



土 木 研 究 所 資 料

第 8 9 1 号

浅瀬石ダム洪水吐の比較水理設計

昭和 4 8 年 1 2 月

建 設 省 土 木 研 究 所

序

本書は土木研究所が、東北地方建設局の依頼により、昭和48年度から実施している浅瀬石ダム洪水吐の水理設計および水理模型実験のうち前者についてとりまとめたものである。

昭和48年12月

建設省土木研究所

ま え が き

浅瀬石ダム洪水吐の水理設計は、東北地方建設局の依頼により昭和48年度に建設省土木研究所篠崎試験所において実施した。

浅瀬石ダムは岩木川水系浅瀬石川に計画されている一部フィルダムの重力式コンクリートダムである。

本水理設計書は、浅瀬石ダムの最適洪水吐を求めるために、洪水吐を各種考案し比較設計したものであり、最終案形状は引きつづき行なわれる水理模型実験によって決定する。

なお、本書をまとめるにあたっては、浅瀬石ダム工事々務所の皆様、土木研究所篠崎試験所松山宣信所長ならびに藤本成主任研究員諸氏に御指導、御援助を賜った。ここに深甚の謝意を表する次第である。

昭和48年12月

建設省土木研究所篠崎試験所

斉 藤 宗 夫

内 容

第 1 編 浅瀬石ダム計画概要と洪水吐水理設計条件

第 2 編 洪水吐水理設計案の経緯

第 3 編 実 験 計 画

第 4 編 浅瀬石ダム洪水吐水理設計計算

I 洪水吐水理設計計算 (A案越流型, A案改良案オリフィス型)

II 洪水吐水理設計計算 (B案 オリフィス型)

III 洪水吐水理設計計算 (C案 放 水 管 型)

* 参 考 文 献

第 1 編

浅瀬石ダム計画概要と洪水吐の水理設計条件

第 1 章	浅瀬石ダム計画概要	3
1.	概 要	3
2.	浅瀬石ダムによる治水と利水	3
3.	ダムおよび貯水池諸元	7
第 2 章	洪水吐の水利設計条件	8
1.	ダムの基本形状	8
2.	流 量 条 件	8
3.	貯 水 位 条 件	8
4.	洪水調節計画	8

第 1 章 浅瀬石ダム計画概要

1. 概 要

青森・秋田両県境の雁森岳 (E.L. 907m) に源を持つ岩木川は、途中平川等の大小支川を合わせて津軽平野を貫流し、十三湖を経て日本海に注いでいます。

この津軽平野は、青森県水田面積の53%強 (約36,000ha) にあたり、穀倉地帯であると共に、全国的に有名なリンゴの産地でもあります。

岩木川の治水事業は、大正7年から改修工事が実施されてきておりますが、なかなか洪水の被害がやまず、沿岸住民をおびやかしています。

近年においても、昭和10年、33年、35年、38年、41年、44年、47年と相ついで出水し、洪水氾濫をもたらしては大きな被害を与えております。

特に、昭和33年8月の洪水は、死者15名、行方不明2名、家屋の全半壊264戸、流失48戸、床上浸水4,016戸に達し、被害額は26億円にもなりました。又、昭和41年には、6月、7月、8月、9月と毎月洪水に襲われ、17億円にも上る被害を出しております。ことに8月洪水は、平川上流部の集中豪雨 (200mm) によるもので、3時間足らずで、流失家屋21戸、行方不明1人、浸水家屋2,150戸、橋梁流失11ヶ所と、すさまじいものであります。

昭和44年8月には、9号台風により、浅瀬石川において現計画の高水流量を大巾に上廻る、既往最大の洪水があり、死者1名、家屋破壊10戸、浸水1,280戸にもなる被害を受け、被害額は13億円にも達しています。

このような度重なる洪水被害を一刻も早く防止するよう、ダム建設の一日も早からんことを願われております。

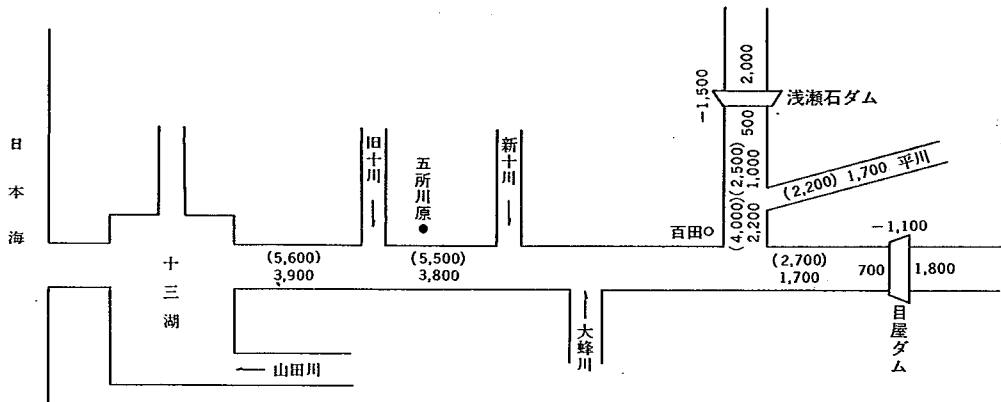
一方、利水面について、浅瀬石川は沿岸約8,300haの水田に対するかんがい源となっていますが、毎年のように水不足に悩まされておるところであり、かんがい用水の確保と、更に東北縦貫自動車道のIC地点として発展の予想される黒石市の都市用水、更に浅瀬石川流域の下流10ヶ市町村への都市用水の供給など、多目的ダムによる治水利水両面よりの総合開発に対する地区民の期待は、大きなものがあります。

浅瀬石川は、岩木川支流である平川の右支川で、水源を南八甲田連峰の駒ヶ峰 (標高1,416.3m) 及び櫛ヶ峰 (標高1,516.5m) に発し、途中小国川、二庄内川、中野川等を合せ、百田地先で平川に合流しており、ダムは、この浅瀬石川が山間部を抜け、平野部に入る直前の黒石市板留地先に、建設の計画です。

2. 浅瀬石ダムによる治水と利水

(1) 治 水

浅瀬石ダムでは、既往洪水を参考に100年確率洪水 $2,000\text{ m}^3/\text{s}$ を、ダム地点計画洪水流量とし、これを $500\text{ m}^3/\text{s}$ に調節する計画です。



(2) 利 水

1) か ん が い

浅瀬石川に水源を依存している約8,300 ha の既得用水を対象に、補給の計画です。

2) 都 市 用 水

上 水 道：黒石市をはじめ、平賀町、尾上町、田舎館村、常盤村、藤崎町、浪岡町、板柳町、鶴田町、五所川原市の合計10市町村に対し、日量71,060 tの水を供給する計画です。

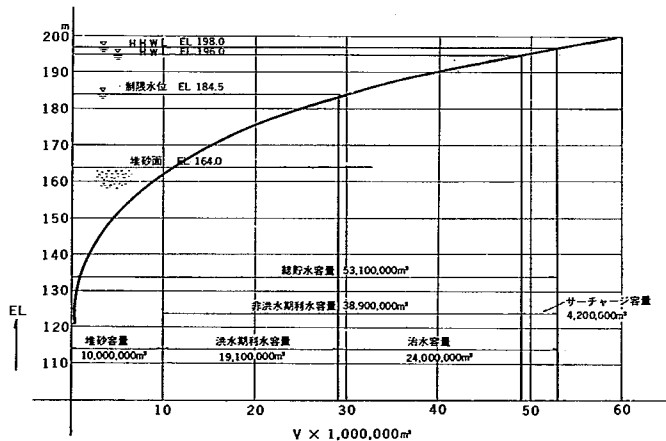
現在、これらの市町村では、「浅瀬石水道企業団（仮称）」を組織して広域上水道供給の計画を決定すべく、作業中です。

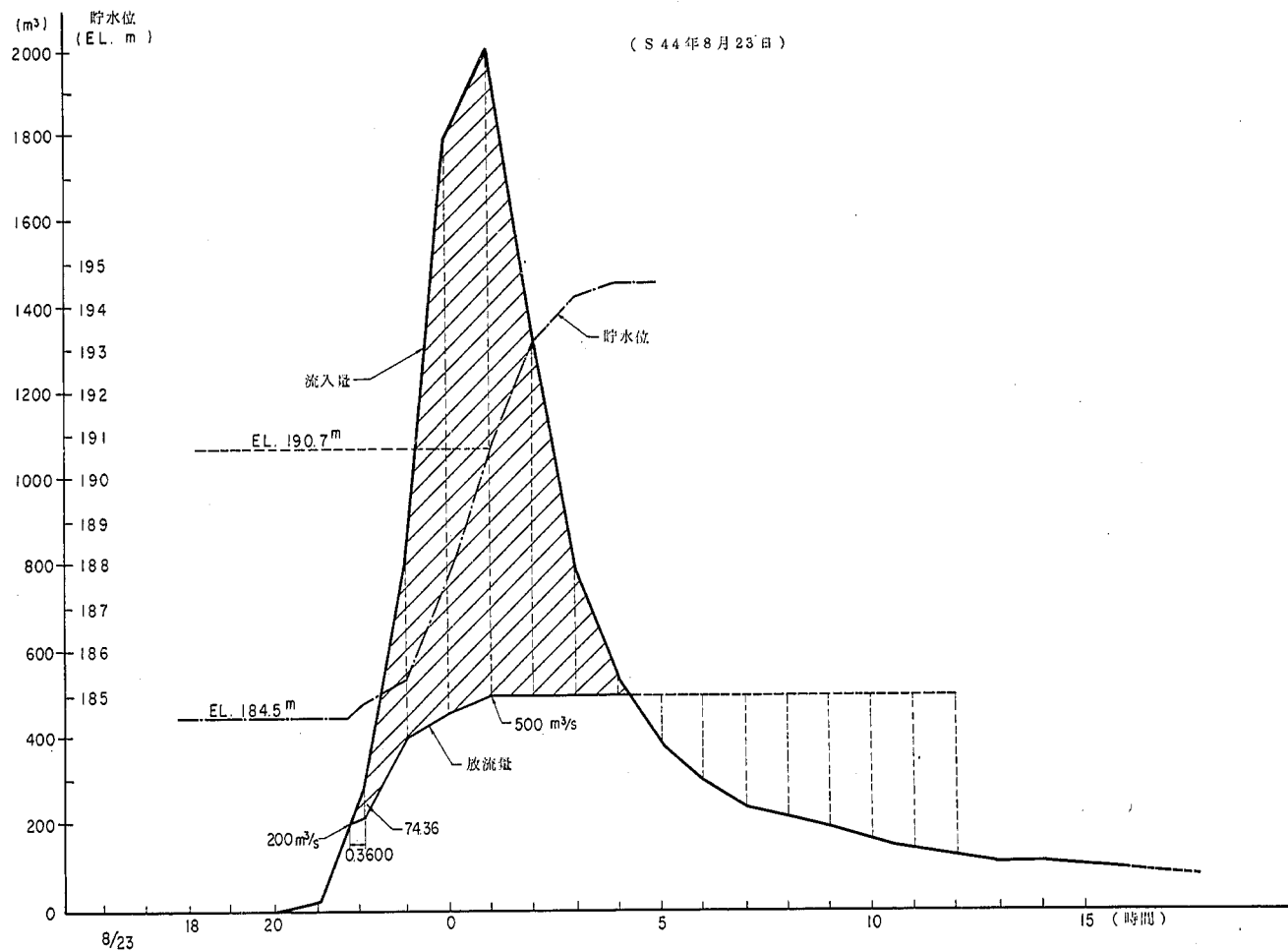
工業用水道：将来東北縦貫自動車道のI.C.地点として発展の予想される。黒石市及び浪岡町に対して、日量67,500 tの水を供給する計画です。

3) 発 電

ダムによる貯水と落差を利用して、ダム式発電所を新設し、最大出力約17,000 kWの発電を行う計画です。

浅 瀬 石 ダ ム 貯 水 容 量 配 分 図 (案)





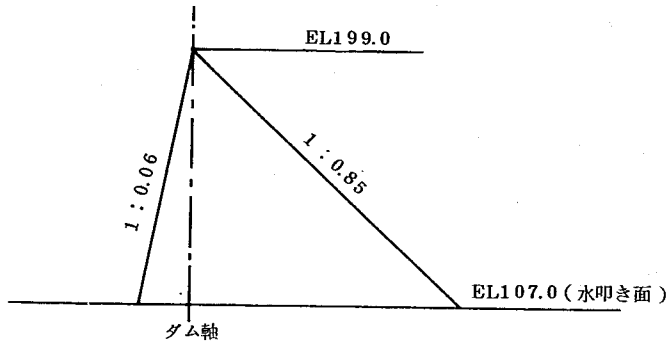
水位流量图

3. ダム及貯水池諸元

河川名	岩木川水系浅瀬石川	ダム名	浅瀬石ダム
流域面積	225.5km ²	位置	黒石市板留地内
貯水池		堤体積	約900,000m ³
湛水面積	2.2km ²	放流設備 (案)	クレスゲート 高14.5m×巾10.0m 3門
湛水延長	6.8km		コンジットゲート 高3.7m×巾3.2m 2門
常時満水位標高	E.L. 196.0m		利水放水管 φ1,200mm 1門
洪水時水位標高	E.L. 198.0m	地質	凝灰角礫岩
制限水位標高	E.L. 184.5m	利水	
低水位標高	E.L. 164.0m	かんがい用水	最大 11.7m ³ /s
洪水調節水深	15.5m	上水道用水	1日最大 71,060m ³ /D
総貯水容量	53,100,000m ³	工業用水	1日 67,500m ³ /D
有効貯水容量	43,100,000m ³	発電	
堆砂容量	10,000,000m ³		
洪水調節容量	24,000,000m ³		
内サーチャージ容量	4,200,000m ³		
利水容量	非洪水期38,900,000m ³	水没補償	
	洪水期19,100,000m ³	家屋	180世帯
計画高水流量	2,000m ³ /s	宅地	112,000m ²
計画放流量	500m ³ /s	田地	31.0ha
調節流量	1,500m ³ /s	畑地	25.0ha
ダム		山林原野	135.0ha
型式	重力式コンクリートダム一部 フィルダム複合	発電所	4ヶ所
堤頂標高	E.L. 200.5m	温泉源	12ヶ所
堤高	96.5m	道路	21.5km
堤頂長	365.0m		
堤頂巾	8.0m	事業費	約250億円

第 2 章 洪水吐の水理設計条件

1. ダムの基本形状



2. 流量条件

計画最大放流量	500 m^3/s
洪水調節流量	1500 m^3/s
計画高水流量	2000 m^3/s (設計洪水流量)
設計高水流量	2400 m^3/s
異常洪水流量	2900 m^3/s

3. 貯水位条件

最低水位	WL 164.0 m (堆砂面)
洪水期制限水位	WL 184.5 m
常時満水位	WL 196.0 m
サーチャージ水位	WL 198.0 m (計画最高水位)

4. 洪水調節計画

洪水調節における貯水位と放流条件との関係は次のとおりである。

- 1) 洪水調節は一定率一定量調節方式とする。
- 2) 洪水期制限水位 WL 184.5 m で初期放流量 200 m^3/s を放流できること。
- 3) WL 190.7 m で計画最大放流量 500 m^3/s を放流できること。

4) 計画最高水位 (サーチージ水位) WL 198.0 m で異常洪水流量 2900 m^3/s 放流できること。

* 洪水調節を行うとき WL 190.7 m で 500 m^3/s 放流可能な最大開口断面積が必要となる。

* 計画最高水位 WL 198.0 m に対して洪水吐の天端は EL 200.50 m で 2.5 m の余裕, フィルタイプダム
の天端は EL 202.50 m で 4.5 m の余裕がある。したがって計画最高水位 WL 198.0 m で異常洪水流量
2900 m^3/s を放流しても支障がないだろう。

第 2 編

洪水吐水理設計案の経緯



第 1 章	洪水吐水理設計案の経緯	13
1.	洪水吐の配置と型式を選定するにあたって	13
2.	ダム付近の地理と地形	13
3.	洪水吐水理設計案の経緯	14
第 2 章	最適洪水吐の選定するにあたって	17

第 1 章 洪水吐水理設計案の経緯

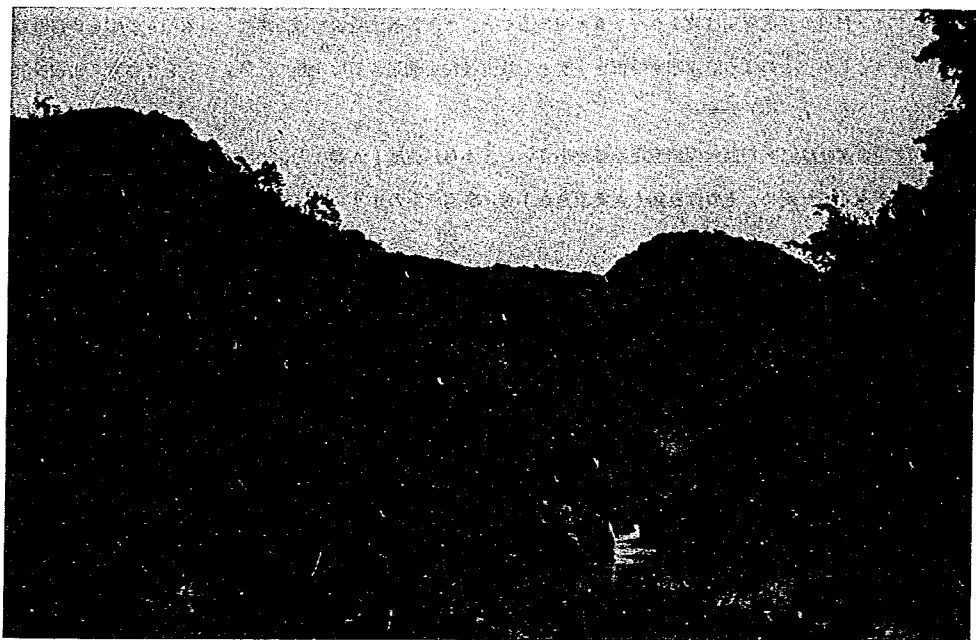
1. 洪水吐の配置と型式を選定するにあたって

洪水吐は、計画を越える河川の流入を貯水池からダム下流に導き、エネルギーの増分を減勢し、自然河道に導くものである。その配置と型式は、必要放流能力の処理能力および地域の特性（地形、地質、水利用、施設など）を十分考慮し、ダム全体計画の中で決定しなければならない。

2. ダム付近の地理と地形

浅瀬石ダム計画地点より約 3.5 km 上流に高さ 40 m の沖浦ダムが建設されている。沖浦ダムは昭和 20 年に完成され、その後の洪水などにより堆砂の進行は著しく、洪水調節の機能が低下するとともにコンジェットの放流能力の低下等から昭和 39 年度～昭和 40 年度に改良工事を実施した。

一方ダムサイト付近の現況河川は幅 10～20 m であり河身は洪水吐中心線に対し左岸側へ約 25° 偏向している。また現況河川は岩が露出しており、ダムサイトより下流の左岸側は直接山腹斜面に接しているが右岸側は河川に沿って台地（高さ約 20 m 程度）が存在し約 50 m～70 m 離れて山腹斜面に達する。さらにダムサイトより約 500 m 下流に温泉場の集落が存在している。



写真－1 ダムサイト（下流より）

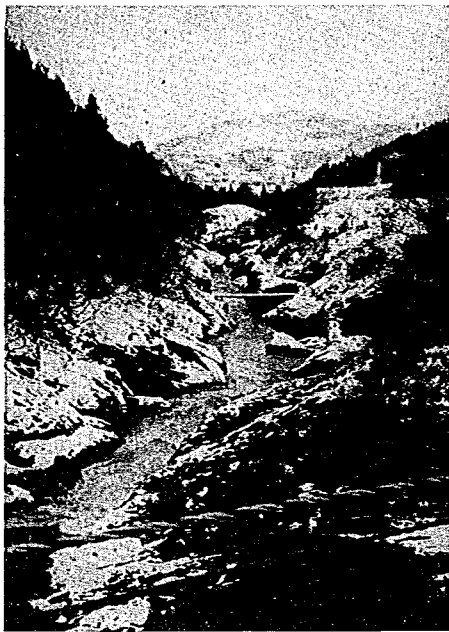


写真-2 ダムサイト付近（上流より）



写真-3 ダムサイト付近（右岸上流より）

3. 洪水吐水理設計案の経緯

ダムサイト付近の現況河川は幅10～20mであること、また掘削土量の削減を考慮し、水叩きの幅を事務所原案の37.0mとした。このように水叩きの幅を一定とし放流条件を満足する洪水吐の配置と型式を各種考え比較設計した。

- 1) 常用余水吐は、当初洪水調節利用水深が小さいことから越流型（A案）として設計した。しかしゲートの規模が大きくなったため、その改良案（A案改良案）と、事務所案のオリフィス型（B案）および放水管型（C案）を比較設計した。
- 2) 非常用余水吐は、異常な出水に対して放流の増加の割合の大きい越流型とした。
- 3) 減勢工は、水叩き幅37.0mの跳水式減勢工とした。

比較設計した洪水吐の型式の一般的特徴を列記すると次のようになる。

1) 越流型余水吐

- ① 無害流量までは、ゲートを開扉状態に維持できる。
- ② 計画放流の初期には自然調節が行われ、余分な利用水深を必要としない。
- ③ 貯水位の増加に伴う流量の増加の割合が大きいため、ゲートの誤操作によって過大な流量を流す危険性がある。
- ④ ゲート寸法が大きくなり不経済となりがちである。

2) オリフィス型および放水管型余水吐

堤体内に埋めこまれた管路のうち敷高が比較的高く、カーテンウォール等を設けて、ゲートの高さを節約する場合をオリフィス型といい、その他を放水管型と便宜的に区別している。

- ① 比較的深い位置に設置されるから調節利用水深を大きくとることができ貯水池を有効に使用することができる。
- ② 管路が長い場合には空洞現象に気をつけること。
- ③ 呑口上の水のかぶりが余り浅いと流況が不安定となり、流量が変動しやすいから貯水位をある一定以上に確保する必要がある。
- ④ 管路であるため、貯水頭の増加の割に放流量の増加率が小さく、一般に非常時態の洪水吐を別に設置する必要がある。
- ⑤ 非常時態の洪水吐と同一断面内に設けることができないから洪水吐の配置に制約をうけることが多い。
- ⑥ 放流水脈は集中して減勢池へ流入するため、減勢処理が困難となる。

また洪水吐設計案の型式と配置および放流能力を比較すると表-1のとおりとなった。また詳細の洪水吐水理設計を第4編に示す。

表 - 1 浅瀬石ダム洪水吐設計案比較表

案	洪水吐の型式と配置図			放 流 能 力				波 勢 工	特 徴
	常 用 余 水 吐	非 常 用 余 水 吐	配 置 図	WL 190.7 m	WL 198.0 m				
				必要放流量500m ³ /s	必要放流量 2900 m ³ /s				
				常 用 余 水 吐 単 独	常 用 余 水 吐	非 常 用 余 水 吐	合 計		
A	越 流 型 最大越流水深 18 m 幅 10 m 門 数 1 テンダーゲートの半径 18 m	越 流 型 最大越流水深 13.5 m 幅 10 m 門 数 2 テンダーゲートの半径 15 m		770 m ³ /s (1.54)	1520m ³ /s	2050m ³ /s	3570m ³ /s (1.23)	踏水式減勢工 幅 37 m 長さ 60 m 副ダムの高さ 9 m 波勢工設計対象流量 Q=1000 m ³ /s	施工がしやすく波勢処理も比較的 簡単であるが、ゲート規模が大き く胴操作に対する放流量の変化が 大きい。
B	オリフィス型 高 さ 6 m 幅 6 m 条 数 1 テンダーゲートの半径 11 m	越 流 型 最大越流水深 13.5 m 幅 12 m 門 数 2 テンダーゲートの半径 15 m		740 m ³ /s (1.48)	770m ³ /s	2480m ³ /s	3250m ³ /s (1.12)		A案とC案との中間の特徴である。
C	全管路放水管 高 さ 3.5 m 幅 3.5 m 条 数 2 テンダーゲートの半径 6 m	越 流 型 最大越流水深 13.5 m 幅 10 m 門 数 3 テンダーゲートの半径 15 m		640 m ³ /s (1.28)	700m ³ /s	3080m ³ /s	3780m ³ /s (1.30)		貯水深が比較的大きくることが できる。しかし形状が複雑なため 施工が困難となりがちである。ま た洪水吐の門数が多いためゲート にかかる費用が大きく不経済とな りがちである。
A 案 改良案	オリフィス型 高 さ 9.0 m 幅 10.0 m 門 数 1門 テンダーゲートの半径 11.0 m 底面は越流型	越 流 型 最大越流水深 13.5 m 幅 10 m 門 数 2 テンダーゲートの半径 15 m		770 m ³ /s (1.54)	990m ³ /s	2050m ³ /s	3040m ³ /s (1.05)		A案の上流にウォールを設置した ためゲートの規模が小さい。

注) カッコ内は必要放流量との比を示す。

第 2 章 最適洪水吐の選定にあたって

洪水吐設計案を比較してもそれぞれに一長一短あり、いちがいに決定することは困難であり、水理的、経済的、地域的さらに将来の変更が生じたときの多様性も考慮に入れダム全体計画とあわせて決める必要がある。

したがって事務所との打合せの結果、昭和48年度には、A案改良案とC案について実験を行い、減勢規模および下流河道の流れを比較し、最適洪水吐を選定する資料とする。また、常用余水吐および非常用余水吐の配置はそれぞれ比較するために水叩きの幅を37.0mと規制して設計したことを十分考慮していただきたい。さらに最適な洪水吐の配置と型式を選定する場合次のことも十分合わせて検討すべきである。

① 洪水吐の位置

洪水吐中心線は河身方向と一致させる方が望ましいが、ダム軸下流300m付近から洪水吐中心線と河身が平行に近似できること、さらに左岸側山腹斜面の保護などを考慮し、洪水吐を左岸側に接近させないようにする。また、水叩きは、直線水平とし流れを河身方向に変向させるため短区間導流壁を設け現河床にすりつける。

② 洪水吐の呑口の位置

洪水吐の呑口の位置を決定する要因の一つとして堆砂の影響も考慮しなければならない。しかるにダムサイトより上流3.5km付近に沖浦ダムがある。したがって現存の沖浦ダムを破壊しなければ当然浅瀬石ダムでは沖浦ダムの堆砂に影響をうけその量は少くなるものと予想される。

このことは洪水吐の呑口の位置を下げて貯水池を有効に使用できる可能性が生じてくる。

③ 減勢工の規模

浅瀬石ダムでは水叩きに隣接して発電所が計画されており、さらにダムサイト下流約500m付近から温泉場の集落が存在している。このようなダムでの減勢工の規模を決定するための減勢工設計対象流量を選定するにあたって次のことを十分考慮しなければならない。

洪水調節ダムの場合、下流河道の計画高水流量とダムにおける洪水調節計画の計画最大放流量と一致するため、下流河道の保護については計画最大放流量以下の範囲について考慮すれば経済的である。しかし実際は多少の余裕見込んで決定している。また、このような放流量以上の設計洪水流量および異常洪水流量時にダム本体基礎に対し極度の被害が発生しなければその機能は十分であるとみなされる。

さらに浅瀬石ダムのように水叩き導流壁に隣接して発電所などが設置するような場合の設計条件は、そこに設置される構造物の重要度にしたがって求められる妥当投資額あるいは減勢効果に対する安全率等を勘案して関係諸氏との綿密な協議のもとで決定すべきである。

第 3 編

実 験 計 画



第 1 章	洪水吐水理設計上の問題点	21
第 2 章	実験の目的と項目	21
第 3 章	実験の内容	22

第 1 章 洪水吐水理設計上の問題点

浅瀬石ダム洪水吐の最適な設計を求めるために、比較水理設計が行なわれた。そのなかで常用余水吐の型式を越流型、オリフィス型および放水管について比較設計した。しかしおのおの一長一短があり、最適洪水吐を求めるためには放流能力、形状の安全性、および放流水脈の流況を実験的に検討し構造上の安全性ならびに経済性も同時に考慮し決定しなければならない。

第 2 章 実験の目的と項目

本実験の目的は上記の問題点を解決するとともに、洪水吐の水理機能つまり放流能力、形状の安全性および減勢機能进行调查し、最適な洪水吐の設計を求めるために行う。

1 常用余水吐

1) 越流型の場合

- ① 余水吐の最大放流能力の検証と水深—ゲート開き—放流量の関係を公式化するための資料の収集
- ② 越流頂からの放流水脈とゲート設置位置関係の検討

2) オリフィス（又は放水管）の場合

- ① オリフィス内に発生する圧力分布の傾向と水理設計の妥当性の検証
- ② オリフィスからの放流水脈と高圧ゲート設置位置関係の検討
- ③ オリフィスからの放流水脈の開水路部における流況
- ④ 水深—ゲート開き—放流量の関係を公式化するための資料収集

2 非常用余水吐

- ① 余水吐の最大放流能力の検証と水深—ゲート開き—放流量の関係を公式化するための資料の収集
- ② 越流頂からの放流水脈とゲート設置位置との関係

3 導流部（堤体下流面）

- ① 導流壁高を決定するための資料の収集
- ② 両越流部が接近している場合、両越流水脈の干渉による

流況不安定を防ぐための構造物の形状寸法を決定する実験

- ③ 常用余水吐が放水管の場合、放水管開水路の流れを常に大気中に露出させるために必要な構造物（越流頂からの流れが開水路の堤体吐口部を完全におおうのを防ぐための構造物）の形状寸法の実験による開発

4 減 勢 工

① 減勢工の必要規模に関する実験

（水叩き長さ、副ダム高を決定するための資料の収集）

② 副ダムの細部形状を求めるための実験

③ 導流壁高を決定するための資料の収集

④ 2次減勢工の必要性の実験による検討

⑤ 管理に必要な資料の収集（各種の操作条件を再現して設計した減勢工の適応性を検討する）

5 下 流 河 道

① 流れを河身方向へ変向させる導流壁に関する実験

② 流れをスムーズにさせるための現地形の掘削に関する実験

第 3 章 実 験 の 内 容

問題点又は目的を解決するために水理模型実験を行なうものとするれば、実験の内容は次のとおりとなる。

1 全体模型による水理模型実験

模型は実験流量、施設等を考慮して1/50程度とし、実験の内容は次のようになる。

1) 常用余水吐型式の選定

① 洪水吐の水位一流量関係の測定

② 洪水吐の放流流況の観察（減勢効果も含む）

2) 非常用余水吐、堤体導流部

① 越流頂のゲート開きを変化させて水位一流量関係の測定

② 越流部ゲートを全開して越流頂および堤体導流部の水面形の測定

③ 堤体導流部の流況観察

3) 減 勢 工

① 減勢工設計対象流量時の水面形測定および流況観察（その他減勢工の規模を決定するために必要と思われる流量）

② 最終形状に関する資料収集

4) 下 流 河 床

- 各流量における流況観察によって下流地形を決定

2 常用余水吐抽出模型による水理実験

最適な常用余水吐において、実験流量、施設などを考慮し、1/25 程度の模型を製作し次の内容の実験を行う。

- ① 貯水位、ゲート開度を変化させて放流量を測定する。
- ② オリフィス又は放水管の場合、貯水位、ゲート開度を変化させて管内圧力を測定する。
- ③ 放流水脈の水面形測定および流況観察を行う。

このうち昭和48年度は全体模型によってA案改良案とC案とについて比較実験を行う予定である。

第 4 編

浅瀬石ダム洪水吐水理設計計算



I

洪水吐水理設計計算 (A 案, A 案改良案)

(A 案 越 流 型)

(A 案改良案 オリフィス型)

昭和 48 年 9 月

第 1 章	洪水吐の配置と型式	27
第 2 章	常用余水吐の設計	27
1.	設計条件	27
2.	常用余水吐の敷高	27
3.	常用余水吐の形状	28
4.	常用余水吐ゲートの設計	30
5.	ウォールの設計	32
6.	放流量	32
第 3 章	非常用余水吐の設計	38
1.	設計条件	38
2.	非常用余水吐の敷高の決定	38
3.	非常用余水吐の形状	38
4.	非常用余水吐ゲートの設計	40
5.	放流量	40
6.	堤体導流壁高の設計	45
7.	堤体バケットカーブの設計	46
第 4 章	減勢工の水理設計	49
1.	設計条件	49
2.	減勢工の型式	49
3.	減勢工設計対象流量	50
4.	跳水諸元	50
5.	副ダムの高さおよび位置	51
6.	副ダムの細部形状	51
7.	水叩き内導流壁高	52
	浅瀬石ダム洪水吐標準断面図 (A 案)	54
第 5 章	常用余水吐の改良 (A 案改良)	55

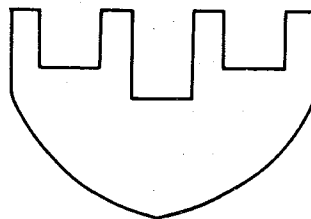
第 1 章 洪水吐の配置と型式

洪水吐の配置と型式は次の項目を考慮して決定した。

- 1) 洪水調節利用水深が小さいので異常洪水を吐くために非常用余水吐と常用余水吐を兼ねた経済的設計をはかる。
- 2) 常用余水吐は、越流型とした。(貯水位の増加に伴う流量の増加の割合が大きいの。)
- 3) 非常用の余水吐の數高を制限水位と一致させると、最も経済的な設計ができる。

したがって洪水吐の配置を次のようにし以下設計を試みる。

A 案	①	常用余水吐	幅 10 m の 1 門	越流型
	②	非常用余水吐	幅 10 m の 2 門	越流型
	③	減勢工	幅 37 m	跳水式



第 2 章 常用余水吐の設計

1. 設計条件

- 1) 常用余水吐は洪水調節計画を満足する断面とする。
- 2) 常用余水吐は越流型余水吐とする。
- 3) 常用余水吐は幅 10 m の 1 門とする。

2. 常用余水吐の數高

$$H = \left(\frac{Q}{CB} \right)^{\frac{2}{3}} \dots\dots\dots 1)$$

H : 越流水深 (m)

Q : 放流量 (m^3/s)

C : 越流係数 (2.0 と仮定)

B : 越流幅 (10.0 m)

必要放流量	越流水深	貯水位	數高
200 m^3/s	4.64 m	184.5 m	EL 179.86 m
500 m^3/s	8.55 m	190.7 m	EL 182.15 m

この結果常用余水吐の數高を EL 180.0 m とし実験的に検証する。

3. 常用余水吐の形状

- 1) 常用余水吐縦断形状は標準越流頂形状を採用する。
- 2) 標準形状の設計水深 H_d は、最大操作水深 18.0 m と合致させる。

浅瀬石ダム常用余水吐形状としてはWESの上流面勾配3:2の標準形状を採用することにした。

WESの上流面勾配3:2の標準形状は次のように表わされる。

下流面曲線

$$Y = X^{1.810} / 1.939 H_d^{0.810}$$

$$W_1 = 0.115 H_d$$

$$r_1 = 0.48 H_d$$

$$D_1 = 0.01398 H_d$$

$$W = 0.214 H_d$$

$$r_2 = 0.22 H_d$$

$$D = 0.06825 H_d$$

$$D' \geq 0.5 H_d$$

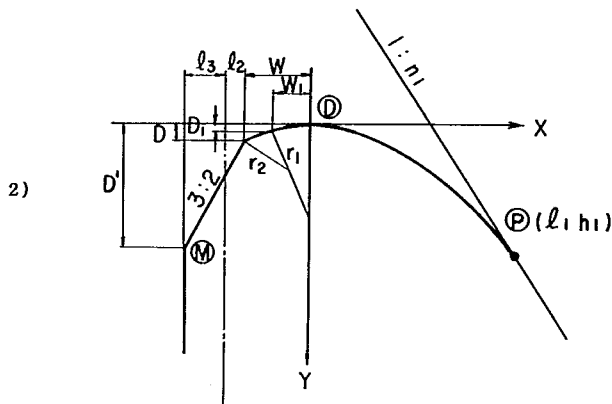


図 - 1

常用余水吐下流面曲線と堤体下流面との接点Pの座標を $P(l_1, h_1)$ とすれば

$$\left(\frac{dY}{dX} \right)_{X=l_1, Y=h_1} = \frac{1.810}{1.939} \left(\frac{l_1}{H_d} \right)^{0.810} = \frac{1}{n_1}$$

$$l_1 = \left(\frac{1.939}{1.810 n_1} \right)^{\frac{1}{0.810}} \cdot H_d$$

となる。与えられた条件 $n_1 = 0.85$ $H_d = 18.0\text{ m}$, $l_3 = 2.00\text{ m}$ を代入すると

$$l_1 = \left(\frac{1.939}{1.810 \times 0.85} \right)^{\frac{1}{0.810}} \times 18.0 = 23.950883\text{ m}$$

$$h_1 = \frac{l_1^{1.810}}{1.939 H_d^{0.810}} = \frac{23.950883^{1.810}}{1.939 \times 18^{0.810}} = 15.567633\text{ m}$$

となる。

したがってP点の標高は $EL\ 164.432337\text{ m}$ となる。

また下流面曲線式は次のようにあらわされる。

$$Y = \frac{X^{1.810}}{1.939H_d^{0.810}} = \frac{X^{1.810}}{1.939 \times 18.0^{0.810}} = 0.0496193946X^{1.81}$$

堤頂上流面形状 (C: 三角形基本形状の頂点)

$$W = 0.214H_d = 0.214 \times 18.0 = 3.852 \text{ m}$$

$$D = 0.06825H_d = 0.06825 \times 18.0 = 1.2285 \text{ m}$$

$$\ell_2 = (EL \cdot C - EL P) \cdot n_1 - \ell_1 - W$$

$$= (199 - 164.432337) \times 0.85 - 23.950883 - 3.852 = 15.79631 \text{ m}$$

$$D' = D + (\ell_2 + \ell_3) + 3/2$$

$$= 1.2285 + (15.79631 + 2.00) \times 3/2$$

$$= 6.597946 \text{ m} \quad \geq 0.5H_d = 9.0 \text{ m}$$

となる。

したがってM点の標高はEL 173.402054mとなる。しかし $D' \geq 0.5H_d$ の条件を満足しないが実験にてその影響を調査する。

常用余水吐越流頂の寸法

$$W_1 = 0.115H_d = 2.07 \text{ m}$$

$$W = 0.214H_d = 3.852 \text{ m}$$

$$r_1 = 0.48H_d = 8.64 \text{ m}$$

$$r_2 = 0.22H_d = 3.960 \text{ m}$$

$$D_1 = 0.01398H_d = 0.25164 \text{ m}$$

$$D = 0.06825H_d = 1.2285 \text{ m}$$

常用余水吐越流面の座標

$$Y = 0.0496193946X^{1.81}$$

(表-1)

X	$X^{1.81}$	Y	標高
1.0	1.000000	0.049619 ^m	EL 179.9504 ^m
2.0	3.506423	0.173987	179.8260
3.0	7.304483	0.362444	179.6376
4.0	12.295001	0.610071	179.3899
5.0	18.413473	0.913665	179.0863
6.0	25.612606	1.270882	178.7291
7.0	33.855362	1.679883	178.3201
8.0	43.111474	2.139165	177.8608
9.0	53.355469	2.647466	177.3525
10.0	64.565423	3.203697	176.7963
12.0	89.808627	4.456250	175.5438
14.0	118.711214	5.890379	174.1096
16.0	151.167061	7.500818	172.4992
18.0	187.086838	9.283136	170.7169
20.0	226.393677	11.233517	168.7665
22.0	269.020300	13.348624	166.6514
23.950883	313.741500	15.567663	164.4323

4. 常用余水吐ゲートの設計

常用余水吐の最大越流水深は18.0mである。しかし幅は10mなので縦横比の不均等なゲートが必要となる。そのため最大越流時のときに水面があたらないようなウォールを設置し設計してみる。

最大越流時における水面形を推定すると次のようになる。(表-2, 図-2)

(WESの実験結果より) $H/H_d = 1.00$

(表-2)

X/H_d	X	ビアー中心線			ビアー沿い		
		Y_1/H_d	Y_1	$WL \cdot m$	Y_2/H_d	Y_2	$WL \cdot m$
-1.0	-18.0	-0.941	-16.938	196.938	-0.950	-17.100	197.100
-0.8	-14.4	-0.932	-16.776	196.776	-0.940	-16.920	196.920
-0.6	-10.8	-0.913	-16.434	196.434	-0.929	-16.722	196.722
-0.4	-7.2	-0.890	-16.020	196.020	-0.930	-16.740	196.740
-0.2	-3.6	-0.855	-15.390	195.390	-0.925	-16.650	196.650
0	0	-0.805	-14.490	194.490	-0.779	-14.022	194.022
0.2	3.6	-0.735	-13.230	193.230	-0.651	-11.718	191.718
0.4	7.2	-0.647	-11.646	191.646	-0.545	-9.810	189.810
0.6	10.8	-0.539	-9.702	189.702	-0.425	-7.650	187.650
0.8	14.4	-0.389	-7.002	187.002	-0.285	-5.130	185.130
1.0	18.0	-0.202	-3.636	183.636	-0.121	-2.178	182.178
1.2	21.6	0.015	0.270	179.730	0.067	1.206	178.794
1.4	25.2	0.266	4.788	175.212	0.286	5.148	174.852
1.6	28.8	0.521	9.378	170.622	0.521	9.378	170.622
1.8	32.4	0.860	15.480	164.520	0.779	14.022	165.978

またテンターゲートを設計する場合次の事項を考慮し決定した。

- ① 設計洪水流量放流時の水面とゲートビン等の堤頂構造物下端との間は1.5m以上の間隔となるように設計しなければならない。(ダム設計基準第2章第2節第8条; 1971・7)
- ② ゲート半開操作時にゲート下端が常に堤頂より下流になるように設計する。(堤頂に作用する圧力分布を考慮)

さらに表-3に示す既設ダムクレストゲートを参考にして

$$R = 18.0m \quad h_P = 8.0m \quad (\text{ゲートビンの標高 } EL \ 188.0m)$$

とした。

$$R/H_{\max} = 1.0 \quad h_P/H_{\max} = 0.44$$

R ; テンターゲートの半径 (m)

$H_{\max}$; 最大越流水深 (m)

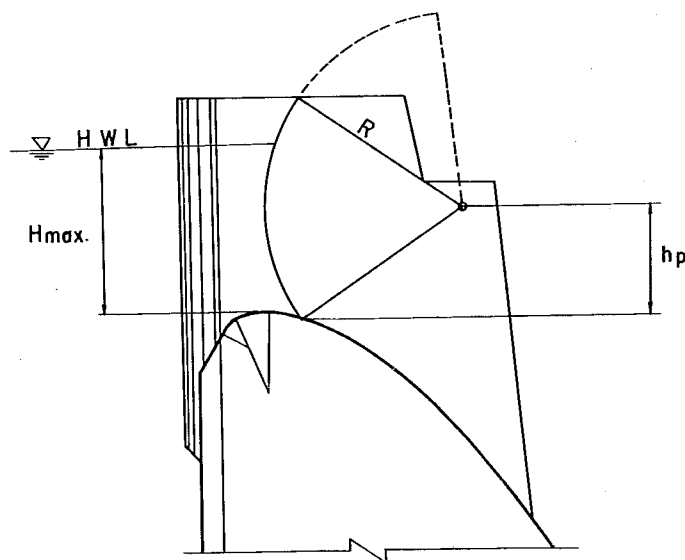
h_P ; ゲートビンと堤頂との標高差 (m)

その結果を図-2に示す。

表-3 越流部テンターゲートピンの位置資料

ダム名	H_{max} (m)	R (m)	h_P (m)	R/H_{max}	h_P/H_{max}
早明浦	18.00	18.00	8.00	1.00	0.44
鶴田	13.82	14.50	4.32	1.05	0.31
笠堀	9.00	9.00	3.50	1.00	0.39
棕梨川	9.50	11.00	4.00	1.16	0.42
浜田	7.00	7.00	3.50	1.00	0.50
布部	7.20	8.00	2.80	1.11	0.30
上市川	5.60	6.00	2.80	1.07	0.50
我谷	9.50	10.00	5.20	1.05	0.55
天ヶ瀬	4.00	4.80	2.10	1.20	0.53
四十四田	12.00	14.00	7.00	1.17	0.58
大野	10.70	12.00	5.10	1.12	0.48
畑薙	7.50	9.50	6.50	1.27	0.87
井川	11.00	11.50	4.40	1.05	0.40
横山	12.30	12.50	4.10	1.02	0.33
小瀬川	12.50	13.00	5.50	1.04	0.44
目屋	10.00	10.00	5.00	1.00	0.50
美和	6.00	8.00	2.50	1.33	0.42
神浦	7.50	8.00	3.70	1.07	0.49
松原	11.10	12.00	5.10	1.08	0.46
緑川	12.50	13.50	5.50	1.08	0.44
大滝	10.00	11.00	5.29	1.05	0.50
土師	10.40	10.50	4.50	1.01	0.43
石手川	6.80	7.00	3.00	1.03	0.44
八戸	9.00	10.00	5.30	1.11	0.59
真名川	8.80	10.00	3.60	1.14	0.41

H_{max} : 最大越流水深 (m) R : ゲート半径 (m) h_P : ゲートピンと越流頂の標高差 (m)



5. ウォールの設計

ウォール下端の位置を決定する場合、ゲート全開時において遷移領域内に入らないように設計する必要がある。

この遷移領域内に入ると流量が不安定に変動したり、ウォール下面から水脈はく離して圧力の低下を生じ水理的に好ましくない現象を生じる。

一方、常用余水吐のように利用水深が低く、与えられた流量を満足に流下させるためには自由越流させる必要がある。したがってウォールの位置はゲート全開時に自由越流するように設計する。

クレスト付近の自由越流水深は、ほぼ $0.75H$ 程度となる。また推定水面形を考慮しクレスト頂延長上のウォール下端を $EL\ 195.0m$ (クレスト頂との距離 $15m$) とした。

ウォール下面形状は、推定水面形を考慮し勾配 $1:5$ の直線とし、上流端に半径 $1m$ の円弧を挿入し、実験によって検証する。

$$\beta = 2\alpha$$

$$\tan \beta = \frac{5}{1} = 5.000$$

$$\tan \alpha = \frac{\sqrt{1 + \tan^2 \beta} - 1}{\tan \beta}$$

$$= 0.819804$$

$$h_1 = r \tan \alpha = 0.8198$$

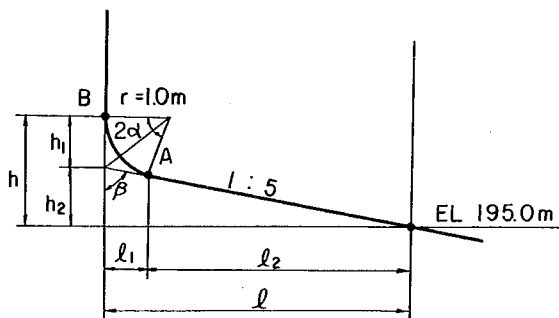
$$\ell_1 = h_1 \sin \beta = \frac{h_1 \cdot \tan \beta}{\sqrt{1 + \tan^2 \beta}}$$

$$= 0.131805$$

$$\ell = 7.431631m \text{ であるから } \ell_2 = 7.299826m \text{ となる。}$$

$$h_2 = \ell / 5 = 1.4599652m$$

$$h = 2.2797692m$$



6. 放 流 量

6.1 常用余水吐越流頂の形状

設計水深 $H_d = 18.0m$ の WES 型標準越流頂 径間幅 $B = 10.0m$, 門数 $n = 1$ 橋脚幅 $3.5m$
堤頂から橋脚先端までの距離 $S = 7.300m$

6.2 自由越流時の放流量推定

$$Q = n C' B \cdot H^{\frac{3}{2}} \left. \begin{aligned} C' &= C \left\{ 1 - M_d \left(\frac{H}{H_d} \right)^{\frac{3}{2}} \right\}, \quad C = 1.704 \left\{ 1 + 0.704 \left(\frac{H}{H_d} \right)^{\frac{1}{2}} \right\} \end{aligned} \right\} \quad 3)$$

$$M_d = 0.0756 \left(\frac{H_d}{B} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (n=1 \text{ かつ } b/s \geq 0.8)$$

ここに Q ; 越流量 (m^3/s) n ; 径間数 ($n=1$)

B ; 1径間の越流幅 (10 m) H ; 越流水頭 (m)

C' ; 橋脚, 橋台の影響を補正した流量係数

C ; 橋脚, 橋台のない二次元越流係数

M_d ; 二次元越流係数に対する橋脚, 橋台の補正係数

b ; 橋脚巾 (3.50 m)

S ; 堤頂から橋脚先端までの水平長 (m)

本ダムでは $b/s = 0.48$ となるが上式を使用して放流量を推定し実験的に検討する。

$$M_d = 0.0756 \left(\frac{18.0}{10} \right)^{\frac{1}{2}} = 0.101428$$

$$C = 1.704 \left\{ 1 + 0.704 \left(\frac{H}{18} \right) \right\}^{\frac{1}{2}}$$

$$C' = C \left\{ 1 - 0.101428 \left(\frac{H}{18} \right)^{\frac{3}{2}} \right\}$$

$$Q = 10 \cdot C' H^{\frac{3}{2}}$$

6.3 ゲート半開時の放流量推定

常用余水吐のようなクレストゲートの半開時の流れは水理実験結果から次のように推定できる。

$H/G < 1.4$ 自由越流領域

$1.4 < H/G < 1.7$ 遷移流領域

$1.7 < H/G$ オリフィス流領域

H ; フレスト上の水深 (m)

G ; ゲート開度 (m)

また, ゲート半開放流量を推定する方法とし, 中川・藤本らの報告 (土木技術資料 vol. 5, №9) によると次のようになる。

$$Q_a = \left[K_1 + K_2 \left\{ 1 - \left(1 - \frac{G}{H} \right)^{\frac{3}{2}} \right\} \right] Q \quad \dots\dots\dots 4)$$

Q_a ; ゲート半開操作による放流量 (m^3/s)

G ; ゲート開度 (ゲート下端と越流頂との標高差 (m))

H ; 越流水深 (m)

Q ; 自由越流量 (m^3/s)

K_1, K_2 ; 実験係数 ($k \div 0, k_2 \div 1.0$)

適用範囲 ; 自由越流状態を除く, $G/H < 0.757$ の範囲

$$\therefore Q_a \div \left\{ 1 - \left(1 - \frac{G}{H} \right)^{\frac{3}{2}} \right\} Q \dots\dots\dots 5)$$

その結果を表-4, 図-3に示す。

表 - 4 常用余水吐の放流能力 (A 案)

単位 m^3/s

貯水位 WL m	越流水深 H m	ゲート開度 G													13.0m	14.0m	15.0m
		全開	1.0m	2.0m	3.0m	4.0m	5.0m	6.0m	7.0m	8.0m	9.0m	10.0m	11.0m	12.0m			
180.0	0																
181.0	1.0	173															
182.0	2.0	499	323														
183.0	3.0	929	423	75.0													
184.0	4.0	1450	508	93.7	126.9												
184.5	4.5	1742	54.7	102.1	140.7												
185.0	5.0	205.2	58.4	109.8	153.3					自由越流							
186.0	6.0	272.8	65.3	124.3	176.4	220.3											
187.0	7.0	347.4	71.7	137.7	197.4	249.9	294.3										
188.0	8.0	428.5	77.8	150.2	216.8	277.0	330.1	374.9									
189.0	9.0	515.8	83.5	162.0	235.0	302.2	363.0	416.5									
190.0	10.0	608.9	89.0	173.2	252.3	325.9	393.6	454.9	508.8								
190.7	10.7	677.3	92.7	180.7	263.8	341.7	414.0	480.1	539.6								
191.0	11.0	707.4	94.2	183.9	268.7	348.3	422.4	490.6	552.3	606.6							
192.0	12.0	811.2	99.3	194.1	284.3	369.6	449.8	524.4	593.0	655.1	709.8						
193.0	13.0	919.9	104.1	203.9	299.3	390.0	475.8	556.4	631.5	700.5	762.9						
194.0	14.0	1033.2	108.7	213.3	313.6	409.5	500.7	586.9	667.9	743.3	812.7	875.4					
194.4	14.4	1079.7	110.5	216.9	319.2	417.0	510.3	598.7	682.0	759.8	831.8	897.3					
195.0	15.0	1150.7	113.1	222.3	327.3	428.1	524.3	615.9	702.5	783.9	859.6	929.2	992.2				
196.0	16.0	1272.3	117.4	230.9	340.5	445.9	547.0	643.6	735.5	822.5	904.1	980.1	1050.0	1113.3			
197.0	17.0	1397.6	121.5	239.2	353.1	463.0	568.7	670.2	767.1	859.2	946.4	1028.3	1104.6	1174.7			
198.0	18.0	1526.4	125.4	247.2	365.2	479.4	589.5	695.5	707.2	894.3	986.7	1074.1	1156.2	1232.6	1302.9		
199.0	19.0	1658.3	129.2	254.8	376.8	495.1	609.4	719.8	826.0	927.8	1025.1	1117.7	1205.2	1287.5	1364.0	1434.4	
200.0	20.0	1793.0	132.8	262.1	387.9	510.0	628.4	742.9	853.4	959.7	1061.7	1159.1	1251.7	1339.4	1421.7	1498.4	1568.9

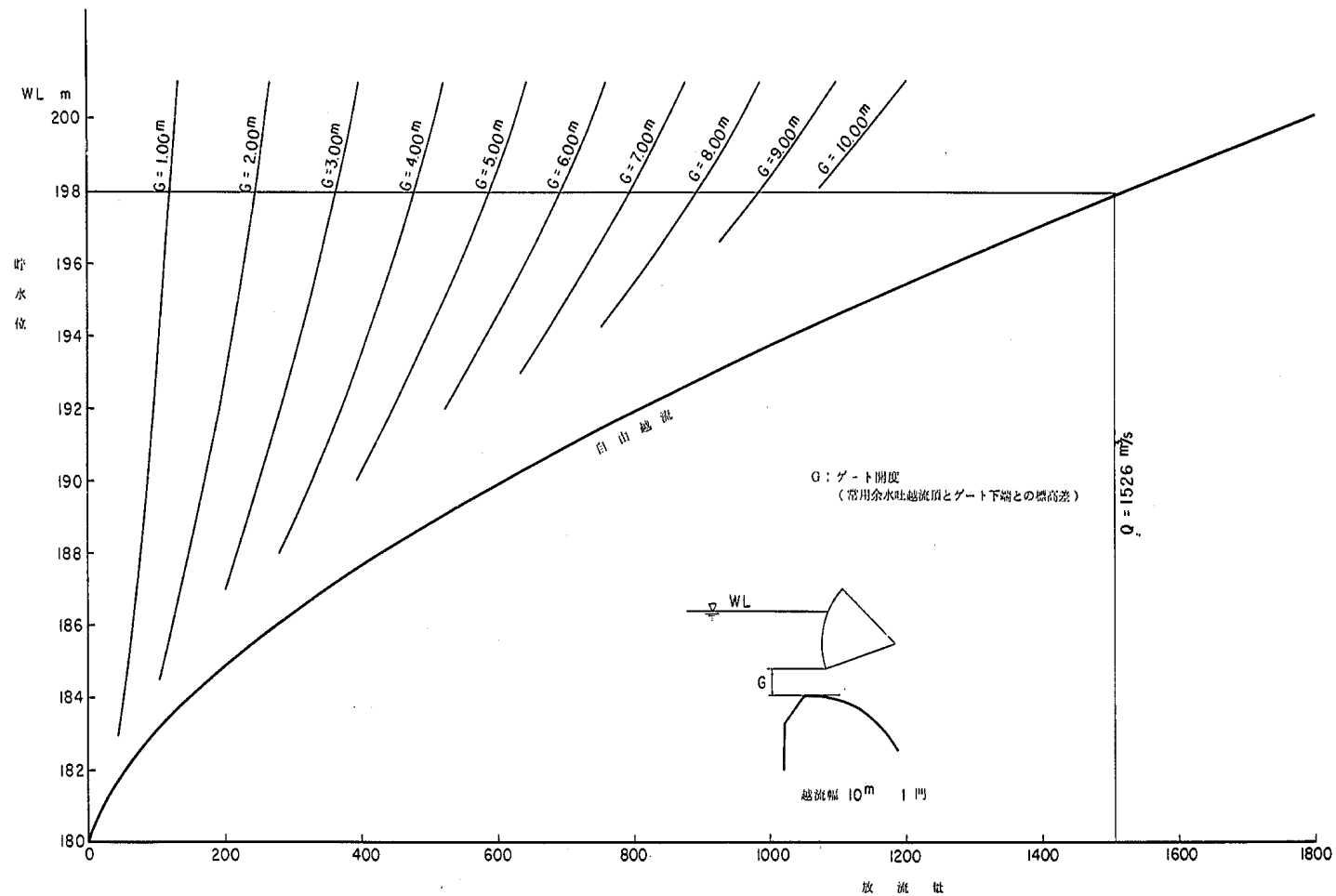


図-3 常用余水吐の放流能力図 (A案)

第 3 章 非常用余水吐の設計

1. 設計条件

- 1) 非常用余水吐は、サーチャージ水位 ($WL\ 198.0\text{ m}$) で、異常洪水流量 ($2900\text{ m}^3/\text{s}$) を常用洪水吐と合わせて放流できること。
- 2) 非常用余水吐は、幅 10.0 m の 2 門とする。

2. 非常用余水吐の敷高の決定

$$H = \left(\frac{Q}{nCB} \right)^{\frac{2}{3}}$$

H ; 越流水深 (m)

Q ; 必要放流量 ($2900 - 1526 = 1374\text{ m}^3/\text{s}$)

n ; 門数 (2)

B ; 幅 (10.0 m)

C ; 越流係数 (2.0 と仮定)

$$H = \left(\frac{1374}{2 \times 2 \times 10} \right)^{\frac{2}{3}} \div 1.06\text{ m}$$

したがって、越流頂の敷高は $WL\ 198.0\text{ m} - 1.06\text{ m} = 187.4\text{ m}$ 以下であればよい。また、越流頂の敷高を制限水位にあわせると操作上有利である。

したがって、制限水位 $EL\ 184.5\text{ m}$ に越流頂の敷高を一致させる。

3. 非常用余水吐の形状

- 1) 非常用余水吐縦断形状は、標準型越流頂形状を採用する。
- 2) 標準形状の設計水深 H_d は最大操作水深 13.5 m とする。

非常用余水吐形状としては、常用余水吐形状と同様に WES の上流面勾配 $3:2$ の標準形状を採用することにした。

非常用余水吐下流面曲線と堤体下流面との接点 $P'(\ell'_1, h'_1)$ とすれば

$$\ell'_1 = \left(\frac{1.939}{1.810n_1} \right)^{\frac{1}{0.81}} H_d'$$

$n_1 = 0.85$, $H_d' = 13.5\text{ m}$, $\ell_3 = 2.00\text{ m}$ を代入すると

$$\ell'_1 = \left(\frac{1.939}{1.810 \times 0.85} \right)^{\frac{1}{0.81}} \times 13.5 = 17.963193\text{ m}$$

$$h_1' = \frac{\mathcal{L}_1'^{1.81}}{1.939 H_d'^{0.81}} = \frac{17.963193^{1.81}}{1.939 \times 13.5^{0.81}} = 11.675784 m$$

となり P' 点の標高は $EL 172.8242 m$ となる。

また、下流面曲線は次のようになる。

$$Y = \frac{X^{1.81}}{1.939 H_d'^{0.81}} = \frac{X^{1.81}}{1.939 \times 13.5^{0.81}} = 0.062640013 X^{1.81}$$

堤体上流面形状

$$W' = 0.214 H_d' = 0.214 \times 13.5 = 2.889 m$$

$$D' = 0.06825 H_d' = 0.06825 \times 13.5 = 0.9214 m$$

$$\mathcal{L}_2' = (ELC - ELP') n_1 - \mathcal{L}_1' - W'$$

$$= (199 - 172.824216) \times 0.85 - 17.963193 - 2.889$$

$$= 1.3972234 m$$

$$D'' = D' + (\mathcal{L}_2' + \mathcal{L}_3) \times \frac{3}{2}$$

$$= 0.9214 + (1.3972234 + 2.00) \times \frac{3}{2}$$

$$= 6.0172351 m \approx 0.5 H_d' = 6.75 m$$

M' 点の標高は $EL 178.482765 m$ となる。 D'' は条件を満足しないため、実験にてその影響を

調査する。

非常用余水吐越流頂寸法

$$W_1' = 0.115 H_d' = 1.5525 m$$

$$W' = 0.214 H_d' = 2.889 m$$

$$r_1' = 0.48 H_d' = 6.48 m$$

$$r_2' = 0.22 H_d' = 2.97 m$$

$$D_1' = 0.01398 H_d' = 0.18873 m$$

$$D' = 0.06825 H_d' = 0.921375 m$$

非常用余水吐越流面の座標

$$Y = 0.062640013 X^{1.81}$$

(表 - 5)

X	$X^{1.81}$	Y	標高
0.0 m	0 m	0 m	WL 184.5000 m
1.0	1.000000	0.062640	184.4374
2.0	3.506423	0.219642	184.2804
3.0	7.304483	0.457553	184.0424
4.0	12.295001	0.770159	183.7298
5.0	18.413473	1.153420	183.3466
6.0	25.612606	1.604374	182.8956
7.0	33.855362	2.120700	182.3793
8.0	43.111474	2.700503	181.7995
9.0	53.355469	3.342187	181.1578
10.0	64.565423	4.044379	180.4556
12.0	89.808627	5.625614	178.8744
14.0	118.711214	7.436072	177.0639
16.0	151.167061	9.469107	175.0309
17.963193	186.394975	11.675784	172.8242

4. 非常用余水吐ゲートの設計

非常用余水吐のゲートピンの位置を決定するために最大越流時における水面形を推定すると次のようになる。

$$(WESの実験結果より) \quad H/H_d = 1.00 \quad H_d = 13.5m$$

(表 - 6)

X/H _d	X	ピアー中心線			ピアー沿い		
		Y ₁ /H _d	Y ₁	WL m	Y ₂ /H _d	Y ₂	WL m
-1.0	-13.5	-0.941	-12.704	197.204	-0.950	-12.825	197.325
-0.8	-10.8	-0.932	-12.582	197.082	-0.940	-12.690	197.190
-0.6	-8.1	-0.913	-12.326	196.826	-0.929	-12.542	197.042
-0.4	-5.4	-0.890	-12.015	196.515	-0.930	-12.555	197.055
-0.2	-2.7	-0.855	-11.543	196.043	-0.925	-12.488	196.988
0	0	-0.805	-10.868	195.368	-0.779	-10.517	195.017
0.2	2.7	-0.735	-9.923	194.423	-0.651	-8.789	193.289
0.4	5.4	-0.647	-8.735	193.235	-0.545	-7.358	191.858
0.6	8.1	-0.539	-7.277	191.777	-0.425	-5.738	190.238
0.8	10.8	-0.389	-5.252	189.752	-0.285	-3.848	188.348
1.0	13.5	-0.202	-2.727	187.227	-0.121	-1.634	186.134
1.2	16.2	0.015	0.203	184.298	0.067	0.905	183.596
1.4	18.9	0.266	3.591	180.909	0.286	3.861	180.639
1.6	21.6	0.521	7.034	177.467	0.521	7.034	177.467
1.8	24.3	0.860	11.610	172.890	0.779	10.517	173.984

また、常用余水吐ゲートと同様に既設ダムの実態をも考慮し、テンターゲートの半径 $R = 15.0m$ 、ゲートピンと堤頂との標高差 $h_p = 6.5m$ ($EL 191.0m$) とした。

$$(R/H_{max} \div 1.1 \quad h_p/H_{max} \div 0.48 \text{ となる。})$$

5. 放 流 量

5.1 非常用余水吐越流頂の形状

設計水深 $13.5m$ の WES 型標準越流頂

径間幅 $B = 10.0m$ 門数 2 橋脚幅 $3.5m$ 堤頂から橋脚先端までの距離 $S = 6.2862m$

5.2 自由越流時の放流量推定

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

$$C' = C \left\{ 1 - M_d \left(\frac{H}{H_d} \right)^{\frac{3}{2}} \right\}$$

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

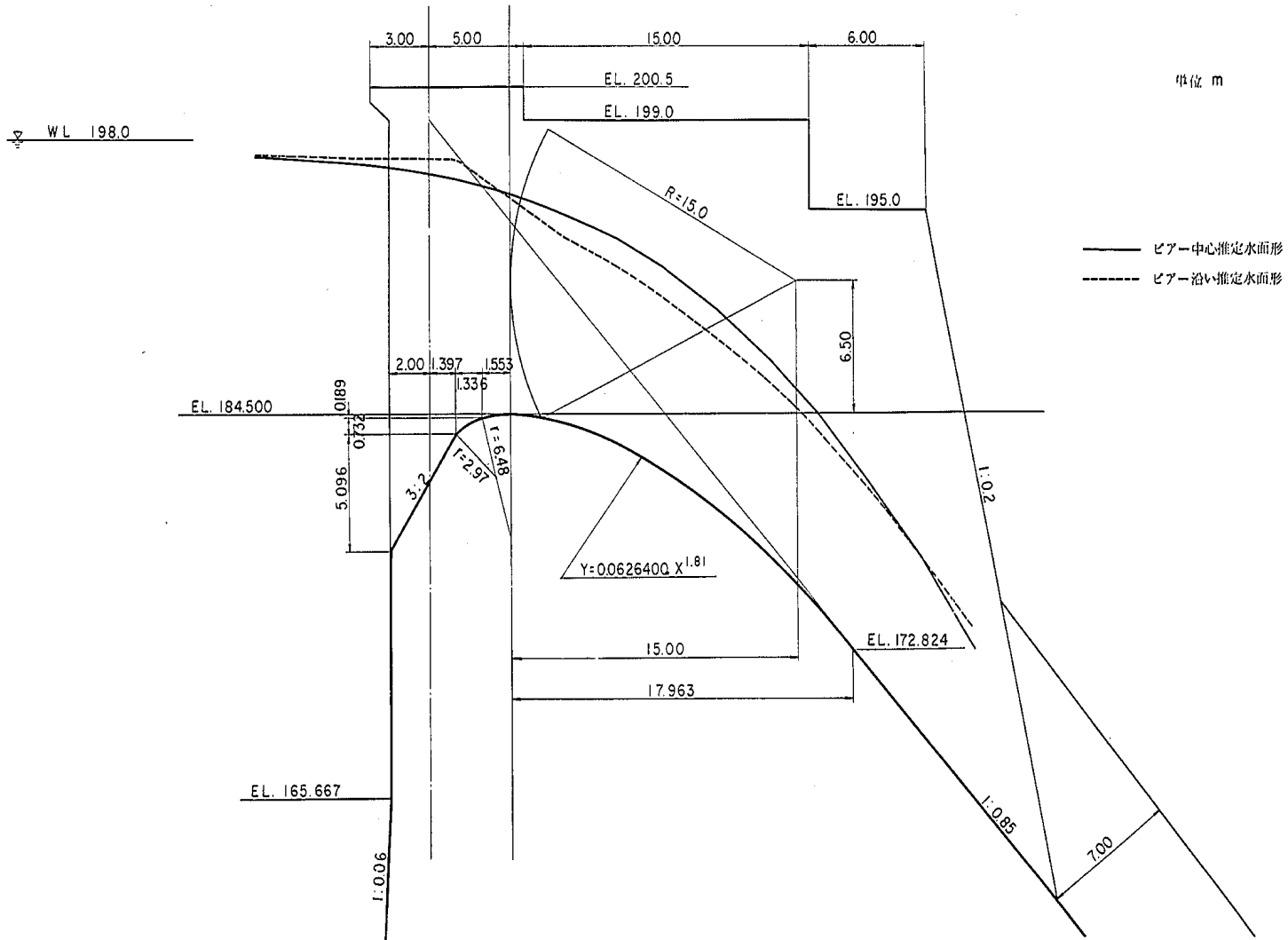


図-4 非常用余水吐断面図 (A案)

$$M_d = 0.0756 \left(\frac{H_d}{B} \right)^{\frac{1}{2}} \left\{ \frac{1}{n} + 1.465 \left(\frac{n-1}{n} \right) \left(\frac{b}{S} \right)^{1.7} \right\}$$

$$(n \geq 2, \text{かつ } \frac{b}{S} < 0.8)$$

ここに Q ; 越流量 (m^3/s)

n ; 径間数 (2)

B ; 1径間の越流幅 (10m)

H ; 越流水頭 (m)

C' ; 橋脚、橋台の影響を補正した流量係数

C ; 橋脚、橋台のない二次元越流係数

M_d ; 二次元越流係数に対する橋脚、橋台の補正係数

b ; 橋脚幅 (3.5m)

S ; 堤頂から橋脚先端までの水平長 (6.2862m)

$$\frac{b}{S} = \frac{3.5}{6.2862} = 0.56 < \frac{b}{S} = 0.8$$

$$M_d = 0.0756 \left(\frac{13.5}{10} \right)^{\frac{1}{2}} \left\{ \frac{1}{2} + 1.465 \times \left(\frac{2-1}{2} \right) \left(\frac{3.5}{6.2862} \right)^{1.7} \right\}$$

$$= 0.0676964$$

$$C = 1.704 \left\{ 1 + 0.704 \left(\frac{H}{13.5} \right) \right\}^{\frac{1}{2}}$$

$$C' = C \left\{ 1 - 0.0676964 \left(\frac{H}{13.5} \right)^{\frac{3}{2}} \right\}$$

$$Q = 2 \times 10 \times C' \cdot H^{\frac{3}{2}}$$

5.3 ゲート半開時の放流量推定

常用余水吐と同様に自由越流量との関係式 5) 式によって求める。その結果を表-7、図-5に示す。

表 - 7 非常用余水吐の放流能力 (A 案)

2 門分合計流量 単位 m^3/s

貯水位 WL m	越流水深 Hm	ゲート開度 G m													
		全開	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	7.0	8.0	9.0	10.0	11.0	12.0	13.0
184.5	0	0.0													
185.0	0.5	12.2								自由越流					
186.0	1.5	64.8	52.3												
187.0	2.5	142.5	76.3												
188.0	3.5	240.5	95.3	173.0											
189.0	4.5	356.8	112.1	209.1	288.1										
190.0	5.5	489.9	127.3	241.2	339.8	420.1									
190.7	6.2	592.5	137.4	262.1	372.8	467.3									
191.0	6.5	638.7	141.6	270.8	386.3	486.4									
192.0	7.5	802.5	155.0	298.5	429.5	546.7	648.1								
193.0	8.5	980.3	167.8	324.8	470.1	602.7	721.3	823.9							
194.0	9.5	1171.5	180.0	349.7	508.5	655.4	789.6	909.5	1013.4						
194.4	9.9	1251.6	184.8	359.4	523.3	675.8	815.8	942.1	1053.2						
195.0	10.5	1375.5	191.7	373.6	545.1	705.5	854.0	989.6	1110.8						
196.0	11.5	1591.5	203.0	396.6	580.2	753.3	915.2	1065.1	1201.9	1324.3					
197.0	12.5	1819.0	213.9	418.6	613.8	799.0	973.6	1136.9	1288.1	1426.1	1549.5				
198.0	13.5	2057.3	224.3	439.8	646.3	842.8	1029.5	1205.4	1370.0	1522.3	1661.4	1785.7			
199.0	14.5	2305.7	234.4	460.2	677.2	884.9	1083.0	1270.8	1448.0	1613.7	1767.1	1907.1			
200.0	15.5	2563.7	244.1	479.8	707.0	925.3	1134.3	1333.6	1522.6	1700.8	1867.5	2021.8	2162.7		

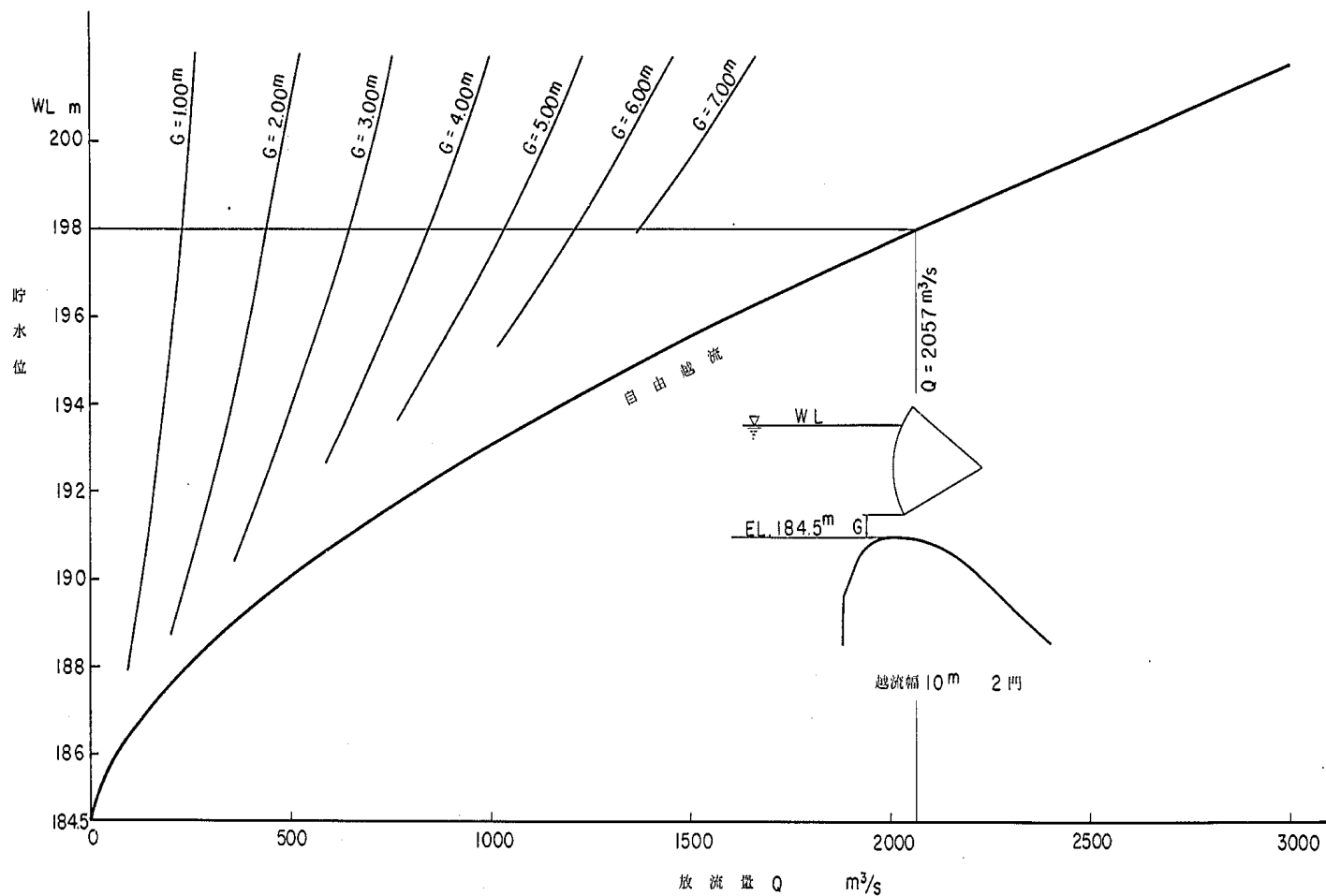


图-5 非常用余水吐放流能力图 (A案)

6. 堤体導流壁高の設計

堤体導流壁の高さを決定する場合には次の方法がある。

- 1) 推定水面形に余裕を見込んで決定
- 2) 空気混入量を計算し余裕を見込んで決定

その場合の対象流量としては、次のことを考慮して決める。

- ① 付近へ重要構造物を設置するか否か
- ② ダム本体基礎に対する危険性
- ③ 付近の山腹斜面の崩壊
- ④ 多少の越流に対して下流へ流下させるような構造物を設置しているか否か

本ダムにおける非常余水吐越流部付近の推定水面形は図-4に示すとおりである。また高速流による空気混入量の算定は、次のGumensky (ガメンスキー) の式を用いる。

$$m = \frac{1}{200} \frac{v^2}{gh}$$

ここに m ; 混入された空気量と水との比

v ; 平均流速 (m/s)

g ; 重力加速度 (m/s^2)

h ; 水深 (m)

したがって空気混入水流の見かけの水深 (空気の混入によってふくれ上がった水深) h' は下式によってあらわされる。

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

ここに q' ; 空気混入による単位幅当りの見かけの流量 ($m^3/s/m$)

q ; 単位幅流量 ($m^3/s/m$)

異常洪水を放流した場合のクレスト終端付近 ($EL 173.0m$) における空気混入水流の見かけの水深を計算すると次のとおりとなる。

$$q = \frac{Q}{B_0} = \frac{2900}{37} \div 78.3784 \text{ } m^3/s/m$$

$$v = C \sqrt{2gH} = 0.95 \sqrt{2 \times 9.8 \times (198 - 173)} \div 21.0291 \text{ } m/s$$

$$h' = \frac{q}{v} + \frac{v^2}{200g} = \frac{78.3784}{21.0291} + \frac{(21.0291)^2}{200 \times 9.8} \div 3.95 \text{ } m$$

また既設ダムの実態を表-8に示す。

以上を考慮し堤体導流壁の高さを $h_W = 7.00$ とした。

表 - 8 越流面導流壁高資料 (既設ダム)

ダム名	H_{max} (m)	h_W (m)	下流面勾配 1 : m	h_V (m)	$\frac{h_V}{H_{max}} \times 100$ (%)	$\frac{h_W}{H_{max}} \times 100$ (%)
松原*	11.00	5.00	1 : 0.84	7.77	70	45
四十四田	12.00	7.90	1 : 0.8	11.04	92	66
上市川	5.60	3.00	1 : 0.8	4.80	86	54
笠掘	10.50	5.00	1 : 0.8	8.00	76	48
品木	6.20	4.00	1 : 0.8	6.40	103	65
横山	12.30	6.00	1 : 0.8	9.60	78	49
神浦	7.50	4.00	1 : 0.8	6.40	85	53
椋梨川	9.50	4.50	1 : 0.79	7.26	76	47
鶴田	13.50	7.00	1 : 0.79	11.29	83	52
市芳	15.30	6.50	1 : 0.78	10.57	69	42
蘭原	7.00	3.00	1 : 0.78	4.88	69	43
五郎	11.00	3.20	1 : 0.78	5.20	47	29
緑川	12.50	6.50	1 : 0.78	10.57	85	52
土師	10.40	5.00	1 : 0.78	8.10	78	48
三瀬谷	16.15	6.46	1 : 0.78	10.50	65	40
我谷	9.50	5.00	1 : 0.77	8.20	86	53
大野	10.70	5.00	1 : 0.76	8.26	77	47
大滝	7.50	5.00	1 : 0.76	8.26	110	67
浜田	7.00	4.00	1 : 0.75	6.67	95	57
小瀬川	10.10	5.50	1 : 0.75	9.17	90	54
井川	11.10	5.00	1 : 0.55	10.37	94	45
石手川	6.80	3.50	1 : 0.77	5.74	84	51
八戸	9.0	5.0 (改良案)	1 : 0.77	8.20	91	56

H_{max} : 最大越流水深 (m)

h_W : 導流壁高 (越流面に垂直) (m)

h_V : 鉛直導流壁高 (m)

* 松原ダムは橋台終端にディフレクターを設けて導流壁沿いの水面を低下させている (土木研究所資料第464号)

$$h_V = \frac{h_W}{m} (\sqrt{1+m^2})$$

m : 下流面勾配

7. 堤体バケットカーブの設計

余水吐斜面の先端においては、高速落下水流による基礎の破壊が予想される。それを防止するために余水吐斜面の先端にバケットを設けることが多い。これを大いに有効ならしめるためには、バケットが基礎に接しているか、またはそれに近いことが必要である。

従来このようなバケット半径 (R) は近似的に下記の経験式によって推定している。(開水路の水理学Ⅱ-1 石原

$$R = 10P$$

$$P = (V + 6.4H + 16) / (3.6H + 64)$$

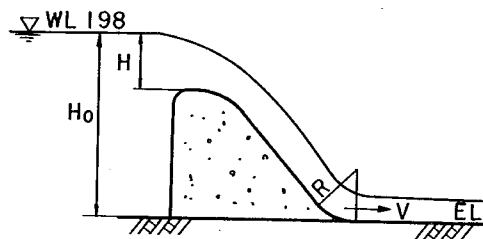
ここに

R ; バケットの半径 (ft)

V ; 洪水吐先端 (バケットカーブ付近)
の流速 ($f \cdot P \cdot S$)

$$V = 0.95 \sqrt{2gH_0}$$

H ; 接近流速水頭を除いた堤頂上の
水頭 ($f \cdot t$)



$$H_0 = 198 - 107 = 91 m = 298.556 ft$$

$$H = 13.5 m = 44.2913 ft$$

$$V = 0.95 \sqrt{2 \times 9.8 \times 91} = 40.121 m/s$$

$$= 131.6290 f \cdot t / s$$

$$P = (131.6290 + 6.4 \times 44.2913 + 16) / (3.6 \times 44.2913 + 64)$$

$$= 1.9293$$

$$\therefore R = 84.971 ft \doteq 25.9 m$$

また既設ダムの実態を図-6, 表-9に示す。

以上の結果バケットカーブの

半径を25mとした。

バケットカーブの詳細について
設計すると次のとおりとなる。

$$\beta = 2\alpha$$

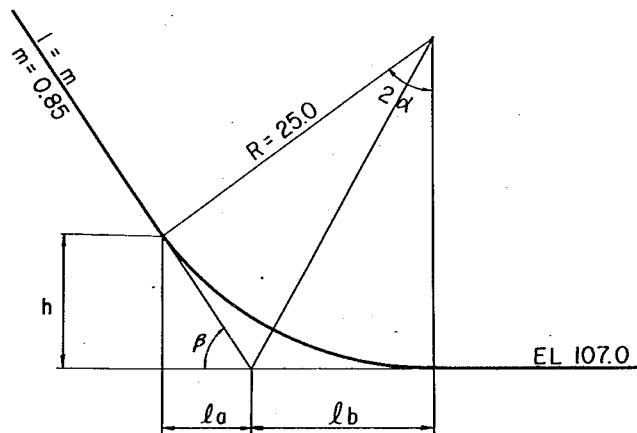
$$\tan \beta = \frac{1}{m}$$

$$= \frac{1}{0.85}$$

$$= 1.1764706$$

$$\tan \alpha = \frac{\sqrt{1 + \tan^2 \beta} - 1}{\tan \beta}$$

$$= 0.4624405$$



$$\ell_b = R \cdot \tan \alpha = 25 \times 0.4624405 = 11.561012 \text{ m}$$

$$h = \ell_b \cdot \sin \beta = \frac{\ell_b \cdot \tan \beta}{\sqrt{1 + \tan^2 \beta}} = 8.8087896 \text{ m (EL 1158.09 m)}$$

$$\ell_a = h \cdot m = 7.487471 \text{ m}$$

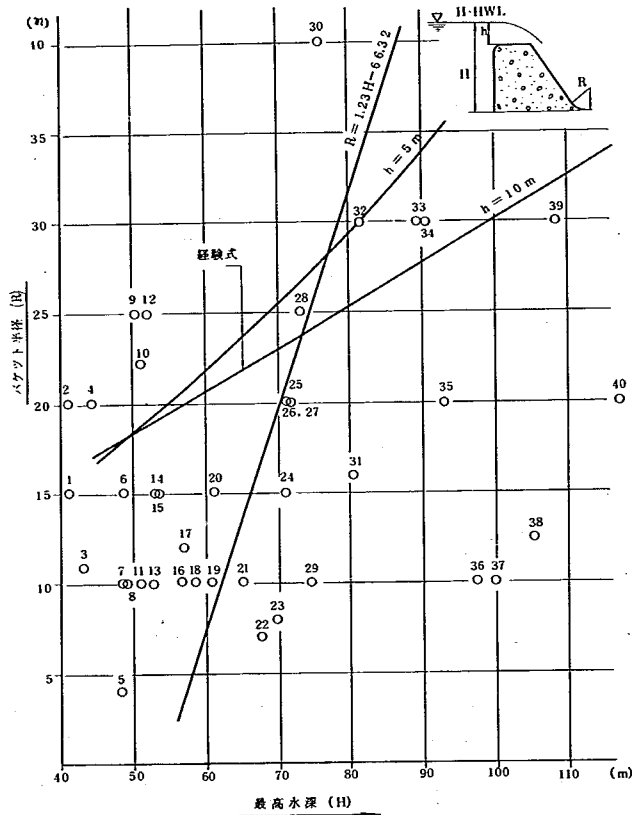


図 - 6 最高水深 (H) と堤体バケットカーブ (R) との関係

表 - 9 既設ダム堤体バケットカーブ実態表

№	ダム名	H 最高水深	h 最大越流 水深	R バケット 半径	№	ダム名	H 最高水深	h 最大越流 水深	R バケット 半径
		m	m	m			m	m	m
1	旭川第一	41.0	9.0	15.0	21	湯原	65.0	8.0	10.0
2	四十四田	41.0	12.0	20.0	22	笠掘	67.5	10.5	7.0
3	川上	43.0	8.6	12.0	23	犀川	69.7	9.7	8.0
4	土師	44.4	10.4	20.0	24	蘭原	71.0	7.0	15.0
5	五郷	48.4	11.0	4.0	25	緑川	71.0	12.5	20.0
6	旭川	48.5	5.0	15.0	26	石手川	71.5	6.8	20.0
7	芹川	48.7	8.7	10.0	27	市房	71.5	16.3	20.0
8	神浦	49.0	7.5	10.0	28	松原	73.0	11.1	25.0
9	内場	50.2	9.2	25.0	29	笹生川	74.5	6.5	10.0
10	目屋	51.0	9.0	22.2	30	三面	75.5	8.5	40.0
11	鹿野川	51.0	13.0	10.0	31	松川	80.3	6.0	15.0
12	柳瀬	52.0	9.0	25.0	32	永瀬	81.0	13.0	30.0
13	玉川	52.6	8.3	10.0	33	大渡	89.0	9.0	30.0
14	我谷	53.0	9.5	15.0	34	大滝	90.0	10.5	30.0
15	布部	53.6	7.2	15.0	35	藤原	92.7	15.2	20.0
16	金山	56.65	8.0	10.0	36	丸山	97.3	22.0	10.0
17	河本	57.0	12.0	12.0	37	早明浦	99.0	17.2	10.0
18	浜田	58.5	7.0	10.0	38	品木	105.0	5.5	12.5
19	上市川	60.8	5.6	10.0	39	鶴田	108.0	13.824	30.0
20	美和	61.0	7.0	15.0	40	下久保	116.8	13.0	20.0

第 4 章 減勢工の水理設計

1. 設計条件

- 1) 水叩き面の標高は $EL 107.0m$ とする。
- 2) 水叩き幅は $37.0m$ の直線等幅とする。

2. 減勢工の型式

減勢工はダムからの放流水のエネルギーを減殺し、ダム直下流の河床洗掘を防止し、ダム自体の安全を保つとともに、下流河川にも支障をおよぼさないようにするものである。

その型式は跳水式、スキージャンプ式、および自由落下式の3種に大別できるがこれらは、ダムの型式、水理条件、地形条件および地点の環境に応じて最適なものを選ばなければならない。

しかるに、一般的には重力ダムの洪水吐では跳水式減勢工、スキージャンプ式減勢工が採用されている。したがって本ダムにおいては地形、地質などを考慮し事務所案の跳水式減勢工を採用する。

また、水平水叩きにおける跳水は、共役水深と下流水深との大小によって、露出射流を生じたり、また潜流になった

りして、跳水の位置は下流水深のわずかな変化で、かなり大きく移動し、不安定に変動する。したがって、洪水吐のあらゆる条件に対する跳水共役水深と自然下流水深とを明らかにすることが必要である。

また、与えられた跳水共役水深と自然下流水深との関係より跳水現象を有効的に使用するためには次のような構造物を使用し、波勢効果を高める。

型	跳水共役水深 (h_j) と自然下流水深 (h_2) との関係	跳水現象を有効的にするための構造物
I	$h_j = h_2$	
II	$h_j > h_2$ (露出射流)	段上水叩き、 副ダム
III	$h_j < h_2$ (潜流)	傾斜水叩き、 バケット型水叩き、 段落水叩き、
IV	小流量 $h_j > h_2$ 大流量 $h_j < h_2$	傾斜水叩き
V	小流量 $h_j < h_2$ 大流量 $h_j > h_2$	段上水叩き、 副ダム

本ダムにおいては下流水位を確保するため事務所案の副ダムを有する跳水式減勢工とする。

3. 減勢工設計対象流量

減勢工設計対象流量は、一般に計画最大放流量の10～60%の余裕を見込んだ流量を選定している。しかし本ダムにおいては、近くに温泉場が存在していることなどを考慮して減勢工設計対象流量を既往流量100年確率洪水流量の1000 m^3/s とした。さらに設計洪水流量2400 m^3/s および異常洪水2900 m^3/s に対しては跳水機能が著しく低下させないようにする。

4. 跳水諸元

$$h_1 = \frac{Q}{0.95 B \sqrt{2 g H}} \quad F_1 = \frac{Q}{B \sqrt{g h_1^3}}$$

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

ここに Q ; 放流量 (m^3/s) B ; 水叩き幅 (m) 37.0 m

H ; 計画最高水位と水叩き面との標高差 (m) 91 m

h_1 ; 水叩きに突入する射流水深 (m)

F_1 ; 水叩きに突入するフルード数

h_j :跳水共役水深 (m)

Q	h_1	F_1	h_j
$500 \frac{m^3}{s}$	0.337^m	2.2066	10.35^m
1000	0.674	1.5603	14.54
2400	1.617	1.0077	22.25
2900	1.954	9.166	24.37

5. 副ダムの高さおよび位置

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

$$L_s = 4h_j$$

ここに W ; 必要副ダム高さ (m)

h_1 ; 水叩き始端射流水深 (m)

F_1 ; 水叩き始端フルード数

L_s ; 必要水叩長さ (m)

h_j ; h_1 に対する跳水共役水深 (m)

減勢工設計対象流量 $Q = 1000 \text{ m}^3/\text{s}$ に対して

$$\frac{W}{h_1} = \frac{(1 + 2 \times 15.603^2) \sqrt{1 + 8 \times 15.603^2} - (1 + 5 \times 15.603^2)}{1 + 4 \times 15.603^2 - \sqrt{1 + 8 \times 15.603^2}} - \frac{3}{2} \times (15.603)^{\frac{2}{3}}$$

$$= 21.83 - 9.37$$

$$= 12.46$$

$$\therefore W = 8.4 \text{ m}$$

$$L_s = 4 \times 14.54 \div 58.2 \text{ m}$$

したがって、副ダムの高さ 9 m, 水叩きの長さを 60 m とする。

6. 副ダムの細部形状

副ダムの高さが 9 m と設計した。したがって表-10に示す既設ダムの副ダム細部形状を参考とし図-7のように決定した。

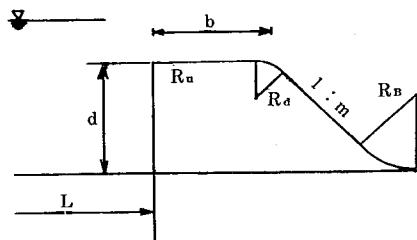
7. 水叩き内導流壁高

減勢工設計対象流量 ($Q = 1000 \text{ m}^3/\text{s}$) に対していかなる状態でも越水させないようにすると、共役水深に余裕を見込んで 16 m 以上の導流壁が必要である。

また、減勢工設計対象流量以上の放流に際し、導流壁を越流した場合、ダム本体基礎に対する危険性がなければ多少の被害はやむをえないだろう。

しかし、本ダムのように水叩きに隣接して発電所などが設置されるような場合の導流壁高は、妥当投資額あるいは起こりうる洪水の確率などを考慮し関係諸氏と綿密な協議のもとで決定すべきである。

表 - 10 副ダム細部形状資料 (既設ダム)



d : 副ダム高
Ru : 天端上端円弧半径
b : 天端長さ
Rd : 天端下端円弧半径
Rs : 副ダムバケット半径
L : 水たき長さ
m : 下流面勾配
V.S : 上流面鉛直
S.S : 上流面傾斜

単位巾流量

q : 減勢工設計対象流量

qmax : 異常洪水流量

ダム名	上流面	d (m)	b (m)	Ru (m)	Rd (m)	1:m	Rs (m)	L (m)	単位巾流量 $\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$		b/d	b/L	b/q	備考
									q	qmax				
布部	V.S	4.50	3.0	0.3	2.50	1:1		32.00	9.38	28.75	0.67	0.09	0.32	
上市川	"	4.50	4.3	0.2	0.50	1:0.7	1.80	34.79	13.39	27.23	0.96	0.12	0.32	
浜田	"	3.50	3.0	0.3	2.00	1:1		20.00	7.73	25.09	0.86	0.15	0.39	
早明浦	"	9.00	4.0	0.3		1:1	6.00	70.00	28.94	69.44	0.44	0.06	0.14	$Rd : y = 0.1 x^2$
神浦	"	5.50	3.5	0.3	3.00	1:0.6		40.00		23.15	0.64	0.09		
緑川	"	11.00	6.2	0.1		1:1	3.00	75.00	40.00	70.67	0.56	0.08	0.16	$Rd : y = 0.1 x^2$
大滝	"	9.00	4.0		4.00	1:1	6.00	72.00	33.33	88.00	0.44	0.06	0.12	
横山	S.S	9.50	4.0		5.00	1:1		48.00	37.50	87.50	0.42	0.08	0.11	上流面1:1
鶴田	"	9.70	6.0		6.0	1:1	5.00	70.00	50.00	74.40	0.62	0.09	0.12	上流面1:1
小瀬川	"	7.00	4.0		2.5	1:0.6		29.80	26.32	69.47	0.57	0.13	0.15	上流面1:1
松原	"	9.00	7.2	1.0	6.0	1:1	5.00	77.50	33.67	93.06	0.80	0.09	0.21	上流面1:0.2
石手川	V.S	7.50	5.0	0.3	4.0	1:1	5.00	50.00	21.43	35.71	0.67	0.10	0.23	
八戸	"	6.00	3.8	0.3	3.2	1:1	3.2	41.00	28.33	57.33	0.63	0.09	0.13	
真名川	"	9.00	6.0	0.3	6.0	1:1	5.00	12.50	≒13.3	≒77.8	0.67	0.05	0.45	水クッション式減勢工

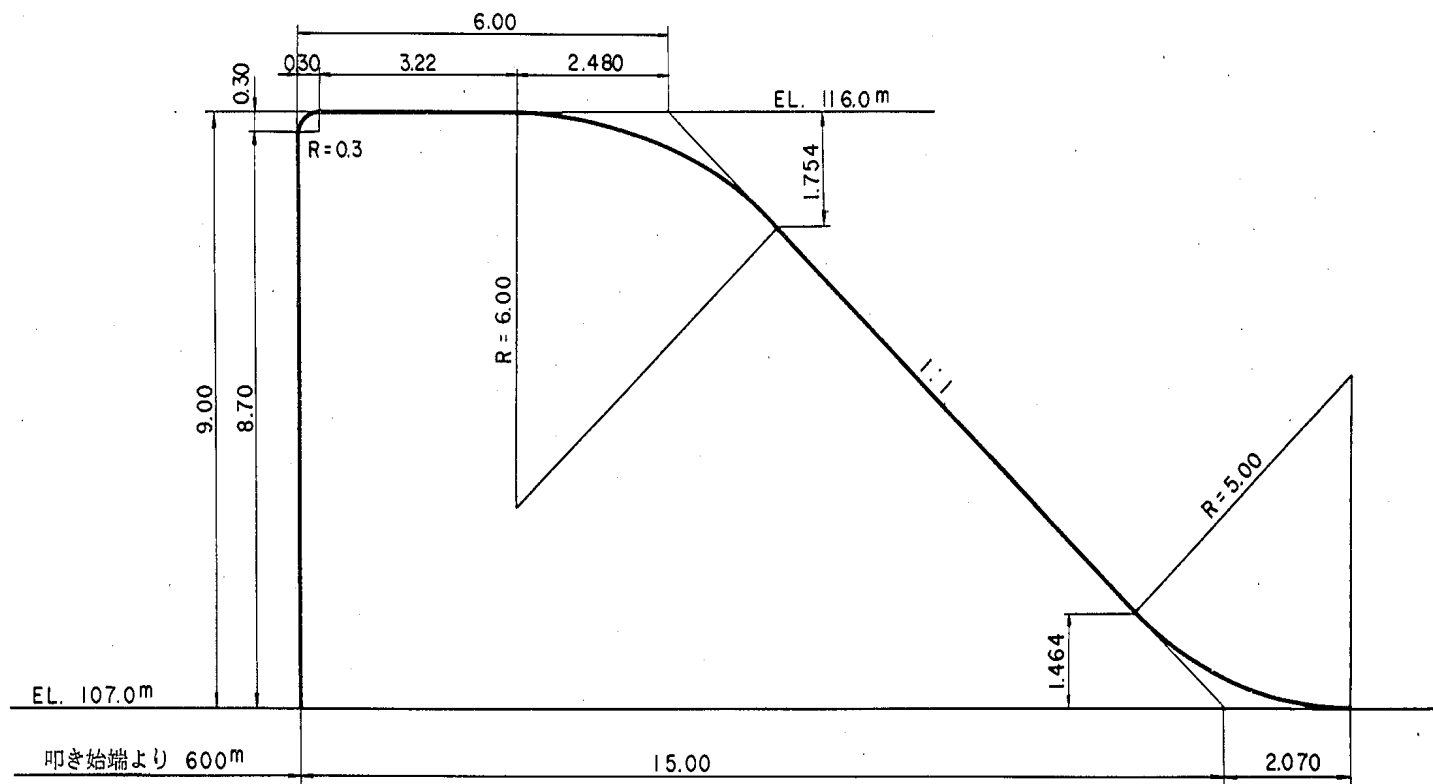


図 - 7 副 ダ ム 詳 細 図

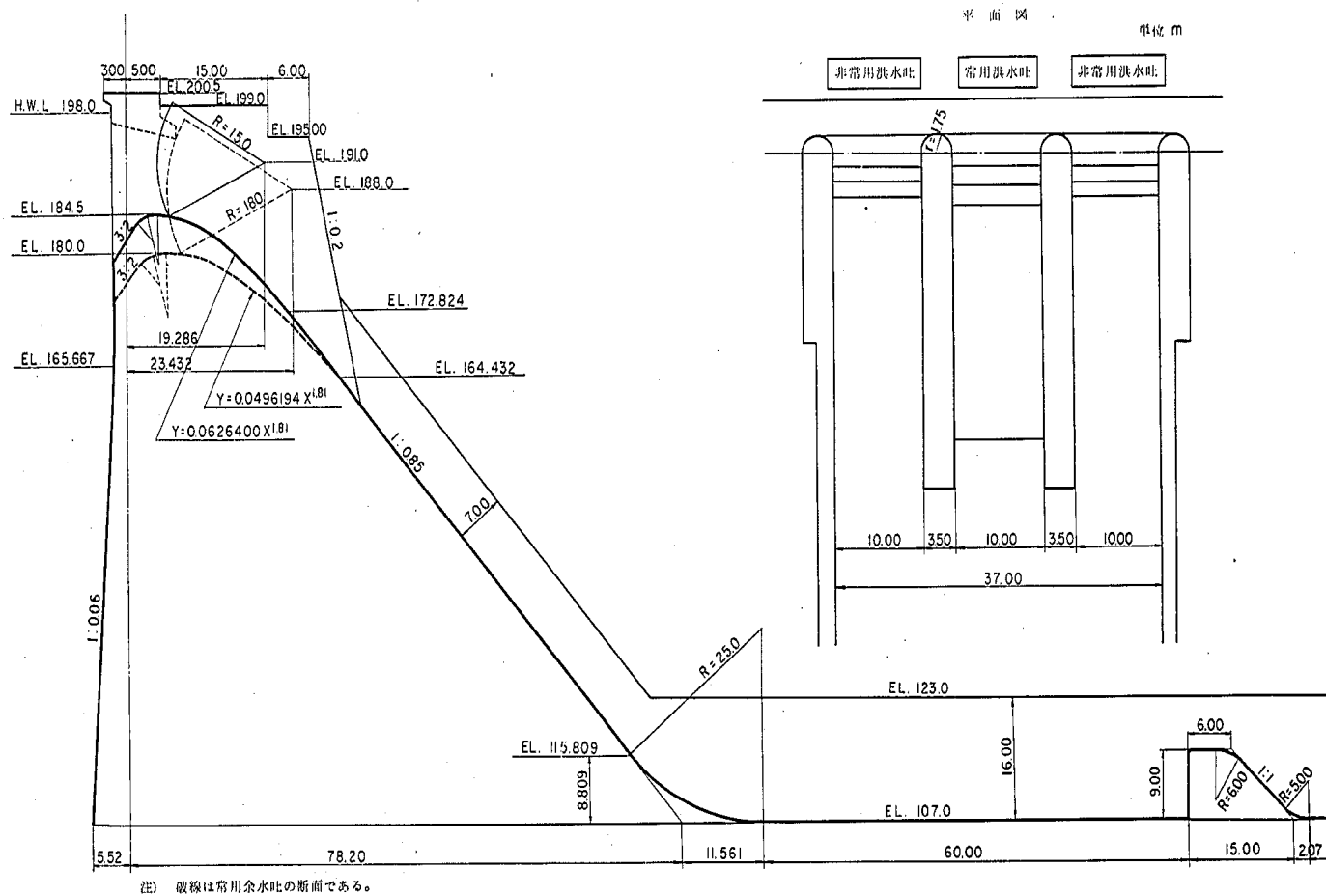


図-8 浅瀬石ダム洪水吐標準断面図 (A案)

第 5 章 常用余水吐の改良 (A 案改良案)

1. 常用余水吐の改良案形状

A 案常用余水吐は越流型とし設計した。この際最大越流水深の流れを考慮し、調節用ゲートとし半径 18 m のテンターゲートを設置した。しかし、このようにゲート寸法が大きくなると不経済となりがちである。また A 案の洪水吐では放流能力に十分余裕があり、ゲート開度が 9 m で異常洪水流量 $2900\text{ m}^3/\text{s}$ を非常用余水吐とあわせて放流可能であるため、支配断面の開口高を 9.0 m となるようなウォールを設計した。このような形状にすると調節用テンターゲートの半径を 11 m と縮少できる。ただし底面の形状は設計水深 18 m の標準型越流頂を採用する。

以上により設計した常用余水吐の形状を A 案改良案とし図-9 に示す。また非常用余水吐は A 案と同じである。

2. 放 流 能 力

貯水位 $WL198.0\text{ m}$ における最大放流能力は $990\text{ m}^3/\text{s}$ となり非常用余水吐 ($2050\text{ m}^3/\text{s}$) とあわせた全放流能力は $3040\text{ m}^3/\text{s}$ となり、異常洪水流量 $2900\text{ m}^3/\text{s}$ に対して十分余裕がある。

单位 m

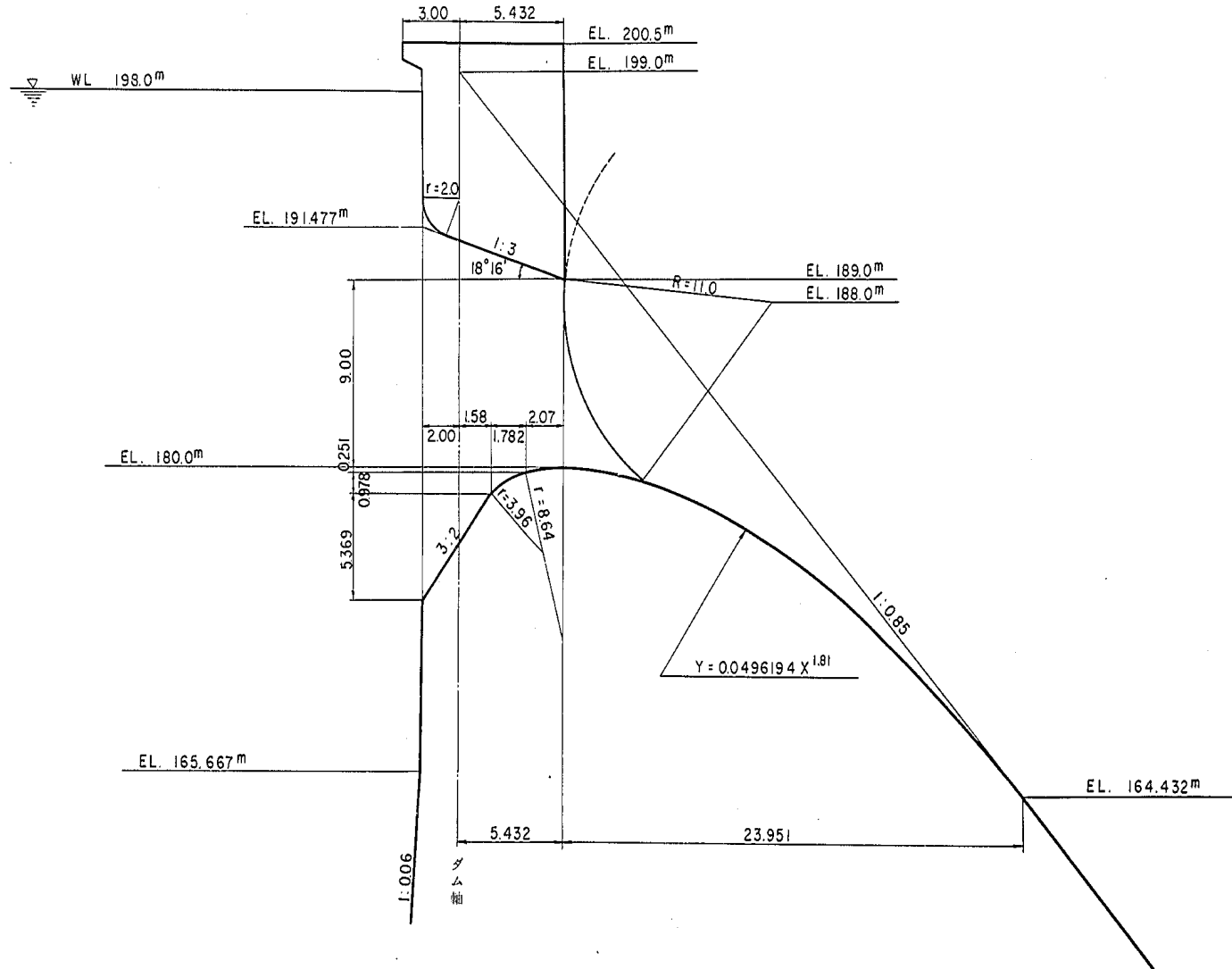


图-9 A型常用余水吐改良案(断面图)

II

洪水吐水理設計計算(B案) (常用余水吐 オリフィス型)

昭和48年10月

第 1 章	洪水吐の配置と型式	59
第 2 章	常用余水吐（オリフィス）の水力設計	60
1.	設計条件	60
2.	オリフィスの数高	60
3.	オリフィス支配断面の決定	61
4.	オリフィス傾斜角の決定	63
5.	オリフィス形状の設計	66
6.	オリフィスの放流能力	79
7.	開水路部底面の形状	82
第 3 章	非常余水吐（越流部）の水力設計	84
1.	設計条件	84
2.	越流幅の決定	84
3.	越流頂の形状	85
4.	非常余水吐ゲートの設計	87
5.	放流量	89
	浅瀬石ダム洪水吐標準断面図（B案）	94

第 1 章 洪水吐の配置と型式

浅瀬石ダム余水吐の形状について、設計条件を満足するものとし越流型余水吐が設計された。このような越流型余水吐の特長を列記すると次のとおりである。

- 1) 無害流量まではゲードを開扉状態に維持できるから管理上有利である。
- 2) 計画放流の初期には自然調節が行なわれ、余分な利用水深を必要としない。
- 3) 貯水位の増加に伴う流量の増加の割合が大きいため、ゲートの誤操作によって過大な流量を流す危険性がある。
- 4) ゲート寸法が大きく、不経済である。

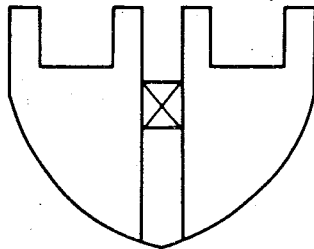
この欠点をおぎないしかも設計条件を満足する放流設備とし、オリフィス型余水吐を設計してみる。

オリフィス型余水吐の一般的な特色は次のとおりである。

- 1) 越流型余水吐に比べて比較的深い位置に設置されるから調節利用水深を大きくとることができ、貯水池を有効に使用することができる。
- 2) 管路部が短かく流量の損失は少ない、さらに比較的低下頭で操作されるから、空洞現象を発生するおそれは少ない。
- 3) 低下頭操作であり、放水管のように高圧ゲートとする必要はない。
- 4) 呑口上の水のかぶりが余り浅いと流況が不安定となり、流量が変動しやすいから貯水位をある一定以上に確保する必要がある。
- 5) 管路であるため貯水頭の増加の割に放流量の増加率が小さく、一般に非常時態の洪水吐を別に設置する必要がある。
- 6) 非常時態の洪水吐と同一断面内に設けることができないから余水吐の配置に制約を受けることが多い。
- 7) 放流水脈は集中して減勢池へ流入するため、減勢処理が困難となる。

洪水吐の配置を次のようにし以下設計を試みる。

B 案	①	常用余水吐	6×6mの1条	オリフィス型
	②	非常用余水吐	幅12mの2門	越流型
	③	減勢工	幅37m	跳水式



このうち減勢工はA案と同じなために常用余水吐と非常用余水吐について水理設計計算を行う。

第 2 章 常用余水吐 (オリフィス) の水理設計

1. 設計条件

- 1) オリフィスは洪水調節計画を満足する断面とする。
- 2) オリフィスは角形断面で1条とする。
- 3) オリフィス呑口にはリセスを設けコースターゲートのダウンブルの低減につとめる。
- 4) ベルマウスの上面、下面および側面の長さを等しくする。
- 5) 上面、下面および側面のベルマウス曲線を

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

の長円曲線とする。 D : 直管始端断面の幅

2. オリフィスの数高

オリフィスの位置の選定にあたっては、一般に操作水頭内で常に管路流になるように呑口の標高を定めることが望ましい。すなわちオリフィス内の流況はごく低水頭時には開水路流況を示し、水位の上昇とともに遷移流況から管路流況に移る。

遷移流領域では、流量が不安定に変動したり、管上面から水脈はく離して管内圧力の低下を生じるなど水理的に好ましくない現象を生じる。貯水位と各流況の間には次の関係がある。

$Hc/a_0 < 1.3$	開水路流
$1.3 < Hc/a_0 < 1.8$	遷移流
$Hc/a_0 > 1.8$	管路流

ここに Hc ; 貯水位と管呑口数高との標高差

a_0 ; 管出口の高さ

与えられ条件および仮定により試算すれば

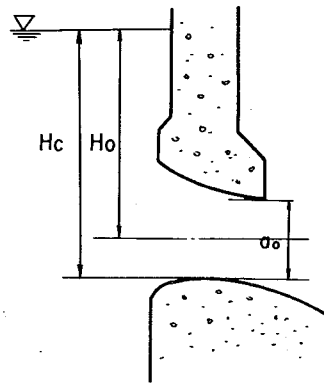
$$Hc = 1.8 \times 6.0 \div 1 = 10.80 \text{ m}$$

となる。したがって管呑口数高は

$$EL 184.5 \text{ m} - 10.80 \text{ m} = EL 173.70 \text{ m}$$

以下であればよい。

この位置は管路流となるための最小必要条件であるため、余裕をとる必要がある。またオリフィス下流開水路部をスムーズに堤体に接続させることを考慮し、オリフィス出口の中心標高を $EL 170.0 \text{ m}$ とする。



3. オリフィス支配断面の決定

オリフィス支配断面中心の標高 $E L 170.0m$ において設計条件を満足するための必要断面積は次式によって求めることができる。

$$A_n = \frac{Q}{C\sqrt{2gH}}$$

ここに C : 流量係数 (既設ダム 図-1 参照)

g : 重力の加速度 (m/s^2)

H : 貯水位と支配断面中心の標高差 (m)

貯 水 位	必要放流量 ($Q \text{ } m^3/s$)	貯 水 深 (Hm)	C	A (m^2)
WL 184.5 m	200	14.50	0.90	13.19
WL 190.7 m	500	20.70	0.92	26.99

オリフィス支配断面の縦横比は一般に $3/2 \sim 2/3$ で、断面積は洪水に対する余裕も考慮して決定する。また支配断面には断面積の4%の隅取円弧を設けることにする。

したがって本ダムにおいては $6.0 \times 6.0m$ の正方形にすると必要断面積に十分余裕がある。

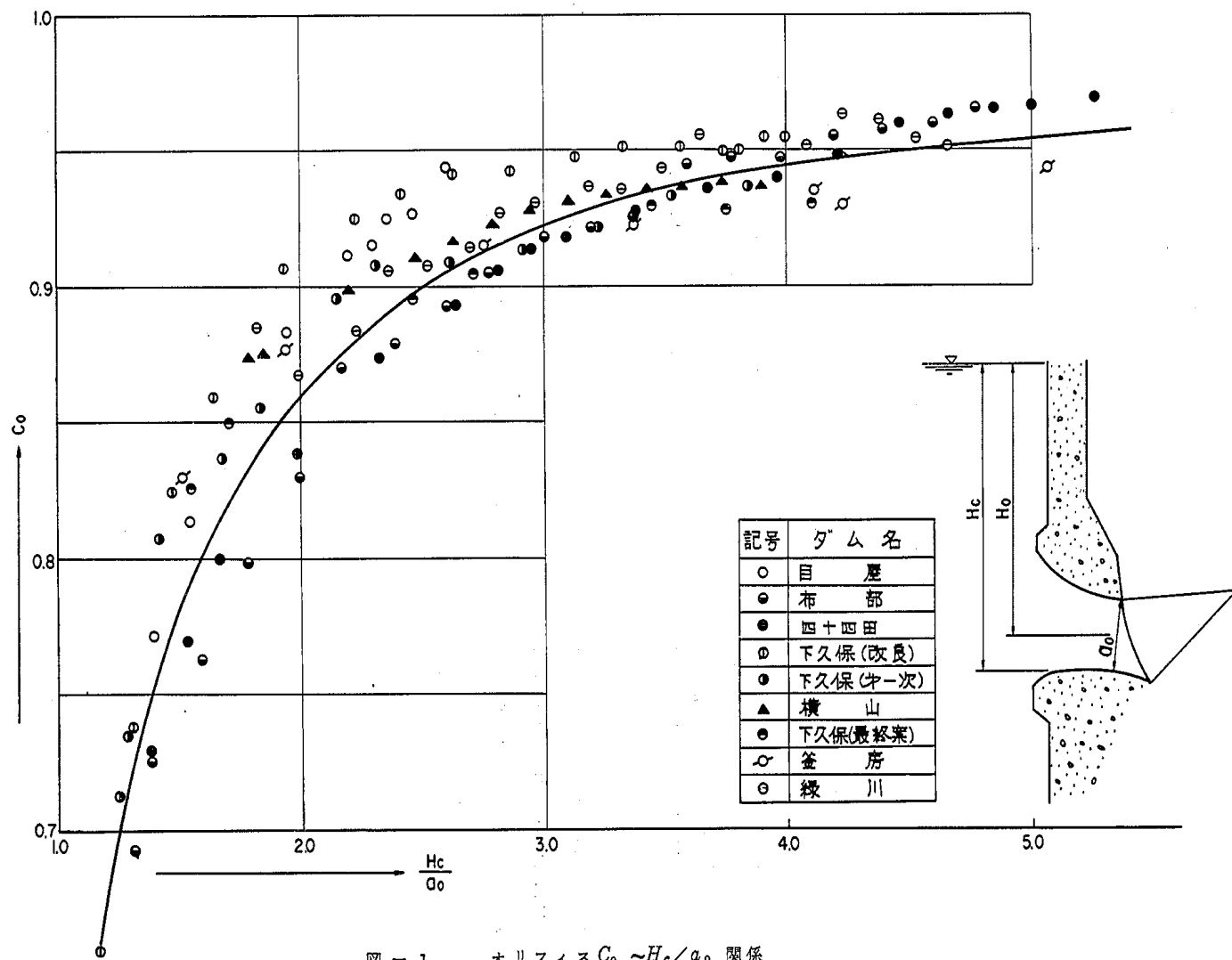
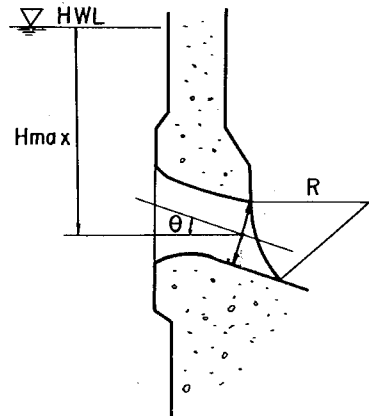


表-1 常用余水吐としてオリフィス型を用いている既設ダムの実態

ダム名	出口断面形状 (横×高)	ゲート半径 R	オリフィス傾斜角 θ	最高水深 H_{max}	備考
土師	4.5×4.0 m	8.0 m	16°	22.0 m	
緑川	6.2×6.3	11.0	13° 29' 19"	26.6	
下久保	6.317×6.286	9.5	16° 30'	21.4	
四十四田	5.5×4.5	7.0	0°	18.8	
横山	5.0×6.386	10.0	28° 49'	24.9	
布部	4.0×4.0	8.0	0°	17.1	

4. オリフィス傾斜角の決定

オリフィス下流の開水路の底面は、オリフィスの出口からの水脈が堤体下流面に流下する場合に許容負圧をこえる負圧を発生させないように設置する必要がある。このためには底面を水脈の自由落下軌道に合わせて設置すればよいが、一般にオリフィス管軸を水平に設置すると、自由落下軌道は堤体下流面には接しない。したがってオリフィス管軸を傾斜させることによって処理することになる。しかしこの場合も底面曲線を堤体下流面直線に接するようにすると、接点が堤体下流面の範囲に入らないことが多い。この場合には止むを得ず堤体下流面に接することをやめ、堤体



と水叩きとの間に挿入されているバケットカーブに接する方法がとられる。この時には必ずしも自由落下軌道がそのままバケットカーブに接する必要はなく、この両者の間に適当な直線を挿入して処理すると設計上かなり楽になる。

これらのケースをまとめると次の2種となる。

- ① 水脈の自由落下軌道が堤体下流面に接するように底面を設ける。
- ② 水脈の自由落下軌道が堤体下流面に接しないためバケットカーブに接続するように設ける。この場合両曲線の間に直線区間を設けてもよい。

オリフィス出口中心標高を $EL\ 170.00\ m$ とし、開水路底面の座標原点を放水管呑口から $l\ m$ 下流し、出口中心標高から $h\ m$ だけ低い場所とした。この座標系においてオリフィスの傾斜角を θ としたときの水脈の自由落下軌道、堤体下流面の式は次のようになる。

① 自由落下軌道の式

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

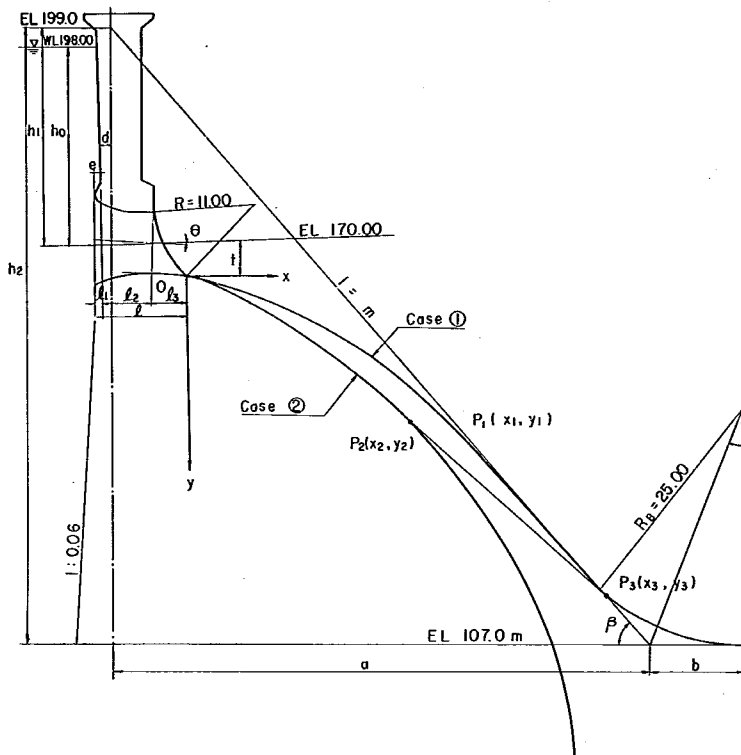


図 - 2

ここで g ; 重力の加速度

v_0 ; 座標原点における流速

$$v_0 = C \sqrt{2gH} \quad C ; \text{流量係数}$$

$$H ; \text{最高水頭} \quad H = h_0 + h$$

したがって 1) 式は次のとおりとなる。

$$\begin{aligned} y &= \frac{1 + \tan^2 \theta}{4 C^2 H} x^2 + x \tan \theta \\ &= K x^2 + x \tan \theta \end{aligned} \quad \left. \begin{aligned} &\dots\dots\dots 1) \end{aligned} \right\}$$

$$\text{ここで } K = \frac{1 + \tan^2 \theta}{4 C^2 H} = \frac{1 + \tan^2 \theta}{4 G^2 (h_0 + h)}$$

② 堤体下流面の式

$$\left. \begin{aligned} y &= Ax + B \\ A &= \frac{1}{m} \\ B &= \frac{\ell - \ell_1 - d}{m} - h_1 - h \\ h &= \ell_3 \tan \theta + t \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots 2)$$

開水路底面と堤体下流面とが接するためには 1)・2) 式を整理し等根となる判別式にて $\tan \theta$ についてまとめると次のようになる。

$$\left. \begin{aligned} D \tan^3 \theta + E \tan^2 \theta + K \tan \theta + G &= 0 \\ D &= \ell_3 (1 - C^2) \\ E &= h_1 + t - C^2 (h_0 + t) + \frac{2C^2 \ell_3 + \ell_1 + d - \ell}{m} \\ F &= \ell_3 + \frac{2C^2 (h_0 + t)}{m} - \frac{C^2 \ell_3}{m^2} \\ G &= h_1 + t - \frac{\ell - \ell_1 - d}{m} - \frac{C^2 (h_0 + t)}{m^2} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots 3)$$

このとき接点の位置 $P_1 (x_1, y_1)$ は次式によって求められる。

$$\left. \begin{aligned} x_1 &= \frac{\frac{1}{m} - \tan \theta}{2K} \\ y_1 &= \frac{x_1 + \ell - \ell_1 - d}{m} - h_1 - h \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots 4)$$

以上の解法により与えられた条件および仮定からオリフィスの傾斜角を求める。

$$\begin{aligned} h_0 &= 28.0 \text{ m } (EL 198.0 - EL 170.0 = 28.0 \text{ m}) \\ h_1 &= 29.0 \text{ m } (EL 199.0 - EL 170.0 = 29.0 \text{ m}) \\ h_2 &= 92.0 \text{ m } (EL 199.0 - EL 107.0 = 92.0 \text{ m}) \\ m &= 0.85, \quad \ell_1 = 0.8 \text{ m (リセス)} \quad d = 1.20 \text{ m} \\ \ell &= 10.0 \text{ m および } \ell_3 = 2.0 \text{ m と仮定, } C = 0.95 \text{ (既設ダム)} \\ \therefore \ell_2 &= \ell - \ell_1 - \ell_3 = 7.20 \text{ m} \\ t &= 6.0/2 = 3.00 \text{ m と仮定} \\ D &= 2.0 \times (1 - 0.95^2) = 0.195000 \end{aligned}$$

$$E = 29.0 + 3.00 - 0.95^2 (28.0 + 3.00) + \frac{2 \times 0.95^2 \times 2 + 0.80 + 1.20 - 1.00}{0.85}$$

$$= -1.142206$$

$$F = 2 + \frac{2 \times 0.95^2 \times (28.0 + 3.00)}{0.85} - \frac{0.95^2 \times 2}{0.85^2}$$

$$= 65.331141$$

$$G = 29.0 + 3.00 - \frac{1.0 - 0.8 - 1.2}{0.85} - \frac{0.95^2 (28.0 + 3.00)}{0.85^2}$$

$$= -16.134948$$

$$0.195000 \tan^3 \theta - 1.142206 \tan^2 \theta + 65.331141 \tan \theta - 16.134948 = 0$$

$$\therefore \tan \theta = 0.248002$$

$$\theta = 13^\circ 55' 42.4''$$

また、堤体下流面との交点は4)式より次のように求めることができる。

$$h = \ell_3 \tan \theta + t = 2.0 \times 0.248002 + 3 = 3.49600$$

$$K = \frac{1 + 0.248002^2}{4 \times 0.95^2 \times (28.0 + 3.49600)} = 0.009336$$

$$\alpha_1 = \frac{\frac{1}{0.85} - 0.248002}{2 \times 0.009336} = 49.725347$$

$$y_1 = \frac{49.725347 + 1.0 - 0.8 - 1.2}{0.85} - 29.0 - 3.49600$$

$$= 35.416173 \text{ (EL 131.08783 m)}$$

座標原点はダム軸下流8.0mのEL166.5040mである。

水叩き底面はEL107.0mなので自由落下軌道が堤体下流面に接する。

5. オリフィス形状の設計

1) 設計条件

① オリフィス出口中心標高 EL170.0mとする。

② オリフィス傾斜角 $\tan \beta = 0.248002$ とする。

- ③ オリフィス出口断面は $6.0\text{ m} \times 6.0\text{ m}$ とする。
- ④ ベルマウス曲線としては一般に用いられている次式を採用する。

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

D ; オリフィス出口断面の幅 (m)

- ⑤ 非常用ゲートの緊急遮断時のダウンプフォースを軽減するため呑口面と堤体下流面との間にリセスを設ける。
リセスの値として過去の設計例を参考とし 0.8 m とする。
- ⑥ ベルマウスの設計にあたっては製作を容易にするため、側面ベルマウス長を等しくなるように設計する。

2) 下面ベルマウス形状の選定

下面ベルマウス曲線としては $D = 6.0\text{ m}$ を代入すると次のようになる。

$$\frac{X^2}{6^2} + \frac{Y^2}{1.5^2} = 1$$

下面ベルマウス曲線と堤体上流面とが接する点 $P_1 (X_{bbd}, Y_{bbd})$ を求める。

今、 O_1 点を原点にする X, Y 軸について考えると、下面ベルマウス曲線式および堤体上流面式は次式で表わされる。

$$\frac{X^2}{A_1^2} + \frac{Y^2}{A_2^2} = 1 \quad \dots\dots\dots 5)$$

$$X = Y \cdot \tan \delta + S_{bb} \quad \dots\dots\dots 6)$$

$$\text{ただし } \delta = 90^\circ - (\alpha + \beta)$$

S_{bb} ; 曲線式の x 軸と堤体上流面との交点までの x 座標

よって接点 $P_1 (X_{bbd}, Y_{bbd})$ は 5) 6) 式が等根を持てばよい。したがって 5) 式に 6) 式を代入して y について整理すると次のようになる。

$$(A_1^2 + A_2^2 \tan^2 \delta) Y^2 + 2(A_2^2 \cdot S_{bb} \cdot \tan \delta) Y + A_2^2 (S_{bb}^2 - A_1^2) = 0$$

等根を持つための条件式 ($b^2 - 4ac = 0$) により求めると

$$S_{bb} = -\sqrt{A_1^2 + A_2^2 \tan^2 \delta}$$

$$Y_{bbd} = -\frac{A_2^2 \cdot \tan \delta}{S_{bb}}$$

$$X_{bbd} = Y_{bbd} \cdot \tan \delta + S_{bb}$$

$$Y_{bbd} = -\frac{1.5^2 \times (-0.248002)}{(-6.011521)} = -0.092823$$

$$X_{bbd} = (-0.092823) \times (-0.248002) - 6.011521 = -5.988501$$

$$\mathcal{L}_b = (1.5 + 0.092823) \times (-0.248002) = -0.395023$$

$$L_1 = 5.988501 + 0.395023 = 6.383524$$

$$L_2 = \frac{6.0}{2} \times (+0.248002) = +0.744060$$

3) 上面ベルマウス曲線

上面ベルマウス始端 P_2 (X_{bbu}, Y_{bbu}) を求める。この場合上面ベルマウス曲線の長軸の傾斜角はオリフィス管軸に平行にとる。いま、ベルマウス下流端 P_3, P_4 (H_{bs}) の長さは次式によって求めることができる。

$$H_{bs} = \frac{H_0}{\cos \delta} = H_0 \cdot \sqrt{1 + \tan^2 \delta}$$

下面ベルマウス O_1 を原点とする X, Y 軸において上面ベルマウスの原点 O_2 の座標をあらわすと次のとおりとなる。

$$O_X = H_{bs} \cdot \sin \delta = H_{bs} \cdot \frac{\tan \delta}{\sqrt{1 + \tan^2 \delta}}$$

$$O_Y = H_{bs} \cdot \cos \delta + A_4 + A_3 = H_{bs} \sqrt{1 + \tan^2 \delta} + A_4 + A_2$$

ここで A_4 は上面ベルマウスの短径であり A_2 と同値にする。

$$\frac{x^2}{A_3^2} + \frac{y^2}{A_4^2} = 1$$

今 O_2 を原点とする x, y 軸を原点 O_1 に平行移動した場合次の関係がある。

$$x = X + O_x$$

$$y = -Y + O_y$$

堤体上流面 ($X = Y \tan \delta + S_{bb}$) に接するように上面ベルマウスの楕円の長径 A_3 を求める。

$$\frac{(X + O_x)^2}{A_3^2} + \frac{(-Y + O_y)^2}{A_4^2} = 1$$

上式に堤体上流面式 ($X = Y \tan \delta + S_{bb}$) を代入し、等根を持つ条件式によって整理すると次のようになる。

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

$$Y_{bbu} = \frac{-A_4^2 \alpha' \beta' + A_3^2 \delta'}{A_4^2 \alpha'^2 + A_3^2}$$

$$X_{bbu} = Y_{bbu} \cdot \tan \delta + S_{bb}$$

$$\text{ここで } \alpha' = \tan \delta$$

$$\beta' = S_{bb} + O_x$$

$$\delta' = O_y$$

$$H_b = \sqrt{(X_{bbu} - Y_{bbd})^2 + (Y_{bbu} - Y_{bbd})^2}$$

$$\text{与えられた条件 } H_0 = 6.0m \quad A_4 = 1.50 \quad X_{bbd} = -5.988501$$

$$Y_{bbd} = -0.092823 \quad S_{bb} = -6.011521 \quad \tan \delta = -0.248002$$

を上式に代入し求めると次のとおりとなる

$$H_{bs} = 6.0 \times \sqrt{1 + (0.248002)^2} = 6.181762$$

$$O_x = 6.181762 \times \frac{(-0.248002)}{\sqrt{1 + (0.248002)^2}} = -1.488012$$

$$-O_y = 6.181762 \times \sqrt{1 + (-0.248002)^2} + 1.50 + 1.50 = 9.369030$$

$$O_x = 1.488012 \quad O_y = -9.369030$$

$$\alpha' = -0.248002$$

$$\beta' = -6.011521 + 1.488012 = -4.523509$$

$$\delta' = -9.369030$$

$$A_3 = \sqrt{\{(-0.248002) \times (-9.369030) - (-4.523509)\}^2 - 1.50^2 \times (-0.248002)^2}$$

$$= 6.836934$$

$$Y_{bbu} = \frac{-1.50^2 \times (-0.248002) \times (-4.523509) + 6.836934^2 \times (-9.369030)}{1.50^2 \times (-0.248002)^2 + 6.836934^2}$$

$$= 9.287534$$

$$X_{bbu} = 9.287534 \times (-0.248002) - 6.011521$$

$$= -8.314848$$

$$H_b = \sqrt{\{(-8.314843) - (-5.988501)\}^2 + \{(9.287534) - (-0.092823)\}^2}$$

$$= 9.664521$$

したがって、上面ベルマウス曲線式は次式で表わされる。

$$\frac{X^2}{(6.837)^2} + \frac{Y^2}{(1.500)^2} = 1$$

4) 側面ベルマウス形状

側面ベルマウス曲線は、堤体上流面に始端を持ち、 P_3 P_4 断面に下流端を有する下式の楕円曲線によってあらわされる。

$$\frac{X^2}{6.384^2} + \frac{Y^2}{1.50^2} = 1$$

5) 隅取円弧

隅角部におけるベベリング現象を防止するために隅角に隅取円弧を設ける。その大きさは実験結果よりベルマウス入口で断面積の0.5%，ベルマウス終端で4%その間は直線的に変化させる。

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

ここに P ; 隅取面積比

A_0 ; 断面積 (m^2)

π ; 円周率

ベルマウス入口

$$R = \sqrt{\frac{0.005 \times 9.665 \times 9}{4 - 3.14159}} = 0.7118m$$

ベルマウス終端

$$R = \sqrt{\frac{0.04 \times 6.182 \times 6}{4 - 3.14159}} = 1.3147m$$

またベルマウスより下流の隅取半径は次のようにする。

① 上面隅取半径はベルマウス終端の隅取半径と同じくする。

② 下面隅取半径はゲートシルで隅取半径が0となるよう直線的に変化させる。

6) オリフィス主要点の座標計算

原点を出口断面下端 P_3 とし鉛直に y_P 軸, 水平に x_P 軸とした場合の主要点の座標は次のとおりとなる。

$$P_3 \quad P_3 x_P = 0$$

$$P_3 y_P = 0$$

$$\begin{aligned} O_1 \quad O_1 x_P &= A_2 \cdot \sin \delta = \frac{A_2 \cdot \tan \delta}{\sqrt{1 + \tan^2 \delta}} \\ &= \frac{1.50 \times 0.248002}{\sqrt{1 + (0.248002)^2}} = 0.361065 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} O_1 y_P &= A_2 \cdot \cos \delta = \frac{A_2}{\sqrt{1 + \tan^2 \delta}} \\ &= \frac{1.50}{\sqrt{1 + (0.248002)^2}} = 1.455896 \end{aligned}$$

$$O_2 \quad O_2 x_P = O_1 x_P = 0.361065$$

$$O_2 y_P = O_1 y_P + H_{bs} = 1.455896 + 6.181762 = 7.637658$$

$$\begin{aligned} P_1 \quad P_1 x_P &= X_{bbd} \cdot \cos \beta + (A_2 - Y_{bbd}) \sin \delta \\ &= \frac{X_{bbd}}{\sqrt{1 + \tan^2 \beta}} + \frac{(A_2 - Y_{bbd}) \tan \delta}{\sqrt{1 + \tan^2 \delta}} \\ &= \frac{-5.988501}{\sqrt{1 + 0.248002^2}} + \frac{(1.50 + 0.092823) \times (-0.248002)}{\sqrt{1 + 0.248002^2}} \\ &= -6.195830 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_1 y_P &= -X_{bbd} \cdot \sin \beta - (A_2 - Y_{bbd}) \cos \delta \\ &= \frac{-X_{bbd} \cdot \tan \beta}{\sqrt{1 + \tan^2 \beta}} - \frac{(A_2 - Y_{bbd})}{\sqrt{1 + \tan^2 \delta}} \\ &= \frac{+5.988501 \times 0.248002}{\sqrt{1 + 0.248002^2}} - \frac{(1.50 + 0.092823)}{\sqrt{1 + 0.248002^2}} \\ &= -0.104497 \end{aligned}$$

$$P_2 \quad P_2 x_P = P_1 x_P = -6.195830$$

$$\begin{aligned} P_2 y_P &= P_1 y_P + H_b = -0.104497 + 9.664521 \\ &= 9.560024 \end{aligned}$$

$$P_4 \quad P_4 x_P = 0$$

$$P_4 y_P = H_{bs} = 6.181762$$

$$P_5 \quad P_5 x_P = H_0 \cdot \sin \delta = \frac{H_0 \cdot \tan \delta}{\sqrt{1 + \tan^2 \delta}}$$

$$= \frac{6 \times 0.248002}{\sqrt{1 + 0.248002^2}} = 1.444260$$

$$P_5 y_P = H_0 \cdot \cos \delta = \frac{H_0}{\sqrt{1 + \tan^2 \delta}}$$

$$= \frac{6}{\sqrt{1 + 0.248002^2}} = 5.823582$$

P_3 の標高

$$EL \ 170.0 \text{ m} - \frac{H_0}{2} \cos \delta = EL \ 167.0882 \text{ m}$$

以上を整理すると下表のとおりとなる。

(表-2)

点	x_P	y_P	標高
	m	m	$EL \ m$
P_1	-6.195830	-0.104497	166.9837
P_2	-6.195830	9.560024	176.6482
P_3	0	0	167.0882
P_4	0	6.181762	173.2700
P_5	1.444260	5.823582	172.9118

7) 高圧ゲート部の設計

オリフィス末端に設置する高圧テンターゲートを半開操作した場合、流線相互のかくらんにより放流水脈は左右への揺れおよび水面の急上昇が発生する。したがって高圧テンターゲートビンの位置を決定するにはこれらの水脈が当たって異常な振動などが起こらないように注意する必要がある。一般にゲートビンと仮想水面との差が1.5 m以上になるように設計しているが既設ダムの実態を調査すると表-3、図-5のとおりとなっている。

本ダムにおける諸元は次のとおりであり

$$\text{最高水深 } H_{\max} = EL \ 198.0 \text{ m} - EL \ 170.0 \text{ m} = 28.0 \text{ m}$$

$$\text{オリフィス出口断面高 } A_0 = 6.0 \text{ m}$$

$$\text{オリフィス傾斜角 } \tan \theta = 0.248002 \quad H_{\max}/A_0 = 4.67$$

図-5より推定すると $h/A_0 > 1.3$ となる。

したがって $h = 8.0\text{ m}$ ，ゲートピンと仮想水面との差を 2.0 m ，テンターゲートの半径 $R = 11.0\text{ m}$ とし設計する。

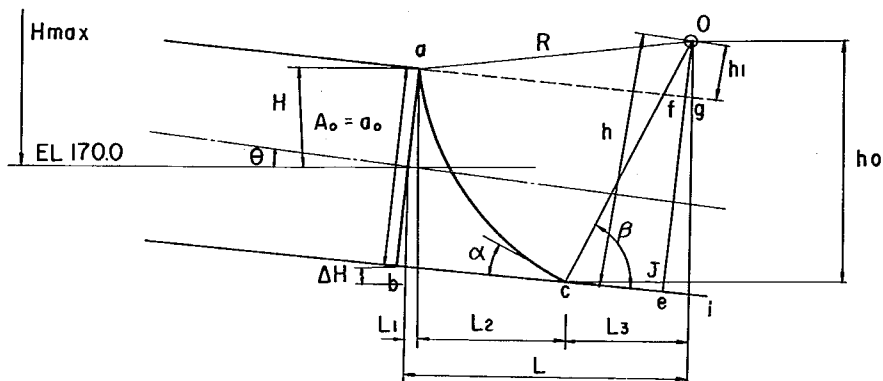


図 - 4

表-3 放水管ラジアルゲートピンの位置に関する資料(既設ダム)

H_{max} : 最高水深(最高水位と放水管出口中心との標高差)(m)

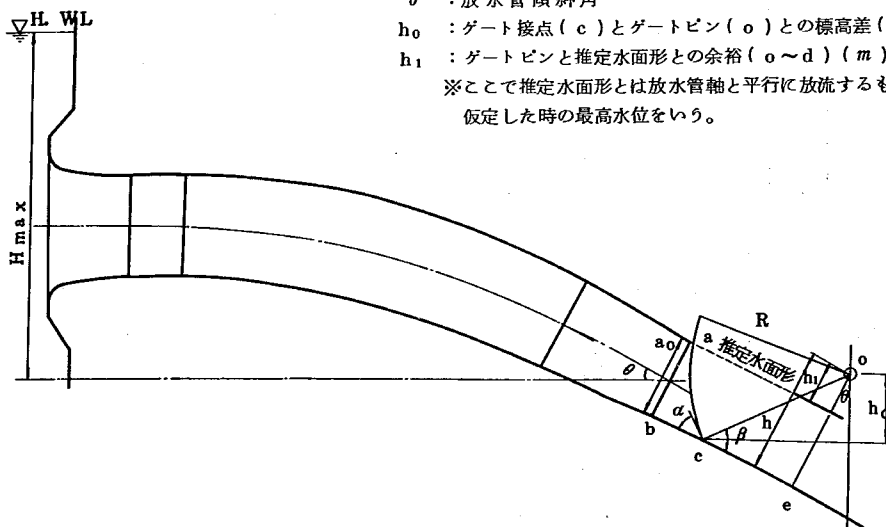
a_0 : 放水管出口断面($a \sim b$)の高さ(m)

θ : 放水管傾斜角

h_0 : ゲート接点(c)とゲートピン(o)との標高差(m)

h_1 : ゲートピンと推定水面形との余裕($o \sim d$)(m)

※ここで推定水面形とは放水管軸と平行に放流するものと仮定した時の最高水位をいう。



ダム名	H_{max} (m)	a_0 (m)	R (m)	θ	h_0 (m)	h (m)	h_1 (m)	h/a_0	β	α	備考
目屋	12.50	6.0	9.0	$10^\circ 10'$	5.64	6.79	0.79	1.13	$48^\circ 57'$	$41^\circ 03'$	オリフィス
四十四田	18.75	4.5	7.0	0°	51.1	5.11	0.61	1.14	$46^\circ 50'$	$43^\circ 10'$	"
横山	24.67	6.4	10.0	$28^\circ 49'$	4.00	7.92	1.52	1.24	$67^\circ 30'$	$22^\circ 30'$	"
下久保	21.55	6.286	9.5	$16^\circ 30'$	5.52	7.49	1.20	1.19	$52^\circ 00'$	$38^\circ 00'$	"
緑川	26.60	6.3	11.0	$13^\circ 29'$	6.36	8.27	1.97	1.31	$48^\circ 46'$	$41^\circ 14'$	"
土師	22.40	4.0	8.0	16°	5.66	7.00	3.00	1.75	$61^\circ 02'$	$28^\circ 58'$	"
湯田	52.00	2.46	5.0	$44^\circ 49'$	0.98	4.15	1.69	1.69	$56^\circ 09'$	$33^\circ 51'$	I型放流管
我谷	39.00	2.47	5.5	$43^\circ 21'$	1.15	4.53	2.06	1.83	$55^\circ 25'$	$34^\circ 35'$	"
蘭原	52.00	3.56	7.0	$39^\circ 48'$	0.62	4.94	1.38	1.39	$44^\circ 54'$	$45^\circ 06'$	"
二瀬	67.00	2.658	5.0	47°	1.00	4.26	1.61	1.60	$58^\circ 31'$	$31^\circ 29'$	"
鶴田	42.42	4.15	6.0	$15^\circ 52'$	5.00	5.72	1.57	1.38	$72^\circ 18'$	$17^\circ 42'$	II型放流管
大野	32.20	3.60	5.8	$11^\circ 19'$	4.16	4.87	1.27	1.35	$57^\circ 04'$	$32^\circ 56'$	"
松原	46.96	4.40	8.0	$4^\circ 15'$	7.29	7.52	3.12	1.71	$70^\circ 01'$	$19^\circ 59'$	"
釜房	26.30	4.0	7.0	12°	4.42	5.46	1.46	1.36	$51^\circ 12'$	$38^\circ 48'$	"
大滝	54.41	3.80	6.0	10°	5.00	5.50	1.70	1.45	$66^\circ 26'$	$23^\circ 34'$	"
石手川	46.50	3.80	7.0	12°	5.71	6.43	2.63	1.69	$66^\circ 40'$	$23^\circ 20'$	"
八戸	46.90	2.82	5.5	$26^\circ 34'$	2.29	4.28	1.46	1.52	$51^\circ 09'$	$38^\circ 51'$	I型放流管
藤井川	23.70	3.70	7.0	0°		5.55	1.85	1.50	$52^\circ 33'$	$37^\circ 27'$	

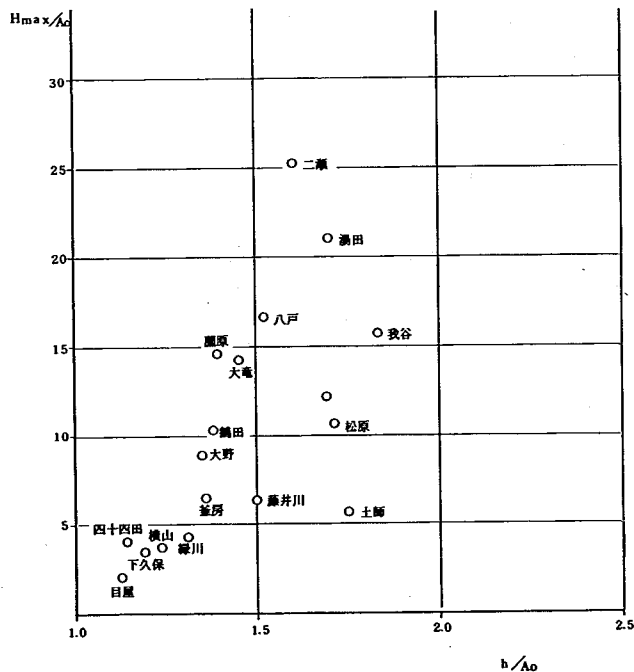


図 - 5 高圧ラジアルゲートピンの位置 (既設ダム資料)

$$h_1 = 2.0 \text{ m} \quad h = 8.0 \text{ m} \quad a_0 = 6.0 \text{ m}$$

$$af = \sqrt{R^2 - h_1^2} = \sqrt{11^2 - 2^2} = 10.816654 \text{ m}$$

$$fg = h_1 \cdot \sin \theta = \frac{h_1 \tan \theta}{\sqrt{1 + \tan^2 \theta}} = \frac{2.0 \times 0.248002}{\sqrt{1 + 0.248002^2}}$$

$$= 0.481420 \text{ m}$$

$$L_2 + L_3 = (ef + fg) \cdot \cos \theta = \frac{(af + fg)}{\sqrt{1 + \tan^2 \theta}} \\ = \frac{10.816654 + 0.481420}{\sqrt{1 + 0.248002^2}} = 10.965878 \text{ m}$$

$$C_e = \sqrt{R^2 - h^2} = \sqrt{11^2 - 8^2} = 7.549834 \text{ m}$$

$$e_i = h \cdot \tan \theta = 8 \times 0.248002 = 1.984016 \text{ m}$$

$$L_3 = \frac{(C_e + e_i)}{\sqrt{1 + \tan^2 \theta}} = \frac{7.549834 + 1.984016}{\sqrt{1 + 0.248002^2}} = 9.253527 \text{ m}$$

$$\beta = \tan^{-1} \frac{h}{C_e} = \tan^{-1} \frac{8}{7.549834} = \tan^{-1} 1.059626$$

$$= 46^\circ 40'$$

$$L_2 = 10.965878 - 9.253527 = 1.712351 \text{ m}$$

$$L_1 = \frac{a_0}{2} \cdot \sin \theta = \frac{a_0 \tan \theta}{2 \sqrt{1 + \tan^2 \theta}} = \frac{6 \times 0.248002}{2 \times \sqrt{1 + 0.248002^2}}$$

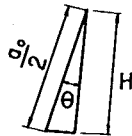
$$= 0.722130 \text{ m}$$

$$L = 0.722130 + 10.965878 = 11.688008 \text{ m}$$

$$L_1 + L_2 = 2.434481 \text{ m}$$

$$H = \frac{a_0}{2} \cdot \cos \theta$$

$$= \frac{6}{2 \times \sqrt{1 + 0.248002^2}} \\ = 2.911791 \text{ m}$$



$$a \text{ 点の標高} \quad EL\ 170.0 + 2.911791 \div 172.9118\ m$$

$$b \text{ 点の標高} \quad EL\ 170.0 - 2.9118 = 167.0882\ m$$

$$c \text{ 点の標高}$$

$$\triangle H = (2L_1 + L_2) \times \tan \theta$$

$$= (2 \times 0.722130 + 1.712351) \times 0.248002$$

$$= 0.782846\ m$$

$$EL\ 167.0882 - 0.7828 = EL\ 166.3054\ m$$

$$e_j = Ce \cdot \tan \theta = 7.549834 \times 0.248002 = 1.872373\ m$$

$$h_0 = (h - e_j) \cdot \cos \theta = \frac{(8 - 1.872373)}{\sqrt{1 + 0.248002^2}}$$

$$= 5.947457\ m$$

$$\text{ゲートピンの標高}$$

$$EL\ 166.3054\ m + 5.9475 = EL\ 172.2528\ m$$

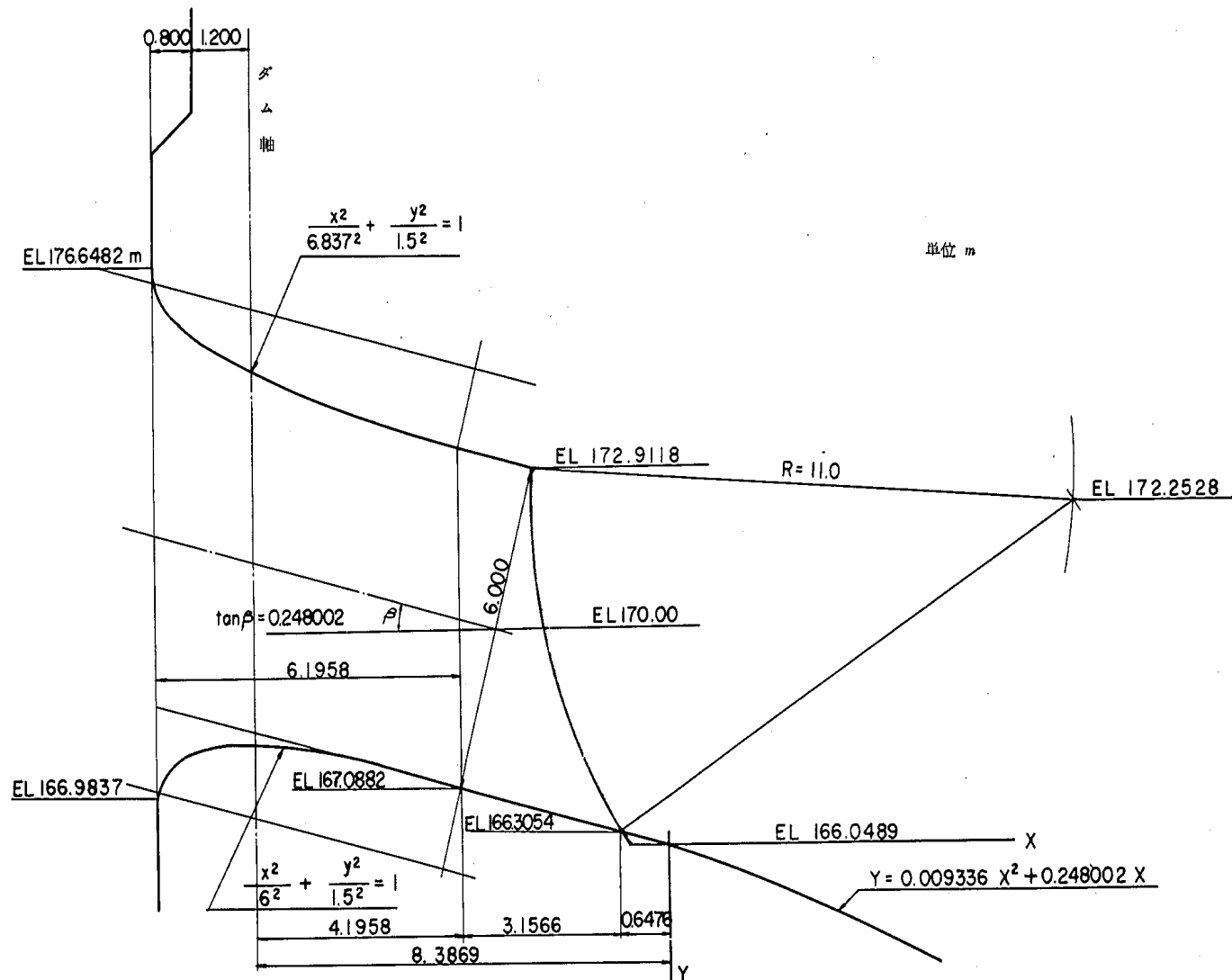


図-6 常用余水吐(オリフィス)B案

6. オリフィスの放流能力

オリフィスの放流能力は、川村、梅原らが既設ダムの実験結果を統計的に解析して次のようにあらわした式により求めることができる。

(土木技術資料 vol.13. Ⅱ 7)

ゲート全開時

$$Q = C \cdot A \sqrt{2gH}$$

$$C = 0.873 + 0.022 H_0 / a_0 \quad 2 \leq H_0 / a_0 < 4$$

$$C = 0.960 \quad 4 \leq H_0 / a_0$$

ゲート半開放時

$$Q_P = C_g \cdot Q$$

$$C_g = 0.744G + 0.013 \quad G \leq 0.65$$

$$C_g = 1.441G^2 - 1.094G + 0.599 \quad G > 0.65$$

ここに Q : 全開時放流量 (m^3/s)

Q_P : 半開時放流量 (m^3/s)

A : 出口断面積 ($6 \times 6 - 1.3147^2 (4 - \pi) = 34.5163 m^2$)

a_0 : ベルマウス終端断面高 (6.1817 m)

H : 出口断面中心から貯水面までの標高差 (m)

H_0 : ベルマウス終端断面中心から貯水面までの標高差 (m)

G : ゲート開度 $G = a_P / a$

a_P : ゲートリップ先端とオリフィス底面との間の距離 (m)

a : 出口断面高 (m)

その結果を表-4, 図-7に示す。

表 - 4 オリフィスの放流能力 (B 案)

単 位 m^3/s

貯 水 位	貯 水 位	ゲ ー ト 開 度 G									
		全 開	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
WL 180.0 m	10.0 m										
181.0	11.0										
182.0	12.0	484.4	42.3	78.4	114.4	150.5	186.5	222.5	268.0	312.9	378.6
183.0	13.0	506.1	44.4	82.0	119.7	157.3	195.0	232.7	280.0	327.0	395.6
184.0	14.0	527.3	46.1	85.3	124.5	163.8	203.0	242.2	291.7	340.7	412.1
185.0	15.0	547.9	47.9	88.7	129.4	170.2	210.9	251.7	303.1	354.0	428.2
186.0	16.0	568.0	49.6	91.9	134.2	176.4	218.7	260.9	314.3	367.0	444.0
187.0	17.0	587.8	51.4	95.1	138.8	182.6	226.3	270.0	325.2	379.7	459.4
188.0	18.0	607.1	53.1	98.2	143.4	188.6	233.7	278.9	335.9	392.2	474.5
189.0	19.0	626.1	54.7	101.3	147.9	194.5	241.0	287.6	346.4	404.5	489.4
190.0	20.0	644.8	56.4	104.3	152.3	200.3	248.2	296.2	356.8	416.6	504.0
191.0	21.0	663.2	58.0	107.3	156.6	206.0	255.3	304.7	366.9	428.5	518.4
192.0	22.0	681.4	59.6	110.3	160.9	211.6	262.3	313.0	377.0	440.2	532.6
193.0	23.0	699.3	61.1	113.1	165.2	217.2	269.2	321.3	386.9	451.8	546.6
194.0	24.0	717.0	62.7	116.0	169.4	222.7	276.4	329.4	396.7	463.2	560.4
195.0	25.0	733.5	64.1	118.7	173.3	227.8	282.4	337.0	405.8	473.9	573.3
196.0	26.0	748.0	65.4	121.0	176.7	232.3	288.0	343.6	413.9	483.2	584.6
197.0	27.0	762.3	66.6	123.3	180.0	236.8	293.5	350.2	421.8	492.5	595.8
198.0	28.0	776.3	67.8	125.6	183.4	241.1	298.9	356.6	429.5	501.5	606.8
199.0	29.0	790.0	69.0	127.8	186.6	245.4	304.2	362.9	437.1	510.4	617.5
200.0	30.0	803.5	70.2	130.0	189.8	249.6	309.3	369.1	444.6	519.1	628.0

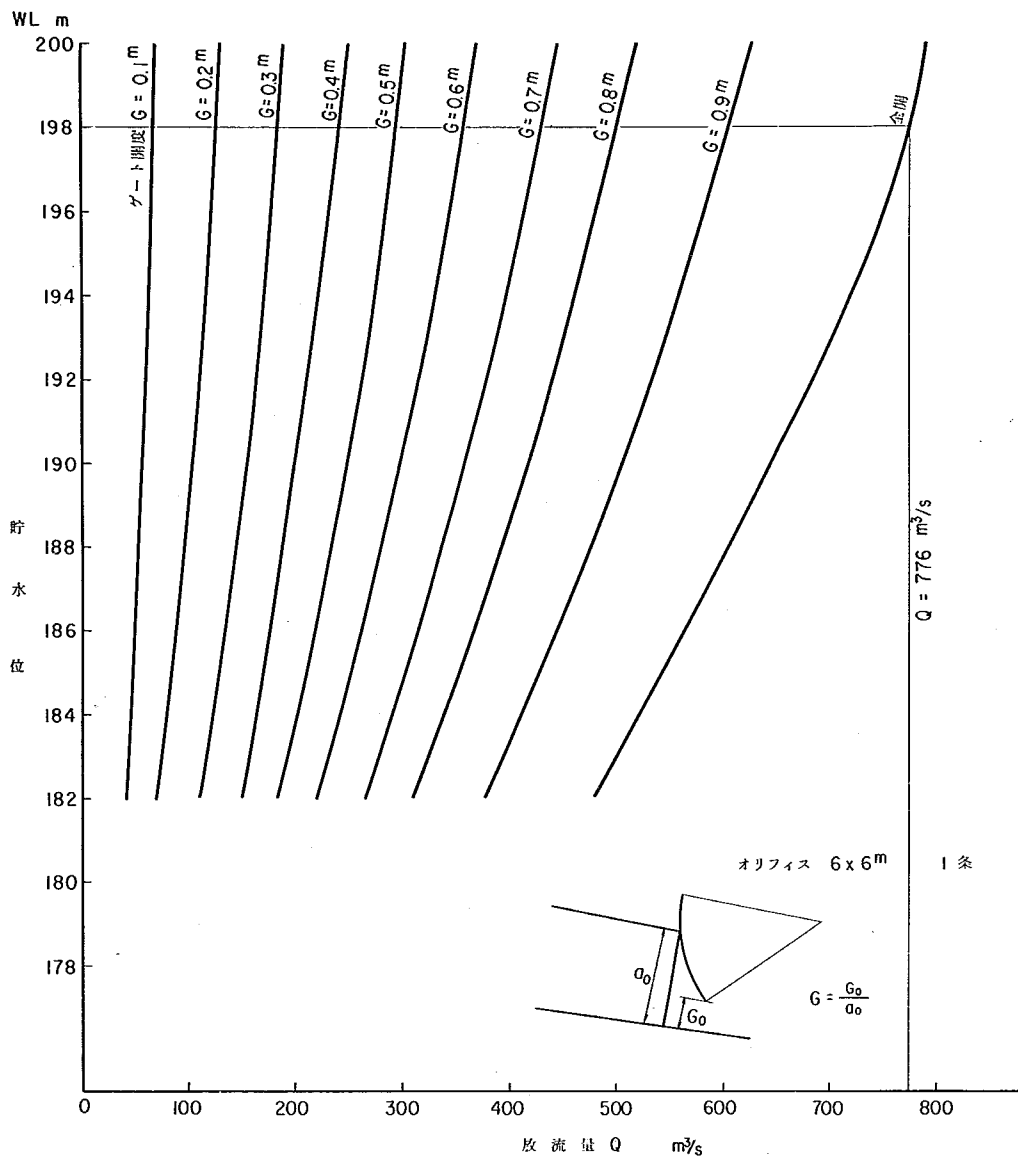


図-7 常用余水吐(オリフィス)放流能力図B案

7. 開水路部底面の形状

開水路部の底面形状はゲートシル部（C点）からオリフィスの傾斜角と一致した自由落下軌道を与え堤体下流面にすりつける方法が用いられている。しかしオリフィス傾斜角を決定するために仮定した自由落下軌道始端と詳細を設計した場合のゲートシルと一致しなかった。したがって堤体下流面に接続させる方法とし次の方法を試みた。（堤体下流面に平行に移動）

- 仮定した時の自由落下曲線始端

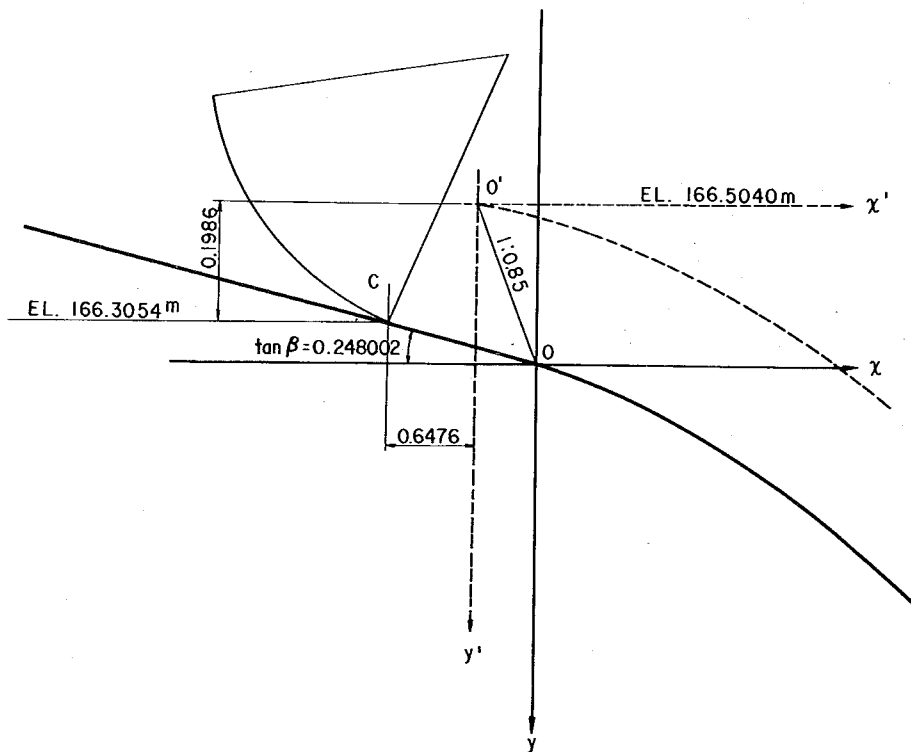
原点 ダム軸より 8.0 m 下流 $EL\ 166.5040\ m$

$$y = 0.009336x^2 + 0.248002x$$

- 詳細に設計した時のゲートシル

ダム軸下流 7.3524 m $EL\ 166.3054\ m$

< 略 図 >



0点の座標を求めるためにO'を原点とする $x' - y'$ 座標において計算する。

CO曲線

C点 (- 0.6476, 0.1986)

$$\tan \beta = 0.248002$$

$$y = ax + b \quad \text{とすると}$$

$$b = y - ax = 0.1986 - 0.248002 \times (-0.6476)$$

$$= 0.359204$$

$$\therefore y = 0.248002x + 0.359204$$

O' O 曲線

$$y = \frac{1}{0.85}x$$

0 点の座標は両曲線の交点であるから

$$0.248002x + 0.359204 = 1.176471x$$

$$\therefore x = 0.386877$$

$$\therefore y = 0.455149 \quad (EL \ 166.0489 \text{ m})$$

となる。

したがって開水路部底面形状は、

原点 ダム軸下流 8.386877 m, 標高 $EL \ 166.0489 \text{ m}$

曲線式 $y = 0.009336x^2 + 0.248002x$

となる。また堤体下流面との交点は次のようになる。

$$x_1 = \frac{\frac{1}{0.85} - 0.248002}{2 \times 0.009336} = 49.725347$$

$$y_1 = \frac{49.725347 + 10.386877 - 0.8 - 1.2}{0.85} - (EL \ 199.0 - EL \ 166.0489)$$

$$= 35.416222 \quad (EL \ 130.6327 \text{ m})$$

開水路部底面の座標

$$y = 0.009336x^2 + 0.248002x$$

(原点 ダム軸下流 8.3869 m $EL \ 166.0489 \text{ m}$)

(表 - 5)

x	ダム軸から の 距 離	y	標 高
0	8.3869 ^m	0 ^m	EL 166.0489 ^m
1	9.3869	0.2574	165.7915
2	10.3869	0.5333	165.5156
3	11.3869	0.8280	165.2209
4	12.3869	1.1414	164.9075
5	13.3869	1.4734	164.5755
6	14.3869	1.8241	164.2248
8	16.3869	2.5815	163.4674
10	18.3869	3.4136	162.6353
15	23.3869	5.8206	160.2283
20	28.3869	8.6944	157.3545
25	33.3869	12.0351	154.0138
30	38.3869	15.8425	150.2064
35	43.3869	20.1167	145.9332
40	48.3869	24.8577	141.1912
45	53.3869	30.0655	135.9834
49.7253	58.3869	35.4162	130.6327

第 3 章 非常用余水吐 (越流部) の設計

1. 設 計 条 件

- 1) 非常用余水吐は、サーチャージ水位 (WL 198.0 m) で、異常洪水流量 (2900 m³/s) を常用余水吐と合わせて放流できること。
- 2) 非常用余水吐の形状は標準型越流頂とする。
- 3) ゲート操作を有利にするため越流頂の敷高を制限水位 (EL 184.50 m) に一致させる。

2. 越 流 幅 の 決 定

$$B = \frac{Q}{CH^{3/2}}$$

B ; 越 流 幅 (m)

Q ; 必要放流量 (2900 - 776 = 2124 m³/s)

C ; 越 流 係 数 (2 と仮定)

H ; 越 流 水 深 (EL 198 m - EL 184.50 m = 13.5 m)

$$B = \frac{2124}{2 \times (13.5)^{3/2}} \div 21.41 \text{ m}$$

また最大越流時の縦横比, および水叩き総幅を考慮し幅1 2.0 mの2門とする。

3. 越流頂の形状

- ① 非常用余水吐の縦断形状はWESの標準型越流頂を採用する。

- ② 標準形状の設計水深 H_d は最大操作水深の $1.35m$ とする。

WESの標準形状とし上流面勾配3:2を採用すると次のようになる。

$$Y = X^{1.810} / 1.939 H_d^{0.810}$$

$$W_1 = 0.115Hd$$

$$r_1 = 0.48H_d$$

$$D_1 = 0.01398H_d$$

$$W = 0.214H_d$$

$$r_2 = 0.22H_d$$

$$D = 0.06825H_d$$

$$D' \leq 0.5H_d$$

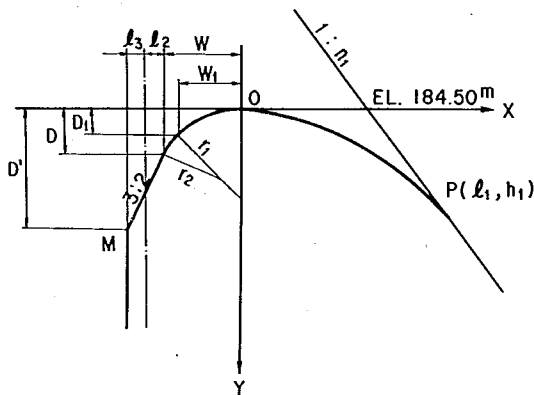


图 8

越流部下流面曲線と堤体下流面

との接点 P の座標を $P(\ell_1, h_1)$

とすれば

$$\left(\frac{dY}{dX}\right)_{X=\ell_1, Y=h_1} = \frac{1.810}{1.939} \left(\frac{\ell_1}{H_d}\right)^{0.810} = \frac{1}{n_1}$$

$$\ell_1 = \left(\frac{1.939}{1.810.n_1} \right)^{\frac{1}{0.81}} \cdot H_d$$

$$n_1 = 0.85, \quad H_d = 13.5 \text{ m} \quad \ell_3 = 2.0 \text{ m} \text{ を代入すると}$$

$$l_1 = \left(\frac{1.939}{1.810 \times 0.85} \right)^{\frac{1}{0.81}} \times 13.5 = 17963193m$$

$$h_1 = \frac{\ell_1^{181}}{1.939 H_d^{081}} = \frac{17.963193^{181}}{1.939 \times 1.35^{081}} = 11.675784 m$$

したがって P 点の標高は $EL\ 172.8242\ m$ となる。

また下流面曲線は次のとおりとなる。

$$Y = \frac{X^{1.81}}{1.939 H_d^{0.81}} = \frac{X^{1.81}}{1.939 \times 13.5^{0.81}} = 0.062640013 X^{1.81}$$

堤体上流面形状

$$W = 0.214 H_d = 0.214 \times 13.5 = 2.889 m$$

$$D = 0.06825 H_d = 0.06825 \times 13.5 = 0.9214 m$$

$$\ell_2 = (ELC - ELP) n_1 - \ell_1 - W$$

$$= (199 - 172.824216) \times 0.85 - 17.963193 - 2.889$$

$$= 1.3972234$$

$$D' = D + (\ell_2 + \ell_3) \times 3/2$$

$$= 0.9214 + (1.3972234 + 2.00) \times 3/2$$

$$= 6.0172351 m \quad \cong 0.5 H\alpha = 6.75 m$$

M点の標高は $EL 178.482765 m$

しかし D' は条件を満足していないため実験によりその影響を調査する。

非常用余水吐越流頂の寸法

$$W_1 = 0.115 H_d = 1.5525 m$$

$$W = 0.214 H_d = 2.889 m$$

$$r_1 = 0.48 H_d = 6.48 m$$

$$r_2 = 0.22 H_d = 2.97 m$$

$$D_1 = 0.01398 H_d = 0.18873 m$$

$$D = 0.06825 H_d = 0.921375 m$$

非常用余水吐越流面の座標

$$Y = 0.062640013 X^{1.81}$$

(表 - 6)

X	$X^{1.81}$	Y	標 高
0.0 m	0	0 m	WL 184.5000 m
1.0	1.0000000	0.062640	184.4374
2.0	3.506423	0.219642	184.2804
3.0	7.304483	0.457553	184.0424
4.0	12.295001	0.770159	183.7298
5.0	18.413473	1.153420	183.3466
6.0	25.612606	1.604374	182.8956
7.0	33.855362	2.120700	182.3793
8.0	43.111474	2.700503	181.7995
9.0	53.355469	3.342187	181.1578
10.0	64.565423	4.044379	180.4556
12.0	89.808627	5.625614	178.8744
14.0	118.711214	7.436072	177.0639
16.0	151.167061	9.469107	175.0309
17.963193	186.394975	11.675784	172.8242

4. 非常用余水吐ゲートの設計

非常用余水吐のゲートピンの位置を決定するために最大越流時における水面形を推定すると次のようになる。

$$(WESの実験結果より) \quad H/H_d = 1.00 \quad H_d = 13.5 \text{ m}$$

(表 - 7)

X/H_d	X	ビアー中心線			ビアー沿い		
		Y_1/H_d	Y_1	WL m	Y_2/H_d	Y_2	WL m
-1.0	-13.5	-0.941	-12.704	197.204	-0.950	-12.825	197.325
-0.8	-10.8	-0.932	-12.582	197.082	-0.940	-12.690	197.190
-0.6	-8.1	-0.913	-12.326	196.826	-0.929	-12.542	197.042
-0.4	-5.4	-0.890	-12.015	196.515	-0.930	-12.555	197.055
-0.2	-2.7	-0.855	-11.543	196.043	-0.925	-12.488	196.988
0	0	-0.805	-10.868	195.368	-0.779	-10.517	195.017
0.2	2.7	-0.735	-9.923	194.423	-0.651	-8.789	193.289
0.4	5.4	-0.647	-8.735	193.235	-0.545	-7.358	191.858
0.6	8.1	-0.539	-7.277	191.777	-0.425	-5.738	190.238
-0.8	10.8	-0.389	-5.252	189.752	-0.285	-3.848	188.348
1.0	13.5	-0.202	-2.727	187.227	-0.121	-1.634	186.134
1.2	16.2	0.015	0.203	184.298	0.067	0.905	183.596
1.4	18.9	0.266	3.591	180.909	0.286	3.861	180.639
1.6	21.6	0.521	7.034	177.467	0.521	7.034	177.467
1.8	24.3	0.860	11.610	172.890	0.779	10.517	173.984

またテンターゲートを設計する場合、次の事項を考慮し決定した。

- ① 設計洪水流量放流時の水面とゲートピン等の堤頂構造物下端との間は1.5 m以上の間隔となるように設計しなければならない。
- ② ゲート半開操作時にゲート下端が常に堤頂より下流になるように設計する。

さらに既設ダムクレストゲート(表-8)を参考としゲート半径 $R = 15 \text{ m}$ 、ゲートピンの位置 $h_p = 6.5 \text{ m}$

($EL 191.0 \text{ m}$)とすると

$$R/H_{\max} = 1.1 \quad h_p/H_{\max} = 0.48$$

R ; テンターゲートの半径

$H_{\max}$; 最大越流水深

h_p ; ゲートピンと堤頂との標高差

となる。

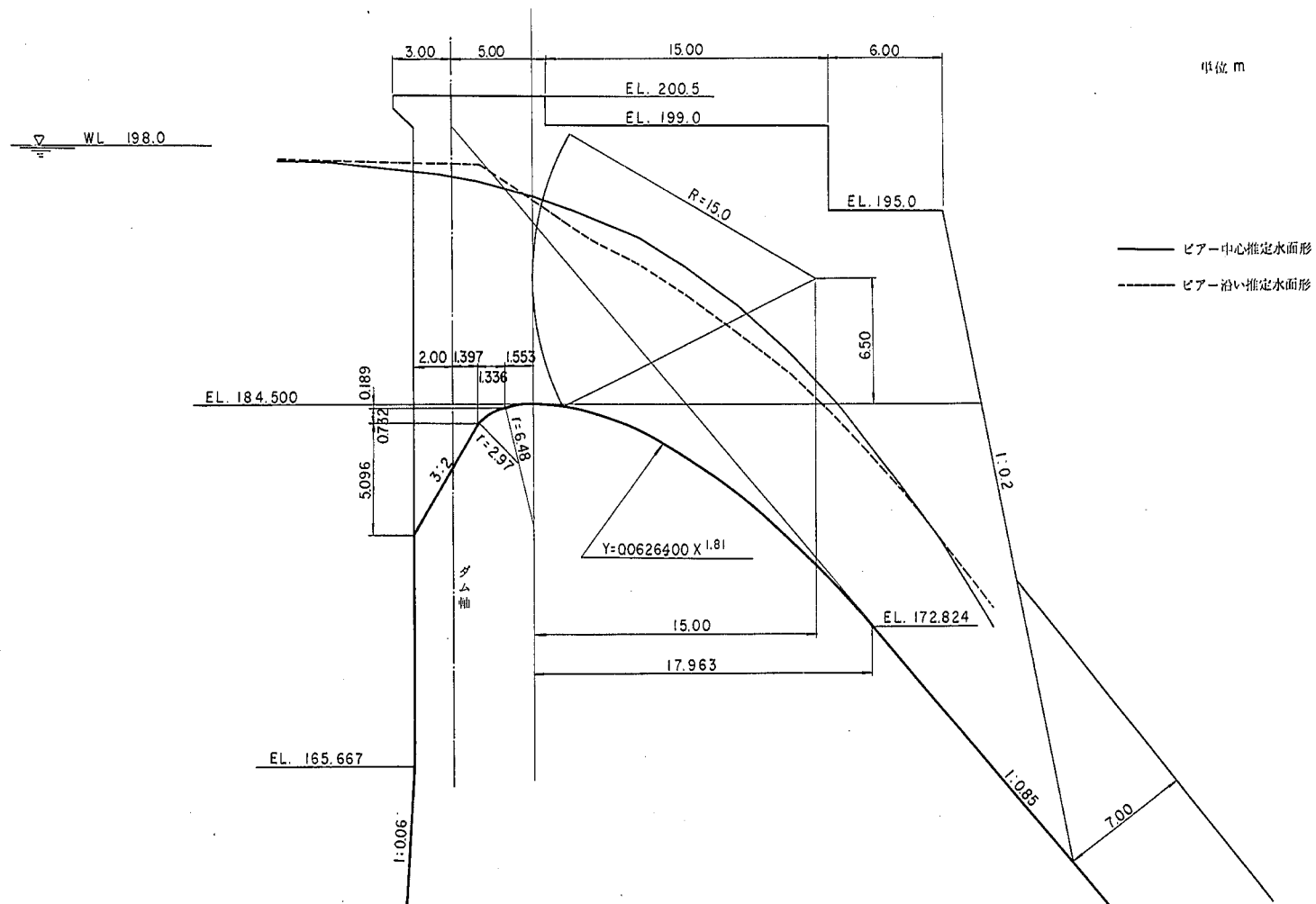


図-9 非常用余水吐断面図 (B案)

表-8 越流部ラジアルゲートピンの位置資料

ダム名	H_{max} (m)	R (m)	h_P (m)	R/H_{max}	h_P/H_{max}
早明浦	18.00	18.00	8.00	1.00	0.44
鶴田	13.82	14.50	4.32	1.05	0.31
笠堀	9.00	9.00	3.50	1.00	0.39
椋梨川	9.50	11.00	4.00	1.16	0.42
浜田	7.00	7.00	3.50	1.00	0.50
布部	7.20	8.00	2.80	1.11	0.30
上市川	5.60	6.00	2.80	1.07	0.50
我谷	9.50	10.00	5.20	1.05	0.55
天ヶ瀬	4.00	4.80	2.10	1.20	0.53
四十四田	12.00	14.00	7.00	1.17	0.58
大野	10.70	12.00	5.10	1.12	0.48
畑薙	7.50	9.50	6.50	1.27	0.87
井川	11.00	11.50	4.40	1.05	0.40
横山	12.30	12.50	4.10	1.02	0.33
小瀬川	12.50	13.00	5.50	1.04	0.44
目屋	10.00	10.00	5.00	1.00	0.50
美和	6.00	8.00	2.50	1.33	0.42
松浦	7.50	8.00	3.70	1.07	0.49
松原	11.10	12.00	5.10	1.08	0.46
緑川	12.50	13.50	5.50	1.08	0.44
大滝	10.00	11.00	5.29	1.05	0.50
土師	10.40	10.50	4.50	1.01	0.43
石手川	6.80	7.00	3.00	1.03	0.44
八戸	9.00	10.00	5.30	1.11	0.59
真名川	8.80	10.00	3.60	1.14	0.41

H_{max} : 最大越流水深 (m) R : ゲート半径 (m)

h_P : ゲートピンと越流頂の標高差 (m)

5. 放 流 量

5.1 非常用余水吐越流頂の形状

設計水深 13.5 m の WES 型標準越流頂

径間幅 $B = 12.0$ m 門 数 2 橋脚幅 3.5 m

堤頂から橋脚先端までの距離 $S = 6.2862$ m

5.2 自由越流時の放流量推定

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

$$C' = C \left\{ 1 - M_d \left(\frac{H}{H_d} \right)^{\frac{3}{2}} \right\}$$

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

$$M_d = 0.0756 \left(\frac{H_d}{B} \right)^{\frac{1}{2}} \left\{ \frac{1}{n} + 1.465 \left(\frac{n-1}{n} \right) \left(\frac{b}{S} \right)^{1.7} \right\}$$

$$(n \geq 2, \text{かつ } \frac{b}{S} < 0.8)$$

ここに Q ; 越流量 (m^3/s)

n ; 径間数 (2)

B ; 1径間の越流幅 (12 m)

H ; 越流水頭 (m)

C' ; 橋脚、橋台の影響を補正した流量係数

C ; 橋脚、橋台のない二次元越流係数

M_d ; 二次元越流係数に対する橋脚、橋台の補正係数

b ; 橋脚幅 (3.5 m)

S ; 堤頂から橋脚先端までの水平長 (6.2862 m)

$$\frac{b}{s} = \frac{3.5}{6.2862} = 0.56 < \frac{b}{s} = 0.8$$

$$M_d = 0.0756 \left(\frac{13.5}{12} \right)^{\frac{1}{2}} \left\{ \frac{1}{2} + 1.465 \times \left(\frac{2-1}{2} \right) \left(\frac{3.5}{6.2862} \right)^{1.7} \right\}$$

$$= 0.0617980$$

$$C = 1.704 \left\{ 1 + 0.704 \left(\frac{H}{13.5} \right)^{\frac{1}{2}} \right\}$$

$$C' = C \left\{ 1 - 0.0617980 \left(\frac{H}{13.5} \right)^{\frac{3}{2}} \right\}$$

$$Q = 2 \times 12 \times C' \cdot H^{\frac{3}{2}}$$

5.3 ゲート半開時の放流量推定

非常用余水吐のようなクレストゲートの半開時の流れは、水理実験結果から次のように推定できる。

$$H/G < 1.4 \quad \text{自由越流領域}$$

$$1.4 < H/G < 1.7 \quad \text{遷移流領域}$$

$$1.7 < H/G \quad \text{オリフィス流域}$$

H ; クレスト上の水深

G ; ゲート開度

またゲート半開放流量を推定する方法とし中川、藤本らの報告(土木技術資料vol 5 №9)によると次式によって求めることができる。

$$Q_a = \left[K_1 + K_2 \left\{ 1 - \left(1 - \frac{G}{H} \right)^{\frac{3}{2}} \right\} \right] Q$$

Q_a ; ゲート半開操作による放流量 (m^3/s)

G ; ゲート開度 (ゲート下端と越流頂との標高差)

H ; 越流水深 (m)

Q ; 自由越流量 (m^3/s)

$K_1 K_2$; 実験係数 ($K_1 \div 0, K_2 \div 1.0$)

適用範囲 ; 自由越流状態を除く $G/H < 0.757$ の範囲

$$Q_a \div \left\{ 1 - \left(1 - G/H \right)^{\frac{3}{2}} \right\} Q$$

以上の結果表-9, 図-10に示す。

表 - 9 非常用余水吐の放流能力 (B 案)

単位 m^3/s

貯 水 位	越流水深	ゲ ー ト 開 度 G												
	Hm	全 開	1.0m	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	7.0	8.0	9.0	10.0	11.0	12.0
WL 184.50m	0.0	0												
185.00	0.5	14.6						自由越流						
186.00	1.5	77.8	62.8											
187.00	2.5	171.0	91.5	155.7										
188.00	3.5	288.8	114.5	207.8	273.2									
189.00	4.5	428.6	134.6	251.1	346.1									
190.00	5.5	588.8	153.0	289.9	408.4	504.9								
191.00	6.5	768.0	170.2	325.6	464.5	584.8								
192.00	7.5	965.4	186.5	359.1	516.7	657.6	779.6							
193.00	8.5	1179.9	202.0	390.9	565.8	725.4	868.1	991.7						
194.00	9.5	1410.9	216.8	421.2	612.4	789.4	950.9	1095.4	1220.4					
195.00	10.5	1657.6	231.1	450.3	656.9	850.2	1029.2	1192.5	1338.6					
196.00	11.5	1919.2	244.8	478.2	699.6	908.4	1103.7	1284.4	1449.4	1597.0				
197.00	12.5	2195.0	258.1	505.1	740.7	964.2	1174.9	1371.9	1554.4	1720.9	1869.8			
198.00	13.5	2484.3	270.9	531.1	780.2	1017.8	1243.1	1455.6	1654.3	1838.3	2006.2	2156.4		
199.00	14.5	2786.5	283.2	556.2	818.4	1069.4	1308.8	1535.9	1749.9	1950.2	2135.5	2304.7		
200.00	15.5	3100.8	295.2	580.4	855.2	1119.2	1371.9	1612.9	1841.6	2057.1	2258.7	2445.4		

2 門合計

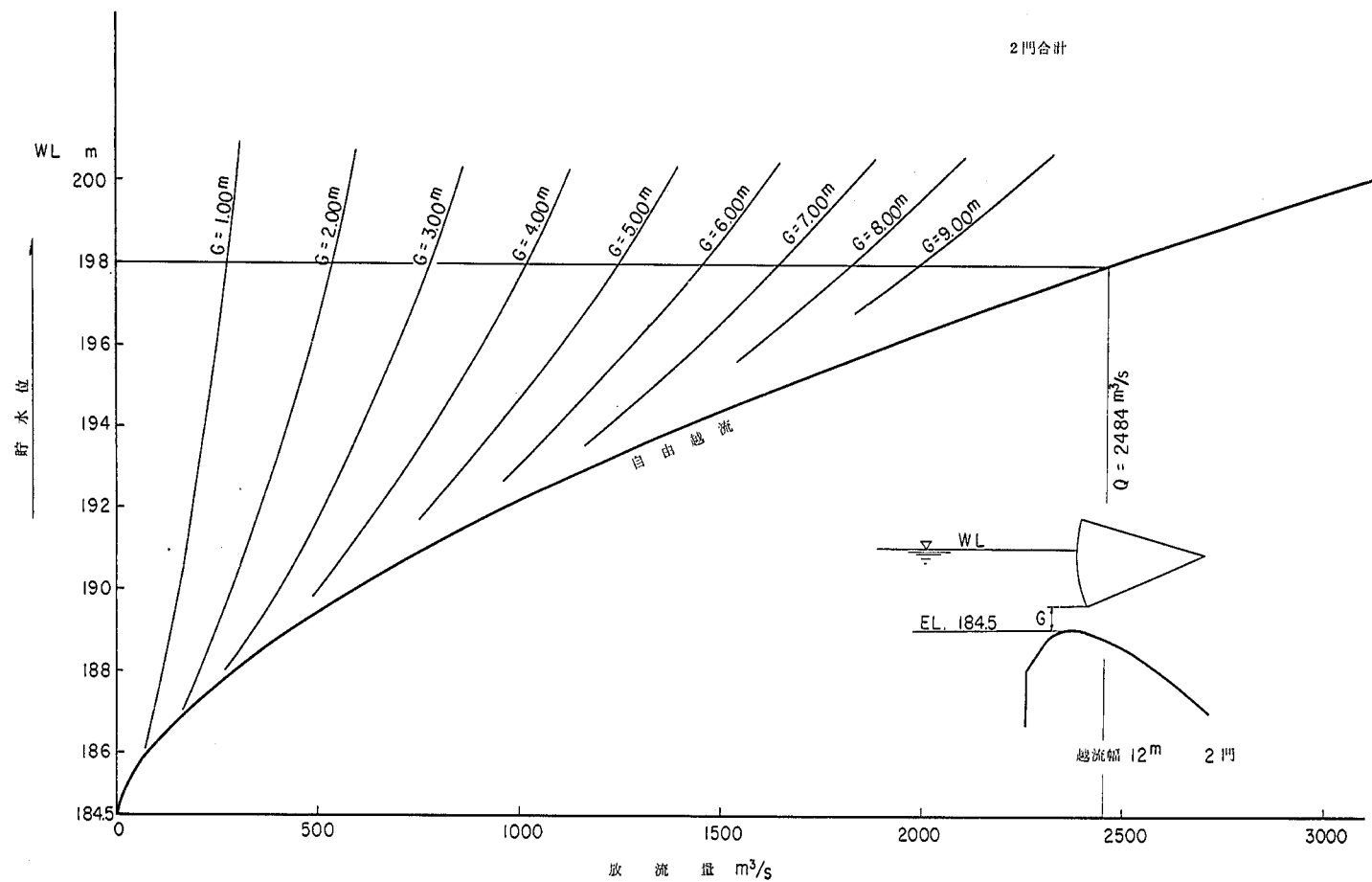


图-10 非常用余水吐放流能力图 (B案)

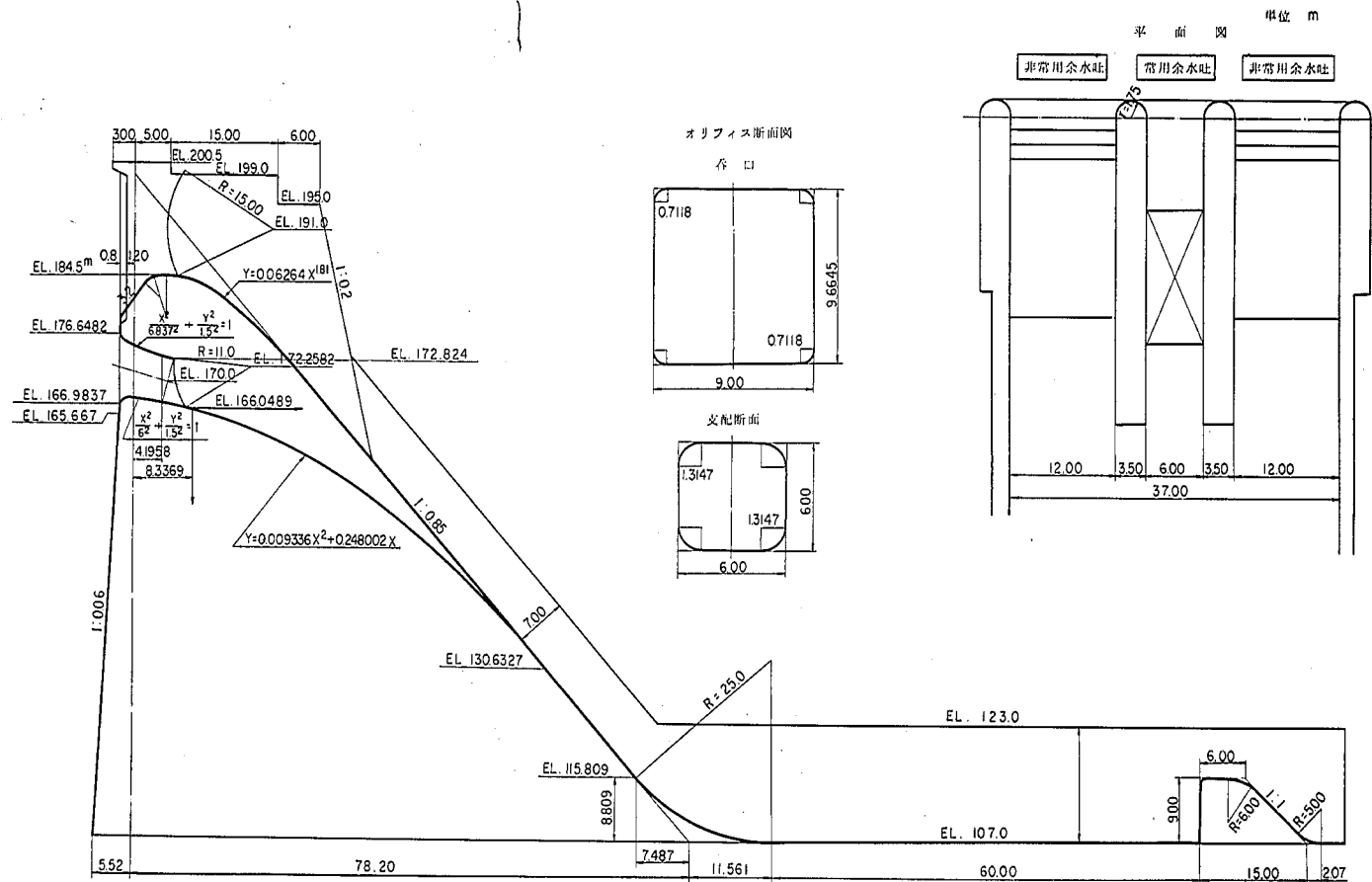


图-11 浅瀬石ダム洪水吐標準断面図(B案)

III

洪水吐水理設計計算(C案) (常用余水吐 放水管型)

昭和48年11月

第 1 章	洪水吐の配置と型式	97
第 2 章	常用余水吐（放水管）の水理設計	98
1.	設 計 条 件	98
2.	放水管の縦断形状	98
3.	断 面 の 決 定	100
4.	テーバー部の長さ	102
5.	隅 取 半 径	103
6.	放水管主ゲートの設計	103
7.	放水管開水路底面の形状	108
8.	放水管放流能力	110
第 3 章	非常用余水吐（越流部）の設計	113
1.	設 計 条 件	113
2.	越 流 部 の 形 状	113
3.	放 流 量	113
	浅瀬石ダム洪水吐標準断面図（C 案）	117

第 1 章 洪水吐の配置と型式

浅瀬石ダムの常用余水吐として越流型、オリフィス型が設計された。したがって放水管型を設計し比較してみることにした。

洪水吐の配置は、水叩き幅を一定にするために、非常用余水吐を幅 10 m の 3 門とし、常用余水吐の幅を橋脚の幅と一致させゲートハウスを堤体内に設置した。

放水管の型式は、全管路型放水管と半管路型放水管が用いられているがその一般特性をあげれば次のようになる。

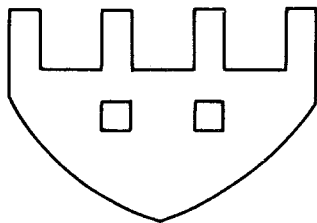
(全管路型放水管)

- 1) 全長管路であり、かつ放流水を堤体下流面に沿わせるために湾曲管路を有する場合が多く、空洞現象に対して注意を要する。
- 2) 空洞現象の発生を防ぐために、湾曲管路の出口に向かって絞るから所要流量に対して大きい管断面積を必要とする。
- 3) 流量制禦構造物を下流端に設けると振動および空洞現象発生の危険性を除去しうるし、半開操作可能な大口径放水管を経済的に建設することができる。
- 4) 半管路型放水管に比して、堤体内に大きな孔をあける必要がなく、堤体内部応力上好ましい型式である。

(半管路型放水管)

- 1) 開水路となってから湾曲するため、管路部の空洞現象のおそれは全管路型よりも少ない。
- 2) 管路部が短いために、水頭損失は全管路型に比べてかなり小さい。
- 3) 空洞現象を防ぐために管路出口を絞る必要はないが開水路始端には必ず大給気孔を設けなければ致命的な破壊を生じる。
- 4) 開水路部では、高速流中に空気が連行され、流積が急激に増大するから出口に近づくほど大きな開口部を必要とし、堤体内部応力上からは好ましくない。
- 5) 開水路流は、管路流とちがって鉛直面内の流水の方向を調節しがたいから放流水を堤体下流面に沿わせがたい。

おのおのの型式に一長一短があるが全管路型放水管を採用し以下設計を行う。このうち非常用余水吐と減勢工の水理設計は A 案を参考されたい。



C 案	①	常用余水吐	3.5×3.5mの2条	放水管型
	②	非常用余水吐	幅 10 m の 3 門	越流型
	③	減勢工	幅 37 m	跳水式

1. 設 計 条 件

- 1) 放水管は、洪水調節計画を満足する断面とする。
- 2) 全管路放水管（I型放水管）とし2条とする。
- 3) 放水管の入口中心標高は堆砂面を考慮しE L 1 5 0.0 m，出口中心標高をE L 1 4 5.0 mとする。
- 4) 入口は水平とし末端に設けるゲートは高压テンターゲートとする。

2. 放水管の縦断形状

放水管の入口中心標高はE L 1 5 0.0 m出口中心標高をE L 1 4 5.0 mとし、ゲート操作室を堤体に設けるものとすると管の全長は約22 mとなる。その縦断形状は、放水管からの水脈が適当に下向きにならしめるため、入口において水平とし、中間に円曲線となり、出口から水叩きへ漸次すりつける。

1) 放水管わん曲部

放水管わん曲部の中心線をつぎの図-1のように表わす。

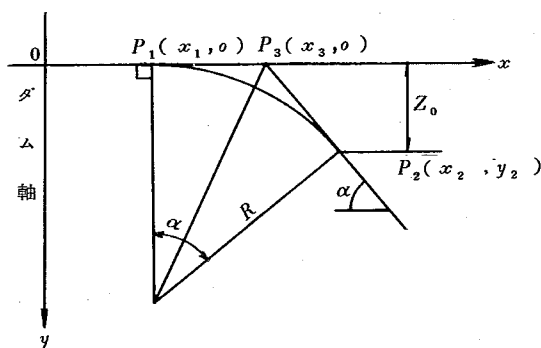


図 - 1

Z_0 は既知であるから R は α のみによって定まる。

α は放水管から出た水脈について堤跡部およびゲートハウスの規模などを考慮し $\alpha = 0.6$ とし、また P_2 とダム軸との水平距離を 20 m と仮定した。

その結果 P_3, P_2 の直線式は

$$y = 0.6x - 7$$

となる。したがって P_3 点の座標は次のようになる。

$$P_3 x = 11.666667$$

また $P_2 P_3$ は

$$P_2 P_3 = \sqrt{(20 - 11.666667)^2 + 5^2} \\ = 9.718253$$

となる。したがって半径 R は次のとおりになる。

$$R = \frac{P_3 P_2}{\tan \frac{\alpha}{2}} = \frac{P_3 P_2 \sin \alpha}{1 - \cos \alpha} \\ = \left(\frac{P_3 \cdot P_2}{1 - \sqrt{1 + \tan^2 \alpha}} \right) \times \left(\frac{\tan \alpha}{\sqrt{1 + \tan^2 \alpha}} \right) \\ = \frac{P_3 P_2 \cdot \tan \alpha}{\sqrt{1 + \tan^2 \alpha} - 1}$$

$$= \frac{9.718253 \times 0.6}{\sqrt{1 + 0.6^2} - 1}$$

$$= 35.085978 \text{ m}$$

2) 曲管部曲率半径の適否

曲管部の許容曲率半径は、土木研究所報告第89号の6（堰堤放水管に関する研究(2)）によると次の式で求めることができる。

$$R_{0a} \geq \frac{-d_n (H_n + Z)}{(1 + \eta) \left(P_a - \frac{1}{2} d_n \cos \alpha \right)}$$

ここに R_{0a} ; 許容曲率半径 (m)

d_n ; 管出口高 (m)

H_n ; 放水管入口からの貯水頭 (m)

Z ; 放水管入口と出口の中心の標高差 (m)

P_a ; 管内許容圧力水頭 (m水柱)

α ; 中心角

$$\cos \alpha = \frac{1}{\sqrt{1 + \tan^2 \alpha}} = \frac{1}{\sqrt{1 + 0.6^2}} = 0.857493$$

$$\eta ; \quad \eta = f \epsilon \left(\frac{A_n}{A_0} \right)^2 + \frac{\lambda A_n^2}{4} \int_0^{L_0} \frac{P_X}{A_X^3} dx$$

(諸元未定のため $\eta = 0.2$ と仮定)

与えられた条件および仮定より、 $d_n = 3.5 \text{ m}$, $H_n = 198 - 150 = 48 \text{ m}$, $Z = 5 \text{ m}$, $P_a = -3 \text{ m水柱}$

$\tan \alpha = 0.6$ $\eta = 0.2$ を代入すると

$$R_{0a} \geq \frac{-3.50 (48 + 5)}{(1 + 0.2) \left(-3.0 - \frac{1}{2} \times 3.5 \times 0.857493 \right)}$$

$$R_{0a} = 34.35 \text{ m} < R = 35.09 \text{ m}$$

よって半径 R は妥当である。

3) 曲管部の長さ

$$L = \widehat{P_1 P_2} = 18.961128 \text{ m}$$

4) 曲管始端の位置

$P_1 P_2 = P_2 P_3$ であるから P_1 の座標は

$$P_1 x = 1.948414$$

$$P_1 y = 150.000$$

となる。

3. 断面の決定

1) 出口断面

放水管の出口所要断面積 (A_0) は次の式で表わされる。

$$A_0 = \frac{Q}{C \sqrt{2 g H}}$$

ここに Q : 放流量 (m^3/s)

C : 流量係数 (即設ダム図-2を参考とし仮定)

H : 貯水位と出口中心との標高差 (m)

貯水位	必要放流量	貯水深	C	A_0 (m^2)
WL184.50m	200 m^3/s	39.50m	0.935	7.69
WL190.70m	500	45.70		17.87

出口での隅取半径を $r_n = 0.1 m$ とし、多少の余裕を見込んで一辺 3.5 m の正方形 2 条とする。

$$\begin{aligned} A &= 2 \{ B^2 - r^2 (4 - \pi) \} \\ &= \{ 3.5^2 - 0.1^2 (4 - 3.14159) \} \times 2 \\ &= 24.48 > A_0 \end{aligned}$$

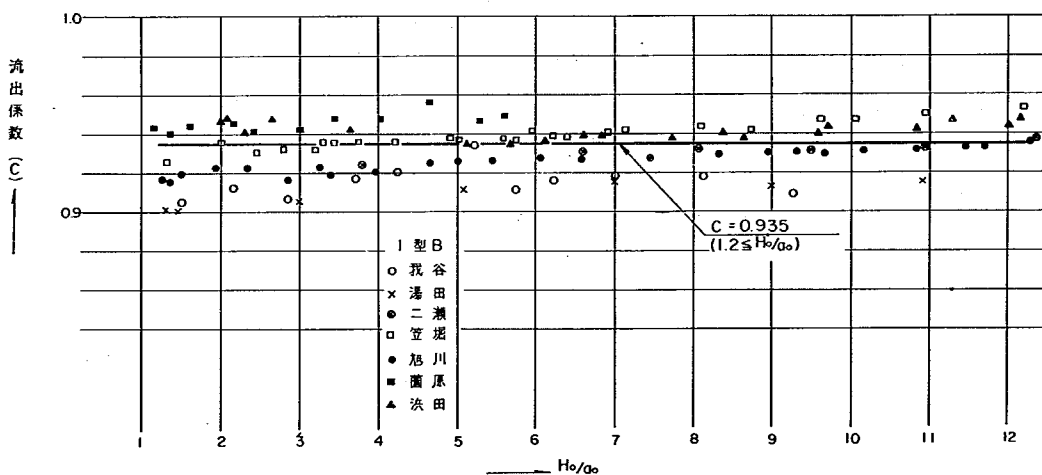


図-2 放流管ゲート全開時の $C \sim H_0/a_0$ 関係図 (I型B)

2) 直管部および曲管部の断面

本ダムのように入口と出口との間に落差のある放水管においては、有害な負圧を防止するために絞りを設ける必要がある。

断面絞り率は一般に次の式によって求めることができる。

$$\frac{A}{A_n} = \sqrt{\frac{(1 + \eta')(H\ell - P_0)}{(1 + \epsilon)(H\ell + Z_0)}}$$

$$\text{ここに } \epsilon; \epsilon = f_e + \lambda \frac{L_0}{D}$$

$$\left(\begin{array}{l} f_e; \text{ 入口損失係数 } \lambda; \text{ 摩擦損失係数 } \\ L_0; \text{ 管路長 } D; \text{ 管 径 } \end{array} \right)$$

$$\eta'; \eta' = \frac{\epsilon(H\ell - P_0) + 0.9 \frac{\lambda L_0}{D}(H\ell + Z_0)(1 + \epsilon)}{(H\ell + Z_0) + \epsilon(Z_0 + P_0)}$$

P_0 ; 直管部終端圧力水頭 (0 m 水柱と仮定)

$H\ell$; 貯水位と放水管入口中心標高との差

$$(WL 1845 m - EL 1500 m = 345 m)$$

Z_0 ; 放水管入口と出口中心との標高差

$$(WL 1500 m - EL 1450 m = 50 m)$$

A_n ; 直管部断面積 (m^2)

A ; 出口断面積 (m^2)

与えられた条件および仮定により $f_e = 0.05$, $\lambda = 0.025$, $L_0 = 20 m$, $D = 4.0 m$ を代入すると

$$\epsilon = 0.05 + 0.025 \times \frac{20}{4.0} = 0.18$$

$$\eta' = \frac{0.18 \times (345 - 0) + 0.9 \times \frac{0.025 \times 20}{4.0} (345 + 5) \times (1 + 0.18)}{(345 + 5) + 0.18 \times (5 + 0)}$$

$$= 0.28$$

$$\frac{A}{A_n} = \sqrt{\frac{(1 + 0.28) \times (345 - 0)}{(1 + 0.18) \times (345 + 5)}}$$

$$= 0.98$$

しかるに放流条件により出口断面が決まっているから管路部断面積 $A_n = 1.02 \cdot A$ とする

$$A_n = 1.02 \times 122.4 = 124.9 m^2$$

管路部の断面を円形とすると直径 D_0 は次のようになる。

$$D_0 = 2 \sqrt{\frac{A_n}{\pi}} = 2 \sqrt{\frac{12.49}{3.14159}} = 3.99 \text{ m}$$

多少の余裕を見込み直径 $D = 4.00 \text{ m}$ とする

直管部および曲管部はすべてこれと同一の円形断面を用い、放水管末端付近におけるテーバー部において円形断面から出口の矩形断面へ漸変させる。

3) ベルマウス 始端 断面

ベルマウス曲線としては、つぎに示す長円曲線を用いる

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

$D = 4.0 \text{ m}$ であるから

$$\frac{x^2}{(3.200)^2} + \frac{y^2}{(0.600)^2} = 1$$

となる。またベルマウスの呑口形状をコースターゲートを設置する都合上、矩形とし、ベルマウス終端の円形断面へ漸変させる。

したがって、ベルマウス呑口断面は $4.0 + 0.6 \times 2 = 5.20 \text{ m}$ の正方形とした。

ベルマウス呑口はダム軸から上流へ 2.0 m とし、リセスを 0.8 m とする。

4. テーバー部の長さ

前述により負圧の発生を防止するために絞りを設けることになった。しかし絞り区間の長さについては明確な基準はなく個々に実験的に検討している。放水管を絞る方法としては

① ベルマウス終端から放水管吐口まで漸縮させる。

② 放水管吐口付近で漸縮させる。

がある。絞り区間を長くすると断面が変化するため施工が困難となりやすく、一方極度に短くすると、圧力勾配が急変し、放流水脈が不安定となりやすい。

最近行なわれた絞り区間を有する放水管を設置したダムを下記に示す。

ダム名	放水管型式	放水管入口と出口 中心との標高差	最高貯水深	絞り区間の長さ
高山	I型放水管B	6.0 m	42 m	1.16 a ₀
阿武川		5.0	66	1.02 a ₀
真名川	I型放水管A	4.856	65	1.35 a ₀
藤井川	I型放水管B	0	23.7	0.8 a ₀
八戸		5.0	46.9	1.42 a ₀
浅瀬石		5.0	53.0	

a₀ : 放水管出口断面高

したがって浅瀬石ダムの放水管テーバー部の長さを $1.0 a_0$ と仮定し実験的に検討する。

$$L_T = 1.0 \times 3.5 = 3.50 \text{ m}$$

5. 隅取半径

隅角部での流線の相互干渉によって流れがベベリングという変形を示し、壁面から流れが剝離し、空洞現象が発生する。これを緩和するために隅角部に隅取半径を設ける。

ベルマウス部の隅取半径は始端で断面積の4%とし終端で円形断面の半径2.0 mに直線的に変化させる。

$$r = \sqrt{\frac{PA}{4 - \pi}}$$

ここに P ；隅取面積比

A ；断面積

π ；円周率

$$r = \sqrt{\frac{0.04 \times 5.2^2}{4 - 3.14159}} = 1.122 \text{ m}$$

直管および曲管部は、円形断面であり隅取半径は、管路の半径と同じである。

テーバー部の隅取半径は始端で円形断面の半径2.0 m、終端で0.1 mとし、直線的に変化させる。

また、テーバー部終端からゲートシルまでの隅取半径を0.1 mとする。

6. 放水管主ゲートの設計

1) 主ゲートの選定

本ダムのように53 mの高水深において洪水調節の目的のため放水管を設置した。その放水管の半開放流のために設ける主ゲートは一般に高圧テンタゲートまたは高圧ローラーゲートが用いられている。この両者の特質をあげると次のようになる。

① 高圧テンタゲートの特質

- ゲートの水理的構造より半開放流操作が可能である
- 水圧がピンに集中し、かつ、レバー比を大きくとることができるので操作荷重が小さくてすむ。
- ゲート製作上他の高圧ゲートよりも大きなものが造りうるので大容量高圧ゲートとして適切である。
- 水密の方法がむずかしい
- ゲート室が大きくなる
- ダムの内部にゲートを設けるときは、十分なエアメントが必要

② 高圧ローラーゲート

- ゲートは放水管出口に設置でき、堤体におよぼすモーメントが少ない。
- 水脈の乱れが多い

○ゲートが有害な振動を起こさないように圧着機構を備えることが大切である。

また、高圧テンターゲートは重力ダムにおいて使用されているが、薄いアーチダムに放水管ゲートを設置する場合、テンターゲートは中心軸部がアーチダムの背面に突出し、しかも大水圧荷重が中心軸に集中するので構造的にも無理が多いので高圧ローラーゲートが使用されている。

このように高圧テンターゲート、高圧ローラーゲートおののに一長一短がある。

本ダムでは、放水管を前述より長くすると曲管部曲率半径が許容曲率半径より小さくなりこのましくない。したがって放水管の長さを前述したように設計すれば高圧テンターゲートでもゲート室が十分とれる。

したがって、本ダムにおいては放流水脈の安定性も考慮し放水管主ゲートを高圧テンターゲートとする。

2) 高圧テンターゲートピンの位置

高圧テンターゲートを半開操作した場合、流線相互のかくらんにより、放流水脈は左右への拡がりおよび水面の急上昇が発生する。したがって高圧テンターゲートピンの位置を決定するには、これらの水脈が当って異常な振動などが起こらないように注意する必要がある。

一般にゲートピンと仮想水面との差が1.5 m以上になるように設計しているが既設ダムの実態を調査すると表-1、図-3のようになっている。

本ダムにおける諸元は次のとおりであり

$$\text{最 高 水 深} \quad H_{\max} = \text{EL } 198.0 \text{ m} - \text{EL } 145.0 \text{ m} = 53 \text{ m}$$

$$\text{放水管出口断面高} \quad A_0 = 3.50 \text{ m}$$

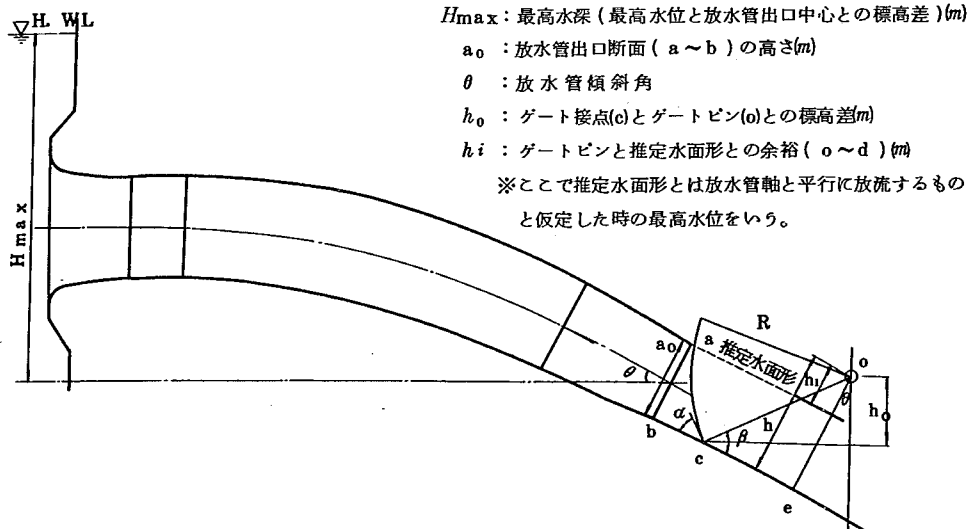
$$\text{放水管出口傾斜角} \quad \tan \alpha = 0.6 \quad (\alpha \doteq 30^\circ 58')$$

$$H_{\max}/A_0 = 15.14$$

図-3により推定すると $h/A_0 > 1.5$ となる。

したがって $h = 5.0 \text{ m}$ ゲートピンと仮想水面との差2.0 m、テンターゲートの半径 $R = 6.0 \text{ m}$ とし設計する。

表-1 放水管ラジアルゲートピンの位置に関する資料(既設ダム)



ダム名	H_{max} (m)	a_0 (m)	R (m)	θ	h_0 (m)	h (m)	h_1 (m)	h/a_0	β	α	備考
目屋	12.50	6.0	9.0	$10^\circ 10'$	5.64	6.79	0.79	1.13	$48^\circ 57'$	$41^\circ 03'$	オリフィス
四十四田	18.75	4.5	7.0	0°	5.11	5.11	0.61	1.14	$46^\circ 50'$	$43^\circ 10'$	"
横山	24.67	6.4	10.0	$28^\circ 49'$	4.00	7.92	1.52	1.24	$67^\circ 30'$	$22^\circ 30'$	"
下久保	21.55	6.286	9.5	$16^\circ 30'$	5.52	7.49	1.20	1.19	$52^\circ 00'$	$38^\circ 00'$	"
緑川	26.60	6.3	11.0	$13^\circ 29'$	6.36	8.27	1.97	1.31	$48^\circ 46'$	$41^\circ 14'$	"
土師	22.40	4.0	8.0	16°	5.66	7.00	3.00	1.75	$61^\circ 02'$	$28^\circ 58'$	"
湯田	52.00	2.46	5.0	$44^\circ 49'$	0.98	4.15	1.69	1.69	$56^\circ 09'$	$33^\circ 51'$	I型放流管
我谷	39.00	2.47	5.5	$43^\circ 21'$	1.15	4.53	2.06	183	$55^\circ 25'$	$34^\circ 35'$	"
蘭原	52.00	3.56	7.0	$39^\circ 48'$	0.62	4.94	1.38	1.39	$44^\circ 54'$	$45^\circ 06'$	"
二瀬	67.00	2.658	5.0	47°	1.00	4.26	1.61	1.60	$58^\circ 31'$	$31^\circ 29'$	"
鶴田	42.42	4.15	6.0	$15^\circ 52'$	5.00	5.72	1.57	1.38	$72^\circ 18'$	$17^\circ 42'$	II型放流管
大野	32.20	3.60	5.8	$11^\circ 19'$	4.16	4.87	1.27	1.35	$57^\circ 04'$	$32^\circ 56'$	"
松原	46.96	4.40	8.0	$4^\circ 15'$	7.29	7.52	3.12	1.71	$70^\circ 01'$	$19^\circ 59'$	"
釜房	26.30	4.0	7.0	12°	4.42	5.46	1.46	1.36	$51^\circ 12'$	$38^\circ 48'$	"
大滝	54.41	3.80	6.0	10°	5.00	5.50	1.70	1.45	$66^\circ 26'$	$23^\circ 34'$	"
石手川	46.50	3.80	7.0	12°	5.71	6.43	2.63	169	$66^\circ 40'$	$23^\circ 20'$	"
八戸	46.90	2.82	5.5	$26^\circ 34'$	2.29	42.8	1.46	152	$51^\circ 09'$	$38^\circ 51'$	I型放流管
藤井川	23.70	3.70	7.0	0°		5.55	185	150	$52^\circ 33'$	$37^\circ 27'$	

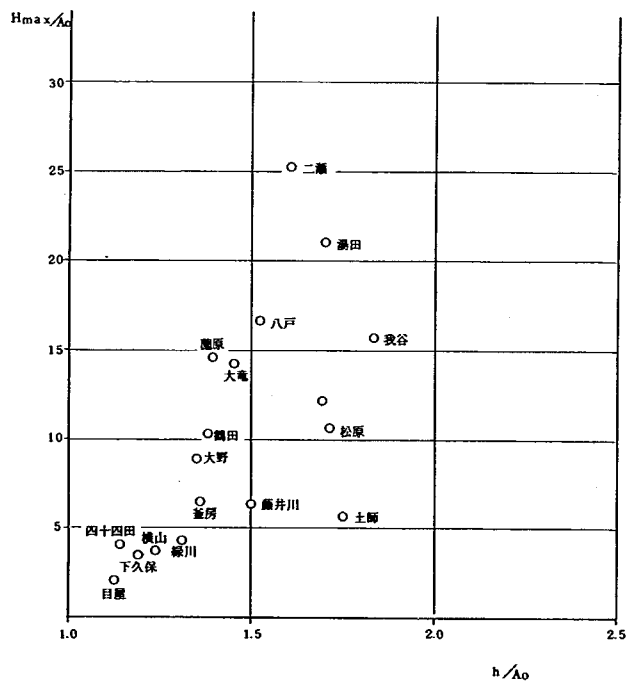


図-3 高圧ラジアルゲートピンの位置 (既設ダム資料)

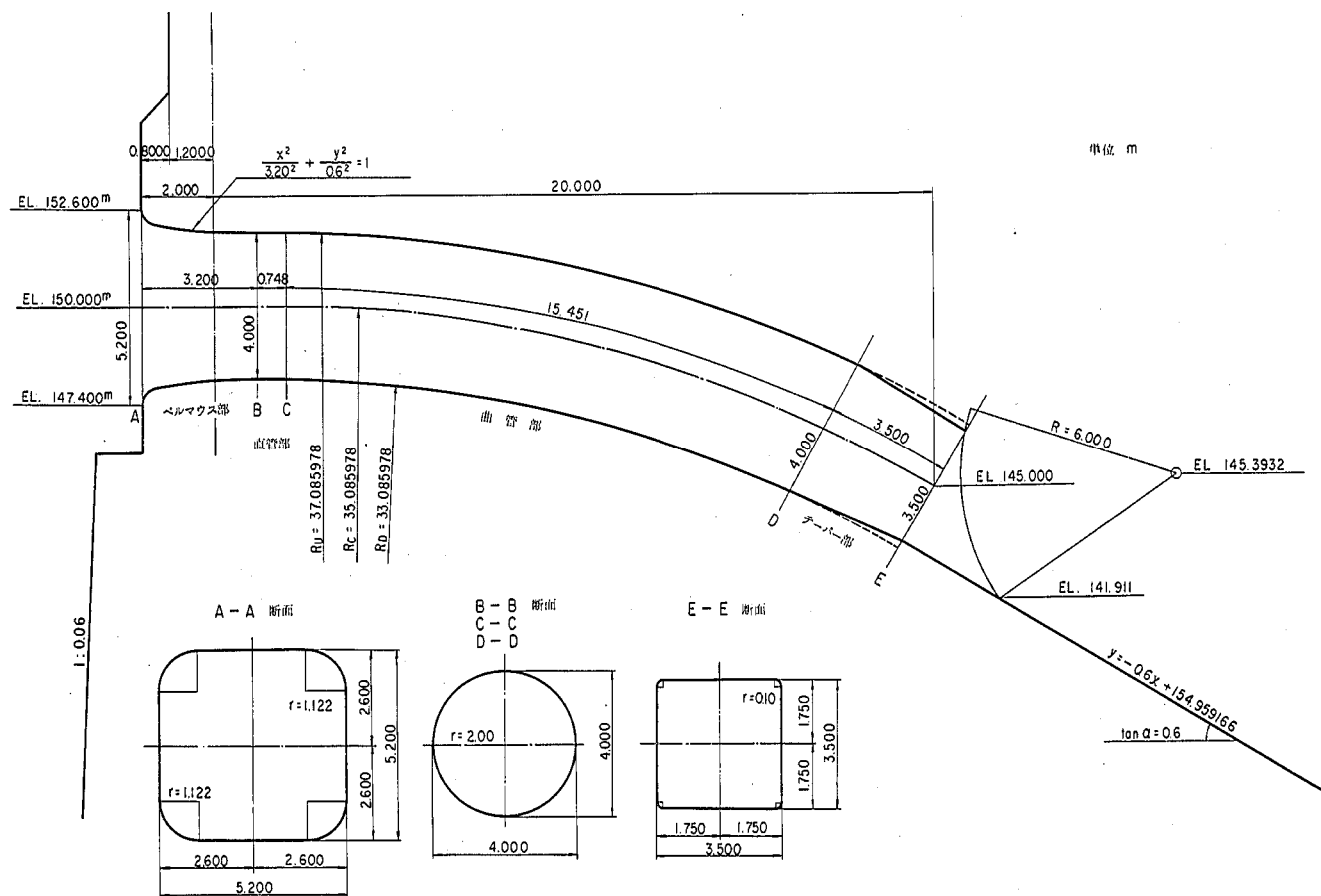


図-5 常用余水吐(放水管)詳細図C案

$$L = 0.900368 + 5.733065 = 6.633433$$

$$L_1 + L_2 = 1.747510$$

$$H = \frac{a_0}{2} \cdot \cos \alpha = \frac{a_0}{2 \sqrt{1 + \tan^2 \alpha}} = \frac{3.5}{2 \times \sqrt{1 + 0.6^2}} = 1.500613$$

$$a \text{ 点の標高 } EL 145.0 + 1.500613 \div 146.5006 m$$

$$b \text{ 点の標高 } EL 145.0 - 1.500613 \div 143.4994 m$$

$$\begin{aligned} c \text{ 点の標高 } \Delta H &= (2L_1 + L_2) \tan \alpha \\ &= (2 \times 0.900368 + 0.847142) \times 0.6 \\ &= 1.588727 \end{aligned}$$

$$EL 143.4994 - 1.5887 = EL 141.9107 m$$

$$ej = Ce \cdot \tan \alpha = 2.397916 \times 0.6 = 1.438750$$

$$h_0 = (h - ej) \cos \alpha = (h - ej) \times \frac{1}{\sqrt{1 + \tan^2 \alpha}}$$

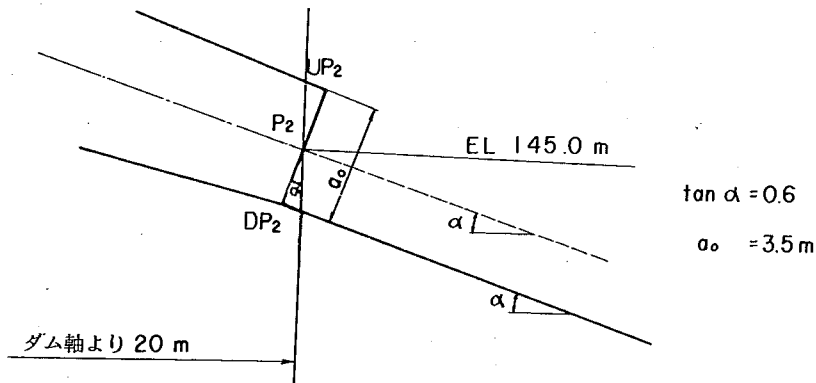
$$= \frac{(5.5 - 1.438750)}{\sqrt{1 + 0.6^2}} = 3.482493$$

ゲートピンの標高

$$EL 141.9107 + 3.4825 = EL 145.3932 m$$

7. 放水管開水路底面の形状

開水路部底面形状は、テーパ部終端中心の接線勾配と等しく $\tan \alpha = 0.6$ とすると次のようになる。



DP_2 の座標を求めると

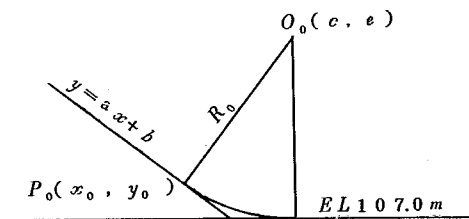
$$\begin{aligned} DP_2 x &= P_2 x - \frac{a_0}{2} \cdot \sin \alpha \\ &= P_2 x - \frac{a_0 \cdot \tan \alpha}{2\sqrt{1+\tan^2 \alpha}} \\ &= 20 - \frac{3.5 \times 0.6}{2 \times \sqrt{1+0.6^2}} = 19.099632m \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} DP_2 y &= P_2 y - \frac{a_0}{2} \cos \alpha \\ &= P_2 y - \frac{a_0}{2\sqrt{1+\tan^2 \alpha}} \\ &= 145 - \frac{3.5}{2 \times \sqrt{1+0.6^2}} = 143.499387m \end{aligned}$$

したがって開水路底面形状は次のようになる。

$$y = -0.6x + 154.959166$$

また、堤体バケットと終端が同じ場所になるように円弧を挿入すると、その半径は次のようになる。



$$\text{直線式 } y = ax + b$$

$$\text{曲線式 } (x-C)^2 + (y-e)^2 = R_0^2$$

$$e = f + R_0$$

とし両式において等根になる条件より半径 R_0 は次式により算定できる。

$$R_0 = \frac{-(b+ac-f) \pm \sqrt{(b+ac-f)^2 - a^2(2acf - 2abc + 2bf - b^2 - f^2 - a^2c^2)}}{a^2}$$

また、両曲線の交点 P_0 の座標は、両式の接線勾配が等しいことにより次のようにあらわされる。

$$x_0 = \frac{a(R_0 + f - b) + C}{a^2 + 1}$$

$$y_0 = ax_0 + b$$

与えられた条件 $a = -0.6$, $b = 154.959166$, $c = 89.761012$ (水理設計計算書A案参照) $f = 107.0$
 を代入すると次のようになる。

$$\begin{aligned} b + ac - f &= 154.959166 + (-0.6) \times 89.761012 - 107 = -5.897441 \\ 2acf - 2abc + 2bf - b^2 - f^2 - a^2 c^2 \\ &= 2 \times (-0.6) \times (89.761012) \times 107 - 2 \times (-0.6) \times 154.959166 \times 89.761012 \\ &\quad + 2 \times 154.959166 \times 107 - (154.959166)^2 - (107)^2 - (-0.6 \times 89.761012)^2 \\ &= -34.779813 \end{aligned}$$

半径 R_0 は

$$\begin{aligned} R_0 &= \frac{5.89744 \pm \sqrt{(-5.897441)^2 - (-0.6)^2 \times (-34.779813)}}{(-0.6)^2} \\ &= \frac{5.897441 \pm 6.877539}{0.36} \\ &= 35.486055 \text{ m} \end{aligned}$$

となる。

また、放水管開水路底面との交差の座標は次のとおりとなる。

$$\begin{aligned} x_0 &= \frac{(-0.6) \times (35.486055 + 107 - 154.959166) + 89.761012}{(-0.6)^2 + 1} \\ &= 71.503587 \\ y_0 &= (-0.6) \times 71.503587 + 154.959166 = 112.0570137 \end{aligned}$$

8. 放水管の放流能力

放水管の放流能力を算定する方法として川村、梅原は既設ダムの実験結果を統計的に解析して次の様な公式をえた。

(土木技術資料 vol.13. Ⅱ 7)

この式を用いて本ダムの放水管の放流能力を推定する。

ゲート全開時

$$Q = A \cdot C \sqrt{2gH}$$

$$C = 0.935 \quad 1.2 \leq H_0 / a_0$$

ゲート半開時

$$Q_P = C_g \cdot Q$$

$$C_g = 0.744G + 0.013 \quad G \leq 0.65$$

$$C_g = 1.441G^2 - 1.094G + 0.599 \quad G > 0.65$$

ここに Q : 全開時放流量 (m^3/s)

Q_P : 半開時放流量 (m^3/s)

A : 出口断面積 ($2.448 m^2$)

a_0 : ベルマウス終端断面高 (m)

H : ベルマウス終端断面中心から貯水面までの標高差 (m)

G : ゲート開後 $G = a_P/a$

a_P : ゲートリップ先端と放水管底面との間の距離 (m)

a : 出口断面高 (m)

その結果表-2, 図-6となる。

表 - 2 放水管放流能力 (C 案)

単位 m^3/s

2条分合計

貯水位	貯水頭	ゲート開度						
		全開	0.5m	1.0m	1.5m	2.0m	2.5m	3.0m
			0.142	0.285	0.428	0.571	0.714	0.857
WL 160.0	10.0	320.4	37.8	72.1	106.1	140.0	176.5	230.4
162	12.0	351.0	41.4	79.0	116.2	153.4	193.4	252.4
164	14.0	379.1	44.7	85.3	125.5	165.7	208.9	272.6
166	16.0	405.3	47.8	91.2	134.2	177.1	223.3	291.4
168	18.0	429.9	50.7	96.7	142.3	187.9	236.9	309.1
170	20.0	453.1	53.5	101.9	150.0	198.0	249.7	325.8
172	22.0	475.3	56.1	106.9	157.3	207.7	261.9	341.7
174	24.0	496.4	58.6	111.7	164.3	216.9	273.5	356.9
176	26.0	516.7	61.0	116.3	171.0	225.8	284.7	371.5
178	28.0	536.2	63.3	120.6	177.5	234.3	295.4	385.5
180	30.0	555.0	65.5	124.9	183.7	242.5	305.8	399.0
182	32.0	573.2	67.6	129.0	189.7	250.4	315.8	412.1
184	34.0	590.8	69.7	132.9	195.6	258.2	325.5	424.8
186	36.0	608.0	71.7	136.8	201.2	265.7	335.0	437.2
188	38.0	624.7	73.1	140.6	206.8	273.0	344.2	449.2
190	40.0	640.9	75.6	144.2	212.1	280.1	353.1	460.8
192	42.0	656.7	77.5	147.8	217.4	287.0	361.8	472.2
194	44.0	672.1	79.3	151.2	222.5	293.7	370.3	483.2
196	46.0	687.3	81.1	154.6	227.5	300.4	378.7	494.2
198	48.0	702.0	82.8	158.0	232.4	306.8	386.8	504.7
200	50.0	716.5	84.5	161.2	237.2	313.1	394.8	515.2

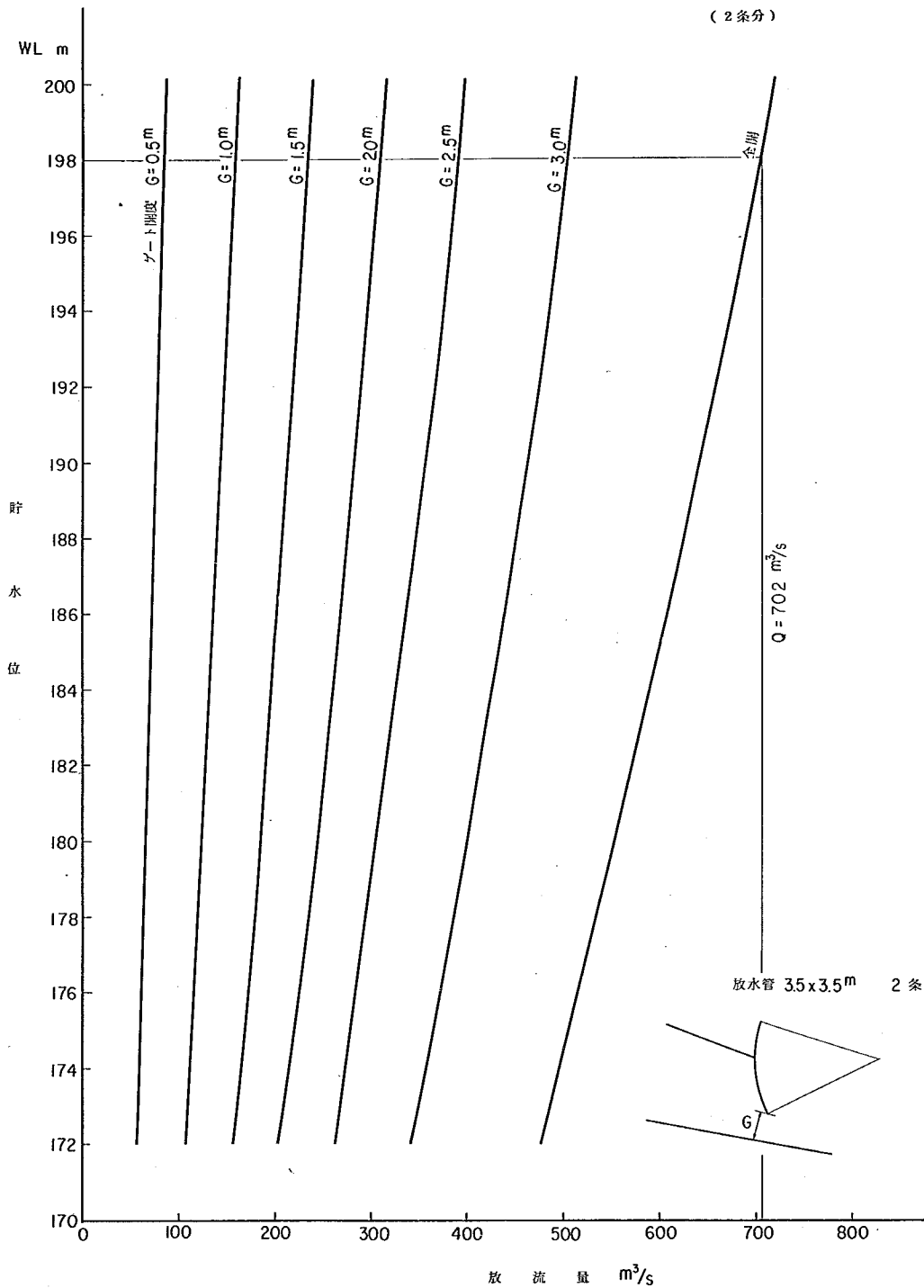


図-6 常用余水吐(放水管)放流能力図C案

第 3 章 非常用余水吐（越流部）の設計

1. 設 計 条 件

- 1) 非常用余水吐はサーチャージ水位（WL 198.0 m）で異常洪水流量（ $2900 \text{ m}^3/\text{s}$ ）を常用余水吐と合わせて放流できること。
- 2) 非常用余水吐の形状は標準型越流頂とする。
- 3) ゲート操作を有利にするために越流頂の敷高を制限水位（EL 184.50 m）に一致させる。

2. 越 流 部 の 形 状

放流能力，非常用余水吐の縦横比，および水叩き幅を考慮し，幅10mの3門とする。

非常用余水吐の形状としてWESの上流面勾配3：2の標準形状を採用し，設計水深 H_d は最大操作水深の13.5 mとする。

（詳細は計算書（A案）を参照のこと）

3. 放 流 能 力

放流能力の推定は計算書（A案）を参照して計算する。その結果を表-3，図-8に示す。

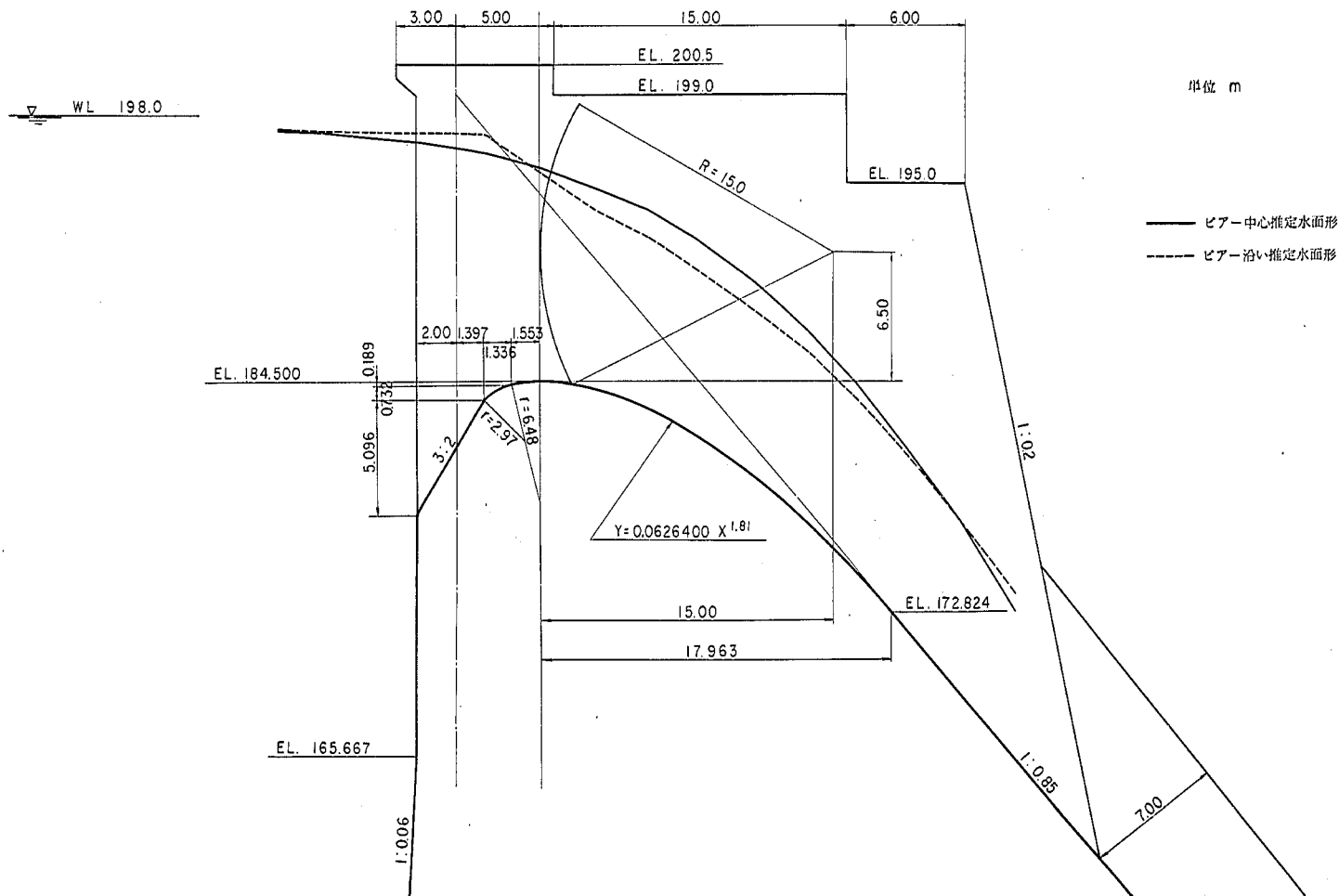


図-7 非常用余水吐断面図 (C案)

表 - 3 非常用余水吐の放流能力 (C 案)

単位 m^3/s

貯 水 位 WL m	越流水深 H m	ゲ ー ト 開 度 G m													
		全 開	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	7.0	8.0	9.0	10.0	11.0	12.0 m	
184.5	0	0.0							自 由 越 流						
185.0	0.5	18.3													
186	1.5	97.2	78.4												
187	2.5	213.8	114.4												
188	3.5	360.8	142.9	259.5											
189	4.5	535.2	168.2	313.6	432.2										
190	5.5	734.8	190.9	361.8	509.7	630.2									
190.7	6.2	888.8	206.1	393.2	559.2	701.0									
191	6.5	958.0	212.4	406.2	579.4	729.6									
192	7.5	1203.8	232.5	447.8	644.2	820.0	972.2								
193	8.5	1470.4	251.7	487.2	705.2	904.1	1082.0	1235.8							
194	9.5	1757.2	270.0	524.6	762.8	983.4	1184.4	1364.2	1520.1						
194.4	9.9	1877.4	277.2	539.1	784.9	1013.7	1223.7	1413.2	1579.8						
195	10.5	2063.2	287.6	560.4	817.6	1058.2	1281.0	1484.4	1666.2						
196	11.5	2387.2	304.6	594.9	870.3	1130.0	1372.8	1597.6	1802.9	1986.4					
197	12.5	2728.5	320.8	627.9	920.7	1198.5	1460.4	1705.4	1932.2	2139.2	2324.2				
198	13.5	3086.0	336.4	659.7	969.4	1264.2	1544.2	1808.1	2055.0	2283.4	2492.1	2678.6			
199	14.5	3458.6	351.6	690.3	1015.8	1327.4	1624.5	1906.2	2172.0	2420.6	2650.6	2860.6			
200	15.5	3845.5	366.2	719.7	1060.5	1388.0	1701.4	2000.4	2283.9	2551.2	2801.2	3032.7	3244.0		

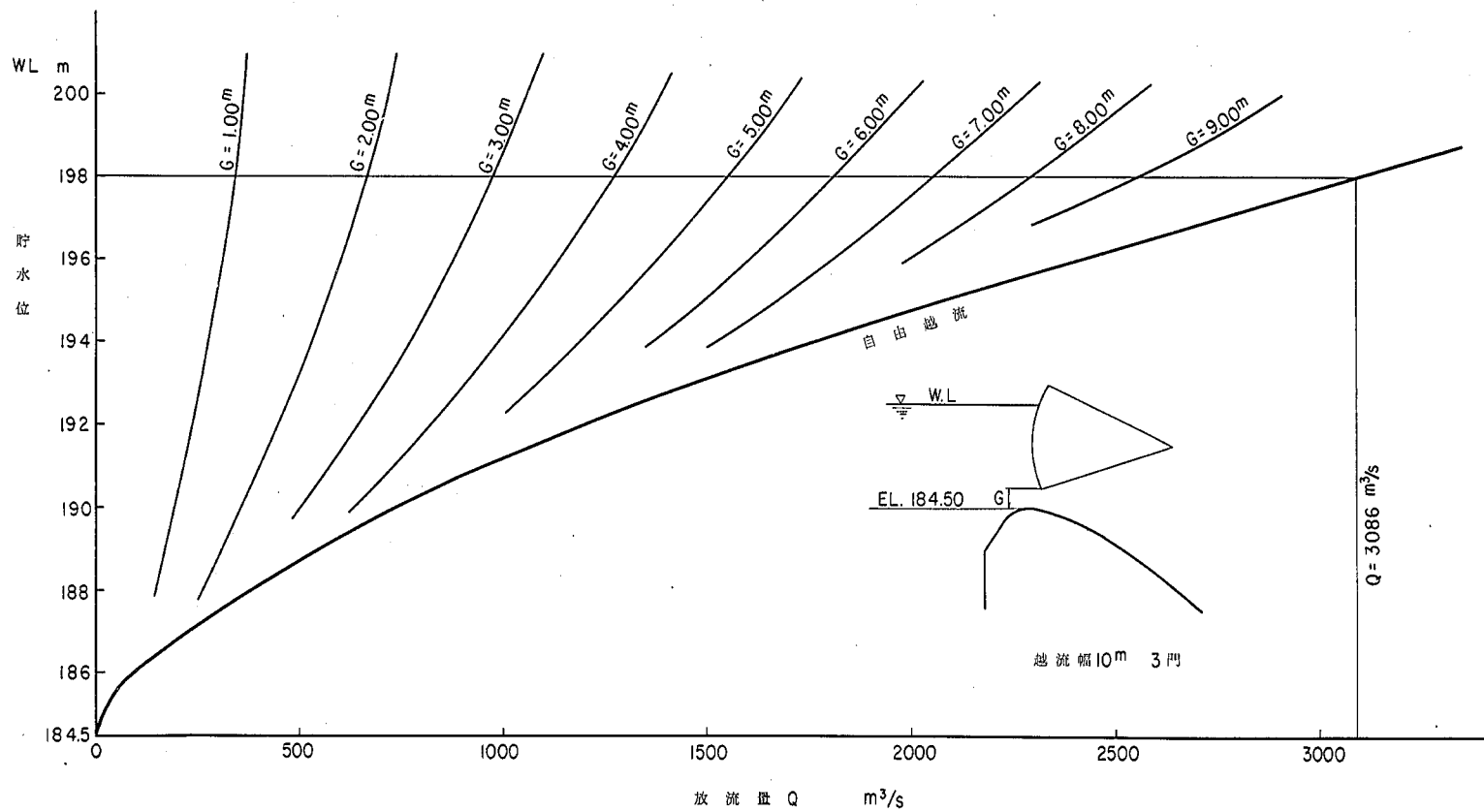
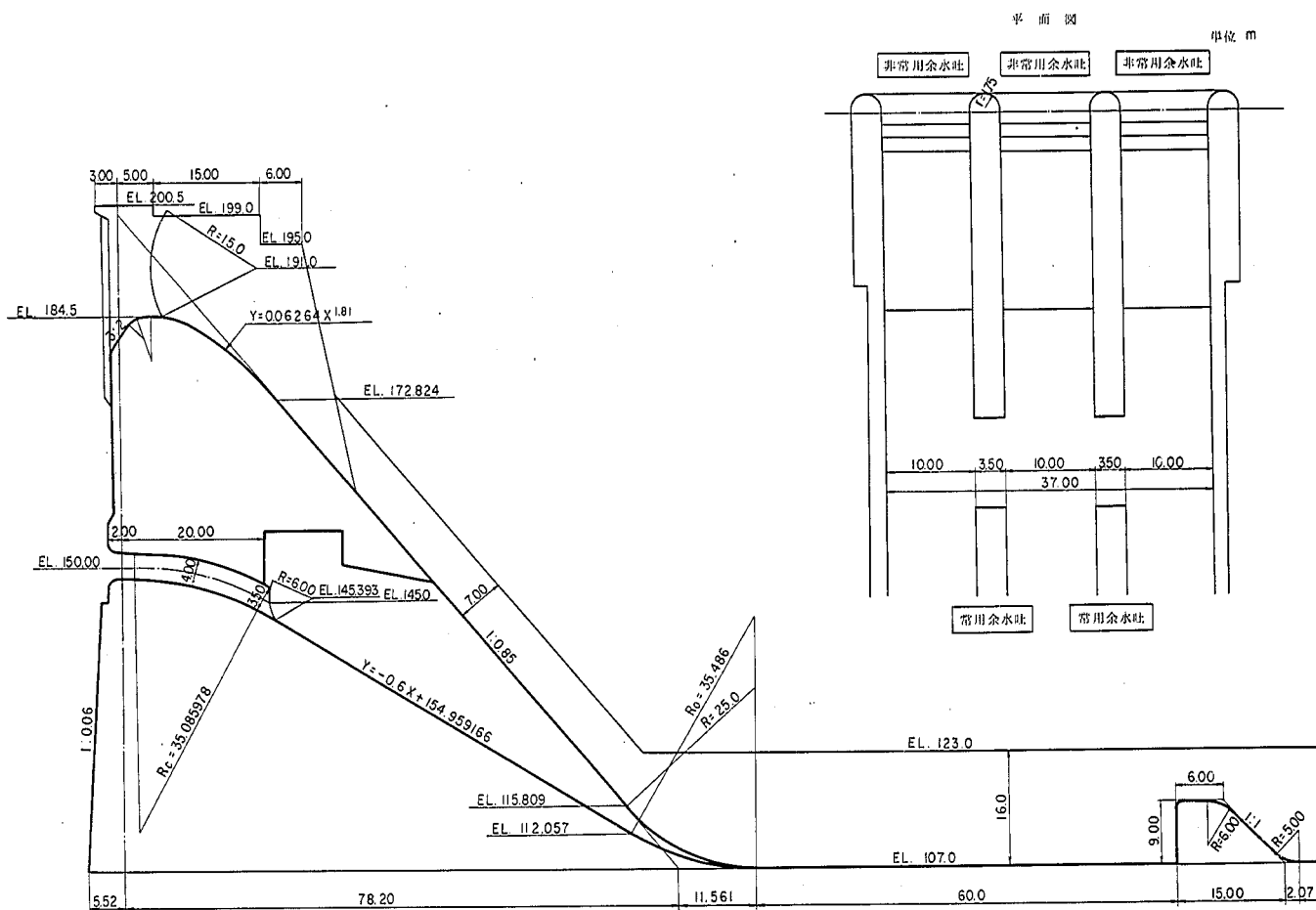


图-8 非常用余水吐放流能力图 (C案)



圖一-9 淺瀨石ダム洪水吐標準断面圖 (C案)

参 考 文 献

- 1) 藤 本 成；「洪水吐水理設計法」
建設省土木研究所篠崎試験所 昭和48年2月
- 2) 川 村 幸 司；「ダム洪水吐の設計」
多目的ダムの建設 昭和44年11月
- 3) 藤 本 成；「洪水調節ダムの放流設備の設計における基本的考慮」
土木技術資料 10-9 昭和43年9月
- 4) 全国河川総合開発促進期成同盟会編；「日本の多目的ダム」
昭和47年4月
- 5) 石 井 文 雄；「多目的ダムのゲートと関連問題の展望」
土木技術資料 vol 9 №10 昭和43年10月
- 6) 日本大ダム会議；「改訂ダム設計基準」
1971.7
- 7) 村 幸雄，中川博次，酒井考一；「堰堤放水管に関する研究(6)」
土木研究所報告 113号 昭和36年3月
- 8) 村 幸雄，荒木正夫，飯田隆一；「堰堤放水管に関する研究(2)」
土木研究所報告 第89号 昭和33年3月
- 9) 川村幸司，梅原諱也；「放流管ゲート操作時における放流量の推定方法」
土木技術資料 13-7 昭和46年7月
- 10) 中川博次，藤本 成；「越流部ゲート半開時放流量の推定方法の検討」
土木技術資料 vol 5 №9 昭和38年9月
- 11) Ven Te Chow (周文徳)；「開水路の水理学」
石原藤次郎(訳) 昭和37年12月
- 12) 川村幸司，松山宣信，田村正秀，斉藤宗夫他；「真名川ダム洪水吐水理模型実験報告書」
土木研究所資料 第823号 昭和48年3月
- 13) 松山宣信，田村正秀，斉藤宗夫，勝木和徳；「八戸ダム洪水吐水理模型実験報告書」
土木研究所資料 第760号 昭和47年3月
- 14) 建設省土木研究所；「四十四田ダム水理模型実験報告書」
昭和40年3月