

尾白利加ダム余水吐模型水理実験

—— 横越流型シュート・スピルウェイ ——

水工研究室 技官 森 正 秋

“ 山 田 信 春

ま え が き

本実験は札幌開発建設部によつて建設中の石狩川支流尾白利加川上流の尾白利加ダムにおける余水吐についてその水理学的な機能・構造を検討したものである。余水吐は横越流型式の側溝放水路になつてゐるので、越流形状とともに水路の横断形状が、余水吐の水理機能を左右するようである。ダム下流における地盤が強固なため、水路より放流される水脈の持つエネルギーの処理方法は比較的容易であつた。

§1. 尾白利加ダム

ダム計画地域は石狩川・雨竜川の右岸および尾白利加川の沿岸をしめる気候、土性などの諸条件が稲作に適する地であるが、流域森林の濫伐によつて主要水源である河川の渇水量が減少するとともに、治水工事の進むにつ

れて河川水位の低下が著しくなり、農業用水の確保が困難となつてゐる。そのため既成水田の補水と、新規開田の用水を確保するために尾白利加川上流に、高さ 29.8 m 長さ 226 m のアースダムを築造して、10,979,000 m³ の貯水をせんとするものである。

余水吐は図-1に見るようにダム左岸に位置し、長さ 280 m、幅員 3.6~15.0 m のコンクリート製の横越流型シュート・スピルウェイで、設計洪水量 524.0 m³/sec の能力を持つものである (図-2)。

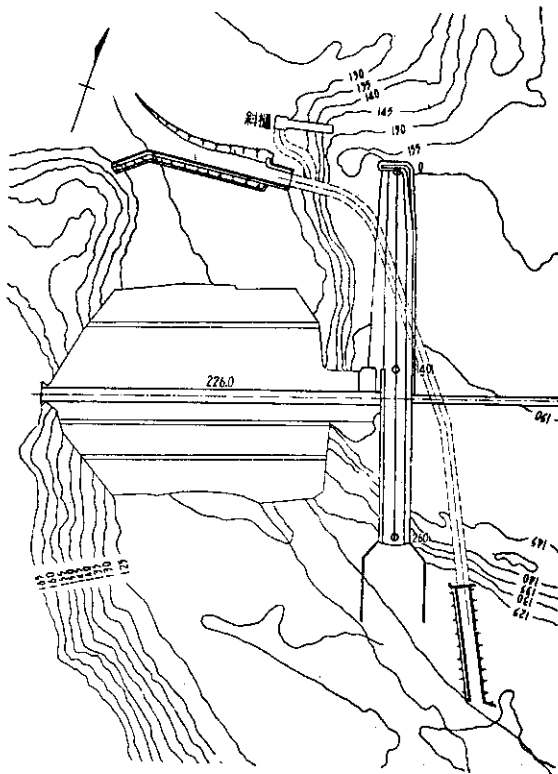


図-1 尾白利加ダム平面図

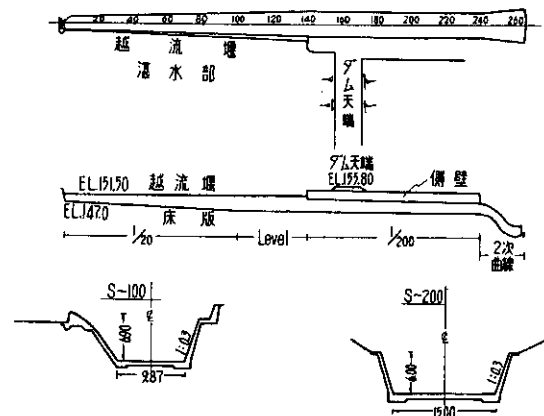


図-2 余水吐定規図 (単位 m)

§2. 模型の概要

模型は図-3にみるように湛水部を含めて、全長約 420 m (模型換算量 14.0 m) を取入れ縦横縮尺を 1/30 に製作

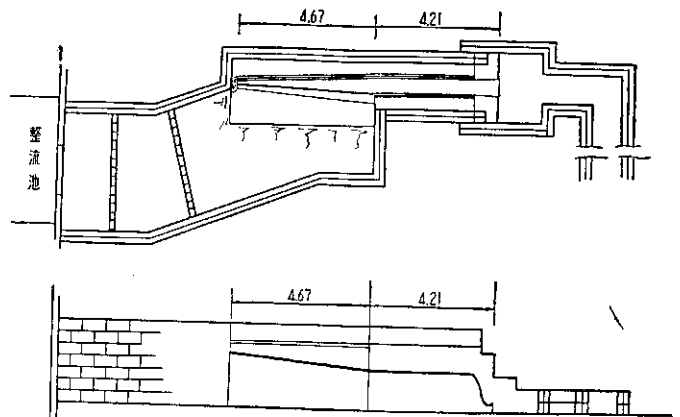


図-3 型模一般図 (単位 m)

した。模型の外側はブロック積とし、模型表面はすべてモルタル仕上げとし、湛水部岩盤線などは表面に砂、小石を吹付けて粗度を調整した。

水位および流速の測定はポイントゲージ・ピトー管を採用し、実験判定の補助資料として写真撮影を行なった。なお通水流量は最大洪水量 $628.8 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、設計洪水量 $524 \text{ m}^3/\text{sec}$ の外に小洪水量 $50 \text{ m}^3/\text{sec}$ まで数種類を適時採用した。

§3. 実験の目的

本実験の目的は大別するとつぎの4項目である。

1. 越流形状の検討

近年ダムにおける計画洪水量の増大に伴い、必然的にダムあるいは余水吐の通水流量の増加を要求されることになり、アースダムの余水吐などでは越流条件の改良として接近流速増加による越流係数の増加などの手段がとられているが、越流係数にもつとも大きな影響を与えるのは越流形状であり、流量と越流条件によつて、適切な越流曲線を選ばなければならない。

2. 極限排水量の把握

尾白利加ダム余水吐の異常洪水量は200年確立雨量により算定した $628.8 \text{ m}^3/\text{sec}$ を採用しているが、これは余水吐の疎通能力の限界を示すものではない。そのため模型において、越流水深による限界点および水路断面積によつて流し得る極限の排水量を求めた。

3. 放水路横断面積の検討

実物の設計案による水路断面積を検討し、最大洪水量における経済断面を算定した。

4. 放射流部形状の検討

バケット型水叩きにおける水理機能を調べ、放流水脈の持つエネルギーの適切な処理方法を検討した。

§4. 原案による実験について

図-3 による模型について洪水疎通能力および水叩きの機能など、その水理条件を検討した結果、原案についてつぎの4点の改良点を見出すことができた。

(1) 最上流端擁壁の嵩上げ

側水路上流端は湛水部上流より直角に流入する水脈があるため(写真-10)最大洪水量を通水した場合、比較的早い接近流速を持つ流水は先端の擁壁に激突して、この部分を越流する。

越流水脈の厚さはわずかであるが、激突越流を防止するものであるため、多少の余裕をみてこの部分の嵩上げ高を1m(模型換算量3.3cm)とした。

(2) 放水路右岸側壁始端のすり付け

ここを流れる流水はすべて射流であり、放水路部における断面縮小による影響を、完全にすることは極めて困難である。ここに発生する波そのものは根本的な欠点とは思われないが、放水路内の断面増加をきたすことになるため、設計案における不連続すり付けは回避すべきものと思われる。

実験においては図-4にみる数種について検討したが、設計案によるものとほとんど大差はなく、この改良は改造後の模型により検討することとした。

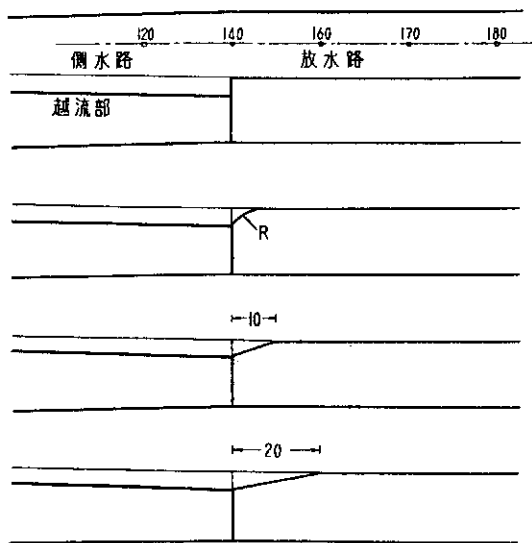


図-4 放水路右岸側壁始端のすり付け(単位m)

(3) 放水路底面の堰上げ

設計洪水量 $524 \text{ m}^3/\text{sec}$ を通水した場合、放水路における右岸側壁の余裕高は2.3~4.4mあり、これを零となす断面を経済断面と考えて、放水路全延長にわたり2.0m水路底を堰上げた。

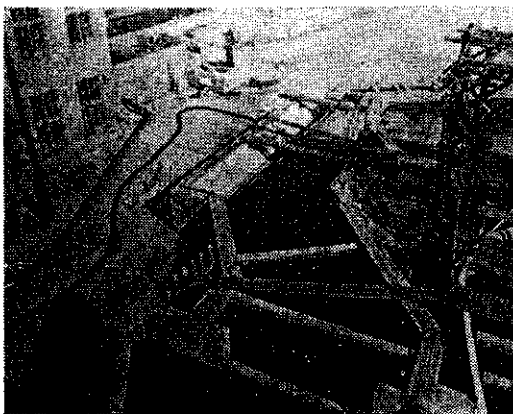
(4) 水叩き部の改良

スキージャンプ型式の水叩きを大別すると

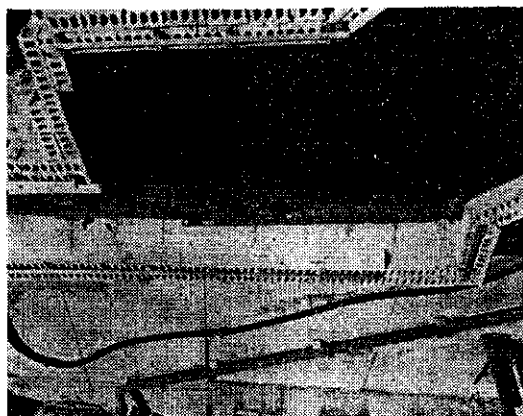
- (A) 下流水位が高く、放流射流に影響を与えるもの
- (B) 放流水は下流水位に影響なく射出されるもの

本実験における水叩きは(B)分類に属するものであり、フリップバケット型水叩きによるものと同じ流況を呈する。この種の水叩きにおいては、不流河川の状態によつてそれぞれ水脈の持つエネルギーの処理を考えなければならない。実物における余水吐下流地点は、両岸とも強固な岩盤が露出して、下流洗掘による余水吐の破壊は考えられない状態にある。そのため模型においては、できるだけ水脈を分散させることによつて、下流河床の局部洗掘を防止する方法をとつた。

図-5は設計案における水叩きの定規図である。この



写真—1



写真—2



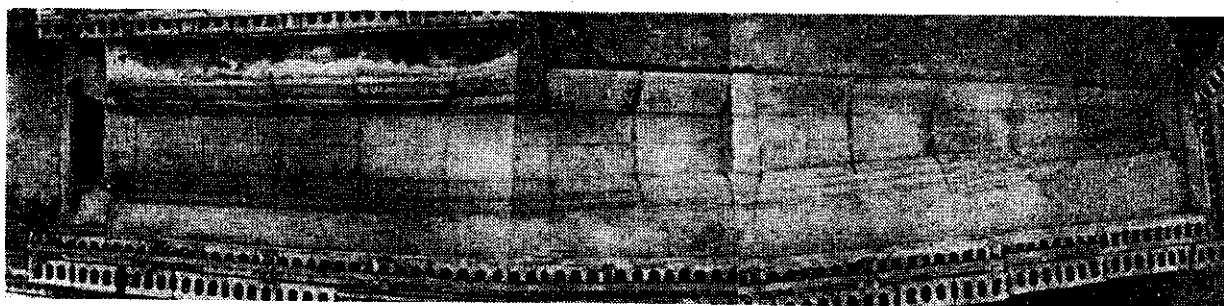
写真—3



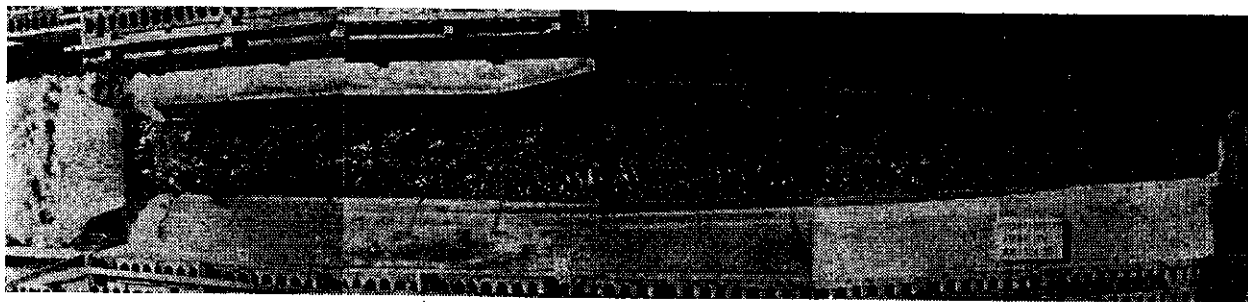
写真—4



写真—5



写真—6



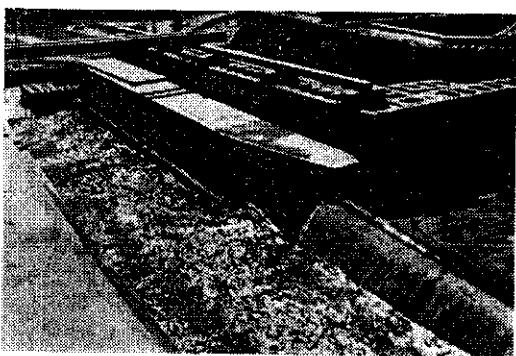
写真—7



写真—8



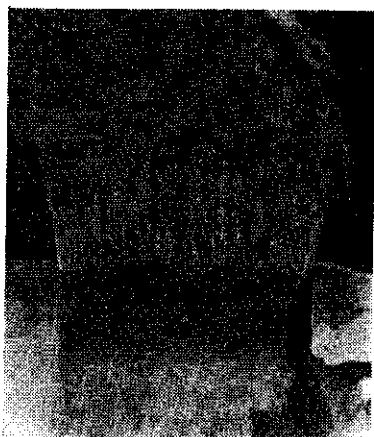
写真—9



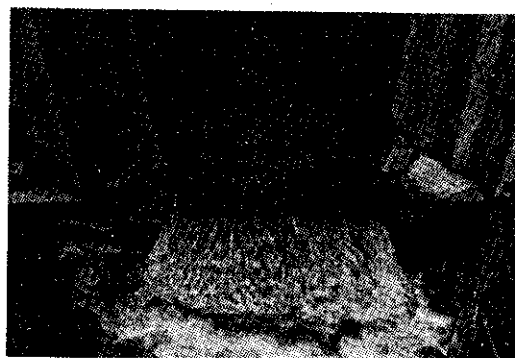
写真—10



写真—11



写真—12



写真—13

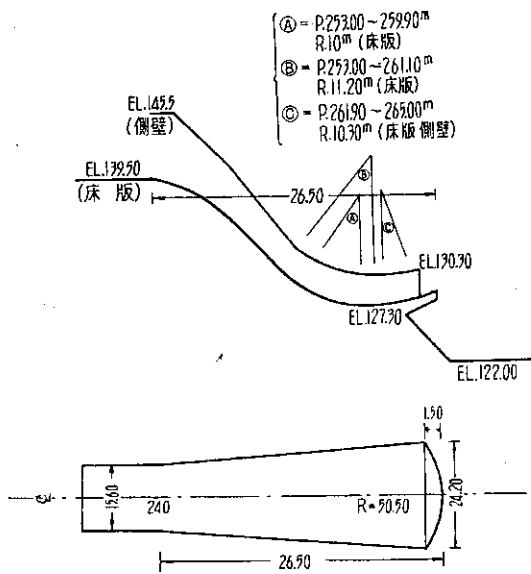


図-5 設計案における水叩き (単位:m)

水叩きに設計洪水量を通水した場合、左右両側壁部においては、流下水脈が集中して中央部の水脈より厚くなり河床洗掘のエネルギーは均等に分散されないようである。

水脈を均等に分散させる水叩きの拡散角度は、一つの流量についてそれぞれ1個に限定されるため、ここでは設計洪水量におけるものを実験的に定めることにした。また水叩き尖端部の円弧は、水脈拡散に効果のないことが明らかとなったので、直線方式に改めた。

§5. 改造後の模型による実験

[1] 越流係数

接近流速水頭およびクレスト下流の水位が等しい場合、余水吐の洪水疎通能力は越流形状の適否に大きく左右される。本実験においては、別水路において2次元模型を製作して越流係数の比較検討を行なった。

図-6, 7は(1)および(2)式によつて求めた水位・流量曲線と、実験に使用したものから選んだ3種類の形状による越流係数曲線である。

$$Q = CBH_d^3 \quad (1)$$

$$C = O \frac{H}{H_d} + b \quad (2)$$

$H/H_d=1$ すなわち設計水深付近においては、オーギー曲線を採用したものは最も大きな値を示すが、低い水深の場合、急激に越流係数が低下するようである。これらと比較すると表-1 のようになり設計水深によるクリーガー曲線が各水深について平均した値をしめし最も良好と思われる。

越流幅全域にわたり3点を選定して測定した接近流速

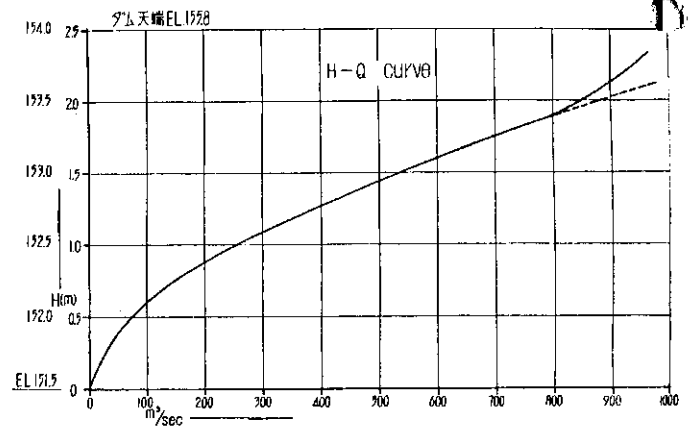


図-6 水位-流量曲線図

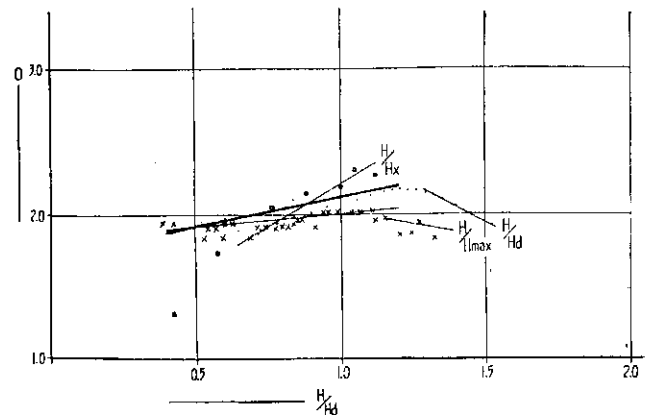


図-7 越流係数群

表-1 C の 比 較

クレスト形状	越流係数	C の 範 囲	備 考
H_d によるクリーガー曲線	$C = 0.42 \frac{H}{H_d} + 1.71$	1.87~2.17~1.92	
H_{max} によるクリーガー曲線	$C = 0.19 \frac{H}{H_{max}} + 1.82$	1.83~2.01~1.83	
H_d によるオーギー曲線	$C = 0.95 \frac{H}{H_x} + 1.27$	1.30~2.29	2 次 元 模 型

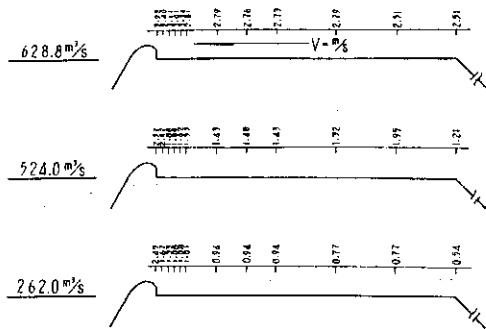


図-8 接近流速一覧表 (単位 m)

は図-8にしめたが、実物においては湛水部の大きい関係上やや下廻る値になると思われる。

[2] 極限排水量

アースダムの余水吐における極限排水量は、余水吐の

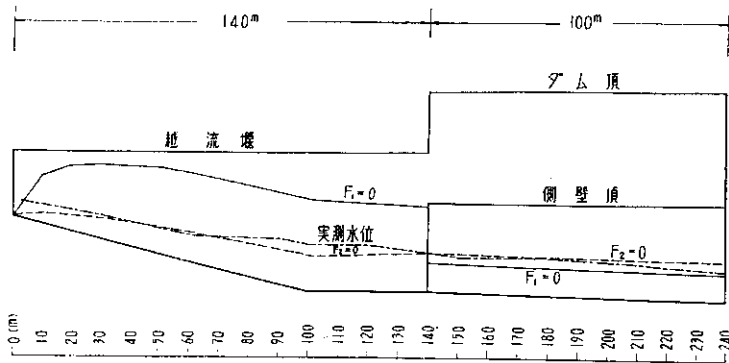


図-9(1) 200 m³/secにおける $F_1(h_1, x)$, $F_2(h_2, x)$ 曲線

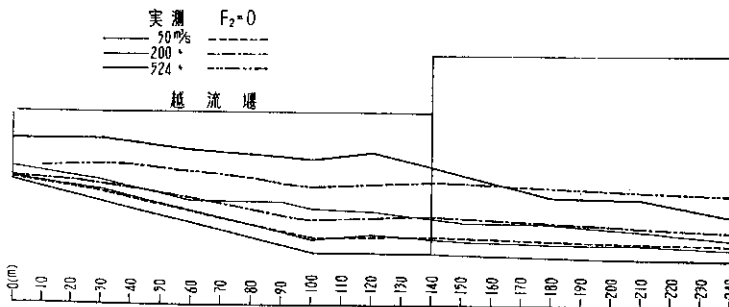


図-9(2) 実測水位および $F_2=0$ 曲線

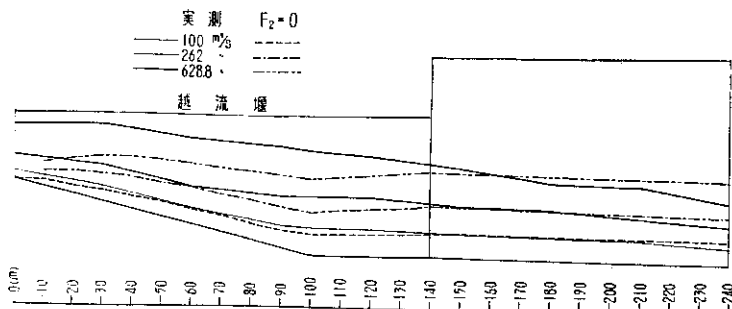


図-9(3) 実測水位および $F_2=0$ 曲線

構造上流しうる最大流量による水位と、ダムの危険水位を等しくするのが経済的である。実験に使用したような急勾配の横越流型式のものでは、最大排水量には通水断面面積だけでなく、越流部における下流水位の関係が大きな影響を与える。図-6の $H-Q$ 曲線で示された流量 750 m³/sec 以上は急激に越流水深が増加している。これは下流水位の影響によるもので、水面の動揺も激しくなる。ダムの余裕高を 20 m と考え、接近流速水頭を最大 0.5 m とすると越流水深 1.8 m の極限排水量は 740 m³/sec 程度となる。

[3] 水路内の流況

a. 側水路部

横から流入のある水路においては、水路勾配と流入量によって水面の性質が大きく異なる。横から流入のある矩形断面水路における基本方程式は

$$\frac{dh}{dx} = \frac{ih^3 - \frac{Q^2 h}{c^2 b^2 R} - \frac{hh^3 q}{Q}}{h^3 - h_c^3} = \frac{F_1(h, x)}{F_2(h, x)} \quad (3)$$

である。(3)式における $F(h, x)=0$ および $F_2=(h, x)=0$ の曲線を画くことによつて、水面形の一般的な性質を知ることができる。図-9は流量 200 m³/sec における実測水位とこれらの関係を示すものである。 $F_1=0$ の曲線は実測水位および $F_2=0$ の曲線より上にあり、支配断面 $x=x_c$ の点は 140 m 地点にあり、ここで両曲線は交叉する。支配断面より上流すなわち側水路においては、すべて常流水位を保つて流下することになるが、この部分は横からの流入——クレストからの越流水脈——があるため図-10のように常流水面と射流水面を持ち、攪拌されながら放水路部へ流入する。

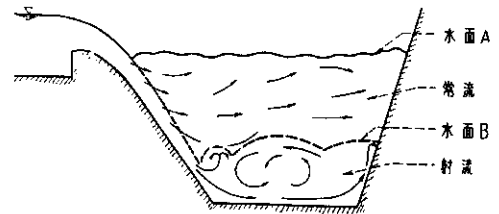


図-10 側水路流況図

以上の流況は 50 m³/sec~628 m³/sec までの流量について、すべて同一であるため、各流量についての計算は省略し、実測水位と $F_2=0$ の 2 曲線のみを掲載するにとどめた。

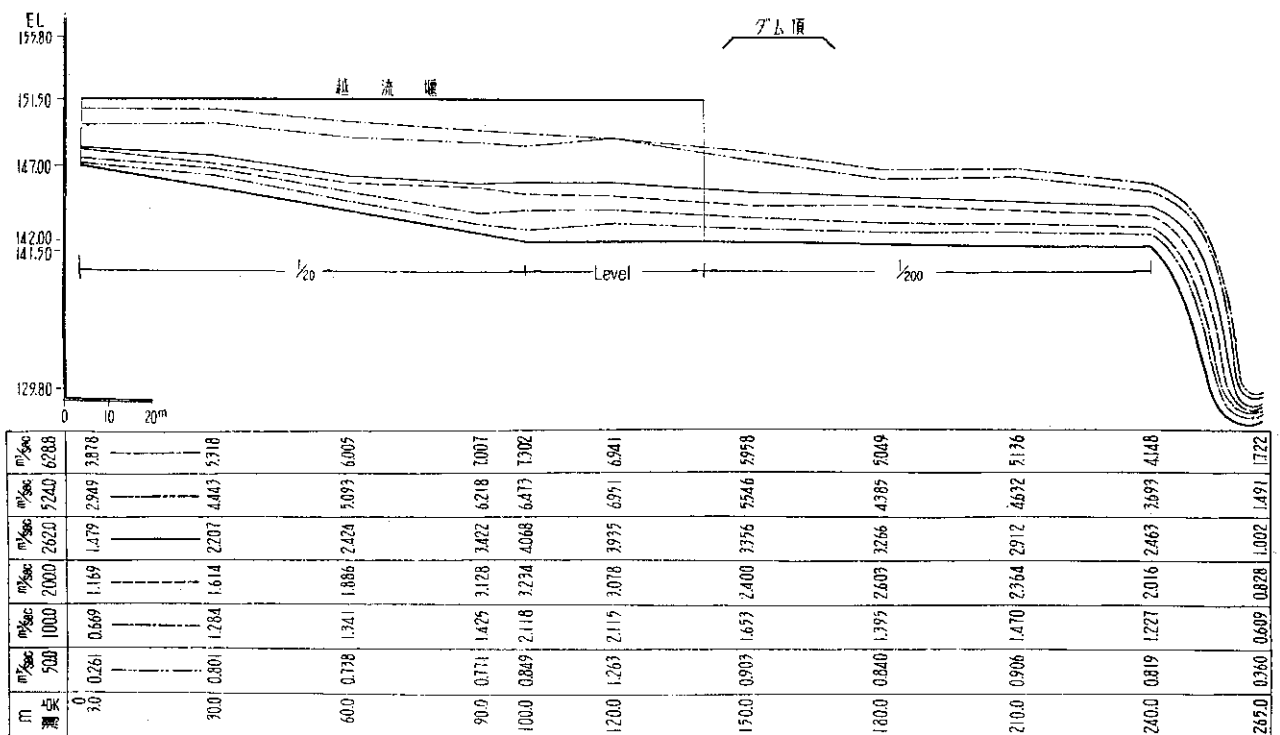


図-11 実験各流量における中心縦断水位

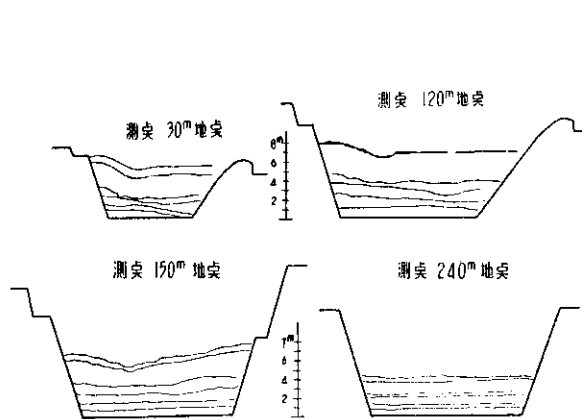


図-12 横断水位図

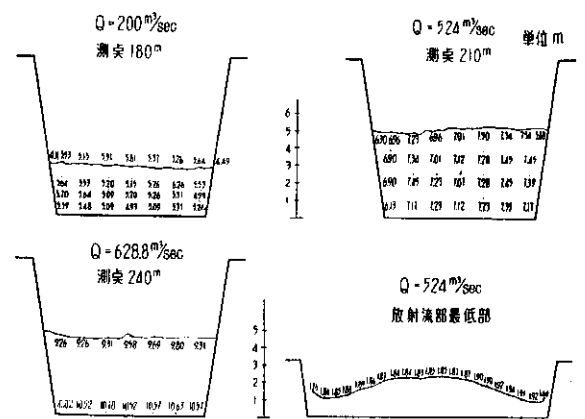


図-13 流速分布図

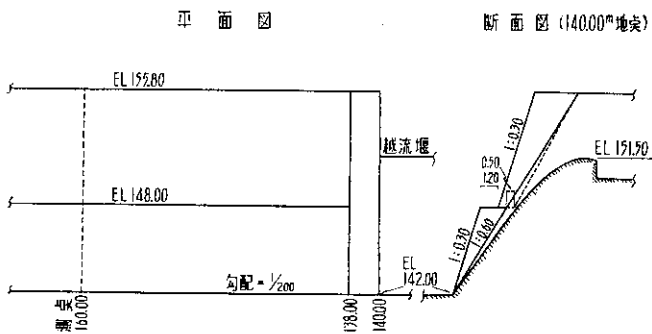


図-14 放水路および側水路接続部(140.00 m)改良図 (S=1/200) (単位m)

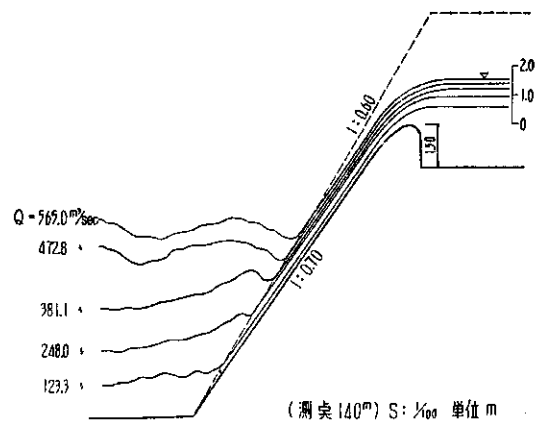


図-15 越流水脈と流下水脈の交点の軌跡

b. 放水路部

改造後の模型は水路底を 20 m 堰上げて、測壁の余裕高を零として実験を進めた。図-11~13 は縦横断水位および測点 210 m, 240 m 地点における流速分布である。側水路部において流れと直角の方向への力を与えられた流下水脈は、放水路へ入って横からの流入がなくなつてもこの分力を零とすることはできず、160 m 付近までは蛇行が続き、流水が正常になるのは 180 m 付近以降である。

放水路部入口付近は、右側壁が越流面に対して、不連続となつてゐるため、とくに水脈の乱れがはなはだしい。

この部分の取付方法は、設計案における模型によつて数種類の実験を行なつたが、完全なすり付け方法を見出すことができなかったが、改造された模型による検討の結果、図-14 に見るように、放水路側壁勾配を 6 分より 3 分に 20 m の間ですり付けるのが、この部分の不連続による波もなくなり、適当な方法であることが明らかとなつた。この勾配は越流水脈と流下水脈との交点の軌跡と合致するもので、實際上連続したすり付けが行なわれたものと思われる (図-15)。

〔4〕放射流部

放射流部においては、水脈の流体抵抗と下流河川における拡散の影響などについて観測を行なつた。いま図-16 において断面 2 における流速を V_2 とすれば

$$V_2 = \sqrt{2g(H - h_2 + \frac{V_1^2}{2g})} \quad (4)$$

表 2

Q	H	h_1	h_2	$\frac{h_1}{D}$	C_1	C_2
50.0	13.019	0.819	0.300	0.0671	0.0153	0.0127
100.0	13.427	1.227	0.477	0.1006	0.0050	0.0191
200.0	14.216	2.016	0.813	0.1652	0.0022	0.0314
262.0	14.663	2.463	1.056	0.2019	0.0019	0.0384
524.0	15.893	3.693	1.875	0.3027	0.0147	0.0575
628.8	16.348	4.148	2.118	0.3400	0.0215	0.0646

§ バケット型水叩き

バケット型水叩きは、下流河川の水位によつて、流下射流の持つエネルギーの処理方法が異なる。下流水位が高い場合は、水叩きにおいてこの下流水深に突入して、回転流となつてエネルギーは減殺されるが、下流河川の水位が低い場合は、水脈の分散、あるいは空気中への飛散などの手段によつてエネルギー減殺を行なわなければ

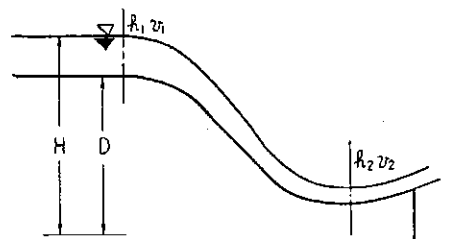


図 - 16

実際の流速を v とすれば $V/v = \alpha < 1$ 摩擦損失水頭を h_f とすれば

$$h_f = H - h_2 + \left(\frac{V_1^2 - V_2^2}{2g} \right) \quad (5)$$

Randolph の実験式は (5) 式の h_f を

$$h_f = C_1 \frac{D}{h_1} (D + h_1) \quad (6)$$

(6) 式を書直すと

$$C_2 = (1 - \alpha^2) \frac{h_1}{D} \quad (7)$$

(6), (7) 式による係数 C_1 , C_2 は、それぞれ表-2 のとおりである。一般的に h/D が比較的小さい高いダムにおける C_2 の値は 0.02~0.03 程度であると考えられているが、本実験においては h/D が 0.1~0.3 の範囲にあり、大體妥当な値であると考えられる。

ならない。

いまバケットの仰角を α , 空気の抵抗係数を K として放流水脈の軌跡を求めると (8) 式となる。

$$y = \frac{g}{K^2} \log \left[1 - \frac{Kx}{V \cos \alpha} \right] + \frac{x}{V \cos \alpha} \left[V \sin \alpha + \frac{g}{K} \right] \quad (8)$$

空気の抵抗係数 K の値は一般的に 1.18~1.2 程度と考えられているが、模型による K の値は流量の増加すなわ

ち放流水脈の水深の増加につれて、飛躍的に増大し8~9となり、バケットの効果はあまり期待できない。これは水脈の厚さが大となるにつれて、上部の水脈が水叩きの円弧の影響を受けなくなり、直通して下部の水脈を遮るためと考えられる。

そのため本模型においては水脈を横方向へ分散させることによつて河床洗掘を緩和させる方法を採用した。

計画洪水量 $524 \text{ m}^3/\text{sec}$ において水叩き側壁へ衝撃を与える流下水脈を、零となす水叩きの拡散角度を実験的に求めたものを設計案と比較すると図-17のようになる。これによつて水脈は、水路中心線を中心に円弧状に拡散放流されることになり、河床洗掘力も中心を最大として両側へ通減される。

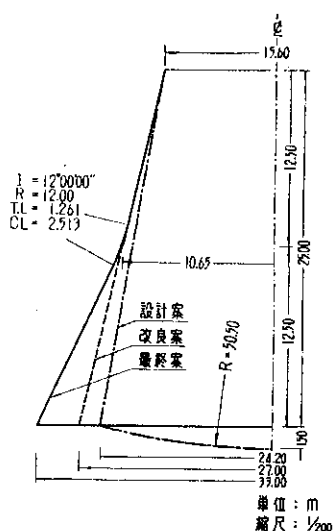


図 - 17 放射流部の改良

§ 結 語

以上尾白利加ダム余水吐の実験により明らかになった点を列記するとつぎのようになる。

- ① 余水吐クレストの越流形状はクリーガー曲線を採用したものが最も良好である。
- ② クリーガー曲線は設計水深によるものが、越流係数も大きく、1.87~2.17の範囲にある。
- ③ 越流堰前面の接近流速は設計洪水量において1.3~2.0 m^3/sec 程度である。
- ④ ダムの余裕高を2.0 mと考えた場合、余水吐の極限排水量は740 m^3/sec である。
- ⑤ A擁壁の上流端は1.0 m程度の嵩上げが必要である。
- ⑥ ほとんどの通水流量について、支配断面は放水路内に生ずる。
- ⑦ 放水路内で正常な流れになるのは測点180 m付近である。
- ⑧ 放水路と側水路の右岸すり付け部は、越流水脈と流下水脈との交点の軌跡(6分勾配)を採用するのが良い。
- ⑨ 放射流部における抵抗係数は0.012~0.064の範囲である。
- ⑩ 水叩き部は、水脈を分散させる構造が有効である。
- ⑪ 支承部尖端の円弧は、水脈の分散にはあまり効果がない。

実験を終るにあたり、終始御援助を戴いた札建尾白利加ダム出張所の各位に深甚なる謝意を表する。

昭和36年度研究概要

水工研究室河川班

水工研究室河川班では河川に関する開発技術の研究を行なつてゐるが、数多くある問題点の中から昭和36年度では、つぎの諸問題に重点をおいて研究を進める予定である。

1. 護岸および水制の水理的特性に関する研究 現地調査による観測値と模型実験による測定値の関連性および粗度としての流れえの影響を考察する。
2. 流量改訂のための水理調査 石狩川4区の三川合流の機構を明らかにし、計画流量を推定するとともに洪水予報についても研究を行なう。
3. 掃流流砂に関する研究 石狩川水系の掃流流砂と水理諸量との関係を調査し、河床変動について考察する。
4. 内水処理に関する研究 石狩川浦臼地区の内水排除量を調査し、小流域河川の変動(大河川えの合流点附近)を実験的に研究する。
5. 送泥管に関する研究 ポンプ浚渫に使用される送泥管の能力を増加させるため、形状と水理機構を実験的に研究する。
6. 金山ダム水理模型実験 水叩部の形状および下流河床の洗掘などを模型実験によつて考察する。
7. 河床粗度に関する研究 河床材料による粗度と河床の形状による粗度(河川工作物も含めて)、粗度の流れに及ぼす影響を明らかにする。
8. 積雪および融雪に関する研究 気温をパラメーターとする融雪量と出水量の関係を求め、デグリーアワーに対する単位図を推定して、融雪洪水予報の手順を提案する。
9. 表層温水取水に関する研究 昨年度は取水深、取水量と水温との関係を理論的に推定したが、本年度は道内数箇所のダムでそれらを実測し理論の検討を行なう。