

土 木 研 究 所 資 料

第 158 号

棕梨川ダム水理模型実験報告



昭和41年3月

建設省土木研究所

序

本報告書は、建設省土木研究所ダム部ダム水理研究室が広島県の依頼により昭和40年6月より検討を開始し昭和41年3月に実験を完了した椋梨川ダム水理模型実験の報告書である。

昭和41年3月15日

建設省土木研究所ダム部

ダム部長 石井文雄

ダム水理研究室長 川村幸司

ダム水理研究室研究員 藤本 成（実験担当）

目 次

[1] 沼田川総合開発事業計画と棕梨川ダム	1
[2] 棕梨川ダム水理模型実験の内容と実験項目	4
[3] 棕梨川ダム水理模型と相似律	5
[4] 実験施設と測定方法	6
[5] 越流部に関する実験的検討	7
(1) 設計条件	7
(2) 越流部形状	7
(3) 自由越流時の水位と流量関係	7
(4) ゲート操作時放流時の水位と流量の関係	11
(5) 越流底面の圧力状態	16
(6) 越流部水面形の測定結果	19
[6] 棕梨川ダム減勢工の設計	23
(1) 棕梨川ダム減勢工の型式の選定	23
(2) 跳水型減勢工としての検討	24
(3) 拡散型水叩きの設計	30
[7] 減勢工に関する実験的検討	39
(1) 減勢工の型式選定に関する実験的検討	39
(2) 鉛直シルのみを用いた水叩き	42
(3) 鉛直シルとバツクルピアー、シュートプロ ツクを併設した水叩き	45
(4) 推奨水叩きの形状と機能	47
(5) バツクルピアー面に作用する圧力	49
(6) エンドシルの形状に関する実験的検討	50
(7) 必要導流壁高について	52

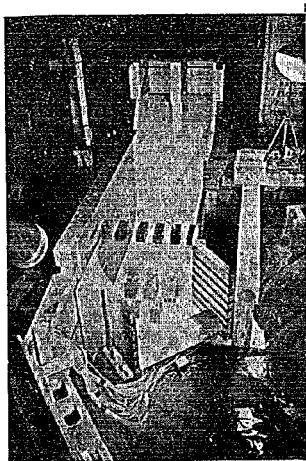


写真-1 棕梨川ダム模型

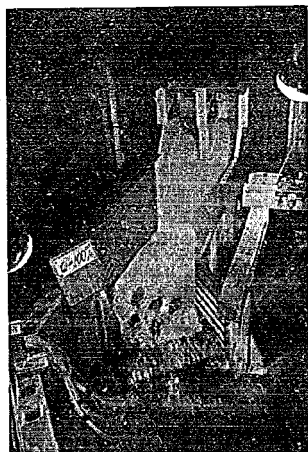


写真-2 減勢池の流況
(100 m³/s)

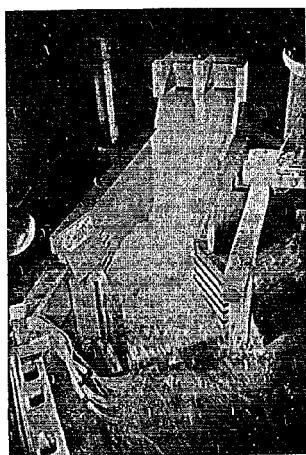


写真-3 減勢池の流況
(200 m³/s)

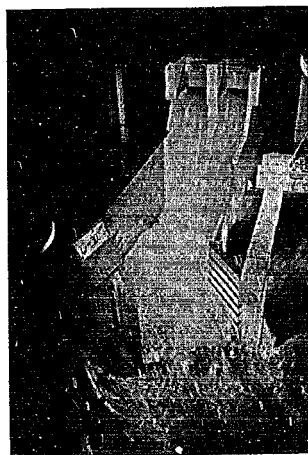


写真-4 減勢池の流況
(300 m³/s)



写真-5 減勢池の流況
(400 m³/s)



写真-6 減勢池の流況
(500 m³/s)



写真-7 減勢池の流況
(600 m³/s)



写真-8 減勢池の流況
(700 m³/s)



写真-9 減勢池

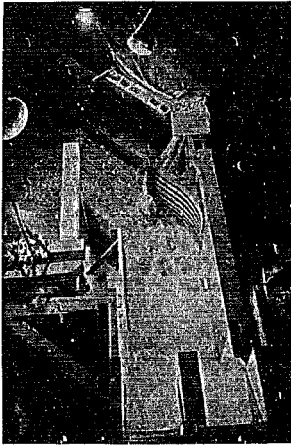


写真-10 減勢池の流況
(100 m³/s)

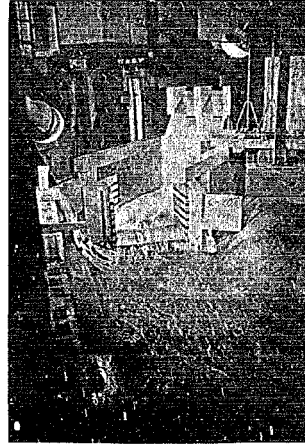


写真11 減勢池下流の流況
(100 m³/s)

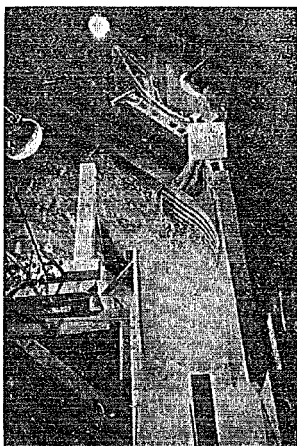


写真-12 減勢池の流況
(200 m³/s)

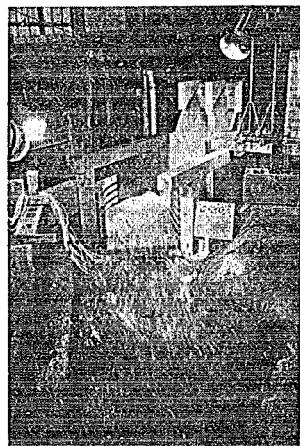


写真-13 減勢池下流の流況
(200 m³/s)

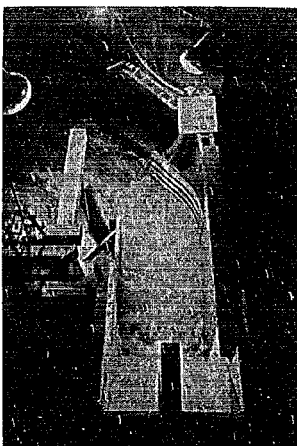


写真-14 減勢池の流況
(300 m³/s)



写真-15 減勢池下流の流況
(300 m³/s)



写真-16 減勢池の流況
(400 m³/s)

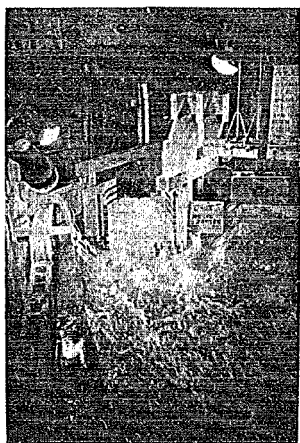


写真-17 減勢池下流の流況
(400 m³/s)

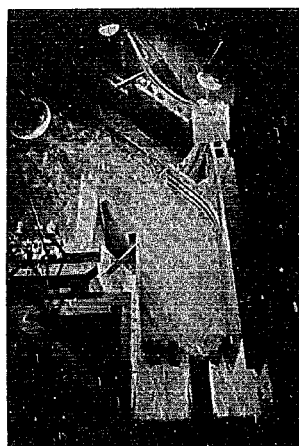


写真-18 減勢池の流況
(500 m³/s)



写真-19 減勢池下流の流況
(500 m³/s)



写真-20 減勢池の流況
(600 m³/s)

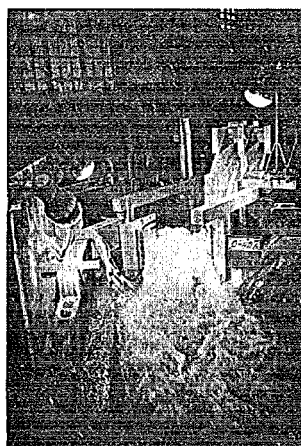


写真-21 減勢池下流の流況
(600 m³/s)



写真-22 減勢池の流況
(700 m³/s)



写真-23 減勢池下流の流況
(700 m³/s)

〔1〕 沼田川総合開発事業計画と椋梨川ダム

沼田川は図-1に示すように広島県のほぼ中央部の賀茂郡福富町カンノ木山に源を発し、東南に流れ三原市を貫流して瀬戸内海に入る県下有数の河川であり、その延長は49.4km、流域面積540.0km²であつて、そのうち山地部48.8km²、平地部4.6km²である。河床勾配は平均1/80、上流山地部は約1/65、中流部は約1/100、本郷町より下流では1/800内外である。水源である上流部は台地を貫流しているので流路勾配も緩となり耕地も広く山地もゆるい丘陵地である。地質は主に花崗岩よりなり、林相は針葉樹（松）が主であつて、その他雑木もあるが林相は概ね良好である。山地崩壊は入野川流域に散見されるが、他にはほとんど見られない。砂防堰堤は本支川合せて13ヶ所あるが、ほとんどが天井川の支流にあり、本川および本川より北側にはほとんどなく安定している。

沼田川は上中流部では台地を流下し耕地をうるおし下流本郷町以下は平野が広がり穀倉地帯となつてゐる。又一方河口左岸三原市附近は工業地帯として発展し、なお現在もその規模を増大しつつある。

沼田川本川下流部については昭和7年より昭和17年に到る間改修工事が施行されているが、昭和20年9月の洪水期に計画洪水位を0.5m～1.0m上廻り非常に危険な状態になつた。またこの上流椋梨川合流点までの延長12kmの間は一部を除き未改修である。

いまその後の出水状況よりみて昭和20年当時に匹敵する降雨がある場合には破堤のおそれも考えられ、近年著るしく発展した下流部沿岸の重要性を考えあわせるとき相当の安全を計る必要があるものと思われる。しかしながら、計画高水流量（1490m³/s）を改訂し大きくとることは膨大な工費を必要とし、また幾多の困難が予想される。よつて沼田川支川に堰堤を築造し、洪水調節を行ない、既改修区間の洪水流量を従前の計画洪水流量まで低下せしめ沿岸の安全を計ることになつた。さらに堰堤により作られる落差を利用し発電を行なうとともに、下流の洪水を調節し三原尾道両市附近の臨海

工業地帯の工業用水を確保することをも目的としている。

沼田川総合開発事業計画の概要は表-1に示すとおりである。

表-1 沼田川総合開発事業計画の概要

治水事業	本川本谷川合流点	調節前 調節后	1,610 m³/s 1,485 m³/s
	ダム地点	調節前 調節后	640 m³/s 415 m³/s
工業用水道事業	三原市 7,300.0 m³/d 尾道市他2市2町 6,500.0 m³/d	17,000.0 m³/d	
上水道事業	三原市 12,000 m³/d 尾道市他2市2町 2,000.0 m³/d		
発電事業	新椋梨川発電所新設により落差 222.90 m 最大使用水量 16 m³/s 最大出力 30,400 KW(ピーク発電)		

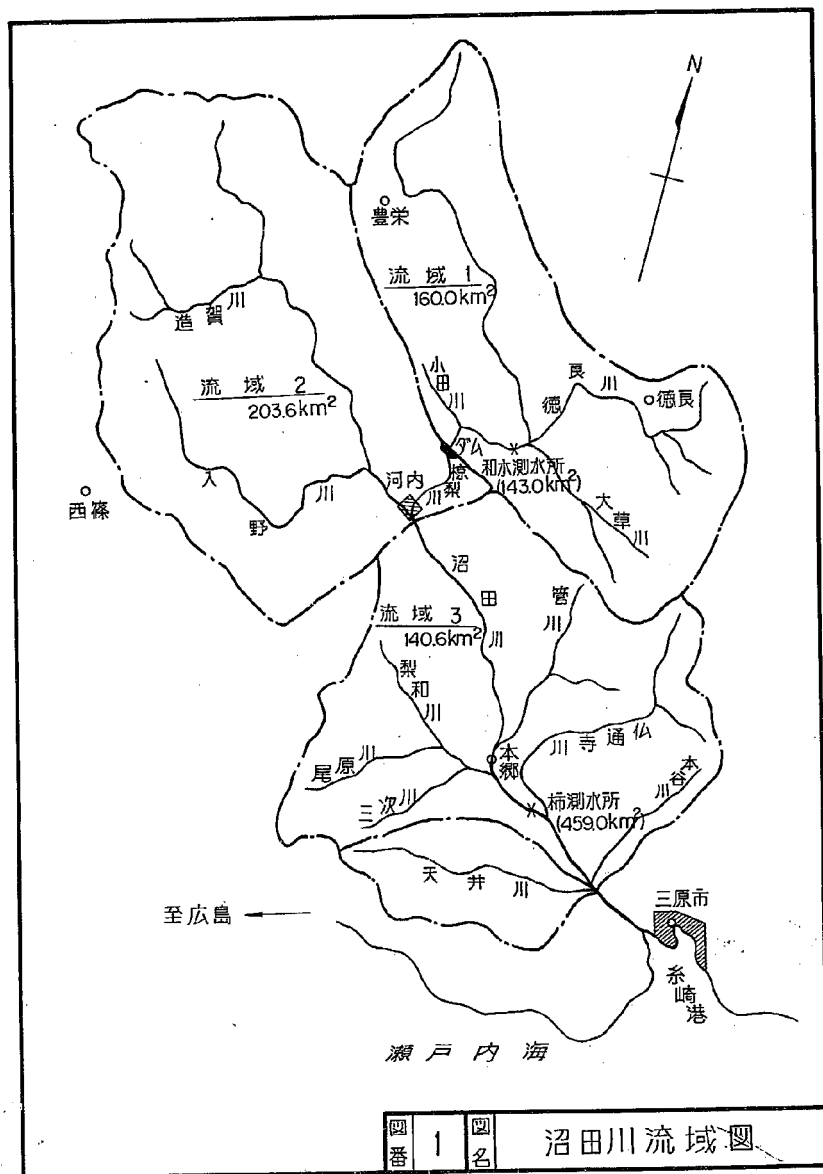
広島県椋梨川開発事務所“椋梨ダム計画概要”より

また椋梨川ダムの諸元は表-2に示すとおりである。

表-2 椋梨川ダムの諸元

貯水池諸元		
集水面積 160.0 Km^2 洪水流量計画 $640 \text{ m}^3/\text{s}$ 異常 $860 \text{ m}^3/\text{s}$	総貯水量	$754 \times 10^4 \text{ m}^3$
	有効貯水量	$627 \times 10^4 \text{ m}^3$
	貯水池容量配分	
常時満水位 WL	264.7 m	洪水調節容量 $365 \times 10^4 \text{ m}^3$
サーチャージ水位 WL	265.0 m	工業用水上水容量 $362 \times 10^4 \text{ m}^3$
最低水位 WL	250.0 m	発電容量 $609 \times 10^4 \text{ m}^3$
利用水深	150 m	
ダム諸元		
ダム位置	広島県賀茂郡河内町大字小田	
型式	直線重力式コンクリートダム	
地質	花崗岩	
堤高	40 m (EL $227 \sim 267 \text{ m}$)	
堤長	242 m ($166.5 \text{ m} + 75.5 \text{ m}$)	
堤体積	$65,750 \text{ m}^3$	
非常用放水管	$0.6 \text{ m}\phi$	1基

広島県椋梨川開発事務所“椋梨ダム計画概要”より



また、椋梨貯水池の容量配分は図-2に示される。

なお、椋梨川ダムの洪水調節計画対象洪水は既往最大の昭和22年9月の枕崎台風であつて沼田川流池の洪水調節基準点である本谷川合流点で $164 \text{ L m}^3/\text{s}$ であり、ダム地点で $640 \text{ m}^3/\text{s}$ である。この場合の流量配分は図-3に示すとおりである。この昭和29年9月の枕崎台風による出水の確率年はほぼ50年に相当している。そこでダム設計基準に対応する計画洪水流量を確率計算した結果は、100年確率洪水流量として $735 \text{ m}^3/\text{s}$ と算出されている。この場合ダムに対して考えねばならない異常洪水流量は100年確率の20%増をとることが基準となつており、本ダムでは $882 \text{ m}^3/\text{s}$ となる。

また、椋梨川ダムにおける洪水調節はこの地方の出水時の降雨状態が台風あるいは梅雨期に発生する不連続線の影響による局地的豪雨に起因するものが大部分であり、この発生は極めて不規則であつて把握し難いため、洪水期間として従来の観測資料をもとに6月16日から9月30日までを定め、この期間には貯水位を制限水位EL260.6mに保ち豪雨が予想される直前に予備放流を行ない所定の治水容量 $365 \times 10^4 \text{ m}^3$ を確保することとしている。

洪水調節方式としては管理上の操作の容易さに主眼をおいてゲート一定開度で操作することにしており、昭和40年11月の計画洪水流量改訂後の案では放流設備として越流頂標高EL255.50mの越流型余水吐の上に幅7.5m、高さ9.5mのテンターゲート2門を設備しこれらのゲートを3.50m開きで一定開度操作とし所定の洪水調節を行なうことにしている。

なお、沼田川の無害流量は従来の観測資料をもとに沼田川基準点である本谷川合流点で $450 \text{ m}^3/\text{s}$ 、ダム地点で $180 \text{ m}^3/\text{s}$ と決定され、予備放流は $180 \text{ m}^3/\text{s}$ 以内の放流を行なうことにしてほぼ3時間程度を要するがこの地方の出水特性を考えあわせれば十分可能であるとされている。

(2) 椋梨川ダム水理模型実験の内容と実験項目

椋梨川ダム水理模型実験として検討すべき内容および実験項目を列記すれば次の通りである。

(A) 越流部

- (i) 洪水調節用放流設備としての放流能力ならびに余水吐としての最大放流能力の検討
(自由越流時およびゲート操作時の貯水位一放流量の測定)
- (ii) 越流部形状の安全性の検討
(越流部底面圧力状態の測定)
- (iii) 堤頂構造物の位置ならびに導流壁高の検討
(越流部水面形の測定)

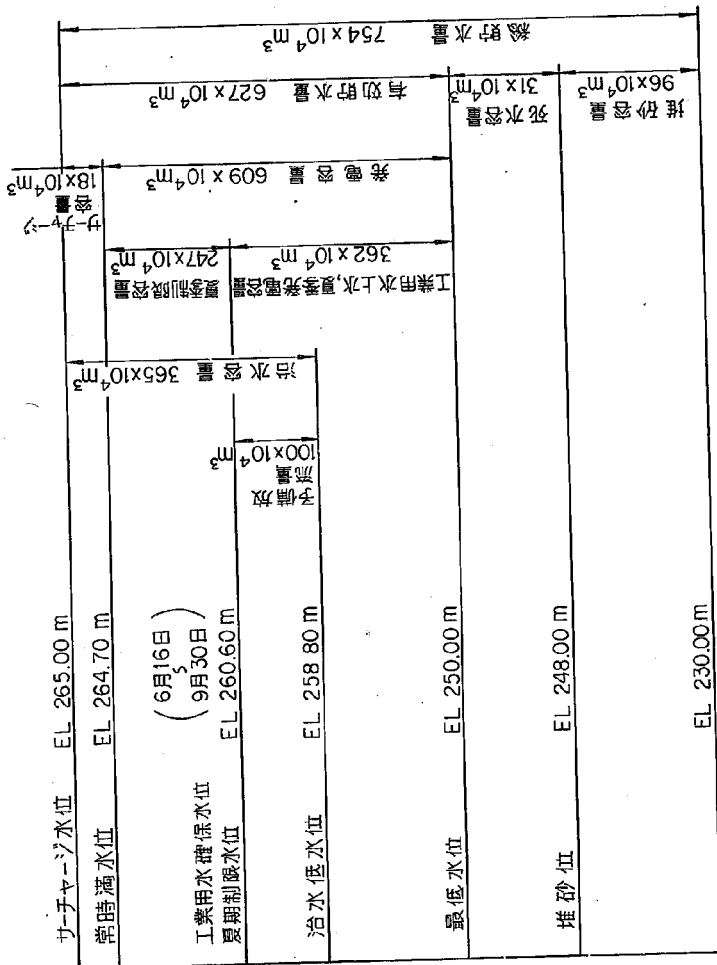
(B) 水叩き

- (i) 水叩きの型式の選定
- (ii) 水叩きの規模ならびに水叩き補助構造物の検討
(圧力測定による構造物の安全性の検討)
- (iii) 水叩き導流壁高の検討
(水叩き内の水面形の測定)

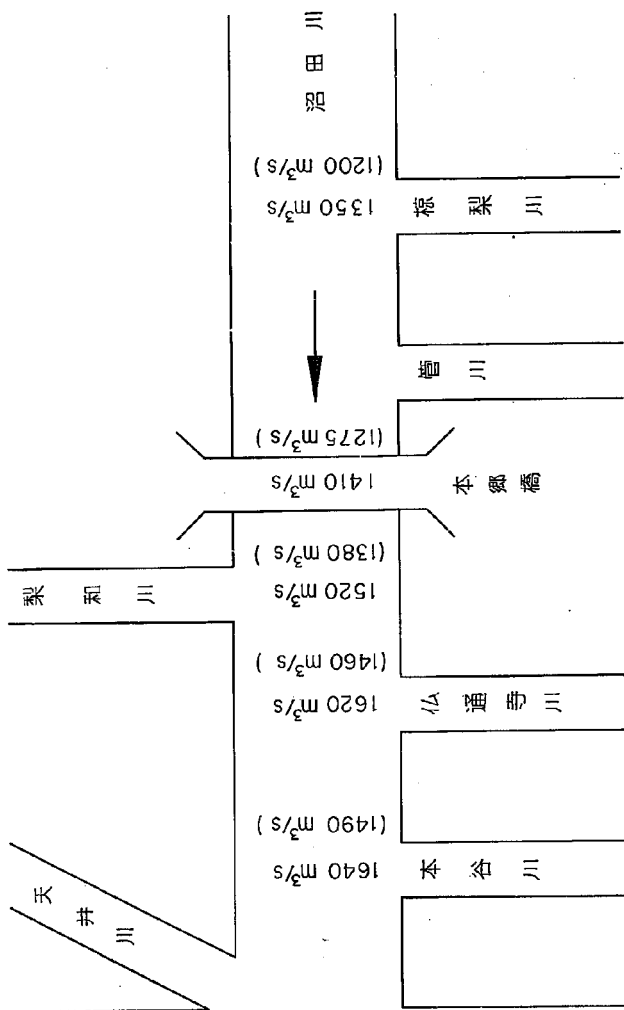
(C) 下流河道

下流河道の流況を把握し管理上必要な資料を集収する。

図名 2 図 棕梨貯水池の容量配分



()内は洪水調節後



圖番	3	圖名	計画高水流量配分圖
----	---	----	-----------

〔3〕 棕梨川ダム水理模型と相似律

棕梨川ダム水理模型実験は建設省土木研究所赤羽分室にあるダム水理研究室の幅 4 m のコンクリート製水路を使用して行なうこととした。

水理模型は実験施設の規模および本ダムの水理諸量を考慮して幾何縮率 n を $1/40$ に選定した。 $1/40$ の水理模型のダム本体はすべて木製（米杉使用）であり、表面を平滑にしかつ木材の吸湿乾燥による模型の変形を防ぎ、写真撮影の効果を上げるため表面全体に白色ビニール塗料を塗布している。また水叩き内の流況が観察できるように水叩き右岸側導流壁のみは透明なアクリルライト板を使用している。

なお、水路内に模型を設置するにあたっては、水路軸方向とダムの越流方向とを一致させ、ダム前面の流れの均一性、対称性を保つとともに、ダム前面を水路縮切り壁と一致させて接近水路の流況が原型と類似するように考慮した。

水叩き下流河道については現地の横断測量図および平面図より現地測点 T 3 2（滝つぼ下流 90 m）までの範囲を模型として再現すれば下流河道の流況を十分把握できるものと考えられるので、この範囲を再現することとし、河床がかなり良好な岩で構成されている点を考慮しすべてモルタルによつて製作することにした。

なお、模型は幾何縮率 $1/40$ であり、実験では重力の影響が大きいため、模型諸量と原型のそれとの間の相似関係はフルードの相似律に従うものと考えてよい。基本諸量の縮率は表 3 に示すとおりである。

表 3 基本諸量の縮率

基 本 量	次 元	縮 率	
長 さ・水 深	L	n	1 : 40
時 間	T	$\sqrt{n}$	1 : 6.325
流 速	LT^{-1}	$\sqrt{n}$	1 : 6.325
流 量	$L^3 T^{-1}$	$n^{5/2}$	1 : 10,120
圧 力	$ML^{-1} T^{-2}$	n	1 : 40
流 量 係 数	—	1	1 : 1

〔4〕 実験施設と測定方法

実験施設はすべに述べたように当所赤羽分室内のダム水理研究室屋内実験場にある幅4 mのコンクリート製水路を使用し、この一部を締め切つて貯水池に対応させて実験している。

実験において、水深の測定には測定精度 $\pm 1/20$ mmのポイントゲージを使用し、流量は幅1.0 mの四角堰の越流水深を測定することにより沖公式によつて換算している。また、圧力測定には模型上に配置したピエゾメーターにより、水柱マノメーターに導いて水柱の単位で測定している。

(5) 越流部に関する実験的検討

(1) 設計条件

棕梨川ダム越流部の必要放流能力は次のように規定されている。

- (i) 洪水調節最高水位 $EL\ 265.00\ m$ で異常洪水流量 $882\ m^3/s$ (計画洪水流量 $735\ m^3/s \times 1.2$) を放流できる。
- (ii) 制限水位 $EL\ 260.60\ m$ で無害放流量 $180\ m^3/s$ を放流できる。
- (iii) 洪水調節方式はゲート開き一定の操作方式が計画されており、実験後その結果を利用して再検討するので実験上特別な考慮はする必要はない。

なお昭和40年11月の改訂後の洪水調節計画ではゲート開き3.50 mの一定開度操作を計画している。

(2) 越流部形状

越流部形状は広島県において標準型断面形 (Randolph) で設計されており、ダム水理研究室の検討の結果十分満足しうる事が確認されたのでこの形状をそのまま実験にうつすことにした。

この場合、越流目標高は $EL\ 255.50\ m$ 、計画洪水水位は $EL\ 265.00\ m$ であつて、最大操作水頭は $9.50\ m$ であるから、設計水頭も $9.50\ m$ を採用している。また越流部は2径間よりなり、1径間幅は $7.50\ m$ 、(当初1径間幅は $7.0\ m$ であつたが、その後昭和40年9月27日棕梨川開発事務所より異常洪水流量の改訂にともない $0.5\ m$ 拡幅して $7.5\ m$ とすることが要請され原案を修正した。) ピアー幅は $2.50\ m$ であつて、総越流幅は $17.50\ m$ 、純越流幅は $15.00\ m$ である。また堤頂には、幅 $7.5\ m \times$ 高さ $9.5\ m$ のテンダーゲート (アーム長 $11.0\ m$) 2門を備えている。なお、ゲートピンの位置はクレスト下流 $11.000\ m$ 、 $EL\ 259.50\ m$ であり、堤体下流面との接点はクレスト下流 $0.775\ m$ 、 $EL\ 255.455\ m$ である。

これら越流部形状は図-4および5に示される。

(3) 自由越流時の水位-流量関係

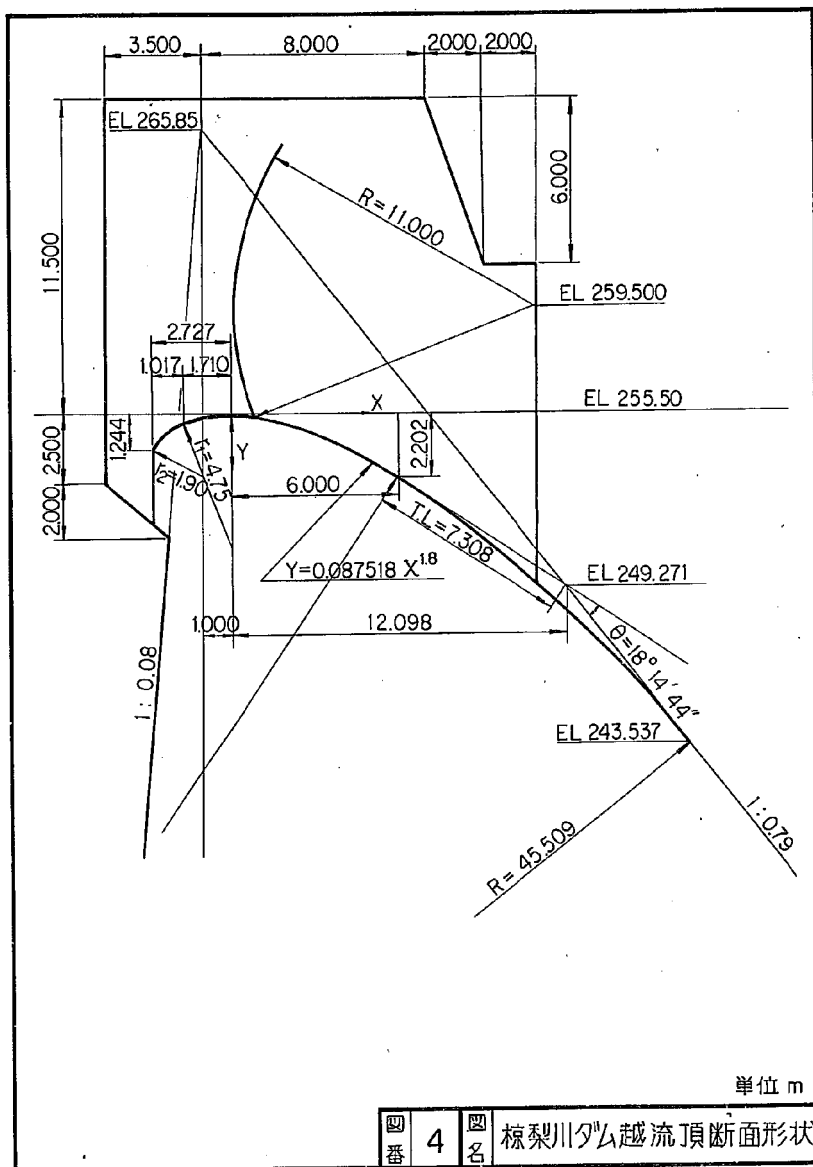
ゲートを全開にして貯水位を種々変化させ、十分な安定時間をおいて流れが定常的な状態になったところで越流水深と流量を測定した。

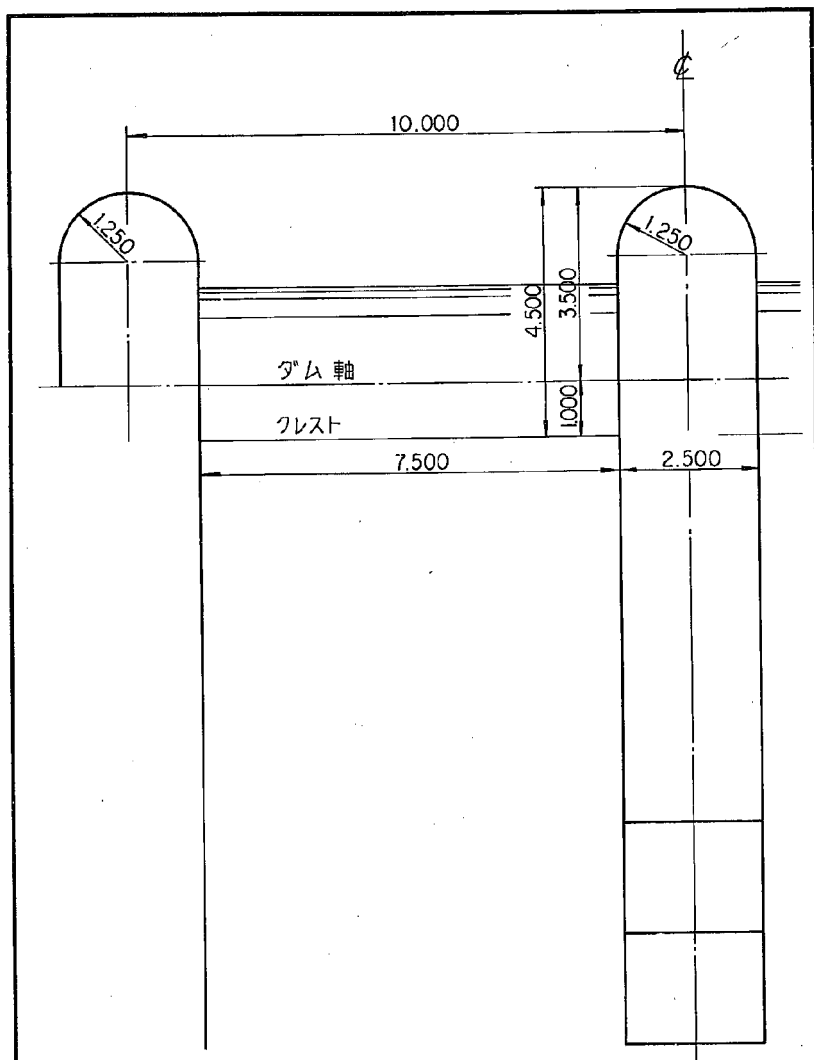
この結果は図-6および表-4に示すとおりである。

表-4 自由越流時の水深と流量関係

越流水深 m	越流流量 m^3/s	越流係数	H/H_d
1.09	32.4	1.902	0.115
1.44	46.6	1.796	0.152
1.84	68.8	1.838	0.194
2.30	100.2	1.915	0.242
3.06	155.8	1.941	0.322
3.10	155.9	1.907	0.326
3.48	184.2	1.891	0.366
4.06	234.8	1.913	0.427
4.41	267.2	1.924	0.464
4.86	307.6	1.914	0.512
5.19	343.0	1.933	0.547
5.40	366.3	1.946	0.568
5.78	410.8	1.971	0.608
6.29	467.5	1.977	0.662
6.72	524.2	2.006	0.707
7.11	582.9	2.049	0.749
7.32	598.1	2.013	0.771
7.50	625.4	2.030	0.790
7.90	667.9	2.005	0.832
8.22	718.5	2.031	0.866
8.55	758.9	2.025	0.900
8.92	819.7	2.051	0.939
9.03	833.8	2.049	0.950
9.26	870.3	2.059	0.975
9.62	918.8	2.053	1.013
9.84	947.2	2.046	1.036

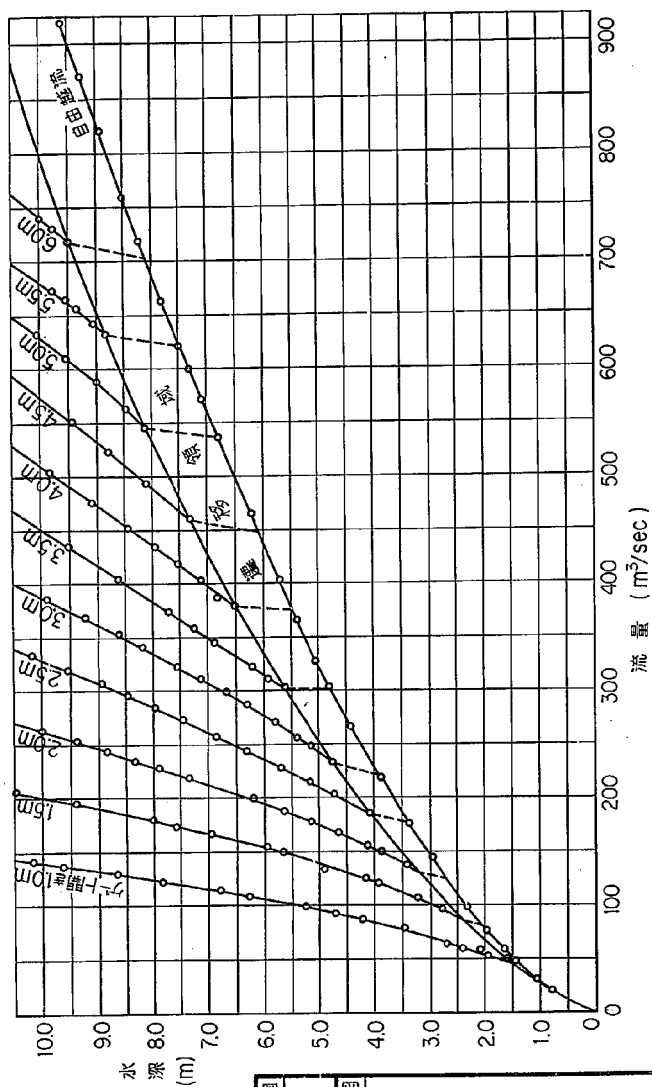
いまこの結果をみると、計画洪水水位EL 265.00mの必要放流能力882 m^3/s （異常洪水流量）に対して放流能力は900 m^3/s であり、制限水位





単位 m

図番 5 図名 棕梨川ダム越流頂平面形状



図名 貯水深-ゲート開き-放流量関係

図番 6

EL 260.60 m の必要放流能力 $180 \text{ m}^3/\text{s}$ (無害流量) に対して放流能力は $340 \text{ m}^3/\text{s}$ といずれも大きく、この形状で設計条件を十分満足することがわかる。

いま、自由越流時の越流係数 C を次式により計算してみた。

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

ここに Q : N 門の自由越流量 (m^3/s)

N : 径間数 = 2

B : 径間幅 = 7.50 m

H : 堤頂を基準面とする越流水頭 (m)

である。

(1) 式により求められた越流係数 C と越流水頭 H の関係は図-7 に示すとおりである。

これをみるとバラツキがかなり激しく実験精度があまりよくなかったことを示しているが、その傾向は十分把握できるものと思われる。

いま、この結果を従来の実験結果と比較してみる。著者が最近解析した結果、橋脚、橋台のある場合の標準型越流頂の自由越流係数 C は次のように表わされる。

すなわち、

$$C = 1.704 \left\{ 1 + K_1 \left(\frac{H}{H_d} \right) \right\}^{1/2} \left\{ 1 - K_2 \left(\frac{H}{H_d} \right)^{3/2} \right\} \quad \dots\dots\dots (2)$$

ここに、 K_1 : 標準型越流頂の橋脚、橋台のない場合の自由越流係数に関連した係数

K_2 : 橋脚、橋台のあることにより自由越流係数の減少に関連した係数、である。

いま、標準型越流頂の橋脚、橋台のない場合の $H = H_d$ における自由越流係数 C_d は著者の解析では $C_d = 2.224$ となり、 $K_1 = 0.7035$ と表わされる。

すなわち、標準型越流頂の橋脚、橋台のない場合の自由越流係数は次式で表わされる。

$$C = 1.704 \left\{ 1 + 0.7035 \left(\frac{H}{H_d} \right)^{1/2} \right\} \quad \dots\dots\dots (3)$$

(3)式は、自由越流係数の理論解より著者が近似的に導いたものであり、実験結果ともよい一致をみせたものである。

つぎに K_2 は従来の収縮係数 K に関連した値であり、 $H=H_d$ における K を K_d と表わせば

$$K_2 = N K_d \frac{H_d}{B} \quad \dots\dots\dots (4)$$

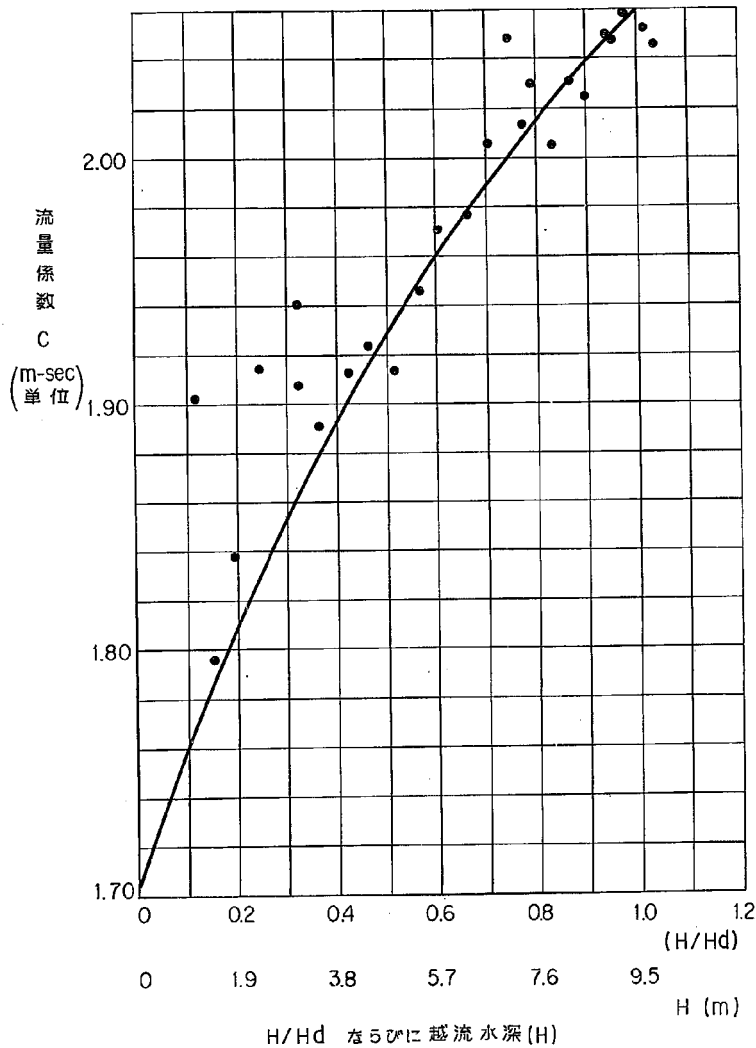
ここに $N K_d$: $H=H_d$ における N 門の収縮係数 K_d の和である。

この K_2 の値については従来の実験結果をもとにして目下再検討を加えている段階であり、ここでは実験結果を用いて自由越流係数の表示式を示すにとどめる。いま、本ダム越流部の $H=H_d$ における越流係数 C_d は実験結果より $C_d=2.060$ と推定できる。そこでこの値から K_2 を逆算すれば $K_2=0.0737$ となる。

よつて、自由越流係数の表示式は次のようになるであろう。

$$C = 1.704 \left\{ 1 + 0.7035 \left(\frac{H}{H_d} \right) \right\}^{1/2} \left\{ 1 - 0.0737 \left(\frac{H}{H_d} \right)^{3/2} \right\} \quad \dots\dots\dots (5)$$

なお、 K_2 の変化を $(H/H_d)^{3/2}$ に比例して変化するとしたのは、従来の実験結果をもちいて近似的に定めた関数形であり、この指数は厳密には $3/2$ にならないかもしれないが実用性に主眼をおきこのような指数を採用した。この(5)式に示される曲線はさきの図-7に示した曲線であつて、これを見ると両者は十分よい一致を示しており、十分実用に耐えるものと思われる。な



四	7	四
番		名

 越流係数と越流水頭の関係

お、(5)式に示される H/H_d と C の関係は表-5 に示すとおりである。

表-5 越流係数推定式(5)の H/H_d と C の関係

H/H_d	自由越流係数 C	H/H_d	自由越流係数 C
0.0	1.704	0.6	1.962
0.1	1.759	0.7	1.992
0.2	1.808	0.8	2.018
0.3	1.852	0.9	2.041
0.4	1.893	1.0	2.060
0.5	1.929		

(4) ゲート操作放流時の水位と流量の関係

ここではゲート2門を等高開度に操作して測定している。この場合ゲート開きは1.0 mから6.0 mまで 0.5 m間隔に11種について測定を行なった。なおここで言うゲート開きとは、堤頂 (EL 255.50 m) とゲート下端との標高差を表わしているのであつて、純然たる意味のゲート開きを表わしているわけではないから注意する必要がある。

実験は所定のゲート開きにゲートを設置し、流量を変化させそれともなう貯水位の変動がなくなるまで十分な安定時間を与えてのち貯水位と流量を測定した。

各ゲート開きに対する貯水位と流量の測定結果は図-6 および表-6 に示される。

いま、自由越流時の場合と同様に流量係数 C を次式で求めてみる。

$$C = \frac{Q}{NB \{ H^{3/2} - (H-G)^{3/2} \}} \quad \text{..... (6)}$$

表 6 - a ゲート操作放流時の水深と流量の測定結果

貯水深 m	流 量 m ³ /s	流量係数	貯水深 m	流 量 m ³ /s	流量係数
ゲート開き 1.0 m			ゲート開き 2.0 m		
2.08	54.6	1.943	3.40	135.6	1.961
2.40	59.7	1.931	3.51	140.7	1.982
2.68	64.8	1.954	3.76	145.7	1.961
3.44	76.9	1.996	3.85	148.8	1.968
4.18	86.0	1.994	4.12	154.8	1.955
4.26	87.0	1.996	4.64	166.0	1.938
4.68	92.1	2.002	5.14	176.1	2.013
5.26	98.2	2.000	5.64	187.2	1.935
6.28	108.3	1.925	6.20	198.3	1.936
7.80	115.4	1.898	7.37	218.6	1.991
7.84	121.4	1.993	7.88	227.7	1.931
8.69	129.5	2.012	8.36	233.8	1.916
9.67	135.6	1.991	8.86	243.9	1.934
10.22	141.7	2.020	9.39	253.0	1.963
ゲート開き 1.5 m			10.00	264.1	1.957
2.82	96.1	1.991	ゲート開き 2.5 m		
3.22	106.3	2.009	4.07	185.2	1.977
3.93	119.4	1.988	4.32	186.2	1.903
4.16	123.5	1.984	4.70	202.4	1.947
4.92	132.6	1.926	5.16	214.5	1.937
5.66	147.7	1.977	5.70	228.7	1.934
5.96	152.8	1.985	6.29	242.9	1.929
6.95	166.0	1.976	6.86	257.0	1.933
7.60	172.0	1.946	7.44	274.2	1.963
8.02	179.1	1.969	7.97	283.3	1.946
8.32	182.1	1.962	8.46	295.5	1.959
9.38	194.3	1.960	8.96	307.6	1.972
9.42	194.3	1.956	9.56	319.8	1.973
9.86	198.3	1.947	10.22	331.9	1.957
10.47	205.4	1.954	ゲート開き 3.0 m		
10.53	207.4	2.017	5.11	247.9	2.019

表-6-b ゲート操作放流時の水深と流量の測定結果

貯水深 m	流 量 m ³ /s	流量係数	貯水深 m	流 量 m ³ /s	流量係数
ゲート開き 3.0m			7.96	435.1	1.990
5.14	247.9	1.939	8.45	452.3	1.987
5.40	255.0	1.925	9.10	475.6	1.990
5.80	271.2	1.948	9.84	507.0	2.017
6.32	287.4	1.948	ゲート開き 4.5m		
6.65	298.5	1.956	7.50	469.5	2.040
7.08	311.7	1.961	7.76	479.7	2.033
7.14	312.2	1.953	8.12	492.8	2.022
7.56	321.8	1.942	8.52	516.1	2.040
8.18	340.0	1.936	8.78	524.2	2.036
8.60	354.2	1.965	9.12	537.3	2.034
9.27	368.3	1.961	9.45	551.5	2.039
9.90	386.6	1.978	ゲート開き 5.0m		
10.60	406.8	2.000	8.14	546.4	2.062
ゲート開き 3.5m			8.44	562.6	2.068
5.58	302.6	1.981	8.70	566.7	2.037
5.82	307.6	1.951	9.00	587.9	2.063
5.88	309.7	1.950	9.55	609.2	2.050
6.21	321.8	1.948	9.85	624.4	2.056
6.49	333.9	1.916	10.05	632.5	2.056
6.90	344.1	1.936	ゲート開き 5.5m		
7.26	359.2	1.952	8.80	633.5	2.100
7.72	373.4	1.948	8.85	632.5	2.088
8.08	383.5	1.942	9.06	641.6	2.082
8.60	403.8	1.964	9.36	655.7	2.077
9.04	418.9	1.975	9.50	665.8	2.085
9.52	435.1	1.987	9.81	671.9	2.056
ゲート開き 4.0m			ゲート開き 6.0m		
6.52	379.5	2.000	9.47	717.0	2.108
6.80	388.6	1.986	9.51	718.5	2.105
7.12	403.8	1.996	9.74	739.2	2.128
7.56	418.9	1.985	10.00	739.7	2.088

ここに、 Q : N門等高操作した場合の放流量 (m^3/s)

N : 径間数 = 2

B : 1径間幅 = 7.50 m

H : 堤頂からの全水頭 (m)

G : 堤頂とゲート下端との標高差 (m)

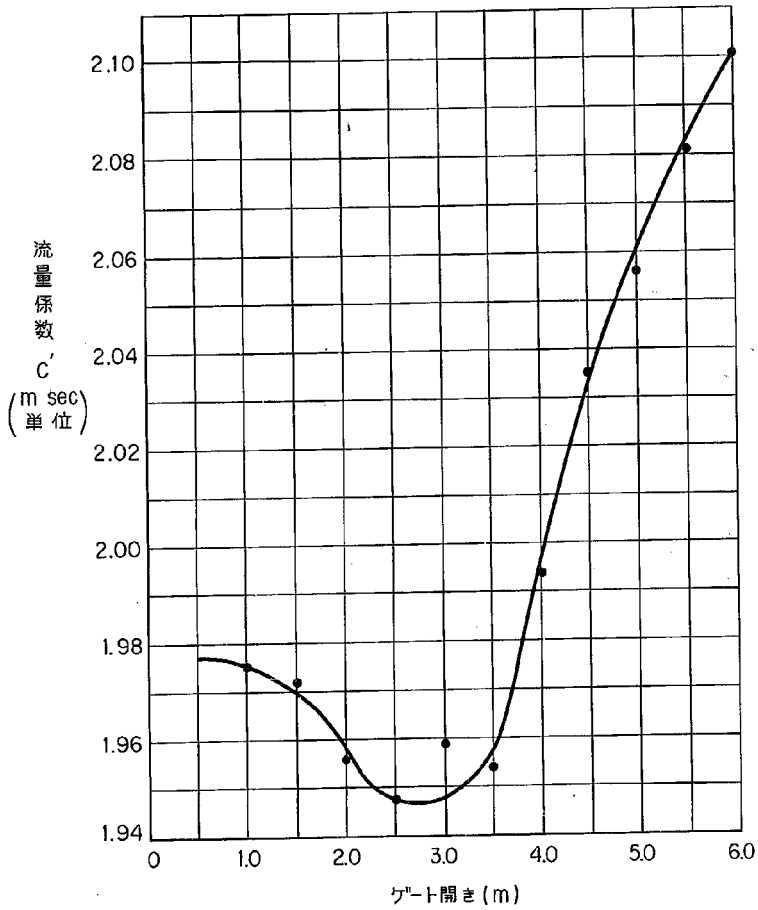
である。この計算結果は表-6に併記される。

一般にこの流量係数 C は、ゲート開き G 、全水頭 H 、設計水頭 H_d およびゲート下端の位置、形状等をファクターとする関数で表わされるものと考えられる。そこでまず各ゲート開きごとの流量係数について調べてみると、本ダムのゲートがテンターゲートであることにより各ゲート開きはゲートリップの角度の変化ならびにゲート下端の位置の変化をとまらうため、各ゲート開きと流量係数の変化とはかなり高い相関関係が認められる。さらに、各ゲート開きごとに流量係数はさほど大きな変動を示していないこともわかつたので各ゲート開きごとに流量係数を平均してみた。その結果は表-7に示すとおりである。

表-7 ゲート操作放流時のゲート開きと
流量係数 (平均値)

ゲート開き m	流量係数	ゲート開き m	流量係数
1.0	1.975	4.0	1.994
1.5	1.972	4.5	2.035
2.0	1.956	5.0	2.056
2.5	1.948	5.5	2.081
3.0	1.959	6.0	2.111
3.5	1.954		

いま、この結果をもちいてゲート開きと流量係数の関係を図示すれば図-8のようになる。すなわち、図-8にみられるようにテンターゲート半開時



図番 8 図名 ゲート開きと流量係数の関係

の流量係数はゲート開きの非常に大きな影響をうけることは明らかである。いまこれらの流量係数を滑らかな曲線で代表させたものが図中に示した曲線であり、この曲線を用いれば十分な精度で流量係数を推定できるものと考えられる。なお曲線がゲート開き 2.5 m ～ 3.0 m 附近で極小になっていることについては、その原因を厳密な意味から明らかにすることはできないが、ゲート開きの表示方法および越流底面とゲート下端との相対的位置に起因するものと考えられる。

なお、図-6 に示される貯水位とゲート開き、放流量関係図に於いてゲート全開時の曲線とゲート半開時の曲線とが接していないのは次のような理由による。

すなわち越流水深を H と表わせば、クレスト附近の水深はほぼ $0.75H$ 程度になるから、ゲート開きがそれ以上であれば流れの状態は物理的に自由越流状態となり、それ以下ではゲート半開放流状態となる。しかし、この両者の間には遷移的な状態があり、その流出特性についてはまだはつきりと把握されていない。

これは、自由越流状態として流しうる最大流量よりわずかな流量を増加させると流れの状態はゲート半開放流状態に移行するとともに放流能力が不連続的に変化しかなりの貯水位の上昇をともなうが、われわれの実験方法では流れが定常的になつたところで貯水位-放流量を測定しているからこのわずかな流量の増大にともなう貯水位の急激な上昇過程については測定が不可能である。

実験では自由越流状態として流しうる最大流量を把握し、これにわずかな変動を与えてゲート半開放流状態を維持しうる最小流量を測定した。実際にこの両者は非常に微妙であつてはつきりと実現させえるものではないが、一応近似的に両者であると判定しうるものを求めてそれらを図中に点線で結んで示してある。

よつてこの点線は関係の連続を示したにすぎない。またゲート半開放流とし

て判定しえた下限値を結んだ曲線も同様図に示してある。

よつて定常的に貯水位—ゲート開き—放流量の関係を固定できるのは図中のゲート判開放流状態の下限値を結んだ曲線以上であると考えられよう。遷移領域内の貯水位の変動は貯水池の湛水面積の大小に左右されるであろうし、貯水位あるいはゲートの変動の方向によつてもかなり異なるものと考えられ現在では明確に規定することは不可能である。

いまこの3領域を実験結果より求めてみると近似的に次のように規定しうる。

$$H/G < 1.40 \quad \text{自由越流領域}$$

$$1.40 < H/G < 1.70 \quad \text{遷移流領域}$$

$$1.70 < H/G \quad \text{ゲート半開放流領域}$$

よつて通常のゲート操作に当つてはこの3領域について考慮し、貯水位を正確に制御しうるように注意しなければならない。

(5) 越流部底面の圧力状態

つぎに越流部底面の安全性を検討するために底面上の圧力分布を測定してみた。圧力の測定の方法はすでに述べたように越流底面にピエゾメーターを埋め込みこれを水柱マノメーターに導いて水柱の単位で読みとつたものである。

越流底面上に埋め込んだピエゾメーターの位置ならびに番号は表-8に示される。すなわち表-8に示すようにピエゾメーターはクレスト上流側に2本設置しクレスト下流面では水平間隔0.80mに設置している。

ただし、 $\phi 9 \sim \phi 10$ のみは1.20m間隔をとつている。これは $\phi 10$ をランドルフ型越流面曲線終端、一定曲率半径円弧の始端に一致させるために

とられた処置である。

表-8-a 越流面の作用圧力
測定結果

No	圧力測定位置			圧力 (m水柱)			
	X座標 m	Y座標 m	標高 EL m	ゲート開き (m)			
				1.0	1.5	2.0	2.5
1	-2727	1245	254235	11.05	10.90	10.50	9.90
2	-1710	0318		9.28	9.16	8.12	7.92
3	0	0	255.500	5.31	5.23	4.18	4.05
4	0.800	00.59		1.36	1.56	1.52	1.64
5	1.600	0.204		1.07	0.27	0.39	0.23
6	2.400	0.423		-0.25	-0.37	-0.25	-0.25
7	3.200	0.710		-0.16	-0.32	-0.28	-0.36
8	4.000	1.061		-0.13	-0.34	-0.33	-0.41
9	4.800	1.473		-0.04	-0.20	-0.24	-0.28
10	6.000	2.202		0.11	0.07	0.11	0.07
11	6.800	2.743		0.13	0.13	0.17	0.13
12	7.600	3.309		0.29	0.29	0.29	0.33
13	8.400	3.901		0.33	0.37	0.61	0.45
14	9.200	4.521		0.33	0.45	0.53	0.57
15	10.000	5.171		0.29	0.25	0.29	0.29
16	10.800	5.851		0.21	0.21	0.25	0.25
17	11.600	6.564		0.17	0.09	0.09	0.09
18	12.400	7.312		0.15	0.19	0.19	0.23
19	13.200	8.098		-0.07	-0.35	-0.34	-0.43
20	14.000	8.924		-0.02	-0.22	-0.21	-0.28
21	14.800	9.793		0.10	-0.10	-0.14	-0.14
22	15.600	10.709		0.12	-0.08	-0.08	-0.08
23	16.400	11.678		0.20	0.12	0.16	0.20

表-8-b 越流面の作用圧力
測定結果

点	圧 力 (m 水 柱)							
	ゲート開き (m)							
	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0	全 開
1	9.85	9.62	9.51	9.81	9.71	9.10	8.11	7.22
2	7.12	6.60	5.80	5.48	5.24	4.64	4.12	1.92
3	4.01	4.02	3.56	3.24	3.22	2.98	2.86	1.05
4	1.60	1.56	1.44	1.48	1.52	1.40	1.36	0.40
5	0.39	0.47	0.63	0.55	0.79	0.91	0.99	0.51
6	-0.05	0.03	0.23	0.39	0.47	0.63	0.83	0.63
7	-0.28	0.20	0.00	0.12	0.16	0.40	0.64	0.64
8	-0.41	-0.34	-0.13	-0.09	0.08	0.19	0.43	0.55
9	-0.28	-0.24	-0.04	-0.04	0.00	0.20	0.44	0.64
10	0.07	0.07	0.23	0.23	0.27	0.51	0.67	0.87
11	0.17	0.25	0.37	0.45	0.41	0.61	0.77	0.93
12	0.37	0.53	0.65	0.69	0.69	0.77	0.93	1.13
13	0.57	0.65	0.77	0.81	0.85	0.97	1.13	1.25
14	0.65	0.69	0.85	0.81	0.93	1.09	1.17	1.29
15	0.41	0.49	0.61	0.65	0.69	0.81	0.89	0.97
16	0.29	0.37	0.45	0.53	0.61	0.73	0.77	0.81
17	0.17	0.21	0.29	0.33	0.37	0.45	0.49	0.57
18	0.23	0.31	0.31	0.35	0.47	0.51	0.55	0.51
19	-0.35	-0.31	-0.31	-0.31	-0.11	-0.23	-0.15	-0.11
20	-0.25	-0.20	-0.18	-0.17	-0.09	-0.10	0.10	0.01
21	-0.18	-0.10	-0.06	-0.06	0.02	0.02	0.16	0.06
22	-0.12	-0.04	-0.04	-0.08	0.08	0.12	0.60	0.12
23	0.20	0.32	0.32	0.36	0.44	0.56	0.97	0.56

越流底面の圧力状態が最悪になるのは貯水位がもつとも高い場合であるから、本ダムでは貯水位が計画洪水位の E L 2 6 5.0 0 m の時であろう。貯水位 E L 2 6 5.0 0 m における各ゲート開きおよびゲート全開時の圧力測定結

果は表-8に示される。この表中の圧力値はすべてm水柱を単位として表わしてあることに注意されたい。(1m水柱=0.1Kg/cm²)

いま、貯水位EL265.0mにした場合のゲート開き1.0, 1.5, 2.0, 2.5, 3.0, 3.5, 4.0, 4.5, 5.0, 5.5および6.0mならびにゲート全開時の越流底面の圧力測定結果より各測定位置に記録された最高圧力と最低圧力を示したものが図-9である。なお図-9にはクレスト下流面の圧力についてのみ図示している。これはクレスト上流側では常に正圧であるからである。

またこの圧力測定結果よりゲート開きの小さいところおよびピエゾメーター番号No.6~9およびNo.19~20の範囲で多少圧力が大気圧以下になるが、その量も非常に小さく底面の安全性になんら影響を及ぼすとは考えられない。

なお、負圧の発生あるいは圧力の変化は底面の曲率半径あるいはこの変化に大きく影響される性質のものであり、No.6~9附近で圧力が低下するのはランドルフ型越流面曲線の底面曲率半径の変化この附近でもつとも小さくなることと関連のあるものと考えられる。(ランドルフ型越流面曲線では底面曲率半径Rの変化率は次のように表わされる。

$$dR/dx = 3.1005 (X/H_d)^{0.8} + 0.2621 (X/H_d)^{-0.8} \dots\dots\dots (7)$$

ここに、 x : 底面に沿つてとられた座標

X : 水平下流方向にとられた座標

H_d : 設計水頭

である。いま(7)式よりdR/dxは、 $X/H_d = 0.224$ $X = 2.128$ mにおいて最小になる。これはNo.6附近に相当し両者はかなり関係があるものと推定できる。)またNo.19~20附近の圧力の低下は底面が一定曲率半径の円弧により形成されていることに起因するものと考えられる。

(6) 越流部水面形の測定結果

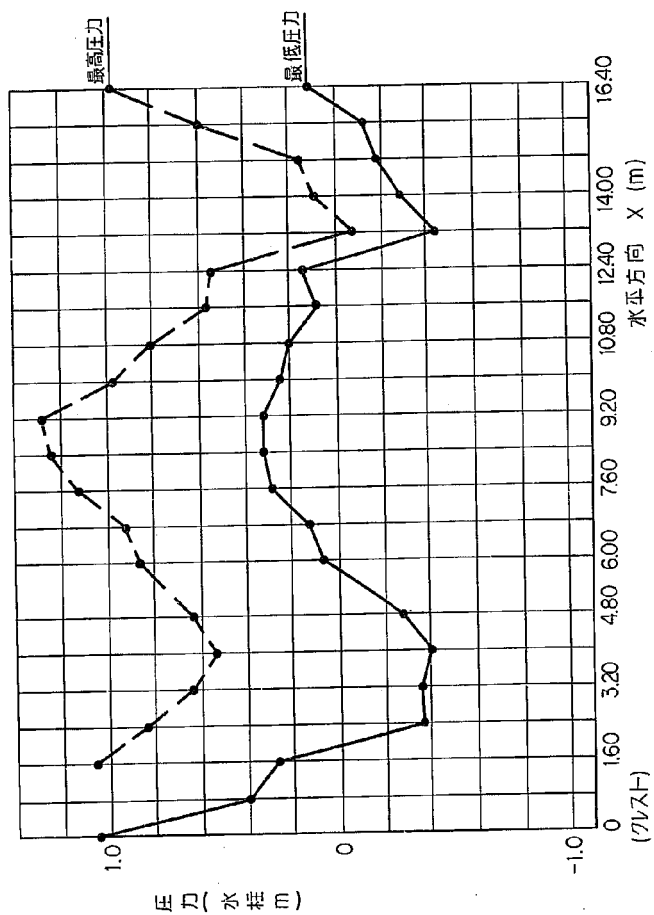
堤頂構造物の位置の安全性ならびに堤体下流面の必要導流壁高を知るため

には越流部の水面形を検討する必要がある。

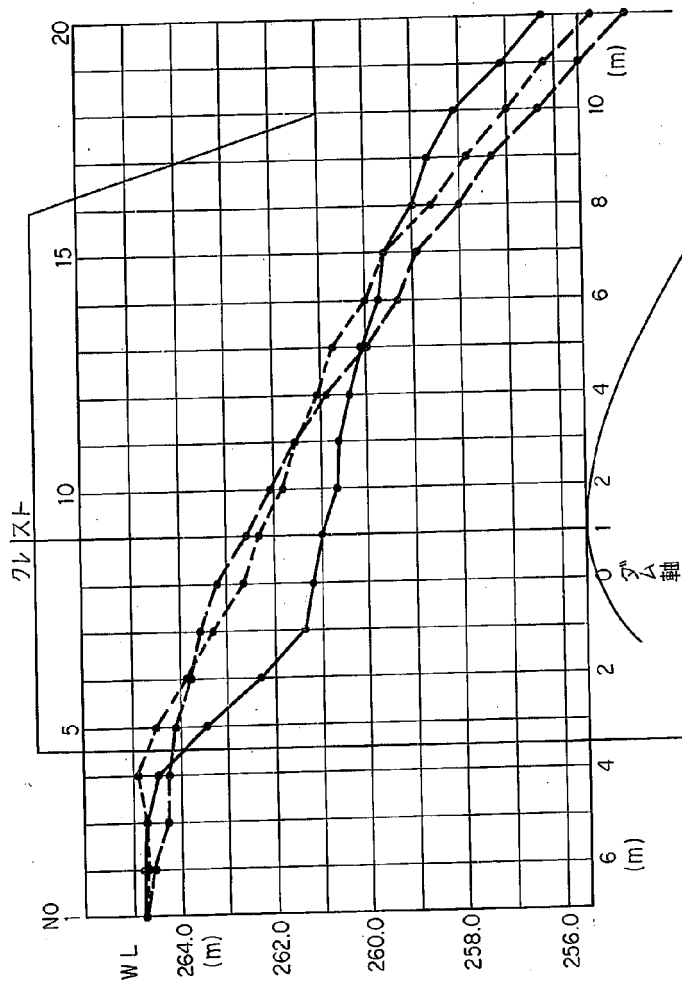
いま、本ダム越流部の水脈の上限になるのは貯水位 E L 2 6 5.0 m でゲート全開時であるから、この場合の水面形を左右両径間についてそれぞれ橋台、橋脚および径間中心線沿いを選んで測定してみた。この測定結果は図-10 および表-9 に示される。なおこれらの図表に示される範囲が両側は橋台あ

表-9 越流頂附近の水面形測定結果

ダム軸からの水平 距離 X m	越流部水面形 (+EL 250.000m)					
	右側余水吐			左側余水吐		
	橋台沿い m	径間中心 線沿い m	橋脚沿い m	橋脚沿い m	径間中心 線沿い m	橋台沿い m
-7.00	14.90	14.82	14.78	14.78	14.74	14.82
-6.00	14.86	14.74	14.74	14.74	14.66	14.82
-5.00	14.86	14.66	14.70	14.70	14.30	14.78
-4.00	14.62	14.38	14.94	14.94	14.30	14.50
-3.00	13.98	14.30	14.50	14.54	14.18	13.46
-2.00	12.90	14.02	13.86	13.90	13.82	12.34
-1.00	11.98	13.74	13.22	13.34	13.58	11.42
0.00	11.26	13.18	12.66	12.70	13.22	11.22
1.00	11.10	12.66	12.54	12.40	12.62	11.02
2.00	11.10	12.22	11.98	11.90	12.06	10.70
3.00	10.86	11.62	11.66	11.58	11.62	10.66
4.00	10.50	10.82	11.22	11.10	10.90	10.42
5.00	10.22	10.34	10.90	10.78	10.06	10.10
6.00	9.82	9.62	10.14	10.02	9.38	9.78
7.00	9.62	8.86	9.74	9.62	8.98	9.62
8.00	8.86	8.22	9.02	8.66	8.02	9.02
9.00	8.54	7.46	8.54	7.94	7.34	8.70
10.00	7.66	6.14	7.30	7.06	6.38	8.10
11.00	7.10	6.10	6.02	6.30	5.50	7.10
12.00	6.02	4.66	5.38	5.18	4.50	6.22



図名 越流頂下流面の最高圧力と最低圧力



図番

10-b

図名

左岸側径間越流頂附近の水面形

るいは橋脚で形成される範囲であり、測定位置はダム軸からの水平距離Xで表わしてある。いまこの範囲で直接検討の対象になるテンターゲートピンの位置はWL 265.0 mの放流水脈より1.50 m以上はなれており、ダム設計基準を十分満足する。

つぎに堤体下流面の必要導流壁高を検討するために同様な放流条件で導流壁沿いの水面形を測定した。この結果は表-10に示される。

表-10 堤体下流面の水面形と
導流壁天端標高(壁高4.0 m)

ダム軸からの 水平距離 X (m)	右岸側導流壁 沿い (EL.m)	左岸側導流壁 沿い (EL.m)	導流壁天端 標高 (EL.m)
12.00	256.02	256.22	257.113
13.00	255.66	255.86	255.847
14.00	254.06	255.02	254.581
15.00	253.74	253.58	253.315
16.00	252.14	252.98	252.050
17.00	250.70	251.38	250.784
18.00	248.74	249.26	249.518
19.00	248.22	248.14	248.252
20.00	246.02	246.22	246.986
21.00	244.06	244.98	245.720
23.00	241.32	242.00	243.189
25.00	238.20	239.04	240.657

この表-10においては、水脈の上限と導流壁高4.0 mとした場合の導流壁天端標高とを併記している。いまこれを見ると導流壁高4.0 mの場合にはWL 265.0 mのゲート全開放流時の水脈と導流壁天端標高とがほぼ等しくなり、まったく余裕のない状態といえる。しかし、実際に越流面を流下する流

れは模型実験と異なりかなりの空気を連行して水深を増大するのが普通であるから、このままではWL 265.0 mのゲート全開放流に対しては壁高は完全に不足しているものと考えられるが、他方このような放流条件は実際上生起する可能性はまったくないものと考えてもよい。よつてこれらを勘案して実施導流壁高を決定すべきものと考えられるが、一応0.5 m程度の嵩上げして壁高を4.5 mとすればこの放流に対しても十分安全であろうと考えられる。

〔6〕 椋梨川ダム減勢工の設計

(1) 椋梨川ダム減勢工の型式の選定

本ダムサイト下流河床は、岩が広く露出しており、かつ河巾は、川がダムサイト下流で左岸方向に彎曲しているため広く、河床勾配もほぼ $1/42$ と急勾配である。

そのため、ダム直下流の自然下流水深も当然低くなることが予想されるとともに、ダムより放流された高速流を直接放流すれば彎曲部外側（右岸）を著しく攻撃するものと思われる。

このようにダム下流において、跳水型減勢工が自然の状態で全く期待できない場合には次のような減勢工型式が考えられる。

- a) 水叩き内にシルヤバツフル等の補助構造物を設置して強制的に跳水減勢する。
- b) 水叩きをさらに深く掘り下げてバケット型減勢工を設置する。
- c) 副ダムを設置して跳水に必要な下流水位を確保する。
- d) 拡散型水叩きを採用し、放流水をダムおよび兩岸から離して安全な位置に落下させ減勢する。
- e) 彎曲部の流水のみを考慮して水叩き形状を定め、高速流をそのまま下流に放流する。この場合減勢は期待しない。

従来ダム下流に良好な岩盤が露出している場合には、兩岸の護岸を完全に行なえばそのまま放流してもかなり安全なことが判明しているが、本ダムのようにダム直下流に彎曲部がある場合にはその範囲内でかなり減勢するか、あるいはこれをさけてかなり下流に放出水脈を拡散するかこれら2つの方法のみが考えられる。

b) のバケット型減勢工はこのような下流の状態ではかなり短い範囲であつてもこれを深く掘り下げることは困難であらう。

彎曲部下流に副ダムの設置場所があれば流れの変向を期待するシルと副ダムを併用すれば十分満足な減勢工の設計が可能になると思われる。しかし、

副ダムを設けた跳水型減勢工の水叩き設計対象流量としてはあくまで異常洪水までもその範囲に入れることが必要であり水叩きの規模もかなり大きくなるものと思われる。

e) の高速射流を彎曲部に適応させる方法としてはいろいろあるがいずれもその設計はかなり困難が予想されるとともに跳水始端が常に一定しないから彎曲部外側の導流壁高もかなり高くするとともにすべてに余裕を十分もたせた設計をする必要があろう。

以上のような検討理由により、一応本ダム水叩きの型式としては、拡散型水叩きか水叩きに補助構造物を設置した跳水型減勢工を採用するものとした。

拡散型減勢工には一般に自然下流水深に無関係に設計できる点有利であり、主として、自然下流水深が深くて十分に水クッション作用を有するため河床保護を大いして必要としない場合あるいは、自然下流水深が浅すぎて跳水型減勢工を利用することが工費上とても望みえない場合に採用される。

本ダムの場合にはこの後者に相当する場合であつて跳水型減勢工と比較して工費的にその差が大きいときにのみ採用すべきであらう。

しかし本ダムのように下流彎曲部の処理が跳水型減勢工では十分に行なえない場合には、拡散型水叩きを採用することはやめえない。

拡散型水叩きを採用すると、落下地点に十分な水クッションが形成されるまで河床は洗掘されるであろうが本ダムのように河床が岩盤より成つている場合には、たとえ模型実験を行なつても定量的にこの深さ等を知ることは困難である。

そこで本ダム減勢工の型式としては、あくまで跳水型減勢工を採用することとし、どうしても不可能な場合についてのみ拡散型水叩きを採用するものとする。

(2) 跳水型減勢工としての検討

跳水型減勢工を設計する場合、どの範囲の流量までを跳水減勢するかとい

う限界流量すなわち、水叩き設計対象流量を設定する必要がある。

水叩き設計対象流量の選定に当つては、次のような考慮が必要である。

- (1) 計画最大放流量までは完全に跳水減勢できること。
- (2) 発生頻度が大きいと考えられる流量までは跳水減勢できること。
- (3) 跳水減勢不可能な流量に対して下流流域およびダム構造物が決定的な被害を受けるおそれがない。

以上のような点を考慮して水叩き設計流量を選定することにする。

本ダムでは計画最大放流量は $415 \text{ m}^3/\text{s}$ であるから、少なくともこれ以上の流量を水叩き設計流量とする必要があろう。

一応(2)および(3)の条件は、計画最大放流量を選定すれば満足するものと仮定して計画放流量 $415 \text{ m}^3/\text{s}$ を基準としてこれに安全かつ最も良好な跳水が計画放流時に得られるようにある程度の割増をして水叩き設計対象流量を選定することにする。

従来の設計例では割増率はほぼ 1.8 倍近くをとつて決定されて来た。

しかしこれらのダムでは、オリフィスあるいは放水管等の水叩き始端水量を不均一にすることに対する余裕が含まれており、本ダムのように水叩き始端においてほぼ一様な流れを期待しうる場合には、この割増率をさらに低くとつても安全であると考えられる。

よつて跳水型減勢工の水叩き設計対象流量は、計画最大放流量に 20% の割増を行つた $500 \text{ m}^3/\text{s}$ を選定する。

以上の検討内容より、本ダム水叩きの設計条件として

- (1) 放流量 $500 \text{ m}^3/\text{s}$ までは完全に跳水減勢すること。
- (2) これ以上の流量に対しては、ダムおよびその他の構造物に致命的な被害を与えない範囲で下流に放流できること。

をとることとする。

次に水叩きを直線水叩きにするか彎曲水叩きとするかという問題が生ずる。本ダムのように彎曲がある場合には、彎曲水叩きを採用すると水叩き長も長

くなり有利であるがしかし、設計条件にものべたように本水叩き内を高速射流のまま流下する流れもあることを考慮すれば、水叩きをとれるだけの長さの直線水叩きとする方が有利であろう。

水平直線水叩きを採用して強制的に跳水を起こさせるための補助構造物としては、阻柱、シル、阻塊等いろいろあるが、ここではある程度的高速射流を受けてもその損傷がさけられるものであり、かつ流れが跳水から飛散に移つた場合に補助構造物および水叩き等に被害をおよぼさないものでなければならぬ。阻柱、阻塊等は高速射流にさらされた場合、空洞現象による被害をさけえない。阻壁は水叩き標高わ下げた上に建設されねばならないから、一応ここではシル型水叩きを採用することとした。

シルの上流面形状としては従来、鉛直、階段、傾斜シルが用いられている。鉛直、階段状シルは流れに及ぼす坑力が傾斜シルよりかなり大きくなるために低い高さで大きな減勢効果を上げることができる。しかし、すでにのべたように水叩きの減勢工の規模を $500 \text{ m}^3/\text{s}$ で設計するのであり、これ以上の流量では飛散するのであるから鉛直あるいは階段状シルを用いた場合には、流れはここで激しく鉛直方向にはね上げられシル直下流に落下するため、水叩き先端に被害が生ずることが予め予想される。

一方傾斜面シルは、鉛直シル、階段状シルと比較して同一高さでの効果が落ちるけれども跳水から飛散に移つた流れに対して水はねとしての作用をし、流れを安全な位置方向に落下させることができ、非常に有利となる。

以下ここで設計する傾斜面シルは、従来の目屋、美和、横山、鶴田ダムで実験的に検討された 45° の傾斜面をもつシルについて行なう。

シルの位置と高さの決定に当つては、横山、鶴田ダムの場合と同様に目屋ダム水理模型実験の結果を準用する。

いま、水叩き始端からシル前面までの距離を X_a で表わし、跳水の水平長を ℓ_j で表わす、 $X_a = \ell_j$ ならばシル前面にかかる動水圧も小さくかつ均等化しているので必要シル高 d を比較的正確に計算できる。

このような場合の必要シル高 d を d_0 と書き基準シル高を呼び、基準シル高の水叩き始端射流平均水深 h_1 に対する比 d_0/h_1 を基準シル高係数、 $Xa \approx \ell_j$ の場合の必要シル高 d の h_1 に対する比 d/h_1 を必要シル高係数と呼ぶ。

跳水長は Safranz の式の表現に安全を見込んで

$$\ell_j = 5 h_2$$

で表わすことにする。

基準シル高係数 r_{d0} は

$$r_{d0} = d_0/h_1 = \sqrt{O_j - O_j^2 + O_p^2 - (2\lambda_1 + 1) + \frac{2\lambda_1}{O_p}}$$

ここに O_j : 跳水共役水深係数 $= 1/2 (\sqrt{1+8F_1^2} - 1)$

O_p : シル天端を基準として測つた下流水深 h_d の水叩き始端射流平均水深 h_1 に対する比 h_d/h_1

λ_1 : 水叩き始端射流の動水係数 $= F_1^2$

F_1 : 水叩き始端射流のフルード数

ここで、放流量 $500 \text{ m}^3/\text{s}$ に対する水叩き始端水理資料を計算すると次のようになる。

水叩き面上の計画貯水頭 H_r は、

$$H_r = 265.00 - 228.00 = 37.00 \text{ m}$$

水叩き始端平均流速 V_1 の近似推定値は、全水頭の 10% が流下途中で消費されると仮定して、

$$V_1 = \sqrt{0.9 \cdot 2gH_r} = 0.948 \times 26.93 = 25.53 \text{ m/s}$$

放出端で水叩き幅 16.5 m に完全に均等に拡がるとしてその水深 h_1 とフルード数 F_1 は、

$$h_1 = \frac{500}{16.5 \times 25.53} = 1.19 \text{ m}$$

$$F_1 = \frac{25.53}{\sqrt{9.8 \times 1.19}} = 7.48 \quad \lambda_1 = 55.89$$

したがって

$$O_j = \frac{1}{2} (\sqrt{1 + 8\lambda_1} - 1) = 10.09$$

跳水を起こさせるに必要な共役下流水深 h_2 は

$$h_2 = O_j h_1 = 12.01 \text{ m}$$

となる。

本ダムでは、ダム直下流の自然下流水深は全く期待できないものとして、シル上の水深としては限界水深 h_c をとることとする。

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{(\text{設計流量})^2}{g(\text{水叩き幅})^2}} = \sqrt[3]{\frac{(500)^2}{9.8(16.5)^2}} = 4.54 \text{ m}$$

$$O_p = h_c / h_1 = 4.54 / 1.19 = 3.82$$

基準シル高係数 r_{d0} は

$$r_{d0} = \frac{d_0}{h_1} = 10.09 - \sqrt{(10.09)^2 + (3.82)^2 - (2 \times 55.89 + 1) + \frac{55.89 \times 2}{3.82}}$$

$$= 4.36 \quad d_0 = 5.19 \text{ m}$$

いま、跳水長 ℓ_j は

$$\ell_j = 5h_2 = 60.05 \text{ m}$$

本ダム水叩き前面までの直線距離としては最大 25.0 m 程度であるから、

水叩き長としては、 $X_a=25\text{ m}$ と仮定して必要シル高を求めてみると次のようになる。

$$X_a/l_j = 250/600.5 = 0.416$$

目屋ダム実験より $X_a/l_j = 0.416$ に対する d/d_0 を求めるとほぼ 1.39 となるから

$$d = 1.39 \quad d_0 = 1.39 \times 5.19 = 7.21\text{ m}$$

よつて本計算によれば計画最大放流量の 20% 増の水叩き設計対象流量を $500\text{ m}^3/\text{s}$ にえらび、かつ水叩き長さとして直線水叩きとしてとりうる最大長さ 25 m をとつたとしても高さ 7.21 m 以上の高さを必要とし、かつこれを $500\text{ m}^3/\text{s}$ 以上の流量に対してデフレクターの機能をもたせるためにこれを水叩き軸線に対してある角度をもうけて設置するとなると、傾斜面シルとしての機能を低下するのであろうから 4.5° 傾斜シルを副ダム兼用の形で使用することは、本ダムでは不可能である。よつて最終的には実験によりその適否を決定することが必要であるが、一応ここでは不適当と考える。

よつて、本ダムで跳水型減勢工を採用する場合には直線水叩きは不適当であり、彎曲水叩きとして設計する必要がある。

彎曲水叩きとして設計する場合、直線水叩きの場合のように副ダムの機能をもたせたシルを設計することは困難となり、あくまでシルと副ダムの両者を必要とする。

このように副ダムを設置する場合には、水叩き内に高速射流の発生するおそれがあるとそれに対する構造物を設計する必要があり、猿谷ダムのような導流パツフルなどが必要となつてくる。またその規模も異常洪水流量を対象とするため、かなり大きくならざるをえない。

本ダムの場合、異常洪水量 $860\text{ m}^3/\text{s}$ に対して水叩き巾が 16.5 m と、狭く単位巾流量が非常に大きいこと、および堤高が低いため初期水深が大きい

くなりこれにつれて補助構造物も大きくなることを考えればあまり経済的な方法とは言えないようである。

以上のような跳水型減勢工についての検討結果より次のような結論が得られた。

- (1) 水叩き設計対象流量としては、計画最大放流量の20%増の500 m^3/s をとれば十分であろう。
- (2) 水叩きの型式としては、直線水叩きとすることが有利である。
彎曲水叩きとする場合には、異常洪水流量を対象として副ダムの設置を必要とする。
- (3) 直線水叩きとした場合、とりうる最大水叩き長は25 m程度であり、この長さで500 m^3/s を跳水減勢するためには、水叩き内に補助構造物の設置を必要とする。
- (4) 補助構造物としては、傾斜面シルが望ましく、目屋ダム実験より推定すれば45°傾斜面シルで高さ7.2 m以上が必要である。
- (5) 45°傾斜面シルに飛散時のデフレクターの作用をもたせるためにこれを水路軸線と角度をもたせて設置した場合、シルとしての機能も大きく低下するから、副ダム兼用の45°シルを設ける場合には水理実験によりその適否を決定すべきである。

(3) 拡散型水叩きの設計

すでに述べたように拡散型水叩きは下流水深に比較的に無関係に設計できる。それゆえにできるだけ規模を小さくして跳水型減勢工に比して経済的に有利になるようにしなければならない。

一般に拡散型水叩きを設計する場合の設計条件は次のようである。

- (1) 放出水脈の落下位置はダム本体に悪影響を及ぼさない位置を選定する。
- (2) 放出水脈の落下位置は両岸に悪影響を及ぼさない。

(3) 放出水脈の流線は完全に変向させて河道の彎曲に適合させる。

(4) 放出端のデフレクターは河床から離して常にデフレクターとして作用するように考慮する。

以上の4点である。

一般に拡散型水叩きを採用した場合に放出水脈により下流河床を洗掘し放出水脈のエネルギーにつり合う量だけ洗掘され、後は水クッションの作用により河床は安定してくる。

下流河道が直線である場合には単位巾流量あるいは落下位置の流量の分布をできるだけ少なくあるいは広くして洗掘量の減少を期待することが多い。しかし、本ダムのように下流に彎曲部のある場合には、洗掘量の減少を期待するよりもむしろ流線の完全な変向を期待する方が有利であろう。

また、落下位置の上流側には平穏な池を形成し、ある程度落下位置を堤趾部より遠ざければ堤体への影響はなくなってくる。

落下位置下流は洗掘された岩石が堆積して流れを堰上げ水クッション効果を増加させる。

落下後の流れの方向は、放出水脈の方向が維持されをからたとえ護岸沿いに落下しなくても、護岸方向の流速成分があれば護岸を攻撃することになるから、洗掘位置が護岸沿いになると護岸法面あるいは山腹の崩壊を引き起こして、大災害のおそれもあるので特に注意する必要がある。

一方、放出端の標高は河床より高くして常にデフレクターとして作用されることが必要である。もしこれより下流水位が高くなるとデフレクター下流に底渦を発生し、直下流が著しく洗掘されることになる。よつてこれらのすべてを考慮してデフレクターの角度、高さ、平面形状および放出端標高を決定しなければならない。

これらの最終的な形状寸法の決定は水理実験によるのが望ましいがここでは原案として一つの形状寸法を設計してみる。

まず予備設計として水脈の到達距離を概算してみる。

水脈の到達距離 x_0 、放出端と河床の標高差 y_0 、初期流速 V_1 、デレレクター傾斜面角 ϕ として下流方向に x 軸、鉛直上向方向に y 軸をとれば x と y との関係は次式で表わされる。

$$y = \tan \phi \cdot x - \frac{y}{2} (1 + \tan^2 \phi) \left(\frac{x}{V_1} \right)^2$$

すなわち

$$x = \frac{V_1^2}{y(1 + \tan^2 \phi)} \left\{ \tan \phi + \sqrt{\tan^2 \phi - \frac{2yy}{V_1^2}(1 + \tan^2 \phi)} \right\}$$

いま上式に $y_0 = 5 \text{ m}$ (—) とし、初期流速 V_1 の近似推定値としては跳水型減勢工の場合と同様に全水頭の 10% が流下途中に消費されると仮定して

$$V_1 = \sqrt{0.9} \sqrt{2gH}$$

で表わされるものとし、貯水頭 H としては、

$$\text{計画最大貯水頭 } H_{\max} = 2650.0 - 228.00 + 5.00 = 320.0 \text{ m}$$

$$\text{計画最小貯水頭 } H_{\min} = 255.50 - 228.00 + 5.00 = 22.50 \text{ m}$$

よつて初期流速 V_1 は

$$V_{1 \max} = \sqrt{0.9} \sqrt{2 \times 9.8 \times 320.0} = 0.948 \times 25.04 = 23.74 \text{ m/s}$$

$$V_{1 \min} = \sqrt{0.9} \sqrt{2 \times 9.8 \times 22.50} = 0.948 \times 21.00 = 19.91 \text{ m/s}$$

x_0 は、 $V_{1 \max} = 23.74 \text{ m/s}$ に対して

$$x_{0 \max} = \frac{57.509}{(1 + \tan^2 \phi)} \left\{ \tan \phi + \sqrt{\tan^2 \phi + 0.1739(1 + \tan^2 \phi)} \right\}$$

$V_{1 \min} = 19.91 \text{ m/s}$ に対して

$$x_{0 \min} = \frac{40.450}{(1 + \tan^2 \phi)} \left\{ \tan \phi + \sqrt{\tan^2 \phi + 0.2472(1 + \tan^2 \phi)} \right\}$$

で表わされる。

これら $x_{0 \max}$ および $x_{0 \min}$ は $\tan \phi$ の関数として表わされるから、
 $\tan \phi$ に 0.6 から 1.5 (ほぼ $\phi = 30^\circ \sim 60^\circ$) の値を与えて x_0 を計算
 するとその範囲は、

$x_{0 \max}$ に対して 5 6.0 m ~ 6 2.0 m

$x_{0 \min}$ に対して 4 0.0 m ~ 4 5.0 m

となる。 実際にはこれにさらに各種の損失が加わるからこの範囲はさらに
 広くなり、ほぼ 30 m から 60 m の範囲に落下するものと考えられる。

いまこの値を用いてダム下流にあてはめ、適当な変向角を選定すると変向
 角を水叩き一様に 30° にすれば十分満足できるものと思われる。

いまデフレクターにつきあたる水流の変向角 θ は、運動方程式と連続の式
 より近似的に解くことができる。

デフレクターと流線のなす角 (入射角を α 、デフレクターの最急傾斜面角
 を β とすれば変向角 θ は次式で表わされる。

$$\tan \theta = \frac{\sin^2 \beta}{1 + \cos^2 \beta \tan^2 \alpha} \tan \alpha \quad \text{あるいは} \quad \cos^2 \beta = \frac{\tan(\alpha - \theta)}{\tan \alpha}$$

いま、変向角 θ は 30° であるからこれを上式に代入すれば

$$\frac{1}{\sqrt{3}} = \frac{\sin^2 \beta}{1 + \cos^2 \beta \tan^2 \alpha} \tan \alpha \quad \text{あるいは} \quad \cos^2 \beta = \frac{\tan(\alpha - 30)}{\tan \alpha}$$

いま入射角 α としていろいろと角度を与えて必要デフレクター傾斜面角を求
 めると次のようになる。

入 射 角 α°	$\cos \beta$	必要デフレクター 傾斜面角 β°
60	0.57735	54° 44'
65	0.57141	55° 09'
70	0.55264	56° 27'
75	0.51764	58° 50'
80	0.45841	62° 43'
85	0.35351	69° 18'

次にデフレクター前面の水路標高を $EL\ 229.00\text{ m}$ と仮定して計画最大放流時および異常洪水時のバケット終端での初期射流水深 h_1 を予備設計の場合と同様な方法により初期流速 V_1 を求めて計算してみる。

この場合の計画貯水頭 H_r は、

$$H_r = 265.00 - 229.00 = 36.00\text{ m}$$

よつて初期流速 V_1 は

$$V_1 = \sqrt{0.9} \sqrt{2gH_r} = 0.948 \times \sqrt{2 \times 98 \times 36.0} = 0.948 \times 26.56 = 25.18\text{ m/s}$$

初期射流水深 h_1 は

$$\text{異常洪水流量 } 860\text{ m}^3/\text{s} \text{ に対して } h_{1E} = 860 / 165 \times 25.18 = 207\text{ m}$$

$$\text{計画最大放流量 } 415\text{ m}^3/\text{s} \text{ に対して } h_{1S} = 415 / 165 \times 25.18 = 100\text{ m}$$

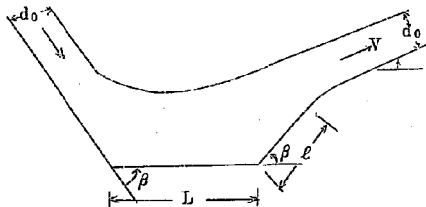
一方、異常洪水時の堤趾部下流の水位は、資料もないので現場計算値の 4.25 m がそのまま維持されるものと仮定して下流水位として 232.25 m とする。

これらの基礎資料を基にして次にデフレクターの形状寸法を決定する。

まず、デフレクターの必要高さ d の設計基準については従来あまり研究が進んでおらず確定した方法もないが、Tinney 等が自由流線理論をもとに次のような問題を解き、Copp の実験結果と比較してかなりよい一致をみせた論文が Proc. A.S.C.E. に発表されているのでこれを利用することにする。

Tinney の取扱つた現象は次のような問題である。

すなわち水深 d_0 、流速 V の流れが図のような形状を流下したときの水深 d_0 、水路長さ L 、デフレクター傾斜面長 ℓ 、デフレクター傾斜角 β 、



水脈の拡散角 ϕ の関係について考察し、等角写像を用いて解いたものである。
この結果 β を与えた場合の L/d_0 と ℓ/d_0 の関係を ϕ ごとに与えている。

一般に L が短くなると $\phi = \beta$ となるようにするためには、 ℓ が長くなり必要長さ ℓ もそれに応じて減少する。またこれらの関係は β により異なり β が大きくなるほど必要長さ ℓ が大きくなっている。

この計算結果は同様なCoppの実験結果と良好な一致をみせている。

いま本ダムのように堤体下流面と水叩きの間にバケットカーブが設置されている場合について、この結果を参考にして考えてみると次のようなことが言えるようである。

いま、デフレクター始端がバケット終端に近いと流れの圧力分布は、バケット区間の下向きの圧力がまだ維持されており、デフレクター面上においても下向きの圧力がかなりの区間にわたつてかかることになり、それだけデフレクター傾斜面長も長くなり、デフレクター高さを高くしなければならなくなる。

一方これが逆に遠くなると水叩き上では射流水深は増加する傾向になるからそれに応じて高いデフレクターを必要とする。

本ダムのように流線の変向効果を期待するためにデフレクターを水路軸線に対して角度 α だけ斜めに設置するため一方においては著しくバケット終端に近づき他方ではそれより $B \cot \alpha$ (B : 水叩き幅) だけ遠くなり、それだけ水深も増加することになる。

従来の設計例をみると、笠掘ダムでは必要変向角 40° に対してデフレクター前面傾斜 $\beta = 65^\circ$ 、入射角 $\alpha = 60^\circ$ 、デフレクター高さ $d = 2.50$ mを採用している。この場合の最小距離 L (バケット終端からデフレクター始端まで) は 2.50 m前後で非常に長く、デフレクター前面の流れは静水圧分布をなす平行な流れと考えることができ、このときの射流水深はほぼ 1.50 m程度と考えられる。

本ダムでも笠掘ダム同様に入射角として 60° を採用することにする。

この場合必要変向角 $\theta = 30^\circ$ に対する計算上の必要デフレクター傾斜角 β は $54^\circ 44'$ である。

すなわち、この計算で求めた必要デフレクター傾斜角 β とはデフレクターに垂直な流速成分の必要拡散角と考えることができるから、実際にはデフレクター傾斜角をこれより大きくして、傾斜面長を短かくし必要拡散が得られるように設計することにする。

いま、デフレクター傾斜角を 60° と選定し、必要拡散角が 55° になるような L/d_0 の関係を Tinney の計算結果より求めると次表のような数値が得られる。

$$\beta = 60^\circ$$

$$\phi = 55^\circ$$

L/d_0	ℓ/d_0	L/d_0	ℓ/d_0
0	4.3	3	2.3
1	3.4	4	2.1
2	2.6	5以上	2.0

一方、水叩き標高が EL. 229.00 m、下流水位標高が 232.25 m (異常洪水時) であるから、デフレクターの最小必要高は 3.25 m 以上必要となる。これを考慮してデフレクターの高さを水叩き巾に一樣に 3.50 m と選定する。

デフレクターの高さ $d = 3.50$ m とすればデフレクター傾斜面長 ℓ は

$$\ell = d \operatorname{cosec} 60^\circ = 3.50 \times 1.1547 = 4.04 \text{ m}$$

となり、計画最大放流時には、

$$\ell/d_0 = \ell/h_{1s} = 4.04/1.00 = 4.04$$

よつて右岸側デフレクター始端をバケット終端に一致させてもかなりの効果は期待できる。しかし、バケットカーブのある場合とない場合の L のとり方にもいろいろ疑問もあるので、一応右岸側デフレクター始端をバケット終端から異常洪水時の初期水深が 2.07 m であることを考慮してこの倍率 2 倍 (

2倍以上はなしてもその効果は Tinney の計算よりみて漸变的である)に当
る 4.0 m はなせば本計算からみて計画放流時には、その機能を十分發揮す
るものと思われる。しかし異常洪水時には、 l/d_0 がほぼ 2 となり、デフレ
クター全体にわたりその高さはかなり不足するがその発生頻度が少ないこと
を考慮すればこの高さでも十分満足できるであろう。

なお右岸側には、縦方向に 30° のデフレクターを設けて水脈の右岸側へ
の拡散を防ぐことにする。

以上設計したデフレクターにつき水脈落下位置を計算する。

いま、デフレクターに直角方向の拡散角 φ を 55° 、流線の変向角 θ を
 30° 、入射角 α を 60° とすれば流線の拡散角 ϕ は、

$$\tan \phi = \tan \varphi \sin(\alpha - \theta) = \tan 55^\circ \sin(60 - 30) = 0.71407$$

また、デフレクター上の流速 V_0 は、デフレクター前面の流速を V_1 として

$$\begin{aligned} V_0 &= V_1 \sqrt{\cos^2 \alpha + \cos^2 \varphi \sin^2 \alpha} \\ &= V_1 \sqrt{\cos^2 60 + \cos^2 55 \sin^2 60} = 0.7048 V_1 \text{ m/s} \end{aligned}$$

よつて、

$$V_0 \text{ max} = 0.7048 \quad V_1 \text{ max} = 0.7048 \times 25.18 = 17.75 \text{ m/s}$$

$$V_0 \text{ min} = 0.7048 \quad V_1 \text{ min} = 0.7048 \times 21.60 = 15.22 \text{ m/s}$$

また、到達距離 x_0 は、デフレクター天端と河床との標高差を $-y_0$ ($y_0 = 3.50 + 1.00 = 4.50 \text{ m}$) として次式で表わされる。

$$\begin{aligned} x_0 &= \frac{V_0^2}{g(\tan^2 \phi + 1)} \left\{ \tan \phi + \sqrt{\tan^2 \phi - \frac{2gy_0}{V_0^2}(1 + \tan^2 \phi)} \right\} \\ &= 0.0676 V_0^2 \left\{ 0.714 + \sqrt{0.51 + \frac{133.173}{V_0^2}} \right\} \end{aligned}$$

よつて、 $V_{0\max} = 17.75 \text{ m/s}$ に対して

$$x_{0\max} = 21.30(0.714 + 0.966) = 35.8 \text{ m}$$

$V_{0\min} = 15.22 \text{ m/s}$ に対して、

$$x_{0\min} = 15.66(0.714 + 1.042) = 27.5 \text{ m}$$

このようにデフレクターより拡散された水脈の到達距離は、デフレクター面上で流速が落ちるためかなり小さくなる。

なお最終的には、水理模型実験を行ない、デフレクターの機構および形状寸法を検討するとともに、その流況を調査する必要がある。

〔7〕 減勢工に関する実験的検討

(1) 減勢工の型式選定に関する実験的検討

減勢工の型式選定にあたっては跳水型減勢工および拡散型減勢工の両者について一応従来設計方法を参考にして検討を行なつたが、模型実験においてまずこれらの適否を検討してみた。

本ダム減勢工を拡散型減勢工とした場合、流れはデフレクターによりほぼ30～40度左岸方向に変向されねばならない。いまこのような変向を期待したデフレクターは机上計算では上流面勾配が非常に大きくなり、そうしなければ所要の変向効果が得られないという結果が得られている。

いま実際にこのような変向を期待したデフレクターを設置して流してみると、流れはデフレクターにより非常に高くはね上げられかなり予想した方向に変向したように飛翔するが、河床に対して垂直に近い角度で落下するため落下後の流れに変向効果はまったく現われず流れの落下点の周囲に飛散してしまう。

これは模型実験において河床がまったく洗掘されないようにつくられた固定河床によることと本ダムでは下流水位が全くないということに起因する現象である。しかし実際にも河床が全く洗掘されないということは起りえないとしても現地河床が非常に強固な岩で構成されていることから予想するような洗掘穴がすばやく形成されるという保障はまったくない。また落下位置も水深の十分ある滝つぼよりさらに上流にならざるをえないから河床勾配が急であることを考えあわせて水位があることは全く期待しえない。よつて十分な洗掘穴が形成されるまでは、流れの状態は実験とよく似たものになるであろうと予想される。もし流れが模型実験のそれと類似するものとすれば、落下位置周囲の山腹ならびに護岸は完全に破壊されるであろう。またその詳細はたとえ実験を行なつても推定することが困難な状態となつてしまう。

よつて実験結果をみて判定すればデフレクターによる30～40度の変向

を期待する拡散型減勢工は実際上ほとんど実用性を有しないものと考えられる。

そこで、当初考えた導流壁のような流れ方向に沿った補助構造物を用いることにより減勢せず変向させる水叩きを再び採り上げて実験により再検討してみた。いま実際に補助構造物を用いることにより流れを減勢せず変向させようとした場合、彎曲部外側にあたる右岸側では水脈がかなりの高さにまで上昇してしまい、さらに流れ全体に有効に作用させるためには彎曲部下流かなりの長さに亘つて導流することが必要であることがわかった。

すなわち、この案で設計される規模の水叩きは跳水型減勢工とした場合の規模と大差なく、また流れの安定性も跳水型減勢工に比して著るしく落ちるため実用上後者の方がすぐれているのではないかという結論を得た。そこで本ダムの減勢工の型式としては跳水型減勢工として設計することがもつとも有利ではないかという結論に至した。

いま、跳水型減勢工として設計する場合すでに設計の項で示したように水叩き内にバツフル、シル等を設置して強制的に跳水減勢するものと、副ダムにより下流水位を確保し跳水減勢する方法さらに大型の台形シルのような副ダム兼用シルによる方法とが考えられる。設計のところでは従来の考え方さらに現在盛んに用いられているという傾向をも考慮して台形シルとして設計している。その結果はすでに述べたように水叩き設計対象流量として $500 \text{ m}^3/\text{s}$ をとり、水叩き長として直線水叩きとしてとりうる最大限である 25 m 程度を採用したとしても 45° 傾斜面シルでは高さが 7.2 m 以上を必要とする巨大な規模の水叩きとなってしまう。さらに $500 \text{ m}^3/\text{s}$ 以上は下流方向に適切な変向効果を与えて飛翔させるように台形シルを水叩き軸線に角度をつけて設置することとすればその減勢能力も当然低下するであろうから水叩きの規模はさらに大きくする必要が生ずるであろう。

そこで、本ダム水叩きを跳水型減勢工として設計する場合に多少の安全率の低下を生ずるけれども水叩きの規模を非常に小さくすることができるシュ

ートブロック、バツフルビア等を用いる跳水型減勢工を再検討してみることにした。

これら、シュートブロックあるいはバツフルビア等はすでにふれたように高速流による空洞現象の発生をまぬがれないからそれともなり損傷はさけがたい。このために現在これらの使用はできるかぎり避ける方向にあるが、本ダムのように各種条件が非常に不利な水叩きの設計においてはこれらの使用はかなり許容されるであろうと考えられる。

シュートブロックおよびバツフルビアの使用は米国開拓局によつて主に検討開発され、我が国の水理公式集にも記載されているようにかなり標準化されてきており、これらの使用は多少の安全率の低下を許容すれば十分適用しうる。とくに我が国のように洪水時の放流時間の比較的短いところでは、米国のように洪水時の出水が日単位のところと異なり、これらの損傷を受ける速さも遅くなるものと考えてよく、通常の減勢機能は十分満足しうるものが期待できる。

そこでまず水叩きの基本的形状として直線水叩きとしてとりうる最大長を考慮し図-11に示すような形状を採用し、これに種々の減勢補助構造物を配置しその効果を実験的に検討することにした。

この場合、跳水から飛散に移行すると水叩きの決定的な破壊をとまうため、水叩きとしての減勢可能な最大流量を規定しておく必要がある。

この水叩きで減勢可能な最大流量としてはさきの台形シルの場合の水叩き設計対象流量 $500 \text{ m}^3/\text{s}$ では過少であり、さらに余裕をもたせて大きくとらなければならない。もつとも安全側にとるものとすれば異常洪水流量まで減勢できれば非常に好ましいと考えられるが、実際問題としてこのような放流の起きる可能性は非常にまれであり、通常水叩きに対してこのような放流の起る場合はゲートの誤操作等に起因するもの以外考えられないから、ここでは一応計画洪水流量の $735 \text{ m}^3/\text{s}$ 程度の流量が跳水から飛散に移行する極限の流量になるような水叩きに設計することが水叩きの規模からみてもつと

も望ましいのではないかと考えられる。すなわち、跳水から飛散に移行する極限の流量を計画洪水流量程度にとつておけば $500 \text{ m}^3/\text{s}$ 程度の放流時にもつとも良好な跳水減勢が期待しうるからである。

よつて水叩きの実験的検討にあつては $500 \text{ m}^3/\text{s}$ 程度の放流に対して十分安定した良好な流況が確保でき、計画洪水流量附近の放流に対しても一応流れが飛散せずにおさまればそれで目的は達せられたものと考えことにする。

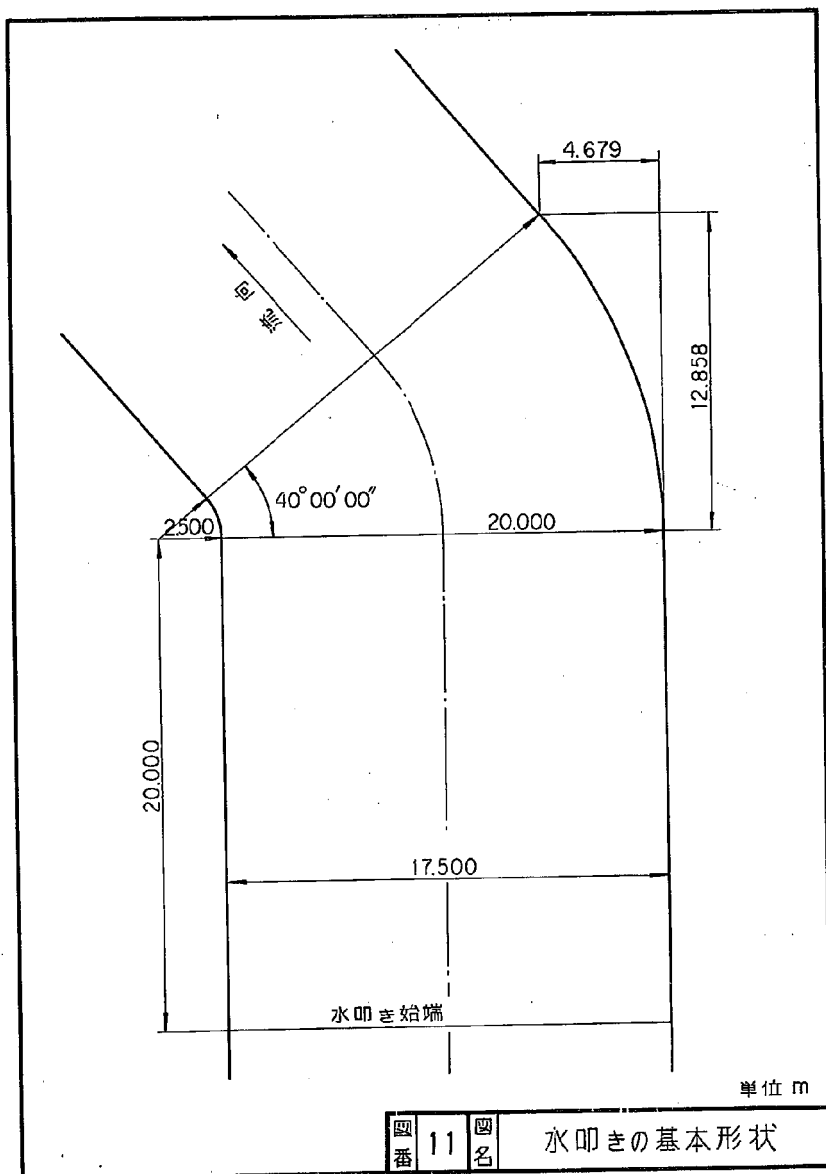
(2) 鉛直シルのみを用いた水叩き

まず図-11に示されるような水叩きに補助構造物を設置せず放流してみると、右岸導流壁彎曲部において流れは射流のまま流下し壁面により変向されず壁面上を上方向に飛散してしまう。

そこでまずこのような下流水位のまつたくない場合の水叩き補助構造物として一般に用いられるシルについて考えてみる。

一般にエンドシルとして用いられるものは、下流水位がかなりあり水叩き長を短縮することを第一義として設計されるものと、シル上流面にかんりの動圧をうけもたせ下流水深の不足分を補ぎなわせるために使用されるものがあり、前者は高さも低く上流面はかなり緩い傾斜面であるのがほとんどであり、後者は流れに対して効果的に作用させるために急な傾斜面のもの、階段状のものあるいは鉛直のもの等がもちいられる。本ダムの場合は後者に属するから、シルとしては鉛直面をもつたものあるいはそれに近いものでなければならない。実際にシル上流面の傾斜が緩くなれば減勢に及ぼすシルの効果は急激に低下し、デフレクターに近づいてしまうが、他方このような傾斜面シルをもちいて跳水を形成させうればそれだけ跳水の形はおだやかなものになり良好な結果が得られるのが常である。

しかし、本ダムのように非常に限られた範囲で跳水減勢が期待される場合には、シルを水叩き始端に非常に近い位置に設置することが必要になり、安定した効果を求めるためにはシル前面を鉛直にするのがもつとも望ましいで



あろう。

この場合、シルの設置位置およびシル上流面と流れ方向とのなす角度をどのようにするかという問題が生ずる。すなわち、シルにより波勢した流れを彎曲させるといふ案と彎曲部を跳水過程に入れシルを彎曲部下流に設置するといふ案とが考えられる。

シルを彎曲部上流側あるいは彎曲部中間附近に設置し、減勢後常流を彎曲させる方法はシルを用いた彎曲水叩きとして通常よく用いられる方法であり、水叩き長の節減に有利であるのでまずこの方法を実験的に検討してみた。この場合シル上流面と水叩き始端との距離は20 m前後となるであろう。

いま水叩き直線区間の最下流端に水叩き軸線に直角に高さ4.0 mの鉛直面をもつた連続シルを設置して放流してみると、流れは500 m^3/s 前後まで跳水し減勢されることがわかった。しかし跳水といつても水叩き長さの不足から飛散しないというだけで安定した跳水でなくかなり荒れた疑似跳水を示すにすぎない。いまさらに流量を増大させると、連続シルは流れにデフレクターと同様な効果を与え流れは射流のままシル前面に達しここではね上げられて飛散してしまつた。この現象はこれ以外に行なつた多くの連続シルに共通したものであり、水叩き始端より20 m前後の範囲にはこのような連続シルは有利でなくまたこの範囲におかれた連続シルによつては良好な跳水が得られないことが明らかになつた。すなわち、このような現象はこの範囲に設置すべき減勢補助構造物としてはバツフルビアーのような透過性に富むもののみが有効であることを示すものと考えられよう。

いまさきに示した後者の案すなわちシルを彎曲部下流に設置する案についてつきに検討してみた。この場合シルを水叩き始端からの流向に対してどのように設置するかが問題となる。すなわち、水叩き下流の流向に直角になるようにシルを設置すれば越流幅は最小になりその効果もそれだけ有利になるものと予想されるが、他方減勢効果が十分でなければ流れに対して下流河道の流れと逆方向に多少の変向効果を与えることになるとともに水叩き内彎曲

部外側導流壁に流れを集中させることになるであろう。一方下流河道の流れの方向および水叩き内の流況をも考慮して水叩き始端からの流れにほぼ直角をなすようにシルを設置したとすれば、シルの越流幅は非常に増大せざるを得ないから前者と同等の効果を上げるためにシル高を高くすることが必要になるとともに下流河道の流れに十分な変向効果が発揮されない範囲の放流に対しては流れが右岸側に偏流することになり護岸の維持上問題が生ずるようになると思われる。

よつて両者を比較した場合、前者は水叩き内に他の何んらかの補助構造物の併設が必要であるけれども下流河道の維持とくに洪水時以外の放流に対して常に良好な流況が得られるものと予想された。

そこでまず後者の案について実験的に検討してみた。その結果は右岸側で十分な長さの水叩き長をとりえないことにより、さきに行なつた直線区間の最下流端にシルを設置したのと同様な効果であり、シルをさらに高くすることが必要であることが認められた。しかし実際にはシル高が4.0 mであつても導流壁高が1.5 m以上が必要になり、実用上このような案を改良してもあまり良好な結果をうる事が不可能のように思われた。

そこで彎曲部下流に下流河道の流れに直角にシルを設置して水叩き内に他の減勢補助構造物を併設する方向に設計方針を定め、まず水叩き内に他の構造物を併設せずに実験してみた。この場合高さ4.0 mの鉛直シルの位置はまず彎曲部終端に選定した。いまこのような状態で放流してみると右岸側導流壁沿いでは水叩き長さとしてはかなり十分な長さが得られているようであるが、左岸側では水叩き長さが十分でなく高速潛流が残つてしまいこれがシル前面に沿つて右岸側に集中し、右岸側導流壁彎曲部のシル上流面附近に著しい盛り上りをみせシルを越流する流れは右岸側に偏つた流況になつた。このため水叩き内に補助構造物を設置し減勢効果を倍加させこの盛り上りを消滅し一様な分布でシルを越流させるような改良が必要になつた。

なお、ここに用いた高さ4.0 mの鉛直シルはいづれも断面が長方形のもの

であり、シル天端においては流れがはくりしていることから、実際にこれを修正した形状に変更すればシル高は5.0 m程度になるものと考えられた。

(3) 鉛直シルとバツフルビアー、シュートブロックを併設した水叩き

鉛直シルの単独効果による水叩きはすでに述べたようにいづれも十分でなく他の補助構造物を併用する必要があることがわかった。この場合、減勢補助構造物としてはバツフルビアー、シュートブロックなどのほか水叩きの非対称性を是正する何らかの構造物が考えられよう。

バツフルビアーの機能についてはすでに述べたが、シュートブロックは水叩き始端で流入水脈を分割させその一部を水叩き面からはなし両者の混合効果による減勢の促進をはかるとともに跳水を安定させ、跳水長の短縮をはかるもので、水叩き面に対する高さはほぼ流入水脈の水深に等しくとられるのが普通であり、シュートブロックの幅ならびにその間隔は高さとはほぼ等しくとることが規準とされている。さらにこの構造物はすでに標準化されたものと考えてよく、この寸法が最適のものと考えてよい。

水叩きの非対称性を是正する構造物としては、右岸側導流壁面に三角ブロック等を設置して水叩き彎曲部の流れを改良する方法であるが、小規模の水叩き以外あまり有利な構造物ではないようである。

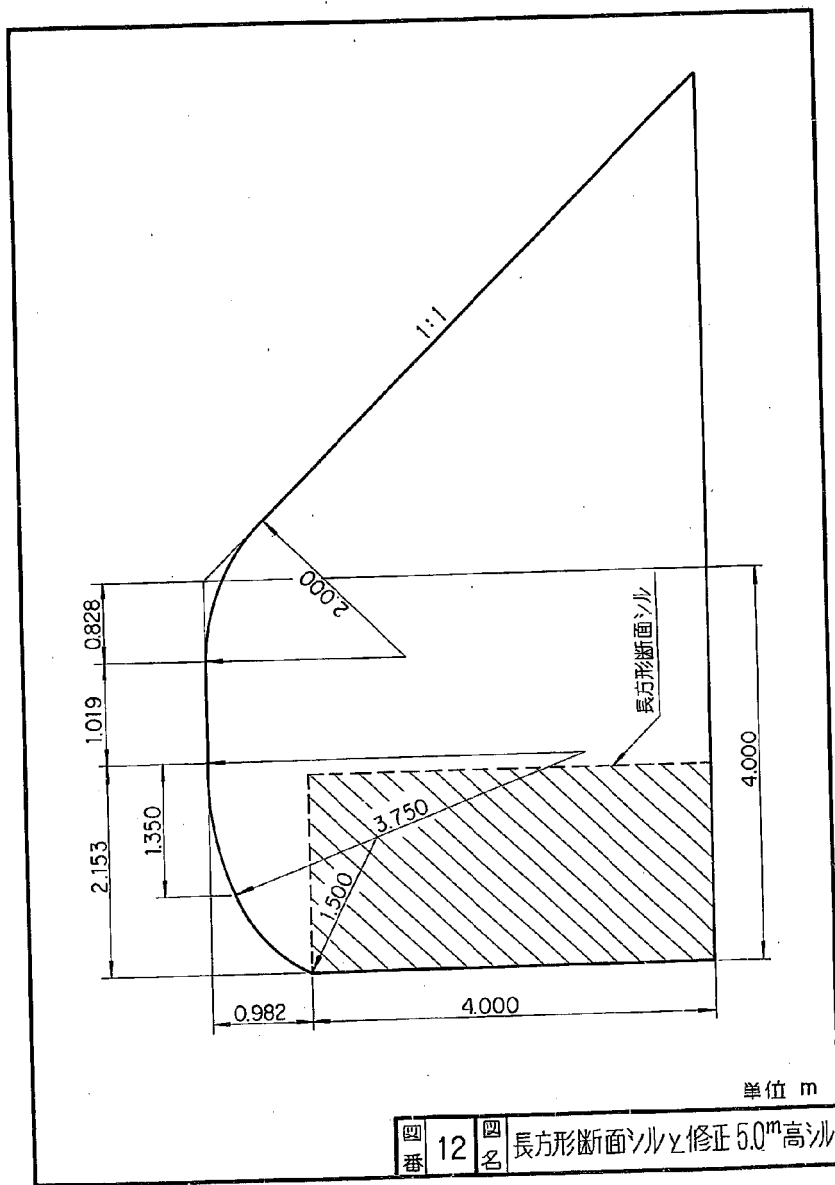
そこでまず彎曲部終端に下流河道に直角に高さ4.0 mの長方形断面シルを修正した図-12に示すような高さ5 mの鉛直シルを設置し、高さ2.0 m、1.5 mおよび1.0 mの幅2.0 mのバツフルビアーを用いて水叩き面上にいろいろな形に設置し放流してその効果を検討した。この場合、共通した現象は水叩き始端より15.0 mの範囲内ではどのバツフルビアーを用いても流量が600 m^3/s 前後で跳水から飛散に移行してしまうことであり、また鉛直シルがかなり高いためシル前面に沿って右岸導流壁方向に移行する流れが強く導流壁に沿って盛り上がり大きいことである。また、水叩きが非対象であるためバツフルビアーの配置を非対称にしたものも数多く実験してみたがいづれも跳水が安定せず良好な流況を呈したものはなかった。

そこで、鉛直シルをそのまま下流方向に 4.0 m 後退させ水叩き長を多少長くするとともにシュートブロックを併設したところ跳水の安定に寄与するところが大きく流況は非常に改良され、図-13 に示す案が良好な流況を呈した。

図-13 に示すバツフルビア-およびシュートブロックの配置はまったく実験的に定めたものであり、シルの効果とバツフルビア-、シュートブロックの効果が良好に作用し合つて流れを彎曲部終端近くでほぼ完全に減勢し $700 \text{ m}^3/\text{s}$ までを完全に把握しえた最良の配置である。

しかしこの場合導流壁高は 1.4 ~ 1.5 m と非常に高くなることおよび減勢能力に多少の余裕が残つてゐるように思われたので鉛直シルを断面形をそのままに高さを 0.8 m ばかり低下しさらに実験を続けた。

これは、シル高を減少すればそれだけ水叩きの減勢能力は低下するけれども $500 \text{ m}^3/\text{s}$ 程度では同様に良好な流況が得られるであろうと予想されることおよび導流壁高もいくらか低くさせえるのではないかと考えられたためである。また、シル高を低下すればシル前面に沿つて右岸側に集中しようとする現象もさらに弱まるのではないかと思われ、有利な点が多いと予想された。いま、図-13 に示す水叩きでシル高を 0.8 m 低くして放流量を増大させていつたところ $500 \sim 600 \text{ m}^3/\text{s}$ では流況は非常に安定して好ましい形状と考えられたが、 $700 \text{ m}^3/\text{s}$ 近くなるともはや跳水せず露出射流を生じ、バツフルビア-面ではね上げられ飛散状態に移行してしまつた。よつて、この水叩きで減勢能力を増大させるため前列のバツフルビア-の高さを 1.0 m 高くして 3.0 m としたところ、流量が少ないときにバツフルビア-の効果が大きすぎ多少乱れが増大するけれども $700 \text{ m}^3/\text{s}$ まで十分跳水の形でおさえることができることがわかつた。この水叩き形状は図-14 に示される。いまこの水叩きに $700 \text{ m}^3/\text{s}$ 放流してみると左岸側には多少露出射流が残るけれども右岸側では完全に跳水しており、跳水始端線が水叩き断面で同一位置になく内部圧の關係から屈折部を射流が流下した場合に生ずる斜め跳水に似た



四
番

12

四
名

長方形断面シルと修正 5.0^m高シル



水叩き当初案

流況となつて跳水中の流れが下流河道の流れ方向に変向され右岸側導流壁彎曲部に生ずる盛り上りもかなり低下したため、導流壁高もかなり低くてよくこの案で十分実用にたええるものと判定された。

(4) 推奨水叩きの形状と機能

水叩きの形状はすでに図-14に示したとおりである。また、シュートブロックの詳細は図-15に、エンドシルの断面は図-16にその位置は図-17に示される。

このシュートブロックの形状は $700\text{ m}^3/\text{s}$ 放流時の水叩き始端の流入射流水深がほぼ 2.0 m 前後になることから米国開拓局の標準設計に従つて設計したものであり、高さは 2.0 m 、幅は 2.1 m であつて、その間隔は導流壁沿いで 1.5 m 、中央で 2.1 m 、あとの間隔は 2.0 m にとつている。なおこれらの間隔は実験によつて定められた。また、図-16に示すエンドシルの断面はクレスト上流側を設計水頭 7.50 m の標準型曲線を用いている。

バツフルビアは図-18に示すように前列が高さ 3.0 m 、後列が高さ 2.0 m であり、上流面はいずれも鉛直であつて前列では上流面幅 2.0 m 、下流端幅 2.4 m 後列では幅 2.0 m にとられている。なお、前列のバツフルビアの上流面は水叩き始端から 15.24 m でありバツフルビアの中心線はシュートブロックの空間の中心線と一致するように設置されており、後列のバツフルビアの上流面は水叩き始端から 22.56 m にあつてバツフルビアの中心線は前列バツフルビア空間の中心線と一致するように設置されている。

まず、この水叩きの機能について調べてみる。本ダム水叩きのもつとも重要な機能は流れの変向にあり、その手段として流れを減勢する方法を用いたのであるから、水叩きの機能を検討する場合にもこの変向効果についてのみ考慮すれば十分である。(水叩き内に多少の高速潜流が残つたとしても下流河道の流況が悪化しなければその効果は十分発揮されたものと考えてよい。)いまここでは水叩きによる変向効果を次のような表示方法で示してみる。す

なわち流れが多少なりとも減勢され常流状態に移行しているものと考えられるから、流れの変向の度合はシル上を越流する横断方向の流量分布によつて近似しうるのであろう。また、シル上の越流量分布はシル上の横断方向の水面形から推定できるものと仮定してよい。

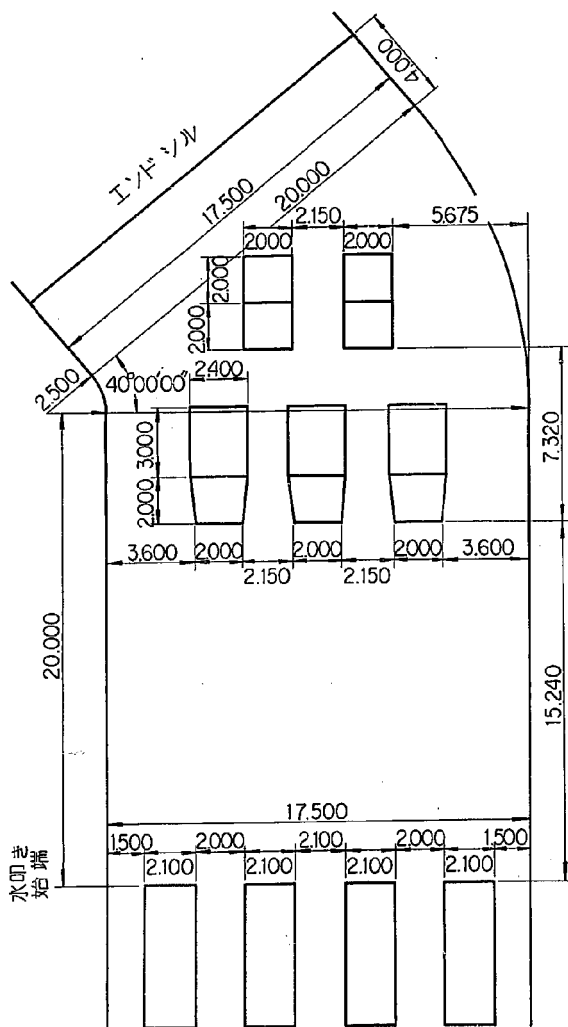
そこで、流れの変向効果をシル上の横断方向の水面形により検討することにした。この場合検討の対象になる放流条件としては貯水位をE L 265.0 mに固定し、ゲート開きを調節して $100 \text{ m}^3/\text{s}$ から $600 \text{ m}^3/\text{s}$ までの $100 \text{ m}^3/\text{s}$ 間隔の放流時と、ゲート全開状態における $700 \text{ m}^3/\text{s}$ 放流時との全7ケースを採用した。

いまエンドシルクレスト部の横断方向の水面形について右岸側および左岸側導流壁沿いと水叩き中心線について測定した。この結果は表-11に示される。

表-11 エンドシル越流頂の横断方向の水面形測定結果(水深m)

放 流 量 m^3/s	右岸側導流 壁沿い m	中 心 線 m	左岸側導流 壁沿い m
100	1.52	1.48	1.52
200	2.36	2.32	2.36
300	3.40	3.32	3.16
400	4.32	3.76	3.64
500	5.72	4.36	4.20
600	6.68	4.88	4.76
700	6.28	5.56	5.08

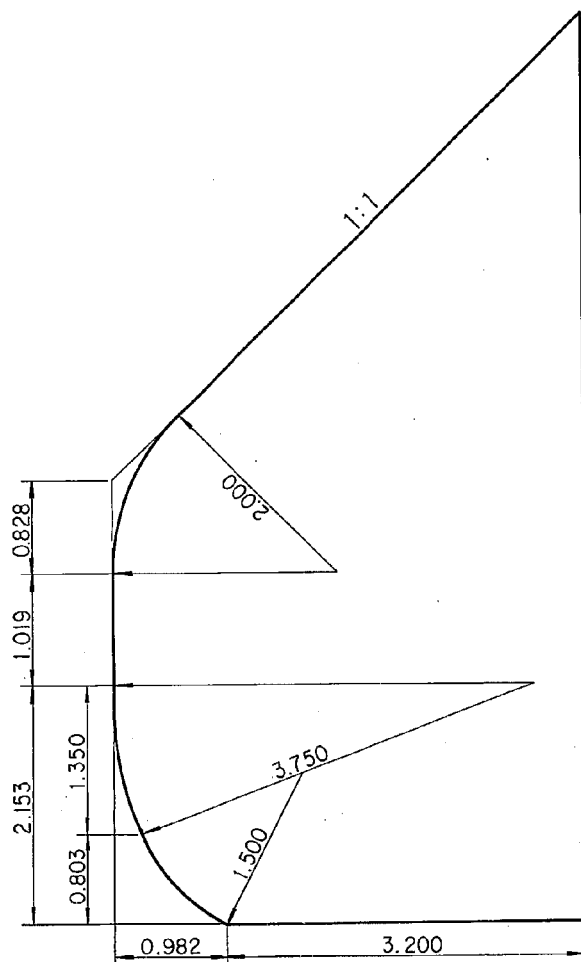
表-11に示される測定結果をみると、 $400 \text{ m}^3/\text{s}$ 位までの放流に対しては流れはシル上を一定した水深で様に越流しており、その変向効果は十分であるとみなされる。またこれ以上に放流量が増大すれば右岸側導流壁沿いの水深は中心線および左岸側のそれと比較してかなり高く十分な変向効果が



単位 m

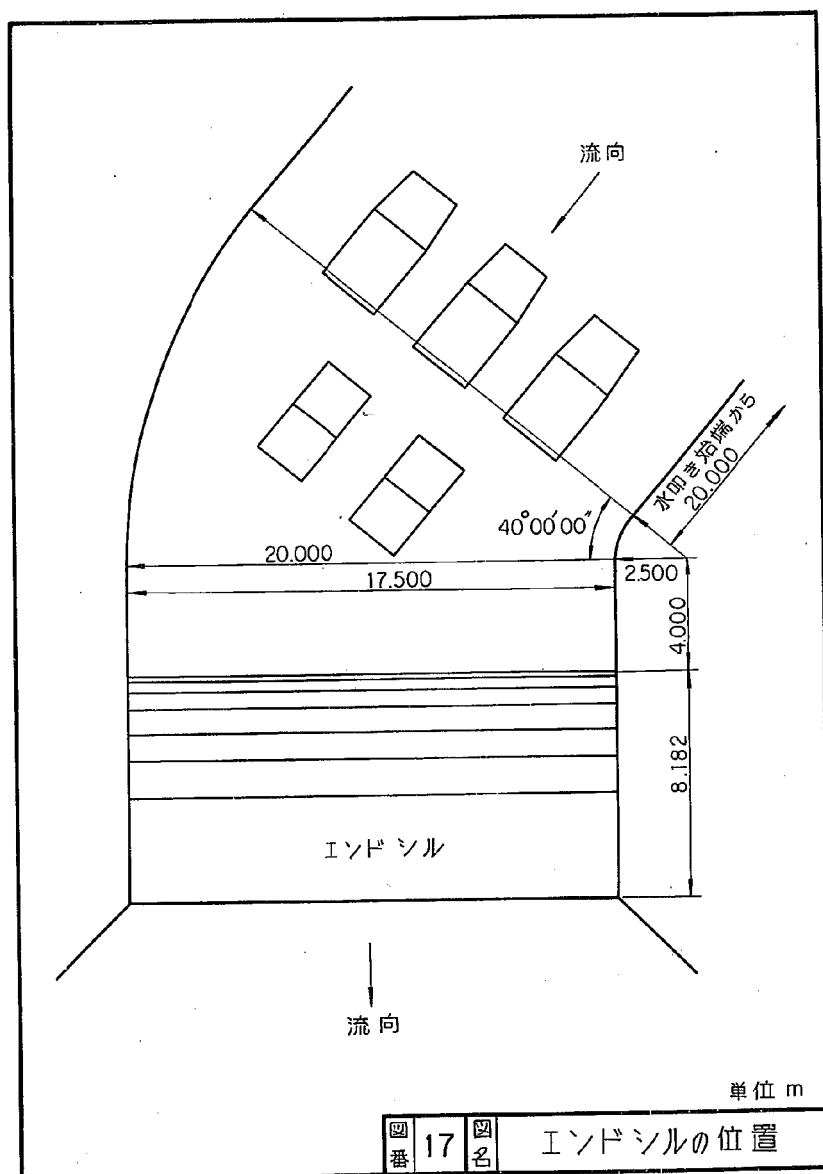
図番 14 図名

推奨水叩き案



単位 m

図番 16 図名 修正 4.2^m高エンドシル



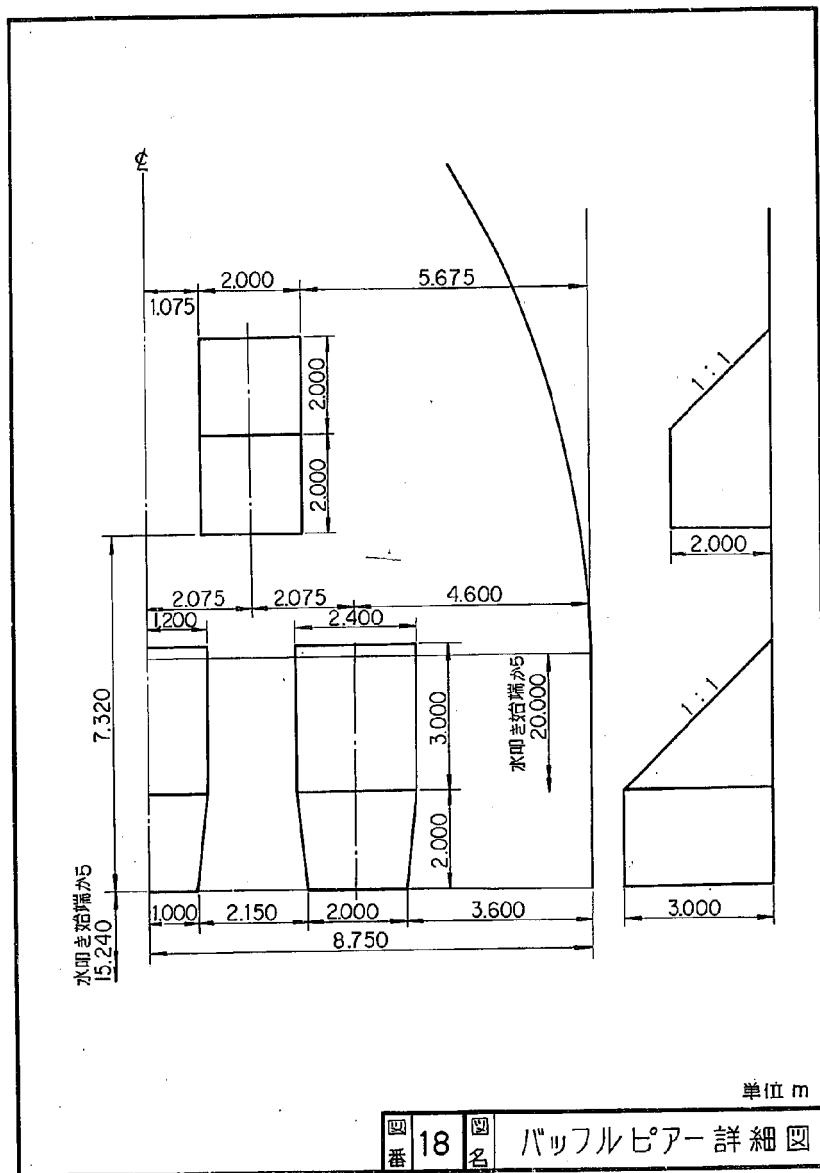


図 18 図 名 バッフルピア 詳細図

得られているとはいえないが、中心線と左岸側導流壁沿いの水深とがほぼ等しくなるといふ結果にも示されるように流れの大部分はかなり変向されているものとみなしてよい。

(5) バツフルビア一面に作用する圧力

つきにバツフルビアの安全性ならびに設計条件について検討してみる。すでに述べたようにバツフルビアは高速潜流にさらされた場合キャビテーションによる損傷を受けることが多い。損傷されやすい面は損傷例よりみて上流面あるいは天端ではなく主としてバツフルビアの側面およびバツフルビアにはさまれた水叩き面である。この損傷は米国水路試験所の検討結果によればバツフルビア側面の平面形状を流線形にすることによりかなり改良されることが示されている。そこで、本ダムに使用するバツフルビアとしては比較的高速な流れにさらされる度合の大きい前列のバツフルビアでは上流面幅を大きくとり平面形状を一部台形のバツフルビアとしている。

なお、本実験では圧力状態について詳細に検討する時間的余裕がなかつたがために、各角の部分はいづれも直角あるいはそれに近いものにしていて、実際に施工するに当つては鋭角部を鈍角にするような面取りあるいは丸味をつけることが望ましい。

なおバツフルビアを設計するにあつては当然バツフルビア上流面に作用する圧力値が問題となるであろう。そこで図-19に示すようにバツフルビア上流面にピエゾメーターを埋め込みバツフルビア上流面に作用する圧力値を測定した。この場合の放流条件はさきの水叩きの機能を検討した場合と同様であり、さらにこれにバツフルビア一面に作用する最大圧力を測定するため、貯水位EL 265.0mでゲート全開放流(800 m^3/s)時の条件も加えた。なお、測定は前列では中央のもの、後列では右岸側のものを対象とした。その測定結果は表-12に示されるとおりである。

表-12より300 m^3/s 位まではバツフルビア面にかかる圧力は静水圧のみとみなされるが、これをとえると動圧の影響が顕著になつてきて700

表-12 バツフルビア-上流面作用圧力測定結果

放流量 m^3/s	圧 力 (m 水柱)					
	3 m バツフルビア-				2 m バツフルビア-	
	水叩き面より $0.6 m$	$1.2 m$	$1.8 m$	$2.4 m$	水叩き面より $0.6 m$	$1.6 m$
100	4.88	3.76	2.56	1.36	5.08	2.96
200	6.36	5.28	4.08	2.52	6.48	4.44
300	9.80	8.20	6.48	4.12	7.36	5.92
400	15.48	11.68	9.20	5.56	11.52	9.88
500	19.20	13.40	11.08	6.56	11.52	12.40
600	22.40	15.60	14.40	7.80	11.72	15.04
700	23.60	18.20	16.72	9.60	14.56	16.40
900	26.20	22.00	21.40	13.60	16.60	14.60

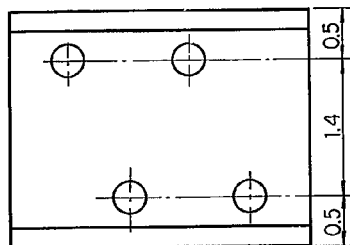
m^3/s 放流時では $14 \sim 15 m$ 水柱の動水圧すなわち $15 m/s$ 程度の高速度流にさらされていることがわかる。

よつて、バツフルビア-の設計に当つては全水頭がそのまま減勢されずバツフルビア-面に衝突するものとして設計することが望ましく、前列では $220 t$ 程度、後列では $150 t$ 程度を考慮すればよいであろう。また実際に施工するに当つても水叩きとバツフルビア-とが一体化するような考慮を払うことが必要であろう。

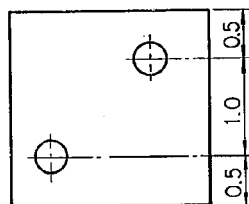
(g) エンドシルの形状に関する実験的検討

エンドシルの設計ならびにその安全性について検討を加えるためにエンドシルの各面に作用する圧力状態を測定してみた。この場合、エンドシルの圧力測定位置は鋭直断面内で図-20に示す上流面上の3点と越流面上の6点であり、上流面についてはさらに横断方向に5測線を選定して測定している。また、シル越流面の圧力測定位置は右岸からほぼ $2.6 m$ の位置であり、水叩き彎曲部上流の中心線をそのまま直線的に延長した位置である。この場合の測定時の放流条件はさきの $100 m^3/s \sim 700 m^3/s$ までの操作条件と同様で

上流面

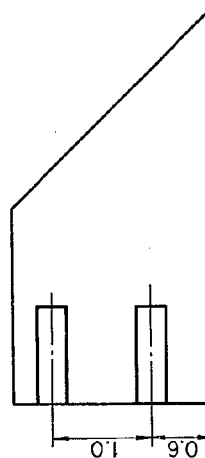
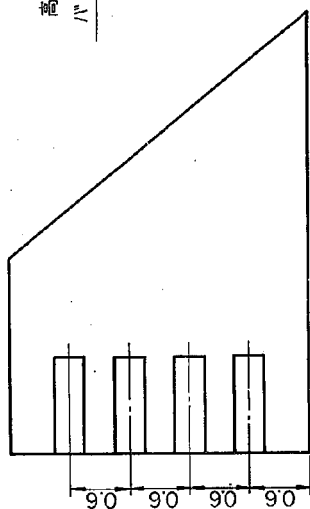


高さ 3.0m
バッフルピア-



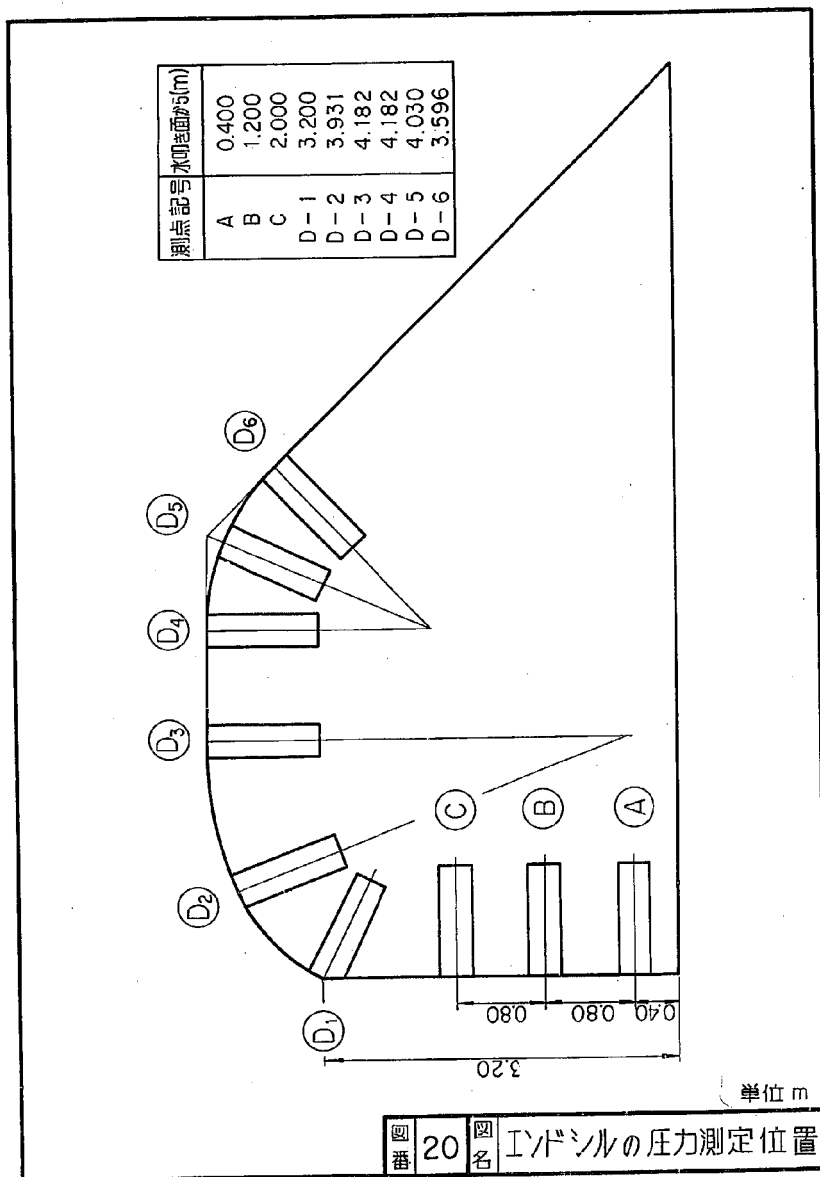
高さ 2.0m
バッフルピア-

側面



単位 m

図番 19 図名 バッフルピア-上流面圧力測定位置



ある。

この圧力の測定結果は表-13および14に示される。まず、表-13に示されるシル上流面の作用圧力はバツフルビアーの位置の影響を受けて横断方向に様ではないが、700 m/s までの最大作用圧力は16 m 水柱程度であることと、鉛直方向にかなり一定した圧力値を示すことがわかる。

表-13 エンドシル上流面作用圧力測定結果

放流量 (m/s)	測点 記号	圧 力 (m 水柱)				
		左岸より 0.75 m	4.75 m	8.75 m	12.75 m	16.75 m
100	A	5.84	6.04	5.72	5.92	5.96
	B	5.04	5.36	5.00	5.24	5.32
	C	4.36	4.88	4.28	4.44	4.52
200	A	6.84	7.32	6.84	7.00	7.36
	B	6.16	6.74	6.16	6.36	6.80
	C	5.32	5.60	5.40	5.56	6.60
300	A	7.64	8.84	8.24	8.40	8.92
	B	6.80	8.72	7.36	7.72	8.64
	C	6.04	7.68	6.72	6.96	7.80
400	A	8.08	10.52	9.24	9.28	10.44
	B	7.36	10.76	8.48	9.12	10.56
	C	6.48	9.64	8.04	8.40	10.48
500	A	8.40	12.40	10.56	11.40	12.40
	B	7.44	12.72	9.68	10.48	12.56
	C	6.80	11.28	9.36	9.44	12.00
600	A	9.12	14.40	11.52	12.64	12.32
	B	8.02	14.48	10.56	11.04	12.60
	C	6.68	12.16	10.28	10.36	13.64
700	A	8.68	14.72	12.28	13.32	15.28
	B	8.40	16.52	11.20	12.24	16.04
	C	7.60	15.08	10.84	10.80	15.68

つぎに表-14に示されるシル越流面の圧力状態は、越流面頂部より上流の複合円弧部では常に正圧であり良好な形状といえるが、頂部から下流面にうつる円弧部で圧力が極度に低下し、とくに700 m/s 放流時のD-5では

表-14 エンドシル越流面の作用圧力測定結果

放流量 (m^3/s)	圧 力 (m水柱)					
	D-1	D-2	D-3	D-4	D-5	D-6
100	3.04	2.15	1.54	1.10	0.41	0.28
200	3.80	2.67	1.98	1.18	-0.03	-0.04
300	4.36	2.95	2.56	1.14	-0.55	-0.12
400	4.56	2.87	2.62	0.78	-1.15	-0.36
500	4.64	2.23	2.42	0.10	-2.35	-0.72
600	5.00	2.23	2.34	-0.50	-2.99	-1.12
700	5.32	2.11	2.22	-1.02	-3.35	-1.28

許容負圧である-3.0 m水柱をわずかに超過してしまうことがわかる。いまこれを改良するにはこの円弧の曲率半径を増大させればよいが、そのためには頂部の水平幅の減少あるいはシルの体積を増大させる必要がある。しかしいづれにしてもさらに滑らかな曲線で下流面に導かなければ負圧の発生はさけないであろう。よつてこれらを勘案して、計画最大放流量以上である500 m^3/s 位までは負圧は発生するが許容範囲にあることを理由にこのままの形状で十分ではないかという結論に達した。

(7) 必要導流壁高について

つぎに、水叩きの必要導流壁高を検討するために水叩き内の跳水の形状を右岸および左岸導流壁沿いに並びに彎曲部上流の水叩き中心線をそのまま延長したる測線についてさきの放流条件と同様に貯水位HL265.0 mにおける100 m^3/s ~600 m^3/s までの放流時とゲート全開時の700 m^3/s の放流時とについて測定した。

その結果は表-15および図-21に示される。なお、表中の値は水叩き面標高を0として表わしてあり、測点の位置は水叩き始端(バケットカーブ終端線)から下流方向にはかられた距離で示してあり、導流壁の彎曲を考慮した距離ではないから注意されたい。また、水叩き中心線上の水面形は彎曲部上流の中心線をそのまま直線的に彎曲部内も延長して測定したものである。

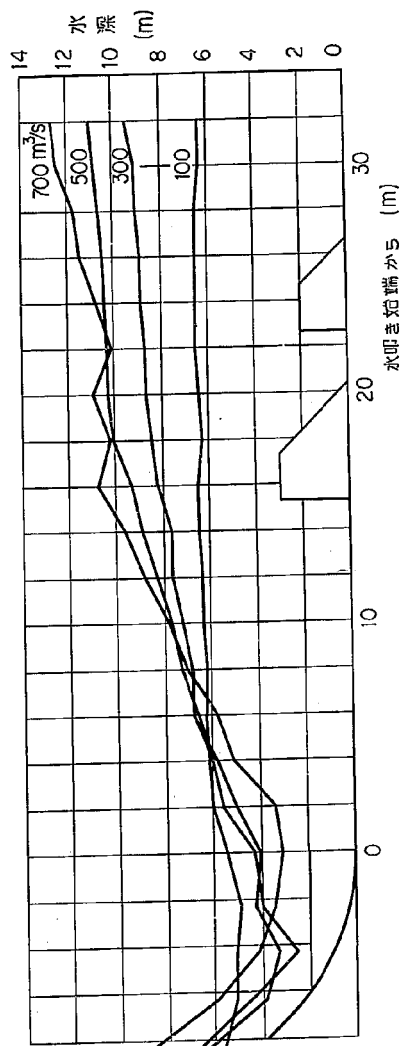
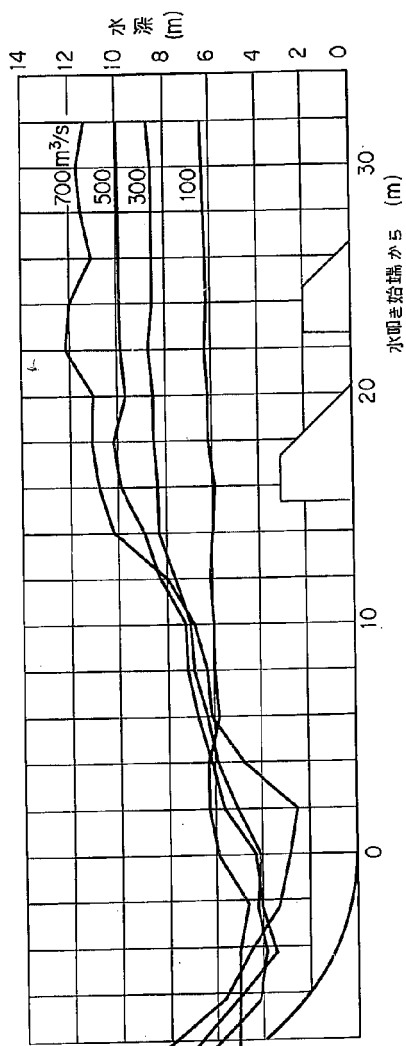


図
番

21-a

図
名

水叩き右岸側導流壁沿い 水面形



図名 水叩き中心線沿い水面形
図番 21-b

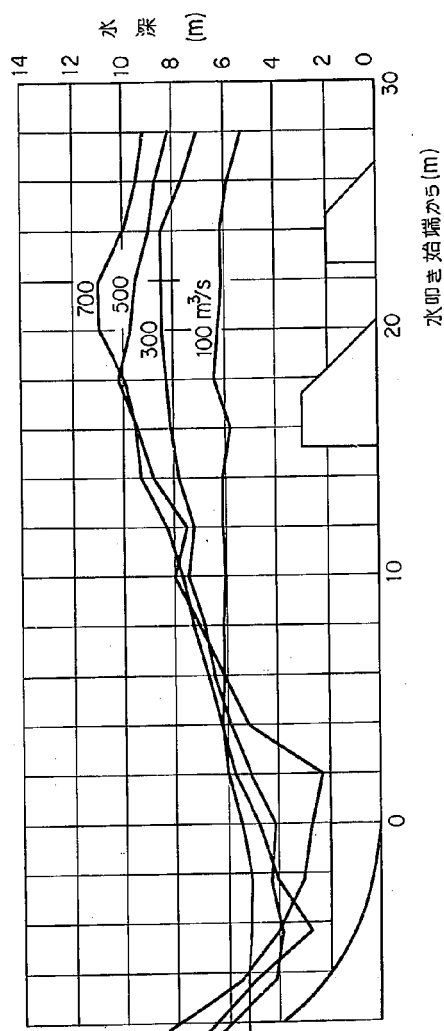


図 21-c 水叩き左岸側導流壁沿い水面形

表-15-a 右岸側導流壁沿い水面形測定結果(水深, m)

水叩き始 端からの 距離(m)	放流量(貯水位 EL265.00m) (m^3/s)						
	100	200	300	400	500	600	700
-8.32	5.66	5.92	6.28	6.28	6.68	7.48	8.68
-6.32	5.12	4.48	3.88	4.28	4.48	4.68	5.96
-4.32	5.08	4.12	3.28	3.48	2.60	4.60	4.16
-2.32	4.96	4.48	4.28	4.56	4.00	2.96	3.48
0.	5.48	5.36	4.08	5.08	4.28	3.72	3.16
2.0	6.08	5.76	5.08	5.48	5.68	5.04	3.52
4.0	6.16	6.52	5.88	6.48	6.08	5.76	5.20
6.0	6.32	6.72	6.88	6.68	6.68	7.04	5.88
8.0	6.20	7.00	6.88	7.28	7.28	7.60	7.08
10.0	6.40	7.20	7.28	7.48	7.68	7.68	7.80
12.0	6.40	7.20	7.68	7.68	8.28	8.60	8.88
14.0	6.48	7.08	7.68	8.28	8.88	9.72	9.68
16.0	6.48	7.28	8.28	8.88	9.28	10.32	10.80
18.0	6.36	7.40	8.48	9.08	10.08	10.16	10.16
20.0	6.40	7.52	8.68	9.28	10.28	10.52	10.96
22.0	6.48	7.56	8.68	9.36	10.28	10.48	10.20
24.0	6.48	7.56	8.88	9.48	10.48	11.08	10.80
26.0	6.48	7.84	8.88	9.68	10.48	11.08	11.48
28.0	6.48	7.84	9.08	9.88	10.68	11.48	11.76
30.0	6.36	7.80	9.08	10.28	10.88	11.68	12.48
32.0	6.36	7.76	9.48	10.28	11.08	12.08	12.76

なお図-21は100、300、500および700 m^3/s 放流時のもの
みを図示している。これをみると流量が増大した場合、右岸側導流壁沿い
では流下するにつれて水深が著るしく増加するが左岸側導流壁沿いでは逆に彎
曲部下流で水深が減少していることがわかる。また流量が300 m^3/s 前後ま
では兩岸沿いの水深もほぼ等しく完全に減勢された状態にあることがわかる。

いま、導流壁高を決定する場合次のような点について考慮すべきであらう。

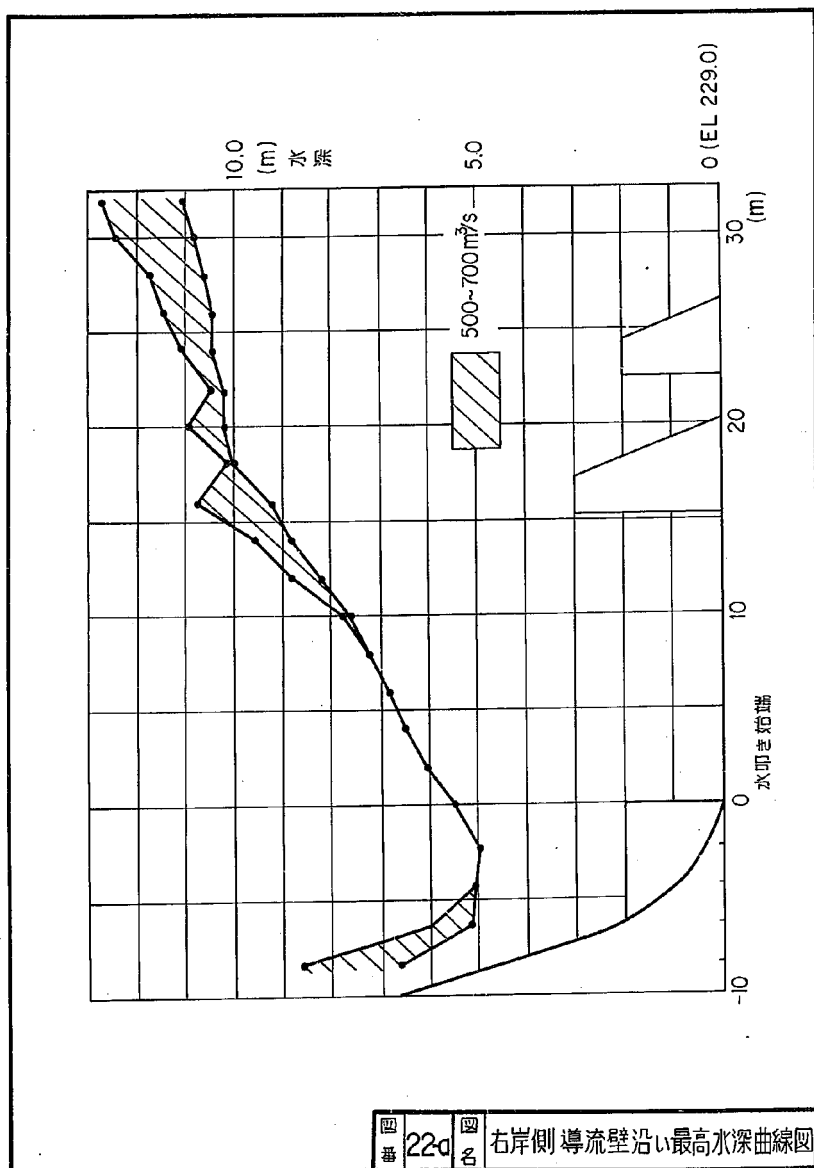
すなわち、500 m^3/s 放流と700 m^3/s 放流とを比較した場合当然700
 m^3/s 放流の場合の方が水深は大きくなるが、導流壁高の決定に際してこのよ
うに発生頻度の全く異なる2つの放流条件に対して同様な余裕をとることは

表-15-b 中心線上の水面形測定結果(水深、m)

水叩き始 端からの 距離(m)	放流量(貯水位 EL265.00m) (m^3/s)						
	100	200	300	400	500	600	700
-8.32	5.16	5.40	6.08	6.16	6.88	6.88	8.08
-6.32	5.08	4.36	4.08	4.28	5.08	5.44	5.76
-4.32	5.08	4.12	3.88	4.08	3.56	4.16	4.60
-2.32	4.68	4.48	4.28	4.56	4.00	3.48	3.28
0.	5.88	5.20	4.08	5.08	4.28	3.88	2.84
2.0	6.28	5.76	5.08	5.48	5.68	5.08	2.44
4.0	6.28	6.52	5.88	5.88	6.08	5.48	4.80
6.0	5.92	6.72	6.28	6.08	6.68	6.76	6.00
8.0	6.00	7.00	6.88	6.68	7.08	7.12	6.28
10.0	6.00	6.48	6.88	6.68	7.08	6.76	6.88
12.0	6.12	6.68	7.68	7.68	8.28	7.48	7.96
14.0	6.00	7.08	8.28	8.88	8.88	9.72	10.20
16.0	5.92	7.28	8.28	8.88	9.88	9.76	10.80
18.0	6.16	7.20	8.48	9.28	10.08	9.88	11.00
20.0	6.16	7.36	8.48	9.28	9.68	9.96	10.96
22.0	6.28	7.16	8.68	9.08	9.88	10.24	12.08
24.0	6.20	7.36	8.48	8.88	9.88	10.00	12.00
26.0	6.24	7.36	8.48	9.08	9.88	10.28	11.00
28.0	6.28	7.32	8.48	9.08	9.88	10.28	11.48
30.0	6.24	7.36	8.48	9.48	9.88	10.68	11.60
32.0	6.36	7.28	8.68	9.48	9.88	10.88	11.36

意味のないことであるから、ここでは $500 m^3/s$ 以内の放流に対しては $2m$ 程度の余裕を与え $700 m^3/s$ までの放流に対してはほぼ水深の測定結果を包絡しうるような壁高を与えることとし、とくに水面の乱れの激しいところでは波返しをもうけて越波を防ぐことにすれば十分であろうと考えられる。

いまこのような設計方針に基づき、まず貯水位 EL265.00m における放流において $500 m^3/s$ 以内の放流の各断面における最高水深と $700 m^3/s$ までのそれとをプロットしてみた。この結果は図-22に示される。図中の斜線の部分は $500 m^3/s$ 放流から $700 m^3/s$ 放流に増大させた場合の最高水深の増加範囲を示している、なお図-22の横軸は前の水面形と同様に水叩き始



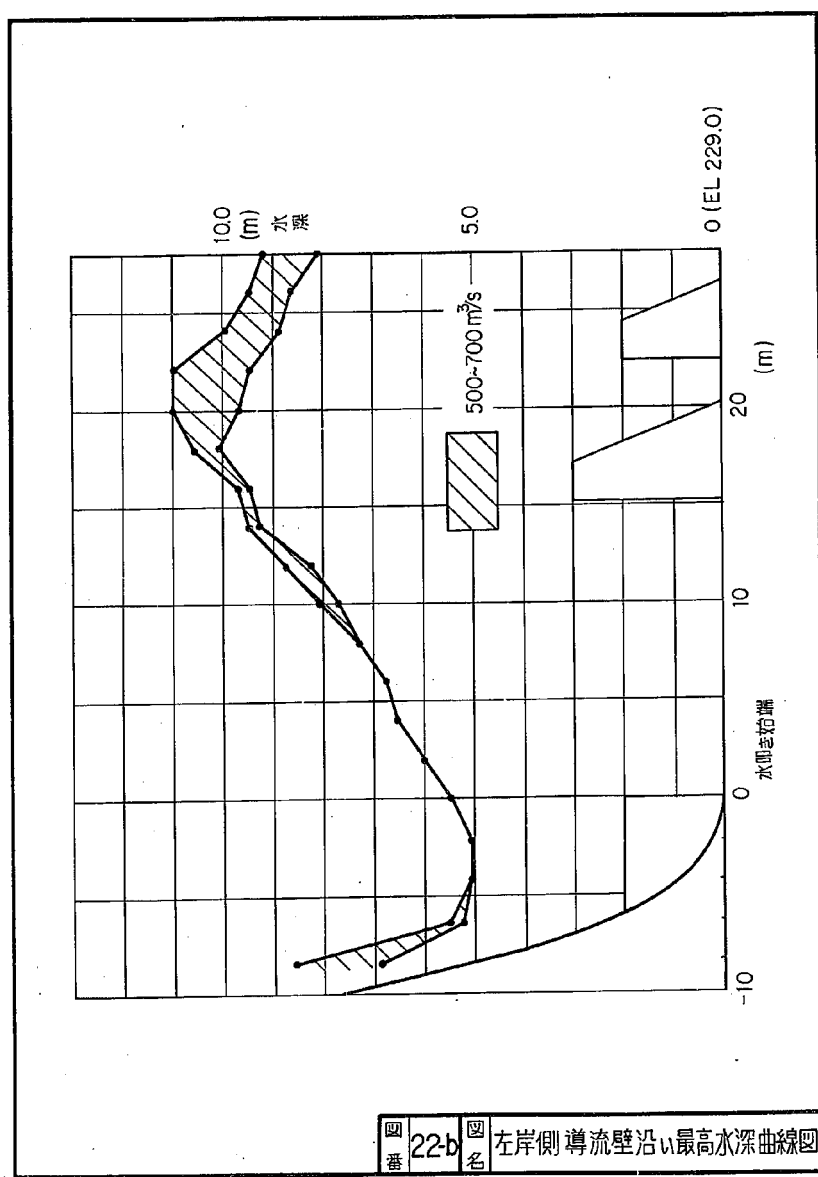


表-15-c 左岸側導流壁沿い水面形測定結果(水深、m)

水叩き始 端からの 距離(m)	放流量(貯水位 EL 265.00 m) (m^3/s)						
	100	200	300	400	500	600	700
-8.32	5.24	5.48	6.28	6.28	6.88	6.88	8.56
-6.32	5.24	4.40	4.08	4.28	4.88	4.60	5.48
-4.32	5.08	4.12	3.88	3.48	2.68	3.28	4.00
-2.32	5.08	4.48	4.28	4.56	4.00	2.88	3.04
0.	5.48	5.36	4.08	5.08	4.68	3.72	2.68
2.0	6.00	5.76	5.08	5.48	5.68	5.16	2.36
4.0	6.20	6.52	5.88	5.88	6.08	5.88	5.16
6.0	6.08	6.72	6.48	6.68	6.68	6.40	6.08
8.0	6.12	7.00	6.88	7.08	7.28	7.44	7.08
10.0	6.00	7.20	7.48	7.48	7.68	7.84	8.00
12.0	6.12	7.08	7.28	7.68	8.28	8.76	7.48
14.0	6.12	7.08	7.88	8.08	9.28	9.48	8.80
16.0	5.92	7.28	8.08	8.48	9.48	9.68	9.40
18.0	6.44	7.52	8.28	8.88	10.08	10.56	10.00
20.0	6.28	7.36	8.48	9.28	9.68	9.28	10.96
22.0	6.12	7.16	8.48	8.28	9.48	9.28	10.96
24.0	6.20	7.28	8.48	8.48	8.88	9.28	9.96
26.0	5.96	6.76	7.68	8.28	8.68	8.88	9.48
28.0	5.36	6.24	7.08	7.48	8.08	8.36	9.20

端からの直線距離であり、20 mの位置からは彎曲部である点に注意されたい。

また、図-22に示されるように水叩き始端より10 m程度の範囲では流量が小さい時に湛り跳水になってしまうため水深も高く、流量の増大にともない正常な跳水に移行し水深も低下するため500 m^3/s 放流までの場合でも700 m^3/s 放流までの場合でも最高水深線は変わらないことがわかる。

いま、これらの測定結果より導流壁高を決定するに際しては導流壁の形状そのものが問題となるため最終的には現地で決定されたいが、次の条件は満たす必要がある。

- 1) 導流壁天端標高は図-22に示す500 m^3/s 以内の放流における最高

水深線より2.0 m以上の余裕が必要である。

- 2) 導流壁天端標高は700 m/s までの放流における最高水深線以下でないことが望ましい。
- 3) 右岸側導流壁では前列のバツフルビアーの位置からエンドシルまで左岸側では前列のバツフルビアーの位置から彎曲部の終端までは水面の乱れが激しいから波返しをつけることが必要であろう。

これらの導流壁高を決定する場合の基本的条件は500 m/s を計画最大放流量の場合に想定し、700 m/s を計画洪水流量の場合に想定して定めたものである。

あ　と　が　き

椋梨川ダム水理模型実験は実際に実験を開始できたのが昭和40年11月であり、その後も模型改造等にかかなりの時間を費やしたため時間的余裕がなく一部実験不十分な点もできてしまつたが、一応の結論は得られたものと思われる。

なお、本実験の測定資料ならびに数多くの実験写真などはダム水理研究室において整理保管される。

最後に、本水理模型実験を行なうにあつては、広島県ならびに椋梨川開発事務所の多くの工事関係者諸氏に種々御援助を賜つた。ここに深甚の謝意を表する次第である。

なお、椋梨川ダム水理模型実験はダム水理研究室において次のように分担して実施した。

すなわち、椋梨川ダム水理模型実験全般については藤本成が担当し、全模型製作は木藤貞二郎が、模型改造は楠原新太郎が担当し、実験計測、写真撮影ならびに資料整理については竹田正敏が主として担当し、山本邦一、吉村治雄がこれを補佐した。

なお、本報告書の執筆ならびに図表の作成は藤本成が担当した。

昭和41年3月15日

建設省土木研究所ダム部ダム水理研究室