

フィルダム余水吐の設計法に関する研究

とくにEt/Ecについて

誌名	農業土木試験場報告
ISSN	05495725
著者名	中村,武夫
発行元	農林省農業土木試験場
巻/号	4号
巻号補足	
掲載ページ	p. 1-29
発行年月	1966年1月

農林水産省 農林水産技術会議事務局筑波産学連携支援センター
Tsukuba Business-Academia Cooperation Support Center, Agriculture, Forestry and Fisheries Research Council
Secretariat



フィルダム余水吐の設計法に関する研究

とくにその極限洪水排除能力について

中 村 武 夫*

目	次
I 緒 言.....	1
II 概 説.....	2
III 余水吐設計のための洪水水文.....	3
IV 余水吐の水利設計 [I]	7
1. 余水吐の計画.....	7
—とくに位置・型式の選定について—	
2. 調節型余水吐の採用.....	7
3. 余水吐型式の多様化と その水利特性の改善.....	10
V 余水吐の水利設計 [II]	18
—とくにその極限洪水排除能力について—	
1. 一般的な考察.....	18
2. 実験結果の考察.....	22
3. 結論とその応用.....	26
VI 結 言.....	26
参 考 文 献.....	27
Summary	28

I 緒 言

わが国の農業経営は多量のカンガイ用水を必要とする水田農業に依存している。このため古くから農業用水の開発は不断に続けられており、水源施設としてのアースダムも数多く建設されてきた。全国に現存するカンガイ用貯水池の総数がほとんど 30 万に達し、水田総面積約 300 万 ha の 37%，111 万 ha のカンガイを担当していることから、農業用貯水池のもつ意義、重要性は理解される。そして、現存カンガイ用貯水池の大部分はアースダムによって構成されている。

ところで、古来数多くのアースダムが築造されてきたが、その設計、建設は必ずしも体系だった技術によるものではなかった。各部諸元の決定、施工の管理などはすべて担当技術者の勘と経験にたよるものであった。

近年、とくに戦後における土質力学の急速な発達はこのような設計、建設手順を一変させた。力学的に、また水理的な面でもとらえた用土の諸性質は、それぞれの分野で設計、施工面に反映され、一定の原則、体系にたつてダムが設計されるようになった。加えて、土の工学的性質の適切な理解はダム建設への使用材料の範囲を拡大し、もはやアースダムといった概念を打ち破り、フィルダムという概念を生むにいたった。

筆者はこのような変動期にあって、農業用フィルダムの設計、施工の指導にあたり、また設計手順の体系化、基準化にあたった。もちろん、総合作物の一つであるフィルダム設計手順の基準化、体系化はきわめて多くの

面を有しており、そのおのおのが高度の科学的な研究と、技術的な判断を要するものである。

この論文は筆者が設計指導を行なった数多くの実施例、ならびに設計方法の基準化にあたって解析を試みたフィルダム設計上のいろいろな問題点のうち、余水吐の設計法に関する事項をまとめたものである。これは、さきにまとめた「フィルダム設計法に関する研究」¹⁾（第1章 序説、第2章 堤体の設計、第3章 堤体の安定計算、第4章 フィルダム余水吐の計画設計）のうち、特に第4章をとり出し一部加筆したもので、第1章～第4章にわたる筆者の設計思想は、すでに「フィルダム設計基準」の中に大幅にとりいれられているが、なおかつフィルダムの安全を期するには余水吐がきわめて重要な使命をになうものであるからである。

この機会に、さきの「フィルダム設計法に関する研究」をまとめるにあたって特に激励を頂いた高田雄之教授、田辺邦美教授に対し、あつく謝意を表したい。あわせて資料のとりまとめに格別の労を煩わした手島渚、守谷正博、加藤哲夫、高瀬國雄、中原通夫、小林圭三、高垣邦夫の諸君、ならびに追補水利実験に協力して頂いた川合亨君らに改めて深謝したい。

今回一部加筆にあたっては、さらに出口利祐、中原通夫、久保七郎君ら、図面の再整理については特に田手穰君の援助によったことを付記して感謝したい。

また、長い年月にわたってそれぞれの事業に取り組まれ、貴重な資料、図面をお寄せいただいた各現場に働いておられる技術者の方々の御努力に対して深甚の敬意を表するとともに、その御援助に対して深く謝意を表する。

* 場 長

II 概 説

フィルダムはその構成材料の性格上、堤頂越流に対してまったく抵抗することのできない貯水構造物である。フィルダムの最大欠点の1つであるこの欠陥を補うためにフィルダムの建設にあたっては、十分な能力をもち、かついかなる不利な条件に対しても確実に働き得る安定した余水吐の建設が必要とされる。この点から、土地改良事業計画設計基準（土堰堤）においても、その堤体設計の冒頭に、

「余水吐の能力が既往及び将来起り得ると考えられる最大洪水量に対して十分安全であること」と基準をかかげている²⁾。

アースダムによる貯水計画における余水吐の重要性については古くから認識されており、1926年 Hinds 氏によって側水路余水吐の理論³⁾が展開されると、わが国へも比較的早い時期からこの型式の余水吐が取り入れられている点からもわかる。細部の水理学上の認識、構造設計の細部、規模などについては最近のそれに比べてなお相当のへだたりがあるにせよ余水吐の重要性の認識、新しい構造型式導入への意欲がうかがわれる。^{4)~9)}

ところで、このような重要性の認識、意欲にもかかわらず、余水吐設計理念の未確立のため、戦後いくつかのアースダムでは堤頂越流による決壊をおこし、人命、財産に多大の損傷を及ぼすにいたった*。もちろん、この種の大災害は近年におけるカンガイ諸施設の大規模化もあずかっているものとは思われるが、なお、設計技術の全般的な水準の低さを認めざるをえない。本来、科学技術のいかなる部門も他と無関係に、ぬきんでて高水準に達することはできない。したがって、現在の時点に立って未熟と認められる点があるのもきわめてやむをえないことであろう。そして戦後、相ついで起こった不幸な経験を契機にアースダム余水吐の計画、設計、施工については抜本的な再検討が加えられた。この結果は、農地局「土地改良事業計画設計基準（土堰堤）、同改訂案（アースダム）」¹⁰⁾、国際大ダム会議日本国内委員会「ダム設計基準」¹¹⁾などによって、新しいダムならびにその余水吐の計画設計に全面的に採用されている。

さて、これら余水吐の計画、設計手順の再検討によってもっとも労作が集中され、大きな変革が行なわれたことがらば、洪水水文解析法の体系化と水理設計法の改善である。これらの重要点については本題において詳論さ

れるところであるが、これら2点の重要性ならびに特徴的な改変について概観すれば以下のとおりである。

a. 余水吐洪水水文の解析

構造物の計画、設計にあたっては、まずその構造物の使命、処理もしくは耐えるべき諸量、諸荷重条件が明らかにされねばならない。洪水排除のための一連の構造物である余水吐についても同様であり、その計画、設計の第一前提の処理すべき洪水量の適切な推定が必要である。

この問題についての戦前の処理方法はかなり不統一であった。すなわち、既往最大洪水量の処理、日雨量を8時間もしくは6時間排除と担当者の技術的な判断を大幅に取り入れうる余地が残されていた。このことは洪水解析のための観測資料が不足しており、適当な解析を進め得ない段階にあったためとも考えられるが、結果的には洪水の過小推定をまねき、貯水池の安全確保に支障をもたらした。

幾多の曲折はあったものの、戦後、余水吐洪水水文についての再研究によってその解析手順はまったく新しい手法を導入するにいたった。すなわち、余水吐の洪水水文解析への統計解析法の応用である。そして、この方法によって既存資料の活用範囲を拡張するとともに、より広い視野にたった資料収集、収集資料解析の手順が確立されるにいたった。

b. 余水吐の水理設計

アースダムにおける余水吐の重要性の再認識、水文資料解析への統計的方法の応用を主軸とした洪水水文解析の体系化などによって、戦後のフィルムダム余水吐は従前のそれに比べてきわめて大きな流量をも処理できるよう計画されるようになった。ダムサイトが急傾斜の場合が多いわが国のフィルダム事業ではこのことは必然的に余水吐工費の大幅な増大をきたし、その用水計画の経済的な妥当性をも左右するにいたった。そして、より経済的な余水吐の計画、設計が一層必要とされるようになった。このような必要にせまられて、余水吐の水理学的な効率の向上に努力が注がれるとともに、その建設をより経済的なものにするため現地地形、材料の性質などに応じて余水吐の位置・型式などを貯水池計画全体の観点から決定するという考慮がはられるようになった。そして、余水吐は水理実験等によってその能力を正しく検査されるといった水理学的な面での発達とならんで、その型式も従来の側水路余水吐を発展させた湯ブネ型(Bath Tub Type)** からゲート調節のシュート型まで多様に

* たとえば平和池(S. 26. 7. 11. 死者 99名)、鳥取池(S. 27. 7. 10. 死者 57名)、大正池(S. 28. 8. 15. 死者 105名)等である。

** たとえば山王海ダム、 $Q=325.4\text{m}^3/\text{sec}$ 、子浦川ダム、 $Q=230\text{m}^3/\text{sec}$

変化することとなった。これらがそれぞれ現地の地形等の条件に適合させられているのはもちろんである。

余水吐の水理性能の向上とならんで、余水吐の極限洪水排除能力について考慮がはらわれるようになったことはきわめて重要である。構造物は元来、設計した条件に対して、設計されたように機能を果たすものである。したがって、設計上の前提以外の条件に対しては、その作動状態は保証されない。余水吐とても同様である。ここに、余水吐の設計にあたっては普通の設計条件のほかに、貯水池がまさに決壊しようとする限界状態における構造物の性状をも考慮されるようになった。すなわち、余水吐の極限洪水排除能力についての検討である。このような検討によって余水吐の設計は計画した単一流量に対する設計からはなれて、流量ゼロから極限流量にいたる連続した一連の流量に対しその水理性状を解析し、その余水吐自体だけでなく、ダム本体を含んで限界状態の安全性を考慮したうえで決定されるようになった。

III 余水吐設計のための洪水水文

余水吐の計画にあたって、その基礎となる洪水量の適切な推定の重要さはさきに述べたところである。その適切な推定なしに、完全な余水吐を計画することはできない。

ところで、わが国の農業用フィルダムの対象とする流域は数十 ha から数千 ha 程度であり、世界的な視野にたつて見る場合、きわめて狭小の域を出ない。このため相当大規模な流域の洪水水文解析のために開発された一般的な方法は必ずしも適用できない状態である。また一方、近代科学、技術が導入されて、すでに数十年を経ているわが国では、純粋に経験的な公式によって重要な余水吐の洪水水文解析を行なうにはあまりに地域の特性が明らかにされている。加えて、経験的な洪水流量推定公式は相当大規模な流域で、しかも流域の状況がわが国のそれとは相当へだたっていると思われる地域の記録から求められており、われわれの対象とする規模、流域状態への応用にそぐわない。

このような理由からわが国農業用貯水池設計のための洪水流量計算にはいわゆる「合理式」が広く使用されてきた。しかし、この方式の応用についてはさきにも述べたように多分に不統一があり、検討の余地が残されていた。もちろん、技術的な分野においては画一的な統一は必ずしも望ましいことではない。個々の計画に独特な、適切な技術的な判断が行なわれるべきものである。しかも、この技術的な判断、処置は局所的な判断、処置に終ってはならない。洪水の起因である気象現象は広範な地

域を対象として生起するものであるからである。ここに、より高く広い視野にたつた洪水水文解析のよりどころとして解析手順を統一し、標準化することが必要とされた。この標準化はつぎのような4段階によって進めた。

- ① 設計洪水量計算の基本方針の決定
- ② 資料収集の標準化
- ③ 水文資料検定への確率計算法の導入
- ④ 「合理式」応用の標準化

などである。なお、これらのほか数多くの貯水池について洪水の一時貯留能力を検討した結果、原則としてこれによるフィルダム余水吐能力の削減は設計上考慮しないこととし、さらにある流量に対して設計した余水吐はその設計流量の少なくとも 1.2 倍の流量をも処理できるように検討するように基準が設けられた。

これらの諸点の多くは既存の方法を体系化、標準化されたものが多いが、戦後新しい方法として農業用貯水池の余水吐のための洪水水文解析に導入された手法がないでもない。確率計算法の導入がそれである。

確率計算法自体、またその水文資料解析への採用自体さして目新しい方法ではない。Hazen, Goster, Kimball, Gumbel らによってそれぞれ解析方法が明らかにされ、わが国でも洪水流量記録の検討は岩井らによって応用されていた。

従来、農業用フィルダム余水吐の計画にあたって、もっとも障害となっていることがらはその基礎資料の不足である。ここに小流域に対する乏しい水文資料からの適切な設計洪水量推定のために、洪水水文解析法体系化の重要な一部門として水文資料の統計的な解析法が導入された。ここに検討の方法としては、

- ① 洪水量による方法
- ② 降雨量による方法

などがあり、それぞれつぎに述べるように長短があるが、主として降雨量記録によって計算を進めることとした。すなわち、洪水流量による場合は流域の状況の変化によって流出条件が年とともに変わり、この点の解析がほとんど不可能で、偶発事象としてこれを取り扱うには困難があり、一般に十分な資料がない。他方、降雨量による推定は、降雨量を流量に換算する過程で誤差はいるおそれがあるが、降雨は偶然現象とみなすことができるので、これから出発して洪水量を決めるのが本質的であり、またこの面からは統計的計算法によって推定を行なうにはそれに耐える資料がある場合が多いので、後者の面から解析を行なうこととした。

ところで具体的な水文資料の確率計算手順としては古くから多くの方法が見いだされ実用化されているが、そ

の実用化の類系を見るとき必ずしも特定の方法が定着されているとは思われない。米国内だけでも U. S. Bureau of Reclamation は Hazen 法を, Corps of Engineers は Goster 法を, U. S. Geological Survey は Gumbel 法を, U. S. Soil Conservation Service は独自の計算法をとっている状態である。このような状況からわが国農業用フィルダムの余水吐計画には、わが国の水文解析に多用されている岩井法をとることとした¹²⁾。

設計の基礎数値として採用される降雨量もしくは洪水量の生起確率については論議の集中される所であり、この点は本来、構造物の価値、命数、貯水池の決壊によっておこるその利水計画自体に対する損害ならびに下流域に対する損傷をあらゆる面から評価、検討して決定すべきである。しかし、この評価、検討は非常に複雑な多くの事項を含み、最終的には技術的な判断によって一定の基準が設定されているのが通常である。このような状態のもとで、当初農業用貯水池余水吐の設計基礎数値は 50 年に 1 度、もしくはそれよりまれにしか起こらない数値をとることとしたが、戦後の事例にてらし、他種構造物の設計基準、他目的の貯水池余水吐設計の実際などをも考慮して、最終的には 200 年に 1 度、もしくはそれよりまれにしかおこらず、かつ既往の最大値より大きい洪水量を農業用フィルダム余水吐の設計基準数値とすることとした。

ここに、大流域を対象とする U. S. Bureau of Reclamation, Corps of Engineers などの方法をふりかえてみよう。同国では両機関が同国 Weather Bureau と協力し、全国的な規模で洪水水文について検討し、統一した解析方法を確立している。すなわち、洪水を発生させる気象条件を計画地点の最悪条件にうつしかえ、可能最大洪水量を推定する方式である。もちろん、計画の重要度、下流域の開発の状況などによって設計基礎数値がこの可能最大量からある危険評価のもとに、ある程度切り下げられることはあるが、基本的には可能最大値を余水吐設計の基礎とする前提が保たれており、比較的小流域を対象としている Soil Conservation Service の基準においてもこの原則を単純化し、基準化して採用している。

わが国の農業用フィルダム余水吐においてもこのような手順を採用することができ、また採用すべきであるとも考えられるが、米大陸における降雨発生機構とわが国のその相違、対象流域の大きさの極端な相違などのため直接的な採用は不可能であり、設計基礎数値としては 200 年量を基準とすることとした。ここに、U. S. Corps of Engineers, Sacramento District の資料には、前述のような標準的な解析方法によることが不可能で重要な計

画の基礎には、生起確率 1/10,000 の数値を使用するとされており、これに比べるとわが国の基準は過小であるとの判断も可能である。しかし、わが国の基準では、上記のようにして決定した基礎数値に対して設計した余水吐にその 1.2 倍の負荷を課し、なお構造物の安全を保ちうるか否かを検討する方針がとられており、構造物の異常条件下における水理性状まで考慮して貯水池の安全がはかられている。この点、単に設計に採用される基本値の生起確率の問題だけでなく、水理性状にまで考慮が及ぼされている点に重要な意味がある。ちなみに、米国の諸機関でとられている設計方法は可能最大値を基礎として採用しているためもあるが、このような異常条件に対する検討はなされておらず、ある意味では不測の事態に対する顧慮に欠けるところがあり、保証性が弱い。水理性状についての検討は次項に述べるとおりである。

統計的解析法の導入によって、既存資料の活用範囲は大幅に広げられることになった。すなわち、極小流域に対して時間的な観点からも、地理的な観点からも、洪水量推定には適切な資料の入手には欠けるところがあったが、確率ならびに統計的な概念の導入によって資料の活用は拡大された。とくに、推定値に対する統計的な視野にたつての認識、ならびに特定地点の資料と他の資料との関連づけなどによって推定の正確度を格段と向上するにいたった。

非常余水吐の設置：フィルダム余水吐設計のための洪水水文解析法発展の経緯は前項に述べたとおりである。しかし、フィルダムによる利水計画における余水吐の重要性、ならびに次節に述べる余水吐の種別によるその水理特性を考え、余水吐型式、地形、流域ならびに貯水池水面積の広狭、洪水特性、基礎資料の信頼性などをも総合判断して非常余水吐を設ける方法がとられるようになった。

冒頭にも述べたように、フィルダムの最終的な安全は、堤体自体の安定にも支配されるが、その余水吐によることも多い。したがって、フィルダム余水吐は最も不利な条件に対処できるように、その能力は十分に、作動にはいかなる条件下でも故障がなく、構造的には絶対安定を期待できる方式が採用される。しかし、なおその構造物は不測の不利な状況に対処しなければならないこともなしとしない。たとえば、設計洪水量算定にあたっての確率概念の導入からもわかるように、それはあくまで一定の生起確率をもった値が採用されているにすぎず、その設計値もしくはそれ以上の悪条件が、いつ発生するかは明らかにしていない。そして、一定値の生起確率も過去の資料にてらしてのことにとすぎないし、加えて、流域

の状況、流出機構など、なお相当な不確定な要素を設計洪水量推定の一連の手順中に含んでいる。余水吐はこれらの不明確さ、不確定さを越えてなおダムを安全を保障しなければならない。とくにわが国のように高度に開発され、高い人口密度の地域に建設するダムではなおさらである。このような観点から状況が許される場合、主余水吐の性格上ぜひそれを必要とする場合は非常余水吐を設けることとした。秋田県相野々ダムがこの例である。わが国ではダム建設地点の両岸が一般に急しゆんであり、非常余水吐の建設が意にまかせない場合も多いが、洪水水文資料の不備、特殊な地形に制約されての特殊型式の余水吐の採用によってこの種の構造物を必要とされる場合も多い。

相野々ダムは直接流域 180 ha に対して満水面積 30 ha におよび、推定される洪水流入量の大部分を貯水池内に貯留できるものと認められたので、余水吐はカンガイ用水取水のために設ける取水塔の頂部から越流させるものとしてこれと併用することとし、洪水流入、貯水池内貯留、余水吐からの流出の関係を解析して、流入洪水

量(最大) 59.42m³/sec に対して取水塔より最大 13.02 m³/sec 流出させる計画とした。しかし、この余水吐は管路の流れを含み、その水理特性は普通採用される開水路式の余水吐とはきわめて異なっており、設計以上の大流量に対して極端な高水頭を必要とする性質があるので、さらに非常余水吐を設けた。すなわち、ダム左岸側の入江の奥に、その地点からまったく他の流域につながる非常余水吐が設けられた。この余水吐は、貯水池満水面標高 187.0m に対して、設計洪水量流出時の水面標高 187.8m を考慮し、越流敷高標高 187.8m を与えた、主余水吐作動不能の場合のダム本体の安全を確保できるように越流セキ長 9.0m を与えた。そしてこの非常余水吐は貯水池水位が不測に上昇したときにだけ作動し、かつ不測に上昇したときは確実に働き得るよう締め固めを行なわない盛土を非常余水吐調節部に設けることとした。いわゆるヒューズプラグと称せられる方式が採用された。

この種の余水吐方式の採用によってフィルダムの安全性は一層保障されることは論をまたない。もちろんこの

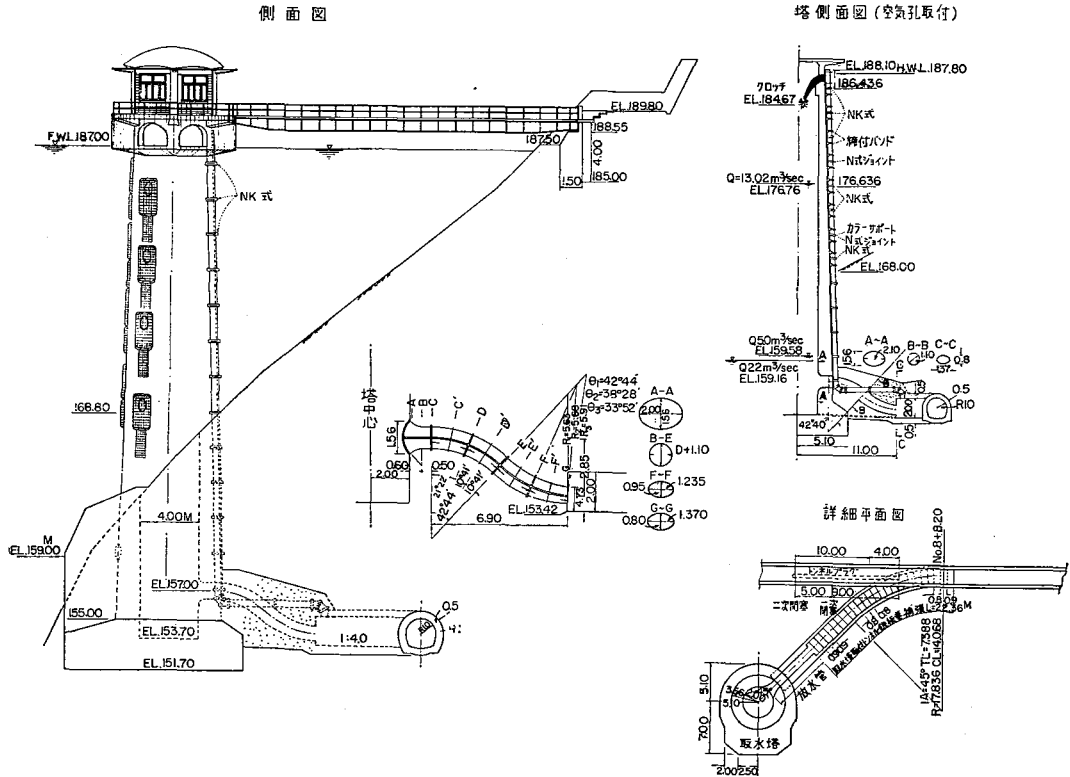


Fig. 1. 相野々ダム取水塔(兼正余水吐)構造図
Aino no earth dam —Intake tower and regular spillway in one

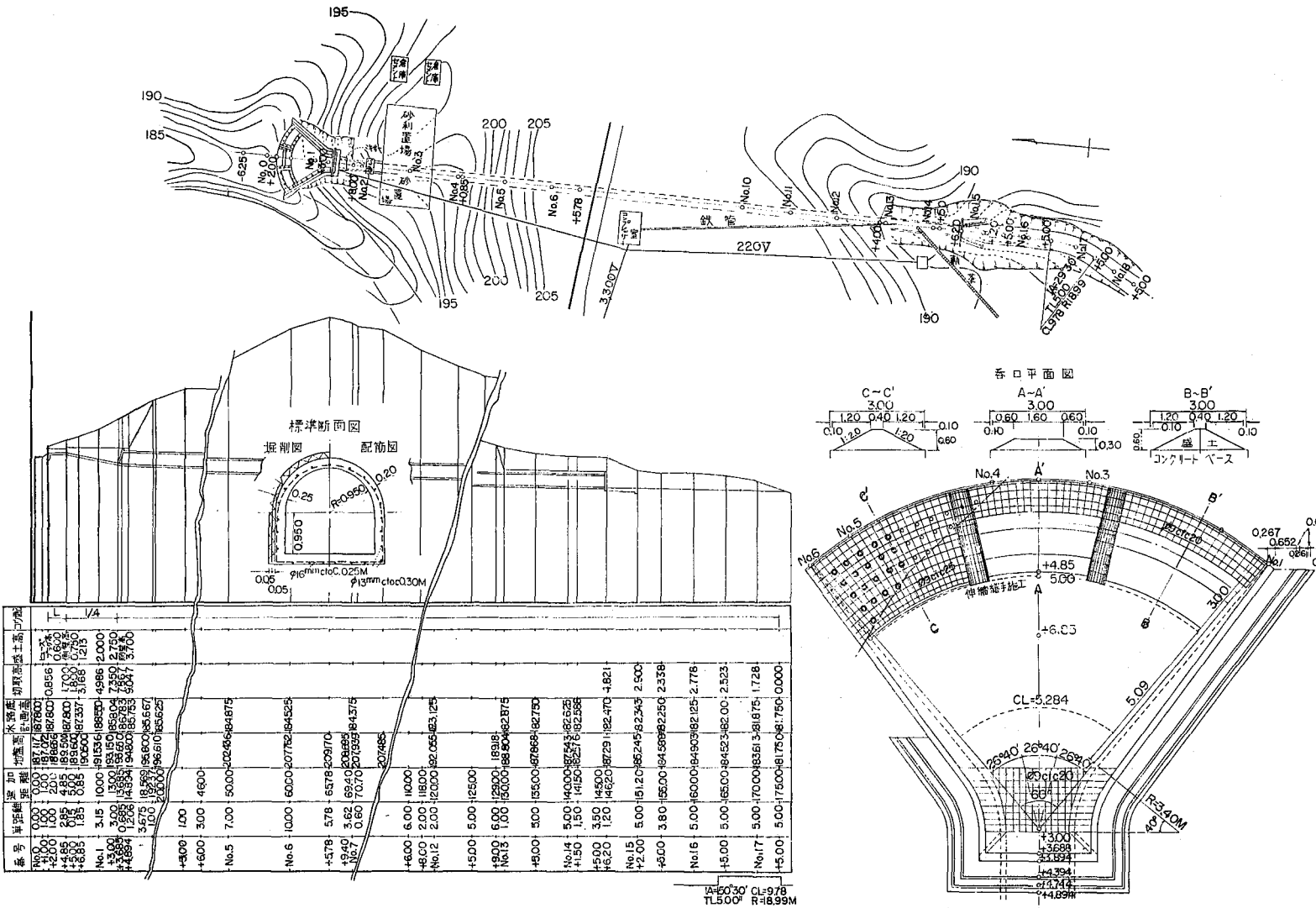


Fig. 2. 相野ダム非常余水吐構造図 Aino earth dam —Emergency spillway

方式があらゆるフィルダム計画に採用され得るものではないが、現地地形の適切な利用、フィルダム材料採取地の選択、掘削材料を有効に利用できる堤体型式の採用などによって、ダム工事費をとりたてて増大させることなく、ダムの安全度を格段に増加させることができる。

IV 余水吐の水力設計 [I]

余水吐は洪水の安全な流過を最大、唯一の目的とし、その機能を完全に果たすことによってダムの安全を保障する水力構造物である。したがって、その計画にあたっては所期の目的を、あらゆる条件のもとで、安定した状態で果たしえるような計画設計が必要であり、適切な水力設計が必要である。戦後、数次にわたるアースダムの決壊事例ならびに設計洪水量算定方式の基準化などによって、戦前の設計例に比べると格段に大きな設計洪水量を採用することになったが、これらも余水吐の水力学的な設計法の改善を必要とした。フィルダム余水吐設計法の進歩についてはきわめて多くの面があり、その各々についてそれぞれ相当の解析、検討、実際的な経験の集積が行なわれているが、この論文ではその論議をとくに次の2項に限ることとした。

- ① 余水吐の計画、とくに位置、型式の選定
- ② 余水吐の水力、とくに極限洪水排除能力

などである。

これらは筆者が戦後の農業用フィルダムの設計、建設の指導にあたってとくに重点を置き指導を集中したからである。

1. 余水吐の計画

—とくに位置・型式の選定について—

余水吐の構造的な安定性、ひいては余水吐水力機能の安定性、水力特性、余水吐の施設費などは、その位置、型式の選定、一般的な諸構造物の配置など具体的な設計作業以前の段階の検討、選択に支配されるところが大きい。したがって、余水吐の計画は設計の前駆段階としてきわめて重要である。このような理由から戦後の農業用フィルダムの余水吐の計画、設計の指導にあたっては、まず総合、巨視的な観点にたつて位置、型式の選定に重点がおかれた。このような指導方針のもとに、戦前は比較的、単純、小規模であった農業用フィルダム余水吐は、多様化、大規模化の傾向をとるにいたった。筆者が計画、設計の指導にあたった主要なフィルダム余水吐は以下各型式別に述べるとおりである。これらの余水吐の設計にあたってはいずれも現地の地形を適切に利用し、かつその水力的な能率がよく、堤体の設計とも経済的に関連づけられるようにくふうした。

2. 調節型余水吐の採用

ダム余水吐の調節型式としては、ゲートを設けて人為的に放流量を調節するいわゆる調節型と、ゲートなどを設けず、人為的には貯水池からの洪水流出を加減できない非調節型とがある。一般にわが国の農業用貯水池は国もしくは県などによって建設されるが、その維持管理は水の利用者である農業関係諸団体に移管されるのが通例である。このためごく少ない例を除いては、貯水池諸施設、余水吐などの完全な維持、管理操作は期待できず、ために農業用フィルダム余水吐の設計にあたっては非調節型を採用するのが通例である。もちろん余水吐調節部に角おとしなどを設け、洪水時はこれを取り払って放水するような事例もないではないが、これらは特例に属し、むしろ技術的には健全な策ではない。

ところで、余水吐の調節部を水理的な観点から考えると越流ゼキの型式をとることが多い。越流ゼキを越える流量はセキ長が一定の場合ほぼその越流水深の $3/2$ 乗に比例して増大することはセキの流量公式から容易に理解されるところである。すなわち、越流ゼキは低水頭では能率が悪く、水頭が大きくなるに従って急速に流量を増大する。したがって、水理的に効率のよい余水吐を設計するにはできるだけ大きな越流水頭を採用することが望ましい。しかし、非調節型の調節部を採用する場合、大きな越流水深を採用すると、余水吐の効率は向上するが貯水池満水面から堤頂の間に大きな高差が必要となり、ダム、余水吐等すべてを含んで総体として貯水池を考える場合必ずしも経済的な結果は得られない。すなわち、非調節型式を採用する場合、余水吐、ダム総工費の節減はきわめて限られるのが普通である。そして最近における農業用水利開発の大規模化、経済的な考え方の導入はこの限界突破の必要性を強調することになった。

ところで、開発の大規模化は大規模な構造物を必要とし、計画、設計上いろいろ困難な問題をともなったが、維持、管理の面から考えると施設利用団体は十分強力となり、管理操作に完全を期することができるようになってきた。他方、戦後は完全な維持、管理、操作を行なわなければその建設目的を達せられないだけでなく、弊害をさまねくおそれのある洪水調節専用、もしくはこの目的とカンガイ兼用の貯水池が設けられるようになった。すなわち、ある範囲では必要な管理、操作が可能な貯水池ができ、また、維持、管理が不可欠の貯水池が建設されるようになった。そして各種情報通信機関は急速に整備され、洪水諸気象予報などの産業気象学的な諸活動もさかんに行なわれるようになった。加えて、調節ゲ

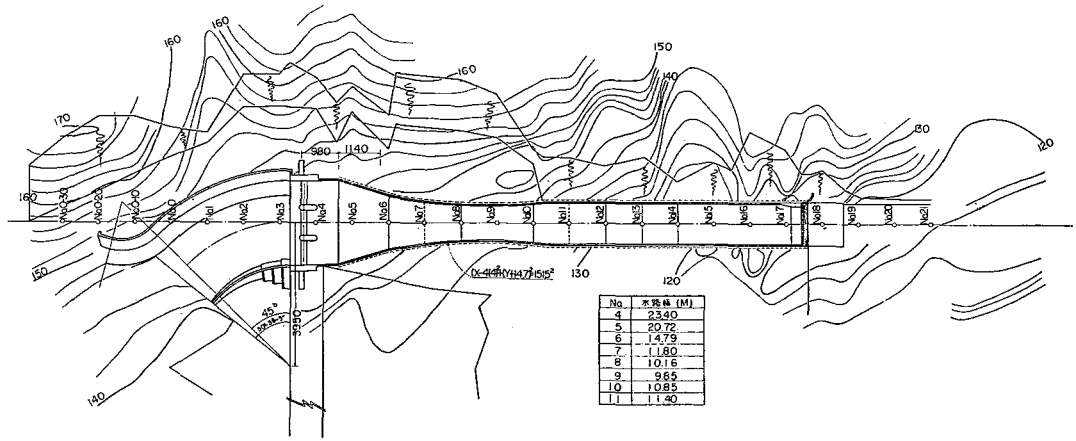


Fig. 3. 衣川1号ダム余水吐平面図
Koromogawa No. 1 earth dam —Ground plan of spillway

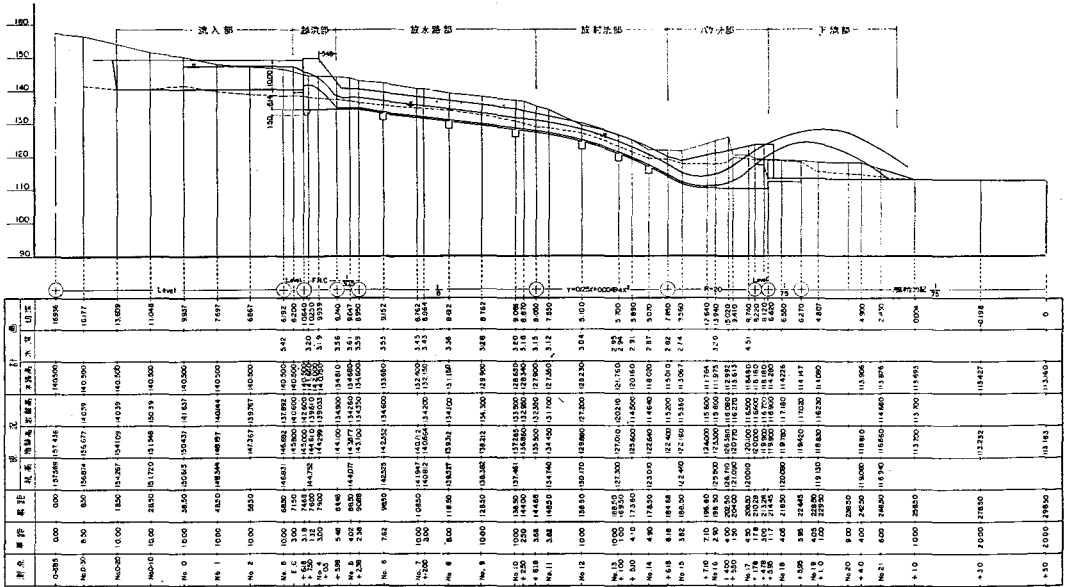


Fig. 4. 衣川1号ダム余水吐縦断面図
Koromogawa No. 1 earth dam —Longitudinal section of spillway

ート、諸機械の精度、耐久性、信頼度なども格段と改善され、増大した。

このような諸状況の変化に応じて農業用フィルダム余水吐においても、従来からコンクリートダムなどで用いられていたと同様な調節型余水吐が採用されることになった。青森県上久保ダム余水吐、岩手県衣川1号ダム余水吐、岩洞ダム余水吐などがそれである。この型式の採用によって余水吐調節部の水理学的な効率は大きく改善され、従来用いられ、現在もなお多くの計画で採用されているような巨大な側水路式の調節部は不必要にさ

なった。すなわち、調節型余水吐の採用は農業用フィルダム余水吐に新しい型式を導入する糸口となった。

岩手県衣川防災事業、衣川1号(増沢)ダムは流域面積 2,900 ha を抱くカンガイ兼洪水防御用アースダムである。このダムの余水吐設計にあたっては、その予備設計の段階で伝統的な側水路型式の採用が試みられた。しかしこの余水吐は、設計洪水量 545.0 m³/sec に対し、越流ゼキ長 105.0m, 放水路長 420.0m, 総延長 525.0 m におよぶ巨大なものであった。ところで余水吐位置の基礎は重い大規模な構造形の基礎としては十分強固で

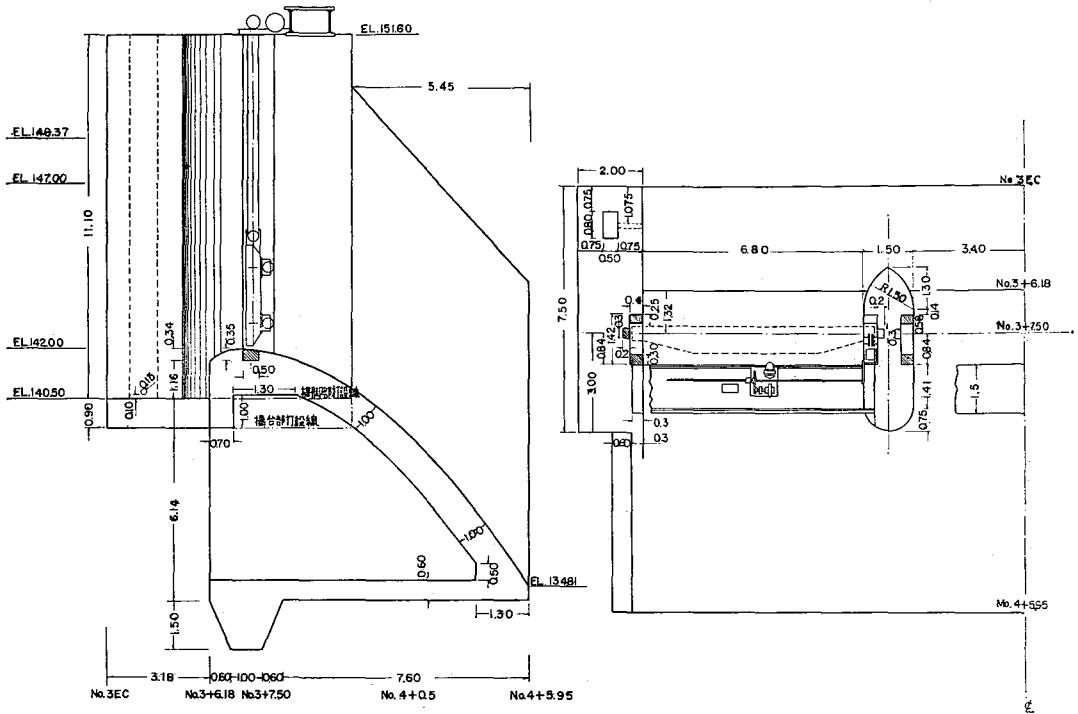


Fig. 5. 衣川1号ダム余水吐越流部構造図
Koromogawa No. 1 earth dam —Detailed plan of control structure of spillway

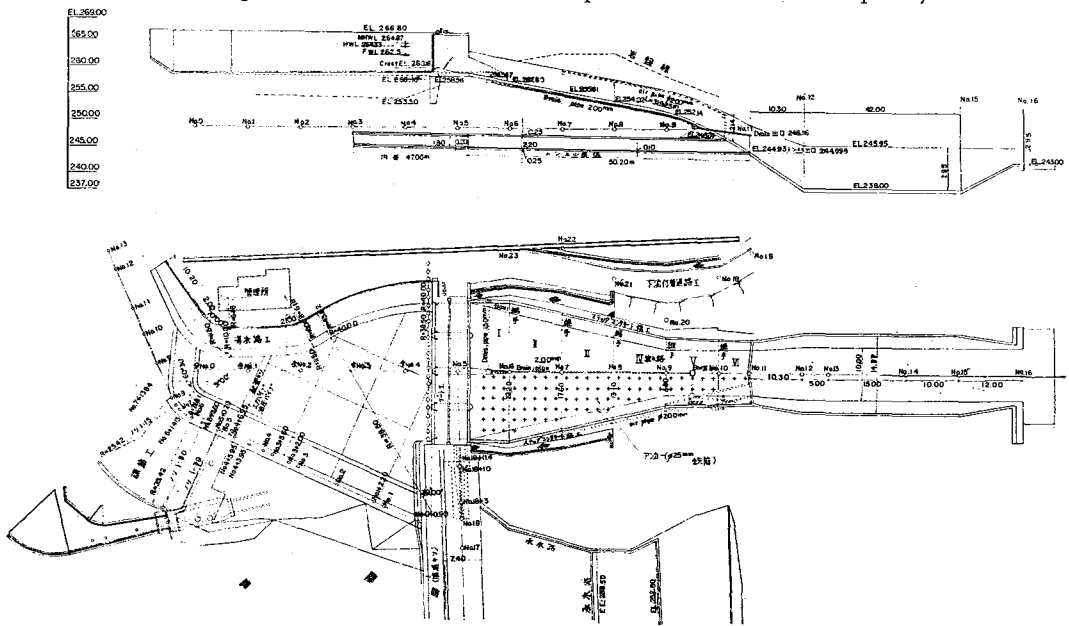


Fig. 6. 青森県四和ダム余水吐構造図
Shiwa earth dam —General layout of spillway (controllable type)

なかっただけでなく、側水路型式を採用する場合、強い揚圧力が働くと予測されるようなものであったので、地形、地質の条件と経済性を考慮し、適応した工法とするよう

検討し、ショート余水吐方式を採用することとした。このような理由のためこのダムの余水吐としては側水路方式を放棄し、調節過程における満水面標高 EL. 145.0

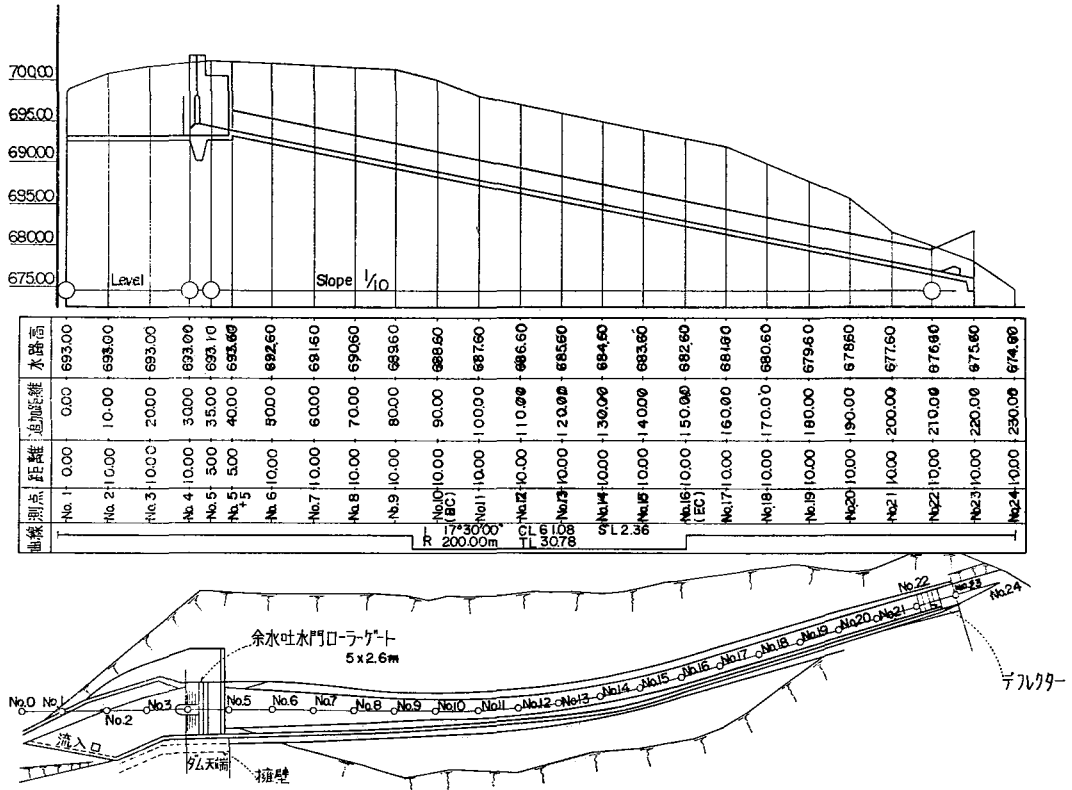


Fig. 7. 岩洞ダム余水吐平面図および縦断面図
Gando rockfill dam spillway —General layout

m に対し余水吐越流セキ頂標高を EL. 142.0 m にとり、この間に高さ 3m のローラゲートを設置することとした。なお、余水吐調節部および放水路部の構造の細部については、水理模型実験を行ない、水理能力の効率をよくした。主要諸元は以下のとおりである。

(Fig. 3, 4, 5 参照)

- 設計洪水量 = 545.0 m³/sec
- 同洪水面標高 = EL. 147.0 m
- チェック流量 = 654.0 m³/sec
- 同洪水面標高 = EL. 148.37 m
- ダム頂標高 = EL. 149.50 m
- 越流セキ頂標高 = EL. 142.0 m
- 余水吐排除量 = 431.6m³/sec, 519.0m³/sec
- 調節孔排除量 = 135.0m³/sec, 135.0m³/sec
- 越流セキ長 = 23.40m (内、橋脚幅 1.5m × 2本)

青森県四和村防災事業上指久保ダム余水吐型式選定の経緯もほぼ衣川1号ダム余水吐のそれと同様である。

(Fig. 6)

この型式の余水吐は完全な維持管理なしにはその機能を果たすことはできない。このため、この型式の選定に

あたってはとくにその維持、管理、操作を完全にし、体系化することを条件とした。この種の余水吐は外国においても相当数アースダム余水吐として利用されており、貯水池計画の規模によっては、維持管理、操作などの費用を含んでも他の型式の余水吐より経済的な場合がある。発電、工業、都市用水などと貯水池を併用し、専任維持管理人によって定常的、完全な管理、操作を期待できる場合は将来この型式を採用する機会が多くなるものと思われる。岩洞ダム余水吐にこの型式の余水吐が採用されたのはおもにこのような理由によるものである。

(Fig. 7, 8 参照)

3. 余水吐型式の多様化とその水理特性の改善

調節型余水吐の採用によって農業用フィルダム余水吐にも典型的なシュート余水吐型式が導入されることになった。しかしこれと並んで伝統的な余水吐型式についてもそれぞれ水理特性の改善、現地地形に合った余水吐の計画などによって工事費の経済化がはかられることになった。戦後とくに計画、設計上の改善が加えられた代表的な余水吐型式、余水吐について概説すれば以下のとおりである。

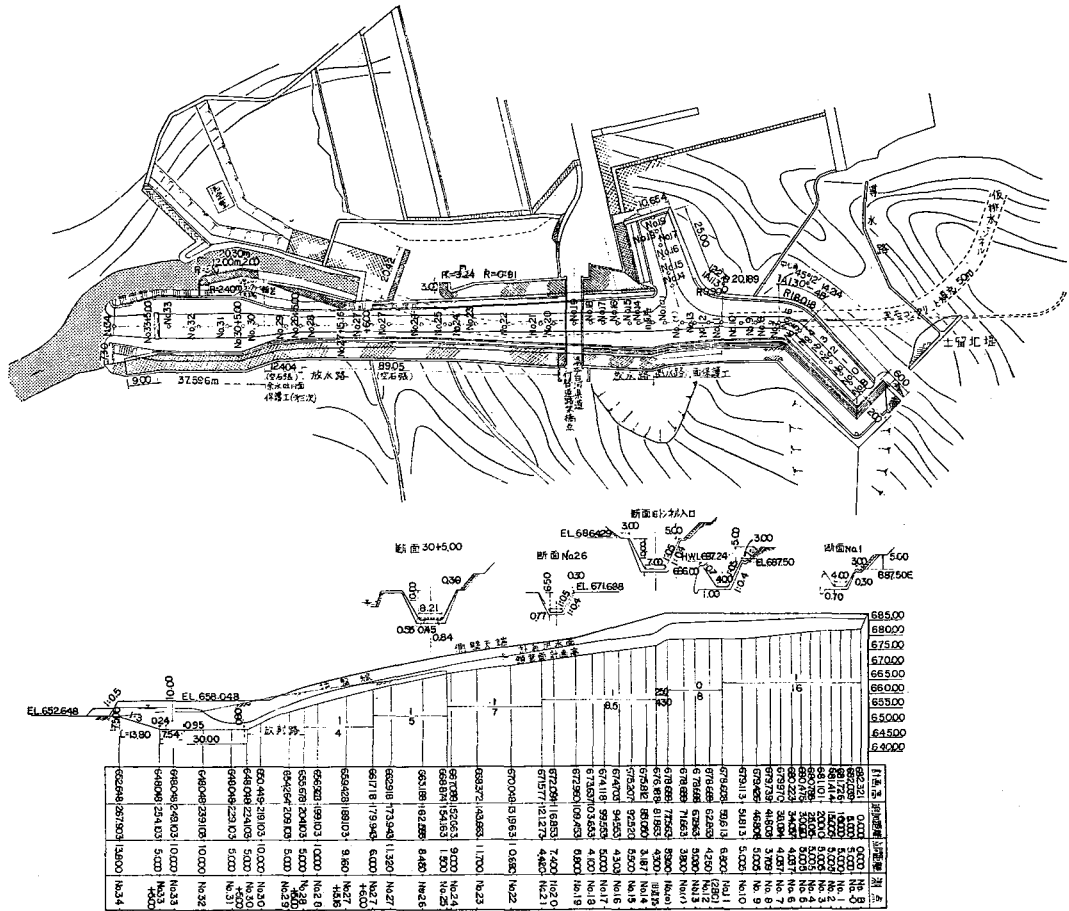


Fig. 9. 羽鳥ダム余水吐平面図および縦断面図
Hatori earth dam —General layout of spillway (special side channel type with a branch)

うな状況のもとに、余水吐越流部ならびにそれに続く側水路は現地の等高線に沿わせ、その途中から放水路を分岐させて、洪水を下流に流下させることとした。図示のとおりである (Fig. 9)。

この余水吐は Hinds の方法によって設計された。ここに Hinds の設計法は本来、直線の側水路でしかも分岐のない場合について展開されたものであり、この余水吐はその形状が特殊であるため、その水理性状、とくに合流部、放水路、減勢工のそれについては不明な点が多かった。このためこの余水吐についてその水理性状を水理実験によって検討し、部分的な修正を加えた。

千葉県小糸川用水改良事業三島ダム余水吐は貯水池満水面に沿ってほぼ直線状にのびた越流ゼキの中央から放水路を分岐し、いわゆる T 字型の平面形が採用された。S 字状にわん曲する原河川、満水面付近の地形条件から直線的余水吐の平面的配置が許されなかつたためである。

この方式の配置は水理的な見地から考えると必ずしも望ましい形状ではない。他の型式の余水吐に比べて水頭損失が大きく、水理的な効率の低い側水路型余水吐の流れを合流させ、その合流損失を加えてさらに水理効率を悪くするからである。余水吐水路中の損失が大きいことは減勢の面から考えると必ずしも不利なことではないが、同量の水を流送するに急なコウ配、深い水路を必要とし、掘削量を増大させる欠陥がある。この T 字型余水吐の設計にあっては合流部の損失にそなえて、側水路部の水路底と放水路始端水路底の間に 1.5 m の高差をおき、その水理性状については水理模型実験を行なって確認した。

(Fig. 10, 11 参照)
岩手県山王海ダム余水吐は戦後のアースダム余水吐の発展を見る場合きわめて重要である。同ダムが戦前戦後のアースダムの中継的な役割りをはたし、戦後のアースダムの設計に強く影響したのと同様である。

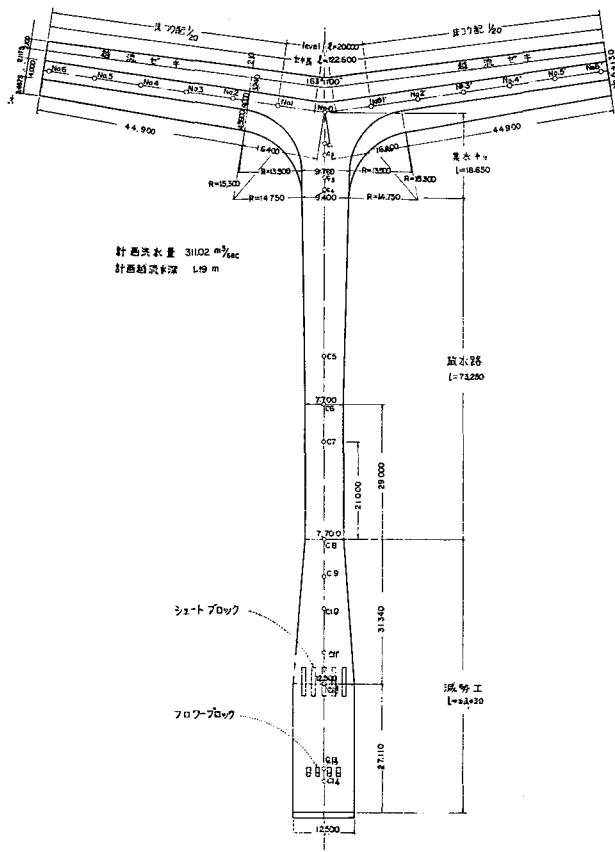


Fig. 10. 千葉県小糸川地区三島ダム余水吐平面図
Mishima earth dam —Ground plan of spillway
(special side channel type with T shape)

この余水吐の調節部は側水路方式であるが、ダム左岸、貯水池中に突出した地山を利用し、その上に側水路を共通の隔壁を背壁として併列させている点きわめて特徴がある。洪水は側水路を貯水池からへだてる越流ゼキならびに側路上流端から側水路に流入する。この方式は米国 Bureau of Reclamation の小規模アースダムに採用されている湯ぶね型 (Bath Tub Type)に通ずるもので、山王海ダム余水吐の場合、余水吐を設けた地山の突端にある取水塔の通路として2個の側水路の間に隔壁を設けている点が違うだけである。すなわち、U. S. B. R. で使われている湯ぶね型余水吐では隔壁を設けないのが常である。

山王海ダム余水吐は放水路の一部に仮排水路の一部を利用している点も特徴の1つである。このため、複式側水路型調節部末端からダム左岸地山低部を通る旧仮排水トンネルへ急傾斜の斜坑によって余水吐放水路は接続されている。Hoover ダムその他の余水吐に見られると同様な方式である。この余水吐の水理性状についても水理模型実験によって検討されたが、斜坑内の流れを整えるため、調節部末端、斜坑入口の水路底に逆段が設けられた。この小段も外国の先例と、実験結果にてらして決定された。(Fig. 12 参照)

石川県子浦川防災事業、子浦川ダム余水吐もこの方式を採用している。(Fig. 13, 14, 15 参照)

当初計画の余水吐は設計洪水量 30.0m³/sec に

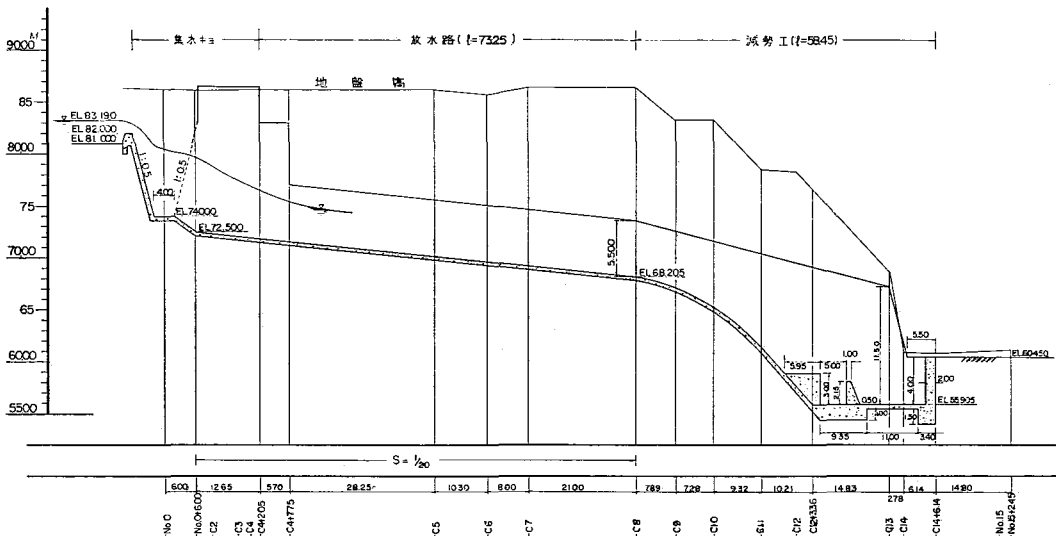


Fig. 11. 千葉県小糸川地区三島ダム余水吐縦断面図
Mishima earth dam —Longitudinal section of spillway

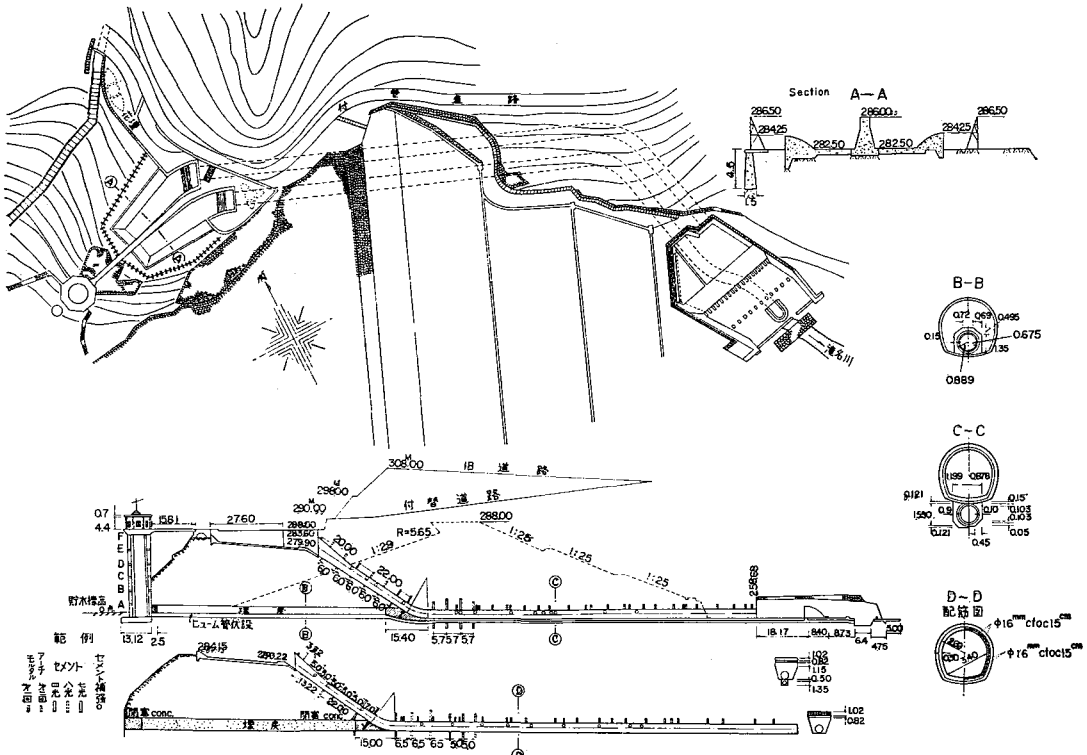


Fig. 12. 山王海余水吐概要図

Sannokai earth dam —General layout of spillway (special bath tab type with a central barrier)

対し、越流セキ長 30.0m の側水路式としていたが、洪水量を検討した結果、余水吐の規模を格段に増大する必要を認めた。しかしながら、現地の地形的条件は、側水路式としての規模の増大は困難と思われたので、種々検討をこころみた結果、左岸取付部のあん（鞍）部を利用し、Fig. 13, 14, 15 に示すように側水路を併列させて設置し、掘削土は堤体盛土の一部に流用することが、もっとも適応した工法であるとの結論に達した。

- 設計洪水量=230.0 m³/sec
- 設計洪水面標高=EL. 71.50 m
- チェック流量=345.0 m³/sec
- 同洪水面標高=EL. 71.96 m
- ダム頂標高=EL. 73.50 m
- 越流セキ頂標高=EL. 70.00 m
- 越流セキ長=70.0 m (35.0 m×2)

b シュート余水吐

シュート余水吐とは越流ゼキを余水吐に接近する流れに直角に設けて越流させ、流れの方向を変えないまま放水路を経て流過させる余水吐である。この型式の余水吐はわが国でも古くから小流域を対象とする農業用アース

ダムに広く利用されてきたものである。この型式の余水吐は流れの損失水頭が少なく、その設置には地形上の制約はあるものの、経済的な余水吐を造ることのできる可能性があるためである。しかし、戦前に建設されたこの型式の余水吐の設計をその完成後の構造物から推測すると、落差工と急コウ配水路の個別的な寄せ集めとしか理解されず、一貫、連続した考え方にたつての水利設計法が採用されているとは認められない。

戦後、この型式の余水吐の利点を再認識し、地形その他の諸条件がこの型式の採用に有利と認められる場合は積極的にこの型式をとるように指導された。そして流域にしたがって設計洪水量が比較的大きく、かつ完全な維持管理、操作が期待される場合はゲート調節型が、他の場合では非調節型とられるようになった。前者に属するものとしては既述の衣川1号、上指久保、岩洞ダムの余水吐があり、後者の部類にはいる代表的なものとしてつぎのようなものがある。

千葉県加茂川用水事業、金山ダムはダム取付部左岸に突出した地山があり、慣習的な側水路余水吐を設けるに

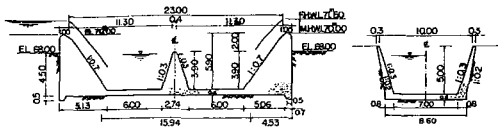


Fig. 15. 石川県子浦川ダム余水吐越流部構造図
Shihogawa earth dam spillway —Detailed plan

は適当なサイトがなかった。ここに千葉県小糸川地区三島ダムで採用されたT字型側水路余水吐方式の採用も考えられたが、突出した地山の背面あん(鞍)部に平面的に円弧状に曲った越流セキを設け、このあん部を通じてダム下流側にいたるシュート型余水吐型式が最終的に採択された。この余水吐の水理性状についてはとくにその縮流部のそれについて不明確な点があったので、水理模

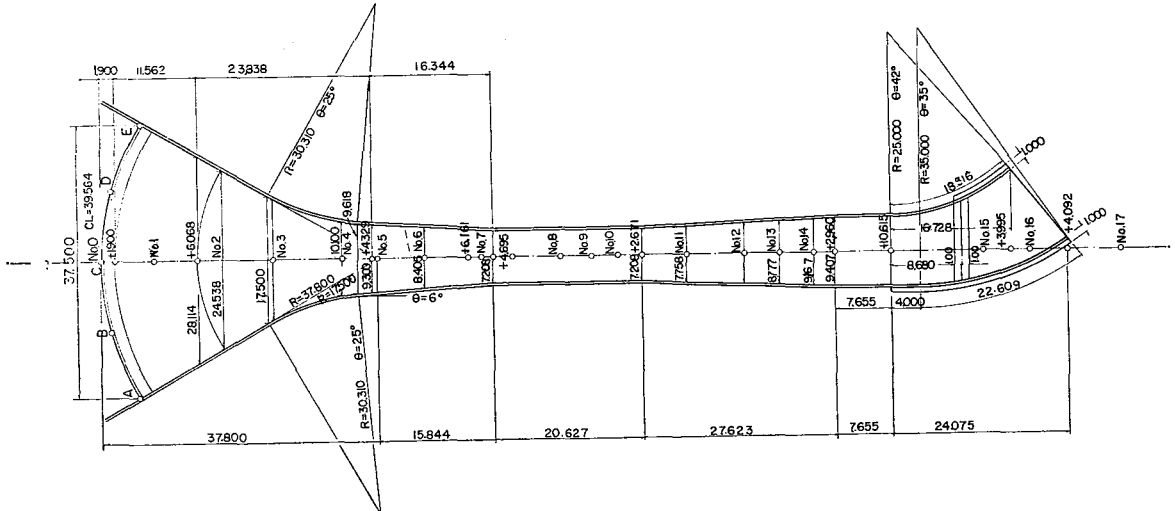


Fig. 16. 千葉県金山ダム余水吐平面図
Kanayama earth dam —Chute type spillway with arched control weir

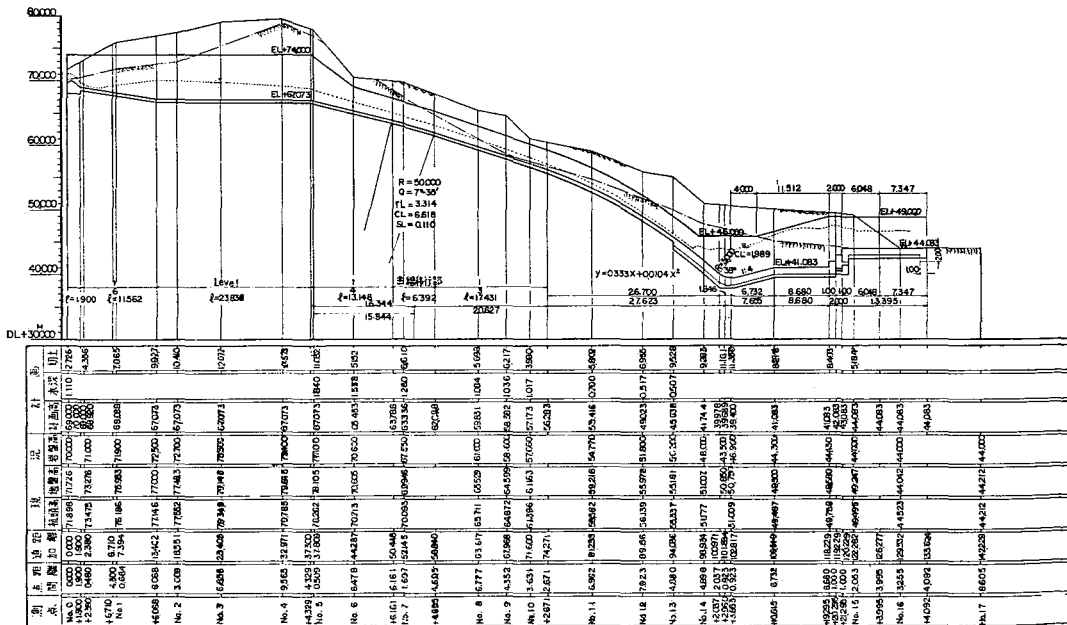


Fig. 17. 千葉県金山ダム余水吐縦断面図
Kanayama earth dam —Longitudinal section of spillway

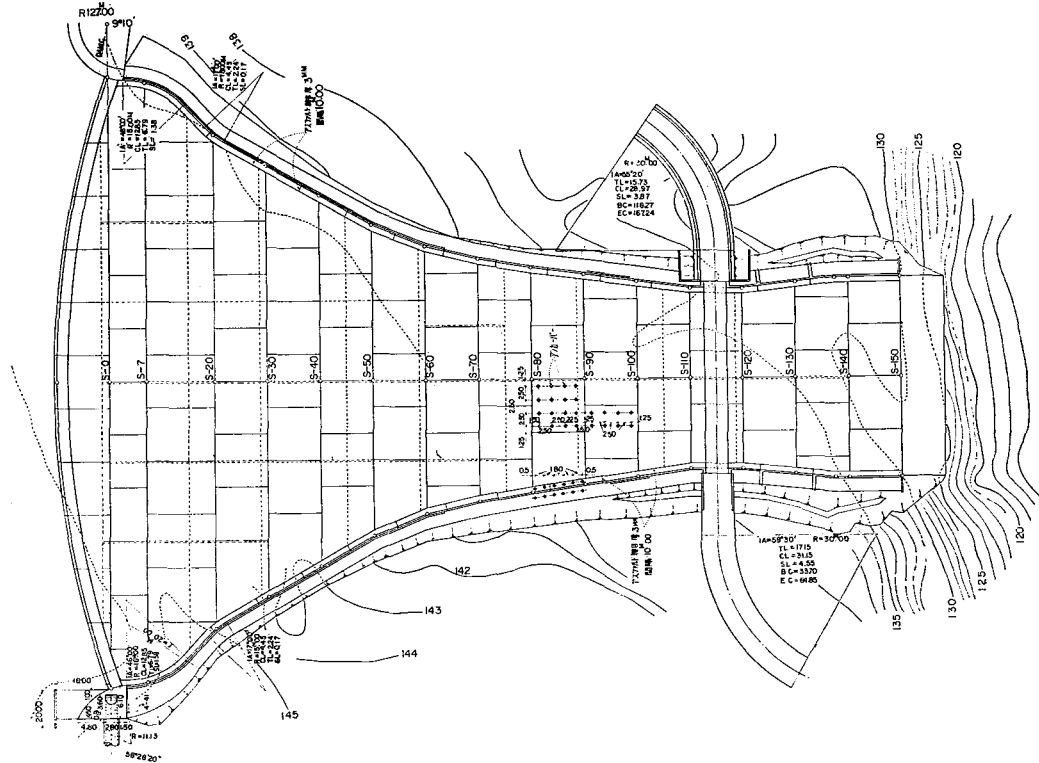


Fig. 18. 北海道青山ダム余水吐放水路一般平面図
Aoyama earth dam—Chute type spillway with arched control weir

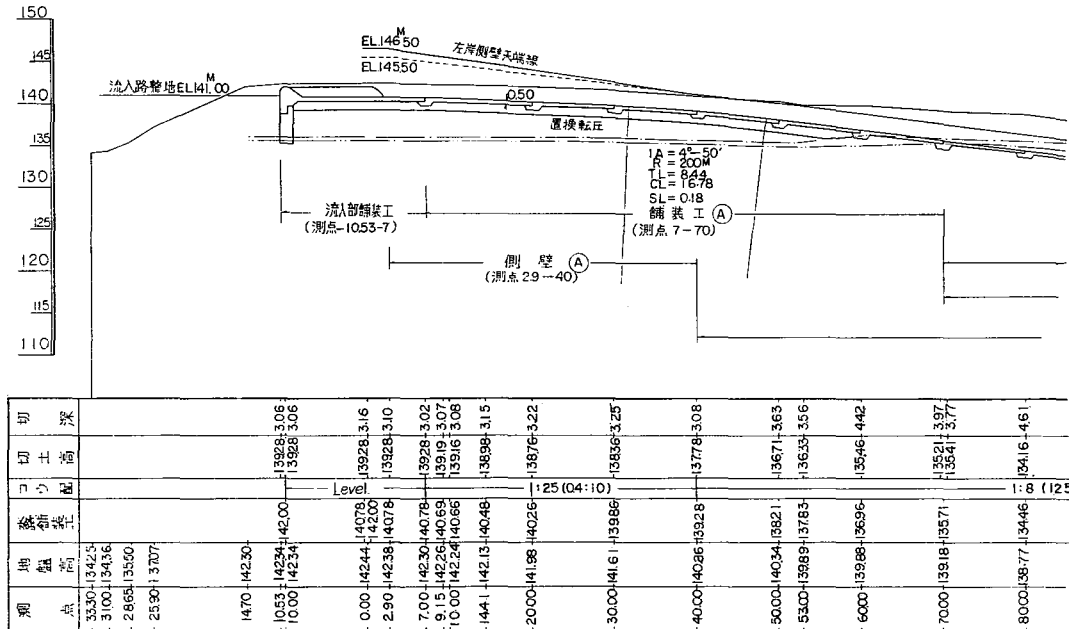


Fig. 19. 北海道青山ダム余水吐放水路縦断面図 [I]
Aoyama earth dam—Longitudinal section of spillway [I]

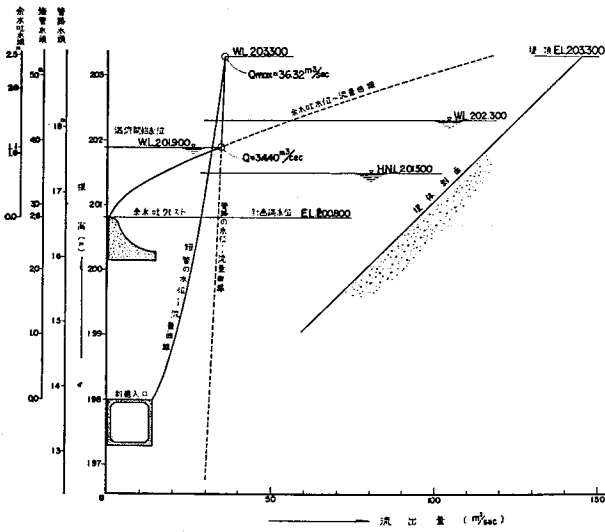


Fig. 21. 平和池余水吐能力図
Discharge faculty of spillway —Heiwaikae earth dam

Fig. 22, 23 のようになり、余水吐の排除能力は Francis の公式による流量曲線と、下流管路の流量曲線の両者によって支配される。すなわち、余水吐クレスト上越流水深、1.10 m までは前者の公式にしたがい、その時の流量は 34.4 m³/sec それ以後は下流管路の流量に支配される。したがって、越流セキレスト上水深 2.5m の場合における流量は、ほぼ 36.32 m³/sec にすぎず、流量は

ほとんど増加をみない計算となる。

これらの不幸な経験にもとづいて、研究をかさねた結果その一部の考え方は、土地改良事業計画設計基準、アースダム編余水吐の章に「アースダムの余水吐は、設計洪水量の 1.2 倍以上の異常洪水に対してもなおダムの安全を保つことができるものでなければならない。ただし、トンネル余水吐、シャフト余水吐の場合は、設計洪水量の 2 倍以上の極限排除能力をもたなければならない。」のように記載している。

さて、戦後、フィルダム余水吐の計画、設計のため洪水水文解析法、設計法が大幅に改善され、基準化されたことはすでに述べ、また各種の基準その解説などにも見られるとおりである。また、より高度の水理技術、すなわちフィルダムを貯水池計画という、より広い視野にたった技術的な判断に基づいた余水吐計画技術の進歩、余水吐型式の多様化などによって余水吐についての諸技術が格段と向上した。

余水吐は比較的限られた範囲の流量を対象とする一般的な水理構造物と違って、流量ゼロから設計洪水量、場合によってはそれ以上の流量まで処理しなければならない、その各段階のすべてに対して安全に機能を果たすものでなければならない。すなわち、余水吐はある特定の洪水量に対して安全であるように設計されるだけではない

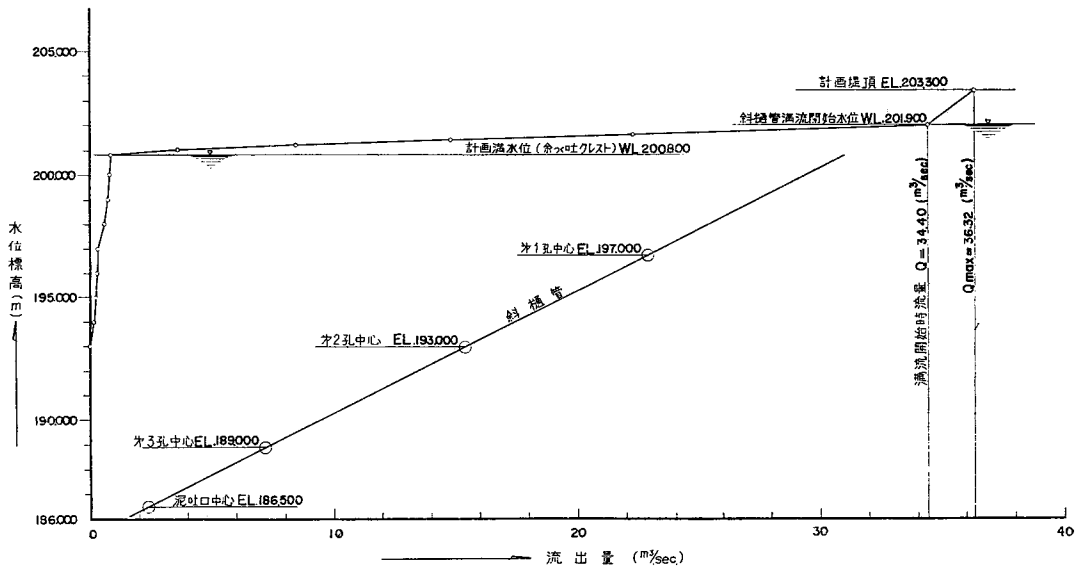


Fig. 22. 平和池流出量曲線図 (第1孔, 第2孔のみ開口の場合)
Discharge curve of Heiwaikae earth dam —Case I (1st and 2nd intake gate only)

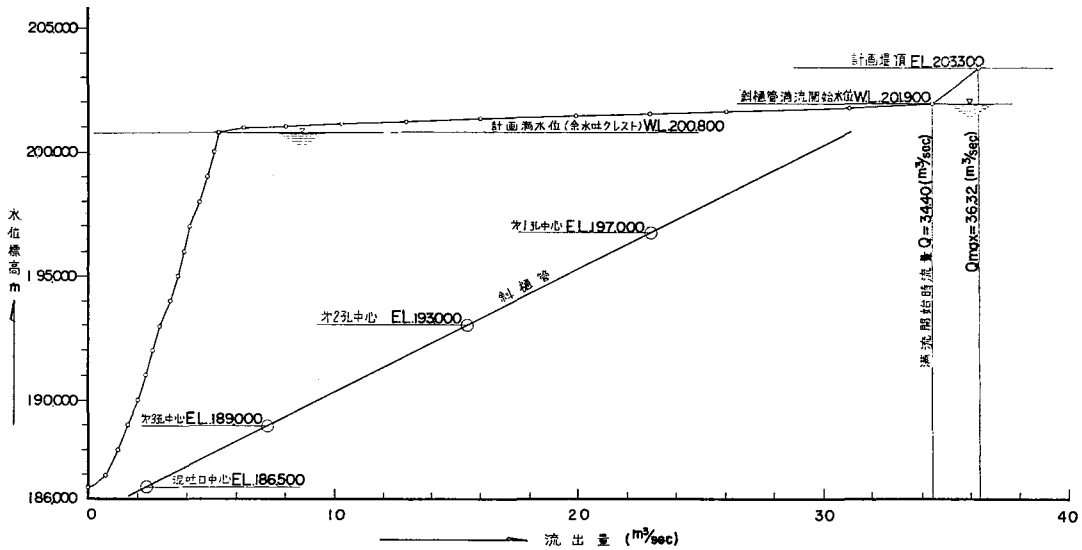


Fig. 23. 平和池流出量曲線図 (斜樋管各バルブおよび泥吐口全開の場合)
Discharge curve of Heiwaiké earth dam —Case II (with 1st, 2nd,
3rd intake gates and sand sluice gate open)

十分であり、設計洪水量を中心に相当広い範囲の流量に対して対処できるようにされなければならない。このような見地から、ダム設計基準では設計洪水量の1.2倍の流量に対してもなおダムの安全を保ち得るかどうかを検討するよう規定している。U. S. Bureau of Reclamationでは、設計洪水としては最大可能洪水量 (Maximum Probable Flood) をとっているため、設計洪水量以上の洪水に対しては検討の規定はないが、静水池、場合によっては発電所、取水工の設計などの関連を考え、少なくとも設計洪水量の1/4, 1/2, 3/4の流量について計画中の余水吐の水理性状、下流水位条件などについて検討し、不都合がないようにする方法が実用化されている。

ところで、わが国の余水吐は現段階では最大可能洪水を対象としたものではなく、いわば任意にアースダムについては200年洪水量を選定しこれを余水吐設計洪水量と定めた。このことはわが国における洪水の要因たる降雨の性格、資料の収集状態からやむを得ないことであるけれども、このようにして計画された余水吐は、その生起確率が既存の資料から1/200より少ないと推定されているものの、当然その設計値以上の洪水が発生す

る可能性を含んでいる。そして、このような状況のもとにあっても、余水吐はダムの安全を保障しなければならないという宿命的な使命を与えられている。このような見地から、技術的な責任をになう技術者は設計流量より大きな流量が起こったとき、一定の設計洪水量に対して設計された余水吐がどのように働くか、貯水池内の水位がダム頂越流寸前まで上昇して来た時、何程の流量を余水吐が処理でき、ダム、余水吐、下流域などがどのようなか、どのような対策が必要かなどを推定しなければならない。これらの目的のためにはその目的に応じていろいろな方法があるが、一般には堤頂越流直前の水位を推定し、そのときに流過できる流量、流況を推定することが適当である。

余水吐も他の水理構造物、力学的構造物と同様、設計前提で規定した条件に対しては推定されたような性状で働くことは変りない。しかし、極限状態における水理能力、性状などの推定に必要なように初期の前提から著しく離れた条件に対してまで、単純な初期前提の延長として働くとは限らない。流過流量の増加にともなって、水理構造物の水理的な性格が変わるからである。ここに典型的な水理構造物としての余水吐にも前節で一部ふれた

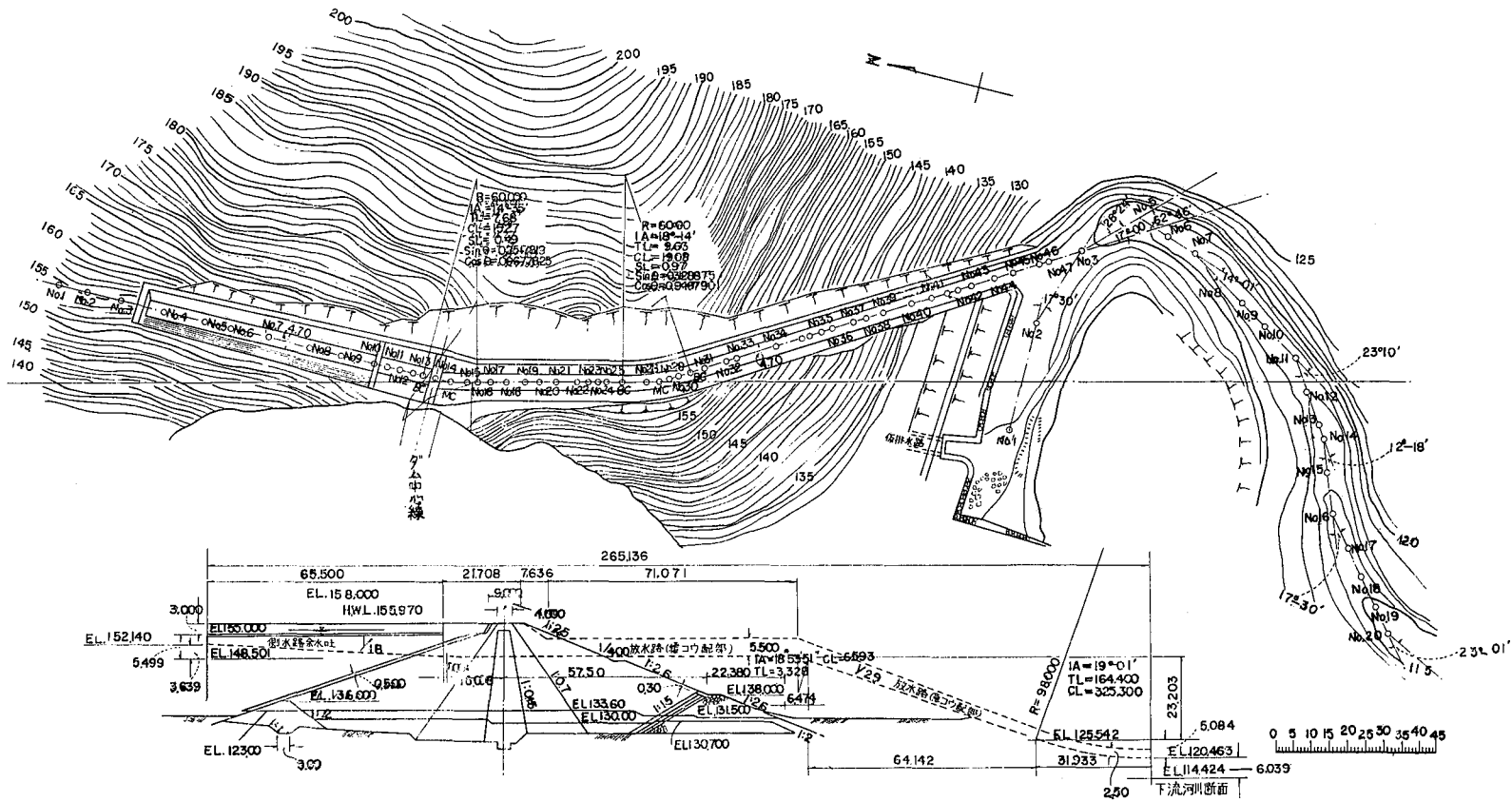


Fig. 24. 青鹿ダム余水吐一般図 Seiroku earth dam —General layout of spillway

ようにきわめて多様な型式があり、その流量変化にともなう水理性状の変化を、一般的な方式で公式化することはできず、また既往特定の型式の余水吐についての数例の水理模型実験でも実験の目的、実験上の制約などにより、(目的をここにいう観点に向けておらず、実験にあたって、Head Boxの壁を実際的に必要な範囲にとどめていた。) 実験結果をこの目的のために一般化できる段階にいたっていないが、流量の変化にともなう構造物の水理的特性の検討、解析によって相当の程度までその構造物の各段階における水理能力を推定し、ダム of 極限状態における余水吐の洪水排除能力を知ることができる。余水吐各部の配置、形状の差によって、途中に発生する水頭損失の差による若干の水面差、流況の差などが認められるのはもちろんであるが、このような手順は余水吐の極限洪水排除能力の推定、安全なフィルダムによる貯水池計画の樹立に有用である。

2. 実験結果の考察

Fig. 25 は宮崎県、高鍋川南開墾建設事業青鹿ダム余水吐の水理模型実験によって求めた貯水池水位—余水吐通過流量曲線である。

この余水吐は流域 490 ha、設計洪水量 134.0 m³/sec を対象とするもので、ダム左岸地山に設けられた側水路余水吐でその主要諸元はつぎのとおりである。

設計洪水量=134 m³/sec

設計越流水深=0.99 m

同洪水面標高=EL. 155.99 m

チェック流量=178.3 m³/sec

同上越流水深=1.32 m

同洪水面標高=EL. 156.32 m

満水面標高=EL. 155.00 m

越流セキ長=65.50 m

側水路底幅=4.70 m

側水路側ノリ=池側 0.5, 山側 0.5

側水路最小深さ=2.86 m

側水路最大深さ=6.50 m

側水路底コウ配=1/18

放水路底幅=4.70 m

放水路側ノリ=0.5

放水路コウ配=1/400~1/2.9

なお、①側水路と放水路の接続点には 0.5 m の逆段がおかれ、その前面には 1 : 1 の上流向きのコウ配が与えられた。②減勢工は放水路末端に上向き(方向は部分によって変化)のバケットをつけた歯型デフレクターとした。

この余水吐は放水路の上流部が余水吐としてきわめて

ゆるいコウ配をとったこと、デフレクター型減勢工をとったことなどのため、農地局水理実験所* において水理模型実験によって余水吐の水理能力を検討し、減勢工の細部形状を決定したもので、図中、流量、越流水深などは(模型の)実寸で示されている。模型縮尺は 1/20 であった。²³⁾

図に見るように、水位—流量曲線は流量ゼロからこの余水吐の設計流量(75 l/sec, ただし模型流量で)の約 1.2 倍程度までは、設計計算で使われた越流ゼキの水位—流量曲線にほぼしたがって伸びるが、この程度の流量を越えると水位—流量曲線のコウ配は目に見えて急となる。すなわち、もはやセキの越流公式は適用できず、流量 Q は越流水深 H の 3/2 乗に比例しなくなってしまう。この現象を模型によって実測された水位—流量関係から逆算したセキの越流係数 C の変化として見ると、設計流量に比べてきわめて少ない流量では越流係数が小さくほぼ 1.5 程度と計算され、設計流量に近くなると増大し、ほぼ設計時に採用した 2.0 となり、さらに

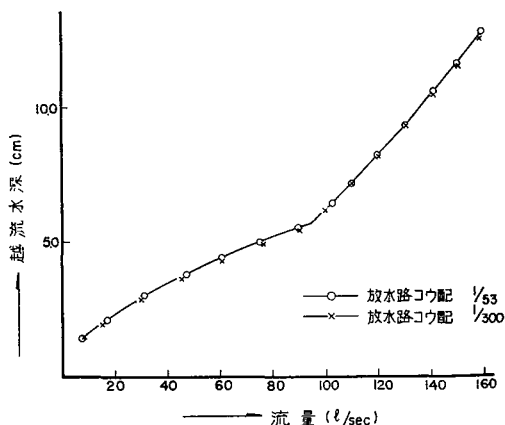


Fig. 25. 青鹿ダム余水吐水位流量曲線図
(模型測定値)
Discharge curve of spillway — Model test of Seiroku earth dam

流量が上記の値を越えるようになると再び一般のセキ越流公式によって逆算した越流係数はさがってくる。この初期の低越流係数は、特定の流量に対して設計された越流ゼキに設計流量より小さな流量を越流させると越流係数は設計値よりも低くなるという一般に認められている現象に加えて、模型縮尺によって小流量の際に水の粘性が実験結果に影響しているものと認められる。大流量時の越流係数低下は、側水路内の流況観測の結果にてらして見ると、越流ゼキの部分的なせん没開始(みかけ上

* 現在の農業土木試験場水理部

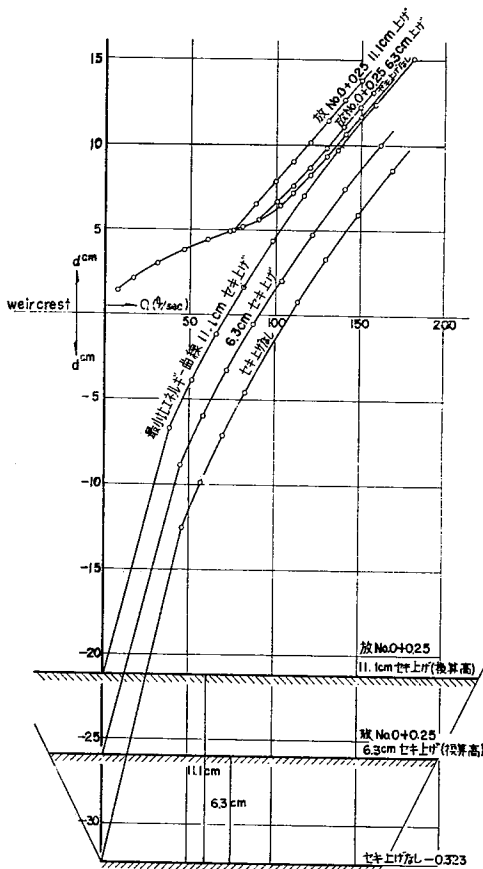


Fig. 26. 最小比エネルギー曲線
Diagram of minimum specific energy
—Side channel spillway

のせん没ではなく、水理的な真のせん没開始) とほぼ同時にあらわれている。そして、その開始期が設計流量のほぼ 1.2 倍程度である。このような観点から、一般的な応用をねらい、実流量の設計流量に対する比を尺度に、越流係数の変化をとらえようとする方法もあるが、筆者はこの水位—流量曲線の変化は単なるセキのせん没による越流係数の減少として理解せず、水理構造物中における水理的規定点の移行と、水理特性の変化と理解すべきであると考えている。

青鹿ダム余水吐の水理模型実験にあたっては、その余水吐についての問題点を解決するだけでなく、側水路型余水吐設計上のいろいろな問題について一般的な解法を求める足がかりとするため、追補実験として一連の実験を行なった。この実験では側水路に続く放水路のコウ配を変化させ、また、側水路末端に設ける逆段の高さを変化させて、水位—流量曲線を求めた。すなわち、Fig.

26 のとおりである。これらについてセキの越流係数 C を計算、図示すれば Fig. 27 のとおりである。この図から見ると各セキ上げ条件、各流量に対する越流係数 C の変化は単純な方式で一般化は不可能であり、実用上不適当であると認められる。(ここに、前掲図は放水路のコウ配についてはふれていないが、この実験を行なうにあたって模型は、放水路部を切り離し、限界コウ配より急な底コウ配に改造してあり、3つの異なった放水路コウ配について下流条件の上流への影響はない旨確認されていた。)

ところで、Fig. 28 ならびに Fig. 29 でみられるような水位—流量曲線は全く異なる 2つの点によって規定されている流れが、流量の増加にともなってその主規定点を1つの側から他の側に移したと考えることができる。すなわち Fig. 26 の曲線中、流量約 90 l/sec までは越流ゼキが主規定点になっており、流過洪水の水位—流量曲線はセキの越流公式によって支配されるが、これより大きな流量になると余水吐(放水路まで含めて)の水理的規定点は余水吐中の他の点に移り、その余水吐の水理的な能力はその点の水理特性に支配されると考えるわけである。筆者は一連の水理構造物である余水吐の水理能力を適切に理解するために、この方法がより適当と考えている。そしてこの設定の当否を検討するためつぎのような解析を行なった。

青鹿ダム余水吐水理模型実験追補実験にあたっては前述のように放水路は実験使用流量に対する限界コウ配より相当急なコウ配に改造されており、実験用放水路内では射流があらわれるようにされていた。これに対して側水路部では側方、越流ゼキからの流入があり、その底コウ配が 1/18 と急であるにかかわらず、常流状態の流れが認められ、計算上も側水路内では実験対象とした流量域では射流が発生しないものであることが確認された。このような状態であったので、側水路末端が第2の水理的な規定点となり、この点で限界水深が発生するものと予想され、実測でも計算上の限界水深がほとんどこの点で発生していることが認められた。このため、実験中に設定したそれぞれの側水路末端のいろいろな条件に対して(実験には放水路を逆段によって取り付ける場合、逆段の位置は側水路末端からすこし下流にずらせたが、この距離は大きくないので計算にあたっては無視し便法をとった。)各流量について限界水深、限界速度水頭を計算し、この規定点通過に必要な各セキ上げ条件、流量に対する必要最小水頭を計算した。一連の実測—計算値の対照の結果、追補実験の条件については上述のように側水路末端で限界水深が起っており、この点を起点に

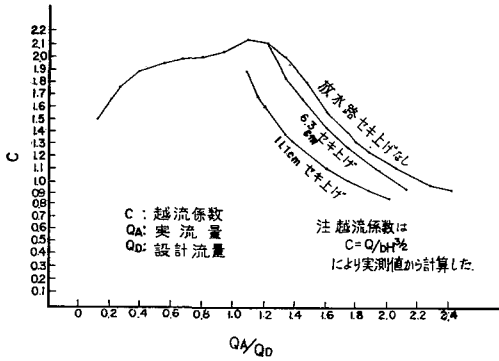


Fig. 27. Q_A/Q_D と C との関係
Relation between Q_A/Q_D and C

計算した側水路内水面は実測と比較的よく一致して、この点の水理特性が側水路部全体の水利能力を支配していると認められたからである。側水路末端流過必要最小水頭の計算結果をそれぞれの場合の水路底を起点にして図示すれば Fig. 26 添え書きのとおりである。

これらの各線はほぼ越流せきの水位—流量曲線と平行しているが、それぞれの対応する水位—流量曲線と側水路末端流過に必要な最小水頭曲線との間には相当のへだたりが認められる。たとえば側水路から逆段なしで放水路に接続されている場合で、流量 120 l/sec の時について見ると、側水路末端を通過するのに必要な最小のエネルギー高は余水吐クレストから 1.8 cm だけ高ければよいわけであるが、この時現実には貯水池内でクレスト上 8.2 cm まで水位が上昇しており、差し引き 6.4 cm 相当のエネルギーが越流、変向、乱流などによって消費されている。この消費されたエネルギーについてはどの現象にどれだけのエネルギーが費やされているか明らかでないが、側水路取り付け部の各条件におけるこれらの途中消費エネルギーをその限界速度水頭に対する比と Q_A

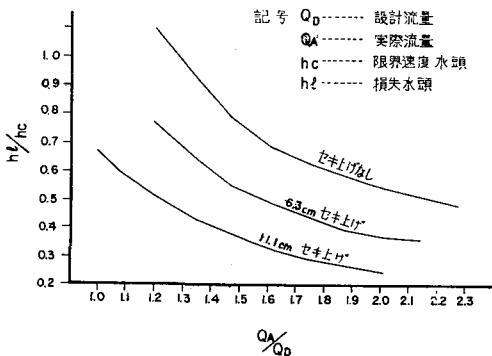


Fig. 28. Q_A/Q_D と h_1/h_c との関係
Relation between Q_A/Q_D and h_1/h_c

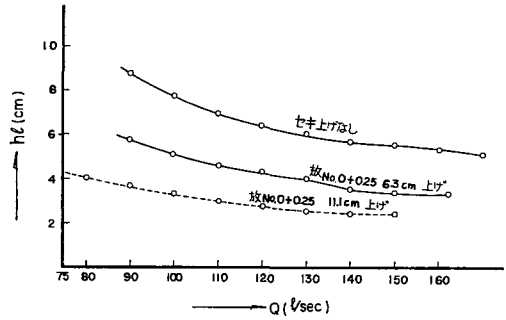


Fig. 29. Q と h_1 との関係
Relation between Q and h_1

$/Q_D$ (実流過流量と設計流量の比) で示せば Fig. 28 のとおりである。なお、消費エネルギーと流量との関係を参考のためにかかげれば Fig. 29 のとおりである。これらの関係は Fig. 27 にかかげた越流係数変化の状態より一見単純であり、一般化の糸口を見出しやすい。Fig. 28, 29 から認められる点はほぼ下記のとおりである。

- ①損失水頭は流量が増加するにつれて減少する。
- ②損失水頭は側水路と放水路の取り付け状態によって変化し、取り付けのための逆段が大きくなる程減少する。

ところで、一般的に考えてこの部分に発生する損失水頭はつぎのような性格のものであると認められる。

- ①損失水頭は放水路始点における流速が大きければ大きい程大きくなる。すなわち、この余水吐では放水路始点で限界流がおこるので損失水頭はこの限界速度水頭に比例する(損失水頭を速度水頭と関連させるのは水理学の他の分野でも常用されている手法である。Fig. 30 参照。)

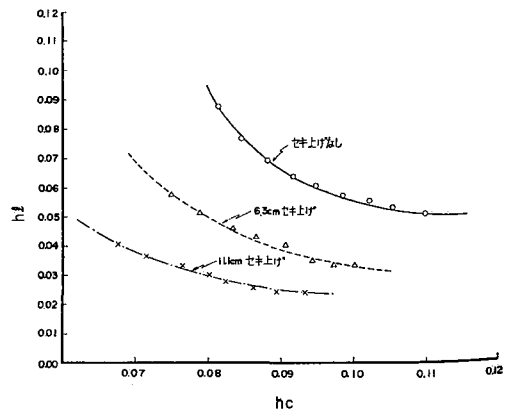


Fig. 30. h_c と h_1 との関係
Relation between h_c and h_1

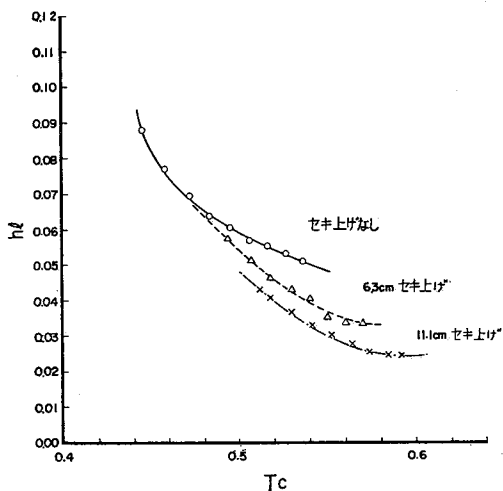


Fig. 31. T_c と h_1 との関係
Relation between T_c and h_1

②放水路に近い越流セキから側水路に流入した水は、放水路にはいるためにほとんど直角に変向しなければならず、ために、この部分（それは放水路始点でもある）の水面幅が広いほど損失水頭は少なくなる。すなわち、損失水頭は規定点の水面幅に反比例する。（Fig. 31 参照）

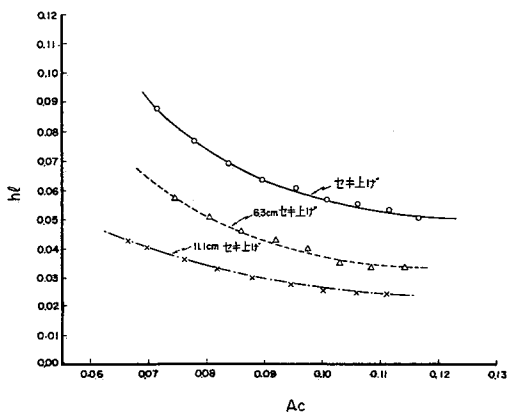


Fig. 32. A_c と h_1 との関係
Relation between A_c and h_1

③同様な理由から、損失水頭は規定点の通水断面積に反比例する。（Fig. 32 参照）

④上記のような理由から損失水頭 h_1 は、規定点における限界速度水頭 (h_c)、その点における水面幅 (T_c)、およびその点の水断面積 (A_c) 等の関数であると判断される。

そこでこれを次元解析によって処理すればつぎの通り

である。

$$h_1 \propto h_c^2 / T_c^2 A_c^2 \dots\dots\dots (1)$$

とにおいて、 Buckingham の π 理論を用い、上記4水理量の基本単位が長さの次元 (L) 1個のみであるから、 $4-1=3$ 個の無次元量が得られる。

次元式を書くと、

$$L = L^2 L^{-2} L^{-2z} \dots\dots\dots (2)$$

$$\therefore 1 = x - y - 2z$$

$$x = 1 + y + 2z$$

これより、

$$h_1 \propto h_c^{1+y+2z} T_c^{-y} A_c^{-2}$$

同一指数でまとめると、

$$h_1 \propto h_c (h_c / T_c)^y (h_c^2 / A_c)^2 \dots\dots (3-a)$$

または、

$$h_1 / h_c \propto (h_c / T_c)^y (h_c^2 / A_c)^2 \dots\dots (3-b)$$

次元解析ではここまでであるが (3-b) 式を集約して、次式が得られる。

$$h_1 / h_c \propto h_c^3 / T_c A_c \dots\dots\dots (4)$$

(4) 式を用いて実験値をプロットしたものが Fig. 33 である。

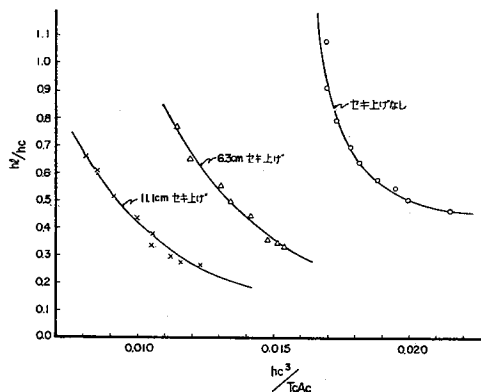


Fig. 33. $h_c^3 / T_c A_c$ と h_1 / h_c との関係
Relation between $h_c^3 / T_c A_c$ and h_1 / h_c

この図ではなお設計様式の相違(セキ上げの有無、量)による損失水頭の変化を完全に単純化するにはいたっていないが、損失水頭表現に速度水頭、水面幅、通水断面積などの要素を取り入れることによって、Fig. 28 に比べて相当単純化されており、将来におけるこの問題解決の糸口を与えるものであると認められる。しかし、ここに述べた諸資料、提案は一つの構造物についての模型実験の結果に基づくものであり、実験流量についても、装置の制約からさらに増加させて調べることができなかった関係で、Fig. 33における曲線の領域追跡に欠けるところがあり、かつ、損失水頭の推定にあたっての次元解

析についても作用因子のとり方なお論議の余地が残されているであろう。したがって、以上の解析、検討から得た結果はなお定性的結論の範囲を出ず、定量的な解析を行ない、より正確に余水吐の極限洪水排除能力を推定するには、将来数多くの実験例の集積と総括、当面の問題としては個々の構造物について水理模型実験による解決が必要である。

3. 結論とその応用

以上、水理構造物の一種として見た余水吐についての一般的な考察、余水吐水理模型実験から得た結果の検討によってつぎのような結論が導かれる。

- ①余水吐はその流過流量の増加にともなって、その水理上の規定点を遷移する。ここに土地改良事業計画設計基準に述べられている方法により設計された急コウ配の放水路をもった側水路型余水吐では、この遷移点は設計流量のほぼ 1.2 倍程度の流量の点である。
- ②側水路余水吐では上記の流量までは越流ゼキの水位—流量曲線に従う能力を示すが、この流量以上ではこれに従わない。
- ③水理規定点遷移後の能力は放水路の能力によって支配される。
- ④開水路式、急コウ配の放水路を採用する場合、規定点における最小必要水頭高と貯水池水面高との間には相当の水頭損失がある。
- ⑤この水頭損失は余水吐の規模、設計方法、放水路の取り付け方法、寸法、流量などによって異なり、15~0.5 m に及ぶ。流量のみの関数として見る場合、この水頭損失は流量の増加にともなって減少する。
- ⑥この水頭損失は開水路式放水路の場合第 2 規定点の限界流速、同水面幅、同通水断面積などに関係する。ここに限界流速については正の、水面幅、通水断面積などについては負の関数があると認められるが、なお設計方法、その他の影響も残されている。
- ⑦設計値以上の流量に対する適切な水位—流量曲線を得るにはなお水理模型実験によることが適当である。

結果の応用—「極限洪水排除能力計算法」

以上のような結論は定性的な域を出るものではないが、なお余水吐の極限洪水排除能力の推定、ならびにその調整にあたって有用である。余水吐極限洪水排除能力推定についての筆者の方法を述べればつぎのとおりである。

- ①フィルダムが決壊直前の水位を想定する。この水位とはダム頂から波の斜面へのはい上りを考えた波高（場合によっては若干の余裕を加味する）を差し引いた水位を考える。
- ②余水吐の規模、流量に応じて損失水頭 0.5~1.5 m をこの水位から差し引く。すなわち大規模の側水路型（開水路型）で極限流量に近い（設計流量の約 2 倍の）流量では約 1.0 m を、設計流量の約 1.2 倍程度の流量では約 1.5 m を損失水頭として差し引く。このようにして得た値が、その余水吐の第 2 の規定点を流過するために使える水頭高を与える。
- ③②によって計算した値から第 2 規定点の水路底高を減ずれば、この点を通過するために許される比エネルギーが求められる。
- ④第 2 規定点の諸元（底幅、側ノリなど）はすでに決められているので③で得た比エネルギーでこの断面を通過させることのできる最大流量、その限界水深などは計算によって求めることができ、このようにして得た流量がその余水吐の極限洪水排除能力である。

ここに述べた類似の計算法は U. S. Bureau of Reclamation その他でも利用され、越流ゼキ調節と孔口、パイプ調節が複合した水理構造物の能力検討に広く使用されている。

なお、前項で述べた 2 規定点間におこる水頭損失の性格を知ることにより計画余水吐の極限能力調整に役立てることができる。計画の余水吐について上記の方法により極限能力を推定し、それが最大可能洪水に対してなお不十分と認められれば本稿第 V 章の 2 で述べた知識を援用しつつ、放水路部を中心に余水吐の極限能力を意図するように調整できるからである。

VI 結 言

戦後十数年の間にわが国のフィルダムの設計法は大幅な変革をとげた。余水吐の計画、設計における考え方も、平和池の決壊等の不幸な経験を契機として抜本的な再検討が加えられ、洪水解析における確率概念の導入、余水吐型式の多様化あるいは極限洪水排除能力の考慮等によってようやく完成された技術体系を持つにいたった。

この論文では戦後におけるフィルダム余水吐設計法の体系化、基準化について筆者が調査、研究した事項、ならびに設定した設計上の諸基準などを述べた。もとより、多くの点でさらに将来の研究、調査にまつ点も多い。この論文が将来この分野で働かれる研究者、技術者の方々のためにいくらかでも役立てば幸いである。

参 考 文 献

- 1) 中村武夫 (1963) : フィルダム 設計法に関する研究, 北海道開発局.
- 2) 農林省農地局 (1951) : 土地改良事業計画設計基準, 第3部 設計, 第1篇土堰堤.
- 3) Hinds, Julian, (1926) : Side channel Spillways, Trans. ASCE, Vol. 89.
- 4) 農林省農地局設計課 (1951) : 余水吐, 水理研究資料, 第1集.
- 5) 農林省農地局設計課 (1951) : 水理模型実験, 水理研究資料, 第2集.
- 6) 菊岡武男 (1955) : 滋賀県大原ダム側溝余水吐に関する水理模型実験報告, 三重大学農業土木研究報告2号.
- 7) 高月豊一ほか (1956) : 余水吐側溝の実験, 農土研, 23 卷, 6号.
- 8) 高月豊一ほか (1956) : 余水吐側溝の水理計算について, 農土研, 23 卷, 6号.
- 9) 農業土木学会 (1957) : 農業土木ハンドブック
- 10) 農林省農地局 (1956) : 土地改良事業計画設計基準, 第3部設計, 第1編アースダム (改訂案)
- 11) 国際大ダム会議日本国内委員会 (1957) : ダム設計基準.
- 12) 角屋 睦 (1955) : 計画降雨量に関する順序統計学的考察, 農土研, 第22 卷, 6号.
- 13) U. S. National Resources Committee (1938) : Low Dams.
- 14) U. S. Bureau of Reclamation (1957) : Spillway and Outlet Works, Treatise on Dam
- 15) U. S. Bureau of Reclamation (1959) : Design of Small Dams.
- 16) Justin, J. D. Hinds, Julian and Creager, W. P. (1950) : Engineering for Dams, Vol. II, John Wiley and Sons, Inc., N. Y. and Chapman & Hall, London.
- 17) U. S. Bureau of Reclamation (1948) : Studies of Crests of Overfall Dams, Boulder Canyon Project Final Reports, Pt. VI, Bull. 3.
- 18) Bradley, J. N. and Peterka, A. J. (1957) : Hydraulic Design of Stilling Basins, Proc. of ASCE, Vol. 83.
- 19) Bradley, J. N. and Peterka, A. J. (1956) : Prototype Behavior, A Symposium of Morning-Glory Shaft Spillways Trans, ASCE, Vol. 121.
- 20) 本間 仁, 石原藤次郎 (1957) : 応用水理学.
- 21) 物部長穂 (1950) : 水理学.
- 22) 農地局建設部実験研修室 (1953) : 金山ダムシュート式余水吐水理模型実験資料.
- 23) 農地局建設部設計課 (1950) : 青鹿ダム側溝余水吐実験報告, 水理模型実験報告, Vol. 5.

Study on the Design of Fill Dam Spillway

Takeo NAKAMURA

Summary

Since ancient times, paddy cultivation systems have been developed in Japan taking advantage of a large amount of available water for irrigation, and therefore many fill dams were constructed to create reservoir. However, such fill dams were not either designed or constructed on the basis of complete scientific knowledge, but were depended upon rule of thumb and technical judgement of engineers.

This paper describes the stages of the advancement of the design method of fill dam spillway after World War II. It is also intended to show author's studies and investigated data to systematize the design technique, and to introduce the established design standards of Agricultural Land Bureau as a result of his works.

In the last fifteen years, the view of design for fill dam spillway has greatly developed particularly in the following main subjects.

- 1) Adoption of the theory of probability to analyze the possible discharge of flood.
- 2) Choice of more reasonable spillway types for different dam site conditions, to make the dams free from overtopping.
- 3) Adoption of conception of the maximum allowable discharge of spillway, and consideration of the increase of its capacity.

[I] Formerly, design flood discharge of spillway was defined as that to give capacity of discharge in 6 or 8 hours for the past maximum rainfall in a day. Recently, underestimation of design flood discharge for local heavy rain caused overtopping of dam, and unfortunately some fill dams were broken. Accordingly, Japanese National Committee on Large Dams (to which the author is attached) made it a rule that fill dam spillway should have such a capacity as to discharge the flood due to heavy rainfall which was presumed to happen less often than once within 200 years. This definition is not enough to keep absolute freedom from danger, but it was determined as an tentative value by taking both safety and cost of reservoir into consideration.

[II] Stability of structures, efficiency of hydraulic functions and construction expenses of spillway are mostly influenced by the selection of site and type of spillway and arrangement of other structures which are usually decided before the beginning of final detailed design work. The author tried to find better designs of spillway in order to fit the particularity of each dam site, and improve them through directing many practical design works and deliberating over the draft of the Design Standard. Thus, recent designs of fill dam spillway have greatly been advanced and have varieties in conformity with various dam site conditions.

[III] As stated above, design discharge of fill dam spillway which was defined as the standard is not sufficient for the maximum probable flood at the dam site. So, it is necessary to know the maximum capacity of discharge for designed spillway before construction. Following results can be confirmed through hydraulic model experiments for a spillway of side-channel type which is very popular in Japan as the dam site is usually narrow and steep in topography.

- 1) Hydraulic control section moves from overflow weir (1st control section) to a downstream portion (2nd control section) as a result of increase in discharge. This critical discharge for spillway (which is designed by the Standard) is usually 1.2 times of design discharge.
- 2) Flow capacity can be estimated from the characteristic curve of overflow weir for discharge below the above mentioned critical one, but flow behavior completely changes for more than the critical discharge.

- 3) For big discharge to move hydraulic control section, discharge value of spillway is controlled by the capacity of discharge carrier.
- 4) A good many water head is lost between the reservoir water surface and the minimum specific energy elevation of the 2nd hydraulic control section.
- 5) This head loss can be approximately known as a function of discharge, critical velocity head (or cross sectional flow arer) and surface width of 2nd hydraulic control section.
- 6) So the maximum allowable flow capacity of spillway designed by Standard may be estimated roughly by the anthor's experimental data.

Though these subjects were not fully discussed in this paper, it can be asserted that they will be effectuated to the future advancement of design method for fill dam spillway. And, in the future, design of the spillway must be still more improved from the viewpoint of safety of fill dam through accumulation of the results of further investigations and theoretical researches.