

II—6 東の沢ダム洪水吐水理模型実験

北海道電力(株) 四家 隆
高玉 佳育

1. はじめに

東の沢ダムは静内川の最上流に位置する発電を目的としたダムである。当ダムは高さ70mの重力式コンクリートダムを採用しており、山間僻地に位置しており保守管理の面から洪水吐は制水門を設けない自由越流型としている。

洪水吐の設計指針を得るために放流能力、および減勢工について縮尺1/40の水理模型により実験的検討を行ったのでその結果を報告する。

2. 基本設計

表-1 設計概要

東の沢発電所、およびダムの計画概要を表-1に示す。

使用河川名		静川水系静内川, コイカクシュシビチャリ川	
発電方式		ダム水路式	
流域面積 (km ²)		15.57	
出 放 水 位 差 諸 元	取水水位	m	350
	放水水位	m	218
	総落差	m	132
	最大有効落差	m	124.5
	最大使用水量	m ³ /sec	19.0
	最大出力	KW	20,000
年間可能発電電力量	MWH	88,619	
調 整 池	満水面積	km ²	3.50
	利用水深	m	0.56
	貯水容量	10 ⁶ m ³	3.0
	有効容量	10 ⁶ m ³	9.56
ダ ム	形式	コンクリート重力式	
	高さ	m	70.0
	頂体積	10 ³ m ³	140.0
水路延長	m	支水路 5,686.09, 放水路 3,383.39	
取 水 口	型式	鉄筋コンクリート造り	
	寸法	幅6.0×高さ13.0×長さ10.7	
水 圧 管 路	ゲート	制水門 2.3×2.3×1門	
	条数	条	1
	内径	m	2.3 ~ 2.0
	管厚	%	8.0 ~ 15.0
形 式	延長	m	346.98
	地下式	地上部 幅7.0×長さ14.0高さ8.3	
	立坑部	幅11.2×長さ6.7高さ46.4	
発 電 所	地下部	幅26.0×長さ15.0高さ29.8	
	水車	KW	20,700
	発電機	KVA	21,000
	主要変圧器	"	21,000
調 圧 水 槽	型式	単動式	
	寸法	m	内径5.0×高さ35.68
放 水 路	型式	標準馬蹄形	
	内径	m	3.12
支 ト 水 路	延長	"	3,383.39
	型式	上部半円, 下部矩形	
	寸法	m	高さ2.1~2.6 幅2.0~2.3
放 水 路	延長	"	5,686.09

2・1 越流部

自由越流方式を採用する場合、水位上昇を小さく抑え、フィレット部における減勢効果を大きくする為単位幅当りの越流量を少なくすることが望ましい。

そこで、越流部諸元は設計洪水流量

600m³/secに対し次のように決定された。

○調整地 設計洪水位 WL 353.200 m
常時満水位 WL 350.000 m

○越流頂標高 EL 350.000 m

○越流幅 9.9 m (幅16.5 m×6径間)

○越流形状 Harrold の標準型
(水平部0.222 m挿入)

Hd = 4 m Hd :設計水頭

越流部の基本設計の条件としては

(1) 洪水はHWL 350.000 mより流下し、設計洪水位FWL 353.200 m時で設計洪水流量600m³/secが流下可能なこと。

したがって、この条件を備えるべく図-1に示すような越流部形状とした。

2・2 導流部

導流部形状は図-1に示すとおり全幅越流型で内側フィレット部減勢方式とした。フィレット高1.5 m, 導流壁より内側へ3.0 mのはり出し構造とし、導流壁はフィレット上に1律8.0 mの鉛直壁とした。

2・3 減勢池

設計洪水流量 $600\text{ m}^3/\text{sec}$ においても充分減勢効果を有すよう配慮した。なお、減勢池形状を図-1に示す。また、当ダムのように減勢池横断形状が台形断面でしかも越流幅と減勢池幅が異なる形状の減勢池についてはその決定における適切な理論式・経験式が得られていないため、減勢池の平面形状、水叩長、副ダムによる減勢工等について実験的に検討することとした。

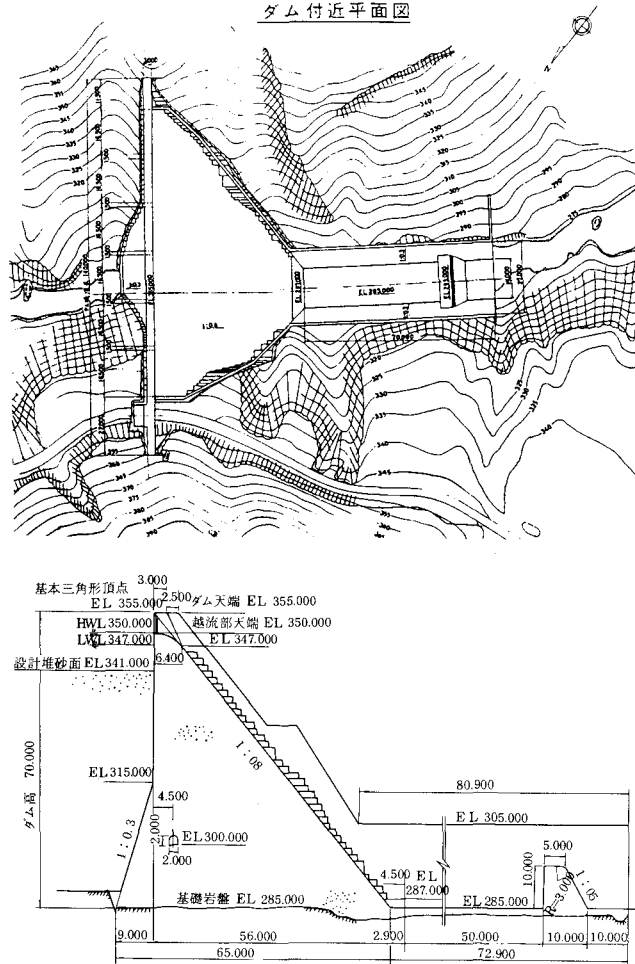


図-1 東の沢ダム計画図(設計原案)

3 実験設備と相似律

3・1 模型の概要と実験設備

模型は縮尺 $1/40$ の幾可学的に相似は三次元模型とし、地形はダムの上流側約 160 m 、下流側 200 m の範囲をとり入れた。貯水池および下流河道はモルタル仕上げの固定床とし洪水吐の越流部は木製ラッカー塗仕上げ、導流壁および減勢池側壁部分はアクリル製とした。

図-2 に実験設備の概要を示す。

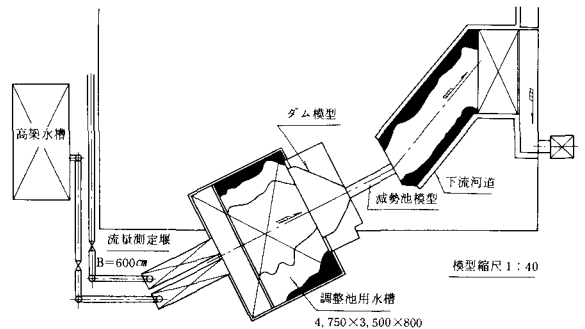


図-2 実験設備概要図

3・2 相似律

模型実験の相似律は重力が支配的であるため、フルードの相似律によった。したがって縮尺 $1/40$ とした場合の模型と実物の関係は次のようになる。

	原 型	模 型	縮 尺 比
長 　　さ	L_p	$L_m=L_p \cdot L_r$	$1/40$
時 　　間	T_p	$T_m=T_p \cdot L_r^{1/2}$	$1/6.325$
速 　　度	V_p	$V_m=V_p \cdot L_r^{1/2}$	$1/6.325$
流 　　量	Q_p	$Q_m=Q_p \cdot L_r^{5/2}$	$1/10.119$

但し、 $L_r=1/40$

なお、実験結果の各数値は原則として実物換算値を用いるものとした。

4 実験結果

4・1 設計原案

図-1 に示す設計原案の形状について調整池の水位と越流量の関係を図-3 に示す。同図から越流部は設計洪水水位 (FWL 353.200 m) において支障のない越流能力を有することが確認された。

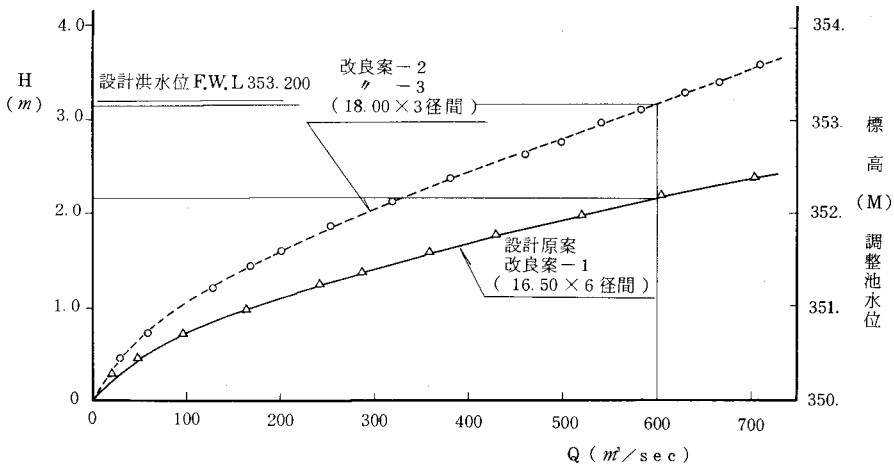


図-3 調整池水位と越流量の関係

導流部では流水はフィレットにより減勢されているが、導流壁の天端が低いため流水の一部が天端を越え散乱した。このため導流壁の天端高を高くすることやフィレットの形状を変更することも考えられたが、減勢効果や施工性を考慮し導流壁内側にフィレットを設けない形状で実験を行った。

結果は流水の流勢が激しく、波返しを設けたが(改良案-1)導流壁の高さは左岸側で5.0 m 右岸側で8.0 m 必要となった。しかも洪水吐の中心線と減勢池の中心線が一致していないため、減勢池内では偏流を生じた。そこで、池内にシュートブロックを設けさらに減勢池幅員を左岸側へ5 m 拡幅し流況の改善を図った結果、減勢池長35 m 減勢池形状が下底幅20 m, 上底幅28.4 m 高さ1.4 m の台形断面となった。なお、副ダムの高さは7.0 m である。

設計原案に比べ減勢池容量は充分縮小されている。しかし、施工性、工事量等総合的にみた場合必ずしも経済的な形状と言えない。これは越流部中心線と減勢池中心線が一致していないことに起因するものと考えられる。この結果をふまえて図-4 に示すように越流部中心線と減勢池中心線を一致させ部分越流型(18,000 m x 3 径間)とし、シュート部の導流壁が流れに対し平行であり減勢池直前で絞り込む形状に変更した(改良案-2)。この形状における調整池水位と越流量の関係を図-3 に示す。当然越流幅がせばまったことにより同一越流量での調整池水位は原案に比べ上回っているが設計洪水水位において設計洪水量 $600 \text{ m}^3/\text{sec}$ を支障なく流下せしめることが確認された。

この結果から流量係数 C と水深比 H/H_d との相関を最小自乗法で求めると(1)式が得られた。同式を用いて得られた $600 \text{ m}^3/\text{sec}$ 放流時の流量係数は岩崎の式(標準型)より求めた値にはほぼ一致した。

$$C = 1.557 \times \frac{1 + 1.102 (H/H_d)}{1 + 0.551 (H/H_d)} \quad \dots\dots (1)$$

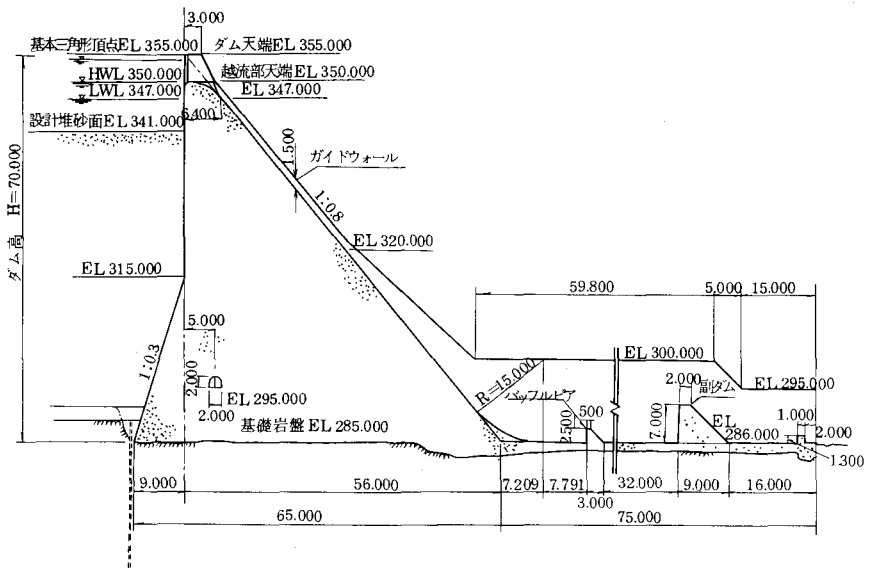
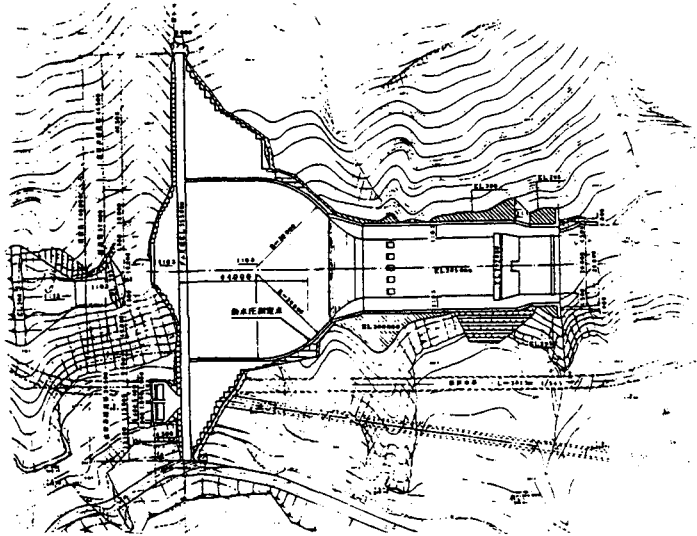


図-4 東の沢ダム計画図(改良案-2)

またショート部については水脈の厚さが $0.3 \sim 0.6 \text{ m}$ 程度であり導流壁の余裕高は厚さで約 0.3 m であった。漸縮部では導流壁に沿ってスムーズに減勢池へ流下し導流壁を流水が越えることはない。減勢池についてみると改良案-1に比べ減勢池長が 10 m 程度長くなるだけで施工上問題がないものと判断された。しかし、漸縮部において現地地形の制約を受け右岸側の堀削量が膨大となり経済上好ましくない。また実験手法上両岸導流壁の絞り角が減勢池内の流況に微妙に影響を与えるため絞り角の大きいケース(改良案-2)は実物とのギャップが大きいことは特記すべきことである。

これら施工性・経済性等を考慮し、最終形状として改良案-3を提案した。(図-5参照)

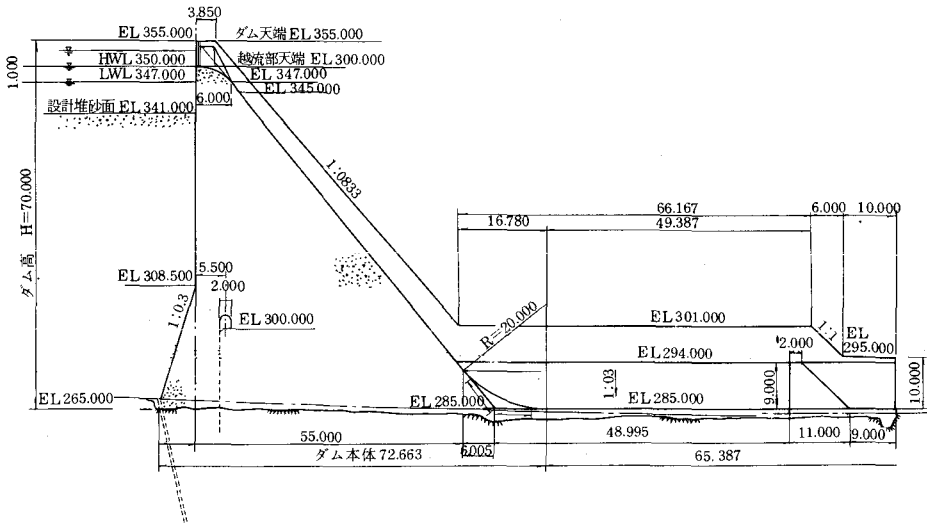
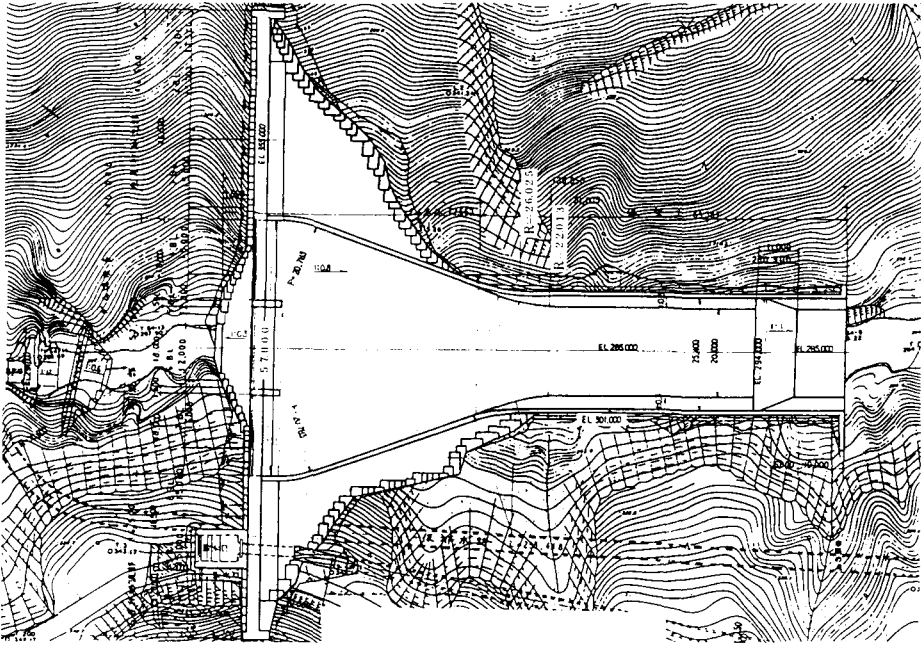
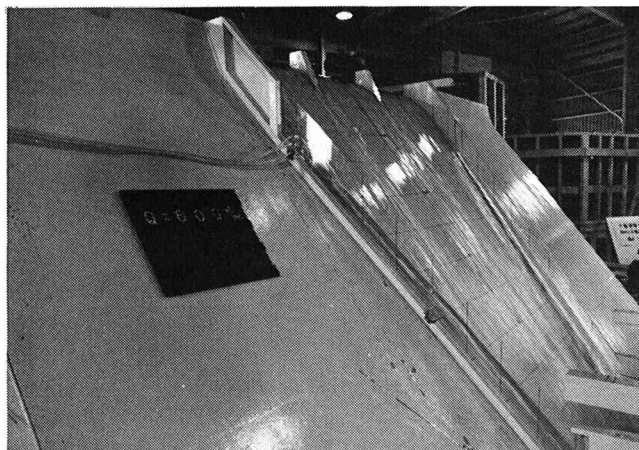


図-5 東の沢ダム計画図(改良案-3)

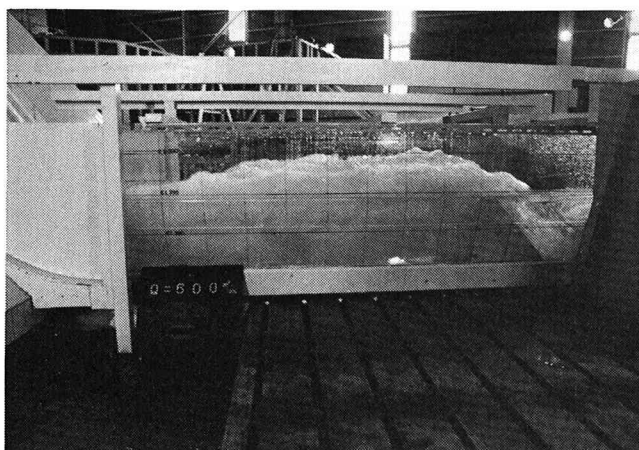
越流部は改良案-2と同様とし、シュート部は上流側、下流側へそれぞれ円弧を挿入し、ほぼ直線的に絞り込み減勢池へ流下させるものとした。

その結果、シュート面上での水脈の厚さは改良案-2と同程度であり、しかも新縮部では導流壁高が1m弱下回ることが確認された。また、減勢池での最小諸元は、下底幅20m、上底幅25.4m、高さ9mの台形断面と幅25.4m、高さ7mの矩形断面との合成断面を有し、減勢池長55m、副ダム高9mとなった。

さらに、副ダムを極力低くおさえるため、原案等に示されたような開口部、および副ダム下流に2次減勢工を設けなかった。なお最終形状における各流況を写真-1に示す。



導流部の流況（右岸側導流壁）



減勢池の流況（右岸側より）

写真-1 最終形状の流況

5. ま と め

東の沢ダム洪水吐水理模型実験により得られた結果をまとめると以下のとおりである。

- (1) シュート部および減勢池の流況を改善するため、越流部を全幅越流方式（越流幅 9.9 m ）から部分越流方式（越流幅 5.4 m ）へ改良し、かつ設計洪水水位 $\text{FWL} = 353.200\text{ m}$ 時で設計洪水量 $600\text{ m}^3/\text{sec}$ を越流できた。
- (2) 減勢工についてはシュート部を直線的に減勢池へすりつけたため、集束流同志の衝突による減勢効果がうすれ、減勢池長が 5.5 m と長くなったが、設計洪水流量 $600\text{ m}^3/\text{sec}$ についても充分減勢効果を有することができた。

最後に、実験にあたり多大な御協力を戴いた電力中央研究所土木技術研究所環境水理部丸岡次長ならびに石橋主任研究室に紙上を借りて深く感謝の意を表します。