

序	2
第1章 計画概要	3
第2章 設計経過	6
第3章 実験概要	10
第4章 模型および相似律	11
第5章 予備実験	13
§ 1. 設 計	13
§ 2. 実 験	13
§ 3. 結 論	20
第6章 比較設計による設計案の検討	23
§ 1. A 案	23
§ 2. B 案	28
§ 3. C 案	31
§ 4. 設計案の比較検討	33
§ 5. 第一次設計案設計計算	35
第7章 大型模型実験	37
§ 1. 実験目的	37
§ 2. 孔口部貯水位流量関係の測定	37
§ 3. 堤頂越流部貯水位流量関係の測定	38
§ 4. 堤頂越流面圧力の測定	39
§ 5. 孔口下流底面圧力の測定	39
§ 6. 越流水面形の測定	40
§ 7. 余水吐構造物の細部についての改良設計	41
§ 8. 減勢工に関する検討	44
第8章 孔口部抽出模型実験	62
§ 1. 概 要	62
§ 2. 改良設計案および抽出模型実験	63
§ 3. 最終設計案および抽出模型実験	68
第9章 結 論	86
あとがき	88

序

下久保ダム余水吐の水理設計については、昭和36年に建設省下久保ダム工事事務所と建設省土木研究室ダム部ダム水理研究室との間で設計案が検討され、昭和37年度から当研究室が依頼を受けて、模型実験を開始した。昭和37年、下久保ダムは水資源開発公団の設置にともなって同公団に移管されたが、実験は引続いて当研究室において行ない、昭和41年度完了した。

本報告書は設計検討開始から最終設計案の決定にいたる経過と、その間の実験による検討結果をまとめたものである。

本実験の遂行に当っては水資源開発公団下久保ダム建設所の松村賢吉前所長、西岡正現所長、小山要之助現副所長以下、水資源開発公団ならびに建設省の多数の工事関係者諸氏に多大な御指導ならびに御援助をいただいた。ここに深く感謝の意をあらわす次第である。

また、下久保ダム余水吐の設計および水理模型実験に関与した建設省土木研究所ダム部のスタッフは次の通りである。

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KK）
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）
中 野 昭（現ダム水理研究室主任研究員）
大 村 道 広（元ダム水理研究室）
野瀬山 昇（現ダム水理研究室）

なお、本報告書の編集は中野昭が担当した。

昭和42年1月

建設省土木研究所

ダム部ダム水理研究室

才 1 章 計 画 概 要

神流川は、その源を群馬・埼玉・長野の三県境にある三国山に発し、群馬・埼玉両県境の山間を縫流して利根川右支川の烏川に合流するものでその流路延長は81 km、流域面積は418 km²である。

下久保ダムは洪水調節、かんがいおよび水道用水の補給を含む多目的ダムであって、利根川総合開発の一環をなすものであり、群馬県多野郡鬼石町下久保地先に高さ129 mの重力式ダムを築造し、総貯水容量130,000,000 m³の貯水池を設けることにより、治水面では烏川合流後の利根川洪水量を1000 m³/sec低減し、かんがい計画としては神流川沿岸の既得用水を確保するほか、栗橋地点における利根川本川流量を上流ダム群の補給とあわせて140 m³/secに改善するとともに東京都水道用水を含む特定用水として矢木沢ダムよりの放流とあわせて20 m³/secを確保する計画である。

完成は昭和42年度の予定である。

表 - 1 ダム計画諸元

ダ ム		放 流 設 備			
河 川 名	利根川水系神流川	洪水調節用	対象流量	最大 1,600 m^3/sec E.L. 283.8mで800 m^3/sec	
位 置	左岸 群馬県 多野郡 鬼石町大字保美濃山		型 式	オリフィス型	
	右岸 埼玉県 児玉郡 神泉村大字矢納		位 置	呑口 敷高 E.L. 272.0m	
			ゲート	呑口ローラーゲート 巾 10.5m 高 11.0m 呑口ラジアルゲート 巾 6.5m 高 6.5m	
流 域 面 積	322.88 Km^2		門 数	各2門	
地 質	緑 色 片 岩	非常用	対象流量	1,400 m^3/sec (洪水調節上併せて3,000 m^3/sec)	
型 式	直線重力式コンクリートダム		型 式	クレストオーバーフロー 水平水叩式	
堤 高	主ダム 129 m 補助ダム 60 m		位 置	クレスト E.L. 283.8m	
堤 長	主ダム 306 m 補助ダム 320 m		ゲート	ラジアル型 巾 8.0m 高 13.0m	
体 積	1,450,000 m^3		門 数	2門	
貯 水 池		利水用	型 式	ハウエルバンパーバルブ $\phi 1.6m$	
満 水 面 積	327 Km^2		位 置	呑口中心 E.L. 217.5m 吐口中心 E.L. 214.5m	
常時満水位標高	296.8 m		門 数	2門	
ダム天端標高	300.0 m		水 没 補 償		
低 水 位 標 高	223.7 m		水 没 戸 数	773棟 310世帯	
有 効 水 深	73.1 m		田 畑	97 ha	
総貯水容量	130,000,000 m^3		山 林	178 ha	
有効貯水容量	120,000,000 m^3		発 電 所	1ヶ所 (出力最大1,500Kwh)	
堆砂および死水容量	10,000,000 m^3		学 校 官 公 所	11 棟	
洪水調節容量	35,000,000 m^3		道 路 付 替	24.9 km	
水道及び農業用水容量	120,000,000 m^3				
発電用容量	(出力 15,000KW)				
計画満水流量	2,000 m^3/sec				
計画最大放流量	800 m^3/sec				
調節流量	1,500 m^3/sec				
洪水期制限水位標高	283.8 m				
異常洪水流量	3,000 m^3/sec				

圖-1 容量配分圖

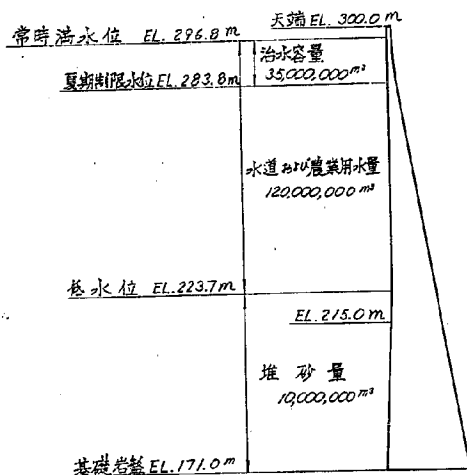
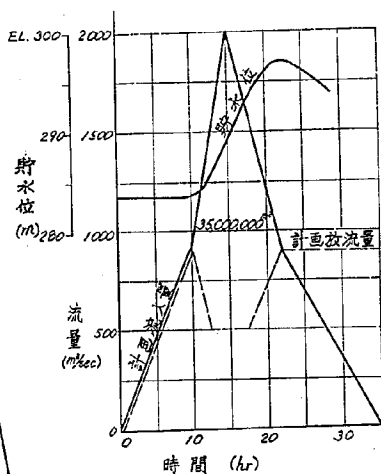


圖-2 洪水調節圖



才 2 章 設 計 経 過

下久保ダムの洪水調節図（図-2）から余水吐としての必要放流条件は次の通りである。

表-2

	貯 水 位	必 要 放 流 量
1	E.L. 283.8m (洪水期制限水位)	800 m^3/sec (計画最大放流量)
2	E.L. 296.8m (常時満水位)	3000 m^3/sec (異常洪水量)

上の条件からわかるように、常時満水位と洪水期制限水位との差は13mあり、洪水期制限水位時において800 m^3/sec を放流するための必要越流水深などを考慮すると、この両条件をともに満足するような堤頂越流部を計画することは経済的に不利である。したがって、堤頂越流部のほかに、計画最大放流量を処理するための常用余水吐を設け、堤頂越流部は非常用余水吐として計画するのが合理的であろう。

また、下久保ダムはそのダムサイトの特殊な地形的条件から堤高129m、堤頂長306mの主ダムと、これと平面的にほぼ90°の角度をもつ、堤高50m、堤頂長32.6mの補助ダムが築造される（図-3参照）ので、余水吐の配置について、主ダムに設置する案、補助ダムに設置する案、さらに主ダムと補助ダムとに常用余水吐と非常用余水吐とを別々に設置する案などが考えられる。ただし、常用と非常用とを別々に設置することは減勢的には一定の流量を2ヶ所に分割して減勢することになって有利であるが、主ダムから流下して来る水脈と補助ダムの減勢池との関係がかなり面倒であること、さらに余水吐が2ヶ所に分れていることによって、ダム余水吐の管理および操作の面でかなりの不便さや障害の起ることが考えられるため、余水吐をわけて設置する案は第2次案とし、ここでは、余水吐全体について主ダムに設置した場合と補助ダムに設置した場合の得失を検討することとする。主ダムを主体として考えた場合、主ダムに余水吐を設置する場合は附属型余水吐、補助ダムに設置した場合は分離型余水吐ということになるので、以後はこの名称で区別することとする。

地形的な条件から考慮した場合（図-3参照）附属型余水吐は、原河道が堤趾部から大きく（約60°）右折しているため、減勢工として約30～50mしか直線区間が確保できない上、遠心力によって水脈の力を大きく受けることが予想される左岸側は崖錐となっており、場所によっては地沈みの危険も予想される山腹がみられる。

一方、分離型余水吐は、上に述べたように河道が右折したのち、ふたたび左折する場所へ放流することが出来るので、減勢工としての直線区間長は充分とることが出来るが、余水吐設置予定点から原河道までは傾斜のゆるやかな長い山腹をはい導水路が必要となる。さらに、放流された水脈を減勢工まで流下させるとすると、当然どこかで原河道と導流壁が交叉することとなり、構造的な問題や、主ダム下流部に流れこんでいる沢からの流量の処理などに問題が残る。

このように、附属型余水吐および分離型余水吐はそれぞれに欠点を持っており、設計の段階でいずれがよいかを決定することは不可能である。したがって、この2つの案について、それぞれ予備的な実験を行って検討し、その水理的な優劣を決定した上で改めて本実験を行うこととした。

予備実験は縮尺 1/100 で附属型余水吐と分離型余水吐の模型を同時に同一個所に製作し、主として、設置場所の違いについて附属型余水吐と分離型余水吐の優劣を判定する目的のために行なわれた。

実験に採用した附属型および分離型余水吐の型式は下記の通りである。

余水吐型式	常用余水吐	非常用余水吐	減 勢 工
附 属 型	放水管 2 門	堤頂越流部 2 門	水平曲線式水叩き
分 離 型	孔 口 3 門	堤頂越流部 2 門	水平直線式水叩き ローラーバケット式水叩き

なお、この予備実験の段階では、減勢工の下流に逆調整池を設置する予定であり、この逆調整池の背水位を考慮に入れて行った実験による資料もあったが、その後、逆調整池の設置に期待が出来なくなり、附属型および分離型余水吐の適否の判定のための資料としては不適當となったので、これらははぶいて検討した。

その結果、両者とも一長一短があり、決定的な要素は見出されなかったが、総合的な判断の結果、附属型の方がやや有利であると判定され、最終的に附属型余水吐を採用することとなった。

しかしながら、附属型余水吐についても予備設計において採用した型式は水脈の集中度が大きく、減勢上不利であることが実験の結果認められたので、附属型余水吐についての各種設計案に対する比較検討を行って、最適と考えられる型式を第一次設計案として採用した。

附属型余水吐についての第一次設計案の型式は下記の通りである。

常用余水吐	非常用余水吐	減 勢 工
孔口 2 門	堤頂越流部 2 門	水平曲線式水叩き

第一次設計案について、縮尺 1/50 の大型模型によって各種の検討を行った結果、堤頂越流部の橋脚平面形状の改良あるいは孔口下流部の橋脚側面の改良、さらに、利水用放水管の放水口が堤体越流面に設置されることになったため、これについてディフレクターの形状の選定などを行った。

堤頂越流部ゲートについては、第一次設計案として一応設計したが、その後ダム計画の一部が変更され、サーチャージ水位 (B.L. 299.0m) が設定されたため、変更設計された。ただし、時間的な余裕がなかったため、このゲートについての詳細な検討は本報告書中には記載されていない。

減勢工については、第一次設計案余水吐について、まず、水叩きの上流部に設置する直線区間長の変化およびシルの有無あるいはシルの高さの変化などが減勢効果におよぼす影響について検討した。

その結果、採用することになった直線区間長を 30m、導流壁として高さ 30m の鉛直壁を持った設計案について、減勢機能に関する調査を行ない、設計に必要な資料を収集した。

上記の資料をもとに、ダム現場において経済的に施工出来る型式として、水叩きの導流壁を階段状に改良したものについて、その減勢機能に関する調査を行ない、鉛直導流壁を採用したものより減勢機能がすぐれていることを確認した。

さらに、上記の階段状導流壁を採用した水叩きについて、階段の一部を傾斜面とすることについての検討、副ダム形状についての検討、さらに副ダムから流下する水脈が下流河道へ与える影響を考慮して副ダム軸の改良などを行った。

孔口部についての検討は縮尺 1/50 の抽出模型によって行なわれた。第一次設計案についての大型三次元模型による検討の結果、孔口からの流下水脈が下流の底面から剥離する現象が認められたため、抽出模型としては孔口のベルマウス上面曲線を変更した改良案を採用して実験を行った。その結果、放流能力および内部形状については支障なかったが、放流水脈が下流底面から剥離する現象は、改良前よりも緩和されはしたものの完全に防止することは出来なかった。しかしながら、水脈の剥離する原因 (孔口部ゲートの位置で側壁の拡がっている箇所から空気が供給さ

れている)が明らかであり、底面上の圧力測定値にも危険と考えられる負圧は観測されていない上、ゲート操作時には全く起らない、自由越流時だけの現象でもあるので設計案として差支えないであろうという配慮のもとで、一応採用することとした。

しかしながらその後、利水用放水管の放水口が堤体越流面に設置されることになったため、貯水位によってはその開口部に孔口からの剥離した水脈が直接落下する流況を生じ、開口部の中でかなり水脈が乱れる様子が観察された。このような流況が現場で起った場合、堤体や利水用放水管に悪影響をおよぼすことが予想されるため、水脈が剥離しないような孔口および下流底面を設計することとなり、最終設計案が設計された。

才 3 章 実 験 概 要

本実験は下久保ダム余水吐についての各種設計案の持つ水理機能を実験的に検討し、その最適な形状を求めることを目的とする。

各種の目的に対して採用された実験方法を以下に示す。

目 的	方 法
・附属型余水吐および分離型余水吐の適否の判定	縮尺 1/100 の小型三次元全体模型による実験
・堤頂越流部の形状および放流機能に関する検討	縮尺 1/50 の三次元全体模型による実験
・孔口部下流底面形状に関する検討	" " "
・利水用放水管放水口に関する検討	" " "
・減勢工に関する検討	" " "
・孔口内部形状および放流機能に関する検討	縮尺 1/30 の二次元抽出模型による実験
・利水用放水管放水口に関する検討	" " "
・その他設計および管理上必要な諸資料の収集	全模型について

本実験における最大の問題点は、分離型余水吐と比較の上採用されることになった附属型余水吐についての減勢方法である。すなわち原河道堤趾部の下流から約 60° 右岸側に変曲しているため、水平水叩きの上流部に 30 ~ 50 m の直線区間しか設置することが出来ず、曲線水叩き型式を採用しなければならない。しかも曲線水叩き内に放流された高エネルギーを持った水脈の遠心力が大きく作用すると予想される左岸側は、地這りの危険性さえ予想される山肌を支えている崖錐である。したがって出来るだけこれを攻撃することなく水脈を下流へ流下させることが必要である。このため、異常洪水流量の 3000 m³/sec までを完全に減勢しうるような減勢工が要求されることとなり、従来困難とされていた曲線水叩きによる減勢工について種々検討を行なった。

才 4 章 模 型 お よ び 相 似 律

本実験に使用された模型はいずれも建設省土木研究所篠崎分室ダム水理実験場内に設置された。

予備実験のために製作された模型は縮尺 $1/100$ の三次元全体模型で、附属型と分離型の二つの余水吐を、同一の貯水池を持った一つの模型として製作された。

予備実験によって決定された附属型余水吐についての大型模型は縮尺 $1/50$ の三次元全体模型である。これら二種類の三次元全体模型はいずれもダム本体および減勢工は良質の木材を使用し、模型寸法に合わせて鉋仕上げを行った上、気温・流水などの影響による模型の狂いを防ぐため塗料仕上げを施した。

下流の河道部は、いずれも設計された減勢工下流端から約 $200m$ 下流までの範囲について、左右の山腹を $E1.220.0m$ まで取り入れ、周囲を板材でかこみ、モルタル破片、砂利、砂などを中詰にし、表面をモルタル刷毛引き仕上げとして製作した。

これら、三次元全体模型の最下流端には、下流水位を任意に調節することが出来るように水位調節板を設置した。

孔口部についての検討を行なうための二次元抽出模型は縮尺 $1/30$ とし、最終設計案が決定するまでに三種類の模型を製作した。すなわち、孔口部の改良設計案（内容の詳細については後述）について、孔口部下流の越流底面形状と放流水脈の関係を検討するための木製模型、その結果、支障ないという判断のもとで、孔口部の内部形状および放流機能の検討を行なうために製作された前回の模型と全く同じ形状の真鍮製模型、その後堤体越流面に利水用放水管の放水口を設置する必要が生じたため、上記の改良設計案が不適当となり、改めて設計しなおされた最終設計案についての木製模型の三種類である。これらの木製抽出模型は良質の検材を使用し鉋仕上げの後塗料仕上げを行った。真鍮製模型は真鍮の鋳造によって製作し、内部は全て模型寸法通りに手仕上げを行った。抽出模型の製作精度は全て $\pm 1/250$ ($25cm$ について $\pm 1mm$) である。孔口部抽出模型の下流には、いずれも木製による下流底面の模型が接続され、流出水脈と下流底面および利水用放水管の放水口との関係が検討出来るようにした。

これら、全ての模型の縮尺は主として実験場の面積あるいは実験設備の能力を考慮した上で決定されたものである。特に附属型余水吐についての縮尺 $1/50$ の三次元模型は模型下流河道が大きく右折しているため、そのままでは模型設置個所に収容出来なかったため、左右を完全に逆にし、いわゆる裏返しにした模型を製作

し、実験資料を現場に対応するように整理した。

模型の実物に対する相似の関係はフルードの法則にしたがうものとして処理した。
以下本報告で取り扱う数字はすべて次表によって実物に換算したものである。

表-3 模型諸量の実物に対する縮率

諸 元	次 元 縮 率		三 次 元 模 型		抽出模型
長さ・水深	L	n	1:100	1:50	1:30
時 間	T	$n^{1/2}$	1:10	1:7.07107	1:5.47723
流 速	$L T^{-1}$	$n^{1/2}$	1:10	1:7.07107	1:5.47723
流 量	$L^3 T^{-1}$	$n^{3/2}$	1:100,000	1:17,677.7	1:4,954.1
流量係数		1	1:1	1:1	1:1

実験にさいして、水位の測定は1/10mm 読みの水面測定器を使用し、圧力の測定は1mmの開孔部を有する外径7mmの真鍮管をビニール管で目盛付ガラス管に連結し、その水頭高を測定した。また流速の測定はピトー管によって動水圧水頭を測定して流速に換算した。

流量は模型の最下流端にある鋭縁短形堰の越流水深を測定し、沖公式（水型公式集）によって算出した。

第 5 章 予 備 実 験

§ 1 設 計

附属型余水吐と分離型余水吐の比較検討にさいして、それぞれの型式について下表のような設計案が作成された。

余水吐型式	常用余水吐	非常用余水吐	減 勢 工
附 属 型	放水管 2 門	堤頂越流部 2 門	水面曲線式水叩き
分 離 型	孔 口 3 門	堤頂越流部 2 門	水面直線式水叩き ローラースケート式水叩き

これらの設計案についての詳細な設計計算は予備実験の目的と直接関係ないのでここでは省略することとし、その設計図面だけを図-4(a)~(f)および図-5(a)~(e)に示す。

§ 2 実 験

実験は放流機能に関する検討と、減勢機能に関する検討について行なわれた。

1) 放流機能に関する検討

設計案が必要放流条件(表-1)を満足するかどうかを調査した結果を下の表に示す。

表-4

貯 水 位	必要放流量	余水吐型式	実 験 に よ る 放 流 量		
			常用余水吐	非常用余水吐	合 計
E L 2 8 3.8 (制限水位)	800m ³ /sec (計画放流量)	附属型	927m ³ /sec	—	927m ³ /sec
		分離型	1065	2070	3135
E L 2 9 6.8 (常時満水位)	3000m ³ /sec (異常洪水量)	附属型	921m ³ /sec	—	921m ³ /sec
		分離型	1400	700	3100

これによると計画放流量については、附属型、分離型とも必要放流条件に対して約1.5倍の余裕を持っており、異常洪水量に対してもいずれも必要放流条件を満足していることが確認された。

予備実験にさいしては、附属型、分離型それぞれについて常用余水吐、非常用余

水吐の放流機能について調査した（貯水位—ゲート開度—放流量の関係を求めた）が、予備実験の目的には直接関係なく、また、最終設計案の余水吐はここで採用した設計案と違う型式を採用したので、これらについての実験結果は省略する。

2) 減勢機能に関する検討

減勢機能に関する調査は、附属型余水吐と分離型余水吐のどちらを採用するかという目的に対して大きな影響をおよぼすものであるから、それぞれについて詳細に検討を行った。なお実験当時は減勢工の下流に逆調整池が設置される予定であったので、この下流水位の影響についても検討を行ったが、その後余水吐の型式を決定する段階で逆調整池の設置について期待が出来なくなったため、これに関する実験結果の一部を省略した。なお、実験に考慮した条件は逆調整池の計画低水位 $E.L.18.0\text{ m}$ 、計画高水位 $E.L.19.2\text{ m}$ であるが、計画放流量 $800\text{ m}^3/\text{sec}$ の場合は低水位が上昇することを配慮して低水位だけを $E.L.18.5\text{ m}$ に修正して実験を行った。

1) 附属型余水吐について

附属型余水吐の減勢工としては水平曲線式水叩きを採用し、異常洪水量 $3000\text{ m}^3/\text{sec}$ までを完全に減勢する必要があるため、水叩き下流端に下流水位を保持するための副ダムを設置しその背水位によって跳水を生じさせることによって減勢を行なうこととする。

a) 跳水必要限界下流水位の測定

任意の流量に対して跳水を生じさせるために必要な水叩き内の下流水位を求めることとした。下流水位は副ダムによらず、模型下流端の水位調節板によって調節することとし、放流量は余水吐のゲートを全開として貯水位だけを変化させて与えることとする。

図-4(f)に示されるように水叩き内に曲線区間（水叩き始端から 3.14 m の位置に始端があり曲線半径は中心で 54.0 m ）が挿入されているため、放流された水脈は水叩き左岸側の導流壁にそって流れ、また下流水位により水叩き右岸側導流壁にそって逆流を生じ、これが右岸側から射流の上に崩れ込むため、跳水始端の位置が不明瞭で、限界水位の判別が非常に困難であった。また、放水管だけから放流した場合と、越流部と放水管を同時に放流した場合とで水脈の集中度が異なるため、水叩き始端付近の流況がかなり異なっていた。

そこで下記のような基準を設けて、限界水位を測定した。

(A) 常時満水位 E.L.283.8 m 以下の場合 (堤頂越流のないとき)

・上限水位

跳水が水叩き始端で起り、水叩き始端付近の両側の導流壁にそって逆流する水位 (放水管以外からの放流がないので水叩きの両側では下流への流水の力が弱かった) が、概略 E.L.187.115m (堤体下流面と水叩きとの接続円弧始端高) になった状態。

・下限水位

水叩き始端上で跳水と射流とが一定時間ごとに交互に繰り返して起った状態。

(B) 夏期制限水位 E.L.283.8 m 以上の場合 (堤頂越流もあるとき)

・上限水位

跳水が接続円弧始端で起っている状態

・下限水位

水叩き始端が跳水によって隠れたり現われたりという流況を繰り返している状態

上記の基準にそって限界水位を測定した結果を図-6に示す。これによれば計画放流量 $800 \text{ m}^3/\text{sec}$ に対しては、E.L.191.0m、異常洪水量 $3,000 \text{ m}^3/\text{sec}$ に対しては E.L.202.0m の下流水位を確保すれば、水叩き内で安定した跳水現象を期待することができる。

b) 必要副ダム高の決定

副ダム越流巾を4.6mとして、計画放流量 $800 \text{ m}^3/\text{sec}$ および異常洪水量 $3,000 \text{ m}^3/\text{sec}$ を放流したときの跳水始端が水叩き始端と一致するための必要副ダム高を測定した。

(A) 計画放流量 $800 \text{ m}^3/\text{sec}$ の場合

副ダム設置予定個所に角落し式の副ダムを設けその高さを1mから7mまで1mごとに变化させ、流況観測によって水叩き内で完全跳水を起すために必要な副ダム高を求めた。

(B) 異常洪水量 $3,000 \text{ m}^3/\text{sec}$ の場合

異常洪水量 $3,000 \text{ m}^3/\text{sec}$ の場合は、水叩き上流部の直線区間終端に跳水を安定させる目的のためにシルを取り付けた場合と、シルを取り付けない場合の二通りの実験を行なった。

シルを取り付けない場合は、角落し式の副ダム高を8mから12mまで1mごとに变化させ、流況観測によって水叩き内で完全跳水を起すために必要な副ダム高を

求めた。また、高さ3mの鉛直シルを前記の位置に取り付けた場合は完全跳水を起すための必要副ダム高はかなり低くなったので、角落し式の副ダム高を5m・8m・9mの3種に変化させて検討した。

以上の、放流量、シルの有無など種類条件について実験を行った結果をまとめると下表ようになる。なお、それぞれについて、水叩き内で観測された平均的な水深、および最高水深のうち、最も大きな値を同時に示した。

表-5

流 量	シル (高さ3m)	必要副ダム高	最 大 値	
			平均水深	最高水深
800 (m^3/sec)	無	7.0(m)	1.5(m)	1.9(m)
5000	無	12.0	2.5	3.0以上※
3000	有	8.0	2.1	3.0以上※

※ 模型に採用していた高さ3mの導流壁をオーバーしたため正確な値は測定出来なかった。

II) 分離型余水叩について

分離型余水叩の減勢工としては水平直線式水叩きおよびローラーバケット式減勢工を採用して比較検討を行った。

a) 越流部導水路の絞り形状に関する検討

分離型余水叩は、図-5(d)に示されるように、孔口3門を中央に配置し、その両側に堤頂越流型余水叩を1門づつ設置したが、越流型余水叩は非常時のみに使用されるものであるから、導水路の経済的設計を目的として、水路巾を流頭部の4.25mから孔口の総越流巾よりやや大きい3.44mまで漸縮せしめた。このため堤頂越流部からの水脈が流下する時、この導流壁絞りの始端から攪乱波が発生し、絞り形状のいかんによっては、過大な導流壁高が必要となる。また水面の乱れが水路末端まで持続して減勢効果を低下させることも予測されるので、導流壁の絞り形状を図-7のように7種変化させて、水面形の測定を行ない、最良の導流壁形状を決定するための実験を行った。

原案導流壁形状について測定を行なった結果、計画放流量800 m^3/sec の場合には導流壁ぞいの水面隆起が小さかったため、改造案では、異常洪水量3000 m^3/sec のみを

実験対象流量とした。導流壁の絞り形状については、水面隆起高は主として絞り角度に支配され、形状の差異による影響はほとんど現われないことが認められているから、いずれも導流壁を直線的に絞り、絞り始端および終端の位置のみを変化させることとした。

実験により、鉛直方向の水深について、7種類の導流壁案に対して測定された結果を図-8(a)(b)に示す。

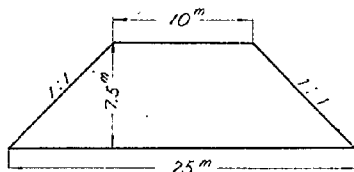
これによると改造の効果がかなり顕著に表われており、実験に採用した7種類の設計案のうちでは第5種改造案または第6種改造案が適当のように思われた。

b) 水平水叩き減勢工の減勢機能に関する検討

水叩きには傾斜阻板および鉛直阻板(高さ 3 m ・ 4 m ・ 5 m の3種)を採用し、その取り付け位置をいろいろ変えることにより、減勢効果と水叩き導流壁の必要高を検討し、あわせて跳水のために必要な上下限下流水位を測定した。

傾斜阻板形状は、右図に示すように高さ 7.5 m 、天端巾 10 m 、上下流面勾配 $1:1$ のものである。

これを水叩き始端より 7.5 m ・ 60 m ・ 50 m ・ 40 m の位置に取り付けそれぞれの場合について、下流水位を E.L. 180 m ・ 185 m ・ 188 m および 192 m の4種に変化させ、計画放流量 $800\text{ m}^3/\text{sec}$ (阻板取り付け位置 7.5 m のときのみ実験)の場合と異常洪水量 $3000\text{ m}^3/\text{sec}$ の場合とについて検討した。



なお、この場合、下流の水位が左右の導流壁を越えて水叩き内に逆流することのないよう模型の導流壁を充分に高くして実験を行なった。

水叩き内で完全に跳水を起させるために必要な下流水位として次のような基準を設けて上下限水位の測定を行った。

・上限水位

水脈が阻板の斜面にそって空中へ放出されている状態から、下流水位をじょじょに上げ、水脈が水叩き内に崩れこみはじめたときの下流水位。

・下限水位

水叩き始端に跳水始端が一致している状態から下流水位をじょじょに低下させ、

跳水始端が後退しはじめたときの下流水位。

実験による測定の結果を図-9(a)~(d)に示す。

これによれば必要下流水位は異常洪水量 $3000\text{m}^3/\text{sec}$ に対してほぼ $\text{EL. } 192\text{m}$ (下限水位) の値を示しており、阻板の位置の違いはあまり影響がない。

さらに、鉛直阻板について阻板高を 3m ・ 4m ・および 5m の3種について阻板取付位置を水叩き始端から 40m ・ 50m ・ 60m ・ 70m に変化させた場合の完全に跳水を起させるために必要な下流水位を測定した。

この実験で限界水位を測定する場合、下流水位の変動に対して跳水先端が上下流方向へ前後するだけで、上限水位および下限水位の基準の判別が困難であったので、流況観測によって限界とみられる点を限界水位として一点だけ測定し、鉛直阻板の高さ別に図-10(a)~(c)に示した。

その結果、異常洪水量 $3000\text{m}^3/\text{sec}$ に対して下表のような限界水位が得られた。

表-6 跳水必要下流水位 (鉛直阻板設置時)

設置位置 阻板高	水叩き始端から 40m	50	60	70
3m	EL. 192.2 m	EL. 192.8 m	EL. 193.4 m	EL. 194.1 m
4	191.0	192.3	192.8	193.7
5	188.1	190.7	191.7	192.3

なお、計画放流量 $800\text{m}^3/\text{sec}$ に対しては、当初設置予定であった逆調整池の低水位 ($\text{EL. } 185\text{m}$) から高水位 ($\text{EL. } 192\text{m}$) の範囲で常に跳水の状態を示していたため限界水位は測定しなかった。

c) ローラーバケット型減勢工の減勢機能に関する検討

水叩きが河道を横切って建設される弊害を除去し、減勢工の経済的設計をはかるために、原案の水平水叩きを2種類のローラーバケット (インバート標高 $\text{EL. } 166.719\text{m}$ のものと $\text{EL. } 164.943\text{m}$ のもの) に改造して、異常洪水量 $3000\text{m}^3/\text{sec}$ および計画放流量 $800\text{m}^3/\text{sec}$ の場合の巻込み飛散限界水位を測定することとした。

模型形状は図-11(a)(b)に示すようなA・B2案である。

A案模型はインバート標高 $\text{EL. } 166.719\text{m}$ 、バケット半径 15m 、リップ角度 45°

としたものであり、B案模型はインバート標高を概略E.L.165.0mに定め推定岩盤面を余水吐シュートの導流壁天端にほぼ一致させた形状である。

バケットの設計経過を簡単に以下に示す。

(A) A案模型

水叩きに接続するシュート底面の直線区間（すなわち勾配が25/60の直線）にローラーバケット放物線を接続させる。

放物線始端はダム軸より下流170mの点で、標高はE.L.186.667mである。放物線始端での流速 V_0 は流速係数を0.9と仮定すると

$$V_0 = 0.9 \times \sqrt{2gH} = 42.027 \text{ m/sec}$$

よって、放物線形状は放物線始端を原点として、

$$y = 0.003256x^2 + 0.4167x$$

となり、この放物線に接する半径15mの円を設け、リップ角を45°とした。

(B) B案模型

インバートを標高165m、ダム軸より208m下流の点にあらかじめきめ、これより計算により放物線始端をダム軸より155.28m下流、標高E.L.192.8mに定めた。放物線形状は放物線始端を原点として、

$$y = 0.003483x^2 + 0.4167x$$

となる。

この放物線上の点（放物線始端を原点として43.9m・25.01m）に接する半径15mの円を接続させる。

これら2案のバケット型減勢工について巻込み飛散限界水位を測定した結果を図-12(a)(b)に示す。

ここで下限水位とは一定の流量に対して巻込みの流況を示している状態からじょじょに下流水位を低下させて行き、最後に水脈が飛散する時の水位であり、上限水位はその状態から逆に下流水位をじょじょに増加して行き、水脈が巻込みの流況に変化した時の下流水位である。

この結果から下表のような巻込み必要下流水位が得られた。

表-7 巻込み必要下流水位

流 量	A 案	B 案
800m/sec	E.L.180.8m	E.L.178.4m
3000	190.6	188.2

流量にかかわらずB案の方がA案よりも大きな減勢効果を持っていることがわかり、流況観察によっても同様なことが認められた。

§ 3 結 論

附属型余水吐と分離型余水吐の適否を検討するために予備実験を行なった結果をまとめると次のようになる。

1) 附属型余水吐について

- i) 原設計案は必要放流条件を満足することが確認された。
- ii) 原案水叩きで跳水始端が水叩き始端に一致する流況（一応完全跳水現象とみなされる）を確保するに必要な副ダム高は、越流巾4.6mとして計画放流量 $800\text{ m}^3/\text{sec}$ に対しては7.0m、異常洪水量 $3000\text{ m}^3/\text{sec}$ に対しては、12.0mである。
- iii) 跳水の安定をはかるために、高さ3mの鉛直阻板を水叩き直線部終端にとりつけた場合には、異常洪水量 $3000\text{ m}^3/\text{sec}$ に対する必要副ダム高は8.0mに下げることが認められた。
- iv) 計画放流量 $800\text{ m}^3/\text{sec}$ の場合の、導流壁ぞい最高水位は、彎曲部始端より4.0m下流の左岸側導流壁面に認められ、最高水深は約1.9mである。異常洪水量 $3000\text{ m}^3/\text{sec}$ の場合、阻板を設置しない場合には、左岸側の彎曲部始端より下流5.0m～10.0mの範囲で水深3.0m以上の水位上昇を示し、阻板を設置した場合には、彎曲部始端より2.5m～5.0mの範囲で同程度の水位の上昇が認められた。しかしながら、これらの水位の上昇は、この水脈の集中度の高い設計案を改良すればかなり軽減出来ると考えられる。彎曲部での左右岸導流壁ぞいの水位差は1.0m以上に達する。

2) 分離型余水吐について

- i) 原設計案は必要放流条件を満足することが確認された。
- ii) 越流部導流壁の平面的な絞り形状は、図-7に示される第6種改進黨が最適であり、この形状を採用したときの導流壁ぞいの最大水深はダム軸より3.75m下流の6.2mである。
- iii) 水平直線式水叩きにおいて高さ7.5mの傾斜阻板を設置した場合、異常洪水量 $3000\text{ m}^3/\text{sec}$ に対しては、跳水下流水位としてE1.172.0m（逆調整池高水位）が必要である。

高さ3.4および5mの鉛直阻板を水叩き始端から4.0・5.0・6.0および7.0

mの位置に設置した時の跳水必要下流水位は表-4(前出)のようになった。
IV) 水叩きが河道を横切って建設されるという弊害を軽減し、経済的な考慮も加えて、減勢工の長さを短かくする目的でAおよびB案の2種類のバケット型減勢工を設計し、その減勢機能を検討した。

その結果、計画放流量 $800 \text{ m}^3/\text{sec}$ に対しては、A・B案はいずれも逆調勢池の低水位 (E.L.185m) に巻込み限界水位がほぼ一致することが認められた。

異常洪水量 $3000 \text{ m}^3/\text{sec}$ に対しては、B案を採用すれば逆調勢池の高水位 (E.L.192m) 以下で巻込み流況を確保しうる。

以上を総合して、附属型余水吐および分離型余水吐の具備しなければならない条件をまとめると次のようになる。

1) 附属型余水吐について

- I) 異常洪水量 $3000 \text{ m}^3/\text{sec}$ を完全に減勢するには、副ダム高は12m、導流壁高は約30mが必要である。
- II) 水叩き直線部終端に高さ3mの鉛直阻板を設置すれば副ダム高は8mでよい。
- III) 実験は高さ30mの導流壁を鉛直壁として行ったが、現場の地形に合わせて左右の導流壁の上部を山側へ寄せ、水叩きの上部を開くことになると、彎曲水叩きであるため、その結果が予測しにくく、不利な条件が発生することもある。

2) 分離型余水吐について

- I) 堤頂から水叩きまでの導水路の平面的な絞形形状は一応予備実験については第4種改造案という結論が出たが、大型模型実験を行なう場合は確認するためさらに検討することが好ましい。
- II) 堤頂から水叩きまでの導水路が、ゆるやかな傾斜面上にのるため水路長が長くなり底面摩擦による損失で減勢を助長する一方、水路が長くなるため経済的に不利である。また単に長くなるためだけでなく、水路を山腹にのせる形になるので水路の基礎処理にかなり問題がある。
- III) 上述の導水路が水叩きに接続する個所が原河道を横切るため、この部分の処置にかなりの問題が残る。
- IV) 減勢工としては逆調勢池の背水位を考慮に入れば水平水叩きに傾斜阻板あるいは鉛直阻板を設置した案、あるいはバケット型減勢工のB案を採用すれば

よい。しかしながら、逆調整池による背水位が期待出来ない場合はなんらかの形でこれにかわるべき方法を考慮する必要がある。

これら種々の条件について、現場事務所と当研究室で検討した結果、特に決定的な要素は見当らなかったが、総合的な判断の結果、附属型余水吐を採用することとした。

才 6 章 比較設計による設計案の検討

予備実験によって、附属型余水吐型式を採用することとなったが原案は常用余水吐として、巾 5.1 m 、高さ 5.3 m の高圧放水管 2 門、非常用余水吐として、巾 11.0 m の越流型余水吐 2 門を計画した（図-4(a)~(f)参照）が、全越流巾 4.8 m に対し放水管部越流巾は $1.4.1\text{ m}$ に過ぎず、また放水管からの放出流は越流面上でほとんど拡がることなく、水束となって水叩き内に流入するため、常に潜流状態となって減勢効果が極めて悪いことが確かめられた。このような流況を改善するためには、水叩き巾を縮小するか、堤趾部のバケット半径を大きくし、傾斜水叩きを挿入して水脈の拡がりを助長するかの方法をとらねばならないが、前者は異常洪水量放流時の跳水減勢に無理があり、後者は堤体直下流部の河道が彎弓しているために、直線水叩き長が短くなり、正常な跳水を形成しがたくなる。

そこで、計画洪水量放流時の水叩き流入水脈を均等化して減勢効果を増大させるために、原案の放水管を孔口に変更することとし、さらに異常洪水量放流時の減勢効果を考慮して非常用余水吐の形状、配置を修正した。

比較設計案としては A、B、C の 3 案について検討した。以下にその概要を示す。

§ 1 A 案

1) 余水吐配置の選定

A 案では次の条件を満足させるものとする。

- I) 洪水調節は孔口部のみで行なうものとし夏期制限水位 $\text{EL. } 233.3\text{ m}$ で $900\text{ m}^3/\text{sec}$ （計画放流量 $800\text{ m}^3/\text{sec}$ の 12% 増）の放流が可能であるような断面とする。
- II) ブロック巾は原案のとうりとし、孔口数はゲート寸法、原河道巾などを考えて 3 門とする。
- III) 非常用余水吐の越流頂は制限水位の維持を容易にするため $\text{EL. } 283.8\text{ m}$ とする。
- IV) 非常用余水吐の流量条件は常時満水位 $\text{EL. } 296.8\text{ m}$ で、全余水吐の放流能力が $3000\text{ m}^3/\text{sec}$ 以上になるように定める。

2) 孔口部の設計

I) 断面の決定

孔口出口数高は、管路流となるために必要な最小水頭を制限水位で与えられるよう、 $\text{EL. } 274.0\text{ m}$ に選ぶ。また孔口出口高はゲート縦横比がほぼ 1 となるよ

うに、流量条件から算定し 6.0 m とした。

$$u_0 = 6.0 \text{ m} \quad H_c = 9.8 \text{ m} \text{ (EL. 283.8 m に対して)} \quad H_c/u_0 = 1.65$$

図-13より C_0 を求めると $C_0 = 0.832$ $H_0 = 6.8 \text{ m}$

$$A = \frac{Q/\sqrt{3}}{C_0 \sqrt{2gH_0}} = 31.23 \text{ (m}^2\text{)}$$

出口断面巾 $b_0 = A/u_0 = 5.20 \text{ m}$

常時満水位 EL. 296.8 m での放流能力は

$$H_c = 22.8 \text{ m}, H_c/u_0 = 3.80, C_0 = 0.96,$$

$$H_0 = 19.8 \text{ m}$$

$$\therefore Q = 3 \times C_0 \cdot A \sqrt{2gH_0} = 1770 \text{ (m}^3\text{/sec)}$$

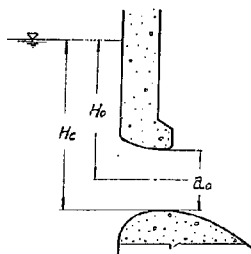


図-14

II) 孔口部下流底面形状

孔口部ベルマウス形状としては、次式で示される楕円曲線を採用する。

$$\frac{x^2}{6^2} + \frac{y^2}{2^2} = 1 \quad (1)$$

孔口出口より下流の底面曲線は 2 次放物線とし、底面各部の圧力を計算によって検討する。

孔口下面ベルマウスの下流端を原点とし、水平方向に x 軸を、鉛直方向に y 軸をとり、放物線と堤体下流面との接点を (x_0, y_0) とすると

$$y_0 = a x_0^2 \quad (2)$$

$$\left(\frac{dy}{dx} \right)_{x=x_0} = 2 a x_0 = \frac{1}{m_1} \quad (3)$$

堤体下流面の式は、

$$y_0 = \frac{x_0}{m_1} - \varphi \quad (4)$$

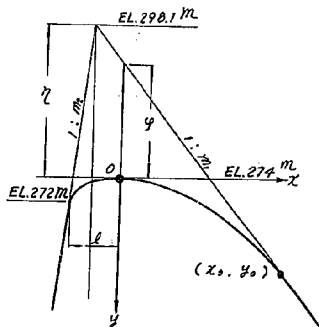


図-15

左図で $\ell = 6.0 \text{ m}$ 、 $m_1 = 0.84$ 、 $m_2 = 0$ 、 $\eta = 24.1 \text{ m}$ であるから

$$\varphi = 16.957 \text{ m}$$

これらの値を(2)・(3)および(4)式に代入して解くと

$$a = 0.02089$$

$$x_0 = 28.488 \text{ m}$$

$$y_0 = 16.957 \text{ m}$$

したがって、下流底面曲線は

$$y = 0.02089 x^2 \quad (5) \text{ で与えられる。}$$

次にこの底面上の各点の圧力が許容値内にあるかどうかを検討するため、次式で底面圧力を計算する。

$$\frac{P_b}{W} = h \cos \theta - \frac{h(2R-h)}{R^2} \frac{v^2}{2g} \quad (6)$$

ここで P_b/W : 圧力水頭(m)

h : 断面平均水深(m) ($= Q/v b_0$)

R : 底面曲率半径(m) ($= \{ 1 + (\frac{dy}{dx})^2 \}^{\frac{3}{2}} / \frac{d^2y}{dx^2}$)

v : 断面平均流速 (m/sec) ($= 0.9\sqrt{2gH}$)

(H は貯水位と計算断面との標高差)

常時満水位 E L.296.8m で孔口を全開操作した場合の底面圧力の計算結果を下表に示す。

表-8 孔口部底面圧力推定値 (A案)

(貯水位 E L.296.8m、ゲート全開)

水平距離 x (m)	曲率半径 R (m)	平均流速 v (m/sec)	平均水深 h (m)	$\cos \theta$	底面圧力 P_b/W (m水柱)
1	23.989	19.034	5.961	0.9991	-2.088
2	24.181	19.058	5.940	0.9965	-2.068
3	24.494	19.106	5.939	0.9922	-2.042
4	24.940	19.161	5.921	0.9863	-2.001
5	25.511	19.241	5.897	0.9789	-1.951
10	30.463	19.879	5.708	0.9227	-1.580
15	39.340	20.894	5.431	0.8473	-1.124
20	59.945	22.241	5.101	0.7673	-0.715
25	72.395	23.859	4.749	0.6915	-0.402

最低圧力は原点の直下流附近に発生しているが、その値は -2.1m 程度で、許容負圧 -3.0 以内であるからこの形状は満足すべきものといえる。

III) 堤頂越流部の設計

常時満水位 E L.296.8m での孔口の放流能力は 1770 m³/sec であるから、堤頂越流部の必要放流量は

$$3000 - 1770 = 1230 \text{ (m}^3\text{/sec)}$$

となる。

4) 設計水頭の決定

堤頂越流部は2門とし、越流頂標高は夏期制限水位 $E.L. 283.8m$ に一致させる。越流面曲線は標準型ランドルフ曲線を採用するものとし、この曲線が堤体下流面に接し、かつ堤体上流面と越流面上流端とが一致するような設計水頭 H_d を決定する。

堤頂越流部下流側曲線は

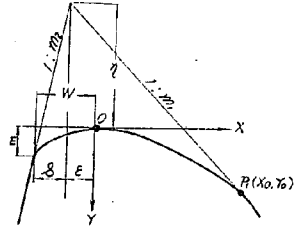
$$y = \frac{0.53}{11d^{0.8}} z^{1.8} \quad (7)$$

で表わされる。また上流側曲線の諸元は

$$\left. \begin{array}{l} W = 0.287 \text{ Hd} \\ E = 0.131 \text{ Hd} \end{array} \right\} \quad (8)$$

右図の幾何学的条件から

$$\left. \begin{aligned} S &= (\eta + E) m_2 = W - \varepsilon \\ \varepsilon &= (\eta + Y_0) m_1 - X_0 \end{aligned} \right\} (9)$$



2-16

接点の座標 X_0 、 Y_0 は

$$\left. \begin{aligned} X_0 &= 1.0606 \left(\frac{1}{m_1} \right)^{1.25} \text{Hd.} \\ Y_0 &= 0.5892 \left(\frac{1}{m_1} \right)^{2.25} \text{Hd.} \end{aligned} \right\} \text{————— (10)}$$

上の各式から

$$Hd = \frac{\eta (m_1 + m_2)}{0.287 + 0.47139 m_1^{-1.25} - 0.131 m_2} \quad (11)$$

本余水吐については

$$\eta = 298.1 - 283.8 = 14.3 \text{ m}$$

$$m_1 = 0.84 \quad m_2 = 0$$

で、これらの値を上式に代入すると、 $H_d = 13.757 \text{ m}$ となり $H_d = 14.0 \text{ m}$ を選定する。

$Hd = 14.0 \text{ m}$ とする標準型ランドルフ曲線の諸元を求めると、

下流面曲線 $y = 0.064176 x^{1.8}$

接点座標 $X_0 = 18.464 \text{ m}$ 、 $Y_0 = 122.12 \text{ m}$

$$W = 4.018m, \quad E = 1.834m, \quad X_1 = 2.520m$$

$$X_2 = 1.498m \quad , \quad r_1 = 7.000m \quad , \quad r_2 = 2.800m$$

6) 越流量の推定

$H = H_d$ のときの越流係数 C_d は次式で与えられる。

$$Cd = 2.225 \left(1 - Kd \frac{n' H_d}{B'} \right) \text{-----} (2)$$

$$K_d = -0.150 - 0.00275 \frac{B}{H_d} + 0.0887 \frac{b}{H_d} + 0.196 \frac{B}{B+b} \quad \text{--- (3)}$$

- 上式中 B : 堤頂越流部 1 門の巾 (m)
 b : 橋脚巾 (m)
 n : 径間数
 B' : 純越流総巾 ($= n B$) (m)
 n' : 端収縮の数 ($= 2n + 3$)
 K_d : 設計水頭時の端収縮係数

である。

いま、 $B = 8.0 \text{ m}$ $b = 2.5 \text{ m}$ を代入すると

$$K_d = 0.01360$$

堤頂越流部 2 門は孔口部を中心にはさんで単独に設けるものとする、

$$n' = 2 \times 1 + 3 = 5 \quad B' = B = 8 \text{ m} \text{ であるから}$$

$$C_d = 2.225 \times (1 - 0.01360 \times \frac{5 \times 14}{8}) = 1.956$$

常時満水位では、 $H = 13.0 \text{ m}$ $\therefore H/H_d = 0.9285$

図-17 より、 $C/C_d = 0.992$

$$C = 1.956 \times 0.992 = 1.940$$

$$Q = 2 \times C B H^{3/2} = 2 \times 1.940 \times 8 \times 13^{3/2} = 1455 \text{ (m}^3/\text{sec)}$$

IV) 余水吐配置の決定

孔口余水吐 3 門のうち 2 門はブロック 12 に設けることとし、他の 1 門は下流河道の彎曲部位置を考慮して 13 ブロックに設けることとする。

非常用余水吐は常用余水吐の両側に 1 門ずつ設けるものとする。これは異常洪水時にのみ使用されるものであるから、越流巾は堤頂付近での 4.4 m から堤趾部での 3.2 m に平面的に絞るものとし、非常用余水吐の越流堤趾部に導流ステップを設けて、異常洪水量放流時の水叩き流入水脈の均一化をはかるとともに、導流壁ぞいの衝撃波の発生を防ぐこととする。導流壁の絞り形状や導流ステップの合理的形状については模型実験で検討されねばならない。A 案余水吐形状を図-18(a)(b)に示す。

§ 2 B 案

1) 余水吐配置の選定

B案では次の設計条件を満足させるものとする。

i) A案と同じく洪水調節は孔口部のみで行なうものとし、流量条件もA案と同じとするが、ゲート工費を節約し、また減勢池中を小さくするため、孔口数は2門とする。

ii) ブロック巾はすべて1.5mとする。

iii) 非常用余水吐はゲートを有しない非調節型全面越流方式とし、その越流頂標高は常時満水位EL.296.8mとする。

iv) この案では常時満水位上に異常洪水位を設定し(この水位上、風浪高+0.5mが非越流頂)この水位での全余水吐放流量が3000m³/sec以上でなければならない。

2) 孔口部の設計

i) 断面の決定

孔口出口敷高はEL.272.0mとし、孔口出口高は6.5mとする。

$H_c = 1.8m$ (EL.283.8m)、 $H_c/a_o = 1.815$

図-13より、 $C_o = 0.859$ 、 $H_o = 8.55m$

$$A = \frac{900/2}{0.859 \times \sqrt{2 \times 9.8 \times 8.55}} = 40.47(m^2)$$

$$b_o = A/a_o = 6.226(m)$$

b_o を6.30m とすると、 $A = 6.5 \times 6.3 = 40.95(m^2)$

常時満水位上1mごとの放流能力を計算すると次表のとおりになる。

表-9 B案孔口部放流量

貯水位 (EL. m)	$H_c(m)$	H_c/a_o	C_o	$H_o(m)$	放流量 (m ³ /s)
296.8	2.48	3.81	0.97	21.55	1623
297.8	2.58	3.97	0.97	22.55	1660
298.8	2.68	4.12	0.97	23.55	1696
299.0	2.70	4.15	0.97	23.75	1703

II) 孔口部下流底面形状

孔口部ベルマウス形状としては、A案と同じ楕円曲線を採用する。すなわち

$$\frac{X^2}{6^2} + \frac{Y^2}{2^2} = 1 \quad (14)$$

下流面曲線は2次放物線とする。図-15を参照して諸量を計算すると

$$\ell = 6.0m, \quad m_1 = 0.84, \quad m_2 = 0, \quad \eta = 2.61m, \quad \therefore \varphi = 18.957m$$

$$u = 0.01869, \quad x_0 = 3.1848m, \quad y_0 = 18.957m$$

$$\text{したがって下流面曲線は } y_0 = 0.01869x^2 \quad (15)$$

となる。

(6)式によって底面上の各点の圧力を計算した結果を下表に示す。

表-10 孔口部底面圧力推定値 (B案)

(貯水位 EL.296.8m ゲート全開)

水平距離 x (m)	曲率半径 R (m)	平均流速 $\bar{v}$ (m/sec)	平均水深 h (m)	$\cos \theta$	底面圧力 P_b/γ (m水柱)
1	26.8085	19.851	6.528	0.9929	-2.116
2	26.9743	19.875	6.520	0.9984	-2.141
3	27.2579	19.911	6.508	0.9938	-2.036
4	27.6619	19.962	6.491	0.9889	-1.958
5	28.1675	20.301	6.383	0.9830	-1.943
10	32.5549	20.576	6.298	0.9367	-1.653
15	40.3104	21.461	6.038	0.8721	-1.713
20	52.0707	22.636	5.725	0.8014	-0.844
25	68.5902	24.066	5.384	0.7306	-0.525
30	92.1991	25.704	5.041	0.6639	-0.240

この場合も、A案と同様、-2m程度の最低圧力を示すにすぎないから、空洞現象発生のおそれはないと考えられる。

III) 堤頂越流部の設計

越流頂標高は EL.296.8m、したがって、 $\eta = 1.3m$ であるから、(11)式から H_d を求めると、

$$l/d = 1.25 m$$

となる。

したがって堤頂越流部形状諸元は次表のようになる。

表-11 B案堤頂越流部形状諸元

記 号	諸 元 値	記 号	諸 元 値
X_0	1.649 m	Y_0	1.090 m
r_1	0.625	r_2	0.250
W	0.359	E	0.170
X_1	0.225	X_2	0.134
下流面曲線	$y = 0.44333x^{1.8}$		

堤頂越流部1径間長は20mとし、左岸側を5径間、右岸側を4径間とし、純越流総長を180mとする。橋脚巾を2mとしてA案と同じ方法で、常時満水位以上の水位での越流量を計算した結果は次表のようになる。

表-12 B案堤頂越流部放流量

右 岸 側				左 岸 側				全流量 Q_1+Q_2 (m^3/sec)	余水吐 全放流 能力 (m^3/sec)
$B'=80m$	$Kd=0.1261$	$Cd=2.177$		$B'=100m$	$Kd=0.1261$	$Cd=2.179$			
貯水位 (EL.m)	H/H_d	C	Q_1 (m^3/sec)	貯水位 (EL.m)	H/H_d	C	Q_2 (m^3/sec)		
298.05	1.00	2.177	243.5	298.05	1.00	2.179	304.6	548	
297.8	0.80	2.127	172.3	297.8	0.80	2.129	212.9	385	2045
298.8	1.60	2.323	525.6	298.8	1.60	2.325	657.5	1183	2879
299.0	1.72	2.351	613.7	299.0	1.72	2.353	767.8	1381	3083

表-9の孔口部流量と堤頂越流部流量を加算したものが、最右欄の値であり、異常洪水量はEL.299.0mで放流できる。

IV) 導水路および減勢池

重力式ダムで全面越流方式を採用した場合の長所および短所は次のとおりである。

イ) 中央越流方式に比べ、越流深がかなり小さく、越流面での摩擦抵抗損失、堤趾部での乱流混合による損失が大きく、堤趾部にそって経済的に導水路を

建設できれば、減勢工費を大巾に節減できる。

ロ) 水叩き部では左右岸導水路からの射出水脈の衝突脱乱によるエネルギー減勢効果が期待されるから、中央越流方式と比較して、減勢池長を短くすることができ、ダム直下で河道が急曲している場合には有利である。

ハ) 左右岸導水路からの流入水脈の水理量に大きい差異があると、水叩き内に逆流を生じて減勢機能が著しく低下するから、流量配分、水路勾配などの適切な寸法決定には精密な模型実験を必要とする。

ニ) 導水路の形状、寸法は主として水理条件によって決定されるから、地形、岩盤線などが複雑で、堤体の非対称性の大きいところでは、掘削、コンクリート量が莫大になる。

減勢池寸法の決定は、中央越流部および袖部越流部の流量配分、操作条件によって複雑に流況が変化するため、最適な形状を決定するには水理模型実験によらねばならないが、本地点の地形条件に適合するよう机上で選定した導水路および減勢池の基本形状を図-19(a)(b)および下表に示す。

表-13 B案導水路諸元

諸 元	単位	右 岸	左 岸	諸 元	単位	右 岸	左 岸
水路始端面標高	EL.m	247.0	244.0	水路始端巾	m	5.0	5.0
水路勾配	tanθ	0.8	0.77 (T以上) 0.4 (T以下)	水路下端巾	m	10.0	10.0
総水路長	m	100.8	125.2	減勢池巾	m	30.0	
水路下端面標高	EL.m	180.0	180.0				

§ 3 C 案

1) 余水吐配置の選定

C案は、B案の非調節型堤頂越流部を2門の調節型堤頂越流部余水吐に変更した型式である。堤頂越流型余水吐の径間巾は異常洪水量放流時の堤趾部での射流水深が、比較的一様となるよう10mに選んだ。孔口部形状はB案とまったく同じである。

2) 孔口部の設計

B案に同じ

3) 堤頂越流部の設計

異常洪水位を常時満水位上 2.0 m、すなわち貯水位 EL.298.8 m に定めると、異常洪水時の堤頂越流部必要放流量は、

$$Q = 3000 - 1700 = 1300 \text{ (m}^3\text{/sec)}$$

となる。総越流巾は 20 m であるから、単位巾流量 q は、

$$q = 65 \text{ m}^3\text{/sec/m}$$

いま、 $C = 2.0$ と仮定して、越流水頭 H を求めると、 $H = (q/C)^{2/3} = 1.018 \text{ (m)}$ したがって、越流頂標高を EL.288.6 m に選ぶ。

(1)式から H_d を求めると、 $\eta = 9.5 \text{ m}$ であるから、 $H_d = 9.14 \text{ m}$ となる。

$H_d = 9.14 \text{ m}$ なるランドルフ曲線の諸元は次表のとおりである。

表-14 C案堤頂越流部形状諸元

記 号	諸 元 値	記 号	諸 元 値
X_0	13.213 m	Y_0	9.402 m
r_1	4.570	r_2	1.828
W	2.623	E	1.197
X_1	1.645	X_2	0.978
下流面曲線	$y = 0.09026 x^{1.8}$		

橋脚巾を 3 m として、貯水位 EL.298.8 m における放流能力を求めると、

$$K_d = 0.027, \quad C_d = 1.951, \quad H/H_d = 1.116$$

であるから、 $C = 1.974$ 、したがって、

$$Q = 2 \times C B H^{3/2} = 2 \times 1.974 \times 10 \times 10.2^{3/2} = 1286 \text{ (m}^3\text{/sec)}$$

となり、設計条件をほぼ満足する。

以上の設計計算にもとづく C 案余水吐形状を図-20(a)(b)に示す。

§ 4 設計案の比較検討

以上の孔口型余水吐3案および原案の諸元と特徴をまとめると下表のようになる

表-15

案	常 用 余 水 吐						減勢池巾
	型 式	数 量	越流頂	高 さ	巾	放 流 量 (m^3/sec)	
原 案	放水管	2	EL.243.5 ^m (出口中心)	5.3 ^m	5.1 ^m	900 (EL.283.8) 1007 (EL.296.8)	44.0 m
A	孔 口	3	EL.274.0 ^m	6.0 ^m	5.2 ^m	900 (EL.283.8) 1770 (EL.296.8)	32.0 m
B	孔 口	2	EL.272.0 ^m	6.5 ^m	6.3 ^m	900 (EL.283.8) 1620 (EL.296.8)	30.0 m
C	孔 口	B案に同じ					40.0 m

案	非 常 用 余 水 吐						ブロック巾
	型 式	径間数	越流頂	径間巾	ゲート高	放 流 量 (m^3/sec)	
原 案	越流型	2	EL.283.8 ^m	11.0 m	13.3 m	2070 (EL. 296.8)	16 @ 15 m 3 @ 20 m
A	越流型	2	EL.283.8 ^m	8.0 m	13.3 m	1455 (EL. 296.8)	16 @ 15 m 3 @ 20 m
B	越流型 (非調節型)	9	EL.296.8 ^m	9 @ 20 m	ゲートなし	1380 (EL. 299.0)	20 @ 15 m
C	越流型	2	EL.288.0 ^m	10.0 m	8.3 m	1280 (EL. 298.8)	20 @ 15 m

これらの各案において常用余水吐と非常用余水吐はそれぞれ独立して適当に組み合わせることによって、必要放流条件は満足される。

改良設計案A・B・Cについて優劣を比較すれば次表のようになる。

表-16

余水吐各案優劣比較

項 目	A 案	B 案	C 案	判 定
余 水 吐 最 大 放 流 能 力	368 m^3/sec (E1.298.8)	288 m^3/sec (E1.298.8)	300 m^3/sec (E1.298.8)	A
水叩流入 水脈の集 中度	計画放流量 (越流巾/水叩巾)	0.737	0.647	A
	異常洪水量 (越流巾/水叩巾)	1.394	—	C
余 裕 高	3.2 m	1.0 m	1.2 m	A
水脈の均等性 (越流部水脈厚/孔口部水脈厚)	2.55	—	0.97	C
ゲ ー ト 面 積	306.4 m^2	87.1 m^2	253.1 m^2	B
調 節 時 操 作 門 扉 数	3	2	2	B・C
水 位 の 維 持	制限水位	常時満水位	—	A
水 叩 き 部 掘 削 量	2	3	1	C
必 要 導 流 壁 高	2	1	3	C
必 要 減 勢 池 長	1	2	3	C
土 木 工 費	3	1	2	A
模 型 実 験 の 必 要 性	2	1	3	C

これらの資料をもとに、種々検討した結果、常用余水吐としてはC案を、非常用余水吐としてはA案を採用することとした。

これらが採用された主な理由は孔口の門数が少ないこと、堤頂越流部標高が制限水位に一致すること、この組合せによれば常時満水位よりも上に異常洪水位を設定しなくてもよいことなどである。

なお、設計の細部には若干の変更が施された。これはゲート型式の変更などによるものであり根本的なものではない。

孔口部の断面形状については全く変更はなく、ただゲート型式がC案のテンターゲートをヴァーティカルリフトゲートに変更しただけである。

以上のような型式を採用した設計案を第一次設計案として以下これについて説明する。

堤頂越流部の断面形状は堤体上流面と越流部との接点附近が若干変更された。現場、下久保ダム建設所による設計計算過程を以下に示す。

§ 5 第一次設計案設計計算

1) 余水吐配置の選定

設計案は次の条件を満足するものとする。

- i) 洪水調節は孔口部のみで行なうこととし、夏期制限水位 $EL.283.8m$ で $900 m^3/sec$ (計画放流量 $800 m^3/sec$ の 12% 増) の放流が出来るような断面とする。
 - ii) ゲート工費を節約し、減勢池巾を小さくするため孔口門数は2門とする。
 - iii) ブロック巾は全て $15m$ とする。
 - iv) 非常用余水吐は堤頂越流型とし、越流頂は制限水位の維持を容易にするため夏期制限水位 $EL.283.8m$ に合わせる。
 - v) 非常用余水吐は常時満水位 $EL.296.8m$ で孔口部からの放流量と合せて異常洪水量 $3000 m^3/sec$ の放流能力を持つように定める。
- ### 2) 孔口部の設計
- 孔口部の設計計算はすべて前述したC案(計算過程はB案のところにある)と全く同様なのでここでは省略する。
- ### 3) 堤頂越流部の設計
- i) 必要放流量の決定

常時満水位 $EL.286.8m$ での孔口の放流能力は $1770 m^3/sec$ であるから越流型余水吐の必要放流量は

$$3000 - 1770 = 1230 \quad (m^3/sec)$$

となる。

ii) 設計水頭の決定

設計水頭は常時満水位における越流水頭の $13.0m$ とする。

iii) 越流量の推定

設計水頭 (H_d) における越流係数 (C_d) は次式で与えられる。

$$C_d = 2.225 \left(1 - K_d \frac{n^2 H_d}{B} \right) \frac{B}{H_d} \quad (02) \quad (\text{既出})$$

$$\text{ここで } K_d = -0.05598 + 0.00034 \frac{B}{H_d} + 0.09263 \frac{b}{H_d} + 0.07502 \frac{B}{B+b} \quad (09)$$

(08式は前出の03式と若干異なるが、03式は標準型および準標準型についてまとめた実験式であり、08式は全資料についてまとめたものである。
本ダムは標準型であるから(03式を用いて差支えないものと考えられるが、08式による結果は03式よりも安全側の値が得られるため、現場事務所側で採用したものである。

ここで $B = 8.0 \text{ m}$, $b = 2.0 \text{ m}$ を代入すると

$$K_d = 0.01850$$

$n' = 2 \times 1 + 3 = 5$, $B' = B = 8$ (A案の設計経過参照)

とすると

$$C_d = 2.225 \times (1 - 0.01850 \times \frac{5 \times 1.3}{8}) = 1.891$$

常時満水位 ($H = 1.3 \text{ m} = H_d$) における越流量は

$$Q_d = 2 \times C_d \cdot B \cdot H_d^{3/2} = 1418 \text{ (m}^3\text{/sec)} > 1220 \text{ (m}^3\text{/sec)}$$

となり、必要放流条件を満足する。

IV) 堤頂越流形状の決定

越流面曲線は標準型ランドルフ曲線を採用するが、この曲線が堤体下流面と接するようにするためには、堤頂越流部はオフセット型またはオーバーハング型にする必要がある。しかし、孔口呑口との関係などからこのような型式は好ましくないので、標準型ランドルフ曲線において流量支配断面を完全に過ぎたと考えられる点、(越流頂より下流側へ8mの位置)から下流部の曲線は円弧として、これを堤体下流面へすりつけるようにする。

設計水頭1.3mとする標準型ランドルフ曲線の諸元を求めると

下流側曲線 $y = 0.068096 x^{1.8}$

図-21について諸元を算出すると

$$x_1 = 0.180 \cdot H_d = 2340 \text{ (m)}$$

$$x_2 = 0.107 \cdot H_d = 1391 \text{ (m)}$$

$$r_1 = 0.5 \cdot H_d = 6500 \text{ (m)}$$

$$r_2 = 0.2 \cdot H_d = 2700 \text{ (m)}$$

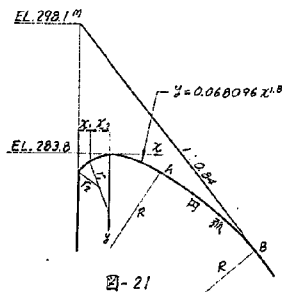
$$R = 46852 \text{ (m)}$$

A点の座標値

(ダム軸より) 11731m EL. 280.925m

B点の座標値

(ダム軸より) 22156m EL. 271.724m



以上「放水設備計算書 昭和39年6月

水資源開発公団 下久保ダム建設所」より

以上のように設計された第一次設計案を図-22(a)~(g)および写真1~5に示す。

第 7 章 大型模型実験

§ 1. 実験目的

本実験は下久保ダム第一次設計案余水吐の水理機能を検証し、合理的かつ経済的な余水吐型式を決定することを目的とし、模型について水理実験を行ない、その水理的な適否を検討の上、改良をはかるものである。

実験の内容は次の通りである。

1) 孔口部および堤頂越流部の放流機能に関する検討

2) 越流面形状および導流壁高の検討

3) 減勢工に関する検討

以上の実験に対する実験項目は次のとおりである。

1) 孔口部貯水位流量関係の測定

2) 堤頂越流部貯水位流量関係の測定

3) 堤頂越流部底面圧力測定

4) 孔口部下流底面圧力測定

5) 越流水面形測定

6) 減勢工に関する検討

§ 2. 孔口部貯水位流量関係の測定

1) ゲート全開時

越流部のゲートを全閉した状態で、孔口部ゲートを全開して貯水位と流量の関係を測定した。その結果を表-17および図-23に示す。

さらに、この結果から次式によって流出係数を算出し H_c/a_o との関係を求めたものを表-17および図-24に示す。

$$C_o = \frac{Q}{A \sqrt{2gH_o}}$$

ここで Q : 流出量 (m^3/sec)

A : 孔口出口断面積 (m^2)

H_o : 孔口出口中心からの水頭 (m)

H_c : 孔口出口底面からの水頭 (m)

a_o : 孔口出口高さ (m)

C_o : 流出係数

この時、孔口上流部に発生する流出渦は、堤頂越流部ゲート調節操作時の時と同様に、貯水位が増すと小さくなり、ほぼ $EL. 291 m$ になると消失する。

測定結果によると夏期制限水位 $EL. 283.8 m$ で流量は $920 m^3/sec$ であり、必要放流条件を満足する。なお、常時満水位 $EL. 296.8 m$ では $1560 m^3/sec$ の放流能力を持っている。

2) ゲート調節操作時

ゲート開度を $1 m$ ごとに固定して貯水位と流量の関係を測定した。その結果を表-17および図-25に示す。

§ 3 堤頂越流部貯水位流量関係の測定

1) 自由越流時

孔口部ゲートを全閉して、堤頂越流部ゲートを全開した状態で貯水位と越流量の関係を測定した。その結果を表-18および図-23に示す。

測定結果によると常時満水位 $EL. 296.8 m$ で流量は $1560 m^3/sec$ であり、同じ水位における孔口部からの流量 $1560 m^3/sec$ と合せて $3120 m^3/sec$ となって必要放流条件を満足する。

なお、図-23に示してある堤頂越流部および孔口部のゲートを同時に全開した時の貯水位と流量の関係については、実験による測定は行わず、別々に行なった測定値を加え合せて求めたものである。堤頂越流部と孔口部とは底面の中心間の距離は約 $16 m$ あり、双方を同時に放流する時の縮流の干渉による流出量の変化はほとんどないものと考えられる。

さらに、この結果から次式によって越流係数を算出した。その結果を表-18および図-26に示す。

$$C = \frac{Q}{B \cdot H^{3/2}}$$

ここで、 Q : 流量

B : 越流巾

H : 越流深

C : 越流係数

2) ゲート調節操作時

ゲートを1 mごとに固定した状態で貯水位と流量の関係を求めた。その結果を表-18および図-27に示す。

ただし、この場合のゲート開度は堤頂越流面とゲートとの接点の標高値 (B.L. 283.770 m) とゲート下端の標高値との差であらわしてある。

この時、ゲートの上流部に流出渦が発生している様子が観察された。この渦は開度が1.0 mの時に小さいものが生じており、開度が大きくなるほど渦が大きくなっている。また、貯水位が上がるほど渦は小さくなっていくが常時満水位の B.L. 296.8 m においても完全にはなくなる。

§ 4 堤頂越流面圧力の測定

1) 自由越流時

貯水位を常時満水位 B.L. 296.8 m に維持し、堤頂越流部から自由越流させた時の越流面圧力を測定した。測点の位置は図-28に示す。

測定結果を表-19および図-29(a)に示す。

2) ゲート調節操作時

自由越流時と同じ貯水位において、ゲート開度を1.0、2.0、3.0 mとした時の越流面圧力を測定した。その結果を表-19および図-29(b)~(d)に示す。

自由越流時およびゲート調節操作時に堤頂越流面で測定された結果を見ると、自由越流時には負圧は全く発生していない。ゲート調節操作時にはダム軸から5.75~10.75 mの範囲に負圧の発生が見られるが、その値は最大で約-1 mであり、許容負圧 (-3 m) 以内である。

§ 5 孔口下流底面圧力の測定

1) ゲート全開時

貯水位を常時満水位 B.L. 296.8 m に維持し、孔口部ゲートを全開した状態で孔口部下流の底面圧力を測定した。測点の位置は図-28に示す。

測定結果を表-19および図-29(a)に示す。

2) ゲート調節操作時

ゲート全開時と同じ貯水位において、ゲート開度を1.0、2.0、3.0 mとした時

の下流底面圧力を測定した。その結果を表-19および図-29(b)~(d)に示す。

これらの測定結果を見ると、下流底面上でそれぞれの場合に負圧が発生していることが認められるが、その最大値は $-0.935m$ であり許容負圧($-3m$)以内である。

孔口部からの流水脈を見ると、孔口の出口から放出された水束が出口から約 $6m$ 附近で底面から剝離しているような流況を示している。これはゲート開度が全開の時に最も著しく、ゲート開度を小さくしていくとともに目立たなくなりゲート開度が $6.0m$ 以下になると認め難くなる。この現象を底面圧力の測定結果と対応させて見ると、ゲート全開時の記録に、測点8(ダム軸から $14.0m$)と測点9(ダム軸から $15.5m$)の間で圧力値が負から正へ変っていることが認められる。この点の前後の測点における圧力値から考慮すると、この圧力値の負から正への変化は著しいものであることがわかる(図-29(a)参照)。このことから前記の水脈の剝離の現象がこの附近で生起しているのではないかと考えられるが、水脈の剝離の現象について具体的に調査する適当な方法がないので確認出来なかった。

この水脈の剝離にともなう負圧の発生については、測定値を見ると意外に小さく考慮する必要のない程度の値を示している。この理由については次のように考えられる。

すなわち、孔口出口からの放流水脈は、出口に設けられるゲートを取付けるため孔口出口の巾よりも下流の導水路部の巾が出口の位置で急拡している(図-22(e)の平面図参照)ため、ここから空気を水脈中に連行している様子が流況観察によって認めることが出来、このために底面の負圧が軽減されていると考えられる。一方この空気連行現象を生じやすいことが剝離を生ずる原因となっていることも考えられるが、これらの水脈の剝離、負圧の値が小さいことおよび空気連行現象を生じやすい設計であることなどについて、その原因と結果の関係を明らかにすることは困難である。

§ 6 越流水面形の測定

貯水位を常時満水位 $EL. 296.8m$ とし、堤頂越流部および孔口部のゲートを全開にした状態で左右岸導流壁ぞい、左岸側橋台ぞい、および孔口部は左岸側孔口について最高水面形および平均水面形を測定した。その結果を表-20および図-30に示す。

これを見ると、この時の流量約 $3120m^3/s$ に対しては左右岸導流壁ともにその

設計高が不足していることがわかり、その最大の個所は左岸側で約 2.5 m、右岸側で約 2 m 不足であることが認められる。

孔口部については、孔口出口から約 7 m 下流までは橋脚に全く水脈がふれていないため測定を行っていない。これは孔口下流の水路が孔口出口の位置で急拡しているためである。

水面形について流況観察を行なった結果、次のようなことが認められた。

- 1) 堤頂部においてゲートを全開した状態で放流する場合橋脚による縮流の現象が著しいため、堤頂部を流下する水脈がかなり不規則な流況を示している。

これを緩和するためには、流入部の平面的形状を改良すればかなりの効果が期待できる。

- 2) 孔口から流出した水脈は出口から約 7 m 下流の位置で左右の橋脚面に当っており、この位置で壁面にそってまくれ上る水脈の乱れが激しく、特にゲート半開操作時に著しい。これを緩和するためには孔口出口から下流の橋脚を先細状にして、左右の橋脚面を下流へ向って拡げてやれば効果があるものと考えられる。

§ 7 余水吐構造物の細部についての改良設計

前述のように、流下水脈の水面形の乱れを緩和するため、橋脚流入部形状および孔口出口の橋脚壁面を改良することを検討した。

1) 橋脚流入部形状改良

第一次設計案の橋脚流入部には半径 2.0 m の $\frac{1}{4}$ 円が採用されていた（図-22(a)参照）が、これを短半径 2.0 m、長半径 3.0 m とした楕円に改良した。その形状を図-31に示す。

実検によって平均的な越流水面形を測定した結果を表-21および図-31に示す。これによると、水脈の不規則性はかなり改善されていることがわかる。

ただし、橋脚の上流部を改良案のように変更すると、橋脚の側面をダム軸から 3.0 m 下流まで変更する必要があるが、第一次設計案に採用した堤頂越流部ゲート左右端と橋脚との接点はダム軸から 2.2 m の位置を通る個所がある（図-22(b)参照）ので、改良案橋脚には第一次設計案で採用した堤頂越流部ゲートを設置することは出来ない。

したがって、今後、堤頂越流部ゲートに関して設計変更する機会があれば、橋脚上流部を改良案のように改良した方が良好な流況を得ることが出来る（実際に、

堤頂越流部ゲートについては、のちにサーチャージ水位が $EL.299.0m$ に設定されたため改良設計された。

なお、橋脚上流部形状改造ののち実験によって貯水位と流量の関係を求めた。その結果を表-22および図-32に示す。

これによると、ゲート全開時には、同一の貯水位についてみると改良案の方が越流係数が大きくなって流出量が増加しており、常時満水位 $EL.296.8m$ で $1570m^3/sec$ の放流能力を示している。なお、堤頂越流部ゲートを改良前のままにした状態でゲート半開時の測定を行った結果、ほとんど貯水位と流量の関係はかわらないことがわかった。

2) 孔口下流部橋脚側面改良案

前述のように、孔口の出口から約 $7m$ 下流で流出水脈が左右の橋脚面に当り、水脈の乱れを助長しているのを、これを緩和するため橋脚の下流部を先細(平面的にみて)にすることとした。

この改良案を図-33に示す。これは最終設計案で採用した橋脚の下流端を $1m$ つつ細くしたものである。

この改良案について実験によって流況観測を行った結果、孔口から流下する水脈の乱れはかなり改善され、堤頂越流部からの水脈との合流点より下流の流況にも好結果をおよぼしている様子が観察され、改良案は充分にその目的を果していることが認められた(写真 6~8 参照)。

3) 利水用放水管放出口に関する検討

第一次設計案設計当時には未決定であった利水用放水管の放水口が余水吐の越流面上に設置されることとなったため、利水用放水管を閉鎖している洪水時に、越流面を流下する水脈が、利水用放水管のために設置された放水口にどのような影響を与えるか、さらに、悪影響があるとすればそれを軽減する方法について実験によって検討した。

利水用放水管の配置および寸法を図-34(a)~(d)に示す。

越流面に放水口だけを設置して何も補助構造物を設けない場合は、放水口の上に流下してくる水脈が放水口の中に落ちこんで、中で水脈がかく乱している様子が見られた。そこで、放水口の上に図-34(a)~(c)に示されるようなディフレクターを設置して、放水口の中に水脈が落ちこむのを防ぐこととした。実験に採用したディ

フレクターの形状を図-35に示す。

ディフレクターの考え方としては円錐を斜めに切断したものを考えることとし、その下流端の巾は4.5 m（放水口巾4.15 mの約10%増）とし、その平面的な長さを下流端巾の約20%増しとし、下流端における越流面からの高さを約0.5、0.7、および1.0 mの3種について異常洪水量 $3000 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、計画洪水量 $2500 \text{ m}^3/\text{sec}$ および計画放流量 $800 \text{ m}^3/\text{sec}$ の3種の流量条件に対する検討を行った。

ただし、この場合の各流量を放流する条件としては下表に示すようにゲートを操作した。

表-24

流量 (m^3/sec)	孔口部ゲート開度	堤頂越流部ゲート開度	貯水位
3000	全開	10.05 m	E.L. 296.8 m
2500	全開	5.77 m	"
800	4.17 m	全開	"

以下、本実験において流量を与える場合は、すべて上表によることとする。

実験の結果を表-23、図-35および写真9~17に示す。

この結果から、各流量条件に対して各ディフレクターを設置した場合にディフレクター上を流下する水脈が越流面から剝離している区間の長さ（水脈飛躍距離）をまとめると次表のようになる。

表-25 水脈飛躍距離測定値表

流量 型	$800 \text{ m}^3/\text{sec}$	$2500 \text{ m}^3/\text{sec}$	$3000 \text{ m}^3/\text{sec}$	ディフレクター 下流端高(m)
I	3.0 m 以上	3.0 m 以上	3.0 m 以上	0.955
II	3.0 m 以上	1.35 m	2.60 m	0.700
III	1.10 m	1.10 m	1.10 m	0.475

以上の結果からI型は下流端高が高過ぎるため、全ての流量に対して水脈飛躍距離

が30m以上となっており、Ⅲ型は逆に低過ぎるため、全ての流量に対して11.0mとほとんど等しい値を示している。

Ⅲ型ディフレクターは流量によって飛躍距離は異っているが、流出口の大きさと比較するとほぼ妥当な値であり、流況観察による結果も、比較的良好な流況を示していることが認められたので、この案を採用することとする。

ここで、流量 $800\text{ m}^3/\text{sec}$ の場合の方が $2500\text{ m}^3/\text{sec}$ あるいは $3000\text{ m}^3/\text{sec}$ の場合よりも水脈の飛躍距離が大きくなっているが、これは $800\text{ m}^3/\text{sec}$ の場合は堤頂越流部からの流下水脈が全くなく、ディフレクターの上流部に配置されている孔口からの放流水脈だけなので、ディフレクターの位置における流下水脈の巾が小さいため、ディフレクターによって飛び上った水脈の裏側に十分に空気が供給されるため、水脈は大きく飛躍しており、その距離も $2500\text{ m}^3/\text{sec}$ あるいは $3000\text{ m}^3/\text{sec}$ の場合よりも大きくなっている。

これを逆に考えると、 2500 あるいは $3000\text{ m}^3/\text{sec}$ の放流の際にディフレクター下流端において十分に空気が供給されていないこととなり、圧力の低下による空洞現象の危険性が予想される。これに対しては給気管を考慮する必要があるわけであるが、本ダムの場合は放水口が利水用放水管（ハウエルバンパーバルブ）のためのものであるため、バルブそのものに給気設備が考慮されているので、これがそのままディフレクターの下流端における空洞現象を防止するための給気設備として利用できるわけで（利水用放水管からの放流と余水吐からの放流が重なることはあり得ない）あり、特にディフレクターのための給気管は設置しないこととした。

§ 8 減勢工に関する検討

減勢工については、下流の河道が堤趾部の直下流で右岸側に大きく彎曲しており、水平水叩きの直線区間長を充分にとることが出来ないために高速射流の減勢については十分な配慮が必要である。

1) 水叩き上流部の直線区間長に関する検討

水叩き上流部の直線区間の長さが減勢効果にどの程度影響するかを調査するための2種類の平面形状について検討することとした。

i) 堤趾部のバケットカーブ終端から水平水叩きの直線区間長を30mとし、

予備実験において設計した副ダムに接続する（以下 A案とする）。

ii) i) における直線区間長を50mとする（以下 B案とする）。

これらの平面形状を図-36に示す。

A案は地形的な考慮の上、無理のない程度に最大限に直線長をとった場合であり、B案は地形的には左岸側の山腹へ水叩きが入りこみ、やゝ無理が予想されるが、もし、これによって大きな減勢効果が得られるようであれば、地形的な不利を他の方法で解決しようとするものである。

実験に際してはA案およびB案について放流水流が水叩き内で完全に減勢出来るような副ダム高を決定し、その高さを比較して減勢効果の判定を行うこととする。この場合、シルの効果についても調査するため、それぞれについてシルなし、および上下流面流を鉛直としたシルの高さを1.0 m、2.0 m、3.0 mの3通りに変化させた場合の4通りについて検討することとし、次のような方法で実験を行なった。すなわち、A案およびB案それぞれについて前記4種類のシルを設置した水叩き形状に対して、仮副ダムの高さを13 m（最大流量の3000 m³/secの時でも水脈が水叩き外にあふれることのない副ダム高）とした状態における流量と仮副ダム天端越流水位の関係を求めた。その結果を表-26および図-37に示す。（仮副ダムの位置はダム軸から112 m）この場合の流況を写真18～19に示す。

次に仮副ダムを取除き、模型水路下流端に取付けられている水位調節板を操作することによって、A、B両案について計8種類の水叩き形状に対する流量と、その流量を完全に水叩き内で跳水を起させるために必要な副ダムの位置における水位との関係を求めた。その結果を前出の表-26、および図-38(a)(b)に示す。

これらの結果から任意の流量に対する必要な副ダム高は次のようにして求めることができる。

$$h_d = h_1 - h_2$$

(必要副ダム高) (必要下流水深) (副ダム越流水深)

（この場合の必要下流水深は必要下流水位から水叩き底面の標高 E.L. 180.0 m を引いた値である）

この方法によって副ダム高を求める際は次のことに注意せねばならない。

- a) 副ダムを取除いて下流水位の調節を行なった水位調節板の位置は副ダムの位置から約360 m下流であり、この区域全体に湛水した状態における必要下流水位と、直接副ダムを越流する水位とを同等に取扱うことに若干問題がある。
- b) 仮副ダム高を13 mに固定した状態で各流量に対する副ダムの越流深を測定しているので、流量が小さくなって跳水位置が上流側に移動した場合、副ダム位置の越流流速が異ってくるから、求められた必要副ダム高は過大な値となる

傾向がある。

以上の点に注意せねばならないが、本実験の場合にはa) に対しては、直線区間長の違いによる減勢効果の相違を求めるのが主目的であるから量的に正確な値を求めることはそれほど重要ではない。この方法で求めた必要副ダム高が予備実験において求めた値と比較すると両者はほぼ等しくその差は約0.5 mで、この方法による値の方が大きくなっている。流量 $3000\text{ m}^3/\text{sec}$ の場合のそれぞれの値を下に示す。

	必要副ダム高		流 量
	シルなし	シル3 m	
予備実験 (1/100)	12 m	8 m	$3000\text{ m}^3/\text{sec}$
大型実験 (1/50)	12.4 m	8.5 m	"

この結果から見て、この方法によって求められた副ダム高はほぼ実用上支障のない値であることがわかる。なお最終的な副ダム高の決定に際しては、実際に副ダムを設けて実験を行なうこととする。

また、b) に対しては、設計の対象となる流量は $2000\sim 3000\text{ m}^3/\text{sec}$ であり小流量についての値は必要でないので差支えないと考えられる。

以上の配慮のもとに各水叩き形状に対して、流量と副ダム高との関係を求めた結果を図-39(a)(b)に示す。

この結果を見るとA案の場合、 $3000\text{ m}^3/\text{sec}$ について見るとシルの高さが大きくなるにつれて、副ダム高は低くてよいことを示しているが、B案の場合はシルのない時と1 mおよび2 mのものを取付けた場合にはほとんど変りない。 $3000\text{ m}^3/\text{sec}$ の場合についてだけを両者について表にまとめると下表のようになる。

表-27

案	直線区間長	必要副ダム高				流 量
		シルなし	シル1 m	シル2 m	シル3 m	
A	30 m	12.4 m	11.2 m	10.3 m	8.5 m	$3000\text{ m}^3/\text{sec}$
B	50 m	12.2 m	12.0 m	11.5 m	10.2 m	"

さらに、表をみると B 案の方が A 案よりも直線区間長が長くて水理的に有利であると考えられるにもかかわらず、シルを取付けた場合は B 案の方が A 案よりも高い副ダムを必要としていることがわかる。これをシルがない場合と 3 m の場合についてまとめたものを図 - 40 に示す。

この原因として考えられることは次のことである。すなわち、A、B 両案ともシルを設置した位置はいずれも水平水叩き直線区間の下流端である。いいかえれば A 案の場合は堤趾部から 30 m、B 案の場合は 50 m となっており、堤趾部からシルまでの距離が異っているわけである。

このため、A 案の場合にはシルの本来の目的である強制跳水を起させることに有効であるが、B 案の場合は A 案よりも 20 m 下流にシルを設置しているため、その位置は副ダムの下流水位によって生ずる跳水の始端よりも下流になっている。したがって、シルを設置したことの効果は小さく、特に 1 m および 2 m のシルの時はない時にくらべてわずかに変化しているだけであり、3 m の時にやっと効果があらわれているが、この度合も 30 m の時にくらべると小さい。

以上の理由から A 案と B 案についてシルの効果を比較するには、B 案の場合も A 案と同じ位置にシルを設置しなければならないと考えられる。

この実験結果によれば、シルを設置しない場合、流量 $3000 \text{ m}^3/\text{sec}$ に対する必要副ダム高は A B 案についてそれぞれ 12.4 m および 12.2 m であり、直線区間長の相違による影響があまり認められない。また、水平水叩き直線区間の終端に 3 m のシルを設けた場合、 $3000 \text{ m}^3/\text{sec}$ に対しては A 案の場合約 4 m、B 案の場合約 2 m 副ダムの高さを減ずることが出来ることがわかった。B 案の場合の効果が小さいのは前述のようにシルの設置位置の関係である。

また、彎曲区間の水脈の流況は A 案の場合よりも B 案の場合の方が比較的安定しているが、いずれの場合も、シルがない時はわずかな下流水位の低下にもなると、水叩きの彎曲部から外部へ水脈が飛び出す様子が見られた。シルをつけた時は、必要下流水位が若干低下しても水流が水叩きの外部に飛び出すことはなく跳水はかなり安定している。ただし、シルの位置における水流の乱れは著しく、 $3000 \text{ m}^3/\text{sec}$ の時、A 案に 3 m のシルを取付けた場合は、水面は最高 25~28 m になるが計画導流壁高 30 m をこえることはない。

以上、実験の結果を要約すると次のようになる。

i) シルを設置しない場合は直線長を 30 m とした A 案と 50 m とした B 案についての必要副ダム高はほぼ等しく、約 12 m である。

ただし、この値は直接副ダムを設置して求めた値ではなく、下流水位を調節して間接的に求めた値である。

ii) A 案に高さ 3 m の鉛直シルを設置した場合は必要副ダム高を約 4 m 低くすることが出来る。

iii) B 案に高さ 3 m の鉛直シルを設置した場合には必要副ダム高を約 2 m 低くすることが出来る。

iv) いずれの場合も水叩き内部の水位は $28\text{ m} \sim 30\text{ m}$ になる。

v) シルを設けた場合には、跳水は安定するが、シルを設置した位置における水面の乱れと盛り上りが著しい。

vi) シルを設けない場合は、下流水位が必要下流水位から少し下ると水脈が水叩きの彎曲部から導流壁をこえて外部へ飛び出す流況が観察されたが、シルを設けた場合は下流水位が少し下ってもそのような現象は見られなかった。

この実験の結果、シルを設置することは水理的にはかなり効果のあることが確認された。しかしながら、一方構造物として考慮すればシルにはかなりの動水圧が作用していることが予想され、現実設計案として採用し、ダム現場に築造するに当ってはかなりの問題点が考えられる。

さらに、シルの有無にかかわらず導流壁の必要高はあまり変らない。

また、ダム現場には水叩き面から約 30 m 上った附近に道路があり、減勢工の設計内容にかかわらず、この道路を保護するために、水叩き面から高さ 30 m の保護工を施工する必要がある。

これら総合的な検討を行った結果、シルを設置した設計案は採用しないこととなった。

それともなうて、シルのない場合には A 案と B 案は必要副ダム高がほぼ等しいという実験結果があるので、地形的にやや無理があると考えられる B 案は不採用にすることとし、水平水叩き直線区間長は A 案による 30 m にすることとなった。

2) 鉛直導流壁を採用した水叩き (A 案) の減勢機能に関する検討

水叩き直線長を 30 m とし、導流壁を 30 m の鉛直壁とした A 案の場合の必要副ダム高は前回の実験結果から 12.4 m という値が得られたが、この値は間接的に求

められた値であるため、改めて副ダム設置予定位置に角落しを取付けて高さを変化させながら流況観測によって、完全に跳水を起していると認められる流況を維持する副ダム高を求めたところ、 12.9 m という値が得られた。

したがって今回の実験は、副ダム高を 12.9 m として各種資料を測定し、減勢効果の判定や構造的な設計に関する資料を収集しようとするものである。A案の形状を図-41に示す。

ここで、必要副ダム高としては上記のように 12.9 m という値が得られたが、副ダム高を少し大きくすることによって減勢効果が増大し、そのほかの部分の設計が有利になることがあれば、より経済的な設計を行うことが出来るという配慮のもとに、副ダム高を 0.5 および 1.5 m 増しの 13.4 m および 14.4 m として比較実験を行った。

なお、下久保ダム建設所において、流量を完全に跳水を起させるために必要な下流水位の関係(図-38(a))から、堰の越流量計算によって算出された高さ 10 m の副ダム設計案があったので、これについても実験によって検討した(副ダムの断面形状は図-42参照)。ただし、この設計案は接近流速についての考慮が払われていないため、実験結果による 12.9 m より小さな値となっており、減勢効果が不足するであろうことは当初から予想されたが、一応比較検討を行う意味で実験を行った結果、異常洪水量 $3000\text{ m}^3/\text{sec}$ を放流した場合は、水脈が水叩き彎曲部の導流壁をこえて水叩きの外部へ飛び出す流況が観察されたため、圧力その他の水理資料を収集することは出来なかった。なお、一応この高さ 10 m の副ダムによって減勢出来る流量を実験的に調査した結果、約 $1800\text{ m}^3/\text{sec}$ までであることがわかった。鉛直導流壁を採用した水叩き(A案)に高さ 12.9 m 、 13.4 m および 14.4 m の副ダムを設置した時の実験の内容は次の通りである。

i) 水面形測定

異常洪水量 $3000\text{ m}^3/\text{sec}$ について水叩き内の水面形を測定する。

ii) 圧力測定

計画放流量 $800\text{ m}^3/\text{sec}$ および異常洪水量 $3000\text{ m}^3/\text{sec}$ の2種について水叩きの底面および導流壁の圧力を測定する。

実験を行った結果、次のような流況が観察された。

異常洪水量 $3000\text{ m}^3/\text{sec}$ を放流する時はかなり水叩き内の水脈の乱れが著しくこの乱れは副ダム高が 12.9 m の時が最大で 14.4 m の時はかなりおさまってくる。

副ダム位置では潜流などの高速流は見られないが、彎曲部で強制的に曲げられた水流の乱れがかなり残っている。

計画放流量 $800 \text{ m}^3/\text{sec}$ の場合は副ダムの高さに関係なく水叩き内の乱れはほとんどないが、副ダムの高さが高いほど潜流になる傾向が強い。一番低い 12.9 m の高さの場合でもその傾向は残っている。ただしこの潜流は副ダムの位置までは影響しない。

i) 水面形測定結果

測定の位置は図-41に示される各断面において、水叩きの左岸側、中央および右岸側の3点について最高および平均の水位を測定した。その結果を表-28および図-43(a)(b)に示す。これを見ると副ダムの高さの違いによる水位の変化はほぼ規則的であり、副ダムが高いほど水面形も高くなっている。

したがって、ここでは設計の対象として考えられる 12.9 m の副ダムのものについて検討することとする。実験結果によると、異常洪水量 $3000 \text{ m}^3/\text{sec}$ の場合、遠心力の影響が大きい左岸側の断面7~9断面に高い水位があらわれ、その大きさは約 3.0 m で、最高は断面8の $3.0.3 \text{ m}$ となっている。中央部および右岸側の最高水位はそれぞれ断面9の $2.5.1 \text{ m}$ および断面6の $2.6.8 \text{ m}$ である。

平均水位についてみると、左岸側で断面9の $2.6.6 \text{ m}$ 、中央部で断面8の $2.2.1 \text{ m}$ 、右岸側で断面11~12の $2.1.4 \text{ m}$ が最高の値である。

したがって高さ 3.0 m の導流壁では最高水位に対してわずかに不足するが、平均水位に対しては充分である。

ii) 圧力測定結果

測定点の位置を図-44に示す。測線の位置は水叩き底面については水叩き中心線上、および中心線と左岸側導流壁との2等分線上の2測線とし、導流壁については遠心力の作用する左岸側導流壁について、底面からそれぞれ 0.5 、 4.5 、 8.5 m の3種類の高さに側線を設けた。

3種の副ダム高についてそれぞれ平均圧力を測定した結果を表-29および図-45(e)~(d)に示す。底面の圧力は縦方向に、導流壁の圧力は横方向にその大きさが示されており、また、その時の平均水位も同時に示している。

底面の圧力について見ると、全体的に圧力値が静水位よりもわずかに小さな値を示している。水叩き内で跳水を起している水脈中には多量の空気を混入しているため、水位の値が静水頭よりも大きな値を示しているからであろうと考えられる。また導流壁の圧力についても同様な傾向が認められ、堤趾部からの高

速射流があたと予想される $\phi 6 \sim \phi 8$ の導流壁にも全く動水圧の影響は見られず、圧力値はほとんど静水位に等しい値を示している。ただし、 $\phi 1$ の断面の水叩き中央における記録はわずかに圧力値の方が静水位よりも大きい値を示しているが、これは堤趾部から落下する高速射流が水平水叩き始端に加える動水圧の影響と考えられるが、動水圧の値も大した値ではなく、また正圧でもあるので問題になることはないと考えられる。

以上の鉛直導流壁を採用した水叩きについての実験結果をまとめると次のようになる。

- Ⅰ) 導流壁彎曲部に加わる水圧には異常洪水量 $3000 \text{ m}^3/\text{sec}$ までは副ダムの高さにかかわらず遠心力あるいは射流が彎曲部に当る力などによる動水圧は認められない。
- Ⅱ) 流況観察の結果 $3000 \text{ m}^3/\text{sec}$ および $800 \text{ m}^3/\text{sec}$ のいずれの場合も副ダムに影響するような潜流は認められない。
- Ⅲ) 副ダムの高さは必要以上に高くしても圧力関係の資料に対して減勢上有利な影響をおよぼすことはなく、(これはⅠ)にも関連している) したがって、設計に際しては完全跳水のために必要な副ダム高があれば充分である。
- Ⅳ) 異常洪水量 $3000 \text{ m}^3/\text{sec}$ を完全跳水させるためには副ダムは 13 m の高さが必要であり導流壁高は 30 m を要する。

3) 階段状導流壁を採用した水叩き (C案) の減勢機能に関する検討

これまで鉛直導流壁を採用した水叩き (A案) に対して実験を行って来たわけであるが、ダム現場において高さ 30 m の鉛直導流壁を設置するということは擁壁の設計あるいは埋戻しの土量などに関して非常に不経済になるので、この不利点を除くためこれまでの資料をもとにして導流壁をダム現場の山腹にそわせるような設計を行った。

この場合遠心力の大きく作用する左岸側の導流壁を傾斜させた場合は、水脈が導流壁面をはい上って水叩きの外部に飛び出す危険性が大きいので、これを防ぐために階段状の導流壁を考慮したわけである。なお、この階段状導流壁の設計高としてはA案の実験結果や現場の地形などを考慮して 28 m とした。

階段状導流壁を採用した水叩きについては、副ダムとして、まず、鉛直導流壁水叩きの際に高さが不足したため、実験を省略した高さ 10 m の副ダムを採用した。この案をC案とし前出の図-41に示す。

鉛直導流壁水叩きによる実験結果から、階段状導流壁の場合も同じように、異常洪水量 $3000\text{ m}^3/\text{sec}$ を完全跳水させるには副ダム高が不足するのではないかという予想であったが、実験の結果、意外に良好な完全跳水形状を示した。すなわち、異常洪水量 $3000\text{ m}^3/\text{sec}$ を放流した場合の流況観測の結果、鉛直導流壁の場合に見られたような水叩き内の乱れはほとんど見られず、たとえ水叩き内の水位がかなり低下したとしても水叩き外に水脈が飛出すようなことは考えられない。これは鉛直導流壁の場合、水叩き内の水位が低下すると完全に水脈が水叩き外に飛出していた状態とは全く異った流況である。

副ダムでせき上げられた水位は、堤趾部からの射流が趾水を起している水位の低い水叩き上流部へ、2段目から3段目の階段上を逆流し、堤趾部で跳水を起している水脈の上に落ちこんでいるが、このために減勢上不利な現象は見られない。また、右岸側の傾斜した導流壁の部分は下から水がわき上り、逆流と順流が交互に生じ、あまり流速のない死水域となっているが、これも減勢上不利な現象とは考えられない。全体的にかなり安定しており、減勢効果は十分に期待出来る。

ただし副ダムの設置角度が下流の河心から若干偏心しているため、副ダムから下流へかなり乱れた射流が流下している。

計画放流量 $800\text{ m}^3/\text{sec}$ の場合は、鉛直導流壁の時にはかなり潜流になっている様子が見られたのに反し、階段状導流壁の場合は副ダム高が約3 m 低くなっているため、かえってよい跳水状況を示しており完全に減勢されている。

異常洪水量 $3000\text{ m}^3/\text{sec}$ 、計画洪水量 $2500\text{ m}^3/\text{sec}$ および計画放流量 $800\text{ m}^3/\text{sec}$ を放流した時の流況を図-46(a)~(c)および写真30~40に示す。いずれも完全に減勢された流況である。

したがって、階段状導流壁を採用した水叩きについては、高さ10 mの副ダムを採用することとし(以下○案とする)、この形式について、鉛直導流壁の時と同様、水面形および圧力の測定を行なった。

1) 水面形測定結果

水叩き内の水面形について、異常洪水量 $3000\text{ m}^3/\text{sec}$ 、計画洪水量 $2500\text{ m}^3/\text{sec}$ および計画放流量 $800\text{ m}^3/\text{sec}$ についてそれぞれ最高および平均水位を測定した。その結果を表-30および図-47(a)(b)に示す。

これによると $3000\text{ m}^3/\text{sec}$ の場合の最高水位は左岸側で断面9の30.2 m、中央で断面8の23.4 m、右岸側で25.9 mである。

階段状導流壁の設計高2.8 mをこえる水位が断面8から下流の左岸側に見られる。

異常洪水量 $3000\text{ m}^3/\text{sec}$ の平均水位のうちの最高は左岸側で $\#9$ の 24.7 m 中央で $\#10$ の 20.2 m 、右岸側で $\#12$ の 20.9 m であり、いずれも設計高 28 m で充分である。

計画洪水量 $2500\text{ m}^3/\text{sec}$ の場合は最高水位は左岸側における $\#9$ の 24.4 m であり、全て設計高 28 m で充分に水叩き内に収容しうる。

計画放流量 $800\text{ m}^3/\text{sec}$ の場合は最高水位は左岸側における $\#8$ で 16.9 m であり、設計高 28 m は充分に余裕を持っている。なお図-47(a)の中の $\#3\sim\#7$ の測定値中で左右の導流壁ぞいの水位が高いのは水叩き下流部の水が階段や傾斜導流壁(右岸側)から水位の低い上流へ逆流しているためである。水位が不規則に高くなる現象は上記以外にも右岸側の死水域においてしばしば見られ、水叩き底部からの水脈の盛り上り、あるいは逆流によってかなり高い水位が記録されている。

II) 圧力測定結果

測定点の位置は前出の図-44に示す。測線の位置是水叩き底面については鉛直導流壁の場合と同様であり、導流壁については、左岸側の階段について図-44の右上に示す位置とした。

平均圧力の測定結果を表-51および図-48(a)~(d)に示す。鉛直方向の圧力は縦方向に、水平方向の圧力は横方向に示されている。また同時にその時の平均水位も示している。

ただし、階段の底面の圧力測定値是水叩き底面を原点として示している。

異常洪水量 $3000\text{ m}^3/\text{sec}$ の場合についてみると、 $\#1$ を除いて底面および導流壁の圧力値はいずれも静水位より小さな値を示している。この理由は前述のように水脈中に混入されている気泡のため静水位の値が圧力値よりも大きくなっているからであり、この現象は特に気泡が多量に含有されている跳水過程($\#2\sim\#7$)で著しく、下流に行くにしたがって気泡が抜けて行くことにより圧力値が静水位に等しくなっている様子が $\#8$ から $\#14$ の記録によくあらわれている。

階段状導流壁の鉛直面の圧力値が上述のように静水位以上を示していないことは、導流壁の彎曲部に当る射流の動水圧あるいは遠心力による動水圧が全然認められないか、またはほとんど無視出来る程度のものであることを示している。動水圧が作用しているかどうかを調べるため、異常洪水量 $3000\text{ m}^3/\text{sec}$ の場合に最も作用すると予想される最下段の鉛直面で測定された圧力を、水叩

きの縦断方向にまとめたものおよびその時の水位を図-48(e)に示す。これによると、全長にわたって水位の方が圧力より大きい値を示しており、また、導流壁にかかる圧力が上部と下部でほとんど等しいことがわかり、下部に大きく作用すると考えられる動水圧は認められない。

厩1における圧力値が静水位よりも1m程大きな値を示しているのは、この位置が水叩き始端であり、堤趾部のバケットカーブの終端でもあることから、この位置に落下する射流の動水圧があらわれているものと考えられる。

計画放流量 $800\text{ m}^3/\text{sec}$ の場合には、厩1の位置は跳水の一部になっているため、異常洪水量 $3000\text{ m}^3/\text{sec}$ の場合のように圧力値が静水位よりも大きいという現象は見られない。動水圧があったとしても、跳水中に含まれる気泡による静水頭の低下と相殺して記録にあらわれないのであろう。厩2以下の記録は異常洪水量 $3000\text{ m}^3/\text{sec}$ の場合と全く同じ傾向が見られる。ただ、 $3000\text{ m}^3/\text{sec}$ の場合よりも跳水が小さいため水脈中に含まれる気泡も少なく、したがって $3000\text{ m}^3/\text{sec}$ の場合よりも圧力値と静水位との差が小さく、さらにこの両者が等しくなる位置もずっと上流側にあらわれている。

iii) 水叩き内流速測定

水叩き内の流速を図-44に示すような測点について測定した結果を表-32(a)~(f)および図-49(a)~(j)に示した。

なお、水流は水叩き中心線から角度を持っている場合もあるので測定値としては、最大の値をとり同時にその時の流向を角度で示している。これによると $3000\text{ m}^3/\text{sec}$ の場合、水叩き始端では最高 $4.2 \sim 4.3\text{ m}/\text{sec}$ の高流速を示しており、60m下流の厩6で最高約 $20\text{ m}/\text{sec}$ となっているが、厩7から厩14にかけては約 $1.4\text{ m}/\text{sec}$ から $8\text{ m}/\text{sec}$ へと漸減しており副ダムを越流する水流の流速は $7 \sim 8\text{ m}/\text{sec}$ となっている。

また、 $800\text{ m}^3/\text{sec}$ の場合は水叩き始端で最高 $1.9\text{ m}/\text{sec}$ 、厩3で約 $12\text{ m}/\text{sec}$ の高流速が見られるが、厩4から厩14にかけて約 $8\text{ m}/\text{sec}$ から $2.6\text{ m}/\text{sec}$ へと漸減している。

いずれの場合も潜流が残っている様子は見られず $3000\text{ m}^3/\text{sec}$ の場合は厩6~7まで、 $800\text{ m}^3/\text{sec}$ の場合は厩3~4までの間で跳水によって減勢されていると見てよいであろう。

なお、右岸よりについては危険な高速流の発生は考えられなかったので測定は行なわなかった。この部分は水面形の測定のところでもふれたように、死水

域となっている部分が多く逆流している個所もあり、水流は非常に不安定でかなり盛り上っている状態が観察された。

各測定点における最大流速を水叩きの縦断方向にまとめたものを図-50に示す。上流から下流へ流下するにともなって流速が低下していく様子がよく認められる。

IV) 副ダム下流流速測定

副ダムから下流の河道の状況を調査するために図-51に示すような測点の流速を測定した。なお各断面間の距離は10mである。ただし、下流部における水位と流量の関係を求めるために現場事務所から呈示された水位流量曲線が適用できる測定断面(A-A、およびB-B断面)は、模型に製作した範囲よりもはるかに下流(約300m)であったため、直接使用することが出来なかった。

これらの断面における値を下表に示す。

	800 m^3/sec に対する水深	3000 m^3/sec に対する水深	
A-A	8.3 m	13.6 m	A-AおよびB-B断面は模型に取り入れることが出来なかった
B-B	5.2 m	10.7 m	

この資料をもとにして、下流水位の変化による下流の流況の影響を調べるため3000 m^3/sec に対しては図-51の中のA点の水深として10、12、14mの3種、さらに、800 m^3/sec に対しては図-51の中のB点の水深として5、6mの2種の水深に対して流速測定を行った。

測定結果を図-52(a)~(j)に示す。これによると3000 m^3/sec の場合 λ_1 から λ_6 の区間で、下流水位が10mの場合は22 m/sec から16 m/sec 、12mの場合は20 m/sec から13 m/sec 、14mの場合でも18 m/sec から18 m/sec と相当な高速流が残っている。800 m^3/sec の場合でも18 m/sec から10 m/sec 前後の高速流が観測されている。また流況も、副ダムが下流の河道に対して約25°の角度を持っているため非常に流れが偏りを示しており、乱れも著しい。

以上、階段状游流壁を採用した水叩きについての実験結果をまとめると次のよう

になる。

Ⅰ) 異常洪水量 $3000\text{m}^3/\text{sec}$ を完全跳水させるためには副ダム高は 10m 必要である。これは A 案の場合よりも 3m 低い副ダムでよいことを示している。この理由についてははっきりわからないが、以下のようなことが考えられる。

a) 水叩き内の容量が大きくなり水量が増加したため、エネルギーの拡散効果が大きくなったこと。

b) 水叩き下流の水が階段あるいは傾斜した導流壁（右岸側）にそった逆流を生じているので減勢効果が助長される。

c) A 案の場合は水叩きの巾が副ダム越流巾と等しく、水叩き内の水流がそのまま副ダムを越流していたのに反し、階段状の場合は水路巾に対して、副ダムの越流巾がせまくなっているためこの部分でのせき上げ効果によって水叩き内の水位が増加する。

Ⅱ) 階段状導流壁は A 案の場合よりもずっと安定した跳水現象を示しており、 $3000\text{m}^3/\text{sec}$ に対してもほぼ満足出来るような減勢効果を有しているものと考えられる。

Ⅲ) A 案の場合と同様、導流壁彎曲部に加わる動水圧はほとんど観測されなかった。

Ⅳ) $3000\text{m}^3/\text{sec}$ および $800\text{m}^3/\text{sec}$ のいずれの場合にも副ダムに影響するような潜流は全くない。

Ⅴ) 導流壁は、左岸側は設計高の 28m で時々外部に水が飛び出る程度であり、実用上差支えないものと考えられる。また、右岸側については 26m 程度が必要と考えられる。

Ⅵ) 副ダム下流の流速がかなり残っているので、2 次減勢について考慮する必要がある。

Ⅶ) 下流河心に対する副ダムの角度を改良して下流へ流下する水脈の乱れを改善する必要がある。

4) 減勢工の改良設計

これまでの実験の結果、階段状導流壁を採用した水叩きが大きな減勢効果を示すことが確認されたが、今回はこの結果に基づいて階段状導流壁を採用した減勢工を採用するに当たって、構造上および施工上の利点から階段状導流壁の一部を傾斜面とする案に対する検討を行なうこととした。

また、下流水位を保つために副ダムの設置を考慮するわけであるが、水位を出来

るだけ高く保持するという目的のためには、副ダム頂の越流係数は小さい方が望ましい。したがって、従来の標準型越流頂を持つ副ダム形状を台形状に変更して、その必要高を求めることとした。

また、前回の実験結果によって副ダムの越流水脈の流向が下流河道の中心から約 25° 右岸側へかたよっているため、下流河道への悪影響が予想されたので、これを防ぐため副ダムの軸を変更することも考慮することとした。

1) 階段状導流壁の改造に関する検討

前回の模型実験において採用した4段の階段状導流壁は水理的には大きな効果を示したが、現実採用することとなると構造および施工の面から考慮して経済的にかなり不利な点が残るので、これを緩和するため、階段の一部を傾斜面に変更した形状について検討した。

その導流壁形状は下図に示すように

- 0-1案 全階段を傾斜面とするもの。
- 0-2案 上部3段を傾斜面とするもの。
- 0-3案 上部2段を傾斜面とするもの。

の3種である。

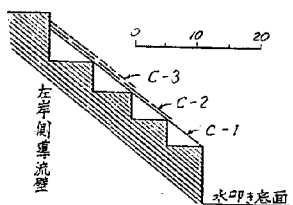


図-53

なお、断面の変更は水叩きの全長にわたって行なった。

この3種の形状の可否の判定は流況観察によるほかに、次のような操作を行った。すなわち、高さ10mの副ダムによって良好な波勢状況を示した階段状導流壁(0案)を採用した時の $\phi 13$ 断面(図-41参照)の中央部における水位がE.L. 199.5mであることから、波勢のために必要な $\phi 13$ 断面における水位をこの値と考え、前記3種の導流壁を採用した水叩き0-1、0-2、0-3案について $\phi 13$ 断面の中央部における水位を測定した。

その結果は下表のようになった。

表 - 3 3

案	断面 中央部水位	判 定	
C-1	EL. 196.8 ^m	×	全段傾斜面
C-2	199.1	△	上部3段傾斜面
C-3	199.4	○	上部2段傾斜面

これによると C-1 案の場合は 2.7 m, C-2 案の場合は 0.4 不足しており、十分に減勢を行なうためにはこの数値だけ、副ダムを高くする必要がある。さらに C-1 案の場合には遠心力を持った水脈がかなり導流子が見られ、この水脈がふたたび水叩き中央部へ帰ることに、水叩き内の左右への乱れがかなり顕著にみられた。副ダム高を必要な高さだ、てやればあるいはこの流況は消えるかも知れないが、これについての検証はなかった。

C-3 の場合はほとんど C 案の場合と同じような流況を、水位も EL. 199.4 m とほぼ等しい。したがって、上部 2 段を傾斜面、C-3 案は副ダム高を変更することなしに減勢できるものと判断された。

C-2 案の場合はわずかに断面 13 の水位が不足しており、流況も C-3 案の場合よりもわるいが、副ダム高を不足分だけあげることによって充分にカバー出来るものとする。

階段を傾斜面に変更して流況が悪くなる原因としては、傾斜面の場合には階段の鉛直面による波勢効果が期待出来ないため、水叩き内における流速の低下の度合が小さく副ダムの越流深が小さくなるため、下流水位が不足するものと考えられる。以上のそれぞれについての流況を写真 41~45 に示す。

なお、模型実験においては図-53に見られるように階段の頂部と頂部を結んだ傾斜面として実験を行なった。これは模型改造の便宜のためにこの形状を採用したものであるが、現場の地形と施工上の関係から決定される最終的な形状として、階段の頂部を結ぶ傾斜面でなく、中間点あるいは谷の部分の結ぶ傾斜面を採用する場合は、衝曲部において水脈が斜面に当たるまでの距離が長くなることによって流速の低下が助長されること、および、水叩き内の容積が大きくなることによってエネルギーの拡散が助長されること（これらの影響はごくわずかなものではあるが）など

から考えて模型実験の結果よりは安全側に向うものと考えられる。

II) 副ダム断面形状の改良

副ダムとしては当初、高さ10mの標準型越流頂を持った断面形状が採用され、これによって実験を行なって検討した結果、充分な減勢効果を持っていることが認められた。

しかしながら、副ダムは必要な水位を保持するために設けられるものであるから、低い副ダムによって必要な水位を保持することが出来ることが望ましく、そのためには副ダム頂の越流係数は小さい方がよいわけである。

しかし、構造物としての問題もあって、あまり不規則な形あるいは、不安定な形は採用出来ないで、越流係数を低下させるためには台形堰の形式を採用するのがよいと考えられる。

以上の考慮のもとで、標準型副ダム高の10mという値を、台形副ダムにすることによって、どの程度低くすることが出来るかを実験によって検証することとした。

台形副ダムの高さの決定に際しては、台形堰公式あるいは広頂堰公式など(いずれも水理公式集)による方法があるが、本ダムの場合のように接近流速がかなり大きく、両側の非越流部によるせき上げ効果、水叩き内の水脈の乱れなどの影響が大きい場合には適用出来ないで、標準型副ダムの10mという値から考えて高さ8、9および10mの3種の台形副ダムについて実験的に検討した。

台形副ダムの最終決定形状を図-54(a)(b)に示す。なお、高さが8mおよび9mのものについては、副ダムの上流面および下流面を固定して天端高だけを変更した。台形副ダムを採用した水叩きを以下D案とする。

減勢効果の判定は導流壁を傾斜面に改造した場合と同様、流況観察によるほか、断面13断面中央部の水位の測定により行なった。ただし、この場合の導流壁はC案(全段階段)のままとした。

その結果は下表に示す。また、流況を写真46~48に示す。

表 - 3 4

台形副ダム高	断面13中央部水位	判 定
8 m	—————	×
9	E L. 190.0 m	×
10	E L. 199.4 m	○

これによると、必要副ダム高は 10 m となり、前の標準型副ダムと変らない値が得られた。これは当初の越流係数を低下させることによって副ダム高を下げるという目的にはそわなかった。その理由としては、接近流速がかなり大きく（約 8 m/sec ）越流深も大きい（約 10 m ）ため、越流係数の低下が越流深の変化におよぼす影響が小さくなってしまい、判別出来るような数値を示さないものと考えられる。

しかしながら、流況観察によれば、台形副ダムを採用した場合の方が標準型副ダムよりも水叩き内の水脈の乱れは小さく減勢効果がやや大きいことが認められた。

したがって、今回の副ダムの断面形状を変更した案に対しては必要副ダム高については変らないことがわかった。

Ⅲ) 副ダム軸の変更について

前回の実験では、副ダムを越流した水脈が下流の河心に対して約 25° 左岸側にかたよっているので、下流の河道に対してよくない影響を与えることが考えられたため、副ダム断面の改良にともなって副ダム軸を変更することとした。

越流水脈を下流河道の中心に向けるためには副ダム軸を現在の位置から 25° 傾ければいいわけであるが、左右岸の取付部の問題、副ダム長が長くなるなどの問題があって、完全に 25° 傾けることは不可能なので、越流部の軸を約 12° 傾斜させた案について検討した。その場合副ダムの左岸側の取付部が鋭角となるため、水流がこの隅角部に集中して外部へあふれることが考えられる。

これを避けるため、副ダム軸を途中で折線とし、副ダムの左岸側の取付角が直角あるいは鈍角になるように設計した。

改良設計案を図-41の中にB案として示す。

改良案について実験を行ない流況観察を行った結果、流下水脈の下流の河道に対するかたよりはかなり緩和され、改良案は充分にその目的を果していることが認められた。

その流況を異常洪水量 $3000\text{ m}^3/\text{sec}$ および計画放流量 $800\text{ m}^3/\text{sec}$ についてスケッチしたものを図-55(a)(b)に示す。

これによると、 $3000\text{ m}^3/\text{sec}$ および $800\text{ m}^3/\text{sec}$ の場合いずれも副ダム下流に露出射流があらわれており、副ダム下流部に洗掘などの悪影響をおよぼすことが予想される。これらの流況を写真49～52に示す。

IV) 副ダム上および下流河道水位測定

副ダムについての細部設計を行なうための資料として、副ダムを越流する水脈および副ダムから下流の河道を流下する水脈の水位を測定した。

その結果を表-35(a)(b)および図-56に示す。

第 8 章 孔 口 部 抽 出 模 型 実 験

§ 1. 概 要

孔口部の内部形状および放流機能に関する検討を行なうには、 $\frac{1}{50}$ の全体模型実験では精度が劣るため $\frac{1}{30}$ の大型の孔口部のみの抽出模型を製作して細部の資料を収集することとした。

特に、第一次設計案についての三次元全体模型実験の際の流況観察によって、孔口からの放出水脈が下流の底面から離れる様子が認められたので、孔口部の内部形状を変更してこれを避けることを考慮する。

したがって、抽出模型実験は、改良された孔口部について木製で行ない、実験結果によって最終形状を決定し、さらに精度の高い真鍮製模型による実験を行なうこととした。

これらの実験の目的は、孔口内部の圧力測定による孔口形状の可否の検討および貯水位と放流量の関係を求めることである。この目的にそって設計された孔口が改良設計案である。この案の内容および実験結果は後述するが、設計案として支障のないものであった。

ところが、改良設計案孔口について木製および真鍮製抽出模型による実験を完了したのち、現場事務所において孔口抽出模型実験当時未決定であった利水用放水管（ハウエルバンガー・バルブ）の放水口が堤体下流越流面上に設置されることとなった。したがって、この放水口を第一次設計案について検討したところ、孔口部ゲート全開時に孔口出口からわずかに下流で底面から剝離した孔口からの放出水脈が、貯水位によっては、丁度この放水口の上に落下することが実験の結果確認された。

さらに、改良設計案孔口についても、抽出模型の下流底面を延長してこの利水用放水管の放水口を設置して実験を行った結果、やはり同じような現象が起ることが認められた。

利水用放水管の放水口の上に直接水脈が落下した場合、上から入りこもうとする水と、一度入って出ようとする水とが干渉合ってかなりの乱れを生じている様子が認められた。したがって、現場のダムにおいてこのような現象を起すと、この部分で非常に大きな水脈の乱れや振動を引き起すことが予想され、堤体あるいは利水用放水管に悪影響があると考えられる。

これを避けるためには、孔口下流において水脈が底面から剝離する現象を防ぐ以外にないため、改良設計案をふたたび変更することとし、最終設計案が設計された。

以下これら改良設計案および最終設計案、さらにそれらの実験結果について述べる。

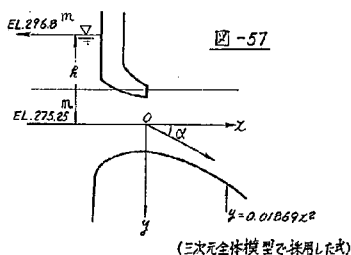
§ 2 改良設計案および抽出模型実験

孔口は第一次設計案における実験結果において、孔口出口から約 5 m の位置から水脈が底面から離れる傾向があったことを考慮して、出来るだけこれを防ぐように改良する。

今、孔口出口において水平と α なる角度を持つ水脈の自由落下軌道は流出係数を 1 とすれば図-57 のように出口の中心を原点とすると、

下式であらわされる。

$$y = \frac{x^2}{4h \cdot \cos^2 \alpha} + x \cdot \tan \alpha \quad (17)$$



上式に常時満水位 EL. 276.8 m を考えた $h = 276.8 - 275.25 = 21.55(m)$ を代入すると、

$$y = \frac{x^2}{86.2 \cos^2 \alpha} + x \cdot \tan \alpha$$

底面上の任意の x 点において y の値が上式から求められた値よりも小さくなるように底面曲線を定めればよいことになる。

ここで $\alpha = 0$ とおくと第一次設計案に採用したオリフィスに対する底面曲線が得られる。

$$y = 0.01160 x^2$$

したがって、第一次設計案の底面曲線 $y = 0.01869 x^2$ にくらべると係数が小さいため、当然の結果として水脈は越流面から離れることとなる。

しかしながら、 $y = 0.01160 x^2$ という底面曲線は堤体内におさめることが出来ない（これはすでに底面形状決定の際に考慮されている）。これを解決する手段としては、流出水脈に α なる傾斜角を持たせればよいわけであるが、このために孔口の軸を傾斜させることは、呑口部のベルマウス形状が非常に複雑になること、あるいは、孔口下流の底面（トラフ部）が堤体下流面に接する位置までの距離が非常に長くなることなどから、設計あるいは施工の面でかなり不利になることが考えられる。

したがって、オリフィスの下流底面形状を変更することなく、水脈に傾斜角を持たせることが出来ればよいわけで、この目的のためには孔口上面のベルマウス曲線のみを変更して出口上面の接線角が 2α になるようにすればよい。

したがって、上面の楕円曲線の長軸を下面のそれより長くして途中で切ることによって、ベルマウス終端における上面の接線を傾斜させることが出来る。

以上の配慮のもとでベルマウスの楕円曲線式として

$$\frac{x^2}{a^2} + \frac{y^2}{(a/4)^2} = 1 \quad (a \text{ は楕円曲線の長径})$$

を採用すると

x 軸の原点をベルマウス呑口に平行移動した式は

$$\frac{(x-a)^2}{a^2} + \frac{y^2}{(a/4)^2} = 1$$

ベルマウス長は原案の通り 6 m とすると、オリフィス出口における上面の接線角は

$$2\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{dy}{dx} \right)_{x=6}$$

$$\left(\frac{dy}{dx} \right)_{x=6} = \left(\frac{x-a}{16y} \right)_{x=6} = \frac{a-6}{4\sqrt{a^2 - (6-a)^2}} \quad (y \text{ 軸は下方を正とする})$$

$$\therefore \alpha = \frac{1}{2} \tan^{-1} \frac{a-6}{4\sqrt{a^2 - (6-a)^2}} \quad (18)$$

自由落下曲線と第一次設計案の底面曲線との関係は

$$\begin{cases} y_1 = 0.01869 x^2 & \dots\dots\dots \text{第一次設計案の底面曲線} \\ y_2 = \frac{x^2}{86.2 \cos^2 \alpha} + x \cdot \tan \alpha & \dots\dots\dots \text{自由落下曲線} \end{cases}$$

上の2式において $y_1 \leq y_2$ なることが水脈が底面から離れないための条件である。

したがって、

$$0.01869 x^2 \leq \frac{x^2}{86.2 \cos^2 \alpha} + x \cdot \tan \alpha \quad (19)$$

$$\therefore x \leq \frac{\sin \alpha \cdot \cos \alpha}{0.01869 \cos^2 \alpha - 0.01160} \quad (20)$$

今、楕円曲線の長径 a の値を変化させて (18) 式から α を求め、(20) 式によって x の値を求めるとともにベルマウス呑口部の高さ (コースターゲートの高さを支配する) を求めると下表のようになる。

表-36 (貯水位 EL. 296.8 m)

$a(m)$	α	$x(m)$	ベルマウス 呑口部高(m)
6	0	0 ※	9.500
7	1° 02'	2.55	9.732
8	1° 51'	4.56	9.936
9	2° 32'	6.26	10.121
10	3° 07'	7.72	10.291

※ ここで求められた x の値は原点からこの値までは(18)式を満足することを意味する。すなわち孔口出口から、この x の値までは水脈が底面から離れないことになる。

この資料をもとに、水脈を傾斜させるには a が大きい方がよいこと、逆にコースターゲート製作の点からはベルマウス呑口高が小さい方がよく、そのためには a が小さい方がよいことなどを考慮して $a = 9 m$ という値を採用した。

これらの資料によって改良設計された改良設計案孔口形状を図-58に示す。なお、隅角半径は呑口において全断面積の4割に当たる隅角円弧面積を設けることとし、この値から出口での0に直線的に変化させる。この隅角円弧の設計法はここでは

省略し最終設計案計算のところで詳しく説明する。

模型には孔口部全体および下流底面を $E.L. 253.043m$ (堤頂からの越流面と一致する点、孔口出口から水平方向に $31.848m$) まで製作した。

1) 孔口下流流出水脈に関する検討.

オリフィス出口からの水脈を底面にそわせるように孔口上面のベルマウス曲線を変更したわけであるが、その結果、常時満水位 $E.L. 296.8m$ において孔口部ゲートを全開した場合、孔口出口から水平距離で約 $10m$ の附近において底面から水脈が離れる傾向が見られた。これは第一次設計案の時と同様、孔口の出口において断面が左右に $0.4m$ ずつ広がっているため、この部分から空気を吸い込むことによって水脈が離れているものと考えられる。この水脈の離れる現象は貯水位を下げているとじょじょに減退し、 $E.L. 293.5m$ くらいになると全く見られなくなる。また常時満水位 $E.L. 296.8m$ においても、わずかにゲートを閉めることによってこの現象はなくなる。また後述の圧力測定値にも、水脈が離れている状態においても、底面上に問題となるような負圧は発生していないことから、孔口としてこの形状を採用して差支えないものとする。

2) 孔口内部および下流底面圧力測定

常時満水位 $E.L. 296.8m$ において孔口部ゲート全開、およびゲート開度 $1, 2, 3m$ の4種の条件に対する圧力測定値を表-37および図-59(a)(b)に示す。なお、測定点の位置は図-59(a)に示す。

この結果によれば、孔口内部についてはゲート半開時は全て正圧であり、全く問題はない。ゲート全開時においても測点5において上面で $-0.5m$ 、上部隅角面で $-0.8m$ の負圧が見られるが、これらの値はいずれも許容負圧 $-3.0m$ よりずっと小さく空洞現象の危険はない。

下流底面の圧力を見ると、負圧は測点1から14附近まで約 $20m$ の範囲にあらわれているが、最大負圧はゲート全開時に測点5における $-1.5m$ であり問題にするような値ではない。

3) 貯水位流量関係の測定

孔口の放流能力は制限水位 $E.L. 283.8m$ で約 $460m^3/sec$ (1門) であり、 $900m^3/sec$ (2門) という放流条件を満足する。なお、常時満水位 $E.L. 296.8m$ での放流能力は $1600m^3/sec$ (2門) である。

ゲート開度を $1m$ ごとに変化させて貯水位と流量の関係を求めたものを表-38および図-60に示す。

4) 改良設計案孔口の適否の判定

以上、改良設計案孔口について木製抽出模型検討を行った結果をまとめると次のようになる。

- i) 孔口からの流出水脈は、ベルマウスの上面曲線を改良変更した後も、下流底面から離れる流況を示しているが、この現象を完全に除くことは設計、施工の面で不利な点を生ずるので、測定された圧力値に異常がないので、この型式を採用することは差支えないものと考えられる。
- ii) 孔口内部および下流底面には許容負圧をこえるような負圧は発生していない。
- iii) 孔口2門の放流能力は制限水位 $EL. 283.8m$ で $92.0m^3/sec$ で必要放流条件を満足している。また、常時満水位 $EL. 296.8m$ で $160.0m^3/sec$ である。この結果、改良設計案孔口は採用して差支えないものと判定され、引き続き、同じ型式について真鍮製抽出模型によって実験検討を行うこととした。

5) 改良設計案孔口についての真鍮製抽出模型による検討

検討の方法としては、木製抽出模型において行ったと全く同じ方法で行った。

- i) 孔口下流流出水脈に関する検討
- ii) 孔口内部および下流底面圧力測定
- iii) 貯水位流量関係の測定

実験による結果をまとめると次のようになる。

- i) 孔口下流流出水脈に関する検討結果は木製抽出模型による実験結果と全く同じであり、ここでは省略する。
- ii) 孔口内部および下流底面圧力測定
孔口内部の圧力は図-61に示す測点について測定した。
測定の結果を表-39および図-62に示す。この結果を木製抽出模型による結果と比較するとよく一致していることがわかる。
なお、孔口下流底面は木製抽出模型の際に使用したものをそのまま使用したので、圧力の測定は行なわなかった。
- iii) 貯水位流量関係はゲート全開およびゲート開度を $6.0m$ から $0.5m$ まで $0.5m$ 間隔について測定した。その結果を表-40(a)(b)および図-60に示す。
測定の結果を木製抽出模型による結果と比較するとその差は全く測定誤差の範囲内にあることがわかる。

IV) 流出係数の算出

第一次設計案による実験の際に求めた流出係数を抽出模型についてもゲート全

開時の資料から木製、真鍮製についてそれぞれ算出した。

なお、流出係数の算出は下式によった。

$$C_o = \frac{Q_o}{A \sqrt{2gH_o}}$$

この Q_o と H_o/a_o との関係求めたものを表-41および図-63に示す。

ここで、

Q_o : 流出量 (m^3/sec)

A : 孔口出口断面積 (m^2)

H_o : 孔口出口中心からの水頭 (m)

H_c : 孔口出口底面からの水頭 (m)

a_o : 孔口出口高さ (m)

C_o : 流出係数

これによると、木製および真鍮製模型による結果はほとんど等しい値を示している。

6) 考察

以上、改良設計案について木製および真鍮製抽出模型によって実験を行った結果、材質の違いはほとんど同じ実験結果を示し、設計案として支障のないものであることが認められた。

しかしながら、概要で述べたように、改良設計案に関する実験が終了した後決定された利水用放水管の出口を堤体下流面に設置して検証を行った結果、改良設計案は不適当であることがわかったため、採用を取りやめ改良設計を行うこととなった。

§ 3 最終設計案および抽出模型実験

改良設計案は孔口の軸を水平とし、ベルマウス楕円曲線の長径を下面および側面の6mに対して上面を9mとし、出口上面における接線に角度を持たせることによって流向を下方へ向けようとするものであったが、この設計案ではゲート全開時に放流水脈が下流の越流面から剝離する現象は防止出来なかった。

水脈の剝離については、空気を連行する個所も明白であり測定された越流面の圧力にも異常な負圧は認められないことなどを合せて考慮すれば、この現象は差支えな

いものと考え、設計案として採用したわけである。

しかるに、その後利用放水管の放水口（断面鉛直高 4.15 m）が下流の越流面上上 E.L. 214.7 m の点に設けられることが決定し、これにともなって放水口の上部を流下する水脈に対してディフレクターの設計を行ない、水理実験によって検証した。

その結果、ディフレクターについては問題はなかったが、水理条件によっては孔口からの剝離した水脈が直接放水口の上に落下することがわかり、利用放水管に対して悪影響をおよぼす懸念が生じた。

水脈が放水口上に落下する現象は、孔口のゲートを全開した状態で、常時満水位（E.L. 296.8 m）から 1～1.5 m 下った貯水位において生ずる。

したがって、余水吐操作に際してこのような状態を生じないように操作すればよいわけである（ゲートを全開にせず、わずかでもしめることによって水脈の剝離はなくなる）が、水脈の剝離する現象そのものがあまり好ましい現象とはいえないので、放水口上に落下することと考え合わせて、この際、水脈が剝離しないような孔口の設計について検討することとした。

1) 下流底面の設計

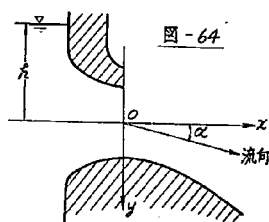


図-64

図-64の原点において水平軸と異なる角度を持って放出した水脈の自由落下軌道曲線を求めると前出の(17)式

$$y = \frac{x^2}{4h \cdot \cos^2 \alpha} + x \cdot \tan \alpha \quad (17)$$

となる。

一方、同じ座標系において堤体下流面直線の式は

$$y = 1.19048x - 15.70714 \quad (21)$$

$$\left(\begin{array}{l} \therefore \text{堤体下流面勾配} = 0.84 \\ \text{設計水位 } \text{EL. } 293.1 \text{ m} \end{array} \right)$$

ベルヌウス終端 ($x=0$) で α なる接線を持つ 2 次放物線の式を

$$y = ax^2 + bx + c \quad \text{----- (22)}$$

とおくと、

堤体下流面直線に接するためには (22) 式と (23) 式が等根を持てばよいわけである。

$$\therefore ax^2 + bx + c = 1.19048x - 15.70714$$

上式が等根を持つためには

$$(b - 1.19048)^2 - 4a(c + 15.70714) = 0 \quad \text{----- (23)}$$

(22) 式は $x=0$ において接線角が α であるから

$$\left(\frac{dy}{dx} \right)_{x=0} = (2ax + b)_{x=0} = b = \tan \alpha \quad \text{----- (24)}$$

又、 $x=0$ で $y=3.25$

$$\therefore c = 3.25 \quad \text{----- (25)}$$

(22) 式に (24) 式の結果を代入すると

$$a = \frac{(\tan \alpha - 1.19048)^2}{75.82858} \quad \text{----- (26)}$$

したがって下流底面曲線の式は

$$y = \frac{(\tan \alpha - 1.19048)^2}{75.82858} x^2 + \tan \alpha \cdot x + 3.25 \quad \text{----- (27)}$$

堤体下流面直線との接点の座標値 (x_0, y_0) は

$$\left. \begin{aligned} x_0 &= -\frac{37.91429}{\tan \alpha - 1.19048} \\ y_0 &= -\frac{45.13605}{\tan \alpha - 1.19048} - 15.70714 \end{aligned} \right\} \quad \text{----- (28)}$$

(27) 式における y を y_w 、座標系を一致させるため (27) 式を x 軸に平行に -3.25

移動した曲線式における y を y_n とおくと

$$y_w = \frac{x^2}{4h \cdot \cos^2 \alpha} + x \tan \alpha = \frac{1 - \tan^2 \alpha}{4h} x^2 + x \tan \alpha \quad \text{----- (29)}$$

$$T_n = \frac{(\tan \alpha - 1.19048)^2}{75.82858} x^2 + \tan \alpha \cdot x \quad (31)$$

水脈が下流底面から剝離しないためには

$$y_w \geq y_n \quad (32)$$

なる条件が必要である。

したがって、

$$\frac{1 - \tan^2 \alpha}{4h} x^2 + x \cdot \tan \alpha \geq \frac{(\tan \alpha - 1.19048)^2}{75.82858} x^2 + \tan \alpha \cdot x$$

$$\tan^2 \alpha - 2 \cdot \frac{4.76190h}{4h + 75.82858} \cdot \tan \alpha + \frac{5.66893h - 75.82858}{4h + 75.82858} \leq 0 \quad (33)$$

ここで、

$$h = 296.8 - 275.25 = 21.55 \text{ (m)}$$

を代入して(33)をとくと、

$$16^\circ 23.06' \leq \alpha \leq 44^\circ 12.36' \quad (34)$$

α として $16^\circ 30'$ を採用すると ($\tan \alpha = 0.2962135$)

水脈の自由落下軌道曲線は(31)式より

$$y = 0.010583 x^2 + 0.29621 x \quad (35)$$

下流底面曲線形状は(32)式より

$$y = 0.010546 x^2 + 0.29621 x + 3.25 \quad (36)$$

となる。

堤体下流面との接点は(35)式より

$$x_0 = 42.3973$$

$$y_0 = 34.7658$$

$$= 240.4842 \text{ (E.L. m)}$$

2) ベルマウスの設計

下久保ダムの場合ベルマウス長は水平距離で 6 m (原案の値) であるからこの長さに合わせて水平軸と α ($18^\circ 30'$) 傾斜したベルマウスを考えて設計する。

また、ベルマウス出口の鉛直高は原案で 6.5 m であったのでこの数値もそのまま採用することとし、軸が傾斜したために考えられる孔口出口断面の減少の影響については、改めて検討することとする。

従来、ベルマウスの楕円曲線としては直交座標軸について考えるのが普通であったが、この方法は楕円の長半径が上下面ベルマウスで異なり、その算出に非常に面倒な計算が必要であり、かつベルマウスの唇口の位置の座標値も計算によって算出せねばならず非常に不便であった。

そこで、今回は従来のような直交座標軸を採用することを止めて、斜交座標軸を用いることによって楕円曲線の計算を簡単にすることを考えた。なお、直交座標軸を用いた従来の方法による計算結果も求めて比較検討を行った。

1) 斜交座標軸によるベルマウス楕円曲線の設計

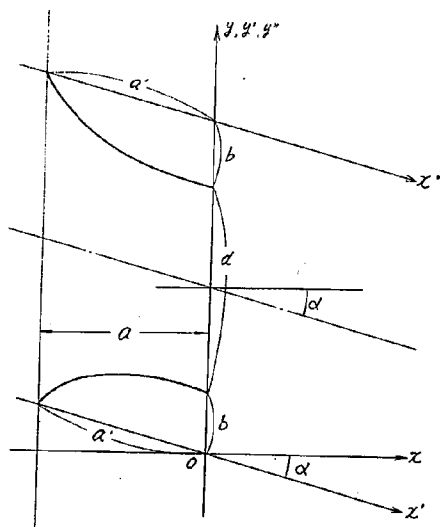


図 - 65

今、座標軸として図-65のような x', y' および x'', y'' なる斜交座標軸を考えると

下面ベルマウス式は

$$\left(\frac{x'}{a}\right)^2 + \left(\frac{y'}{b}\right)^2 = 1 \quad \text{--- (37)}$$

上面ベルマウス式は

$$\left(\frac{x''}{a}\right)^2 + \left(\frac{y''}{b}\right)^2 = 1 \quad \text{--- (38)}$$

となる。

これを x, y なる直交座標軸に変換するには

下面については

$$\left\{ \begin{array}{l} x = x' \cos \alpha \\ y = y' - x' \sin \alpha \\ \\ x' = \frac{x}{\cos \alpha} \\ y' = y + x \tan \alpha \end{array} \right\} \quad \text{--- (39)}$$

上面については

$$\left\{ \begin{array}{l} x = x'' \cos \alpha \\ y = y'' - x'' \sin \alpha + 2b + d \\ \\ x'' = \frac{x}{\cos \alpha} \\ y'' = y + x \tan \alpha - 2b - d \end{array} \right\} \quad \text{--- (40)}$$

(37)式および(38)式を(39)式および(40)式で変換すると

下面の楕円式は

$$\left(\frac{x}{a}\right)^2 + \left(\frac{y + x \tan \alpha}{b}\right)^2 = 1 \quad \text{--- (41)}$$

上面の楕円式は

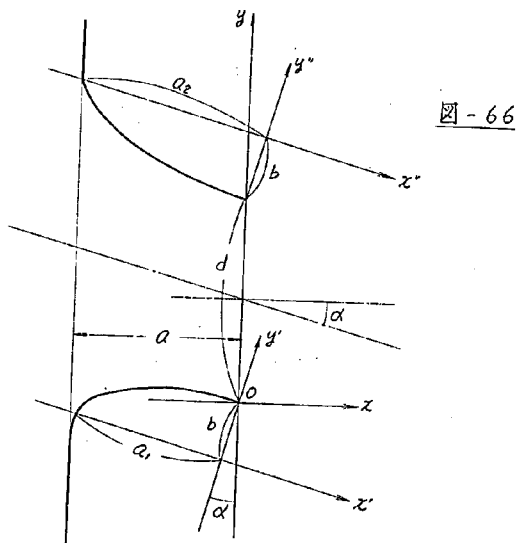
$$\left(\frac{x}{a}\right)^2 + \left(\frac{y + x \tan \alpha - 2b - d}{b}\right)^2 = 1 \quad (42)$$

側面の楕円式は

$$\left(\frac{x}{a \cos \alpha}\right)^2 + \left(\frac{y}{b}\right)^2 = 1 \quad (43)$$

となる。

II) 直交座標軸によるベルマウス楕円曲線の設計



今、座標軸として図-66のような $x'y'$ および $x''y''$ なる直交座標軸を考えると

下面ベルマウス式は

$$\left(\frac{x'}{a_1}\right)^2 + \left(\frac{y'}{b}\right)^2 = 1 \quad (44)$$

上面ベルマウス式は

$$\left(\frac{x''}{a_1}\right)^2 + \left(\frac{y''}{b}\right)^2 = 1 \quad \text{————— (45)}$$

堤体上流面直線の式は

$$x'y' \text{ 軸では } y' = b \text{ で } x' = -a'$$

$$y' = -\frac{1}{\tan \alpha} x' - \left(\frac{a'}{\tan \alpha} - b\right) \quad \text{————— (46)}$$

$$x''y'' \text{ 軸では } y'' = -b \text{ で } x'' = -a'$$

$$y'' = -\frac{1}{\tan \alpha} x'' - \left(\frac{a'}{\tan \alpha} + b\right) \quad \text{————— (47)}$$

(44)と(46)および(45)と(47)が接するという条件から a_1 および a_2 が求められる。

(44)に(46)を代入すると

$$\left(\frac{x'}{a_1}\right)^2 + \left\{ \frac{-\frac{1}{\tan \alpha} x' - \left(\frac{a'}{\tan \alpha} - b\right)}{b} \right\}^2 = 1$$

$$\left(b^2 + \frac{a_1^2}{\tan^2 \alpha}\right)x'^2 + \frac{2a_1^2}{\tan \alpha} \left(\frac{a'}{\tan \alpha} - b\right)x' + a_1^2 \left(\frac{a'}{\tan \alpha} - b\right)^2 = a_1^2 \cdot b^2$$

上式が等根を持つためには

$$\left\{ \frac{a_1^2}{\tan \alpha} \left(\frac{a'}{\tan \alpha} - b\right) \right\}^2 - \left(b^2 + \frac{a_1^2}{\tan^2 \alpha}\right) a_1^2 \left\{ \left(\frac{a'}{\tan \alpha} - b\right)^2 - b^2 \right\} = 0$$

が成立すればよい

$$\therefore a_1 = \tan \alpha \sqrt{\left(\frac{a'}{\tan \alpha} - b\right)^2 - b^2} \quad \text{————— (48)}$$

同様に(45)に(47)を入れて a_2 を求めると

$$a_2 = \tan \alpha \sqrt{\left(\frac{a'}{\tan \alpha} + b\right)^2 - b^2} \quad \text{————— (49)}$$

$$\tan \alpha = 0.2962135, \quad \frac{a'}{\tan \alpha} = \frac{a}{\cos \alpha} = \frac{a}{\sin \alpha} = 21.12562, \quad b = 1.5$$

を代入して a_1, a_2 を求めると

$$\left. \begin{aligned} a_1 &= 5.79637 \\ a_2 &= 6.68727 \end{aligned} \right\} \quad (50)$$

$x'y'$ 軸および $x''y''$ 軸をベルマウス下流端の下面を原点 0 とし 水平に x 軸、鉛直に y 軸をとった xy 座標軸との関係は

$$\left. \begin{aligned} x &= x' \cos \alpha + (y' - b) \sin \alpha \\ y &= -x' \sin \alpha + (y' - b) \cos \alpha \end{aligned} \right\} \quad (51)$$

$$\left. \begin{aligned} x' &= x \cos \alpha - y \sin \alpha \\ y' &= x \sin \alpha + y \cos \alpha + b \end{aligned} \right\}$$

$$\left. \begin{aligned} x &= (x'' - d \cdot \sin \alpha) \cos \alpha + (y'' + b + d \cos \alpha) \sin \alpha \\ y &= -(x'' - d \cdot \sin \alpha) \sin \alpha + (y'' + b + d \cos \alpha) \cos \alpha \end{aligned} \right\} \quad (52)$$

$$\left. \begin{aligned} x'' &= x \cos \alpha - y \sin \alpha + d \sin \alpha \\ y'' &= x \sin \alpha + y \cos \alpha - b - d \cos \alpha \end{aligned} \right\}$$

51および52式の関係を利用して(44)および(46)式を変換すると

下面ベルマウス式は

$$\left(\frac{x \cos \alpha - y \sin \alpha}{a_1} \right)^2 + \left(\frac{x \sin \alpha + y \cos \alpha + b}{b} \right)^2 = 1 \quad (53)$$

上面ベルマウス式は

$$\left(\frac{x \cos \alpha - y \sin \alpha + d \cdot \sin \alpha}{a_2} \right)^2 + \left(\frac{x \sin \alpha + y \cos \alpha - b - d \cos \alpha}{b} \right)^2 = 1 \quad (54)$$

53式を y についてとくと

$$y = K_1 \left\{ (b^2 - a_1^2) x \sin \alpha \cdot \cos \alpha - a_1^2 \cdot b \cos \alpha + a_1 \cdot b \sqrt{\frac{1}{K_1} - (x + b \sin \alpha)^2} \right\} \quad (55)$$

ここで、

$$K_1 = \frac{1}{b^2 \sin^2 \alpha + a_1^2 \cos^2 \alpha} \quad (56)$$

同様に上面ベルマウス式(54)を Y についてとくと

$$Y = K_2 \left\{ (b^2 - a_2^2) x \sin \alpha \cdot \cos \alpha + b^2 d \sin^2 \alpha + a_2^2 \cos \alpha (d \cos \alpha + b) - a_2 b \sqrt{\frac{1}{K_2} (x - b \sin \alpha)^2} \right\} \quad (57)$$

$$\text{ここで } K_2 = \frac{1}{b^2 \sin^2 \alpha + a_2^2 \cos^2 \alpha} \quad (58)$$

$\alpha = 1630'$, $b = 1.5$, $a_1 = 5.79637$, $a_2 = 6.68727$, $d = 6.5$ を代入して

(59)および(57)式を整理すると ($\sin \alpha = 0.2840153$, $\cos \alpha = 0.9588197$)

下面ベルマウス曲線は

$$Y = -0.27476x - 1.55528 + 0.27984 \sqrt{31.06919 - (x + 0.42602)^2} \quad (59)$$

上面ベルマウス曲線は

$$Y = -0.28007x + 8.05753 - 0.24292 \sqrt{41.29371 - (x - 0.42602)^2} \quad (60)$$

となる。

III) 設計法の違いによるベルマウス楕円曲線の違い

斜交座標軸を用いた場合と直交座標軸を用いた場合に、算出されたベルマウス楕円曲線はどのように異っているかを調べた結果を以下に示す。

斜交座標軸については(41)式および(42)式から、直交座標軸については(59)式および(60)式から求めた結果を表-42および図-67に示す。

これによると2つの楕円曲線の相違は上面についてはほとんどなく、下面について曲線の上流部で斜交座標軸による計算結果の方が曲率が大きくなっている状態が認められる。

したがって、斜交座標軸を利用して算出したベルマウス楕円曲線を採用するに当たって問題となるのは従来の方法に比較して異なる前記の区間であるが、一般にベルマウスの下面は管内の静水圧が正に作用するので上面に比較して管内の圧力降下の度合いは小さく、また、この最も曲率の大きい区間は、従来の実験では、ほとんど静水圧に近い圧力分布状態が観測されている区間であるから放水管の形状として不適当であるとは考えられない。

したがって、ベルマウス楕円曲線としては、前に行った2通りの設計計算の過程を見てもわかるように、斜交座標軸の方がはるかに簡単であり、その式の表示も(41)および(42)に見られる通り非常にわかりやすく、楕円曲線の諸要素が変わった場合でも簡単に処理することが出来る。

また、堤体上流面との接点も設計開始時に簡単に求められるし、楕円曲線決定後の座標交換の回数もはるかに少なくてよい。

ベルマウスの呑口高（コースターゲートの高さを支配する）も9.5mとなり従来の方法による9.6347mよりわずかに有利である。

以上の考慮の下に、下久保ダムに採用するベルマウスの楕円曲線は斜交座標軸による(41)(42)式とする。（側面は(43)式）

IV) 隅角円弧の設定

隅角円弧面積（Ar）は第一次設計案および改良設計案と同じ設計方針通り、呑口で全断面積の4%とし、出口で0になるように隅角円弧の半径を直線的に変化させるものとする。

呑口の隅角半径をR₀。とすると

$$Ar = 0.04 \times A_0 = (4 - \pi) R_0^2$$

$$\therefore R_0 = \sqrt{\frac{0.04 \times A_0}{4 - \pi}}$$

呑口断面の面積 A₀ は

$$A_0 = 9.5 \text{ (高)} \times 9.3 \text{ (巾)} = 88.35 \text{ (m}^2\text{)}$$

したがって

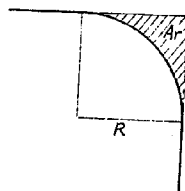
$$R_0 = 2.0290 \text{ (m)}$$

図-56（前出）のxy座標について任意のxにおけるR_xを求める式は

$$R_x = R_0 \times \frac{-x}{6} \\ = -0.33817x$$

60式による計算結果を表-42中に示しておく。

以上によって完了した下久保ダム最終設計案孔口形状を図-68に示す。



3) 孔口出口断面高についての検討

改良設計案で採用した 6.5 m という出口の断面高を変更せずに軸を $16^\circ 30'$ 傾斜させたため、変更された設計案の孔口出口の純断面高はこの数値より小さくなるはずである。したがって、この場合に必要放流条件を満足するかどうかをチェックしておく必要がある。

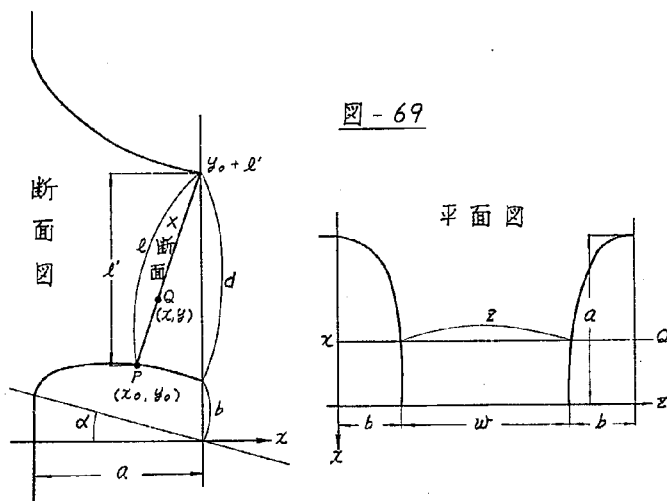


図-69

今、図-69 に示されるようにベルマウスの下面上に出口から上流側に x_0 の点 P をとり、P 点とベルマウスの上低下流端を結んだ X 断面を考える。

この X 断面の両側面は楕円となるので、X 断面の面積 A を求めるため以下の計算を行なう。

X 断面上の任意の高さ (図-69 の断面図中に Q 点として示される) の巾 Z は

$$Z = w + 2 \left(b - \frac{b}{a} \sqrt{a^2 - x^2} \right) \quad (62)$$

X 断面の軸方向の高さを l' とすると

$$x = (y_0 + l' - y) \frac{x_0}{l'} \quad (63)$$

ベルマウス下面の式(4)から

$$y_0 = \frac{b}{a} \sqrt{a^2 - x_0^2} - x_0 \cdot \tan \alpha \quad (64)$$

したがって、

$$\ell' = b + d - \frac{b}{a} \sqrt{a^2 - x_0^2} + x_0 \cdot \tan \alpha \quad (55)$$

X断面の高さ ℓ は

$$\ell = \sqrt{x_0^2 + \ell'^2} \quad (56)$$

出口における隅角円弧半径は 0 であるが、出口から上流側へ x 。なる点の隅角円弧半径 R_x は (61) 式より

$$R_x = R_0 \cdot \frac{-x_0}{y} \quad (R_0 \text{ は孔口唇口の隅角円弧半径} = 2.029m)$$

X断面は鉛直面に対して傾斜しているため、断面上の隅角円弧曲線は非常に複雑な楕円形状となる。一方、隅角円弧の面積は特に出口においては非常に小さい値であるから、複雑な形状について厳密な解を求めることはあまり意味がなく、簡略した計算によって近似値を求めることとする（計算の結果求められた隅角円弧面積は全断面積の 0.1% であった）。その考え方は、隅角円弧面積は断面の上端の点 ($x=0$) の鉛直断面における面積 (A_u) と下端の点 ($x=x_0$) の鉛直断面における面積 (A_d) との平均値に、断面が鉛直断面から傾斜しているための面積の変化を考慮して求めることとする。

隅角円弧面積を A_R とすると

$$A_R = 2 \times (A_u + A_d) / 2 \times \frac{\ell}{\ell'}$$

ここで、

$$\begin{cases} A_u = \frac{1}{4} (4 - \pi) R^2 (x=0) = 0 \\ A_d = \frac{1}{4} (4 - \pi) R^2 (x=x_0) = (1 - \frac{\pi}{4}) R_0^2 \cdot \frac{x_0^2}{a^2} \end{cases}$$

$$\therefore A_R = (1 - \frac{\pi}{4}) R_0^2 \cdot \frac{x_0^2}{a^2} \cdot \frac{\ell}{\ell'} \quad (67)$$

したがって、全体の面積 (A) は

$$A = \int_{y_0}^{y_0 + \ell'} z dy \cdot \frac{\ell}{\ell'} - (1 - \frac{\pi}{4}) R_0^2 \cdot \frac{x_0^2}{a^2} \cdot \frac{\ell}{\ell'} \quad (68)$$

$$\text{ここで} \int_{y_0}^{y_0 + \ell'} z dy = \int_{y_0}^{y_0 + \ell'} (w + 2b - \frac{2b}{R} \sqrt{a^2 - x^2}) dy = \int_{y_0}^{y_0 + \ell'} \left\{ w + 2b - \frac{2b}{a} \cdot \frac{x_0}{\ell'} \sqrt{\left(\frac{\ell}{x_0}\right)^2 - (y_0 + \ell' - y)^2} \right\} dy$$

今、

$$y' = y_0 + \ell' - y$$

とおくと、

$$\begin{aligned} \int_{y_0}^{y_0+\ell'} \frac{dy}{\ell'} &= \int_0^{\ell'} \left\{ w+2b - \frac{2b}{a} \cdot \frac{x_0}{\ell'} \cdot \sqrt{\left(a \frac{\ell'}{x_0} \right)^2 - y'^2} \right\} d y \\ &= \left[(w+2b) y' - \frac{2b}{a} \cdot \frac{x_0}{\ell'} \cdot \frac{y'}{2} \left\{ \left(a \frac{\ell'}{x_0} \right)^2 - y'^2 \right\} + \frac{1}{2} \left(a \frac{\ell'}{x_0} \right)^2 \sin^{-1} \frac{y'}{\ell'} \right]_0^{\ell'} \\ &= \ell' \left\{ (w+2b) - \frac{b}{a} \sqrt{a^2 - x_0^2} - \frac{ab}{x_0} \sin^{-1} \frac{x_0}{a} \right\} \quad (69) \end{aligned}$$

$$\therefore A = \ell' \left\{ (w+2b) - \frac{b}{a} \sqrt{a^2 - x_0^2} - \frac{ab}{x_0} \sin^{-1} \frac{x_0}{a} \right\} - (1 - \frac{\pi}{4}) R_0^2 \left(\frac{x_0}{a} \right)^2 \frac{\ell'}{\ell'} \quad (70)$$

ここで x_0 を変化させて A の最小値を求めるため上式を x_0 で微分すると

$$\begin{aligned} \frac{dA}{dx_0} &= \frac{d\ell'}{dx_0} \left\{ (w+2b) - \frac{b}{a} \sqrt{a^2 - x_0^2} - \frac{ab}{x_0} \sin^{-1} \frac{x_0}{a} \right\} + \ell' \left(\frac{ab}{x_0^2} \sin^{-1} \frac{x_0}{a} - \frac{b}{a} \cdot \frac{1}{\sqrt{a^2 - x_0^2}} \right) \\ &\quad - (1 - \frac{\pi}{4}) \frac{R_0^2}{\ell'} \left(\frac{x_0}{a} \right)^2 \left(\frac{d\ell'}{dx_0} + \frac{2\ell'}{x_0} - \frac{\ell'}{\ell'} \cdot \frac{d\ell'}{dx_0} \right) \quad (71) \end{aligned}$$

(69) 式より

$$\frac{d\ell'}{dx_0} = \frac{1}{\ell'} (x_0 + \ell' \frac{d\ell'}{dx_0}) \quad (72)$$

(71) 式より

$$\frac{d\ell'}{dx_0} = \frac{b}{a} \frac{x_0}{\sqrt{a^2 - x_0^2}} + \tan \alpha \quad (73)$$

以上の各式に $a=6.0$, $b=1.5$, $w=6.3$, $d=6.5$, $R_0=2.0290$,

$\tan \alpha = 0.29621349$ を代入して $\frac{dA}{dx_0} = 0$ となるような x_0 の値を試算によって求めると、

$$x_0 = -1.31234$$

となり、この時の 図-69 における X 断面の諸要素は

$$y_0 = 1.8524(m), \quad \ell = 6.2861(m), \quad A = 3.97107(m^2)$$

となる。

この A を A' とおいて原案の $A = 4.095 m^2$ と比較すると

$$\frac{A - A'}{A} = 0.0303$$

となり、断面積の減少の割合は約 3 % である。

一方、改良設計案孔口は実験の結果によれば、夏期制限水位 E.L. 283.8 m で必要放流量 900 m^3/sec に対して 920 m^3/sec の放流能力があるから、断面積が 3 % 減少して流量が 3 % 減少したとすると、(流出係数を不変として) 約 890 m^3/sec となる。これは、必要放流量を少し下回るが、計画放流量 800 m^3/sec に対しては 10 % 以上の余裕があることになり差支えない。

また、常時満水位 E.L. 296.8 m における改良設計案の放流能力は約 1600 m^3/sec であり、3 % 減少して約 1550 m^3/sec になったとしても、堤頂越流部からの放流量 1570 m^3/sec と合わせて 3120 m^3/sec となり必要放流量 3000 m^3/sec を満足する。

以上の検討の結果、孔口の軸を傾斜させたために生ずる孔口純断面積の減少は流量条件に対して支障ないものと考えられる。

4) 最終設計案孔口部の流況

最終設計案孔口についての実験結果によれば、常時満水位 E.L. 296.8 m においてゲートを全開した状態で放流した場合、第一次設計案および改良設計案の時に見られた放流水脈が剥離する現象は全くなく、底面にそって流れていることが確認された。

孔口部下流の流下水面形についての測定は行なわなかったが、最も水位の上昇するゲート全開時における最高水位に対してもゲートピンまでの最短距離は 1.65 m であり、水脈から水理構造物までの最短距離は 1.5 m 以上という許容限界を満足している。

5) 孔口内部圧力測定

孔口内部圧力の測定は常時満水位 E.L. 296.8 m においてゲートを全開した場合およびゲート開度 1.0 m の場合について行った。ただし、この場合、堤体上流

面の孔口呑口に設けられるコースターゲートの受台は設置せずに実験した。測点の位置は表-43および図-70に示す。

測定結果を表-44および図-71に示す。

これによると、当初の予想に反して、ゲート全開時ベルマウス下面上において、孔口呑口から0.2 m下流の測点1（以下A点と呼ぶ）に-2.29 mという許容負圧-3.0 mをはるかにオーバーする負圧が観測された。

これについて種々検討を行った結果を以下に示す。

I) 一般に、軸が水平な孔口で出口断面高をdとした時、ベルマウス曲線として

$$\left(\frac{x}{d}\right)^2 + \left(\frac{y}{d\sqrt{4}}\right)^2 = 1 \quad \text{なる楕円曲線を採用した場合、最低負圧が発生する}$$

位置はベルマウス終端近くの上面にあられる。

II) 軸が水平な孔口の場合、孔口の上流部にはほとんど静水圧に等しい圧力があらわれるのが普通である。

III) 最終案孔口はI)、II) いずれの現象も示しておらず、この原因についてはよくわからないが、軸が傾斜していることに原因があるのではないかと考えられる。

IV) 負圧の発生した個所はベルマウス上下面曲線中最も曲率の大きい個所である。

V) 下面についての圧力分布を見ると、圧力が低下している場所はごくせまい範囲であり、局所的な現象である。

VI) IV) およびV) を合せて考慮すると、孔口部に流入した水脈の下縁がベルマウスの下面から剝離しているのではないかと考えられ、圧力低下もそのために生じているのではないかと考えられる。

VII) したがって、A点の負圧の発生を防止するには堤体上流面にそって孔口内に流入する水脈の特に下面にそった流線を何らかの方法で妨げてやるのが効果があるのではないかと考えられる。

これらの検討を行った上、最終設計案孔口についてこれまで設置していなかったコースターゲートの受台を設置することが前記VII) の内容に適合するのではないかと考え、これについて検討することとした。

受台の設計案としては、まず受台そのものにベルマウス下面のA点に発生した負圧を軽減する効果があるかどうかを調査するために設置したI型、さらに現場側から実現性のある設計案として揭示されたII型およびIII型の3種について実験を行っ

て検討した。

これら3種の受台の形状を図-72に示す。

上記3種の受台を設置して、いずれも孔口部ゲートを全開した状態で下記の条件に対して実験を行った。

受 台	貯 水 位	備 考
I 型	EL. 296.8 m 283.8	
II 型	EL. 296.8 m	下流底面圧力の測定は省略
III 型	"	"

測定結果を表-45(a)(b)および図73(a)(b)に示す。

I型受台についての結果をみると、問題となったA点は1.8 mという正圧であり、負圧は発生していないという結果が得られ、受台の効果がはっきり認められた。

II型受台についての結果をみると、A点に-4.2 mの負圧が発生しており、受台なしの場合よりかなり軽減されてはいるものの、まだ充分ではない。

III型受台についての結果をみると、A点は0.6 mという正圧になっており、実用上差支えない程度まで改善されていると考えてよいであろう。

以上の検討の結果、最終案孔口内部形状はIII型コースターゲート受台を併用することにより、設計案として支障のないものと考えられる。

6) 貯水位流量関係の測定

最終設計案孔口についてゲート開度を全開および6.0 mから0.5 m間隔で貯水位と流量の関係を実験によって求めた。

その結果を表-46および図-74に示す。ただし、この場合のゲート開度は孔口底面とゲート下端との接点の標高値 (EL. 271.484 m) とゲート下端の標高値との差であらわしてある。

なお、測定はまずコースターゲート受台を設置しない状態でゲート全開および半開操作時について行なわれ、その後、コースターゲート受台の影響を調べるためI型受台を設置して、ゲート全開時およびゲート開度1.0 mについて測定を行ない両者を比較した。その結果は図-74に見られるようにその差が認められな

かったので、受台を設置しない状態での資料は、受台の有無、種類に関係なく使用出来ることを確認した。

これによると、夏期制限水位 $\text{EL. } 283.8\text{m}$ で孔口部ゲート全開時に $870\text{m}^3/\text{sec}$ の放流能力であり、当初の必要放流条件 $900\text{m}^3/\text{sec}$ をやや下回るが、本来計画放流量は $800\text{m}^3/\text{sec}$ であり、 10% 以上の余裕を見こんで $900\text{m}^3/\text{sec}$ としたわけであるから、最終設計案孔口は計画放流量に対して約 8% の余裕があり差支えないものと考えられる。

ただし、この $870\text{m}^3/\text{sec}$ という最終設計案孔口の放流能力は改良設計案の同じ条件のもとにおける放流能力 $920\text{m}^3/\text{sec}$ から考えると、約 5.9% 減少していることになり、設計当初 3% の低下を予想した $890\text{m}^3/\text{sec}$ よりも約 2.7% 減少しているが、これは孔口軸が $16^\circ 30'$ 傾斜したためベルマウス上下面の構円曲線が非対称となり、流出係数が低下したためと考えられる。

ゲート全開時について流出係数を算出したものを表-47および図-75に示す。比較のため、図-75に改良案の流出係数を再掲した。

最終設計案の流出係数が改良案のそれを下回っていることが認められる。

なお、常時満水位 $\text{EL. } 296.8\text{m}$ での放流能力は $1580\text{m}^3/\text{sec}$ であり、堤頂越流部から放流量 $1570\text{m}^3/\text{sec}$ と合せて $3150\text{m}^3/\text{sec}$ となり、異常洪水量 $3000\text{m}^3/\text{sec}$ を十分に放流しうる能力を有している。

孔口部の模型および流況を写真53～56に示す。

才 9 章 結 論

以上、下久保ダム余水吐についての実験結果をまとめると次のようになる。

1) 孔口部について

I) 孔口設計案としては第一次設計案、改良設計案に関する検討の結果、最終設計案が設計された。前記二案はいずれも孔口そのものには支障はなかったが、孔口から流下する水脈が下流の底面から剝離するために不採用になったものである。

最終設計案孔口の形状は図-68に示される。

II) 最終設計案孔口は夏期制限水位 $E.L. 283.8m$ で $870m^3/sec$ の放流能力を持ち、計画放流量 $800m^3/sec$ に対して約8%の余裕を持っている。

また、常時満水位 $E.L. 296.8m$ での放流能力は $1580m^3/sec$ である。

III) 孔口内部形状および孔口下流底面上には、III型コースターゲート受台(図-72参照)を併用すれば、空洞現象が発生する危険性はない。

IV) 流下水脈の最高水位は水理構造物(孔口部ゲートピン)から $1.65m$ 離れており安全である。

V) 孔口部ゲートを全開および半開操作を行う場合の貯水位と放流量の関係は表-46および図-74に示される。

2) 堤頂越流部について

I) 堤頂越流部の最終設計案としては図-22(a)および(b)に示される第一次設計案をそのまま採用する。ただし、堤頂越流部ゲートのみは図-22(b)中の最終設計案を採用する。

橋脚および橋台については第一次設計案を改良した図-33に示す形状とする。

利水用放水管の放水口を保護するために設置するディフレクターの形状は図-35に示すII型を採用する。

II) 最終設計案堤頂越流部の放流能力は常時満水位 $E.L. 296.8m$ で $1570m^3/sec$ であり、孔口部からの常時満水位時の放流量 $1580m^3/sec$ と合せて $3150m^3/sec$ となり異常洪水量 $3000m^3/sec$ を十分に放流しうる。

III) 堤頂越流面形状は、空洞現象の危険が予想されるような負圧を発生する箇所はなく安全である。

IV) 最終設計案堤頂越流部の自由越流時の貯水位と流量の関係は表-22 および図-32に、さらに第一次設計案ゲートによる半開操作時の貯水位と流量の関係は表-18および図-27に示す。

V) 堤頂越流部ゲートは最終設計案の決定がおくれたため、本報告書では、これについての検討を行なえなかった。

3) 最終設計案減勢工について

I) 減勢工としては右岸側へ約 60° 彎曲する水平曲線式水叩きとし、その上流部に設けられる直線区間長としては30mと50mについて検討した結果、最終設計案として前者を採用することとした。

また、シルは検討は行ったが採用しないこととした。

彎曲部を含めた水叩き中心線上の水叩き長は148m、水叩き巾は44mである。平面的形状は図-41に示される。

II) 導流壁としては鉛直導流壁と階段状導流壁とを比較検討した結果、良好な減勢効果を示し、かつダム現場に対しても有利な階段状導流壁を採用することとなった。また、実験によって、4段の階段のうち上部2段は傾斜面としても、減勢効果に変わりがないということを確認した(図-53、P58参照)。

なお、ダム現場での施工に際して傾斜面を山側へ引き下げる場合は、減勢効果を増すものであり安全側である。

III) 副ダム断面形状は越流係数の小さい台形副ダムとし、その高さは10mとする。その断面形状は図-54に示される。

IV) 上記の形状を採用した減勢工は異常洪水量 $3000\text{m}^3/\text{sec}$ までを完全に減勢する能力を持ち、計画放流量 $800\text{m}^3/\text{sec}$ の時にも潜流になっている様子は見られない。

V) 導流壁の鉛直面および副ダムの上流面には、射流、遠心力あるいは潜流などによる動水圧は認められなかった。

VI) 副ダムの断面形状としては標準型越流頂を持つものと台形のものととの比較を行ったが、その差ははっきりとは認められなかった。しかし、流況観察によれば、台形の方がやや減勢効果が增加している様子が認められた。

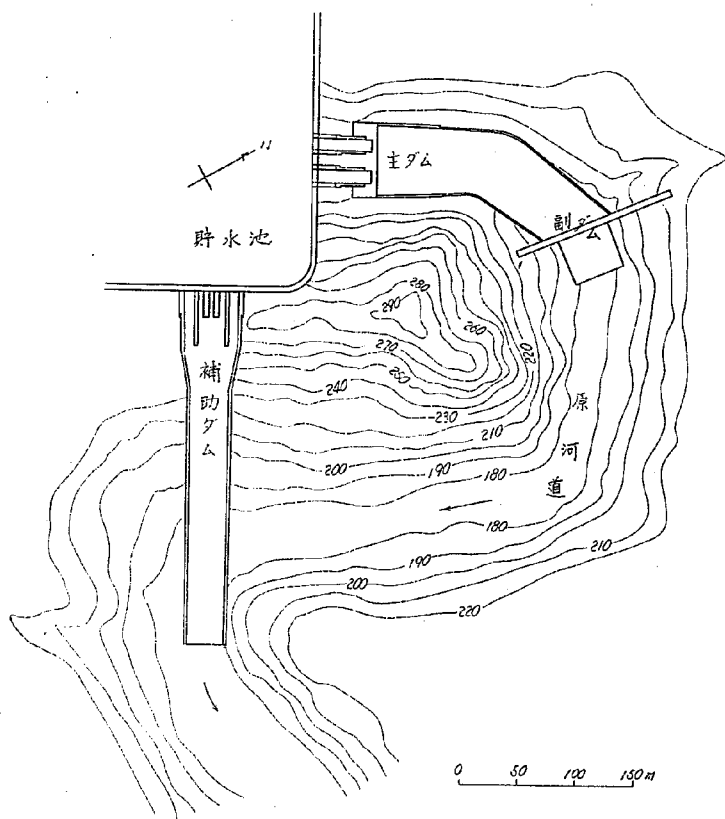
VII) 副ダム軸は現場における施工上の見地から出来るだけ下流の河心に対して偏心しないように設置したが、まだ若干偏りが残っている。しかし、このために特に下流河道が損害を受けることはないと考えられる。

VIII) 副ダムを越流する水脈は自然下流水位を種々変化させて検討した結果、副ダム下流部には射流で流下する区間が発生する。これについて、河道を保護するための対策は、別途に対策を立てる必要があろう。

あ と が き

下久保ダム余水吐水理模型実験は昭和37年度から昭和41年度の5ヶ年度にわたる長期間の検討を行った。その間、種々設計条件の変更などがあり、実験開始時と終了時ではかなりその内容が変化している。そのため、当初行った実験が全く意味のないものになったような例も少なくない。したがって、最終設計案に対してあまり関係がないと考えられる内容については、本報告書中に記載しなかったが、これらの資料は当分の間、建設省土木研究所ダム水理研究室に保管する。

図-3 下久保ダムサイト平面図



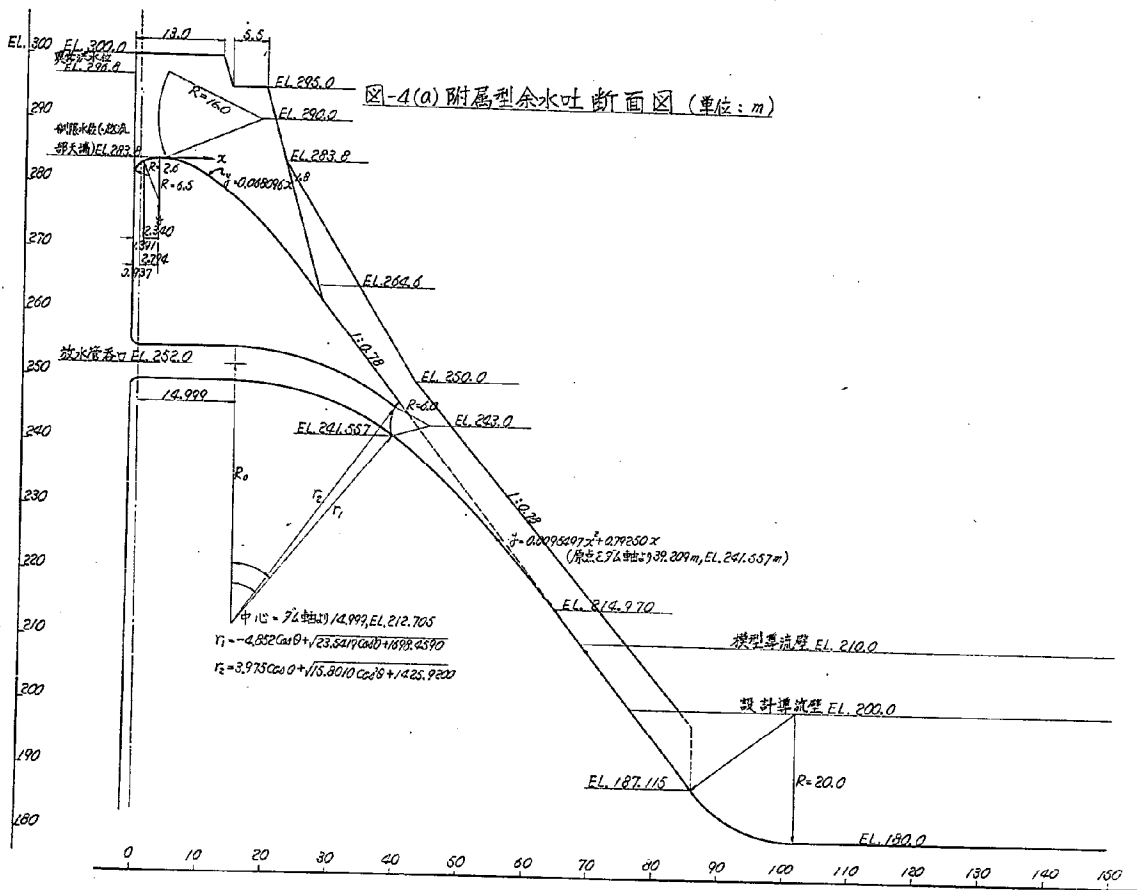


图-4(b) 附属型余水吐正面图 (单位: m)

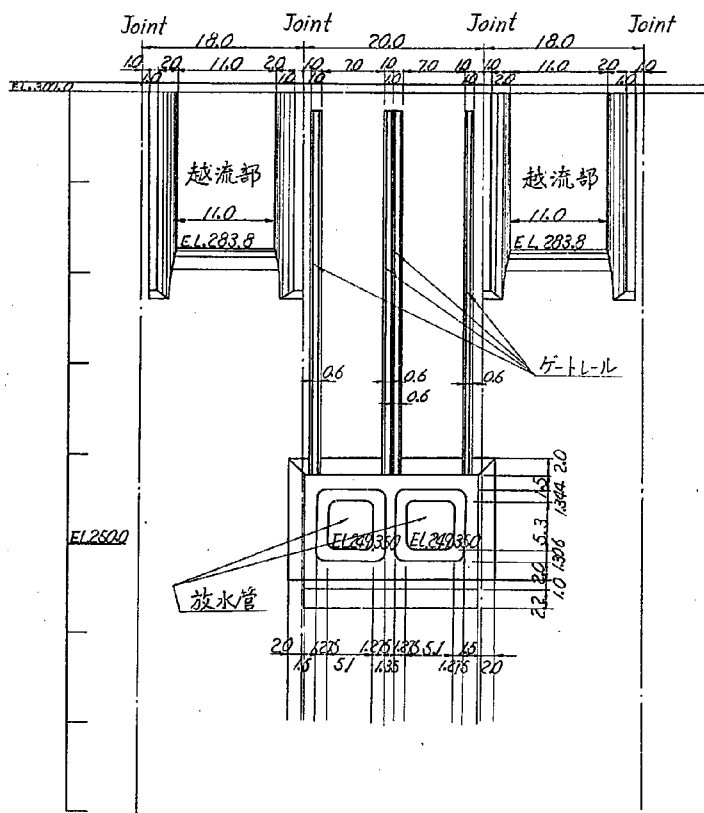


図-4(c) 附属型余水吐背面図 (単位:m)

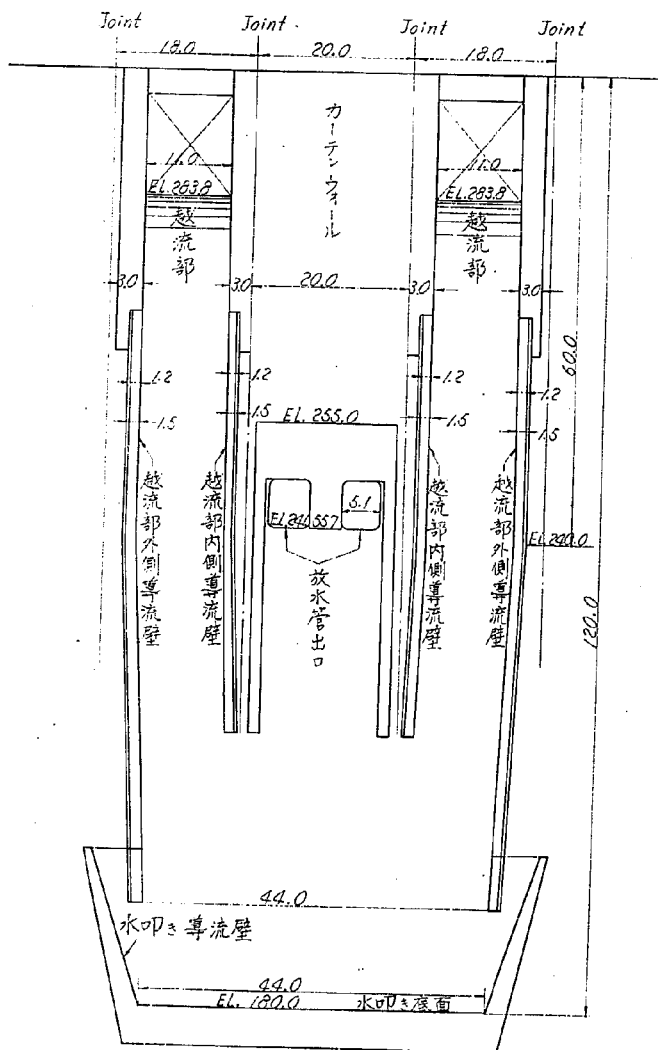


图-4(d) 附属型余水吐平面图 (单位: m)

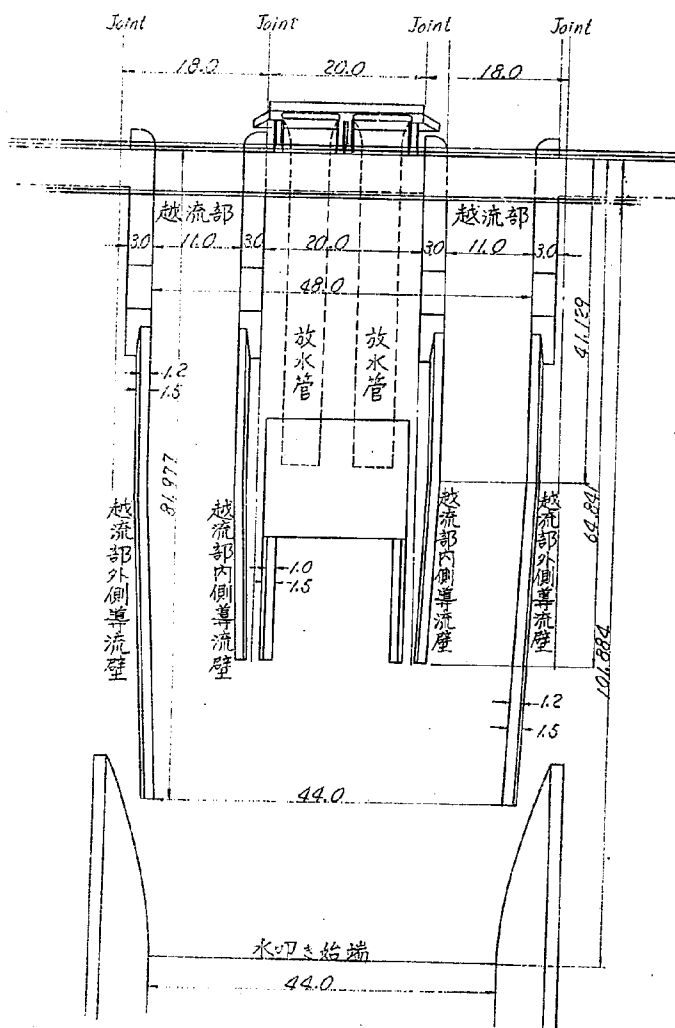


図-4(e) 附属型余水吐放水管ベルマウス部詳細図(単位:m)

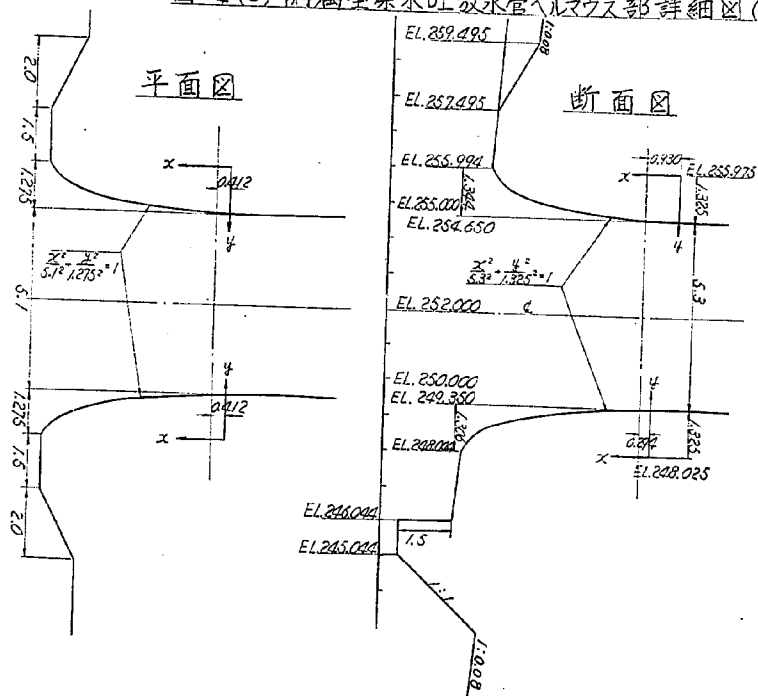
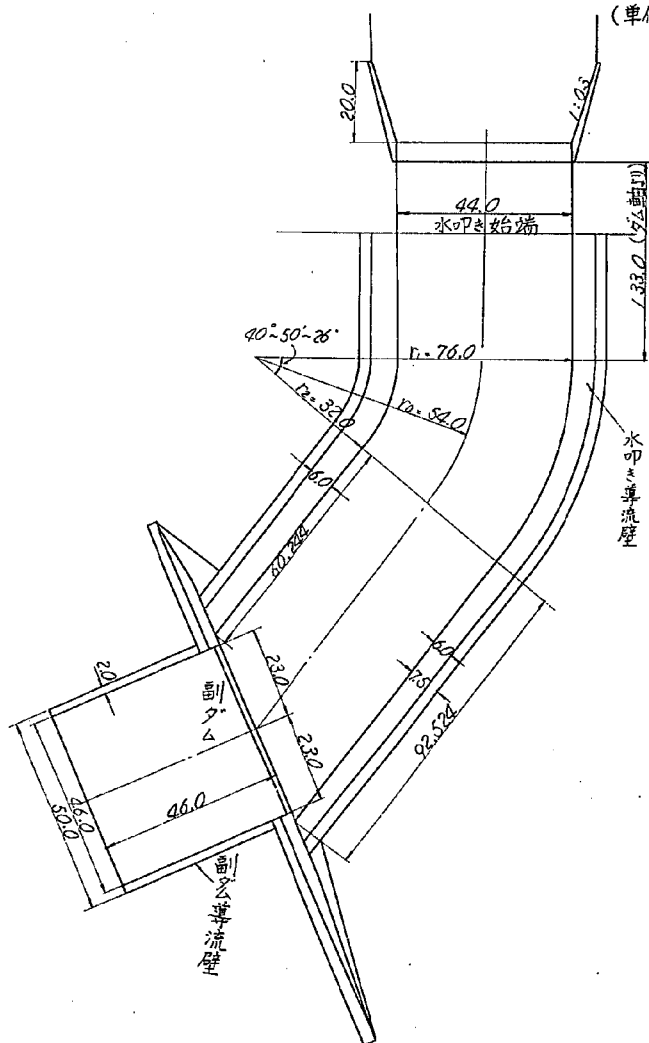


图-4(f) 附属型余水吐减势工平面图

(單位: m)



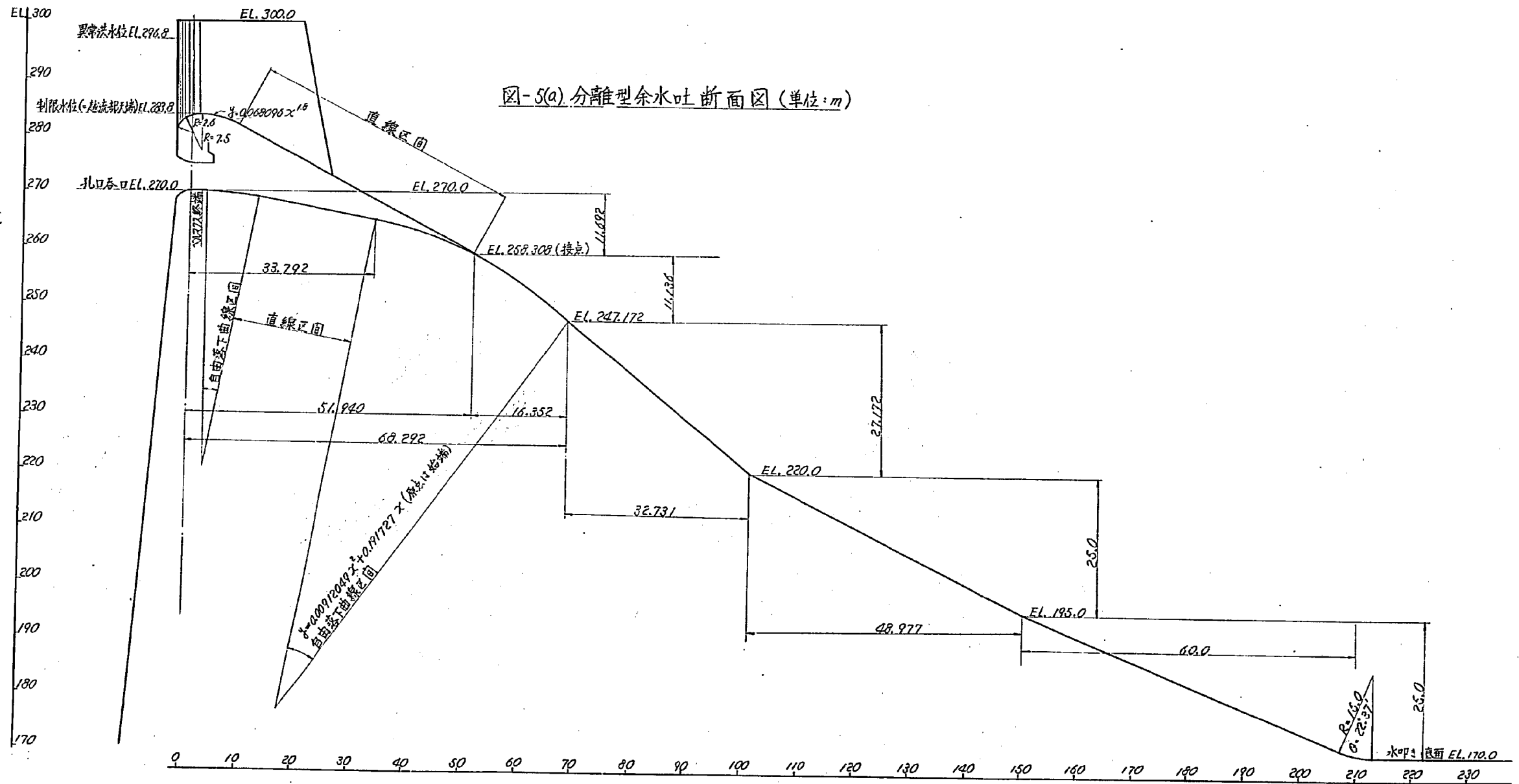
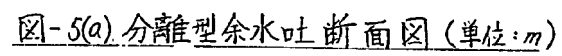


圖-5(b) 分離型余水吐越流部断面図(単位:m)

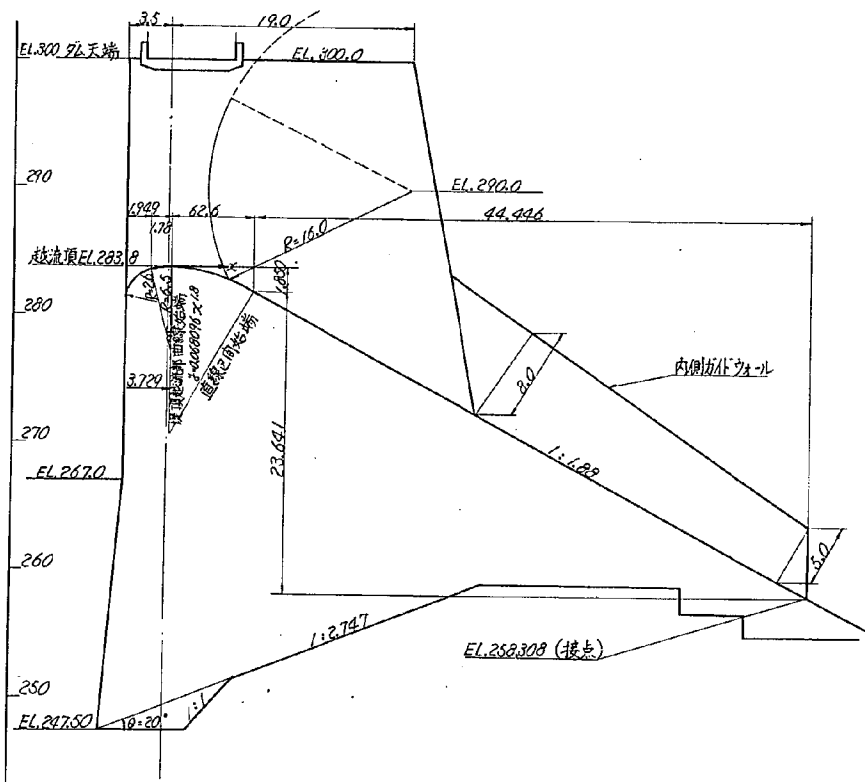


圖-5(c)分離型余水吐孔口部断面圖(單位:m)

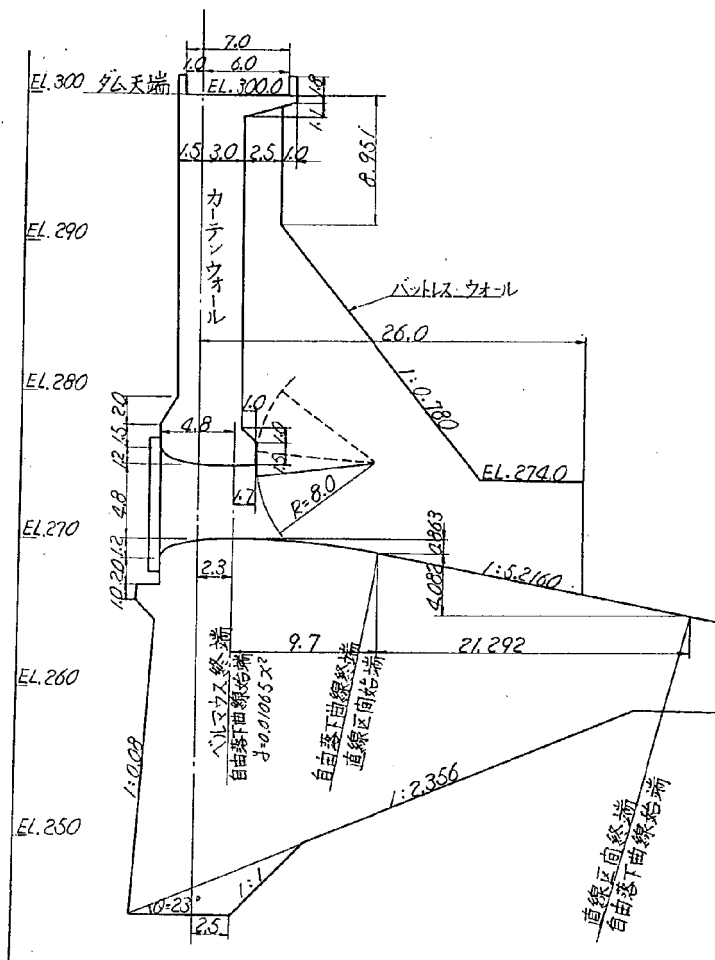


図-5(d)分離型余水吐平面図 (単位:m)

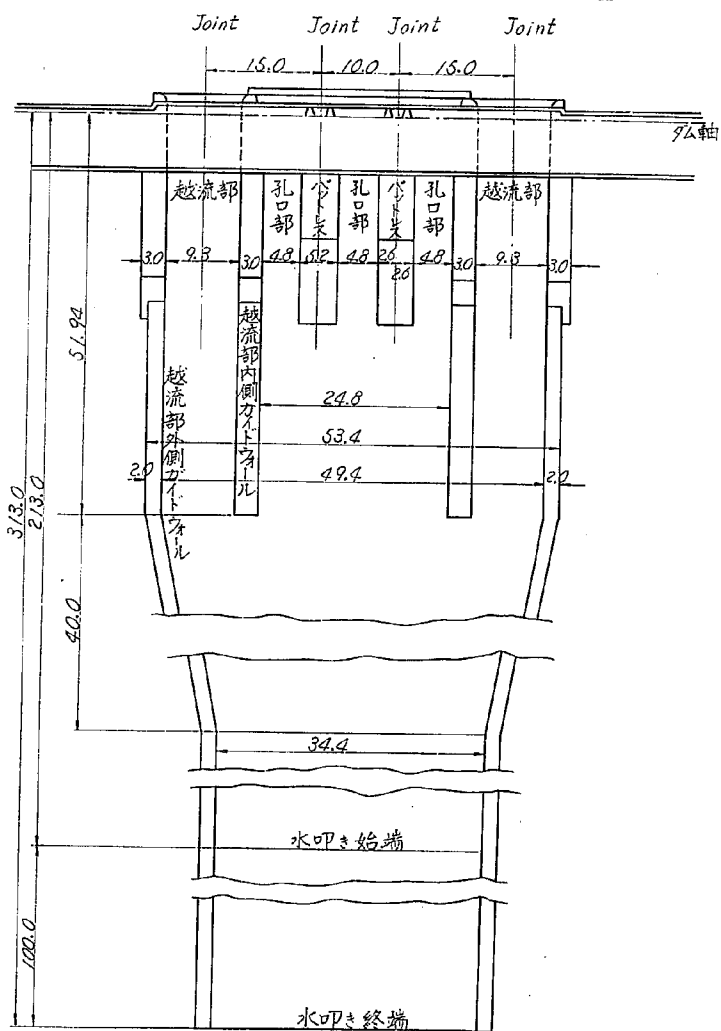


圖-5 (e) 分離型余水吐背面圖 (單位: m)

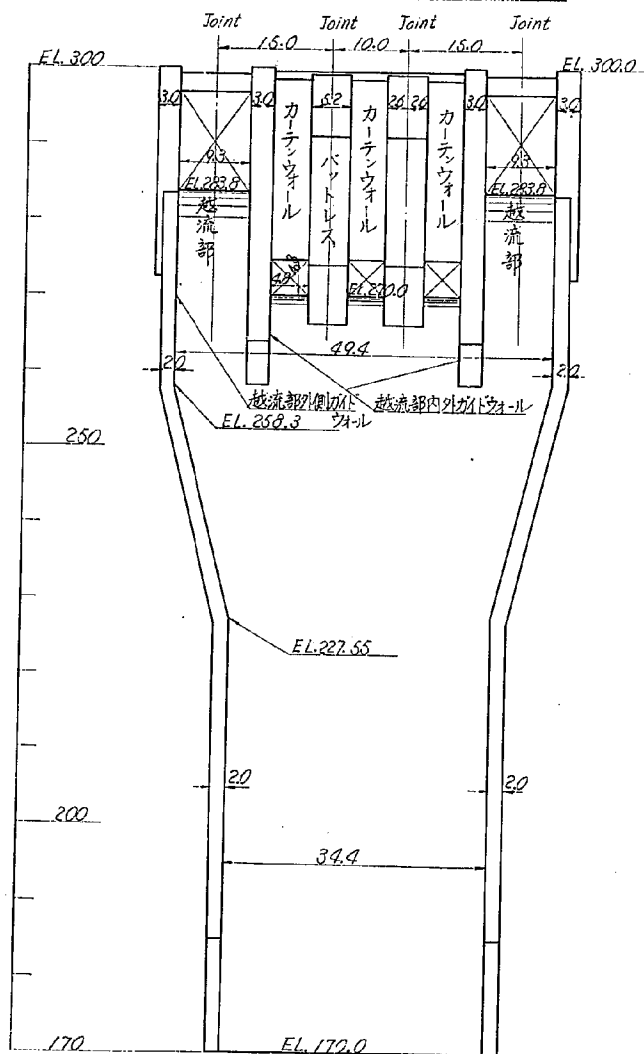


图-6 附属型余水吐 跳水必要限界下流水位

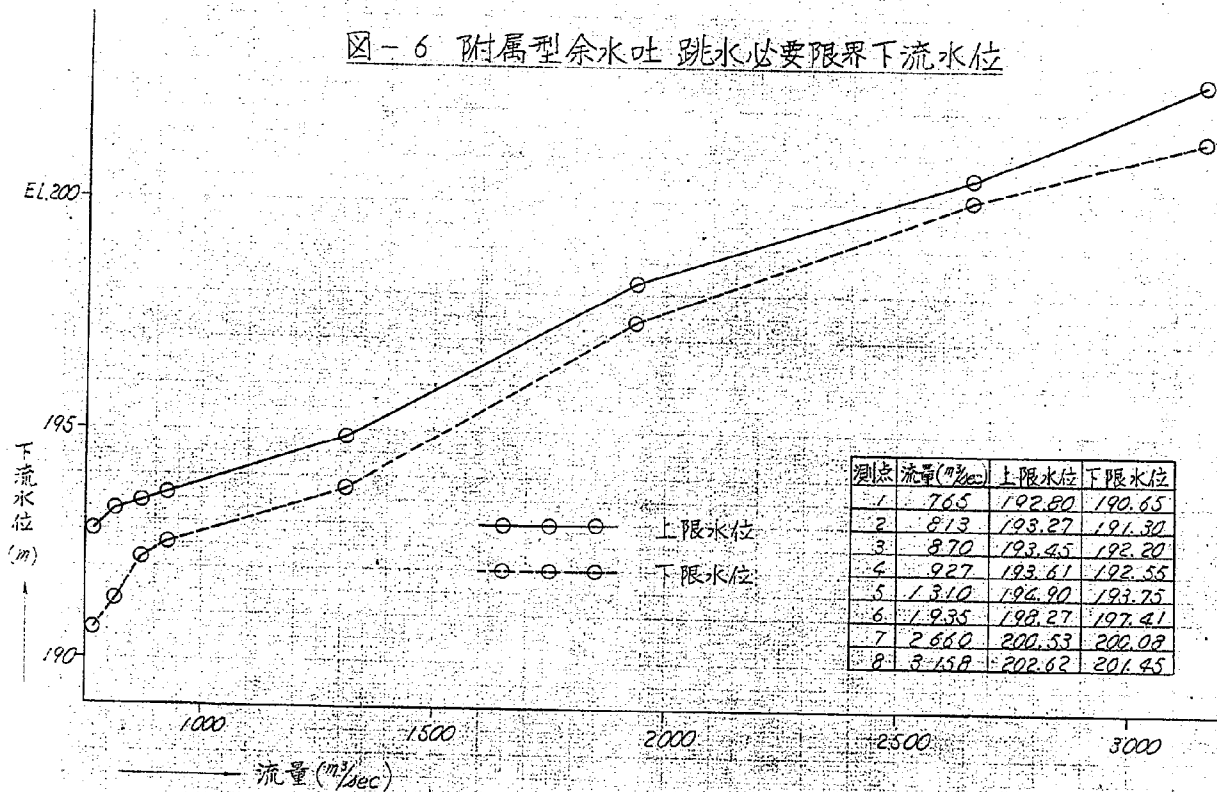


図-7 分離型余水吐導流壁改造種類(単位:m)

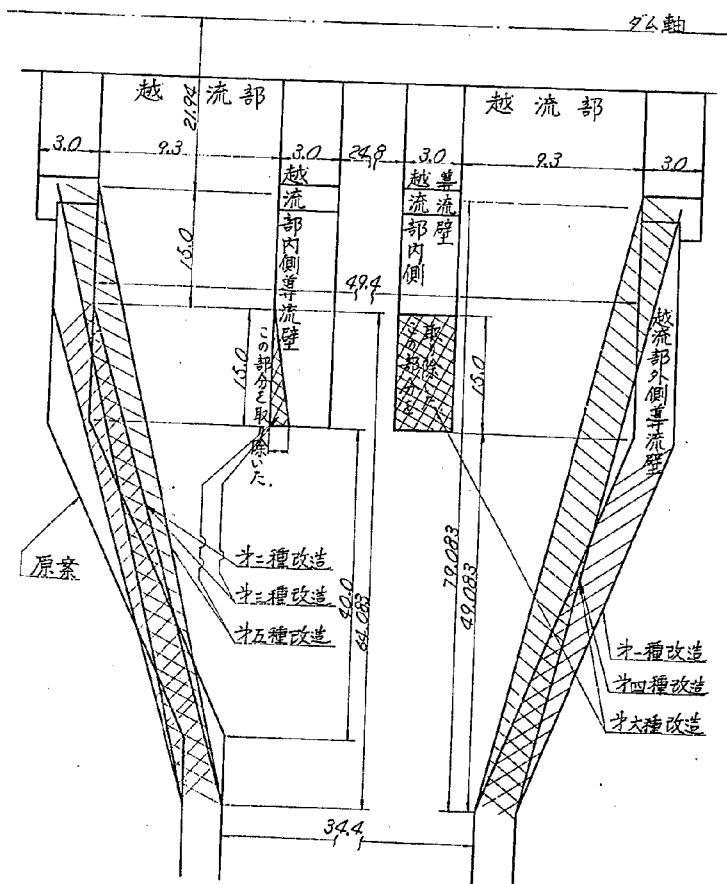
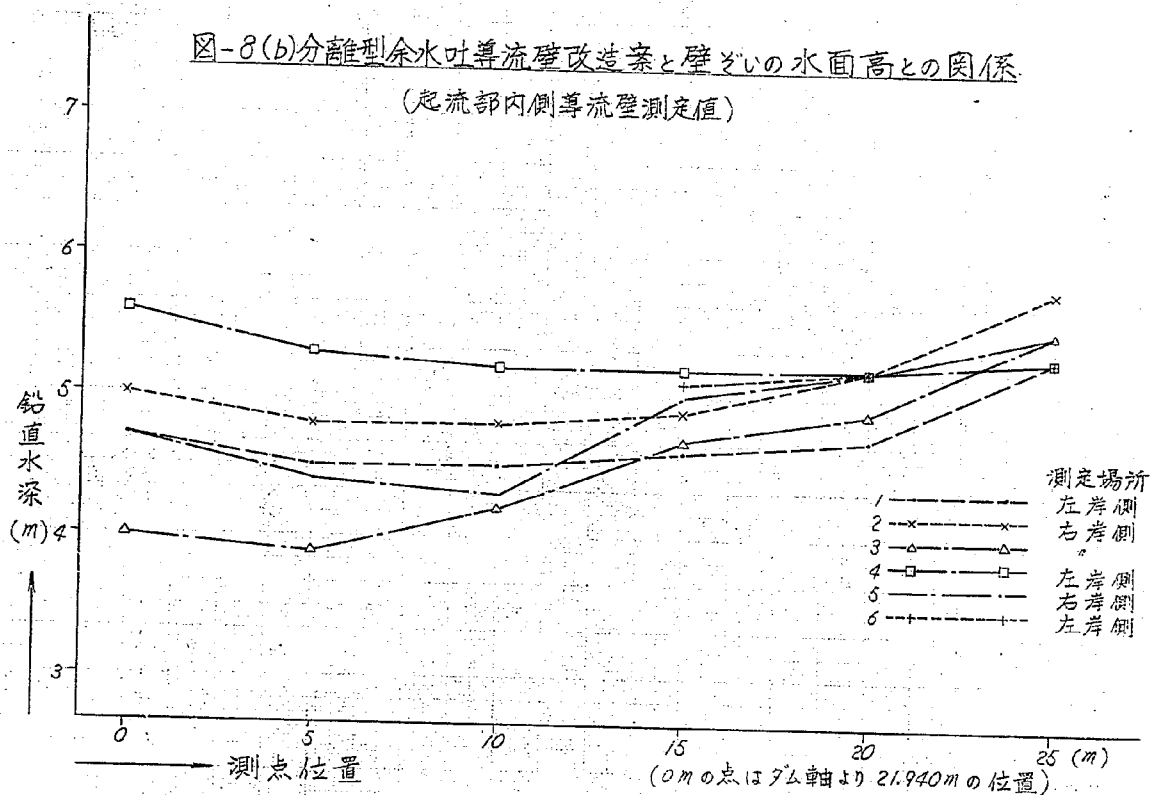


図-8(b)分離型余水吐導流壁改造案と壁ぞいの水面高との関係

(起流部内側導流壁測定値)



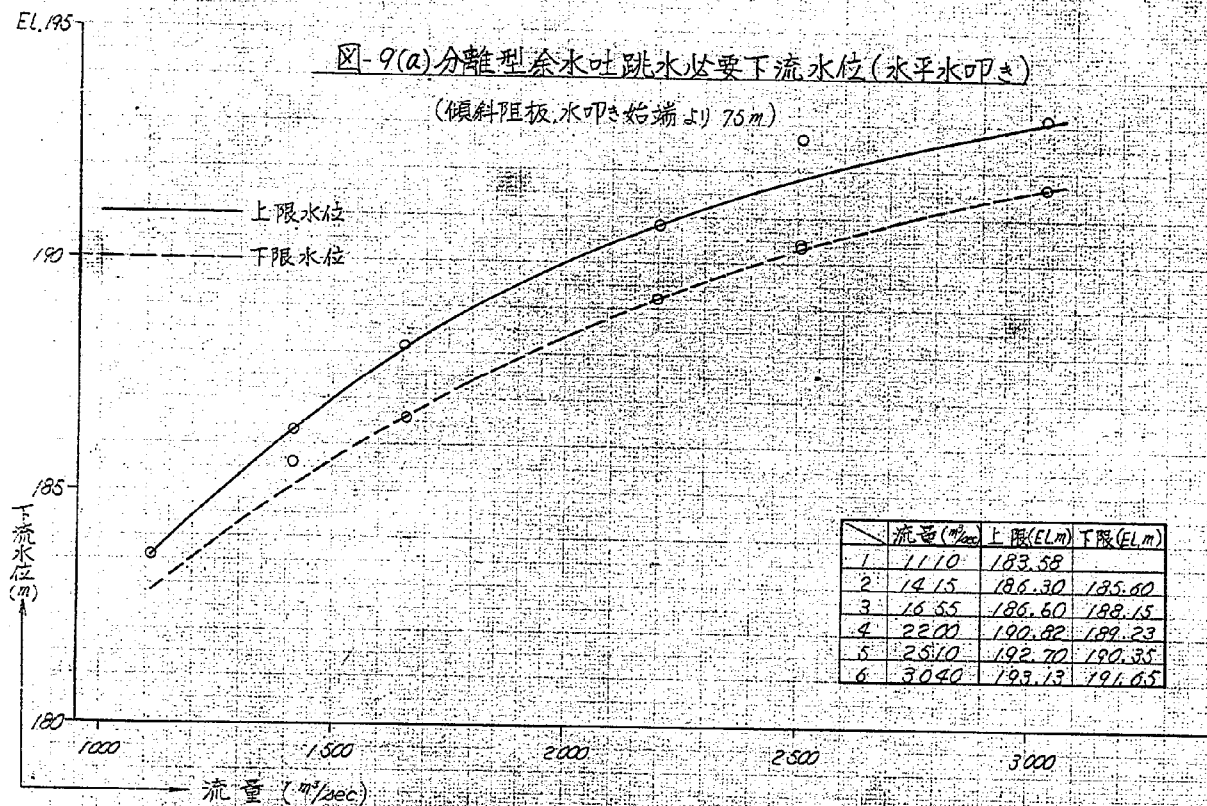


図-9(b) 分離型余水吐跳水必要下流水位(水平水叩き)
(傾斜阻板水叩始端より60m)

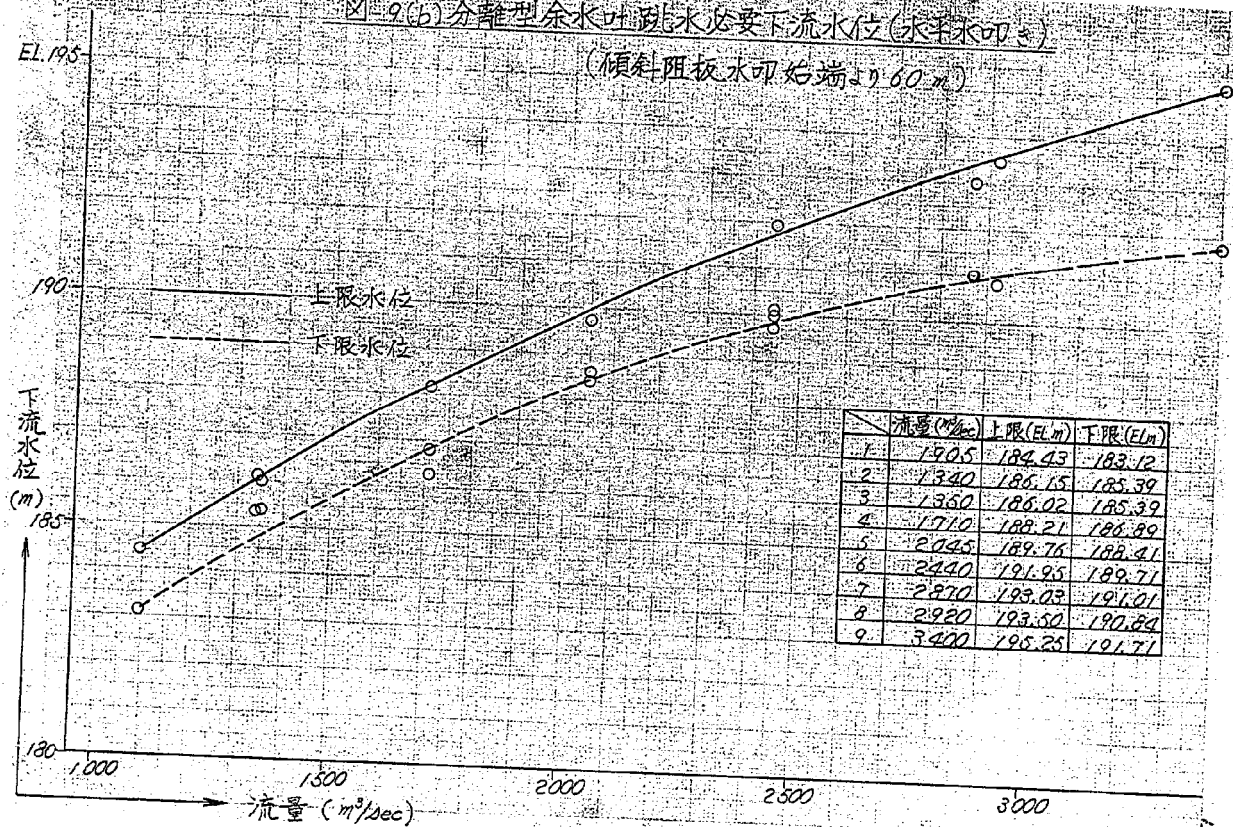
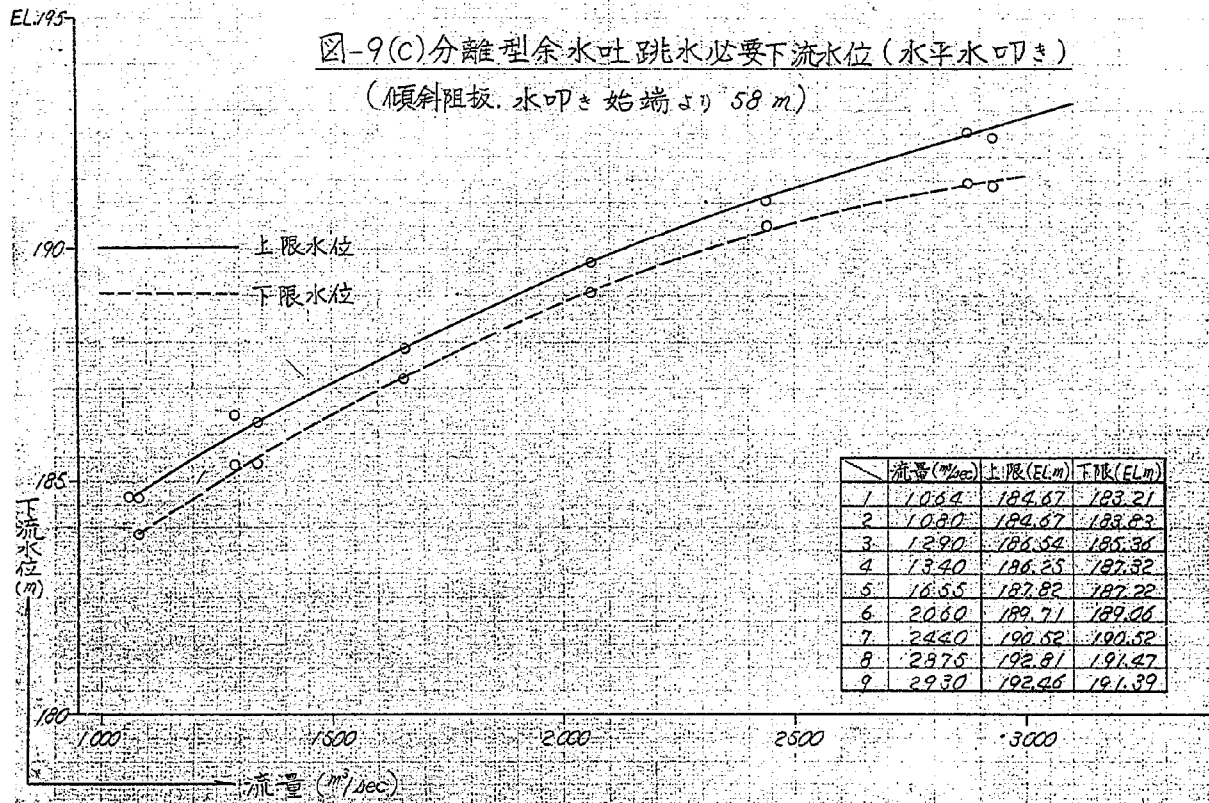


図-9(c)分離型余水吐跳水必要下流水位(水平水叩き)

(傾斜阻板. 水叩き始端より 58 m)



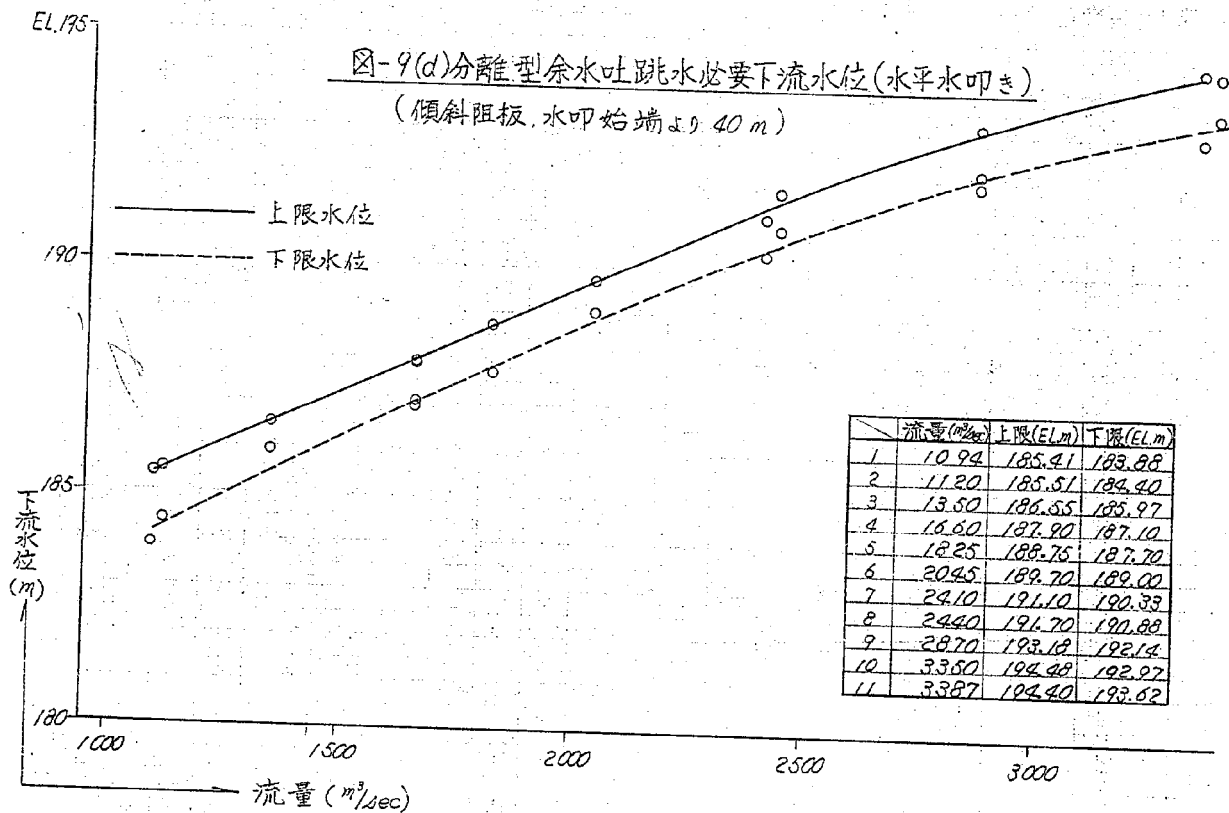
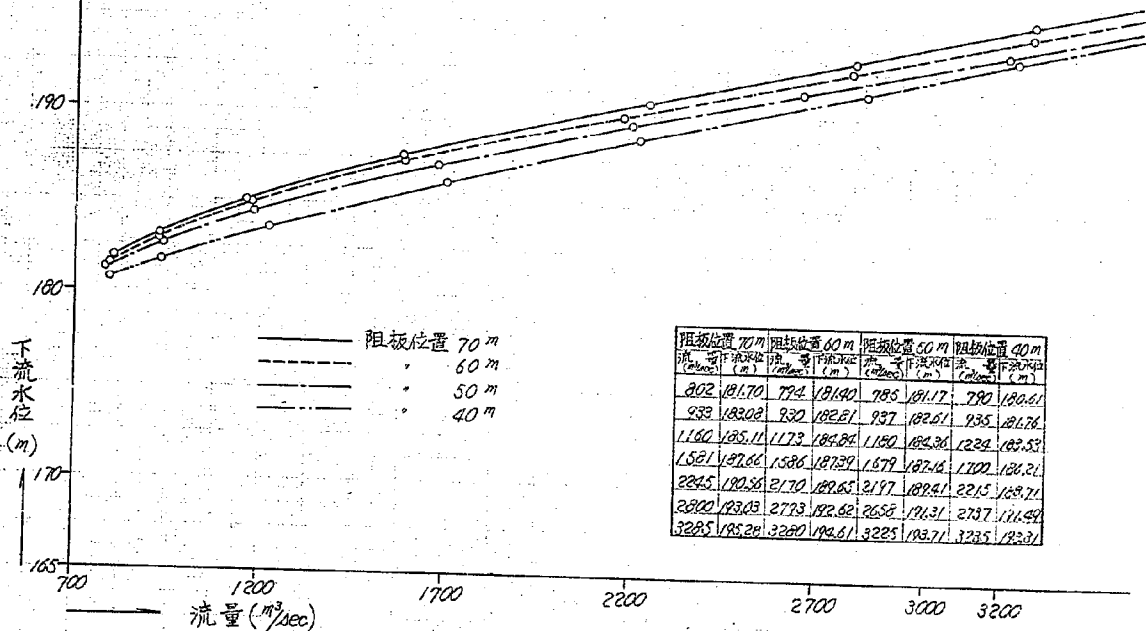


図-10(a)分離型余水吐跳水必要下流水位 (水平水叩き)

(鉛直阻板, 高さ 3 m)



EL.200

図-10(b)分離型余水吐跳水必要下流水位(水平水吐き)

(鉛直阻板 高さ 4 m)

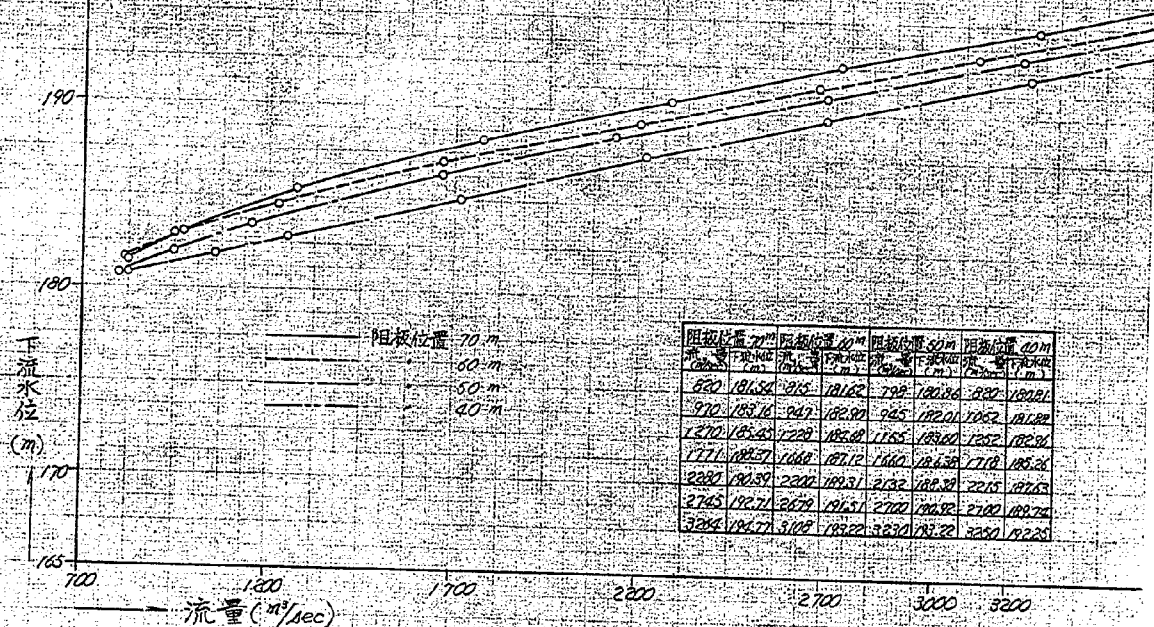


図-10(c)分離型余水吐跳水必要下流水位 (水平水叩き)

(鉛直阻板 高さ 5 m)

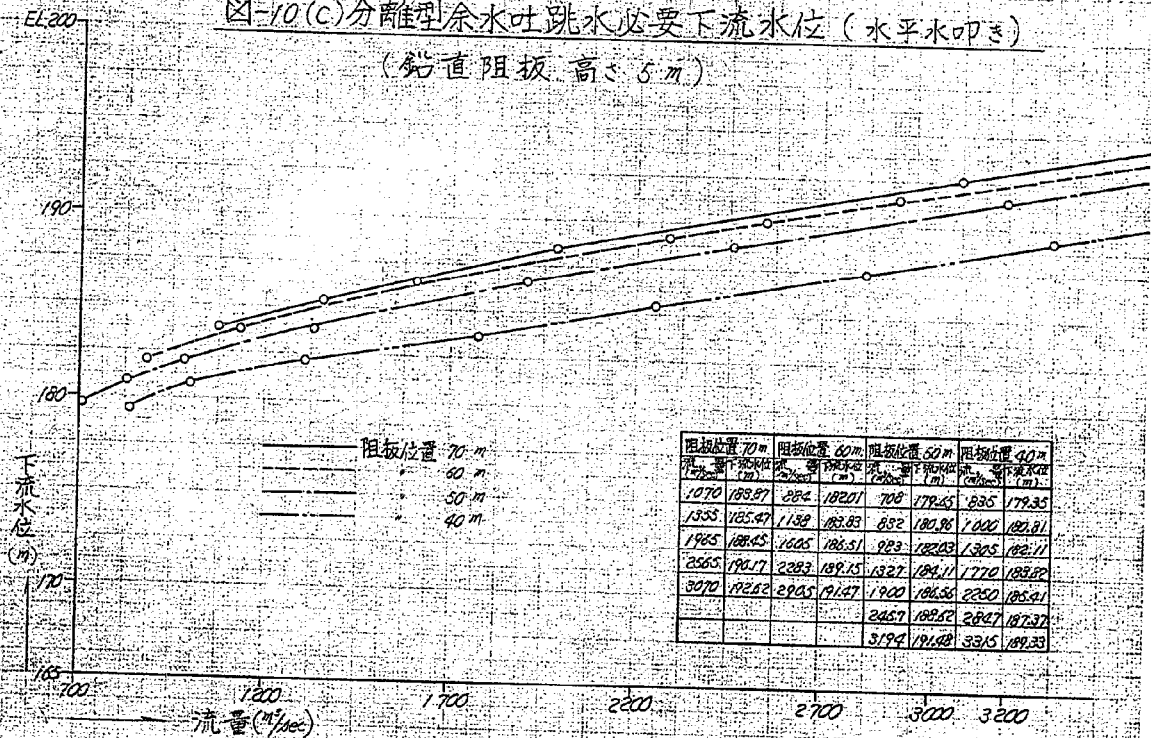


図-11(a) 分離型余水吐バケット型減勢工A案断面図 (単位: m)

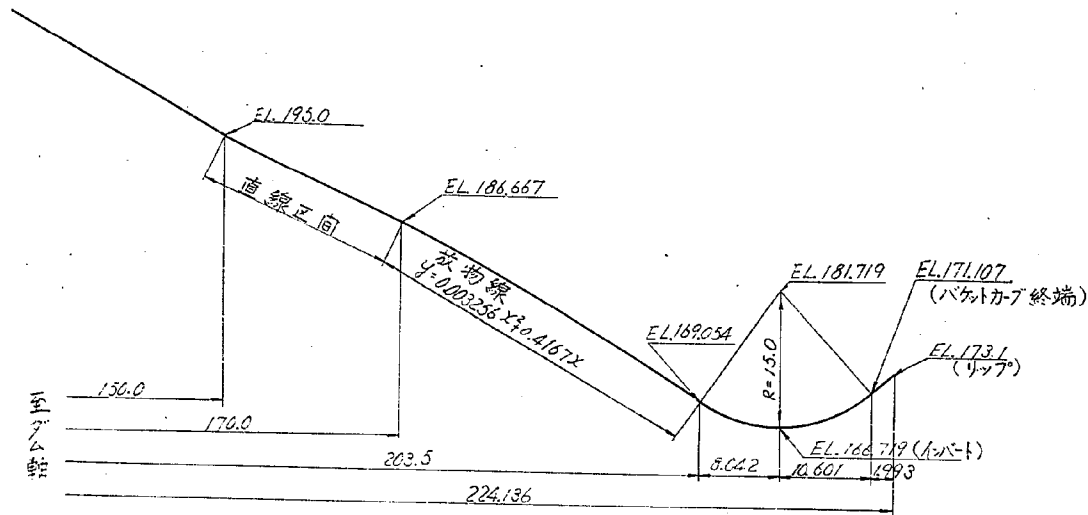
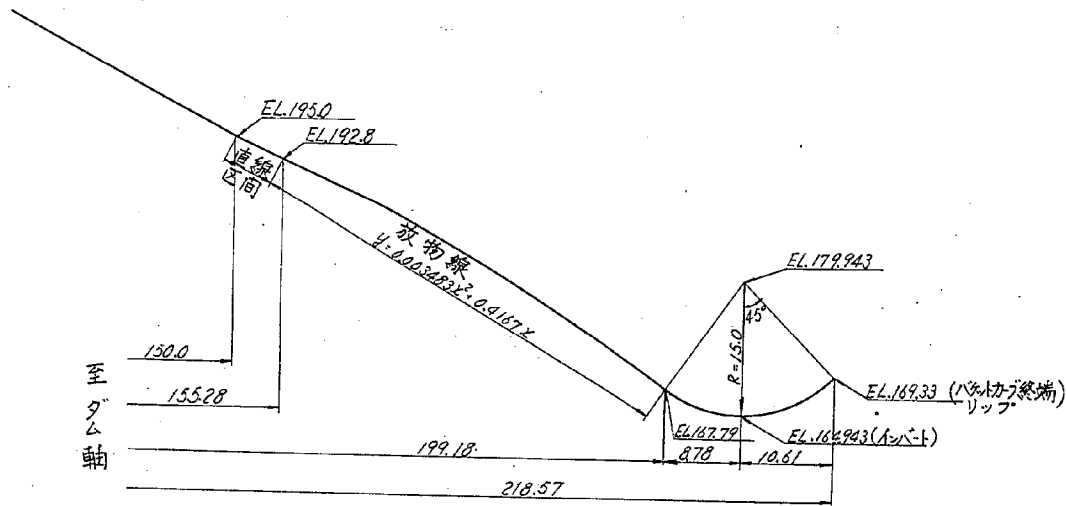


図-11(b)分離型余水吐バケット型減勢工案断面図(単位:m)



EL. 193

図-12(a)分離型余水吐バケット型減勢工に対する巻込み限界水位

A 案

下
流
水
位
(m)

185

180

1000

1500

2000

2500

3000

流量 (m^3/sec)

上限水位

下限水位

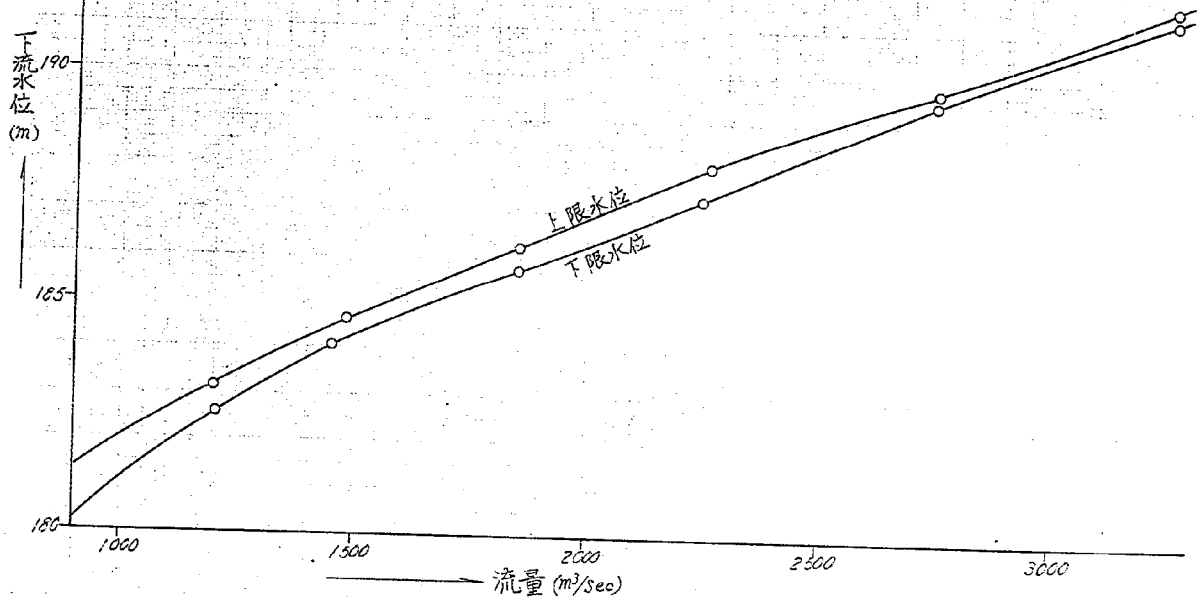
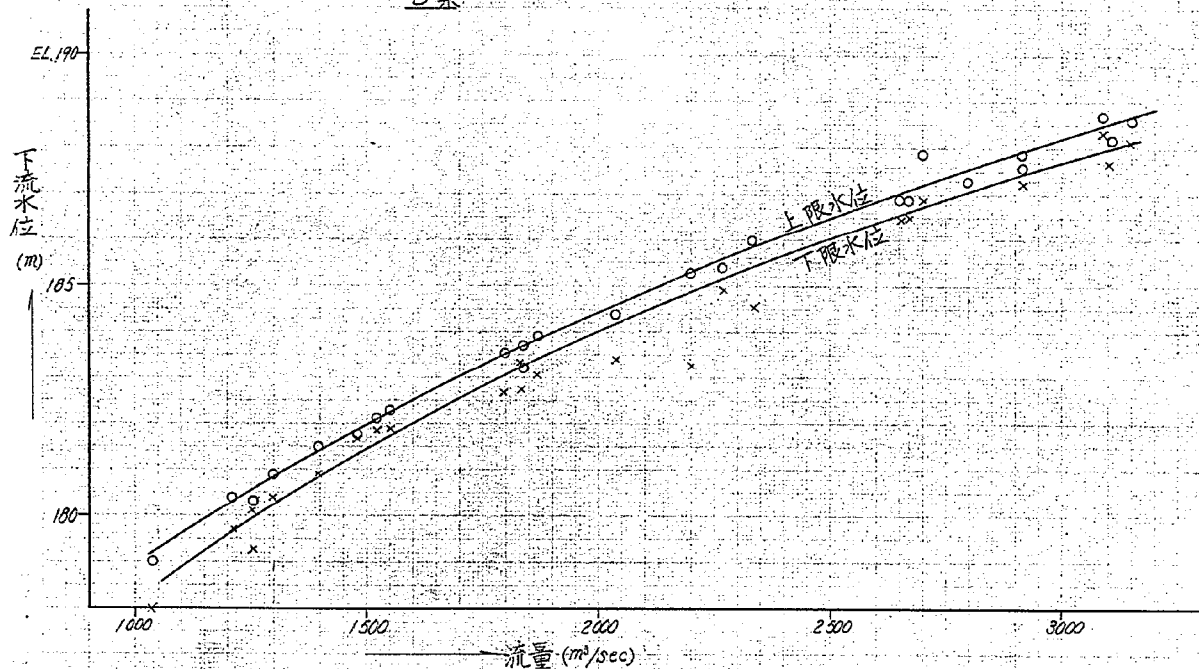


図-12(b) 分離型余水吐バケツ型減勢工に対する差込み限界水位

B案



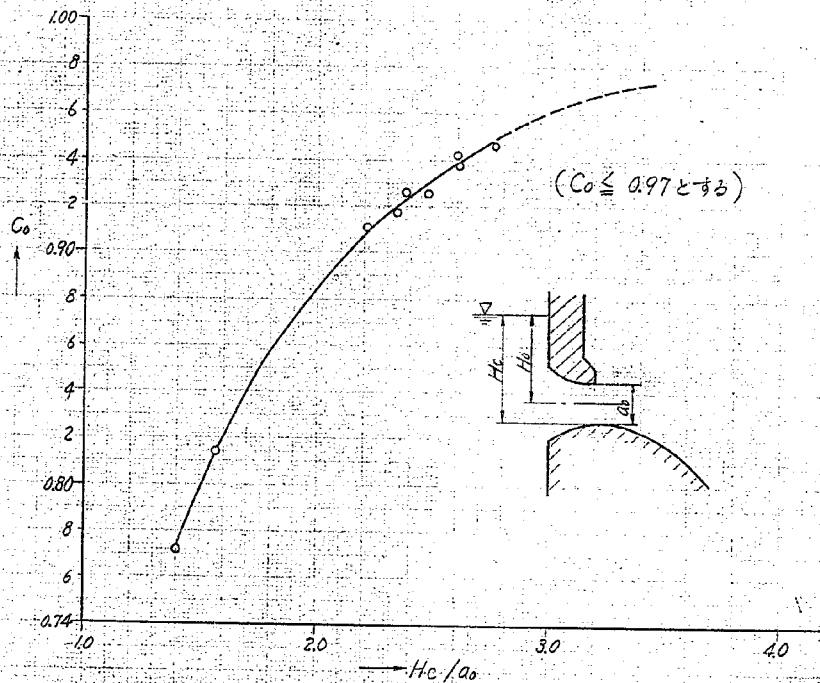


図-13 $H_c/a_0 \sim C_o$ 関係図 (目屋ダム実験結果による)

図-17 標準型越流部の $H/H_d \sim C/C_d$ 関係曲線

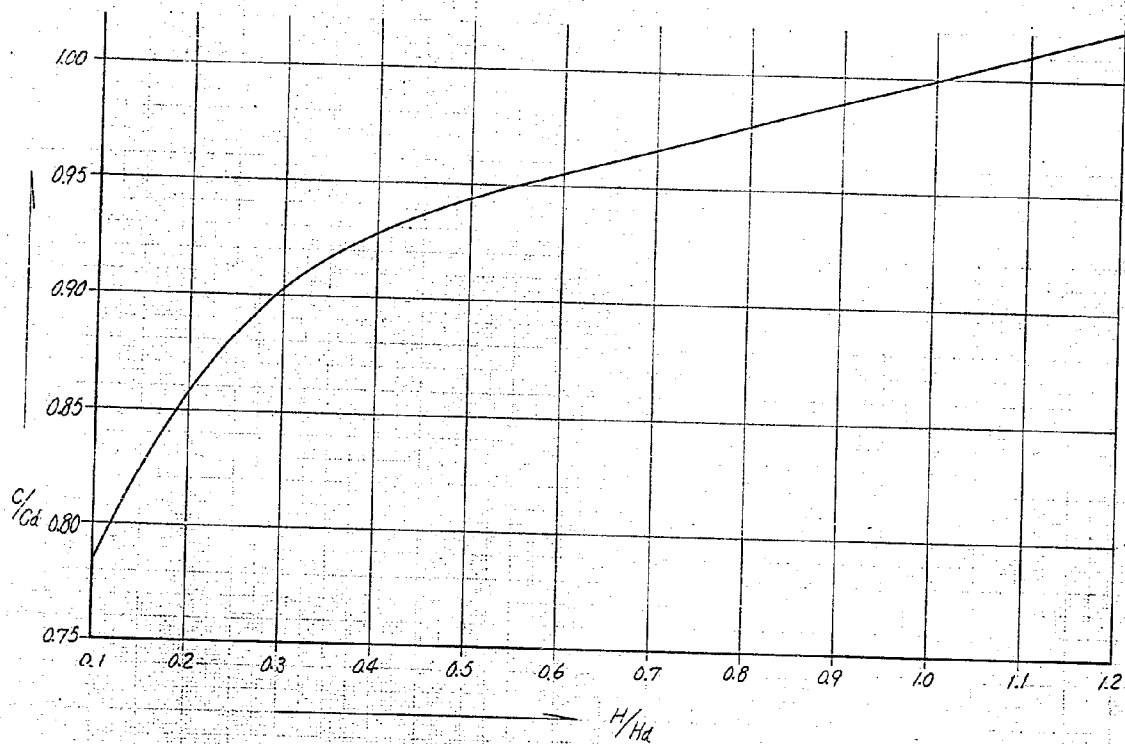
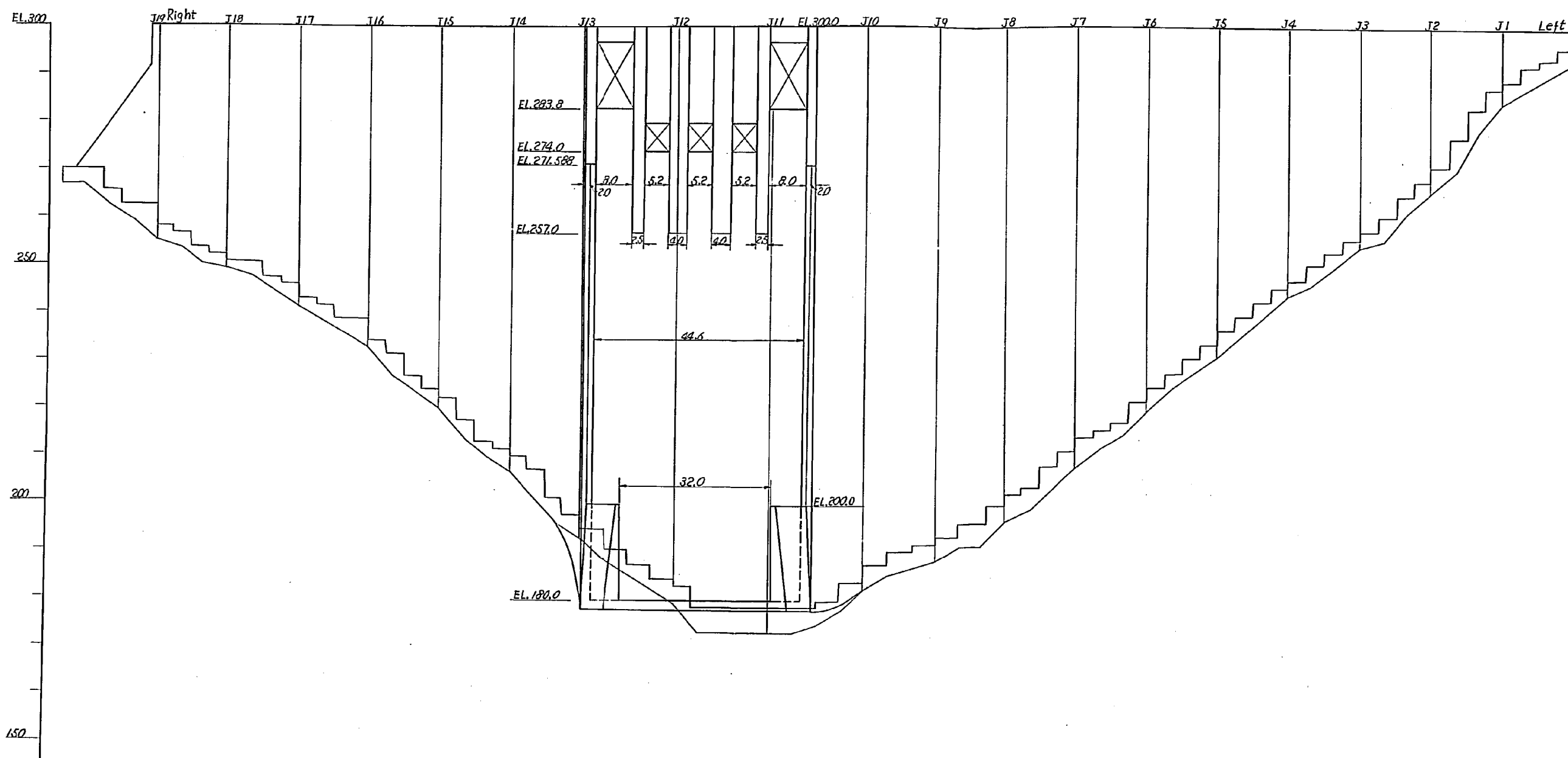


图-18(a) A 案余水吐下流面图 (单位: m)

0 10 20m



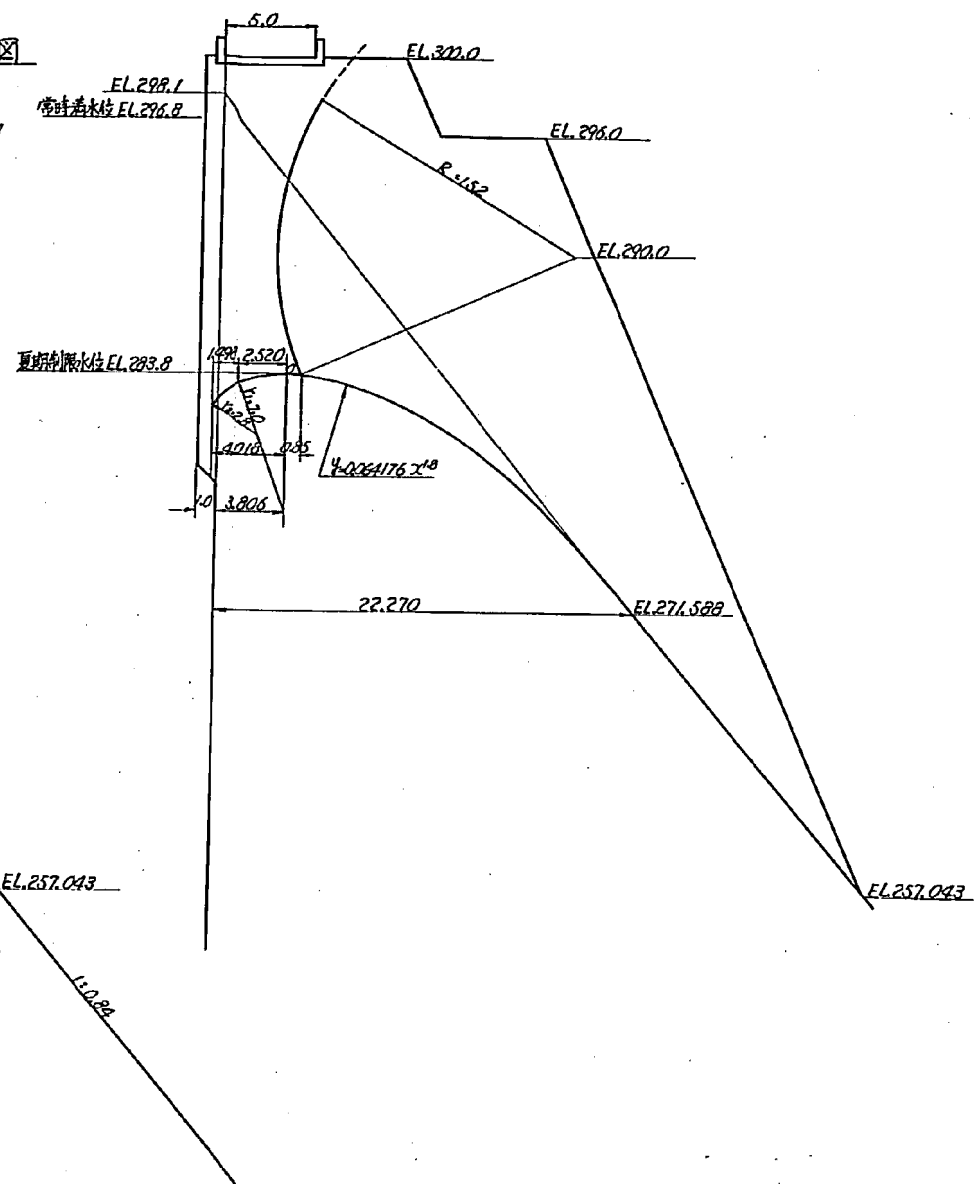
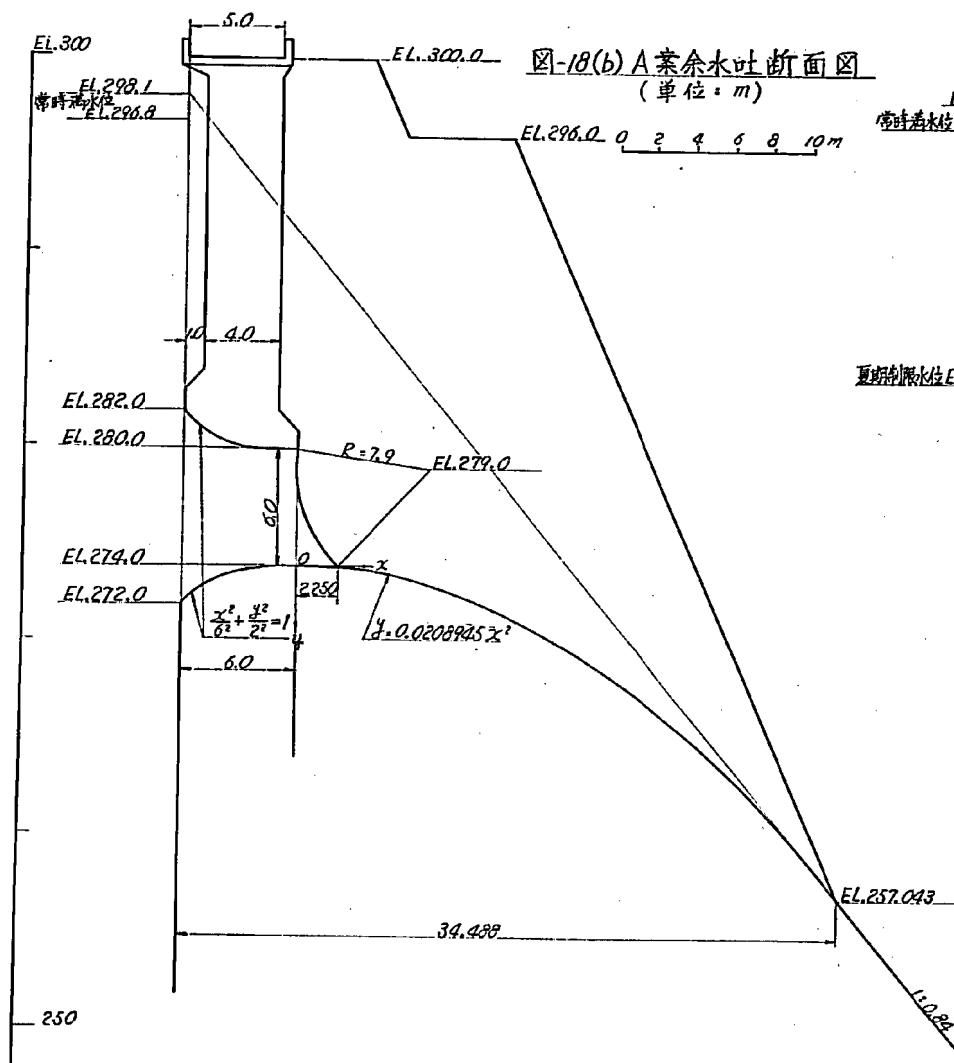


图-19(a) B 案余水吐下流面图 (单位: m)

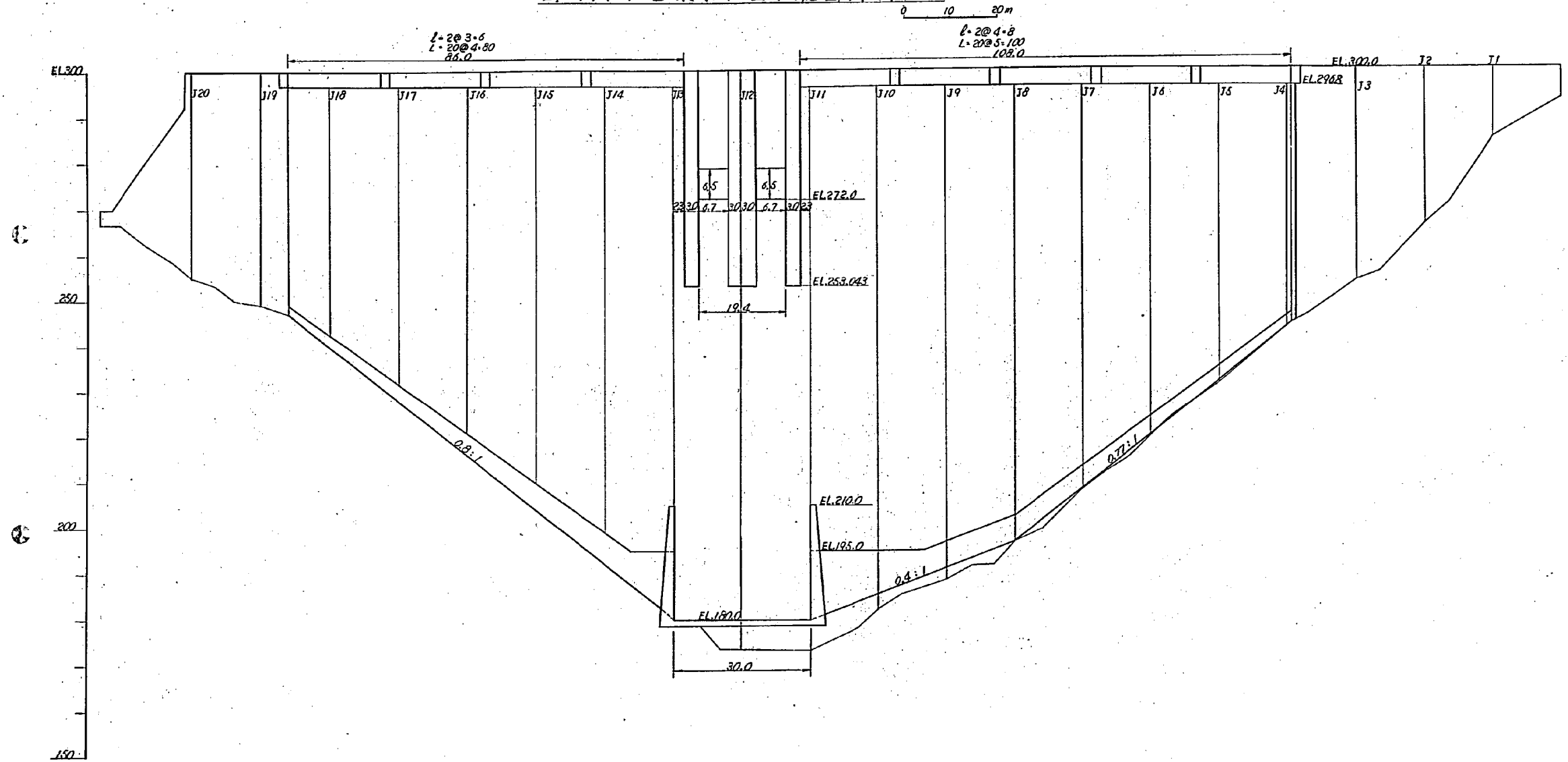


图-19(b) B 案余水吐平面图 (单位: m) 0 10 20m

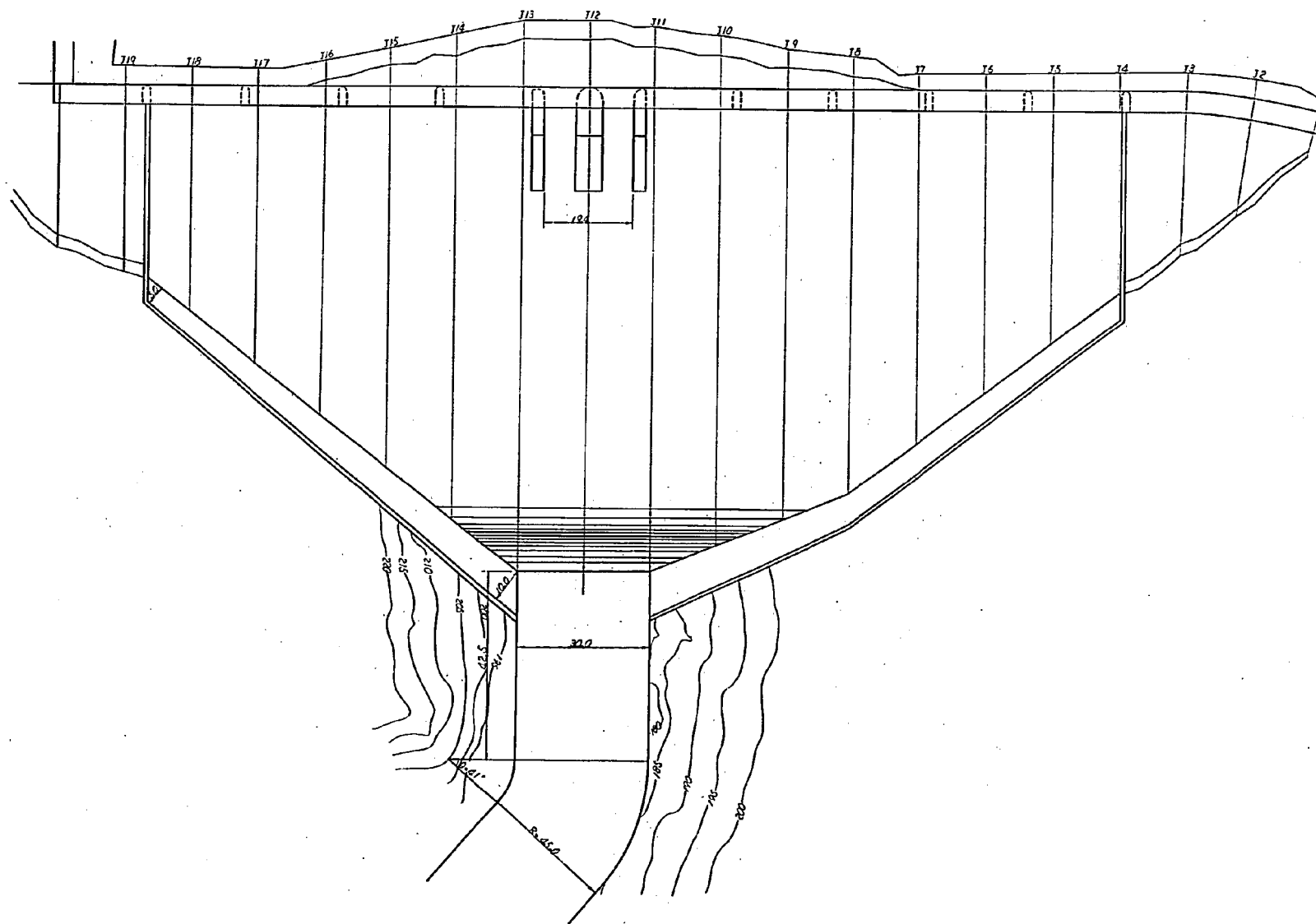


图-20(a) C 案余水吐下流面图 (单位: m) 0 10 20 m

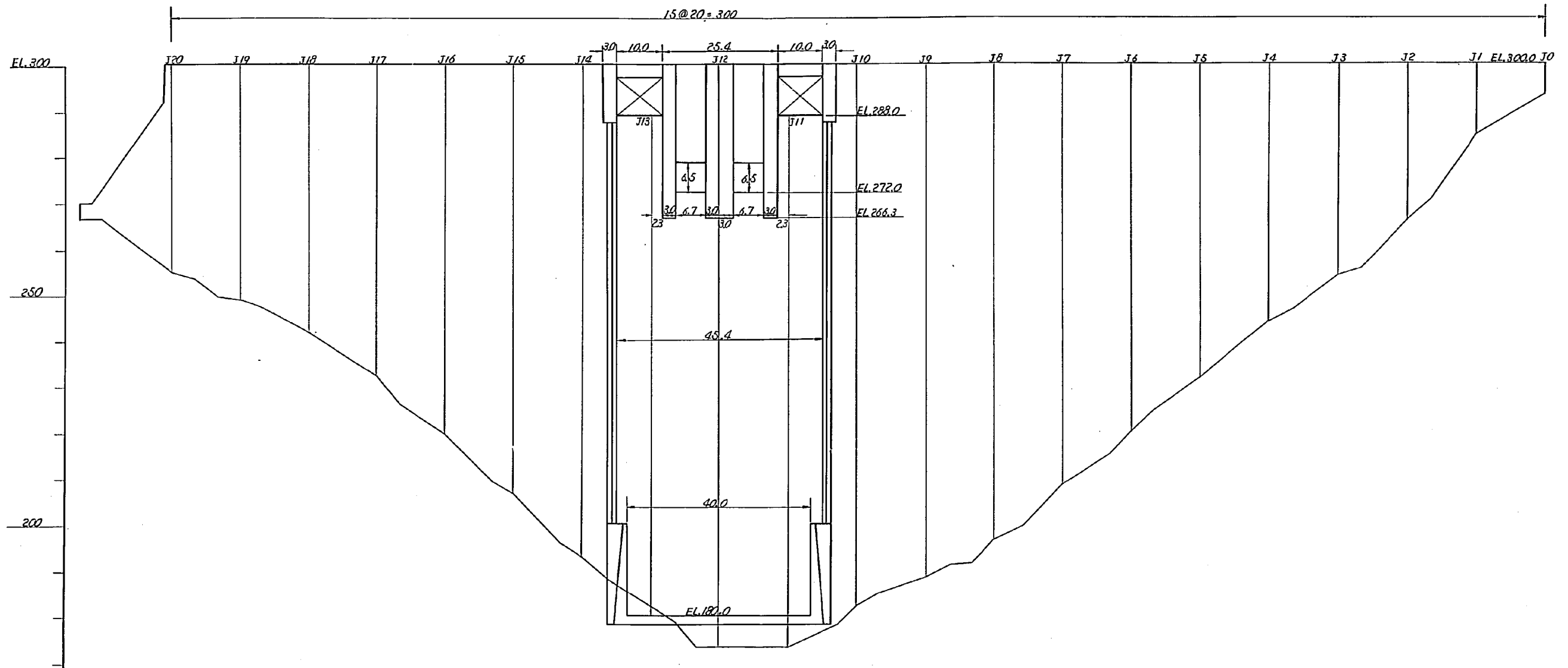
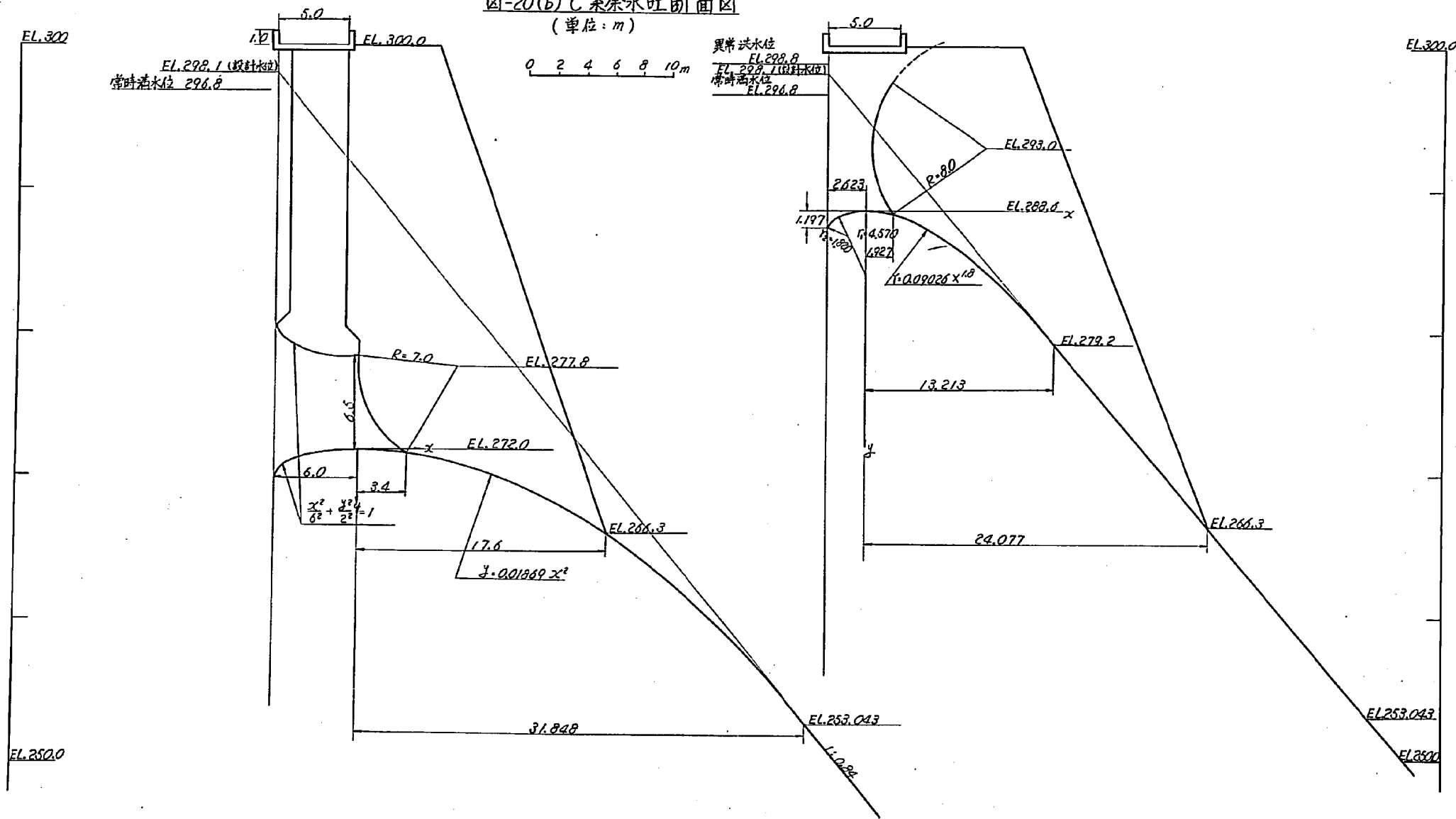


图-20(b) C 渠余水吐断面图
(单位: m)



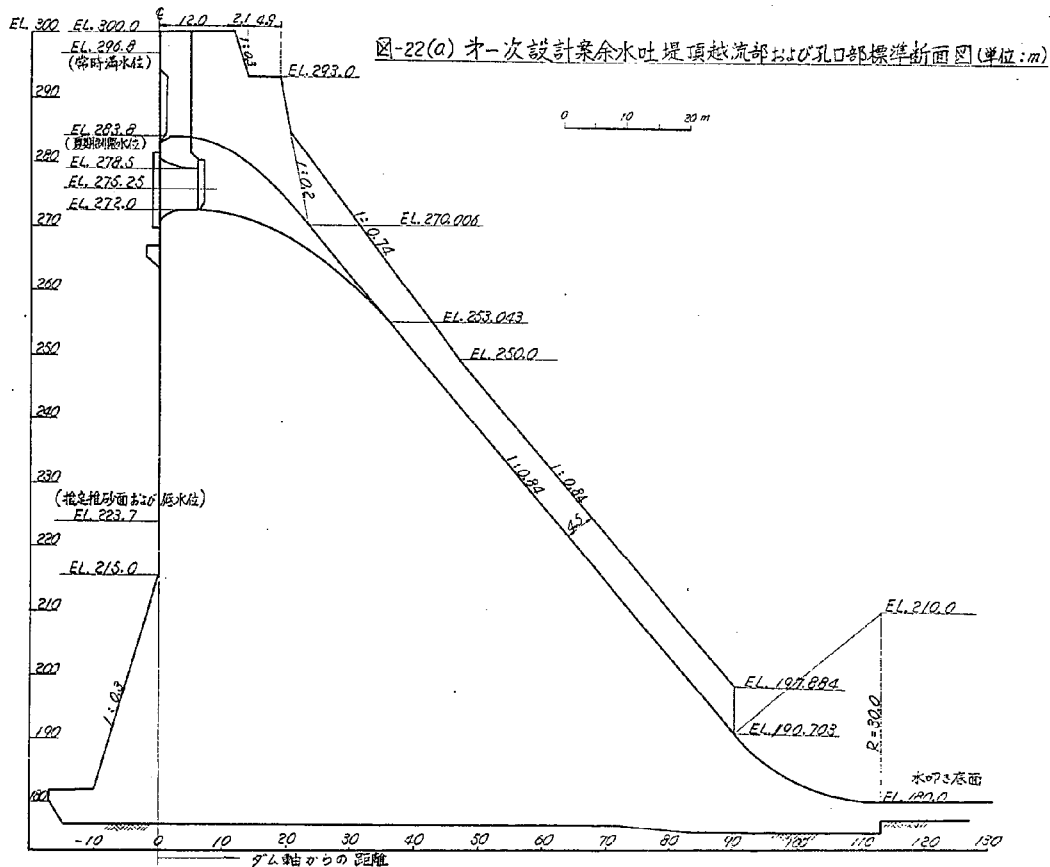


图-22(b) 第一次设计剩余水叶堤越九折剖面详细图 (单位: m)

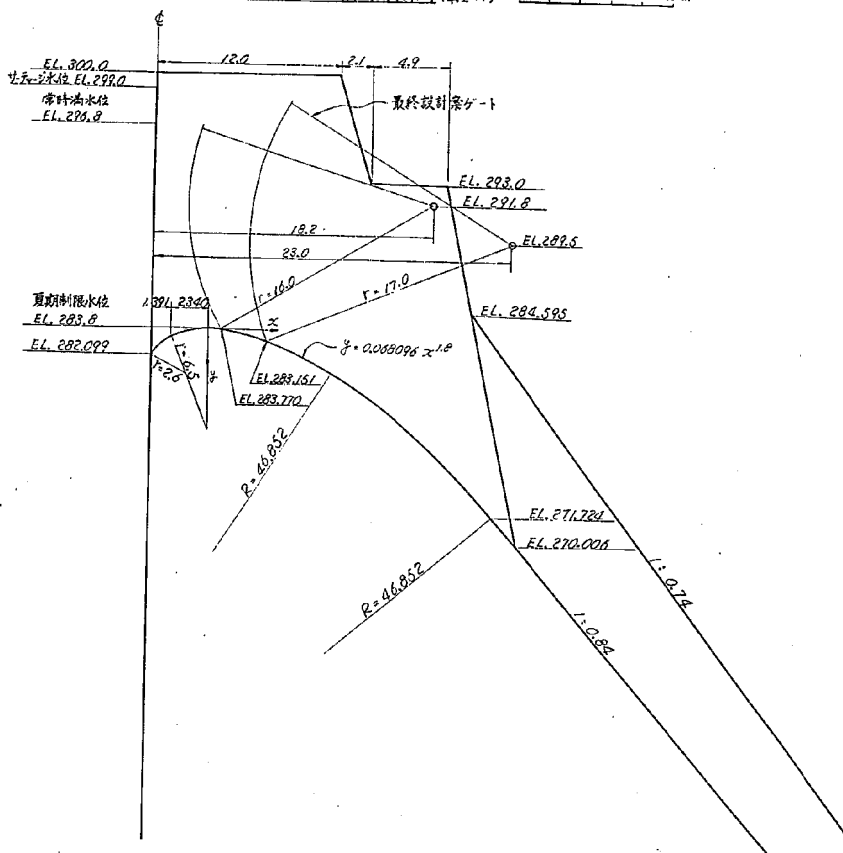


图-22(c) 第一次设计渠余水吐孔口部断面详细图(单位:m)

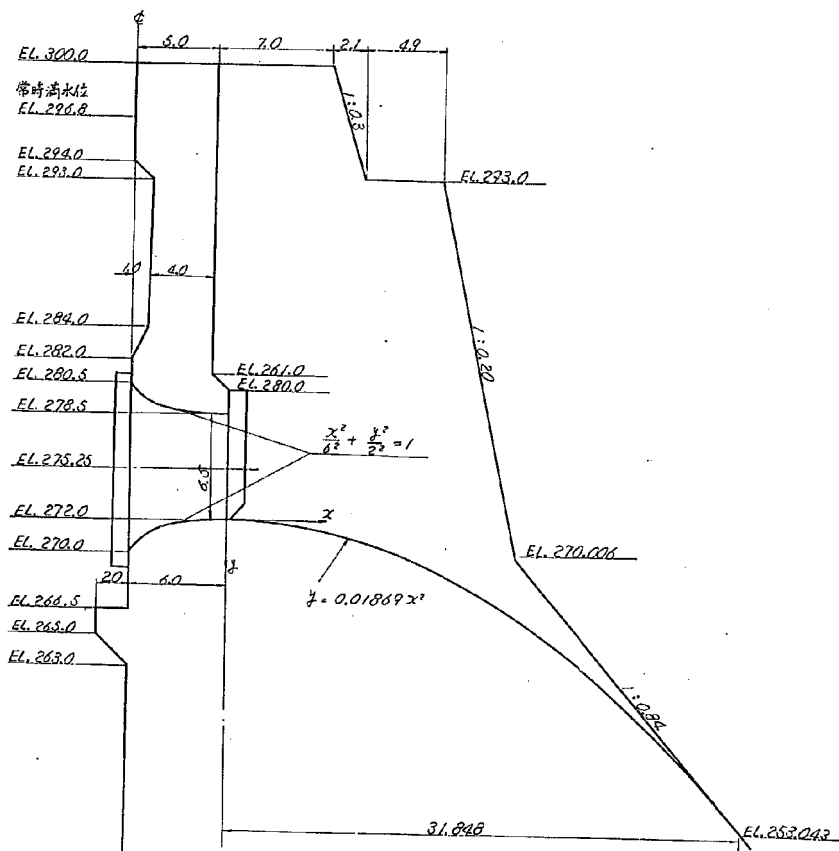


圖-22(d)第一次設計案余水吐平面圖(單位:m)

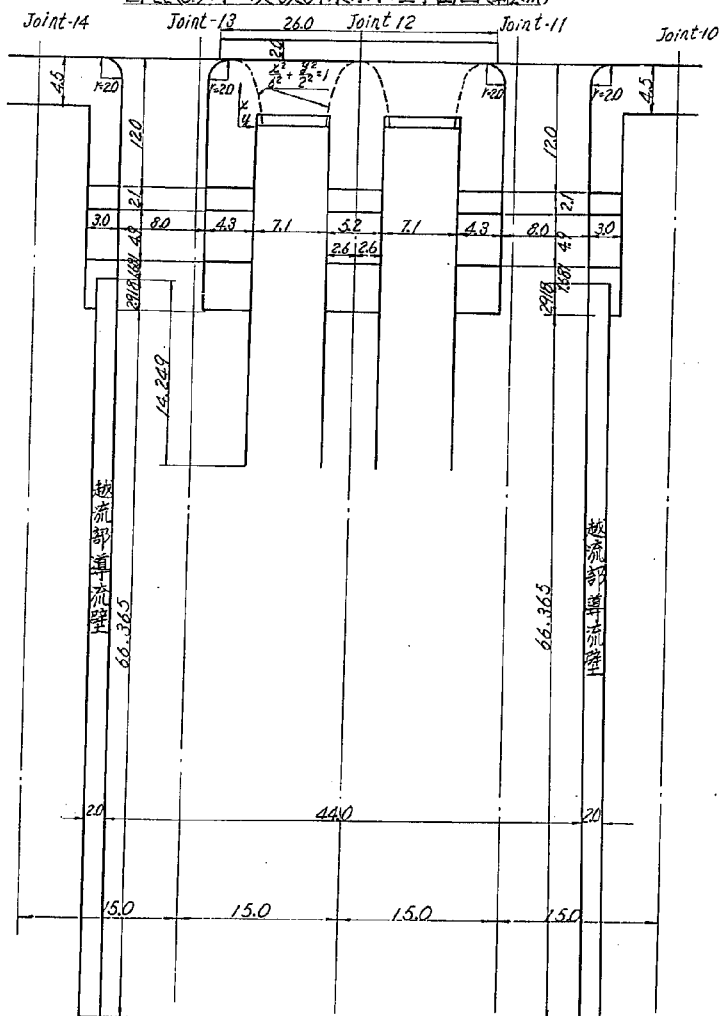


图-22(e)第一次设计案余水吐正面图(单位:m)

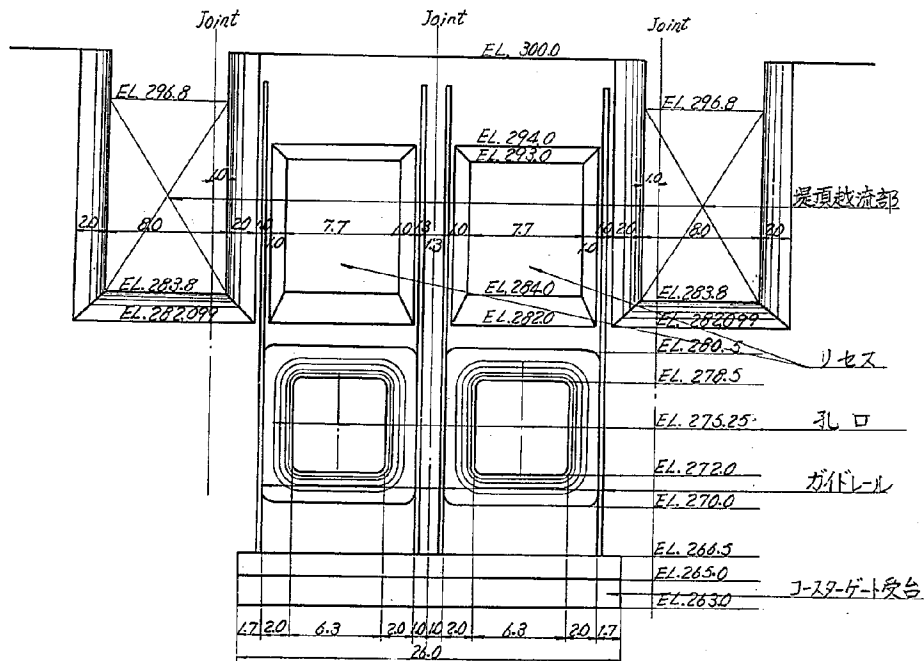


图-22(ф) 第一次设计余水吐背面图 (单位: m) 0 2 4 6 8 10 m

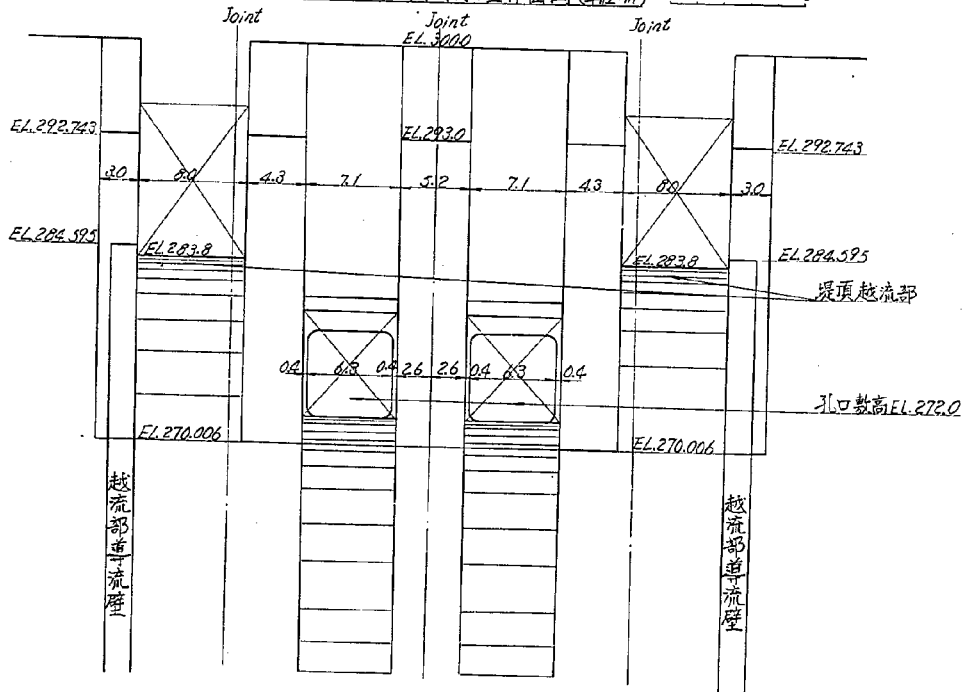
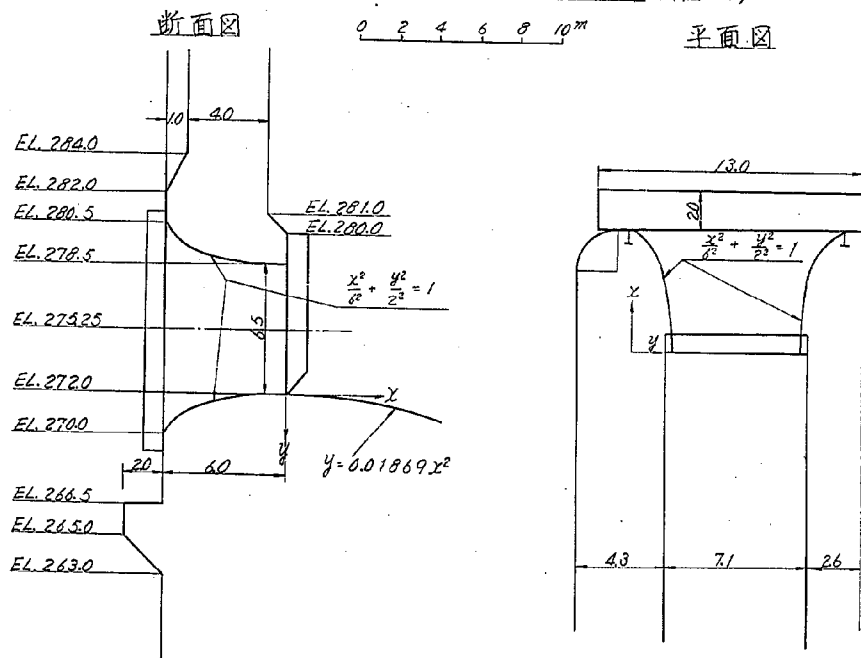


图-22(9)才一次设计渠余水吐出口详细图 (单位: m)



表一 17 孔口部の貯水位流量関係表

(才一次設計案)

開度 (m)	貯水位 EL. (m)	流量 Q (m ³ /sec)	水頭 H ₀ (m)	流出係数 C ₀	H ₀ /a ₀	開度 (m)	貯水位 EL. (m)	流量 Q (m ³ /sec)
全開	278.765	410	3.515	0.6031	1.0408	3	282.735	332
	280.140	578	4.890	0.7147	1.2527		285.450	374
	280.315	600	5.065	0.7353	1.2792		287.765	412
	281.200	714	5.950	0.8073	1.4154		289.635	447
	282.885	839	7.635	0.8374	1.6746		292.065	479
	284.000	917	8.750	0.8550	1.8462		294.325	514
	286.000	1065	10.750	0.8959	2.1538	4	296.450	540
	287.000	1128	11.750	0.9076	2.3077		278.625	296
	289.000	1222	13.750	0.9089	2.6154		279.850	337
	291.000	1314	15.750	0.9132	2.9231		281.275	386
	293.000	1408	17.750	0.9217	3.2308		283.455	449
	295.000	1488	19.750	0.9234	3.5385		286.885	540
	297.000	1567	21.750	0.9267	3.8462		289.020	587
1	275.715	52					290.635	630
	277.910	68					292.885	670
	279.685	85					293.145	690
	281.190	97					295.020	716
	282.840	108					296.935	750
	285.030	118				5	279.550	418
	286.740	127					281.265	508
	288.540	132					283.005	584
	292.040	147					284.850	649
	294.395	151					286.670	720
	296.250	159					288.715	786
2	276.630	121					290.455	838
	276.745	127					292.485	900
	279.575	163					294.405	942
	280.890	185					295.835	980
	282.610	207					296.775	1001
	284.840	237				6	279.505	484
	287.750	272					281.170	627
	289.475	290					282.510	724
	291.240	303					284.450	831
	293.500	322					286.040	920
	295.340	331					288.150	1028
	297.360	343					289.915	1100
3	276.900	186					291.965	1182
	278.460	223					293.910	1269
	280.965	290					296.045	1345

図-23 堤頂越流部および孔口部の貯水位流量関係曲線(自由越流時)

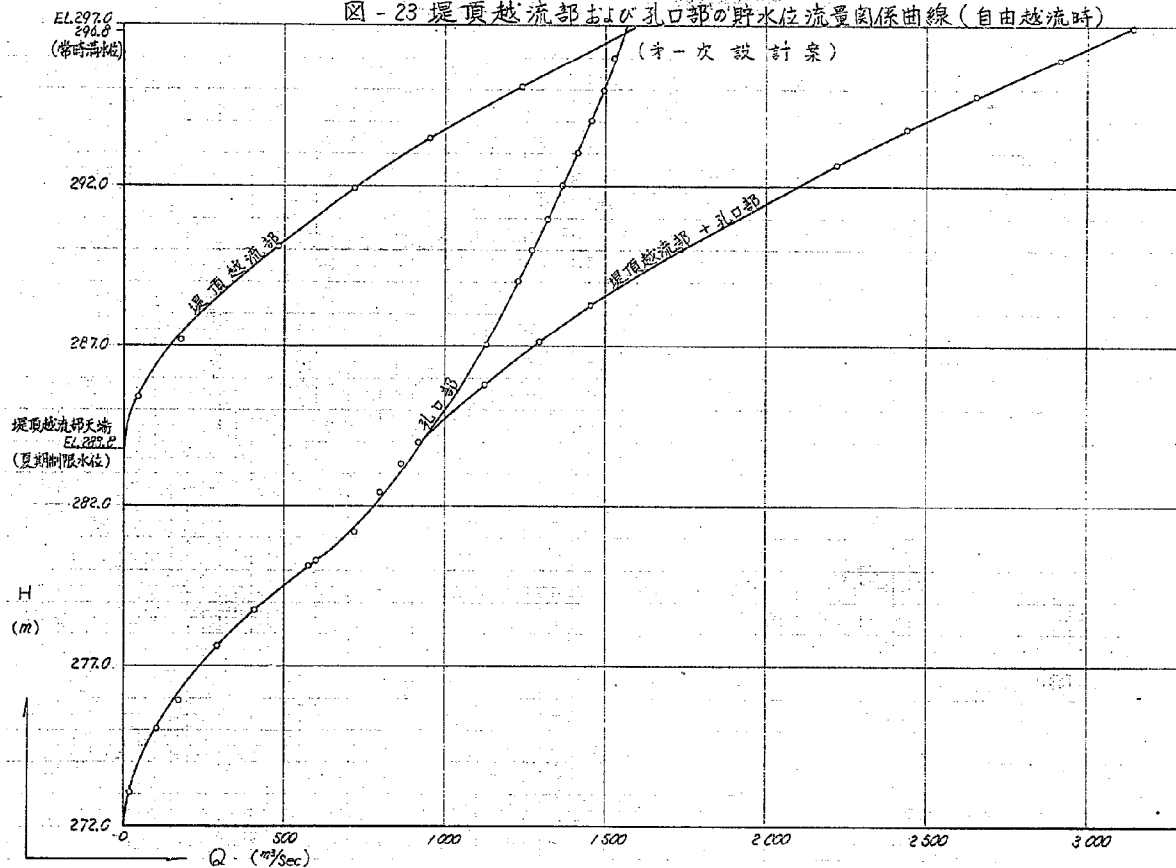


図-24 孔口部分全開時の $C_0 \sim H_0/a_0$ 関係図
(一次設計案)

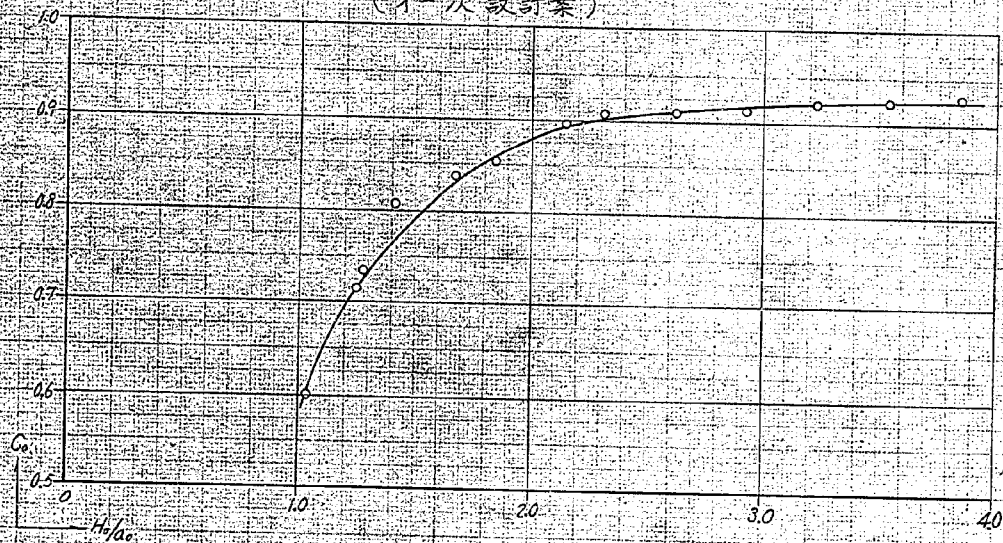


圖-25 孔口部貯水位流量關係曲線(分1調節操作時)
(第一次設計案)

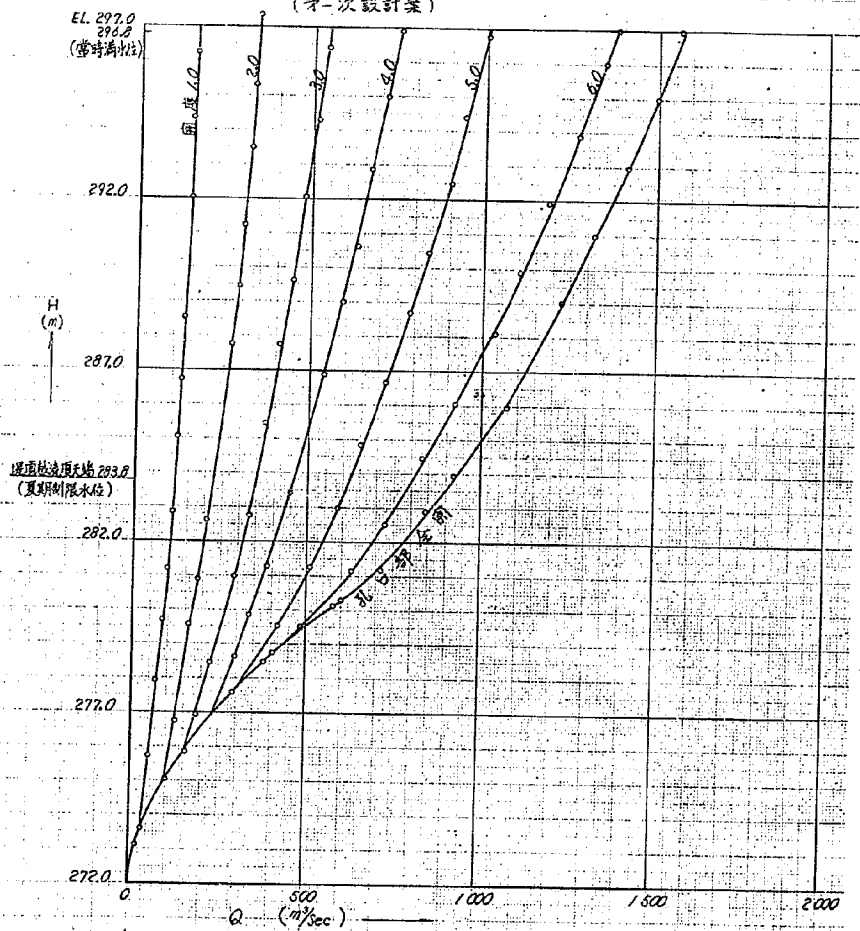
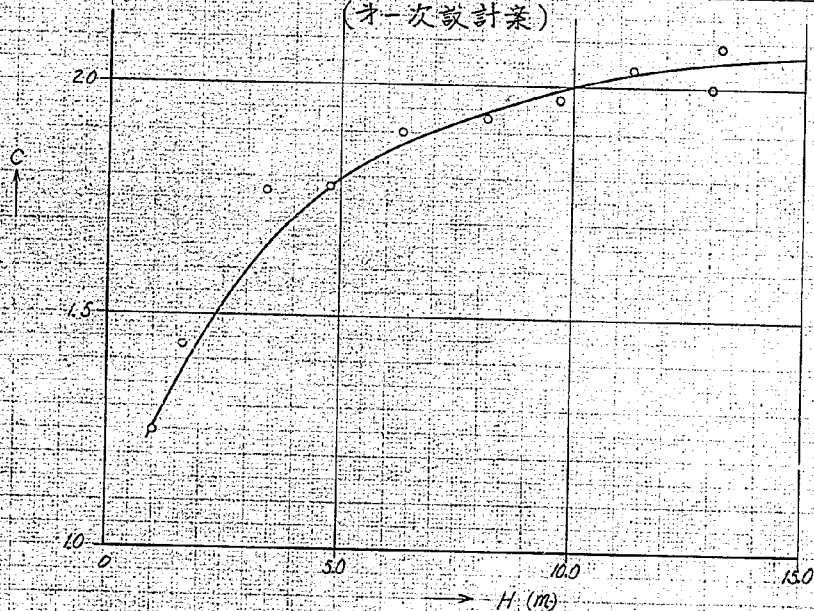


表-18 堤頂越流部 貯水位流量關係表

(第一次設計案)

ゲート開度 (m)	貯水位 E.L. (m)	流量 $Q (m^3/sec)$	越流水深 h (m)	越流係数 C	ゲート開度 (m)	貯水位 E.L. (m)	流量 $Q (m^3/sec)$
全開	284.800	20	1.000	1.250	4	292.645	509
	285.435	48	1.435	1.435		294.390	587
	287.220	179	3.420	1.769		295.670	630
	288.575	297	4.770	1.782		296.850	669
	290.125	484	6.235	1.902		290.020	470
	291.950	720	8.150	1.934	5	293.07	622
	293.500	953	9.700	1.972		294.61	714
	295.085	1237	11.285	2.039		295.18	749
	296.800	1568	13.000	2.000		296.53	805
	296.985	1600	13.185	2.089		291.265	604
1	287.10	71			6	293.160	751
	289.13	102				295.090	867
	291.04	122				296.475	957
	292.90	138				298.845	1072
	294.76	159				293.53	858
	296.54	170			7	294.55	933
2	286.625	128				295.40	1001
	288.460	179				296.81	1110
	290.525	238			8	293.050	895
	292.445	273				293.895	952
	295.095	313				294.990	1050
	296.190	329				295.970	1131
3	287.50	189				296.855	1203
	289.38	270			9	294.50	1104
	291.43	339				295.79	1220
	293.30	409				296.70	1313
	294.86	462			10	295.425	1293
	296.91	504				296.090	1352
4	288.840	327				296.625	1416
	290.845	433				297.115	1472

図-26 堤頂越流部自由越流時の越流深と越流係数関係曲線
(一次設計案)



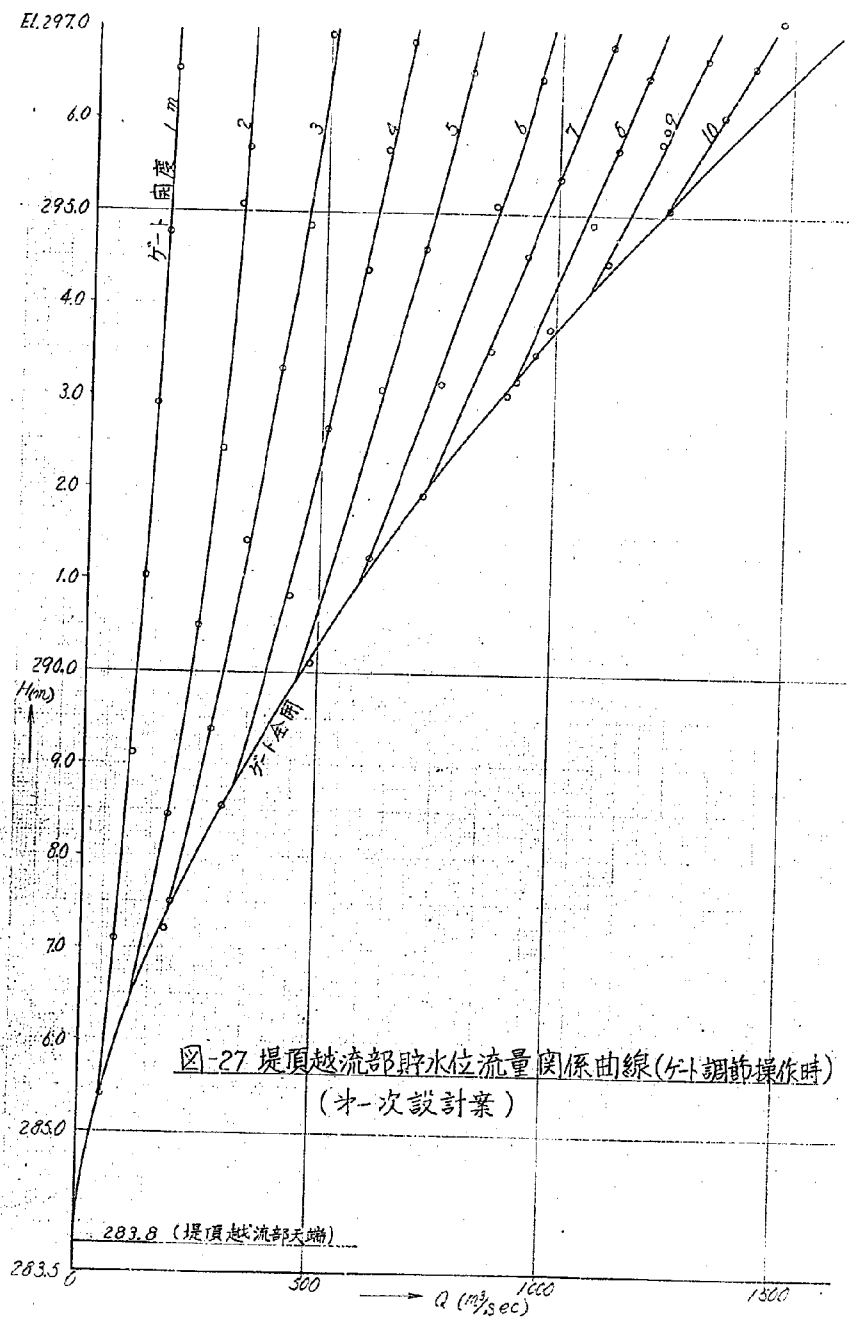
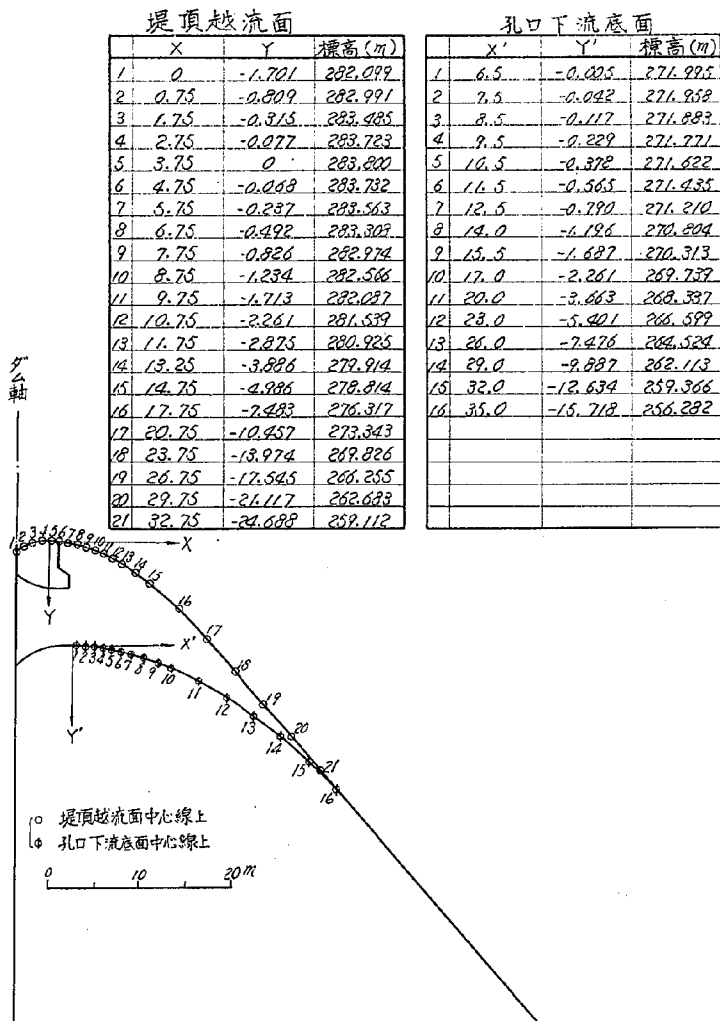


图-28 堤顶越流面上孔口下流底面压力测定位置图及10度量表



表一 19 堤頂越流面および孔口下流底面圧力測定値 (単位: m)

(才一次設計案) (貯水位 EL. 296.8 m)

	測 点 番 号	ダム軸から の追加距離	測 定 位 置 の 標 高	ゲ ー ト 開 度			
				全 開	1.0 m	2.0 m	3.0 m
堤 頂 越 流 面	1	0.000	283.099	12.251	14.676	14.526	13.926
	2	0.750	282.991	8.659	13.534	12.984	11.934
	3	1.750	283.485	5.940	12.615	11.265	9.590
	4	2.750	283.723	4.277	11.252	8.752	6.852
	5	3.750	283.800	2.775	6.650	4.475	3.275
	6	4.750	283.732	1.968	0.393	0.693	0.593
	7	5.750	283.563	1.617	-0.413	-0.438	-0.463
	8	6.750	283.308	1.142	-0.308	-0.933	-1.008
	9	7.750	282.974	0.926	-0.349	-0.749	-0.999
	10	8.750	282.566	0.859	-0.291	-0.541	-0.766
	11	9.750	282.087	0.863	-0.162	-0.412	-0.587
	12	10.750	281.539	1.061	0.086	-0.039	-0.114
	13	11.750	280.923	1.250	0.225	0.175	0.075
	14	13.250	279.914	1.411	0.136	0.411	0.411
	15	14.750	278.814	1.111	0.221	0.261	0.286
	16	17.750	276.317	0.633	0.183	0.158	0.158
	17	20.750	273.343	0.407	0.157	0.132	0.082
	18	23.750	269.826	1.749	0.499	0.599	0.774
	19	26.750	266.255	2.270	0.520	0.670	0.920
	20	29.750	262.683	2.367	0.517	0.767	1.042
	21	32.750	259.112	2.288	0.412	0.773	1.388
孔 口 下 流 底 面	1	6.500	271.995	1.680	8.480	10.855	10.930
	2	7.500	271.958	0.167	0.767	3.867	5.715
	3	8.500	271.883	0.333	-0.258	0.817	2.367
	4	9.500	271.771	-0.471	-0.271	-0.071	0.704
	5	10.500	271.662	-0.722	-0.347	-0.447	-0.197
	6	11.500	271.435	-0.710	-0.210	-0.435	-0.660
	7	12.500	271.210	-0.610	-0.210	-0.535	-0.935
	8	14.000	270.804	-0.079	-0.254	-0.379	-0.804
	9	15.500	270.313	0.287	-0.038	-0.213	-0.563
	10	17.000	269.739	0.411	-0.114	-0.289	-0.389
	11	20.000	268.337	0.213	0.163	0.013	-0.337
	12	23.000	266.599	0.001	-0.049	-0.099	-0.349
	13	26.000	264.524	0.276	0.151	0.176	0.051
	14	29.000	262.113	0.037	-0.063	-0.113	-0.138
	15	32.000	259.366	0.134	-0.284	0.384	0.184
	16	35.000	256.282	0.068	-0.032	0.018	-0.057

図-29(a) 堤頂越流面おの孔下流底面圧力分布図

(第一次設計案)

(貯水位 EL. 296.8 m
ゲート全開)

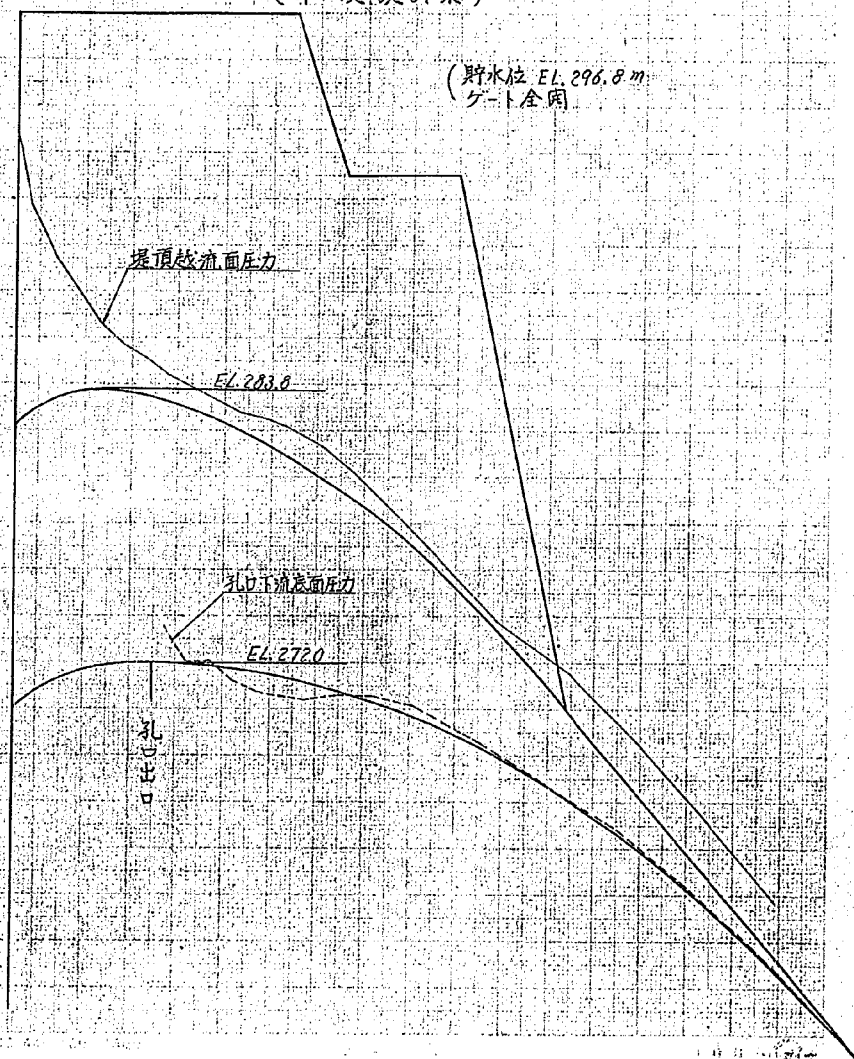


図-29(b) 堤頂越流面と孔口下流底面圧力分布図
(第一次設計案)

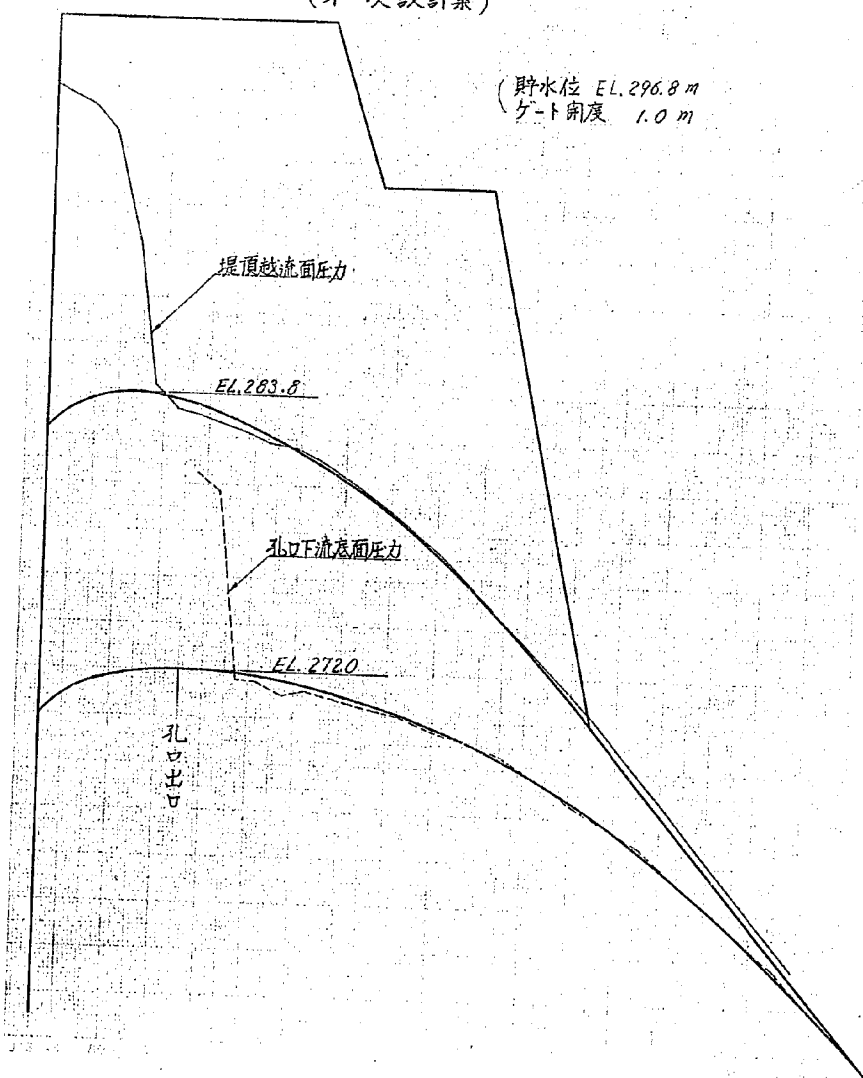


図-29(c) 堤頂越流面および下流底面圧力分布図

(第一次設計案)

(貯水位 EL. 296.8 m
ゲート開度 2.0 m)

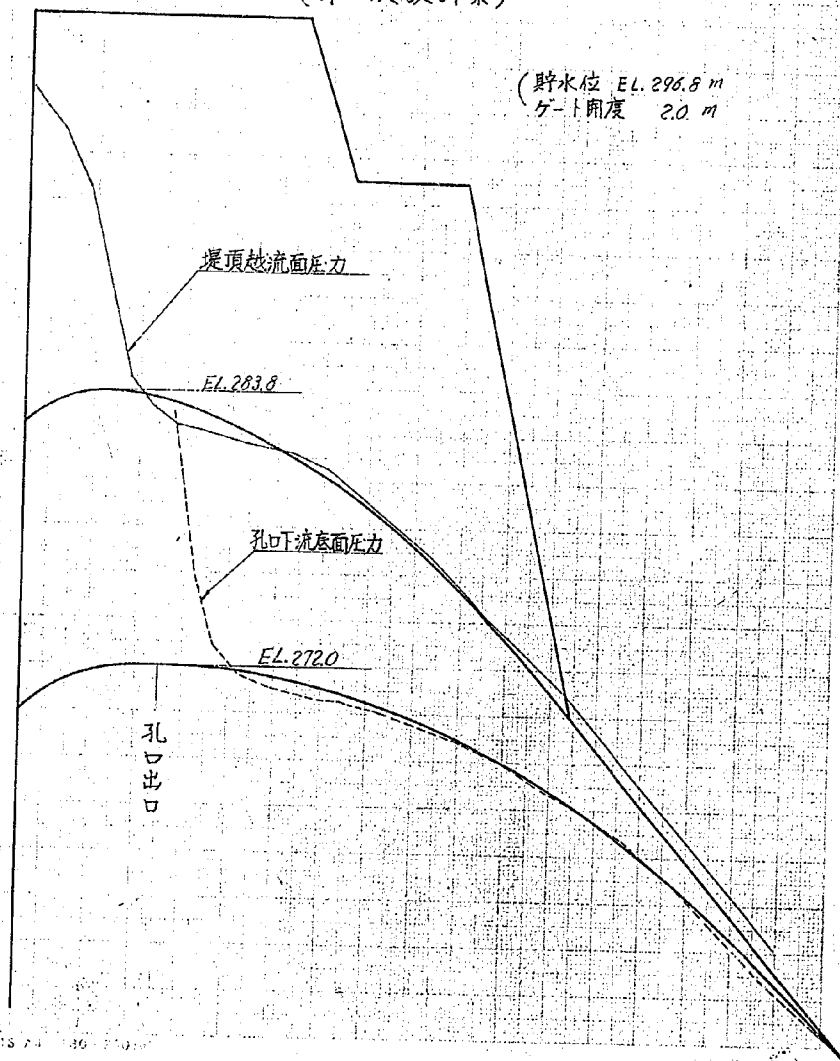
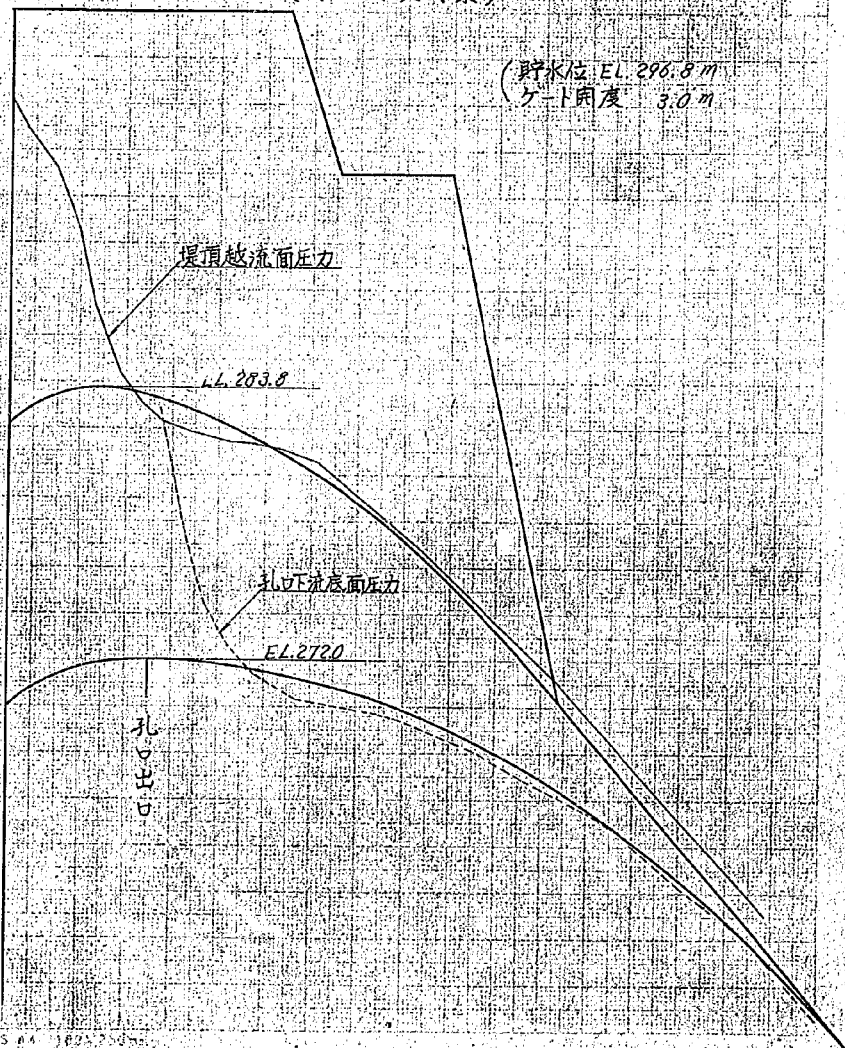


図-29(d) 堤頂越流面および孔の下流底面圧力分布図
(才一次設計案)



表一 20 橋台橋脚および導流壁の水面形

(計水位 296.8 m
堤頂越流部および孔口部ゲート全開
(才一次設計案) (単位: m))

測点 番号	ダム軸 からの 追加距離	測点位置 標高	最高水面 標高	平均水面 標高	測点 番号	ダム軸 からの 追加距離	測点位置 標高	最高水面 標高	平均水面 標高
左岸側橋台および導流壁の水面形									
1	0	282.099	296.774	296.574	22	3.775	253.160	262.585	260.360
2	0.75	282.991	295.716	295.216	23	4.275	247.207	254.757	253.132
3	1.75	283.485	294.910	293.935	24	4.775	241.255	247.655	246.055
4	2.75	283.723	293.798	292.998	25	5.275	235.302	240.852	239.477
5	3.75	283.800	293.600	292.500	26	5.775	229.350	235.300	233.000
6	4.75	283.732	293.057	292.207	27	6.275	223.398	228.373	226.848
7	5.75	283.563	292.688	291.663	28	6.775	217.445	222.245	220.895
8	6.75	283.308	292.483	291.358	29	7.275	211.493	216.093	214.743
9	7.75	282.974	292.074	291.299	30	7.775	205.540	209.840	208.690
10	8.75	282.556	291.841	291.116	31	8.275	199.588	203.538	202.438
11	9.75	282.087	291.787	290.687	32	8.775	193.636	197.486	196.036
12	10.75	281.539	291.589	290.389	33	9.275	187.691	190.841	189.841
13	11.75	280.925	291.675	289.900	34	9.775	184.182	186.652	185.987
14	13.75	279.914	290.914	289.214	35	10.275	181.816	184.166	183.466
15	14.75	278.814	290.114	288.589	36	10.775	180.468	182.868	182.168
16	17.75	276.316	287.566	286.291	37	11.275	180.001	182.101	181.601
左岸側橋脚の水面形									
1	0	282.099	296.774	296.574	1	0	282.099	296.774	296.574
2	0.75	282.991	296.391	295.691	2	0.75	282.991	296.391	295.691
3	1.75	283.485	295.860	294.560	3	1.75	283.485	295.860	294.560
4	2.75	283.723	294.848	293.673	4	2.75	283.723	294.848	293.673
5	3.75	283.800	294.400	293.350	5	3.75	283.800	294.400	293.350
6	4.75	283.732	293.857	292.782	6	4.75	283.732	293.857	292.782
7	5.75	283.563	293.113	292.388	7	5.75	283.563	293.113	292.388
8	6.75	283.308	292.533	291.883	8	6.75	283.308	292.533	291.883
9	7.75	282.974	292.244	291.444	9	7.75	282.974	292.244	291.444
10	8.75	282.556	291.641	291.141	10	8.75	282.556	291.641	291.141
11	9.75	282.087	291.212	290.637	11	9.75	282.087	291.212	290.637
12	10.75	281.539	290.689	290.139	12	10.75	281.539	290.689	290.139
13	11.75	280.925	290.400	289.575	13	11.75	280.925	290.400	289.575
14	13.75	279.914	289.489	288.989	14	13.75	279.914	289.489	288.989
15	14.75	278.814	288.739	288.189	15	14.75	278.814	288.739	288.189
16	17.75	276.316	286.067	285.392	16	17.75	276.316	286.067	285.392
17	20.75	273.343	283.893	282.243	17	20.75	273.343	283.893	282.243
孔口部左岸側の水面形									
8	14.00	270.804	278.979	275.379	8	14.00	270.804	278.979	275.379
9	15.50	270.313	276.138	275.238	9	15.50	270.313	276.138	275.238
10	17.00	269.739	276.164	274.739	10	17.00	269.739	276.164	274.739
11	20.00	268.337	275.587	273.564	11	20.00	268.337	275.587	273.564
孔口部右岸側の水面形									
8	14.00	270.804	275.054	274.479	8	14.00	270.804	275.054	274.479
9	15.50	270.313	275.663	274.588	9	15.50	270.313	275.663	274.588
10	17.00	269.739	275.314	274.439	10	17.00	269.739	275.314	274.439
11	20.00	268.337	275.587	274.087	11	20.00	268.337	275.587	274.087
右岸側橋台および導流壁の水面形									
16	17.75	276.316	286.992	286.417	16	17.75	276.316	286.992	286.417
17	20.75	273.343	284.793	283.468	17	20.75	273.343	284.793	283.468
18	23.75	269.826	281.976	279.601	18	23.75	269.826	281.976	279.601
19	26.75	266.255	278.805	276.755	19	26.75	266.255	278.805	276.755
20	29.75	262.683	274.733	272.833	20	29.75	262.683	274.733	272.833
21	32.75	259.112	270.812	267.862	21	32.75	259.112	270.812	267.862

図-30 橋台、橋脚および導流壁をい水面形図
(第一次設計案) {堤頂附木柱 EL. 296.8}

堤頂貯木位 EL. 296.8 m
堤頂越流部と出口部と全渠

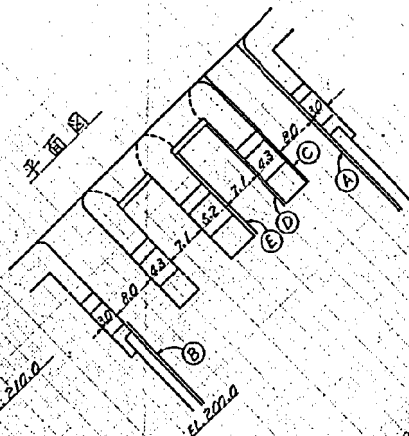
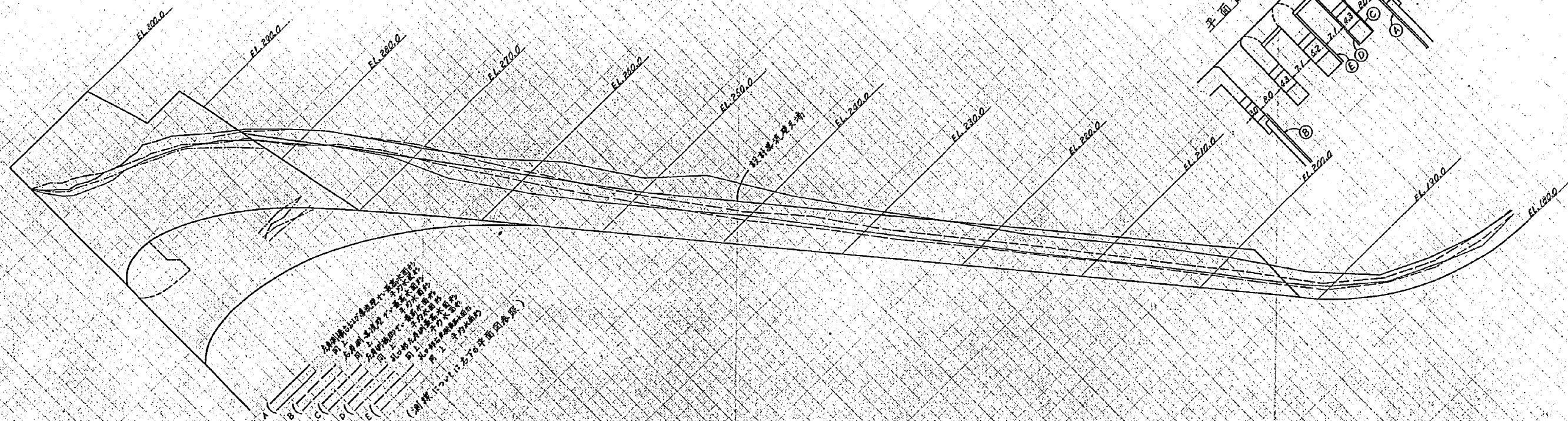
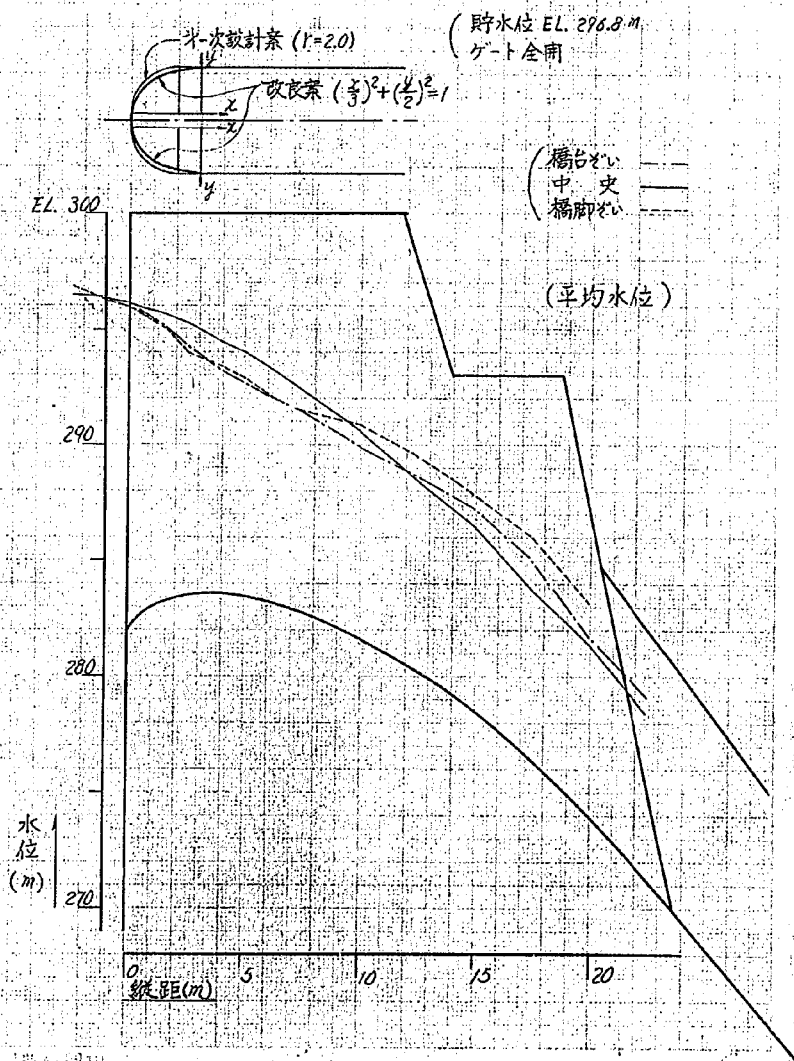


図-3/ 橋脚上流部改造後の水面形図
(改良案)



表一 2 1 橋台、橋脚上流部改造後の越流水面形測定値表 (平均値)

ゲート全開 貯水位 E L. 2 9 6.8 m

距 離	橋 脚 そ い	中 央	橋 台 そ い
- 2.5	E L. 2 9 6.7 0 0	E L. 2 9 6.5 3 5	E L. 2 9 6.5 2 0
- 1.5	2 9 6.5 0 5	2 9 6.4 3 5	2 9 6.4 2 5
- 1.0	2 9 6.4 5 0	2 9 6.3 7 5	2 9 6.2 8 5
- 0.5	2 9 6.2 9 0	2 9 6.2 5 0	2 9 6.1 3 0
0.0	2 9 6.1 6 5	2 9 6.2 3 5	2 9 5.9 7 0
0.5	2 9 5.7 1 5	2 9 5.9 9 5	2 9 5.7 8 0
1.5	2 9 5.1 9 0	2 9 5.7 4 0	2 9 5.2 0 0
2.5	2 9 3.9 9 0	2 9 5.3 4 5	2 9 4.3 4 0
4.0	2 9 3.4 5 5	2 9 4.5 2 0	2 9 3.2 2 0
5.0	2 9 2.9 7 0	2 9 4.0 7 5	2 9 2.7 4 5
6.5	2 9 1.9 5 5	2 9 3.1 1 0	2 9 1.9 3 0
7.5	2 9 1.5 3 0	2 9 2.4 0 5	2 9 1.4 2 0
1 0.0	2 9 0.9 4 0	2 9 0.6 1 5	2 8 9.8 9 5
1 2.5	2 8 9.5 8 0	2 8 8.5 3 0	2 8 8.7 0 0
1 5.0	2 8 7.8 6 5	2 8 6.4 4 0	2 8 7.2 8 0
1 7.5	2 8 5.9 5 5	2 8 3.7 4 5	2 8 5.0 8 5
2 0.0	2 8 3.1 3 5	2 8 1.3 5 0	2 8 1.6 9 0
2 2.5	—	2 7 8.3 8 5	2 7 2.1 5 0

表一 2 2 堤頂越流部 貯水位，流量關係表

(橋脚上流部形状改良案)

測 点	ゲート全開		ゲート開度 1.0 m		ゲート開度 2.0 m	
	貯 水 位 E L. (m)	流 量 (m^3/sec)	貯 水 位 E L. (m)	流 量 (m^3/sec)	貯 水 位 E L. (m)	流 量 (m^3/sec)
1	297.220	1675	296.120	175	296.470	339
2	295.750	1395	293.530	143	293.570	290
3	294.530	1175	291.450	138	290.885	245
4	292.910	900	289.080	100	288.435	180
5	291.550	700	286.175	68		
6	290.615	562				
7	288.800	335				
8	287.615	205				
9	285.830	75				
10	284.475	20				

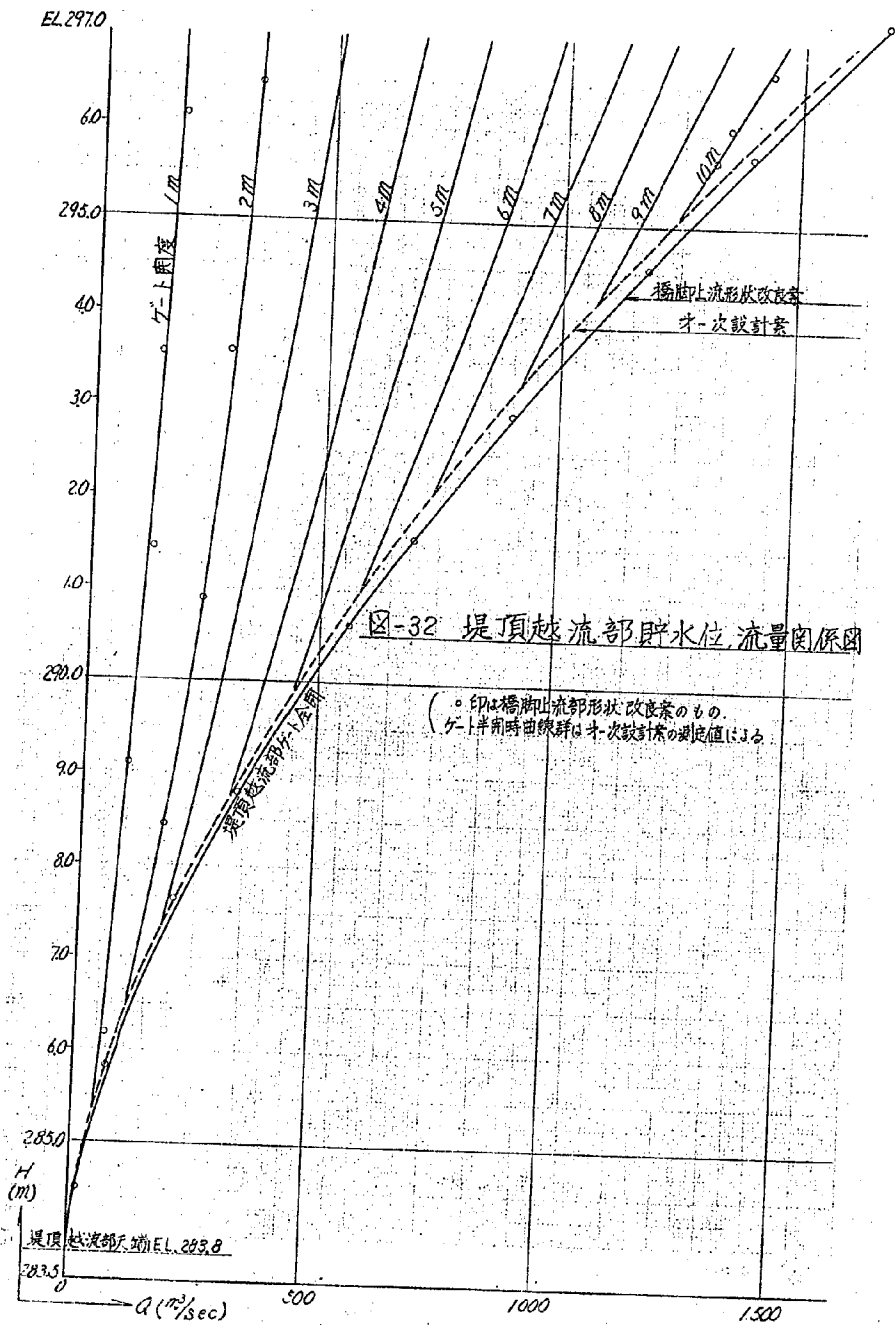


图-34(a) 利水用放水管配置断面图 (单位: m)

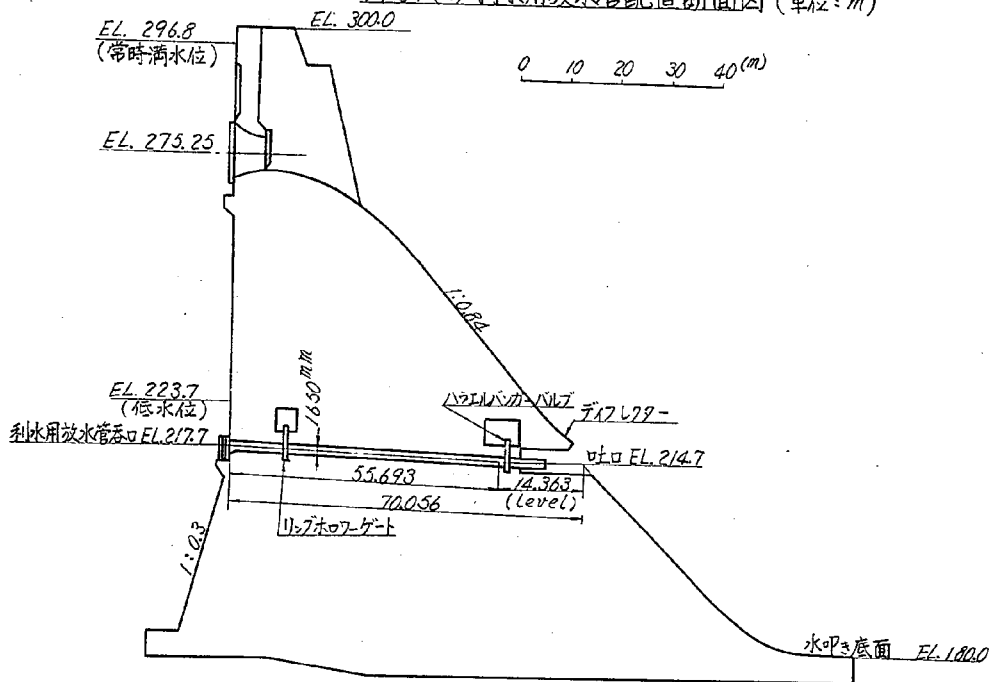


図-34(b) 利水用放水管配置平面図

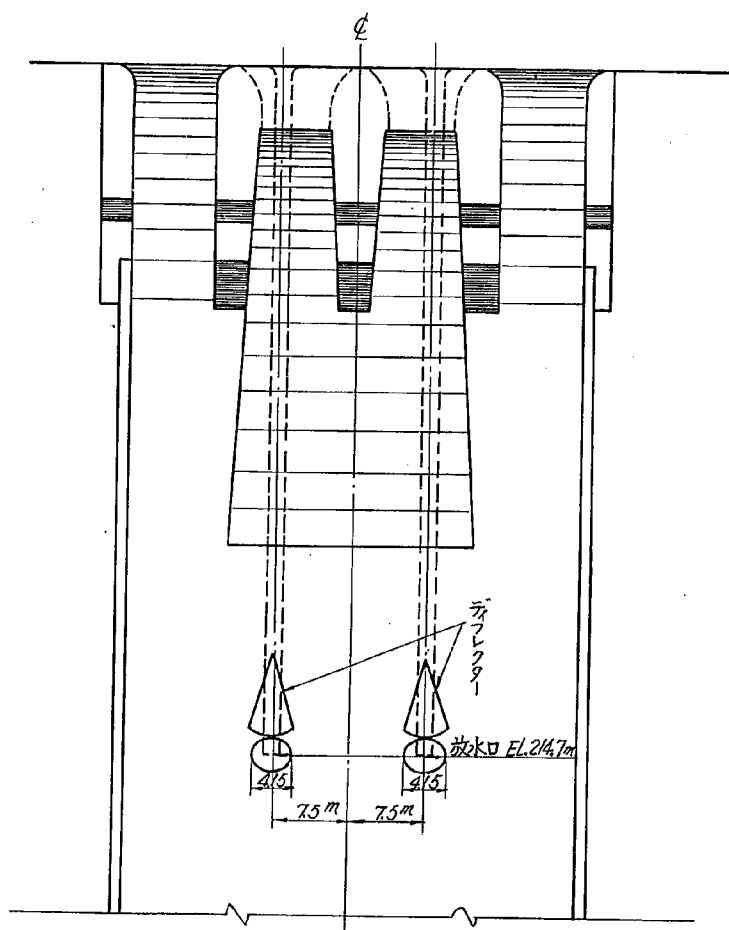


図-34(C) 利水用放水管放水口断面図(単位:m)

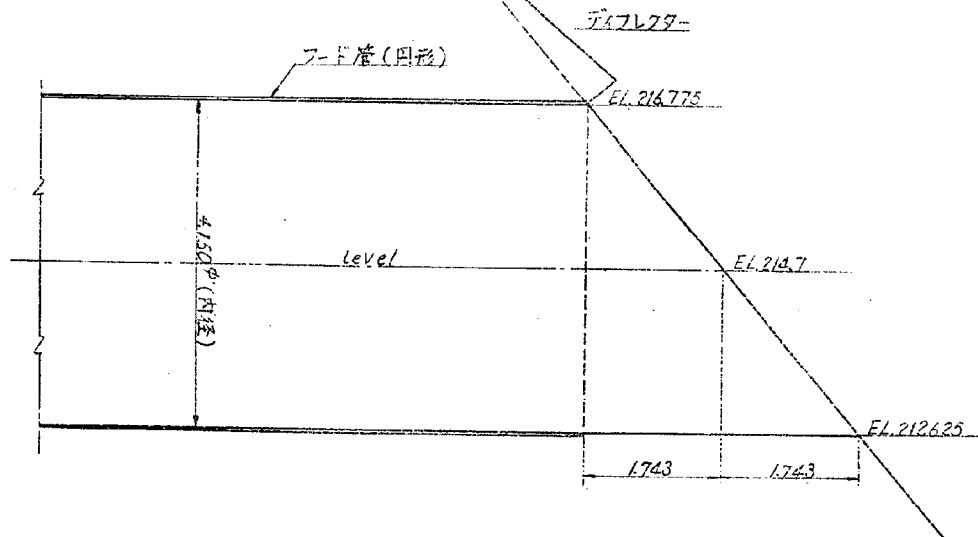
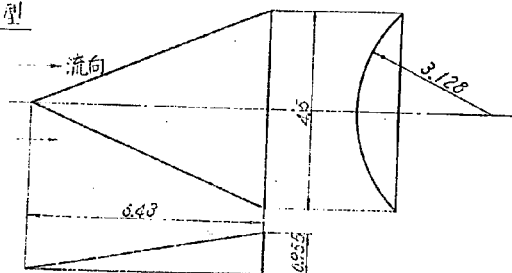
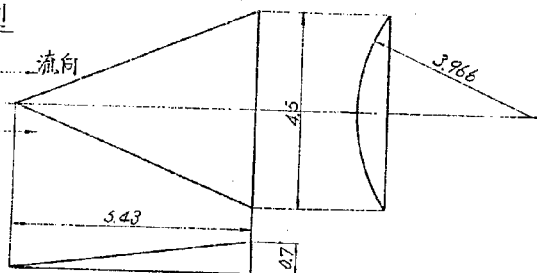


図-34(d) ディフレクター形状図 (単位: m)

I 型



II 型



III 型

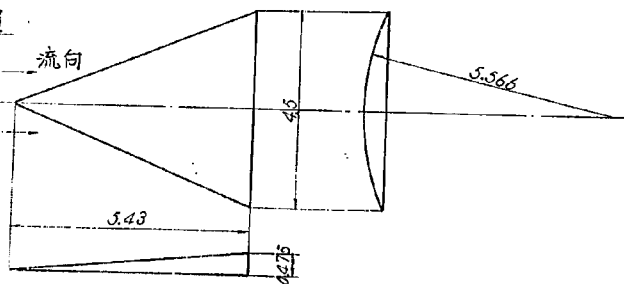


表-23

ディフレクター附近の水面形測定値表

型	測点番号	ダム軸からの距離	流量 3000m ³ /sec			流量 2500m ³ /sec			流量 800m ³ /sec		
			ディフレクター中心線上水深	導流壁からの空荷範囲		ディフレクター中心線上水深	導流壁からの空荷範囲距離		ディフレクター中心線上水深	導流壁からの空荷範囲距離	
			m	m	m	m	m	m	m	m	m
I	1	64.486	2.20	—	1.30	—	0.80	—	—	—	—
	2	68.313	2.75	—	2.10	—	1.60	—	—	—	—
	3	72.526	3.25	11.70~17.40	2.70	11.60~17.40	2.20	11.30~17.75	—	—	—
	4	74.134	3.40	11.30~17.70	2.90	11.20~17.70	2.40	11.00~17.80	—	—	—
	5	75.742	3.40	11.00~17.80	3.20	11.10~17.80	2.45	10.70~17.90	—	—	—
	6	77.350	3.50	10.75~18.00	3.20	11.00~18.00	2.70	10.35~18.00	—	—	—
	7	78.958	3.50	10.35~17.90	3.25	10.80~18.10	2.70	10.00~18.10	—	—	—
	8	80.566	3.45	10.30~18.00	3.20	10.30~18.00	2.50	9.50~18.00	—	—	—
	9	83.782	3.25	10.10~18.60	3.15	9.75~18.00	2.50	9.15~18.10	—	—	—
	10	86.998	3.15	9.90~18.60	3.00	9.70~18.00	2.50	8.80~18.00	—	—	—
	11	90.214	3.25	9.75~18.60	3.50	9.70~18.00	—	—	—	—	—
II	1	64.486	2.25	—	1.70	—	0.90	—	—	—	—
	2	68.313	2.60	—	2.10	—	1.40	—	—	—	—
	3	72.526	2.75	12.25~17.35	1.90	12.10~16.85	1.70	11.30~17.20	—	—	—
	4	74.134	2.80	12.25~17.60	2.30	12.00~16.95	1.75	11.15~17.40	—	—	—
	5	75.742	2.90	12.30~17.70	2.45	12.20~17.00	1.75	10.90~17.35	—	—	—
	6	77.350	3.00	12.25~17.80	2.30	12.25~16.75	1.65	10.80~17.10	—	—	—
	7	78.958	2.95	12.25~18.00	2.45	12.40~16.65	1.50	10.65~16.90	—	—	—
	8	80.566	2.95	12.25~17.90	2.25	14.50	1.50	10.65~16.75	—	—	—
	9	83.782	2.50	12.25~17.40	1.75	—	1.45	10.30~16.40	—	—	—
	10	86.998	2.25	12.60~16.75	1.75	—	0.80	10.05~16.15	—	—	—
	11	90.214	1.75	14.50	1.60	—	0.80	9.80~	—	—	—
III	1	64.486	2.20	—	1.75	—	0.85	—	—	—	—
	2	68.313	2.45	—	2.00	—	1.25	—	—	—	—
	3	72.526	2.50	12.70~16.75	2.25	12.50~16.75	1.20	12.00~16.75	—	—	—
	4	74.134	2.50	12.80~16.40	2.15	12.60~16.45	0.90	12.00~16.45	—	—	—
	5	75.742	2.25	13.20~15.50	1.90	13.00~15.75	0.95	12.50~16.10	—	—	—
	6	77.350	2.20	14.50	1.75	14.50	0.65	14.50	—	—	—
	7	78.958	2.20	—	1.60	—	0.60	—	—	—	—
	8	80.566	2.20	—	1.50	—	0.50	—	—	—	—
	9	83.782	2.00	—	1.65	—	0.65	—	—	—	—
	10	86.998	2.00	—	1.80	—	0.65	—	—	—	—
	11	90.214	1.95	—	1.95	—	—	—	—	—	—

図-35 ディフクタ-附近の水面形図

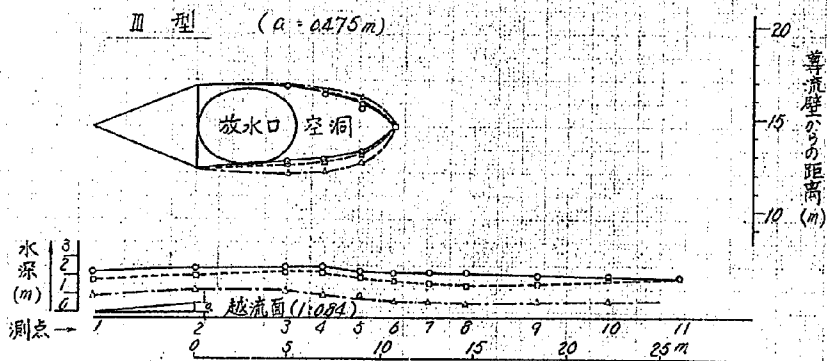
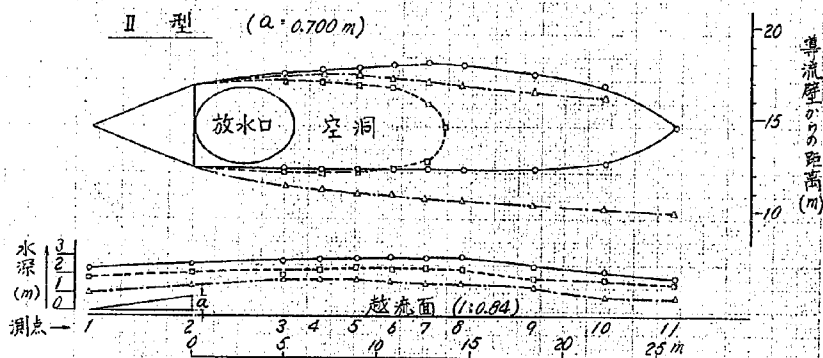
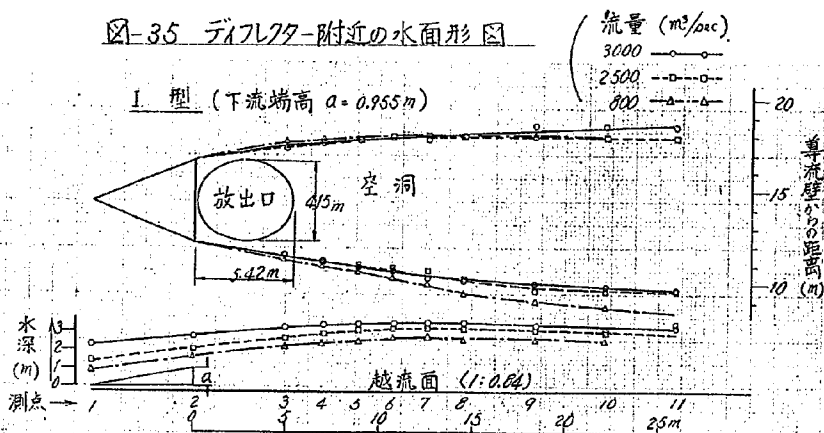
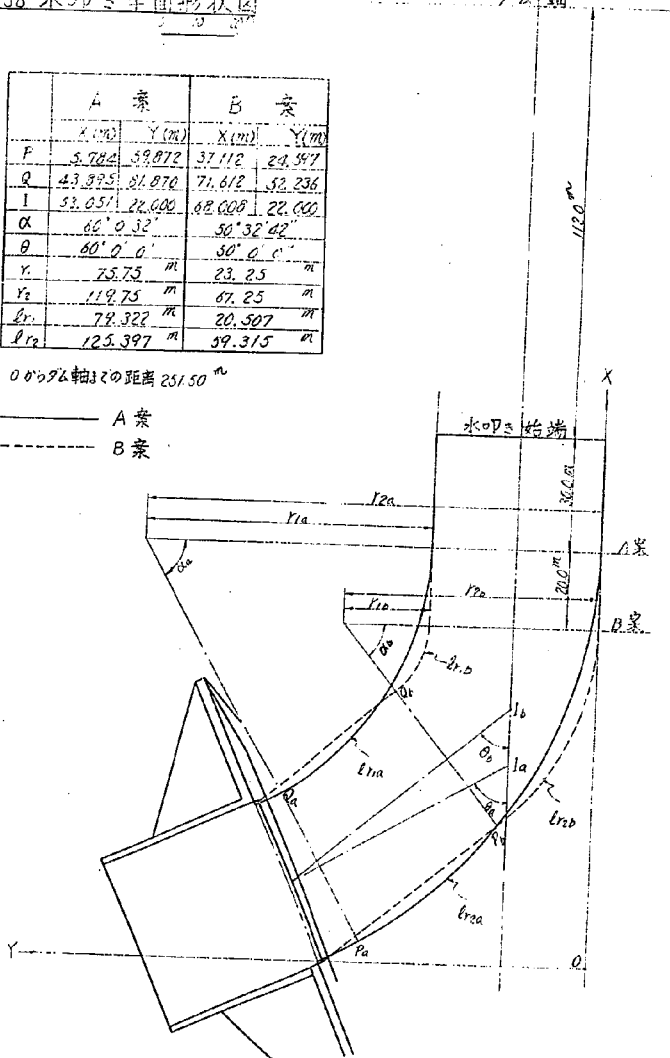


図-36 水叩き平面形状図

	A 系		B 系	
	X(m)	Y(m)	X(m)	Y(m)
F	5.782	59.872	37.112	24.397
Q	43.895	81.870	71.612	52.236
I	53.051	22.000	68.000	22.000
α	66° 0' 32"		50° 32' 42"	
θ	60° 0' 0"		50° 0' 0"	
r_1	75.75	m	23.25	m
r_2	119.75	m	67.25	m
l_{r1}	74.322	m	20.507	m
l_{r2}	125.397	m	59.315	m

0°の92軸との距離 251.50 m

—— A 系
 - - - - B 系



表一 26 流量と仮副ダム天端越流水位および

跳水のために必要な副ダム位置における水位関係表

水 叩 き 直 線 長	流 量 (m^3/sec)	仮副ダム天端 越 流 水 位 (EL, m)	跳水に必要な副ダム位置の水位 (EL, m)			
			シルなし	シル高 1.0 m	シル高 2.0 m	シル高 3.0 m
30 m (A 案)	500	195.883	185.787	186.460	186.832	186.757
	800	196.567	188.863	189.355	188.597	188.255
	1000	197.507	191.687	190.977	190.322	189.373
	1200	198.160	193.827	192.895	191.637	190.382
	1400	198.655	194.880	193.660	192.982	191.657
	1600	199.055	196.167	194.448	193.880	192.597
	1800	199.305	196.923	195.800	194.920	193.357
	2000	199.948	197.760	196.425	195.887	193.897
	2200	200.512	198.333	197.520	196.675	194.427
	2400	200.758	198.880	198.348	196.983	195.238
	2600	201.053	200.048	198.938	197.728	190.000
	2800	201.598	200.657	199.633	198.603	196.975
50 m (B 案)	3000	202.097	201.437	200.118	199.473	197.885
	3140	202.590	202.313		200.393	198.480
	500	196.202	185.845	186.185	186.190	187.492
	800	197.387	189.105	189.420	188.725	189.957
	1000	198.135	191.585	191.825	191.727	191.283
	1200	198.922	193.273	193.243	192.925	192.222
	1400	199.535	194.643	194.432	194.612	193.498
	1600	199.745	195.460	195.415	195.255	193.954
	1800	200.190	196.772	196.098	196.317	194.961
	2000	200.485	197.453	196.668	197.027	195.532
	2200	200.828	197.940	197.607	197.532	196.232
	2400	201.473	198.672	198.317	197.838	196.503
	2600	201.575	199.513	199.278	198.727	197.745
	2800	201.408	200.385	200.032	199.283	198.337
	3000	201.573	200.965	200.697	200.242	198.975
	3140	201.682	201.523	201.398	200.933	199.522

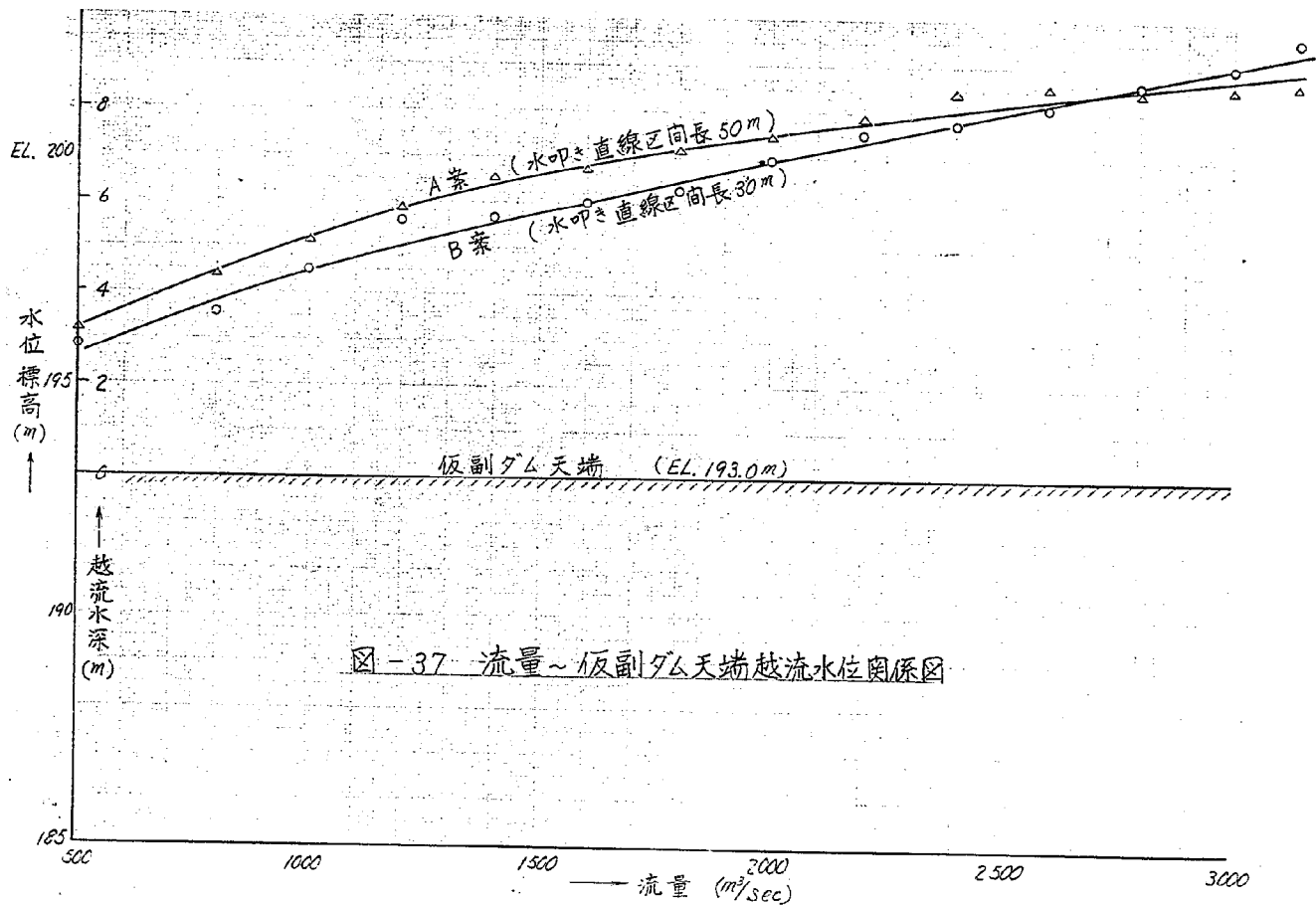
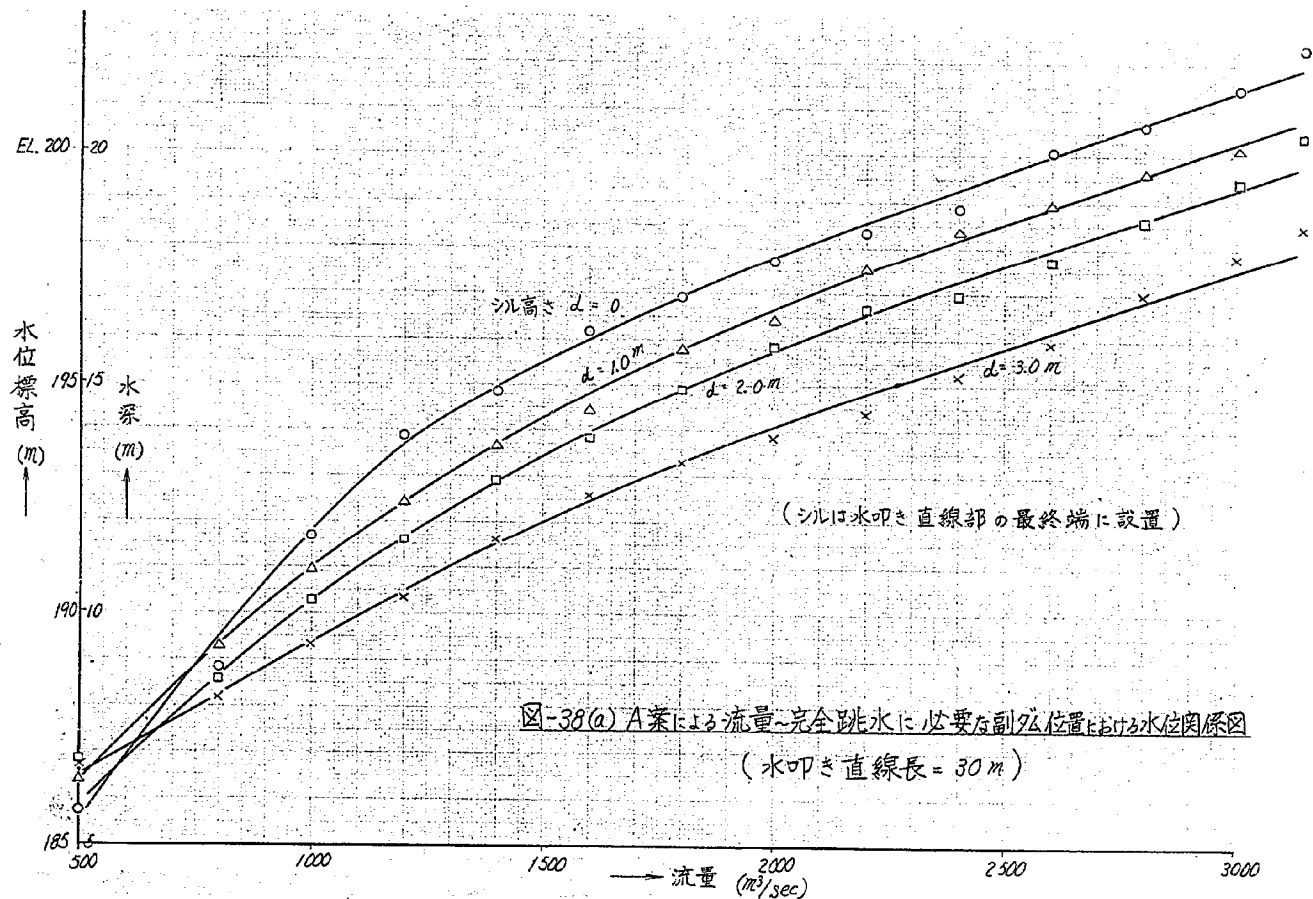
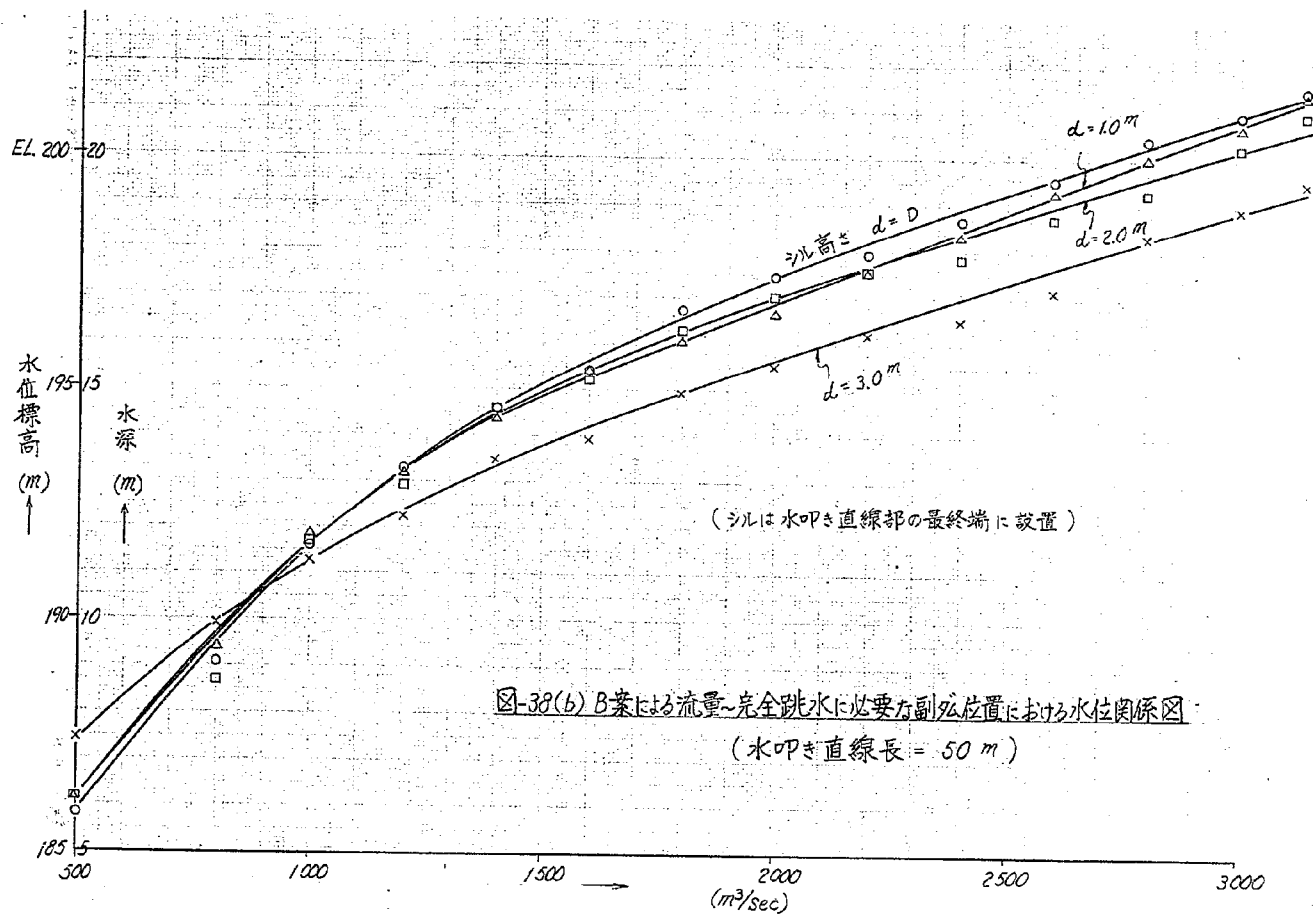
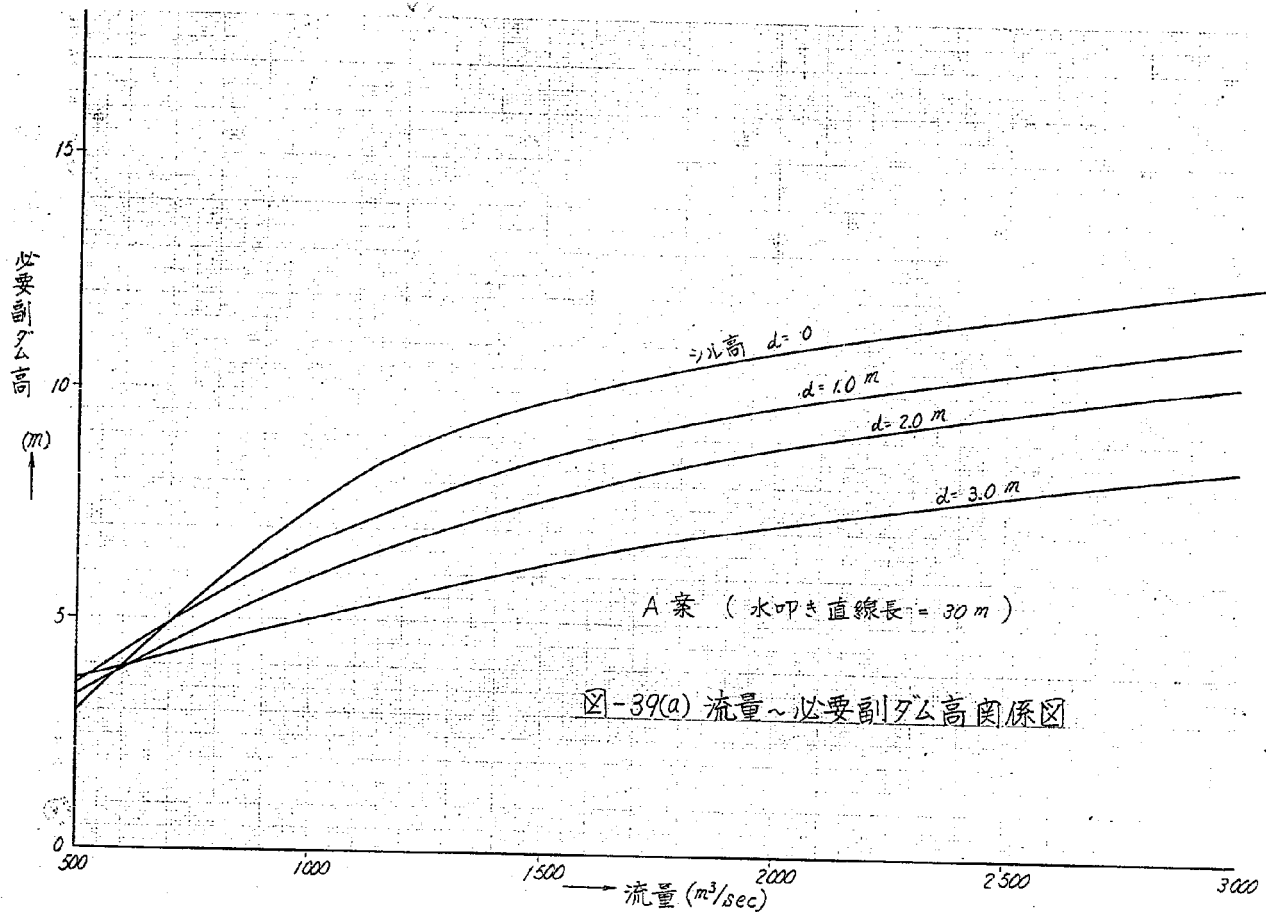
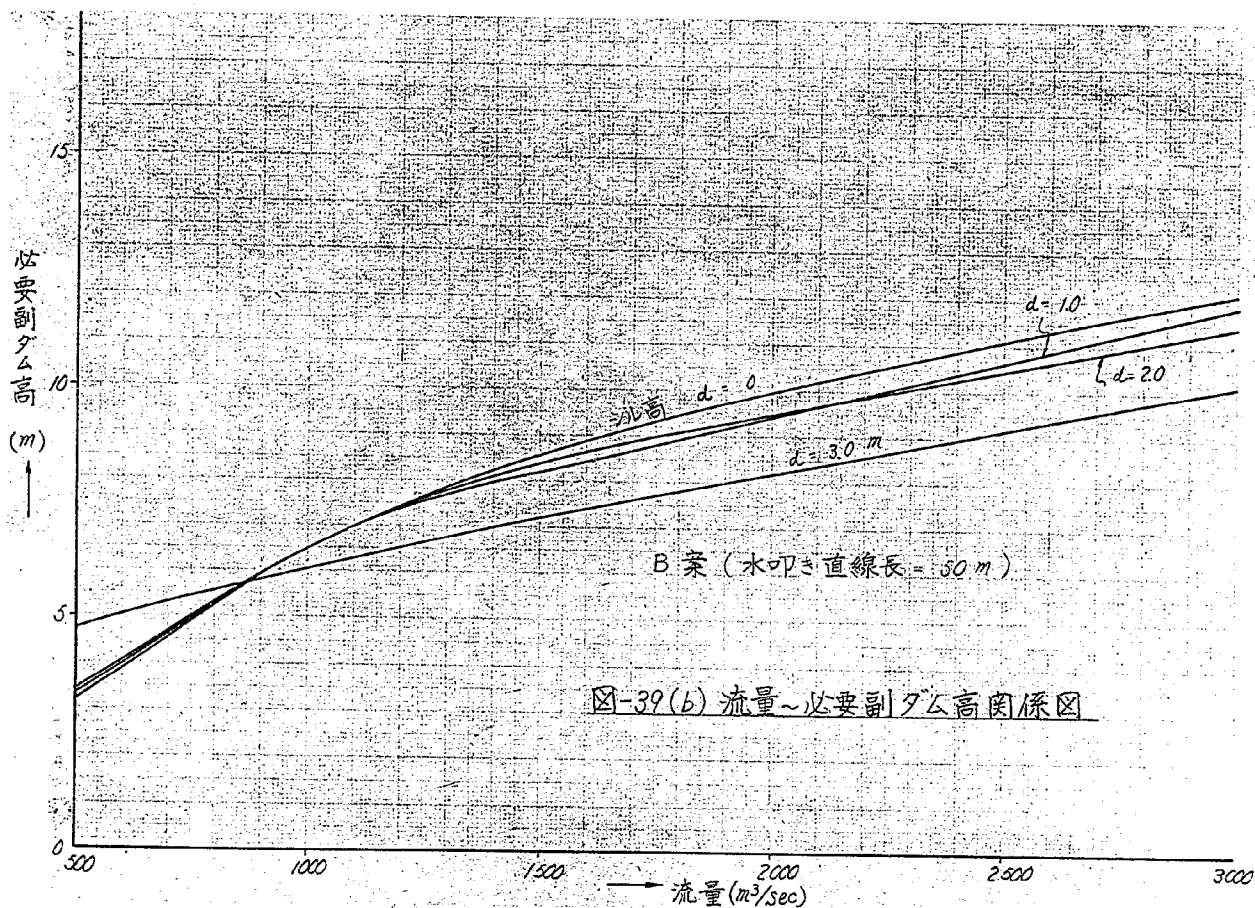


図-37 流量～飯副ダム天端越流水位関係図









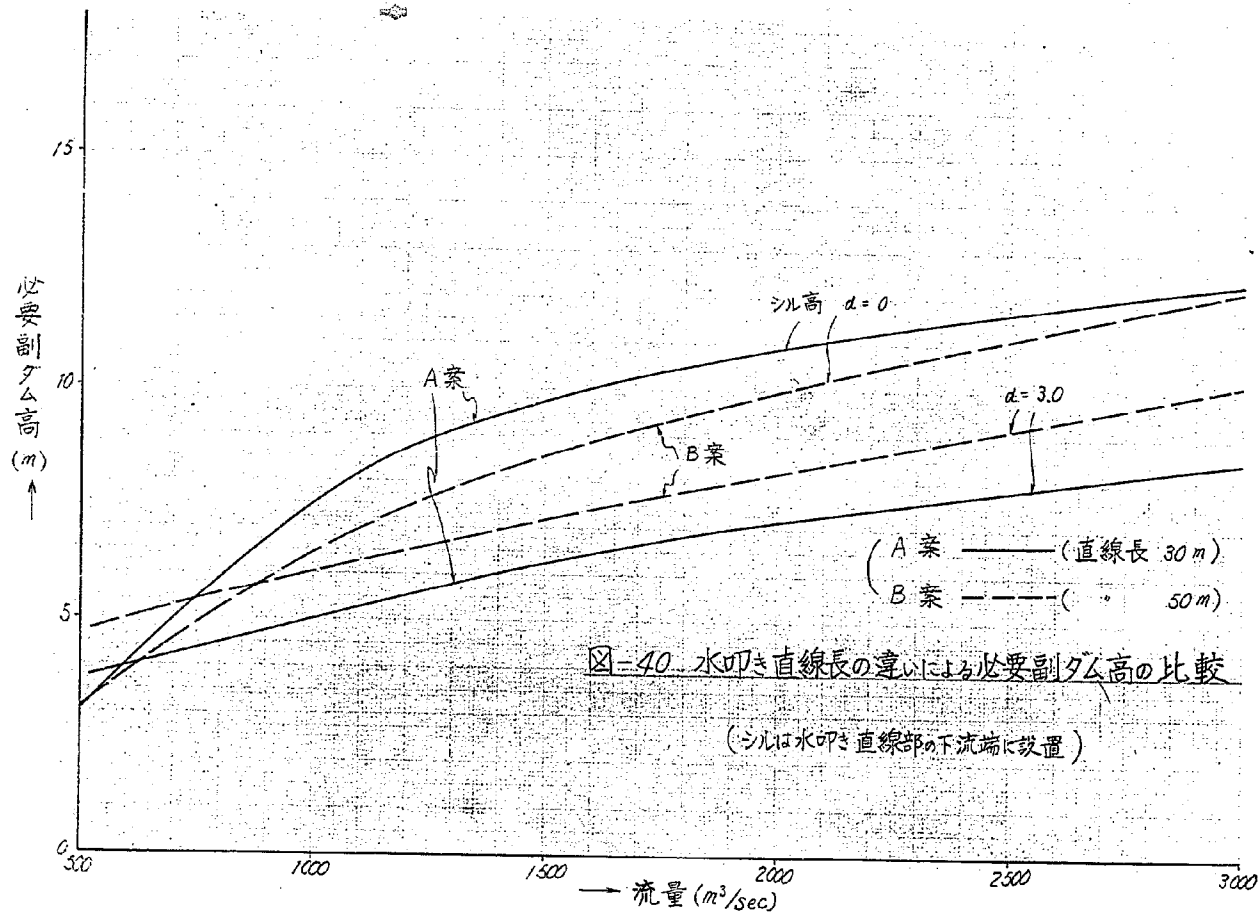


図-42(a) 副ダム断面図(単位:m)
(C案)

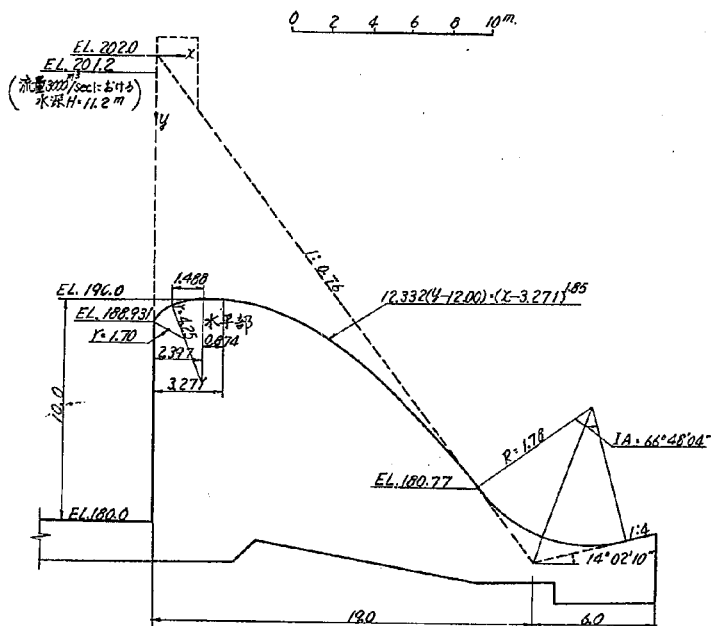


図-42(b) 副ダム上流面図
(C案)

0 2 4 6 8 10 m

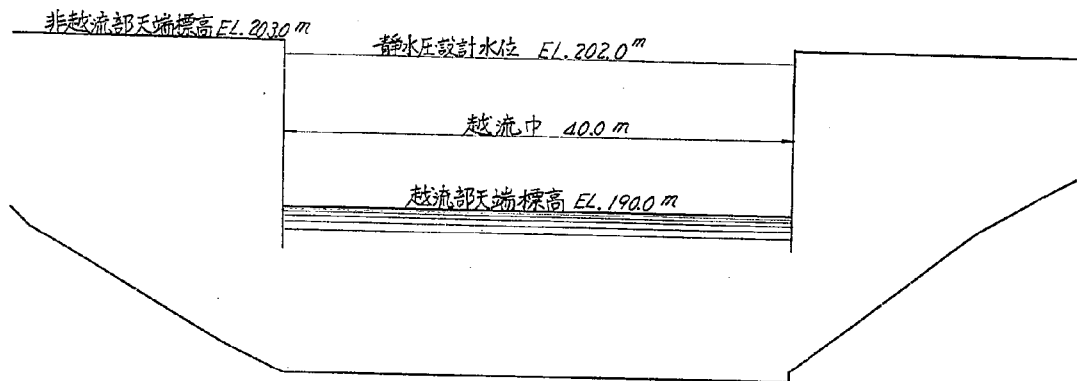


表-28 水叩き内水位表 鉛直導流壁 (A 案)

(単位: m) (貯水位 EL. 296.8 m, 流量 3000 m³/sec)

(上段は最高値 下段は平均値)

副ダム高 12.9 m				副ダム高 13.4 m				副ダム高 14.4 m			
断面	左岸側	中央	右岸側	断面	左岸側	中央	右岸側	断面	左岸側	中央	右岸側
1	187.15	189.75	189.00	1	194.20	192.70	194.80	1	198.90	193.05	196.20
	184.65	184.40	185.45		189.75	188.55	190.05		191.80	190.95	191.75
2	194.50	198.30	196.30	2	199.60	193.80	200.55	2	201.00	195.95	200.90
	186.80	186.25	188.95		192.70	170.55	193.05		193.50	192.25	193.55
3	195.65	194.10	200.00	3	201.70	197.90	202.85	3	203.95	200.25	204.65
	190.80	189.75	191.95		196.90	193.90	196.20		197.20	195.05	197.75
4	203.35	199.10	202.60	4	207.35	200.10	205.85	4	205.50	202.55	206.40
	194.70	192.50	194.25		198.05	197.30	198.40		198.95	197.85	199.45
5	205.55	200.60	204.05	5	205.85	203.80	210.20	5	207.80	203.45	207.45
	196.55	194.95	196.75		201.35	198.75	200.65		202.40	199.70	200.50
6	206.45	201.05	206.80	6	209.40	204.00	207.45	6	210.15	204.65	207.25
	201.40	197.45	198.05		204.20	201.40	201.50		204.05	201.05	202.25
7	209.40	203.30	203.80	7	210.10	205.35	206.55	7	210.15	206.25	207.55
	204.75	199.50	199.40		205.60	202.30	202.70		206.15	202.85	203.70
8	210.30	203.65	204.70	8	210.05	205.50	208.65	8	210.35	205.80	208.05
	205.40	202.10	199.60		205.55	203.10	203.60		206.35	203.40	203.55
9	210.15	205.10	204.20	9	208.00	205.90	207.70	9	210.25	206.25	208.85
	206.60	201.70	200.80		204.95	203.20	203.50		205.45	203.90	203.80
10	208.90	204.95	204.65	10	206.70	205.35	206.65	10	208.95	206.10	209.10
	205.50	201.35	201.20		203.95	203.20	203.30		205.35	204.35	204.35
11	208.65	204.25	205.65	11	210.25	205.20	205.80	11	208.20	206.15	207.60
	203.80	200.40	201.40		203.75	203.10	202.90		205.10	203.95	204.00
12	206.05	203.35	203.30	12	205.95	203.95	204.50	12	209.25	205.45	207.00
	202.80	200.65	201.40		203.65	202.80	203.45		204.35	203.65	204.30
13	204.95	202.65	203.65	13	205.75	203.75	204.45	13	208.10	205.20	206.30
	201.15	200.85	201.30		203.50	202.45	202.80		204.50	203.40	204.00
14	206.50	202.65	202.55	14	205.95	203.65	204.00	14	208.00	204.90	206.20
	201.85	200.95	201.35		203.75	202.65	202.80		205.05	204.05	204.05
副ダム 天端	207.70	202.45	201.45	副ダム 天端	204.65	202.65	202.90	副ダム 天端	206.10	204.05	204.25
	202.55	200.75	200.90		203.05	201.60	202.35		203.80	202.55	202.95

图-43(a) 水口内水面形(横断)图 铅直导流壁(A案)

剖面高
 12.9 m
 13.4
 14.4
 最高
 平均

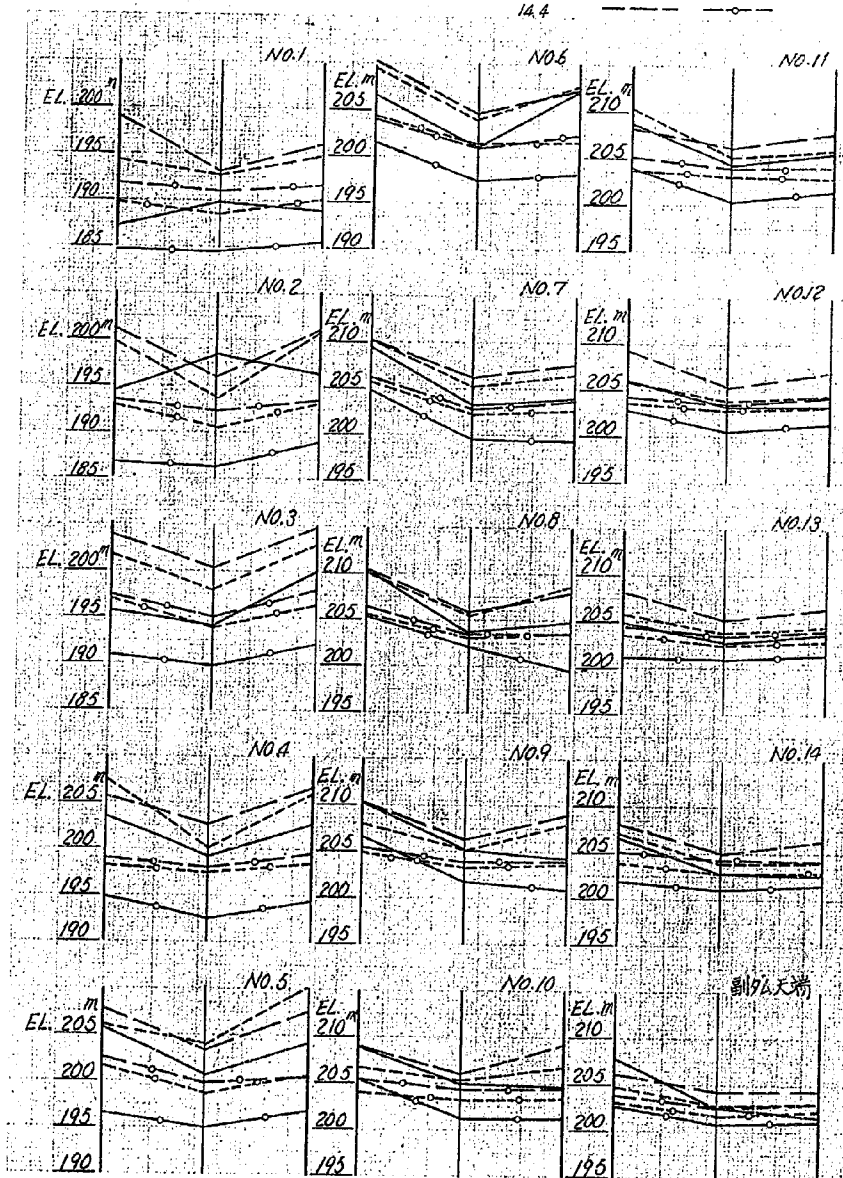


图-43(b) 水叩き内水面形(縦断)図

鉛直導流壁(A案)

貯水位 EL.296.8^m

流量 3,000 m^3/sec

割合高	最高水面	平均水面
12.9 ^m	—	—
13.4	—	—
14.4	—	—

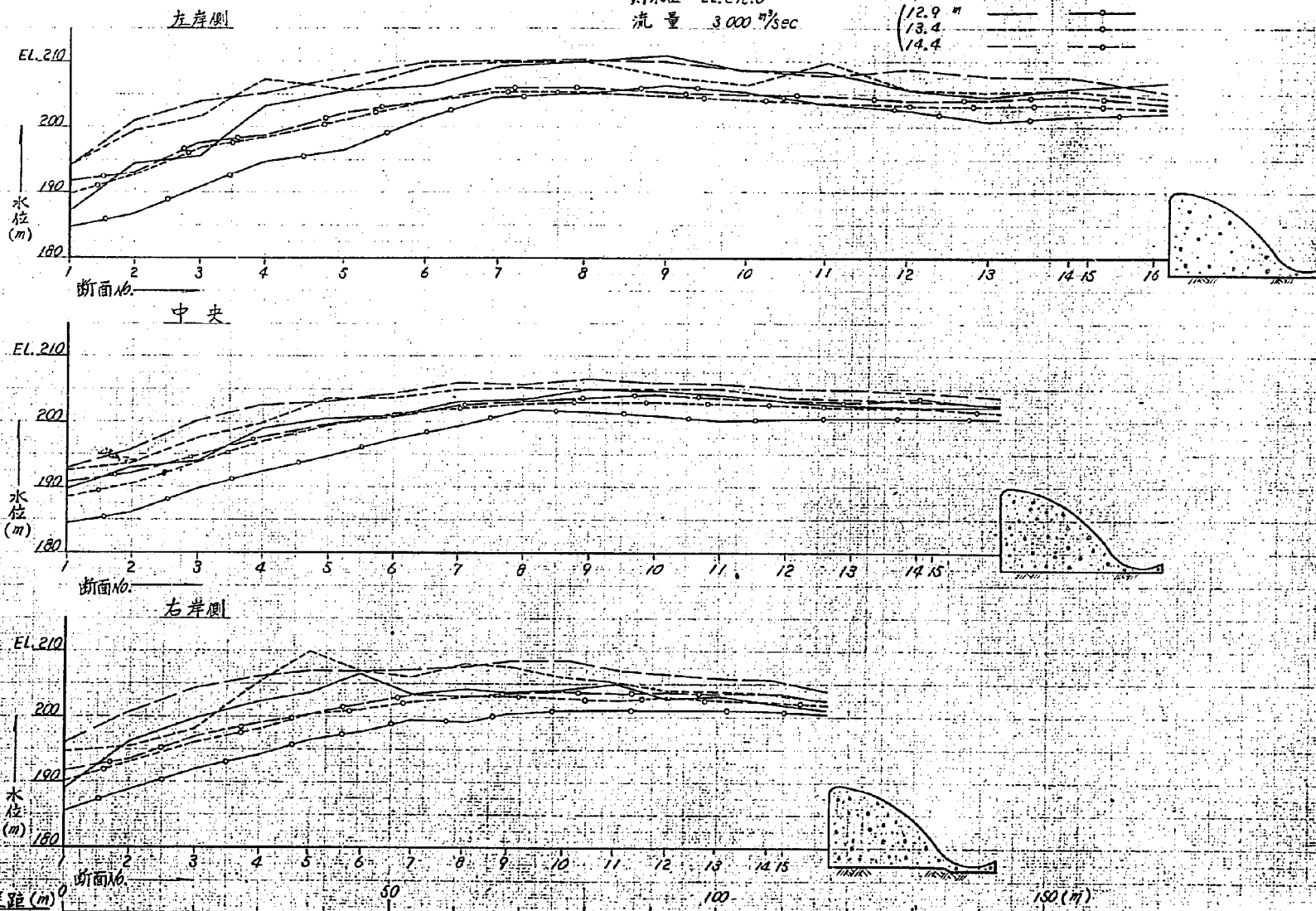
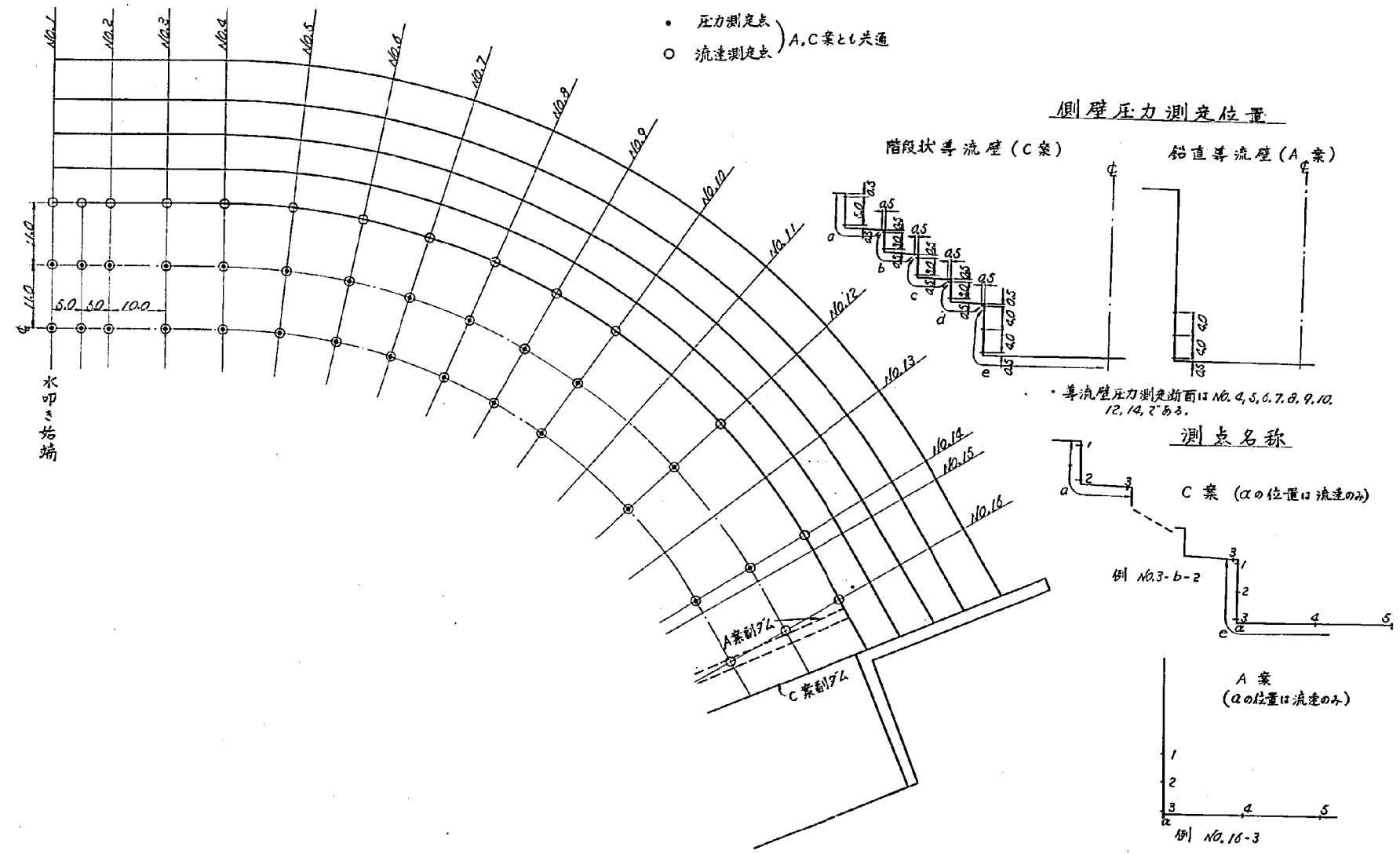


図-44 水叩き内圧および流速測定位置図
(単位: m)

0 10 20 m



表一 29 压力测定值表 · 鉛直導流壁 (A 案)

(单位 : m) (貯水位 B.L. 296.8 m, 流量 3000 m³/sec)

断面高	测点 断面高	1	2	3	4	5
12.9 m	1				5.75	6.10
	1'				4.10	4.20
	2				5.10	6.35
	3				7.85	8.00
	4	4.25	7.65	11.20	10.20	10.80
	5	7.25	10.85	16.50	12.10	12.30
	6	11.25	15.30	19.65	16.10	15.60
	7	12.70	16.90	20.65	18.70	17.55
	8	13.60	17.40	21.15	19.90	18.85
	9	13.50	17.25	21.25	20.25	19.90
	10	13.45	17.10	21.20	20.60	20.40
	11	13.15	17.05	21.25		
	12	13.30	17.20	21.35	20.90	20.90
	13	13.55	17.35	21.50		
	14	13.95	18.10	22.25	21.50	21.00
13.4 m	1				5.50	9.25
	1'				6.40	6.85
	2				7.65	8.60
	3				9.35	10.00
	4	7.75	10.35	14.10	12.50	12.40
	5	9.95	14.05	19.35	15.15	15.15
	6	13.10	17.15	21.50	17.75	17.85
	7	13.85	18.20	21.65	20.50	19.75
	8	13.90	18.00	22.00	21.00	20.85
	9	14.20	17.75	21.90	21.35	21.40
	10	13.90	17.85	21.75	21.75	21.80
	11	14.05	18.05	22.00		
	12	14.10	18.10	22.10	21.65	21.85
	13	14.25	18.25	22.20		
	14	14.45	18.35	22.55	22.35	22.15
14.4 m	1				8.40	12.50
	1'				8.75	10.35
	2				9.35	11.00
	3				11.35	12.50
	4	8.40	12.50	16.25	13.95	14.60
	5	10.80	15.50	20.75	16.85	17.85
	6	13.40	17.75	22.25	19.95	19.35
	7	14.75	19.00	22.65	20.85	20.35
	8	14.80	18.80	22.80	21.40	21.15
	9	14.65	18.55	22.65	21.90	22.15
	10	15.10	18.90	23.15	22.60	22.40
	11	15.20	19.65	23.35		
	12	15.45	19.15	23.10	23.50	22.40
	13	15.45	14.30	23.35		
	14	15.60	19.60	23.85	23.85	22.65

图-45(a) 各断面压力分布图 钻直导流壁(A案)

副坝高(m)

12.9

13.4

14.4

(静水位 EL. 296.8 m

流量 3000 m³/sec

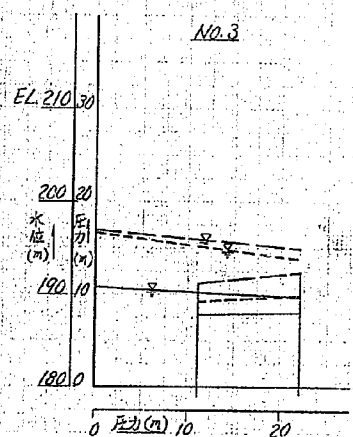
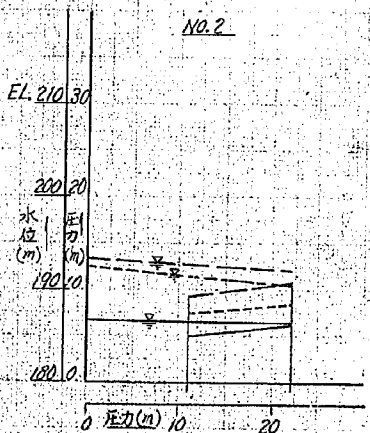
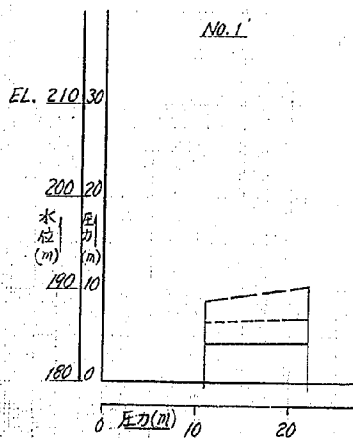
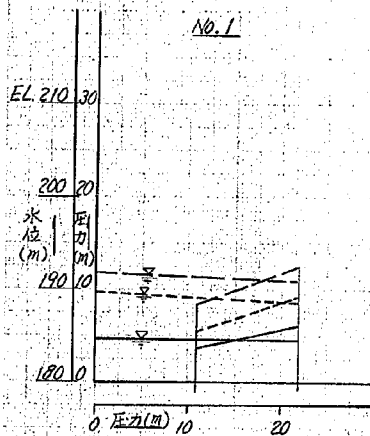


图-45(b) 各断面压力分布图 铅直导流壁(A案)

副坝高(m)

—— 12.9
- - - 13.4
- - - 14.4

(貯水位 EL. 296.8 m
流量 3000 m³/sec)

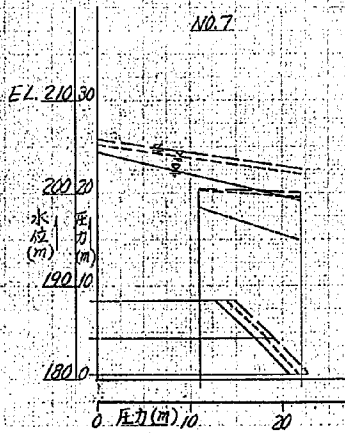
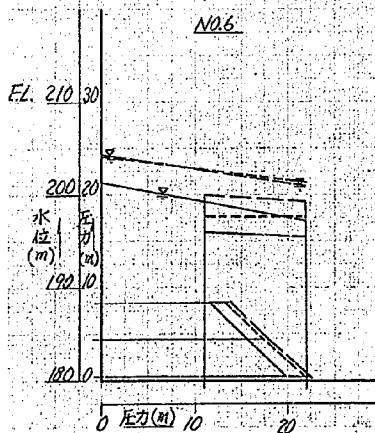
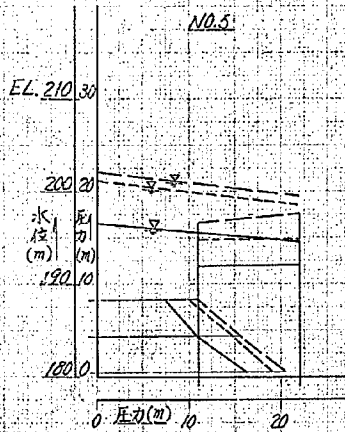
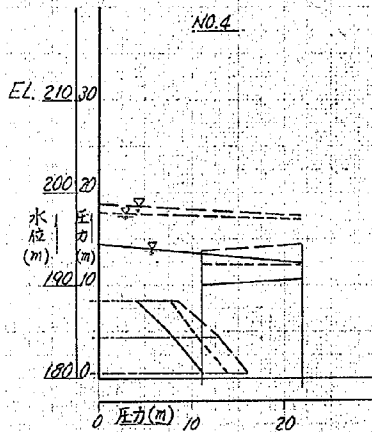


图-45(c) 各断面压力分布图 铅直集流壁(A案)

—— 12.9
 - - - 13.4
 - - - 14.4

(野水位 EL 296.8 m
 流量 3000 m³/sec)

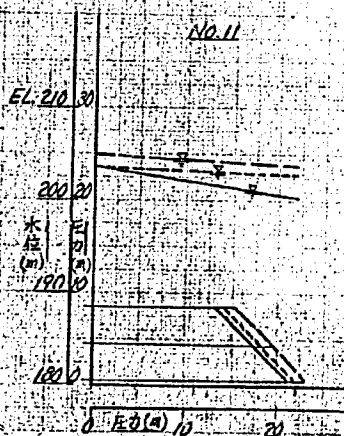
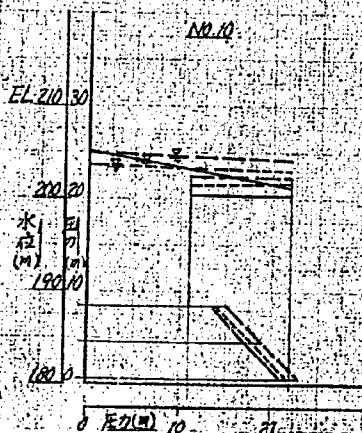
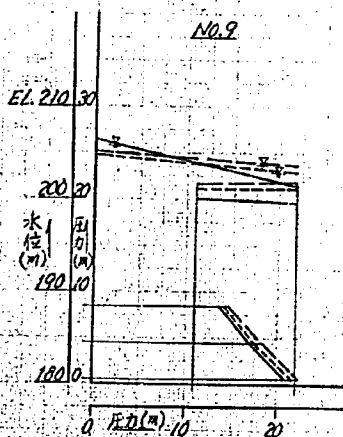
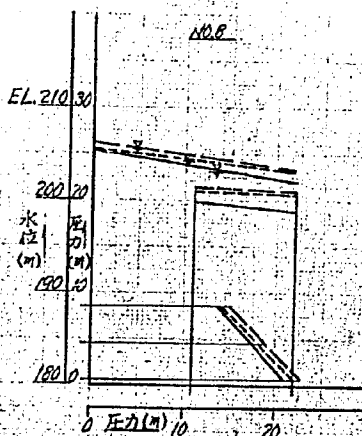


图-45(d)各断面压力分布图 铅直导流壁(A案)

—— 副压高(m)
 12.9
 - - - 13.4
 - - - 14.4

(貯水位 EL.296.8m
 流量 3000 m³/sec

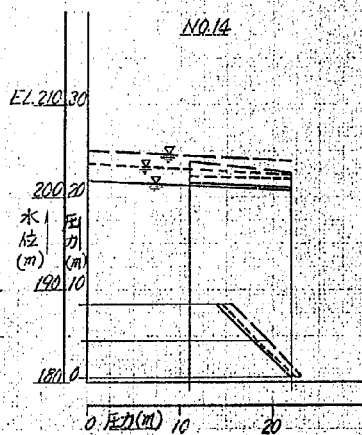
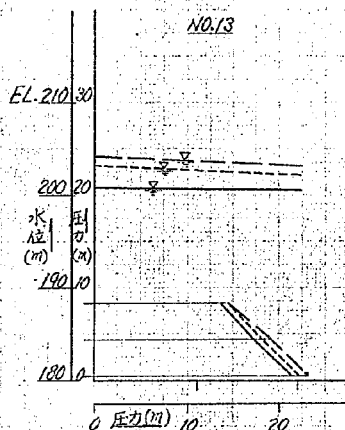
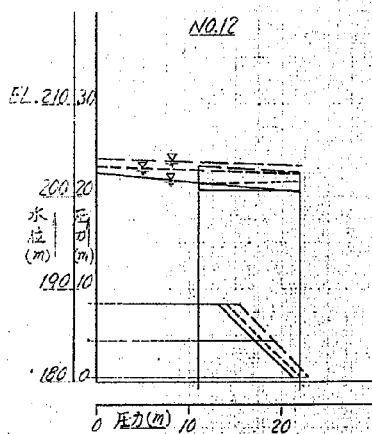


図-46(a) 水門内流況図 (流量 $3000\text{ m}^3/\text{sec}$)
(C 案)

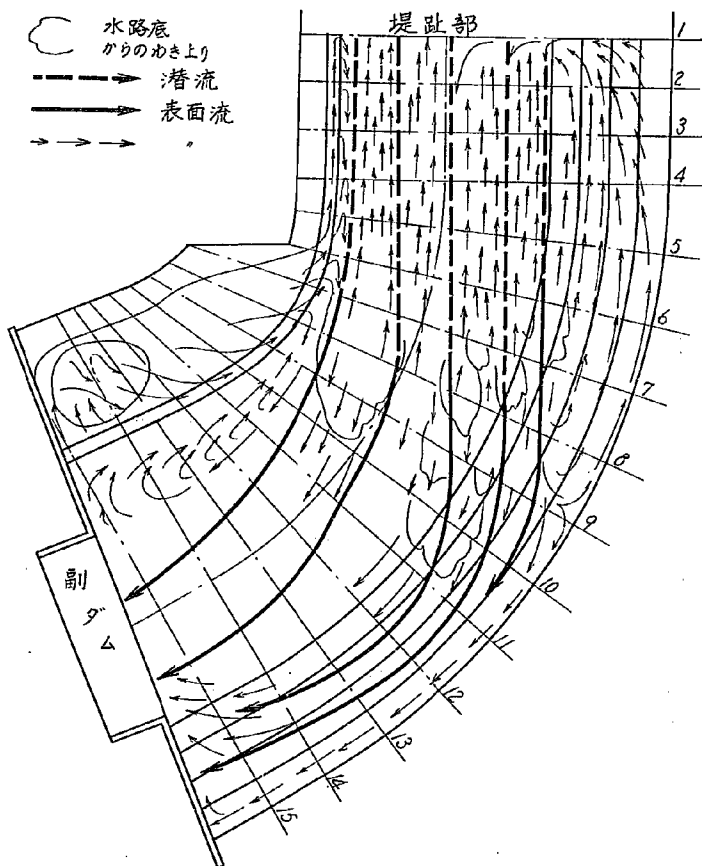


図-46(b) 水叩き内流況図 (流量 $2500 \text{ m}^3/\text{sec}$)
(C 案)

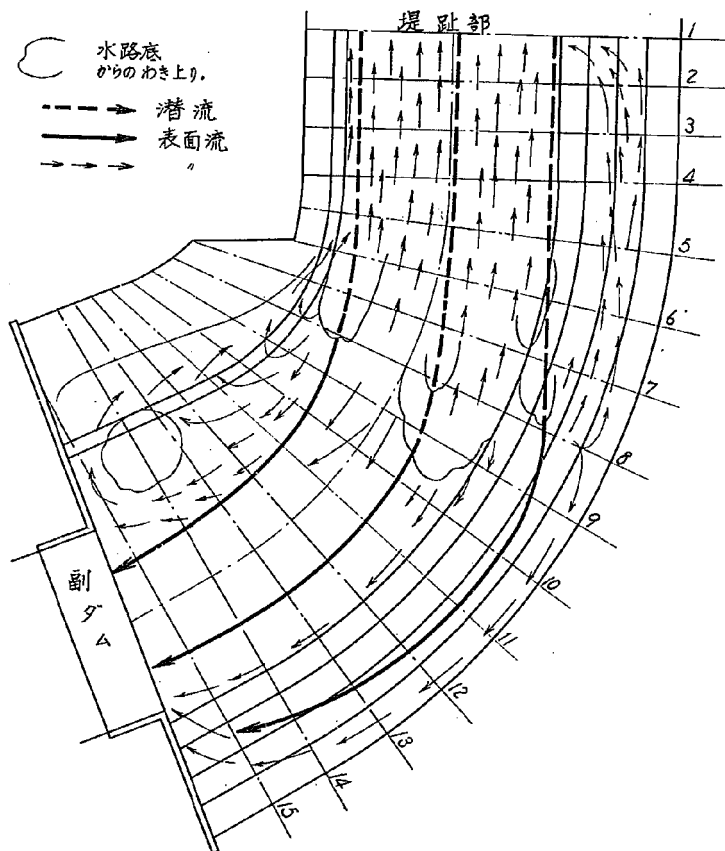


図-46(c) 流況図 (流量 $800\text{m}^3/\text{sec}$)
(C案)

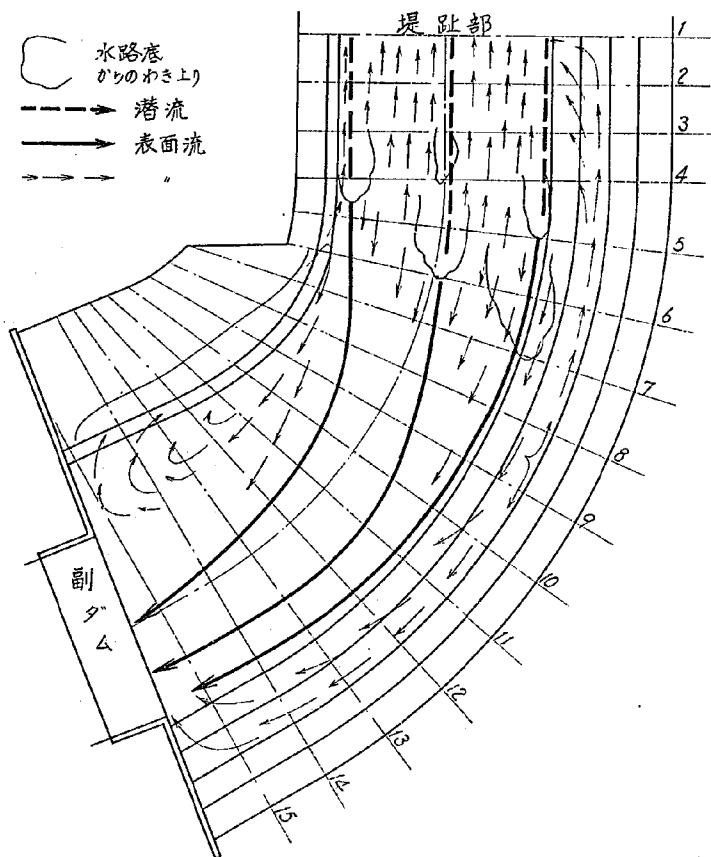


图-47(a) 水叩き内水面形(横断)图

階段状導流壁(c案)

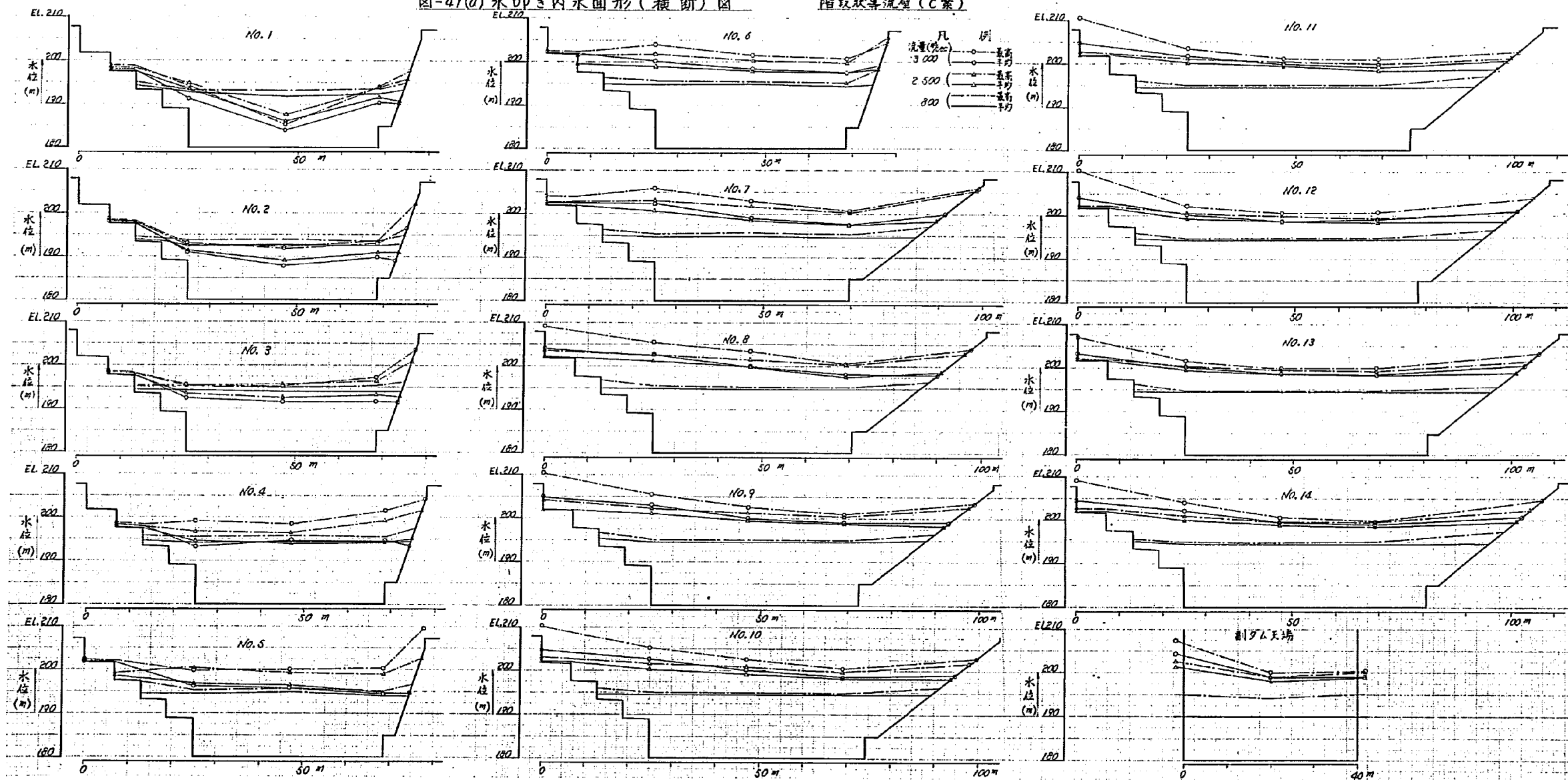
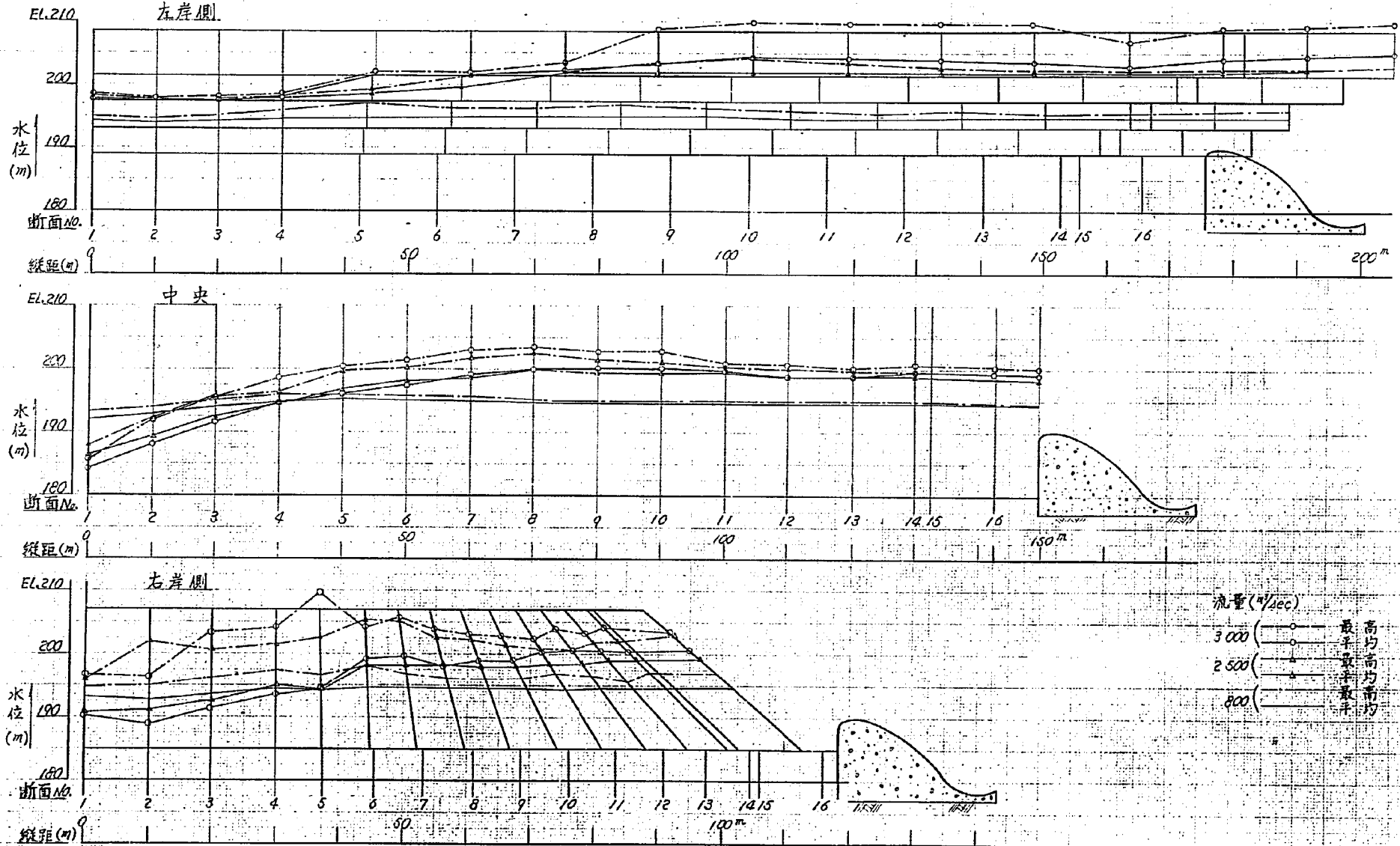


図-47(b) 氷叩き内水面形 (縦断) 図

階段状導流壁 (C案)



表一 30

水叩き内水位表 階段状導流壁 (○案)

(単位: m)

(貯水位 E.L. 294.8 m)

(上段 最高値, 下段 最低値)

流 域 3000 m ² /sec						流 域 2500 m ² /sec						流 域 800 m ² /sec					
断面高	左岸側	底面左岸側	中央	底面右岸側	右岸側	断面高	左岸側	底面左岸側	中央	底面右岸側	右岸側	断面高	左岸側	底面左岸側	中央	底面右岸側	右岸側
1	198.89	194.30	185.50	194.15	196.85	1	198.44	194.90	187.70	193.90	195.91	1	195.06	194.45	193.18	193.70	194.88
	197.99	191.45	184.00	190.45	190.35		197.94	193.50	186.10	191.50	190.76		194.31	192.85	191.88	192.50	193.58
2	198.19	193.10	191.85	193.15	196.50	2	197.92	192.60	192.20	193.55	202.10	2	194.66	193.85	193.90	193.65	195.03
	198.02	191.05	182.75	182.85	189.00		197.69	191.25	189.15	190.95	191.06		193.96	192.40	192.70	192.55	192.78
3	198.29	195.60	195.30	197.25	203.55	3	198.34	195.40	193.60	196.40	200.81	3	195.21	195.40	194.90	195.10	196.38
	198.02	192.25	191.40	191.60	191.40		197.87	193.40	192.40	195.15	192.76		194.26	194.20	193.85	193.85	193.83
4	198.67	199.20	198.55	201.85	204.40	4	198.39	196.80	196.45	199.25	201.71	4	195.91	195.60	195.85	195.65	197.58
	198.27	195.30	194.65	194.70	193.60		197.99	194.60	194.20	194.40	195.16		194.86	194.35	194.45	194.25	194.63
5	202.35	200.10	200.40	200.60	200.90	5	199.49	200.85	199.70	199.35	202.81	5	197.46	195.50	196.00	195.50	196.78
	202.00	196.45	196.15	194.60	194.65		198.74	197.00	196.05	194.90	194.51		194.76	194.70	195.20	194.35	194.28
6	202.35	204.00	201.45	200.85	204.45	6	201.64	201.80	200.30	199.80	205.56	6	196.46	195.70	195.65	195.10	196.33
	202.05	200.15	197.55	197.70	199.30		198.59	199.15	198.16	197.50	198.46		194.91	194.85	194.95	194.45	194.93
7	203.85	205.85	202.90	207.70	205.85	7	202.55	203.15	201.70	200.30	205.56	7	196.36	195.40	195.60	195.20	197.15
	202.50	202.35	199.00	197.50	199.90		202.05	200.80	198.55	197.60	198.46		195.06	194.75	194.85	194.50	194.63
8	208.95	205.30	203.40	207.70	204.10	8	203.75	202.65	202.50	200.45	202.96	8	196.91	195.56	195.20	195.05	196.38
	203.70	202.60	199.80	198.50	198.15		202.20	201.30	199.80	197.65	198.71		194.86	194.85	194.65	194.60	194.68
9	210.20	205.55	202.70	204.00	204.40	9	204.35	202.40	201.40	200.45	202.56	9	196.56	195.05	194.75	194.95	196.28
	204.65	203.20	199.95	197.10	198.95		202.10	201.20	199.45	198.70	198.06		195.26	194.80	194.50	194.65	194.73
10	210.15	205.35	202.65	200.55	203.10	10	203.75	201.75	201.10	199.85	201.61	10	196.06	195.05	195.00	194.85	196.38
	204.60	202.70	200.20	198.55	199.20		202.20	200.25	199.30	198.40	198.31		194.81	194.65	194.55	194.60	194.73
11	210.15	203.40	200.85	200.85	202.60	11	202.95	201.05	200.40	199.80	201.06	11	195.61	195.05	195.00	194.95	192.03
	204.30	201.50	199.75	199.00	200.45		202.06	200.20	199.40	198.35	198.56		194.56	194.65	194.55	194.45	194.53
12	210.05	202.20	200.70	200.75	204.10	12	202.50	200.35	200.00	199.40	200.91	12	196.11	194.95	194.90	194.90	196.78
	203.95	200.35	198.75	199.20	200.90		202.05	199.50	198.85	198.55	198.76		194.96	194.60	194.50	194.65	194.78
13	207.05	201.75	200.10	200.10	203.45	13	202.45	200.65	199.85	199.55	201.96	13	195.66	194.95	194.85	194.95	195.98
	203.20	200.50	198.85	198.55	200.75		202.10	199.70	198.90	198.45	199.11		194.96	194.70	194.55	194.65	194.73
14	209.00	204.25	200.70	199.65	204.50	14	202.75	200.95	199.65	199.60	202.26	14	195.66	194.95	194.85	195.00	197.23
	204.20	202.35	199.50	198.85	200.60		202.15	200.05	198.75	198.45	199.41		195.06	194.58	194.50	194.65	194.68
副天端	210.20	207.35	200.10	200.60	203.65	副天端	203.20	202.70	199.10	200.25	203.16	副天端	196.31	195.10	194.55	195.45	197.28
	205.50	204.30	199.05	199.05	200.75		202.15	201.50	198.05	199.25	199.46		194.86	194.80	194.25	194.85	194.88

表-31 圧力測定値表

		(階段状過流管 (c 案) 貯水位 296.8m)															(単位: m)				
Q (m³/sec)	測点 断面	a-1	a-2	a-3	b-1	b-2	b-3	c-1	c-2	c-3	d-1	d-2	d-3	e-1	e-2	e-3	e-4	e-5			
800	1																				
	1'																9.75	9.85			
	2																9.50	9.25			
	3																10.15	10.25			
	4																11.65	11.20			
	5								0.74	1.07	1.67	4.77	5.00	5.65	9.60	13.60	13.30	12.75			
	6								1.04	1.67	2.02	5.17	5.65	6.10	10.05	14.35	14.15	13.90			
	7								1.29	1.67	2.27	5.32	5.90	6.00	10.15	14.15	14.25	14.05			
	8								1.34	1.82	2.37	5.32	5.70	6.15	10.25	14.30	14.50	14.40			
	9								1.14	1.77	2.32	5.27	5.85	6.25	10.25	14.30	14.60	14.65			
	10								1.14	1.67	2.22	5.32	5.75	6.15	10.25	14.25	14.65	14.70			
	11								1.09	1.77	2.22	5.27	5.70	6.20	10.35	14.40	14.75	14.70			
	12								1.04	1.67	2.17	5.17	5.80	6.35	10.35	14.30					
	13																14.75	14.70			
14								1.04	1.72	2.22	5.22	5.80	6.35	10.35	14.40						
3000	1								1.04	1.72	2.17	5.17	5.85	6.40	10.35	14.40	14.85	14.70			
	1'																8.50	4.90			
	2																3.75	4.00			
	3																4.50	5.50			
	4			0.41	-0.02	0.46	0.39	-0.06	2.34	1.87	1.82	4.37	4.55	3.30	6.80	10.60	7.85	9.00			
	5			0.56	0.71	1.11	1.14	0.39	3.54	3.47	2.52	6.07	5.95	5.70	10.05	12.80	11.25	11.75			
	6			0.96	0.46	2.51	2.74	4.24	5.64	5.37	4.37	7.87	7.70	8.90	13.25	18.20	14.50	13.50			
	7			0.91	0.76	3.51	3.69	3.69	6.69	6.52	5.97	9.27	9.05	11.55	16.60	20.70	17.40	15.65			
	8			1.61	1.66	4.56	4.74	4.69	7.79	7.47	6.77	10.32	10.40	12.80	17.10	20.60	18.50	17.00			
	9			1.96	2.11	5.41	5.59	5.14	7.69	7.77	7.27	10.72	10.80	12.15	17.00	20.40	18.85	18.00			
	10			2.01	2.41	5.26	5.09	5.14	8.39	8.37	7.92	11.02	11.05	11.75	16.00	20.05	18.90	18.10			
	11			1.66	1.66	4.76	4.64	2.84	3.84	7.57	7.27	10.47	10.75	11.25	15.05	19.00					
	12																18.70	18.50			
	13			0.96	0.61	3.16	3.19	3.99	7.09	7.47	7.72	10.67	11.05	11.00	14.95	19.05					
14			1.66	1.96	5.16	5.59	5.64	8.74	8.92	8.67	11.67	12.15	12.45	16.05	20.00	19.60	19.05				

(空白は測定値なし)

图-48(a) 各断面压力分布图
 阶段状导流壁 (C 案) (貯水位 EL 296.8⁵)

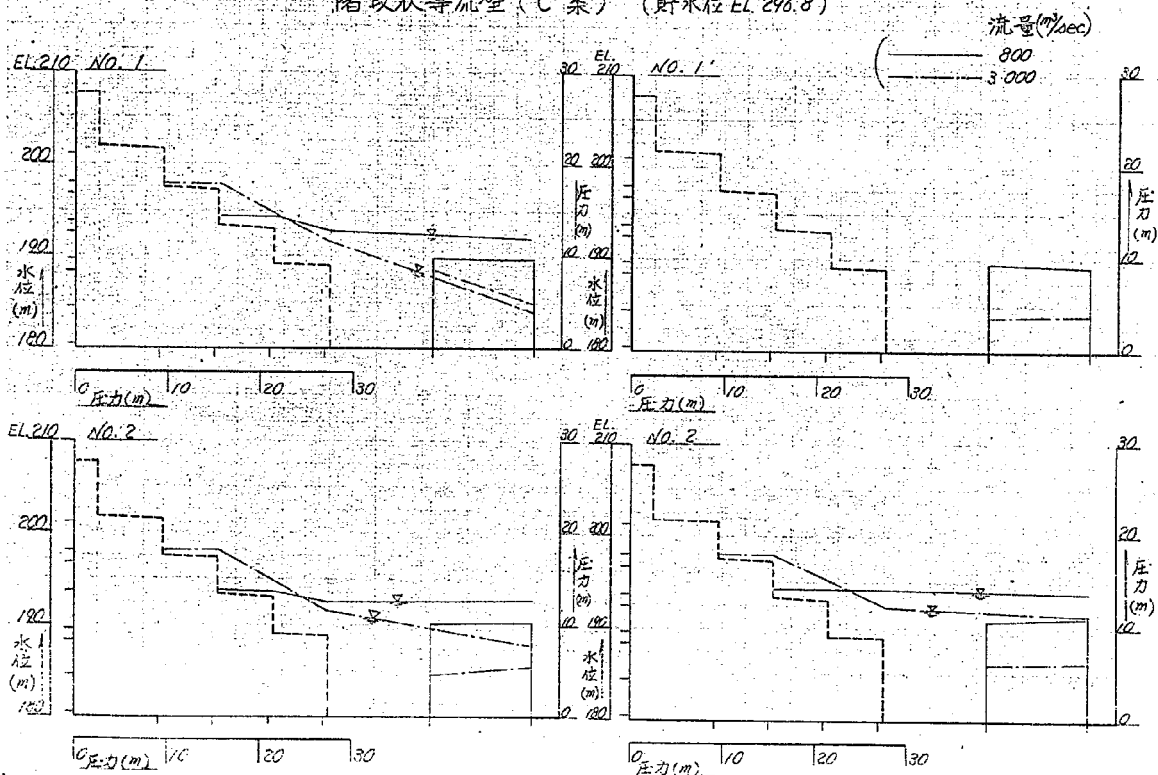


图-48(b) 各断面压力分布图

阶段状导流壁 (C案) (静水位 EL.296.8m)

流量 (m³/sec)

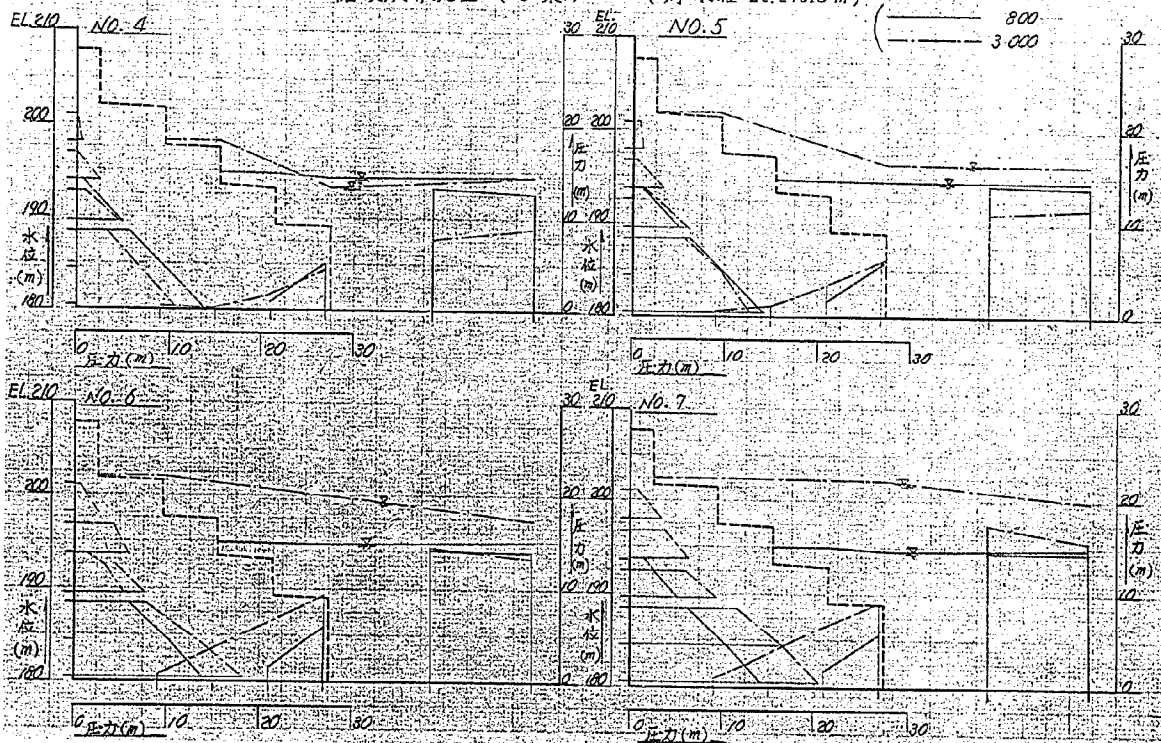


图-48(c) 各断面压力分布图

阶段状等流壁 (C案)

(静水位 EL. 296.9 m)

流量 (m³/sec)

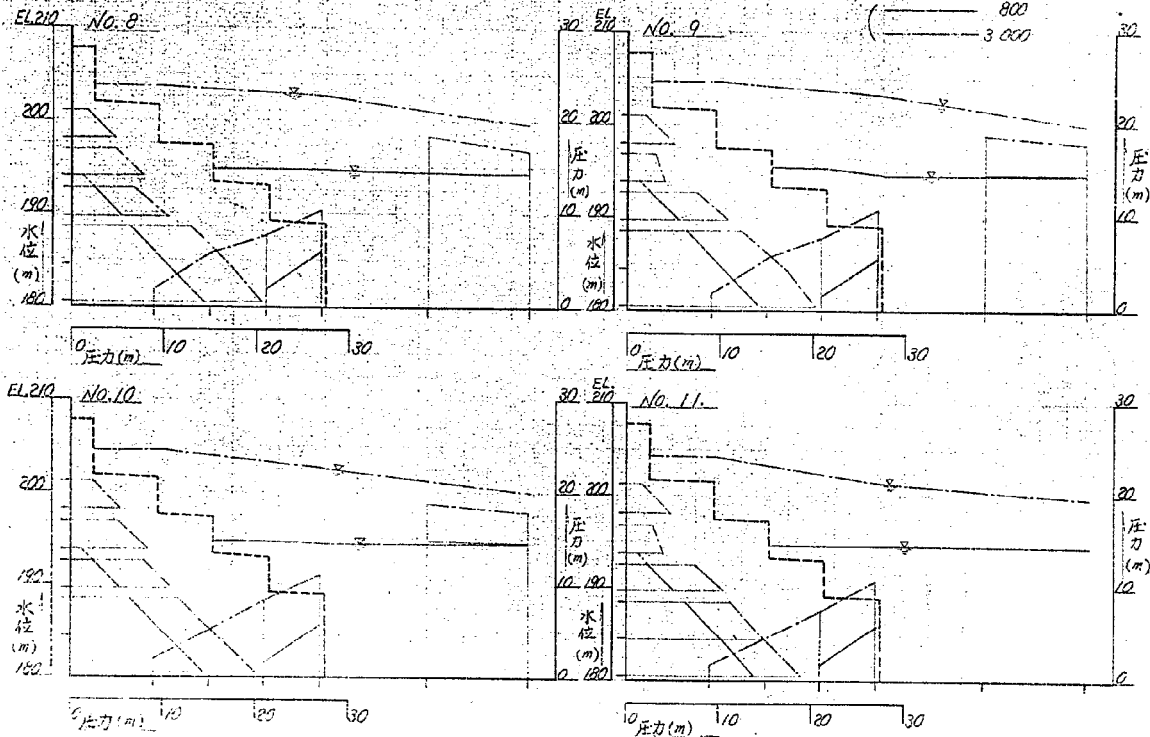


图-48(d) 各断面压力分布图

阶段状等流壁 (C案)

(貯水位 EL.298.8m)

流量 (m³/sec)

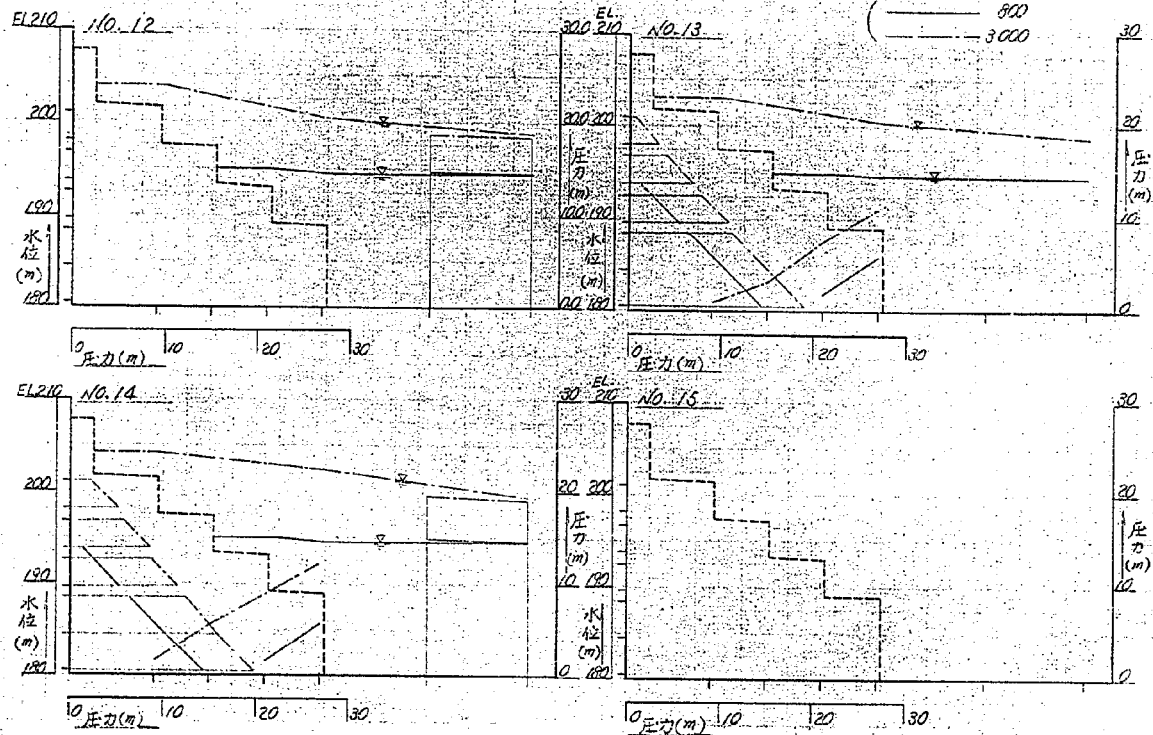


図-48(e) 水叩き縦断面距離と圧力関係図
(C 案)

流量 $3,000 \text{ m}^3/\text{sec}$

{ 水位 ○ ○
 { 側壁面圧力 { e-1 —
 e-2 —
 e-3 ---

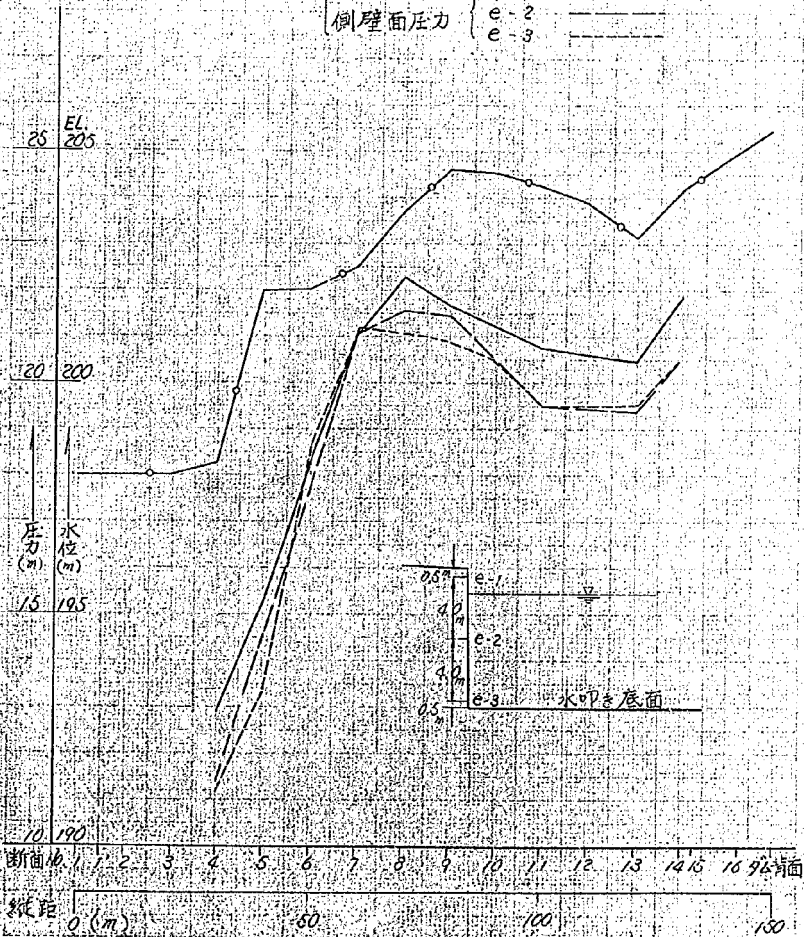


表-32(a) 流 速 分 布 表 (°案)

左 案

流量 5000 m^3/sec

站 1			站 2			站 3		
標 高 (m)	角 度	流 速 (m/sec)	標 高 (m)	角 度	流 速 (m/sec)	標 高 (m)	角 度	流 速 (m/sec)
180.00	0	3.918	180.00	0	32.078	180.00	0	27.291
180.50	0	3.282	180.75	0	30.768	180.50	0	31.848
181.00	0	3.081	181.50	0	41.766	181.00	0	33.277
181.50	0	3.341	182.25	0	40.551	181.50	0	33.948
182.25	0	3.767	183.00	0	34.958	182.00	0	36.775
182.75	0	2.6578				182.50	0	37.001
						183.50	0	32.458
						184.50	0	20.288

站 4			站 5			站 6			站 7		
標 高 (m)	角 度	流 速 (m/sec)	標 高 (m)	角 度	流 速 (m/sec)	標 高 (m)	角 度	流 速 (m/sec)	標 高 (m)	角 度	流 速 (m/sec)
180.00	0	14.414	180.00	0	16.974	180.00	0	11.287	180.00	0	126.00
182.25	0	30.831	182.25	0	23.216	182.25	0	12.954	184.50	0	14.000
184.50	0	33.100	184.50	0	25.239	184.50	0	20.817	189.25	右 15°	13.318
186.75	0	25.966	186.75	0	23.655	186.75	0	9.127	191.25	右 22°	11.858
189.25	180°	23.257	189.25	0	12.600	189.25	0	9.850	193.25	右 30°	11.920
						191.25	0	8.262	195.25	右 30°	8.909
						193.25	右 30°	6.102			

站 8			站 9			站 10			站 12		
標 高 (m)	角 度	流 速 (m/sec)	標 高 (m)	角 度	流 速 (m/sec)	標 高 (m)	角 度	流 速 (m/sec)	標 高 (m)	角 度	流 速 (m/sec)
180.00	0	12.285	180.00	0	9.6991	180.00	0	9.877	180.00	0	8.103
184.50	0	11.587	184.50	0	11.416	184.50	0	11.287	184.50	0	9.339
189.25	右 20°	13.753	189.25	0	11.502	189.25	0	12.084	189.25	0	9.233
191.25	右 20°	12.364	191.25	右 10°	11.287	191.25	右 10°	10.662	191.25	0	8.799
193.25	右 20°	11.112	193.25	右 21°	11.416	193.25	右 15°	11.459	193.25	右 5°	8.607
195.25	右 20°	11.755	195.25	右 21°	10.934	195.25	右 15°	10.095	195.25	0	9.223
197.25	右 20°	10.144	197.25	右 13°	9.495	197.25	右 10°	9.998	197.25	0	10.287

站 14			站 15		
標 高 (m)	角 度	流 速 (m/sec)	標 高 (m)	角 度	流 速 (m/sec)
180.00	0	6.021	180.00	0	0
184.50	0	8.400	185.00	0	3.131
189.25	左 20°	6.182	190.25	左 41°	4.082
191.25	左 20°	7.1384	194.25	左 41°	8.163
193.25	左 21°	7.668	198.25	左 35°	7.139
195.25	左 25°	7.604			
197.25	左 25°	7.668			

表一 3.2(b) 流 速 分 布 表 (c 第)

左岸側 1 点 流量 3000 m³/sec

点 1			点 1			点 2			点 3		
標高 (m)	角度	流速 (m/sec)	標高 (m)	角度	流速 (m/sec)	標高 (m)	角度	流速 (m/sec)	標高 (m)	角度	流速 (m/sec)
180.0	0	5.6921	180.0	0	3.2250	180.0	0	2.9616	180.0	0	18.610
180.5	0	5.73291	180.75	0	3.2250	180.5	0	2.9517	180.5	0	20.142
181.0	0	28.571	181.0	0	21.643	181.0	0	2.4550	181.0	0	20.617
181.5	0	22.291	182.25	0	15.746	181.5	0	1.675	181.5	0	17.514
			183.0	0	8.799	182.0	0	1.6858	182.0	0	11.025
						182.5	0	1.1713			
						183.0	0	6.261			
						183.5	0	6.251			

点 4			点 5			点 6			点 7		
標高 (m)	角度	流速 (m/sec)	標高 (m)	角度	流速 (m/sec)	標高 (m)	角度	流速 (m/sec)	標高 (m)	角度	流速 (m/sec)
180.0	0	13.92	180.0	右 7°	5.772	180.0		11.545	180.0	右 5°	10.477
182.25	0	14.104	182.25	右 7°	15.143	182.25		15.336	184.50	右 5°	15.453
184.50	0	9.849	184.50	右 7°	11.330	184.50		14.650	182.25	右 12°	11.961
186.75	0	10.570	186.75	右 7°	8.400	186.75		15.208	191.25	右 17°	10.096
			189.25	右 7°	11.287	189.25		10.192	193.25	右 17°	8.458
						191.25		6.959	195.25	右 17°	6.102
						193.25		8.541			

点 8			点 9			点 10			点 12		
標高 (m)	角度	流速 (m/sec)	標高 (m)	角度	流速 (m/sec)	標高 (m)	角度	流速 (m/sec)	標高 (m)	角度	流速 (m/sec)
180.0	0	8.854	180.0	0	6.641	180.0	0	4.536	180.0	左 5°	2.800
184.50	右 24°	14.380	184.50	右 31°	8.909	184.50	右 24°	6.102	184.50	左 1°	4.643
182.25	右 18°	10.192	189.25	右 25°	9.850	182.25	右 18°	6.858	189.25	左 7°	6.413
191.25	右 24°	10.523	191.25	右 12°	8.573	191.25	右 5°	7.957	191.25	左 7°	8.799
193.25	左 5°	6.641	193.25	右 11°	6.567	193.25	右 6°	7.857	193.25	左 7°	7.668
195.25	左 10°	6.787	195.25	左 10°	6.261	195.25	左 10°	7.795	195.25	左 8°	8.743
197.25	左 20°	5.687	197.25	左 22°	6.022	197.25	左 10°	7.857	196.75	左 8°	9.239

点 14			副 点 1		
標高 (m)	角度	流速 (m/sec)	標高 (m)	角度	流速 (m/sec)
180.0	左 42°	3.569	180.0	左 74°	5.144
184.50	左 27°	5.687	185.00	左 74°	7.000
189.25	左 21°	6.182	190.25	左 42°	80.42
191.25	左 15°	7.342	194.25	左 21°	7.513
193.25	左 15°	7.408	197.50	左 21°	8.223
195.25	左 15°	7.795			
197.25	左 15°	7.795			

表一 3 2(c) 流 速 分 布 表 (°案)

中 央 流 量 5000 m^3/sec

點 1			點 1			點 2			點 3		
標高 (m)	角度	流速 (m/sec)	標高 (m)	角度	流速 (m/sec)	標高 (m)	角度	流速 (m/sec)	標高 (m)	角度	流速 (m/sec)
180.0	0	4.0552	180.0	0	3.7916	180.0	0	3.6474	180.0	0	2.8261
196.0	0	4.2348	180.75	0	5.5071	180.50	0	3.5376	181.50	0	14.616
196.50	0	3.8058	181.50	0	15.495	181.00	0	2.4570	183.00	0	13.63
197.00	0	2.5717	182.25	0	7.342	181.50	0	18.678	184.50	9	8.400
			183.00	0	4.536	182.00	0	12.043	186.00	0	7.342
						182.50	0	7.857			
						183.00	0	5.422			
						183.50	0	4.950			

點 4			點 5			點 6			點 7		
標高 (m)	角度	流速 (m/sec)	標高 (m)	角度	流速 (m/sec)	標高 (m)	角度	流速 (m/sec)	標高 (m)	角度	流速 (m/sec)
180.0	0	18.467	180.0	右 5°	21.347	180.0	右 10°	17.051	180.0	右 5°	12.084
182.75	0	13.681	182.25	右 5°	16.858	182.25	右 10°	18.494	184.50	右 5°	14.000
183.50	0	10.477	184.50	右 5°	15.111	184.50	右 10°	15.143	189.25	右 18°	7.408
186.75	0	10.1458	186.75	右 5°	15.281	186.75	右 10°	12.043	191.25	右 15°	5.704
			189.25	右 5°	5.959	189.25	右 10°	7.857	193.25	右 10°	1.980
						186.25	右 10°	11.920	195.25	右 10°	0
						188.25	右 5°	5.772			

點 8			點 9			點 10			點 12		
標高 (m)	角度	流速 (m/sec)	標高 (m)	角度	流速 (m/sec)	標高 (m)	角度	流速 (m/sec)	標高 (m)	角度	流速 (m/sec)
180.0	右 4°	7.857	180.0	0	2.619	180.0	0	0	180.0	0	0
184.50	右 10°	8.458	184.50	右 20°	4.536	184.50	左 28°	3.283	184.50	0	0
189.25	右 10°	4.410	189.25	右 20°	4.082	189.25	右 16°	2.400	189.25	左 18°	1.980
191.25	右 10°	5.704	191.25	右 15°	5.151	191.25	右 10°	5.569	191.25	右 8°	5.429
193.25	左 15°	2.970	193.25	右 10°	2.214	193.25	左 10°	3.960	193.25	右 5°	4.643
195.25	左 28°	3.283	195.25	右 10°	3.429	195.25	左 10°	4.849	195.25	左 12°	5.567
197.25	左 48°	4.427	197.25	左 50°	1.9298	197.25	左 25°	5.491	197.25	左 16°	7.342

點 14			點 15		
標高 (m)	角度	流速 (m/sec)	標高 (m)	角度	流速 (m/sec)
180.0	左 42°	5.569	180.0	左 90°	6.261
184.50	左 27°	5.687	185.00	左 90°	8.042
189.25	左 21°	6.182	190.25	左 68°	4.515
191.25	左 15°	7.342	194.25	左 4°	3.854
193.25	左 15°	7.408	197.50	左 4°	2.800
195.25	左 15°	7.795			
197.25	左 15°	7.795			

表一 3 2(d) 流 速 分 布 表 (c 案)

左 岸 側			流 量			800 M/sec					
版 1			版 1			版 2			版 3		
標 高 (m)	角 度	流 速 (m/sec)	標 高 (m)	角 度	流 速 (m/sec)	標 高 (m)	角 度	流 速 (m/sec)	標 高 (m)	角 度	流 速 (m/sec)
180.00	0	11.243	180.00	0	12.793	180.00	0	9.539	180.00	0	3.429
182.25	0	12.285	181.00	0	15.176	182.25	0	9.850	182.25	0	6.929
183.25	0	11.378	182.25	0	12.043	184.50	0	9.800	184.50	0	7.559
184.25	0	10.287	184.50	0	9.233	186.50	0	8.964	186.75	0	8.854
185.25	0	9.949	186.75	0	5.047	188.50	0	6.858	189.25	0	5.182
186.25	0	8.103	189.25	-左55°	7.732	190.25	180°	3.854	191.25	右28°	1.980
187.75	0	4.747	190.25	-左55°	6.566	190.75	180°	4.427			
189.25	-左42°	6.566									
190.25	-左50°	4.536									

版 4			版 5			版 6			版 7		
標 高 (m)	角 度	流 速 (m/sec)	標 高 (m)	角 度	流 速 (m/sec)	標 高 (m)	角 度	流 速 (m/sec)	標 高 (m)	角 度	流 速 (m/sec)
180.00	0	3.283	180.00	0	22.14	180.00	0	1.7146	180.00	0	0
182.25	0	5.047	182.25	0	28.00	182.25	0	1.7146	182.25	0	1.980
184.50	0	5.047	184.50	0	31.31	184.50	0	3.283	184.50	0	22.14
186.75	0	5.856	186.75	右 2°	28.00	186.75	0	2.619	186.75	0	3.283
189.25	右18°	2.970	189.25	右 2°	28.09	189.25	左 8°	1.715	189.25	左 16°	5.131
191.25	右27°	2.214	191.25	右18°	22.14	191.25	右11°	2.619	191.25	右 7°	2.619
193.25	右25°	2.970	193.25	右18°	3.283	193.25	右22°	2.425	193.25	右 25°	3.960

版 8			版 9			版 10			版 12		
標 高 (m)	角 度	流 速 (m/sec)	標 高 (m)	角 度	流 速 (m/sec)	標 高 (m)	角 度	流 速 (m/sec)	標 高 (m)	角 度	流 速 (m/sec)
180.00	0	0.990	180.00	0	0.990	180.00	0	0.990	180.00	0	0.990
182.25	0	2.214	182.25	0	3.131	182.25	左 2°	1.7146	182.25	0	1.980
184.50	0	2.800	184.50	0	3.131	184.50	左 2°	2.970	184.50	0	2.425
186.75	0	2.619	186.75	0	2.214	186.75	左 1°	3.131	186.75	0	2.425
189.25	左 18°	2.800	189.25	左 10°	2.970	189.25	左 3°	3.131	189.25	左 5°	2.970
191.25	右 12°	3.283	191.25	右 15°	2.970	191.25	左 5°	3.429	189.25	左 5°	2.800
193.25	右 12°	4.200	193.25	右 15°	3.283	193.25	右 18°	3.704	193.25	左 5°	2.800

版 14			副 ダム		
標 高 (m)	角 度	流 速 (m/sec)	標 高 (m)	角 度	流 速 (m/sec)
180.00	0	0	180.00	0	0.00
182.25	左 5°	1.400	185.00	0	0.00
184.50	左 5°	1.400	190.25	左30°	2.970
186.75	左 5°	1.400	193.50	左35°	22.14
189.25	左10°	2.214			
191.25	左10°	2.619			
193.25	左10°	2.214			

表 32(e) 流 速 分 布 表 (° 案)

左岸側 $\frac{1}{4}$ 点 流 速 800 m/sec

点 1'			点 1'			点 2			点 3		
標高 (m)	角度	流速 (m/sec)	標高 (m)	角度	流速 (m/sec)	標高 (m)	角度	流速 (m/sec)	標高 (m)	角度	流速 (m/sec)
180.00	0	18520	180.00	0	20623	180.00	0	15932	180.00	0	11459
182.25	0	11112	181.00	0	15463	182.25	0	11112	182.25	0	8223
183.25	0	6338	182.25	0	7443	184.50	0	4536	184.50	0	4536
184.25	0	5569	183.50	0	1715	185.50	0	2425	186.75	180°	2800
185.25	0	0	184.50	0	0	186.50	0	0	189.25	180°	3569
186.25	180°	3131	185.50	180°	2970	187.50	180°	4427	191.25	-左30°	5354
187.25	180°	4427	186.50	180°	3704	188.50	180°	4427			
188.25	180°	4200	187.50	180°	3834	189.25	180°	4684			
189.25	180°	5429	188.50	180°	4643						
			190.00	180°	3834						

点 4			点 5			点 6			点 7		
標高 (m)	角度	流速 (m/sec)	標高 (m)	角度	流速 (m/sec)	標高 (m)	角度	流速 (m/sec)	標高 (m)	角度	流速 (m/sec)
180.00	0	6415	180.00	0	4315	180.00	右 10°	3131	180.00	右 5°	2425
182.25	0	6261	182.25	右 7°	5143	182.25	右 1°	4643	182.25	右 5°	2214
184.50	0	5047	184.50	右 5°	4850	184.50	右 1°	4200	184.50	右 5°	3283
186.75	0	2214	186.75	右 5°	5960	186.75	右 1°	3151	186.75	右 5°	3960
189.25	180°	0	189.25	右 5°	2800	189.25	右 7°	3283	189.25	右 6°	4082
191.25	-左55°	1980	191.25	右 5°	1715	191.25	右 2°	3131	191.25	右 19°	4427
193.25	-左65°	2619	193.25	0	2214	193.25	右 8°	3151	193.25	右 14°	4427

点 8			点 9			点 10			点 12		
標高 (m)	角度	流速 (m/sec)	標高 (m)	角度	流速 (m/sec)	標高 (m)	角度	流速 (m/sec)	標高 (m)	角度	流速 (m/sec)
180.00	左 55°	1400	180.00	左 21°	1400	180.00	左 20°	1715	180.00	左 8°	1980
182.25	左 14°	2214	182.25	左 16°	2214	182.25	左 20°	1980	182.25	左 20°	1980
184.50	左 14°	1980	184.50	左 12°	1980	184.50	左 10°	1980	184.50	右 14°	1980
186.75	0	2425	186.75	左 12°	2214	186.75	左 3°	1980	186.75	左 10°	1980
189.25	右 3°	2214	189.25	右 10°	2214	189.25	右 4°	2619	189.25	左 4°	1980
191.25	右 7°	3704	191.25	右 15°	3283	191.25	右 3°	2970	191.25	左 5°	1980
193.25	右 7°	4315	193.25	右 8°	3283	193.25	右 9°	3834	193.25	左 3°	2619

点 14			点 15		
標高 (m)	角度	流速 (m/sec)	標高 (m)	角度	流速 (m/sec)
180.00	左 35°	1715	180.00	左 10°	2214
182.25	左 30°	2214	185.00	左 80°	1400
184.50	左 21°	2214	190.25	0	4082
186.75	左 21°	1715	193.25	左 5°	3283
189.25	左 21°	1980			
191.25	左 18°	1980			
193.25	左 19°	1980			

表一 32(t) 流 速 分 布 表 (°案)

中 央 流 量 800 m^3/sec

点 1			点 1'			点 2			点 3		
标高 (m)	角度	流速 (m/sec)	标高 (m)	角度	流速 (m/sec)	标高 (m)	角度	流速 (m/sec)	标高 (m)	角度	流速 (m/sec)
180.00	0	1.9093	180.00	0	2.3216	180.00	0	1.6945	180.00	0	1.1796
182.25	0	1.3859	181.00	0	2.1439	182.25	0	1.3318	182.25	0	1.1156
183.25	0	1.732	182.25	0	1.2963	184.50	0	5.238	184.50	0	8.225
184.25	0	2.619	183.50	0	4.427	185.50	0	3.704	186.75	180°	4.082
185.25	0	0	184.50	0	0.990	186.50	0	0.990	189.25	180°	4.648
186.25	180°	5.600	185.50	180°	4.536	187.50	180°	6.538	191.25	180°	5.047
187.25	180°	6.6408	186.50	180°	6.021	188.50	180°	5.856			
188.25	180°	7.000	187.50	180°	6.260	189.25	180°	6.260			
189.25	180°	6.566	188.50	180°	6.6406						
			189.50	180°	6.6436						

点 4			点 5			点 6			点 7		
标高 (m)	角度	流速 (m/sec)	标高 (m)	角度	流速 (m/sec)	标高 (m)	角度	流速 (m/sec)	标高 (m)	角度	流速 (m/sec)
180.00	0	7.668	180.00	右 10°	5.511	180.00	右 8°	4.427	180.00	右 15°	0.990
182.25	0	7.668	182.25	右 10°	5.687	182.25	右 8°	5.238	182.25	右 15°	1.715
184.50	0	6.858	184.50	右 10°	7.207	184.50	右 10°	5.047	184.50	右 15°	3.834
186.75	0	0	186.75	右 10°	6.6408	186.75	右 10°	3.960	186.75	右 15°	1.715
189.25	0	2.800	189.25	右 10°	5.144	189.25	右 10°	2.800	189.25	右 15°	4.648
191.25	一右 45°	2.425	191.25	右 10°	2.800	191.25	右 10°	5.429	191.25	右 9°	4.200
193.25	一右 45°	1.715	193.25	右 2°	1.715	193.25	0	3.569	193.25	右 8°	4.650

点 8			点 9			点 10			点 12		
标高 (m)	角度	流速 (m/sec)	标高 (m)	角度	流速 (m/sec)	标高 (m)	角度	流速 (m/sec)	标高 (m)	角度	流速 (m/sec)
180.00	右 22°	0	180.00	左 15°	0	180.00	左 15°	0	180.00	左 21°	0.990
182.25	右 5°	0.990	182.25	右 15°	0	182.25	左 15°	0.990	182.25	左 29°	0.990
184.50	右 5°	3.283	184.50	右 19°	0	184.50	左 15°	0	184.50	左 29°	0.990
186.75	右 5°	2.800	186.75	左 19°	1.715	186.75	左 8°	0.990	186.75	左 22°	0.990
189.25	左 2°	4.850	189.25	右 5°	0.990	189.25	0	0.990	189.25	左 16°	0.990
191.25	右 7°	4.315	191.25	左 7°	1.715	191.25	左 2°	1.715	191.25	左 14°	0.990
193.25	右 7°	5.047	193.25	左 10°	2.800	193.25	0	2.214	193.25	右 15°	1.980

点 14			副点 A		
标高 (m)	角度	流速 (m/sec)	标高 (m)	角度	流速 (m/sec)
180.00	左 50°	0.990	180.00	左 85°	1.400
182.25	左 33°	1.980	185.00	左 78°	1.980
184.50	左 26°	1.400	190.25	0	2.214
186.75	左 30°	0	194.00	0	1.715
189.25	左 52°	0.990			
191.25	左 16°	0.990			
193.25	左 22°	0.990			

图-49(a) 流速分布图

(C案) 流量 $3000 \text{ m}^3/\text{sec}$ 流速 $0 \quad 20 \quad 40 \text{ m/sec}$

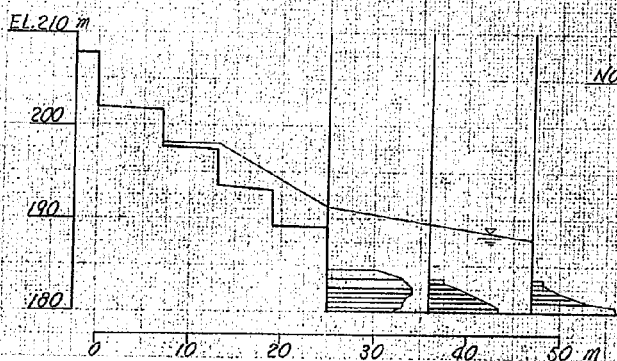
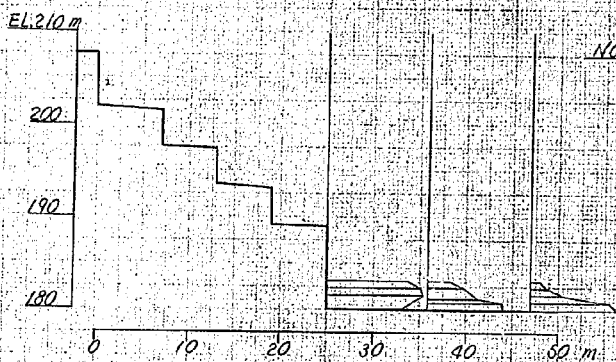
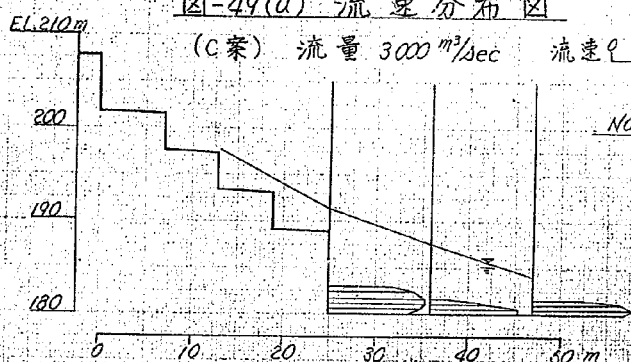


图-49(b) 流速分布图

(C案) 流量 $3000 \text{ m}^3/\text{sec}$

流速 0 20 40 %sec

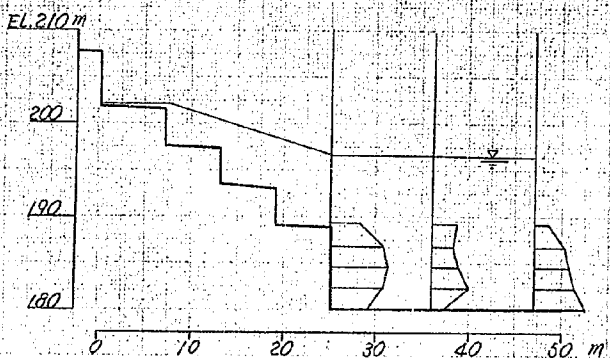
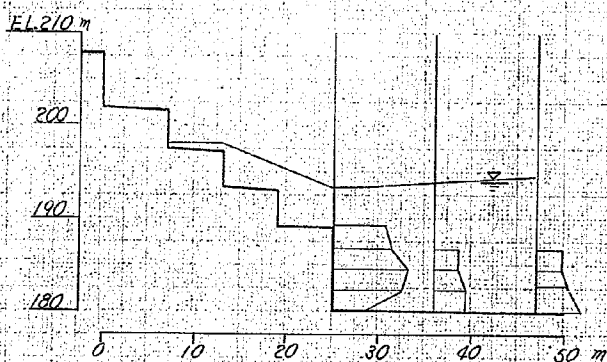
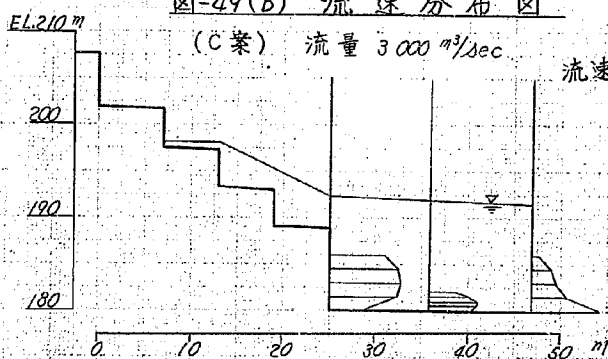


图-49(C) 流速分布图

(C条) 流量 $3000 \text{ m}^3/\text{sec}$

流速 0-20-40 %sec

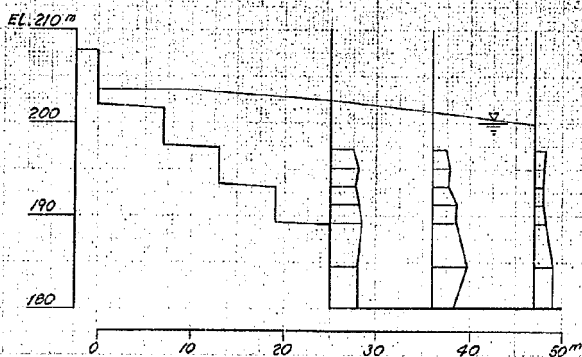
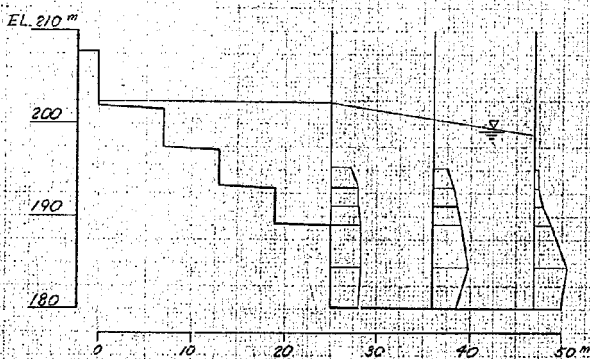
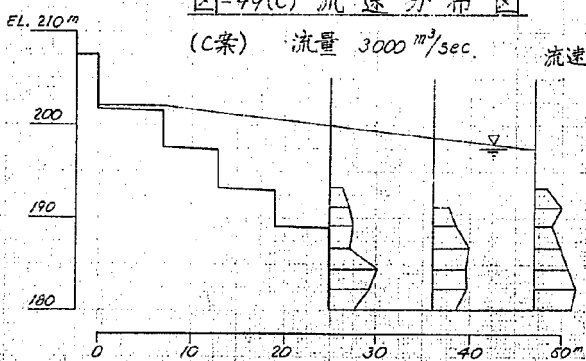


图-49(d) 流速分布图

(C 案) 流量 $3000 \text{ m}^3/\text{sec}$

流速

0 20 40 m/sec

EL. 210 m

200

190

180

0 10 20 30 40 50 m

No. 9

EL. 210 m

200

190

180

0 10 20 30 40 50 m

No. 10

EL. 210 m

200

190

180

0 10 20 30 40 50 m

No. 12

図-49(e) 流速分布図

(C案) 流量 $3000 \text{ m}^3/\text{sec}$

流速 0 20 40 m/sec

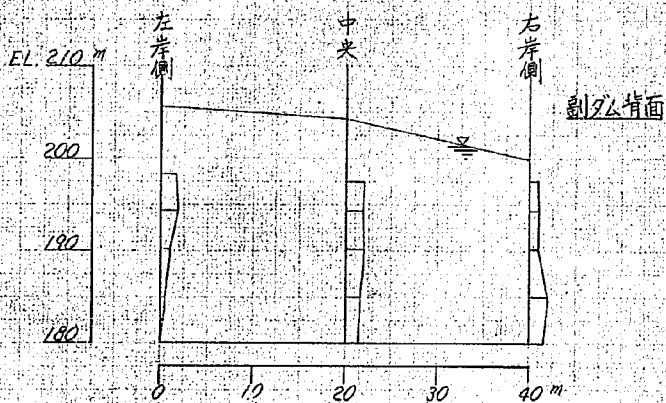
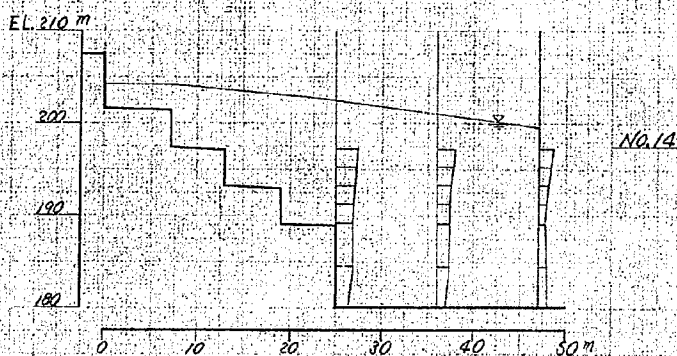


图-49(f) 流速分布图

(C案) 流量 $800 \text{ m}^3/\text{sec}$

流速 0 10 20 m/sec

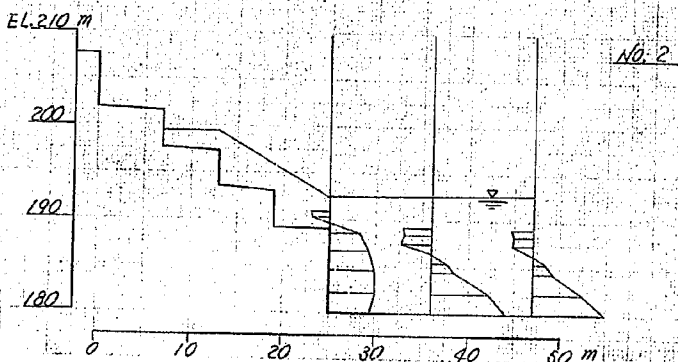
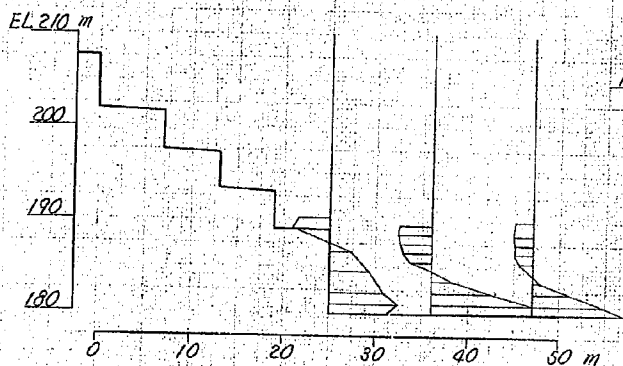
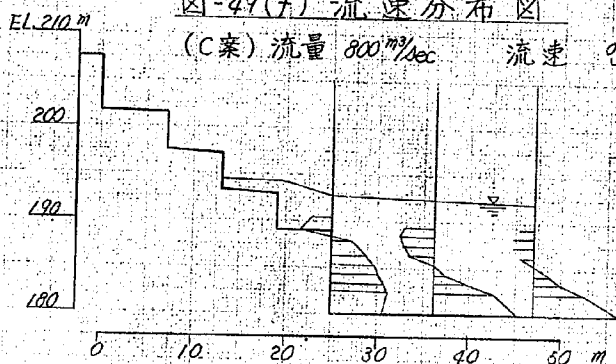


图-49(3). 流速分布图

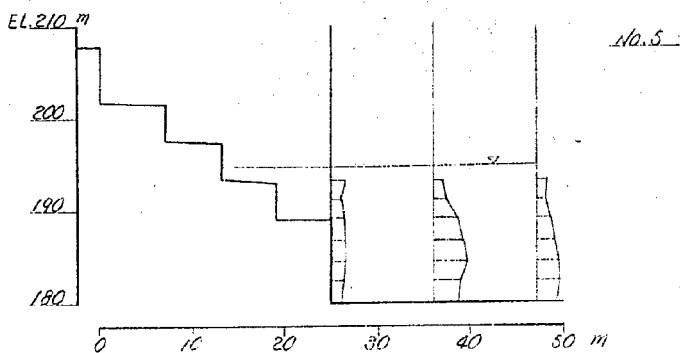
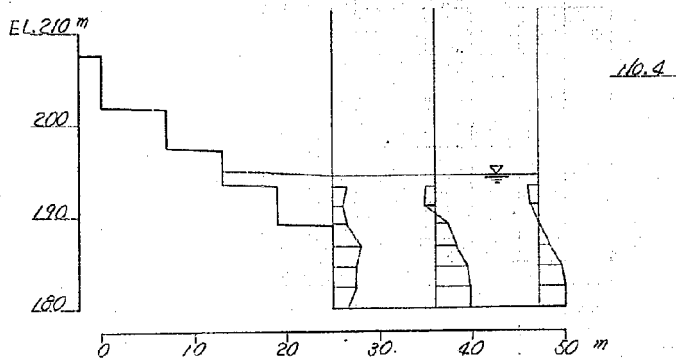
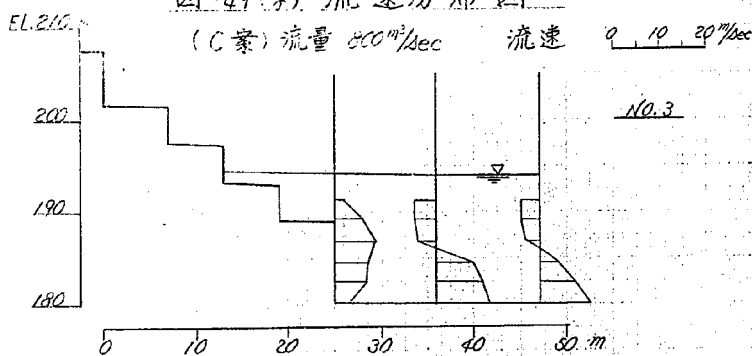


图-49(九) 流速分布图

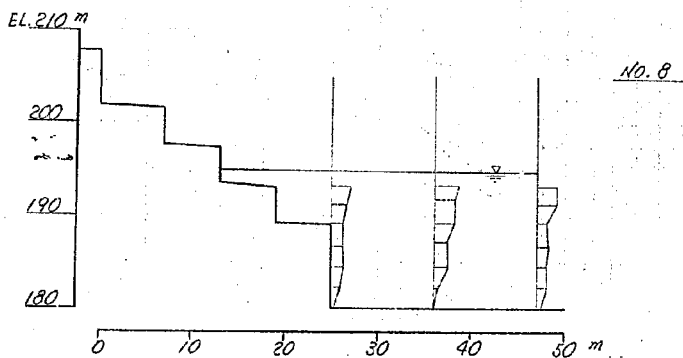
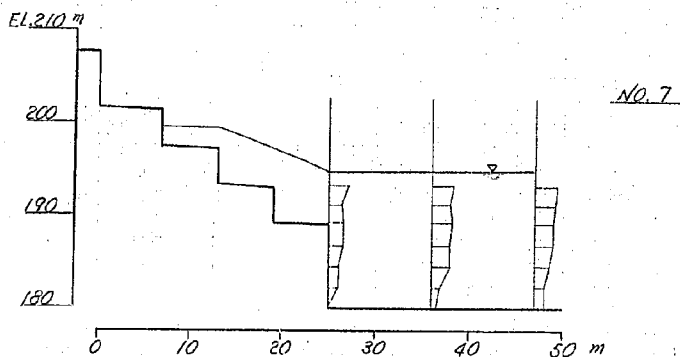
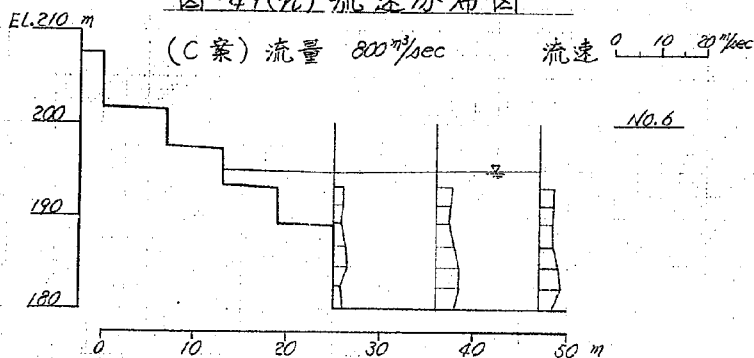
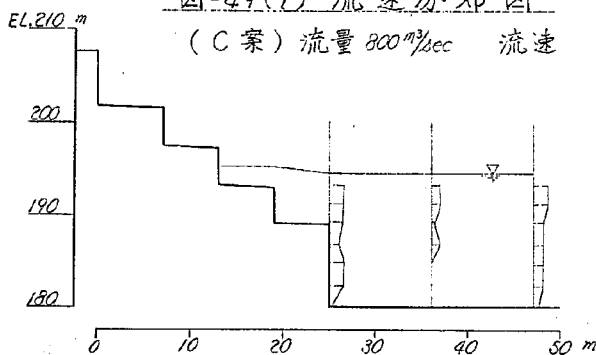


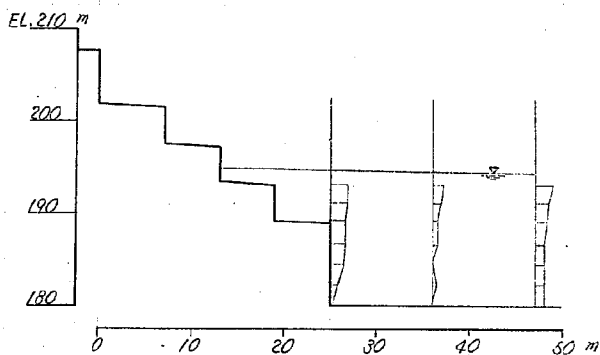
图-49(I) 流速分布图

(C案) 流量 $800 \text{ m}^3/\text{sec}$ 流速

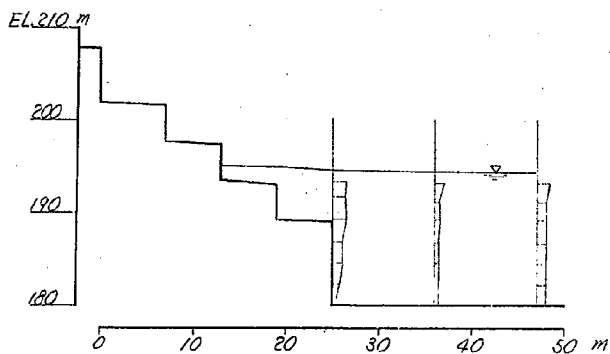
0 10 20 m/sec



No. 9



No. 10

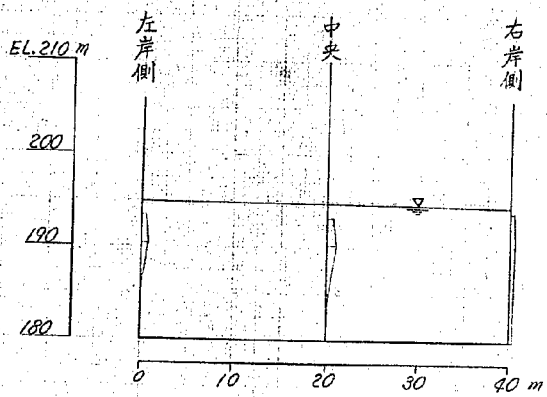
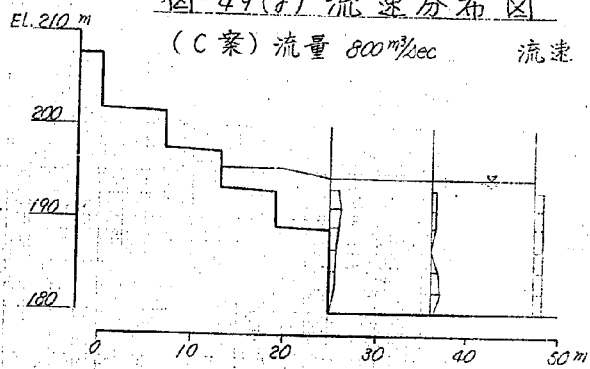


No. 12

図-49(j) 流速分布図

(C案) 流量 $800 \text{ m}^3/\text{sec}$

流速 0 10 20 m/sec



副断面

図-50 最大流速の変化
(C案)

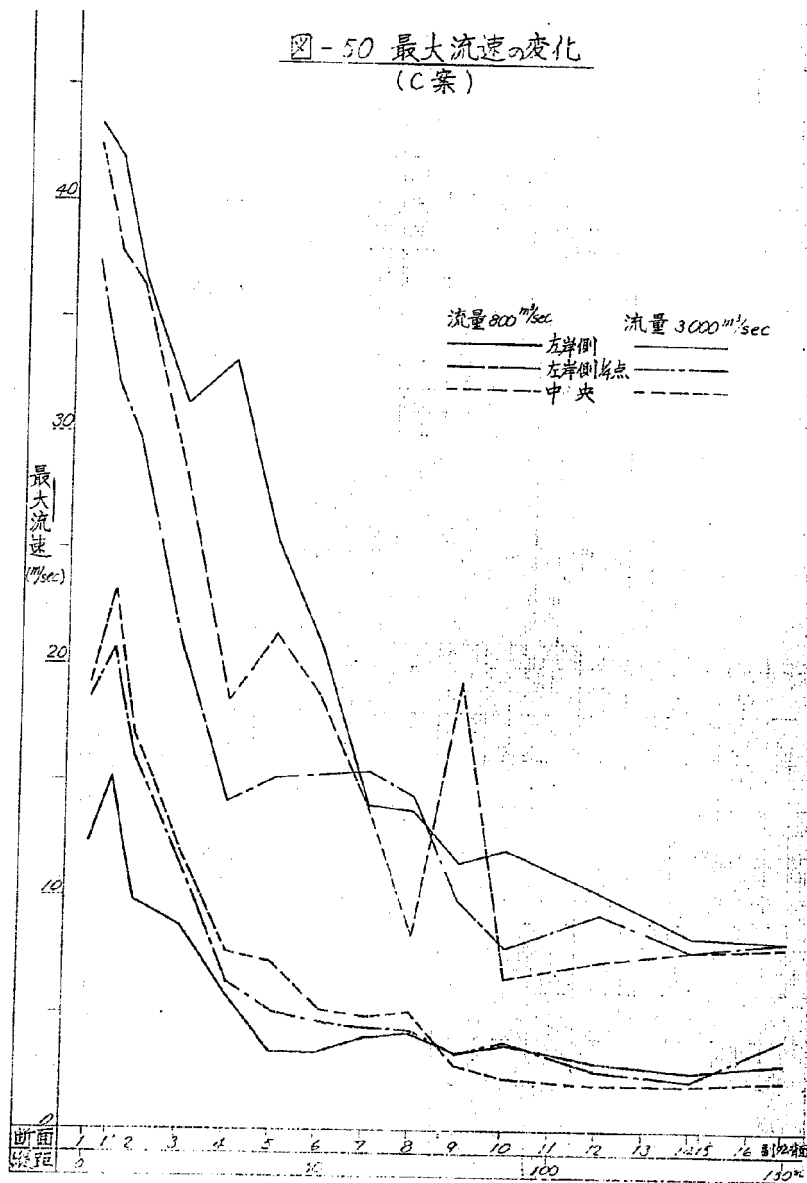


図-51 副ダム下流での流速測定断面および測点(C案)

測点	流量(m^3/sec)		下流水深
	a	b	
a	3000		14 m
b			12
c			10
d	800		

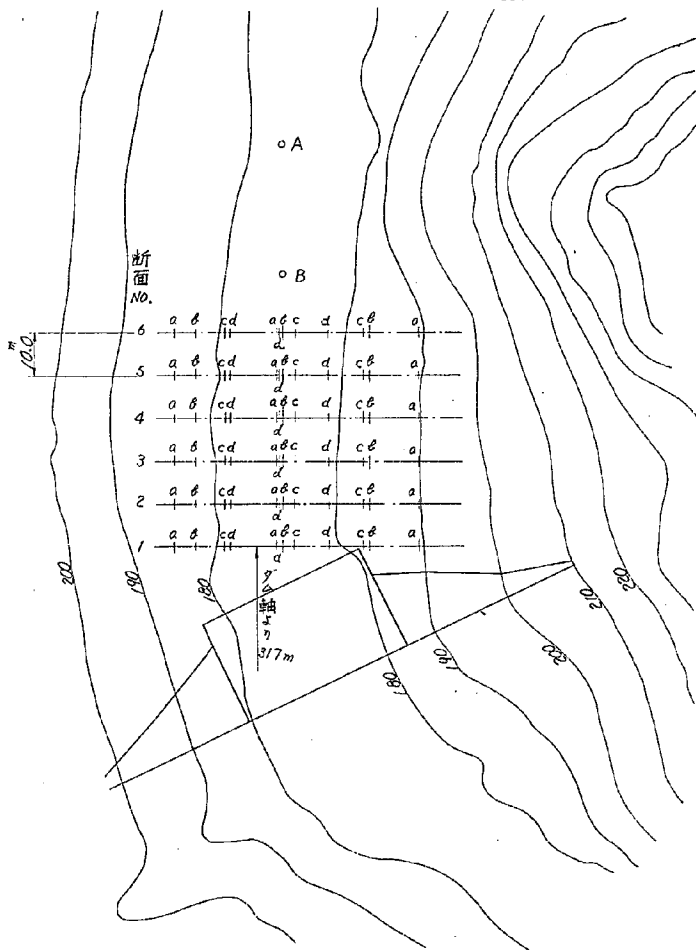


図-52(a) 流速分布図 (単位: m/sec)

(C案) 流量 $3000 \text{ m}^3/\text{sec}$, 下流水深 10 m (A点)

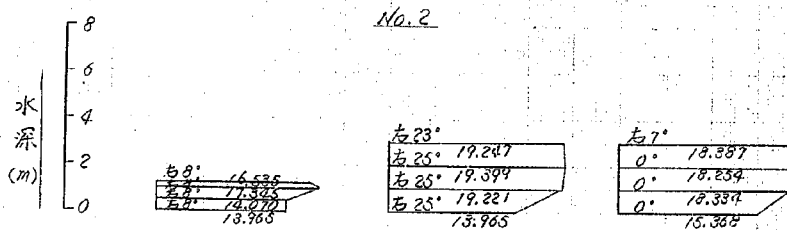
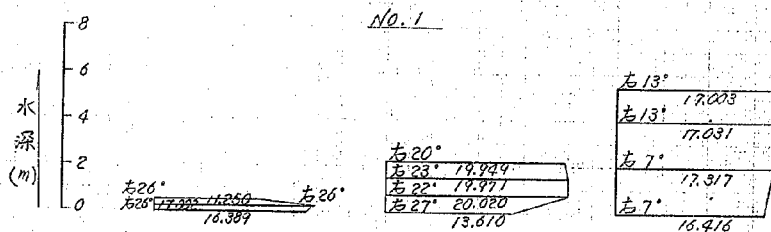
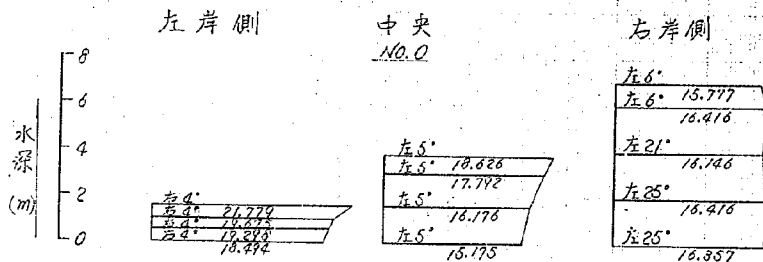


図-52(b) 流速分布図 (単位: m/sec)

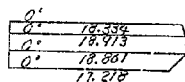
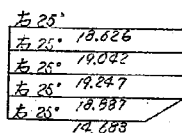
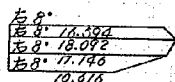
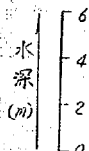
(C案) 流量 $3000 \text{ m}^3/\text{sec}$ 下流水深: 10 m (A点)

左岸側

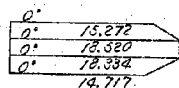
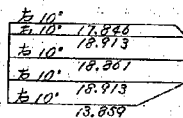
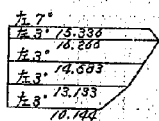
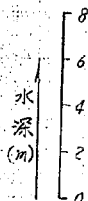
中央

右岸側

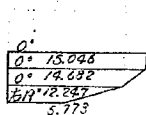
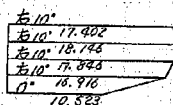
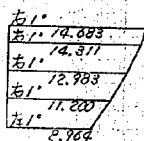
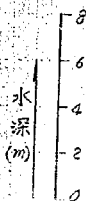
NO. 3



NO. 4



NO. 5



NO. 6

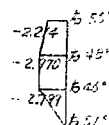
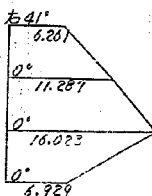
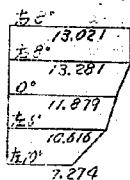
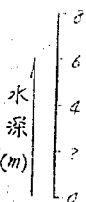


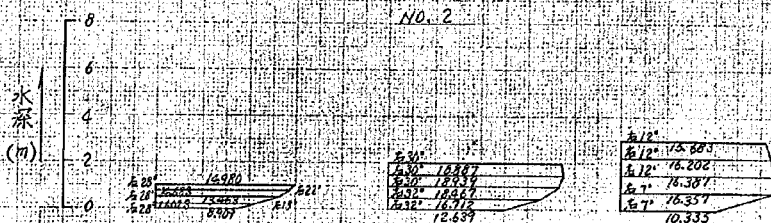
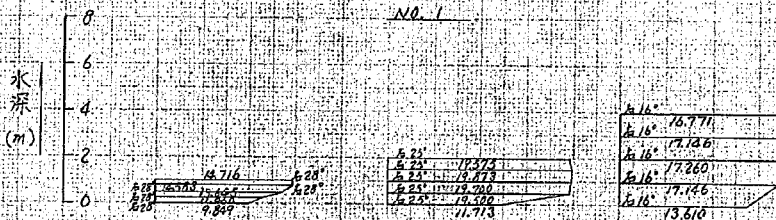
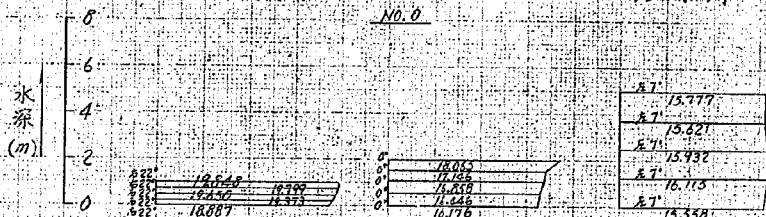
图-52(C) 流速分布图 (单位: m/sec)

(C案) 流量 $3000 \text{ m}^3/\text{sec}$ 下流水深 12 m (A点)

左岸側

中央

右岸側



(C案) 流量 $3000 \text{ m}^3/\text{sec}$ 下流水深: 12 m (A点)

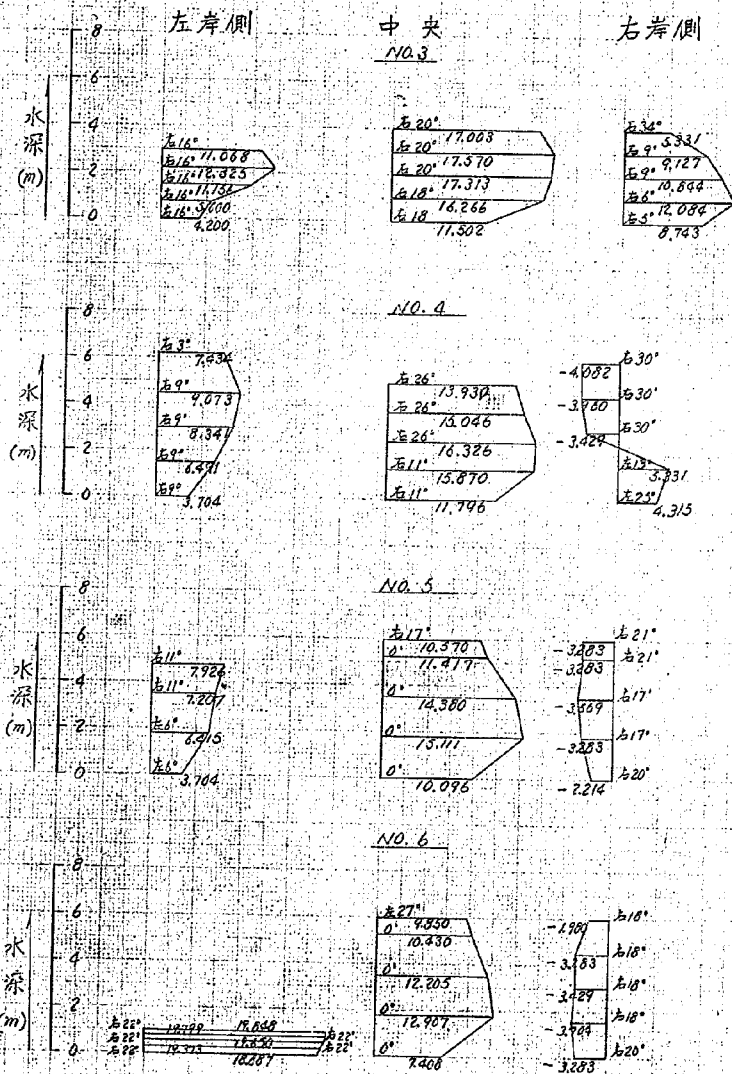


図-52(e) 流速分布図 (単位: m/sec)

(C案) 流量 $3000 m^3/sec$ 下流水深 14 m (A点)

左岸側

中央

右岸側

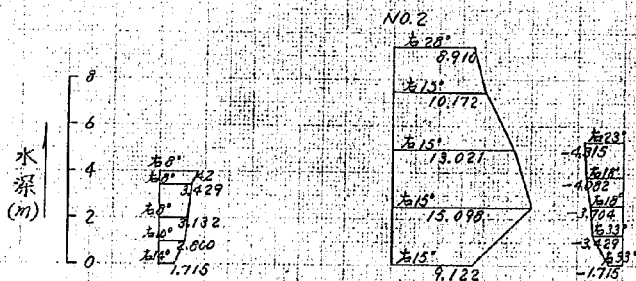
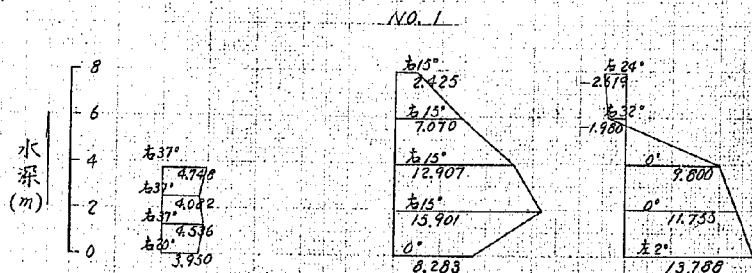
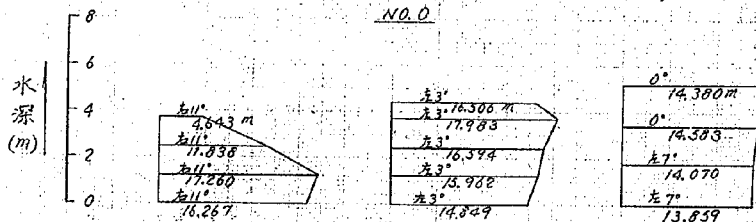


図-52(6) 流速分布図 (単位: m/sec)
(C案) 流量 3000 m³/sec 下流水深 14 m

左岸側

中央

右岸側

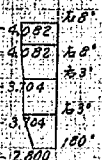
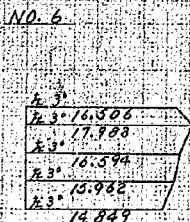
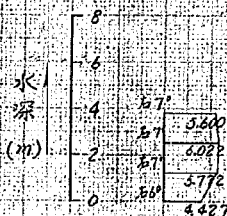
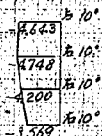
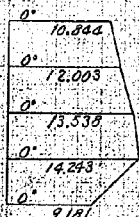
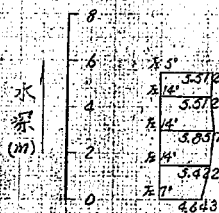
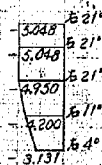
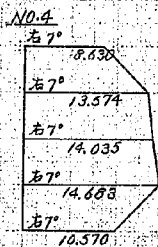
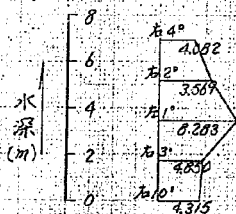
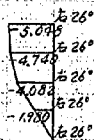
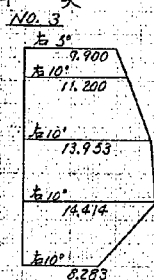
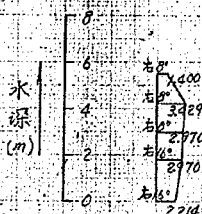


图-52(2) 流速分布图 (单位: m/sec)

(C 案) 流量 800 m³/sec 下流水深 7.2 m (A 点)
5.0 m (B 点)

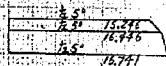
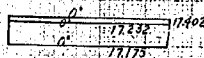
左岸

中央

右岸

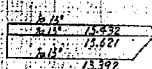
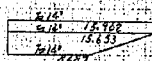
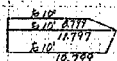
水深
(m)

NO. 0



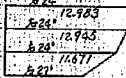
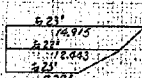
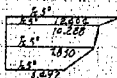
水深
(m)

NO. 1



水深
(m)

NO. 2



水深
(m)

NO. 3

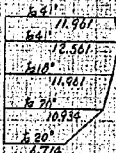
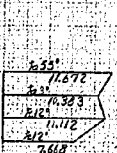


图-52(九) 流速分布图 (单位: m/sec)

(C案) 流量 800 m³/sec

下流水深 (7.2m (A点)
5.0m (B点))

左岸

中央

右岸

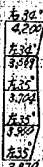
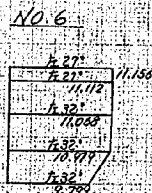
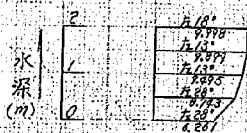
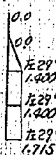
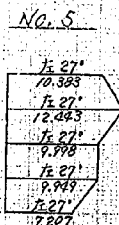
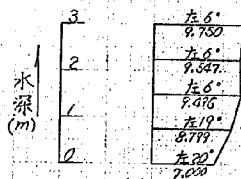
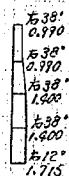
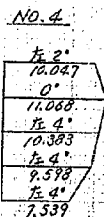
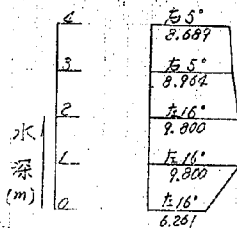


图-52(i) 流速分布图 (单位: m/sec)

(C案) 流量 $800 \text{ m}^3/\text{sec}$ 下流水深 (7.6 m (A点) 8.0 m (B点))

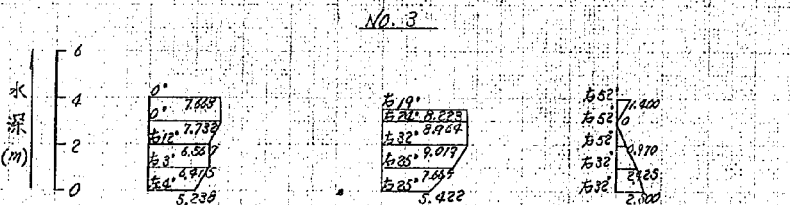
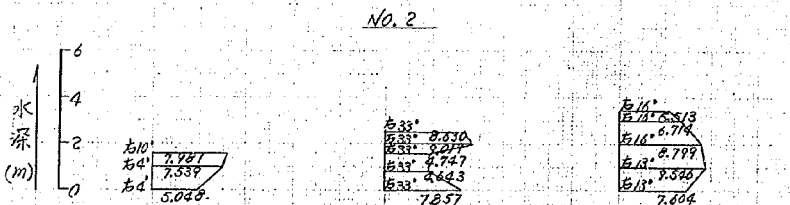
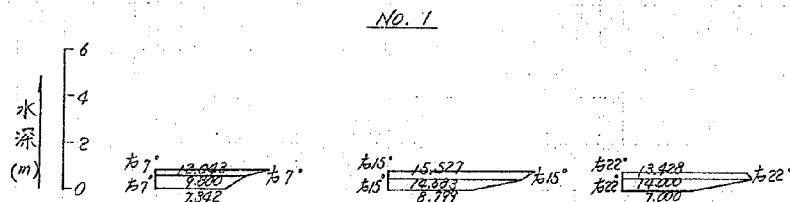
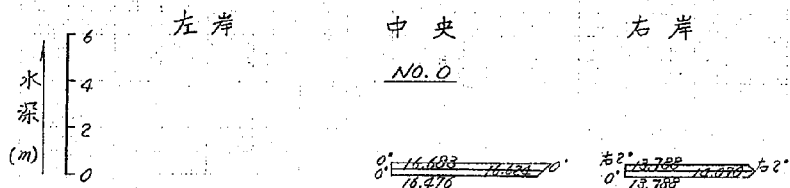


图-52(1) 流速分布图 (单位: m/sec)

(C案) 流量 $800 m^3/sec$ 下流水深 (7.6 m (A点)
6.0 m (B点))

左岸

中央

右岸

NO. 4

水深
(m)

左5°
左5° 7.669
左22° 7.539
左22° 7.539
左22° 7.207
5.600

左21°
左21° 7.669
左18° 8.163
左18° 7.980
左18° 8.049
7.000

左11°
左11° 7.715
左11° 7.400
左11° 7.425
左11° 7.400
左11° 7.980

NO. 5

水深
(m)

左22°
左22° 8.763
左25° 8.763
左25° 8.703
左30° 8.971
8.915

左31°
左31° 8.799
左31° 8.799
左31° 8.984
左31° 8.379
6.507

左31°
左31° 3.599
左31° 3.731
左31° 2.425
左31° 2.214
7.980

NO. 6

水深
(m)

左21°
左21° 9.449
左21° 9.721
左21° 8.250
7.981

左27°
左27° 9.949
左27° 9.891
左27° 9.149
9.800

左25°
左25° 3.894
左25° 4.350
左25° 5.734
左34° 4.849

図 54(a) 台形副ダム断面図 (単位: m)

(E 案)

0 2 4 6 8 10 m

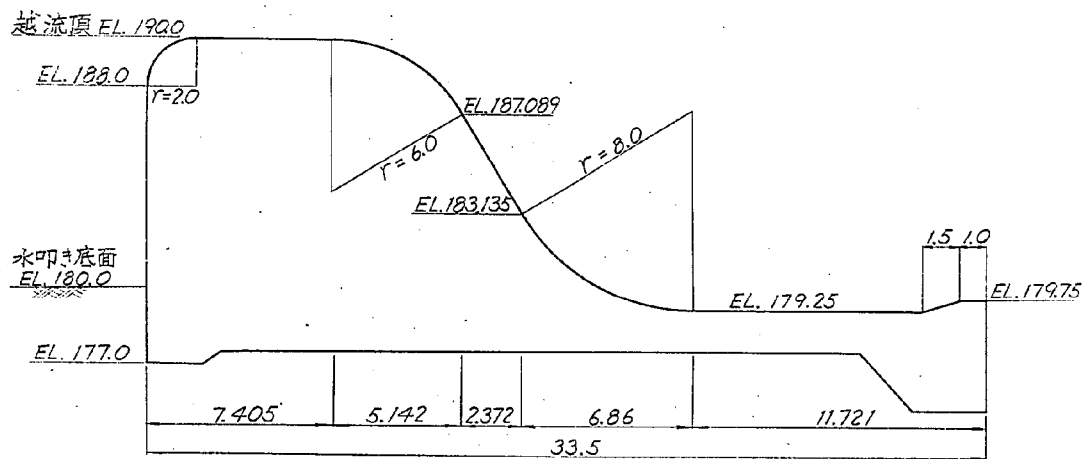


図-54(b) 台形副ダム上流面図(単位: m)
(E 案)

0 2 4 6 8 10 m

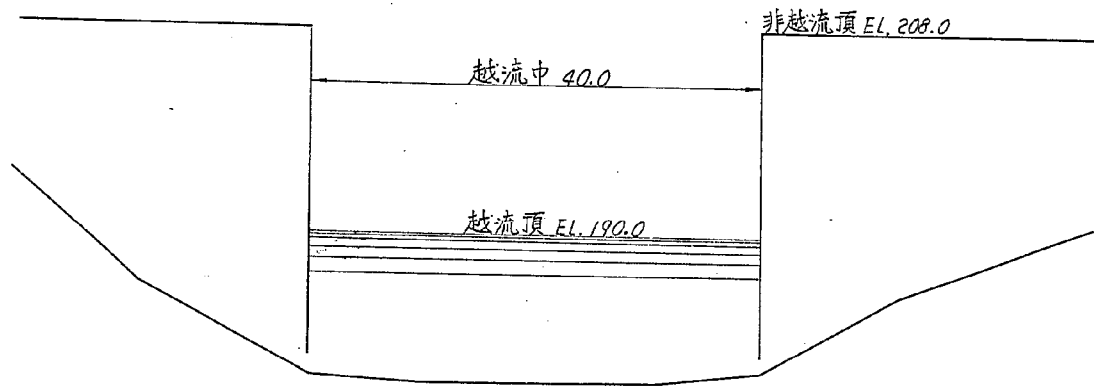


図 55(a) 副ダム下流流況図 (D案)

(流量 $3000 \text{ m}^3/\text{sec}$
下流水深 12 m (A点))

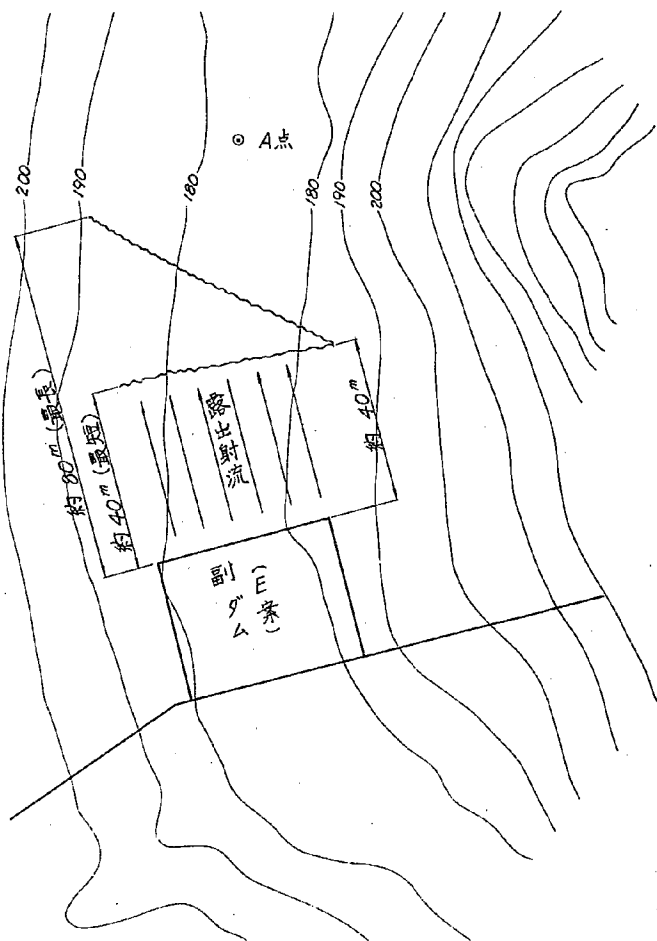


图-55(b)副ダム下流流況图(E案)

(流量 $800 \text{ m}^3/\text{sec}$
下流水深 5.0 m (B点))

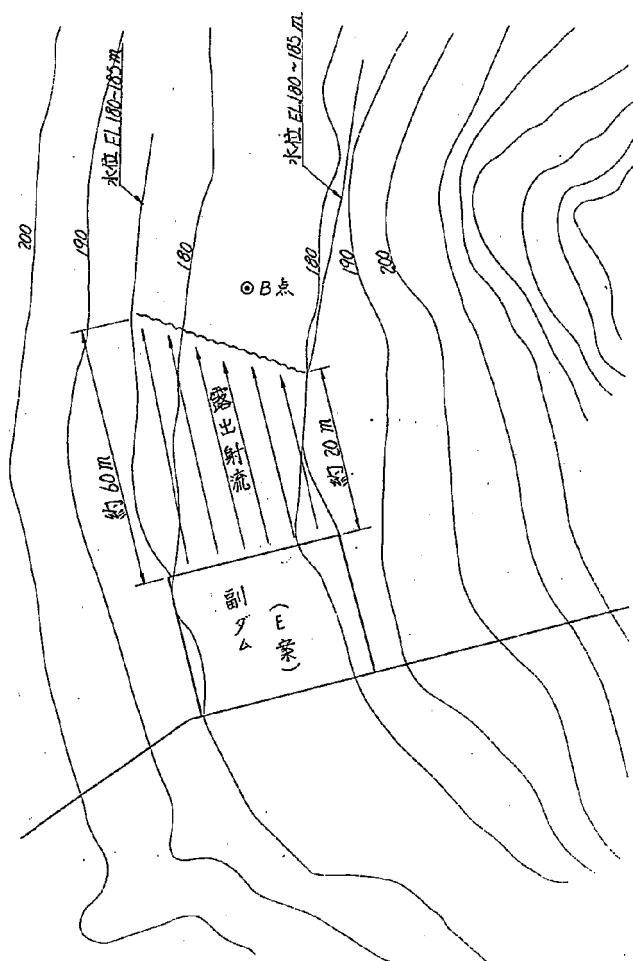


表-35(a) 副ダム越流水面形水位測定表 (B案)

(流量 3000 m³/sec
下流水深 12m (A点))

測点距離	右岸側	中 央	左岸側	測点距離	右岸側	中 央	左岸側
m	m	m	m	m	m	m	m
0.0 (No 14)	200.50 199.15	200.60 199.43	204.00 201.65	3.60	194.05 193.10	193.70 192.30	191.60 189.65
1.40	200.90 199.05	202.35 200.60	204.90 202.35	3.80	192.75 190.40	192.00 190.15	190.30 186.90
1.60	200.60 199.25	202.50 200.95	204.25 202.18	4.00	191.25 188.80	189.40 187.90	186.70 184.00
1.80	200.60 199.15	201.35 200.35	203.85 202.20	4.20	190.05 188.25	188.20 186.20	185.45 183.40
2.00 (副ダム位置)	200.60 199.35	201.50 200.00	204.20 202.15	4.40	189.25 187.55	186.00 185.05	183.35 182.40
2.20	200.90 198.90	201.15 199.70	202.75 201.05	4.60	187.80 186.25	185.20 184.30	183.90 182.80
2.40	199.30 198.35	201.05 199.10	201.35 200.05	4.80	186.90 186.25	184.70 183.75	184.45 182.80
2.60	198.80 198.15	199.30 198.40	200.90 198.05	5.00	186.85 186.10	184.85 183.75	185.45 183.95
2.80	198.40 197.10	198.20 197.45	198.00 197.20	5.20	187.10 185.70	184.60 183.75	185.50 184.65
3.00	197.80 196.70	197.90 196.85	196.95 195.30	5.60	187.30 186.10	184.75 183.70	186.75 185.40
3.20	196.30 195.25	196.95 195.85	194.90 193.70	7.60	184.90 183.80	183.80 182.30	182.40 188.20
3.40	195.50 194.80	195.60 194.30	193.70 191.75	9.60	189.55 187.70	191.50 190.30	191.80 190.45
				11.60	187.65 186.20	192.30 190.70	193.15 190.80

(上段は最高水位
下段は平均水位)

表-35 (b) 副ダム越流水面形水位測定表 (B案)

(流量 $800 \text{ m}^3/\text{sec}$
下流水深 5.0 m (B点))

測点距離	右岸側	中央	左岸側	測点距離	右岸側	中央	左岸側
m	EL. m	EL. m	EL. m	m	EL. m	EL. m	EL. m
0.0 (B 14)	19533	19532	19600	36.0	18658	18645	18635
	19515	19515	19555		18438	18515	18445
14.0	19535	19545	19568	38.0	18495	18335	18425
	19489	19503	19535		18228	18243	18235
16.0	19528	19533	19570	40.0	18205	18195	18203
	19505	19497	19530		18120	18115	18125
18.0	19530	19528	19543	42.0	18205	18165	18135
	19485	19485	19513		18108	18055	18068
20.0	19490	19493	19528	44.0	18175	18130	18155
(副ダム位置)	19468	19460	19485		18070	18065	18060
22.0	19460	19473	19468	46.0	18115	18180	18165
	19425	19435	19445		18035	18065	18085
24.0	19403	19435	19408	48.0	18145	18095	18115
	19373	19405	19353		18073	18040	18043
26.0	19355	19365	19355	50.0	18135	18160	18128
	19328	19335	19328		18070	18045	18075
28.0	19305	19270	19273	52.0	18150	18155	18138
	19278	19240	19253		18105	18085	18088
30.0	19225	19218	19213	56.0	18138	18140	18195
	19185	19190	19170		18080	18080	18160
32.0	19058	19070	19108	76.0	18245	18045	18220
	19021	19045	19040		18035	17972	18180
34.0	18885	18885	18893	96.0	18240	18478	18420
	18795	18820	18848		18178	18333	18320
				116.0	18220	18300	18535
					18165	18245	18423

上段は最高水位

下段は平均水位

图-56 副坝越流水面形 (E 案)

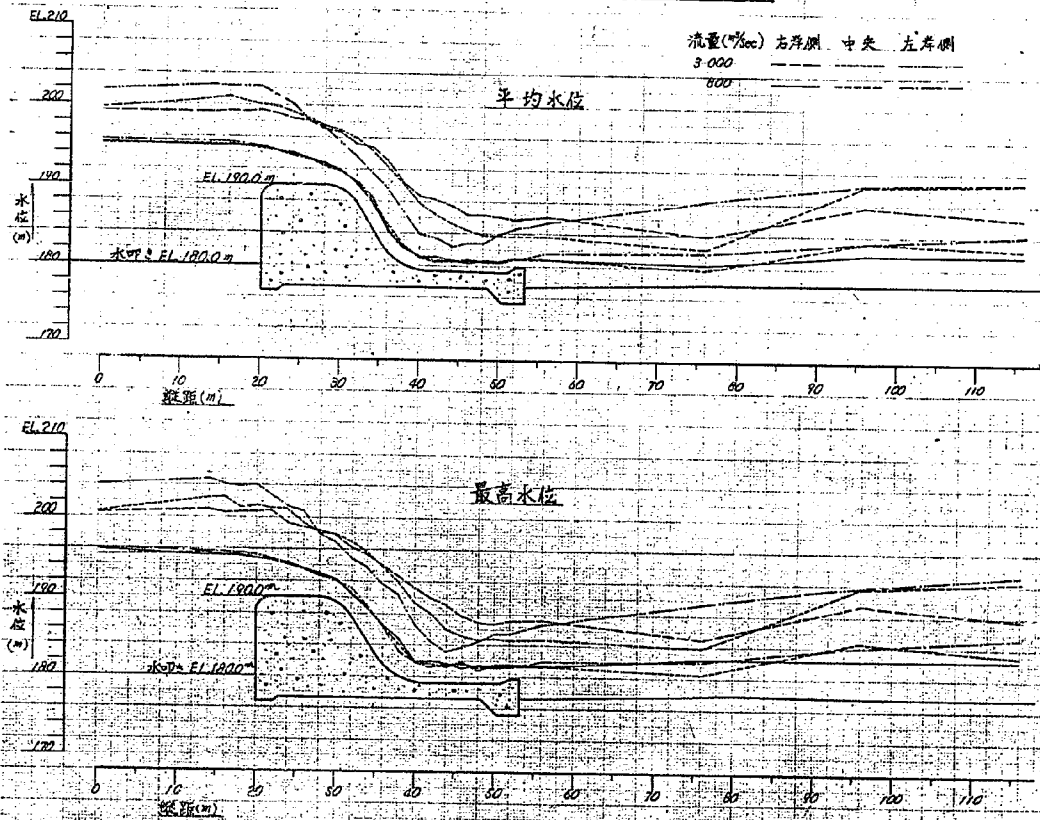
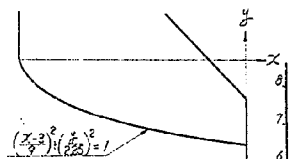
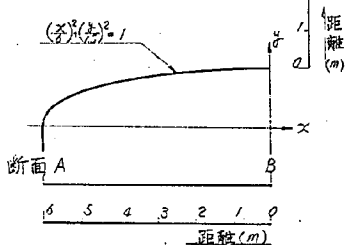


図-58 改良設計案孔口形状図 (単位: m)

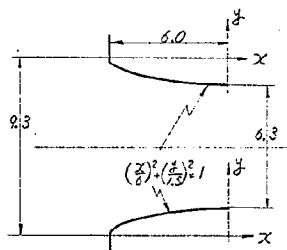


縦断面図

(平面図は図-22(イ)と同じ)



平面図



断面図

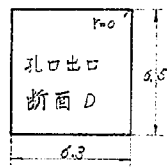
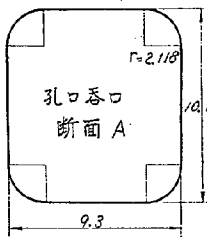


表-37. 圧 力 測 定 値 表

(孔口改良設計案 (木製)
貯水位 8L. 296.8 m

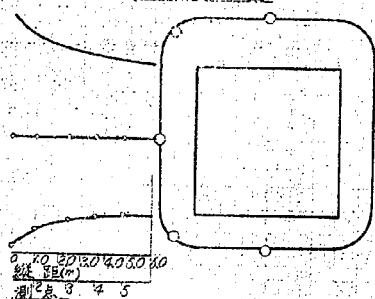
(単位 : m)

孔 口 内 部					
	測 点	ゲート 全 開	ゲート開度 1.0 m	ゲート開度 2.0 m	ゲート開度 3.0 m
上 面	2	4.24	17.22	16.95	16.38
	3	2.14	17.66	17.36	16.88
	4	-0.13	18.05	17.66	17.33
	5	-0.52	18.12	16.93	17.79
上・隅 部 面	2	3.04	17.71	17.30	16.64
	3	1.27	18.00	17.67	17.04
	4	-0.10	18.12	17.85	17.37
	5	-0.82	18.21	18.03	17.79
側 面	2	7.33	21.23	20.81	19.99
	3	5.92	21.23	20.69	19.70
	4	3.75	21.29	20.60	19.25
	5	1.80	21.32	20.42	18.50
下・隅 部 面	2	7.58	24.42	23.55	22.20
	3	6.58	24.52	23.09	21.35
	4	5.80	24.15	22.24	19.87
	5	5.43	23.68	20.62	17.98
下 面	2	10.86	24.70	23.95	22.87
	3	8.87	24.78	23.73	22.29
	4	7.14	24.19	22.57	20.53
	5	4.91	22.98	20.22	17.82

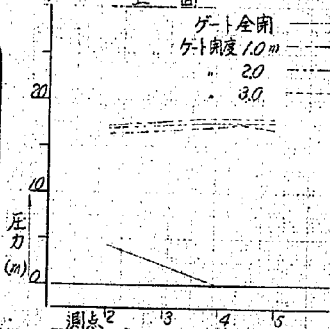
下 流 底 面				
測 点	ゲート開度 全 開	ゲート開度 1.0 m	ゲート開度 2.0 m	ゲート開度 3.0 m
1	1.88	15.06	14.10	13.08
2	-0.30	0.58	3.52	5.53
3	-1.16	-0.55	-0.31	0.96
4	-0.95	-0.22	-0.46	-0.26
5	-1.47	-0.47	-1.04	-1.28
6	-1.09	0.18	-0.57	-0.93
7	-0.72	0.70	-0.14	-0.74
8	-1.05	-0.01	-0.49	-0.79
9	-1.13	0.29	-0.67	-1.00
10	-0.73	-0.01	-0.28	-0.50
11	-0.60	0.31	0.10	-0.14
12	-0.43	0.23	-0.23	-0.49
13	-0.37	0.12	-0.18	-0.39
14	-0.12	0.48	0.45	-0.21
15	-0.21	0.25	0.07	-0.07
16	-0.18	0.07	-0.08	-0.08
17	-0.10	0.24	0.09	0.09
18	-0.13	0.12	-0.09	-0.15
19	0.12	0.34	0.16	0.09
20	0.25	0.28	0.48	0.15
21	0.45	0.53	0.59	-0.53
22	0.23	0.36	0.51	0.57
23	0.40	0.41	0.65	0.71
24	1.29	0.48	0.81	0.93
25	0.37	0.32	0.56	0.62
26	0.21	0.18	-0.08	-0.11

図-59(a) 改良設計案孔口内部圧力分布図(木製抽水模型)
(貯水位 EL. 296.8 m)

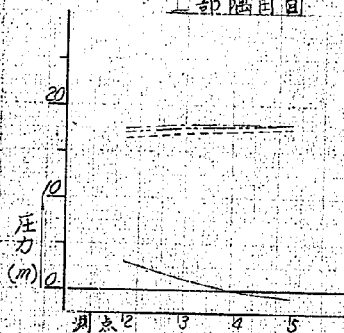
測点位置



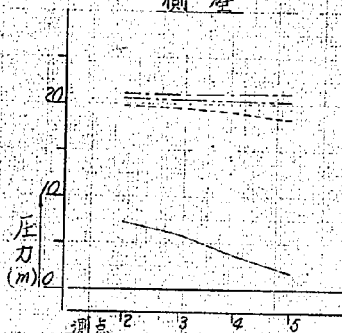
上面



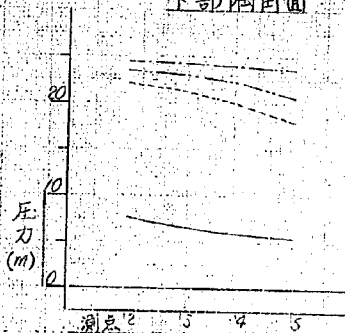
上部隅角面



側壁



下部隅角面



下面

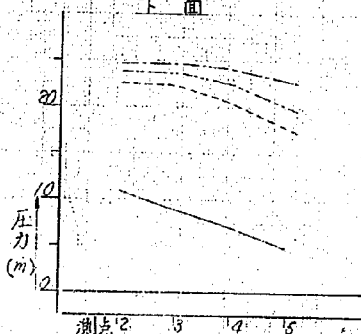
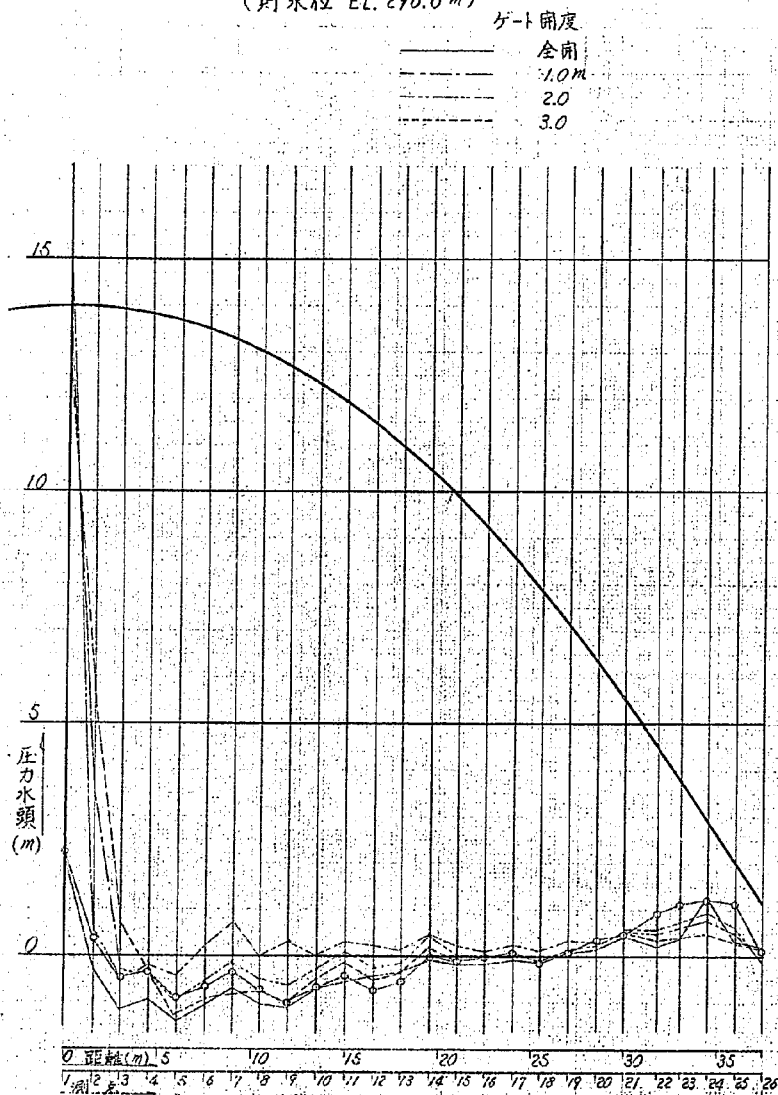


図-59(b) 改良設計案孔口下流底面圧力分布図(木製抽出模型)
(貯水位 EL. 296.8 m)



表一 3 8 孔口部貯水位・流量関係表

(木製抽出模型)

ゲート全開		ゲート開度 6.0 m		ゲート開度 5.0 m		ゲート開度 4.0 m	
貯水位 E.L. (m)	流 量 (m ³ /sec)	貯水位 E.L. (m)	流 量 (m ³ /sec)	貯水位 E.L. (m)	流 量 (m ³ /sec)	貯水位 E.L. (m)	流 量 (m ³ /sec)
273.650	2.22	280.150	27.12	279.965	20.95	279.695	16.76
274.055	3.11	281.165	29.83	280.325	22.28	280.400	17.85
275.045	5.62	281.675	31.05	280.715	22.92	281.450	19.97
276.410	9.76	282.749	34.76	282.290	26.72	282.545	21.69
277.295	13.31	283.460	36.88	282.920	27.36	283.760	23.32
278.120	17.01	285.155	41.56	284.360	30.47	284.810	24.50
279.065	21.54	286.100	43.78	285.620	32.54	286.160	26.52
279.560	24.11	287.450	47.08	287.825	36.28	287.630	28.10
280.145	27.36	289.205	50.58	289.475	38.70	288.995	29.58
281.210	35.10	290.510	53.98	290.570	40.92	290.690	30.96
281.930	38.55	292.040	56.20	290.930	41.66	291.830	32.54
283.185	43.68	293.675	58.77	292.670	43.63	292.820	33.52
283.865	46.84	295.670	61.72	293.990	45.60	295.115	35.50
284.825	50.04	296.870	63.35	296.090	47.82	295.910	35.99
285.120	51.27	298.250	64.58	297.165	49.30	298.085	37.96
286.745	56.70						
288.605	62.02						
290.300	66.65						
291.035	68.28						
293.225	73.46						
294.380	75.43						
295.850	77.89						
297.230	80.85						
ゲート開度 3.0 m		ゲート開度 2.0 m		ゲート開度 1.0 m			
貯水位 E.L. (m)	流 量 (m ³ /sec)	貯水位 E.L. (m)	流 量 (m ³ /sec)	貯水位 E.L. (m)	流 量 (m ³ /sec)		
276.710	9.61	276.500	6.31	274.640	2.66		
277.415	9.96	276.950	6.80	276.620	3.70		
277.640	10.35	277.610	7.20	277.430	4.19		
278.750	11.68	278.435	7.84	278.300	4.44		
280.850	14.54	279.890	9.02	278.570	4.54		
282.350	16.12	281.630	10.25	279.725	4.83		
283.790	18.14	282.800	10.70	281.345	5.52		
286.325	18.98	284.000	11.83	283.295	6.06		
287.810	21.30	286.450	12.57	284.870	6.41		
289.965	21.79	288.470	13.66	286.190	6.61		
292.475	23.91	289.790	14.59	287.265	7.05		
294.480	25.00	291.550	15.09	290.045	7.41		
295.910	25.93	294.290	16.42	291.050	7.64		
298.040	27.02	296.960	17.40	292.870	7.99		
		297.980	17.99	293.645	8.13		
				295.010	8.30		
				296.660	8.68		
				298.040	8.97		

図-60 孔口部貯水位流量関係曲線(1.門当)
改良設計系 (木製抽出模型および真鍮製抽出模型)

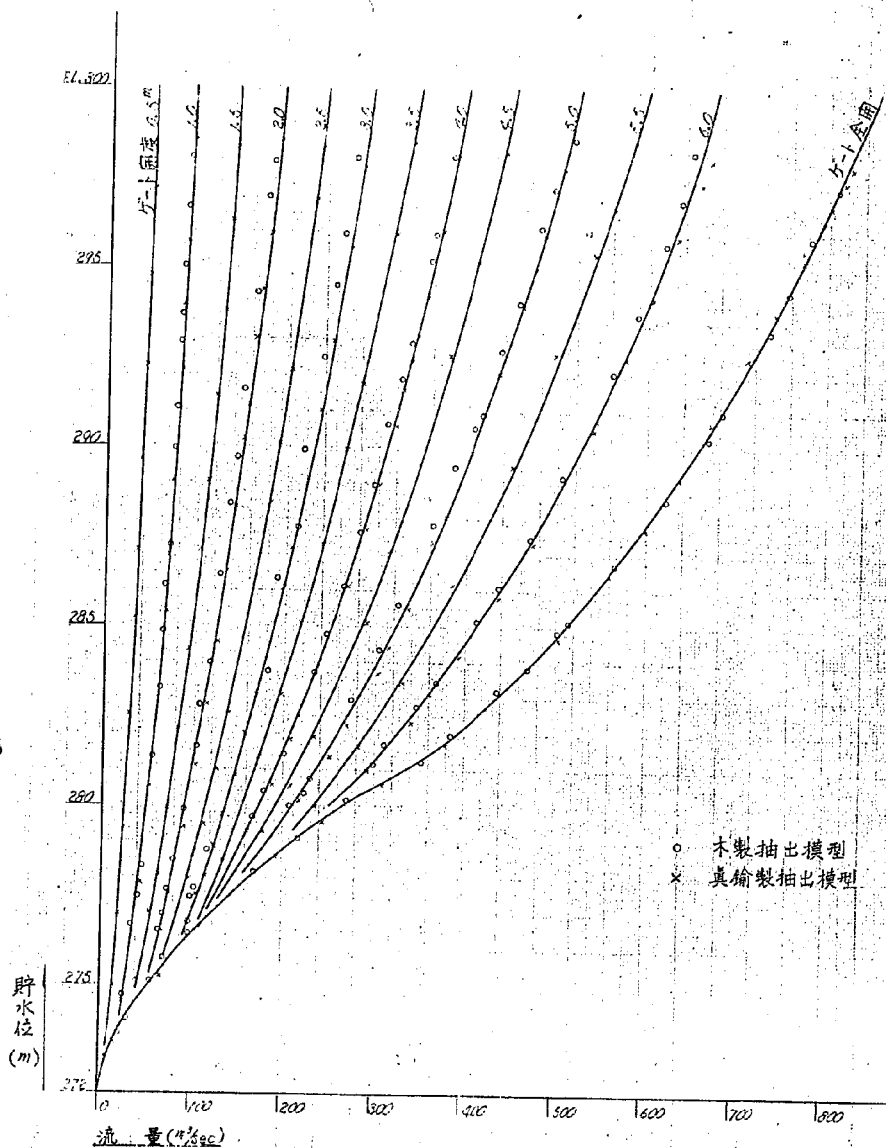


图-61 改良設計案孔口压力测定位置图(真偷製抽出模型)

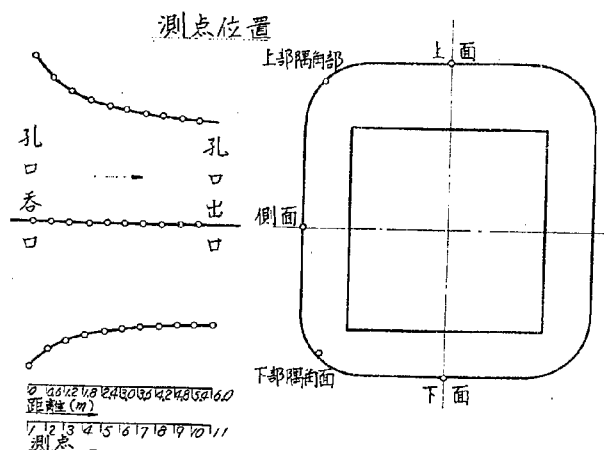


表-39 改良設計案孔口内部圧力測定値表 (直線製抽出模型)

貯水位 EL.296.8m

	測点	ゲート全開	ゲート開度 1.0m	ゲート開度 2.0m	ゲート開度 3.0m
		圧力水頭	圧力水頭	圧力水頭	圧力水頭
上面	1	1.127	1.649	1.615	1.571
	2	6.02	17.21	16.76	16.07
	3	5.82	17.58	17.16	16.47
	4	4.46	17.67	17.42	16.67
	5	3.74	18.02	17.59	16.07
	6	2.15	18.17	17.75	17.06
	7	1.40	18.29	17.90	17.30
	8	0.27	18.39	18.06	17.61
	9	-0.30	18.48	18.18	17.76
	10	-0.59	18.49	18.22	17.83
上部隅角面	1	14.44	17.08	16.90	16.60
	2	4.78	17.77	17.29	16.45
	3	4.19	18.08	17.54	16.73
	4	2.43	18.21	17.76	16.92
	5	2.10	18.36	17.91	17.10
	6	0.63	18.45	18.03	17.22
	7	0.21	18.57	18.24	17.52
	8	-0.17	18.61	18.28	17.68
	9	-0.93	18.63	18.30	17.91
	10	-0.08	18.58	18.34	17.87
側面	1	1.130	2.177	2.132	2.054
	2	7.88	2.168	2.105	2.006
	3	5.96	2.165	2.105	2.021
	4	7.43	2.159	2.096	1.994
	5	5.93	2.156	2.087	1.970
	6	4.79	2.162	2.084	1.955
	7	3.83	2.162	2.081	1.943
	8	2.27	2.159	2.069	1.901
	9	1.10	2.159	2.048	1.853
	10	0.65	2.156	2.012	1.670
下部隅角面	1	2.152	2.587	2.554	2.758
	2	9.35	2.507	2.429	2.303
	3	8.89	2.485	2.395	2.260
	4	6.83	2.468	2.357	2.198
	5	6.44	2.450	2.324	2.150
	6	4.72	2.431	2.269	2.065
	7	3.78	2.391	2.193	1.968
	8	3.39	2.352	2.097	1.857
	9	2.16	2.238	1.890	1.668
	10	1.15	1.909	1.522	1.450
下面	1	15.84	2.634	2.583	2.529
	2	11.05	2.557	2.488	2.368
	3	11.64	2.526	2.454	2.337
	4	9.97	2.503	2.413	2.284
	5	8.94	2.481	2.379	2.232
	6	7.25	2.456	2.324	2.150
	7	5.35	2.434	2.260	2.056
	8	4.36	2.389	2.117	1.942
	9	3.54	2.295	2.016	1.788
	10	2.35	2.050	1.762	1.573
	11	1.26	1.287	1.368	1.296

图-62 改良設計案孔口内部压力分布图(真鍮製抽出模型)
(貯水位 EL. 296.8 m)

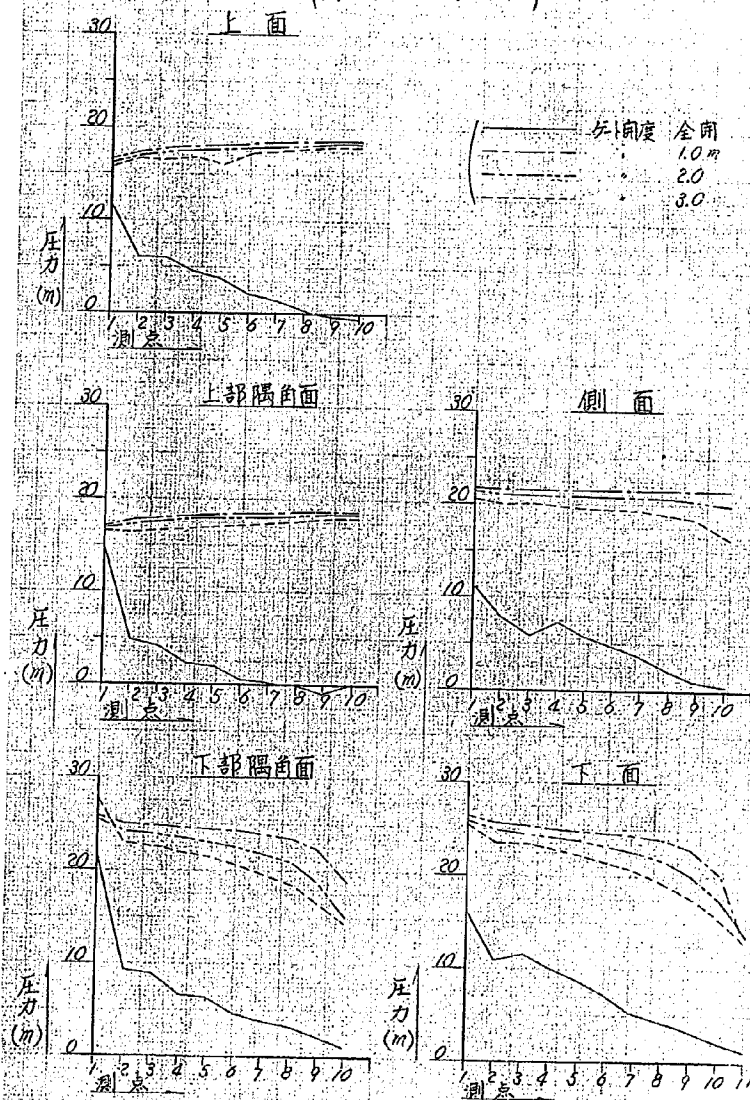


図-63 改良設計案孔口 $C_0 \sim H_0/a_0$ 関係図 (ゲート全開時)

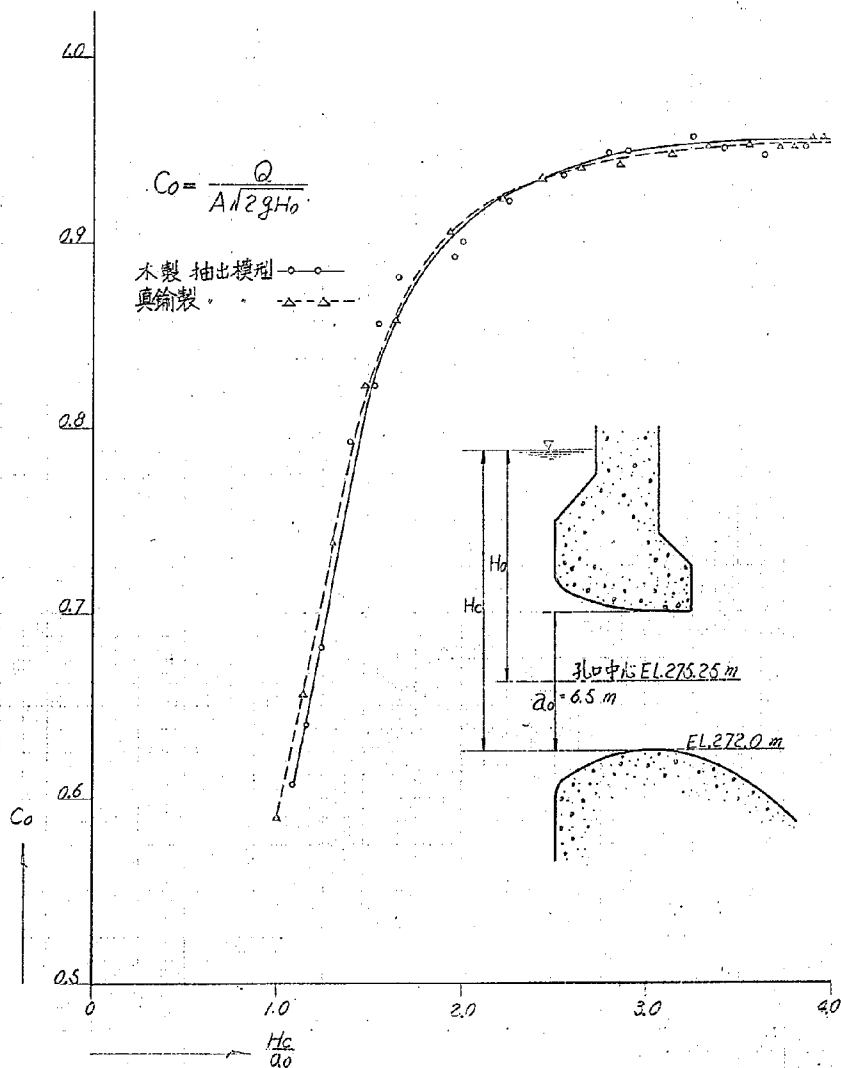


表-40 (a) 改良設計案孔口部貯水位流量關係表 (真鍮製抽出模型)

ゲート全開	
貯水位 EL. (m)	流量 (m ³ /sec)
273.38	16.3
275.21	65.1
276.56	109.9
277.46	145.4
278.54	193.7
279.54	246.5
280.55	308.1
281.66	378.1
282.74	426.4
284.63	502.8
286.46	561.0
287.75	598.9
289.16	635.9
290.69	671.4
292.43	711.3
293.75	741.4
295.22	770.9
296.33	791.2
296.78	799.6
297.44	815.8
297.86	823.2

ゲート開度 6.0m	
貯水位 EL. (m)	流量 (m ³ /sec)
280.74	293.3
282.35	340.1
283.10	362.3
284.18	391.9
285.83	436.3
287.33	473.2
289.19	510.2
290.81	543.7
292.49	574.3
294.17	603.9
295.88	631.0
297.38	655.6
298.04	665.5

ゲート開度 5.0m	
貯水位 EL. (m)	流量 (m ³ /sec)
280.13	218.4
281.36	250.4
282.23	271.1
283.70	303.2
284.45	314.5
285.50	335.2
287.36	363.3
288.08	377.1
289.91	404.2
290.96	420.0
292.10	433.8
293.96	457.0
294.98	470.8
295.91	482.1
297.77	502.8

ゲート開度 4.0m	
貯水位 EL. (m)	流量 (m ³ /sec)
279.26	161.7
280.61	188.3
281.87	208.0
283.91	236.6
286.16	218.7
287.72	287.4
289.10	302.2
290.66	319.4
291.59	327.3
291.74	350.3
292.40	336.2
293.09	342.6
294.14	352.9
294.62	357.4
296.03	368.7
298.16	384.5

ゲート開度 5.5m	
貯水位 EL. (m)	流量 (m ³ /sec)
280.01	235.6
281.63	282.9
283.43	330.3
286.19	387.0
289.49	450.1
292.52	494.9
295.40	537.3
298.52	580.7

ゲート開度 4.5m	
貯水位 EL. (m)	流量 (m ³ /sec)
279.23	178.4
280.55	206.5
281.93	234.2
285.11	285.9
287.15	315.5
289.58	345.1
292.52	372.6
295.13	409.1
298.22	436.3

ゲート開度 3.5m	
貯水位 EL. (m)	流量 (m ³ /sec)
278.48	135.6
279.38	146.9
281.36	173.5
283.13	196.2
285.17	216.9
287.36	240.1
289.94	265.7
291.74	280.0
294.02	298.2
295.77	316.5
298.43	335.2

表一40 (b). 改良設計案孔口部貯水位・流量関係表

(真鍮製抽出模型)

ゲート開度 3.0 m		ゲート開度 2.0 m		ゲート開度 1.0 m	
貯水位 E.L. (m)	流量 (m ³ /sec)	貯水位 E.L. (m)	流量 (m ³ /sec)	貯水位 E.L. (m)	流量 (m ³ /sec)
278.06	115.4	276.50	67.0	274.49	23.7
278.93	123.2	277.58	74.9	276.32	34.0
277.46	105.9	279.41	89.7	278.30	44.4
279.71	134.1	281.15	103.5	280.55	52.3
280.61	143.9	282.83	113.4	283.10	60.1
282.02	158.7	284.60	124.2	285.44	66.5
283.16	170.1	286.58	134.1	287.00	69.0
284.36	181.4	288.38	143.0	289.10	73.9
286.16	198.2	290.30	152.8	291.02	78.9
287.21	206.1	291.17	156.8	292.16	80.8
289.19	223.3	293.00	163.2	293.93	82.8
290.96	235.6	294.35	170.1	295.70	85.8
292.91	248.9	295.94	177.5	298.52	93.7
295.58	268.2	298.55	186.3		
297.83	281.0				
ゲート開度 2.5 m		ゲート開度 1.5 m		ゲート開度 0.5 m	
貯水位 E.L. (m)	流量 (m ³ /sec)	貯水位 E.L. (m)	流量 (m ³ /sec)	貯水位 E.L. (m)	流量 (m ³ /sec)
276.89	83.8	275.12	41.9	272.99	7.9
277.94	96.6	277.01	55.2	274.94	15.3
279.44	112.4	278.06	63.1	276.98	19.7
281.03	127.2	279.92	72.0	279.32	24.6
282.62	140.5	282.14	82.3	282.53	29.6
285.53	161.2	284.36	93.7	285.20	32.5
288.50	182.4	287.18	105.9	287.12	36.0
290.18	190.3	289.10	112.4	289.67	39.4
292.13	203.6	291.38	119.3	292.25	41.9
295.28	219.4	293.72	127.2	294.74	44.4
296.90	226.8	296.30	134.1	297.20	48.3
298.37	234.2	298.31	140.5		

表一 4 1 改良設計案孔口流出係数算出表

$$C_o = \frac{Q}{A\sqrt{2gH_o}}$$

$a_o = 6.5 \text{ m}$, $A = 6.3 \times 6.5 = 40.95 \text{ m}^2$
 孔口出口下面標高 E L. 272.0 m
 孔口出口中心標高 E L. 275.25 m
 H_o は孔口出口下面標高からの水頭

	貯 水 位 E L. (m)	孔口中心からの 水 頭 H_o (m)	流 量	流出係数 C_o	H_o a_o
			Q (m ³ /sec)		
木 製 抽 出 模 型	276.410	1.160	97.6	0.500	0.678
	277.295	2.040	133.1	0.516	0.815
	278.120	2.870	170.1	0.554	0.942
	279.065	3.815	215.4	0.608	1.087
	279.560	4.310	241.1	0.641	1.163
	280.145	4.895	273.6	0.682	1.253
	281.210	5.960	351.0	0.793	1.417
	281.930	6.680	385.5	0.823	1.528
	283.185	7.935	436.8	0.855	1.552
	283.865	8.615	468.4	0.880	1.672
	284.825	9.575	500.4	0.892	1.973
	285.120	9.870	512.7	0.859	2.018
	286.745	11.495	567.0	0.922	2.268
	288.605	13.355	620.2	0.936	2.555
	290.300	15.050	666.5	0.948	2.815
	291.035	15.785	682.8	0.948	2.928
直 接 製 抽 出 模 型	293.225	17.975	734.6	0.956	3.265
	294.380	19.130	754.3	0.951	3.443
	295.850	20.600	778.9	0.947	3.669
	297.230	21.980	808.5	0.951	3.882
	278.540	3.290	193.730	0.589	1.009
	279.540	4.290	246.475	0.656	1.160
	280.550	5.300	308.094	0.738	1.315
	281.660	6.410	378.093	0.824	1.486
	282.740	7.490	426.402	0.859	1.652
	284.630	9.380	502.810	0.906	1.943
	286.460	11.210	560.978	0.924	2.225
	287.750	12.500	598.935	0.934	2.423
	289.160	13.910	635.906	0.940	2.640
	290.690	15.440	671.399	0.942	2.875
	292.430	17.780	711.328	0.947	3.143
	293.750	18.500	741.398	0.951	3.346
	295.220	19.970	770.975	0.952	3.572
	296.330	21.080	791.186	0.950	3.743
	296.780	21.530	799.566	0.951	3.812
	297.440	22.190	815.833	0.955	3.914
	297.860	22.610	823.228	0.955	3.979

表 - 4 2

x (m)	ベルマウス曲線座標値					隅角円 弧半径 R (m)
	上 面		下 面		側 面	
	y (m)		y (m)		y (m)	
	斜交軸	直交軸	斜交軸	直交軸		
0	8.0	8.0	1.5	1.5	1.5	0
-0.5	8.1533	8.1529	1.6429	1.6418	1.4948	0.1691
-1.0	8.3172	8.3156	1.7752	1.7710	1.4790	0.3382
-1.5	8.4920	8.4882	1.8967	1.8874	1.4524	0.5073
-2.0	8.6782	8.6722	2.0066	1.9906	1.4142	0.6763
-2.5	8.8769	8.8680	2.1041	2.0794	1.3636	0.8454
-3.0	9.0896	9.0771	2.1877	2.1526	1.2990	1.0145
-3.5	9.3184	9.3020	2.2551	2.2076	1.2183	1.1836
-4.0	9.5668	9.5462	2.3029	2.2408	1.1180	1.3527
-4.5	9.8408	9.8154	2.3251	2.2457	0.9922	1.5218
-5.0	10.1519	10.1216	2.3102	2.2100	0.8292	1.6909
-5.5	10.5297	10.4942	2.2287	2.0960	0.5994	1.8599
-5.8	10.8340	10.7956	2.1021	1.9524	0.3841	1.9614
-6.0	11.2773	11.2380	1.7773	1.5933	0	2.0290

註) 直交軸に対するyの値には斜交軸と比較するため(60)および(61)式で求めた値に1.5を加えてある。

(y = 0 → EL. 270.50 m)

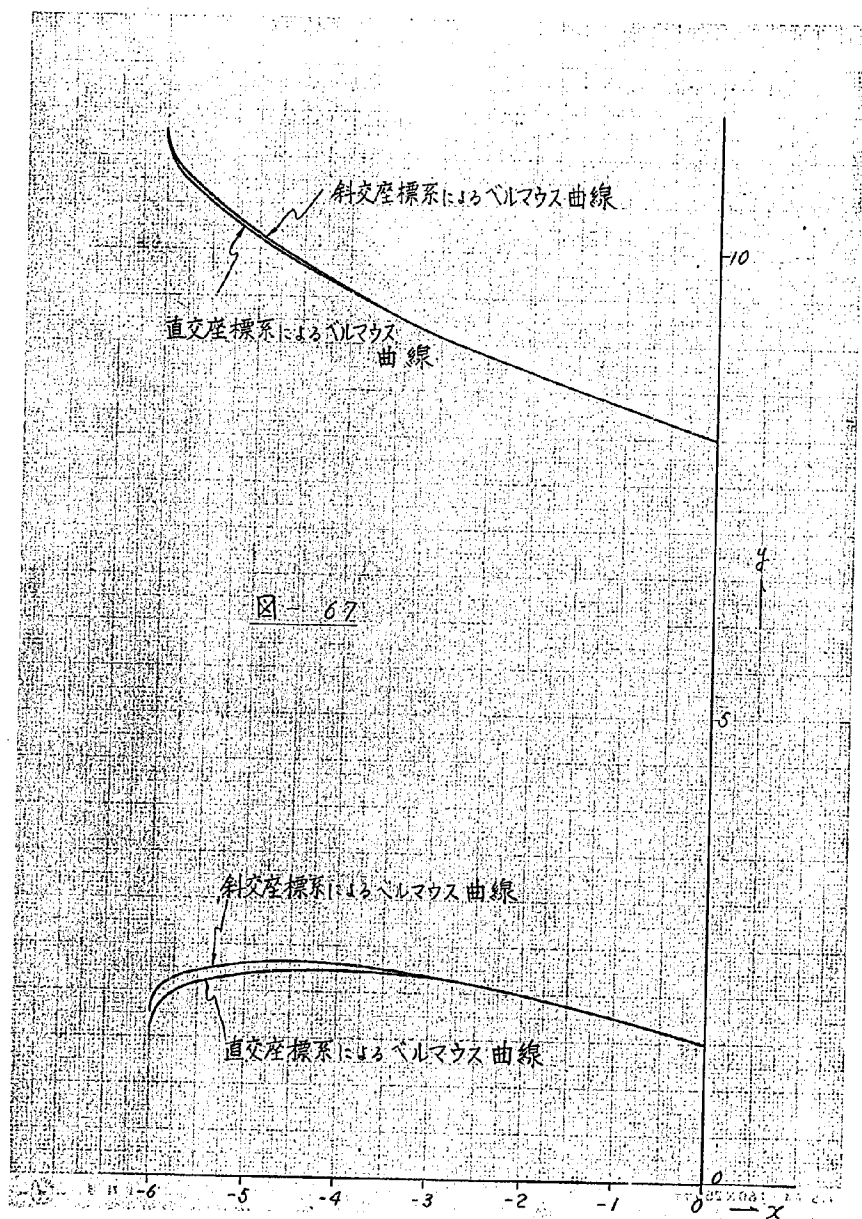
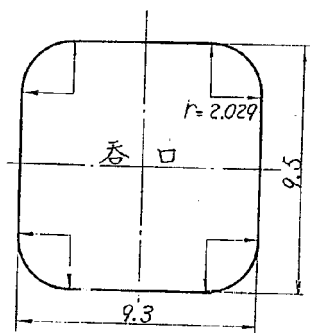
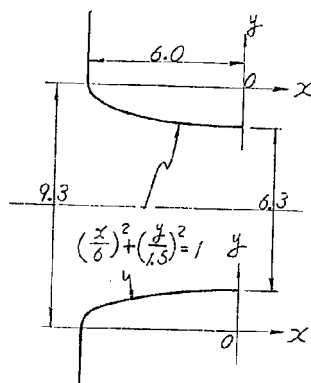
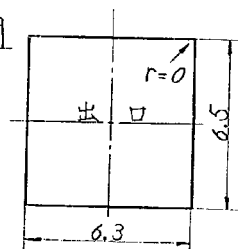


图-68(b) 最終設計案孔口部詳細図 (単位: m)

平面図



断面図



表一43 孔口内部および下流底面圧力測定点座標表

(最終設計案)

(単位: m)

	測点 番号	x	y	標高		測点 番号	x	y	標高
上部 隅角 面	1	-5.8	9.534	281.354	下部 隅角 面	1	-5.8	1.027	273.027
	2	-5.5	9.030	281.030		2	-5.5	1.274	273.274
	3	-5.0	8.652	280.652		3	-5.0	1.305	273.305
	4	-4.5	8.341	280.541		4	-4.5	1.271	273.271
	5	-4.0	8.067	280.067		5	-4.0	1.199	273.199
	6	-3.5	7.818	279.818		6	-3.5	1.102	273.102
	7	-3.0	7.590	279.590		7	-3.0	0.986	272.986
	8	-2.5	7.377	279.377		8	-2.5	0.851	272.851
	9	-2.0	7.178	279.178		9	-2.0	0.705	272.705
	10	-1.5	6.992	278.992		10	-1.5	0.545	272.545
	11	-1.0	6.817	278.817		11	-1.0	0.374	272.374
	12	-0.5	6.653	278.653		12	-0.5	0.192	272.192
上部 隅角 面	1	-5.8	8.760	280.760	下部 隅角 面	1	-5.8	0.602	272.602
	2	-5.5	8.485	280.485		2	-5.5	0.729	272.729
	3	-5.0	8.157	280.157		3	-5.0	0.810	272.810
	4	-4.5	7.895	279.895		4	-4.5	0.825	272.825
	5	-4.0	7.671	279.671		5	-4.0	0.803	272.803
	6	-3.5	7.471	279.471		6	-3.5	0.755	272.755
	7	-3.0	7.292	279.292		7	-3.0	0.688	272.688
	8	-2.5	7.130	279.130		8	-2.5	0.604	272.604
	9	-2.0	6.980	278.980		9	-2.0	0.507	272.507
	10	-1.5	6.844	278.844		10	-1.5	0.397	272.397
	11	-1.0	6.716	278.716		11	-1.0	0.275	272.275
	12	-0.5	6.604	278.604		12	-0.5	0.143	272.143
側面	1	-5.8	4.968	276.968	側面	13	0	0	272.000
	2	-5.5	4.879	276.879		14	1.0	-0.307	271.693
	3	-5.0	4.731	276.731		15	2.0	-0.635	271.365
	4	-4.5	4.583	276.583		16	3.0	-0.984	271.016
	5	-4.0	4.435	276.435		17	4.0	-1.554	270.646
	6	-3.5	4.287	276.287		18	5.0	-1.745	270.255
	7	-3.0	4.139	276.139		19	6.0	-2.157	269.843
	8	-2.5	3.991	275.991		20	7.0	-2.590	269.410
	9	-2.0	3.842	275.842		21	8.0	-3.045	268.955
	10	-1.5	3.694	275.694		22	9.0	-3.520	268.480
	11	-1.0	3.546	275.546		23	10.0	-4.017	267.983
	12	-0.5	3.398	275.398		24	12.0	-5.073	266.927
					側面	25	14.0	-6.214	265.786
						26	16.0	-7.439	264.561
						27	18.0	-8.749	263.251
						28	20.0	-10.143	261.857
						29	22.0	-11.621	260.379
						30	24.0	-13.184	258.816
						31	26.0	-14.831	257.169
						32	28.0	-16.562	255.438
						33	30.0	-18.378	253.622

圖-70 压力测定点位置图 (最終設計案)

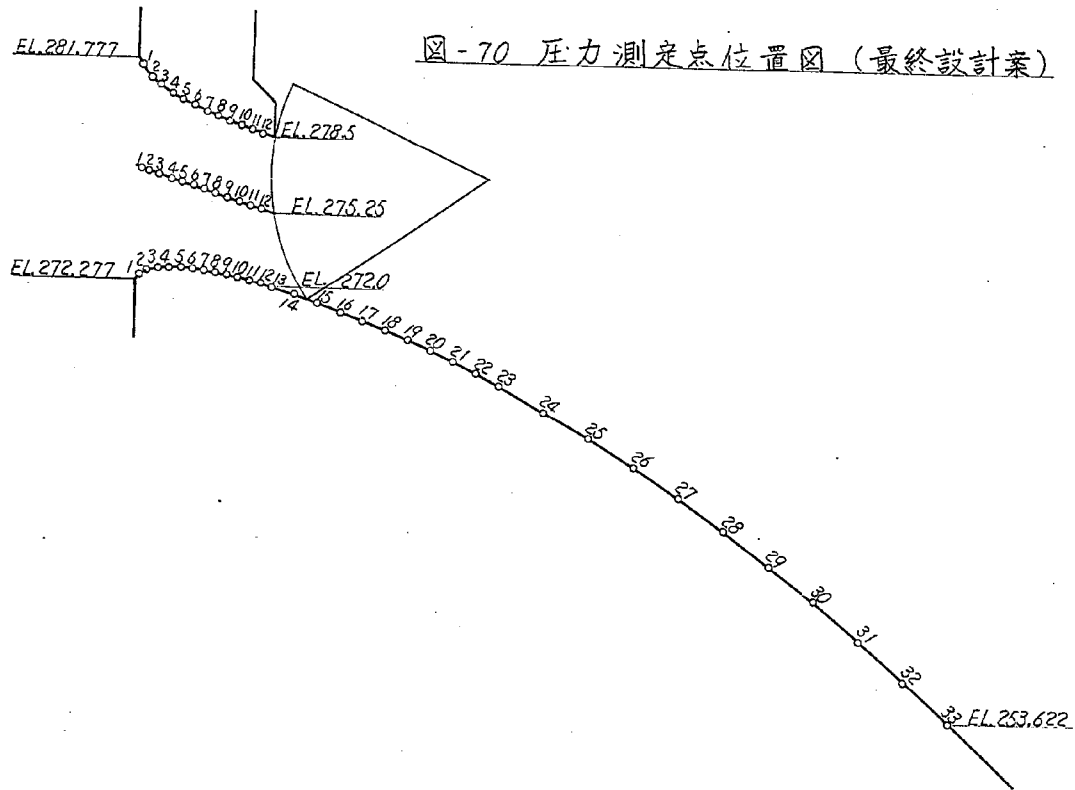


表-44

最終計画案孔口内部圧力測定値表

貯水位 B.L. 296.8m
(コースターゲート受台なし)

ゲート全開			ゲート開度 1.0m		
	番号	圧力水頭(m)		番号	圧力水頭(m)
上部側面	1	9.206	下部側面	1	0.053
	2	9.150		2	-0.164
	3	8.538		3	-0.195
	4	6.209		4	-0.821
	5	6.573		5	0.331
	6	5.502		6	0.368
	7	3.990		7	0.814
	8	3.183		8	0.799
	9	2.212		9	0.615
	10	2.488		10	0.865
	11	1.013		11	0.766
	12	0.547		12	0.588
上部側面	1	10.230	下部側面	1	-2.292
	2	9.215		2	-0.789
	3	6.273		3	3.780
	4	6.715		4	4.155
	5	5.649		5	4.447
	6	4.769		6	2.995
	7	4.828		7	2.312
	8	3.070		8	1.076
	9	2.140		9	1.263
	10	0.836		10	0.833
	11	0.392		11	0.475
	12	0.506		12	0.307
側面	1	7.302	下部側面	13	0.990
	2	7.211		14	1.567
	3	7.779		15	1.535
	4	7.297		16	1.044
	5	6.875		17	0.874
	6	5.313		18	0.965
	7	4.231		19	1.467
	8	3.389		20	0.820
	9	1.948		21	0.855
	10	1.706		22	0.730
	11	1.254		23	1.077
	12	0.592		24	0.953
側面			下部側面	25	0.724
				26	0.869
				27	0.259
				28	-0.897
				29	0.821
				30	1.124
				31	1.091
				32	0.602
				33	0.708

図-71 最終設計案孔口内部圧力分布図

(貯水位: EL. 296.8 m, ゲート受台なし)

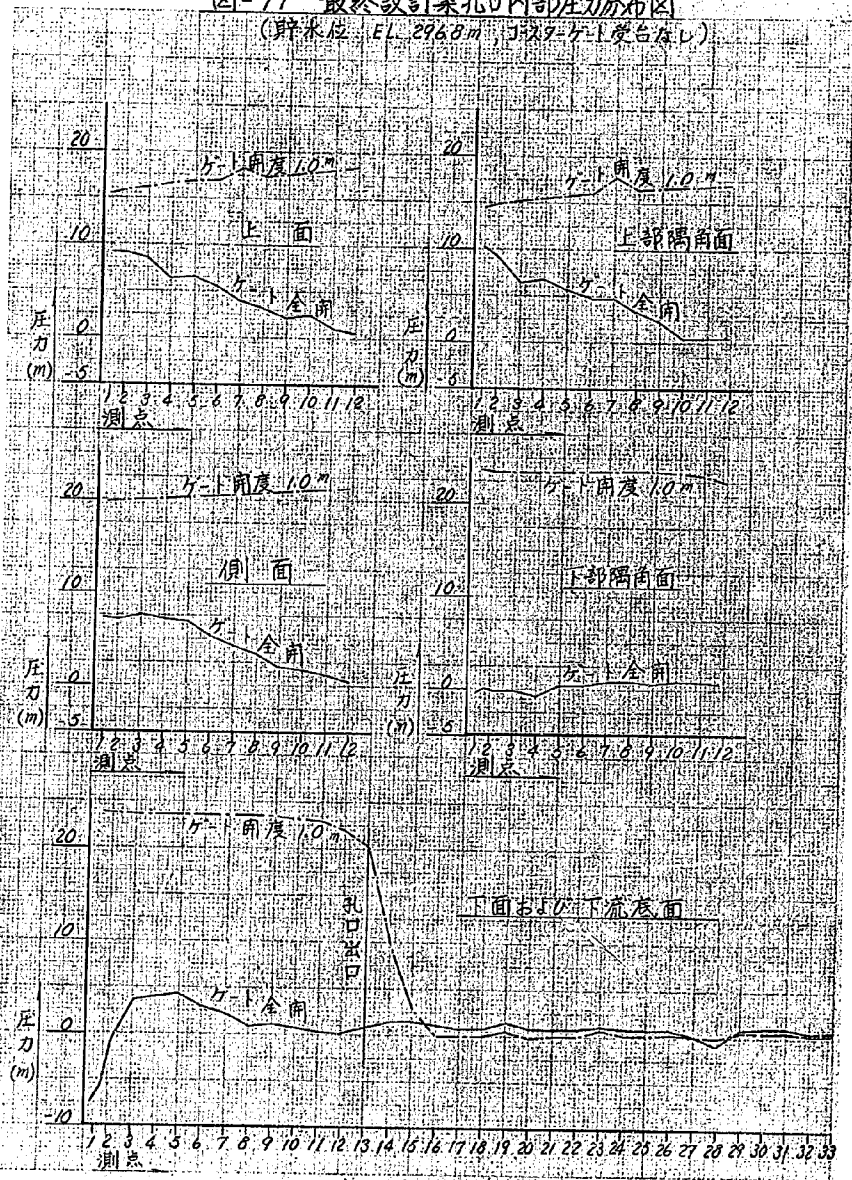


図-72 コースターゲート受台詳細図 (単位: m)

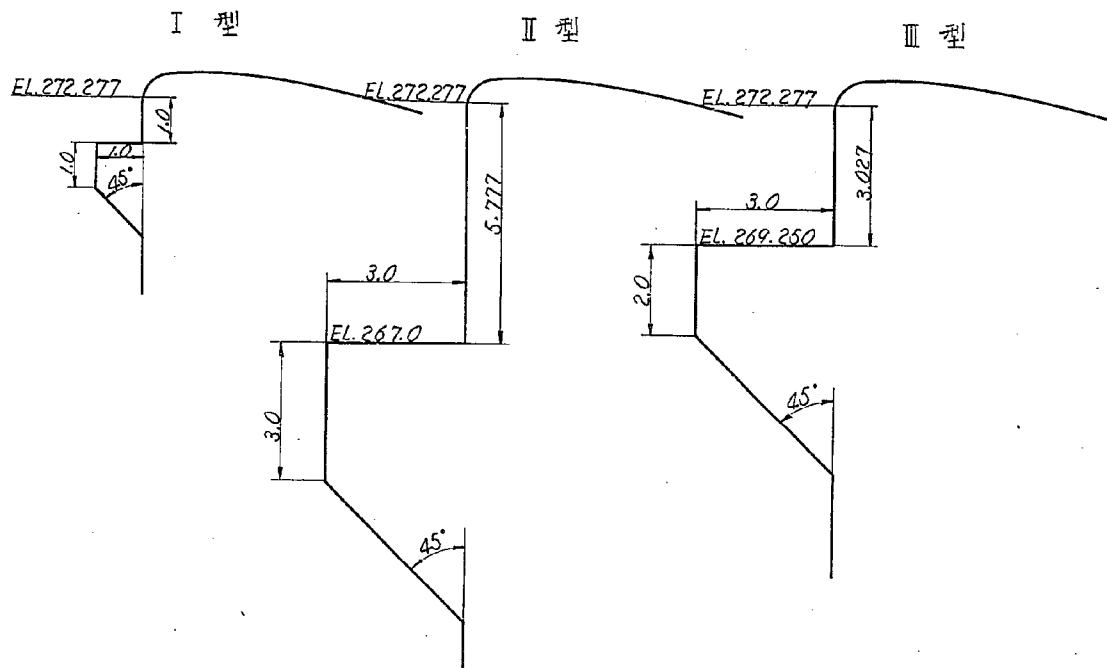


表-45(a) 最終設計案孔口内部圧力測定値表

コースターゲート受台I型, ゲート全開

貯水位 H.L. 283.8m					貯水位 H.L. 296.8m				
	番号	圧力水頭m		番号 圧力水頭m		番号 圧力水頭m		番号 圧力水頭m	
上 面	1	1.376	下 部 隅 角 面	1 5.273	上 面	1 9.476	下 部 隅 角 面	1 5.303	
	2	1.410		2 2.926		2 9.420		2 0.676	
	3	1.158		3 2.835		3 8.748		3 0.885	
	4	0.929		4 2.689		4 7.799		4 -0.281	
	5	0.753		5 3.121		5 6.633		5 1.141	
	6	0.582		6 3.338		6 5.682		6 1.238	
	7	0.240		7 3.454		7 4.410		7 1.414	
	8	0.153		8 3.589		8 3.573		8 1.489	
	9	0.082		9 3.645		9 2.662		9 1.335	
	10	-0.032		10 3.805		10 2.008		10 1.555	
	11	0.053		11 3.826		11 1.523		11 1.576	
	12	0.337		12 3.648		12 1.567		12 0.828	
上 部 隅 角 面	1	1.590	下 面	1 3.748	上 部 隅 角 面	1 1.0590	下 面	1 1.798	
	2	1.295		2 4.971		2 9.365		2 5.421	
	3	1.053		3 5.280		3 7.833		3 6.210	
	4	0.835		4 5.025		4 6.745		4 5.475	
	5	0.729		5 4.867		5 5.769		5 4.987	
	6	0.629		6 4.795		6 5.039		6 4.945	
	7	0.568		7 4.562		7 4.918		7 4.712	
	8	0.310		8 4.196		8 3.220		8 2.696	
	9	0.160		9 4.503		9 2.410		9 3.423	
	10	-0.244		10 3.953		10 0.656		10 2.693	
	11	-0.208		11 4.105		11 -1.078		11 2.185	
	12	0.146		12 3.817		12 0.896		12 1.207	
側 面	1	2.682	下 流 底 面	13 3.990	側 面	1 6.552	下 流 底 面	13 1.500	
	2	2.651		14 4.117		2 6.401		14 1.867	
	3	2.949		15 3.995		3 7.569		15 1.715	
	4	3.157		16 3.774		4 6.607		16 1.224	
	5	2.915		17 3.574		5 6.365		17 0.994	
	6	2.643		18 3.545		6 5.043		18 1.295	
	7	2.341		19 3.597		7 4.051		19 1.707	
	8	2.159		20 3.340		8 4.589		20 1.210	
	9	1.858		21 3.105		9 1.828		21 1.035	
	10	1.946		22 2.920		10 1.766		22 0.940	
	11	1.824		23 2.877		11 1.104		23 1.137	
	12	1.762		24 2.673		12 0.652		24 1.173	
			25	2.464			25	2.824	
			26	2.099			26	1.139	
			27	1.369			27	0.529	
			28	1.413			28	0.843	
			29	1.481			29	0.851	
			30	1.844			30	1.394	
			31	1.691			31	1.211	
			32	1.352			32	0.842	
			33	1.458			33	1.128	

表-45 (b) 最終設計案孔口内部圧力測定値表

(貯水位 E.L. 296.8 m)

ゲート全開

コースターゲート受台Ⅱ型				コースターゲート受台Ⅲ型				
	番号	圧力水頭 m		番号	圧力水頭 m		番号	圧力水頭 m
上 面	1	9.776	下 部 隅 角 面	1	3.473	上 面	1	9.383
	2	9.750		2	-0.464		2	0.076
	3	8.808		3	0.165		3	0.555
	4	7.829		4	-0.491		4	-0.161
	5	6.813		5	0.601		5	0.841
	6	6.012		6	0.818		6	0.788
	7	4.710		7	0.964		7	1.024
	8	3.963		8	1.039		8	1.099
	9	3.052		9	0.915		9	1.035
	10	2.428		10	1.345		10	1.345
	11	1.763		11	1.336		11	1.336
	12	1.747		12	0.828		12	0.828
上 部 隅 角 面	1	10.590	下 部 隅 角 面	1	-4.202	上 部 隅 角 面	1	0.598
	2	9.215		2	0.201		2	6.411
	3	7.863		3	4.440		3	6.660
	4	6.865		4	4.815		4	6.375
	5	5.949		5	4.267		5	5.257
	6	4.919		6	4.705		6	5.035
	7	4.768		7	3.152		7	4.022
	8	3.040		8	2.486		8	3.056
	9	2.470		9	2.973		9	3.693
	10	0.476		10	2.303		10	2.903
	11	0.482		11	1.975		11	2.365
	12	0.986		12	1.147		12	1.297
側 面	1	6.942		13	1.650	側 面	1	6.822
	2	6.941		2	6.821			
	3	8.049		3	7.839			
	4	7.057		4	6.667			
	5	6.635		5	6.215			
	6	5.223		6	5.223			
	7	4.171		7	3.841			
	8	3.179		8	3.329			
	9	1.948		9	1.798			
	10	1.736		10	1.676			
	11	1.134		11	1.044			
	12	0.652		12	0.742			

図-73 最終設計案孔口内部圧力分布図

貯水位(m) ゲート受台

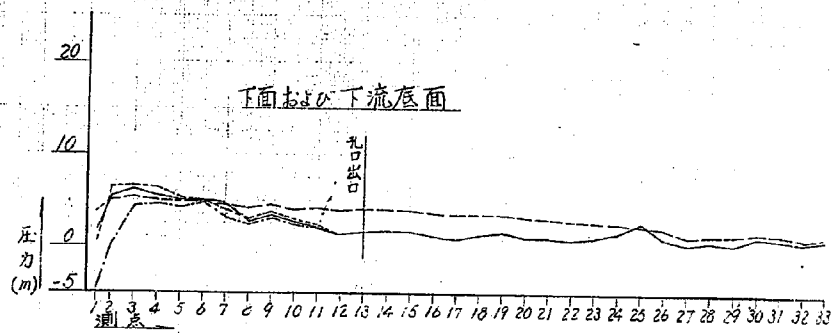
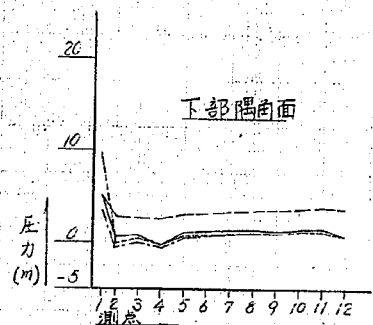
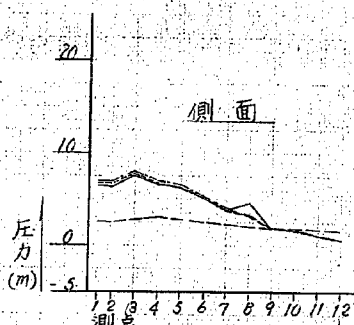
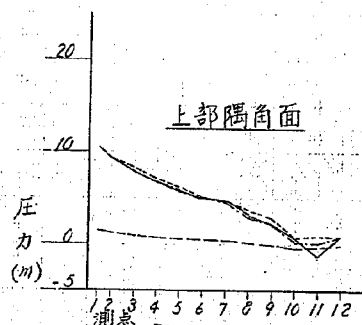
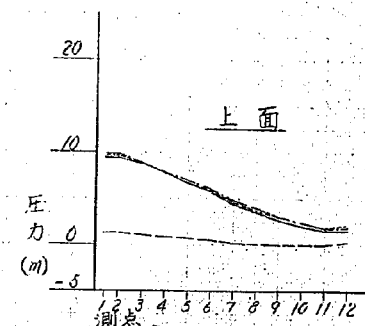
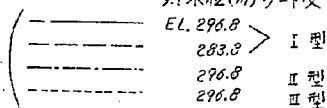


表-46 最終設計案孔口貯水位流量関係表

コースターゲート受台なし						コースターゲート受台 (I)		
ゲート 開度 (m)	貯水位 EL. (m)	流量 (m ³ /sec)	ゲート 開度 (m)	貯水位 EL. (m)	流量 (m ³ /sec)	ゲート 開度 (m)	貯水位 EL. (m)	流量 (m ³ /sec)
全 開	274.70	282	4.5	280.37	176.6	全 開	277.01	9.82
	275.90	61.2		281.27	191.0		279.38	211.9
	277.46	121.2		283.10	218.0		281.60	333.0
	279.11	194.9		285.08	244.7		281.75	342.7
	280.40	265.4		287.45	271.8		282.02	360.9
	281.45	327.2		289.67	293.9		282.83	401.4
	282.30	385.9		292.19	316.9		285.80	496.7
	283.52	424.5		294.62	338.8		287.51	551.0
	285.32	479.7		296.99	361.5		292.52	669.7
	286.87	524.8		280.76	164.1		294.56	711.5
	288.26	563.9		282.53	187.4		296.81	754.6
	289.79	602.6		284.31	214.0		299.62	819.9
6.0	291.32	638.9	4.0	286.72	235.9	1.0	281.69	47.3
	292.88	676.4		288.19	253.2		285.62	59.2
	294.47	713.7		291.95	277.7		287.24	62.6
	296.27	745.4		294.56	295.5		290.54	69.3
	297.50	764.6		297.11	315.2		293.87	75.1
	298.56	788.4		298.84	124.2		296.93	80.6
	281.24	253.2		280.61	145.2			
	282.68	287.3		282.33	169.3			
	284.87	335.7		285.20	190.8			
	287.39	379.0		287.72	212.8			
	290.27	423.3		289.91	228.1			
	292.70	462.9		292.40	245.0			
5.5	295.31	500.2	3.5	294.66	259.0			
	297.53	522.8		296.96	274.3			
	280.79	224.6		278.42	102.9			
	282.47	259.3		280.46	123.6			
	284.39	293.9		282.14	139.2			
	286.82	334.1		284.27	156.4			
	290.15	379.2		286.04	169.1			
	293.15	414.7		288.41	185.5			
	297.41	460.7		290.84	200.4			
	280.37	193.7		292.34	211.4			
	282.86	237.8		295.00	223.3			
	285.17	273.3		296.90	232.2			
5.0	287.75	305.6	3.0	276.74	74.4			
	290.03	334.9		278.78	92.6			
	292.56	362.4		280.28	105.3			
	295.10	388.5		282.50	122.2			
	297.68	414.4		285.17	138.8			
				287.42	151.9			
				289.55	163.9			
				292.01	175.9			
				294.77	188.5			
				297.29	199.7			

図-74 最終設計案孔口貯水位流量関係図(1口当り)

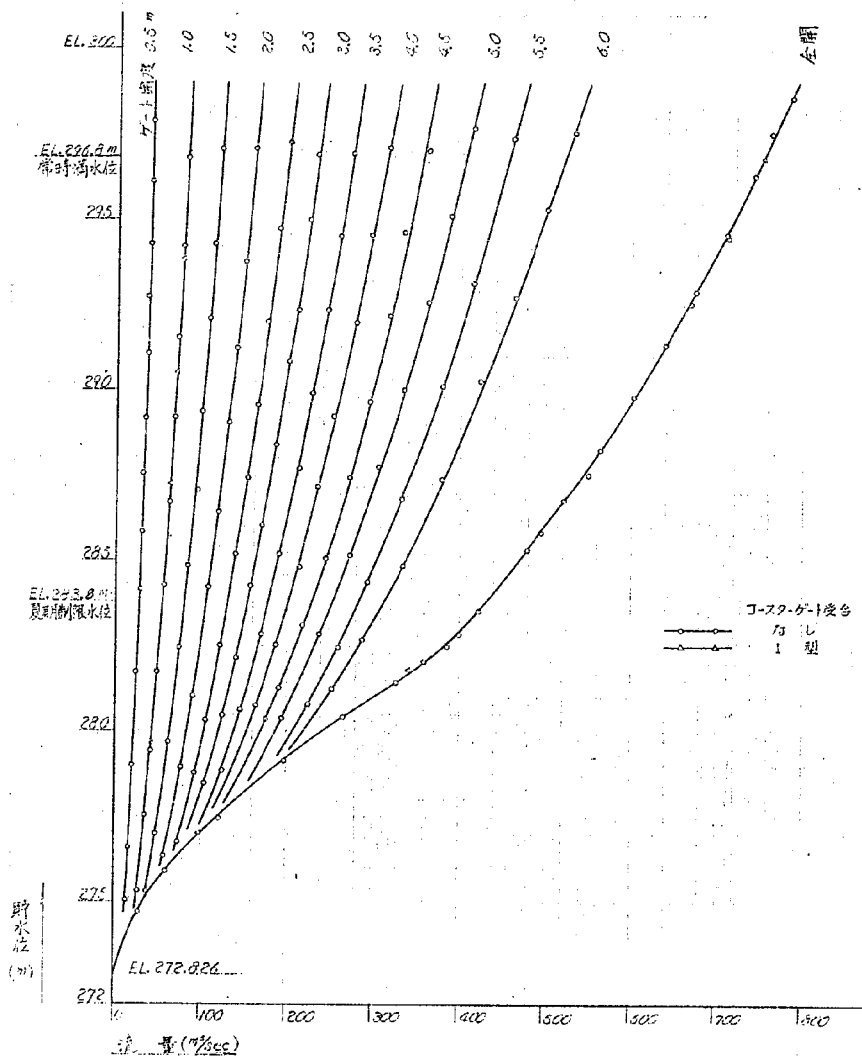


表-47 孔口部ゲート全開時の流出係数算出表

(最終設計案)

$$C_o = \frac{Q}{A_o \sqrt{2gH_o}}$$

貯水位 E.L. (m)	出口中心からの水頭 H _o (m)	流量 Q (m ³ /sec)	流出係数 C _o	HG/a _o
282.500	7.074	385.9	0.825	1.614
283.520	8.094	424.5	0.849	1.777
285.320	9.894	479.7	0.867	2.065
286.820	11.394	524.8	0.884	2.302
288.260	12.834	563.9	0.895	2.531
289.790	14.364	602.8	0.905	2.774
291.320	15.894	638.9	0.912	3.018
292.880	17.454	676.4	0.921	3.266
294.470	19.044	713.7	0.930	3.519
296.270	20.844	745.4	0.929	3.805
297.500	22.074	764.6	0.926	4.001
298.580	23.154	788.4	0.932	4.172

上表中 a_o' = 6.286 (m)

A' = 39.711 (m²)

H_cは孔口純断面高を支配する断面の

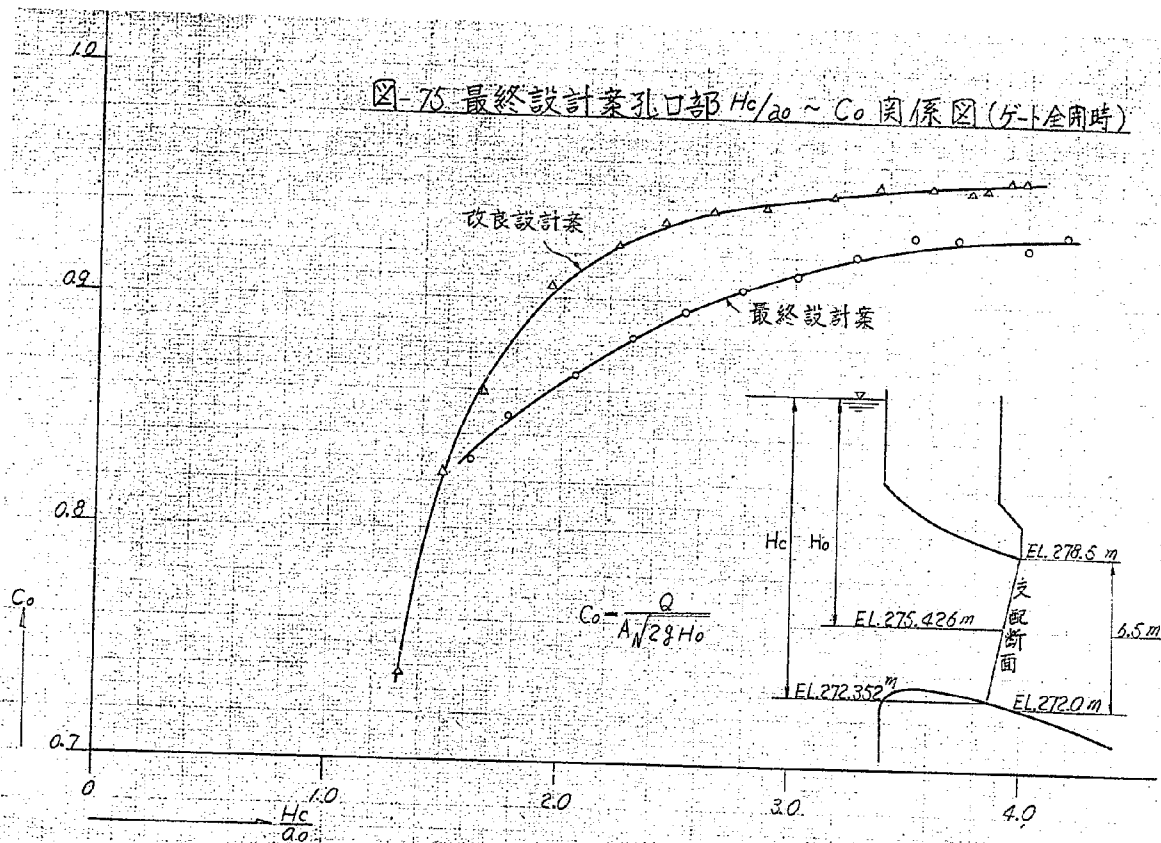
下端 (E.L. 272.352 m) からの水頭

H_oは上記断面の中心 (E.L. 275.426 m) からの水頭

図-74

参照

図-75 最終設計案孔口部 $H_c/a_0 \sim C_0$ 関係図 (分全用時)



流況写真について

流況写真は三次元全体模型(第一次設計案)によるものは
すべて下記の条件による。

流 量(m^3/sec)	孔口部ゲート開度	堤頂越流部ゲート開度	貯 水 位
800	4.17 m	全 閉	E L. 296.8 m
2500	全 開	5.77 m	◇
3000	全 開	10.05 m	◇

なお、三次元全体模型は、実験場施設の関係で、左右を
逆にした裏返しの状態になっている。

第一次設計案模型 (模型縮尺1/50)

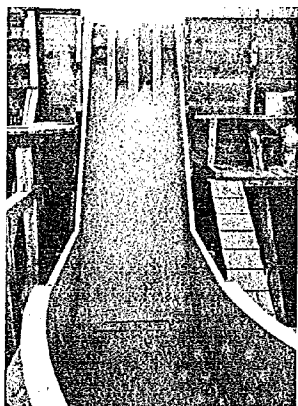


写真-1
ダム越流面

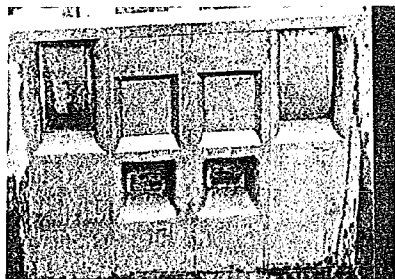


写真-2 ダム正面

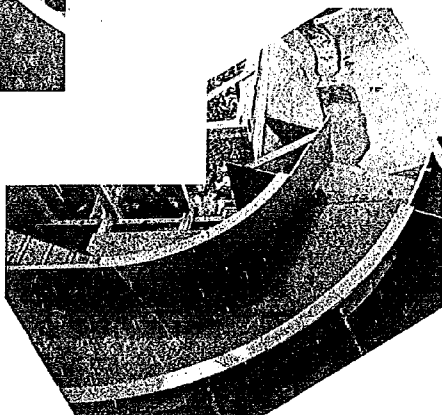


写真-3
水平曲線式水叩き(A案)から下流河道

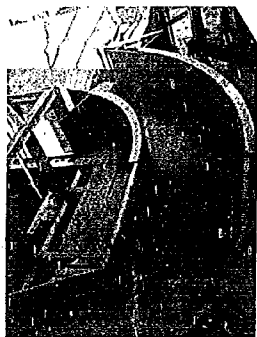


写真-4
水平曲線式水叩き(A案)

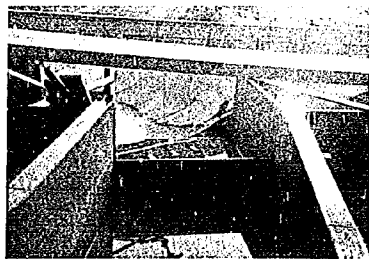


写真-5
角落し式副ダム(高さ13m)

孔口下流部の流下水脈（貯水位 E.L. 296.8 m）



写真-6
孔口部ゲート全開時
流量 1560 m³/sec

（手前の孔口下流部は橋脚側面改良案
向側の孔口下流部は第一次設計案



写真-7
流量 1560 m³/sec ゲート全開

（手前の孔口下流部は橋脚側面改良案
向側の孔口下流部は第一次設計案

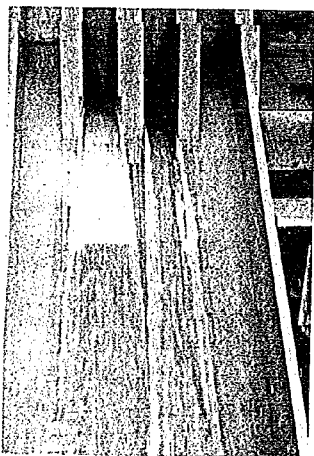


写真-8
流量 1500 m³/sec ゲート開度 6.0 m

（向って左側の孔口下流部は橋脚側面改良案
向って右側の孔口下流部は第一次設計案

ディフレクターの流況

流量 800 m³/sec

2500 m³/sec

3000 m³/sec

I
型



写真-9



写真-10

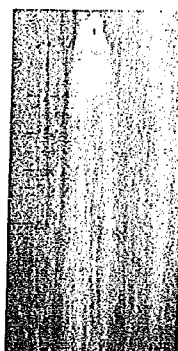


写真-11

II
型

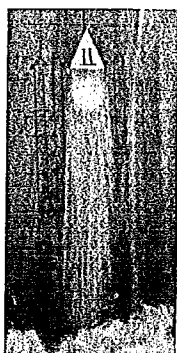


写真-12

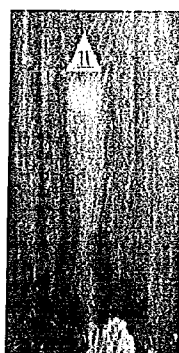


写真-13

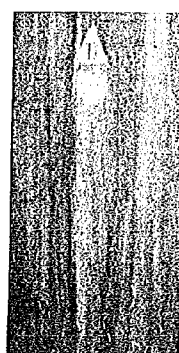


写真-14

III
型



写真-15



写真-16



写真-17

流況写真

鉛直導流壁（A案）

副ダム高 13m
貯水位 E.L. 296.8m
流量 $800 \text{ m}^3/\text{sec}$
シル なし

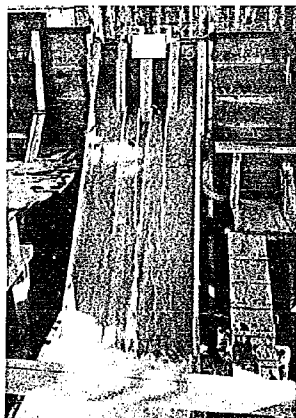


写真-18



写真-19

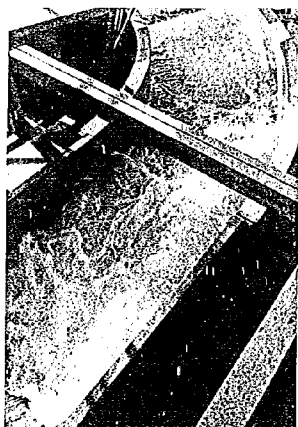


写真-20



写真-21

流況写真

鉛直導流壁（A案）

副ダム高 13 m
貯水位 E.L. 296.8 m
流量 $3000 \text{ m}^3/\text{sec}$
シル なし

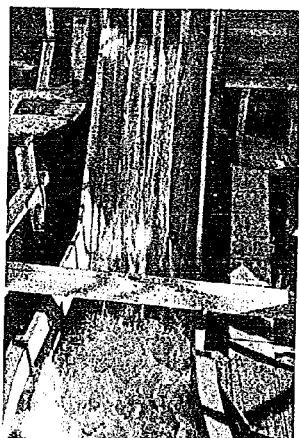


写真-22

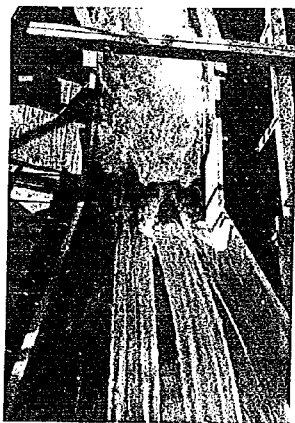


写真-23

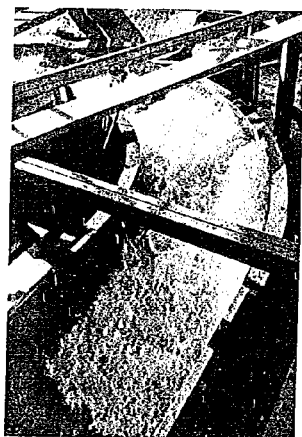


写真-24



写真-25

シル設置時の流況写真

鉛直導流壁（A案）

副ダム高 13 m
貯水位 E.L. 296.8 m
流量 $800 \text{ m}^3/\text{sec}$
シル高 3 m

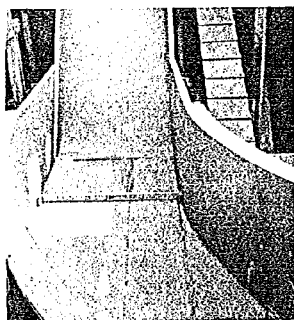


写真-26

シル設置位置（直線区間下流端）



写真-27

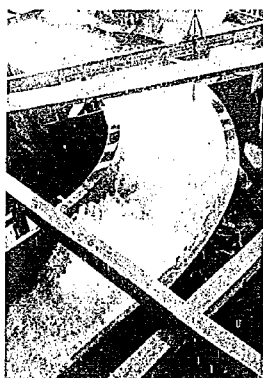


写真-28



写真-29

（写真27～29—シルの位置で水脈が大きくもり上っている）

流況写真

階段状導流壁（C案）

副ダム高 10 m（標準型越流頂）
貯水位 E L. 296.8 m
流量 $800 \text{ m}^3/\text{sec}$



写真-30



写真-31

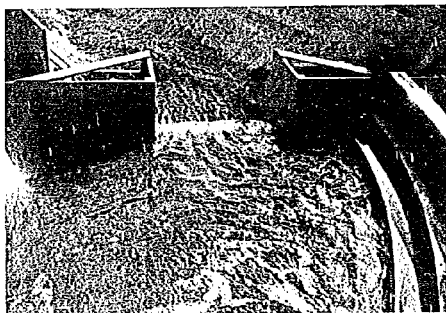


写真-32

流況写真

階段状導流壁（C案）

副ダム高 10 m (標準型越流頂)

貯水位 E.L. 296.8 m

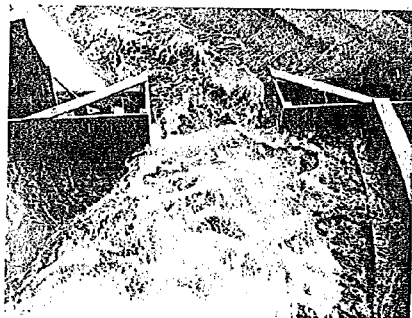
流量 $2500 \text{ m}^3/\text{sec}$



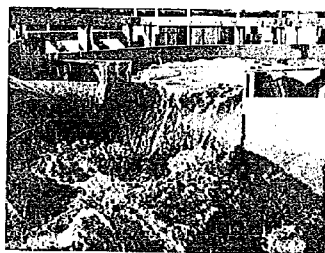
写真—33



写真—34



写真—35



写真—36

流況写真

階段状導流壁 (C案)

(副ダム高 10 m (標準型越流頂)
貯水位 E.L. 296.8 m
流量 3000 m³/sec



写真-37



写真-38



写真-39



写真-40

流況写真

階段状導流壁(一部傾斜面) (図-53参照)

副ダム高 10 m (標準型越流頂)

貯水位 E.L. 296.8 m

流量 3000 m³/sec

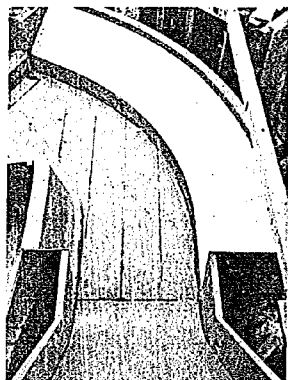


写真-41
C-1案

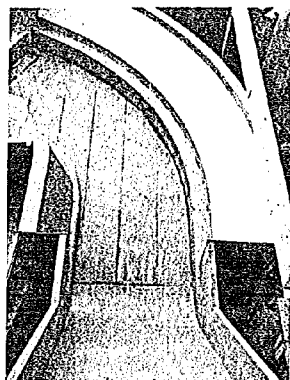


写真-42
C-2案



写真-43
C-1案



写真-44
C-2案



写真-45
C-3案

流況写真

階段状導流壁 (D案)

(貯水位 E.L. 296.8 m
流量 3000 m³/sec



写真-46
台形副ダム高 8 m



写真-47
台形副ダム高 9 m



写真-48
台形副ダム高 10 m

流況写真

階段状導流壁

(台形副ダム高 10 m
貯水位 E.L. 296.8 m)

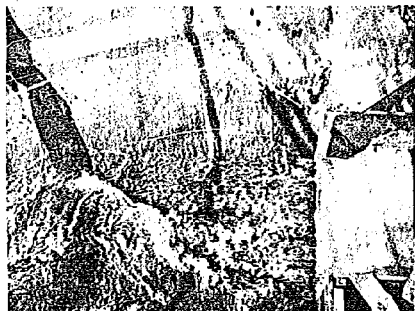


写真-49
流量 800 m^3/sec

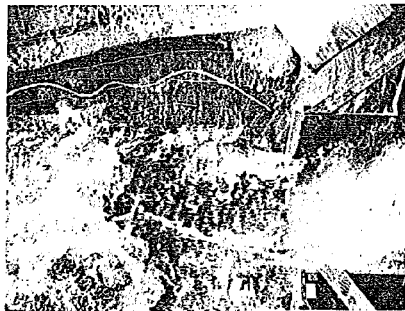


写真-50
流量 3000 m^3/sec

ダム軸変更前



写真-51
流量 800 m^3/sec



写真-52
流量 3000 m^3/sec

ダム軸改良後

孔口部抽出模型(最終設計案)(模型縮尺場)

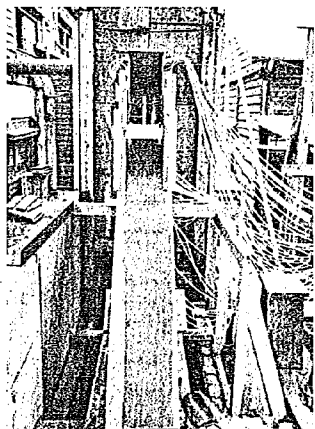


写真-53
下流側より

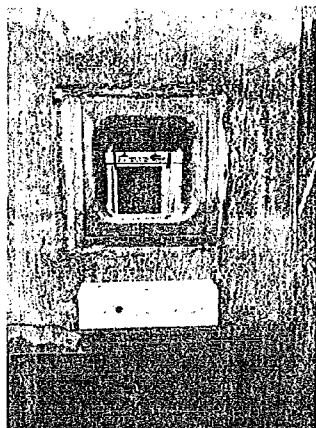


写真-54
呑口部(コースターゲート受台Ⅱ型設置時)

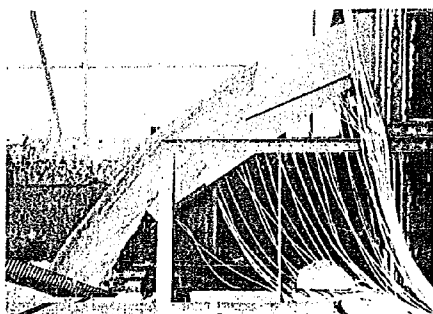


写真-55
孔口部ゲート全開時の流況
(改良案木製模型による)

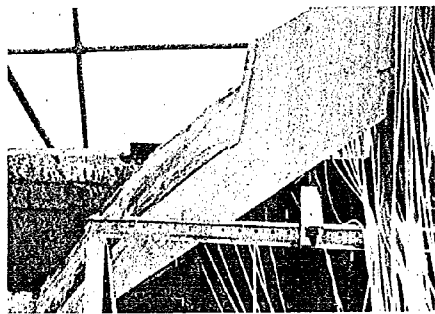


写真-56
孔口部ゲート全開時の流況
(最終設計案木製模型による)