

金山ダム水理模型実験(Ⅲ)

森 正 秋* 柳 本 孝 治**

目

1. 緒 言..... 1
2. 実験設備および模型..... 1
3. 実験の方法..... 1
4. 越流形状の検討..... 2
 - a. 越流係数..... 2

次

- b. 底面圧力の分布..... 3
5. 水タタキ形状の検討..... 4
 - a. 水タタキの水理..... 4
 - b. 実験の考察..... 5
6. 結 言..... 7

1. 緒 言

金山ダムの水理模型実験は昭和34年度より当所において引続き行なっているものであるが、昭和36年度においては水タタキ形状の変化による水理条件の検討および越流形状2, 3についての優劣の比較など最終的に提起された問題について検討を行なつたものである。

ダムの設計概要は図-1に示すとおりである。

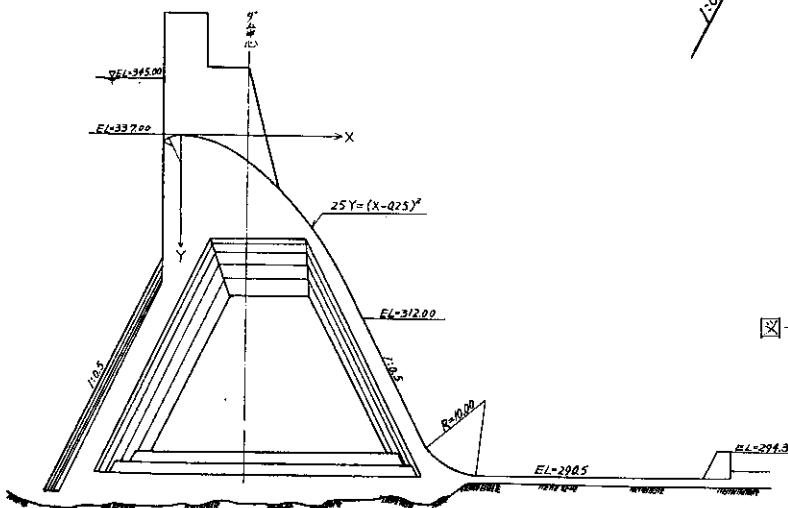


図-1 ダム越流部一般図

型 式 可動扉付越流型中空式重力コンクリートダム
 ダム高 60m
 堤頂巾 297m
 堤体積 234,000m³
 門 扉 ローラーゲイト 3門

2. 実験設備および模型

実験は河川研究室の大型実験場を使用することとし、縮尺1/30の模型を表面モルタル仕上げとして製作した。越流部中心に沿つて、図-2の位置にピエゾメーターを設置し、マンメーターにより圧力測定を行なつた。

下流河川は放流水による洗堀および堆積現象の傾向を調べるため移動河床とすることにし、粒径10%の小砂利

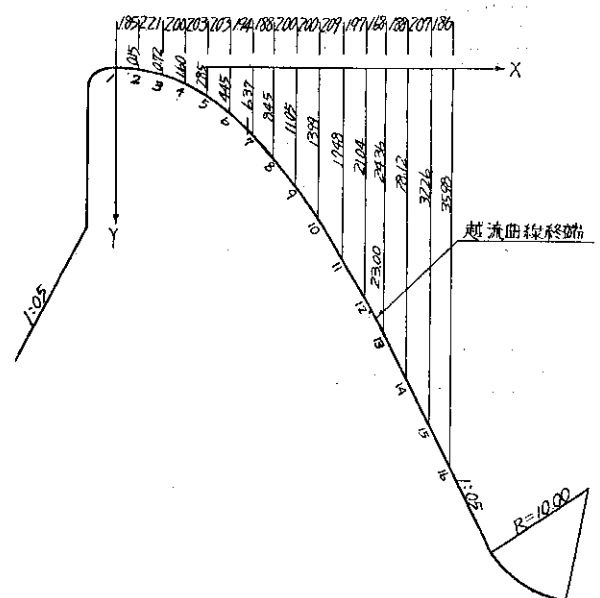


図-2 ピエゾメーターの位置(単位m)

をもつてダム中心線より下流 260m の河床を製作した。

実物と模型の相似律としてフルードの相似法則を適用すると基本量の換算比は

表-1のとおりである。

表-1

基 本 量	縮	尺
長さまたは水深	a	1:30
面 積	a^2	1:900
体 積	a^3	1:27,000
流 速	$a^{1/2}$	1:5.4772
流 量	$a^{5/2}$	1:4,929.5
圧 力 の 強 さ	a	1:30
粗 度	$a^{1/6}$	1:1.764

3. 実験の方法

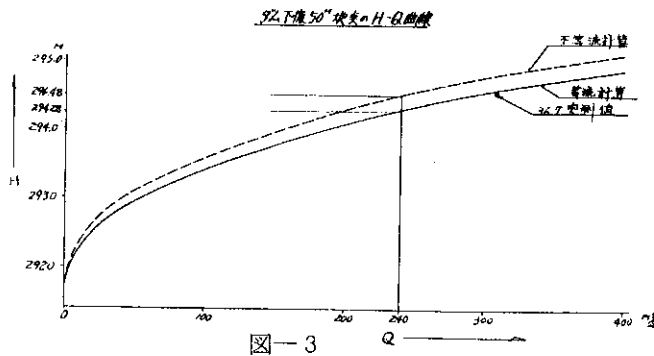
越流形状の検討をするため越流曲線として2次曲線、 $x^2=25y$ および $x^2=23y$ の2曲線における自由越流と水

*河川研究室副室長 **同室

門半開時の流出について越流係数を算定した。また水タタキ部はエプロン標高を変化させることにより下流河床の流速測定および洗掘状態をコンターライン撮影により比較した。

実験に使用した流量は計画最大放流量 $240\text{m}^3/\text{sec}$ (模型流量 $48.7\ell/\text{sec}$) と $1/2$ 流量 $120\text{m}^3/\text{sec}$ (模型流量 $24.35\ell/\text{sec}$) および平水流量 $40\text{m}^3/\text{sec}$ (模型流量 $8.11\ell/\text{sec}$) を使用した。

水タタキの設計および下流河川の洗掘の問題では、ダムの放流量とともに下流河川の水位が重要な因子である。模型における下流水位はダム中心線より下流 200m の地点で観測することにしたが、実物においてはダム中心線より下流 469m 地点に測水所を設けて水位観測を行なっているのみで、それも小流量の水位資料しかなく、やむをえず計算により 50m 地点の水位を決定することにした。 469m 地点の資料を基にして等流および不等流計算を行なつた結果、 50m 地点の水位—流量曲線は図—3のとおりになる。計画放水量における水位はそれぞれ $EL\ 294.28\text{m}$ (等流計算) $EL\ 294.48\text{m}$ (不等流計算) と 0.2m の差を生じたが、模型実験には水タタキ設計に安全度の高い水位 $EL\ 294.28\text{m}$ を採用することとし、小洪水のときも等流計算による水位—流量曲線により水位を調節した。



図—3

4. 越流形状の検討

a 越流係数

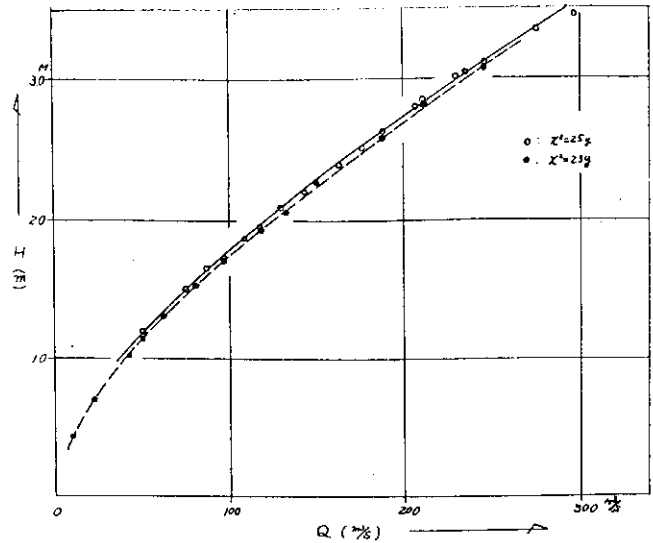
自由越流における越流係数 C_f は一般的に式(1)によって表わされている。

$$Q = C_f B H^{3/2} \quad \dots\dots\dots (1)$$

越流部曲線 $x^2 = 25y$ と $x^2 = 23y$ における水位—流量曲線は図—4のとおりであるが、越流係数 C_f は H/H_d と双曲線比例するものと考え、(2)式をうる。

$$C_f = \frac{(H_1/H_d)}{a + b H_1/H_d} \quad \dots\dots\dots (2)$$

2個の越流形状における実験値を整理すると表—2および図—5のようになる。これらの図から明らかなように越流水深が 3.0m 付近までの範囲では $x^2 = 23y$ の曲線を使用したほうがかなり C_f の値は大きいようである。



図—4 金山ダム H—Q 曲線

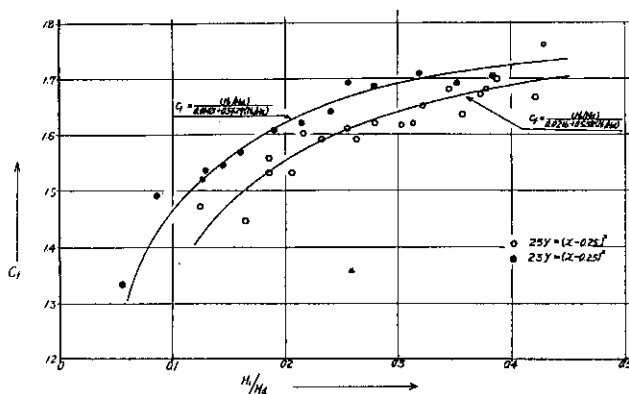
表—2～a

$25y = (x - 0.25)^2$			
$Q(\text{m}^3/\text{S})$	$H(\text{m})$	C_f	H/H_d
41.42	1.029	1.474	0.129
51.26	1.212	1.444	0.151
75.91	1.491	1.555	0.186
86.76	1.650	1.530	0.206
97.60	1.731	1.605	0.216
109.92	1.881	1.593	0.235
118.30	1.965	1.611	0.245
130.13	2.109	1.590	0.263
144.43	2.238	1.619	0.279
164.15	2.436	1.617	0.304
177.45	2.517	1.620	0.314
188.79	2.640	1.651	0.330
207.03	2.769	1.680	0.346
211.96	2.865	1.635	0.358
231.68	2.994	1.673	0.374
236.61	3.024	1.684	0.378
247.45	3.111	1.702	0.388
277.03	3.384	1.668	0.423
298.72	3.429	1.762	0.428

表—2～b

$23y = (x - 0.25)^2$			
$Q(\text{m}^3/\text{S})$	$H(\text{m})$	C_f	H/H_d
9.86	0.432	1.333	0.054
22.68	0.687	1.484	0.086
41.90	1.017	1.518	0.127
42.39	1.026	1.536	0.128
50.28	1.143	1.545	0.143
61.12	1.290	1.570	0.161

$Q(m^3/S)$	$H(m)$	C_f	H/Hd
80.84	1.527	1.608	0.191
97.60	1.722	1.623	0.215
117.32	1.929	1.641	0.241
213.93	2.823	1.689	0.353
245.97	3.081	1.703	0.385
188.30	2.571	1.713	0.321
150.34	2.238	1.685	0.280
133.58	2.055	1.694	0.257



図—5

$x^2 = 25y$ の曲線は計画洪水量 $1,000 m^3/sec$ の設計水深 $Hd = 8.0m$ より算出された関係上低水位においては若干の能率低下も止むをえないものと思われる。(2)式について最小自乗法を適用して越流係数を算出すると(3)および(4)式となる。

$$C_f = \frac{(H_1/Hd)}{0.0216 + 0.538(H_1/Hd)} \dots\dots\dots (3)$$

$(x^2 = 25y)$

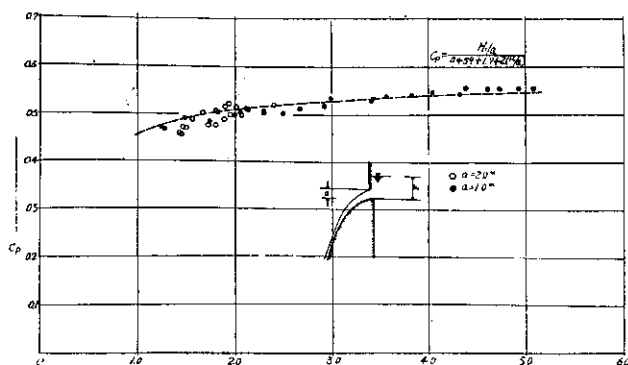
$$C_f = \frac{(H_1/Hd)}{0.0143 + 0.5429(H_1/Hd)} \dots\dots\dots (4)$$

$(x^2 = 23y)$

ゲートを半開操作したときの越流係数は、ゲートの開き a を $1.0m$ 、 $2.0m$ の2種類について測定した。ゲートの部分開放における越流係数を Cq とすると(5)式をうる。

$$Q = Cq \cdot a \cdot B \sqrt{2gH_1} \dots\dots\dots (5)$$

この場合も Cq の値は曲線の形で表わされる。最小自乗法により Cq と H_1/a の関係を求めると図—6のとおりである。



図—6

$$Cq = \frac{H_1/a}{0.459 + 1.742(H_1/a)} \dots\dots\dots (6)$$

b 底面圧力の分布

堤面上の水深および底面の圧力は次式により求めることができる。

$$q = (R+h) \sqrt{2g(E+y-h \cdot \cos \theta)} \log e \frac{R+h}{R} \dots\dots\dots (7)$$

ここに q : 単位巾当たりの流量 (m^3/sec)

R : 堤面の曲率半径 (m)

h : 堤面に垂直に測った水深 (m)

E : Crest より測かつた全水頭 (m)

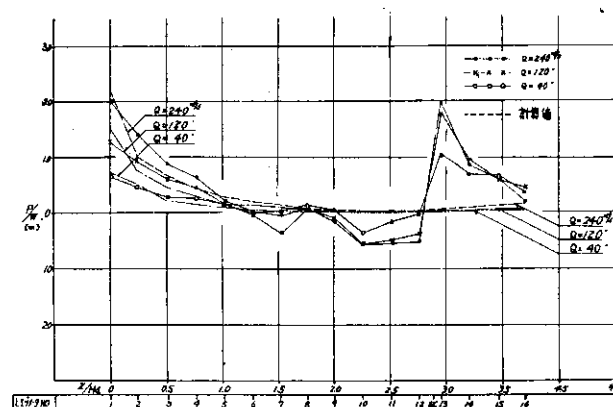
θ : 堤面と水平線との角 ($^\circ$)

y : Crest より下向きに測った堤面の垂直距離 (m)

$$\frac{P}{w} = h \cdot \cos \theta + (E + y_s) \left[1 - \left(\frac{R+h}{R} \right)^2 \right] \dots\dots\dots (8)$$

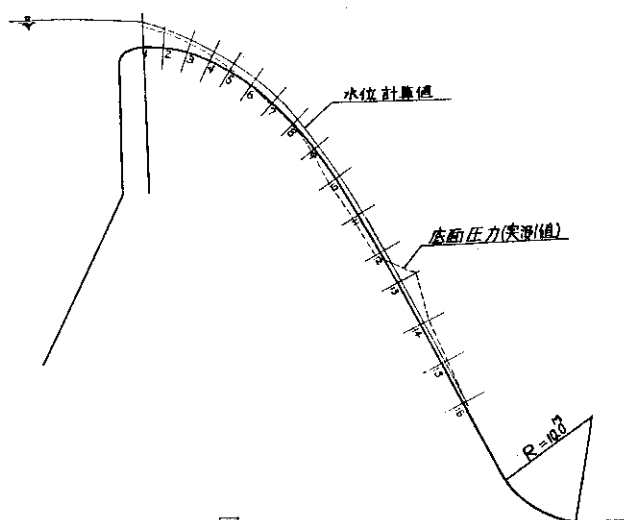
ここに y_s : Crest より下向きに測った水面の垂直距離 (m)

実験においては流量 $Q = 240 m^3/sec$ 、 $120 m^3/sec$ および $40 m^3/sec$ を通水したときの水深および圧力を測定した。



図—7

図—7、表—3はそれぞれの流量における実測値および計算値との比較である。図—8に $240 m^3/sec$ のときの底面圧力および水面形を示す。測点9～12付近は負圧を示しているが、その絶対値は小さく許容できる範囲であると思われる。



図—8

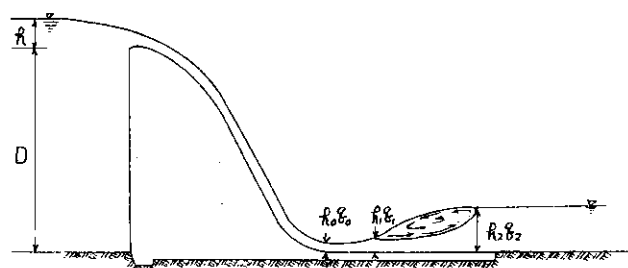
表—3

測 点	$Q=40m^3/s$				$Q=120m^3/s$				$Q=240m^3/s$			
	実 測 値		計 算 値		実 測 値		計 算 値		実 測 値		計 算 値	
	水 深	底面圧力	水 深	底面圧力	水 深	底面圧力	水 深	底面圧力	水 深	底面圧力	水 深	底面圧力
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
1	0.65	0.66	0.75	0.719	1.41	0.26	1.61	1.501	2.30	1.99	2.47	2.200
2	0.43	0.48	0.55	0.486	1.06	0.93	0.95	0.750	1.84	1.41	1.46	0.990
3	0.34	0.28	0.28	0.206	0.88	0.59	0.70	0.450	1.52	0.87	1.21	0.658
4	0.30	0.26	0.22	0.136	0.77	0.44	0.58	0.294	1.34	0.63	1.02	0.431
5	0.25	0.14	0.18	0.082	0.63	0.14	0.48	0.128	1.16	0.20	0.88	0.276
6	—	0.00	0.15	0.053	—	-0.03	0.41	0.124	—	0.00	0.76	0.189
7	—	0.02	0.13	0.035	—	-0.38	0.36	0.082	—	0.06	0.68	0.130
8	—	0.14	0.09	0.024	—	0.06	0.26	0.045	—	0.06	0.50	0.067
9	—	0.05	0.08	0.014	—	-0.11	0.23	0.032	—	-0.18	0.46	0.047
10	—	-0.37	0.07	0.009	—	-0.55	0.21	0.023	—	-0.56	0.41	0.033
11	—	-0.18	0.06	0.007	—	-0.50	0.19	0.015	—	-0.54	0.37	0.022
12	—	-0.03	0.06	0.005	—	-0.38	0.18	0.010	—	-0.51	0.35	0.017
EC	—	—	0.05	0.004	—	—	0.17	0.010	—	—	0.33	0.015
13	—	1.07	—	—	—	1.79	—	—	—	1.97	—	—
14	—	0.71	—	—	—	0.95	—	—	—	0.86	—	—
15	—	0.69	—	—	—	0.60	—	—	—	0.59	—	—
16	—	0.38	0.05	0.022	—	0.45	0.15	0.067	—	0.17	0.31	0.139

5. 水タタキ形状の検討

a 水タタキの水理

ダムを越流する水脈のもつエネルギーを減殺するには下流河川内に減勢池を設けなければならないが、ダム直下流は河床を保護するため、水タタキが必要となる。水脈のエネルギーを完全に減殺するには下流河川の水位との関係でできる完全跳水現象によるのが一番効果的で確実であるが、河川水位の低いとき、あるいは河床構成の程度により残存エネルギーを許容できるときなどは、流下水脈は水タタキを通過してもかなりのエネルギーを持つことになる。いま図—9の記号を使用することによれば常流水深 h_2 は(9)式となる。



図—9 ダムを越流する射流と跳水の関係

$$h_2 = \sqrt{h_1^2/4 + 2q^2/g} - h_1/2 \quad \text{.....(9)}$$

また射流の水タタキ始点での水深 h_0 は近似的につぎのようにならされる。

$$h_0 = q/\sqrt{2g(D+h)(1-C_0 D/h)} \quad \text{.....(10)}$$

本ダムの水タタキについて上下流の水深関係を調べると計画最大放水量 $240m^3/sec$ における射流水深 h_0 は $h_0 = 0.29m$ となる。これに対応する共軛水深 h_2 は $h_0 = h_1$ とすれば $h_2 = 6.14m$ (EL. 296.64m) となり、実際にとりうる自然河川水位を前記のように EL. 294.28m とすると、常流水深より低いので、水平水タタキとしては補助構造物が必要となり、副ダムを設置することとした。

副ダムを流れる越流水深は(11)式により求めた。

$$H = \left(\frac{Q}{CB}\right)^{2/3} \quad \text{.....(11)}$$

上式より $H = 2.409m$ となり副ダムの高さ Hd は

$$Hd = 6.14 - 2.409 = 3.731m$$

これによれば副ダムの天端標高は 294.231m となるので EL. 294.30m とした。

水タタキの長さは露出射流の長さ ℓ と跳水の長さ ℓw の和になるが、本ダムにおいては露出射流の長さを零として計算を進めているため跳水の長さ ℓw ＝水タタキの長さとなる。いま跳水の長さを ℓw とすれば下流水深 h_2 との間に(12)式なる関係が成立する。

$$\ell w = 4.5 \sim 5.0 h_2 \quad \text{.....(12)}$$

上式によれば水タタキの長さ ℓ は27.63～30.7m となるが実験においては30.0m と35.0m の2種類について検討した。

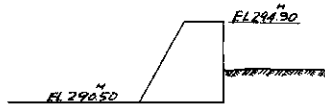
原案における副ダムの横断形状はデフレクター的な要素をもつものである。このため図-10にみるように改良をくわえ最終的には $x^2=4y$ なる曲線を使用した。

b 実験の考察

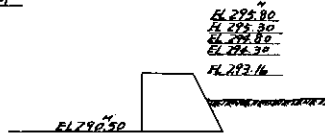
1) 移動河床による実験

ダム下流河川における河床の洗堀および堆積状態を知るため本実験においては粒径10%の均一砂利を水タタキ末端より現地河床と同一の状態に敷きつめ、通水時間はそれぞれの流量について20分間として観測を行なった。

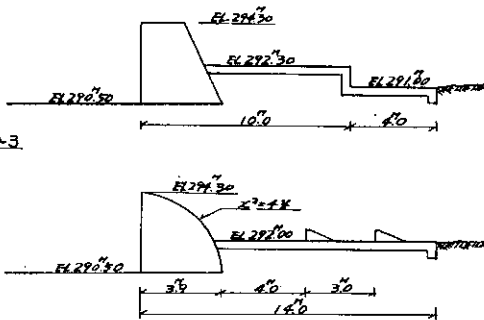
A (原案)



B (改良) ~1



C () ~2



D () ~3

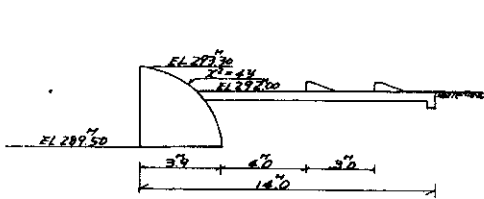


図-10

写真-9は通水終了後のコンター・ラインを示すものである。下流水位がダム末端の射流水深による共軌水深より低いため水タタキ直下流はかなり洗堀されており、河床地盤は強固であるが、水脈のエネルギー殺滅工法または河床保護工などの設置が必要と思われる。

2) 固定河床による実験

水タタキ末端より下流約50mの間を表面モルタル仕上げとして水位、流速などの観測を行なった。測定箇所は図-11に示す。水タタキの形状を決定するためには水タタキの標高および長さ副ダムの標高、形状などの諸因子を定めなければならない。実験においては主として計

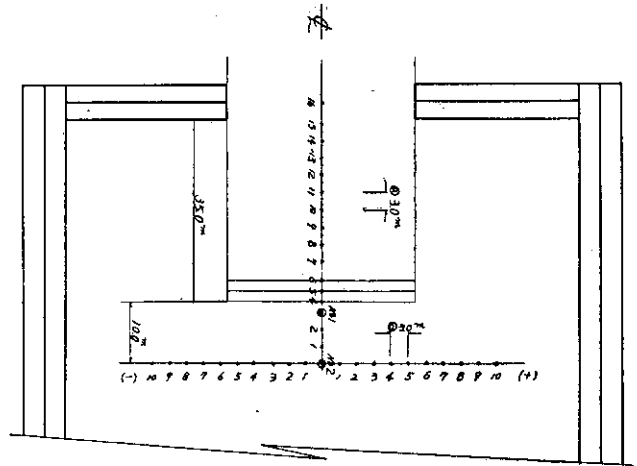


図-11

画放水量 $240m^3/sec$ を通水して検討したので以下順次これらについて説明する。

3) 水タタキの長さ

水タタキ長30mと35m2種類の水タタキ内部および下流河川の流速分布は図-12, 13に示すとおりである。

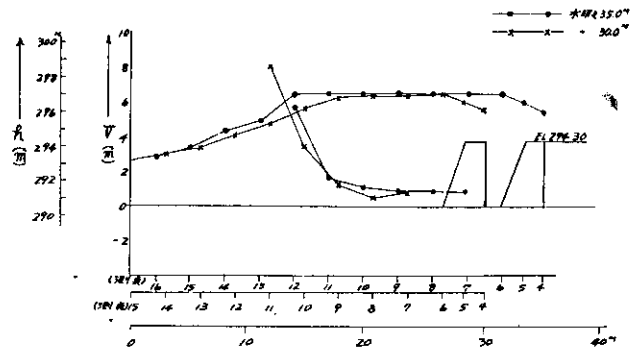


図-12 原案における水タタキ内水位流速

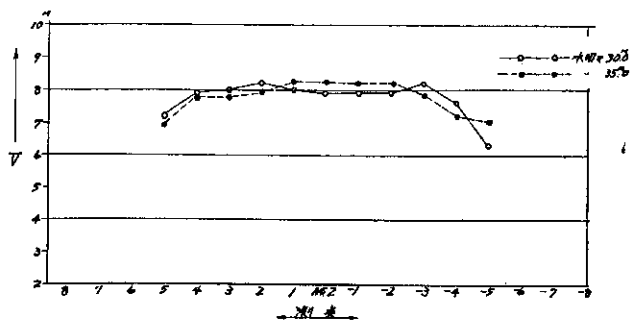


図-13 No.2 (副ダムより10.0下流) 横断線上の流速

35mの水タタキを使用したときは副ダム付近においてかなり強い逆向きの流速が感じられた。また両者における下流河川の流速には、ほとんど差が認められない。このことは35mの水タタキの長さに余裕があることを示すものと考えられるもので、計算による水タタキ長30.7mが妥当なものと思われたのでこれを30.0mとした。

4) 副ダムの高さ

計算による副ダムの高さは3.8mとなり、その標高は

EL.294.30mである。これによれば下流河川との間に相当な落差があり、河床の洗掘はまぬがれない状態である。副ダムの高さを5.3m、4.8m、4.3m、3.8mおよび2.66mの5種類について水タタキ内底部流速、下流河川の流速分布を測定して検討した。(図-14)水タタキ内の流速は副ダムの高さが計算値以上のものについては、いずれも測点7付近では負の値を示しているが2.66mの高さでは水タタキ末端における流速は正值をとっている。現想的な副ダムの高さは水タタキ末端の流速を零となすものと考えられ、計算による3.8mの副ダムの高さは適当なものと思われる。

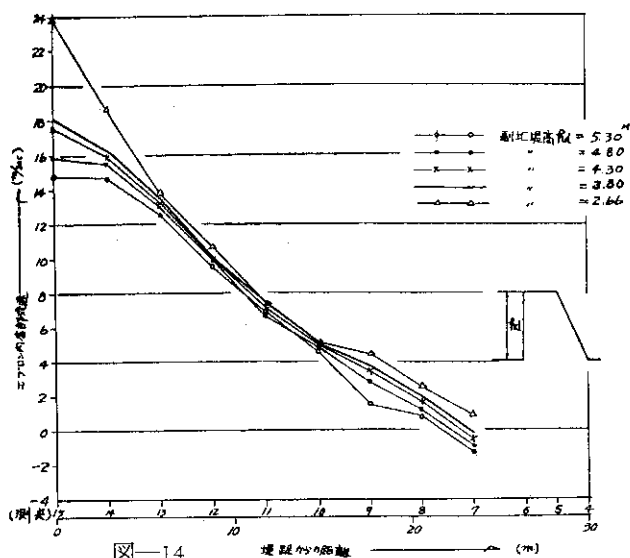


図-14

一方副ダムの下流河床との関係について考察すれば、前記したように副ダムの天端より下流河床までは2.3m程度の落差があり、このままの状態では水脈を下流へ放流することは避けなければならない。図-10は下流河床における保護工の改良を示したものである。改良案-2に示すように2段のステップを付けることにより、水脈のエネルギーを漸次殺滅する方法は、ある程度跳水前線を上流に移行させるが、満足する結果をうるまでにはいたらない。改良案-3においては副ダムの越流形状を $x^2 = 4y$ なる曲線を採用し、図にみるようなエンド・シルを取り付けた。この方法は2段ステップの方法よりも水脈が分散されて効果的であるが、下流の跳水前線はあまり変化しないようであった。

以上の結果より現状における上下流の水位関係ではエネルギー殺滅を大巾に行なうことは困難であると考え、水タタキの標高を1.0m下げEL.289.50mとすることにより水脈エネルギーの総量を減小させることにした。(最終案)これによつてエンド・シルの高さおよび間隔を種々変化させて検討した。図-15は最終的に決定したエンド・シルの配置であるが、これにより跳水前線と思われる箇所まで床固めを行なえば副ダムの始端より14.0mとなった。(写真-11参照)最終形状による流速および水位の測定値は図-16a・bに示す。エンド・シル直後に

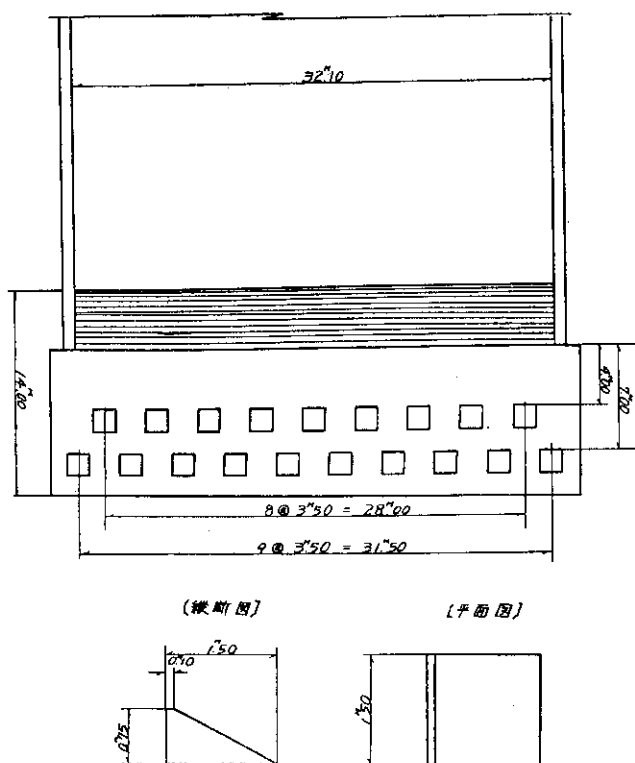


図-15

において流れは常流に変移しており、下流河川の流速も原案に比較して平均約2.0m低下し、安定した流れとなっている。

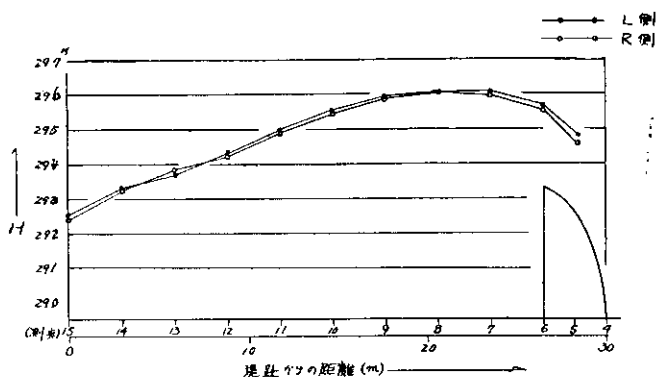


図-16～a 最終案における水タタキ内水位 ($Q = 240 \text{ m}^3/\text{s}$)

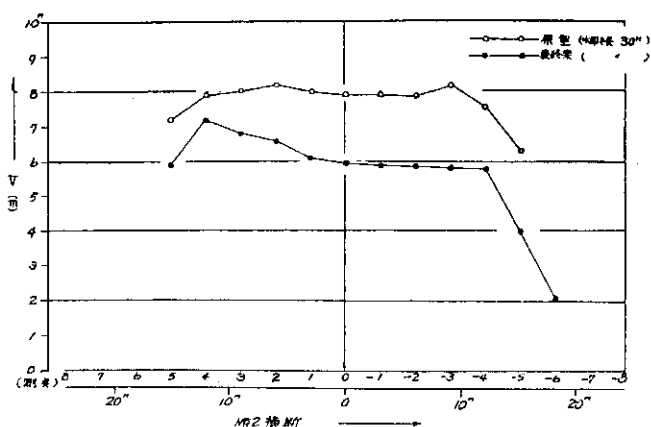


図-16～b No.2横断線上の流速(最終案 $Q = 240 \text{ m}^3/\text{s}$)

5) 導流壁の高さ

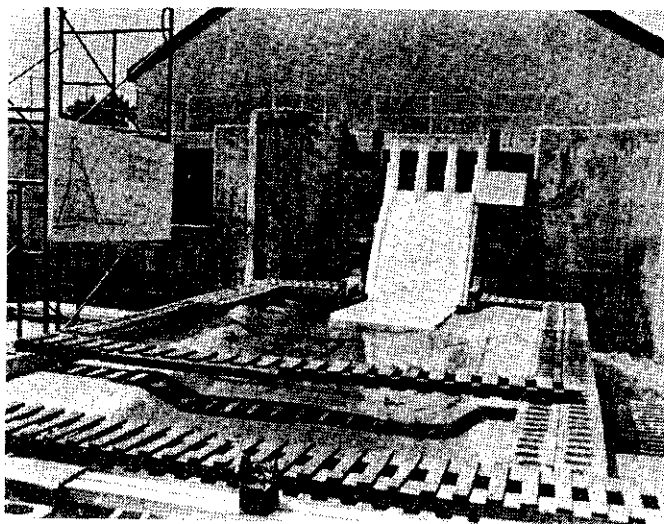
原案における導流壁の高さは計算値 $h_s=6.14m$ に水面の動揺による余裕を加えて $h=6.5m$ となつてゐるが、実験の結果若干の越流水脈があることが認められた。最終案における測定値より図—16— a にみるように $7.0m$ 必要なことが明らかとなつた。したがつて水タタキの標高を $EL.289.5m$ とすれば導流壁の標高は $EL.296.50m$ となる。

6. 結 言

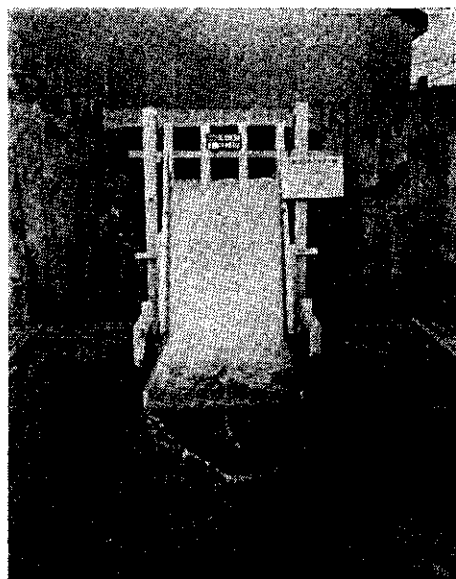
以上の実験の結果を列記するとつぎのとおりである。

1. 越流係数は越流水深が $3.0m$ までの範囲では $x^2=25y$ よりも $x^2=23y$ の曲線を使用したほうが C_f の値はかなり大きい。
2. 底面圧力は測点9~12付近で若干の負圧をみるが、その値は小さい。
3. 移動河床による実験から、水タタキ直下流はかなり洗掘される模様で、河床保護工などの補助構造物が必要と思われる。
4. 水タタキの長さは $30.0m$ が適当なものと思われる。
5. 水タタキの長さを $30.0m$ としたときの、副ダムの高さは $3.8m$ である。
6. 原案における水タタキ標高 $EL.290.50m$ は下流水位に対して高すぎるものと思われる。
7. 水タタキ標高を $1.0m$ 下げ $EL.289.50m$ とすれば、エンド・シルを設置することにより、流れは常流になり河床保護の目的を達することができる。

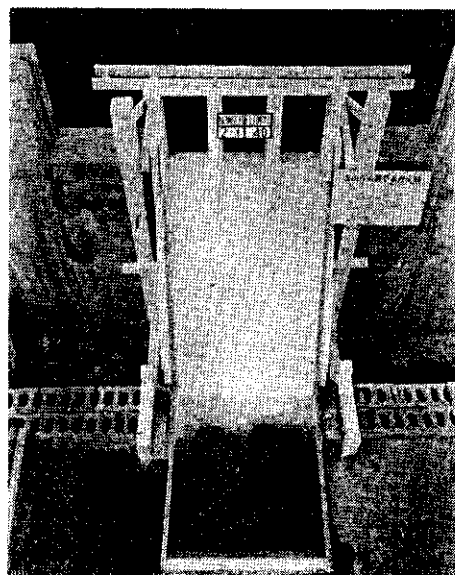
以上で金山ダム水理実験の報告を終わる。実験に終始御協力を戴いた石狩治水事務所の各位に誌上を借りて謝意を表する。



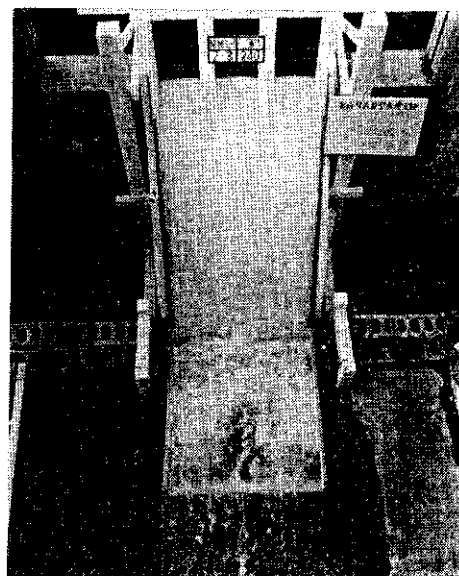
写 真—1



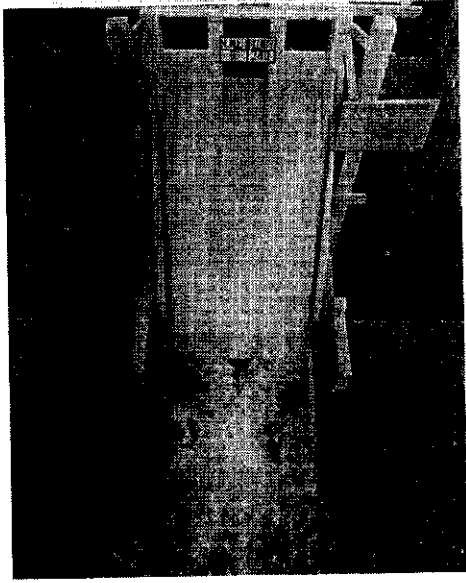
写 真—2



写 真—3



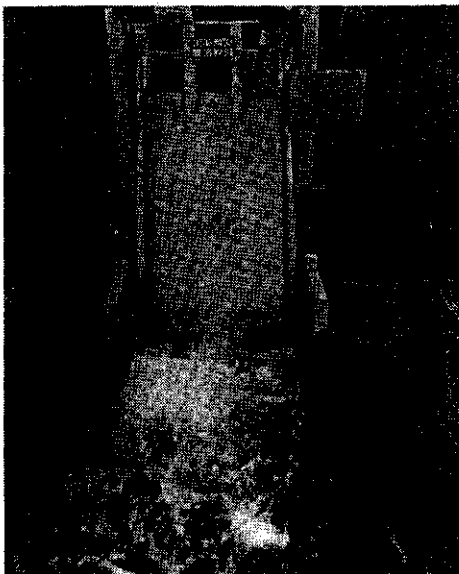
写 真—4



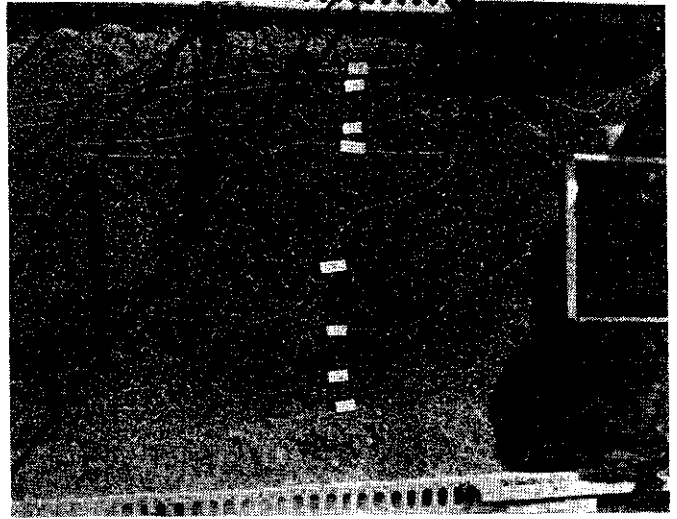
写真—5



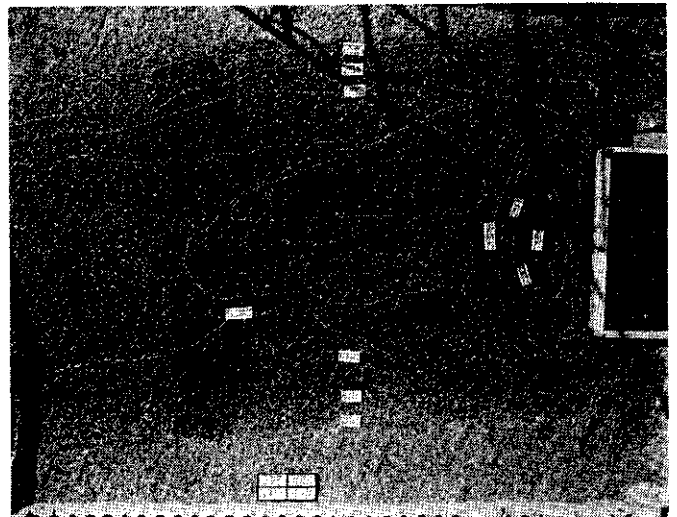
写真—6



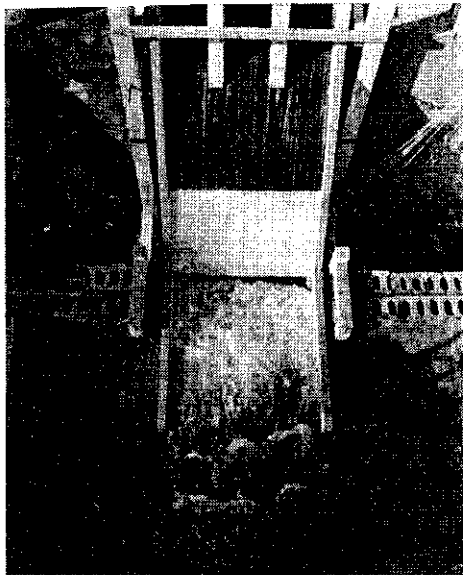
写真—7



写真—8



写真—9



写真—10



写真—11

士 試 短 信

ダム模型実験室など 6 実験室を新設

研究業務の拡大高度化に伴って当所の施設拡充が毎年行なわれてきているが、36年度も構内に6つの実験室が新設され内部設備器具の整備も終わり、模型実験ならびに各種試験の大巾な飛躍が期待される。新設の実験室は、特殊土壌開発研究室関係のダム模型実験室 $194.1m^2$ (コンクリートブロック造り)、応用理化学研究室関係の物理化学実験室 $105.6m^2$ (鉄筋コンクリート造り)、 γ 線透過実験室 $71.3m^2$ (鉄筋コンクリート造り)、構造研究室関係の光弾性実験室 $92.9m^2$ (木造) 繰り返し荷重実験室 $167.3m^2$ (木造、集成材トラス)、土質研究室の恒温恒湿準備実験調整室 $78m^2$ である。また道路研究室の施設として長さ $43.5m$ 巾 $8.7m$ の路盤支持力屋外実験場を構内に築造している。