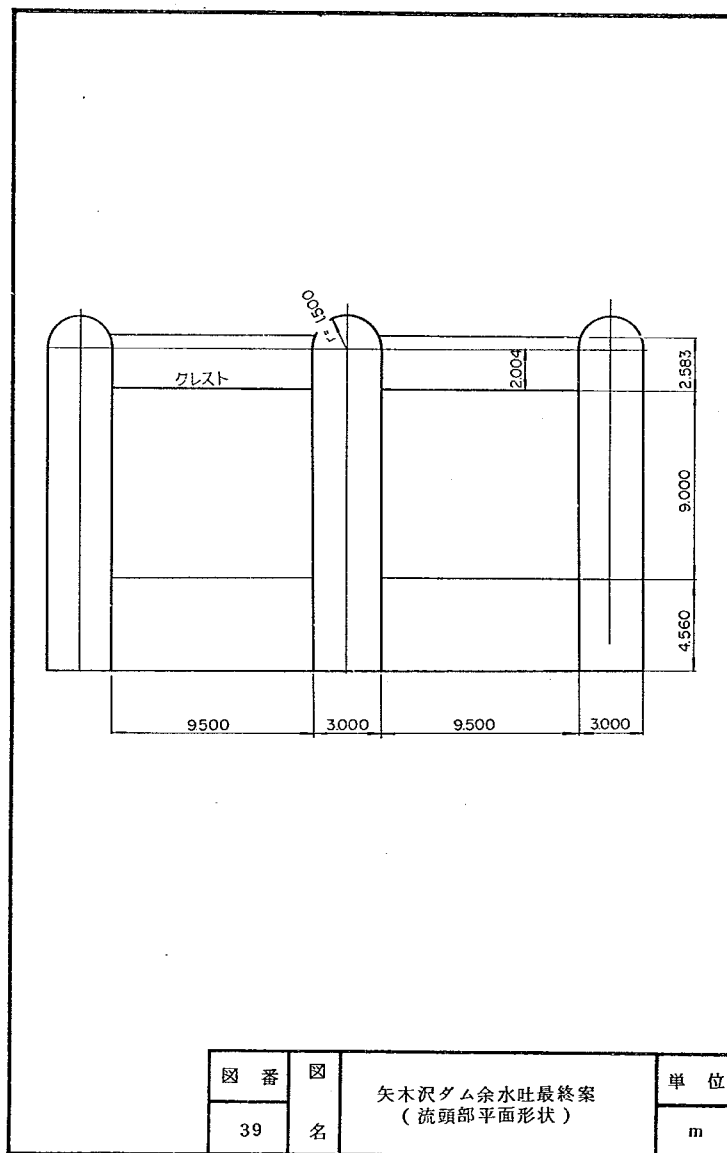
表 - 20 矢木沢ダム余水吐放流能力（ゲート半開時）

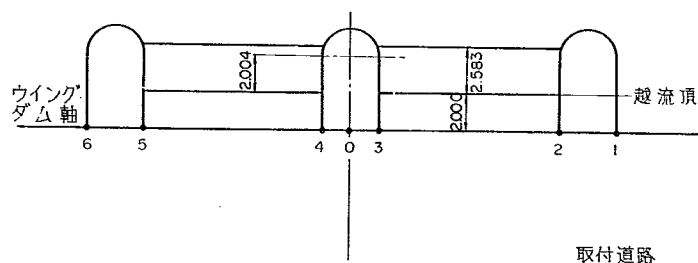
貯水頭 H (m)	流量 Q (m ³ /sec)
開 度 1.0 m	
2.200	63.6
3.150	81.3
3.695	93.7
5.050	109.6
6.140	123.7
7.475	136.1
8.695	148.5
9.860	159.1
10.405	164.4
貯水頭 H (m)	流量 Q (m ³ /sec)
開 度 2.0 m	
3.875	173.2
4.615	198.0
5.660	226.3
6.560	251.0
7.315	265.2
8.070	282.8
8.650	297.0
9.300	307.6
10.910	335.9

貯水頭 H (m)	流量 Q (m ³ /s)
開 度 3.0 m	
5.090	302.3
5.705	327.0
6.315	350.0
7.105	378.3
7.600	394.2
8.205	415.4
8.345	424.3
9.160	447.2
4.755	473.8
10.410	482.6
貯水頭 H (m)	流量 Q (m ³ /s)
開 度 4.0 m	
6.405	459.6
6.815	470.2
7.530	514.4
8.020	537.4
8.475	560.4
9.020	579.8
9.620	601.0
10.045	622.3
開 度 5.0 m	
7.945	659.4
8.950	721.2
9.740	754.8
10.150	783.1
開 度 6.0 m	
7.800	795.5
8.975	839.7
9.280	853.8
10.210	933.4
開 度 7.0 m	
9.915	1,028.8









Point	X	Y
0	14.0365	152.335
1	23.531	142.046
2	21.496	144.251
3	15.054	151.238
4	13.019	153.438
5	6.577	160.419
6	4.542	160.624

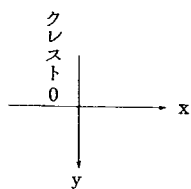
但し、X座標はNS軸、Y座標はWE軸とする。

図番	図名	単位
40	矢木沢ダム余水吐流頭部の位置 (ダム軸の座標)	

表-21 矢木沢ダム余水吐越流部下流面座標

$y = 0.0913864x^{1.8}$			
x (m)	y (m)	標高 EL (m)	備 考
0.000	0.000	844.100	クレスト
1.000	0.091		
2.000	0.318	843.782	ウイングダム軸
3.000	0.660		
4.000	1.108		
5.000	1.656		
6.000	2.299		
7.000	3.034		
8.000	3.859		
9.000	4.770	839.330	

但し、座標軸は



【3】 シュートの形状

矢木沢ダム余水吐のシュートの基本形状は、CM-2案と同じく、次の3つの区分よりなる水路であり、その設計の経過は次のとおりである。

(イ) 水路Ⅰ

水路Ⅰは、流頭部に接続しバケットカーブ終端より非常に緩いこう

配で、アースダムの断面を深くえぐることをないように設計された水路である。この水路ⅠはさきのCM-1案においてはまだアースダムの断面が未決定の状態であり、CM-2案になり、はじめて考慮されたものである。

この水路形状については、本年度になり初めて水理模型実験にうつされたものである。

(ロ) 水路Ⅱ

この水路は、上記水路に接続し、矢木沢ダムシュート式余水吐の大部分をしめる。こう配は約 $1/5$ と非常に急こう配であり、岩盤上に構築できるように考慮され、かつ放出水脈を矢木沢川の下流方向に向けて放出できるように約 400m の圆弧半径で平面的に 30 度彎曲している。

このために設計の主目的は、流れを彎曲底面に沿わせて流下させるような形状の設計におかれている。

昨年度は、CM-1 案の彎曲水路においてこのような急こう配彎曲水路の一般的設計法を検討し、それについて実験を行なった。

一般に彎曲水路の設計法としては、次の 3 つである。

1. 水路に横断こう配をつける。
2. 複合曲線を使用する。
3. 適当な工作物による方法（シル、多導流壁等）

このうち矢木沢ダムの余水吐に適用できるものは、1 および 2 であるが、2 についてはこのような急こう配水路に単独に採用しても、この効果はあまりないことが予想され、結局主として 1 について実験が行なわれた。

その詳細は、予備実験のところで記述しているとおりであるが、結論として、このような横断こう配を用いると、ある一定流量に対しては非常に効果があることが明らかであったが、余水吐のように流量が

変動する水路に対しては、設計流量以外では流れの乱れを防止することは非常にむずかしいことが明らかとなった。

すなわち、流量が大きい場合には、流れの擾乱が著るしくなり、横断こう配も非常に急なこう配を必要とし、一方流量が小さい時には、逆になり緩い横断こう配でも十分流れの擾乱を防止できる。

よってこれを解決すべく 1 および 2 を併用した方法で実験を行ないかなり効果があることが認められたが、水路形状が本案では上流側と下流側とでそのこう配が著るしく異なるために同様な方法を適用することは非常に困難になった。

このように昨年度予備実験を試みたにもかかわらず、適切な方法で見出すことができぬままに今年度最終実験に移ったわけである。

イ) 水路Ⅱ

水路Ⅱは、矢木沢川に放出水脈を放散できるように末端にデフレクターを設置した水平直線水路である。

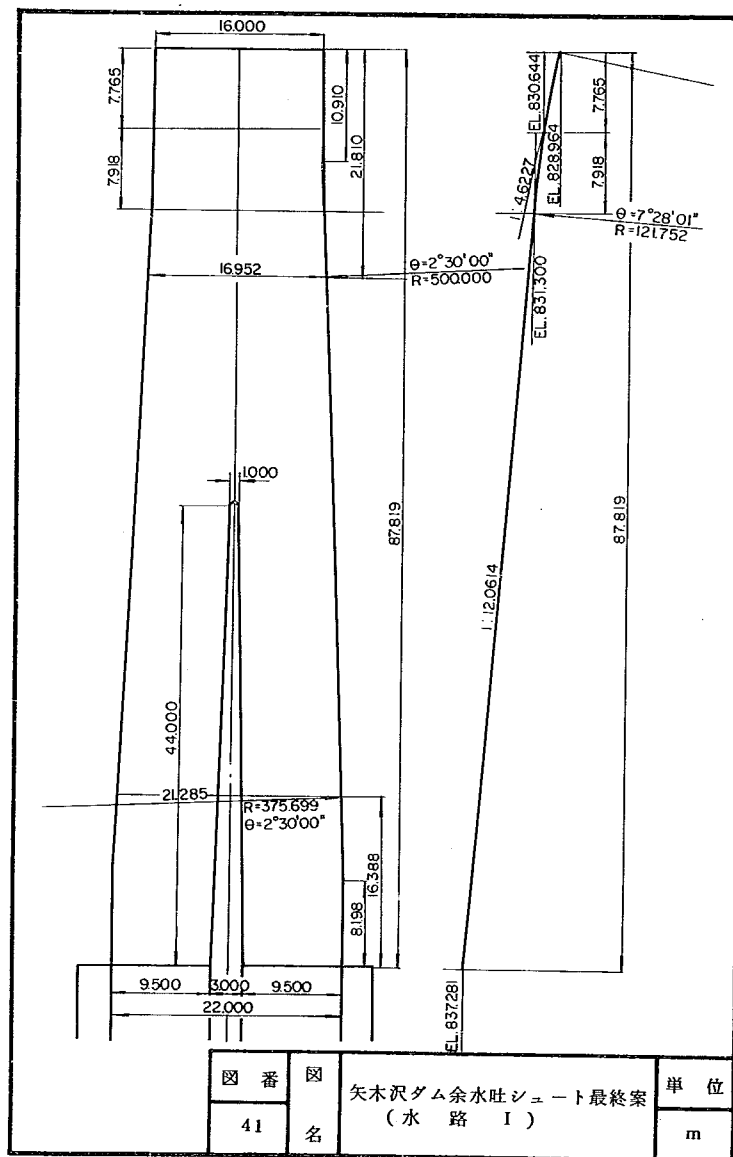
よって設計の主眼は、デフレクターの効果の判定およびその設計におかれている。

シュートの模型は、流頭部模型と同時に土木研究所篠崎分室の実験場に設置されたのであるが、すでに昨年予備実験でも問題となったが、模型水路の粗度が非常に大きすぎるので（ほぼ粗度係数 $n = 0.009$ ）この点のみを考慮すれば水路模型を歪み模型とすることが考えられるが、水路の縦横比をかえると、彎曲部流れの衝撃波については相似則が成立しなくなるため、一応シュート模型についても幾何模型としたわけである。

よって流れが水深の薄い場合には、底面粗度の効果が非常に大きくなっているが、流れの増大にともないこの点の問題もなくなってくるように思われる。

(3-1) 水路Ⅰの最終案形状

水路Ⅰの最終案形状は、図-41に示すとおりである。



水路Ⅰの設計方針は、左右導流壁沿いの水深が増大しない範囲で、できるかぎり水路幅を縮小することにおかれた。

しかし一般に射流状態の流れに対して、水路幅を漸縮した場合、漸縮する水路壁面より衝撃波が発生して下流に伝播し、下流側の擾乱をさらに複雑にする傾向を有する。

実験は、まず幅 22.0 m (1門 $9.50\text{ m} \times 2$ + ピア幅 3.00 m) の全く絞らない水路をつくり、バケット終端の左右導流壁内側に屈撓性のある薄板を設置して、この板を下流に向かって左右対称に撓ませた。

そして左右導流壁沿いの水深の変化が特に著しく波立つことのないように注意して設置したところ、水路Ⅰの下流端で水路幅は 16.0 m が限度のようであった。

なおこの場合、中央橋脚幅 3.0 m がバケット直下流でなくなるため、越流水脈が急激に側方に拡がり、それが水路幅を漸縮したために発生した衝撃波の発達を助長し、水路中心線上に水脈の盛り上りをつくり、下流に悪い影響を与える。

よって、この悪影響をなくし衝撃波の発生を最小限にとどめるために長さ 44.0 m にわたる図-41に示したような中央分離壁を設置した。

模型水路上に設置した水路形状をこまかく測定し、これを整理して原型に換算したものが図-41に示した最終案形状である。

また、縦断こう配は図-41に示すように原案の $1/10$ より $1/12.0614$ とすこし緩やかになっているが、これは縦断形状の変曲点の位置を固定して流頭部を上流方向に移動しかつその標高が異常洪水流量の計画変更分 ($1080\text{ m}^3/\text{s} \rightarrow 1300\text{ m}^3/\text{s}$) を吐けるように下げたためである。

(3-2) 水路Ⅱの最終案形状

水路Ⅱについては、予備実験のところで詳細に記述したように彎曲水路における衝撃波の発生防止および彎曲部外導流壁沿いの水面上昇の処理の2点に実験の主力を置いた。

最終実験は、まず幅 22.0 m (原型) の $1/50$ の矩形断面の模型水路をつくり、これに適当な線形および断面形を与えて修正を施して行く方法をとった。

まず、予備実験においても明らかになったように、一定な横断こう配をもつ断面では、流量の変化に対して常に良好な効果を発揮しないので、断面の形として横断こう配部と水平部とを有する複合断面を採用してみた。

その形状は、まず水路幅を上流水路幅 16.0 m に合せて外側の 8.0 m の部分は $1/3.2$ の横断こう配をもたせ、内側 8.0 m は水平部とした断面である。

このような断面を採用するに至った理由は、流量が少ない時には、流れは水平部にほぼ一様になって流下し、流量が増大すれば複断面全体が有効に作用し、横断水面こう配も底面の平均横断こう配と平衡状態に移行するから、さきの様な底面こう配の場合の流況が改善され则认为たからである。

この場合横断こう配の設計対象流量の選定のしかたであるが、いま設計流量として計画最大放流量 $300\text{ m}^3/\text{s}$ を採用すると、横断こう配がかなり緩くても満足できる流況を呈するけれども、異常洪水流量 $1300\text{ m}^3/\text{s}$ に対しては全くその効果があらわれず流れは非常に乱れ衝撃波の発生、彎曲部外壁沿いの水面上昇が非常に顕著になる。そのために一応シュート形状の設計対象流量として、異常洪水流量 $1300\text{ m}^3/\text{s}$ が安全に流下しうることを条件とした。

このように設計対象を $1300\text{ m}^3/\text{s}$ に選定すると、水路底面の横断こう配も急になり、流量 $300\text{ m}^3/\text{s}$ 流下時には、緩和区間内での水平部に向う流れの集中が著しく乱れるけれども、流量の増大にともない改善されを性質のものであり、左右導流壁沿いの水深も最大流量 $1300\text{ m}^3/\text{s}$ 流下時の水深以下になるから $1300\text{ m}^3/\text{s}$ に対して水路を設計しておけばこれ以下の流量に対して十分満足できるものと考えられた。

しかし、水路幅 16.0 m 案では、水平部を 8.0 m としていたが、これでは

まだ余裕があるようであったので、さらに外導流壁側を内側方向に 3.0 m 絞ってみた。

この場合の断面は、水路幅 13.0 m となり、外側 8.0 m は $1/3.2$ の横断こう配をもたせ内側 5.0 m は水平部としたものである。

なお、内導流壁側で 3.0 m 内側に絞ることも考えられるがこの場合には彎曲部始端内側より発生する衝撃波を助長する結果となり流況の悪化が予想されるため、外側で絞ることにしたわけである。

また、水路幅をせばめることにより、平均横断こう配を一定にすれば外側横断こう配も緩くなるけれども、横断こう配部の作用が流量の増大につれてかなり単独に作用しているようであるので、水路幅 16.0 m の場合と同様なこう配をもたせることとした。

以下、このような検討を経て得られた最終案の平面形状および縦断形状について述べると次のようである。

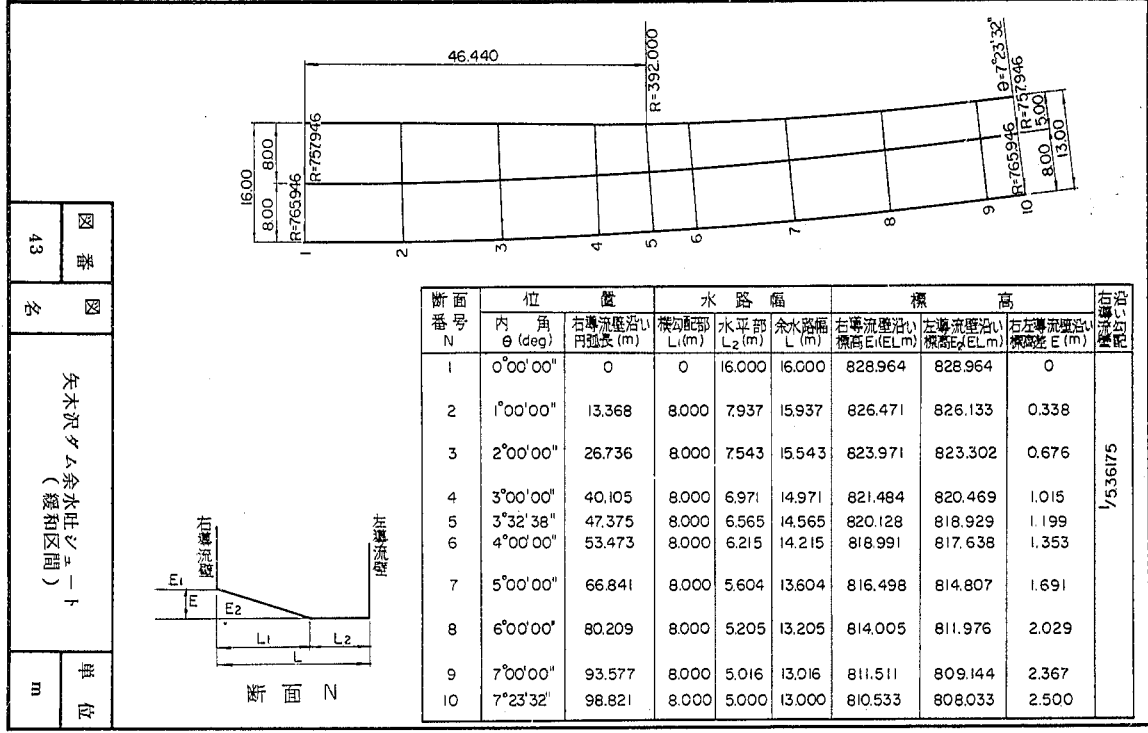
まず、水路Ⅱの平面形状は、図-42に示したように、緩和区間と同心円の彎曲部および直線水路部よりなる。

緩和区間は図-43に示すように変心円弧により形成されており外側導流壁は半径 765.946 m 、内角 $7^\circ 23' 32''$ の単一円弧で形成され、内側導流壁は 46.440 m の直線部と半径 392.000 m 、内角 $7^\circ 23' 32''$ の単一円弧で形成され、内側導流壁は 46.440 m の直線部と半径 392.000 m 、内角 $7^\circ 23' 32''$ の円弧の複合曲線よりなっている。

この区間で水路幅は 16.000 m より 3.00 m 漸縮されて、 13.000 m になり底面形状は、幅 16.000 m の矩形断面より幅 8.000 m 横断こう配 $1/32$ の横断こう配部と幅 5.000 m の水平部を有する複合断面に移行する。

また、断面形状の変化（左右導流壁沿いの標高差）は外側導流壁沿いの円弧長に対して直線的に変化するものとし、各断面は外側導流壁沿いの円弧の法線方向にとられるものとする。

緩和区間下流端断面はさきの 16.0 m 案とともに図-44に示すとおりで



ある。緩和区間下流は同心円弧よりなり、内側導流壁は半径 392.0 m 、外側導流壁は半径 405.0 m 、内角 $22^{\circ} 36' 28''$ である。

また断面は、緩和区間下流端断面とまったく等しくとられた。

これは、実際の流れは、流下するにつれて流速も増大し、各断面の横断こう配も変化させることが必要であるが、余水吐のようにその性質上放流量が激しく変動するような水路では設計流量を定めてそれに応じた横断こう配を正確に定めても意味のないことだと考えられたためである。

なお、これに接続する直線水路では、流線に外側方向への遠心力効果がなくなるから、外側導流壁沿いの水面隆起も除々に消滅して行くが、この余水吐では、長さが 40 m あまりあって彎曲部終端の流速に比して短いためこの現象も顕著でなかったので彎曲部終端断面を続けさせるものとした。

次に、水路Ⅱの縦断形状についてのべる。

まず水路Ⅰから水路Ⅱへの彎曲点の処理であるが、このバケットカーブの形状は、図-45 に示すように半径 121.752 m 、内角 $7^{\circ}28' 01''$ の単一円弧よりなる。

なお、このバケットカーブは、下流彎曲水路の内壁沿いの水路こう配 $1/4.6227$ に接するように定められた。

(注 彎曲水路のこう配は、一断面内でも位置により異なる。こ

れは曲率半径が異なるために円弧長も当然異なるからである。

いま外壁沿いの水路こう配に接するように定めた場合には、

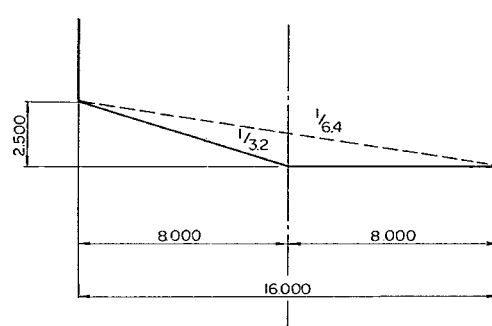
外壁沿いの水路こう配は断面内でもっとも緩くなるから、内

側では水路縦断形状は凹の状態になり、空洞現象の発生する

危険がある。)

なお、このような凸なカーブを入れると水範底に負圧を生ずる危険があるばかりでなく、水脈が底面に沿わずはなれる危険もあるため、バケット始端の平均流速を用いて流線の自由落下軌道を計算し、その安全性を検討

(第 1 案)



(第 2 案)

最 終 案

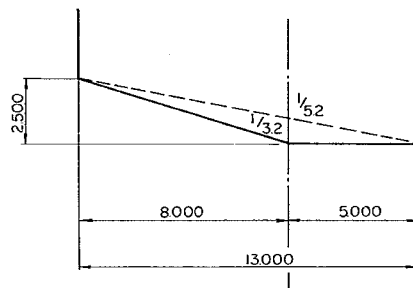
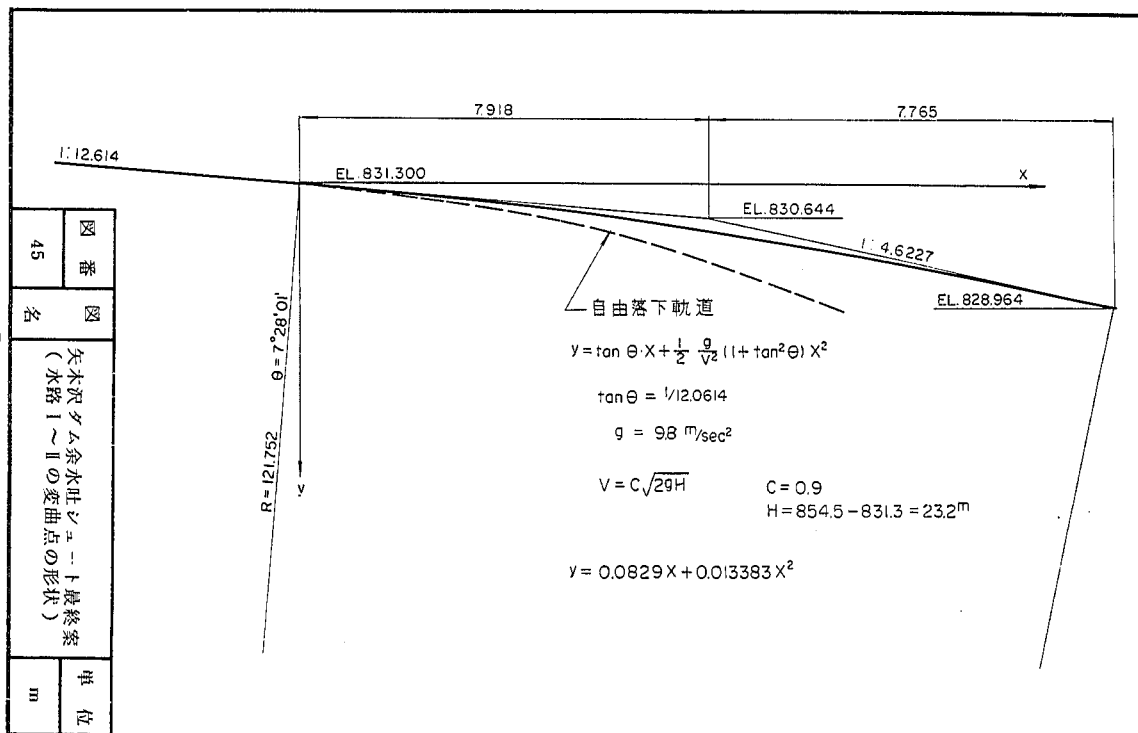


図 番	図 名	単 位
44	矢木沢ダム余水吐ジェット断面形状	m



した。

流線の自由落下軌道は次式で表わされる。

$$y = \tan \theta \cdot x + \frac{1}{2} \frac{g}{V^2} (1 + \tan^2 \theta) x^2$$

$$\text{ここに } \tan \theta = 1/12.0614 \quad g = 9.8 \text{ m/sec}^2$$

$$V = C\sqrt{2gH} = 0.9\sqrt{2 \times 9.8(854.5 - 831.3)} = 21.4 \text{ m/s}$$

であるから

$$y = 0.0829x + 0.013383x^2$$

となる。

これは、図-45に示したように使用したカーブより、下側に行く曲線であるから、負圧の発生および流線の剥離の危険はないものと考えられる。

カーブ下流の縦断形状は、さきに平面形状について緩和区間のところでも述べたように、外導流壁沿いの円弧長を基準として決定するものとし、そのこう配は一樣であり常に $1/5.362$ をとるものとする。

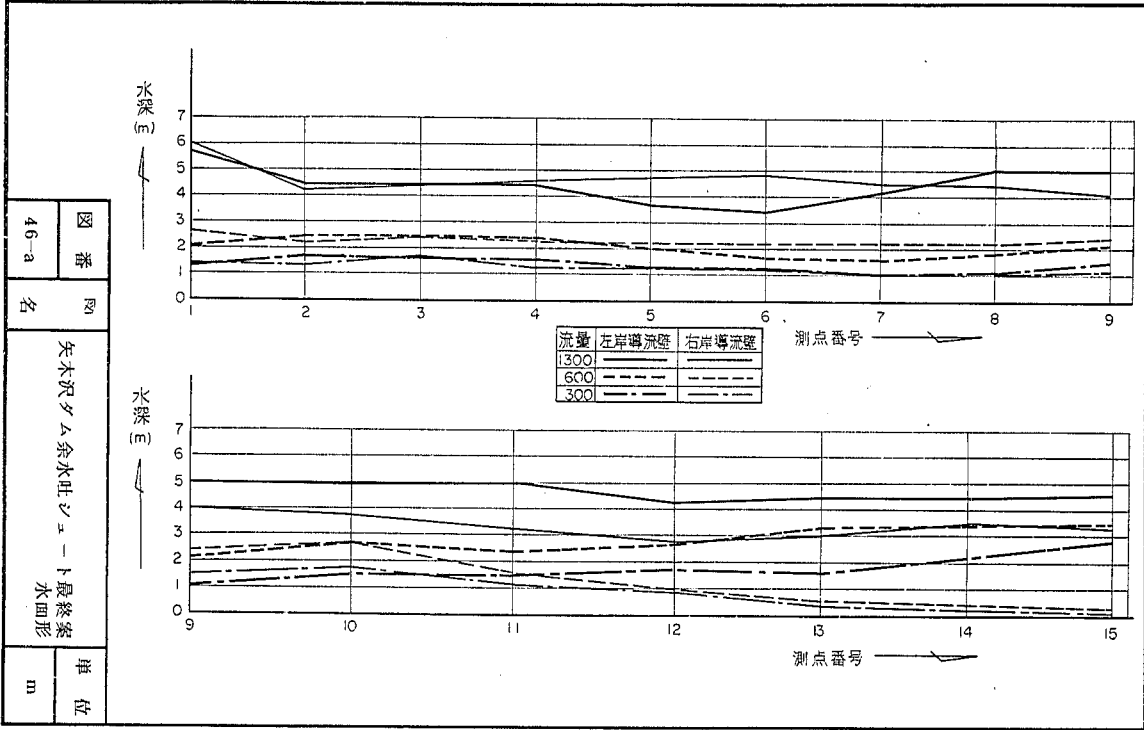
こう配が $1/5.362$ の区間は、カーブ終端EL.828.964mより下流直線水平水路までである。

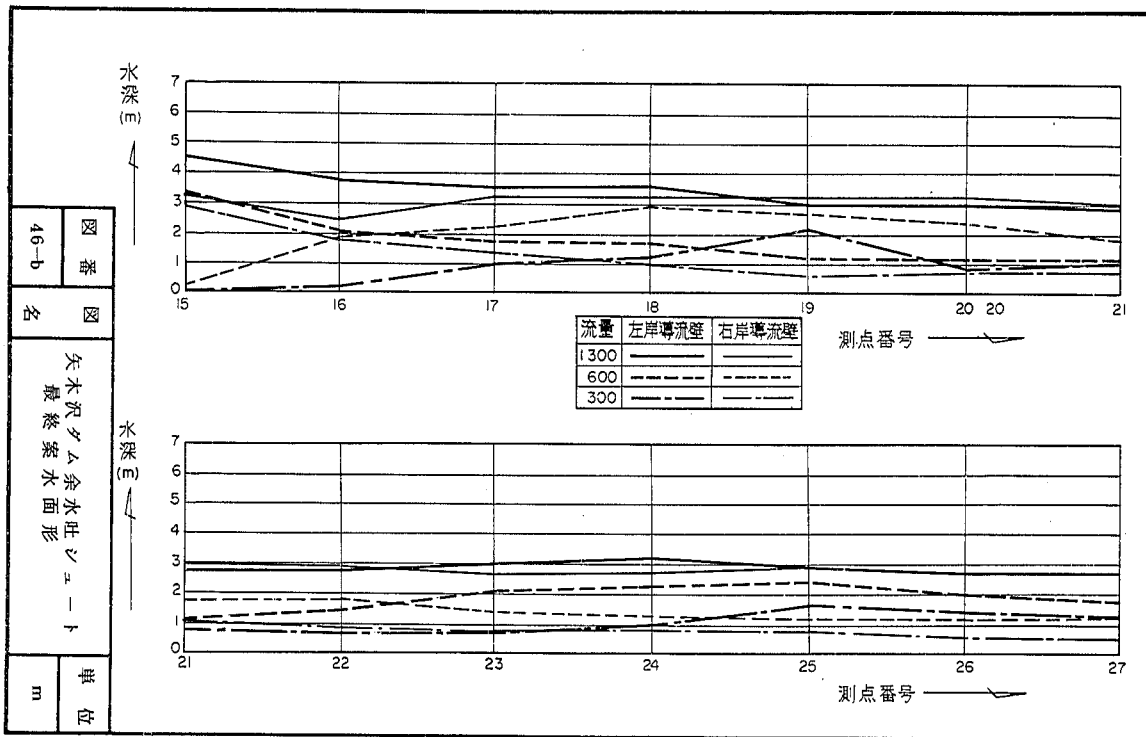
(注 下流直線水平水路(水路Ⅱ)の外導流壁沿いの水路底標高は、水は、水路断面の外導流壁沿いの水路幅8.0mの部分が $1/3.2$ の横断こう配を有するためにEL.772.500mとしてこう配を計算している。)

(3-3) 水面形と導流壁高

矢木沢ダム余水吐シュートの最終案形状における水面形の測定結果は図-46に示すとおりである。

水面形の測定条件はWL.854.50mで放流量 $1300 \text{ m}^3/\text{s}$ (異常洪水流量ゲート全開状態) $600 \text{ m}^3/\text{s}$ (ゲート半開状態)および $300 \text{ m}^3/\text{s}$ (計画放流量, ゲート半開状態)の3種であり、測定は図-47に示す。A1~A27





の断面で水路左右導流壁沿いおよび水路中心線上について行なわれた。

図-47 に示すように $\#1 \sim 9$ は水路Ⅰの区間であり、区間長 $87.819m$ を8等分したものである。 $\#9 \sim 12$ は緩和区間のうち内側導流壁が直線である $46.440m$ を3等分したものである。また $\#12 \sim 27$ 彎曲水路を内で 2° づつに等分したものである。

図-46 に示される水面形の測定結果のうち、水路Ⅰの区分特に $\#5 \sim 7$ の区間で $1300m^3/s$ 放流時に左右導流壁沿い水深が、水路が左右対象であるにもかかわらず、最大約 $2.0m$ の水深差が生じているのは、模型設置上流頭部位置が実験水槽に対して非対称になったことおよび実験水槽の容量不足等に起因するものと考えられる。

いま、 $1300m^3/s$ 放流時の流況をみると緩和区間下流 $\#18$ を過ぎて水面こう配は平均横断こう配 ($1/5.2$) とほぼ平衡状態に達していることがわかる。

しかし、 $600m^3/s$ および $300m^3/s$ 放流時に緩和区間での乱れは著しい。

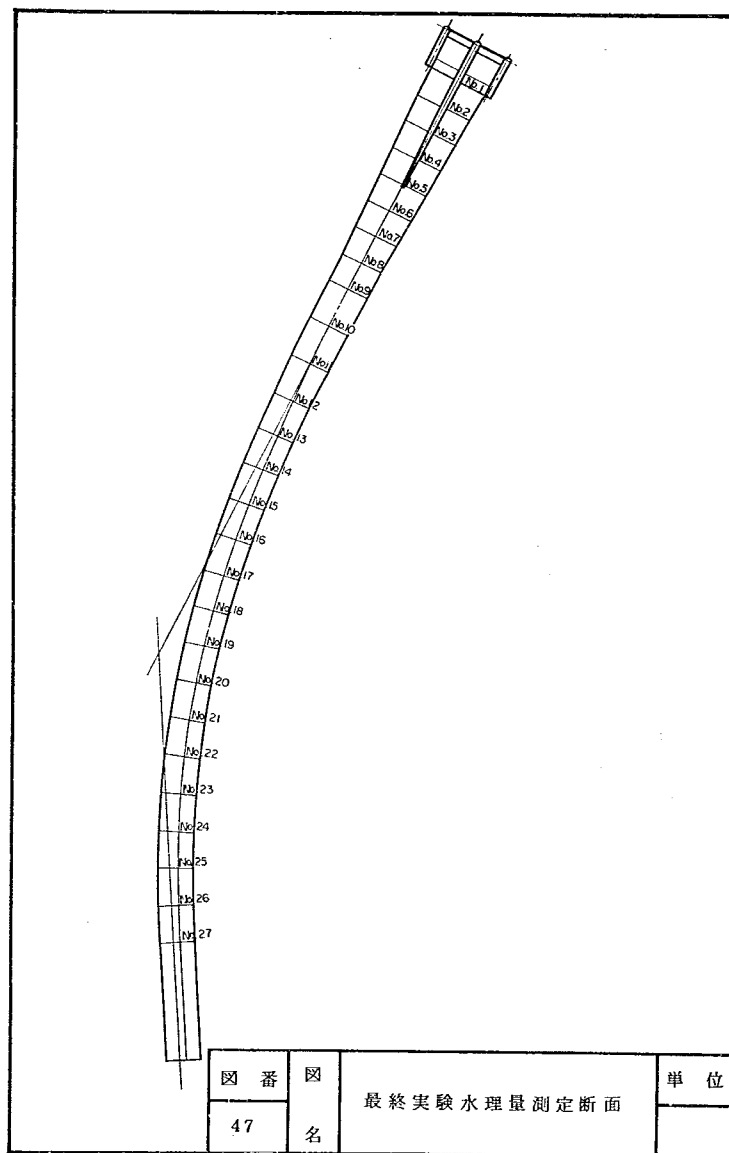
これは $1300m^3/s$ 放流時の流況を安定させることを主目的として水路形状を決定した結果である。

次に測定結果を用いて導流壁高を決定する場合、模型実験の結果をそのまま換算して直ちに原型の水深とすることは非常に危険である。

これは、このような急こう配水路では、乱流境界層が発達して自由表面にまで達し、これより下流では流れは空気を混入してそのみかけの水深を増加するからである。

空気混入現象は高流速の水面の乱れにともなう現象であり、乱れの把握が困難であること等により、その完全な推定資料もない現状である。

空気混入の始端の位置を定める式としては、Michels-Lovelyの公式等があるが、実際の流れは彎曲水路により乱され、その流速も断面内で一様と考えることは不可能であるから、ここでは完全に空気の混入が行なわれて平衡状態になった場合の空気混入が行なわれて、平衡状態になった場



合の空気混入量について Gumensky の式を用いて計算してみる。

$$\text{Gumensky の式} \quad \frac{\text{Air}}{\text{Water}} = \frac{Q_a}{Q_w} = \frac{1}{200} \frac{V^2}{gh}$$

また、完全に空気の混入が行なわれた場合の水深の補正の値は

$$h' = \frac{Q_a + Q_w}{BV}$$

で表わされる。

いま、水路幅を 13.0 m とし、 $1300\text{ m}^3/\text{s}$ 流下時の水深の補正値を計算すると、表 - 22 のようになる。

表 - 22 空気混入による水深の補正
(Gumensky による)

水 深	平均流速	λ	Q_a/Q_w	水深補正値
$h\text{ (m)}$	$v\text{ (m/s)}$			$h'\text{ (m)}$
5.0 0	2 0.0	8.2	0.0 4 1	5.2 1
4.5 0	2 2.3	1 1.3	0.0 5 7	4.7 5
4.0 0	2 5.0	1 5.9	0.0 8 0	4.3 3
3.5 0	2 8.6	2 3.8	0.1 1 9	3.9 1
3.0 0	3 3.3	3 7.8	0.1 8 9	3.5 8

いま、この結果を参考として導流壁高を決定してみる。この場合、水路 I では、たとえ異常洪水流量 $1300\text{ m}^3/\text{s}$ 放流時にも流れが導流壁を越流することは絶対許されない。

一方、水路 I の流れはまた低速であり、乱れもさほど激しくないし、たとえ空気混入による水深の増大があるとしても、 0.3 m 以内と考えられるから、水深の測定結果に少なくとも 0.5 m 程度の余裕があれば十分であろう。

その結果、壁高はバケット直下流で少なくとも 6.50 m 程度、水路 I の終端では、同様に 5.50 m 程度が必要となる。

緩和区間の流れは非常に乱れるので測定結果に十分な余裕を与えるもの

として、異常洪水流量を安全に流下させるためには壁高は 5.50m 程度を必要とする。

(注 緩和区間とは、 $\text{EL. } 828.964\text{m} \sim 810.533\text{m}$ の区間である)

この場合、壁高は左右導流壁沿い水路底を基準としてとることが必要である。

しかし、異常洪水時に導流壁を越流することが許容される場合には、その必要導流壁高も低くなるが、流れは水平部に集中しやすい傾向にあるから、左右導流壁高は異なり、左導流壁高を常に高く保つことが必要である。

また、彎曲水路の導流壁高は、流れの状態は乱れ、かつ空気混入現象が発生すると考えられるから、その余裕も水深の 30% 程度が必要であろう。

よって異常洪水流量を安全に流下させるためには、彎曲水路の導流壁高は緩和区間終端で少なくとも 4.50m 、彎曲水路終端で 3.80m 程度必要とする。

しかし、最終的にはその重要性に応じて壁高は決定されるべきものと考えられる。

(3-4) シュート各点の座標

シュート各点の座標を流頭部座標より計算した。この結果は図-48 に示すとおりである。

(3-5) 彎曲水路外側(右)導流壁にかかる水圧の分布

設計上、彎曲水路外側(右)道流壁にかかる圧力は流れが彎曲するため遠心力の作用により静水圧以上に増加することと考えられ、実測が必要になった。

測定条件は、クレストゲート2門全開時の最大放流量 $1300\text{m}^3/\text{s}$ 流下時であり、測定位置は彎曲水路外側(右)導流壁の全体模型実験の測点 $\#14$ 、 $\#17$ 、 $\#23$ および $\#27$ である。

測定は導流壁面に直角にピエゾメーターを埋め込み、水柱マノメーター

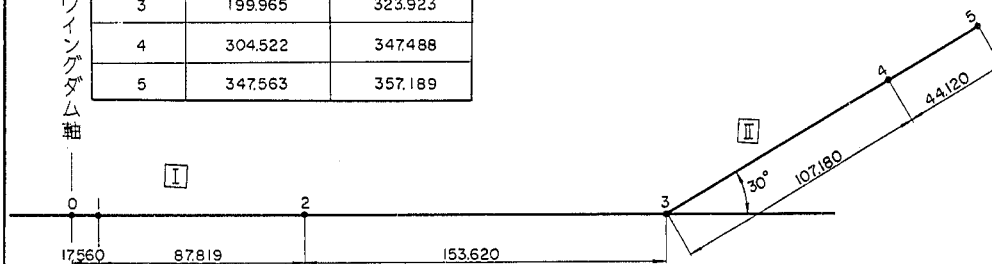
シュー卜軸線方程式

$$Y_I = 0.922816X + 139.3819$$

$$Y_{II} = 0.225384X + 278.854$$

Point	X	Y
0	14.0365	152.335
1	22.532	160.175
2	87.070	219.732
3	199.965	323.923
4	304.522	347.488
5	347.563	357.189

ウイングダム軸



図番	図名	単位
48	矢本沢ダム余水吐シュー卜の位置 (各点の座標)	

をもちいて測定している。ピエゾメーターの埋め込み位置は、図-49に示すとおりである。

測定結果は、表-23 および図-50に示すとおりであり、図中直線は静水圧分布を示す。なお、圧力の単位はすべて m 水柱(cm 水柱)である。

なお、今回の水深測定結果は(3-3)の測定結果よりは大きくなっているが、これは模型の歪み等によるものと考えられた。

測定結果をみると圧力分布は、ほぼ静水圧分布と同一であると考えてよいようである。

【4】 放出端形状

(4-1) 放出端形状設計のための条件

昭和38年8月 矢木沢ダム現地で行なわれた実験打合せの席上、矢木沢ダム建設所より提示された設計条件は次の2項目であった。

1. 放出水脈はできるかぎり矢木沢川下流方向に放散すること。
2. 放出水脈は計画放流量までは減勢処理をすることを考慮し、それ以上の流量に対しては特別の考慮を払わないが、一応現河床内に落下位置をおさえる。

しかし、この設計条件2つについて述べられている計画放流量 $300m^3/s$ までは減勢処理をしなければならないと言う考え方は全く妥当であるが、さて、その減勢処理の方法について考えてみると、地形条件、水理条件および経済的比重の大小により、その減勢上に対する考え方は非常に変わってくる性質のものであり、現地においても現在の段階では構想がまとまっておらず、非常にこの意味が不明確であると考えられる。

また、これらの要素を全く考慮しなくても水脈の落下位置さえ適切であればその位置に水脈自身が水じょく池を形成し、やがては安定した状態になることが当然予想されるから、この実験に際しては、水脈落下位置についてのみ考慮することにして減勢上の問題については全く考慮しないこと

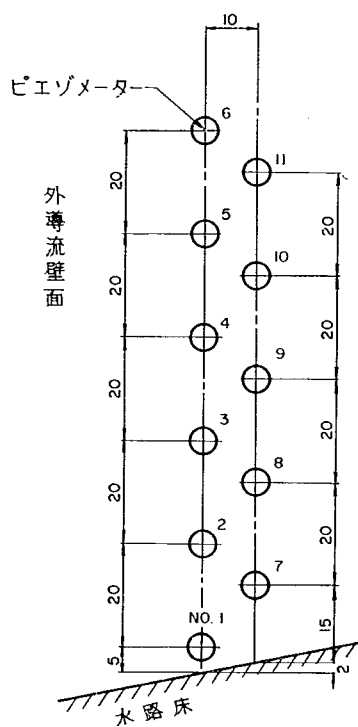
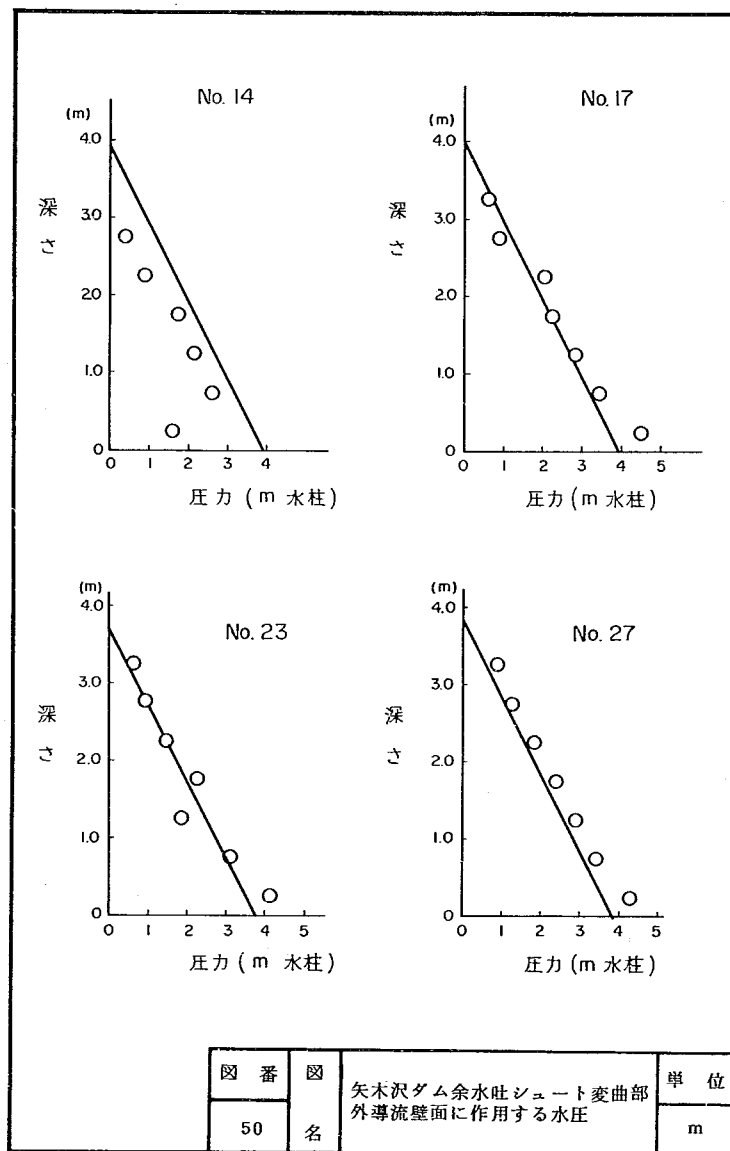


図 番	図 名	シユート変曲部外導流壁面に作用する圧力の測定位置 (模型)	単 位 mm
49			

表 - 23 余水吐シュート外側(右)導流壁面にかかる水圧

$Q=1300 \text{ m}^3/\text{sec}$

	ピエゾ位置 水路底より		No. 14		No. 17		No. 23		No. 27	
	模型	原型	模型	原型	模型	原型	模型	原型	模型	原型
水深			cm 7.8	m 3.90	cm 7.9	m 3.95	cm 7.4	m 3.70	cm 7.7	m 3.85
ピエゾ No. 1	cm 0.5	m 0.25	cm水柱 3.2	m水柱 1.60	cm水柱 8.9	m水柱 4.45	cm水柱 8.2	m水柱 4.10	cm水柱 8.6	m水柱 4.30
2	2.5	1.25	4.3	2.15	5.6	2.80	3.7	1.85	5.8	2.90
3	4.5	2.25	1.8	0.90	4.1	2.05	2.9	1.45	3.7	1.85
4	6.5	3.25	0.2	0.10	1.2	0.60	1.3	0.65	1.8	0.90
5	8.5	4.25	—	—	—	—	—	—	—	—
6	10.5	5.25	—	—	—	—	—	—	—	—
7	1.5	0.75	5.2	2.60	6.8	3.40	6.2	3.10	6.9	3.45
8	3.5	1.75	3.5	1.75	4.5	2.25	4.5	2.25	4.8	2.40
9	5.5	2.75	0.8	0.40	1.8	0.90	1.8	0.90	2.6	1.30
10	7.5	3.75	—	—	—	—	—	—	—	—
11	9.5	4.75	—	—	—	—	—	—	—	—



とした。

しかし、やがては落下位置付近および下流の現在河床に堆積している土砂が多量に洗い流されてこれらが下流河道や貯水池に悪影響を及ぼすことが予想されるが、これらの現象を洗掘実験等で予想しようとしても洗掘の状況が地形、特に岩盤の状態および水理条件に大きく左右される性質のものであり、模型実験においてその状況を正確に再現して定量的に把握することは非常に困難である。

それゆえに、あらかじめ堆積土砂をある程度取除き、水脈落下位置の水深をかなり大きくするとともに、洗掘量自体を小さくした方が有利であろうと考えられる。

(4-2) 模 型

放出端の模型は既設のシュート模型を延長している。また下流河道は、図-48に示した座標に基づいてモルタルにより地形を再現した。

下流河道については、水理条件は全く明らかではないので落下位置を知る程度の模型である。放出端の最低底面標高は従来の考え方にしたが、切替道路標高を考慮してEL. 770 m にしている。

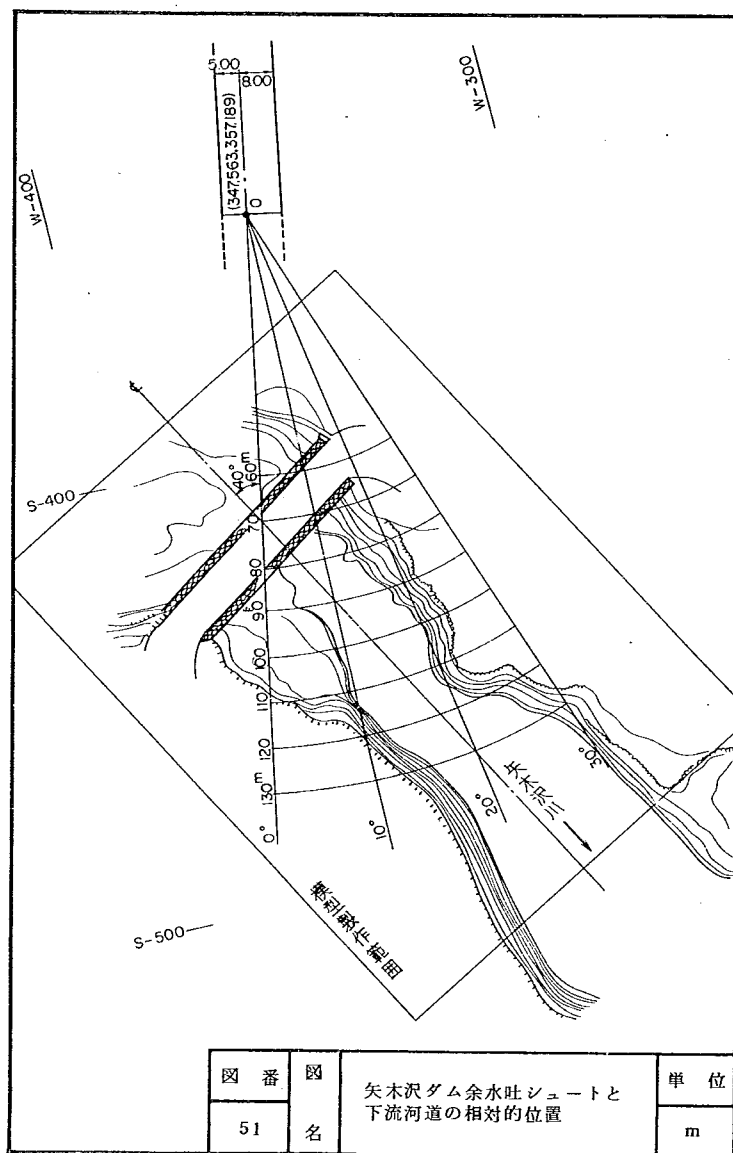
また下流河床の標高は一律にEL. 740 にして実験を行なった。

水路軸線、既設水路（縦断こう配のある水路）の終端および下流河道（矢木沢川）の相対的位置は、図-51に示すとおりである。

(4-3) 放出端の形状の実験経過

実験当初既設水路の断面をどのように漸変させて水平水路にすりつけるかが問題となり、適当な手法も見出せなかったので一応既設水路の終端に水平な水路を設置し、水平水路上に高さ3 cm、底幅4 cmの三角柱のデフレクターを距離および角度をかえて設置して、その機能を調査した（デフレクターⅠ）

この実験においては、実験の主旨からいって $300\text{ m}^3/\text{s}$ でも $1300\text{ m}^3/\text{s}$ 放流時でもその落下方向、落下位置が大きく変ることが許されないので、一



応ここでは比較対象流量として $600\text{m}^3/\text{s}$ を採用し、これで比較検討した。

高さ一定のこのデフレクターⅠ型の実験においては右岸沿いの高水深の水脈と左岸沿いの低水深の水脈とにその効果が一樣でなく、デフレクターの効果は良好でない。

次に、右岸側高さを 6cm 、左岸側 3cm 、底幅 4cm （一定）の右導流壁に近くなるほど高さを高くしたデフレクター（デフレクターⅡ）を用いて実験したところ、右岸側高水深の水脈に対してひねりの効果は増大し、水脈の飛散方向を河心方向に向けることができた。

われわれは、この結果をみて、既設水路の断面を一樣にそのまま維持する方がデフレクター前面の水深を一樣に保つためにもまた、流線が河心方向にいくらかでも曲がることを期待する意味でも有利ではないかという結論に達した。

また、デフレクターの角度は、デフレクターⅠおよびⅡの実験より水路軸線に対して $40^\circ \sim 50^\circ$ 付近が最適のようである。

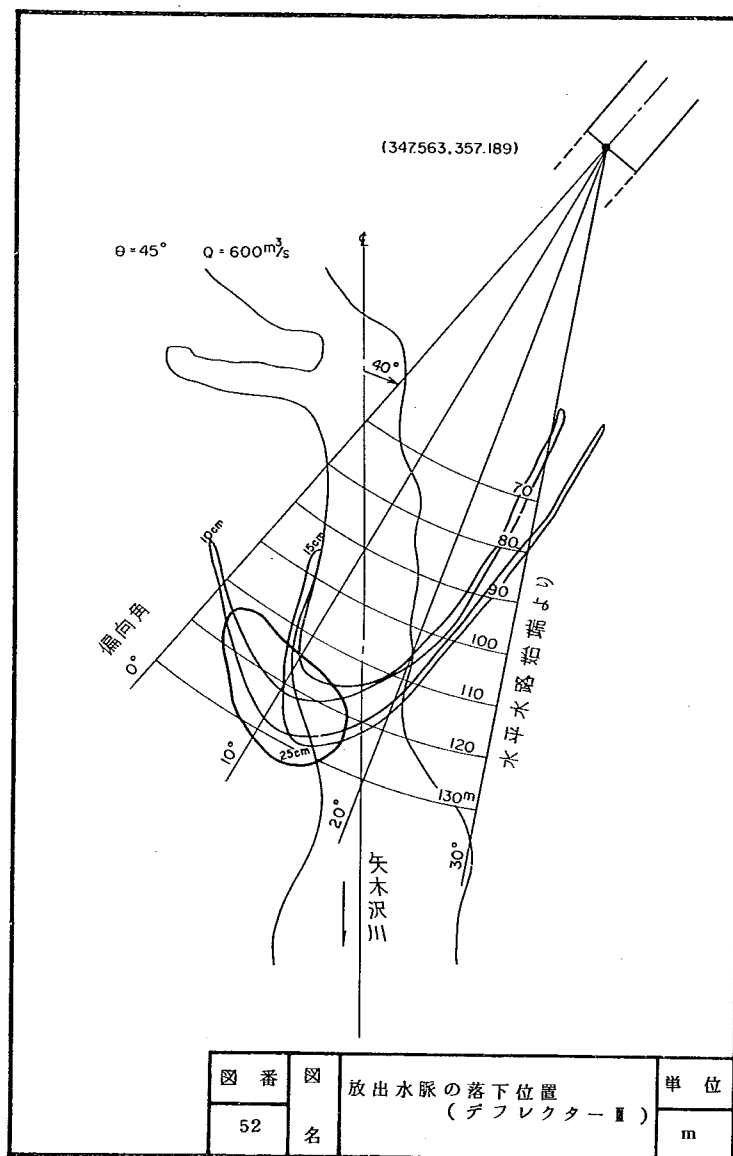
次に水平水路断面を既設水路断面に等しくとり、デフレクターⅠ型を距離、角度をかえて設置して機能を調査した。（デフレクターⅢ）

デフレクターが水路軸線に対して角度が 45° の場合、距離（右岸ウォールから 16cm の位置で水平水路始端から）が 10cm 、 15cm および 25cm の位置に設置した状態で $600\text{m}^3/\text{s}$ 放流時の水脈落下位置は図-52に示す結果が出ている。

これはあくまで主水脈の落下位置であり、その落下範囲は水路軸線より矢木沢川下流方向、水平水路始端を端に $0^\circ \sim 30^\circ$ 、 100m から 130m の範囲である。

しかし、この場合、 $-10^\circ \sim 0^\circ$ の範囲にもかなりの飛沫の落下がみられた。

これを修正するために、次に右岸側壁を 15° だけ水平水路始端から内側に向け、左岸側壁も流線の曲がりに合わせてほぼ 10° 内外、外側に逃けた



状態でその機能を調査した。

この場合、デフレクターの位置は角度 45° 、距離 15 cm および 25 cm であった。(デフレクターⅣ)

この結果をみると、主水脈の落下位置は側壁を矢木沢川方向に向けることにより、図-53に示すようになり河心方向に向けられているばかりでなく、矢木沢川上流方向および対岸への飛沫も減少できる。

デフレクターⅣの実験結果を参考に角度を 40° 距離 20 cm にデフレクターを設置した状態で流量を $0 \sim 1300\text{ m}^3/\text{s}$ まで変化させてその落下位置を調査した。(デフレクターⅤ)

その結果は、図-54に示すとおりであり、かなり良好な機能を發揮しているといわねばならない。

しかし、側壁の曲げ方があまり急激であったために、右岸沿いでは激しい水面の隆起、左岸沿いでは水面低下をみせて実用上にはかなり改良の余地があった。最終的にはこれらの実験結果を参考にして以下に述べる形状寸法を決定した。

(4-4) 放出端の最終案形状

いままで述べてきたデフレクターⅠ～Ⅴの実験結果を考慮して図-55および56に示す最終案形状を設計し、実験によりその機能を検照した。

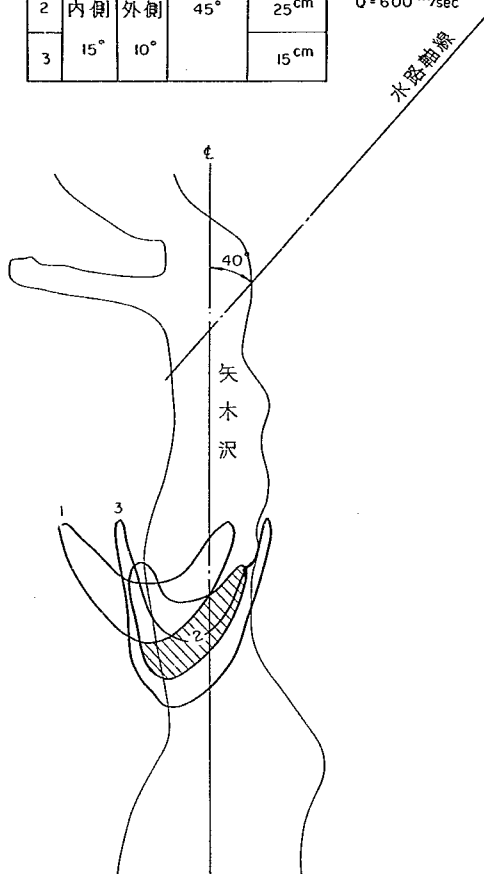
最終案形状は放流量が増大すると水脈が矢木沢川上流方向に拡がり、かつ対岸に直接衝突するのを防ぐために右岸側壁に縦方向のデフレクターを設置し、横方向に大きく拡がるのを防止した。

さらに、左岸側壁は 5° の緩やかな角度でかなり上流から、外側にけが流線が沿い、かつ水面の低下が急激になるのを防いだ。末端のデフレクターは水路底面から高さ 1.50 m 一定としてその距離は水路軸線上で水路始端から約 10 m の位置に水路軸と 40° の角度で設置している。

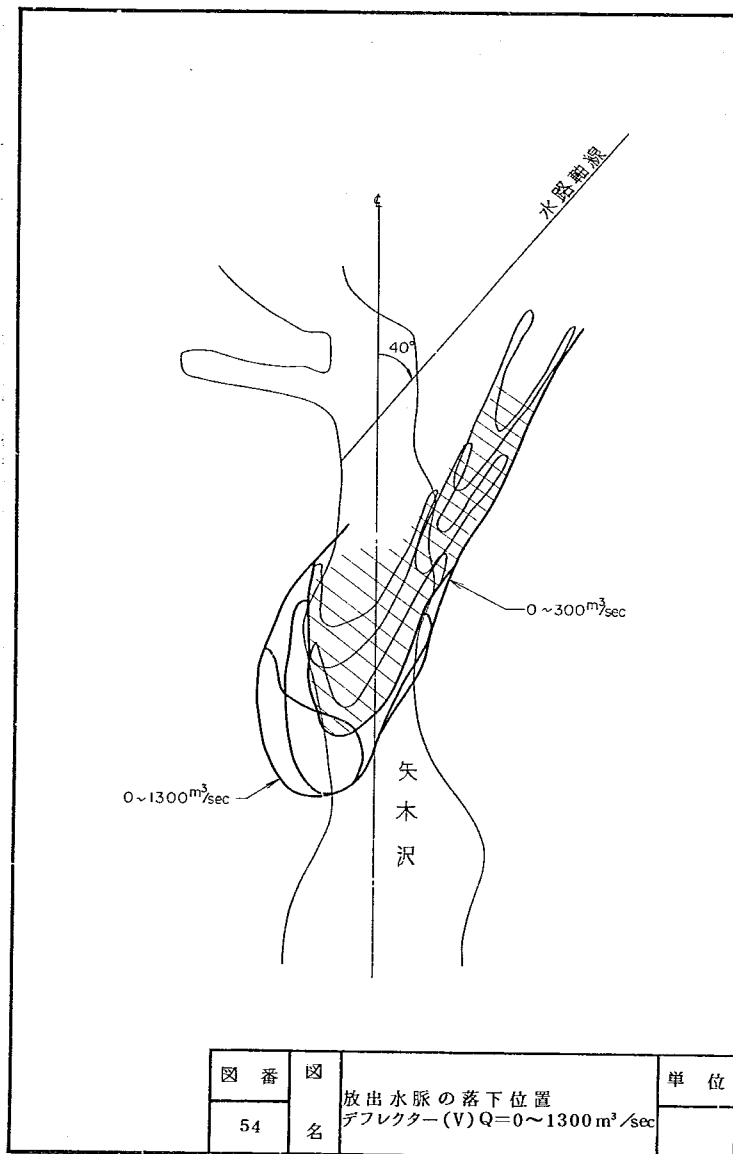
側壁高は、デフレクター上の水脈のはね上げを考慮して上流傾斜水路導流壁高に余裕をもたせて 4.50 m に選定した。

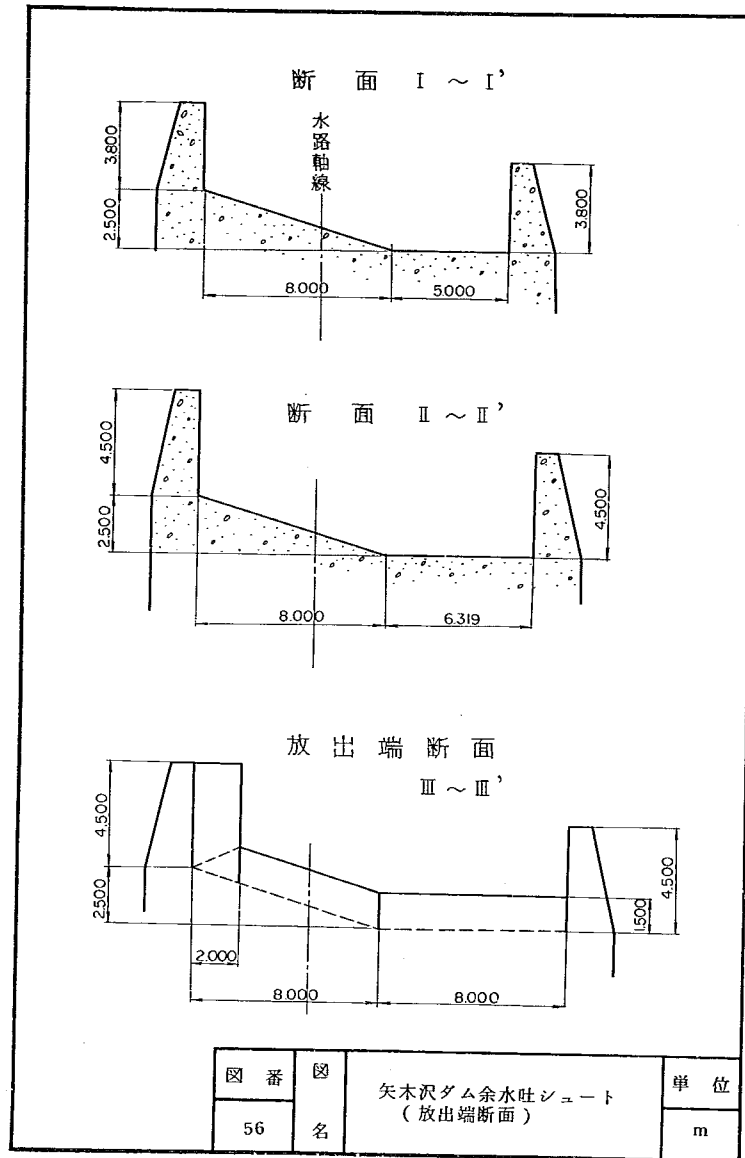
導流壁		デフレクター	
右	左	角度	位置
1	直線状	45°	25 cm
2	内側 外側		25 cm
3	15° 10°		15 cm

$Q = 600 \text{ m}^3/\text{sec}$



図番	図名	放出水脈の落下位置 デフレクター (IV)	単位
53			





実験結果は、図-57に示すように水脈の飛散方向は、水平水路始端を軸としてほぼ水路軸から矢木沢川下流方向 $0^{\circ}\sim 20^{\circ}$ の範囲にあり、その落下位置は $300\text{m}^3/\text{s}$ 放流以内では最大 110m の範囲である。

また、たとえ異常洪水量 $1300\text{m}^3/\text{s}$ 放流されたとしてもその飛散方向は変わらず最大 130m の範囲に落下し、対岸山腹に直接落下水脈が衝突することはない。また図-57に示した水脈の落下位置およびその下流はかなり洗掘されることが予想されるから、それについて対策を考慮する必要があるものと思われる。

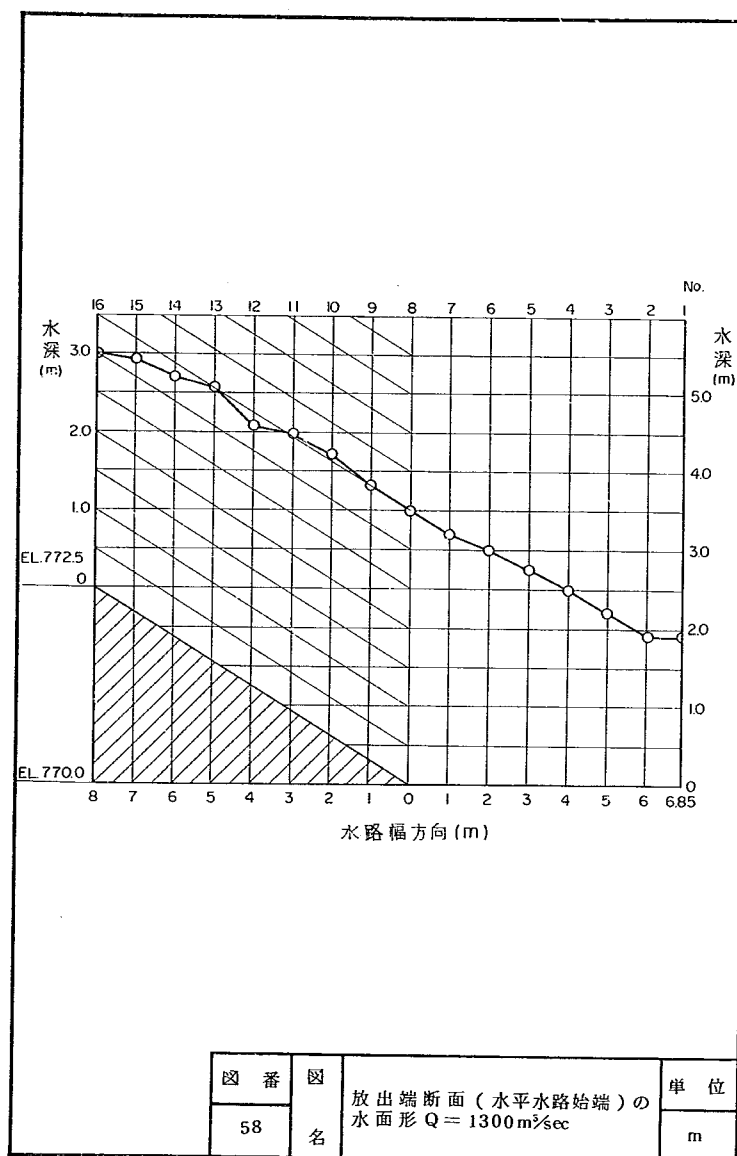
(4-5) 放出端の流速分布とデフレクターにかかる圧力 $1300\text{m}^3/\text{s}$ を自由越流させた状態で放出端上流端(縦断こう配のある水路の終端)断面の流速分布の測定結果は表-24に示すとおりである。表中最上段には、水深の測定結果を示す。またこの断面の水面形は、図-58に示すとおりである。

表-24 放出端断面(水平水路始端)の流速分布

$$Q = 1300 \text{ m}^3/\text{sec}$$

断面 No.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
水深 m	1.90	1.90	2.20	2.50	2.75	3.00	3.20	3.50	3.49	3.58	3.52	3.31	3.49	3.33	3.22	3.01
流速 分布 m/sec	0.0m	16.1	21.9	25.9		25.9	26.0	24.8	22.2	24.0	23.0	23.8		24.5	24.8	23.4
	0.5	20.5	27.3	30.7		31.4	30.9	29.7	29.1	29.7	30.3	31.1		32.0	31.8	31.8
	1.0	22.0	29.0	32.5		33.0	33.1	32.7	32.2	32.7	33.0	33.9		34.6	34.9	34.8
	1.5	20.5	27.1	31.2		32.8	33.7	34.2	34.0	34.6	34.9	35.4		35.8	36.1	35.4
	2.0					31.7	33.1	34.4	35.0	36.0	36.3	36.7		36.8	35.6	34.2
	2.5							34.2	35.6	37.0	37.5	37.7		36.1		

表中No.は測線を示しており、模型では水路幅が最終案と多少異なり 297mm であり、表中No.1は左岸側壁沿いNo.16は右岸側壁沿いの測線であり、No.1~2は 17mm 間隔、No.2~16はそれぞれ 20mm 間隔である。



なお、 $\phi 8$ は横断こう配起点と一致させている。また、“位置”はピット管孔の底面からの設定高さを示す。

この測定結果より流速分布図を描くことは多少困難がともなうので、流速分布の概略をみると、底面沿い流速は左右壁沿い付近を除けばほぼ $24 \sim 26 \text{ m/s}$ であり、左岸沿い流速は断面中もっとも低速であってほぼ 20 m/s 程度である。

また右岸沿い流速は深さとともになりに変化し $22 \sim 31 \text{ m/s}$ 程度である。

なお、最大流速は $\phi 9$ 、 10 および 11 の水面近くであり、 40 m/s 程度であるものと予想される。

なお、水面形の測定結果より流積を求めるとほぼ 40 m^2 となるから、断面平均流速としては 32 m/s 程度と考えられる。

これは、設計当初われわれが予想した流速 31 m/s と一致しており、模型の粗度の影響もさほど考慮する必要はないことを示しているものと考えてよく、現場の流速も実験結果と一致するものと考えてよい。

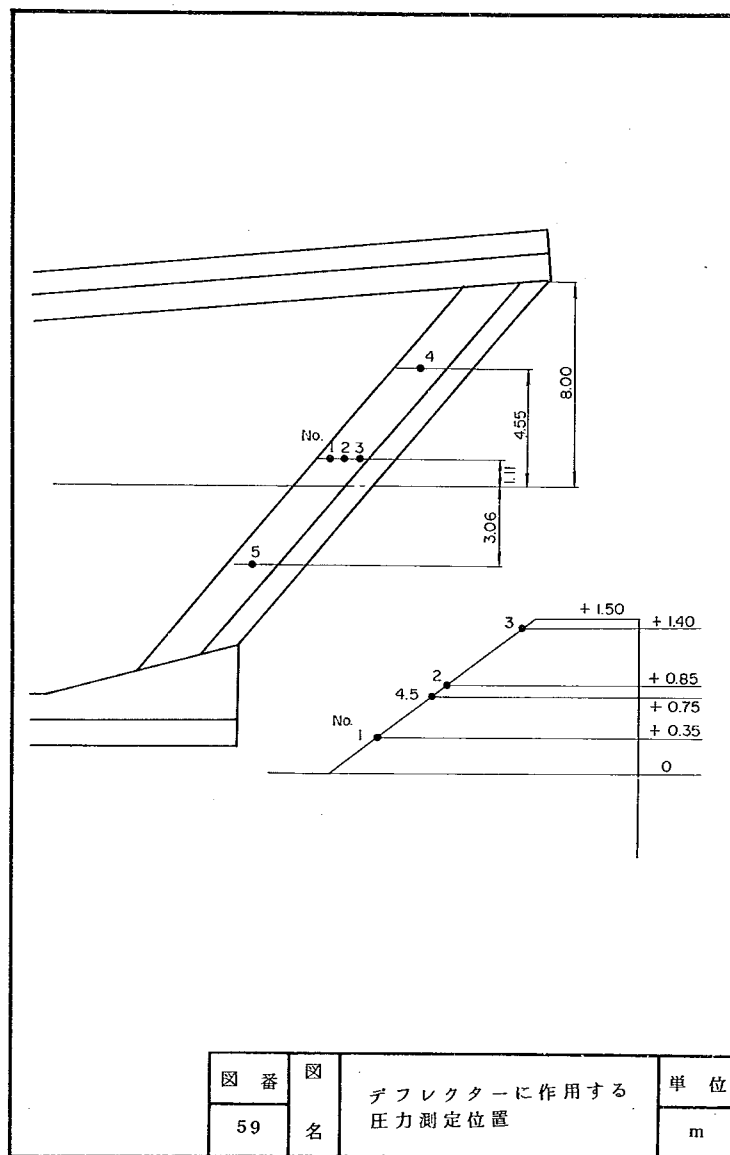
次にデフレクター上にかかる圧力を測定するために図-59に示す5点にピエゾメーターを埋めこみ、その圧力を測定した。

その結果は、図-60に示すとおりであり、表中の圧力測定値はピエゾメーターの設置高さを基準面とした水頭(m 水柱)で示している。

図-60を見ると、ピエゾメーターの底面からの設置高のほぼ等しい $\phi 2$ 、 4 および 5 の測定結果はかなりバラバラを示していて、一様な関係がつかめないが、 $\phi 1$ 、 2 および 3 の測定結果より、デフレクター上で高さが増大すれば圧力が急激に減少していることがわかる。

これは、デフレクター下部では、流線の偏向がまた著しくしないためにかんがりの圧力を示すが、上部に行くにしたがって流れがデフレクター面に沿ってくるため次第に減少しているものと考えられる。

よって、これらを総合して判断すれば、デフレクターにかかる圧力は、最大 1.8 kg/cm^2 程度と予想される。



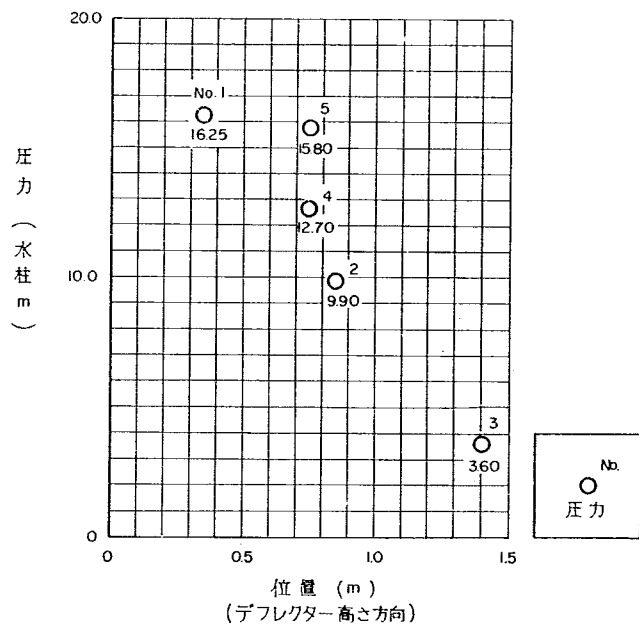


図 番	図 名	放 出 端 デ フ レ ク タ ー に 作用する圧力 $Q = 1300 \text{ m}^3/\text{sec}$	単 位
60			m

(4-6) 放出端下流の放出水脈の河床におよぼす圧力

放出端下流の河床は、放出水脈により洗掘されることは避けられないが洗掘力の一つの指標として河床におよぼす圧力が問題となるであろう。

ここでは、河床におよぼす圧力を水クッションの全くない状態で電氣的圧力ゲージを用いて測定した。

測定条件は、放流量 $620\text{m}^3/\text{s}$ 流下時の状態 (放流量 $300\text{m}^3/\text{s}$ の場合には流れが非常に薄くなってしまい模型の縮尺の影響が大きいため原型に換算できない) で河床におよぼす圧力が最大となる位置付近についてのみ測定した。

これは、実験装置および測定計器の数に限界があったためである。

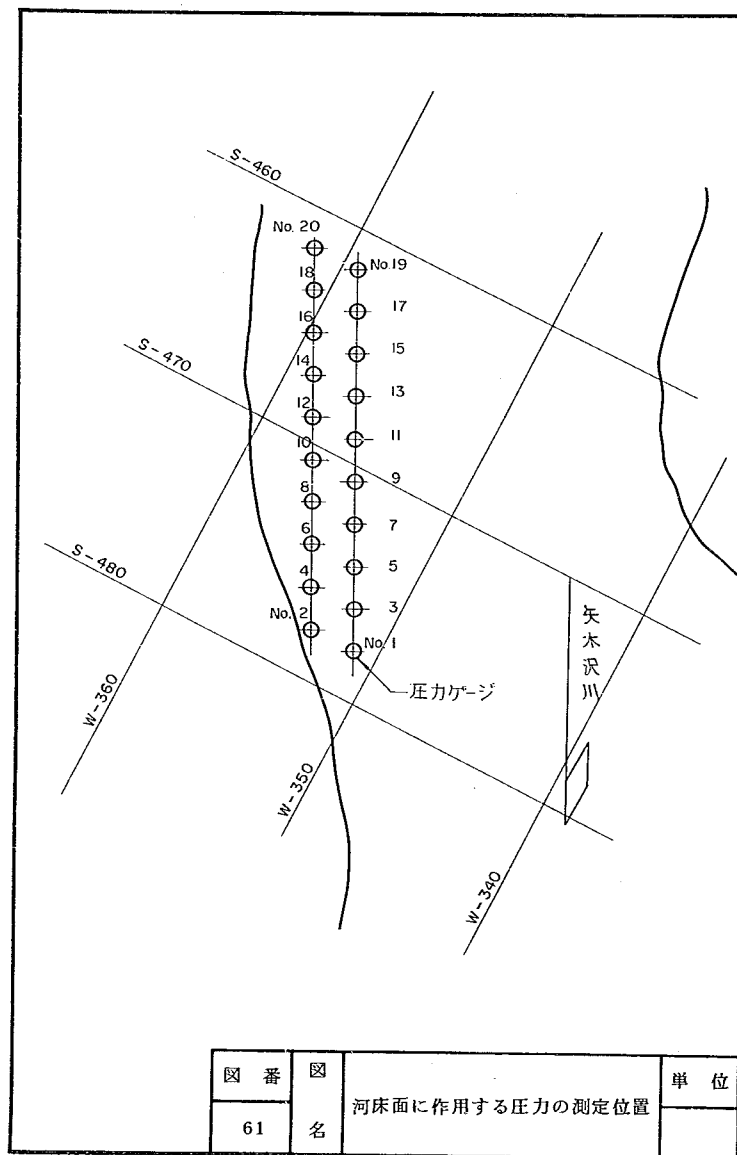
なお、圧力ゲージの埋め込み位置は図-61に示すとおりである。

測定結果 (表-25 参照) をみると $620\text{m}^3/\text{s}$ 放流時には河床におよぼす圧力は平均 20m 水柱程度であり、記録最大値は 30m 水柱である。

表-25 放出水脈の河床に及ぼす圧力
 $Q = 620\text{m}^3/\text{sec}$

ゲージ 番 号	圧 力 (m 水柱)	変 動 量 ±(m 水柱)	ゲージ 番 号	圧 力 (m 水柱)	変 動 量 ±(m 水柱)
1	21.12	16.12	11	12.75	6.75
2			12	30.00	19.50
3	15.25	10.25	13	22.25	11.25
4			14	10.25	6.25
5			15	21.25	10.25
6			16	12.50	12.50
7			17		
8	25.00	10.50	18	6.25	6.25
9	7.50	7.50	19		
10	21.75	17.75	20	11.25	11.25

空欄は記録なし



この場合、これらの値はすべて平均的な値であって、実際には、オシログラフ上変動量として±15m水柱程度が記録されている。これらの周期性よりみて河床模型の振動、あるいは測定計器の安定度等の影響が含まれているものと考えられる。

なお、この測定結果からただちに最大洗掘状態を推定することは困難である。

これは、実際の洗掘現象が、単位面積当りの落下流量の分布、河床への突入角度、河床構成材料、岩盤の形、下流水路の状況、余水吐の使用頻度および放流量の時系列等の要素が複雑に影響し合って進行するためである。

よって、このことから、たとえ模型実験を行なっても適切な推定ができない。

あ と が き

矢木沢ダム水理模型実験は、非常に長期間に亘って実施されておりかつこの間のダム水理研究室の人事移動も激しかったために最終報告書を編集する段階でこの実験に最初から関与しているものがない状態となってしまった。

そのために一部記載事項に正確さを欠くおそれも生じたが多くの報告書類を一冊にまとめておくことは非常に有意義なことだと考えられるためここに敢えて矢木沢ダム水理模型実験全般について再編集して本報告書を作成したわけである。

なお、報告書中ダム水理研究室が一部関与した湧水補給用放水管の設計に関する件あるいは、CM-1案と同様な手法で設計された他の余水吐設計案など削除している部分がある。

これらの関係書類ならびにこの実験で得られた本報告書で割愛した多くの実験資料は建設省土木研究所ダム部ダム水理研究室に保管されている。