

# ダム洪水吐の水理設計

電力中央研究所 安芸周一

## I 緒言

洪水処理のためにダムには洪水吐が設けられる。洪水吐の有すべき基本的な機能は第1に洪水流量の安全な疎通、第2にダムによって蓄積された洪水のエネルギーの効果的な減殺である。

洪水吐の水理設計はダム全体の計画、設計におけるもっとも主要な問題の一つであり、洪水の疎通と減勢および減勢方式がダム本体や下流河川に与える影響などの解明をダム建設地点の自然および環境の諸条件をかん案して行ない、ダムの立地条件によく適合した合理的な洪水処理方式を定めるのである。

本講では洪水吐の一般的な構成要素の分類に従い、構成要素の組合せで定まる代表的な型式の洪水吐につきその水理特性と地点諸条件への適合性を概説する。そして実際の設計上への応用例として、近年の大規模揚水式発電所の出現に伴う洪水処理上の新しい問題の解明を水理模型実験を主とした検討の実例について説明し参考に供する。

## II 洪水吐型式の水理特性と選定条件

### II-1 概論

あるダムの建設が計画される場合、開発の目的に応じて、ダムの型式、利水の方法、洪水処理の方式などを含めた全体の計画についてあらゆる方法が検討される。そして、開発の目的と地点の特性にもっとも良く適合する合理的な型式が慎重な検討とさまざまな設計上の努力を経て決定され実施に移されるのである。

従って、洪水処理方式自体も全体計画と切離して独立に考えることはできず、その型式の選定には地点の水文、地質、地形的条件および環境の条件を始めとし、ダムの型式、利水の方法にいたる自然および人工の多くの要因が複雑に関連しあうのである。

このように、洪水吐の型式は地点の特性に関連してさまざまな形態をとり得るものであり、その選定条件を一般的に述べることはかなり困難ではあるが、ここでは代表的な型式の洪水吐についてその水理特性および環境への適合性を概説し、設計上の注意などを述べるものとする。

ダムの洪水吐は一般に流入部、導流部および減勢工の3つの要素で構成されており、このそれぞれの構成要素は第1表のような型式に分類される。

そして、洪水吐の型式と機能はこれ等の構成要素の組合せで決まるものであり、その一般的な呼称は構成要素の組合せ（例えば朝顔型トンネル式洪水吐）、ないしはもっとも特徴づけられる構成要素（例えばスキー・ジャンプ式洪水吐）によって行なわれるのが普通である。

洪水吐の疎通能力を支配する要素は流入部と導流部の型式である。越流式の流入部では放流量は越流水深の $\frac{3}{2}$ 乗に比例して増加するから異常洪水に対して余裕を持たしめることが比較的容易である。

これに対して、オリフィス式流入部では放流量は入口の水頭の $\frac{1}{2}$ 乗にしか比例して増加しないから

異常出水に対して貯水池水位が急速に上昇することになる。このことはサイフォン式流入部、朝顔型流入部において設計流量を越える洪水の生じた場合に同様に現われる。

流入部の型式選定を支配する最大の要素は予想外の

洪水時におけるダム非越流部の越流、いわゆる Over Topping に対するダム本体および下流諸施設の危険度と考えられる。一般にコンクリート・ダムはダム自体としては Over Topping に耐えられるものとされるが、フィルタイプ・ダムの Over Topping はダムの欠壊を招くものと考えざるを得ない。このようなダムの型式による危険度、ダム地点の水文資料の信頼度、下流諸施設の重要度、また洪水吐型式の経済性などから判断して流入部の規模、型式が選定されるのである。

また、導流部がトンネル式の場合にも疎通能力上の制約がある。トンネル内の流れは一般に開水路流として設計されるが、流量が増加して管路流に移行するようになると流れに対して空気供給の円滑に行なわれ得ないことから、いわゆるセルフ、ブライミングによる不安定な流況を生じ、同時に局部的に大きな負圧が発生する。従って、トンネル式洪水吐に設計流量以上の洪水を流入せしめることはトンネルの構造上危険であり、前述のオリフィス式ないしはサイフォン式流入部とともにその設計対象流量の選定には十分な配慮が必要である。

導流部の形式としては重力ダムの場合には堤体流下式が、アーチダムの場合にはシュート式ないしは自由落下式が一般に用いられる。フィルタイプ、ダムの場合には堤体上に洪水吐を設けることが困難なので、別途に基盤上にシュート式ないしはトンネル式の洪水吐を設けるのが普通である。導流部の流況はこれに接続する減勢工の機能と密接なつながりがある。減勢工による効果的なエネルギーの減殺を期するためには減勢工に流入する流れの流速、流量分布が断面にわたって均等であることが望ましい。導流部の流れは一般に高速の射流であるから、僅かな平面彎曲でも衝撃波の発生、分布の不均等化の原因になるので、その平面および縦断形状の選定には十分注意しなければならない。

疎通能力について第2の問題は洪水の減勢である。減勢工の型式は第1表に示すように跳水式、スキー・ジャンプ式および自由落下式の3つに大別されるが、それぞれダムの型式、地点の特性に応じて適合の条件が決まるものである。ダム下流の限られた範囲で洪水の減勢を行なわねばならない時は跳水式の減勢工が適しており、下流のある範囲に人家や公共の施設がなく、また地形的にある程度の河床の洗堀を許容し得る場合にはスキー・ジャンプ式減勢工の採用が可能になる。自由落下式減勢工は一般にドーム式のアーチダムに用いられるもので、この型式によってアーチダムの洪水処理は著しく経済化された。

減勢工の機能はダム自体の洪水に対する安全を保つと同時に下流河川に対して支障を与えないようにダムによって蓄積された洪水のエネルギーを減殺することであり、ダム洪水吐設計の上で最も重要

第1表 洪水吐構成要素の分類

| 流入部    |       | 導流部   | 減勢工       |        |
|--------|-------|-------|-----------|--------|
| 越流式    | 正面越流型 | シュート式 | 跳水式       | 水平水叩き型 |
|        | 横型    | トンネル式 |           | 傾斜水叩き型 |
|        | 半円越流型 | 堤体流下式 |           | バケツ型   |
|        | 朝顔型   |       | スキー・ジャンプ式 |        |
| オリフィス式 |       |       | 自由落下式     |        |
| サイフォン式 |       |       |           |        |

な要素である。

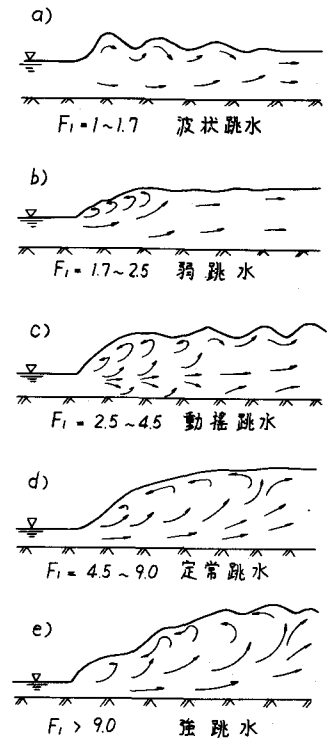
洪水吐各部構成要素の概要は以上のようなものであるが、洪水吐型式の選定および細部の設計は流入部、導流部および減勢工を含めて、それぞれの機能が地点の諸条件に適合するように行なわれなければならない。ダムの全体計画の一環として安全性と経済性の両面から追求された一つの合理的な結果として洪水吐の型式が決定されるのであり、その設計の合理化のために数多くの研究が行なわれてきている。

## II-2 跳水式減勢工を有する洪水吐

越流式の流入部から堤体を流下した流れをダム下流端に設けられる水叩き上で跳水によって減勢するという方法が重力式コンクリートダムを中心として発達してきた本邦のダムに従来良く見られる型式である。

跳水現象は射流が常流に遷移する際に必ず経過する停止波現象であり、いわゆる噴流の拡散としてはもっとも有効な形をとる。跳水現象はその機構としての興味および効果的な運動エネルギーの減殺を伴うという工学的意義の両面から古くから数多くの研究が行なわれており、特に運動が2次元のとみなし得るダム洪水吐の減勢工については、既存の研究成果および公式を用いて十分に信頼し得る設計を行ない得るまでにその機構は解明されていると言える。

跳水現象の基本的な形態は等幅直線水平水路上の跳水であり、その流況は射流のフルード数、 $u_1\sqrt{gh_1}$  ( $u_1, h_1$  は射流の流速および水深)によって第1図に示す5つの形に一般に分類される。a) は波状跳水と呼ばれ  $F_1 = u_1\sqrt{gh_1} = 1.0 \sim 1.7$  で生ずるもので、水面が波状を呈し、流れ自体が不安定であり、エネルギーの減勢率は小さい。b) は弱跳水と呼ばれ、 $F_1 = 1.7 \sim 2.5$  で生ずるが跳水の表面に一連の小さな水平渦を持つローラーが形成される。下流水面は平静である。c) は動揺跳水と呼ばれ、 $F_1 = 2.5 \sim 4.5$  で生ずるが、射流が跳水の上層部に突込んだり、下層部に突込んだりし、その方向が時間的に変動する。このために大きな波動が下流に向かって伝播する。この現象は跳水の水平渦が常に完全に発達しないために生ずるものと考えられ、下流に対する波動の伝播という点で減勢工としての機能に欠けるところがある。d) は定常跳水と呼ばれ、 $F_1 = 4.5 \sim 9.0$  で生じ、跳水の形態は安定しており、下流水面も比較的平静である。この場合のエネルギー減勢率は50~70%に達し、減勢工として極めて有効である。e) は強跳水と呼ばれ、 $F_1 > 9.0$  で生ずる。エネルギーの減勢率は更に高まるのであるが渦動の激しさが増すにつれて、跳水自身が周期的に変動し、それによる波が下流に伝播する。跳水長の増大、跳水の動揺による水路壁高の増大を考えると減勢工としては不経済になることが



第1図 跳水の形態

多い。

このように、跳水現象は射流のフルード数によってかなり変化した形態をとるものであるが、その射流と常流の水深は互いに共軛であり、前後の水深関係および長さは次式で与えられることが良く知られている(1)。

$$\frac{h_2}{h_1} = \frac{1}{2} (\sqrt{1 + 8 F_1^2} - 1) \quad (1)$$

$$L = 4.5 h_2 \quad (2)$$

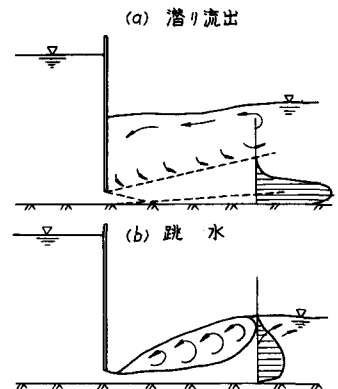
$$\Delta E = \frac{(h_2 - h_1)^3}{4 h_1 h_2} \quad (3)$$

ここに、 $h_1$ 、 $h_2$  は跳水前後の水深、 $\Delta E$  は跳水によって失なわれるエネルギー、 $L$  は跳水の長さである。

このように跳水現象は射流水深  $h_1$  に関して対応する常流水深  $h_2$  によって形成される臨界的な現象であって、水門流出不いしはダム下流端における跳水の場合、下流水深が  $h_2$  よりも小さければ露出射流が存続し、 $h_2$  より大きい場合には跳水がダム下流面ないしは水門にかぶってしまういわゆる潜流に移行し、最大流速の低減がおそくなる。完全跳水から潜流への移行における最大流速減衰過程の変化から考えて、跳水現象を噴流拡散による流速低減の最も急速に行なわれる限界の形とすることができる。土屋(2)は水門からの潜り流出を Wall Jet の拡散として取扱い、水路底の境界層形成を考慮に入れて、拡散の特性を解析した。無限大の水域にジェットの拡散する理想噴流においては拡散領域における流速分布形状の相似性の存在から、運動量保存則に従って、最大流速の低減が2次元拡散の場合には  $x/d_0$  に、また軸対称の3次元拡散の場合には  $x/d_0$  に逆比例して行なわれることが良く知られている(3)(4)。ここに、 $d_0$  はジェットの厚さまたは直径、 $x$  は拡散距離である。しかし、第2図に示すような水門流出の場合、a) のように下流深の大きい潜り流出の場合には最大流速の低減は理想噴流の拡散現象に良く一致するが、下流水深が次第に低下して水平渦が顕著になるにつれ、流速の低減が急速に行なわれるようになり、遂には b) のような跳水に達する。これは、いわゆる自由剪断による拡散から、自由水面の影響による激しい渦列を伴う急速な拡散に移行することを示すものであり、跳水現象を Wall Jet の拡散の形として流速低減のもっとも急速に行なわれる限界の形とすることができる。

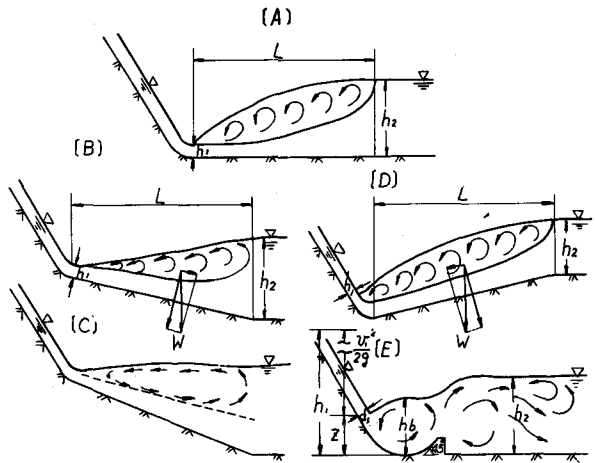
跳水形成の要素としては下流側の水深が支配的であるため、ダム下流の自然河川水位と関連して種々の型式の減勢工が開発されている。各型式の水理特性は水叩きの形状によって分類することができ、第3図のように示される。

図のA) はもっとも一般に用いられている水平水叩きであり、その跳水形状の諸元は(1)、(2)式によって与えられる。水叩き面を下流向きに傾斜せしめたものがB) の順傾斜水叩きであり、勾配がある限度以内(一般に  $1/4$  以下)の場合には斜面上に水平水叩きと同様



第2図 跳水と潜流

な跳水を生じ、効果的にエネルギーを減殺する。そして、勾配が限度を越えると、C) のように水平渦が弱まり、潜流状態となって流速の低減がおくれてくる。順傾斜水叩きでは斜面上に乗る跳水の重量が下流向きに作用するため跳水の対応水深が水平水叩きに較べて大きく、また跳水の長さも長くなる。順傾斜水叩きは水平水叩きでは潜流になってしまうような下流水位条件に適しており、勾配を適宜に選択することによって水叩き上に跳水を形成させることができる。



第3図 水叩き角度と跳水の関係

順傾斜水路上の跳水の対応水深の関係は次式によって与えられる(5)。

$$\frac{h_2}{h_1} = \frac{1}{2} (\sqrt{1 + 8G^2} - 1) \quad (4)$$

$$G = \frac{F_1}{\sqrt{\cos \theta - \frac{KL \sin \theta}{h_2 - h_1}}} \quad (5)$$

$$K = \frac{W}{\frac{1}{2} w_0 b (h_1 + h_2)} \quad (6)$$

ここに、 $\theta$  は水路底と水平面のなす角度、 $b$  は水路幅  $K$  は跳水の重さ  $W$  に関する補正係数、 $w_0$  は水の単位重量である。

順傾斜と逆に水叩き勾配を下流向上り勾配としたものがD) の逆傾斜水叩きである。この場合は斜面上の跳水重量が上流向きに作用するため対応水深が水平水叩きの場合よりも小さくなり、同時に跳水長も大幅に短縮される。従って、水平水叩きでは下流水深が不足する場合、または、ダム直下流の河川の彎曲などによって減勢工を設置する区間の限られているような場合などに有効である。逆傾斜水路上の跳水現象の対応水深の関係は次式で与えられる(6)。

$$\left(\frac{h_2}{h_1}\right)^3 - \left\{ \frac{2mF_1^2(1 - \cos \theta_1) + 2F_1^2 \cos \theta_1 + 1}{n \cdot \frac{L}{h_2} \sin 2\theta_2 + 1} \right\} \frac{h_2}{h_1} + \frac{2F_1^2 \cos \theta_2}{n \cdot \frac{L}{h_2} \sin 2\theta_2 + 1} = 0 \quad (7)$$

ここに、 $m$  はバスケッ卜カーブ部分に働く遠心力の補正係数、 $n$  は跳水断面を台形とした場合の面積の補正係数であり、 $L/h_2$  と共にその実験値は第4図のように求められている。

逆傾斜面の角度を更に急にすると、上向き速度成分が過大となり、その結果、ジェットの吹上る点の上下流に2段の水平渦が形成されるD) のバケツ型水叩きに移行する。この場合にはジェットの上向き速度を押さえるために水平水叩きよりもはるかに大きい下流側の水深を要するようになる。

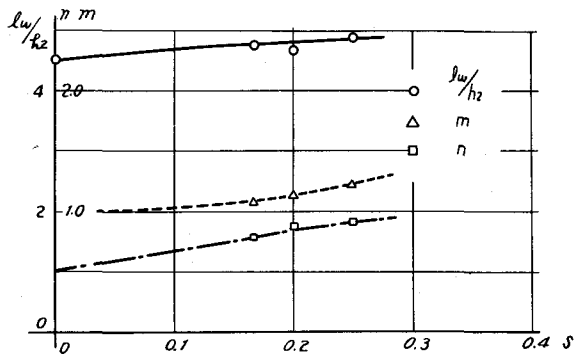
従って、この型式は下流水深が深く、順傾斜水叩きを用いても潜流になってしまうような水位条件

に対して有効である。バケット型水叩きの水理特性を第5、6図に示す(7)。

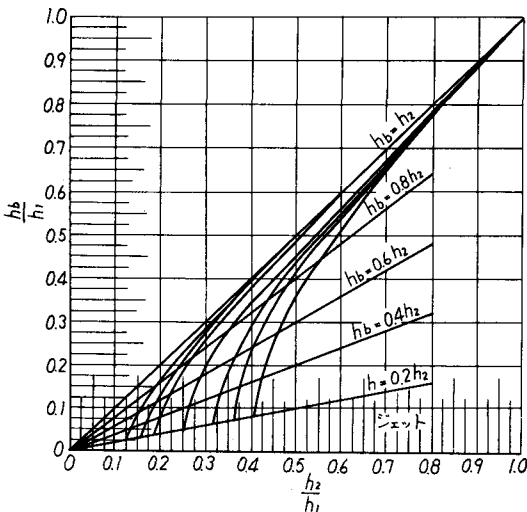
このように、跳水式減勢工の型式はダム下流河川の水位条件を主たる要素として選定されるものである。ところが、下流側水位に関して非常に鋭敏である跳水現象に対して、十分に信頼し得るような自然河川水位を想定することは困難なことが多い。一般に、本邦の高ダムの建設される地点は勾配の急な河川上流部が多く、ダムの経済性から

谷幅の狭まり岩盤の露頭した狭窄部が選ばれる。このような地点の自然河川の流況は瀬や淵の連続する急流が普通であり、ダム地点における実測による以外には正確な水位流量曲線の決定は望み得ない。また、一般に洪水時の水位が低く、自然河川の水位流量曲線は跳水の対応水深と流量の関係、いわゆる跳水曲線を下まわることが多い。しかも、自然河川の水位流量曲線を支配する河谷の断面形はダム建設工事のために改変されることが多く、さらにダム建設による上流からの土砂供給の停止、洪水放流時のエネルギー放出などのためにダム下流の河床は低下する傾向があり、建設前後における自然河川水位にはかなりの変化を予想しなければならない。

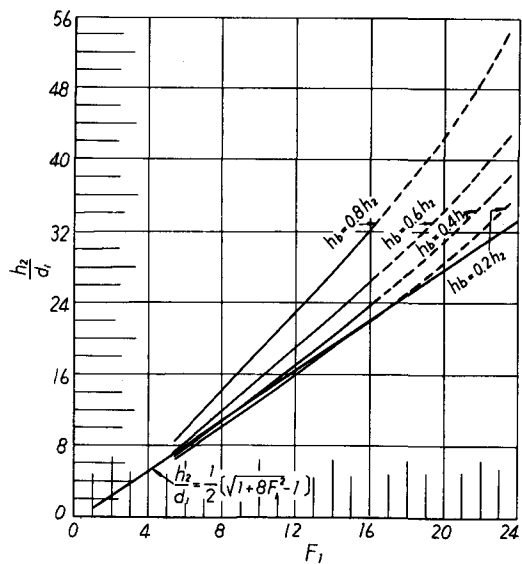
このような不確定な要素を含む自然河川水位を対象として跳水式減勢工を設計するのは危険であるから、水叩き末端に副ダムを設けて人工的に水位を維持するという方法が一般にとられる。副ダムを設けると水叩きと副ダムによって減勢池が形成されるわけであるが、この減勢池の減勢能力はその設計流量に対して極めて臨界的に定められ、設計流量までは効果的な減勢を行なうものがそれを越える



第4図  $m, n, l_w/h_2$  と  $S$  の関係



第5図



第6図

流量に対しては流況は一変してしまうのである。すなわち、限界流量をこえる流量に対しては副ダムはあたかも水はねの役目をし、ジェットを下流に飛散させるようになり、短区間での減勢という跳水式減勢工本来の目的に沿わなくなる。この減勢能力にはっきりした限界のあることが跳水式減勢工の一つの欠点であり、このために、出水頻度の高いある洪水流量までは跳水により減勢し、これを越える流量は台型副ダムによってスキー・ジャンプ式に飛散させるという試みが最近なされている(8)。

跳水式減勢工の経済化のために主として跳水規模の縮小に努力が払われてきた。これは水叩き自体の経済性に加えてダム全体の配置計画の自由度の増加による全体としての経済性の上昇という点で特に有意義である。前述の逆傾斜水叩きもダム直下流の河川彎曲点以内に減勢工を収める目的で開発されたものであり(9)、また水叩き上にパッフルビヤ、シュートブロックなどの障害物を設置した USBR 型ないしは SAF 型の減勢工(10)(11)も跳水長および対応水深の縮小に著効のあるものである。

### II-3 スキー・ジャンプ式洪水吐

スキー・ジャンプ式洪水吐はアーチダム技術の進歩と共に開発されてきた型式である。薄いアーチダムの出現によって洪水をダム下流面に沿わせて放流することが難しくなり、また中央越流式洪水吐では洪水の落下点がダムの極く近くになり不安があることから、シュートを用いて洪水をダム本体からできるだけ離れた位置に放流しようとする試みがなされたのである。そして、この型式は跳水式減勢工に較べてはるかに経済的なことから重力ダムにも採用されるようになり、本邦では 1953 年に建設された上椎葉ダムを始めとして、重力ダム、アーチダムを問わず、数多くの著名なダムに用いられてきている。

しかしながら、大きな洪水流量をそのまま自然河川に放流するわけであるから河床は当然激しい洗堀を受ける。そして、この洗堀と洗堀されたずりの堆積によって自然の水クッションが形成されるのである。自然の水褥池の大きさおよび深さは洪水のエネルギーと河床構成材料の特性との関連によって定まるものであり、ある洪水の放流に対してある洗堀および堆積を行なえばその後、それ以下の規模の洪水(放流量および継続時間)に対して河床洗堀は進行せず、年月を経るにつれてその地点の特性に応じた水褥池形状に安定して行くものと考えられる。そして、この洗堀が河床の一部に限定され、ダム本体、附近の環境および下流河川に対して何んら危険な影響を与えないものであれば自然の水褥池は立派な減勢工の役割りを果たすわけである。

スキー・ジャンプ式洪水吐設計上の主要な問題はこの河床の洗堀、堆積の遷移を如何に推定するかという点にある。

河床の洗堀についてもっとも注意しなければならない点はその兩岸の山腹への影響である。河床自体の洗堀は大気中におけるジェットの拡散と効果的な水クッションによってある程度の深さで平衡状態に達するものと考えられるが、山腹の崩壊は地山の安息角とも関連して恐らく河床洗堀に較べて大きな量と推定され、突然の山崩れは大災害をもたらさないとも限らない。

経局問題は下流河川の地形、地質および環境と関連して洪水をどのような位置へ、どのような状態で放流すれば安全であるかということになる。洪水放流の状態を規制するものはダムの高さ、洪水流量、シュートの標高およびシュートからの水脈射出の水平、垂直角度である。そして、これらの要素によって決まる洪水放流による自然河床の変遷をできる限り軽減し、この洗堀、堆積から派生する諸

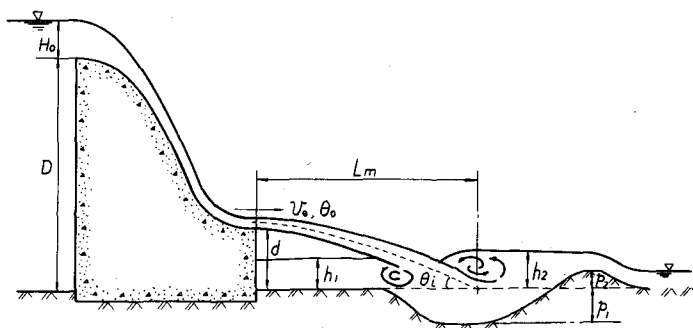
問題がダムおよび下流河川の安全性をおびやかすことのないように洪水吐の諸元を決定するのである。

しかしながら、複雑な構成の自然河床の変遷の推定は理論的にせよ実験的にせよ極めて難しい問題を含むものであり現状で示し得る解答は既往の模型実験および実物での実測などの経験に基ずく定性的な判断にすぎない。

スキー・ジャンプ式洪水吐のシュートはダムの形状によっていろいろな型式をとり得るものであるが、ここでは第7図に示す

ような重力ダムに一般に用いられる直線状のシュートにつき設計方法と設計上の問題点をあげてみる。

図のように洗掘がある程度進行した状態では洗掘とずりの堆積によって水褥池が形成される。そして、堆積を越流する洪水の背水によって



第7図 スキー・ジャンプ式洪水吐の概要

よって水クッション水深  $h_2$  が得られ、水脈の落下条件と  $h_2$  の関連によって水脈下側水深  $h_1$  が定まる。水脈下側のプールはほとんど静止しており、洗掘が上流向きに進行する恐れはない。

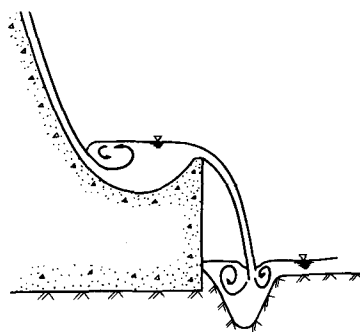
水脈の落下軌跡は初速  $v_0$  の放物線によってほぼ近似される。 $h_2$ ,  $h_1$  は河床洗掘の形状に支配されるために正確な推定は難しいが、直線、等幅水路という2次元の条件においてはこの水深関係を設計上の一つの目安として求めることはできる<sup>13)14)</sup>。

流出端の標高はこの  $h_1$  を基準とし、常に流出端が大気中に露出しているように定める。堆積したずりによるせき上げによって下流側の水位が上昇し、流出端が水中に没してしまうとダム下流端に激しい攪乱が生じ洗掘の恐れもあり、また流出端構造物自体の破損する危険があるので、下流河床の変遷を予測して水面との間隔には十分の余裕をとらねばならない。

水脈射出の角度は原則として水平に近くとる。ダム自体の安全性からは水脈を最大速に放流したく、このためには射出角度は水平に対して  $45^\circ$  までの範囲でできるだけ大きくとりたい。ところが上向き角度を大きくすると第8図に示すように小流量ではバケット内で跳水を起してしまい、流出端を越流する洪水がダムの直下に落下するようになる。

全流量範囲についてシュートから射出せしめ、且つできるだけ広い範囲に分散落下させるためには流出端の基盤の角度を水平とし、これに歯型を設けるのがよい。

下流河床の変遷については現状では概略の判断を下し得るにすぎない。スキー・ジャンプ式洪水



第8図 ダム直下の洗掘

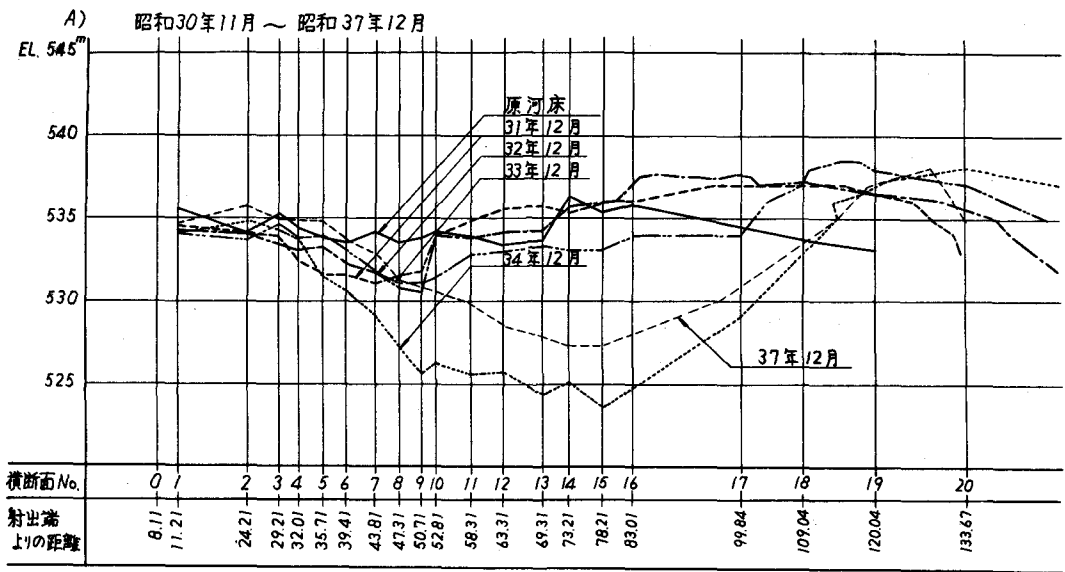


吐の用いられる地点は付近の環境に対する制約から河川上流部が多く、我々の取扱わねばならない問題は主として急流河川の岩盤河床の洗堀である。そして、落下水脈の洗堀力に対抗する岩盤の強度、洗堀によって離脱する岩塊の大きさ、またそれが下流に堆積する形状などはすべてダム地点の局地的な地質、地形条件に左右されるものである。問題の検討のために模型実験は有力な手段ではあるが、その結果は定性的な判断の資料にすぎない。模型実験によって模型条件におけるもっとも好ましい設計を求めると同時に実物のダムにおける現象を長期にわたって観測し、その両者の結果を対照することによって更に設計の合理化を進めるという方法をとらねばならない。この意味で奥泉ダムおよび大森川ダムにおける長期の実測結果は貴重な資料を提供しているものである。

奥泉ダム下流の洗堀、堆積の状態を第9図に示す。実測は主として写真測量により、ダム建設直後の昭和31年より毎年一回づつ行なわれている。水脈落下点河床の縦断曲線を第10図に示すが、河床はほぼ安定形状に達したものと推定される。この間の主要洪水放流記録は第2表のようであるが、現在の河床形状は昭和34年8月の洪水によって形成されたものであり、この時の最大放流量は計画洪水流量の90%に相当する。現状における河床の最大洗堀深は原河床より約10m、堆積高は約4mであり、洗堀されたずりは下流約400mの間に分散している。河床洗堀の実測例としてはポルトガルのPicoteダム(ダム高100m、計画洪水流量 $11,000 \text{ cm}^3/\text{s}$ )などの結果が報告されている。



第9図 奥泉ダム下流の洗堀状態



第10図 奥泉ダム下流河川河床縦断面図

第2表 奥泉ダム主要洪水放流記録

| 年 月 日     | 日平均放流量<br>( $m^3/sec$ ) | 放流時間<br>(hour) | 日最大放流量<br>( $m^3/sec$ ) |
|-----------|-------------------------|----------------|-------------------------|
| 31. 9. 27 | 303.0                   | 24             | 560.0                   |
| 32. 6. 28 | 344.4                   | 24             | 406.5                   |
| 32. 9. 11 | 256.0                   | 24             | 431.0                   |
| 33. 7. 26 | 309.0                   | 2              | 576.6                   |
| 33. 8. 26 | 490.5                   | 8              | 1354.2                  |
| 33. 9. 26 | 235.5                   | 15             | 446.8                   |
| 33. 9. 27 | 223.7                   | 1              | 301.0                   |
| 34. 8. 13 | 613.0                   | 24             | 876.0                   |
| 34. 8. 14 | 1083.0                  | 24             | 1808.0                  |
| 34. 8. 15 | 296.0                   | 24             | 415.0                   |
| 34. 9. 27 | 534.6                   | 24             | 1572.0                  |
| 35. 8. 13 | 353.0                   | 23             | 565.0                   |
| 35. 8. 14 | 339.0                   | 23             | 466.0                   |
| 36. 6. 27 | 594.3                   | 16             | 957.0                   |
| 36. 6. 28 | 909.5                   | 24             | 1274.0                  |
| 36. 6. 29 | 729.3                   | 24             | 924.0                   |
| 36. 6. 30 | 410.8                   | 24             | 607.0                   |
| 37. 6. 14 | 269.1                   | 24             | 423.0                   |
| 37. 6. 15 | 213.8                   | 24             | 322.0                   |

## II-4 中央越流式洪水吐

アーチダムは洪水処理は重力ダムに較べて一般に困難なことが多い。厚さの厚いアーチダムでは洪水をダムの下流面に沿わせて放流することができるから重力ダムとそれ程変りはないが、越流水脈がアーチ円弧の中心に集中する傾向を持つためそのエネルギーの減殺には特別の工夫を要する(17)(18)。薄いドーム式のアーチダムでは中央部に切欠きを設けて洪水を自由落下させる中央越流式洪水吐がもっとも経済的であり、その設計合理化のための研究に努力が重ねられてきている。ところが、何分にもダムの直下に落下する龍大な洪水のエネルギーの河床、地山、ダム本体に及ぼす影響など解明の難しい問題を多く含み、この型式の洪水吐採用の可否を判定する明確な規準を未だ得ていないという現状である。

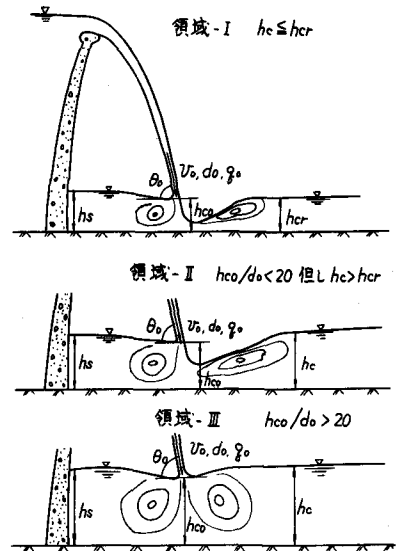
自由落下水脈が衝突点に与える動水圧は水クッションの増大と共に噴流拡散によって急速に減衰することが知られている。そして、具体的な設計上の問題は水脈の落下高、流量と水クッション水深の関連から落下点に作用する動水圧の特性を求め、これに対抗し得る河床の保護工を定めることである。

このためには動水圧の時間平均的な強度、分布形状と共に動水圧の変動特性を知らなければならない。これ等はすべて研究途上の問題ではあるが本章では現在著者が最も合理的と考える中央越流式洪水吐形状の設計方法について述べる。

自由落下水脈のエネルギーをできるだけ分散させたいことおよびアーチダムの構造上の問題からダム頂部の切欠きの深さを小さくしたいことの2つの理由から、越流部の幅はできるだけ広くとりたい。

ところが、水脈が水クッションのない山腹の斜面に直接に落下することは好ましくないから水脈落下幅は河川幅で制限される。水脈が必ず水クッションのある河床に落下するというを設計の基本方針とし、水脈落下幅を河川幅とほぼ等しくしてこれをコンクリートで保護した場合、運動はほぼ2次元的になり、洪水の減勢にはかなり好都合になる。

上流側をダムによってさえぎられ、且つ両側を限られた2次元落下水脈の流況は下流側的水深条件によって第11図に示す3つの形を取り、それぞれ水クッション内拡散現象の特性が相異なる(19)。領域工は下流側に射流で流下せしめる場合から落下後直ちに跳水を起すまでの下流水深範囲に生ずる現象であって、落下点上流側に自然に形成される水褥池によって水脈の拡散が行なわれる。この水深は落下水脈を下流向きに変向させるために自然に形成されるもので、落下角度の関数として求められる(20)。このように、下流水深を特別に与えなくても水クッションが自然に形成されるということが2次元落下水の大きな特徴であり、その減勢効果は著るしく、両側を限らない3次元落下水脈の場合に較べて衝突点への動水圧強度を半分以下に軽減できる。この場合の拡



第11図 2次元自由落下水の水クッション

散現象は水脈の上流側のみで行なわれ、Wall Jetの拡散に類似している。

下流水深を跳水水深よりも高めると水クッションは下流側からも作用するようになり、落下点下流側の流況は潜流になる。この場合、衝突点に対して上下流の拡散距離が異なるため拡散現象としては複雑な形になる。

下流水深を更に高めると落下点上下流の水位差がなくなり、水脈は軸対称拡散を行なうようになり、この場合の拡散現象は理想噴流の2次元拡散にほぼ近似する。軸対称拡散を領域Ⅲとすれば領域ⅡをⅠよりⅢへの遷移区間とすることができる。各領域の境界は実験的に第11図のように与えられる。

領域Ⅰの拡散の概要は第12図のように示される。図のように角度 $\theta_0$ 、厚さ $d_0$ 、流速 $v_0$ で水褥池面に達した落下水脈は上流側の水褥池の水を巻き込みながら拡散し、水路床に達して上下流に分流する。下流側には流速を $v_1$ に減じて流出し、上流側に向かう流れは水褥池を回流して再び拡散に加わる。

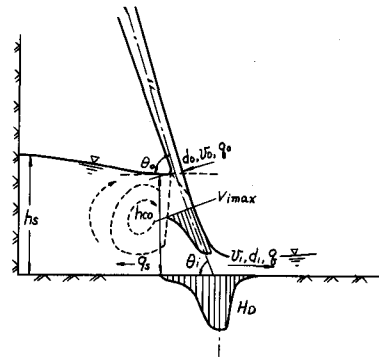
そして、水路床に与える動水圧 $H_D$ は $v_{i\max}$ の停止圧力 $H_{D\max}$ を中心として上下流に非対象な形をとる。この片側だけに拡散する領域Ⅰの流況は跳水現象と共通する点が多い。Ⅱ-2で述べたように水門流出において下流側水深の十分に深い場合には流速の減衰は理想噴流の拡散に従うものが水深が小さくなり跳水現象に近づくにつれて自由水面の影響のために流速の低減が急速に行なわれるようになる。

領域ⅠをWall Jetの拡散として扱い、 $v_{i\max}$ の低減を次式のように仮定し、 $K$ を求めた実験値を第13図に示す。

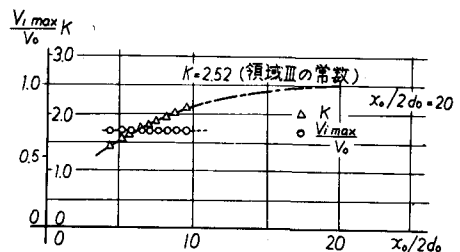
$$\frac{v_{i\max}}{v_0} = \frac{K}{\sqrt{x_0/2d_0}} \quad (12)$$

図のように $K$ は常数でなく、領域Ⅰの拡散の流速低減には理想噴流のような動的相似性の存在しないことを示している。 $K$ は後述する領域Ⅲにおける常数 $K=2.52$ に漸近する傾向を示し、しかも2.52に較べて大幅に小さい。 $K$ の小さいことは流速の低減がより早く行なわれることを示すものであり、潜流より跳水への移行に対応される。しかも、跳水の上下流側の水深が対応関係にあるように、この場合の水クッション水深も落下水脈の条件に対して一義的に定まるものである。流速の低減、落下点下流側の跳水対応水深および上流側の水深を求める解析方法が平均流速としての取扱いで示されており、その計算値と実験値の比較は第14図のようになる(2)。

領域Ⅱを経て領域Ⅲになると理想噴流と同様な取扱いが可能である。領域Ⅲにおける拡散の概要は第15図のようになるが、最大流速の低減 $v_{i\max}/v_0$



第12図 非対称2次元拡散



第13図  $K$ ,  $\frac{v_{i\max}}{v_0}$  と  $\frac{x_0}{2d_0}$  の関係

は次式で与えられる。

$$\frac{v_{max}}{v_0} = \frac{2.52}{\sqrt{x_0/d_0}} \quad (13)$$

常数 2.52 は無限領域に拡散する理想噴流の常数(12)に較べて 10 %程大きく、理想噴流よりも多小幅のせまい、とがった拡散形状を示している。この理由はダムおよび水路底によって境界を限られているため回流の発生が強く、拡散に対しかなりの運動量が両側から供給されるためとされている。

水路床に作用する動水圧の値および分布形状は領域Ⅲに関しては解析的に求められる(24)。第 15 図において、床面に作用する全水圧より静水圧  $h_{co}$  を引いた動水圧  $H_D$  を水脈の床面に垂直方向の速度成分の流速水頭に相当するものとする。ところが  $H_D$  は衝突、分流する彎曲流の遠心力をも含むために  $H_D$  から換算した流速成分は物理的な意味はないから仮定の流速として  $U$  で表わすと、 $U$  の分布形状にも拡散の流速分布と同様な動的相似性が存在し、次式で示される。

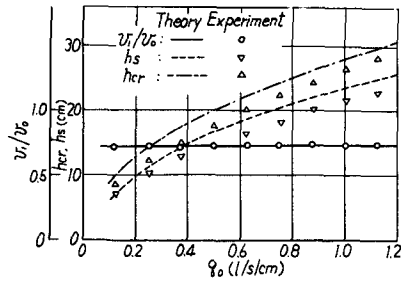
$$U = v_{max} e^{-12.65 \eta^2} = \frac{2.52 v_0}{\sqrt{x_0/d_0}} \cdot e^{-12.56 \eta^2} \quad (14)$$

$$\text{但し } \eta = y/x$$

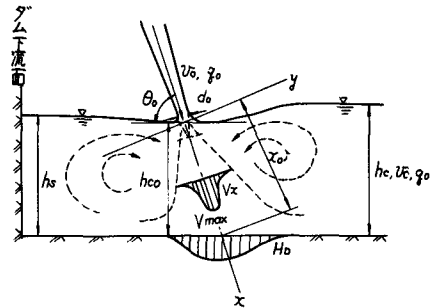
(14)式は近似的には領域Ⅰ、Ⅱにも適用され、第 16 図に示すように、各領域の動水圧分布形状を良く表現できる。このように、落水水脈に対する水クッション効果の特性が示されるが、水叩きの設計条件としては計画洪水流量に対して領域Ⅰの水深条件を与えれば良いものとする。落水水脈のエネルギーの半分以上が上流側の水クッション内での拡散によって、また下流に流出する残存エネルギーが跳水によって減殺される。

しかし、水叩きに作用する動水圧の最大値は全水頭の約半分に達し、しかもかなりの変動を示すものであるから水叩きコンクリートの設計施工には十分の注意を要する。計画洪水流量に対して領域Ⅰの水深条件で設計された水叩きにそれ以下の洪水が放流される場合には領域Ⅱ、Ⅲの条件に移行し、通常の出水による水叩き動水圧ははるかに軽減される。

中央越流式洪水吐のもう一つの問題は落水水脈のアーチ円弧中心への集中である。越流部の中心角はダム高によっても異なるが、一般に  $20^\circ \sim 30^\circ$  の範囲であり、そのまま放流すると流れが落地点下流のアーチ円弧の中心に集中し、その減勢が難かしくなる。この流線の方向を水脈の落地点で変向



第 14 図  $\theta_0 = 74.47'$  における  $U_y/U_0$ ,  $h_s$ ,  $h_{cr}$  と  $q_0$  の関係

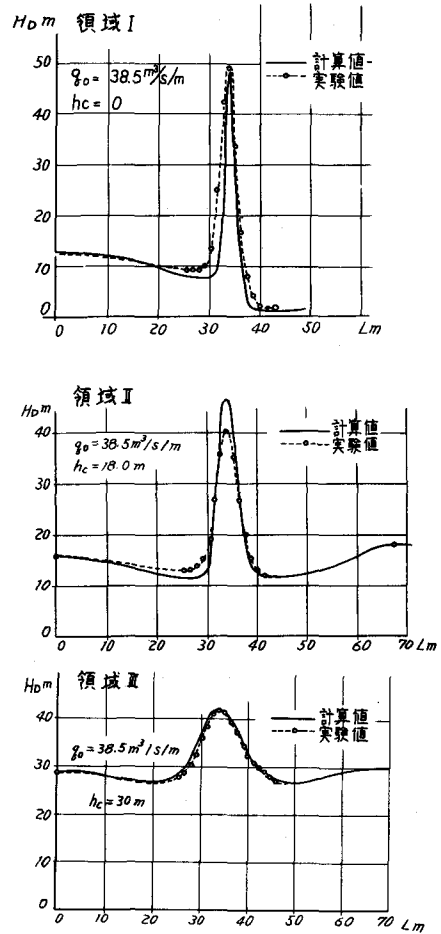


第 15 図

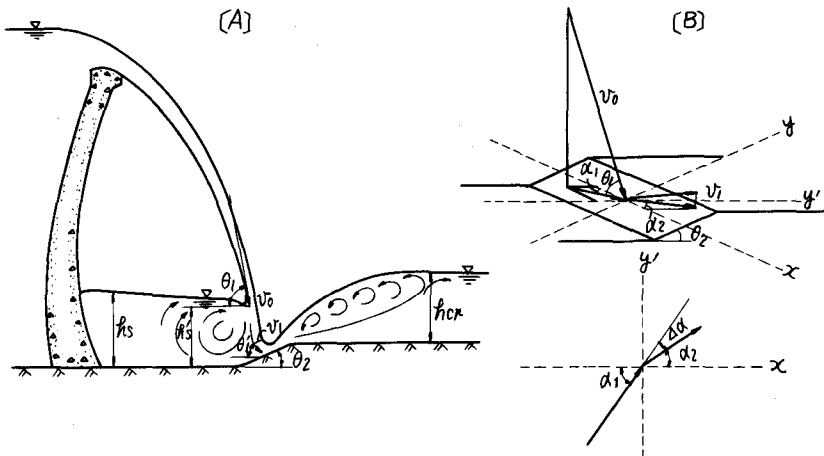
し、水叩き上に均等な分布の流れを得るようなデフレクターを持つ水叩きが開発されている。

これは、水脈の落下範囲を下流向き斜面上にしたものであって、第17図に示すようにデフレクター一面と落水脈の流入取向にある相対的な角度を与えることによって、流線の適宜な変向が可能である。

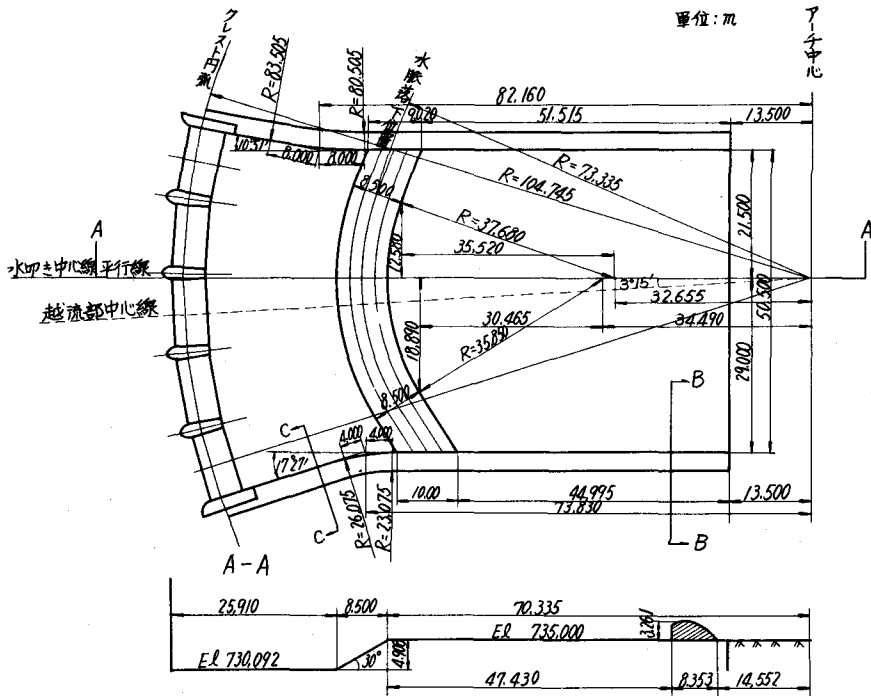
また、デフレクターの設置によって水脈の水路床に対する衝突の合成角度が大きくなり、このために上流の水クッション水深が増加して減勢効果もあがる。デフレクターを持つ水叩きの設計例を第18図に示す。この例では下流地形の関係で越流部中心線と水叩き中心線の方向が一致していないが、このような場合でもデフレクターの形状を工夫することによって水叩き上に均等な流況を得ることができる。



第16図 各領域の落下点圧力分布



第17図 デフレクターを有する水叩き



第18図 デフレクターを有する水叩きの設計例

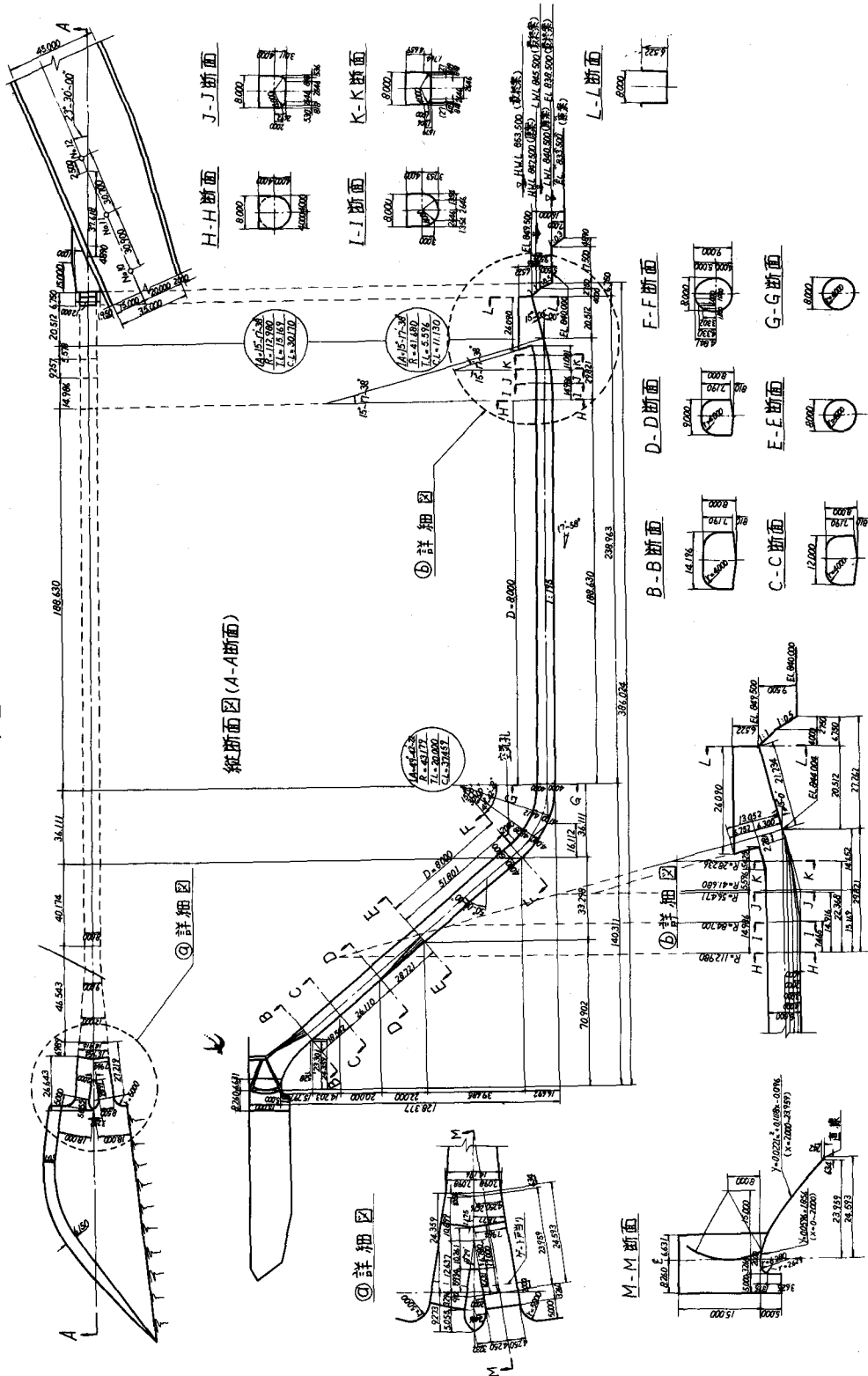
## II-5 トンネル式洪水吐

ダム直下に発電所を建設した場合とかフィルタイプのダムで洪水吐を設ける適切な基盤のない場合などにトンネル式の洪水吐が採用される。また、仮排水トンネルを洪水吐の一部として利用すると経済的であり、多くの例がこの方法をとっている。このために、トンネル式洪水吐の形状は、その1例を第18図に示すように、流入部とそれに続く斜トンネルおよび仮排水路を用いた水平トンネルで一般に構成される。トンネルの平面線型は原則として直線とし、トンネル内の流れは開水路流として設計する。前者はエネルギー集中度の高いトンネル内流れの平面内彎曲は激しい攪乱の原因になり、流れを不安定にするからであり、後者はトンネル内の流れが流量によって開水路流から管路流に移行すると、その間にサイフォン作用による不安定な遷移領域および高落差の場合には危険な負圧の発生を伴うからである。

トンネル式洪水吐の流入部としては第1表に示した種々の型式の流入部が用いられるが、安定した流況を得るものとして正面越流型および朝顔型の例が多い。

正面越流型はトンネル内への給気などに関連して全般的にはもっとも安定した流況を示す。しかし地形上の関係から山腹を開削した流入路を設けねばならないことが多く、流入部への接近形状に注意を要する。流入路の接近流速が速い場合の越流部標準断面形および流量係数に関し米国開拓局により適切な方法が定められている。また、長方形断面の越流部から一般に円形のトンネル経済断面への

平面図



第19図 奈川渡ダム洪水吐一般図



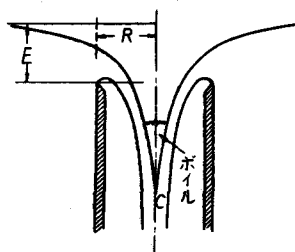
断面形の遷移部にも流れに攪乱の生じないような形状を注意して定めねばならない。

第19図は奈川渡ダムのトンネル式洪水吐(計画洪水流量 $1,500 \text{ m}^3/\text{s}$ )であるが、流入路および断面形遷移の1例が示されている。

朝顔型流入部は堤頂長が長いために比較的小さい越流水深ですみ、流入部への接近条件の点で有利である。例えば前述の奈川渡ダム洪水吐について朝顔型の流入部を用いた場合、設計越流水深は4.90 mであり、正面越流型の12.20 mに比して大幅に小さい。また、トンネル部との接続も比較的容易である。

朝顔型流入部の設計は第20図のような円筒堰の自由水脈下側の形状を基本として行なわれる。円筒堰の水脈形状に関してはWagnerにより詳細な実験結果が与えられており、これを基礎としてゲート、ピヤール等の設置による補正を加える。

ただ、朝顔型流入部の場合、一般に設計洪水流量で流入部のみが管路流になるように設計されるので流入部から空気の供給が遮断される。従って、かなり大規模な給気孔を流入部とトンネルの接続部に設けなければならない。朝顔型トンネル洪水吐の流出特性は第21図のようになり、勾配の急変点が管路流になる点であり、一般にこれを設計条件とする。



第20図

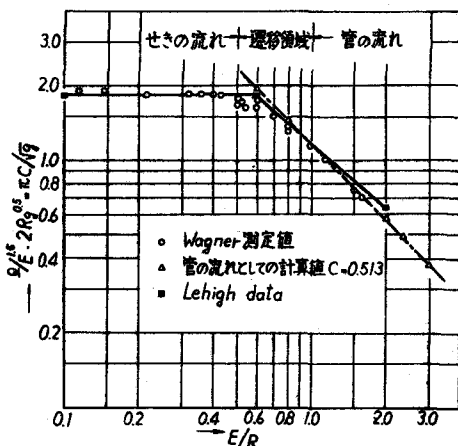
トンネル部は円形断面の用いられることが多いが、その断面積の決定は次の基準による。すなわち、開水路流として設計されるトンネル内には開水路流を維持するために必要な十分量の空気が供給されねばならない。若し、流量の増加につれてトンネルの一部に満管部が生ずると、この点で空気の流れが遮断されるから下流側の空気層は流れによるセルフブライミングのために吸出され瞬時に管路流になり強いサイフォン作用を及ぼす。そしてサイフォン作用によって再び開水路を生じ、セルフブライミングを繰り返す。このためにトンネル内に間接的な流量変動、不安定な流況および負圧を発生せしめる。このサイフォン

作用の発生を防止するためと経済性の両面から、設計洪水時の流積 $A_w$ とトンネル断面積 $A_0$ の比を $A_w/A_0 = 3/4 \sim 7/8$ にとるべきとされている。

従って、トンネル断面積の決定のためにはある仮定断面積について水面曲線を計算し、常に $A_w/A_0$ が前記の数値にとどまるよう試算を繰返せば良い。

第19図に示したトンネル各部の断面積はこの流積の比率と水路幅の許容縮幅角度および断面遷移部の負圧発生の防止の3つを考慮しつつ定められたものである。

このトンネル自体と流入部の放流能力に関連してトンネルの設計流量の決定に大きな問題がある。前



第21図

述のようにサイフォン作用の発生は大きな負圧を生ずるためにトンネルの構造上危険なことがある。

従って、設計流量を越える異常な洪水の生じた場合にはこれを別途に放流する配慮が必要になる。

このために何んらかの形で流入量の規制を行なうべきであるが、朝顔型流入部の流入特性はこの点で適しており、設計流量を起える流量に対して貯水池水位が急増し、その検知が容易であると共に流入量もそれ程増加しない。これに対して、越流式の流入部は貯水池水位の僅かな上昇によっても流入量が急増するので貯水池水位の厳密な規制が必要になる。トンネル洪水吐の容量、非常用洪水吐の設置などは地点の水文資料の信頼度、ダム型式、下流に対する影響を考慮して決定されるが、経済性と関連して難しい問題である。

トンネル式洪水吐の減勢工としては普通スキー・ジャンプ式によらねばならない。トンネル内の流れの単位幅当りの流量は他の型式の洪水吐に較べて一般にはるかに大きいので、これを跳水によって減勢するには大規模な減勢工を要し不経済である。流出端の形状としては種々の型式があるが、下流地形に余裕があればスプーン状のバケットで洪水を拡散せしめるのは容易である。

トンネル式洪水吐にとって特に注意すべきことはキャビテーション発生防止のための水路壁面の仕上げである。この問題は高流速の生ずる洪水吐水路にすべて共通することであるが保守、点検の難しいトンネルではその施工を特に慎重に行なわなければならない。

キャビテーションとは流水中の圧力が局部的に低下し、流水中に含まれる微小不溶解気体の平衡条件が崩れ、水蒸気を含みながら気泡が拡大する現象であるが、気泡が流れによって圧力の高い領域に運ばれて圧潰する際に、流体の運動量が圧潰点に集中し、この圧潰が境界の壁面に接して行なわれる場合には壁面に大きな衝撃力が作用して、キャビテーションピッチングと呼ばれる浸蝕を生ずる。

ダム洪水吐に生ずるキャビテーションとしては高圧ゲートの戸溝、減勢工のバフフルピヤ、水路断面の遷移部などに被害の実例が多く、種々の対策がたてられているが、ここでは水路施工に関連し、壁面の微小突起のキャビテーション特性について米国開拓局の実験結果を示す(β)。

キャビテーションの発生状態を示す数としてキャビテーション数  $K$  が用いられる。

$$K = \frac{P_0 - P_u}{\frac{1}{2} \rho v_0^2} \quad (15)$$

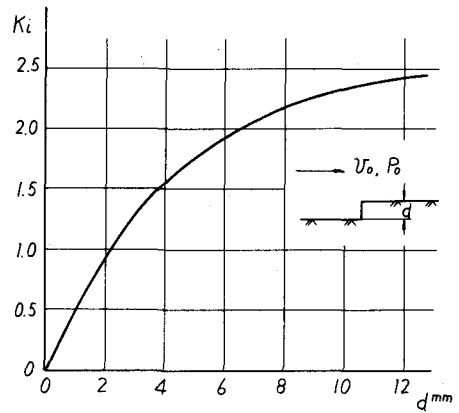
ここに、 $P_0$  は基準点の絶対圧力、 $P_u$  は絶対圧力で示した水の蒸気圧、 $\rho$  は密度、 $v_0$  は基準点の流速である。流れの中におかれたある物体につき、キャビテーションが発生する瞬間の  $K$  を初生キャビテーション係数  $K_i$  とするが、種々の形の物体については  $K_i$  の大きい程キャビテーションの生じやすいことを示し、ある一つの物体に関し、 $K > K_i$  ならばキャビテーションは発生せず、 $K < K_i$  においては  $K_i - K$  はキャビテーション発達の程度を示すものである。

コンクリート構造物ではキャビテーションが発生すれば浸蝕が起ると考えねばならないから、トンネル洪水吐内部のように保守の難しい所ではすべての点で  $K > K_i$  の条件が満たされなければならない。

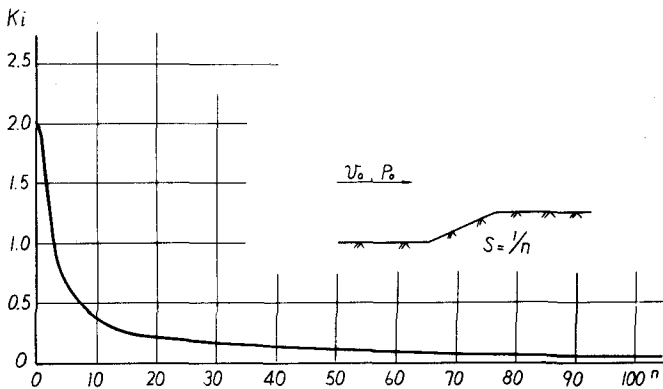
壁面微小突起としては施工継目ないしは型枠の継目が問題になる。直角の突起形状についての Ball の資料を  $K_i$  に換算したものを第 22 図に示す。標準的な条件として、流速  $v_0 = 2.5 \text{ m/s}$ 、水深  $h_0 = 2 \text{ m}$  の水路では水温を  $15^\circ \text{C}$  とすれば、 $K = 0.38$  であるが、第 22 図より許容できる突起高さは  $d = 0.8 \text{ mm}$  以下になる。

しかし、現実には数耗の程度の突起は避け難いから、これをけずり取って傾斜面にするが、仕上げ斜面の勾配  $S$  と  $K_i$  の関係は第 23 図のようになる。図のように高さ約 6 mm の直角突起でも、これを  $1/10$  以下の傾斜面にけずり仕上げれば上記の条件を満たしキャビテーションは発生しないことになる。米国開拓局では壁面仕上げの施工基準として次のように定めている。

| 流 速       | 傾斜面の勾配  |
|-----------|---------|
| 12~27 m/s | $1/20$  |
| 27~36 "   | $1/50$  |
| 36 m/s 以上 | $1/100$ |



第 22 図 突起高  $d$  と  $K_i$  の関係



第 23 図 傾斜角度と  $K_i$  の関係

### III 洪水吐の設計例

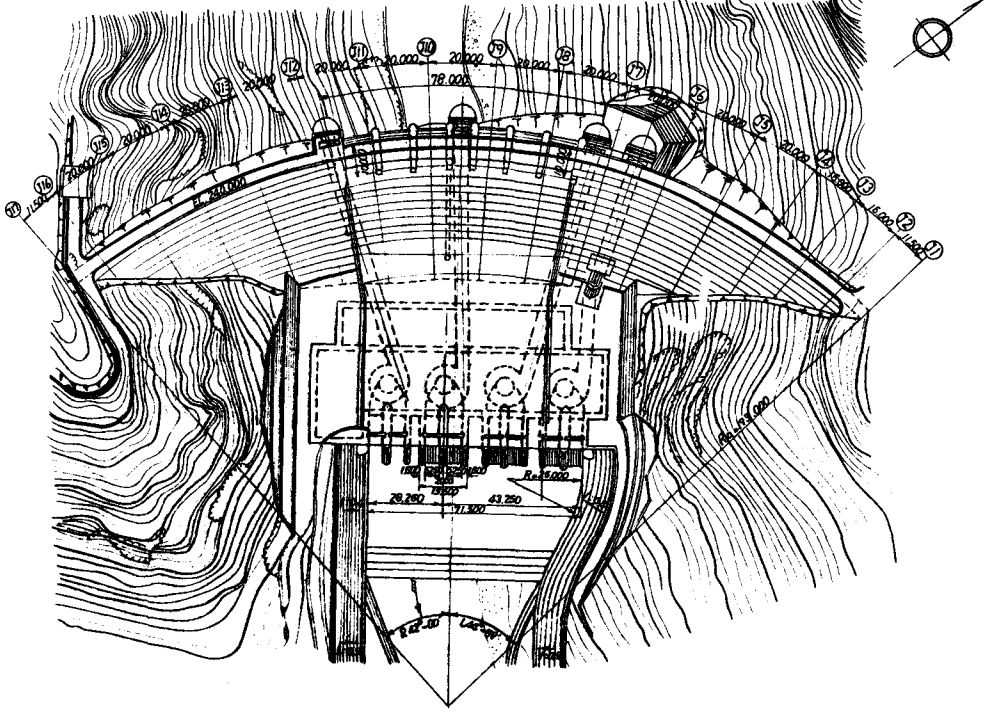
#### III-1 最近の新しい問題

電力の需給関係の変遷につれて大規模な揚水式発電所の建設が各地に進められているが、これに関連して洪水処理上に新しい問題が提起されている。

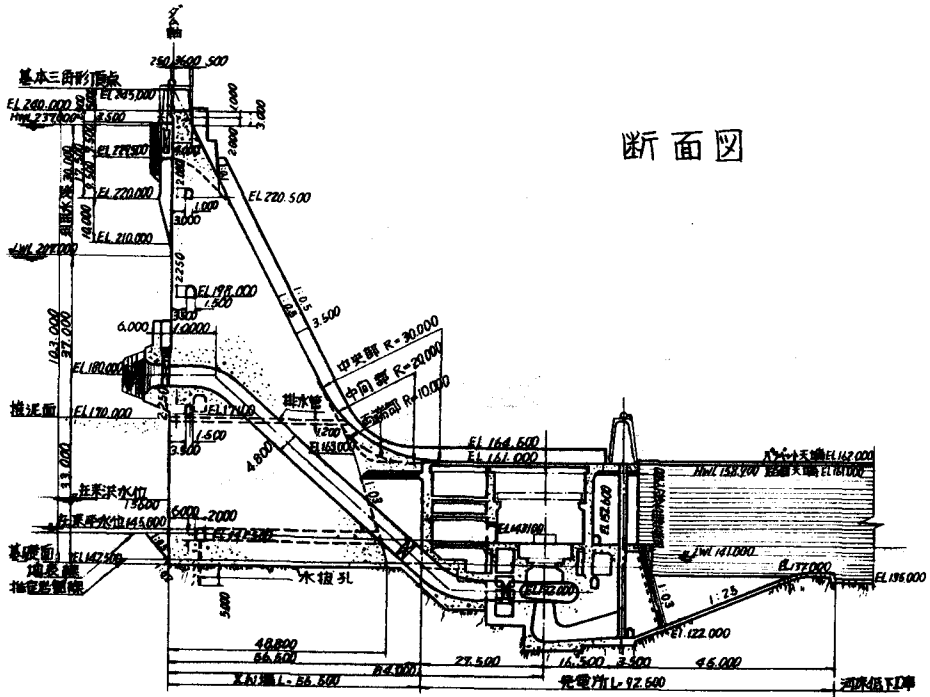
このようなダムの 1 例として第 24 図に新成羽川発電所の概要を示す。図のように高さ 103 m の重力式アーチダムの直下に出力 30 万 kw、使用流量  $400 \text{ m}^3/\text{s}$  の揚水式発電所が設置され、その屋根をほぼ全面にわたってスキー、ジャンプ式洪水吐（計画洪水流量  $2,400 \text{ m}^3/\text{s}$ ）のシュートに利用している。そして洪水は発電所放水路、これは揚水時には導水路になるが、に自由落下式に放流される。

このような型式の選ばれた主な理由は発電所規模が地点の特性に較べて極めて大きいことであり、その設置位置の問題と比較的大きな洪水流量を処理しなければならないことが図のような設計を導び

平面図



断面図



第24図 新成羽ダムの概要

いたのである。

本ダム洪水吐設計上の問題点として解明しなければならないことは、第1に放水路に直接洪水を放流することが洪水放流時発電所運転に支障がないかということ、第2に洪水の放流時の発電所屋根荷重条件、第3にスキー、ジャンプ式に放流される洪水の放水路内での減勢がある。そして、第4の問題として、以上3つの事項にすべて関連することであるが、アーチ円弧による越流水脈流線の集中がある。本ダムは重力アーチ式であるために越流水脈の流線の方向はアーチ中心に集中し、このために屋根荷重の分布、洪水の減勢、放水路の波動などをすべて不都合な方向に導びくのである。

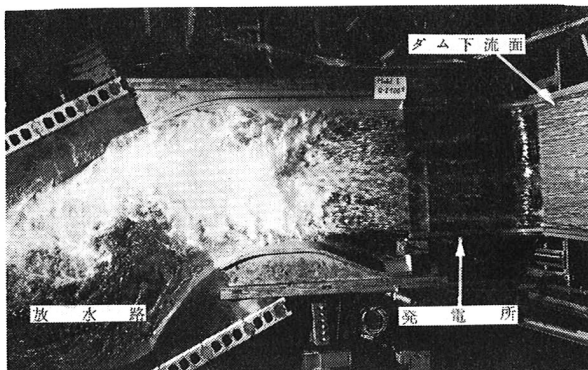
以上の諸問題を水理模型実験を主とする検討によって解明し、洪水吐の合理的な形状、発電所建屋の荷重条件を定め、このような型式の洪水処理が発電所運転に支障を与えないことを確かめることができた(32)。

ここでは紙数の関係で、洪水吐形状と全般の流況について略述するにとどめ、主として屋根荷重の解析結果について述べる。

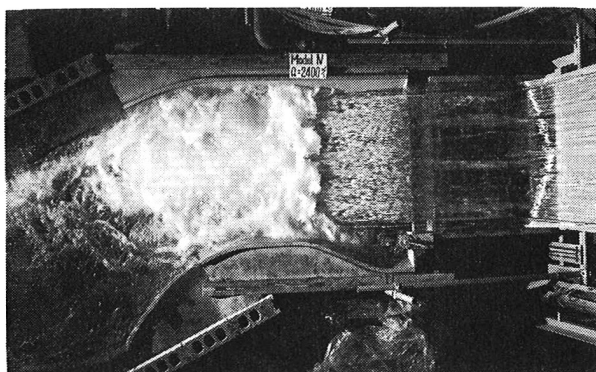
### III-2 実施設計型式における洪水吐流況の概要

原設計案と実施設計型式の洪水放流流況の比較を第25図に示す。図のように原案においては流線のアーチ中心への集中のために流量が中央部に集中し、屋根荷重の偏り、洪水減勢の不完全さの原因になっている。これに対して実施設計の流況はすべての点で著しく改良されている。実施設計型式ではバケットカーブ部分にデフレクターの機能を持たせ、ここで流線の変向を行なったものである。原案のバケットカーブが全幅にわたって等半径であるのに対し、シュート中央部の半径を大きく両側に行くにつれて小さくしたもので(中央部  $R = 30\text{m}$ , 端部  $R =$

〔A〕原設計案



〔B〕実施設計型式

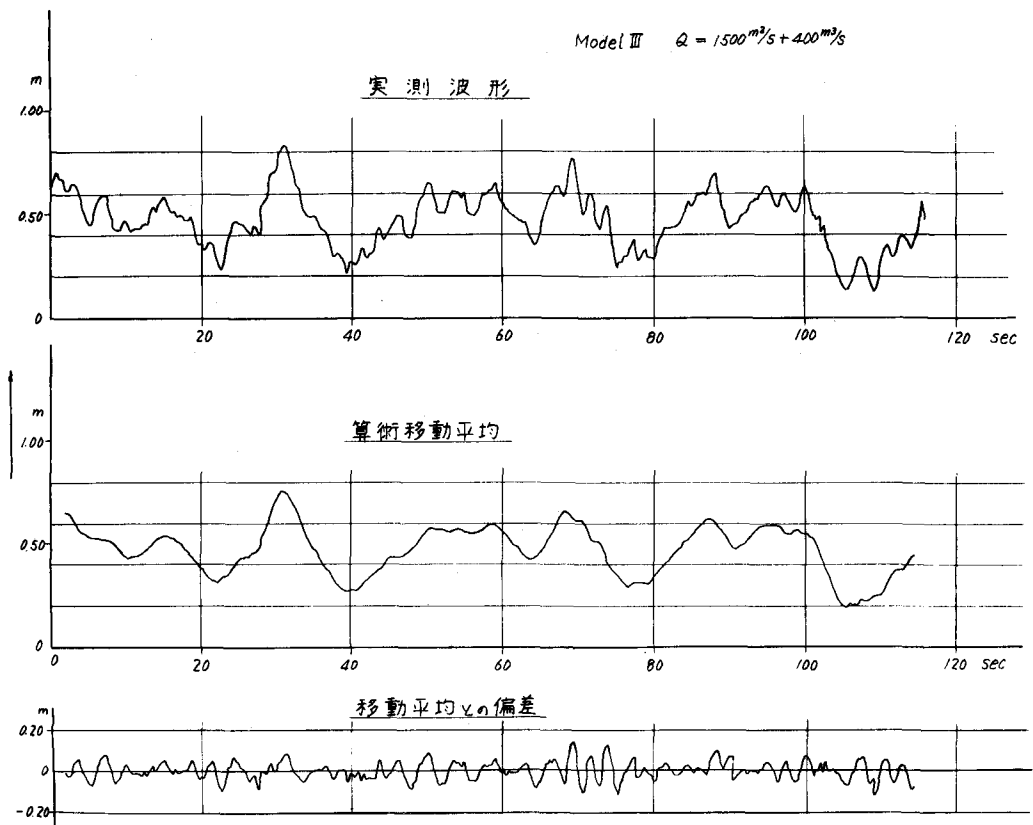


第25図 新成羽ダム洪水吐の流況 ( $Q = 2400 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$ )

10m) 平板状のデフレクター 33) を曲面で置換えた形になっている。デフレクターによる流線の変向のために屋根上の流れは分布の均等な平行流になり、放水路内でのジェット拡散の始点は直線状を示し、原案に較べてはるかに良好な洪水の減勢が行なわれている。揚水式発電所という特殊性から、放水路の洗堀および回流の発生を防止する目的でシュート幅を下流河川幅まで拡大して単位幅当りの流量を減少し、且つ現象を2次的にしたのであるが、期待通りの良好な流況を得ることができた。

洪水放流時の発電所運転に関しては放水路の水面変動が問題になる。水圧鉄管、水車、ドラフト管からなる発電所水路系は正常な運転時においてもある圧力変動特性を有し、ドラフト管内には水頭にして振幅数m、水車回転数に比例する周期1~2%の圧力変動が存在するが水面変動がこれと共振し、大幅な出力変動、いわゆるパワー・スイングの原因になってはならない。

実施設計案における発電所前面の水位変動の1例を第26図に示す。放水路の水面変動は洪水落下点の上下流で大幅に異なり、変動の標準偏差で比較して上流側は下流側の約1/4程度であった。図に示すように発電所前面の水面変動は長周期波と短周期波の合成された形になり、長周期波は振幅約35cm、周期20sec、短周期波は振幅約10cm、周期3secであった。従って、発電所水路系の変動特性



第26図 放水庭水位変動の1例

と比較して振幅は小さく、且つ周期もかけはなれているので、この水面変動が発電所の正常な運転を阻害する恐れはないものと考えられた。

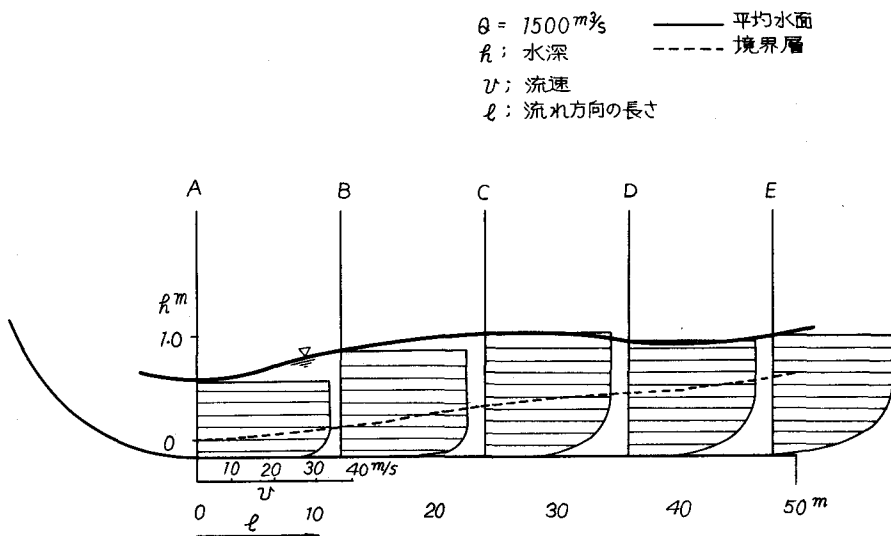
### III-3 発電所屋根に作用する力

発電所屋根に作用する力は水深による垂直荷重と流れの摩擦による水平方向の剪断力であるが、それぞれ時間平均的な静荷重と乱流変動による動荷重を考えねばならない。時間平均的な垂直、水平荷重は共にシュート上のエネルギー損失によって決まるものであるから水路の抵抗則に支配される。更に、変動荷重も速度成分の乱流変動によるものであるから、速度変動による見掛け上の剪断力レイノルズ応力に関連し、同じく抵抗則に支配される。

ダム下流面の流れはいわゆる境界層流であり、越流頂より次第に発達する乱流境界層がポテンシャル流の主流部に食い込んで行き、エネルギー損失はこの境界層内で行なわれる。そして、この境界層の発達過程を解析することによって流れの水深、壁面に対する摩擦力を求めることができる (34, 35, 36, 37)。

ところが、新成羽川ダム下流面の流れはアーチ円弧のために次第に合流しながら流下し、しかもバケットカーブ部において流線の変向を受けるためにその流況はかなり複雑になり、2次元な境界層流としての取扱いは難しい。しかも抵抗則は水路壁面の性質に大きく支配されるから模型実験の結果だけで実物の状態を推定することはできない。そこで、模型実験上のシュートの流れの特性を解析するために模型を境界条件の明確な滑面模型とし屋根上の流速分布の測定から抵抗則を求め、これを実物のコンクリート面としての境界条件に適用することを試みた。

第27図は実験結果の1例であるが、かなり均等な流速分布が屋根の始端に生じ、あたかも境界層形成の初期のように見え、これが下流に流下して行くにつれて次第に発達して行く。しかし、流速分



第27図 屋根上の流速分布および境界層発達の1例 (実物換算値)

布の均等な境界層の主流部に相当する部分の流速は屋根の始点においてすらポテンシャル流の流速より小さく、すでにエネルギー損失を受けている部分なのである。このことは流れがダム下流面を流下する間、特にバケットカーブ部を経過する間に強い混合を受け、流速分布を均等化したものと考えられる。そして均等化された状態に対し底面摩擦力の影響によって屋根上の流速分布が次第に形成されて行くのである。

ここで、壁面摩擦力の影響を受ける範囲を一応境界層として扱い、その流速分布、抵抗係数を測定した所、2次元開水路流の抵抗則で良く表現されることが解った。すなわち、流速分布、抵抗係数は次式で示される。

$$\frac{v}{v_*} = 5.75 \log \frac{v_* y}{r} + 5.5 \quad (16)$$

$$\tau_0 = C_f \frac{\rho v_0^2}{2} \quad (17)$$

$$C_f = \frac{1}{(4.07 \log \frac{\delta v_0}{r} \sqrt{C_f} + 3.21)^2} \quad (18)$$

ここに、 $v$ ；水深  $y$  の点の流速、 $v_* = \sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}}$ ；剪断力  $v_0$ ；主流流速、 $C_f$ ；局所抵抗係数  
また、流速分布は  $1/9$  乗則で良く近似され次のようにも示される。

$$\frac{v}{v_0} = \left( \frac{y}{\delta} \right)^{1/9} \quad (19)$$

$$C_f = 0.0182 \left( \frac{v_0 \delta_*}{r} \right)^{-1/5} \quad (20)$$

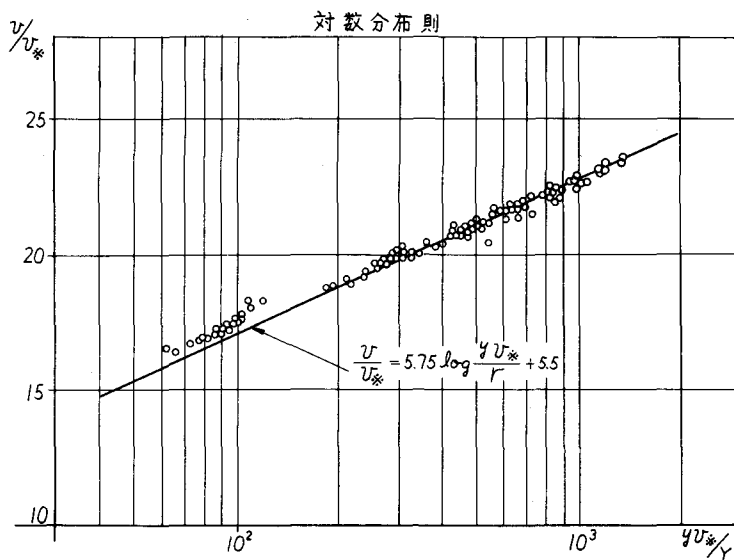
ここに、 $\delta$ ；境界層厚、 $\delta_*$ ；排除厚

実験結果を第 28、29 図に示す。

このように求められた模型実験の抵抗則は滑面の条件であるからこれを実物に直ちに適用はできない。

実物の水路面の性質を正確に評価することは難しいが、スチールフォームを用いた滑らかなコンクリート面の粗度  $k$  は  $k = 0.06 \sim 0.18 \text{ mm}$  とされている<sup>38)</sup>。

また、実例として畑籾ダム下流面の流速測定結果<sup>39)</sup>を解析して見ると第30



第 28 図 屋根面上の流速分布 (実験値)



図に示すように  $k = 0.06 \text{ mm}$  とした粗面の対数分布則で良く表現され、実物の発電所屋根上の流れは次式の抵抗則に従うものとされる。

$$\frac{v}{v_*} = 5.75 \log \frac{y}{k} + 8.5 \quad (21)$$

$$C_f = \frac{2}{(5.75 \log \frac{\delta}{k} + 8.5)^2} \quad (22)$$

ここで、それぞれ相異した抵抗則に従う模型および実物の屋根上の流れについて2次元境界層理論が適用されるものと仮定して発電所屋根荷重を解析すると次のようになる。

水平水路の境界層流の基本式は番31図のよ

うに記号を定めると次の3式で示される。

主流部につき

$$E = -\frac{v_0^2}{2g} + h = \text{const} \quad (23)$$

境界層部につき

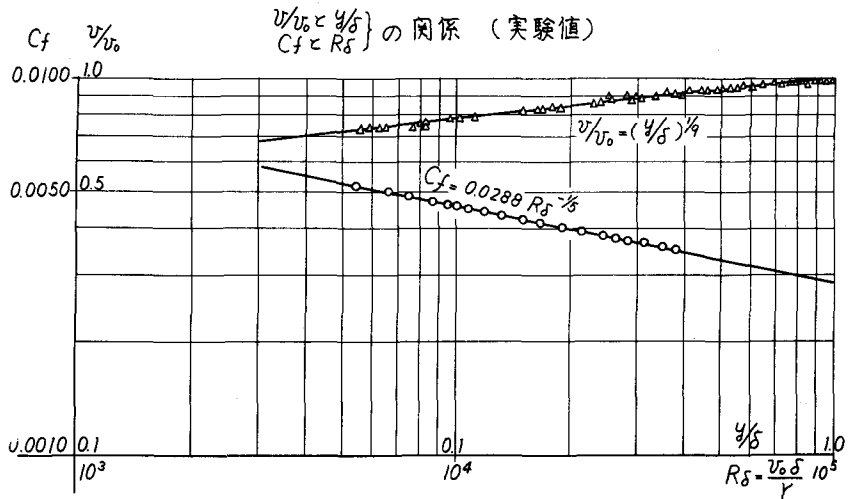
$$\frac{C_f}{2} = \frac{d}{dx} \left( \frac{\delta_*}{H} \right) + \left( \frac{2+H}{H} \right) \frac{\delta_*}{v_0} \frac{dv_0}{dx} \quad (24)$$

連続式

$$g = (h - \delta_*) v_0 \quad (25)$$

但し、 $\delta_* = \int_0^{\delta} (1 - v/v_0) dy$ ; 排除厚,  $\theta = \int_0^{\delta} v/v_0 (1 - v/v_0) dy$ ; 運動厚,  $H = \delta_*/\theta$ ; Shape factor (23), (24), (25)式にそれぞれの抵抗則を適用して連立に解き、屋根始点の実験値を初期条件として数値積分を行なうと境界の発達過程から屋根上の水深、抵抗係数、剪断力の分布を求めることができる。

第32図はその計算結果であるが、模型実験の結果は計算値とほぼ一致して以上の計算方法適用の可能なことを示している。そして、 $k = 0.18 \text{ mm}$  とした実物の粗面に対する計算値は模型実験値の換算値よりもかなり小さく、模型実験値をそのまま適用すれば屋根荷重に関して過大な値を与えることが



第29図

解る。

このように、発電所屋根に作用する時間平均的な荷重は垂直荷重として水深による約  $1 \text{ t/m}^2$ 、水平荷重として剪断力による約  $0.2 \text{ t/m}^2$  と推定されたが、これに加えて変動荷重を考慮しなければならない。

変動荷重の特性は次のように考えられる。すなわち、乱流境界層の厚さ  $\delta$  に関係するある平面的な大きさ  $L_x$ 、 $L_y$  の渦塊が連鎖状に連なってある輸送速度  $v_0$  で屋根上を流下する。そして、それぞれの渦塊は互いに独立であり、ランダムな圧力変動を屋根面に与える。この変動荷重による屋根構造の応答を求めるためには変動の強度、空間的な規模および周波数特性を知らなければならない。

この問題については測定器の点で模型実験による検討が難しいので空気力学の分野での研究結果<sup>40, 41, 42)</sup>、および実測結果<sup>43)</sup>を用い、屋根上の垂直荷重の変動を推定したものを第32図に併記した。

変動の強度  $\sqrt{p_w^2}$  は剪断力に比例して(26)式で与えられ、渦の平均的な大きさ  $L_x$ 、 $L_y$  は変動の時間、空間相関から(27)式で示される。

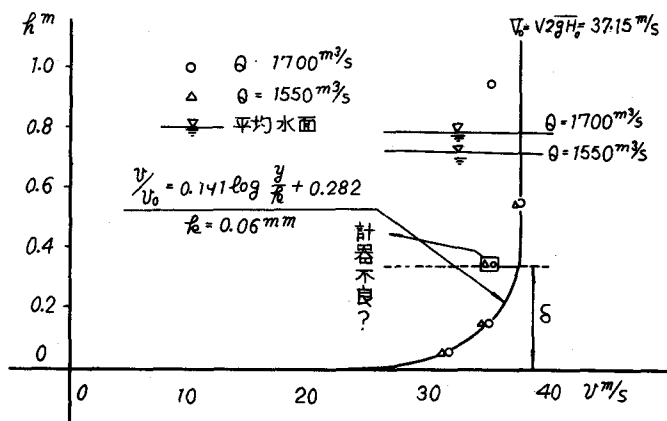
$$\sqrt{p_w^2} = \beta C_f \frac{\rho v_0^2}{2} \quad (26)$$

ここに、 $p_w$ 、垂直荷重の変動、 $\beta = 3.9$ 、常数

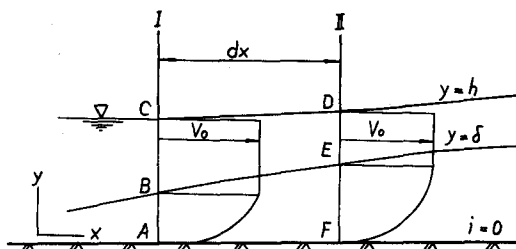
$$\begin{aligned} L_x &\doteq 20 \delta_* \\ L_y &\doteq 3 \delta_* \end{aligned} \quad (27)$$

一方、変動の周波数特性は広い周波数範囲を含むランダムなものであるが、畑籾ダムの実測結果から求めた変動のパワー・スペクトル密度は第33図のようであった。

このように、屋根面には平均水深による水圧の6～7割の標準偏差を持つ圧力変動が作用するものと推定されたが、変動がランダムなこと、小さな独立の渦塊に細分化されていることなどにより荷重条件としてはそれ程厳しいものではない。

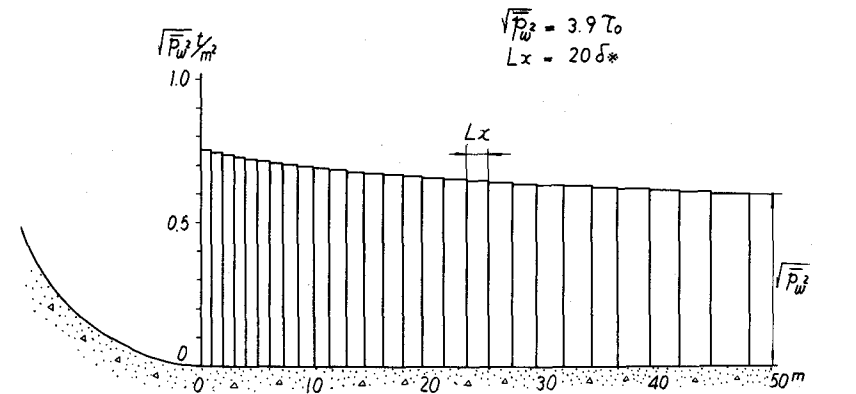
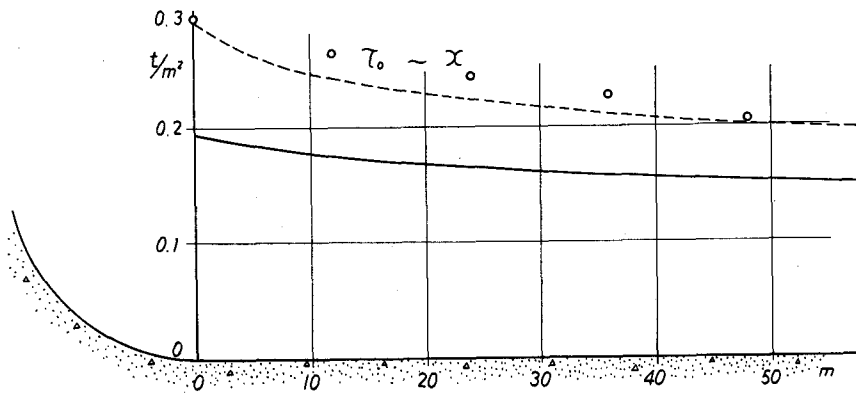
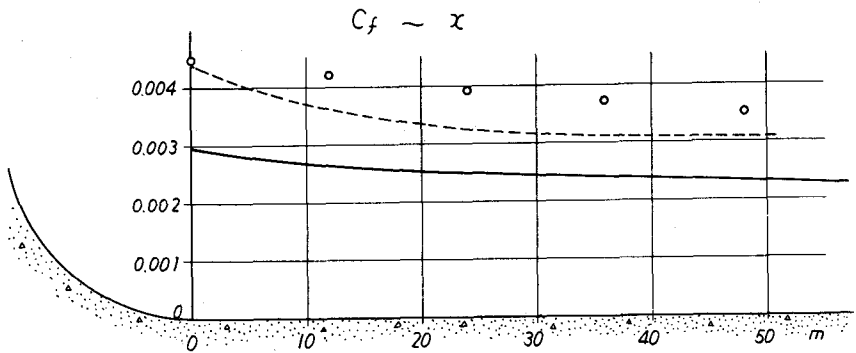
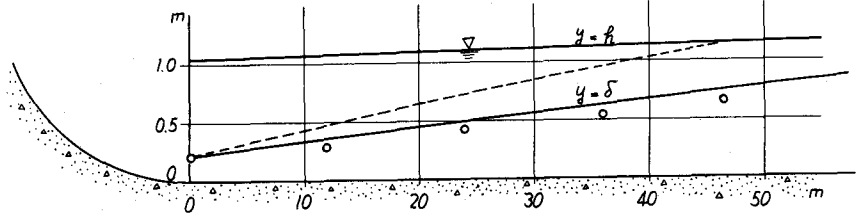


第30図 畑籾ダム流速分布実測値

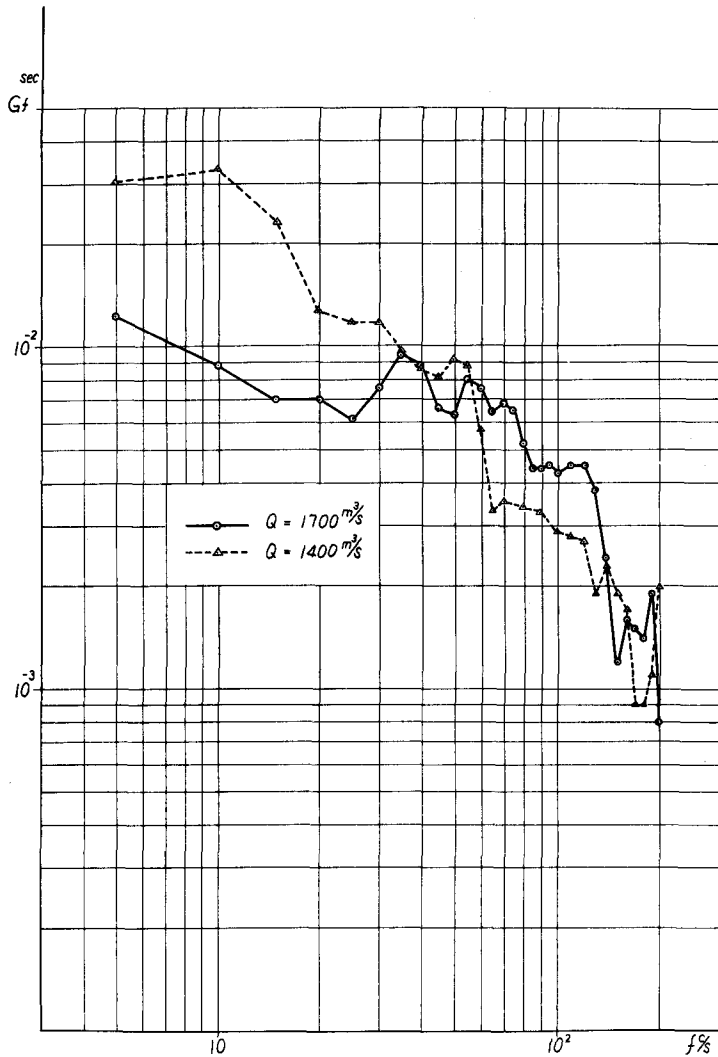


第31図

$\circ$  実験値の直接換算値  
 $\text{---}$  粗面に関する計算値 ( $k=0.18^{\text{mm}}$ )  
 $\text{- - -}$  模型(滑面)に関する計算値の換算値



第32図 屋根上の  $\delta, C_f, \tau_0$  の分布 ( $Q=2400 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$ , 原型値)



第33図 畑籬ダム圧力変動のパワースペクトル密度

#### IV 結 語

以上、極めて概略であるがダム洪水吐の設計方法を減勢工の問題を中心に述べた。洪水吐の型式はその水理特性の地点の諸条件への適合のために極めて多岐にわたり、且つさまざまな工夫のこらされるものであるが紙数の関係で十分な説明を行ない得なかった。

洪水吐の流れは局部的かつ複雑な水理現象であるために解析的な取扱いが難しく、その水理設計には模型実験が主要な部分を占めている。しかし、不可避免的な相似律上の歪みの問題、実物の境界条件の模型上への再現の困難さなどから模型実験が定性的な判断の域を出ないことも多い。

ダム洪水吐の設計は最近の15年程の間に著しい進歩を示したのであるが、設計の一層の合理化の

ために今後共、理論、実験および実物での観測を3本の柱とし総合的な研究が進められなければならない。

### 参 考 文 献

- (1) 土木学会編水理公式集昭和38年度増補改定版P.218。
- (2) 土屋義人「水門下流部の洗堀限界に関する研究」土木学会論文集 Ⅷ 82, 1962, 6
- (3) Tollmien "Berechnung turbulenter Ausbreitungsvorgänge" Zeitschrift für angewandte Mathematik und Mechanik, Vol 6, 1926
- (4) Albertson, Dai, Jensen, Rouse [Diffusion of Submerged Jets] Trans A S C E, Vol 115, Ⅷ 2,409, 1950
- (5) Ven Te Chow "Open Channel Hydraulics" Mc-Graw - Hill 1959 P.426
- (6) 岡田, 安芸 "逆傾斜水路における跳水現象の実験的研究" 電力技術研究所所報 Vol, Ⅷ 6 1955
- (7) Mc-Pherson "A Study of Bucket Type Energy Dissipator Characteristics" Proc A S C E Vol 83, Ⅷ Hy 3 1957
- (8) 中川博次 "強制跳水に関する研究(1)" 防災研究所年報第8号, 昭和40年8月
- (9) 岡田, 安芸 "井川ダム洪水吐(逆傾斜水叩き)水理模型実験" 電研報告 土木56,017, 1956, 6
- (10) Elevatorsky "Hydraulic Energy Dissipators" Mc Graw - Hill
- (11) Blaisdel "Development and Hydraulic Design, Saint Anthony Fall Stilling Basin" Trans A S C E, Vol 113 1948
- (12) 米國開拓局編 "ダムの計画と設計" 日本大ダム会議訳, 1965
- (13) Moore "Energy Loss at the Base of Free Overfall", White "Discussion to the above paper" Trans A S C E Vol 108 1943
- (14) 安芸周一 "アーチダム中央越流式洪水吐水叩きのデフレクター効果に関する研究" 電研所報 Vol 13, Ⅷ 1, 1963, 4
- (15) 中村, 大野 "フリップ・バケット型水叩き下流の洗堀調査" 電研報告 Ⅷ 640,064 1964, 10
- (16) Lencastre "La Dissipation de l'Energie dans un Evacuteur en Sant de Ski" Proc. I A H R 11 th Congress 1-22, 1965
- (17) 岩崎敏夫 "デフレクターによる流れの変向機構について" 土木学会論文集第33号昭和31年4月
- (18) 前出の(14)
- (19) 安芸, 齊藤 "アーチダム中央越流式洪水吐水叩きの水クッション効果に関する研究" 電研報告 土木63,012 昭和38年12月
- (20) 前出の(14)
- (21) 前出の(14)
- (22) 前出の(14)
- (23) 岩崎, 千秋 "静水中に落下する噴流の実験" 土木学会誌 38巻8号, 1953
- (24) 前出の(19)
- (25) 前出の(14)

- ②⑤ 前出の⑫
- ②⑦ 安芸, 斉藤 "トンネル式洪水吐の研究" 電研報告依頼65,042, 1965, 8
- ②⑧ Wagner "Morning Glory Shaft Spillway : Determination of Pressure - Controlled Profiles " Trans. A S C E, Vol 121, 1956
- ②⑨ 安芸, 斉藤 "モーニング, グローリー式トンネル洪水吐の研究" 電研報告土木61,015, 昭和36年12月
- ③① Rhone, Peterka " Improved Tunnel Spillway Flip Bucket " Proc. A S C E, Hy 12 1959, 12
- ③② Ball, " Construction Finishes and High Velocity Flow " Proc, A S C E, Co 2 1963, 9
- ③③ 安芸, 磯部 "発電所直上にシュートを設けたスキー・ジャンプ式洪水吐の水理解析" 電研報告 依頼65,002 1965, 5
- ③④ 前出の⑪⑦
- ③⑤ Halbron " Etude de la Mise en Régime des Ecoulement sur les Ouvrages à Fort Pente " La Houille Blanche Jan - Fev 1952
- ③⑥ Iwasa " Boundary Layer Growth of Open Channel Flows on a Smooth Bed and its Contribution to Practical Application to Channel Design " Memoirs of the Faculty of Engineering, Kyōto Univ Vol XIX №3 1957, 7
- ③⑦ Bauer " Turbulent Boundary Layer on Steep Slopes " Proc. A S C E, №281 1953, 9
- ③⑧ 尾崎晃 "急勾配水路の抵抗法則について" 北海道大学工学部研究報告 第30号 昭和37年9月
- ③⑨ 前出の⑪ P.145
- ④① 中部電力株式会社 "畑 第1発電所放流実験報告書" 昭和37年8月
- ④② Kraichnan " Pressure Fluctuations in Turbulent Flow over a Flat Plate ", Jour A S A Vol 28 №3 1956, 5
- ④③ Serafini " Wall Pressure Fluctuations and Pressure Velocity Correlations in a Turbulent Boundary Layer " Technical Report R 165 N A S A
- ④④ Skudrzik " Noise Production in a Turbulent Boundary Layer by Smooth and Rough Surface " Jour A S A Vol 32, №1, 1960, 1
- ④⑤ 前出の③⑨