

ダムの Spillway の設計

は し が き

ダムの余水吐すなわち spillway というのは非常に大きな水の流入があった場合に、貯水池から水があふれ出してダムの堤頂を越流し、ダムの破壊とか下流の洗掘とかを起こすことのないように設ける水路のことであって、越流部、余水吐水路部、および減勢工とより成り、また越流部に水門を設けることにより越流量を制御する場合には堤頂水門をもふくんで称している。貯水池にたまった水を利用するためには放水管や取水トンネル等の取水工すなわち outlet works が設けられるが、時として両者が減勢工またはその下流で合流することがあり、spillway の設計においてあわせ考慮しなければならないことがある。

ダムの spillway の水理については、昔から多くの実験がなされ、数多くの公式が提案されてきた。しかしながらこれらの多くは実験公式または簡単な理論式である。このことは spillway の水理現象が複雑であってそのためおいそれと合理的な理論が展開できにくいことをしめしている。まったく、例えば越流頂を流下する水脈についていえば、流線の曲率は場所ごとにことなっていて、またポテンシャル流れとしても自由水面の算出は trial and error になってしまう。余水吐水路を流下する場合の衝撃波の計算値は現在の理論では実験にあわないうし、空気混入については模型相似律の問題に制約されていてまだに十分な計算法はない。跳水現象における跳水生成の機構、跳水内における渦乱の機構も確かな解明をなされているとはいえない。洗掘や水中の水束の自由境界、またジェットに誘起される渦動、ローテーションも同様である。

本講においてはとくに最近の研究成果に重点をおきながら解説を進めることにする。

1. spillway の計画洪水

1-1. 計画洪水と調節計画

ある水路区間をとって流入量を I 、流出量を O 、区間貯留量を S 、時間を t とすると、貯留方程式は、

$$I - O = \frac{dS}{dt} \quad (1.1)$$

ダムの貯水池に流入する洪水量を I にとり、貯水池内の貯留量を S とする。また O は spillway を通過する流量のほかに放水管や発電用管路その他の利水設備で、非常時にも通水可能な流量が入る。

このことから spillway の計画流量は、洪水、取水量および貯留量を勘案して考慮すべきであることがわかる。洪水も単なる最大流量でなくその波形を考慮する必要がある、このような考え方から基本洪水なる言葉でよばれる。

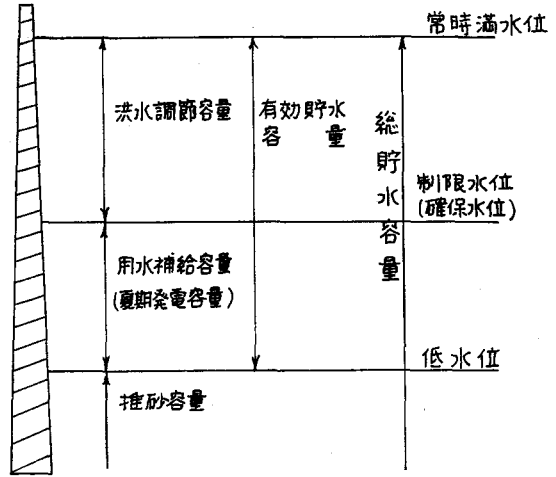
ところでわが国多目的ダムの例では、昭和36年度現在で既設および建設中の建設省直轄事業による34個のダムのうち19個のダムで洪水の超過確率を $1/100$ としており、その他では $1/290$, $1/80$ および $1/40$ が1例ずつある。また補助事業による65のダムのうち $1/100$ の超過確率をとるのが11例、 $1/50$ 程度のものが18例となっていて、これ以外の大部分は既往最大をとっているようである¹⁾。この場合基本洪水の概念が入っていないが、貯水池が計画満水位に達したとき、さらに計画流量が定常的に襲来したものととして $dS/dt = 0$ 、すなわち $I = O$ 、と考え、その上利水設備を通過する流量を余裕として残している例が多い。ただし最近建設されたまたは建設中のダムでは利水設備を通過する流量を差し引いた残りが、余水吐を通過するものとしている。

発電用のダムで堤頂上に水門を設けたりして貯水池水位をほとんど常に最高水位に保って運転していて、そこに洪水が襲来したとすると、上にのべたように、 $I = O$ たらしめることが要請される。しかし、発電用のダム

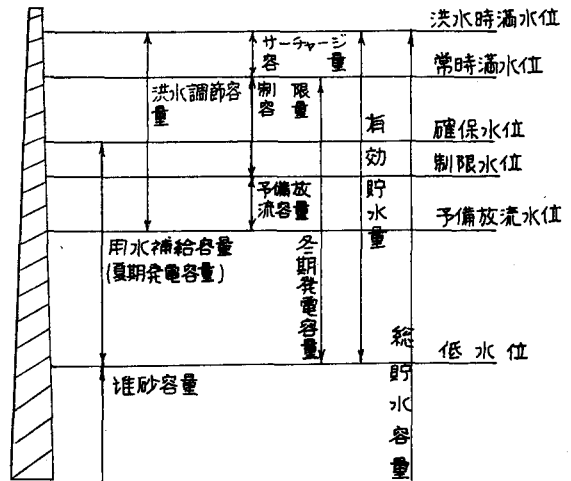
は自然河川の河床の落差をフルに利用するために階段状に連設されるのが通例であるから、貯水池に洪水が入るや否やこれを出すということになると、発電用ダムが連設された場合の洪水の通過は、河川最上流端のダムに流入して最下流端のダムより流出することが同時に行なわれるのが理想ということになり、洪水の伝播時間がダム設置の前の自然河川の場合に比して著しく短縮されることとなり、さらに洪水の流下中に生じる波高の低減 (attenuation) が生じないこととなって、かえって洪水量の増大をまねく。加えて、水門を安全管理の上から早く開いたりすると、(1.1) 式の dS/dt が負となって人工洪水を生じることになる。

洪水調節用のダムでは 図-1.1 のような容量配分が行なわれる。洪水調節用のダムはもともとその発達を経緯から治水専用に設けられることは皆無で、多目的として用いられ、平常は発電およびかんがい用に、また時として都市上水用に貯水を使用する。ところで洪水調節のためには (1.1) 式より知れるようにどうしても貯留容量 S をもたせねばならない。そのために年間のうち洪水期を設定しこの期間は 図-1.1(a) のように制限水位まで水位を低下せしめる。しかも発電量をうるために、用水補給容量 (夏期発電容量) をとっておき両者の要請をみたそうとするものである。この形式は最も単純なものであるが、流入量の長期変化が水文資料の整備によって予想可能となってくれば、制限水位を期別に階段的に変化せしめたり、日別に 図-1.2 のように折線形に変化せしめたりできる。そして洪水予報の精度、ダム管理の設備・技術が向上してくれば、洪水来襲の報に接するや適確に確保水位を 図-1.1(b) のように予備放流水位まで低下せしめて洪水の来襲を待ち、洪水調節容量の増大をはかって出水量を減少せしめることができるであろう。

洪水調節方式は (1) 全洪水量貯留 (2) 無操作放流 (3) 一定量放流 (4) 一定率貯留 (5) 不定率貯留などがある。全洪水量貯留はその言葉どおり。無操作放流はクレストゲートその他の調節用構造物を設けないか一定の開度のまま放置しておくもので、ダム管理が地方団体等にまかされるような場合に用いる。一定量放流は放流量をある一定量 O_s にきめておき I が O_s より小さい間は無操作で放流するか、貯水池水位を一定にするように水門操作して放流する。 I が O_s より大きくなってくると貯水池水位—水門またはバルブの開度—流量曲線を用いて一定流量 O_s になるように水門開度を調節する。この方式は流量公式さえ正確であれば比較的容易に操作ができ、また調節のために必要な容量は最小ですむので多く用いられている。つぎに一定率貯留は 図-1.3 のように下流に対す



(a) 低次のもの



(b) 高次のもの

図-1.1 多目的貯水池の容量配分

る無害流量を O_1 、最大放流量を O_2 として $I < O_1$ まではそのまま放流し、つぎに O_2 まで増加させ以後一定とする。また不定率放流はとくに定まった放流をしないものである。上記多目的ダム中直轄事業によるダム34個中、(2)に属する一定開度放流および自然放流が9個、(3)が7個、(4)が12個、(5)が3個、(1)が1個、不明2個となっており、補助事業によるダム65個中(1)が3個、(2)が14個、(3)が17個、(4)が22個、(5)が0個、不明9個となっていて、一定率放流および一定量放流が約半数を占めている。

このように調節計画を考えてくる場合には基本洪水の波形を設定する必要がある。

spillway をそのような調節された洪水が流下する場合には spillway の流下量はさきの超過確率で考えた計画流量よりもかなり下廻る。そしてそのように下廻ってくれなければ、ダムを築造した意味がないわけである。

以上のことからして、spillway において通常用いられている計画流量と、基本洪水が調節されて流出してくる場合の調節流量とはことなることがわかった。そして前者は確率的に1/100という稀少な洪水が、しかも一定流量で貯水池満杯の際に生ずるという想定であるが、果してこのような事態が起こりうるのか筆者には分らない。また後者も確率的に1/100という洪水であるが、この場合には調節計画が予定通りに実行されるという条件がついてはいるが、それでもその程度の流下が実際あったという事例は2、3知られている。また余水吐が実際、年に2、3回は遭遇するであろう流量も構造物の保守や下流の洗掘等の面で閑却できないと思われる。このような頻度を考慮した余水吐の設計がのぞましい。

1-2. ASCE 水文委員会の意見

ASCE 水文委員会は spillway の計画洪水に関する実行委員会を1958年に組織し、その成果が1964年に発表された²⁾。その結果 spillway の果すべき要請の上からダムがつぎの3種類に分類された。

Class 1: 欠潰が絶対起こっては困るダム

Class 2: 欠潰が相当な経済損失を招くダム

Class 3: 構造上の欠潰があっても損害がわずかですむダム

表-1.1 はそのようなダムを仕分けする基準と、ダムにおける計画洪水のとり方を示したものである。Snyder は、まずダムの危険度として、ダムが欠潰した場合の下流のうける災害の程度は、主として貯水量によって支配されるものとし、貯水量の潜在危険度 (impoundment danger potential) を考えた。そして、ダムの欠潰口の幅を W_b 、欠潰口より測った越流水深を D_b 、最大流量を Q_{max} とするとき次式をあたえた。

$$Q_{max} = 0.29\sqrt{g} K^{0.28} W_b D_b^{1.5} \quad (1.2)$$

ここに K は欠潰口に関する補正係数で、ダム全体の幅を W_a 、欠潰口の前面水深を Y_0 として次式で求める。

$$K = \frac{W_a}{W_b} \frac{Y_0}{D_b} \quad (1.3)$$

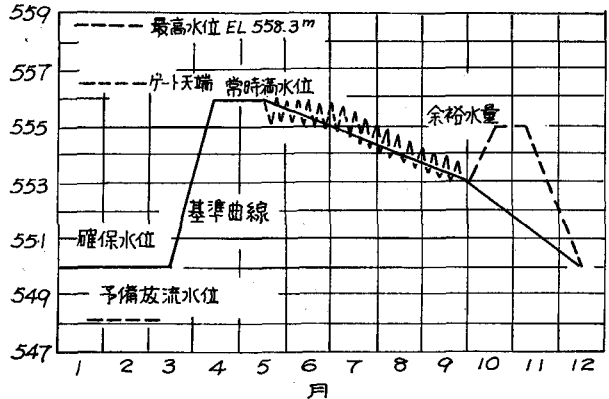


図-1.2 多目的貯水池の制限水位の計画

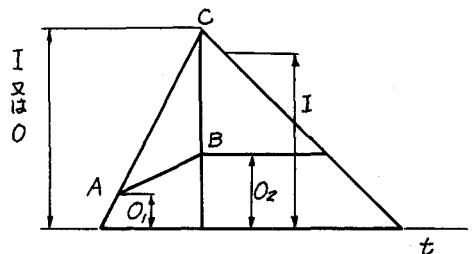


図-1.3 一定率貯留のハイドログラフ

表-1.1 ダムの分類

分類	貯水量の潜在危険度		潜在的損害額		余水吐計画洪水
	貯水量 (10^3m^3)	ダムの高さ (m)	人命の損傷	損害額	
class 1 : 大ダム	> 60,000	> 18	相当程度	著大なもの、または政策的に計画されたもの	可能最大：流域において合理的に考慮できる最大洪水
class 2 : 中ダム	1,000 ～ 60,000	10 ～ 30	あるけれどもわずか	所有者の経済負担能力以内のもの	標準計画：当該地方で合理的に特徴的と考えられる大洪水や気象条件に根拠をおいた計画
class 3 : 小ダム	< 1,000	< 15	なし	ダムの建設費と同程度のもの	確率評価：50～100 確率年

註：原著では acre-ft や ft が用いてあるのでm単位に換算したときの近似した数値を表示した。

また、下流ではダムの破壊のために川津波が生ずるので、そのために被害をうける区域を潜在危険区域 (danger reach potential) とよんだ。Snyder はそのための計算図表を示しているけれどもここでは省略する。むしろ、この場合には特性曲線法による段波の計算を行なった方がよいであろう³⁾。

このようにして危険区域が計算されると、その区域の被害額を算出する。この際地域の将来の開発程度などを考慮し、えられた額を潜在的損害額 (failure damage potential) という。表-1.1 において損害額に明確な基準は与えられていないが、わが国と事情が違うので将来この点について研究されることが望ましい。

ここで注意せねばならぬのは、ASCE においては1-1.においてのべた“調節された洪水”を spillway の計画において考えていると思われる点である。わが国では $I=0$ ということとその不明確さを逃けているのであるが、この点について danger potential の概念を打ち出しているらしく思われる。だから表-1.1 において class 3 の小ダムではじめて確率洪水 50～100 年が出てくるのであって、調節された洪水を考えた場合にはこれで十分であろう。可能最大の洪水は、過去の降水記録を解析して気象条件の型を抽出し、気団の性質を解析して実際の降雨中において最悪の条件になったときの降雨量の増加を推定し、さらに地形や地相を加味して修正し、かくて最も危険な降雨量を計算しこれを depth-area-duration の関係にまとめることによって求める。かくして生起確率が0と考えられるぎりぎりの限界を求めようとするものである。つぎに class 2 の場合には実際の降雨記録のうちで10%がこれを越えるような降雨資料を用い、単位図法によって流出量を推定したもので、可能最大洪水の50%程度になっている。

最後に貯水量に比して流入量の大きいダムにおいては流出計算は最初貯水池水位が計画最高水位になっているとして行なうようにのべているが、これは従来の考え方と同じである。

以上のような考え方はわが国の spillway 計画にあたっても検討すべき問題をあたえているように思われる。

2. 越流頂余水吐 (crest spillway)

2-1. 越流頂余水吐の配置

越流頂余水吐 (crest spillway) は直線重力式コンクリートダムにおいて最も普通に用いられる型式でダムの一部分にそのような部分を設ける。

戦前のダムは比較的山奥でまた利水目的ダムが主であったから、洪水の処理は安易で堤頂長いばいに浅い水門を並べ、導流壁で流路をしばり河床に水平水叩きを設けるといったものであった。しかし戦後は多目的ダムの建設によって築造地点が河川中流部に下がってきたこと、高さ 100 m をこえるダムが築造されその高エネルギー

の減殺が適確に実施される必要ができてきたこと、さらにアーチダム建設に技術的な自信ができてきたためにそれに伴う spillway の設計が要求されてきたこと、および spillway の水理に関し模型実験技術が進歩していろいろの試みに対する予想が容易になったことなどで spillway の設計はかなり複雑、かつ進歩したものとなってきた。すなわち spillway の水理学の進歩もまたダム建設技術の進歩に促がされたものといつてよいであろう。

2-2. 越流頂余水吐の一般的配置における進歩

堤頂を越流してダム背面に沿って流下する水流はフルード数 $F_r > 1$ なる射流であり、流下するに従って急激にフルード数を増加せしめる。衝撃波角 β はほぼ $\sin^{-1}(1/F_r)$ であるから、 F_r が大きくなるほど壁面の折れなどによって側方より圧力を加えて流線の方向を制御することは困難になり、いたずらに壁面に水がのし上るような現象を呈する。このために越流頂余水吐の水路は堤頂から減勢工にいたる間、水路巾を一定にして堤背より見た場合直線水路になるようにすることが肝要である。

しかるにわが国の河川の河谷は河川地形学的にいえば、狭あいであつて急激に河身方向が変化する。このことは上流部においてことに特徴的である。中流部といえどもやはり上流河谷の性格をもつ。したがって余水吐を流下してきた水流の方向と下流の河身の方向とが一致せず、これを減勢工やその付近で解決することが、一般的配置における1つの問題点でこのために種々の研究がなされた。

たとえば、井川ダムに関連して逆傾斜エプロンが作られたのは、普通の跳水型減勢工の長さ比し下流屈曲部までの距離が短かったので、このエプロンによって長さを短縮しようとしたものである⁴⁾。また鳴子ダムに関連して変向デフレクターの理論がえられたが、この理論は直線重力式ダムである福島県広戸川ダム、宮城県玉山ダムで適用され効果をあげている⁵⁾。福島県宮川ダムにおいては逆傾斜エプロンによる流線変向を試みている⁶⁾。

ダムの高さが高くなるにつれて普通の跳水型減勢工では処理ができなくなってきた。そこで十分に深い水褥池を設けた潜流域を形成してエネルギーを減殺するバケット型減勢工が佐久間ダムにおいて試みられた⁷⁾。またその水理機能についての実験的提案が、とくに巻込型跳水からジェット飛散状態に移行する限界の下流水深を与えることに關してなされた⁸⁾。

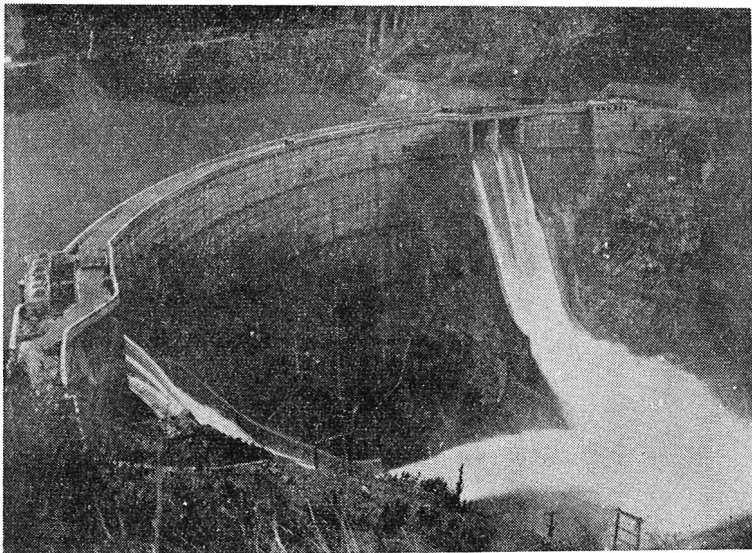
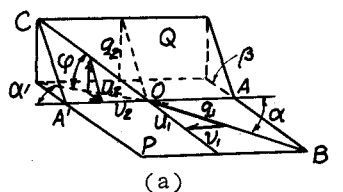
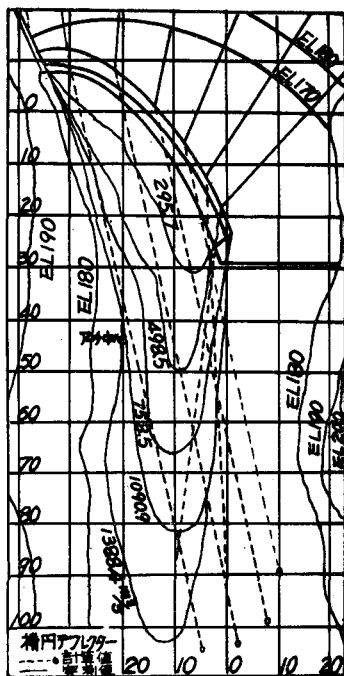


写真-1 上椎葉ダム余水吐



(a)



(b)

図-2.1 鳴子ダム異常余水吐

つぎにアーチダムは昭和26年頃より上椎葉ダムをはじめとしてつぎつぎに築造されてきた。上椎葉ダムでは当初は中央越流方式について十分な自信がなかったため、両岸よりに2本のスキージャンプ式洪水吐を設け洪水時には空中で両岸洪水吐からの放流水を衝突させエネルギーの減殺をはかった⁹⁾。鳴子ダムでは洪水調節用の有効水深を深くする必要があるためわが国最初のトンネル余水吐を採用したが、異常洪水吐としてダム背面に水脈をそわせた中央越流型を用い流下水を図-2.1に示すようなデフレクターによってジェットとして飛散させ、ダム基礎より離れた河心に落下するようにした⁵⁾。つぎに殿山ダムは当初堤頂越流型で計画されたが、越流頂より直ちにジェットが空中を飛翔する。その場合落下点が堤趾に近いので振動や洗掘の点で危険が避けられないとの観点より、ダムの本体に数門のオリフィスを設け放流水が堤体より約45m下流に落下するようにした。この場合ダムの高さ61m、オリフィス中心線はH.W.L.より20m下方となっており、オリフィス形状は水平底の上に刃形リップよりの流出ナップを上側曲線としてとっている¹⁰⁾。

その後新成羽アーチダム(高梁川水系、堤高100m)に至ってアーチダム中央越流型余水吐における問題点たる自由落下水脈の落下点に働らく動水圧が水クッション効果と関連して明らかにされ、さらに落下水による自然の水礫池の形成を促進するデフレクターが考案されて解決の手段が得られた¹¹⁾¹²⁾¹³⁾。このことは5-2.でくわしくのべる。

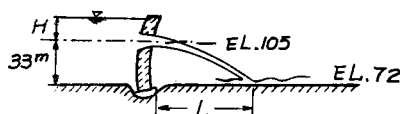


図-2.2 殿山ダム余水吐

2-3. 最近の多目的ダムにおける余水吐の配置

多目的ダムまたは洪水調節用のダムにおいて余水吐を計画する場合に2種類の場合が想定される。1.のべたように、その第1は洪水調節を行なわしめるものとして余水吐を通過する最大流量は最大放流量であって、その第2は貯水池が最高水位まで満水しているときに異常洪水(100年洪水の2割増)がきたときにもこれを安全に流下せしめるということである。この両機能を同じ余水吐にもたせることが可能であればそれにこしたことはない。しかるにダムが高くなり貯水容量や調節容量が大きくなるにつれて両者の差は著しくなり、異常洪水用に設けたもので平常洪水の調節を行なうことが不経済であるとか、あるいはアーチダムの築造が盛んになるにつれて、なるべくアーチダムよりの越流をさせたくないということから、常時の洪水調節用には放水管を用い、異常洪水の場合は放水管と越流頂余水吐を併用するという形式がとられるようになってきた。したがって、前者を常用余水吐と称し、後者を非常用余水吐(emergency spillway)と名づけられよう。

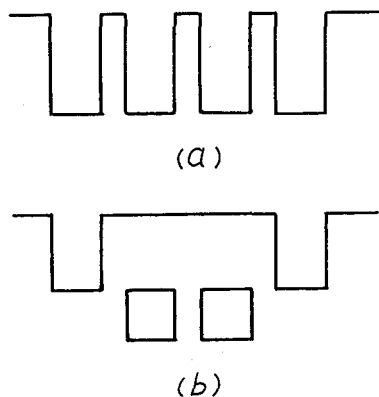


図-2.3(a)(b) 余水吐の配置

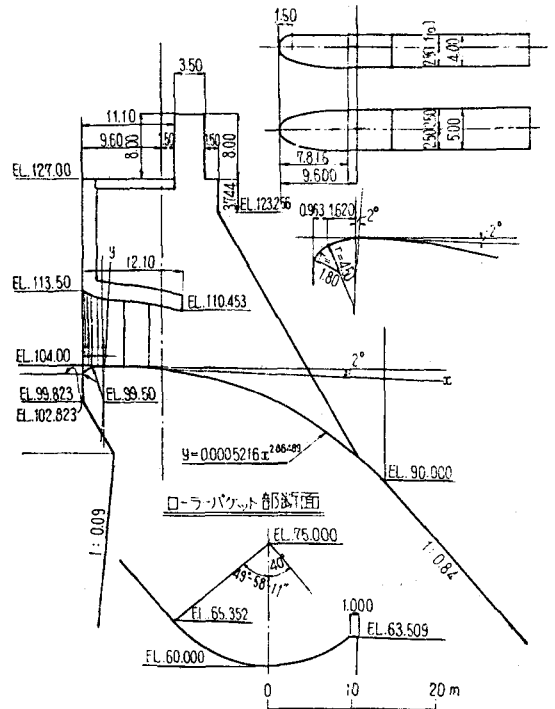
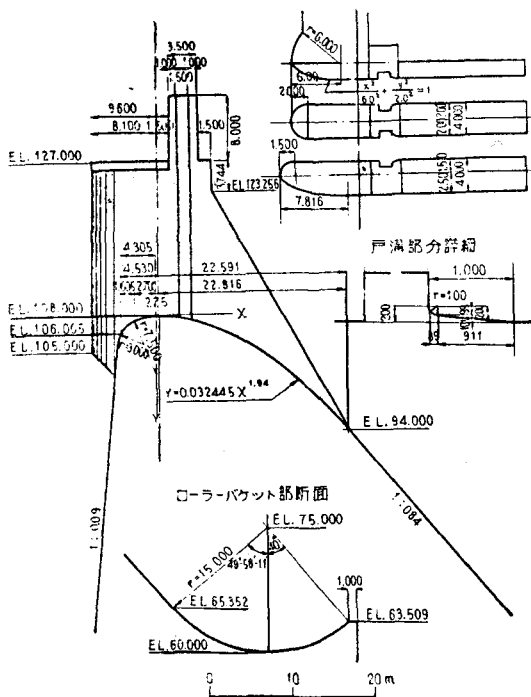
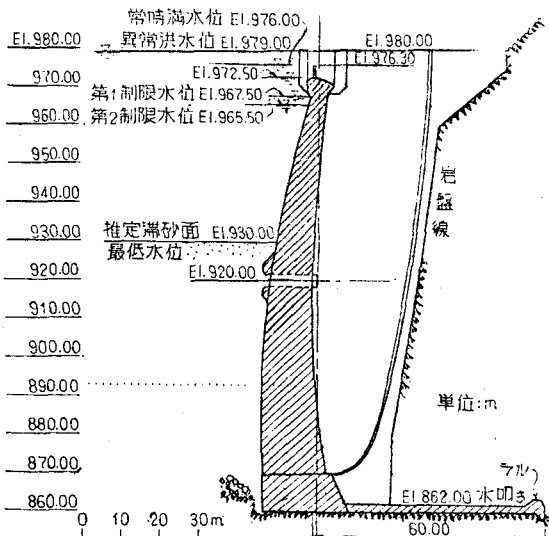
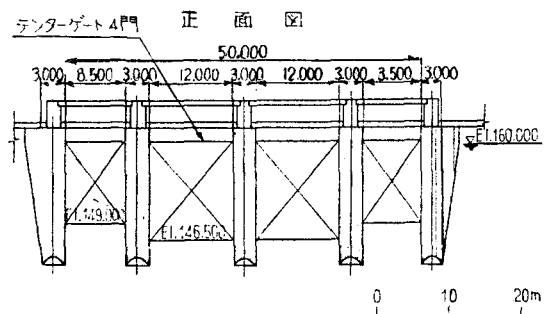


図-2.3(c) 城山ダム堤頂部断面図



↑ 図-2.3(d) 川俣ダム標準断面図



平面図

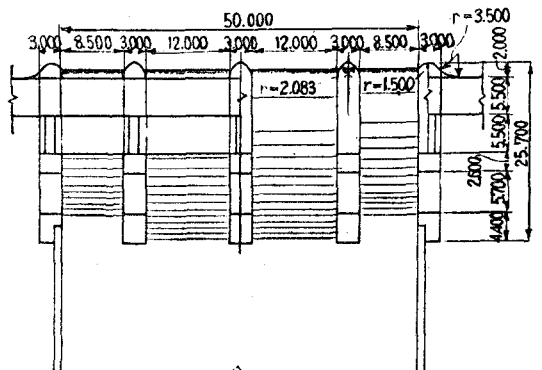


図-2.3(e) 鶴田ダム堤頂部形状(非常用余水吐)→

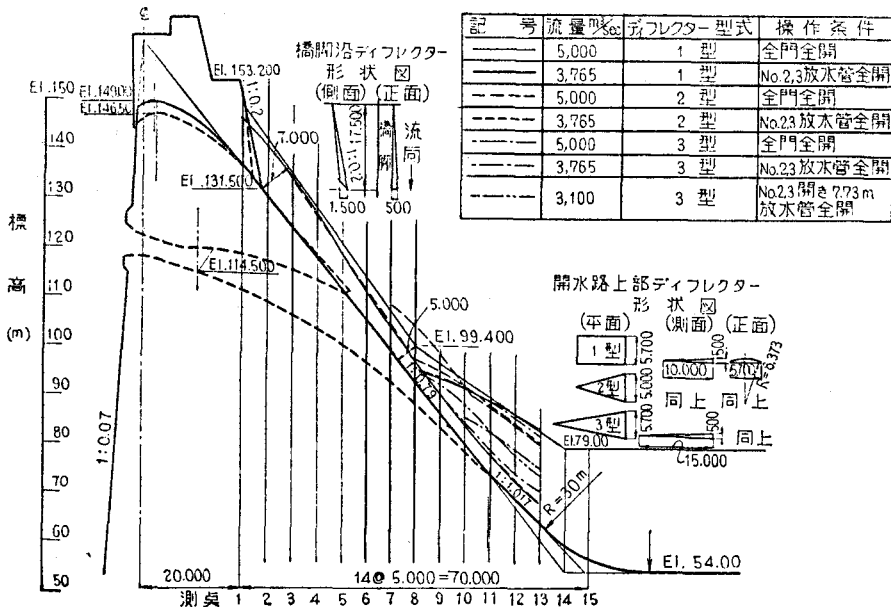


図-2.3(f) 鶴田ダム越流断面形状

常用余水吐は調節方式が無操作放流または全洪水量貯留の場合を除き流量制御のための装置を必要とし、それが越流頂余水吐である場合には堤頂に設ける水門になり、それが放水管である場合にはコントロール・バルブとなる。そして常用と非常用の余水吐の組合せによって種々の型式が考えられた。

(1) 越流頂の標高を同じとし、同じ敷高の水門を設けて兼用せしめる場合(図-2.3 a)一最も単純であるが小規模の場合にのみ適する。

(2) 越流頂の標高に段をつけて、低い敷高の方をオリフィスまたはカーテンウォールをつけて常用とし非常用は全門を利用する(図-2.3b), (図-2.3c)(城山ダム)¹⁴。

(3) 常用余水吐は越流頂に設けずトンネル余水吐または堤体内に放水管を設ける。非常用としてはこの常用余水吐による放流量を除いた量を堤頂に越流型余水吐を設けて流下せしめる。しかし、狭い谷などで十分な越流巾をとれないときは別に山腹に沿ってシュート式余水吐を設ける(図-2.3 d)(鳴子ダム, 湯田ダム¹⁵, 横山ダム¹⁶, 天ヶ瀬ダム¹⁷, 川俣ダム¹⁸)。

(4) 堤頂余水吐と放水管の両方で常用余水吐として作用させ、その他にさらに水門を追加して非常用余水吐とする。しかしこの場合に放水管は使用しない(図-2.3 e, f)(鶴田ダム)。

このように余水吐の形態が複雑になると、当然それにとまって減勢工においては多様な形態がとられねばならず、解決すべき問題が多くなってくる。

図-2.4 は横山ダムの原案平面図で、巾 5 m の 3 個の孔口と巾 8.60 m の 2 個のクレストを横に並べ水路は途中で総巾 57 m を 40 m にしぼる形式がとられた。また孔口および越流頂の標高は図-2.5 に示すようになり異なっている。このことから写真-2 に示すように別々の bay から流出してくる放流水が隔壁の末端で衝突して、そこに高い衝撃波面を形成する。それと側壁がしぼられているのでここからも衝撃波面がでる。このことは減勢池内の流況を水路の横断方向にきわめて不均等なものたらしめる。このような衝撃波の計算方法として Ippen, Knapp および Rouse らの与えた方法は実験結果と大きく違い、なお今後の研究にまたねばならないが、とくに減勢池上での横断方向の不均一さは減勢地の機能を減退させる。このダムでは図-2.6 に示したシルおよびシルデフレクターを用いて異常洪水時には飛散させているのであるが、上述のような流況の横断方向にわたる不均等性のためにジェットがひろがって河岸を洗ったりする。この点については後にふれる(p. 30)。

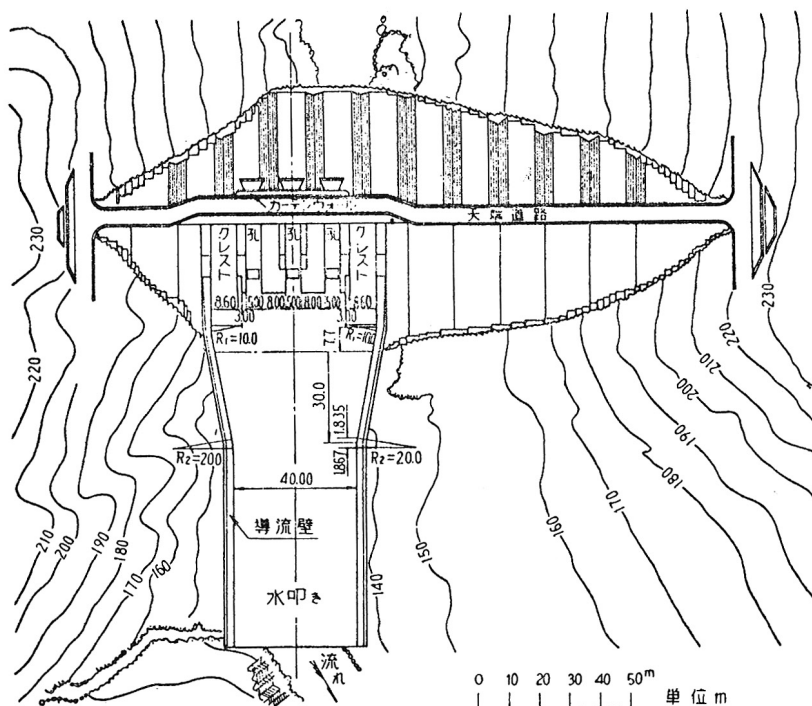


図-2.4 横山ダム原案平面図

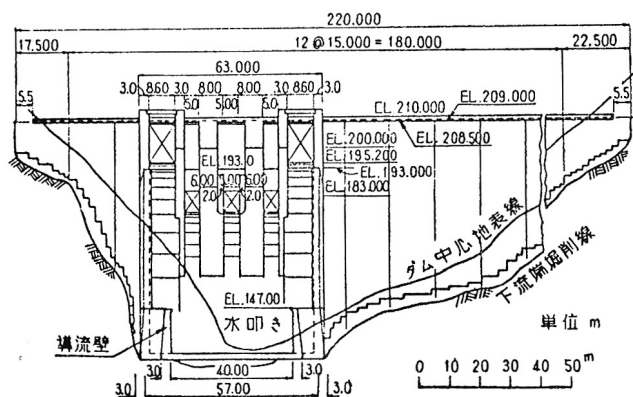


図-2.5 横山ダム原案下流面図



写真-2

図-2.7は湯田ダムにおける余水吐の配置であって、常用余水吐は左岸側に設置した2門の放水管でこれより1本 $300 \text{ m}^3/\text{sec}$ 計 $600 \text{ m}^3/\text{sec}$ を放流する。非常用余水吐は越流水深 7 m 、有効越流巾 54 m (1門 $9 \text{ m} \times 6$ 門) で $2,040 \text{ m}^3/\text{sec}$ 放流できるものとした。その標準断面図は図-2.8に示すとおりであって、常用余水吐は放水管出口より漸次水路巾を拡大しつつなめらかに堤背に沿って減勢池に入りかつ計画放流時には跳水を生ずるようになっている。越流頂余水吐はアーチ重力式たる本ダムの形状を生かして途中まで堤背に沿わせ、そこからスキー・ジャンプをさせて減勢池内に落下させ、水クッション作用によって減勢をはかることができ

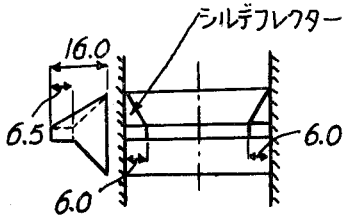


図-2.6 シルおよびデフレクター

いる。ただしジャンプして減勢池に落下させるためにはインバート敷高ならびにリップ放射角を適当に選定することが必要であることと、落下した水の流向は減勢池に対して斜めになっているから減勢池内には非対称な渦乱が生じるはずであり、下流にむかって平静な流れを与えるというわけにはいかない。

図-2.9 は天ヶ瀬ダム余水吐減勢工の平面図であって図-2.10 はその断面図である。このダムはアーチダムであって常用余水吐として一定量 $900\text{m}^3/\text{sec}$ を放流できる放水管を用い、非常用余水吐として異常洪水量 $1,630\text{m}^3/\text{sec}$ を放流できる越流頂型余水吐を用いた。放水管については放出ジェット

の拡がり角 θ は全開時 12.5° 、半開時 40° になることが仮定され、これによって放出ジェットのひろがりを推定しそれが減勢池内におさまるように配慮された。しかし実験によれば放水管放水脈はほとんど拡がることなく斜めに水束が水クッションの中に落下する。したがって減勢池において水路底に加わる圧力の大きさより、水叩き面に加わる動水圧 $p_a < 30\text{m}$ 水柱、 p_a と水深 d との比 $p_a/d < 1.0$ を与える水クッション水深によって減勢池水深をとった。さらに、堤頂越流水脈と放水管よりの放流水脈とは空中で衝突するため、水叩き面最大圧力は、放水管単独放流の場合の圧力に比して大巾に減少する。また副ダムは高さが 7m であり、これを越流する流れが射流となると下流河床を洗掘するおそれがあるのでローラーバケットを用いた。

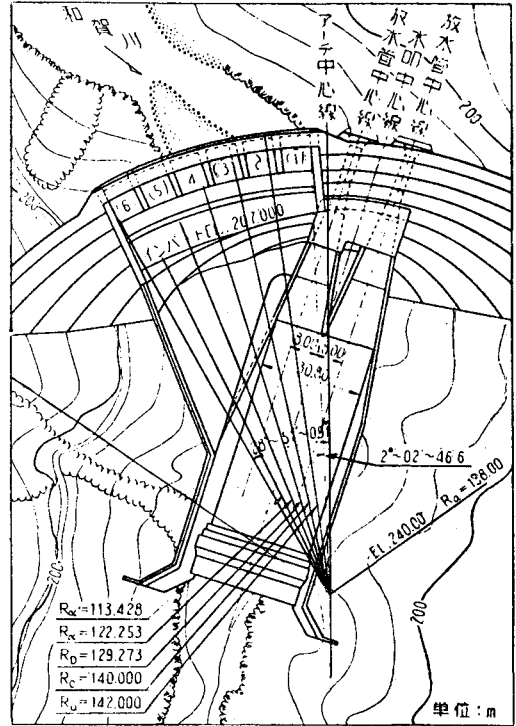


図-2.7 湯田ダム付近平面図

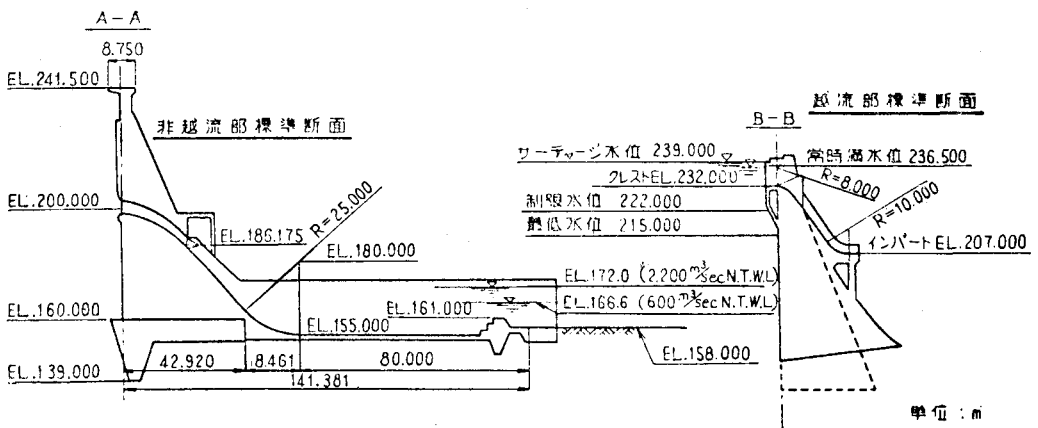


図-2.8 湯田ダム標準断面図

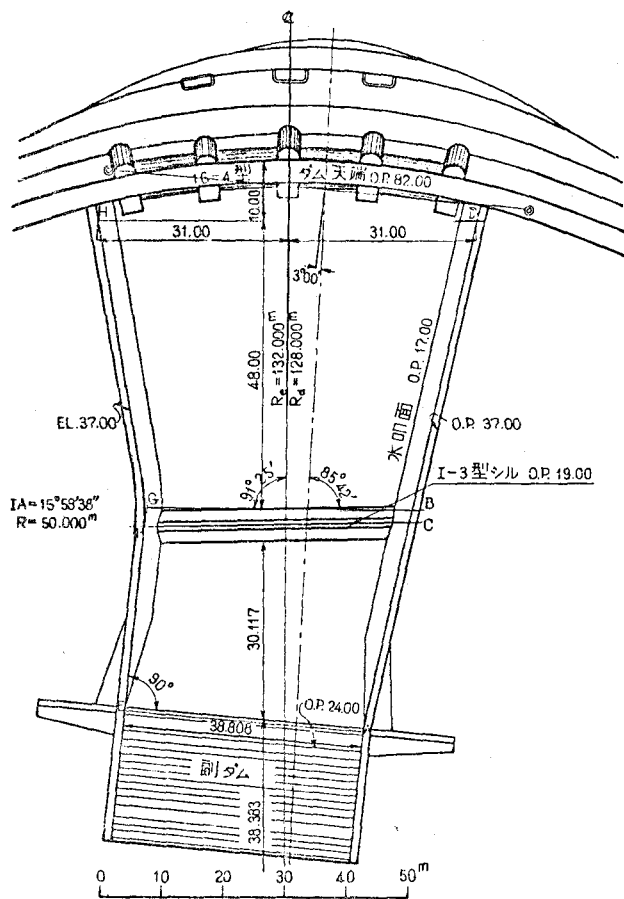


図-2.9 天ヶ瀬ダム余水吐減勢工平面図

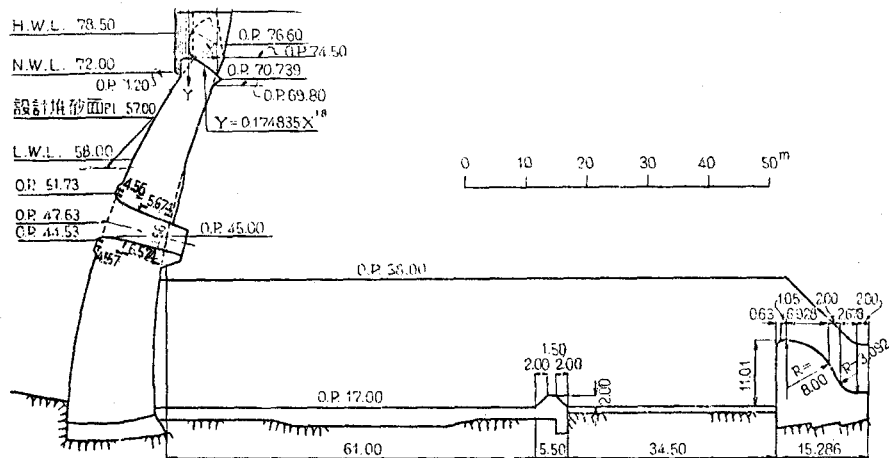


図-2.10 天ヶ瀬ダム余水吐減勢工断面図

3. 越流頂余水吐の堤頂部に関する設計理論

3-1. 余水吐の設計に用いられる理論および設計資料

余水吐の設計に用いられる理論および設計資料は「せき」と「水門」の章で水理学書に記載されており、また減勢工については「跳水と減勢」の項目で土木学会水理公式集に説明されている^{19) 20) 21)}。また若干の詳細な説明を筆者はかつて行なったことがある²²⁾。ここではそれらとの重複をなるべく避けながらまず堤頂部に関する設計理論の概要をのべ、なお2, 3の問題点にふれてみよう。

3-2. 越流型の堤頂の形状

まず越流型の堤頂の形状はなるべく流量係数の大きいことおよび堤頂に負圧を生じないことの条件より、刃形せきの自由ナップにあわせることは周知のとおりである。ところで自由ナップは越流水頭 H_a との比によって無次元化されて与えられているから H_a をいかにとるかが問題である。そこで前節までの所論により、異常洪水量が H. W. L または H. H. W. L (highest high water level) において流下できるようにするとすれば、その設計高水位と堤頂までの高度差を H_a にするとよいというのが最も基本的な考え方であろう。しかし、堤頂においてある程度の負圧を許容とするならば H_a としてもっと低い値をとり、設計高水位のときに堤頂に生ずる負圧を許容値以内におさえるようにすれば流量係数も大きくなり、越流巾したがって水門のスパン長も減少し経済的になるということが考えられる。この場合許容負圧は -3 m 、また $H_a = (1/1.2)H_{max}$ 程度が考えられている。一般に堤頂圧力ははじめ越流水深の増加とともに増大し、そしてある値から後は減少しはじめ H_a に至って0に近くなり、 H_a をこすと負圧があらわれる。図-3.1は標準越流頂の上に尖円形橋脚および半円形橋台があったときのスパンの中心線に沿う圧力分布を示したものであって、 $H = 0.711 H_a$ において最高圧力を示し $H = 1.11 H_a$ において負圧が発生している。

堤頂形状として建設省直轄事業において用いられているのは Randolph 曲線であり、米国 USBR の実測値によくあうとされて WES が提案しているのは Harrold の曲線であって、いずれも標準越流頂とよばれている。今回この両者を比較してみたのが図-3.2である。Randolph の形状というのは1938年 Randolph が Madden Dam の余水吐の実験報告を ASCE の雑誌にのせた際に寄せられた Scimemi の討議に対する返答として発表されたもので、手紙形式になっている²³⁾。これによると堤頂より前方は両者ほとんど一致するのに対し、後方では Randolph 曲線はややせえている。USBR の測定値と Harrold 曲線は完全に一致している。参考までに堤頂を原点とした座標軸 (x/H_a , y/H_a) によってこの3者を表にします。

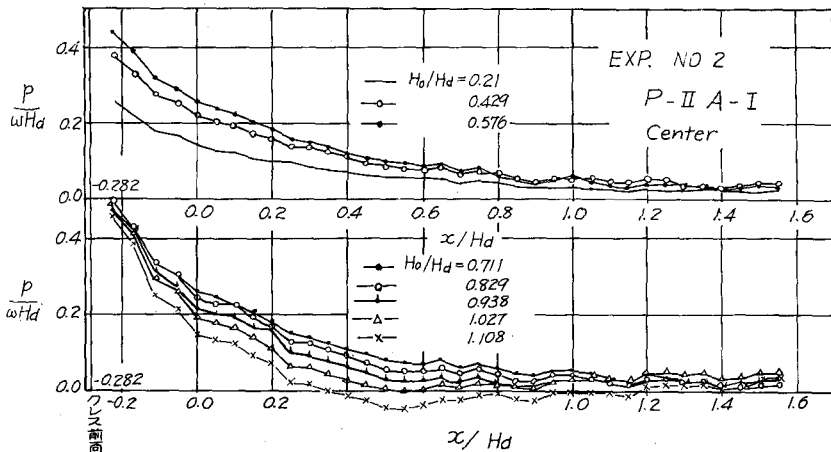


図-3.1 標準越流頂に加わる圧力分布 (岩崎の実験による)

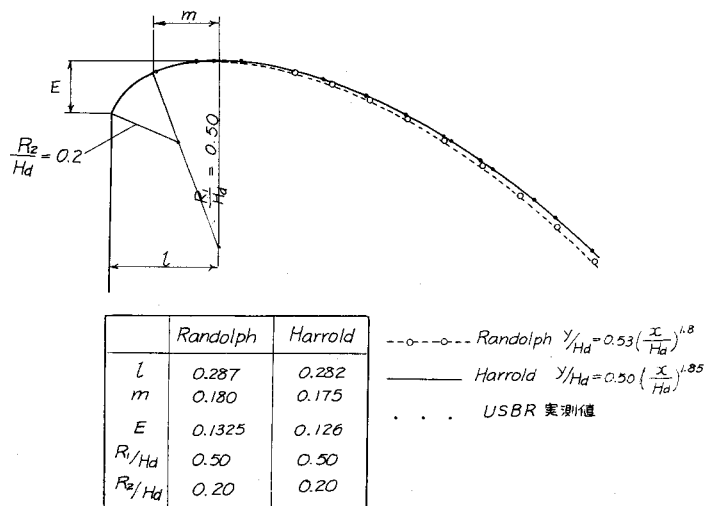


図-3.2 ランドルフ曲線，ハロルド曲線および USBR 実測値の比較

表-3.1 堤頂の形状

(A) Randolph : $y/H_a = 0.53 \left(\frac{x}{H_a} \right)^{1.8}$, Harrold : $y/H_a = 0.50 \left(\frac{x}{H_a} \right)^{1.85}$

x/H_a	y/H_a		x/H_a	y/H_a		x/H_a	y/H_a	
	Randolph	Harrold		Randolph	Harrold		Randolph	Harrold
0.05	0.0024	0.0020	0.50	0.1522	0.1387	0.95	0.4833	0.4547
0.10	0.0084	0.0070	0.55	0.1807	0.1655	1.00	0.5300	0.5000
0.15	0.0174	0.0150	0.60	0.2113	0.1944	1.1	0.6292	0.5964
0.20	0.0293	0.0255	0.65	0.2441	0.2254	1.2	0.7359	0.7006
0.25	0.0437	0.0385	0.70	0.2789	0.2585	1.3	0.8499	0.8124
0.30	0.0607	0.0539	0.75	0.3158	0.2937	1.4	0.9712	0.9316
0.35	0.0801	0.0717	0.80	0.3547	0.3309	1.5	1.0996	1.0586
0.40	0.1019	0.0918	0.85	0.3956	0.3702			
0.45	0.1259	0.1141	0.90	0.4384	0.4115			

(B) 鉛直刃形セキ下側ナップの形状 ($h_a/H_s = 0.002$)

x/H_a	y/H_a	x/H_a	y/H_a	x/H_a	y/H_a	x/H_a	y/H_a
-0.2870	0.1261	0.0508	0.0017	0.5012	0.1441	1.0642	0.5686
-0.1744	0.0293	0.1134	0.0169	0.6138	0.2094	1.2894	0.8084
-0.0618	0.0017	0.2760	0.0473	0.7264	0.2815		
-0.0168	0.0000	0.3886	0.0901	0.8390	0.3671		

すなわち Harrold の形状の方がナップを正確にあらわしているがその差異はわずかであり Randolph の方が負圧発生の可能性はあるであろう。

3-3. 流量係数の公式

つぎに流量係数の公式として著者は次の式

$$C = 1.60 \frac{1 + 2b(H/H_a)}{1 + b(H/H_a)} \quad (3.1)$$

を用い、 b の値は標準越流頂の場合 $H = H_a$ のときの C の値を次の式

$$C_a = 2.200 - 0.0416(H_a/W)^{0.9900} \quad (3.2)$$

(ただし W はせき高)

によって計算し (3.1) 式に $C = C_a$, $H = H_a$ を入れて求めることを提案した。また放物線型の堤頂に対しては堤頂曲線が与えられた場合には、堤頂の最高点と曲線の始端までの水平距離を l としたとき $H_a = l/0.282$ によってその曲線の設計水頭を求め、つぎに堤頂より下流に向って水平距離 $x = 0.5 H_a$ にとった位置での堤頂曲線の堤頂よりの垂直距離 y の無次元値 $\xi = y/H_a$ を求め、つぎの式により C_a を求めることを提案した。

$$C_a = 1.971 + 0.498\xi + 6.63\xi^2 \quad (3.3)$$

これより上と同様に b を求めてやはり (3.1) 式を用いる。

この公式を用いてその後に各研究機関で行なわれた実験値を整理すると、高いダムの場合にはほとんどの場合に十分よい近似度で使用できるようである。そこで試みに (3.1) 式を変形して、

$$\frac{C}{C_a} = \frac{1+b}{1+2b} \left[1 + \left\{ 1 / \left(1 + \frac{1}{bH/H_a} \right) \right\} \right] \quad (3.4)$$

式 (3.1), (3.2), (3.4) によって、種々の H_a/W に対する C/C_a と H/H_a との関係求めて図示すると図-3.3 のようになり、 $W > 2H_a$ の高いダムの場合には C/C_a と H/H_a との関係はあまり変わらないが、 W が低くなってくると H/H_a の変化による C/C_a の変化の仕方は小さくなってくる傾向にあるようである。

3-4. 堤頂上に橋脚や橋台がある場合

堤頂上に橋脚や橋台がある場合には流量公式において流量係数は2次元流れの場合の値を用いて補正せず、ただ越流巾 B が縮流の影響によって有効巾を減じるものとし次式であらわしている。

$$B' = B - KNH \quad (3.5)$$

ここに K は収縮係数とよばれ、橋脚先端の形状、突出度、橋脚とスパンとの巾の比および H_a/W の関数と考えられている。

ただ流線のアプローチが異なるので、同じ水門橋脚でも隣接水門が閉鎖していて橋台の作用をする場合には、橋脚の作用をする場合の約 2.5 倍になるということが Creager によってのべられているが著者も同様な意見である。それで (3.5) 式よりもむしろ橋台と橋脚の収縮係数を添字 A および P を附してはっきり区別し、

$$B' = B - 2[K_A + (N-1)K_P] \quad (3.6)$$

とおくことの方が合理的であろう。ただここに注意すべきなのは、境界形状の各要素の影響のつみ重ねが流量係数になっているのと同様に収縮係数もそのつみ重ねであるから、標準越流頂の場合の C を用いたときにおける K_A や K_P と同じ値を放物線越流頂の場合に用いるということは、たとえ同じ形状、同じ配置の橋脚や橋台を用いたにしても不合理なことと思われる。実際その後に行なわれた実験を整理してみると完全に同じ曲線を与えるのではないといつてよい。しかし、 $H = H_a$ の附近では、どの場合でもほぼ $K_P = 0.02$, $K_A = 0.04$ の程度にな

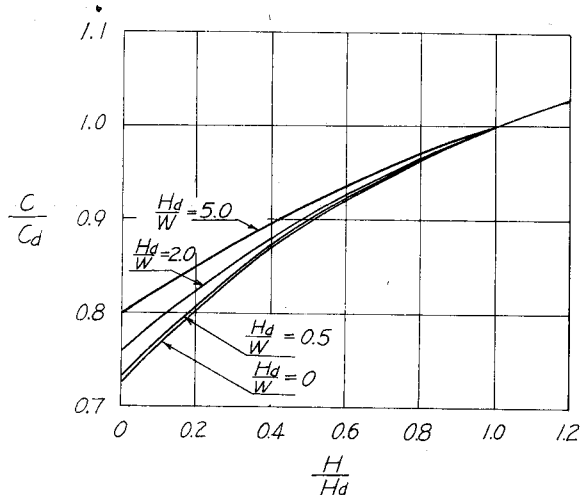


図-3.3 C/C_a と H/H_a との関係

っている。

3-5. 越流頂の上に設けられる水門

越流頂の上に設けられる水門は洪水調節ダムの場合はランター・ゲートかローラー・ゲートに限られ、発電用ダムの場合には、その他、ドラム・ゲート、スルース・ゲート、スライド・ゲート、キャタピラ・ゲート等が用いられている。

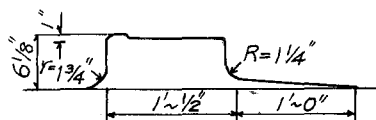


図-3.4 水門溝の形状

水理学的にいえば、テンター・ゲートの場合にはピンの位置をどこにおくかが問題で、そこが最高越流水脈の場合にも水没せぬように模型実験等で明確にしておく必要がある。またローラー・ゲートその他の引揚扉の場合には戸溝の中に越流水がまぎれこんで、ここで猛烈なローテーションを起こしときにはキャビテーション・ピーチングをうけて破壊することがある。WES の推奨による戸溝の形状を 図-3.4 に示す。

またいずれの場合にも水門流出のナップが堤頂上に負圧を生じるか否かを検討する必要がある、その計算法が Maitre によって提案され前述の各書に紹介されている。この計算法は簡単な二次元ポテンシャル理論に基礎をおくものであるが実測値とよくあうようである。

水門流出のナップが堤体からはく離するおそれがある場合このナップの座標を与える計算法も与えられている。そしてこのナップと刃形せきよりのナップとをあらかじめ比較して、外側にとび出す方のナップを堤頂曲線にえらぶのが controlled crest (調節用水門を装備した越流頂) の設計の原則であろう。

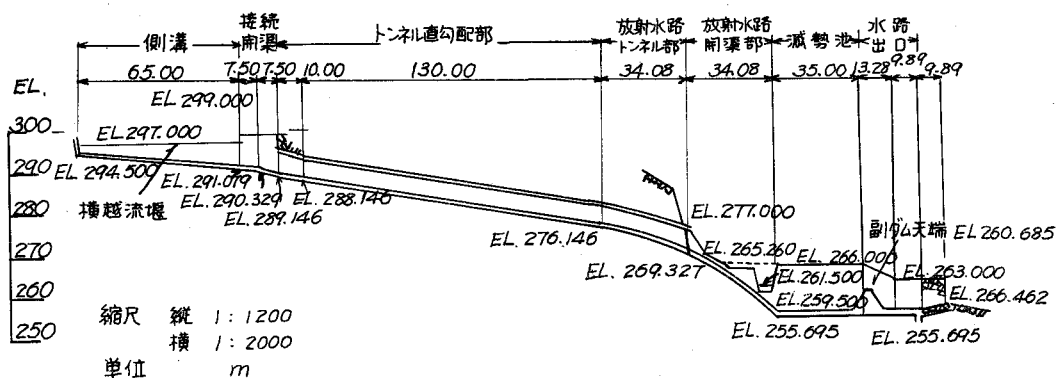
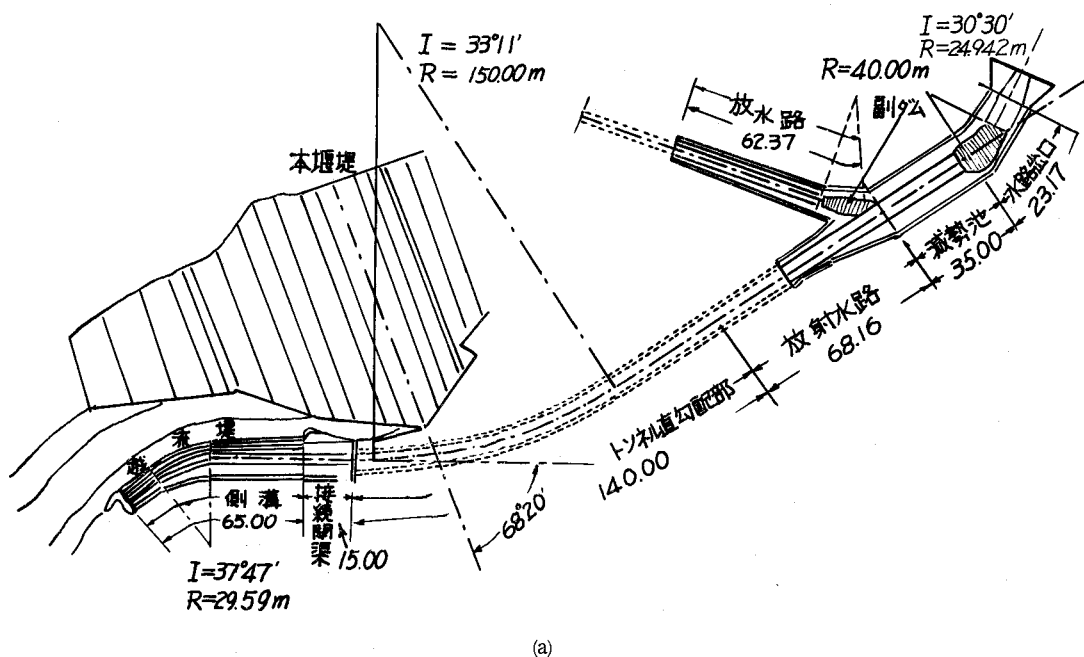
特に水門流出のナップが標準越流頂より外にとび出す場合でも水門の位置を堤頂より若干下流へずらしておけば、下向き成分がふえてナップが外にとび出すのを防ぐことができる。そして水密などを勘案すれば、この場合にはテンター・ゲートを用いるのが適例のようである。この場合どの程度下流にずらしたらよいか。またゲートの位置とナップとの関係等については、いまだ十分な実測値がないようである。しかしジェットの軌道を自由放物体とし、放出角を水門の開口部の水路底に対する切線の水平線となす角にとればひとつの近似値はあたえられるであろう。Escande は堤頂より下流側に設けた テンターゲートからの流出の場合の堤頂に加わる圧力分布を測定しているが、Maitre の理論はよくそのうちの最低圧力をあらわしている。

3-6. アーチダムよりの堤頂越流

アーチダムよりの堤頂越流でナップが堤体から離れて自由落下する場合にナップの軌道を推定して落下点の位置を知ることが、前節で例示したように水クッション池の配置と関連して必要である。このような場合にも模型実験の結果では、自由放物体の軌道による近似計算で概略的な予備設計ができる。ただし、水脈はある厚さをもつまた上流地形の不整があるとロープのような渦動系が貯水池の水路底より発して越流水脈の上にのり、したがって時間的にもわずかであるがナップはゆれ動く。またジェットは実は無数の小さな水滴に分解し、それが個々に飛翔しているのであって、軌道計算により容易にわかるように空中でこれらはお互いに衝突する。さらに水滴が空気の抵抗を受ける。だからそれらの総合的結果としてのナップの落下範囲を正確に決定することは理論的にまだ無理なようである。しかし上椎葉アーチダムについての現地観測の結果は模型実験の結果によく一致した。したがってナップを空中で衝突せしめるということが可能になった (写真-1)。Rhone と Peterka の報告によると、フリップバケットの場合のジェットの軌道についての実測値では、最大流量の 20% の場合には理論値と実験値に比し 15~20% 短かい飛翔であったが、流量がますますつれてその差異は小さくなるようであるとされている²⁰⁾。ナップの計算法についてはまた Schwarz と Nutt の理論が最近発表されたけれども紙数の都合で省略する⁴⁶⁾。

図-4.1は五郷アースダム余水吐の平面図および展開断面図であって 最も典型的なかんがい用水溜池の余水吐である。図示のように側溝余水吐は、越流頂の長さを長くすることによって、越流水深を小さくする。だからこの設備を洪水調節に用いるかぎり、調節容量は小さく、ピークカットについては期待できない。実際は小さな河谷に築造されるものにしか用いられないのであって貯水容量を利水に用いる 目的として多く使用されている。

図-4.2は大笹生アースダム設計概要図であって放水路はトンネルになっている。したがって掘削土量はその放水路のこう配に関係ないのでその断面図に示すように相当なこう配を与えて放射水路の高さをできるだけ低くしている。



— 17 —

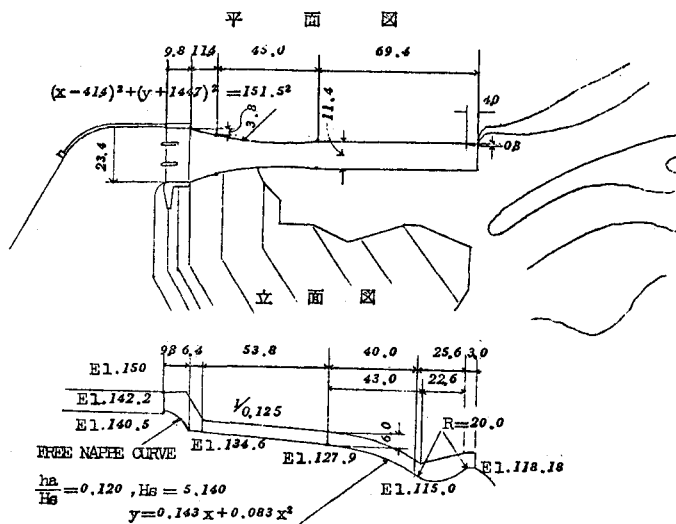


図-4.3 衣川1号アースダム設計概要図 単位:m

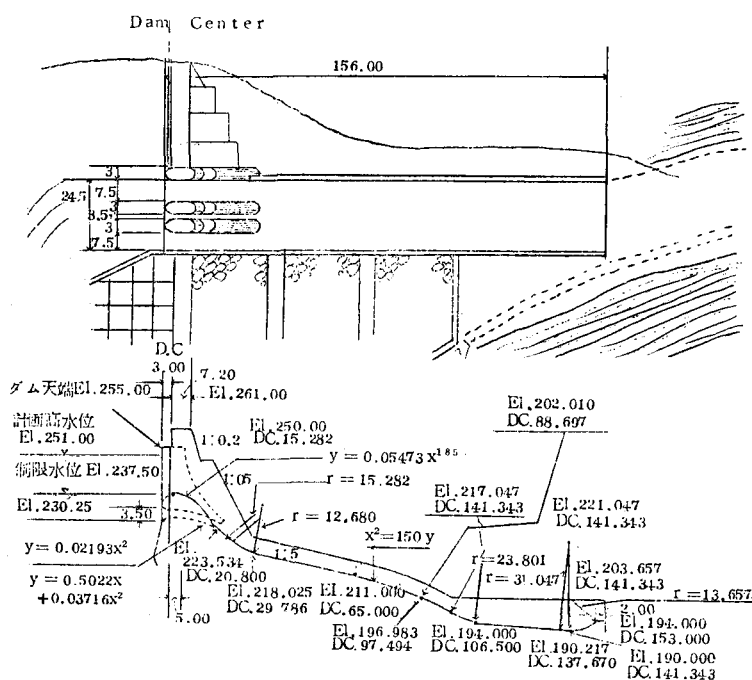


図-4.4 皆瀬ダム余水吐概要図 単位：m

図-4.3にはシュート式余水吐の例として衣川1号アースダム の設計概要図を示した。図示のように越流頂部では直線水路とし、放水路部分では幅の漸縮する水路となっていて衝撃波高の減少をはかっている。図-4.4は皆瀬ダム余水吐の最終案であって、最末端まで水路巾を一樣としている。皆瀬ダムはロックフィルタイプの直轄ダムであって、常用余水吐としてカーテンオリフィスおよびクレストゲートにより最大 $400\text{m}^3/\text{sec}$ 、また非常余水吐として200年確率洪水量の20%増の放流能力をもたせている。減勢工はいずれの場合でも副ダム等に

よって強制的に跳水を起こさせている。

4-2. 横越流ぜきの設計とその流量係数

横越流ぜきは前節でのべたように接近水路が浅く、したがってせき高 W が小さい。刃形ぜきにおいては接近流速水頭 h_a と、刃形ぜきの刃先から測った越流水頭 H_s との比 h_a/H_s が大きくなると、下側ナップの形状が相当程度フラットになることは 図-4.5 に示された USBR の実測値によってわかる。したがって堤頂曲線はこれによって設計せねばならないはずである（土木学会，水理公式集，昭和38年版 p. 168）。ところが従来 $h_a/H_s \approx 0$ の高いせきの場合に対応するような資料がえられていないのであって，Harrold の標準形やこれに類似の形状が踏しゆ的に採用されている。

その結果せきは刃形ぜきの自由ナップより頭をつき出した形であって流れを阻害するから，当然越流係数が小さくなる。図-4.6にこの実測例をしめした。図-4.7の場合には堤頂曲線を自由ナップにあわせて設計したところ，従来の計算方法によく一致した結果をえた²⁵⁾。このことから，このように低いせきを使用する際における堤頂曲線の設計は十分注意せねばならないことがわかる。

側溝の断面寸法を決定する一つの目安として，最大越流量の場合の側溝内の水面曲線が側溝の最上流端において，潜り越流かそれよりごくわずかに完全越流に近ずいた流況を与えるようにすることが考えられている。周知のようにせき頂よりはかった下流水面の高さが，図-4.8のようにせき頂における限界水深より高いと，潜り越流となって越流量は下流水面の高さの影響を受け，同じ越流水深であるような完全越流の場合に比し急激に越流量を減少する。だからこのように異常洪水量のときの流況を設定するのが，断面設計における limit であろう。し

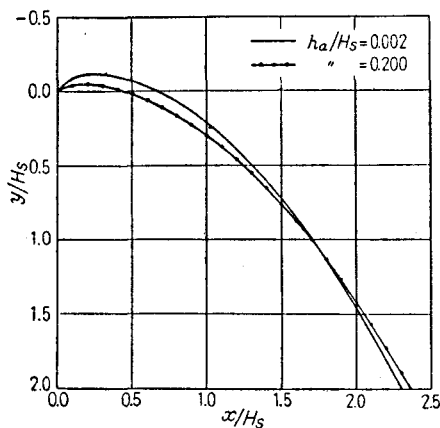


図-4.5 刃形ぜき下側ナップと h_a/H_s との関係

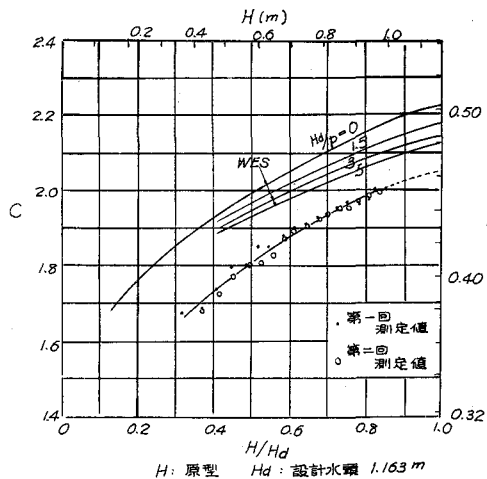


図-4.6 横越流ぜき流量係数（五郷ダム）

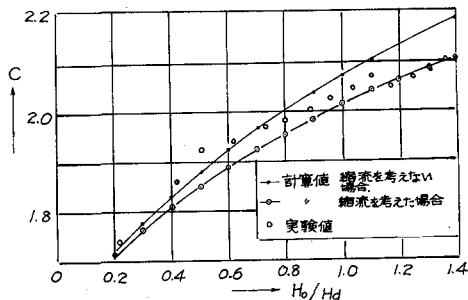


図-4.7 横越流ぜき流量係数（衣川第一ダム）

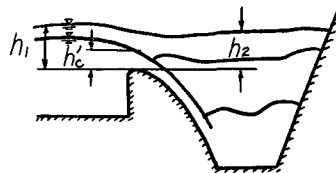


図-4.8 横越流ぜきの流れ

かし、この際注意せねばならないのは、放水路が大笹生アースダムの場合のように（図-4.2 参照）トンネルであると、そのトンネル入口が何かの原因で断面積を減少したりして側溝内水位が高まれば、横越流せきにおいては全越流巾にわたって不完全越流または潜り越流となり、貯水池水位は急激に上昇しアースダムより越流して破壊を招きかねない。したがって、側溝内水位上昇の原因となるものを極力防止するとともに、異常洪水量の設定にも十分の余裕を見ておくべきであろう。

4-3. 側溝内の流れ

側溝内の流れは横より流入する流れとして Hinds の方法および本間博士の方法が一般に使用されている²⁶⁾²⁷⁾。さらに Li の方法が紹介された²⁸⁾。著者が本間博士の方法を多少修正した形は次式であらわせる²⁹⁾³⁰⁾。

$$\frac{dh}{dQ} = \frac{1}{q} \frac{dh}{dx} = \frac{K}{q} \frac{(Q - Q_1)(Q - Q_2)}{(Q - Q_1')(Q - Q_2')} \quad (4.1)$$

ただし図-4.9 に示すように、水路の底こう配 i 、粗度係数 n 、水深 h 、断面積 A 、径深 R 、水面幅 T 、流量 Q 、横よりの単位幅当り流入量 $q (= \text{一定})$ としたとき、

$$\left. \begin{aligned} Q_1 \\ Q_2 \end{aligned} \right\} = -\frac{3}{4} \frac{\alpha q}{gn^2} R^{4/3} \pm \sqrt{\frac{9}{16} \left(\frac{\alpha q}{g} \right)^2 \frac{R^{8/3}}{n^4} + \frac{1}{n^2} R^{4/3} A^2 i} \quad (4.2)$$

$$\left. \begin{aligned} Q_1' \\ Q_2' \end{aligned} \right\} = \pm \sqrt{\frac{gA^3}{\alpha T}} \quad (4.3)$$

$$K = \frac{n^2}{R^{4/3} A^2} \cdot \frac{gA^3}{\alpha T} \quad (4.4)$$

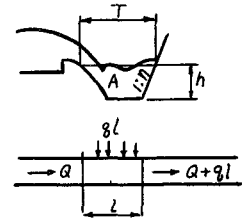


図-4.9

である。

(4.2), (4.3) 式よりわかるようにその一根は正で他は負である。正の根の組を Q_1, Q_1' とする。

ところで (4.1) 式は h と Q に関する常微分方程式で積分すれば解をうるが、 Q_1, Q_2, Q_1', Q_2' は h の関数なので数値積分を必要とする。そこでまず与えられた水路の断面形より任意の h に対する Q_1, Q_1' を計算して図-4.10 のように図示すれば、 $x = Q/q$ によって横軸はそのまま x 軸をあらわし、水路内水面曲線が (4.1) 式の積分曲線としてえられることがわかる。すなわち $h \sim Q$ 曲線が Q_1 を通る点で $dh/dx = (1/q) dh/dQ = 0$ 、 Q_1' を通る点で $dh/dx = (1/q) dh/dQ = \infty$ 、また積分曲線が曲線 Q_1 と Q_1' の間にあるときは $dh/dx < 0$ 、その他にあるとき $dh/dx > 0$ さらに水路の横から流入がなくなったときは $q = 0$ で、(4.2) 式より

$$Q_0 = \pm \frac{1}{n} R^{2/3} A i^{1/2} \quad (4.5)$$

すなわち Q_0 曲線は等流水深をあらわす。越流巾を L とすると、点 B は接続水路の等流水深をあたえる。よって

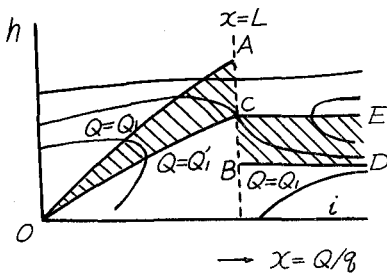


図-4.10

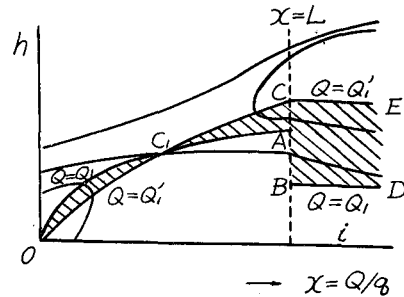


図-4.11

$Q = Q_1$ 曲線は OA より急に点 B に移り $OABD$ の形になる。図-4.10のように $Q = Q_1$ 曲線が $Q = Q_2$ 曲線の上にあると、水路の末端で両者が交叉し交点 C が遷移点となる。図-4.11のように $Q = Q_1$ 曲線が $Q = Q_2$ 曲線と水路の途中で交叉すると、交点 P が遷移点となる。かくして一般の水面形状が図-4.10, 4.11 のようにえられることがわかる。この方法の利点は水面曲線の性質を知りながら同一の図により図式的に、(4.1) 式の右辺の値を求めつつ迅速な計算を進めることができる点である。

点 P では $dh/dQ = 0/0$ なので(4.1)式より

$$\left. \frac{dh}{dQ} \right|_{\substack{h \rightarrow h_c \\ Q \rightarrow Q_c}} = \frac{1}{q} \left| \frac{\frac{dF_1}{dQ}}{\frac{dF_2}{dQ}} \right|_{\substack{h \rightarrow h_c \\ Q \rightarrow Q_c}} \quad \text{として,}$$

$$q \frac{\partial F_2}{\partial h} \left(\frac{dh}{dQ} \right)^2 + \left(q \frac{\partial F_2}{\partial Q} - \frac{\partial F_1}{\partial h} \right) \left(\frac{dh}{dQ} \right) - \frac{\partial F_1}{\partial Q} = 0 \quad \left(\begin{matrix} h \rightarrow h_c \\ Q \rightarrow Q_c \end{matrix} \right) \quad (4.6)$$

これを dh/dQ についてとけばよい。

側溝内の水面形は図-4.9のように越流ぜきよりのナップが水路底をはい、対岸に渦乱による水面上昇を生じる。そこで断面積および水面巾は9割にとり、径深は循環が摩擦を減少させるものとして水深に等しくとって数値積分を行えば対岸の渦乱上昇を除外した平均水深をうることができる^{29), 30)}。しかし渦乱上昇についてはなお今後の研究が必要である。また特殊な水路についての研究の報告もある³¹⁾。

4-4. 放水路の流れ

放水路は急こう配水路 (steep slope) ($i > i_c$) に属するので、側壁の折れや曲がりがあるとそこから衝撃波や攪乱波が発生することは周知のとおりである。そして越流頂余水吐の水路のように急こう配でないから、あ

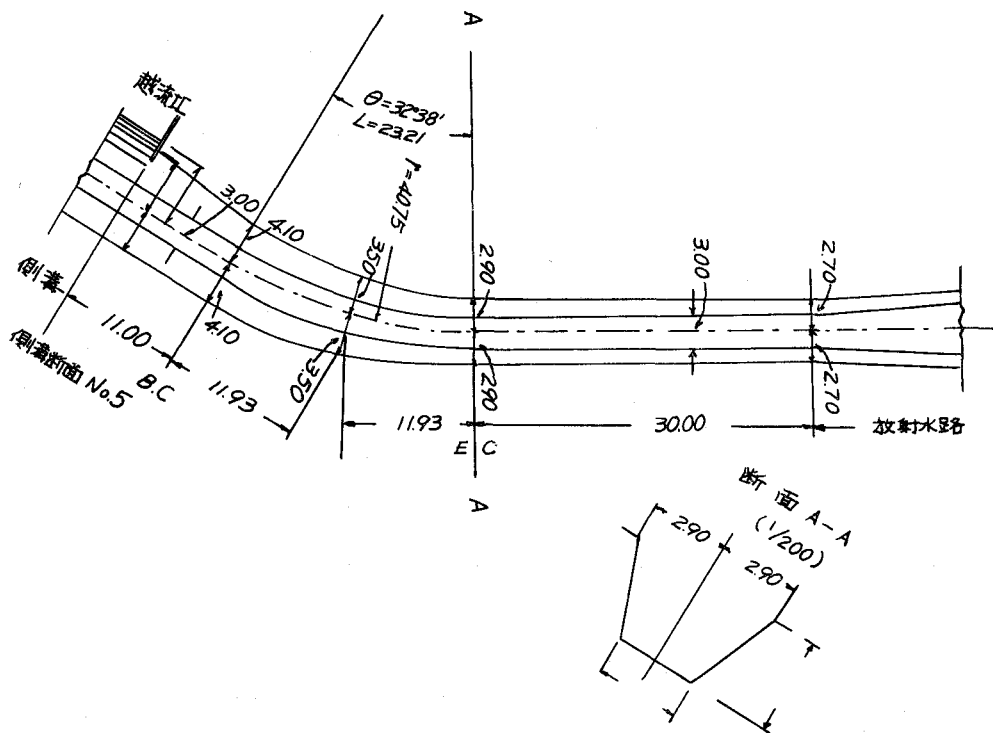


図-4.12 五郷アースダム余水吐放水路平面図 単位: m

る程度の制御を行なうことが可能であって、したがって必要に応じて、水路を曲げたり絞ったりあるいは上げたりすることができる。もちろんその場合攪乱や衝撃波に対する対策は十分考慮しておかねばならない。その理由は、水路の途中においてこのような波が発生しその波高が高い場合には、壁の高さを高くする必要があって不経済であること、また攪乱波や衝撃波のために水路の横断方向においてとった流速、流向 および 波高が不均一であって、飛沫をとばしたりまたは減勢池へ流入する流れの不均一さをもたらすことによって、減勢池の機能を減退せしめたりする。もしもフリップ式減勢工を用いているのであれば、フリップされるジェットは互いに衝突したりあらぬ方向へはねひろがったりする。そしてこのことが下流の安全を脅かすことはいうまでもない。

衝撃波や攪乱波の性質や側壁の曲がりや縮少、拡大水路の設計については、Knapp および Ippen の詳細な研究があり³²⁾ 水理公式集にも解説されている。そこでここには筆者の経験例をのべて考察に供したい。

(a) 図-4.12は五郷アースダム余水吐の余水路の原案の平面図であって、図-4.13に測定結果と不等流水面

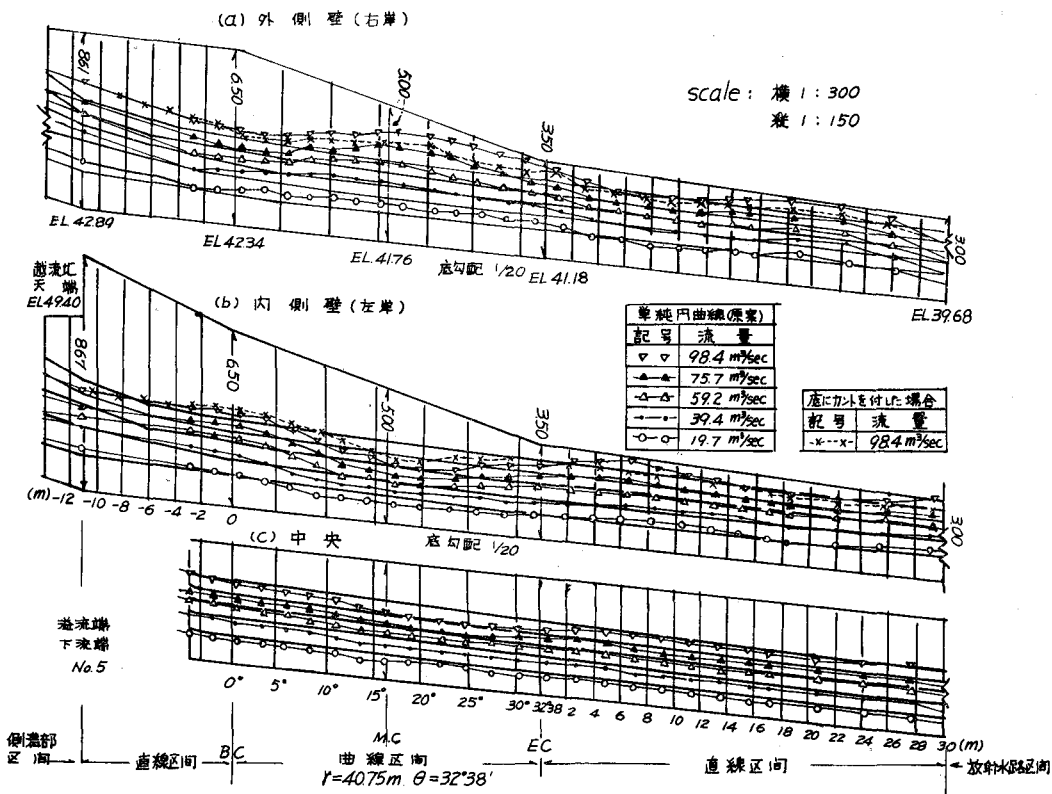


図-4.13 五郷アースダム余水吐放水路水面形計算値と実測値との比較

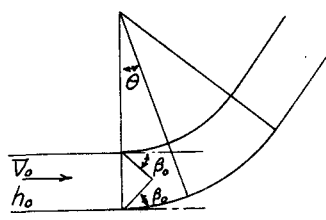


図-4.14

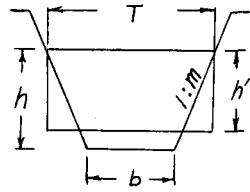


図-4.15

表-4. 1

			Q(m ³ /sec)					
			109	218	327	436	545	654
Type A	β	理論値	30°	32°	34.5°	36°	37.5°	39°
		実験値	31°	31.5°	32°	32.5°	33°	33.5°
Type B	β	理論値	19°	22°	24.2°	25.4°	26.5°	28°
		実験値	19.5°	20°	20.5°	21.0°	21.5°	22°
Type C	β	理論値	15°	18.5°	20°	21.2°	22.5°	24°
		実験値	16°	16.5°	17°	17.5°	18°	18.5°

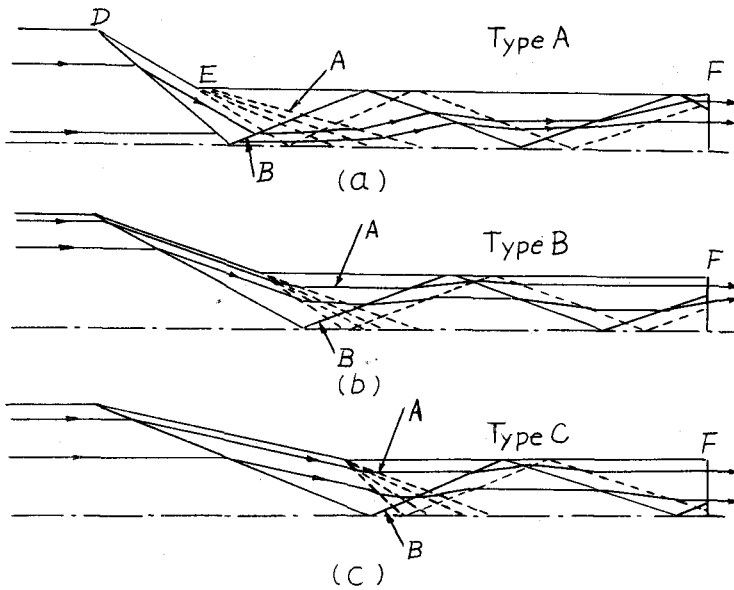


図-4.18 絞った水路の設計

図-4.18は3種の絞り角度に対し示された衝撃波頭であって、表-4.1は衝撃波の理論による解析解と実測値の比較である。これに示されているように流量あるいは水深が小さい間は両者はほとんど一致するが、流量がふえてくると理論値の β は次第に大きくなるにかかわらず、実験値の β はごくわずかしかな増えない。したがって両者の差異は次第に著るしくなる。

図-4.19(a)は衝撃波頭の形で Ippen や Dawson がのべているように壁の折れの角 θ が小さい間は Type C

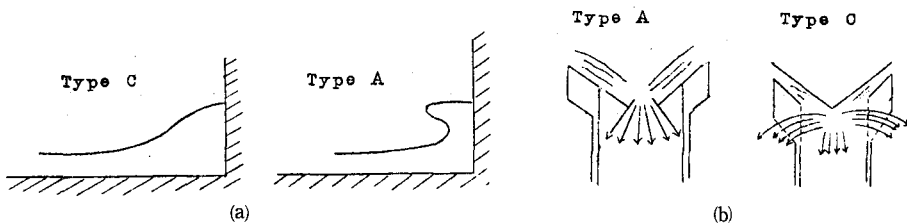


図-4.19 衝撃波頭の形

のように緩やかな波頭の形をとるが、角 θ が大となるにつれて次第に急な傾斜をなし、Type A のときは図示のように垂直または中に巻き込むような形を呈する。このような衝撃波が互いに衝突するときは Type A のときには、上から下むきに流れる水流の衝突となって衝突後の水流は下むきに放射状に拡がるのに対して、Type C のときは水流は水平方向に流下してきたものが衝突するために衝突後上むきに飛沫が飛び散って壁の外にまで飛び出してしまふ。この模様を 図-4.19(b) に示した。

図-4.18には実線で正の、点線で負の攪乱波をしめし、それが対岸に衝突、反射、交叉する模様をえがいた。そして流線もそれに対応して画くことができる。これによると最下流端 F において Type C は均等でかつ平行な流れ、Type A は兩岸側にかたよった平行流れ、Type B は流線が大部分外側へひろがる方向の流れになっている。そしてこの下流がジェットになって放散するときは、Type B は兩岸にひろがったジェットとなるので下流保護上好ましくない。

このように衝撃線や攪乱線を書いて放水路上の流れや減勢工への approach を推定することができる。

(c) Ippen の示した曲線絞りを 図-4.20 (a) (b) (c) に示す。また (d) は著者が衣川第 1 アースダムの余水吐に用いた曲線である。(a) は concave と convex の半径が等しいもの、(b) は concave が小さいもの、(c) は concave が大きい半径をもつもので、中程度の Froude 数のときには A より出る衝撃波の交点 B は曲線の遷移部分の終りに近いところに生じる。このうち Type C は ED より生ずる負の攪乱波によって、AB の衝撃波のうしろの水深を減少せしめる効果が少ない。また B の最高水深点と D の最低水深点がほぼ同一横断面上に来て攪乱が著しい。Type B は負の攪乱波の低下効果が最も早くあらわれるので波高が最も小さく、Type A はその中間である。Type D は著者が考案したもので、上昇衝撃波の発生点を O 点にかぎり、AD のほかにさらに DB なる負の攪乱波の発生源を設置し衝撃波の対岸における衝突点 D をなおこの発生源中を含んでいるのであって、これによって B より下流の水面形はほとんど波のたたないものとなった。このように水路の中で平静な流況となったのでジェットの方向も当然整然としたものになった。

(d) 皆瀬ダム余水吐第 1 次改良案の概要図 (図-4.4) でしめされているように、このダムでは中央にオリフィスを設け左右径間は水門を設けた越流頂である。表-4.2 に流出条件を示す。図-4.21 はその場合の衝撃波および攪乱波の平面的模様のスケッチを示す。

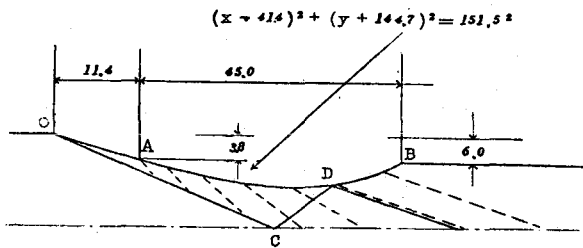
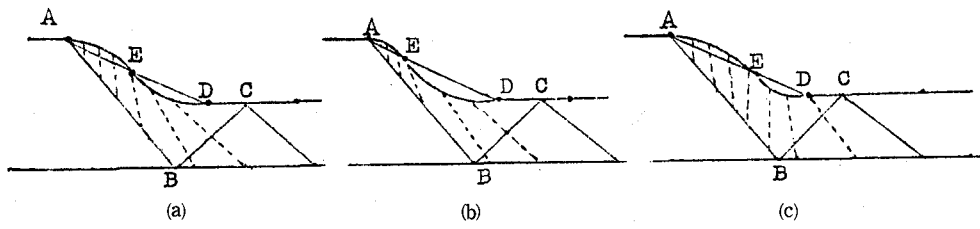
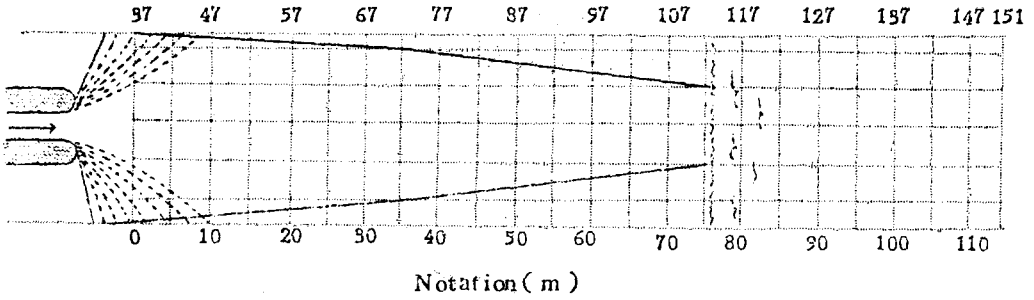


Fig. 31 (単位 m)
(d)

図-4.20 曲線絞り 4 種

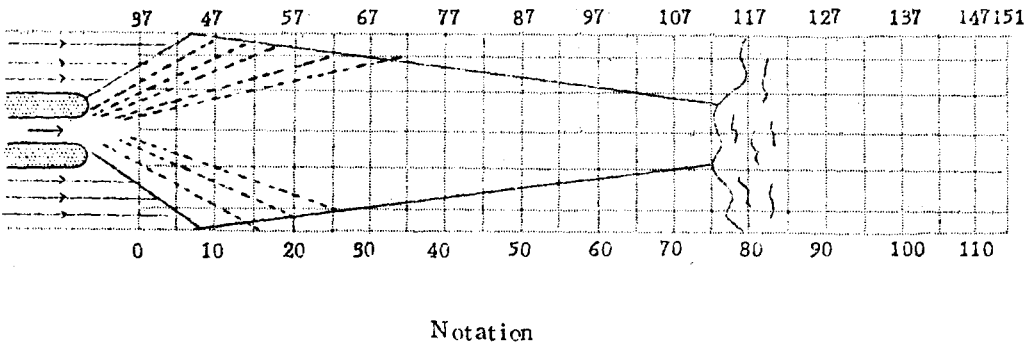
$$Q = 100 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$DC \text{ (m)}$$



$$Q = 200 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$DC \text{ (m)}$$



$$Q = 400 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$DC \text{ (m)}$$

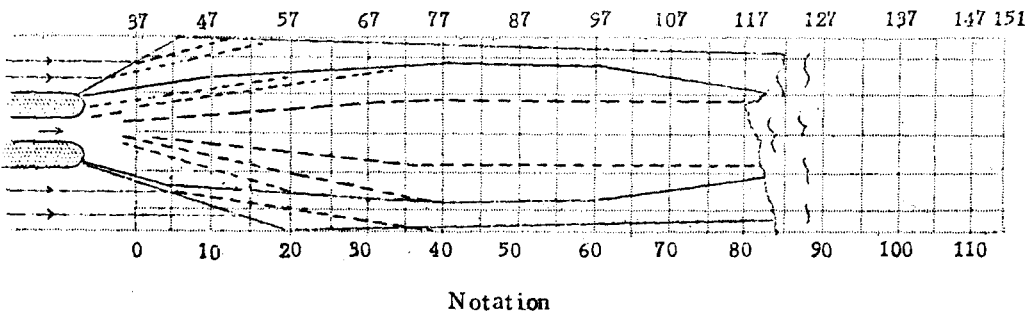
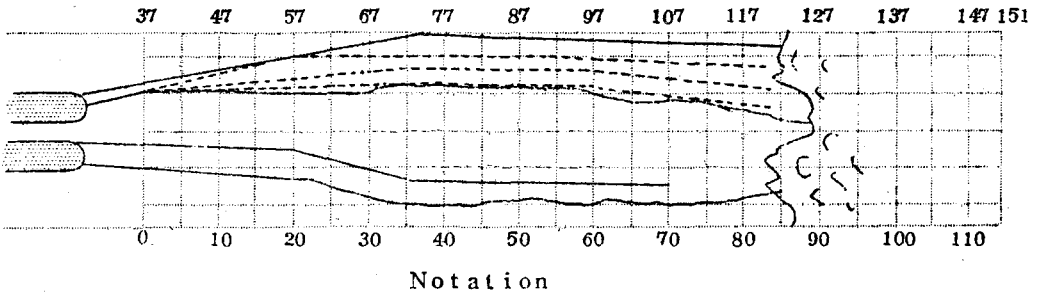


図-4.21(a) 衝撃波および攪乱波の平面的模様

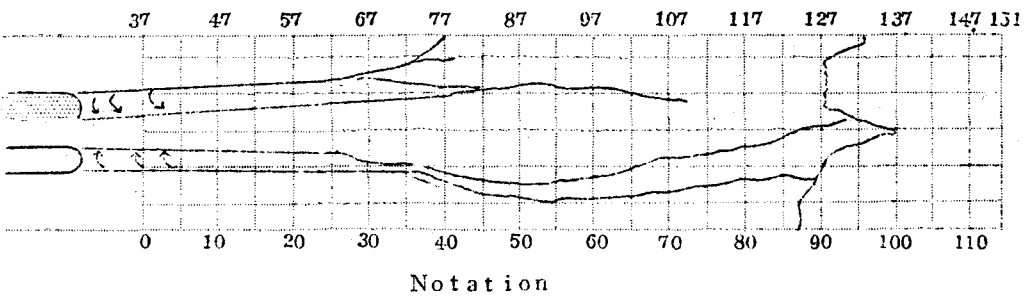
$$Q = 500 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$DC \text{ (m)}$$



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

$$DC \text{ (m)}$$



$$Q = 800 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$DC \text{ (m)}$$

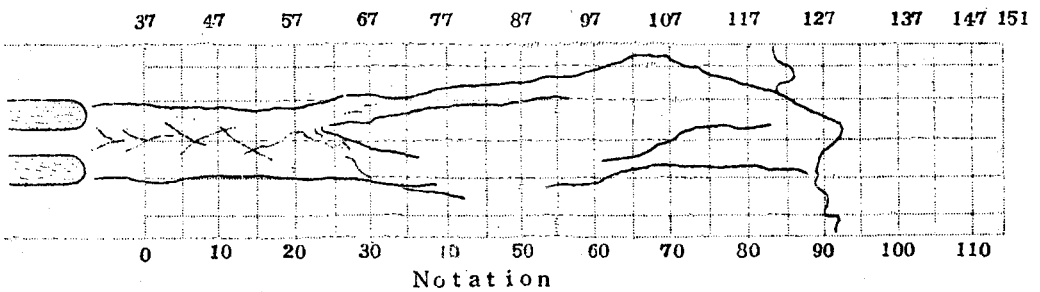


図-4.21(b) 衝撃波および攪乱波の平面的模様

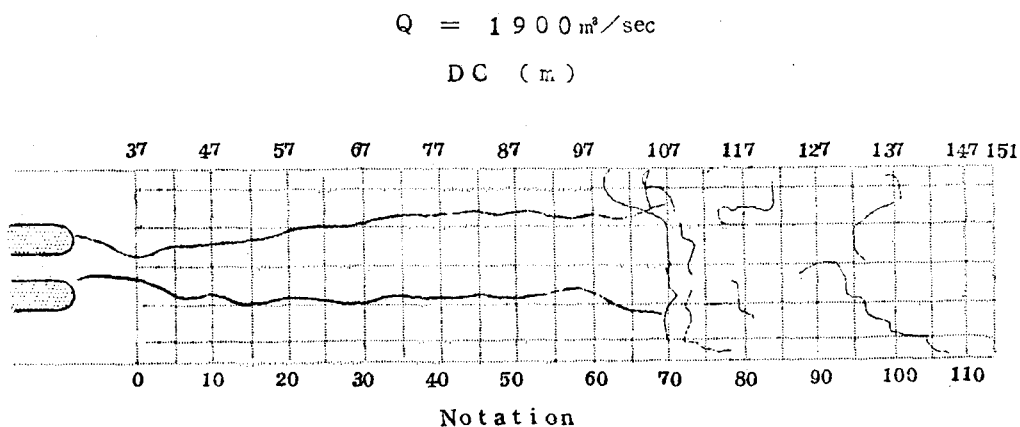
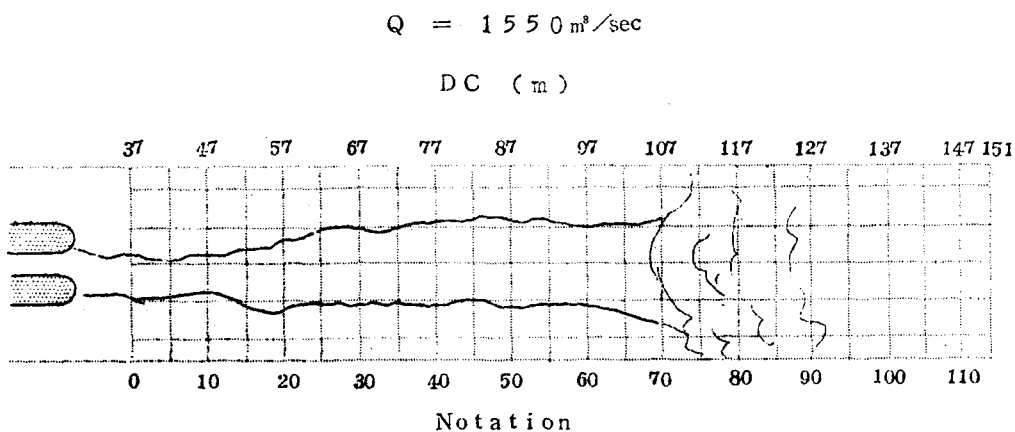
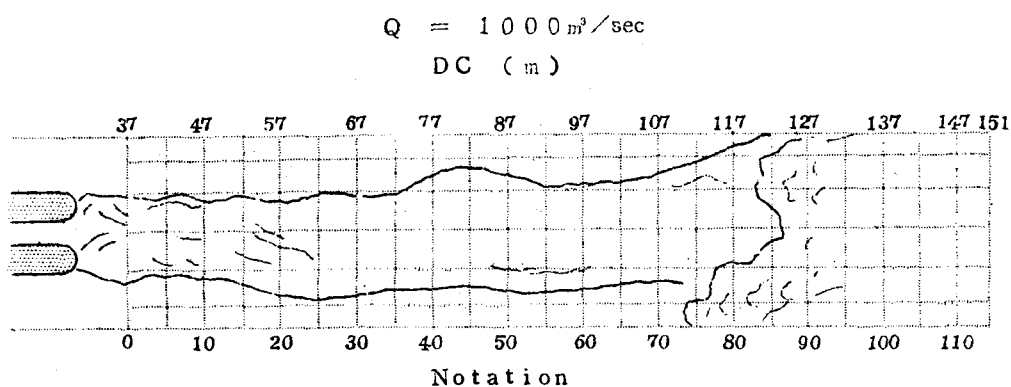


図-4.21(c) 衝撃波および攪乱波の平面的模様

表 - 4. 2

Q (m ³ /sec)	オリフィス (巾 3.5 m)			越 流 頂 (巾 15 m)			貯 水 池 位 El (m)
	流 出 量 (m ³ /sec)	単位巾当 り 流 量 (m ³ /sec-m)	フルード数 F ₁	流 出 量 (m ³ /sec)	単位巾当 り 流 量 (m ³ /sec-m)	フルード数 F ₀	
100	100	28.57	7.51	0	0	∞	238.00
200	172	49.14	5.60	28	1.87	28.00	251.00
400	172	49.14	5.60	328	21.87	8.60	251.00
500	172	49.14	5.60	428	28.53	7.47	251.00
600	172	49.14	5.60	528	35.20	6.70	251.00
800	172	49.14	5.60	728	48.54	5.61	251.00
1000	172	49.14	5.60	928	61.87	4.88	251.00
1550	172	49.14	5.60	1,378	91.87	3.87	251.00
1900	174	49.71	5.56	1,826	121.74	3.25	251.30

$Q = 100 \text{ m}^3/\text{sec}$ の場合にはオリフィスのみより流出し、その水は橋脚の間を抜けると急に拡がり、左右の側壁に衝突すると流れの方向は側壁に沿う。このとき衝撃波頭の壁となす角 ($\beta - \theta$) は従来の実験において F_r 数に対してごくわずかしき変化せず一定ととてよい。このことは図 - 4.22 のように波頭線 AA が直線になることで写真および測定によって裏づけられている。 $Q = 200 \sim 1000 \text{ m}^3/\text{sec}$ までは越流頂は水門の部分開放で貯水池水位を El. 251 m に一定に保った。図 - 4.21 によるとオリフィスより流出した流れは流量が小さい間はその径間出口より外にひろがり、衝撃波頭の形は流量がますますつれて側壁に平行に近づく。 $Q = 1500 \text{ m}^3/\text{sec}$ や $Q = 1900 \text{ m}^3/\text{sec}$ の場合にはかえって越流頂側の流れがオリフィスより出る流れを中に圧迫する形をとっている。

この場合には図 - 4.23 に示すように、まず越流頂とオリフィスよりの流れのもつフルード数を F_0, F_1 とすると、 $F_1 < F_0$ の場合には流線 S_1 が橋脚を出るところから負の擾乱波が連続的に生じ水流を斜めに横切る。 S_1 がこの擾乱波を横切るときに少しずつ流線の方向が変わる。一方、越流頂より来た流線 S_2 はやはり橋脚のところで発生する擾乱波 C_2 を通過し、終局的に S_1 からの流線と、 S_2 からの流線は図の F_5 の領域に至って平行となり同じ F_r 数をもつに至る。このとき S_1 は負の擾乱波を横切るときに水深が減少してフルード数が増加する。そして F_0 と F_4 がほぼ同程度になって F_5 の領域では同じ状態になりうるわけである。 C_1 と C_2 がいかなる角度をとるか F_1 と F_0 との値の差の程度による。もし $F_1 = F_0$ ならば、 S_1 は F_2, F_3, F_4 をへることなく F_5 に移行しうから C_1 と C_2 とはほぼ流れに平行となる。 F_1 と F_0 との値の差が大きいほど C_1, C_2 は S_2 の方へおれ曲る。またもし $F_1 > F_0$ の場合には逆に F_0 側に連続的に負の擾乱波を生じ、 F_1 側に衝撃波頭を生じて流れの様相が逆転する。

つぎに図 - 4.23 においては橋脚 1 本によって流れが 2 分される場合であるが、この余水吐では図 - 4.24 のようにもう 1 本の橋脚がありここからの擾乱波が干渉するので、図の点線のように等高線の段階ができてオリフィス出口からの水は次第に放射状にひろがる³⁰⁾。また F_5 の領域はかなり著るしい衝撃波頭となる。そこで図 - 4.21 から図 - 4.24 の β をよみとって $(\sin^{-1}(1/F_1) - \sin^{-1}(1/F_0))$ と β との関係を図示すると

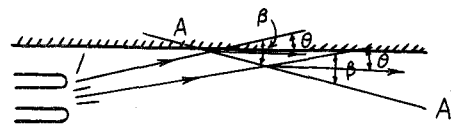


図 - 4.22

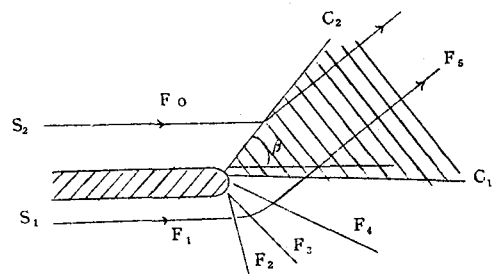


図 - 4.23

図-4.25をうる。これでわかるように $\Delta(\sin^{-1}F^{-1})$ と β との間には相関関係がある。側壁沿いの水面の高さはこの衝撃波が側壁に衝突する点で最も高くなり、1つの水路での設計壁高はこの点における水深を各流量について比較すればよい。そして余水路では途中で放射水路に接続し、放射水路では急に加速されて衝撃波高が小さくなるようなので、衝撃波の衝突点が放射水路に入ると問題がなくなってくる。当然、流量がふえるほど $\Delta(\sin^{-1}F^{-1})$ は小さくなるのがよい設計であるから、流量がふえるほど衝突点は下流の方へ下がってくることとなる。そこで放射水路に到達する直前の流量における衝突点の水深が一つの限界状況をあたえる。これとは別に、たとえば衝撃波高が小さくとも平均水深は流量がふえるほど高くなるので、極限流量（異常洪水量）のときが一つの限界状況で、この両者を比較することによって側壁高さが決定される。

(e) 図-4.26(a)のように越流頂部分と放水路部分は底こう配が急変し、越流頂を流下してきた流れは底より

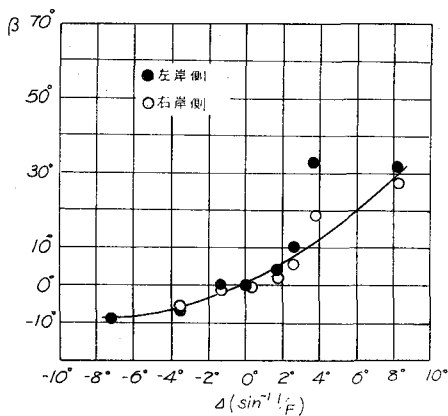


図-4.24

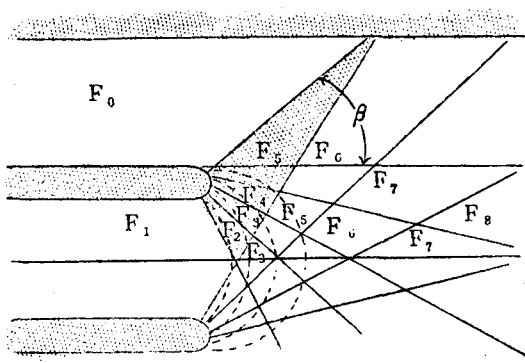
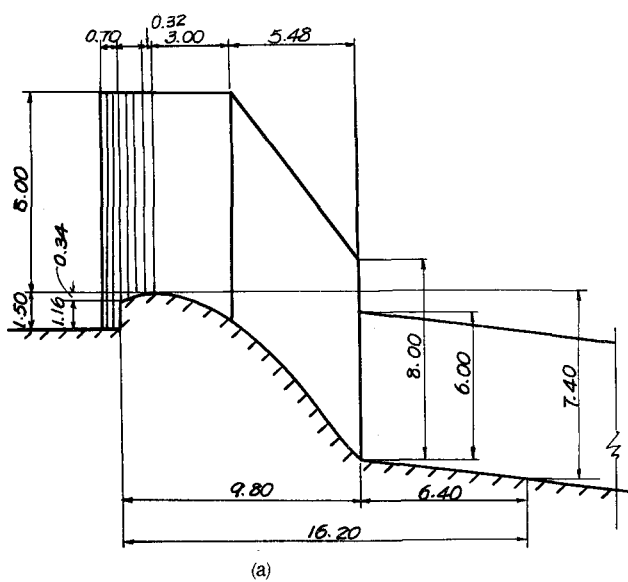
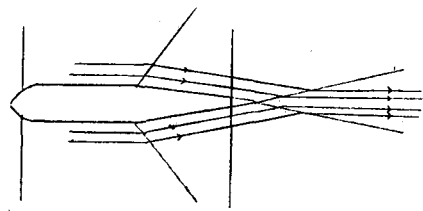


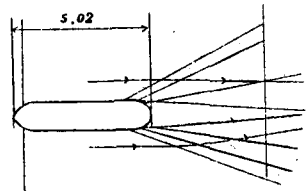
図-4.25



(a)



(b)



(c)

図-4.26 衣川第1余水吐越流頂部分

上向きの impulse をうける。このような場合に図-4.26(b)のように違った性質の流れが橋脚下流端で合流するときは、いかに流線形にして衝突角を小さくしても衝撃波を生じていて、その波が下よりの impulse をうけて高い飛沫をあげる。そこでこの場合にはむしろ図-4.26(c)のように越流頂部分の途中で橋脚を打ち切り、故意に橋脚最下流端で低下擾乱波を生ぜしめてやり、かつ流れの衝突が生じないようにすると、衝撃波が発生せず smooth な水面をうることができる。これを逆に緩こう配の放水路部分まで橋脚を延長しても衝撃波の発生については大差なく、よい設計とはいわれない。

5. 減 勢 工

5-1. 減勢工の種類とその設計

余水吐水路末端において流下してきた水流のもつ高流速、高エネルギーを減殺し、下流の保護を達成させるための構造施設を減勢工といい、つぎの4種類がある。(1) 跳水型減勢工 (2) バケット型減勢工 (3) 水クッション型減勢工 (4) フリップ型減勢工。

跳水型は周知の跳水現象を利用するものであり、バケット型は図-5.1(b)に示す下部ローラー、上部ローラーの渦動損失および空気混入作用を利用した減勢工であり、水クッション型は(c)のようにアーチダムの中央越流の場合に用いられるように水クッションの中にジェットを落下させ、噴流の拡散による減勢を利用しており、フリップ型は(d)のようにジェットを飛翔させて堤体より遠くにとばす。下流の洗掘はかまわないと考えるのであるが、実際には落点付近に生じる洗掘穴の中で水クッション作用が行なわれる。

これらについての説明は、文献(21)および(22)に系統的に行なっているので参照されたい。

とくに減勢工の形式の選定にあたっては下流水位流量曲線と対応水深の跳水曲線との関係を描いて、それにもとづいて判断するのであるが³⁵⁾、下流水位流量曲線は不確定である。それは減勢工の直下流附近での実測はせいぜい低流量のときにカレントメーターにより測定され、高流量のときには水位観測と水面こう配の測定でシェジの式によって流速や流量を計算するか、比流量法による流量補正をすることにより永久橋附近の流量観測値を補正するので、高流量時の精度がいちじるしくおちる。その上、計画高水流量が確率的に稀有で遭遇することす

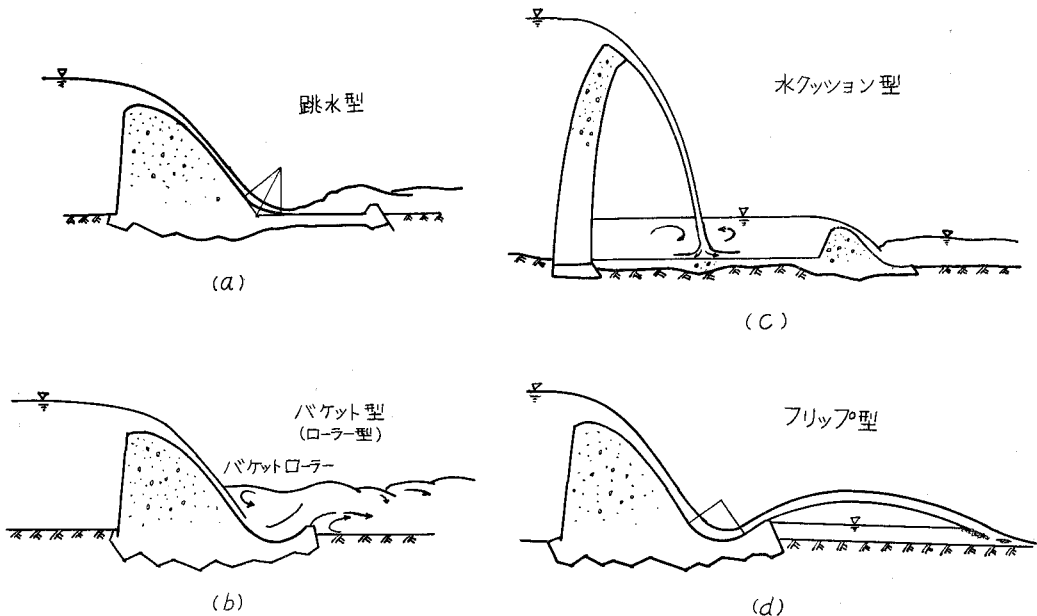


図-5.1

らまれてあったり、またその場合の下流河川の河床が安定していることも期待できない。

また減勢工の設計でも(1)構造物の絶対寸法、(2)操作の頻度、(3)下流河床の洗掘度等によって、程度をどうするかがきめられることになる。

まず構造物の絶対寸法という点では毎秒数トンの流量を処理するような小さなものは災害復旧や改修が容易だから、完ぺきで十分余裕をとった設計にする必要がうすいに反し、数 $100 \sim 2000 \text{ m}^3/\text{sec}$ の流量を処理する場合には設計の失敗による災害は甚大で復旧も容易でないから、慎重な設計がのぞましい。操作の頻度では、毎年相当程度の頻度で使用する減勢工工作物の損傷は重大であるが、ほとんど使用せず100年に1回程度の使用しかない場合の減勢工工作物の損傷は重大でない。このことから減勢工においては極限流量の場合に限らず、想定しうるあらゆる流量に対処できること、頻度の多い洪水に対して特に注意を払うことがのぞまれる。第3に下流河床の洗掘度であるが、下流が堅固な河床であれば砂利河床の場合より跳水型の減勢工の長さを短縮できよう。さらに跳水型減勢工の長さを下流水深の5倍にとるとか、3倍にとどめるとかいうことについては意見のわかれるところであるが、デフレクターまたはエンド・シルによって跳水後の水流が上にはね上げられるならば、あえてこの長さにこだわらずもっと短縮もできるかも知れない。この観点から下流水深の1.5倍ほどに縮めた設計例すらある。このような跳水の詳細な内部機構の知識はいまだ十分とはいえず、極限的な設計のためには、今後の研究を必要とする。

減勢工については、概略の説明と参考文献集が最近 ASCE によってまとめられた³⁶⁾。まためばしい研究としては Argyropoulos, P. A. は傾斜水路の跳水の一般式を求めた。式の誘導に若干のミスがあり、現象の説明が必ずしも十分とはいえないが、その論文の討議とともに注目してよいと思われる³⁷⁾。水平水路床上のオリフィス下流において跳水の先端がオリフィスを蔽うような跳水を、潜り跳水 (submerged hydraulic jump) といって Rao と Rajaratnam が研究した³⁸⁾。また Pillai と Unny は減勢池内に設けるバッフル・ピアやエンドシル・ブロックについて実験を報告している⁴⁷⁾。

つぎにフリップ型減勢工におけるフリップ水路に加わる圧力について Balloffet は同心円軌跡による簡単な理論での計算値と大差ない実験結果を報告したが³⁹⁾、Chen, Tiochun と Yu Yun-Sheng は同じ問題について等角写像を用いた巧妙な方法で解決策をしめている⁴⁰⁾。

バケット型減勢工については、岡田、石橋の提案以来⁴¹⁾、Mc Pherson と Karr⁴²⁾ の研究が進められその一部は水理公式集にも紹介された。また Beichley, G.L. と Peterka, J.A. はスロット式ローラーバケットについて発表している⁴³⁾。またシルの上の流れについての等角写像による解が Watters, G.Z. および Street R. L. により求められており理論的に興味深い⁴⁴⁾。

5-2. 水クッション型減勢工

2. において水クッション型減勢工の意義についてふれたが、ここにこの減勢工について最近行なわれた研究をのべて見よう^{11), 12), 13)}。

中央越流型洪水吐の場合には、アーチダム の構造上の問題として越流部の切欠きの深さいいかえると越流水深をあまり大きく取ることができず、そこで越流巾はできるだけ大きくしたい。そして越流頂よりの自由ナップが下流河川の山腹に衝突することは好ましくないのであるから、最も合理的なのは水脈の落下巾が河川巾とほぼ等しくなる、すなわちほとんど2次元流になることである。ナップの巾が河幅に比して小さい場合には、落下したジェットは河床に衝突して四散し、落下点に水がたまっていない場合にはほぼ全水頭に近い動圧が落下点に働らき、落下点にあらかじめ水がたまっている場合には水中に突入したジェットは3次元乱流拡散の形態をとって水中で流速を減少しつつ拡がる。ところがナップの巾と河幅とがほとんど等しい場合にはナップの落下点において、水中噴流のために落下点の上流と下流とは遮断され、上流側への流れの供給はなく下流側へ流れ去るのみである。このとき落下点に水がたまっていれば、水中に突入したジェットは2次元乱流拡散の形態をとって流速が減少して行く。また落下点に水がたまっていないときには、ナップの落下点より上流側にはナップを下流の方へ向かわせるに必要なだけの水圧を与える貯水域を生じる。この場合この貯水域は当然ナップに接しているが、この接触面

において激しい渦動が生じ水クッション効果を与える。

a. 越流水より河床巾の広い場合の水クッション効果

図-5.2はこの場合のダム越流水の3次元拡散を示したものである。

ナップの落下点にあらかじめ水がないかある限界の水深以下のときは噴流の板への衝突と同様である。そして下流水深 h_2 をまして行くと、衝突して四散する水脈を射流とし、それが流れが拡がるにつれてエネルギーの損失が起こって、 h_2 を対応水深とする h_1 になるに至って跳水を起す。したがって h_2 がさらにまして行くと跳水の先端が次第に落水点に近づき、丁度落水点をおおうようになった場合の下流水深が h_{cr} である。この場合を図-5.3 にしめた。 h_2 がこれより大になると水クッションが作用し始める。安芸は概略的に図-5.3のように角度 θ で水平水路床に衝突したジェット of 2次元分流を考え、ジェットの中 d 中で上流と下流に向う部分の厚さ d_1, d_2 を運動量方程式を用いて次式とした。

$$\frac{d_1}{d_2} = \frac{1 - \cos\theta}{1 + \cos\theta} \quad (5.1)$$

この d_1 と d_2 に対する対応水深を h_{cr1}, h_{cr2} とすると、

$$h_{cr} = \frac{1}{2} (h_{cr1} + h_{cr2}) \quad (5.2)$$

実際は3次元的拡がりをもつので、跳水前の運動量はこれより小さく、したがって h_{cr} は15% ほどこれより小さかった。水クッション中の衝突点の最大の動圧値より、これを速度水頭と考えて換算した流速 V_m を図-5.2

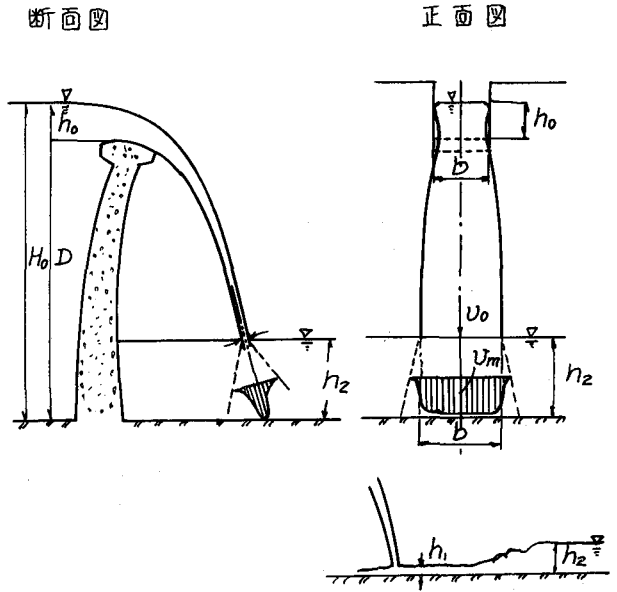


図-5.2 ダム越流水の3次元拡散

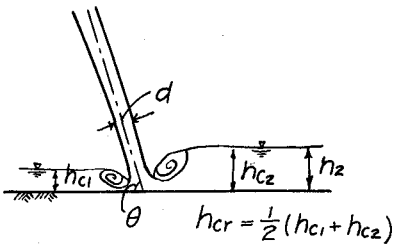


図-5.3 水クッションの作用し始める h_2 ($h_2 = h_{cr}$)

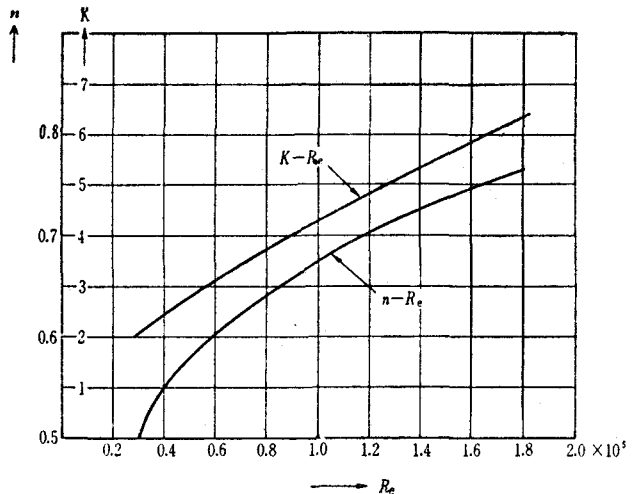


図-5.4

の記号に従って求めた水クッションに流入するジェット流速 $V_0 = \sqrt{2g(H_0 - h_2)}$ でわった比の値 V_m/V_0 は水クッション厚み h_2 とジェット厚み d との比 h_2/d と次式で示される関係になった。

$$\frac{V_m}{V_0} = \frac{K}{(h_2/d)^n} \quad (5.3)$$

式中の K および n は $Re = V_0 d / \nu$ の関数として図-5.4のように示された。

b. 越流巾と水クッション巾が等しい場合の水クッション効果

図-5.5に2次元自由落下水の水クッションについて概略図を示した。型式Ⅰは実験においてとくに下流水位を与えない場合から落下後直ちに跳水を起こすまでの下流水位範囲において生じ、落下点下流側の水深は水クッション効果には関与せず、流速の減衰は上流側に自然に形成される水たまりとの間の渦乱によって行なわれる。この水たまりの水深は水脈の水路床に対する衝突角度によって決まる。これを仮にせん断水クッションと名づける。型式Ⅱでは下流水位が h_{cr} よりも高くなった場合でかつ下流側でも水クッションが作用するとともに跳水がはげしく起こるが、さらに高くなると比較的緩和される。これを跳水水クッションと仮称しよう。最後に型式Ⅲでは水クッション中へジェットが噴流拡散を行なうのでこれを噴流水クッションと仮称しておく。安芸、斉藤は各型式をわけるものとして次の基準を設けた。

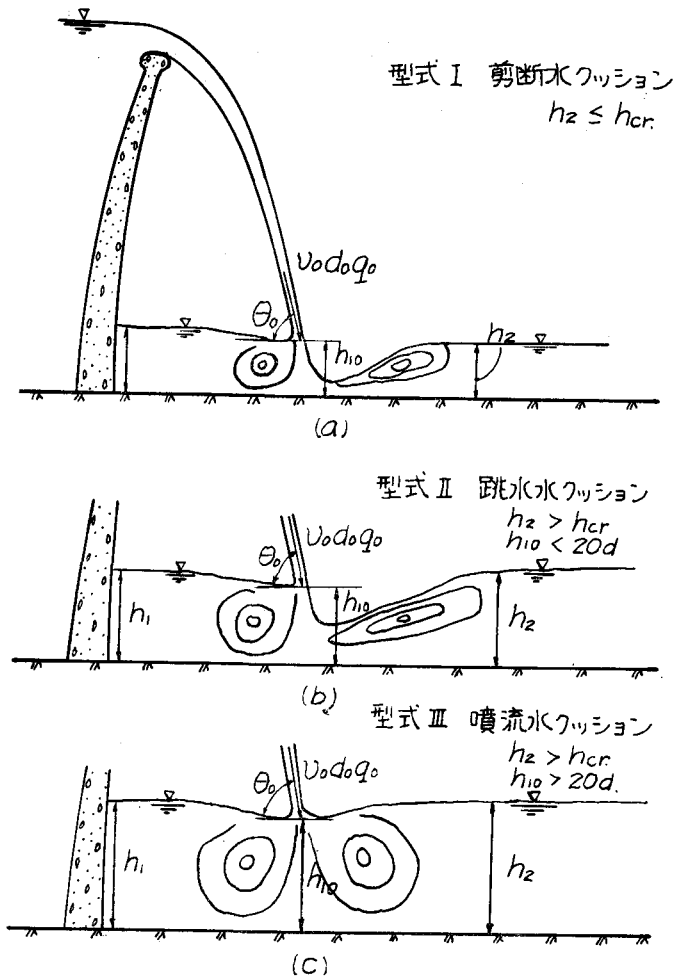


図-5.5 2次元自由落下水の水クッションの3型式

せん断水クッション $h_2 \leq h_{cr}$.

跳水水クッション

$$h_2 > h_{cr} \text{ かつ } h_{10}/d_0 < 20$$

噴流水クッション

$$h_2 > h_{cr} \text{ かつ } h_{10}/d_0 > 20$$

5-3. 噴流水クッション

いま図-5.6のようにジェットが流速 v_0 , 厚み d_0 , 流量(単位巾当り) q , 角度 θ_0 で水面に衝突したとし, 下流水深 v_2 , 流速 v_2 , 上流水深 h_1 , ジェット突入点水深 h_{10} とする。ジェットは水中において2次元噴流の拡散をおこなう。断面Ⅰ, Ⅱ間に囲まれた水域においてジェットの運動量を考慮すると

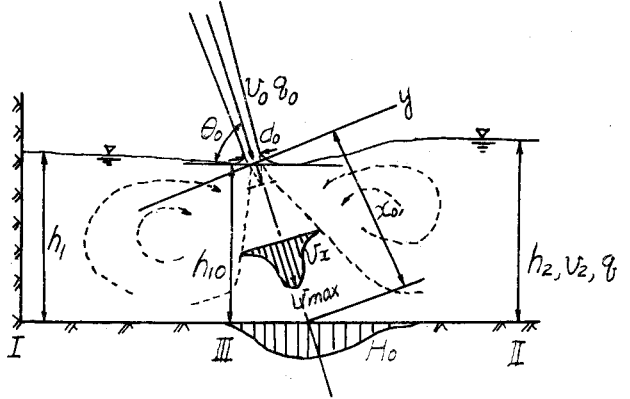


図-5.6 噴流水クッション

$$\rho q_0 v_0 \cos \theta_0 + \frac{1}{2} \rho g h_1^2 = \rho q_0 v_2 + \frac{1}{2} \rho g h_2^2 \quad (5.4)$$

$$\therefore \frac{h_1}{h_2} = \sqrt{1 + 2F_2 - 2F_0 \left(\frac{d_0}{h_2} \right)^2 \cos \theta_0} \quad (5.5)$$

$$\text{ここに } F_2 = \frac{v_2^2}{g h_2}, \quad F_0 = \frac{v_0^2}{g d_0} \quad (5.6)$$

断面Ⅱ, Ⅲ間に囲まれた水域において同様にジェットの運動量を考慮する。ただし断面Ⅲの運動量はジェットの運動量の a 倍であると仮定する。よって

$$\rho q_0 v_0 (\cos \theta_0 + a) + \frac{1}{2} \rho g h_{10}^2 = \rho q_0 v_2 + \frac{1}{2} \rho g h_2^2 \quad (5.7)$$

$$\therefore \frac{h_{10}}{h_2} = \sqrt{1 + 2F_2 - 2F_0 \left(\frac{d_0}{h_2} \right)^2 (a + \cos \theta_0)} \quad (5.8)$$

a は θ_0 や h_2 などによって変化するものであるはずであるが, 実験ではほぼ一定で $a = 0.39$ となった。

水路底に加わる圧力を $p/w = h_t$ とすると, これより静水圧 h_{10} を引けば動圧 $u^2/2g$ をうる。この u は換算流速すなわち単なる計算された量で物理量ではないので仮想流速とよぶことにする。安芸の実験的研究によると

$$u = v_{max} e^{-12.65\eta^2} \quad (5.9)$$

$$v_{max} = 2.52 v_0 / \sqrt{x_0/d_0}, \quad \eta = \frac{y}{x} \quad (5.10)$$

であらわすことができた。

5-4. せん断水クッション

図-5.7 にしめすようにジェットは一方で自由表面となるので流速の最大値がこちら側にあらわれ, 他方では拡散する非対称拡散である。流速分布は η による無次元表示ができず, また軸対称拡散の場合より拡散角度が大きくかつ流速減衰がいちじるしい。さらに進入するジェットの流速によっても内部機構がことなる。ただ5-3.にのべた方法によって求めた仮想流速分布は(5.9)式の周囲に分布した。しかしばらつきは非常に大きい。また最大流速のてい減については $v_{max}/v_0 \doteq 0.73$ でほぼ一定であった。

いま図-5.8のようにジェットの落下点に上流むきのデフレクターを設け故意に上流側の水域の循環による運動量を増加せしめると, h_s または h_s' は深くなり減勢効果が促進される。図-5.8の記号で運動量方程式は x 方向に

$$\rho q_0 v_0 \cos \theta_1 + F_x = \rho (q_0 + q_s) v_{1s} \cos \theta_1' \quad (5.11)$$

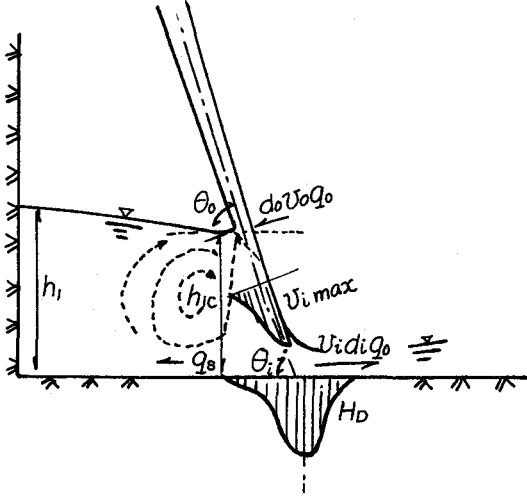


図-5.7 せん断水クッション

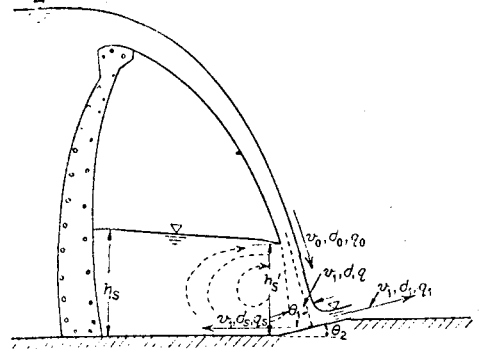


図-5.8 デフレクター上に落下する水脈の流況

y 方向に

$$\rho q_0 v_0 \sin \theta_1 + F_y = \rho (q_0 + q_s) v_1 \sin \theta_1' \quad (5.12)$$

またつぎのように仮定する。

$$F_x = \frac{1}{2} \rho g (h_s' - d_s)^2, \quad F_y = 0 \quad (5.13)$$

いま $q_s/q_0 = d_s/d_1 = \alpha$ とおいて $v_1 \cos \theta_1'$, $v_1 \sin \theta_1'$ をもとめ、これを合成すれば

$$v_1 = \frac{1}{1 + \alpha} \sqrt{v_0^2 + \frac{g(h_s' - d_s)^2}{q_0} \left\{ v_0 \cos \theta_1 + \frac{g(h_s' - d_s)^2}{4q_0} \right\}} \quad (5.14)$$

衝突角 θ_1' は

$$\cot \theta_1' = \cot \theta_1 + \frac{g(h_s' - d_s)^2}{2v_0 q_0 \sin \theta_1} \quad (5.15)$$

つぎに図-5.9の検査面をとり、デフレクター面方向の運動量方程式をたてると、

$$\begin{aligned} \rho q_0 v_0 - \rho q_s v_1 - \rho (q_0 + q_s) v_1 \cos (\theta_1' + \theta_2) \\ = \frac{1}{2} \rho g (2h_s' d_s - d_s^2 \cos \theta_2 - d_1^2 \cos \theta_2) \end{aligned} \quad (5.16)$$

射流における静水圧を無視してかき直すと、

$$\frac{v_1^2}{g} \{1 - \cos (\theta_1' + \theta_2)\} - \frac{v_1^2}{g} \{1 + \cos (\theta_1' + \theta_2)\} \alpha = h_s' \alpha \quad (5.17)$$

そこで(5.14), (5.15)式の v_1 , θ_1' を用いて(5.17)式を変形すると次の式をうる。

$$x^3 + \left\{ \frac{B+C}{C} - \frac{4}{3} \right\} x - \left\{ \frac{2(B+C)}{3C} + \frac{A}{C} - \frac{16}{27} \right\} = 0 \quad (5.18)$$

ただし、

$$x = \alpha + \frac{2}{3} = \frac{d_s}{d_1} + \frac{2}{3} \quad (5.19)$$

$$\left. \begin{aligned} A &= P(1-R), \quad B = P(1+R), \quad C = h_s' \\ P &= \frac{v_0^2}{g} + \frac{(h_s' - d_s)^2}{q_0} \left\{ v_0 \cos \theta_1 + \frac{g(h_s' - d_s)^2}{4q_0} \right\} \\ R &= \cos \left\{ \cot^{-1} \left(\cot \theta_1 + \frac{g(h_s' - d_s)^2}{2v_0 q_0 \sin \theta_1} \right) + \theta_2 \right\} \end{aligned} \right\} \quad (5.20)$$

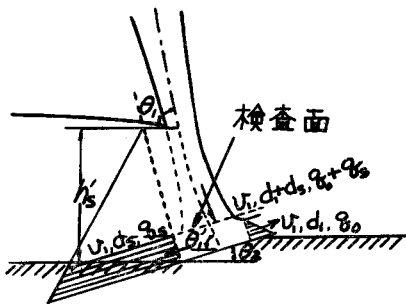


図 - 5.9

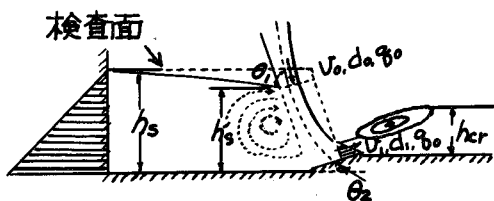


図 - 5.10

さらに図 - 5.10のように検査面をとった運動量方程式より

$$h_s = \sqrt{\frac{1}{\cos \theta_2} \cdot \frac{2q_0}{g} \{v_1 - v_0 \cos (\theta_1 + \theta_2)\} + \left(\frac{q_0}{v_1}\right)^2} \quad (5.21)$$

をうる。いま $F_x = 0$ と仮定した場合 $v_1 = \frac{1 + \cos (\theta_1 + \theta_2)}{2} v_0$ をうるので、これを(5.21)式に入れると

$$h_{s0} = \sqrt{\frac{1}{\cos \theta_2} \cdot \frac{v_0 q_0}{g} \{1 - \cos (\theta_1 + \theta_2)\} + \frac{4q_0^2}{v_0^2 \{1 + \cos (\theta_1 + \theta_2)\}^2}} \quad (5.22)$$

なので、

$$h_s' = k h_{s0} \quad (5.23)$$

とおいて k を実験的に求める。安芸の実験では $k = 0.65$ であった。

(5.18)式より d_s を(5.23)式より h_s' を求めれば、(5.14)、(5.15)式より、 v_1 、 θ_1' を、また(5.21)式より h_s を求めることができる。安芸の実験では水平水路床に落下する場合に v_1 は v_0 の73%になり、運動エネルギーは47%減勢されたし、 $\theta_2 = 20^\circ$ のデフレクターにより v_1 は v_0 の61%になり運動エネルギーの63%が減勢された。なお安芸はこれに関連して水中デフレクターによる流線の変向機構の解析を行なっている⁴⁵⁾。

5-5. 跳水水クッション

跳水水クッションにおける解析は困難なので噴流およびせん断の両水クッションの値を求めて補間する。図 - 5.11は計算例で領域Ⅱは破線で画いて推定している。圧力分布は領域Ⅰ、Ⅲと同様に計算した。

6. む す び

ダムの spillway は形式が広範多岐であって、本講にのべた以外にもモーニング・グロリイ余水吐、トンネル余水吐、サイフォン余水吐があり、高水頭のと

きの水門流出にともなう振動の問題がある。これらについて紙数の関係でふれることができなかったし、また広巾せきやもぐり堰についての最近の研究についてもふれることができなかった。しかしながらとくに spillway ダムの計画の根本になる考え方や設計の仕方についてのべ、興味ある問題点の解説を行なった。

今後さらに理論と実験の両者が相まって、この方面の水理学の進歩がはかられることを期待したい。

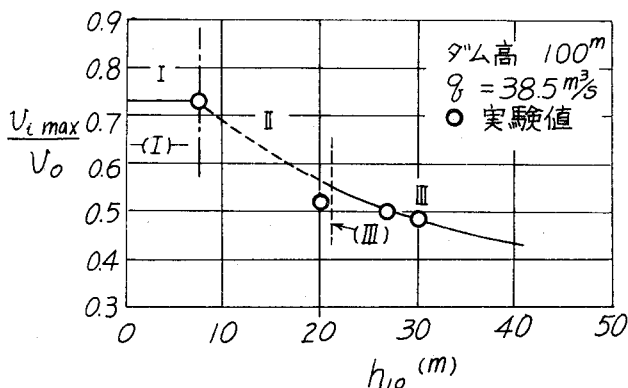


図 - 5.11 V_{lmax}/V_0 と h_{10} との関係 (記号図 - 5.7)

参 考 文 献

- 1) 建設省河川局監修, 全国河川総合開発促進期成同盟会編: 日本の多目的ダム, 1963年, 山海堂.
- 2) Hydrology of Spillway Design, Journal of the Hydraulics Division, Proc. A.S.C.E., Vol. 90, HY3, May, 1964.
- 3) 本間, 安芸編: 物部水理学, 岩波書店, pp.310~315 または Stoker: Water Waves, Interscience Publishers, 1957, p. 333.
- 4) 岡田篤也, 安芸周一: 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.5, No.6, 1955.
- 5) 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, 1956.
- 6) 岩崎敏夫: 二段エプロンによるエネルギー減殺に関する研究, 東北大学工学部土木教室研究報告, 第7号, 昭.35.4.
- 7) 岡田, 石橋: 佐久間ダム洪水吐に関する水理実験, 第3編, 電力技研報告, 土木・55012, p.39~45, 昭.30.
- 8) 村, 伊集院: バケット型水叩の水理機能に関する実験的考察, 土木研究所報告, 第98号の3, 昭.32.3.
- 9) 坂本竜雄, 千秋信一, 直村徳三: 上椎葉ダム余水吐水理模型試験報告書, 電力技術研究所報告, 土木・5310, 昭.28.
- 10) 坂本, 千秋, 白水, 大長: 殿山アーチダム余水吐水理模型試験最終報告書, 電力技術研究所報告, 土木・55095, 昭和.31.
- 11) 安芸周一, 斉藤 茂: アーチダム中央越流型洪水吐に関する研究, 電力技術研究所報告, 土木・62002, 昭.37.8.
- 12) 安芸周一: アーチダム中央越流型洪水吐水叩きのデフレクター効果に関する研究, 電力技術研究所所報 Vol.13 No.1, 1963.
- 13) 安芸周一, 斉藤 茂: アーチダム中央越流型洪水吐水叩きの水クッション効果に関する研究, 電力技術研究所報告, 土木・63012, 昭.38.12.
- 14) 村 幸雄, 永田二生, 藤崎利雄, 佐藤健一, 築地俊秀, 金井昭男: 城山ダム水理模型実験報告, 建設省土木研究所報告, 第118号, 昭.39.5.
- 15) 村 幸雄, 永田二生, 藤崎利雄, 山本民堂: アーチダム余水吐設計に関する実験的研究——湯田ダム水理模型実験について——, 建設省土木研究所報告111号の1, 昭.36.3.
- 16) 村 幸雄, 永田二生, 伊集院 敏, 真見 実, 倉知時彦: 横山ダム余水吐の水理設計とその実験による検討, 建設省土木研究所報告第113号, 昭.37.
- 17) 中川博次, 江崎一博, 多田敏一: アーチダム余水吐の水理機能に関する研究(1)——天ヶ瀬ダム余水吐に関する実験的考察——, 建設省土木研究所報告第116号, 昭.38.11.
- 18) 中川博次, 真見 実, 大野為三郎: アーチダム余水吐の水理機能に関する研究(2)——川俣ダム余水吐の設計ならびに実験的考察——, 建設省土木研究所報告第120号, 昭.39.10.
- 19) 本間 仁, 石原藤次郎編: 応用水理学中 I, 丸善, 昭.33.
- 20) 本間 仁, 安芸周一編: 物部水理学, 岩波書店, 昭.37.
- 21) 土木学会水理公式集改訂委員会: 水理公式集, 昭和38年増補改訂版, 土木学会, 昭.38.
- 22) 岩崎敏夫: 余水吐の減勢装置について, 技術者のための最近の水工学, 土木学会東北支部, 昭.36.
- 23) Randolph, R.R.: Closed Disussion on Hydraulic Tests on the Spillway of the Madden Dam, Trans. ASCE, Vol. 103, 1938, p. 1124.
- 24) Rhone, T. J. and Peterka, A. J.: Improved Tunnel Spillway Flip Buckets, Journals of the Hydraulics Division, Proc. of A.S.C.E., HY12, Dec. 1959, p. 71.

- 25) 岩崎敏夫：岩手県営衣川一号アースダム余水吐水理模型実験報告書，東北大学工学部土木教室研究報告，第3号，1958，pp. 30～38.
- 26) Hinds, J. : Side Channel Spillways, Trans. A.S.C.E. Vol. 89, 1926.
- 27) 本間 仁：流量計算法，1950，p. 191 または前出の書文献20) p. 279.
- 28) Li, W. : Open Channels with Non-Uniform Discharge, Proc. A.S.C.E., Vol. 80, No. 381, Jan. 1954.
- 29) 岩崎敏夫：青森県営五郷村地区アースダム余水吐水理模型実験報告書，東北大学工学部土木教室研究報告，昭.30.
- 30) 岩崎敏夫：福島県営大笹生アースダム余水吐水理模型実験報告書，東北大学工学部土木教室研究報告，第2号，昭.32.
- 31) Farney, H. S. and Markus, A. : Side-Channel Spillway Design, Journal of the Hydraulics Division, Proc. A.S.C.E., Vol. 88, HY3, 1962, p. 131.
- 32) High Velocity Flow in Open Channels (A Symposium), Proc. A.S.C.E., 1949.
- 34) 岩崎敏夫：皆瀬ダム余水吐水理模型実験報告書，東北大学工学部土木教室研究報告，第5号，昭.34. p. 29.
- 35) 前出の書 21) p. 226.
- 36) Energy Dissipators for Spillways and Inlet Works, Journal of the Hydraulics Division, Proc. of A.S.C.E., Vol. 90, HY1.
- 37) Argyropoulos, P.A. : General Solution of the Hydraulic Jump in Sloping Channels, Journal of the Hydraulics Division, Proc. of A.S.C.E., Vol. 88, HY4, 1962, p.61.
- 38) Rao, G. and Rajaratnam, N. : The Submerged Hydraulic Jump., Journal of the Hydraulics Division, Proc. of A.S.C.E., Vol. 89, HY1, 1963, p. 139.
- 39) Balloffet, A. : Pressures on Spillway Flip Buckets, Journal of the Hydraulics Division, Proc. A.S.C.E., Vol. 87, HY5, 1961, p. 87.
- 40) Chen, Tio-Chun and Yu, Yun-Sheng : Pressure Distributions on Spillway Flip Buckets, Journal of the Hydraulics Division, Proc. A.S.C.E., Vol. 91, HY 2, 1965, p. 51.
- 41) 岡田，石橋：佐久間ダム洪水吐に関する水理実験，第3編，電力技研報告，土木55012，昭.30. p. 39～45.
- 42) McPherson and Karr : A Study of Bucket Type Energy Dissipator Characteristics, Journal of the Hydraulics Division, Proc. A.S.C.E., Vol. 83, HY 3, 1957.
- 43) Beichley, G.L. and Peterka, J.A. : The Hydraulic Design of Slotted Spillway Buckets, Journal of the Hydraulics Division, Proc. A.S.C.E., Vol. 85, HY 10, 1959.
- 44) Watters, G.Z. and Street, R.L. : Two-Dimensional Flow over Sills in Open Channels, Journal of the Hydraulics Division, Proc. A.S.C.E., Vol. 90, HY4, 1964.
- 45) 前出の書12).
- 46) Schwartz, H.I. and Nutt, L.P. : Projected Nappes Subject to Transverse Pressure, Journal of the Hydraulics Division, Proc. A.S.C.E., Vol. 89, HY4, 1963.
- 47) Pillai, N. and Unny T.E. : Shapes for Appurtenances in Stilling Basins, Journal of the Hydraulics Division, Proc. A.S.C.E., Vol. 90, HY3, 1964.