

金山ダム水理模型実験 [I]

— 水叩き形状に関する実験について —

正員 開発局土木試験所 古 谷 浩 三

正員 同 上 内 山 博

同 上 広 田 郁 男

I. 緒 言

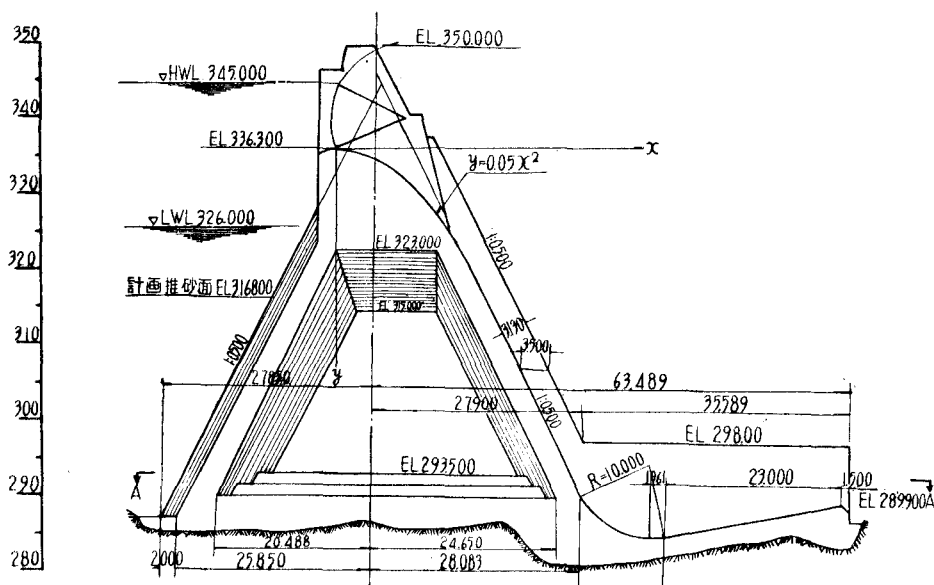
本文は石狩川治水事務所の依頼により、開発局土木試験所水工研究室において昭和34年8月より10月迄に行なつたものである。

本計画は国鉄根室本線金山駅より空知川沿いに上流約 3.5 km の地点に高さ 60 m、堤頂長 297 m の中空式重力ダムを築造し、このダムより総貯水量 150,440,000 m³を湛え、この内有効貯水量 116,000,000 m³を利用して空知川・石狩川流域約 362.4 km² (36,635 町歩) の灌漑を行なうとともに、ダム直下に発電所を新設し年間 56,210,000

KWH の電力を開発し、同時に夏期洪水期間においては貯水位を一定値以下に制限し、これによつて洪水量を貯溜し、計画洪水量 $1,000 \text{ m}^3/\text{sec}$ を最大放流量 $240 \text{ m}^3/\text{sec}$ に調節して、下流の洪水被害を軽減せんとするものである。

木ガム地点付近の基礎岩は輝緑岩よりなっており、河川流路の幅は約 40 m でその河床には風化岩が露出し、またところどころに砂礫の堆積が認められ水叩きの下流は洗掘される可能性が考えられる。

堰堤の設計概要は、図-1 に示すようにその諸元はつぎのとおりである。



图—1 ダム越流部横断面図

型 式 可動扉付越流型中空式重力コンクリートダム

堰堤高 60 m

堤頂高 297 m

堤體積 234,000 m³

門扉 テンターゲート，2門(高さ8.7m×幅11.0m)

II. 実験設備および模型

実験の模型縮尺はできるだけ大きい方が望ましいが、

実験場の広さと使用しうる実験用流量などの制約を受けるため、模型は堰堤および河川部共縦横縮尺共 1/40 に製作した。堰体部はコンクリートブロック積とし、余水路の表面はモルタル砥石仕上げとした。河川部は下流約 200 m の区域を取り入れ模型の河状は表面モルタル粗面

仕上げとし固定河床とした。また後で移動河床となしうるように水叩き末端より矩形のモルタル部分を製作しておいた 図-2 にそれを示す。

ダムより上流の地形は比較的影響少なきものと考え、実験の都合で製作を省略した。

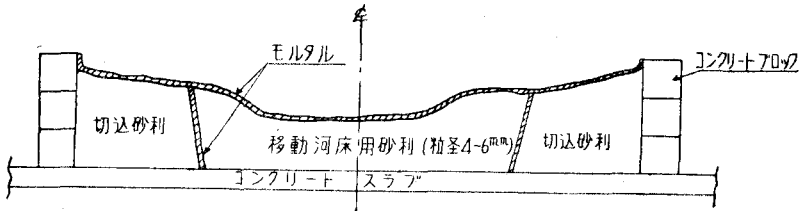


図-2 下流河川部模型製作標準図

III. 実験の目的

本実験においては洪水時の堰堤越流による下流河床洗掘状態を観察し、河床洗掘を軽減せしめるに必要な工法を求めるのが主目的である。

洪水時の堰堤越流により水は高速射流となり、このままでは河床はたちまちにして洗掘されてしまう。したがって河床洗掘軽減の対策としては一般に跳水を起こさせて流れを常流状態にしてしまう方法と、射流のまま遠方へ飛ばし洗掘箇所を堤体から遠く離す方法とが考えられる。

本実験ではこの二方法について比較実験を行ない、主としてつぎの点について検討を行なった。

1. 逆傾斜水叩きによる検討

堰堤越流による高速射流を完全跳水させ、水叩上において常流に復帰させて、河床洗掘を軽減せしめる形状を検討する。

2. 放射式水叩きによる検討

放射された水流の堤体末端からの飛躍距離、および洗掘の傾向についての観察。

3. 導流壁の高さに対する検討

計画越流量を放流した場合導流壁の高さが充分か否かの検討。

IV. 相似律

幾何学的に相似な形状を有する、二種以上の物体の相似境界面の周りの流水を力学的に完全に相似にすることは現在の実験では不可能と思われるから、この場合影響が大きいと思われる **Froude** 数を実物と模型とで一致させることにした。摩擦抵抗法則は **Manning** の公式を使って決定した。

以上のように **Froude** の相似律によつて決定された、模型の諸縮尺は 表-1 のようである。

表-1

基 本 量		縮 尺	
長さまたは水深	α		1/40
面 積	2^2		1/1,600
体 積	2^3		1/64,000
流 速	$2^{1/2}$		1/6.325
流 量	$2^{5/2}$		1/10,119
圧 力 の 強 さ	2		1/40
粗 度	$2^{1/6}$		1/1.85

V. 水 理 条 件

1. 実験流量

計画最大放流量 240 m³/sec (模型流量 23.72 l/sec) (これは確率計算による 100 年洪水量、1,000 m³/sec のときの放流量である) および (計画放流量の 1/2 流量 120 m³/sec (模型流量 11.86 l/sec) の二種について実験を行なうこととした。

2. 下流水位

ダムを越流流下する洪水量に対する減勢工を設計する場合最も大切なものの一つとして、余水路を流下してくる流量と、ダム直下流付近の河川水位が重要な問題になる。この種の資料はあらゆるダムの計画に際しても的確なもの乏しいのがほとんどである。本例でも的確な資料がなく、昭和 28 年から昭和 30 年の 3 カ年間、堤軸線から下流約 400 m の地点における、水位一流量観測資料がある、図-3 にこの結果を示す。

これらの水位一流量曲線は各年度により異なっている、減勢工を設計する場合自然河川水位が低い方を取るのが安全と考えられるので、昭和 30 年の水位一流量

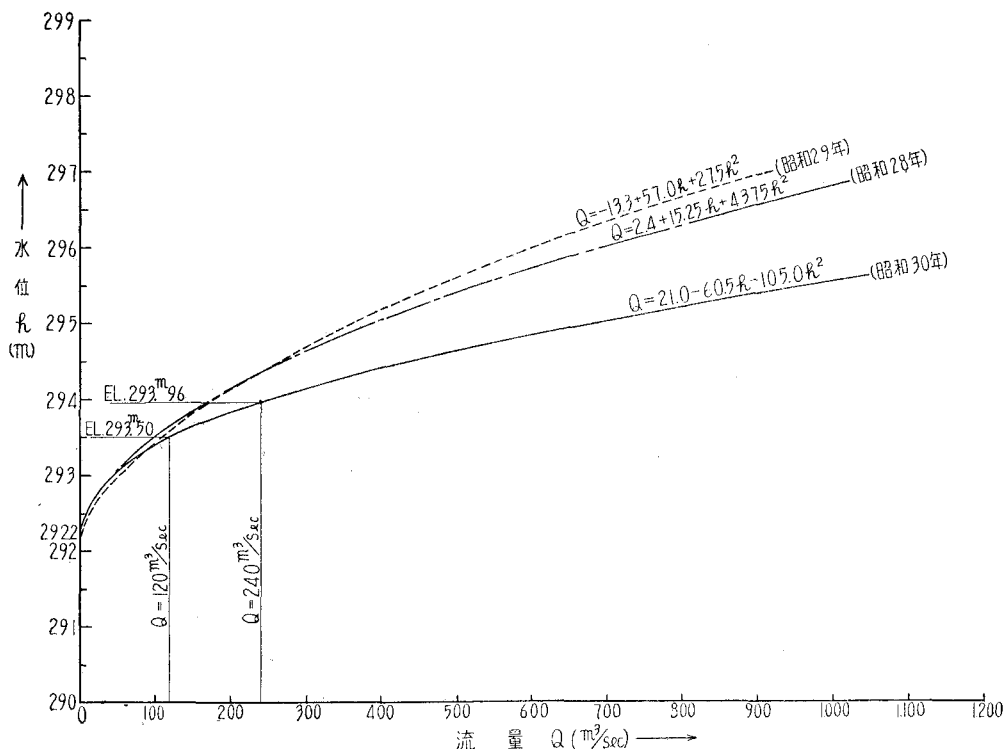


図-3 ダム下流部自然河川の水位-流量図

曲線を採用することにした。以上の関係を調べると、計画放流量 $240 \text{ m}^3/\text{sec}$ の水が放流された場合自然河川水位は EL. 293.96m で、 $120 \text{ m}^3/\text{sec}$ の場合は EL. 293.50m である。

VI. 逆傾斜水叩きの水理

1. 概説¹⁾

逆傾斜水路に起こる跳水には二つのはつきりした制約がある。第一の制約の跳水は逆傾斜面上では始まり得ないということ。第二の制約は 図-4 の l_w が与えられ

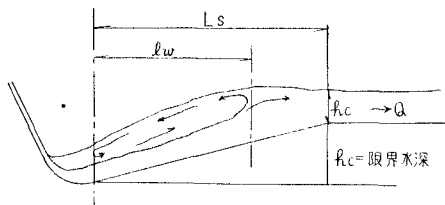


図-4

た L_s に対する最少の渦長であつて、これより Q を減少するか、または Q を一定にして L_s を増加すると水深を増加しないかぎり Q を流し切れなくなり、したがつて下流側常流水深の余分にある潜流の形となつてしまいエネルギー減殺効果がおとろえてくるということである。

逆傾斜勾配の終端で跳水が終る基本型 図-5 について、運動量方程式を検査面 I, II に囲まれた流体部分に適用

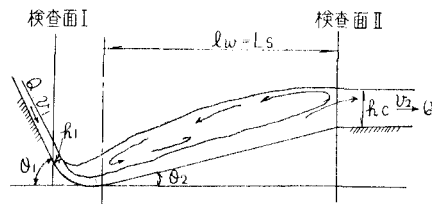


図-5 逆傾斜水叩き基本型

しているが、つぎのような仮定を設けている。

- 1) 跳水長 l_w は Bucket curve 終点より Roller の終点までの水平方向に測つた長さとする。
- 2) 検査面 I, II においては平均流速および静水圧分布を考へうるものとする。
- 3) 逆傾斜面上に乗る跳水の縦断方向の面積を梯形と考へる。

4) Bucket 面に伝ふ遠心力の水平方向の成分 P_r はつぎのように考へる。

$$P_r = m \cdot \rho q v_1 (1 - \cos \theta_1)$$

ただし m : 実験係数

ρ : 水の比重

q : 単位幅当りの流量

5) 境界面との摩擦力は無視する。

以上のように仮定にもとづいて運動量方程式を立て、つぎのような跳水公式を導いた。

$$R_h^3 - \left\{ \frac{2m\lambda_1(1-\cos\theta_1) + 2\lambda_1\cos\theta_1 + 1}{nf(\lambda)\sin 2\theta_2 + 1} \right\} \cdot R_h + \frac{2\lambda_1}{nf(\lambda)\sin 2\theta_2 + 1} = 0 \quad (1)$$

ただし $R_h = h_2/h_1$

$\lambda_1 = v_1^2/gh_1$: 流入射流の Kinetic flow factor

m : Bucket 面圧力に関する実験係数

n : 跳水形状の幾何学的相似を考えうるものとした実験係数

$f(\lambda)$: l_w/h_2 を λ_1 の関数で表わしたもの

θ_1 : ダム越流面と水平面とのなす角度

θ_2 : 逆傾斜水叩き面と水平面とのなす角度

与えられた下流水位が水平水叩きの跳水には足りない場合、逆傾斜によつて下流水位に丁度一致した完全跳水を起こさせることができる。この場合の実験結果は

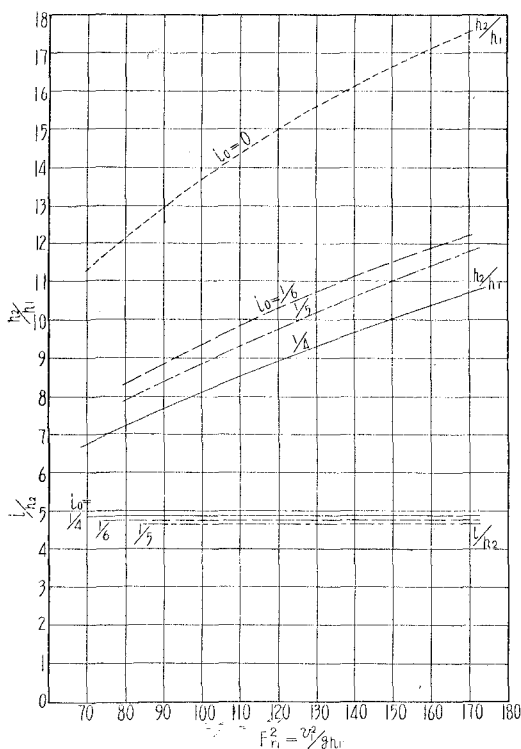


図-6 逆傾斜水叩きの跳水特性 (岡田・安芸による)

図-6²⁾ のとおりであつて、必要な跳水長を大いに減少することができる。

2. 水叩きの設計

本ダムにおいての諸元はつぎのとおりである。

越流天端高: EL 336.3 m

計画満水位: EL 345.0 m

最大越流量: $Q = 240 \text{ m}^3/\text{sec}$

越流水深: $h = 345.0 - 336.3 = 8.7 \text{ m}$

堰堤高: $D = 336.3 - 288.0 = 48.3 \text{ m}$

越流面コンクリートの粗度係数: $C_0 = 0.02$

水叩きの幅: $B = 2 \times 11.0 + 2.5 = 24.5 \text{ m}$

単位幅当りの越流量: $q = \frac{Q}{B} = 9.8 \text{ m}^3/\text{sec}$

逆傾斜勾配を $S = 1/5$ とすれば、(1) 式の実験係数は実験結果³⁾ よりつぎのとおりになる。

$m = 1.13$, $n = 0.87$, $f(\lambda) = l_w/h_2 = 4.67$

ここで射流水深 h_1 については厳密には水平水叩き始端の射流水深と一致はしないがほとんど変りなく、且つその差は近似式の誤差内に含まれると考えられるので同一とする。

$$h_1 = q / \sqrt{2g(D+h)} \cdot (1 - C_0 D/h) \\ = 9.8 / \sqrt{2 \times 9.8 \times (48.3 + 8.7)} \times (1 - 0.02 \times 48.3/8.7) \\ \doteq 0.314 \text{ m}$$

$$\lambda_1 = F_1^2 = (v_1 / \sqrt{gh_1})^2 = q^2 / gh_1^3 = 9.8^2 / 9.8 \times 0.314 \doteq 310$$

$$\theta_1 = 63^\circ \sim 26', \theta_2 = 22^\circ \sim 38'$$

(1) 式に各値を代入

$$R_h^3 - \left\{ \frac{2 \times 1.13 \times 310 \times (1 - \cos 63^\circ \sim 26') + 2 \times 310 \times \cos 63^\circ \sim 26' + 1}{0.87 \times 4.67 \times \sin 22^\circ \sim 38' + 1} \right\} \cdot R_h + \frac{2 \times 310}{0.87 \times 4.67 \times \sin 22^\circ \sim 38' + 1} = 0$$

$$\therefore R_h^3 - 260R_h + 242 = 0$$

上式より R_h を計算すれば $R_h = 15.6$

$$\therefore h_2 = R_h \cdot h_1 \doteq 4.90 \text{ m}$$

また $l_w = f(\lambda) \cdot h_2 \doteq 23.0 \text{ m}$

以上から逆傾斜水叩き部終端の高さは自然下流河川水位より 4.90 m 低く取る、すなわち EL 289.90 m となる。したがつて $S = 1/5$ で水叩き長さを $l_w = 23.00 \text{ m}$ とする。

VII. 放射式水叩きの設計

Jet を放出する Flip Bucket 型式を採用した場合の設計について述べる。

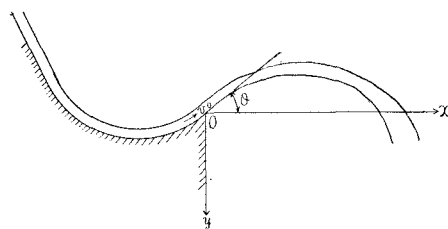


図-7

まず 図-7 のように Flip Bucket の終端を原点 0 にとり、水平下流方向を x 軸とし、垂直下向に y 軸をとる。Flip Bucket での終端の角度を θ とし、Jet の放出速度を v_0 とするとき、放水の空中での Energy 損失を無視すれば、その軌道は次式で表わされる。

$$y = \frac{g}{2v_0^2 \cos^2 \theta} x^2 - x \tan \theta \dots\dots\dots (2)$$

また Jet の放出端での全 head を H とすれば

$$v_0 = \sqrt{2g(H-h)}$$

ただし h : 放出端での水深で静水圧が作用しているとする。

今ここで

$$\frac{x}{H-h} = \lambda, \quad \frac{y}{H-h} = \mu$$

とおくと (2) 式はつぎのようになる。

$$\frac{\lambda^2}{4 \cdot \cos^2 \theta} - \lambda \cdot \tan \theta - \mu = 0 \dots\dots\dots (3)$$

$$\therefore \lambda = \frac{\tan \theta \pm \sqrt{\tan^2 \theta + \frac{1}{\cos^2 \theta} \cdot \mu}}{\frac{1}{2 \cos^2 \theta}} \dots\dots\dots (4)$$

ここで概略の見当をつけるために、Flip Bucket 終端の Elevation を EL 299.3 m とし、Jet の水平下流方向への飛躍距離を最大にするには、空中での Energy 損失を無視すれば、Flip Bucket の終端角度を $\theta = 45^\circ$ に取ればよい。したがって Bucket の半径 $R = 10$ m とすれば 図-8 のような形状となる。

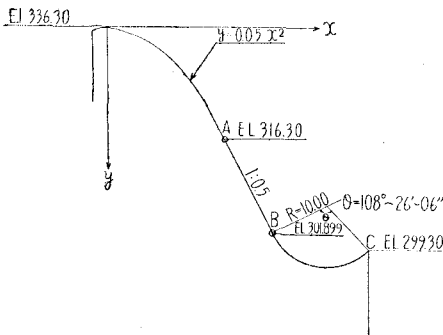


図-8 Flip Bucket 設計図

ここで 図-8 C 点の速度水頭 $\frac{v^2}{2g} = H-h$ を算出する。

堤面曲線上の水深は次式により計算することができる⁴⁾。

$$q = (R+h) \cdot \sqrt{2g \cdot (E+y_t-h \cos \theta)} \cdot \log_e \frac{R+h}{R} \dots\dots (5)$$

ただし q : 単位幅当りの流量

R : 堤面の曲率半径

h : 堤面に垂直にはかつた水深

E : Crest よりにはかつた全水頭

Q : 堤面と水平線とをなす角

y_t : Crest より下向きにはかつた堤面の点の垂直距離

堤頂曲線は $y_t = 0.05x^2$ であるから

$$\frac{dy_t}{dx} = 0.1x, \quad \frac{d^2y_t}{dx^2} = 0.1$$

$$q = 9.8 \text{ m}^3/\text{sec}, E = H = 8.7 \text{ m}, \theta = 63^\circ \sim 26' \sim 06'' \text{ を } (5)$$

式に代入計算すれば、つぎのような値となる。ただし摩擦損失は無視した。

$$x = 20.0, y_t = 20.0, \cos \theta = 0.4472, R = 111.8, h = 0.41 \text{ m}$$

つぎに二点 A, B に Bernoulli の定理を適用する。

図-9 参照。

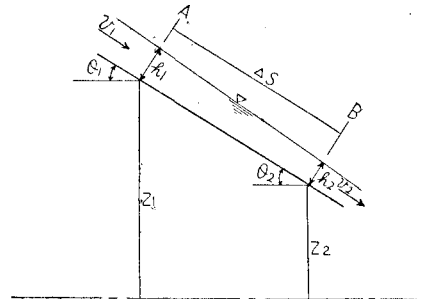


図-9

$$Z_1 + h_1 \cos \theta_1 + \frac{v_1^2}{2g} = Z_2 + h_2 \cos \theta_2 + \frac{v_2^2}{2g} + \frac{4S}{Z} \cdot \left(\frac{n^2 v_1^2}{R_1^{4/3}} + \frac{n^2 v_2^2}{R_2^{4/3}} \right) \dots\dots\dots (6)$$

n は粗度係数で Manning の公式を用いると $C = \frac{1}{n} \cdot R^{1/6}$ である。

余水吐の高速流では $n = 0.015$ にとつてもよいと考え、図-8 の堤頂曲線の終点 A と、Flip Bucket 半径の始点 B との間に (6) 式を適用すると、

$$v_1 = \frac{9.8}{0.41} = 23.9 \text{ m/sec}$$

$$0.4472 h_2 + \frac{v_2^2}{19.6} + 1.81 \times 10^3 \times \left(\frac{v_2^2}{R_2^{4/3}} \right) = 40.2 \dots\dots (7)$$

試算により、B 点の値として

$$h_2 = 0.37 \text{ m}, R_2 = 0.359 \text{ m}, v_2 = 26.49 \text{ m/sec}, \frac{v_2^2}{2g} = 35.8 \text{ m} \text{ をうる。}$$

つぎに BC 間に (6) 式を適用する、 $4S = 18.90$ m

$$0.7071 h_3 + \frac{v_3^2}{19.6} + 2.12 \times 10^3 \times \left(\frac{v_3^2}{R_3^{4/3}} \right) = 32.6 \dots\dots (8)$$

試算により、C 点の値として

$$h_3 = 0.415 \text{ m}, R_3 = 0.401 \text{ m}, v_3 = 23.61 \text{ m/sec}, \frac{v_3^2}{2g} = 28.4 \text{ m} \text{ をうる。}$$

最大放流量 $240 \text{ m}^3/\text{sec}$ のとき自然下流水位は EL 293.96 m であるため Jet の落地点 y は、

$$y = 299.3 - 293.96 = 5.34 \text{ m}$$

落下点では

$$\mu = \frac{y}{H-h} = \frac{5.34}{28.4} = 0.187$$

となる。(4)式に上記の値を代入して+符号をとすると、

$$\lambda = \frac{\tan 45^\circ + \sqrt{\tan^2 45^\circ + \frac{1}{\cos^2 45^\circ} \times 0.187}}{\frac{1}{2\cos^2 45^\circ}} \div 2.17$$

したがって

$$x = (H-h) \cdot \lambda \div 62\text{m}$$

をうる。この地点はダム下流仮締切よりさらに下流にあつて充分安全と思われるので以上の Flip Bucket 型式を採用し実験を行なうことにする。

VIII. 水叩き形状に関する実験

1. 逆傾斜水叩きの実験

i) 実験方法

ダム直下流河川の洗掘状態の模型実験は、種々行なわれているが実際の河床は場所により強弱は一樣でなく、現場の状態と力学的に相似にすることは不可能であり、いまのところある粒径の砂利を推定し移動河床として、洗掘の傾向を知る実験が多いようである。

本実験においては、まず固定河床により、水位・流向・流速などを測定するとともに模型における掃流力により、移動されうる砂利を算定し(粒径 4~6 mm)、水叩き末端より下流に横断型板に沿つて敷き均し移動河床とした。もとより以上の二方法によつても洗掘状況を定性的に知るにとどまるのである。

移動河床の実験における、越流継続時間は河床洗掘に対して重要な要素となるが、洗掘の傾向を推測するのが目的であるから、模型河床材料の移動が終了したとみられる時間として、各実験一様に 20 分とした。

ii) 固定河床による実験

実験 I, 原案につき、流量 240 m³/sec および 120 m³/sec の二種について行なつた。水叩きより下流部の水位・流向・流速を測定した。その結果は 図-10 より 図-15 のようである。この結果よりみて、水叩き内で跳水現象が完了し放流された水の一部は、右岸側に集中しているが、他はほぼ均等な流れを示し最大流速 5.0 m/sec 程度である。

実験 II, 原案の水叩き末端に高さ 2.0 m の堰を設けた結果は 図-16 のようである。この結果よりみて、流れの状態は原案と大差はないが、各測線の最大流速は全般的に大きくなつていようであり、水叩きより放出されてきた水流は、流速 6.0 m/sec 程度となつていよう。

実験 III, 原案の水叩き末端に高さ 3.0 m の堰を設けた結果は 図-17 のようである。堰の高さを 3.0 m にしても実験 II となら変らない流況を示している。

実験 II および III の端末堰を設けた理由として、ダム下流面にかかつてる水位を多少でも上げることができれば、跳水はもつと定安するだろうとの考えであつたが、水位が上昇したため、水叩き内で潜流が生じ、堰を越える時流速が大となるものと考えられる。

以上の結果から原案が最も下流河川に対して、良好なる水叩きと思われる。

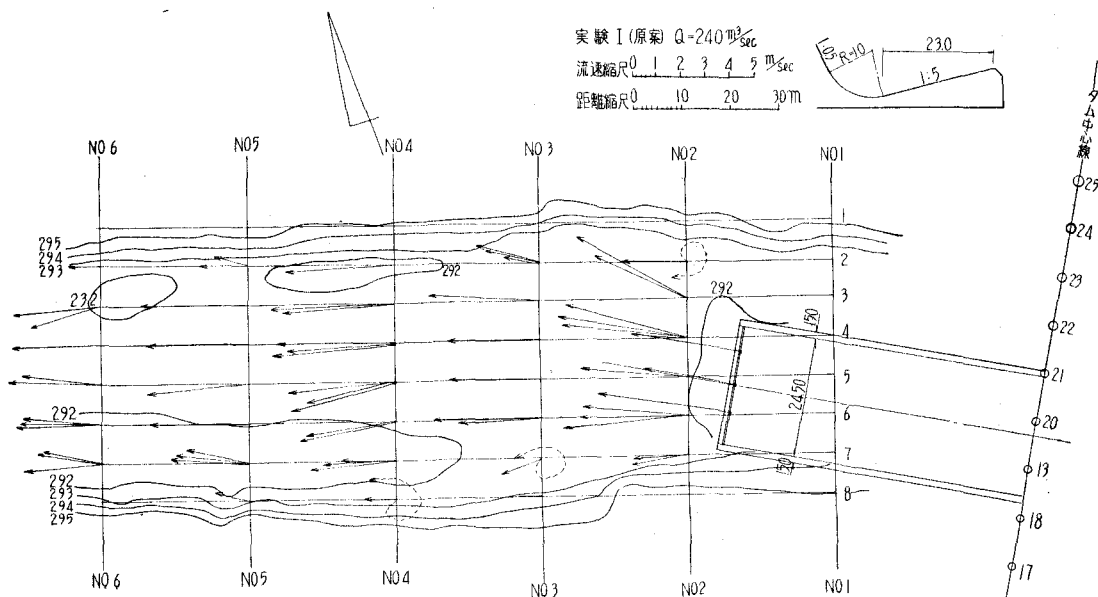


図-10 下流断面最大流速および流向図

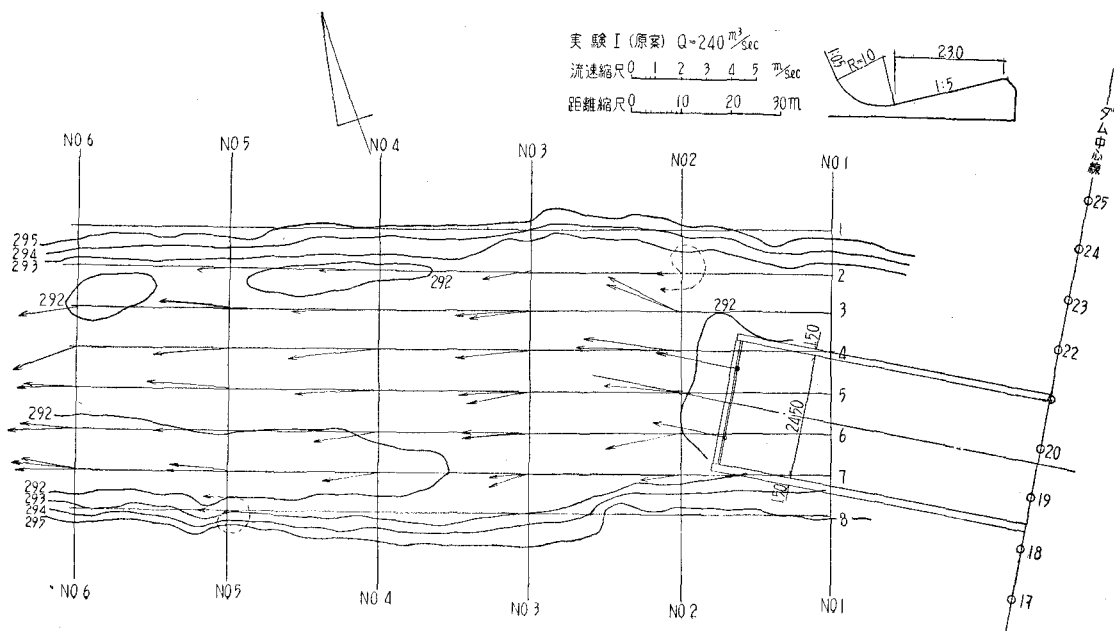


図-11 下流断面最大流速および流向図

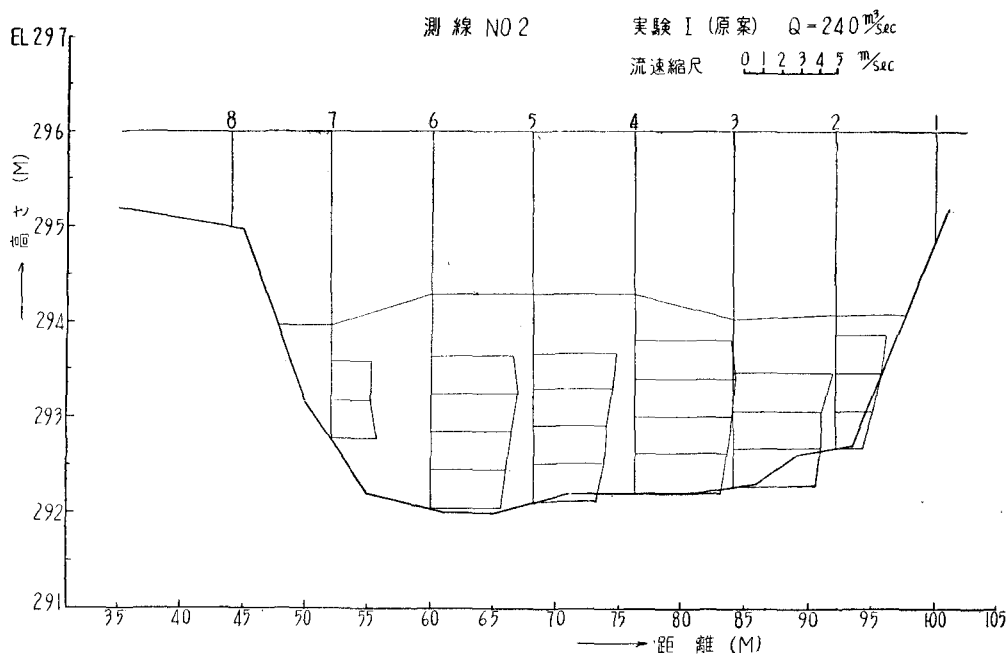


図-12 下流断面流速分布図

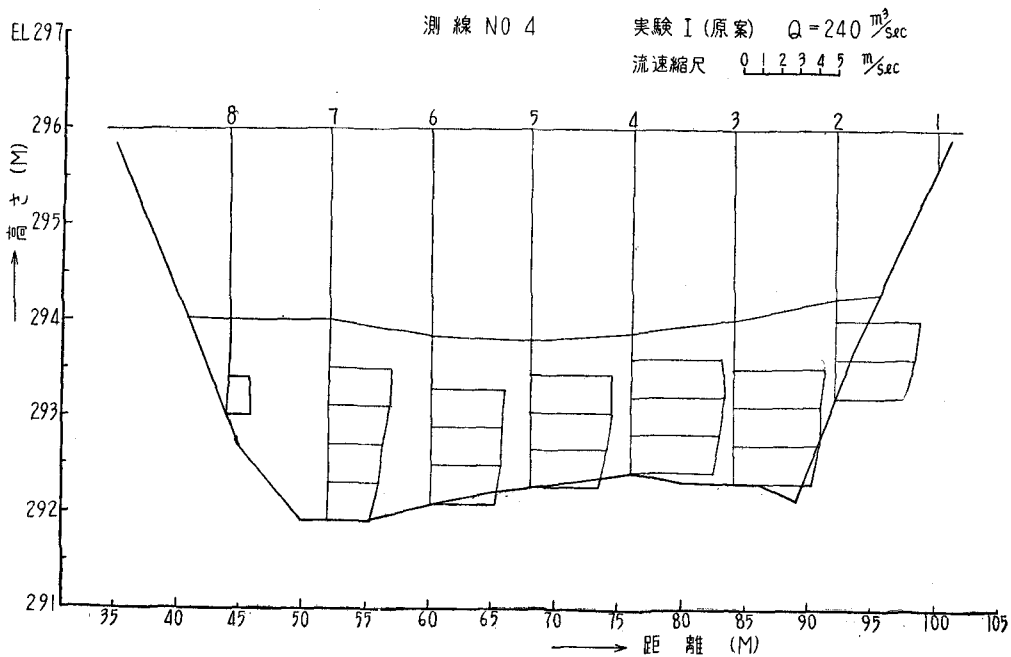


図-13 下流断面流速分布図

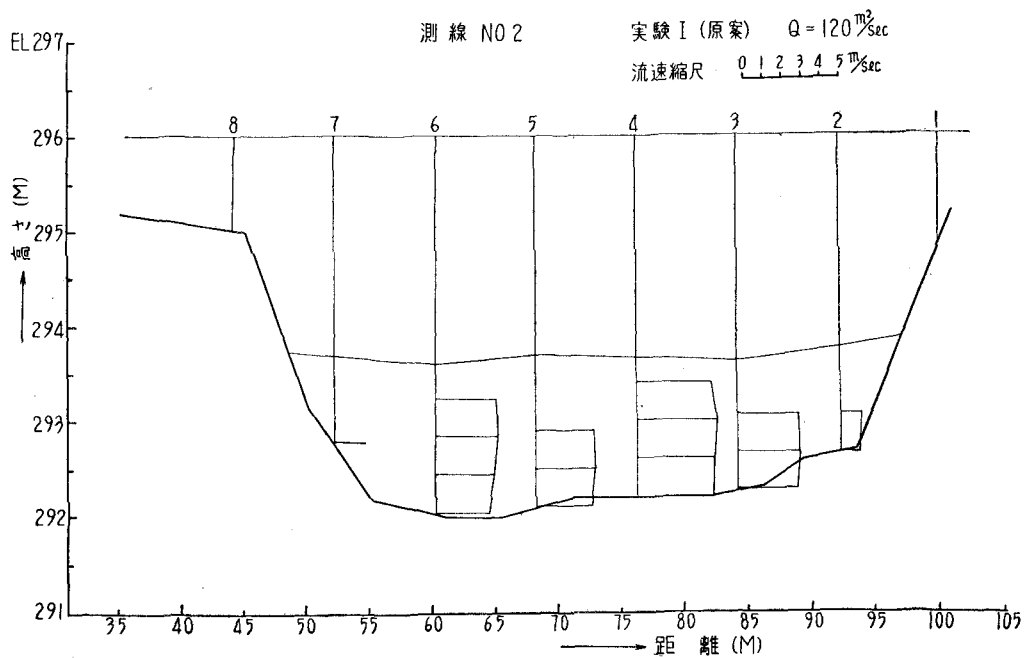


図-14 下流断面流速分布図

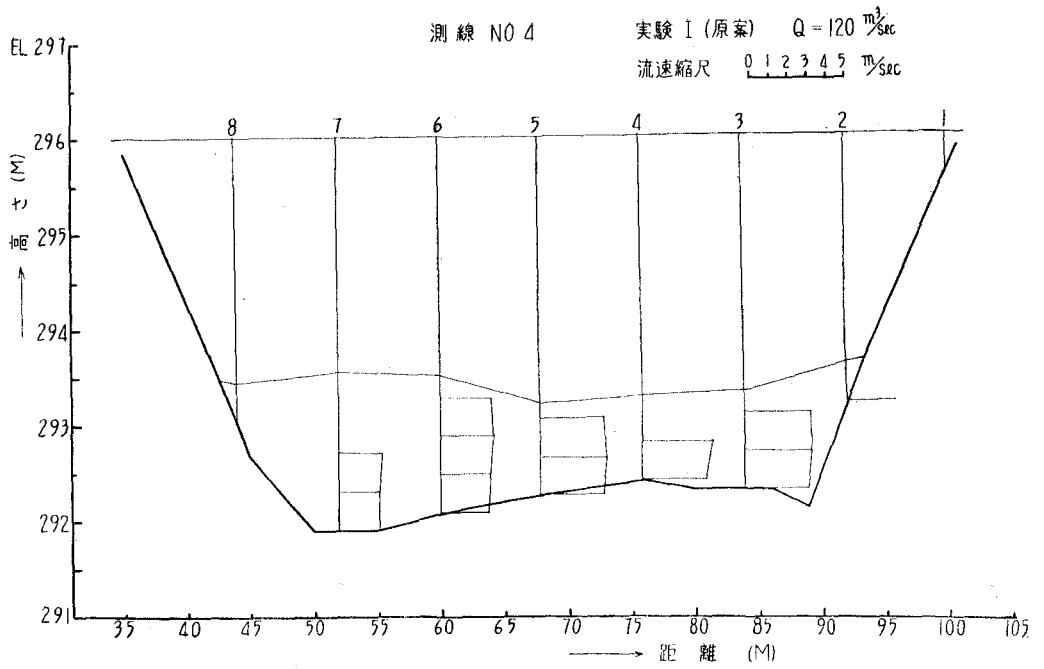


図-15 下流断面流速分布図

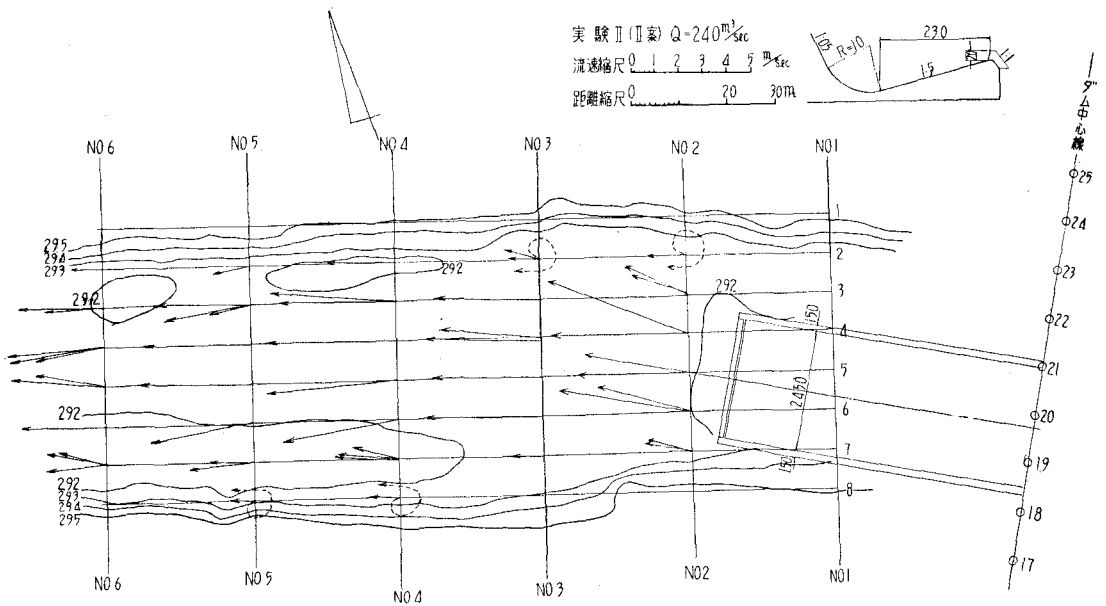


図-16 下流断面最大流速および流向図

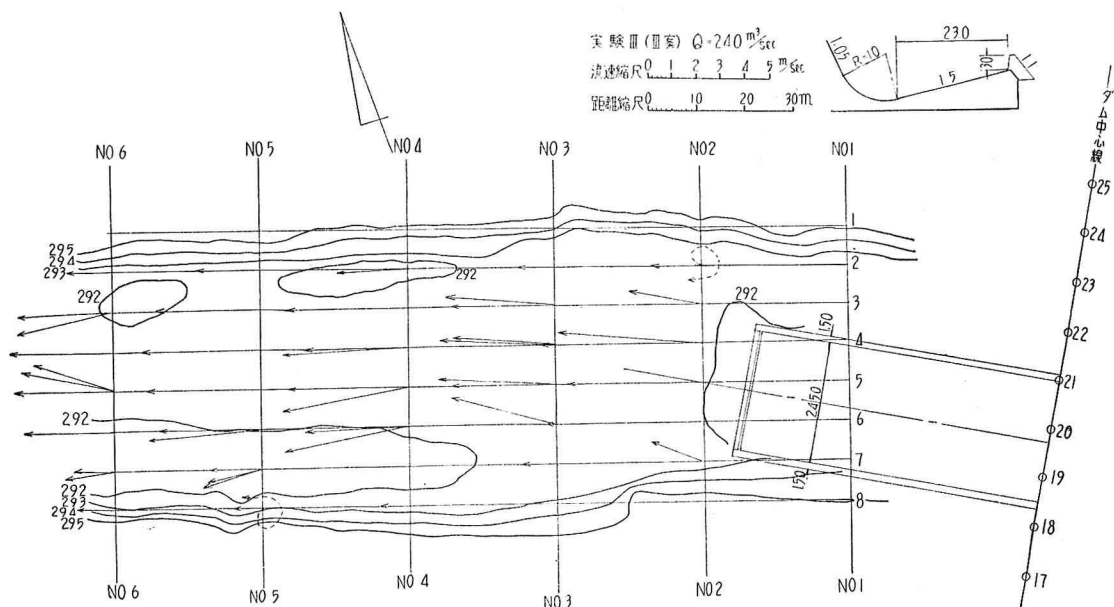


図-17 下流断面最大流速および流向図

iii) 移動河床による実験

判定資料を得るため、20 分間通水した後下流河川の洗掘状態を示す等高線を入れ写真撮影を行なった。実験の種類は 表-2 のとおりである。

表-2 洗掘実験一覧表

形式	実験番号	流量 (m^3/sec)	水叩き内 構造物形状	写真番号	摘要
I 案	A-10	240	なし	写真-2	逆傾斜 勾配 $1/5$
II 案	A-11	240	阻柱高1.5m 一列	" -3	"
III 案	A-12	240	" 1.5m 千鳥	" -4	"
IV 案	A-15	240	端末堰2.0m	" -5	"
V 案	A-18	240	" 3.0m	" -6	"

写真-1 より 写真-6 まではこれら 5 案に対する、洗掘深の等高線を示している。等高線の数字は模型の深さを現地の深さに換算したもので、勿論定性的判断の比較のために現地の実際の洗掘深を示すものではない。

以上の結果から比較してみると I 案から V 案までの洗掘の傾向は、水叩き末端から 50 m 程度は同じような傾向を示し、それより下流については現河川とそれ程顕著な変り方はしないようである。写真結果から判定しても固定河床と同様原案が下流河川に対して良好なる水叩きと推定できる。

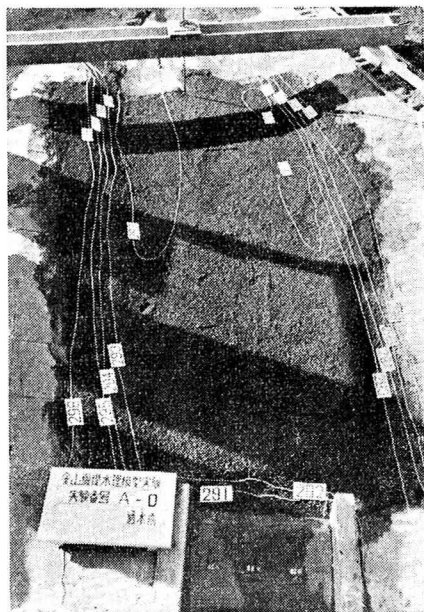


写真-1 通水前現地河床状況

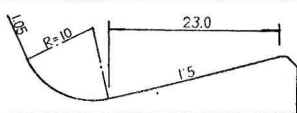
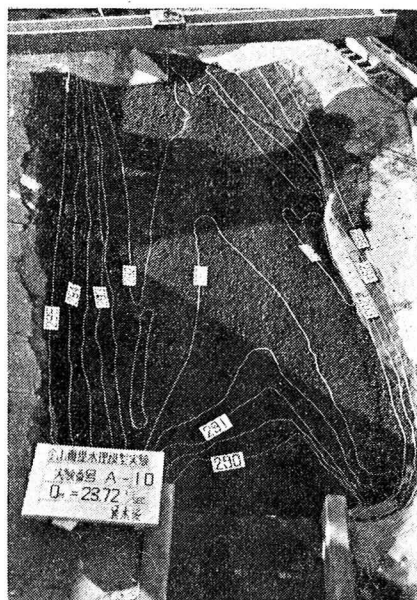


写真-2 形式Ⅰ案における河床洗掘状況

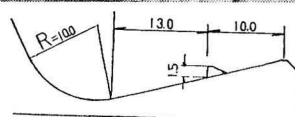
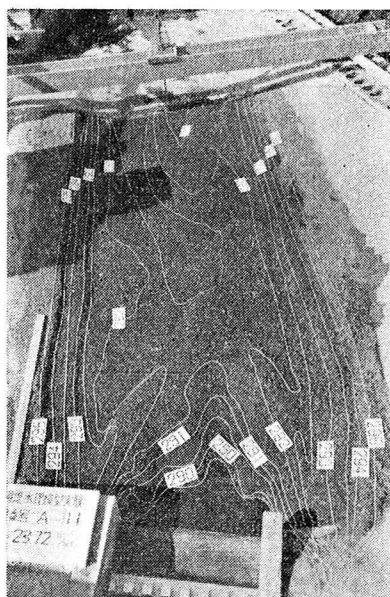


写真-3 形式Ⅱ案における河床洗掘状況

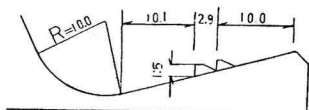
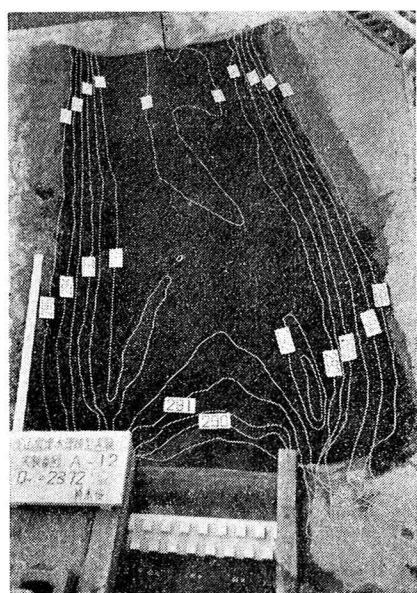


写真-4 形式Ⅲ案における河床洗掘状況

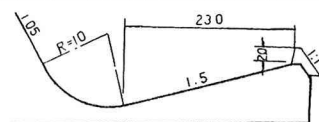
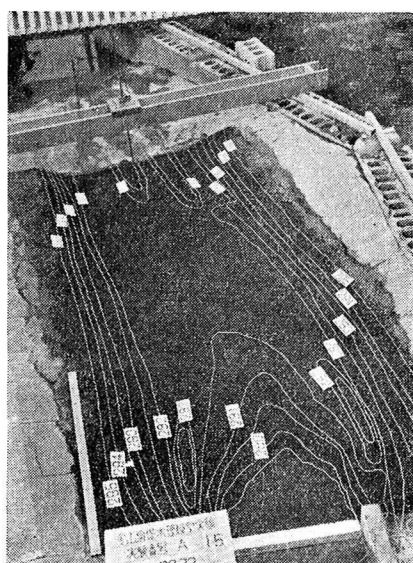


写真-5 形式Ⅳ案における河床洗掘状況

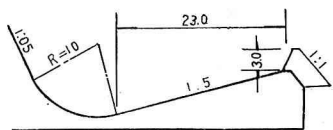
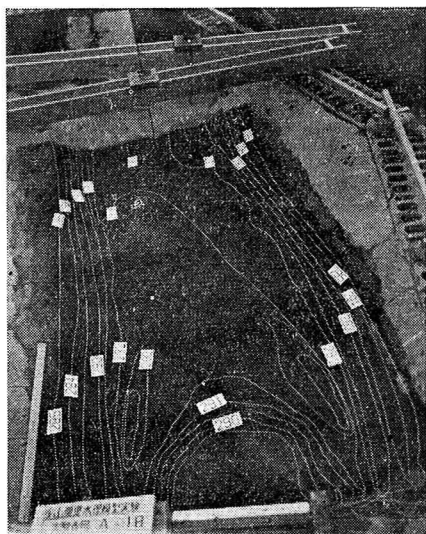


写真-6 形式V案における河床洗掘状況

2. 放射式水叩きの実験

i) 実験方法

放射式水叩きの実験方法としては、下流河川の流速・流向などの測定、放射水落下点の圧力分布の測定、移動河床による洗掘の傾向など種々の実験方法があると思うが、本実験では金山ダムにおいて、かような形式が採用可能か否かの判定資料とするためであるので、下流河川は移動床(砂利の粒径4~6mm)とし、越流量 $240 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、越流時間は15分とした。

ii) 移動河床による実験

VII 放射式水叩きの設計、のところで述べた形状について実験することにした。既定時間通水した後、下流河川の洗掘状態を示す等高線を入れ写真撮影によつた。実験の種類は、下流河川を現状とした場合と測線 No.5 に副ダム(天端高 EL.294.0 m)を設置した場合との二種について行なつた。

写真-7 より 写真-9 はこれらに対する流況および洗掘

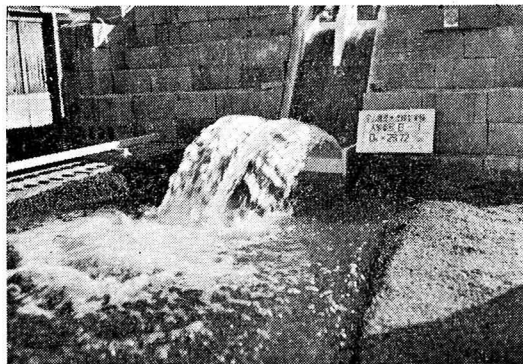


写真-7 Flip Bucket 水叩きにおける流況

iv) 導流壁の高さに対する検討

原案に対する導流壁の高さが、計画放流量 $240 \text{ m}^3/\text{sec}$ を放流した場合、充分かどうか水叩き内の水位を測定した、その結果は図-18 になる。の結果からわかるように水叩き内の波立ちを考慮しても、原案より2.0m 低くして EL.296.0 m 程度あれば充分と考える。

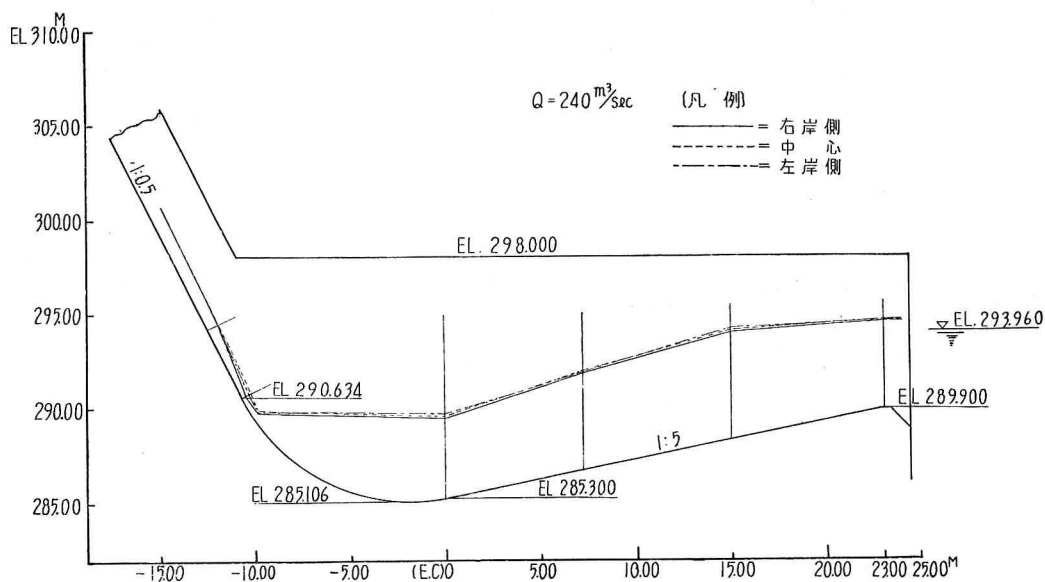


図-18 水叩き部の水位図

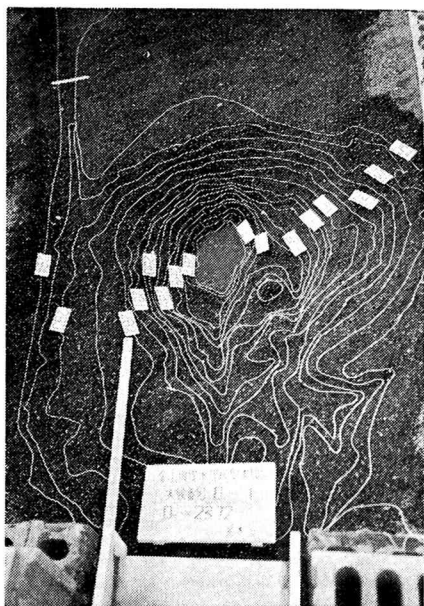


写真-8 現地河床状況において通水後の河床洗掘状況

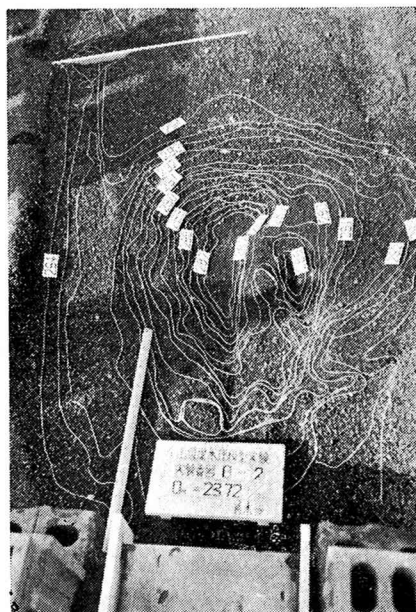


写真-9 測線 No. 5 に副ダム (EL 294.0m) 設置通水後の河床洗掘状況

深の等高線を示している。勿論等高線の数字は模型の深さを現地に換算したものである。写真-7 から知られるように放射水の落下点付近が相当洗掘され water cushion となつてエネルギーがある程度減殺されても、相当下流まで乱流となり、また右岸側に渦流が生じ河岸の洗掘がはげしい。写真-8 および 写真-9 と比較すると、副ダムを設置し、下流水位を上げて洗掘の傾向および洗掘深度は変わらないようである。水叩き末端より 63m 付近

では、非常に極端な洗掘をうけ、当初の計算値とほぼ等しい飛躍距離を示した。

以上の結果から、かような形式を採用するとなれば、水流の落下点付近を掘削して、water cushion とするとともに、河床河岸の保護を充分にしなければならない。殊に発電所の建設予定位置である右岸側の保護には充分注意しなければならないであろう。

IX. 結 語

以上の実験結果についてつぎの結論をえた。

1. 逆傾斜水叩きについて

水叩きの形状は計画どおりのものが一番下流河川に対しては良好のようであり、水叩きの長さは計算によつて求めた長さで充分と考える。水叩き末端から下流の最大流速は 5.0 m/sec 以上となるので、将来洗掘が進めば洗掘防止のため、適当な河床保護工を施す必要がある。

2. 導流壁の高さについて

現計画の高さは EL 298.0 m であるが、2.0 m 低くし EL 296.0 m あれば充分と考える。これは計画放流量 240 m³/sec の自然下流水位 EL 293.96 m より、約 2.0 m の余有高となる。

3. 放射式水叩きについて

本型式は非常に大きな洗掘力を示し、金山のような下流水位の低いところでは不適と考える。もしかような型式を採用するとなれば、水脈落下点付近のエネルギーを減殺するような工法を特に工夫する必要がある。水脈の飛躍距離は計算値とほぼ等しい値を示すようである。

4. その他

門扉の操作に当つて、減水などのため下流水位が計算上必要な水位に達していない場合には、徐々に流量を増してゆき、減勢能力を越える流量を一時に対放流することは絶対避けなければならない。もし放流量が一時的にでも減勢能力を越えると跳水は下流に吹き飛び逆傾斜面が露出射流となつてしまい、下流河川やその他の構造物にいちじるしい災害を引き起すことになるから注意を要する。逆傾斜水叩きとしての跳水機能は当然水平水叩きおよび Bucket 型水叩きと異なる。したがつて逆傾斜の上限および下限の限界の勾配があると考えられるので、この方面の研究も今後の問題点と思う。

終りに実験を行なうに当つて石狩川治水事務所の各位より戴いた御協力を深く感謝する。

参 考 文 献

- 1) 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 年。
- 2) 石原藤次郎・本間仁：応用水理学 中 II，丸善。
- 3) 前出 1)。
- 4) 石原藤次郎・本間仁：応用水理学 中 I，丸善。