

誘発地震をおこす可能性がある。

貯水池の運行情況を監視するためには、地殻運動の法則を知ることであり、貯水以前に微震観測所網を設け、観測を行ない、よって、貯水前後の区域内の地震活動を全面的に把握することを提案する。これは貯水池と水力発電所の安全操業に有益である。

### 第 3 章 ダム工程の地質

#### 1. 地 形

揚五廟ダムは五強峽出口の上流 6 km の所に位置する。

川底の洪水時の標高は 49 m、水面の幅 300-390 m である。右側は、幅約 280-290 m の浅水区で、水深 1-3 m、露出岩である。左側は、幅 45-70 m の主河道で、水深 4 m 前後、露出されてない層は厚さ 9-11 m、岩盤面の最低標高 3.4 m で、浅水区と主河道との間に、ところどころ“花”のような暗礁が川に沿って露出し、線状に並んでおり、洪水時には、水面より 2-3 m 露出する。

正常な貯水位の標高が 120 m の時、兩岸の谷の幅は 530-550 m で、ダムの位置の取水面の幅を 680 m と定める。

ダムの左岸は洗掘溝が発達しており、5号、6号洗掘溝の間の地形はかなり整っている。第一級の山頂標高は約 200 m で、山間には狭くなつた部分がない。標高 150 m 以下では、主流の岸の勾配は 40° である。標高 75、100、150、170、200 m では、区域内のⅢ、Ⅳ、Ⅴ、Ⅵ、Ⅶ級

の台地に相当する所が残っており、勾配はゆるやかである。

右岸の勾配は $35^{\circ}$ ~ $40^{\circ}$ で、河流に垂直な多くの洗掘溝亀裂がある。川に臨む標高 $170\sim 200\text{ m}$ の尾根のうち、主流から $400\text{ m}$ 余り離れたところには、別の小溪流が平行に発達し、ダムサイトの下流、約 $650\text{ m}$ のところで湾曲し、岩層の出口を横切って源水とはほぼ直角に交わっている。溪流の川底の標高は $50\sim 85\text{ m}$ （両叉口より下流）である。

主流と小溪流の分水嶺の最も狭くなったところは2箇所ある。1つは、17号洗掘溝と小溪流の間で、標高は $150\text{ m}$ 、正常貯水位が標高 $120\text{ m}$ の時、山の厚さは $136\text{ m}$ である。もう1つは、16号洗掘溝と小溪流の間で、標高 $145\text{ m}$ で、正常貯水位の時、山の厚さは $120\text{ m}$ である。

小溪流と大溪流の間の分水嶺は、最低標高は $166\text{ m}$ で、標高 $120\text{ m}$ のところでは、分水嶺の厚さは約 $155\text{ m}$ である。

## 2. 地層の岩質

### (1) 地層と岩石の物理力学的性質

第四紀の露出していない層を除いて、ダムサイトはすべて、前震旦系の板溪群が軽度に変質した石英岩、石英砂岩、砂岩、砂質板岩、板岩、千枚岩が分布し、荒い、細かい岩石が層をなし次複理式構造をそなえ6つの岩質、24の亜質、827層に分れ、厚さ $1028.10\text{ m}$ である。下から上、古いものから新しいものを以下のように分けて述べる。

①  $Pt_1$  - 灰緑色、紫色の千枚状の岩組で、厚さ $171.92\text{ m}$ で、左岸背斜軸部に分布し、6つの亜質から成る。

$Pt_1^1$  - 灰緑色の千枚岩、厚さ $12.0\text{ m}$ である。

Pt<sup>1-2</sup> - 灰緑色の千枚岩、板岩、砂質板岩、砂岩、石英岩で、厚さ  
8 4.7 5 mである。

Pt<sup>1</sup> - 灰緑色の千枚岩、砂質板岩、灰白色石英岩がはさまっており、  
厚さは2 9.4 5 mである。

Pt<sup>1</sup> - 灰白色石英岩で、灰緑色と灰黒色の千枚岩がはさまっており、  
厚さは1 5.9 5 mである。

Pt<sup>1</sup> - 灰緑色千枚岩で、灰白色石英岩がはさまっており、厚さ1 4.  
4 7 mである。

Pt<sup>1</sup> - 灰黒色千枚岩で、灰白色石英岩がはさまっており、厚さ1 5.  
3 0 mである。

② Pt<sub>2</sub> - 灰緑色の砂岩組で、厚さ8 8.2 5 m、左岸斜面、及び左側の  
川底に分布しており、2つの巨質に分けられる。

Pt<sub>2</sub><sup>1</sup> - 灰緑色の砂質板岩で、石英岩の凸レンズ体がはさまっており、  
厚さは2 1.3 5 mである。

Pt<sub>2</sub><sup>2</sup> - 灰緑色、紫灰色の砂岩、砂質板岩及び石英岩の層が交互にな  
り、厚さ6 6.9 0 mである。

③ Pt<sub>3</sub> - 石英岩組で、厚さ2 2 6.2 7 mで、川底の右側の浅水区に分  
布し、5つの巨質に分けられる。

Pt<sub>3</sub><sup>1</sup> - 灰緑色の石英岩、薄層の砂岩及び板岩がはさまっており、厚  
さ1 1.1 mである。

Pt<sub>3</sub><sup>2</sup> - 灰緑色石英岩及び砂岩が互いに層をなし、板岩の薄層がはさ  
まっており、厚さ4 6.4 1 mである。

Pt<sub>3</sub><sup>3</sup> - 灰白色、灰緑色の石英岩で、厚さ3 7.7 4 mである。

Pt<sub>3</sub><sup>4</sup> - 灰白色石英岩、薄層の灰色板岩及び砂岩がはさまっており、

厚さ 4 4.0 3 m である。

Pt<sub>3</sub><sup>2</sup> - 紫色、薄赤色の石英岩、薄層砂岩と板岩がはさまっており、  
厚さ 8 6.9 9 m である。

④ Pt<sub>4</sub> - 紫色の長石石英砂岩組で、厚さ 1 7.7 0 m で、右岸の傾斜  
地のふもとに分布する。

⑤ Pt<sub>5</sub> - 紫色砂岩組で、厚さ 3 6 9.2 6 m、右岸に分布し、6つの巨  
質に分けられる。

Pt<sub>5</sub><sup>1</sup> - 紫色砂岩、石英岩がはさまった砂質板岩で、厚さ 4 2.8 0  
m である。

Pt<sub>5</sub><sup>2</sup> - 紫色砂岩、板岩がはさまった石英岩で、厚さ 3 7.1 5 m で  
ある。

Pt<sub>5</sub><sup>3</sup> - 板岩がはさまった紫色砂岩で、厚さ 3 7.9 0 m である。

Pt<sub>5</sub><sup>4</sup> - 紫色砂岩で、紫色石英及び薄層砂質板岩がはさまっており、  
厚さ 7 7.4 7 m である。

Pt<sub>5</sub><sup>5</sup> - 灰緑色、紫色砂岩、及び薄層砂質板岩で、厚さ 7 8.6 0 m  
である。

Pt<sub>5</sub><sup>6</sup> - 紫色石英岩及び板岩がはさまった紫色砂岩で、厚さ 9 5.5 4  
m である。

⑥ Pt<sub>6</sub> - 灰緑色の砂岩組で、厚さ 1 5 4.7 m で、右岸の小溪流以南  
に分布し、4つの巨質に分けられる。

Pt<sub>6</sub><sup>1</sup> - 石英岩がはさまった灰緑色砂岩で、厚さ 5 3.9 6 m である。

Pt<sub>6</sub><sup>2</sup> - 珪質岩及び石英岩がはさまった灰緑色、紫色砂岩で、厚さ  
4 2.2 5 m である。

Pt<sub>6</sub><sup>3</sup> - 珪質岩がはさまった灰緑色砂岩で、厚さ 3 9.0 1 m である。

Pt<sub>1</sub> - 灰緑色砂岩がはさまった灰緑色珪質岩で、厚さ19.48mである。

各種の岩石の物理、抗压強度は表2に示す。

表2. 室内の岩石物理、抗压テスト結果の総括表

岩性	岩質	抗压強度			軟化係数	比重	容積重量 (g/cm <sup>3</sup> )	気孔率 (%)	備考
		乾 (kg/cm <sup>2</sup> )	湿 (kg/cm <sup>2</sup> )	湿抗压平均値					
板岩	Pt <sub>1</sub>	498	427	569	0.86	2.72	2.74	1.19	すべて系列平均値
	Pt <sub>2</sub>	1,274	767		0.60	2.76	2.74	0.70	
	Pt <sub>3</sub>	832	744		0.89	2.77	2.74	1.03	
	Pt <sub>5</sub>	894	341		0.38	2.72	2.67	1.84	
	湿抗压値		最大値		1,085				
		最小値	82						
砂岩	Pt <sub>1</sub>	652	598	800	0.92	2.82	2.75	2.80	
	Pt <sub>2</sub>	1,133	996		0.88	2.77	2.71	2.00	
	Pt <sub>3</sub>	1,628	1,181		0.77	2.69	2.67	0.75	
	Pt <sub>4</sub>	1,775	678						
	Pt <sub>5</sub>	903	542		0.61	2.73	2.59	5.04	
		最大値	2,000					最小値	78
石英岩	Pt <sub>1</sub>	1,941	1,535	2160	0.79	2.70	2.68	0.45	
	Pt <sub>2</sub>	1,114	966		0.87	2.73	2.71	0.67	
	Pt <sub>3</sub>	2,704	2,340		0.86	2.64	2.62	0.83	
	Pt <sub>5</sub>		1,730			2.66	2.65	0.38	
			最大値		3,300				

表内に示したものは、373組の室内テスト結果によるものであり、同じ岩性、異なる岩質によって分類、整理した系列平均値である。

(2) 軟弱挟層の類別、分布、鉱物成分及び物理力学的性質。

ダム区の岩石は、硬い岩石と軟かい岩石が混っており、激しい構造の

圧縮作用の下では、硬い石英岩、石英砂岩、砂岩とそれに相対する軟かい千枚岩、板岩、砂質板岩が接触する面に沿って、層の間にはくずれが生じ、板岩類の岩石を圧迫して、破砕片または粉粒状にし、破砕帯を形成する。地下水活動と風化作用を経て、岩が軟かくなり、粉泥化した各種の軟弱挟層は、ダム区域の各岩組に広く分布している。この性状、及び工程地質の特徴に従って、軟弱挟層を泥化板岩、泥がはさまった破砕屑層、破砕挟層の3つに分けることができる。泥がはさまった破砕屑層は、泥、岩屑、破砕片等の物質組成の状況によって、岩屑がはさまった泥層、泥がはさまった破砕塊の2つの亜質に分けられる。その特性は表3に示す。

調査の結果、ダム区域にはP<sub>13</sub>からP<sub>14</sub>の岩組(P<sub>13</sub>岩組頂上部より20mの所は測定していない)の、厚さ497.72mの岩層中、さまざまな種類の挟層が135層あり、全体の厚さは587~1251mあり、岩層の厚さの1.18~2.51%を占めている。その中で、厚さ50cm以上のものが7層あり(BN<sub>531</sub>、BN<sub>521</sub>、BN<sub>52</sub>、BN<sub>511</sub>、f<sub>1</sub>、F<sub>115</sub>、F<sub>121</sub>)、厚さは2.92~5.85mあり、挟層の厚さの約50%を占め、各岩組の軟弱層の分布状況と特性は、表4、表5、表6を参照せよ。

表3 揚五郎ダムの軟弱挟層の分類特性表

挟層の名称	類型	母岩の性質	特性について		物理的性質	代表的な挟層	分布層数	厚さ (cm)
			成因	状態				
泥化板岩 (BN)	I	黄緑色、灰緑色の塊状板岩(絹雲母板岩) : 原生雲母類の鉱物(白雲母絹雲母)を大部分に含み、泥質膠着・鱗片状構造、塊状構造があり、粗のような光沢、あるいは油染みな色を示し、劈開がかなり発達し、風化後軟化し、浸水し泥化している。	1. 岩性が軟弱で、風化後に溶け、浸水泥化する。(DN <sub>511</sub> ) 2. 層間のずれの構造が崩れ、浸水泥化する。(F <sub>115</sub> 、DN <sub>511</sub> ) 3. 混合成因 (BN <sub>521</sub> )	風化されたものはもの石の状態を保っているが、強度は著しく低下し、軟弱くなっている。手で潰すことができ、水にひたすと泥化し、浸動液性をもつ。粘土鉱物は原生雲母類(白雲母、絹雲母)からなる。構造物は灰白色泥で、なやらかつて、可塑性があり、水につけると流動し、乾くと表面がなめらかで、白層のようになり、脆の中に少量の石英の顆粒が含まれる。	顆粒は均一で、粘粒は50~64%、粉粒は32~38%含み、一部の挟層に石英の顆粒を含んでいるのを除いて、0.25mm以上の顆粒は余り見られなく、粘土または粉質粘土である。粘土鉱物は絹雲母で、内部摩擦角φ=16°~19°である。	BN <sub>511</sub> BN <sub>512</sub> BN <sub>521</sub> BN <sub>531</sub> F <sub>115</sub>	5	197 } 315
			岩層がまざった泥からなり、泥は灰白色、灰色または紫紅色で、可塑性が強く、なやらかで、泥がまざった層の頂上・版面上によく見られる。単独に存在する時は薄く、水につけると泥は流動する。	岩層がまざった泥からなり、泥は灰白色、灰色または紫紅色で、可塑性が強く、なやらかで、泥がまざった層の頂上・版面上によく見られる。単独に存在する時は薄く、水につけると泥は流動する。	一層には、粘粒が17~22%、粉粒10~20%占め、一部には50~40%占める場合もあり、砂質の重硬土で、粘土鉱物は加水雲母(またはカオリン)が主で、少量の粘土は少量のモンモリヨン石を含み、内部摩擦角φ=10°~15°30'である。	37.1 } 559		

採掘の 名称	類型	母岩の性質	特性についての叙述		物理的性質	代表的な扶層	分布 層数	厚さ (cm)
			成因	状 態				
泥がはさまった破砕層(破砕状泥層)	II <sub>2</sub>	同上		泥がまざった破砕塊からなり、破砕塊は多くは片状、鱗片状、粒状を呈し、表面に泥の膜が附着し、なめらかなで、泥は灰白、灰色、または紫褐色を呈し、可塑性がかなり強く、岩層がまざっている。主に、扶層の間、または扶層内に挿入されてより、多くは狭間の頂上板に存在する。	等級はさまざまで、粘粒は普通は11%で、粉粒は16%以上、礫石は30%以上占め、硬質中壤土または硬質中壤土であり、粘土鉱物は加水雲母で、少量のモンモリヨン石、カオリンが含まれる。	f11 PN <sub>31-2</sub>	98	3002 }
破砕層がはさまった層(破砕状泥層)	III	砂質板岩、板岩あるいは砂岩		岩石は圧縮されて、鱗片、片状または破砕粒状になり、圧縮されても普通は層に化ならず、厚さも変化し、局部的に少量の泥がまざっている。	岩石破砕塊と母岩がほとんど同じであるが、完全に整ってなく、強度が低下し、表面は溶けやすい。		17	52.9 }



表.4. 揚五郎ダムの各岩質の軟弱な狭層の分布情況

岩質	岩質の厚さ (米)		狭層の層数				厚さ別、層数 (cm)					合計	合計厚さ (cm)	岩質に占める厚さの割合 (%)	備考	
	厚さ	層数	BN	N	PN	P	>60	>25	>10	>5	>1					<1
P13	7.47	1	3	1			1	1		1	2		5	110.4-118	3.68-3.93	30mで測定した時の値
P13	37.90	1	4	4			1	1	1	5	2	1	10	49.7-98.5	1.31-2.60	
P13-2	37.15	1	2	13	1		1	1	1	3	11	1	17	58.9-132	1.58-3.55	
P13-1	42.80	1	1	12	1		1	3	2	0			14	14.9-110	0.35-2.57	
P14	17.70				7					6	1		7	13-12	0.74-0.69	
P13-2	86.99			3	9			3	1	7	2		13	48.5-63.8	0.56-0.73	
P13-1	44.03				6	1				3	4		7	24.5-28.5	0.55-0.64	
P14	37.74				11					1	9	1	11	27	0.72	
P13	46.41				6	2		1	3	4			8	21.5-36.5	0.81-1.36	
P13	11.10				1	4		3		2			5	30-33.5	2.73-3.05	
P13	66.90			1	19	7		1	2	3	8	10	27	99.3-335.2	1.48-5.0	
P13	21.35				2			1		1			2	8-18	0.37-0.84	
P13	15.30	1			2		2	1					3	81-215	5.8-14.05	
P13	14.47				1	2				1	2		3	8.7-11	0.6-0.76	
P13	15.95				3					1	2		3	3.5-1.2	0.41-1.41	
合計	572.64	5	15	98	17	7	3	17	29	70	9	135	587.2-1251	1.18-2.51	498.34mで測定した時の値	

表 5. 楊五郎ダムの地層の軟弱挟層<1 Mの粘土鉱物の鑑定結果表

新 号	鑑定方法 X線回折 X線放射線	X線放射線	示差熱分析	電子顕微鏡	化学分析	総合的鑑定結果
1	F 115 (D 42)	加水雲母、モン モリヨ石と少 量のカオリナイ ト。	加水雲母が主で、 カオリナイトは 少量。	加水雲母が主で、少量のカオ リナイトと多水カオリナイト にモンモリヨ石が含まれる。		加水雲母が主で、次はモンモ リヨ石で、少量のカオリナ イトと多水カオリナイトを含 む。
2	F 93 (D 42)	加水雲母が主で、 モンモリヨ石 が次に多い。	加水雲母が主で、 少量の鉄の酸化 物の針鉄鉱があ る場合がある。	大部分は加水雲母が主で、少 量のカオリナイトと多水カオ リナイト。		加水雲母が主で、少量のモン モリヨ石と多水カオリナイ ト。
3	F 121 (D 49)	加水雲母が主で、 少量のモンモリ ヨ石がある。	白雲母類	大部分は加水雲母で、一部は 加水雲母からモンモリヨ石 に移る過渡型型の鉱物、また はすでにモンモリヨ石にな ったもの。		加水雲母が主で、少量のモン モリヨ石。一部は加水雲母 からモンモリヨ石の過渡期 型のもの。
4	F 7 (D 1)	加水雲母が主で、 次がモンモリヨ 石で、少量の カオリナイト。	加水雲母が主で、 カオリナイトは 少量。モンモリ ヨ石がある場 合もある。	大部分は加水雲母で、少量の モンモリヨ石と微量のカオ リナイト。		加水雲母が主で、次がモンモ リヨ石で、少量のカオリナ イト。

試 号	鑑定方法 試料の番号	X-線放射線	示差熱分析	電子顕微鏡	化学分析	総合的鑑定結果
5	f 1 (D <sub>4</sub> ) 泥がはさまつた層	加水雲母とモンモリヨン石。	加水雲母が主で、少量のカオリナイトと多水カオリナイトにモンモリヨン石が含まれる。	大部分は加水雲母で、少量のモンモリヨン石と多水カオリナイト。	加水雲母が主で、カオリナイトは少量。モンモリヨン石がある場合もある。	加水雲母が主で、次がモンモリヨン石で、少量の多水カオリナイト。
6	f 1 (D <sub>17</sub> ) 泥がはさまつた層	カオリナイトが主で、次が加水雲母、ごく少量のモンモリヨン石。	大部分は加水雲母で、少量の多水カオリナイト。	カオリナイトが50~60%占め、次は加水雲母で、加水雲母からモンモリヨン石に移る過渡期型の鉱物。	加水雲母が主で、カオリナイトは少量。モンモリヨン石がある場合もある。	カオリナイトが主で、次は加水雲母で、ごく少量のモンモリヨン石(または、加水雲母からモンモリヨン石に移る過渡期型のもの)
7	BN <sub>512</sub> (D <sub>12</sub> ) 泥化板岩	白雲母	白雲母類	主に雲母類の鉱物	原生の雲母類鉱物(成分の特徴は白雲母に近い)	原生の、高分散雲母類の鉱物。
8	BN <sub>511</sub> (D <sub>12</sub> ) 泥化板岩の鉄屑	白雲母	白雲母類	白雲母	原生の雲母類鉱物(成分の特徴は白雲母に近い)	原生の雲母類(白雲母)鉱物。
9	BN <sub>512</sub> (D <sub>12</sub> ) 泥化した板岩の泥化物	白雲母	加水雲母が主で、カオリナイトは少量。モンモリヨン石もある。	加水雲母が主で、白雲母が次に多い。	加水雲母及びび原生雲母類の鉱物	加水雲母が主で、白雲母が次に多い。
10	PN <sub>514</sub> (D <sub>59</sub> ) 泥がはさまつた層	加水雲母が主で、少量のモンモリヨン石とカオリナイト。	加水雲母が主で、少量のモンモリヨン石がある。	加水雲母が主で、白雲母が次に多い。	加水雲母が主で、カオリナイトは少量。モンモリヨン石がある場合もある。	加水雲母が主で、少量のモンモリヨン石とカオリナイト。

本表は中国科学院地質研究所第5系の試験結果である。

土の成分によって分類した名称	内部摩擦角 φ (度)	凝聚力 C (kg/cm <sup>2</sup> )	化学成分 ( % )							粘土鉱物名	
			有機物 含有率	水溶性	燧灰質	SiO <sub>2</sub>	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	CaO		MgO
炭を含む 軽土壌	15°30' 10°0'	0.12 0.14	2.33	0.133	5.03	63.5	4.79	24.01	0	1.6	示差熱分析はあつてなく、低い値の数が検出されており、分光分析のX線放射で雲母類の鉱物が見られる。 示差熱分析名：イライト 同F 121 示差熱分析名：イライト X線放射分析名：絹雲母 示差熱分析名：加水雲母
炭質軽土壌			2.11	0.047	5.31	60.41	6.15	21.85	0	1.6	
"		0.31	2.16	0.106	7.54	51.72	8.94	26.96	0	2.0	
炭質中土壌			2.02	0.044	5.46	54.50	11.98	25.07	0	2.0	
炭質重土壌			2.11	0.074	5.03	50.72	5.75	3.48	0	2.6	
"			1.29	0.010	4.33	57.76	5.35	20.15	0	4.6	
切質粘土	19°18' 16°0'	0.21 0.11			5.95	57.42	7.35	22.5	0	2.0	
粘 土					5.27	55.20	3.99	27.56	0.56	3.4	
"					4.02	61.52	3.19	25.21	0	2.6	
炭質重土壌	14°0'	0.6	1.95	0.099	5.31	64.72	5.59	22.11	0	2.6	
"			1.59	0.074	11.52	52.08	8.22	19.88	5.05	3.44	
"			1.67	0.03	4.05	64.64	5.75	25.05	0	1.4	

表6. 第五期ダムの泥がはさまった破砕層厚及び、断層の泥工程試験の成果

試験の番号	モデルになつた所	天然の状態で基本的物理指数				飽和度 G	液体限界 W <sub>L</sub> (%)	塑性限界 W <sub>P</sub> (%)	液性指数 W <sub>L</sub> - W <sub>P</sub> (%)	土の透水性 K <sub>v</sub> (cm/sec)	圧縮係数 1-3 (1/%)	土の成り									
		含水率 W (%)	容積・比重 (g/cm <sup>3</sup> )	空隙率 e	空隙比 n							砂粒の粒径 (cm)									
												>5	2~0.5	0.25~0.10	0.05~0.005	0.05~0.005	0.05~0.005				
F <sub>11</sub> 泥がはさまった破砕層厚	左岸 D <sub>1</sub> 、深さ 8.8 m	13.9	2.21	1.94	0.44	30.7	88.0	27.5	15.3	13.2	2.8	5.5 × 10 <sup>-7</sup>	0.024	0.6	5.3	4.0	8.8	9.8	1.3	3.95	1.36
f <sub>1</sub> "	左岸 D <sub>1</sub> 、深さ 1.5 m														5.7	14.1	6.2	6.2	7.7	3.34	1.74
F <sub>13</sub> "	左岸 D <sub>1</sub> 、深さ 8.3 m	14.9		1.86	0.40		85.47	24.5	16.7	12.7	2.86			1.65	11.2	9.7	7.4	8.1	10.9	2.07	1.55
f <sub>11</sub> "	左岸 D <sub>1</sub> 、深さ 5.3 m										2.85			1.59	1.58	1.54	1.02	9.1	6.1	1.60	1.15
右岸の泥がはさまった破砕層厚	D <sub>23</sub> 、深さ 3.3.5 m										2.8			3.4	1.09	1.73	1.25	1.23	9.3	1.24	2.19
"	D <sub>29</sub> 、深さ 2.3 m										2.8			1.64	1.75	1.12	6.7	8.6	1.33	9.8	1.65
F <sub>15</sub> 泥がはさまった層	左岸 D <sub>16</sub> 、深さ 6.8.4 m	19.1		1.68	0.65		81.4	32.6	19.0	13.2	2.8			1.8	0.8	1.3	2.0	5.3	1.66	3.77	3.45
P <sub>N511</sub> "	右岸 D <sub>22</sub> 、深さ 1.2 m	16.4		1.82	0.55		87.1	52.4	18.0	14.4	2.82							0.61	4.59	3.132	6.348
P <sub>N521</sub> "	左岸 D <sub>11</sub> 、深さ 3.0 m	18.2		1.78	0.58		88.1	33.4	19.1	14.9	2.82		0.027					2.79	9.65	3.286	5.472
F <sub>27</sub> 断層泥	左岸 D <sub>1</sub> 、深さ 1.1 m	13.4		1.86	0.47		78.2	29.7	17.2	12.5	2.74			9.8	3.0	8.7	5.3	1.0	1.1	2.9	2.4
F <sub>22</sub> 断層泥	左岸 D <sub>1</sub> 、深さ 7.9 m													1.01	1.07	9.7	8.0	1.29	10.6	1.73	2.01
F <sub>23</sub> 断層泥	左岸 D <sub>1</sub> 、深さ 2.9 m													1.49	1.04	1.22	5.7	7.1	1.61	1.63	1.73

実験の鑑定資料によると、挟層は、 $< 1 \mu$ の粘土鉱物は絹雲母（高分散白雲母）、加水雲母またはカオリナイトが主で、少量か、ごく少量のモンモリヨン石、多水カオリナイトからなる。かなり厚いBN<sub>5R</sub>、BN<sub>513</sub>の泥化板岩は、土の粒子成分によって分類すると、泥化物は粘土粒子の成分が主で、 $< 5 \mu$ の粒子は50.2～68.4%占め、 $< 2 \mu$ の膠着粒子含有量は28.8～44.5%占め、その細かく分散している粒子は燄水性の白雲母の鱗片で、それは表面積より小さく、陽イオンの交換量も少なく、親水性は小さく、活動性は低く、顆粒間の水膜の連結力は非常に弱い。電解質の濃度の低い泥化物は、陽イオンMg<sup>+</sup>が主となり、Na<sup>+</sup>、K<sup>+</sup>が多く存在する。水中で、細かく分散しているSiO<sub>2</sub>、Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>等の顆粒は膠着体となって浮遊しており、泥化物の液体の密度を増加させ、浮遊力を増加させ、顆粒間の内部摩擦力を少なくさせ、泥化物を圧力が小さい地下水作用の下で流動させ、軽い震動の下で液化させる。

実験資料によると、泥化板岩等の軟弱挟層は主に、層間のずれが圧縮破砕した板岩が地下水作用によってできた地質年代における産物である。激しい構造破壊を受けたことがない泥質板岩は、天然の貯蔵のもとで、貯水池に貯水され、地下水の作用で泥化する可能性はない。

### (3) 岩石風化帯の区分と風化深度

ダムサイトの岩層は多数の構造運動を経て、破壊され、長い間、風化作用を受け、ダムサイトの基礎岩盤の風化深度の特徴を形成している。その特徴は程度によって三帯に分けることができる。

- ① 全風化帯：岩石はすでに風化され、土状になり、つるはしやすきで掘ることができるが、もとの岩石の順序を保ち、産出状態がわかり、

透水性は小さく、坂の堆積層の下に分布している。

② 強風化帯：岩石はすでに風化され、変色し、力学的強度は著しく低下し、比較的大きな塊状の岩石内には新しい核部が見られ、亀裂が発達し、普通、泥質が埋まっており、岩心ボーリング獲得率は低く、透水性が強く、大きなダムの基盤には不適當である。

③ 弱風化帯：強風化帯と新しい岩石の間の過渡期帯で、新しい岩石との間には明確な境界線がなく、下部の節理面には酸化鉄が附着しており、シルトは余り見られず、一かたまりの岩石の強さは、新しい岩石と余り差がないが、岩石は余り整っていない。

ダム区域の岩石の風化状況を以下のように分ける：

左岸：

1、5号洗掘溝以上の主流の岸で、強風化の深さは8～55 m、新しい底盤は深さ35～70 mである。

2、4、5号洗掘溝の底で、新しい底盤の深さは5～17 m、F<sub>62</sub>とF<sub>115</sub>、F<sub>121</sub>の断層が交わる地帯の風化の深さは36 mで、風化が最も浅いところで約2 m、強風化された岩石は分布していない。

3、5-6号の洗掘溝の主流の岸で、強風化の深さは1.3～40 mで、新しい基礎岩盤の深さは28～54 mである。

4、5-6号洗掘溝間の山頂で、全風化の深さは20～34 mで、強風化は45～56 mで、新しい基礎岩盤の深さは58～72 mで、基本的には一平面で分布し、標高123～128 mで、川底に向けてわずかに傾斜している。

5、6-7号洗掘溝の主流岸で、強風化の深さは30～40 mで、新しい基礎岩盤の深さは40～68 mである。6号洗掘溝の岸のZ<sub>132</sub>

孔は、孔の口の標高は96.83 mで、風化の深さは5.0 m、新しい底盤面は河水面より低い。

6、7号洗掘溝以下の主流の岸で、強風化の深さは1.0～2.9 mで、新しい基礎岩盤の深さは2.4～4.9 mである。

川底：

1. 左側の主流の露出されていない層以下で、弱風化の岩石の厚さは2～1.0 mである。
2. 右側の浅水区の弱風化の深さは2～1.2 mである。

右岸：

1. 主流の岸の強風化の深さは7～3.0 mで、新しい基礎岩盤の深さは1.8.5～4.3 mである。
2. 山頂及び、山間の狭くなった所の全風化の深さは2～1.0 mで、強風化は8～2.7 m、新しい基礎岩盤の深さは2.1～5.0 mである。
3. 洗掘溝は一般には風化が比較的浅く、新しい基礎岩盤の深さは5～1.7 mで、山頂に近い所、または山間の狭い所以外は、普通、強風化の岩石は分布しない。
4. 大、小の溪流の分水嶺は、36号孔を調査すると、風化の深さは5.8.1.4 mに達している。

### 3. 地質構造

ダム区域は、新華夏系の雪峰山隆起帯の、八面山弧形構造の東北端に位置し、北東の東向き構造線はダム構造を制御する基本的骨組みである。



区域内の岩層は、多数の変動を経て、構造は複雑になり、岩層は褶曲が激しく、破碎面が比較的発達しており、構造形態は以下のようである。

(1) 背斜：五強峽の背斜はダムの左岸を通り、背斜軸は一般には $65^{\circ}\sim 70^{\circ}$ で、岸から150~200 m離れたところにある。北側の岩層の生産状態は $65^{\circ}\sim 80^{\circ}$ 、北西に傾いて走っており、その傾斜角は $60^{\circ}\sim 70^{\circ}$ である。南側の岩層は $60^{\circ}\sim 80^{\circ}$ に走って南東に傾いており、その傾斜角は $40^{\circ}\sim 50^{\circ}$ である。その特徴は：

- ① 背斜は上流に行くに従って、南西方向に傾斜し、下流に行くに従って北東方向に浮き上がり、傾斜角は約 $9^{\circ}$ である。
- ② 背斜軸は $F_{37}$ の断層で破壊されており、断層は背斜軸と $5^{\circ}\sim 8^{\circ}$ の角度で斜めに交わり、構造の複雑化を示している。
- ③ 背斜の両翼の逆衝移行断層及び、層間のずれ等の構造形態が発達しており、南側はこのような状態がはなはだしい。
- ④ 背斜軸面は北西に向って突出しており、南側の岩層は転倒現象があり、転倒した岩層と、正常な岩層との転換段面は、異なる部位では標高も異なり、同一岩石の相当する部位は、5号洗掘溝から $D_{61}$  洞穴は比較的露出が高く、構造の破壊はかなり軽く、大ダムのジョイントに際してかなりよい岩石である。5号洗掘溝以上、6号洗掘溝以下の転換段面は露出している標高は低く、岩層は転倒しており、構造の破壊は激しく、岩石は破碎されており、ダムの左岸の突出した所の工程地質問題を示している。

(2) 破壊：ダムの破壊構造は明確で、主な破壊は左岸に集中し、川底及び右岸の破壊規模は比較的小さく、これに沿ってゆくと以下の幾組かにまとめられる。

① 東北東（東西方向に近い）部：

(1)  $F_{37}$  断層：断層は左岸の5号洗掘溝の川岸から200 m離れたところであり、東に向う6、7号洗掘溝の間の川底に伸び、その方向は $70^{\circ}\sim 85^{\circ}$ で、南東または北西に傾斜し、角度は $62^{\circ}\sim 86^{\circ}$ である。 $280^{\circ}$ に走る断層も見られ、断層面はゆるい波状を呈し、破碎帯の幅は0.8～3 mで、影響帯の幅は8.5～22 mで、角礫岩の早期は珪質が膠着したもので、後期に破壊され、断層泥と糜稜岩を含む。構造面の性質は、多数の構造運動を受け、かなり複雑になり、早期は圧縮性の構造面で、逆衝摩擦痕と典型的な逆衝運動が褶曲を形成した。燕山期 $F_{37}$ は、圧縮され、ねじられた構造面に転化し、断層面は斜め南西に向き、角度が $60^{\circ}$ の摩擦痕は断層の右側傾斜の性質を示しており、断層の水平ずれは80 mで、垂直ずれは100 mで、これは2回以上の構造運動があったことを示しており、正断層の幾何学的形態を呈している。

$F_{112}$ 断層： $F_{37}$ 断層と8.5～22 m離れており、 $F_{37}$ 断層の影響している破碎帯の下界面の工事地質の平面、断面はすべて2つの断層の間の破碎帯と結びついており、総称して $F_{37}$ 断層という。

(2)  $F_{63}$ 断層：左岸3～6号洗掘溝の主流岸上に分布し、長さは700 m以上で、断層の状態は： $55^{\circ}\sim 70^{\circ}$ に走り、南東に傾き、傾斜角は $65^{\circ}\sim 85^{\circ}$ である。早期は背斜軸部が発達した二次拡張破壊が見られ、角礫はかなり粗大で、珪質膠着も見られ、ずれは上が大きく、下は小さく、1.5～1.6 mである。早期の珪質膠着のある断層の角礫、及び石英脈はすべて摩擦され、くだけており、断層破碎帯は上が広く、下が狭く、広さは0.05～1.0 mの間にあり、早期には、典型的な拡張

破壊の特徴が見られ、断層泥面上は、斜め南西向きで、傾斜角、 $6.0^\circ$ の摩擦痕があり、断層は右側傾斜であることを示している。圧縮され、ねじられた構造面で、断層は正断層の幾何学的な形態を示している。

$F_{63}$ 断層は、左岸の変形した岸に対して制御作用があるので、左岸にとっては重点的に処理しなければならない断層の一つである。

他に、 $F_{120}$ 、 $F_{109}$ 断層があり、すべて左岸に分布している。

(5) 層間のずれ：傾斜断層と称され、ダム区は非常によく発達し、左岸附近の背斜軸部には、構造に応力が集中しており、層間のずれが発達し、その密度、規模はすべてかなり大きく、例えば  $F_{115}$ 、 $F_{121}$ 、 $f_1$  等があり、多くは軟弱な岩層に沿って発達しており、 $F_{115}$ 、 $F_{121}$  が背斜軸を通る時断層の断面は逆断層になり、調査によると、2断層は、順層構造が圧縮された破砕帯で、幅は10 m前後である。右岸の  $BN_{511}$  の層間のずれは規模が大きく、破砕帯は0.5 m以上である。

## ② 北北西部：

断層は  $33.0^\circ \sim 34.0^\circ$  に走り、南西または北東に傾斜し、傾斜角は  $7.0^\circ \sim 8.5^\circ$  であり、東北東方向の圧縮された構造面は、直角に交わって拡張された構造面に近い。後期の運動で、拡張し、ねじれた構造面になった。川底と右岸はよく発達している。断層の規模は大きくなく、長さは400 mを越えず、破砕帯の幅は0.2～1 mで、石英脈があり、後期には方解石脈を含み、膠着程度は良くない。水平のずれは、最大1.4 mで、小さいものは1 mに満たない。また、後期の2匠目の運動の層間のずれは、右側の水平のずれで、0.1～0.85 mである。同類型のものには、 $F_{83}$ 、 $F_{84}$ 、 $F_{34}$  等の断層がある。

## ③ 北東部と北西部：

この両部の断層は、雪峰期の東北東方向の構造の1対がねじれて、破壊した面で、ダム区では余り発達していない。

北東部は $F_{31}$ 、 $F_{32}$ 、 $F_{36}$ の断層が代表的で、走る方向は $40^\circ$ で、北西に傾いており、傾斜角は $80^\circ$ で、右側に傾斜しており、ずれは大きくなく、長さは $200\text{ m}$ 以内である。

北西部は、 $F_{52}$ 断層が代表的で、走る方向は $310^\circ$ 、北東に傾き、傾斜角は $75^\circ$ で、右側に傾斜しており、長さは $1\text{ km}$ を越える。

- ④、ゆるく傾斜した角度を持ち、圧縮された面は、層間のずれの第二構造面であり、 $D_{50}$  洞穴で、 $6\sim 12\text{ m}$ から $D_{12-2}$  洞穴の $15\sim 23\text{ m}$ の一行が代表的なものである。その走る方向は、 $75^\circ\sim 85^\circ$ で、南東に傾き、傾斜角は $8^\circ\sim 20^\circ\sim 24^\circ$ で、破碎帯の幅は $2\sim 15\text{ cm}$ で、紫色の板岩で、鱗片状を呈し、片状、粒状の破碎塊からなり、頂上の底面には、ところどころ灰白、紫色の泥が見られ、とぎれとぎれに、石英脈が分布し、調査によると：圧縮面は $P_{15}$ の岩組内の厚い石英岩中に発達しており、面はゆるやかな波状を示し、幅 $8\text{ m}$ で、両側の石英岩頂上底板を失った層間のずれの中で、圧縮された面は $D_{50}$  洞穴の下流の露出地表にあり、 $10^\circ$ の傾斜角で、上流に向かって伸び、 $D_{12}$  洞穴を通過して山の深い部分に達する。

ダム区域の主な断層について、詳しいことは断層一覧表(表7)を参照せよ。

上述のものと、表に挙げた主な破壊構造以外に、低い順序に発達した複雑な誘導構造がある。例えば、小型の破壊、旋回構造と豆さや状構造等である。

(3) 節理の亀裂：

ダムサイトに発達している節理の亀裂には以下の幾組かがある。：

- ① 走る方向が $70^{\circ}$ で、南東または北西に傾いており、傾斜角は $60^{\circ}$ ～ $80^{\circ}$ で、節理の方向に走っており、多くは閉合している。
- ② 走る方向は $330^{\circ}$ ～ $340^{\circ}$ で、北または南西に傾き、傾斜角は $75^{\circ}$ ～ $88^{\circ}$ であり、横に拡張した節理で、硬い岩石中にかなり多く分布しており、 $1\text{ m}$ 幅に $1\sim 5$ 本あり、密集して節理密集帯を形成し、部分的に石英脈、方解石脈が見られる。
- ③ 走る方向は $50^{\circ}$ ～ $60^{\circ}$ で、北西に傾いており、傾斜角は $50^{\circ}$ ～ $60^{\circ}$ で、反傾斜節理と称し、多くはかなり硬い岩石内に分布し、石英脈で満たされていることがあり、層間のずれの切断力が生み出したもので、節理面と層面が直角に交わり、角を形成しており、普通、単層内で発達し、層は切れていなく、その発達情況は：

左岸は $D_4$ 、 $D_{19-1}$ 、 $D_{16}$ 、 $D_{13}$ の4つの探査洞穴内のP t<sub>3</sub>岩組内で、反傾斜節理7か所、39本が発見された。

川底：

川底の洞穴 $20\sim 23\text{ m}$ 、 $34\sim 36\text{ m}$ 、 $40\sim 42\text{ m}$ 、 $63\sim 70\text{ m}$ 、 $73\sim 76\text{ m}$ は、P t<sub>3</sub>岩組に属する。 $93\sim 102\text{ m}$ 、 $107\text{ m}$ はP t<sub>3</sub>岩組に属する。 $109\sim 110\text{ m}$ 、 $120\sim 121\text{ m}$ 、 $129\sim 131\text{ m}$ 、 $137\sim 139\text{ m}$ はP t<sub>3</sub>岩組に属し、各段に発達している反傾斜節理は長さ $1\sim 2\text{ m}$ 、 $5\sim 30\text{ cm}$ （普通は $20\text{ cm}$ ）毎に1本、すべて層は切れていない。川底の暗礁のP t<sub>3</sub>岩組の底部の灰白色石英岩、P t<sub>3</sub>岩組の頂板の黄緑色の塊状泥板岩の中には反傾斜節理が密集して発達しており、その水平に伸びる長さは $10\text{ m}$ に達する。

右岸は $D_{10}$ 、 $D_{24}$ 、 $D_{50}$ 、 $D_{12}$ 号の4つの洞穴の統計によるとP t<sub>3</sub>、

P 位<sup>2</sup> 岩質内には、反傾斜節理が 11 か所、55 本発見され、層は切れていない、という特徴を持つ。

五強峽の背斜は南西方向に傾斜し、浮いている、その傾伏角は 9° であるので、反傾斜節理と層面が互いに交わり、角を形成していて、その底のウェーブ（角の線）も南西に傾いている。

④ 走る方向は 50°~60° で、南東に傾き、傾斜角が 70°~85° の劈開面があり、相対する軟弱な波岩類の岩石内に発達し、面はなめらかで閉合が多く、圧縮面または小断層がよく発達する。

⑤ ゆるやかな角度の節理は、傾斜角は 10° 前後で、ダム区では発達してなく、局部的に、まばらに見られる。川底の洞穴 45~58 m の間で、ゆるやかな角度の節理が発達し、走る方向は 60°~80° で、南東に傾き、傾斜角は 5°~10°~28° で、1 本は長さ 1 m で、挟層をつき抜けずに、面は平らで整っており、時折、方解石の薄い膜で覆われ、部分的に開いた状態になっており（幅 0.1~1 mm）、10~30 mm 間隔に 1 本、密集地は 3~5 mm に 1 本、見ることができる。

この他に、走る方向が 280°~290°、0°~20° の 2 組の切断されている節理も見られる。

表 7. ダムサイトの主な断層の一覧表

断 層 類 型	断 層 形 態	断 層 力 学 的 性 質	断層の長さ(m)		断層帯の巾(m)		断 層 の 主 な 特 徴
			垂 直	水 平	断 層 帯	断 層 帯	
F <sub>37</sub>	逆断断層 ～急峻な 傾正断層	圧縮～圧縮され、 ねじられる(右 側)～圧縮され、 ねじられ、更に 圧縮される(左 側)	>100	右 (移行 80)	0.8 }	0.8 }	構造面は、平面上、断面上共に、ゆるやかな破断になり、 断層帯内では、早期に圧縮が起つた角礫石と石英脈が あって、後期の運動によって破断され、磨滅してない 深緑岩、及び灰白色の断層泥を形成している。断層面上 には、多くの厚層状が見られ、その内1組は逆断層の性質 があり、他の1組は東西に傾き、傾斜角は6°であり、 第3組は右側が水平に厚層状があるのが特徴である。一 部には、左側が傾斜が見られ、断層帯内には、逆断 層から派生した小型のほうき状構造が見られる。上盤が引 きおこした滑動は急峻断層を示している。
F <sub>112</sub>	同 上	同 上			0.2 }	0.8	F <sub>37</sub> 断層の下盤の、85～22m離れたところで発達し、 小規模F <sub>37</sub> と同じである。
F <sub>120</sub>	正断層～ 移行した 断層	伸展～伸展され、 ねじられる(右 側)	20 }	2.5	0.5 }	1.5	早期では、二次並列断層に成り、衝突時に改竄されて、 ねじられた。角礫石の磨滅は多く、後期の運動で、鉄、 マンガン質、及び灰白色の断層泥が満たされ、また磨滅 して少なく、水は多く、可塑性がある状態である。泥の 厚さは2～8cmである。
F <sub>115</sub>	逆断断層 ～移行し た断層	圧縮～圧縮され、 ねじられる。			0.3 }	0.6	本格的には、P <sub>15</sub> とP <sub>13</sub> の境界面に沿った灰緑色の塊 状灰岩が発達している。早期は断層のすれによって発 達した逆断層よりなり、角礫石の直質で磨滅し、石英脈 で満たされ、後期は改造を経て、圧縮され、ねじられて おり、前期の角礫石は後期の運動によって破壊され、断 層帯内で断層泥と灰緑色塊状の灰岩が風化された灰白 色泥を形成し、水は多く、可塑性がある状態を呈し、逆 方向厚層状がよくみられる。

東北東(東南に近い)側

組別	発露位置	生成状態	露出位置	断層形	断層型	F1の断層(m)		断層帯の巾(m)		断層の主な特徴
						断層	断層	断層帯	断層帯	
東北東(東内に近い)川	F122	65°-100°/SE ∠40°-50°	同上	逆衝断層 ～移行した断層	圧縮～正断層 ねじられる。	水	断層帯	断層帯	<p>本格的なF、P<sub>2</sub>帯内の灰黒色千枚岩に沿って発達しており、早期はF1帯のすれによって逆衝断層が発達し、後期に改造されて、圧縮され、ねじられ、後期の運動は、早期のF1帯が経過した角礫岩、糜紋岩を破壊し、断層上下の境界面に沿って、厚さ3~20cmの灰白色、灰黒色の断層泥を形成し、水が厚く、可塑性があり、断層帯内には剪理が発達し、早期の石英脈が雁の列のように斜めに並んでいる形跡がある。</p>	
							1.5	1.5		1.2
東北東	F1	90°-100°/SW ∠52°-84°	D <sub>22</sub> D <sub>23</sub>	逆衝断層 ～移行した断層	圧縮～正断層 ねじられる(右側) ～正断層(左側) ねじられる(左側)	>100	1.0	1.5	1.5	<p>断層帯は、平面上、断層にすべりゆるやかな破砕の断層帯とF1帯帯にすべりゆるやかな破砕帯が見られ、片理、剪理が発達した断層泥は、断層面に沿って分布し、厚さ0.5~3.6cmで、少量の石英岩角礫がはさまり、断層の上の境界面の灰白色の泥状角礫が平らで、鋭い、なだらかで、斜めに東に向いた、傾斜角が10°-40°の浮遊角礫がある。断層帯内に石英脈と大量の鉄、マンガン質が満たされ、また断層に沿っていくと、断層に近い面では、F1帯が断層した角礫岩が少し見られる。</p>
東北東川	F03	55°-70°/SE ∠65°-80°	D <sub>15</sub> , D <sub>16</sub> , D <sub>22</sub> , D <sub>19-1</sub> D <sub>16</sub> , D <sub>15</sub> , D <sub>1</sub>	正断層 ～移行した断層	拡張～正断層 ねじられる(右側)	右に移動 0.5	0.48	1.0	0.5	<p>F1帯は2次破砕断層に直し、後期は改造され、拡張され、ねじられている。早期の角礫岩は比較的大で、F1帯が断層岩を破壊し、泥と鉄、マンガン質で満たされているが、断層に沿っておらず、断層の上、下の境界面では、1~10cmの灰白色の断層泥を形成し、断層面上には多くの断層泥が見られる。その内の2帯は斜めに北東に向き、傾斜角は25°と75°であり、帯3帯は西に傾き、傾斜角は50°で、角礫岩の頭部で見ると、砕けた石英が見られ、表は帯の断面をもち、</p>



図表 7

組別	發露帯号	生成状態	露出位置	形	断層種類	断層帯の厚さ(m)			断層の主な特徴
						断層帯	影帯	下盤	
北東山	F <sub>73</sub>	40°/NW ∠80°	川の二筋の 花 <sup>2</sup> (断層)	移行断層 ～移行逆 断層	力学的性質 ねじられる(左 側)～ねじられ 圧縮される(左 側)	重 直	水 平	断層帯 上盤 下盤	初期の芳野石脈が石英脈中に貫入し、断面上に二又現象が 見られ、多量の逆動を示している。  早期は、ねじられた後に改造されて、圧縮されたものに似 る。ねじられて、圧縮され、また、ねじられた断層面を持 ち、断層の角礫はカメルシウム質で膠着は良好で、Z <sub>26</sub> 孔は 20 cm の軟弱物質が吸われ、これは後期のまだ膠着してい ない泥岩であると思われる。
	F <sub>66</sub>	20°/NW ∠80°	左岸の川辺	移行断層	ねじられる(左 側)		左に 移動 1.0 1.0	5	早期は東西に向いた構造の、ねじられた断層面に似ると思 われ、角礫の性質、膠着が膠着し、断層の上、下盤岩層 の珪英化は著しく、断層面には水平な厚層状が見られる。
	F <sub>70</sub>	15°/NW ∠75°-85°	左岸の川辺	逆断層～ 移行逆断 層	圧縮～圧縮され ねじられる(左 側)		左に 移動 3.7 1.0		晩期の断層構造に似ると思われ、初めに圧縮され、転化 して、圧縮、ねじられており、圧縮、断層角礫は 0.6 m で、 灰色泥の膠着があり、断層断層面上には水平な厚層状があ り、左側に向いており、断層帯は湾曲現象がある。
	F <sub>67</sub>	40°/NW ∠70°-85°	左岸 D <sub>11</sub> 、 D <sub>13</sub>	逆断層～ 移行逆断 層	圧縮～圧縮され ねじられる	0.3	右に 移動 0.1 0.4	0.3 0.5	晩期の断層構造に似ると思われ、初期は正性が、転化し て、正性がなくなり、断層帯内で、大部分は角礫の断層岩塊 を呈し、逆動で動されており、厚さ 2～5 cm で、また膠着 していない。D <sub>11</sub> 形式の左派、及び断層頂上に灰色泥が 見られ、厚さ 1.0～2.5 cm で、断層面は平らでなく、波状の 起伏があり、D <sub>13</sub> 断層内では、F <sub>67</sub> 断層を右側へ 0.1 m ず らしたものが見られる。

組別	発露番号	生成状態	露出位置	断層形	断層傾	断層の距離(m)		断層帯の巾(m)	断層の走向	断層の性質			
						頂	底						
北西組	F <sub>11</sub>	34°/SW ∠70°-85°	右岸15号池 掘削から左岸 D <sub>11</sub>	移行断層 ～移行正 断層	ねじられる(右 側)～ねじられ ぬ張される(右 側)	右川 岸から 4m へ 14m 移動	0.3 0.5	1-3	水 平	初期は東西方向の構造のねじられた後縁面に直し、後期はねじられ、拡張された構造面に改造され、平面上に二又現象があり、断層の角縁岩はまだ隠蔽してなく、マンガン質及び灰白色泥で満たされ、断層泥は帯状を呈し、断層面及び、角縁岩の間に分布しており、断層面上には水平に近く、斜め南東に向いた、傾斜角18°の2組の厚縁面が見られ、後期はF <sub>11</sub> によって右側へ0.5-1.0mずれている。			
											右 へ 9 (m) 移動	0.2 0.7	初期は東西方向の構造のねじられた裏面に直し、後期はねじられ、拡張された構造面に改造される。早期の角縁岩の帯の影が良好で、後期の移動によって破壊されて、また影がぼやけている。角縁岩がまざった泥が後期の角縁岩中に混入しており、傾斜角で見ると、断層の二次影の物の方向が正確に正確に片状になり、破壊後の跡が見られる。 D <sub>11</sub> 断層の水平に近い厚縁面は、はっきりしており、斜め南東に向き、傾斜角は10°-2°である。断層の深さ、185mの所のこの断層は、初期の断層のずれによって切られ、右側の正面に向いており、水平のずれは10.1mである。

図表7

組別	整理番号	生成状態	露出位置	断層		断層の距離(m)	断層部の巾(m)		断層の主な特徴
				形	力学的性質		枚数	影響範囲	
北	F <sub>21</sub>	33°-34°/ SW<75°-88°	右岸17号の砂 地帯から川底を 挟む。	移行断層 ～移行正 断層	ねじられる(右 側)～ねじられ 破壊される(右 側)	水 平	0.8 1 2	早期は東西に向いた構造の、ねじられた破砕面に傾し、後 期は改造され、ねじられ、破壊された構造面である。早期の 角礫岩の性質の悪化は良好で、傾斜度5°の厚層があり、 後期の断層面の生成状態は34°/SW、 $\angle 80^\circ$ で、傾斜度9° の厚層層があり、断層面はさらさらしている。	
				正断層～ 移行正断 層	破壊される～破 壊され、ねじら れる(左側)	右 へ	1.4 5	早期は、東西に向いた構造の正断層面に傾し、後期は、ね じられて、破壊された構造面に改造され、早期は塊状の珪 質の厚層がよい角礫岩よりなり、下盤の北向きの運動に相 対する水平な厚層層が見られ、水平のずれは10m以上に 達する。	
北	F <sub>22</sub>	33°/SW $\angle 70^\circ$	右岸20号の砂 地帯から川底 までの所	移行断層 ～移行正 断層	ねじられる(右 側)～ねじられ 破壊される(右 側)		1.5 8	早期は、東西向きの構造のねじられた裂面があり、後期は、 ねじられ、破壊された構造面に改造され、早期の角礫岩の 性質の悪化がよく、断層帯附近の2つの断層層は珪質化が かなり激しく、断層帯内には地下水の浸出がある。	
西	F <sub>20</sub>	34°/SW $\angle 80^\circ$		移行断層 ～移行正 断層	ねじられる(右 側)～ねじられ 破壊される(右 側)		1 5	早期は東西に向いた構造のねじられた裂面に傾し、後期は、 ねじられ、破壊された構造面に改造され、早期の角礫岩の 性質の悪化がよく、断層帯附近の二層岩層の珪質化はかなり よく、断層帯には2相の厚層層が見られ、1相は水平で、 1相は傾斜角が35°である。	

断層番号	生成状態	露出位置	断層形	断層の性質	F100断層(m)		断層帯の巾(m)		断層の主な特徴
					垂直	水平	断層帯	上盤下盤	
F64	30°/NE ∠87°	右岸の小浜疏 内	移行断層 ～移行正 断層	ねじられ(右側) ～ねじられ、 張され(右側) ～ねじられ、 張される(左側)			1	5	早期は、東西向きの構造の、ねじれた裂面に属すると思われ、中期は改造され、転化し、晩期の構造の運動の形跡は比較的明瞭である。早期の角礫岩の懸着は良く、中期の遅効の痕跡を注で、泥質で満たされ、風化され易く、軟弱で、底砕されてより、断層帯中に水平な層状が見られる。
F63	310°/SW ∠75°	右岸19号の 沈埋帯からE1 砂浜に至る	移行断層 ～移行正 断層	ねじられ(右側) ～ねじられ、 張され(右側) ～ねじられ、 張される(左側)			05 / 10	2 ～ 1	早期は、東西向きの構造の、ねじれた裂面に属すると思われ、晩期の構造運動の形跡があまり明瞭で、ねじられ、 張され、ねじられた構造面に転化し、角礫岩の巾は0.5～ 1mで、軟質は懸着し、断層上盤は底砕され、下盤は北向 き運動に相対し、左側に向いている傾向が見られる。
F66	290°-500° /NE∠85°	右岸の小浜疏 内	移行断層 ～移行正 断層	ねじられ(右側) ～ねじられ、 張され(右側) ～ねじられ、 張される(左側)				5	早期は、東西に向いた構造の、ねじれた裂面に属し、中期 は改造を伴って、転化し、晩期の構造運動の形跡は比較的明 瞭である。

#### 4. 水利地質

##### (i) ダム区域内にある2種類の地下水：

① 孔隙水：主に川の谷の傾斜面の残留斜面層と川底の左側の深い溝の覆蓋層にあり、地下水は孔隙に沿って運動している。

左岸の斜面頂上の残積層で、測定すると、単位吸水量は  $0.05 \text{ L/min}$  より小さい。滲透性は比較的小さい。

川底の左側の深い溝の覆蓋層は、砂礫石よりなり、上下のダムと川底で調査した調査線の3つの断面上のボーリングにより、砂礫石層の厚さは  $9 \sim 11 \text{ m}$  であることがわかり、4回に渡る水抽出試験より、表8の結果になった。

表 8

番号	孔番号	位 置	試験孔深 $\bar{m}$ (m)	浸透係数 ( $\text{m/昼夜}$ )
1	39	ダムサイト調査線		81.70
2	113	上のダム	2.16~5.91	66.18
3	114	上のダム	5.36~6.08	36.63
4	131	下のダム	4.06~7.13	90.00

② 裂隙水：ダムサイトの基礎岩盤の亀裂が発達し、裂隙自由水に属する。地下水は層間の亀裂、断層帯及び節理の亀裂運動に沿っている。その特徴は含水層が不規則で、亀裂の発達程度と密接な関係がある。岩盤の浸透性は節理の発達程度によって、強くなったり、弱くなったりする。左岸の洞穴で、F<sub>63</sub>断層より北で裂隙水は常に流れているのが見られる。以南では、雨季にならなければ裂隙水の運動が見られず、多くは層間の亀裂、層間のずれの破砕帯と節理の密集帯に浸出し、その

水量は、雨量によって増加したり、減少したりし、早期は乾燥状態を呈する。

左側の川底の平洞は、長さ140.5 mで、すでに深水河道を貫き、底板の標高は23.8~26.4 mで、頂板上の複岩層の厚さは15~20 mで、河道の最も深いところ(洞穴の深さ65~75 m)で厚さは、わずか7 mである。掘削中、層面、及び節理の亀裂に沿って水が浸出し、その水量は、川の水位の上下によって著しく増減する。各段の湧水量は表9に示した。

1974年12月末、川底の平洞を新たに水を抜いて、観測すると、15年近い地下水の運動を経て、湧水量は約900 L/minに達し、やはり層面及び亀裂に沿って水が滲透している。しかも深さ65~90 m段まで観察すると、基本的には、水が滲透していない段で、つまり、相対不透水層であり、川底の平洞を掘削してゆく過程で、湧水現象がかってあったが、低圧コンクリート流し込みを経て、節理の亀裂がよいので、可灌性はかなりよく、流し込んだ後は、湧水量は減少し、平

表 9

分段位置 (m)	湧水量 (L/min)	説 明
0-30	29	60年正月に測定する。板岩及び破碎状岩から浸出する。
20-50	35	同上
45.5-74.5	192	60年7月3日測定。
74.5-118	57	60年7月3日測定。多くは石英岩の岩層面に沿って走っており、方向は45°、北西に傾斜し、傾斜角は60°で、西層面から水が浸出している。
合 計	313	

洞の掘削は順調に進む。

## (2) ダムの地下水位

両岸岩体の節理の亀裂の発達程度と排水条件によって、同じ裂隙水であっても、両岸の地下水位は同じとは限らず、右岸と岸斜面の傾斜度は大体同じで、普通、地表以下30～40 m深さに埋っており、断層附近では5.5 m前後に違える。左岸は背斜軸部に隣接しており、F<sub>17</sub>断層上盤に位置しているため、亀裂が発達しており、ある岩体は蠕動変形し、地形は深くえぐられ、その上、異なる高さで多くの層と洞穴を形成し、排水条件もよく、地下水位は低くなる。例えば、102号鑽孔では、孔口の高さは150.83 mで、元の地下水位の高さは88.6 m、深さ62.23 m、D<sub>51</sub>洞穴を掘削した後、地下水位は7.1 mに下がり、深さは79.83 mになる。F<sub>37</sub>断層以北(下盤)は、地下水位が比較的正常である。左岸5、6号洗掘溝間の主な鑽孔の地下水位の標高及び、深さの例は表10に示した。

地下水の等水位線図によると、F<sub>17</sub>断層以北で、地下水位傾斜降下は地形傾斜降下に近づくか、多少、小さくなり、普通、0.216～0.53である。以前の地下水位傾斜降下は、地形傾斜降下に比べてかなり小さく、地形傾斜降下は普通、0.5～0.855で、地下水位降下は普通、わずかに、0.087～0.244で、最大で0.313である。

少量の長期の観測孔の観察資料によると、地下水位は、雨季、乾季の変化の幅は、豊水時は7～10 mで、渴水時は年平均約1.2～1.3 mである。右岸のダム内の最も低い小別溪と17号洗掘溝間の最も低い所で、106号孔の長期観測によると、乾季の最低渴水位の標高は121.64 mで、設計正常水位より高くなっている。平らな洞穴では、水の滲透は降

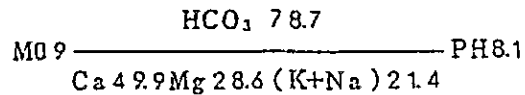
雨量にかなり影響され、降雨時には洞穴内では滲透量は増加し、雨がやむと小さくなり、亀裂の発達が良いこと、水の滲透路が良いことを証明している。

表 10

部 位	孔 番号	標 高 (m)		地面から の深さ(m)	備 考
		孔 口	地下水位		
F <sub>87</sub> 断 層 以 南	75	98.57	52.67	45.90	鑽孔は、左岸の5号洗掘帯内にある。
	123	72.02	52.41	19.61	鑽孔は、5号洗掘帯口の下流側に位置する。
	125	118.74	63.39	55.35	鑽孔は、5号洗掘帯口の下流側斜面に位置する。
	126	128.27	84.33	43.94	同 上
	72	110.32	66.00	44.32	鑽孔は5～6号洗掘帯の間の山斜面にある。
	15	153.40	107.58	45.89	同 上、
	101	111.15	58.18	52.97	同上(孔はすでにふさがっている)
	102	150.83	71.00	79.83	同 上
F <sub>87</sub> 断 層 以 北	137	96.83	55.73	41.10	6号洗掘帯に位置する。
	100	114.81	111.11	3.70	5号帯内にある。
	127	146.83	121.61	25.22	鑽孔は、5号洗掘帯口の下流側斜面に位置する。
	128	173.52	145.77	27.75	同 上
	103	170.35	116.18	54.17	鑽孔は、5-6号洗掘帯間の坂道のF <sub>87</sub> ～F <sub>112</sub> の間に位置する。
104	198.83	134.48	64.35	5-6号洗掘帯の山頂に位置する。	

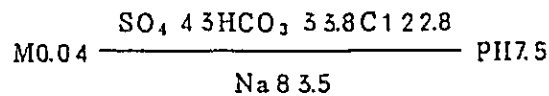
(3) 環境水の水質の化学成分

1960年より以前の水質の化学成分の分析によると、河水は弱アルカリ性の重碳酸塩化カルシウム、マグネシウム型の軟水に属し、年変化率は小さく、成分は、





基礎岩盤の裂隙水はアルカリ性の硫酸塩化重碳酸ナトリウム型の水に属し、化学成分は季節によって異なり、規則正しく変化する。つまり、K、Na、SO<sub>4</sub>、Clのイオンは雨季（3～7月）に増加し、乾季には減少し、Ca、Mg、HCO<sub>3</sub>のイオンは乾季に増加し、雨季に減少する。その一般的な成分は、



ダム区的环境水は、SO<sub>4</sub>、Mgイオン、イオン化したCO<sub>2</sub>を少量含み、バントテン酸型、炭酸型、塩化硫酸型、及び塩化マグネシウム型の侵蝕性を持たない。兩岸の部分的な調査洞、及び洗掘溝水が一般的な、そして抗塩化硫酸の普通の珪酸塩水泥に対して、溶出型の侵蝕性がある。

## 5. ダム区域の主な工程地質の問題

### (1) ダムの基礎の滑動防止安定

五強溪水力発電所のダムの堤体は、コンクリート重力ダムを採用し、ダムの地質状況と結合させている。ダムの基礎の滑動防止安定に対して、3つの問題が挙げられる。

#### ① ダムの基礎の滑動防止安定の滑移方式：

A. コンクリートダムと岩体の接触面：コンクリートダムは岩体に作用する。もし、岩体が完全で、その中にゆるやかな傾斜角の軟弱な構造面がない時、その間の接触面は、つまり、コンクリートダムの滑移を制御する面であって、接触面の剪断力強度を用いて、ダムの安定計算の目安としてよい。

前述の資料より、五強溪水力発電所ダムの滑動防止安定は主に、ダ

ムコンクリートと岩盤接触面の断力強度によって制御される。

B. ダムの岩盤体は多くの種類の軟弱な構造面を持っている。滑移制御面になるか、否か？、分析後の結果によると：

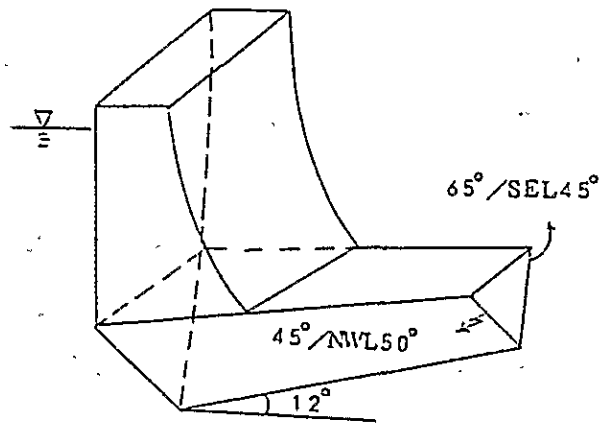
- a. 楊五廟ダムの岩体内の層面の、軟弱挟層等の沈積構造面はすべて右岸に向って傾斜し、傾斜角は  $40^{\circ} \sim 55^{\circ}$  で、傾斜方向とダムが力を受け、下流に向って移動する方向は直角に近く交わっているため、ダムの滑動防止安定は層面の制御を受けない。
- b. 構造面を形成する中で、川の流れと平行に近く走っている断理は、普通、傾斜角が急で、その単一の断理面では同じように、ダムの滑動防止安定制御面とはなり得ない。
- c. 構造面を形成している中の横拡張断理面は、川底を横切り、傾斜角度は急だが、その破碎帯はダムの圧応力の方向と垂直で、力を受けた後、圧縮変形される可能性があり、注意しなければならないが、ダムの滑動防止安定制御面になり得ない。
- d. 構造面を形成している中の、ゆるやかな傾斜角の節理密集帯、あるいは圧縮された面は調査の結果、計2箇所あった。

川底を45～58 m段、調査した所の、ゆるやかな傾斜角の節理の密集帯や、岩体の両側は軟弱挟層で切られ、下流が“壅塞”状態の時、ダムが下流方向の力を受けると、ゆるやかな傾斜角の節理面に沿って、下流に向って滑り、ダムに損失を与える。

右岩  $D_{50} \sim D_{13-1}$  の洞穴のゆるやかな傾斜角の圧縮面の状況はゆるやかな傾斜角の節理の密集帯に似ている。しかし、風化帯内に位置し、ダムの基礎坑掘削中にすでに取り除いている。

- e. 構造面中の反傾斜節理と軟弱挟層（層面）の組み合わせ面：反

傾斜節理の走る方向は  $45^\circ$ 、北西に傾き、傾斜角は  $50^\circ$ ：岩層面の走る方向は  $65^\circ$ で、南東に傾いており、傾斜角は  $45^\circ$ にし、両者の走る方向の夾角は  $20^\circ$ で、両傾斜面の角の底面のウェーブ方向は  $54^\circ$ であり、ウェーブは上流に向いており、傾斜角は  $12^\circ$ である。



現在ある調査資料を分析すると、反傾斜節理の多くは、比較的硬い岩石内に分布しており、普通、単層内で連続層が発達し、局部的に比較的密集しているが、水平に余り長く伸びず、“一輪の花”

(暗礁)の実測資料によると、長さは  $10\text{m}$  余りのものが1本あるだけで、普通、数  $\text{m}$  である。ダムの幅より、かなり小さく、ダムの滑動防止安定の制御面にはなり得ない。調査作業の限界にかんがみて、とくに、 $P_t_3$  岩組の硬い石英岩内に、比較的長い反傾斜節理があつて、あるダムの一区域の安定性に影響を与えるかどうかを、施工時に注意しなければならない。

以上の分析によって、ダムの滑動防止安定は主に、ダムコンクリートと基礎岩盤の接触面の剪断力強度抗力の制御を受け、その他の滑移型式は、局部的にある一定の影響を与えている可能性がある。

施工、調査中には、実際の地質状況による調整データによって、研究し、長期にわたって安全に注意する必要がある。

② 滑動防止安定計算指標

各構造面の剪断力強度抗力のテストの結果、ダムの基礎の滑動防止安定の境界条件と滑移型式を結合させ、制御し、各構造面の剪断力抗力の指標は以下の表11、12、13、14に表わした。

A. ダムの基礎竝坑と岩盤の接触面の剪断力強度抗力の指標

表 11

岩 組	剪断力抗力の結果推定値		総合摩擦係数 f	備 考
	$t g \varphi$	C (kg/cm <sup>2</sup> )		
P t <sub>1</sub> <sup>5</sup>	1.05	12.5	0.60	テストの結果、推定値は0.62の係数で割った後、総合摩擦係数を出す。
P t <sub>2</sub> <sup>1</sup>				
P t <sub>2</sub> <sup>2</sup>	1.10	19.0	0.67	
P t <sub>3</sub>	1.14			
P t <sub>4</sub>	1.08	18.0		
P t <sub>5</sub> <sup>1-2</sup>	1.04	10.0	0.65	

B. 軟弱挟層の剪断指標

表 12

挟層の類型	試験値	推定値 (I)	推定値 (II)	備 考
	$t g \varphi$	$t g \varphi$	$t g \varphi$	
泥がはさまった 破砕層 (N)	0.22	0.17	0.20	1. 試験値は、系列平均値をとる。 2. (II) は、合わせた後の推定値である。 3. (I) は、省院の推定値である。
泥化頁岩 (BN)	0.31	0.20		
泥がはさまった 破砕層 (PN)	0.38	0.30	0.35	
破砕挟層 (P)	0.51	0.40		

C. 岩石と岩石の剪断力抗力の指標（岩組及び岩性の区分）

表 13

岩 性 岩 組	砂 岩	板 岩	石 英 岩	備 考
P t <sub>1</sub>		0.55		すべて、つや出し（光面） 摩擦試験の結果で、参照 されたい。
P t <sub>2</sub>	0.62	0.57		
P t <sub>2</sub>	0.61	0.55	0.59	
P t <sub>5</sub>	0.62	0.57		

D. 天然界面、天然節理面の剪断指標

表 14

岩 性	左 岸		右 岸		備 考
	試験結果	推定値	試験結果	推定値	
層 面	0.59	0.44	0.56	0.55	
水平の節理面	0.61	0.52	0.74	0.55	
反傾斜節理面	0.65	0.52	0.66	0.55	

(2) ダムの基礎の岩体の変形の問題

① 岩体の変形のモジュラス：

スタティク法（ジャッキ法）で、岩体の変形のモジュラスを測定した。現場で調査すると55点で、室内で試験を行うと60点であった。

動力法の弾性モジュラス試験は、地震法で主に行っている。1963年にすでに47段測定しており、1975年1月に現場でまた、90段測定され、測量段の長さは、普通2.5m前後で、最も長いものは17.0mで最も短いものは2mである。

結果の分析と整理する時は、スタティク法が主である。各岩組の変形モジュラス値は表15に表わした。

表 15

分 岩 組 の 値				分 区 値		
岩 組	完全な岩石	破碎層の岩石	備 考	分区	完全な岩石	破碎層の岩石
	$Em \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$	$Em \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$			$Em \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$	
Pt <sub>1</sub>	7	2.5	断層帯を総合的に考え よし急しは 未定。	左 岸 川	8	2.0
Pt <sub>2</sub> <sup>1</sup>	1.0	2.0				
Pt <sub>2</sub> <sup>2</sup>	1.5	1.5		底 右	1.5	1.5
Pt <sub>3</sub>	1.5	1.5				
Pt <sub>4</sub>	1.0	2.0		岸 断 層 帯	1.0	2.0
Pt <sub>4</sub> <sup>1-2</sup>	1.0	2.0				
断層帯	0.5	0.1		0.5	0.1	

## ② 岩体の波の速度について、

左岸 D<sub>56</sub>、D<sub>4</sub>、D<sub>13</sub>、D<sub>16</sub> に対して調査を行ない、右岸 D<sub>55</sub>、D<sub>34</sub>、D<sub>29</sub>、D<sub>50</sub> に対して 6.300 段の超音波でボーリングを行ない測定した。各岩組の新しい帯の平均波速度 (VP) は Pt<sub>2</sub> で最高で、最低は Pt<sub>3</sub> である。その排列順序は、

$$Pt_2^2 : 4,650 \text{ m/sec}; \quad Pt_2^1 : 4,530 \text{ m/sec};$$

$$Pt_1^3 : 4,250 \text{ m/sec}; \quad Pt_1^1 : 4,120 \text{ m/sec};$$

$$Pt_5^1 : 4,000 \text{ m/sec}; \quad Pt_5^2 : 3,480 \text{ m/sec};$$

ダムの岩盤体の各向異性の波速 (VP)、と弾性係数 (Ed) を超音波で測定した結果を表 16 に示した。

ダムナイト岩層の各向異性の特徴は、平行な岩層面の波速と垂直な岩層面の波速の比は 0.9 前後である。斜めに交わる層面 (大多数は地面に垂直) と平行な層面の波速の比は 0.65 ~ 0.8 である。設計と施工は、破碎層岩体と断層帯の処理を考慮に入れ、基礎の弾性を均一にし、不均等に沈下しないようにする必要がある。

表 16 ダム岩体の波速、弾性係数の各向異性表

成 果 岩 性		測定線に平行 な岩層		測定線に垂直 な岩層		測定線に斜め に交わる岩層		備 考
		VP	Ed	VP	Ed	VP	Ed	
板 岩	強 風 化	2,840	9.7	2,250	6.1			VP—波速 m/sec Ed—弾性係 数 $10^4 \text{kg/cm}^2$
	弱 風 化	3,750	28.1	3,450	23.8	3,500	25.4	
	新しいもの	5,120	52.5	4,700	44.1	4,180	38.1	
砂 質 板 岩	強 風 化	2,870	14.9	2,530	11.5	2,060	7.6	
	弱 風 化	2,526	45.1	4,200	38.8	3,670	24.2	
	新しいもの	5,630	66.6	5,500	63.5	4,000	32.3	
砂 岩	強 風 化	4,400	38.5	4,100	30.3	4,200	33.5	
	弱 風 化	5,700	71.6	4,090	35.0	4,800	48.3	
	新しいもの	6,130	82.7	5,500	66.6	4,000	33.6	
石 英 砂 岩	強 風 化	2,900	16.1	2,490	11.2	2,030	4.8	
	弱 風 化	4,200	37.0	3,010	18.1	1,630	3.2	
	新しいもの	4,630	45.1	4,260	40.0	2,730	15.7	
[1]		3,050	16.8	1,940	5.7	1,840	5.4	

(3) 左岸斜面の安定に関する問題

ダム左岸斜面とは、白沙溪から7号洗濯溝以下の約350mの主流の斜面を指し、長さは1,750mに達する。その中で、白沙溪口から6号洗濯溝口までは、長さは約7,000mで、斜面の走る方向は70°で、岩層の走る方向と一致しており、順方向の斜面である。6号洗濯溝以下の斜面は、走る方向は50°で、岩層の走る方向と、角度20°前後で交わっている。斜面は上が急で、下がゆるやかであり、100~110m標高以下で、斜面の角度は40°~55°で、その上の斜面はしだいにゆるやかになり、斜面の北側は高山と連なり、山頂の標高は200~300mで、山間の狭くなった、低い場所は分布していない。

かつて、激しい構造運動を受け、各種の構造が発達した。岩体の破壊

はかなり激しい。それは、近い時代の物理的地質作用だということは明確で、岩盤が深く風化され、カットアウトされ、斜面が崩れ、滑り、岩体の表面部のクリープはゆるくなり、そして、斜面の表面部の岩体を変化させ、工事の地質条件を複雑化させるのみで、1957年にダムの調査が始まって以来、重点的に調査している所である。

調査資料によると、斜面の表面部の岩体の変形は三種類に分けられる。

- ① 蠕動変形：斜面の岩体は、各種の構造面の切断を受けており、重力、カットアウト、風化、地下水の活動、気温の変化等の物理的地質的作用によって、岩体は弛緩し、ゆっくりと移動し、変形してゆく。これは、斜面の表面部の岩体の変形し、破壊されてゆく主な形式である。
- ② 崩れ（スランプ）堆積：これは“蠕動変形”する岩体の最後の形式である。斜面のふもとが破壊され、上部岩体は支えを失い、崩れ動く。
- ③ 滑斜面：層の斜面の岩体の両側に沿って、断層または節理密集帯の切断を受け、坂のふもとが軟弱挟層を切断する時、挟層上部の岩体は支えを失い、挟層の層面に沿って滑り、ゆるやかな傾斜角の節理密集帯と反傾斜節理と、その他の構造面を互いに組み合わせる。特定の条件の下で、斜面に沿って、岩層の傾斜と相反する、切層滑斜面も生成する。

斜面の表面部の岩体の変形区域を表17に示した。



表 1.7. 左岸の変形した斜面の分区特性表

分区号	位置	変形の分類	特 徴 の 叙 述	平均の厚さ(m)	概算量(万m <sup>3</sup> )
1	315号洗掘溝の間の三流岸斜面	蠕動変形	<p>1. 自然斜面の傾斜度の下部は45°、上部はしだいに小さくなり、35°になり、上流側は、だいたい3号洗掘溝を境界とする。下流は5号洗掘溝に至り、全長200mである。北側は、だいたい尾断層を境界とし、南側は斜面のふもとから川辺に至り、標高は53~54mで、幅は約80~100mで、深さは普通、10~40mである。</p> <p>2. 斜面は、Z<sub>12</sub>、Z<sub>10</sub>、Z<sub>53</sub>、Z<sub>43</sub>、Z<sub>91</sub>、Z<sub>9</sub>、Z<sub>110</sub>、Z<sub>121</sub>、Z<sub>132</sub>、Z<sub>138</sub> 等、10の鑽孔があり、D<sub>5</sub>、D<sub>6</sub>、D<sub>7</sub>、D<sub>8</sub>、D<sub>9</sub>、D<sub>15</sub>、D<sub>62</sub>等の7の調査洞があるD<sub>45</sub> 洞(標高53.77m)を調査した結果、斜面の岩層は、構造が圧縮され、転倒し、急である。洞穴の深さが0~1.5mで、岩層は転倒し、生成状態は70°/NW&lt;60°である。洞穴の深さが0~8mで、転倒した岩層は、蠕動運動によって変形し、更に折れて倒れた。洞穴の深さが1.5~3.8mで、岩層がけわしく、多くの亀裂があり、黄泥で満たされていて、開いていて、開いた幅は0.3~3cmで、最も広いのも、5~10cmで、岩体はゆるい。洞穴の深さが3.8mになった後、岩層はSEに傾き、傾斜角は65°~45°~38°であり、断面には亀裂が見え、幅は普通、0.5~1cmで、最も広い幅でも4cmに達し、岩体はゆるい。洞穴の深さが7.1mになった後、亀裂はみられない。強風化の深さは8.5m、弱風化の深さは9.1mで、岩層の風化は地表から垂直な深さで、最大は7.0m、普通は4.0~5.0mである。3号洗掘溝の上流のD<sub>5</sub>の調査洞(標高65.01m)は深さ4.0mで、構造が圧縮されているので洞穴岩層は転倒しており、後期は応力帯の物理的地質作用の影響で、亀裂が発達し、岩体はゆるくなっているD<sub>45</sub>の調査洞以上(標高80.25m)のD<sub>63</sub>調査は、岩層がけわしく、岩層がゆるく、深さ2.4mまで掘削すると、頂上が崩れ、掘削できない。Z<sub>49</sub>、Z<sub>53</sub>をボーリングすることによって、斜面の蠕動変形#架空#岩体は深さ2.4~3.5mに達することがわかった。</p> <p>3. 地下水の排水条件は良好で、地下水位は低く、地表から2.4~6.0m離れている。</p> <p>4. 以上の状況より、斜面の岩体は激しい構造圧縮を受けており、岩層は転倒してけわしく節理は発達し、岩体は完全ではない。重力、風化、地下水等の物理的地質作用によって、斜面の岩体は、</p>	10 40	44

分区号	位置	変形の種類	特徴の叙述	平均の厚さ(m)	総算量(万m <sup>3</sup> )
2	4号洗掘溝の間の帯状の尾根	緩弛緩	<p>ゆっくりと変形し散壊され、表層岩体には崩壊現象が見られ、表面部の岩体はゆるく、その下の岩体もゆるくなり、しだいに下に向かって、基礎岩盤を完成する。</p> <ol style="list-style-type: none"> <li>尾根が変形し、四角の山体となり、西斜面(4号洗掘溝)は傾斜度が45°~50°で、東斜面(5号洗掘溝)は45°~50°で、尾根の傾斜度は25°で、F<sub>87</sub>断層は尾根を横に切った所にあり、山体の底の幅は約90mである。</li> <li>尾根にはD<sub>5</sub>、D<sub>36</sub>、D<sub>25</sub>の3つの調査と、Z<sub>49</sub>の鑽孔がある。D<sub>25</sub>の調査洞(標高107.93m)を調査することにより、F<sub>37</sub>断層の生成状態は、50°/NW&lt;75°で、断層面は南に向かって転倒しており、洞穴の深さは34.5mで、節理の亀裂は発達しており、すべて、強風化帯であることがわかる。Z<sub>46</sub>(標高151.60m)の鑽孔の調査により、岩層の強風化の深さは40mに達し、表面部の岩体はゆるく、架空で、泥で満たされ、4-5号洗掘溝が交わる所の下D<sub>43-2</sub>調査洞(標高82.5m)の岩石は比較的折しく、NNWの向きの拡張された節理が発達し、黄泥で満たされていることがわかる。</li> <li>地下水の排水条件がよく、Z<sub>46</sub>の地下水位の深さは37.81mで、大部分は洗掘溝の底に平行である。</li> <li>F<sub>37</sub>断層の牽引帯内に位置し、岩体は激しく構造破壊を受けて、両側の洗掘溝は急速に下がり、自然斜面はけわしく、長期の重力作用で、岩体の多くはNNW向きに拡張され、節理は亀裂を生じ、表層の岩体はゆるみ、“架空”になり、その下の岩体はゆるみ、岩体の風化は深く、だいたい、溝の底に平行である。</li> </ol>	10 40	12.5
3	5号洗掘溝の下流(東側)斜面		<ol style="list-style-type: none"> <li>変形した斜面は、北はF<sub>87</sub>に近く、南はD<sub>82</sub>の調査洞に至り、西は5号洗掘溝、東側は5-6号洗掘溝間の尾根に近く、傾斜度は42°~45°で、長さ約130m、幅は40~50mである。</li> <li>斜面上には、D<sub>15</sub>、D<sub>19</sub>、D<sub>32</sub>、D<sub>41</sub>、D<sub>42</sub>の5つの調査洞がある。斜面の北部はD<sub>19</sub>(標高109.84m)、その他の支洞を調査することによって、岩体はF<sub>87</sub>断層の牽引帯内に位置し、F<sub>115</sub>傾層断層上部に沿って、岩体が拡張し、亀裂がで、岩体は“架空”状を呈し、深さは約30mに達していることがわかる。D<sub>19-1</sub>の支洞の13~25m段には、走向NNW、傾斜SW、傾斜角5°~85°の亀裂があり、幅は10cmで、黄泥で満たされている。</li> </ol>	20 33	12.3

表 17 に続く

分区号	位置	変形の種類	特徴の叙述	平均の厚さ(m)	概算量(万m <sup>3</sup> )
			<p>兩の段は、D<sub>42</sub>調査洞(標高94.83m)を調査することにより、320°~350°/SW∠75°~85°に沿って、拡張された節理が発達し、多くの亀裂ができ、幅は1~8cm、最も広い幅は10~20cmで、普通、充填物がなく、亀裂は普通、硬い砂岩内に分布し、板岩の所で消滅し、のこぎり状を呈し、岩体は架空であることがわかる。洞穴の深さが4.2mになった後は亀裂が見られないが、節理内はやはり黄泥で満たされており、岩石は強風化状を呈し、F<sub>53</sub>断層に至る。D<sub>92</sub>調査洞(標高80.38m)は深さ24.26mで、2本のNNWの亀裂が見られ、幅は0.5~8cmで、上が広く、下が狭く、底にいくに従い、消滅し、斜面の頂上のZ<sub>23</sub>、Z<sub>71</sub>、Z<sub>15</sub>の鑽孔は、強風化の深さが2.1m、1.3m、1.2m、弱風化の深さは3.5m、2.9m、4.65mである。</p> <p>3. 調査資料より、5号洗掘層は急速に下に向かって切られ、斜面の岩体は長期にわたる重力作用で、岩体中のNNW向きの節理は、大きく拡張され、多くの亀裂ができ、北部はかなり深くなり、F<sub>115</sub>断層では底境界面は内に向かって高くなり、兩段の深さは最大約30mに達する。</p>		
4	6号洗掘層の上流の三段斜面	結動弛緩	<p>1. 変形した斜面は、西はF<sub>34</sub>断層から、東は6号洗掘層に至り、北はF<sub>12</sub>、F<sub>37</sub>断層を境界として、南は高さ80mの斜面まで、長さ150~180m、幅は100m前後で、自然斜面の傾斜度は45前後である。</p> <p>2. 斜面上には、D<sub>16</sub>、D<sub>18</sub>、D<sub>13</sub>、D<sub>5</sub>の4つの調査洞があり、Z<sub>73</sub>、Z<sub>101</sub>、Z<sub>102</sub>、Z<sub>2</sub>の4つの鑽孔、J<sub>11</sub>、J<sub>12</sub>、J<sub>13</sub>の5つの立て井戸がある。D<sub>16</sub>の調査洞(標高109.87m)の深さ0~1.3mでは、すべて岩塊の堆積で、すこし岩層の層序が見られる。1.8~4.3mでは、亀裂が発達し、何も充填物がないか、ごく少量の黄泥が見られ、岩体はゆるい。深さ6.0mのF<sub>120</sub>断層に至ると、節理はわずかに拡張され、黄泥で満たされており、岩体はゆるく、D<sub>3</sub>の調査洞(標高100.87m)は深さが0~4.0mで岩層が転倒し、亀裂が発達し、泥で満たされており、岩体は架空状を呈している。洞穴の深さが4.0mに達した後、岩層はSEに傾き、強風化は77mの深さに至り、D<sub>13</sub>洞穴(標高82.50m)の深さは、5.5~6.2mで、330°/NE∠70°の亀裂が2本あり、幅1~3cmである。洞穴の深さ6.2~6.3mの所で、90°/S∠80°の亀裂が1本見られ、幅は0.5~1cmで、浅い井戸を調査することによつ</p>	20 30	26

分区号	位置	変形 の 分 類	特 徴 の 叙 述	平均 の 厚 さ(m)	概算 量 (万m <sup>3</sup> )
4			<p>て、標高83mのF<sub>115</sub>断層の所で密集していることがわかる。Z<sub>72</sub>、Z<sub>101</sub>、Z<sub>102</sub>、Z<sub>2</sub>の鑽孔によって、ゆるんだ岩体は深さ145m、12m、20m、25mに達していることがわかる。強風化の深さは、24m、31m、40m、44mで、弱風化の深さは42m、49m、54mと52mであることがわかる。</p> <p>3 調査資料より、激しい構造運動のもとで、岩層はけわしくなり、転倒し、断層が発達し、節理が密集していることがわかる。長期にわたる重力、風化の作用で、斜面の変面部の岩体は節理、劈開、層面に沿って亀裂を生じ、斜面の変層には崩壊現象がみられ、変面部の岩体はゆるみ、その深さは最も深いところで40mに達する。このようにしてしだいに新しい岩盤を完成させてゆく。</p>		
5	D <sub>43</sub> 洞穴の 下流(10)	崩れ、堆積したもの	<p>D<sub>43</sub>の支洞を調査することにより、斜面の変面部の強風化した岩体は、斜面のふもとが川の流れて洗われて形成されたもので、局部的に崩れていることがわかる。後は、たて節理を境界として、標高は約85~90mとなり、両側はNNWの節理とF<sub>34</sub>断層に制御され、底面の最低の標高は53mで、発達した深さは最大で約10m、崩れた塊状の岩石は最大が約7m<sup>2</sup>である。</p>	10	0.6
6	D <sub>14</sub> 、 D <sub>1</sub> 洞穴間の 斜面のふもと	順層滑斜面	<p>滑斜面の残留体でD<sub>85</sub>洞穴、J<sub>19</sub>の井戸を調査することにより、滑斜面の底の境界面はf<sub>1</sub>の層間のずれからなることがわかった。D<sub>27</sub>~D<sub>16</sub>間の主流の斜面は、斜面のふもとが切削されたことにより、その上部の岩体は安定を失い、順層は下に向って滑り落ち、落ちた両側の岩層は、滑体の下に向かう滑動牽引力によってきり立ち、転倒する。D<sub>17</sub>、D<sub>25</sub>調査洞にはまだ残留形跡がみられる。滑斜面は、流れて洗われほとんど形を残していない。滑斜面前部の川底は、Z<sub>93</sub>鑽孔(標高49.52m)より、岩体は完璧で、滑斜面は河道まで伸びていないことが証明された。</p>	7	1.0
7	7100mの 主流斜面 の下流	切層滑斜面	<p>滑斜面はP<sub>14</sub>亜組内に発達し、地形上はつきりあらわれており、滑斜面周囲の境界と“鼓包”がはっきりしており、長さ136m、幅80m、厚さは普通15~20m内で、最大28mで、Z<sub>144</sub>、Z<sub>146</sub>号孔を調査すると、滑斜面に垂直滑動距離38m、水平滑動距離は91mであることがわかる。滑斜面は、ゆるやかな傾斜角の節理密集帯等の構造面に沿って形成され、西側は大きな傾斜角で、</p>	19 20	17.4

分区号	位置	変形の分類	特 徴 の 叙 述	平均の厚さ(m)	概算の量(万m <sup>3</sup> )
7			北北西向きの筒礫密集帯の切断を受け、斜面のふもとは断層切断となり、斜面の岩体は支えを失い、下に向って滑る。滑斜面の前の形の Z <sub>254</sub> 孔を調査によって滑斜面内には二層の河砂があることがわかる。これは滑斜面が少なくとも2回は活動したことを説明しているが、現在は安定状態にある。		

6 - 7号洗掘溝間の主流の斜面は、D<sub>51</sub> 洞穴の調査より、標高70 m、強風化の水平な深さは90 m以上に達することがわかる。D<sub>53</sub> 洞穴の調査より標高53 mで、水平な風化は50 mに達し、新しい岩盤の深さは40 ~ 68 mで、川辺の暗礁の新しい岩盤の深さは18 m前後である。F<sub>57</sub> 断層以南では、標高30 m以上の岩層の構造は転倒しており、岩体は砕け、斜面は安定性が余りない。

上述の分区により、以上のようにまとめられる。

- A. 激しい構造圧縮によって、岩体の亀裂が発達し、背斜南部の上部岩層は転倒し、破岩がはげしく、白沙溪口から6号洗掘溝の岩層まで川に向って傾斜し、洗掘溝は深く切れ、地形はけわしく、重力、カットアウト、地下水、温度変化、及び風化作用等の物理的な地質の長期にわたる影響のもとで、斜面の表面部岩体は各構造面に沿って拡張され、岩体はゆるみ、位置を移動させつづけ、左岸斜面を形成してゆく。
- B. 蠕動変形でゆるんだ岩体と完全な岩体とは、その過渡期において、はっきりした境目がない。
- C. 蠕動変形、カットアウトのもとで、岩体の表層は一定の深さで弛

緩帯となり、普通、強風化帯に属する。弛緩帯の岩体の亀裂は発達し、透水性があり、安定性は劣る。

D. 断層、節理、層面等の構造面は、多くは斜面の岩体が変形した連続面で、また、変形岩体と変形していない岩体との境目にあることが多い。

E. 斜面は5号洗掘溝からD<sub>17</sub>、D<sub>13</sub>、D<sub>15</sub> 洞穴間にあり、長さは約100m、110m以上の岩層は傾斜がはげしくなるが、転倒はみられない。斜面が80m以下では、岩層、節理面は普通、結合が緊密で、岩体は比較的完璧である。表面部の露出されていない層は比較的薄く、岩体の風化は比較的浅く、新しい岩盤面は比較的高く、岩体は安定し、ダムのジョイントとなることができる。

左岸の工事の地質条件は、調査により次のように判明した：

a. 6号洗掘溝以上の斜面の表面部にはP<sub>13</sub>岩組が分布し、多くは硬くて厚い砂岩層が分布しており、その下に分布している地層は、千枚岩、砂質板岩が主である。岩性は相対的に軟弱で、軟弱夾層が比較的発達しており、岩層（またはその他の構造面）は川に向かって傾斜しているので、斜面の安定、地盤の滑動防止、滲透防止に対し、異なる影響がある。

b. F<sub>37</sub>断層によって破壊された五強峽の背斜軸部は左岸の斜面地域を通り、岩体内の各種の構造面は互いに切断し、岩体は余り完全ではない。

c. 基礎岩盤の透水性は比較的良好で、洗掘溝底部分及び岸一帯を除いて、その他の地区は40～84mの深さに不透水層がある。

F<sub>37</sub>断層の北側は37～60mである。

d. 斜面及び山頂の岩盤の風化は比較的深く、その深さは、2.8～5.4 m、及び、5.8～7.2 mに分けられ、洗掘溝、及び川岸は比較的浅く、普通は5～1.7 mである。

e. 物理的な地質作用が顕著である。斜面の表面部には、広く、厚い蠕動変形したゆるんだ岩体と崩れた堆積体が分布し、これらの斜面の角度は、その内部摩擦角であり、安定条件は劣り、施工、調査の時には重視する必要がある。ただし、下の岩盤は破壊されているが、岩体は安定している。

5号洗掘溝とF<sub>34</sub>断層間及びF<sub>34</sub>断層間の両区間の岩体は、すべて3面が切断され、更に軟弱挟層を底床とし、岩層の斜面のふもとを切断すると、挟層を滑床とした3面切断を形成し、1面が上向きに完全な滑斜面条件を形成するので、設計、施工の時に特に注意する必要がある。

f. 5号洗掘溝口からD<sub>13</sub>、D<sub>16</sub>、D<sub>17</sub>調査洞間の斜面では、新しい岩盤面は比較的高く、浅く、岩体は比較的完全で、ダムのジョイントに使用できる。しかしこの種の複雑な地質条件に適応させるためには、F<sub>62</sub>、F<sub>37</sub>、F<sub>115</sub>、F<sub>131</sub>等の軟弱な構造面に対して、専門的な工事を行う必要がある。ダムの基礎とジョイント部位の安定を保障するため、また滲透の防止のためには、阻止することを主とし、排斥することを従とし、かつ阻止と排斥を結合することがよい方法である。

#### (4) ダムの基礎の浸透、漏れと浸透の安定問題

##### ① 岩体の浸透、漏れの状況

ダムの基礎の岩体の浸透、漏れの状況を研究するため、ダム区域で

水利地質用の孔を134鑽孔し、圧水試験を1174回行う。普通、孔の深さは60~80mである。川底は相対的に水層から離れたところに埋まっており、1.00m以上の深さの鑽孔を11個行い、最大は200mに達する。圧水試験は普通、5m(部分的には10m)に1回試験を行い、5m、10m、15m(62年前)、或いは10m、20m、30mの3つの圧力段階と、40~80mの1つの圧力段階を採用し試験を行う。

圧水試験の資料より分析すると、ダムの基礎の岩体の浸透、漏れは以上の特徴がある。

A. 層間の亀裂、及び層間の破碎層帯に沿った順層の浸透、漏れはよく見られ、主な浸透、漏れは岸で、次は断層、及びその影響帯で、その次は節理の密集帯である。

B. 新しい岩盤は、強透水( $w=1-0.1$  l/sec.)、弱透水( $w=0.05-0.1$  l/sec.)及び、相対不透水( $w<0.01$  l/sec.)が主で、中等透水( $w=0.1-0.05$  l/sec.)は比較的少なく、激しい透水( $w>1$  l/sec.)は非常に少ない。断層、及びその影響帯の浸透性は相対的に大きくなり、風化岩体はいささか大きくなる、具体的な情報は表18に示す。

表18. 各透水帯が占める圧水試験の総段数の百分率

帯別 岩帯	各透水帯が占める圧水試験の総段数の百分率(%)					総 段 数	総 孔 数	備 考
	激しい透 水( $w>$ 1 l/sec)	強透 水 ( $w=1$ -0.1)	中等透 水 ( $w=0.1$ ~0.05)	弱透 水 ( $w=0.05$ ~0.01)	相対的な 不透水 ( $w<0.01$ )			
新しい岩盤	2.4	27.2	12.2	28.2	30.0	533	67	風化帯 を含む
断層及びそ の影響帯	4.1	35.7	15.8	19.3	25.1	171	19	
風化基礎岩盤	2.8	28.4	15.0	34.6	20.2	109	51	



C. 川の中の  $Pt_3$  岩組の透水性は強く、その中でも、 $Pt_3^{-1}$  は最も強い。兩岸の透水性は相対的に弱い、左岸の地質構造は右岸に比べて複雑である。透水性は右岸に比べて、相対的に強いという特徴がある。

D. 断層、及びその影響帯の透水性は  $F_{63}$  (拡張性) が最も強く、次は北北西に走向拡張され、ねじられた断層で、例えば、 $F_{83}$  及び  $F_{84}$  等である。 $F_{87}$  は、 $Pt_3$  岩組と  $Pt_3$  岩組の頂部を切断した時にだけ、上盤の影響帯の透水性は強く(強透水に属する)、その他はすべて弱く、ほとんど相対的に不透水性である。

圧水試験の資料によると、ダム区では普通、相対隔水層の埋蔵深度は：左岸は地表以下 40~50 m、最も深い所では 65~80 m に達する。右岸では一般的には、35~60 m で、河岸では最大で 120 m、川の中では普通、120~150 m、70号の鑽孔資料によると、最大 180~190 m に達する。

滲透断面資料によると、だいたい以下のようである。

左岸：強透水帯(単位吸水量  $w = 1 \sim 0.1 \text{ l/sec}$ ) と中等透水帯 ( $w = 0.1 \sim 0.05$ ) で、地表以下 40~55 m である。 $F_{37}$  の上盤は深さ 60~100 m の所にあり、そこには幅約 50 m の強透水帯があつて、その単位吸水量は  $0.11 \sim 0.29 \text{ l/sec}$  である。 $F_{63}$  から川岸まで、斜面に沿って、厚さ 10~20 m の激しい透水帯 ( $w > 1 \text{ l/sec}$ ) がある。 $Pt_3$  の中程に厚さ約 30 m の強透水帯があり、深さは -10 m 標高である。

川底：激しい透水帯は深さが 10~15 m で、強透水帯は、普通、深さが -20 m 標高だが、 $Pt_3$  の頂部には、厚さ約 8 m の順

層浸水帯があり、その深さは $-80\text{ m}$ に達する。 $Pt_1^1$ の頂部から $Pt_1^1$ の中下部まで、厚さ $25\sim 30\text{ m}$ の強透水帯は $-65\text{ m}$ である。

川底の弱透水帯は、約 $-20\sim -80\text{ m}$ の標高にあり、その下は相対不透水層である。

右岸：浅瀬から川岸まで、厚さ $35\text{ m}$ の中等透水帯と厚さ $28\text{ m}$ の強透水帯があり、層に沿って $-30\text{ m}$ 以下まで伸びている。強透水帯は深さ $25\sim 30\text{ m}$ で、 $Pt_1^1$ の上部と $Pt_1^1$ には、厚さ約 $50\text{ m}$ の弱透水帯があり、相対不透水層は $5\sim -10\text{ m}$ 標高にある。 $Pt_1^2\sim Pt_1^3$ の弱透水帯は垂直厚さ $10\sim 25\text{ m}$ で、その下は相対不透水層で、深さ $35\sim 60\text{ m}$ に埋蔵され、標高は山頂で $125\sim 130\text{ m}$ である。

## ② 軟弱挟層の浸透安定

軟弱挟層の浸透安定を研究するため、右岸の $D_{52}$ 調査洞において $BN_{511}$ 挟層に対し、また左岸の $D_{56}$ 調査洞で $f_1$ 破碎挾泥層に対し、それぞれ現場管涌試験を行った。その結果を以下に示す。

A.  $BN_{511}$ 挟層の浸透変形破壊は、純挾泥層内に生じ、破壊形式は、洗器（挾泥と石英岩の接触する境界面において）である。類型は、局所的な流土で、破壊傾斜降下は $3.12$ で、3を採用するようすすめる。平均浸透係数は、 $K = 7.09 \times 10^{-6}\text{ cm/秒}$ である。

$f_1$ の浸透変形破壊は、破壊挾泥層内に生じ、破壊形式は泉状の局部流土であり、破壊傾斜降下は $2.34$ で、2の採用を提案する。平均浸透係数は、 $K = 5.37 \times 10^{-5}\text{ cm/秒}$ である。

B.  $f_1$ は $BN_{511}$ に比べて透水性が大きい。これは主に、 $f_1$ は $BN_{511}$

に比べて空隙率が大きいことによる。B M<sub>511</sub>の空隙率は11.8～15.5%で、f<sub>1</sub>の空隙率は23.4～25.5%である。例えば、同一斜面での降下は、J = 9.25の時、f<sub>1</sub>の浸透係数はB N<sub>511</sub>の1.4倍である。

短期の野外試験で採水の化学分析からは、激しい化学浸蝕はまだ見られない。

C. 軟弱挟層が川に沿って貫通しており、また浸透変形は発達性のものであるので、適当な浸透防止策を採る必要がある。例えば進水壁またはコンクリート流し込みカーテンを用いて、挟層を通る浸透水を遮断し、揚圧力を下げるため、排水孔を設置した時、排水孔の浸透水出口の所に、反濾過層を設置し、挟層が長期の浸透水流出作用のもとで、浸透変形をおこすのを防止し、浸透安定を保證する必要がある。

#### (5) 地盤処理、斜面の掘削、及び浸透防止処理について

##### ① 地盤処理について

楊五廟ダム工事の地質条件は複雑なので、ダムの基礎の滑動抗力安定の安全性を確実にするため、工事の処理に対し、以下のように見解を述べる。

A. ダムのふもとの基礎建設面下に、剪断歯槽を開墾するか、または、ダム基礎建設面に上流が低く、下流が高い斜面を開さくして、ダム基礎の接触面の安定性を増加させる。

B. 走向が川に沿った軟弱な構造面と川底を横切り、横に拡張された軟弱な構造面は、掘削したあとに露出される実際の状況にもとづいて、建築物の部位と考えあわせ、溝を作り、コンクリート処理をす

る必要がある。

- C. ダム基礎の接触面に水をかけ、基礎建設面の岩体を新しくしきれいに洗うと、コンクリートと基礎岩盤をしっかりと硬着させることができ、ダム基礎の滑動防止安定を高めることができる。
- D. セメントを流し込み、ダム基礎の岩体を完全に固めるため、なるべく早く水利工事をし、セメント流し込み試験を行う。

② 斜面の高さと傾斜度の施工、掘削について、

施工、掘削は、上から下へ層ごとに掘削するという順序をしっかりと守らなければならない。左岸の斜面に対し岩層の斜面のふもとを切断する。掘削する斜面の高さは、毎級20 m前後が最もよく、馬道を設置すべきである。斜面の掘削は、岩石の風化の程度とその位置によって、初歩的な意見を以下のように述べ、掘削過程で、具体的に状況を見て適当に調整する。

- A. 新しい基礎岩盤：岩層面の斜面に沿った部分は、層面に沿って掘削する。斜面の走向が、岩層の走向と反岩層の傾斜した部分をななめに切り、岩層切断の状況はそれぞれ1：0.5 - 1：0.25である。
- B. 強、弱風化岩層：岩層面の斜面に沿った部分と、小別溪の洪水放水路入口とは1：1をなし、斜面の走向が岩層の走向を切断するが、それと反岩層の傾斜部分は1：0.5である。掘削の部分は適当にゆるめる。
- C. 極蓋層、全風化岩層、及び弛緩変形岩体と構造が転倒した破砕層岩石は、1：1.25をなす。正常な貯水位以下では、安定するまで、更にゆるめる。

③ ダム基礎の浸透防止の処理について

ダム基礎の浸透防止処理は、地質観察、3組のセメント流し込み試験、及び川底に調査洞を開き、セメント流し込み、水止めを行うなどの資料にもとづき、分析を行うと、その結果：

- A. 新しい基礎岩盤内で、節理面は石英脈、方解石脈で満たされている他、普通、泥質がなく、節理面はきれいで、透水性が強く、セメントを流し込むことができる。
- B. 1960年、左岸で第59孔組のセメントの流し込み、断層処理、セメントカーテン流し込み試験を行い、右岸52孔組にもセメントカーテン流し込み試験を行った。

1976年4月～1978年正月まで、左岸のダム軸線の下流26m、標高60mのところ、第129孔組のセメントカーテン流し込み試験を行った。

検査後のそれぞれの結果は以下に示す。

- a. 左岸第59孔組：この組の試験は、まだ計画通りに完成されておらず、系統的な質の検査も行っていないが、セメントの流し込み時点から単位吸水量は著しく減少している。これは、セメントを用いて固めることによって目的が達せられる、ということを示している。その結果は表20に示す。

表 20

孔番号	順序	セメントを流し込む前の単位吸水量(L/sec)	セメントを流し込んだ後の単位吸水量(L/sec)
59～3	3	0.052	0.00141
	4	0.061	0.00
59～6	2	0.061	0.0121
	3	0.175	0.0032
	4	0.054	0.00

- D 4 3 号の試験洞の支洞の調査によれば、岩石の亀裂中にはコンクリートの結石が見られるが、亀裂中の泥質がまだきれいに洗い流されておらず、コンクリート結石の周辺には泥質が残っており、セメントが泥質を含む亀裂内に入ったことを証明している。
- b. 右岸第52孔組は、セメント流し込み試験後、セメント消費量を単位消費量によって見積る。風化帯では平均メートルごと78枚である。高圧でセメント流し込み孔を洗うとよい効果が見られ、調査孔からとり出したコアによると、その亀裂はセメントによって硬着して封鎖され、セメント滲入孔がよくしまっているほど、単位吸水量と単位吸セメント量がしだいに減少するという現象が見られる。これは、セメントを流し込むことによって浸透防止カーテンを作ることができることを証明している。

D 4 6 号調査洞内にこの組の試験鑽孔中のセメント結石柱が見られるのは、この部分の洞の節理の亀裂が閉合状態にあることを示している。従って平洞を調査すると、亀裂内にセメントが充填している状態はまだ見られない。

- c. 川底の平洞を掘削中、切羽面風の鑽孔には湧水現象がよく見られ、セメントを流し込んで水を止めると湧水量は著しく減少する。具体的な情況は表21に示した。

川底の平洞の切羽面に集中した湧水は、セメントを流し込んだ後に、湧水量が、651.9 l/sec から28.3 l/sec まで減少し、よい効果が上っている。

1974年12月に再び水を抜いて観察を行った時、以前にセメントを入れて水を止めた所には、大量の湧水はまだ発見されず

これは、セメントで浸透を防止するのは、効果があるということを示している。

表 21

流しこみ部(m)	水と石灰の比	石灰の総消費量(kg)	ハツバ番号	ハツバ深度(m)	湧水量 (L/sec)		備 考
					流しこみ前	流しこみ後	
103 切羽面	1:1~ 1:0.4	2400	A	0.8	374	6	Pt <sub>1</sub> の底部の石英岩層面に湧水が見られる。
117.8 切羽面	1:1~ 1:0.7	864	3	1.55	23.2	19	Pt <sub>3</sub> の石英岩層面に湧水が見られる。
			4	1.20	66.2	1	
			9	3.70	166.5	2.3	
117.8 切羽面	1:1.5	144			22.0	0	

d. 第129孔組のセメントカーテン流し込み試験の結果。

(a) セメント液が平面上で楕円形を呈し、長軸は、川の平行岩層に沿って走り、有効半径は2~2.5 mである。短軸は、垂直岩層に沿って走り、有効半径は1~1.5 mである。

(b) 弱風化の岩石は、新しい岩石より流しこみに適しているが、これは、弱風化岩石は新しい岩石より、節理の亀裂の割合が大きいことを示している。新しい岩石内で、平均単位セメント流しこみ量は21.6 kgで、弱風化岩石は、136.2 kgに達する。

(c) 単位吸水量と単位セメント流しこみ量は、すべて、“孔序”が密になるに従って減少する。これはセメント流しこみが効果があることを示している。

(d) 鑽孔内から取り出したセメント結石は計10箇所あり、鑽孔

機械が動いている時でも岩石と固く膠着している。

- (e) 試験の施工初期、または中期において、D<sub>56</sub>、D<sub>1</sub> 調査洞は数回もセメントや水を吹き出したが、最終的な検査では孔の水漏れは止まっている。

上述の幾組かの試験は、すべて低圧(10 kg/cm<sup>2</sup>以下)で行われ、その上、いくつかの流しこみ部分の水漏れ量は大きく、流しこみに不適當である。これは、節理の亀裂が多く、開きがごく小さいことを証明しており、ゆえに、上質の細かいセメントを用いると、セメント流しこみ圧力を適度に高めることができる。

以上の情況により、ダム基礎の岩体内ではセメントカーテン流し込みが、効果的である理由がわかる。ダム基礎岩層は河流に平行なので、層の透水性は大きく、浸透防止処理工程量は比較的大きいが厚いカーテンを形成する可能性がある。泥化挟層、破碎挟泥層、断層破碎帯等に対して幅が比較的大きい時、セメントカーテン流しこみを強化する他に、専門的な工程措置も考慮しなければならない。



## 第4章 各水工建築物工程地質

### 1. 大堤防基礎

ダム軸線：治水工程配置と共に、現在採用しているダム軸線は、左岸がほぼ5号洗掘溝に沿い、2号岩体軟弱変形区を避ける事ができ、右岸もまた16号洗掘溝付近の深い風化帯を避けることができ、更にダム基礎側面溝の切断処理作業量を少なくでき、比較的具合がよい。

ダム基礎部は、川底が平坦で、水深1～4 m、左側の主水道は広さ約40～70 mで、砂利層が分布し、最大1.1 mの厚さがあり、川面は、広さ300 m、正常満水位120 mの時、迎水面は広さ680 mである。

左岸斜面及び、左側の河床はPt<sub>2</sub>岩組であり、砂岩、石英岩、砂質板岩を主とし、背斜軸部地域はPt<sub>1</sub>岩組が分布し千枚岩を主としており、岩性は相対的に軟弱である。右側の河床に分布するPt<sub>3</sub>岩組は、主に石英岩からできており、岩石は新しく硬いが、節理切割が激しく、岩体の完全性はやや劣る。右岸斜面はPt<sub>4</sub>、Pt<sub>5</sub>岩組であり、砂岩、石英岩及び長石、石英砂岩、挾板岩より成っており、その新成基礎岩石の抗压強度は大堤防の応力要求を全て満足でき、大堤防建築基礎面は一般に新成基礎岩石まで掘るべきである。

堤防基礎は五強峽背斜南翼部に位置し、岩層走向は川すじと平行で右岸に傾き、伏角40°～50°で、川底を調査した結果、主水道は河断層に沿っておらず、岩体は新しく硬い。

統計によればダム基礎の下の全厚み498.34 mの岩層のうち、軟弱挾層

が全部で135層あり、厚みが、全部で5.87-12.51 mで、全厚みの2.5%を占め、その内、厚みが50 cmを越えるものが7層有り、たとえばF<sub>121</sub>、F<sub>115</sub>、f<sub>1</sub>、BN<sub>511</sub>、BN<sub>531</sub>は土台内にあり、厚みが全部で2.92-5.85 mで、挟層の厚みのほぼ50%を占め、基礎岩石全厚みの約1.17%を占める。面積の比較的大きい軟弱挟層については専門的処理をしなければならない。破壊の増加により、各種の構造面が互いに切割され、ダム基礎の完全性が破壊されている。左岸堤防のつぎ目の所で、大堤防がF<sub>37</sub>断層を横切り、断層破砕及び影響破砕帯は8.5-22 mで、コンクリート処理を行う必要がある、左岸斜面のF<sub>33</sub>、F<sub>115</sub>、F<sub>131</sub>断層は互いに分断しており、ダム脚部において刻槽（水道に細工をすること）し上伏稜体を掘りとりねばならない。F<sub>112</sub>-F<sub>121</sub>層間のずれによってできた厚さ10 m程度に達する左右の構造圧迫破砕帯については穿孔し、掘りコンクリート注入処理をしなければならない。河床を横切るF<sub>34</sub>、F<sub>34</sub>等の断層は、ダム地点に位置し、コンクリート処理をせねばならない。

圧水試験資料によると、ダム区の一般的相対隔水層深度は：兩岸は地表下35-60 m、最深部は80-130 mに達する；河床相対隔水層は深さ130-150 m、最深部は180-190 mである。ダム基礎岩体の主要漏水通路が河すじに沿った層間ずれを起こしているため破砕帯、層面断裂、断層影響破砕帯、節理亀裂密集帯に影響している；また岩体中の軟弱挟層、硬層不良の断層破砕帯等の軟弱構造面のため、将来高落差の作用で、湧水を生み、ダム基礎の揚圧力を増大させ、堤防（ダム）体に不均衡沈下を起こし、重要個所の安全をおびやかす可能性がある。コンクリートカーテン及び凝結コンクリート流し込み処理をしなければならず、必要であれば、局部地区で浸透防止（歯状）槽を掘り、岩体の浸透防止能力を

高め、ダム基礎岩体の完全性を強める。

## 2. 発電所

発電所配置計画において、左岸と右岸に分設する2種類の配置方式を検討した、以下に分けて述べる：

### (1) 左岸ダム（貯水池）後方建築

建物は河床主水道を横切り、右側浅瀬に至る。その基礎岩石露出の最低標高は3.4 m、土台岩体はPt<sub>2</sub>とPt<sub>2</sub>岩組の厚層砂岩、石英砂岩、石英岩及び砂質板岩からできており、岩石は堅固で完全である。F<sub>115</sub>、F<sub>121</sub> 層間のずれは建物の左角に分布しており、建物の境界線は岸斜面（のり面）の地質条件にもとづき、かつ航行用水門の配置と合わせて適当に定める。

工程地質から分析して、左岸斜面（のり）は新成基礎岩石まで掘れば基礎岩石を利用できる。且つ大部分或いは一部分のPt<sub>3</sub>岩体を保存でき、岸斜面安定にやや有利である。もし配置上の必要からF<sub>231</sub>断層部まで掘るのであれば、左岸斜面の主要断層、たとえばF<sub>03</sub>、F<sub>115</sub>、F<sub>121</sub>等は既に探掘されているが、抗压強度が相対的に低いPt<sub>2</sub>灰緑色千枚岩組が露出し、更に新しく高い岸斜面の2つの不利な工程地質問題が出現し、重視せねばならない。

### (2) 右岸ダム（貯水池）後方建築

建物はPt<sub>3</sub>岩組の堅固な石英岩上にあり、工程地質条件はやや良い。ダム土台岩体の抗力条件を保つために、合理的な安全開削やその他の工事処置を採用すべきである。右岸岩層が山に傾き、岩層傾向と地形勾配

が相反し、岸斜面安定に有利だが、なお反傾向節理の影響に注意しなければならない。

### 3. 中樞洪水工程地質

源水河流は洪水が大きく、楊五崩ダム所在地は河床が狭く、地形がやや平坦で、右側基礎岩石が露出し、覆蓋層がなく、越流ダムを配置するのに有利であるが、岩体成層が薄く、節理亀裂が大きく、特に河床の露出した幅約80mのPt<sub>1</sub>岩組は、岩体が分断して、15×15cmの多面象炭体となっており、左側洪水は左岸斜面に不利である。このため、右側或は左側河床洪水のいずれを利用しようと、消力池減エネルギーを採用して下流河床の押し流しを減少できるようにするのが適当である。

小別溪非常洪水放水路の入口は17, 18号洗滌荷間溝口を利用し、溝口地域はPt<sub>1</sub>岩組の紫色砂岩、挟石英岩及び板岩で、新成基礎岩石深さ40-44m、地下水位標高121.64mである。

小別溪は流れにそった岩層方向と平行に発達し、溪底幅10~25m、溪溝は「V」型の谷となっている。左側斜角は45°~60°で右側斜角は42-45°、覆蓋層はやや薄く、基礎岩石が多く露出している。基礎岩石はPt<sub>1</sub>岩組の紫色及び灰緑色砂岩、石炭岩挟砂板岩から成っており、溝谷の右側にそってPt<sub>1</sub>岩組が露出し、灰緑色砂岩、珧質岩より成る。左側岸斜面の岩層は伏角55°~75°で、溝谷右側に傾き、軟弱夾層が比較的多く、1-3mごとに1つ見える。採洞の結果、岸斜面表部は深さ10~20m、層面亀裂が発達し、内部は黄泥が満ち、岸斜面安定条件がやや劣る、ということが明らかにされた。非常時に洪水した場合、左側岸斜面を押し

流し大量の崩解が引き起こされるのを防ぐため、適当な補修をすべきである。

小別溪出口地区は、垂直岩層方向に近く、F<sub>11</sub>断層に沿って発達し、岩層は上流に傾いている。伏角は約40°で、地下突地調査の結果、両側の岸斜面岩体風化は深さ10～30m、山脊55～63m、岸斜面安定条件が比較的良いことが明らかとなった。

#### 4. 水上運輸ダム通過構造物工程地質

五強溪水上運輸ダム通過構造物計画の中で、垂直昇設機及び多段航行水門の二型式を提示した。ダム所在地条件から見て、昇設機建築物は長さがやや短く、工程地質にかかわる問題が少なく、且つ地形に適応でき、配設しやすく、地質条件上比較的有利である。多段航行水門構造物はやや長く伸び、土台と岸斜面安定に対する要求が高く、関連する工程地質問題が多く、複雑でもある。現在の計画は、交通部門の意見及び国内の設計製造上の現実的条件に基づき、航行水門を採用することに決定した。以下、左、右岸に航行水門を配置する工程地質条件について略述する。

左岸航行水門の計画では、水門は左岸3号より7号までの洗掘溝の間におき、線路と山斜面、岩層と主な河にそった断裂の方向は平行に近く、沿線は多くの蠕動変形区を経て、工程地質条件がやや複雑である。6号から7号洗掘溝に至る岩層はPt<sub>2</sub>とPt<sub>1</sub>岩組で、Pt<sub>2</sub>岩組は多層軟弱挟層を挟み、岩層は軟硬交互し、単層の厚みは大きくない。Pt<sub>1</sub>岩組は岩性やや弱く、抗風化力（風化に対する抵抗力）がやや劣る。局部的構造の入れかわりと背斜の影響により、岩層は山に傾き、山体は風化破砕し、更にはほぼ平

行している河流が河床、規模のやや大きい  $F_{37} - F_{111}$  及び  $F_{115} - F_{121}$  の 2 断層帯に傾いているため、水門基礎計画の中で、起こりうる不均衡沈下影響を考慮しなければならない。6号洗掘溝以上は、弛緩変形区を除いて、岩層は河床に傾き、層間のずれ及び縦横切断（断裁）切割を受け、岩体の完全性と安定性に影響を及ぼし、山体の三面は切割、一面は空に面している状態となっている。故に岸斜面開削の処理が不適当であると、局部的岩体が軟弱挾層、緩やかな伏角節理あるいは高い伏角劈理に沿って切層滑動する可能性がある。具体的に岸斜面開削傾斜度は、構造物範囲の表部弛緩変形区をできるだけ除くよう、また風化破碎岩体については岩層層面が斜面にそっていれば、一般に層にそって開削したいとだいたい考える。層面節理、亀裂の状態が岸斜面安定に有利であれば、傾斜度は 1 : 0.5 くらいまでかえることができ、完全性のよい岩体については、更に適当にかえてよい。その他、設計では、浸透、排水措置を強化し、長期観測を設けすべきである。岸斜面では、約 20 m の高差に応じて、上から下へ、段に分けて開削しなければならない。また道路を残し、施工では厳しく爆破を制御しなければならない。

線路計画の高線・低線の問題については、川岸の低線計画；基礎岩石がやや良く、岸斜面がやや低く、斜面に対して影響が小さい。高線計画；大量の開削が必要で、岸斜面が高く、軟弱で風化に耐えられない  $Pt_1$  岩組を露出するだろうし、下段はなお  $F_{37} - F_{111}$ 、 $F_{115} - F_{121}$  断層帯を避けることができない。明らかに低線が有利である。更に 1号変形区が貯水池内にあり、規模が大きいことを指摘しなければならない。このため、水門を配設する際、一級水門室を貯水池内にのばすのは適当でなく、この変形区を避けるべきである。

右岸水門計画については、水門は右岸斜面に沿い、大・小別溪口を横切り源水にはいる。岩層の傾きと斜面の向きが相反しているため、岸斜面安定条件がよく、岩体風化深度は左岸に比べて浅く、構造も簡単で、工程地質条件も良い。

#### 5. 河床施工導流ダム工程地質

系として上池は左岸3号洗掘溝と右岸18号洗掘溝一帯におき、貯水池頂高標高80m、同所河面幅320m、左側水道幅70m、水深3-4m、下部は厚さ10m前後の砂利石層で覆われ、その浸透系数は36.63~66.18m/日；右側浅水区は水深1-2m、基礎岩石が露出し、浸透系数 $K=1.67$  m/日。貯水池左岸接合部は1号端変弛緩区で、表部岩層はそそり立ち入れかわり、弛緩変形している。新成基岩は深さ50m以上、水位較位吸水量は0.5~0.9ℓ/分で、工事処理が必要である。

下池は左岸7号洗掘溝上側から小別溪の第一無名洗掘溝連線に位置し、同所は水面幅390m、その右の主水道は幅90m、水深4m、下部は砂利石層で最大10mの厚みがあり、浸透系数 $K=90$  m/日；右側浅水区は水深1~2m、底盤が露出し、浸透系数 $K=0.245\sim3.33$  m/日。貯水池左側の接合部の基礎岩石はPt<sub>1</sub> 岩組の灰緑色、紫色千枚岩、灰緑色砂質板岩及び石英岩から成り、強風化深度で40m近く、岩石完全性が劣り、浸透系数 $K=0.8\sim7.5$  m/日。貯水池接合部として工事処理をすべきである。縦方向の貯水池は主水道右側と浅水区の間で線状分布を成す一連の基礎上に設けられ、岩層方向と傾角10°で、基礎岩石は露出し覆蓋層はなく、基礎岩石は上流より下へと分布し、弱風化のPt<sub>1</sub><sup>10-1</sup>、Pt<sub>2</sub><sup>1</sup>、Pt<sub>3</sub><sup>1</sup>、Pt<sub>3</sub><sup>2</sup> 岩組石

英岩が薄層砂岩、板岩を挟み、囲堰基礎として表部をやや浚渫すればよい。沿線断続（切断）が発達してF<sub>21</sub>、F<sub>23</sub>、F<sub>34</sub>、F<sub>12</sub>等の断層と斜めに亀裂がはいるか直交して亀裂がはいるかしており、局部（たとえば暗礁）ゆるやかな伏角節理の発達している区間では処理を加える必要があり、浸透防止措置も考慮せねばならない。先围右岸基礎坑施工の状況の下では、河流に沿った基礎坑開削は、縦方向の围堰土台岩層斜面脚部を切断しないということを原則とする、すなわち岩層面に沿って開削せねばならず、1:1に近い岸斜面にし、それによって縦方向の围堰土台の安定を保證する。

## 第 5 章 天然 建築 材料

1956年以來、あい前後してダムサイトの上、下流及び近隣地区において、クラスの異なった多種多量の天然建築材料の調査、実地調査と試験作業が行なわれた。すでに完了した作業は表2.2にある。

正常水位120mの計画にもとづく工程量の需要は天然砂礫の調査埋蔵量2,000万m<sup>3</sup>、人工製砂石調査埋蔵量1,000万m<sup>3</sup>を必要とする。

各種の天然建築材料の埋蔵量と質はこの中樞工程の需要量を満足させることが、現在すでに調査であきらかになっている。現在の各種天然材料の分布、埋蔵量、質、開削の条件は下記の如くである。

1. 砂、礫；ダム地点の上流35.6kmの鯉魚洲よりダム地点下流61kmの双洲（即ち陳家洲、趙家洲の総称、以下同じ）長さ117kmの河の本流に25ヶ所の原石採掘場を実地調査した結果、砂528.77万m<sup>3</sup>、礫石2025.3万m<sup>3</sup>があるとみられ、使用可能な有効埋蔵量は砂507.36万m<sup>3</sup>、礫石193874



表 2.2. 五強溪水力発電所建築材料実地調査作業量

調査時間	項 目	単 位	数 量	注
1956年 1960年	源水本流“B”級砂、採の調査	m/坑孔(ケ)	1132/362	埋蔵推定 水面下0.5m 埋蔵推定 水面下3-3.5 m
	源水本流“A”級砂、採の調査	m/孔(ケ)	517/193	
	同 上	m/孔(ケ)	170/171	
	“A <sub>2</sub> ”、“B”級土の調査	m/孔(ケ)	2731/637	
	同 上	m/坑(ケ)	120/40	
	山斜面の土の調査	m/坑(ケ)	410/350	
	コンクリート管材サンプル	t/件(ケ)	76/20	
	野外篩分析鑑定	件	133	
1972年 1973年	源水本流の重点砂採取現場補充サンプル 分析及びコンクリート試験			
1977年 1978年	源水本流双洲(陳家洲、趙家洲)砂、採 採取場詳細実地調査			埋蔵推定 水面下6m
	土 削	m/孔	768/101	
	機 械 削	m/孔	206/21	
	坑 採	m/坑	49.5/2.1	
	沈 井	m/ケ	10.5/2	
	野外篩分析鑑定及サンプル収集	件	53	
	紅砂溪人工製砂石採取場詳細調査			
	1:2000 地質測図	冊	0.7	
	ボ ー リ ン グ	m/孔	856.13/30	
	洞 削	m/ケ	71.8/7	
	構 坑 削	m/ケ	607.5/11	
ダム区各種岩石小型ロッドミル製砂試験 サンプル収集	件	5		
原石採取場主要岩組大型ロッドミル製砂 試験サンプル収集	t/件	24/3		

万 $m^3$ である。詳しくは次の表23を参照。

表 23

ダム地点からの距離 ( km )	採区 番号	所轄採掘場	調査埋蔵量( 万 $m^3$ )		注	
			砂	鉄石		
ダム 地点 下 流	8	I	左岸：麻伊伏	88	43.11	1. I、II、III区を A <sub>2</sub> 級とする。埋 蔵推定水面下3 - 3.5 m
	13-14	II	馬鞍洲 右岸： 燕家溪	23.9	99.28	
	21-29	III	左岸：直角洲	32.55	144.94	2. IV、V区をB級 とする。埋蔵推定 水面下0.5 m  3. VI区を詳しく調 査埋蔵推定水面下 0.6 m  4. なお二級、三級、 王家河、穿石、常 盤洲の5つの採掘 場があるが質がよ くないので、開削 に入っていない。
			陳家灘 右岸： 黃砂灘			
	55-69	IV	伍家洲 右側：南洋州 晏家河	1098	394.57	
			四合洲 左側： 白驛洲			
			洞盤洲 河中：吳家洲 黃塘洲			
75-76	V	洞盤洲 河中：吳家洲 黃塘洲	75.15	338.21		
80-81	VI	右側：双洲	216.08	728.05		
合 計			466.28	1748.16		
ダム 地点 上 流	16-30	VII	河敬洲 右側： 小台溪砂灘	16.23	85.05	5. VII、VIII区をB級 とする。埋蔵推定 水面下0.5 m
	30-36	VIII	碼灘 河中：鱉盤洲 鯉魚洲	2485	1055.3	
	合 計			41.08	190.58	
總 計			507.36	1938.74		

各原石採掘場の砂、礫の質は一般的に、水利工事のコンクリートに混ぜるのに適しているが、等級は必ずしも良くない。砂礫混合における砂の割合は14.9～24%の間で、わずかに個別に28%に達するのみである。またふつうの粒が細い。細度係数は約2.5前後である。わずかに上流の採掘場が高く2.5から3.5の間である。砂の中に含まれる泥の量はふつう規定の指標より多いので、使用時に処理しなければならない。礫石の含有量は多い。礫石のうち、 $>150\text{mm}$ の粗石の含有量は礫石の10%前後で、個別には麻伊伏、馬鞍洲で20～22%に達し、さらに500～600mmの大きな粗石がしばしばみられる。王家河と營盤洲の2つの採掘場では酸化鉄と泥の含有量が特に多いのであらかじめそれをとりのぞかなければならない。それぞれ、砂、礫の採掘場はかなり多く、分散しており、輸送条件もよくない。このため、分散していて採掘に不便な壟子洞、二礁、三礁及び穿石などは採掘地に入れてない。集中的に採掘する可能性を考慮中である。現在の技術的な条件によれば、VⅥの2つの採掘地区が集中採掘地として考えられる。Ⅵ区の詳細な調査の結果、埋蔵地は水面下6mで、現在の埋蔵量は、現在のB級の埋蔵量に比べ4倍にのぼっている。Ⅴ区はまだ詳しい調査がなされていない。しかし条件はⅥ区とよく似ている。埋蔵量の潜在力にはかなり大きなものがあると思われるが、輸送距離がかなりある。

2. 人口砂石料：地質、設計、施工の3つをふまえた調査で選ばれた採掘場はダム地点の右岸下流2kmの紅砂溪一帯である。詳細な実地調査の結果、次のことが明らかになった。採掘地の地形はとぎれとぎれで整っておらず、高さも低い。相対高度差は40～60m、山の斜面はゆるやかで、植物が茂っている。風化土層の厚さ0.5～2.0m、強い風化のみられる基礎岩石

は、ふつう深さ5～15 mで、個別では18 mの深さに達する。全区の剥離量は278.23～338.93万 $m^3$ に達し、有用岩石の埋蔵量は1356.03～1383.30万 $m^3$ であるので、工事の需要を満たすことができる。分区の剥離量と有用岩石の埋蔵量は表24の如くである。

各採掘場の組成岩石は、ダム地点のPt<sup>1</sup>からPt<sup>2</sup>岩組に相当する(各岩石組の岩性についての記述はダム地点地質の部分参照)石英石、石英砂岩、長石石英砂岩、砂質板岩、板岩で石英砂岩、長石石英岩を主とし、板岩は1/100～2/100を占めるのみである。各採掘場の各種岩石の組成からみると、Ⅲ、Ⅳの採掘場はPt<sup>1</sup>岩組で岩石の質はかなりよい。Ⅰ、Ⅱの採掘場はPt<sup>1</sup>、Pt<sup>2</sup>及びPt<sup>3</sup>岩組からなり、Pt<sup>3</sup>岩組は埋蔵位置がかなり深い。その標高はⅠ号で135 m、Ⅱ号で170 m、よってⅡ号はかなり劣り、Ⅰ号は少々劣る。

ダム区の開削によって得られた新鮮な砕石の中からPt<sup>2</sup>中の紫色石英岩、紫色石英砂岩、Pt<sup>1</sup>中の灰白色、ピンク色の石英岩、Pt<sup>2</sup>中の灰緑色砂岩、板岩をとりだし、小型のロッドミルで挽いた。その結果、各種の岩石ともみな製砂しうる事が明らかになった。細度係数は基本的には同じ情況下で採掘される砂の量や、鳥江渡の石灰岩と同じであるが、Pt<sup>2</sup>の灰緑色砂岩、板岩は7～14%ひくいであろう。また、成砂率は2～3%高まるであろう。砂の粒はほとんどが、方形、円形、多角形であるが、板岩は多く針状となっている。最近、大型ロッド・ミルによる製砂の特性の研究がさらに進んでいる。また採掘場で構坑削と平洞削が行なわれているうち、強、弱両風化岩石に含まれる各々ちがった岩のグループの岩石3組、毎組8tをとりだし、大型ロッド・ミルにかけてみた。サンプルはかなり風化し破碎したもので、また量が少なかつたため、また各項目の製砂の参考デ

表 2 4. 紅砂溪 工製砂石採掘場分区埋藏量表

埋藏位 (万m <sup>3</sup> )	採掘 番号	I		II		III		IV		計	
		剝離層	有用層	剝離層	有用層	剝離層	有用層	剝離層	有用層	剝離層	有用層
230-220		072								072	
220-210		057	569	020						077	569
210-200		1156	540	734	372	042				1932	912
200-190		1538	730	1796	1308	480	184			3814	3222
190-180		1594	3546	3034	2634	1570	624			6198	6804
180-170		1654	5334	2970	5560	1832	2332	141		6597	13226
170-160		1842	6882	1926	7340	3120	4260	936	360	7824	18842
160-150		1582	8498	506	8980	2428	7030	1274	1110	5790	25618
150-140		1136	9888	060	9640	153	10055	240	2850	1589	32433
140-130			11800		9900		11624		3380		36704
合 計		10631	48787	11046	45734	9625	36109	2591	7700	33893	138330
剝離：有用		022:1		021:1		021:1		034:1		025:1	

一タをわりだしてはいない。サンプルの調査で得られた結果は、製砂は、細かく、石粉の含有量は多い。3組の岩石の混合製砂の平均細度は1.74、石粉含有量15.6%、碎石の粒はほとんど平たい片状か、長い板状になっている。粒の形がよくないのは、岩石本来の結晶の構造と関係があると思われる。2回の試験結果の分析からみて、製砂のデータがそろえば、大型ロッドミルで、ちょうどよい細度と石粉含有量の砂を精製することができると考えられる。

3. 土； 1960年以前における実施調査の段階で、すでに大小50余りの地点を調査した。埋蔵量は登かて各項目の指標は基本的に要求と合致している。土石堰堤用の土としてダム区付近の山斜面の多量の風化土を選抜使用する。各採掘場の分布、及び埋蔵量の状況は表25にある。

表 25

産 出 地	ダムからの距離(km)	材 料 類 型	有効埋蔵量(万m <sup>3</sup> )
浪 香 坪	右 岸 1.5-2.0	山 斜 面 風 化 土	210.00
粉 五 筋	左 岸 1.0-1.9	"	24.00
堤 防 段 左 岸	0	"	183.0
白 米 岩	左 岸 下 流 0.4	"	4.60
白 米 岩 下	左 岸 下 流 0.7	"	6.60
殿 樹 堰	右 岸 下 流 0.6	"	4.10
白 岩 里	右 岸 下 流 2.0	"	20.00

土採掘場が分散しており、またすべて山斜面の風化土で、質は不均等、厚みも一定していないため、さらに作業を進める中で、最終的に採掘場を決定する。

## 第6章 結論及び今後の作業についての所見

### 1. 結 論

20年余り、五強溪水力発電所工程の地質について、くりかえし実地調査、研究を行なってきた。そして幾度もの討論と上部関係機関における審査が行なわれた。現在、工程地質の主要な問題はすでに解明されている。揚五期ダム地点では100余mのコンクリートの高い堤防を築き得ることが実証されている。主な結論は次のとおりである。

- (1) 貯水池には渗漏の問題はない。貯水池における堆積、貯水池区の埋藏鉱石、池岸の安定の面で、貯水池建設への影響また工事に及ぼす重大な技術的問題は発見されていない。
- (2) ダム地点では区域的な深い大きな断裂、或いは地震のおそれのある地質構造は発見されていない。広東省地震局が1979年10月の再調査で、ダム区の地震マグニチュードを7度と定めている。早期のうちに微震観測網を設け、貯水前後の地震活動状況を観測すべきである。
- (3) 地質実地調査の資料によると、現在採用しているダム軸線の位置は比較的有効である。今後、工程配置ですべてのダム軸線を調査する必要性に迫られる場合、左岸2号の岩体変形地区と右岸1号洗壩器付近の深い風化帯及び、ダム基礎の横河断層の影響に注意しなければならない。
- (4) ダム基礎の滑動安定のための地すべり形式は、主にダム基礎コンクリートと基礎岩石との接触面を制御するものである。局部地域では、緩やかな傾角の節理面の制御、及び軟弱構造面の制御をうけるであろう。以

降の計画段階では、ダム基礎の開削状況と関連させる。板岩が局部的に集中している部分、緩やかな傾角構造の発展地域、及び層面と反傾向節理がくみ合わない部分については調査、見つもりを行ない、必要であれば適当な調整を行なう。

- (5) ダム地点左岸の岩層は河床へ傾き、軟弱挟層がかなり多い。近隣の五強峽背斜軸部とF<sub>87</sub>断層地盤は構造応力が集中する部分にある。岩体は強い破壊を受け、東北東部及び北北西部の両方に“断裂交差亀裂”を受けている。節理の亀裂はかなり発達し、河谷がけずられ、岸斜面に土砂をおろし、長期の風化と重力作用を受けている。上に述べた各種の要素が、岸斜面表部の岩体に蠕動変形を生じさせる。そのうち、3号、4号、5号及び6号の変形区はダム先端部に近く、蠕動変形し、ゆるんだ岩体は約40万m<sup>3</sup>である。

左岸の山体には深い層の地すべりの痕跡や条件がないことが、現在すでに調査で明らかになっているが、各種の軟弱構造面が比較的多く、ダム先端部の山体は洗掘溝F<sub>34</sub>、F<sub>83</sub>及び東北東組の断裂切割を受け、さらに軟弱挟層を底床とするところは、岩層斜面の脚部が切断されるだけで、完全な地すべりの条件をつくりだす。よって、工程開墾計画において、岸斜面の安定条件を調査見つもり、斜層面にそって斜面脚部を切断することをさけ、排水を強化し、必要に応じて構造的な措置をとらなければならない。施工では爆破方式を制限しなければならず、大爆破を行なわない。さらに上より下への開削方法をもちい、それによって施工、操業期間における岸斜面の安定を保證する。

- (6) ダム地点の岩層の走向は河の流れと平行である。岩体の亀裂は発達し、透水性が高い。相対不透水層の埋蔵地点は深く、また層面にそった亀裂、



破砕帯及びその他の構造断裂帯、河の流れにそった浸透が主となっている。

コンクリートの流しこみ実験で、浸透防止セメントカーテンの方法を採用することは可能であり、有効である。具体的なカーテンの計画は、さらに進んだ実験、研究をまっして確かなものにする。透水性のかなり大きな河にそった断層、挟層については、確実な浸透防止処理措置を研究しなければならない。

- (7) 水利工事の構造物コンクリートに必要な砂、礫は、初期の実施調査と試験により、ダム地点の右岸下流 2 km の紅砂溪一帯の板溪群石英岩、石英岩、長石石英砂岩、砂を主とする岩体を用いて、機械による製砂ができる。初期の施工材料は、ダム地点下流 1.3 km の馬鞍洲採掘場を使うことを提案する。天然砂 20 万  $m^3$ 、礫石 80 万  $m^3$  を有する採掘場である。

## 2. 今後の作業についての所見

揚五廟ダム地点の主な工程地質の問題。基本的にはすでに調査により明らかになっているが、条件がかなり複雑なので、今後も、地質の実施調査研究作業をさらに深く詳しく続けていかなければならない。いくつか主要な問題を記す。

### (1) 区域と貯水池について

- ① 遙感の資料を集め、区域構造の研究をさらに一歩進める。
- ② 地応力の測量をすすめ、微震観測網を設ける。
- ③ 貯水池岸斜面の安定（特にダムに近い池岸）のために、地質の詳細な実地調査をひき続き行う。さらに、不安定な斜面については長期観

測装置を設置し、不安定な斜面の発展傾向を知り、また、貯水地区の人々が移住する地区の斜面の安定をはかる。そして貯水池区の埋蔵鉱物と重点防護区の地質条件をさらに明確に把握する。

(2) ダム地点について

ダム地点区は3つの専門的問題をあげ、実地調査研究がなされる必要がある。認識を深め、規則性を把握することで工程の計画と施工に資料を提供する、即ち、

- ① ダム地点の地質構造の特徴。構造形体からダム区の構造順序とその規則を分析し、各種の断層構造が水利工事建築物に与える影響を分析する。
  - ② ダム区の軟弱挟層の工程地質条件。各軟弱挟層の成因、分布、層数、各層の厚さ、物理学的特性、粘土鉱物組成などを分析し、それにより、軟弱挟層のダム基礎地すべり防止安定、圧縮変形、沈降、岸斜面安定に対する影響を研究し、またその土台処理方法と効果の分析を行なう。
  - ③ ダム地点左岸斜面の岩体変形の特徴と左側ダム先端の深く掘り下げた高い岸斜面の安定条件。
- (3) 施工と配置をさらに一体化し、実地調査とサンプルテストを行ない、建築材料の質と開削条件を確実なものにする。



## 第4編 水力エネルギー計画と貯水池

### 目 次

第1章 総合利用 .....	4-1
1. 発 電 .....	4-1
2. 洪水調節 .....	4-3
3. 水上運輸 .....	4-3
第2章 洪水調節計画 .....	4-4
1. 洪水調節の必要性 .....	4-4
2. 五強溪貯水池の源水尾閘の洪水調節における 地位 .....	4-5
3. 貯水池の洪水調節貯水容量及びその位置 .....	4-8
4. 大型ダムの洪水防調節策設計 .....	4-11
第3章 水上運輸計画 .....	4-13
1. 航路の現状 .....	4-13
2. ダムを通過する貨物輸送量及び河川に流して 運搬する木材の量 .....	4-14
3. 船種と配列型 .....	4-15
4. 通航水位及び流量 .....	4-16
第4章 常時満水位と死水位 .....	4-18



1.	常時満水位の選定	4-18
2.	貯水池の死水位の選定	4-21
第5章	発電機容量の選定	4-23
1.	電力供給範囲及び負荷の発展水準	4-23
2.	五強溪水力発電所のエネルギー指標の計算	4-24
3.	水力発電所群の補完調節計算	4-26
4.	沿水年の電力が豊水期の季節的電力エネルギー の利用及び平衡計算	4-27
5.	発電機容量選定に際しての経済面からの比較	4-29
第6章	貯水池運営の特徴	4-31
1.	流量	4-31
2.	落差	4-31
3.	出力	4-32
4.	年間発電量	4-32
5.	貯水池上流水位	4-33
6.	水力発電所下流水位	4-33
第7章	貯水池の廻水水流計算と土砂の堆積	4-33
1.	貯水池の廻水水流計算	4-33
2.	貯水池土砂堆積計算	4-35
第8章	貯水池建設による水没と事後処理	4-36
1.	貯水池建設による水没	4-36
2.	処理措置	4-37



源水流域の開発は今までも数多くの事業が行なわれてきた。1956年に「源水流域計画報告」が提出され、以下の案が選定された。鷺鷥灘(常時満水位240m)+安江(170m)+五強溪(160m)+夔津灘(50m)。そして五強溪を第一期開発工事とするように推薦した。

情況が進展するにつれ、五強溪貯水池区酉水支流上の鳳雛水力発電所(発電機容量40万KW)は既に基本的に落成したのではあるが、湘黔鉄道と枝柳鉄道が五強溪と鷺鷥灘貯水池区を通るようになったため、先に述べた開発試案は放棄されてしまった。

1972年に源水の本流開発利用計画が再び持ち上った。ダム地点の地形、地質等の条件及び貯水池建設による水没地区への影響等を考慮し、各試案の比較を行って、以下の階段式開発計画案が選定された。廟溪(常時満水位247m)+洪江(191m)+虎皮溪(160m)+五強溪(115m)+夔津灘(50m)で、やはり五強溪を第一期開発工程とするよう推薦した。

## 第1章 総合利用

### 1. 発電

湖南省の1978年度電力統計資料によると、全省500KW以上の発電施設の容量は224万KW(水力発電120万KW、火力発電104万KW)、発電量は89.7億KW/h(水力発電では33.9億KW/h、火力発電では55.8億KW/h)。最大負荷は140万KWである。そのうちそれに属する電気網で統一して調達できる電気量は全省の90%である。



湖南省では省中北部の220kVと省南部の110kVの電力網を既に完成済みで、全部で894.3kmの220kV送電線、66万kVAの変電所容量、及び2,833.4kmの110kV送電線、164.7kVAの変電所容量を有している。

全省の無効電力施設は調相機20.3万kvar、コンデンサー25.3万kvar、となっている。

湖南省電力系統計画及び将来の見通しに基づいて計算してみると、1985年度全省の発電負荷は310万kW、電力需要量は175億kW/hに達し、1990年度には発電負荷は490万kW、電力需要量は270億kW/hに達する事が予想される。更に1995年度には発電負荷760万kW、電力需要量420億kW/hに達する見通しである。湖南省の工業農業生産の急速な発展により、一日も早い五強溪水力発電所の建設が切望されている。その水力発電系統における中心的電力源としてその他の水力、火力発電所と呼応しつつ、湖南省の電力需要を満たさねばならない。五強溪水力発電所は常時満水位120m、発電機容量150~175kW/hであり、又保証出力は39.3万kWである。碗米坡水力発電所の操業開始後は47.2万kWを保証し、年間発電量は71~74.7億kW/h、発電機の利用時間数は4,270~4,730時間となるよう計画している。そして水力発電所を1986年~1988年のうちに落成させ操業を開始させる予定である。

又同時に湖南と湖北地区の電力網を一体化する事で、相当大きな補償効果が期待できる。更に中南地区の大電力網の建設のための基盤を作る事にもなる。

## 2. 洪水調節

五強溪貯水池下流の源水尾閘兩岸の広大な平野地区は地形が低い窪地で、全部で159万畝(4-)の耕地がある。106万人の人々が洪水の危険におびやかされており、堤防による防災策にのみたよっている。この50年来、大洪水が11回の多きにわたり発生した。その内1931年、1933年、1935年、1949年、1954年、1969年の大洪水による災害が最もひどかった。解放後、大規模な堤防改修が行なわれ、洪水防御能力は以前より大幅に強化された。しかし、土を盛って囲ったり、又土砂が堆積したりして、目下のところ洪水防止標準は5~10年に1度である。

五強溪貯水池は源水の下流に位置し、全流域面積の93%を制御している。常德市とは131km離れている。その制御下にある流域面積が広いので、最も近い尾閘防御保護地区において、最も効果的に源水の洪水を制御する事ができ源水尾閘での洪水防御問題解決の鍵を握る貯水池だと言う事ができる。それゆえ五強溪貯水池が源水の洪水を貯水する事で洪水を防御し、尾閘での洪水防御標準を20年に1度にまで高め、又同時に洞庭湖地区の洪水防止に対してもそれ相応の役割を果たし、分流して洪水調節を行う事によって生じる損失を少くくいとめる事が必要なのである。

## 3. 水上運輸

源水は湖南省の重要な航路の1つである。つまり、湖南省と貴州省を結ぶ水上運輸交通の動脈である。例年は貨物の輸送量は30~60万tであり、最も多かった年には92万tにまで達した。将来、貨物の輸送量は

250万tに、河川に放流して運搬する木材の量は30万 $m^3$ に達する見通しである。

源水は山岳性河川に属し、浅瀬が多く、流れが急で、長年にわたる治水工事を経て、現在では本流の洪江～常德間450kmで1年中30万t以上の木造船が通航できるようになった。洪水の季節には80～100tの船舶が通航できる。しかし、なお $\frac{1}{3}$ の早瀬では洪水期には航路の水深が治水標準にも達しなくなるのである。

五強溪ダムの落成後は、ダム地点から源陵に至るすべての浅瀬急流を水没させる必要がある他、今後洪水期の流量をふやすと同時に航路の水深が1.5m～1.8mになるように治水工事を行って洞庭湖の航路の標準と同じにし、将来は500tの船舶が通航できるようにする必要がある。

## 第2章 洪水調節計画

### 1 洪水調節の必要性

源水尾閘兩岸にある桃源、常德、漢寿の三県及び常德市にまたがる広大な平野地帯の地形は低い窪地で、増水期には洪水水位が地面よりも数mから十数m高くなり、常に洪水の危険にさらされているが、堤防による防災にのみたよっている。尾閘では現在13の小堤防があり、106万人の人々と159万畝の耕地を守っている。

源水尾閘の水路は1954年に治水工事がなされた後、常德から以下堤防をこわして洞庭湖に戻した面積102 $km^2$ 、又洞庭湖へ流れ込む独立した

水路を50km余りにわたり広げ、そうする事で源水と澧水が目平湖まで二本に分かれその後一本となるようにした。源水水路両岸の洪水防災大堤防279km及び目平湖に沿った洪水防災大堤防32km、合わせて311kmのうち、漏水や流れの勢いに押し流されたり、風浪によって決壊する危険のある堤防は154kmに及ぶ。1954年の改修工事の際、堤防は1954年の実際の洪水に6号級の風浪が重なったものを防止できる事を標準として行なわれた。即ち堤高は1954年の洪水の際の最高水位よりも1.5m高く設計した。1969年に洪水が起った後は、各地で1969年の洪水の際の水位に照らして改修工事が行なわれた。1969年の洪水の際の水位は1954年の時よりも1~0.3m高くなっていた。(常德~披頭)補修工事も現在では既に完了し、目下のところ洞庭湖の洪水防止のための建設計画では洪水防止標準を20年に1度とするよう要求している。

1968年度湖南省革命委員会が提出した「洞庭湖の洪水防御のための建設計画における初歩的意見」では、1954年の洪水を重視し、洞庭湖蓄洪区において160億 $m^3$ を分流させて洪水調節を行わねばならない。その内、源水尾閘の西湖堤防と西湖農場で23億 $m^3$ を貯水し洪水を防ぐよう報告されている。

## 2. 五強溪貯水池の源水尾閘の洪水調節における地位

源水流域における洪水はすべて豪雨によってもたらされるものであり、その時の天候の変化は豪雨区域の分布と完全に一致する。この流域では豪雨は一般に3~10月の間に発生し、5~7月の間の発生回数が最も多い。又、河川の増水期は毎年4~8月であり、その内5~7月が80%を占め

ている。歴史的に見て最も遅い場合は10月中旬に洪水が起こっているが、常徳ステーションで1925年以來、50年間実際に測定された統計資料によれば、各年の河川の瞬間最大流量（ピーク流量）を記録した月と三日間の洪水量の最大を記録した月の回数の統計は次の表に示す。

発生記録した月	4	5	6	7	8	9
瞬間最大流量	2	12	13	16	6	1
5日間の洪水量最大	3	17	12	12	2	1

6～7月に発生する洪水の過程は、ピーク流量（瞬間最大流量）が高く、洪水量も多く、又時間的にも長い、複式ピーク流量型のものが大半であり、又8月以降に発生する洪水は、ピーク流量は高いが、洪水量が少なく単式ピーク流量型のものが大半である。

洪水の水源地域と降雨地域の分布は完全に一致している。源水下流は降雨に最も多くみまわれる資水下流と澧水上流の2つの地区の中間に位置している。1925年以降の11回に及ぶ大洪水に基づいて分析したところ全流域に及んだ大洪水であったもの3回（1931、1949、1954年）、中・下流域の洪水であったもの6回（1927、1933、1935、1943、1969、1974年）、中・上流域の洪水であったもの2回（1938、1970年）である。全流域に及んだ大洪水は主に、全流域にわたる降雨又は上流と下流が前後してひき続き降雨にみまわれたために起こったものである。一般に洪水量は多いが、ピーク流量はそれほど高くなく、ピーク流量が2回ないし数回の形である。しかし時にはピーク流量も高く、流量も多い場合もある。中・下流域の洪水とは主に安江より下流で起こるものをいい、その特徴はピーク流量が高く、洪水量が多いものもある。

れば、又少いものもある事である。この類型の洪水は発生回数が比較的多い。以上2つの類型の洪水が源水尾閥における洪水災害の主な原因となっている。中・上流域の洪水とは安江より上流で起こるものを言い、河道を改修し流量調節を行った結果、尾閥地区への影響はあまりなくなった。

五強溪貯水池の制御する流域面積は83,800haで全流域面積の93%を占めており、又中・下流域面積の88%を制御しているので、源水尾閥地区の洪水問題を効果的に解決する事ができる。

源水の流域面積は、洞庭湖に注ぐ4つの河川、即ち湘水、資水、源水、澧水流域総面積の37%に相当する。増水期に源水から洞庭湖に流れ込む水の量は、四河川の総流入水量の約50%であり、武陵陵の総流入水量の約15%にあたる。ゆえに源水の水を貯水して洪水を防ぐ事は、洞庭湖と揚子江の洪水防御対策においてもそれ相応の役割を果たすものである。

源水本・支流において、既に建設された貯水池あるいは、今後建設される予定の貯水池はほとんどが貯水容量が小さく、制御している流域面積も広くない。これらの貯水池の落成後は発電事業とも結びつき、又五強溪貯水池とも相まって、貯水によって洪水調節を行い、ある程度洪水を防ぐ事ができる。しかし、五強溪貯水池が源水尾閥の洪水防止において果たしているだけの重要な役割を肩代りする事は不可能である。

ここで一つ指摘しておかねばならない事は、五強溪貯水池の水位は、上流の洞庭水力発電所や貯水池建設による水没地区に対する影響から制約を受けるために、その洪水防止能力には限界があるという事である。

### 3. 貯水池の洪水調節貯水容量及びその位置

#### (1) 貯水池の洪水調節貯水容量

五強溪貯水池の貯水容量には限界があり、又尾閘で土を盛り囲ってからは、水路に流せる洪水量も著しく低下した。常德ステーションの1925年以降50年間の洪水資料に基づいて分析した結果、1954年の洪水（これは20年に1度の大洪水であった）の実測値を下流における洪水調節標準として採用し、又これに相應する常德ステーションの河道安全放水量を $15,000\sim 18,000\text{ m}^3/\text{sec}$ とした。

その区域内の洪水に対しては完全に補償を行うというやり方で調節した結果、洪水防止量は19.1億 $\text{m}^3$ となった。洪水予報の誤差と又洪水調節のために西湖堤防と西湖農場へ分流していた流量を計算に入れると、洪水調節予備貯水容量は2.3億 $\text{m}^3$ である。

#### (2) 洪水調節予備貯水容量の予備期間及びその位置

1925～1976年の60回に及ぶ比較的大規模な洪水の統計によると、そのうちの51回までが7月末までに起こっており、これは全体の85%にあたる。又9回は8月以降に起こっており、15%にあたる。近年起った数回の特別大規模な洪水はいずれも7月末までに起こっている。ゆえに洪水調節制限水位の実施期間を7月末までとした。しかし、1943年の洪水は8月27日に起った。その時は洪水調節貯水容量10億 $\text{m}^3$ を必要としたが、常時満水位より上の洪水調節予備貯水容量内で解決する事ができた。

洪水調節予備貯水容量と発電を結びつけられる事、又常時満水位より上の予備貯水容量で1943年並みの洪水を解決できる事という原則に

基づいて、3つの試案が提案された。各試案の指標は次頁の表の通りである。

( 次頁の表を参照 )

この表は次の事を明らかにしている。第Ⅲ案の洪水調節予備貯水量はすべて常時満水位よりも上におかれており、発電用貯水容量とは結びつけられていない。その発電量は第Ⅰ案よりも2億kW/hあまり多くなっている。しかし第Ⅰ案よりも移住人口は15,400人多くなる。以上の理由から、第Ⅲ案を考慮の対照から除外する。

第Ⅰ案と第Ⅱ案では洪水調節予備貯水容量と発電用貯水容量を結びつけて考えられており、超高洪水調節予備貯水容量は1943年並みの洪水をすべて解決できる。第Ⅱ案は第Ⅰ案よりも電力量が1.17億kW/h多くなっている。しかし移住人口は1万人増え、又コンクリート量は10万㎡多く必要となる。移住する人々の困難を少なくし、洪水調節予備貯水容量を多くするために洪水調節制限水位を116mと定めた。これが即ち第Ⅰ案である。

1979年12月の審査意見によれば、五強溪貯水池は以上のような要求を満たす以外に、必要とあれば、今後西洞庭湖区域で分流して洪水調節を行うという任務の一部を適宜に分担しなければならぬ。そのためにはここに集まってくる水を一時に貯水して洪水調節を行なう容量を多くしなければならぬ。

洪水調節のための一時的貯水容量を多くする事は、一方では下流の西洞庭湖で分流して洪水調節を行うために生じる損失を少なくする事ができる。しかしその貯水池地区での一時的水没によって生じる損失はふえる事になり、又洞庭水力発電所の安全対策に対する影響も一層大きくなる。



項 目	単 位	比 較 試 案		
		I	II	III
常 時 満 水 位	m	120.00		
死 水 位	m	96.00		
総 貯 水 容 量	億m <sup>3</sup>	57.40		
洪水調節貯水容量	億m <sup>3</sup>	23.00		
洪水調節貯水容量予備期間	月一日	5月1日～7月31日		
貯水池貯水期間	月一日	8月1日～8月20日		
洪水調節制限水位	m	116.00	118.00	120.00
洪水調節高水位	m	123.70	125.20	126.00
常時満水位より以下の洪水調節貯水容量	億m <sup>3</sup>	11.00	5.60	0.60
常時満水位より以上の洪水調節貯水容量	億m <sup>3</sup>	12.00	17.40	23.00
年 間 発 電 量	億kW/h	75.73	76.90	77.90
排水期平均落差	m	61.20	62.90	64.60
移 住 人 口	万人	17.46	18.45	19.00
大型ダム調節水位	m	128.85	129.35	130.00

洪水調節貯水容量を多くする事は五強溪大型ダムの工程が更に大規模なものとなり、それだけ技術的にも困難な面が多くなる。このようなダム建設が有効なものかそれとも損失の方が多いのかよく比較検討してみる必要がある。三峡貯水池の操業前・後において五強溪貯水池が実際に洪水調節のために、はたしてどれだけの役割を果せるのか分析しさらには、23億m<sup>3</sup>の洪水調節予備貯水容量の基礎の上に、18億m<sup>3</sup>の洪水調節のための一時的貯水容量、合計41億m<sup>3</sup>を確定すべきである。それに相応する洪水調節高水位は128.4mである。その他関連性のある計画については、更にもう一步の研究を待たねばならない。

#### 4. 大型ダムの洪水調節対策設計

##### (1) 設計洪水の貯水池流入

五強溪水力発電所の常時満水位は120 m、それに相応する貯水容量は57.4億 $m^3$ で159.35万畝の耕地を守っている。工程規模とその重要性に基づいて、大型ダム設計においては、千年に1度を洪水標準として採用しており、又一万年に1度の洪水と比較検討を行なっている。

五強溪貯水池本流において大江口まで戻ってくる水流の長さは約26 kmである。主な支流西水の流れは似漣水力発電所まで戻ってきている。貯水池の落成後は合流したり流れを作り出していく条件が変わる事や天然の河道が埋まってしまう作用がなくなる事等によって生じる洪水は影響が更に大きく、大型ダムの安全な洪水設計には洪水の貯水池流入を採用した。その結果は次の表の通りである。

項目	単位	洪水頻度 (%)	
		0.1	0.01
ピーク水量	S $m^3$	57,700	69,300
三日間の洪水量	億 $m^3$	109.5	133.0

設計洪水過程線は1954、1969、1970年の三回の典型的洪水を比較し、資料の信頼性と洪水調節の結果に基づいて1970年7月型の洪水を採用し、ピーク水量(瞬間最大流量)の制御増幅を設計洪水過程線とした。

##### (2) 洪水放流構造物の寸法と洪水調節の成果

洪水放水路は河床と小別溪の2ヶ所に分けて設置されている。河床部には10孔が河床の両側に作られている。孔口の寸法は15×18 m(幅

×高さ)で、全長は195mであり、ダム頂高は104mである。小別溪は非常用洪水放水路であり、全部で3孔作られている。孔口の寸法は15×18m(幅×高さ)で、全長は60mであり、ダム頂高は108mである。

研究の結果、貯水池の水位が123.7m以下である時は尾閘洪水防御要求を満たすべく放水調節を行い、又貯水池の水位が123.7m~128.4mの時には西洞庭湖地区の洪水防御要求に従って、貯水池の放水量を決める。そして貯水池の水位が128.4mに達し、同時に洪水貯水池流入量が、その水位における放水能力と等しい場合には河床の10孔をすべて開ける。又小別溪の洪水放水路は千年洪水位を越えた場合に使用する。洪水調節の結果は次の表の通りである。

放 水 試 案	河床越流ダム+小別溪非常放水路	
	0.1	0.01
洪水頻度(%)	0.1	0.01
ダム建設後の最大流入量(Sm <sup>3</sup> )	57700	69300
ダム建設前最大放水量(Sm <sup>3</sup> )	41200	53000
それに相当するダム建設最高水位(m)	131.23	132.81
それに相当する下流最高水位(m)	73.20	77.41

## 第3章 水上運輸計画

### 1. 航路の現状

源水の本流、支流すべてを合わせた長さは7,500km余り、そのうち船舶が通航できる航路の距離は2,200kmである。本流の全長は1,050kmで既に船舶が通航できる距離はその内の639kmである。

源水は1954年に河道改修が始められて以来、船舶通航条件は大幅に改善され、洪江～常德460kmの区間にある83ヶ所の浅瀬急流の内56ヶ所が既に基本的には設計水深1.2mに達した。残りの27ヶ所の浅瀬急流についても著しい改善が行われた。目下のところ一年を通して30t以上の木造船が通航でき、季節的には80～120tの浅瀬通航船舶が通航している。

五強溪水力発電所の施工における輸送の必要性から、大江口～常德の区間での河道改修工事の試案が提出された。その試案によると、要求は次の通りである。

大江口～五強溪区間：船舶通航保証率90%に照して、航路の水深1.1～1.2m、航路の幅20～30m、彎曲度半径は200m以上とする。

五強溪～常德区間：航路の水深1.5m、航路の幅55m、彎曲度半径は350m以上である事が要求される。

五強溪水力発電所の落成後、ダム地点より下流は流量調節により、水深1.8mに達する。

## 2. ダムを通過する貨物輸送量及び河川に流して運搬する木材の量

### (1) 現 状

1958～1977年の資料統計に基づいて分析した結果、源水五強溪を通航する年間貨物輸送量は最高で74.2万t、最低で1.8万t、平均して40.4万tである。1970年以降は貨物の輸送量が年ごとにふえていく傾向にある。上流から下流に運ばれる物資が主であり平均して77.2%を占めている。この数年では80～90%にも達している。

1年間に木材を河川に流して運搬した量の最高は今までのところ82.7万m<sup>3</sup>、最低は36.2万m<sup>3</sup>、平均して59.9万m<sup>3</sup>であった。1970年以降、湘黔鉄道の開通にともない、木材を河川に流して運搬する量は減ってきており1976年度は40万m<sup>3</sup>にとどまった。水上輸送の占める比率は50%前後である。

### (2) ダムを通過する貨物輸送量及び河川に流して運搬する木材の量の将来の見通し

源水の流域内を、現在では湘黔鉄道が横切っている。枝柳鉄道も又近い将来開通する予定である。よってこれらの鉄道が貨物輸送の一部を分担する事になる。関係各部門で意見を交換した結果、枝柳鉄道より西、湘黔鉄道より南の大量物資は基本的には鉄道で輸送し、又源水沿岸の物資については水上輸送する事となった。よって五強溪水力発電所においてダムを通過して貨物輸送を行う場合の中心は辰溪、慈溪、源陵三県及び大江口、安江、洪江の一部分の水上輸送物資である。

五強溪水力発電所においてダムを通過する貨物輸送量は、将来は250万tに達する見込みである。その内、上流より下流へ運搬するものは

200万t。主な物資は磷鉱石、石炭、セメント、その地で産出したもの等である。又下流から上流へ運搬するものは50万t。主な物資は石油、化学肥料、食塩等である。

木材を河川に流して運搬する量は林業部門の推定に従い、30万 $m^3$ で設計がなされている。

### 3. 船種と排列型

#### (1) 船種積載量と寸法

1976年末の統計によると、現在源水において二つ以上の地区を結ぶ輸送力は840艘、1.5万馬力、2.8万tである。現在ある船種のうち蒸気タービン付船舶が25%を占め、木造帆船が25%を占めている。

目下のところ、船舶運輸は隊を組織しているものが比較的多い。主に80～120t級船舶(1艘の引き船と2艘の船舶)か、又は20～40tの発動機付帆船が一行につながって引いて進むものが大半である。

同省交通部門からの提案によると、五強溪においてダムを通過する設計船種は近いうちに100、120、200tの鋼鉄質又はセメント質の船舶、及び100人又は450人乗りの鋼鉄質の客船、並びに40～80tのセメント質又は鋼鉄質の発動機付船舶を採用し、将来においては、300～500t級の複組式引き船隊を採用する予定である。関係船種の寸法は次頁の表の通りである。(次頁の表を参照)

#### (2) 船隊の排列型の寸法

省木材コンスの意見：源水で現在通航している船隊の排列型の寸法は一般に長さ18～22m、幅10～12m、厚み1～1.2mであり、最

船 種	積 載 量 船 体 の 寸 法 ( m )					吃水深度 ( m )
	( t, 人 )	長 さ	幅	深 さ	高 さ	
鋼 鉄 製 客 船	400~450	34.5~35	6.8~7	2.10	10	1.3~1.4
”	100	26.0	4.0	1.10		0.60
セメント製発動機付船舶	40	27.0	4.3			1.00
鋼鉄製発動機付船舶	80	30.0	6.6~7	1.40		1.1~1.2
セメント製船舶	100	32.0	7.0	1.40	8	1.10
鋼鉄製給油船	100	33.0	6.6			1.20
鋼鉄製甲板船舶	120	32.3	7.1	1.49		1.00
鋼鉄製自衛つみおらし式船舶	200	35.7	7.6	1.80		1.38
鋼鉄製二組式船舶	300	36.0	10.6	2.00	7	1.20
”	500	45.5	10.6~10.8			1.50

大吃水深度は約1mである。目下のところ通航構造物は、ダムを通過する船隊の排列型と寸法に照らして設計し、寸法を20×15×1.6（長さ×幅×厚み）吃水深度を1.5mとするよう考慮中である。

#### 4. 通航水位及び流量

##### (1) 貯水池上・下流における最高通航水位

五強溪ダムの最高通航水位は常時満水位で120mである。

下流における最高通航水位については、五強溪貯水池の運用方式とも結びつけて、放水が異なる次の数種の場合についての通航状況を調べてみた。

・放水量が異なる場合の運休日数及び下流における河道の通航条件に基づいて分析を行った結果、下流における最高通航水位を57.8mと定めると、それに相応する放水量は10,000m<sup>3</sup>/secとなる。

項 目		放 水 量 ( m <sup>3</sup> /sec )		
		8,000	10,000	15,000
それに相当した下流における最高通航水位 ( m )		56.5	57.8	60.7
運 休 日 数	長 期 の 平 均	13.0	7.0	1.0
	最 高	41.0	29.0	13.0
	最 少	1.0	0.0	0.0

(2) 貯水池上・下流における最低通航水位

① 貯水池上流における最低通航水位

五強溪貯水池における、長期間(1951~1977年)にわたる水位調節に基づいて計算した結果、通航保証率が異なる場合、貯水位は次の表の通りである。

項 目	通 航 保 証 率 P%			
	90	95	98	100
貯 水 位 ( m )	100.5	99.5	98.5	96
水 位 差 ( m )	1	1	2.5	

源水の通航ランクと貯水池の管理運営状況を考え合わせて、上流における最低通航水位は98.5 mを採用し、通航保証率98%を確保する事で、貯水池地区における通航の要求を満たす事ができる。又同時に貯水池の管理運営状況を分析してみると、洪水期において死水位まで落ちこむ事は余りなく、最低通航水位として98.5 mを採用する方が死水位96 mを採用するよりも適当であり、又水門の高度も低くてすみ、通航用水門がロスする水の量を節約できる事になる。

② 貯水池下流の最低通航水位

五強溪水力発電所では、下流における通航上の必要から、甚不負荷



を20万KWとして考え、日調節最少流量を390 m<sup>3</sup>/secとすると、それに相応する下流における最低通航水位は49.1 mとなる。

## 第4章 常時満水位と死水位

### 1. 常時満水位の選定

常時満水位の選定は、主に貯水池地区の移住人口、及び耕地の水没面積を基準に行なわれるが、又風森水力発電所と辰溪泉城（県庁所在地）と湘黔鉄道に対する影響、及び上流の各階段との接続などの要因も慎重に考慮して115、117.5、120、122.5及び125 mの各試案を比較してみると、次の表の通りである。

項 目	単 位	常 時 満 水 位 ( m )				
		115.00	117.50	120.00	122.50	125.00
死 水 位	m	93.00	94.50	96.00	97.50	99.00
総貯水容量	億m <sup>3</sup>	44.00	50.20	57.40	65.40	74.20
調節貯水容量	"	32.20	37.10	43.00	49.60	56.80
保証出力	万KW	32.80	35.90	39.30	42.80	46.20
発電機容量	"	150.00	165.00	180.00	195.00	210.00
年間発電量	億KWh	67.10	71.30	75.70	80.20	84.90
利用時間数	時間	4,470	4,310	4,200	4,110	4,040
移住人口	万人	14.80	16.10	17.46	18.80	20.30
水没耕地	万亩	6.07	7.19	8.66	10.26	11.97
コンクリート量	万m <sup>3</sup>	574.00	591.00	610.00	629.00	647.00
総投資額	元	12.67	13.16	13.72	14.13	14.56

項 目	単 位	正 常 貯 水 位 ( m )-					
		115.0	117.5	120.0	122.5	125.0	
総 工 費	億	11.38	11.87	12.43	12.84	13.27	
発電機1KV毎にかかる設備費用	元/KV	845.00	798.00	764.00	725.00	693.00	
年 間 操 業 費	万元	3.408	3.592	3.810	3.950	4.095	
電力エネルギー・コスト	分/KWh	0.515	0.513	0.511	0.502	0.49	
投 資	万元	3,860	3,670	3,490	3,300	3,150	
出力1万KVを 確保するため の必要諸条件	コンクリート量	万m <sup>3</sup>	11.40	10.90	10.40	10.00	9.70
	移 住 人 口	人	4,600	4,490	4,440	4,370	4,400
	水 没 面 積	畝	1,850	2,000	2,200	2,400	2,590
1KV/hの発 電を確保す るための必要 諸条件	投 資	万元	1,880	1,850	1,810	1,760	1,720
	コンクリート量	万m <sup>3</sup>	5.56	5.48	5.40	5.35	5.26
	移 住 人 口	人	2,200	2,260	2,300	2,340	2,400
	水 没 面 積	畝	905	1,010	1,140	1,280	1,410

以上の指標を分析してみると、次のようないくつかの見解が出てくる。

- (1) 常時満水位が高くなるほど、発電効率が良くなる。しかし、工程がそれだけふえる分に対して投資は比較的少なくてすむ。この事から常時満水位を適当な高さにまで上げる事は有利である。
- (2) 五強溪貯水池は容量が小さく、水量調節の機能は劣る。その川幅における流量調節や系統的運営という面から言えば、常時満水位がやや高めの方が望ましい。
- (3) 各階段の接続という点から考えれば常時満水位が高めてある方が望ましい。上流の階段虎皮溪ダムの満水位は124mであり五強溪の常時満水位を115mとするならばこの両段間の水位落差10mを充分に利用できなくなる。
- (4) 貯水池建設による水没地区への影響という点から見れば、常時満水位

が最低の115mの時には、移住人口は14.8万人、水没耕地は6.07万畝であり、最高の125mの時には移住人口20.3万人、水没耕地11.99万畝であり、常時満水位が高くなるほど水没による影響が大きくなる。

泉城（県庁所在地）にとっての水没の影響という点から見れば、もし貯水池を建設しないと、辰溪県の泉城はその自然条件ゆえに20年に1度洪水にみまわれ、町の人口の32%が水没による被害をこうむる。貯水池が建設された後、仮に常時満水位を115mとするならば、町の人口の54.5%が水没区域内に含まれ、又仮に常時満水位を120mとするならば、町の全人口の59.4%が水没区域内に含まれる事になる。常時満水位が125mの場合には、町の全人口の80.8%が水没区域内に入ってしまう。この事から見て、いずれの試案の場合にせよ、辰溪県城に対しては移転ないしその地区においてそのまま後退する事が必要となる。

- (5) 五強溪貯水池の常時満水位を高くすると鳳灘水力発電所の効率に対してはある程度の影響を及ぼすが、又逆に下流の凌津灘水力発電所に対してもたらす利益は大きい。ゆえに常時満水位を高くする事は明らかに有利である。同時に各試案とも鳳灘水力発電所の安全操業に対しては基本的に何ら影響を及ぼさない。各常時満水位の鳳灘と凌津灘の両水力発電所に対する影響は次の通りである。

常時満水位	単位	115	117.5	120	122.5	125
臥漕水力発電所の保証出力が減少する分	万kW	0.02	0.150	0.284	0.446	0.650
臥漕水力発電所の年間電力量が減少する分	億kWh	0.00	0.106	0.228	0.378	0.575
茨城県水力発電所の保証出力が増加する分	万kW	2.00	2.360	2.700	3.010	3.300
茨城県水力発電所の年間電力量が増加する分	億kWh	0.70	0.790	0.900	1.060	1.300

(6) 湘黔鉄道の大江口～火麻沖約20kmの区間が五強溪貯水池の末端を通過する。調査結果によると、鉄道線路の路肩の最低標高は150.2mであり、常時満水位を125mとする時、百年に1度の大洪水の際、大江口まで戻る水流の水位は143.45mである。よって各試算とも湘黔鉄道に対して何ら影響を及ぼさない事がわかる。

以上、要約すると、水利資源を合理的に活用し、発電、洪水防御、水上運輸など各方面の要求をなま一層満たすためには、そして同時に貯水池建設による水没地区への影響を分析した結果から、常時満水位は高い方が有利である事がわかる。しかし五強溪貯水池は水没による損失が大きいため、水没と移住のために生ずる困難を少なくするためには、常時満水位を120mとする事を推薦する。

## 2. 貯水池の死水位の選定

五強溪貯水池の死水位は、常時満水位120m、洪水調節干満貯水容量2.3億 $m^3$ 、洪水調節制限水位116m、洪水調節満水位123.7mという数値を基礎として選定される。

源水の流水の中に含まれている土砂の量はたいして多くない。貯水池に土砂が堆積する事自体は死水位の選定に何ら制約を加えるものではない。灌漑用水と都市工業用水の方面からの要求はない。死水位が変わると、水上運輸の輸送量にも差がでてくる。しかし、特別の制約要因がない限り、各試案の工程投資額にはたいして差がない。ゆえに貯水池の死水位の選定に際しては、主にエネルギー指標という点から比較分析を行い、又同時に、水力タービンの運行と水門の建造条件を考慮した結果、93、96、99、102mという4つの試案が提案された。

各試案のエネルギー指標を計算する際に、次の3つの組合わせを個別に検討した。つまり鳳灘と五強溪の共同操業、碗米坡と鳳灘と五強溪の共同操業、鳳灘と五強溪と凌津灘の共同操業である。各試案のエネルギー指標は表の通りである。

項 目	単 位	死 水 位 案 ( m )			
		93	96	99	102
1. 鳳灘、五強溪の共同操業					
その系列の保証出力	万KW	51.6	51.4	51.0	50.4
五強溪の保証出力	"	39.5	39.3	38.9	38.3
出 力 差	"	0.2	0.4		0.6
五強溪の年間電力量	億KWh	74.6	75.2	75.7	76.0
電 力 差	"	-0.6	-0.5		-0.3
2. 碗米坡、鳳灘、五強溪の共同操業					
その系列の保証出力	万KW	83.5	83.3	82.9	82.5
出 力 差	"	0.2	0.4		0.4
五強溪の保証出力	"	47.2	47.0	46.7	46.2
出 力 差	"	0.2	0.3		0.5
五強溪の年間電力量	億KWh	73.7	74.1	74.4	74.6
電 力 差	"	-0.4	-0.3		-0.2
3. 鳳灘、五強溪、凌津灘の共同操業					
凌津灘の年間電力量	億KWh	10.0	10.0	9.9	

水力エネルギー指標という点から分析して貯水池の死水位を96 mから93 mに下げると、保証出力はわずかに0.2万kWふえるが、発電力は0.6～0.4億kW/h減り、補償してもおいつかない。よって93 mの方が不利である。又死水位の高さ99 mに上げると、保証出力は0.6～0.4万kW減り発電量はわずかに0.3～0.2億kW/hしか増えないので、これも明らかに不利である。ゆえに死水位を96 mと定める。

## 第5章 発電機容量の選定

### 1. 電力供給範囲及び負荷の発展水準

五強溪水力発電所が落成し、操業が開始された後、その保証出力と電力量は共に湖南地区の電力需要を満たすものでなければならない。それで、五強溪水力発電所の電力供給基本範囲を湖南省地区と定める。

五強溪水力発電所の建設にとりかかる以前から葛洲ダム水力発電所が完成していた。この発電所は低落差径流式水力発電所である。水文資料に基づいて分析してみた結果、揚子江の増水期は5～9月であり又源水の増水期は4～8月である。五強溪水力発電所は季節的水量調節機能を備えた水力発電所であり、葛洲ダム水力発電所よりも調節機能の面ですぐれている。又同時に両発電所はわずか約250 kmしか離れていないので、揚子江と源水では水文の特殊性が異なり、又豊水時と枯水時の水量の増減差が異なる点を利用して、補完調節を行う事ができる。この事によって、同水系内の水力発電所の保証出力を上げる事ができる。ゆえに五強溪水力発電所が落

成し、操業を開始した後は、湖南地区を中心に電力を供給する他に、湖北の電力網と一体化させる事も考慮中である。

水力発電所の設計水準年度は1995年であり、電力負荷は7.60万KW、総電力需要量420億KW/hである。

## 2. 五強溪水力発電所のエネルギー指標の計算

五強溪水力発電所は源水の下流に位置し、集雨面積は83,800km<sup>2</sup>であり、その制御下にある流域の総面積の93%にあたる。経年的にみると、平均流量2,060m<sup>3</sup>/sec、年間水量64.9億m<sup>3</sup>、ダムの常時満水位120m、死水位96m、総貯水容量57.4億m<sup>3</sup>、有効貯水容量43億m<sup>3</sup>、洪水調節のための貯水容量23億m<sup>3</sup>、予備に空けておく期間5月初旬から7月末、下流の愛澤溪水力発電所が落成し、操業を開始する以前は、五強溪水力発電所が水上運輸の基本負荷20万KWをうけもつ事になる。

以上の状況から、五強溪水力発電所は年間水量が多く、貯水池の調節機能が劣るので調節貯水容量は年間水量の66%にしか過ぎない事がわかる。この事が豊水期の季節性に富んだ電力エネルギーを決定している。又同時に水力発電所が源水の下流にあるので、源水上流に属する本・支流にそれぞれ貯水池を建設する事によって、五強溪ダムの水力エネルギー効果を更に上げる事ができる。

以上のような特徴から、五強溪水力発電所の発電機容量の選定には、いくつかの異なる状況下における水力エネルギー指標を計算してみる必要がある。

各発電所の保証出力の一覧表

単位：万KW

発電所の名称	五強溪	鳳 灘	碗米坡	卵 洞	
常時消水位(m)	120	205	298	438	
発電所の 組みあわせ	鳳灘+五強溪	39.3	12.1		
	碗米坡操業後	47.2	22.8	13.4	
	卵洞操業後	49.2	26.0	17.8	4.0
	将来の見通し	57.5			

五強溪水力発電所の電力エネルギー指標表

水力発電所 の組み合わせ	項 目	単 位	発電機容量の異なる各試案(万KW)		
			5×30=150	6×30=180	7×30=210
鳳灘+五強溪	年間電力量	億KWh	71.0	75.2	78.0
	年間利用時間数	時間	4,720	4,180	3,710
	発電機容量の増加分	万KW	30		30
	発電量の増加分	億KWh	4.2		2.8
	発電機利用時間の増加分	時間	1,400		835
碗米坡+鳳灘 +五強溪	年間電力量	億KWh	74.1	78.2	80.9
	年間利用時間数	時間	4,940	4,340	3,850
	発電機容量の増加分	万KW	30		30
	発電量の増加分	億KWh	4.1		2.7
	発電機利用時間の増加分	時間	1,365		900
中都+三板溪 +碗米坡+鳳灘 +五強溪	年間電力量	億KWh	75.9	79.9	82.4
	年間利用時間数	時間	5,050	4,440	3,920
	発電機容量の増加分	万KW	30		30
	発電量の増加分	億KWh	4.0		2.5
	発電機利用時間の増加分	時間	1,330		834



計算の結果から発電機容量が大きくなるにつれ、又上流に発電所が階段式に次々と建設されるにつれ、五強溪水力発電所の水力エネルギー効果はしだいに上がっていき、又保証出力も、操業開始直後の39.3万KWから将来は最終的に57.5万KWまで高まっていく見込みである事がわかる。しかし同時に指摘しておかねばならない点は、上流に発電所が階段式に開発されていく事と、五強溪自身の発電機容量がふえる事によってもたらされる電力エネルギー効果は、その伸び足がしだいにぶくなっていく点である。

### 3. 水力発電所群の補完調節計算

#### (1) 湖南省電力系統水力発電所の補完調節

湖南省の電力系統において既に操業が開始されているもの、又は施工中のもの、及び設計中、計画中のものも含めて大・中型の水力発電所は全部で16ヶ所あり、そのうち東江水力発電所系統は、経年的に水位調節を行う為の貯水池であり、現在既に操業を開始しているかあるいは又計画中の水力発電所に対して有効に補完調節を行う事ができる。水文資料並びに水力発電所の出力状況に基づいて分析してみた結果、1954年9月～1957年3月を設計洪水期として採用し、水力発電所群の最洪水状態における保証出力を17.2万KWとする事にした。

#### (2) 湖南省と湖北省の電力系統に属する水力発電所の補完調節

湖南省と湖北省の電力網が一体化された後は、揚子江と源水の水文上の特徴が異なり、又貯水池の調節機能も同じではないという2点を利用する事によって補完調節が行える。この事によって同系統に属する水力発電所の保証出力を高くする事ができる。初歩計算をしてみたところで

は、補完効果は約 24 万KWに達する。

4. 渇水年の電力が豊水期の季節的電力エネルギーの利用と平衡になるよう設計する

五強溪水力発電所の発電機容量の選定にあたっては、水力発電所群の補完調節に照らして1995年の負荷水準をもとに、渇水年における電力平衡設計を行なう。

(1) 電力平衡原則

電力系統における負荷予備と事故予備の電力容量は、それぞれ電力系統における最大負荷の5%と10%を採用している。1995年度の水準によれば、その負荷予備と事故予備の電力容量はそれぞれ38万KWと76万KWである。

水力発電所の機器の点検修理には、平均して毎年15日の日数がかかっている。火力発電所の場合、機器の点検修理にあてられている日数は平均して毎年20日である。

給水期の負荷予備容量はすべて水力発電所でまかなっており、又電力系統における事故予備容量の方は水力発電所で50%をうけている。

水力発電所の月間調節係数は1.3を採用している。

(2) 1995年度の負荷水準に基づき、渇水年において電力が平衡になるよう設計した結果

先に述べた電力平衡の原則に基づき、水力発電所の水流出力と予想出力を充分に利用する事によって、火力発電所やその他の発電所で必要とする発電機容量を最小限にとどめる事ができる。水力発電所群が組織化

された状況の下で、火力発電所が必要とする発電機容量は次の表の通りである。

項 目	五強溪水力発電所の発電機容量(万KW)		
	5×30=150	6×30=180	7×30=210
火力発電所の発電機容量	483	465	456

電力平衡の原則に基づいて設計した結果、五強溪水力発電所の発電機容量が150万KWである時、給水期(12月～3月)において電力系統の事故予備の需要に応じざる事はできない。

一年間で負荷が最大になるのは夏季の豊水期である。最大負荷の季節的かたよりはわずかに是正されたが、火力発電所は専用の点検修理予備容量を必要とするし、又その数値は相当大きい。五強溪水力発電所は、洪水年の4～6月における水流出力を大きく設計してあるので、発電機がふえた分の容量を火力発電所の点検修理予備にあてる事ができる。火力発電所の場合は、発電所内での使用電力の比率が異なるなどの点を考慮した上で、第6、7機器はそれぞれ火力発電機容量の19.8万、9.9万KWを肩代りする事ができる。電力平衡については附表Ⅳ1-3を参照

(3) 豊水期における水力発電所群の季節的変動のある電力エネルギーの利用

解放後の水文資料によると、1954年6月は先に述べた水力発電所群の出力が最大であった月である。大小京江と砂田階段以外のすべての水力発電所はすべて排水した。排水した水力発電所の出力の合計は360.3万KWであった。五強溪の出力を180万KWとして計算すると、その他砂田階段の出力11万KW、大小京江の出力20万KWとなる。1995

年6月の日負荷図によれば、基本負荷は全部で426万KWである。電力量の平衡を計った結果、すべての水力発電所で発電する出力を全部利用できるようになり、火力発電所で受け持つ基本負荷は、まだ発電機操作容量の40%を占めているものの、基本的には火力発電技術最小出力でという要求を満たしている。五強溪水力発電所の発電機容量が大きくなったために増えた電力量を、設計水準年においてはすべて利用できるようになり、その事によって石炭消費量が節約できるようになる。

#### 5. 発電機容量選定に際しての経済面からの比較

設計水準年1995年度において電力平衡を計った結果に基づいて計算すると、五強溪水力発電所の各発電機容量試案の技術経済指標は次の表の通りである。

(次頁の表参照)

この比較から導き出された結論は次の通りである。

- (1) 設計水準負荷年度においては、五強溪の発電機容量150万KWを十分に利用できるようになる。容量が150万KWから180万KWにふえる事によって、19.8万KWの火力発電機容量を肩代りできるようになる。発電量の増加分は4.2億KW/hである。又毎年原炭30万tを節約できる事になり、明らかに有利である。
- (2) 設計負荷水準年において、五強溪の発電機容量が180万KWから210万KWにふえれば、9.9万KWの火力発電機容量を肩代りできるのだが、電力保証年限は19.2年であり、経済面からは合理的であるとはいえない。第7号機を増設する事は水工配位面からは比較的困難な事であり、又コ

番号	項目	単位	五強溪 Ny (万KW)		
			5×30=150	6×30=180	7×30=210
1	年間電力量	億KWh	71.0	75.2	78.0
2	総投資額	億円	15.74	16.38	17.43
3	水力発電所年間操業費	万円	4,400	4,700	5,050
4	コンクリート量	万m <sup>3</sup>	466	474	500
5	探掘費	万m <sup>3</sup>	804	850	1,000
6	発電機容量増加分	万KW	30		30
7	年間電力量増加分	億KWh	4.2		2.8
8	発電機利用時間増加分	時間	1,400		935
9	コンクリート量増加分	万m <sup>3</sup>	8.0		2.6
10	探掘量増加分	万m <sup>3</sup>	4.6		1.50
11	水力発電所投資額増加分	万円	6,400		10,500
12	その内の水工部門	万円	2,000		2,400
13	水力発電所年間操業費増加分	万円	300		350
14	火力発電に対しての肩代りの増加分	万KW	19.8		9.9
15	火力発電所への投資節約分	万円	6,950		3,470
16	火力発電所の操業費節約分	万円	555		277
17	炭鉱への投資節約分	万円	1,410		940
18	石炭消費量の節約分	万円	586		391
19	電力系統総投資増加分	万円	-1,760		6,090
20	電力系統総投資節約分	万円	841		318
21	保証年限	年	あきらかに有利		19.2

ンクリート量も26万m<sup>3</sup>余計に必要であり、土砂も150万m<sup>3</sup>探掘しなればならないなどの点から五強溪水力発電所に第7号機をすえつける事は有益ではない。

以上の分析によると五強溪水力発電所の容量が150万KWでは少なすぎ、180万KWの方が比較的有利である。中樞位置における困難を少なく

するために、審査の末、発電機5台をすえつける事とした。発電機1台の容量は30～35万kWであり、水力発電所の総発電機容量は150～175万kWとなる。

## 第6章 貯水池運営の特徴

1951年4月～1977年3月までの26年間における十日毎のその川幅における流量資料に基づき、研究の現段階における貯水池操作図に照して、貯水池調節計算を行った、貯水池の経年的特徴の指標は次の通りである。

### 1. 流 量

26年間の平均流量系列の中で、最大貯水池流入容量は $12,800\text{ m}^3/\text{sec}$ であり、最小容量は $304\text{ m}^3/\text{sec}$ であった。貯水池が水量調節を行った後、十日毎平均放水量の最大は $12,800\text{ m}^3/\text{sec}$ であり、十日毎平均放水量の最小は $440\text{ m}^3/\text{sec}$ である。経年的平均発電遊入水量は $1,760\text{ m}^3/\text{sec}$ であり、その川幅における流量利用系数は0.874となる。

### 2. 落 差 (概落差も同じ)

水力発電所の設計落差57m、平均落差61.2m、最大落差77m、最小落差44.5mとする。

### 3. 出 力

水力発電所の保証出力39.3万KW、十日毎に計算された設計保証率P=96.4%。特別渇水期における水の流入状態から分析して、平均出力3.2万KW、消失出力7.3万KWである。1995年(設計水準年)には電力系統において火力発電事故予備容量50万KWを設置する予定であり、この事によって、特別渇水年に際し、この水力発電所がやむをえず出力を下げて操業せざるをえない時に、火力発電の事故予備容量によって穴埋めをし、電力系統の正常な電力供給を完全に保証する事ができる。

### 4. 年間発電量

この発電所の経年的にみた平均発電量は71~74.7億KWhであり、年間利用時間数4,270~4,730時間、豊水年、常水年、渇水年の発電量は次の表の通りである。

項 目	単 位	豊 水 年	常 水 年	渇 水 年
		1952年4月~ 1953年3月	1962年4月~ 1963年3月	1956年4月~ 1957年3月
貯水池流入水量	億m <sup>3</sup>	808.0	597.0	462.0
貯水放棄水量	"	150.0	71.0	42.0
発電使用水量	"	658.0	526.0	420.0
年間発電量	億KWh	94	74	57

## 5. 貯水池上流水位

貯水池の経年的平均水位は112.5 mであり、26年間のうち常時満水位120 mまでに貯水量が達した年は23年(134旬)であり、死水位96 mまで貯水量の減った年は7年(11旬)である。

## 6. 水力発電所下流水位

水力発電所の経年的平均下流水位は51.2 mである。又最低下流水位は49.1 mで、それに相応する放水量は390 m<sup>3</sup>/secである。貯水池の洪水標準千年の際の洪水の最後の部分の水位は73.20 m(それに相応する放水量は41,200 m<sup>3</sup>/sec)であり、又洪水標準万年の際の洪水の最後の部分の水位は77.41 m、それに相応する放水量は53,000 m<sup>3</sup>/secである。

# 第7章 貯水池の廻水水量計算と土砂の堆積

## 1. 貯水池の廻水水流計算

五強溪貯水池の常時満水位は120 m、貯水池の面積は約355 haである。主な支流には酉水、武水、辰水がある。貯水池建設のためのたちのき区域と貯水池の制御範囲を定めるために、市街地、工業と鉱業、交通電報通信など水没対象物の移転再建及び賦課水力発電所に対する影響を研究して、2年、20年、100年など各頻度の洪水における、本・支流にかい



て、迴水する水流の曲線を計算してみた。

(1) 横断面

五強溪貯水池地区の横断面は全部で97ヶ所ある。その中本流に50ヶ所、酉水15ヶ所、辰水17ヶ所、武水15ヶ所となっている。辰水の銅苧溪、董老三、肖家坪、曉碓、老渡口の5ヶ所の断面が1:10,000の地形上の上に描かれている以外、その他はすべて実測断面である。

(2) 各頻度の設計洪水

源水本・支流の各制御ステーションにおける各頻度の洪水は次の表の通りである。

洪水頻度 (P%)	鏡子碓	源 陵	浦 市	安 江	高碓嶺	河 溪	陶 伊
1	39,900	36,900	29,900	23,600	20,400	8,250	10,900
5	31,800	29,400	22,600	18,600	15,700	5,480	7,590
50	17,300	16,000	11,100	9,060	7,920	1,840	2,990

(3) 溢率分析

本流：1931、1956、1970年の歴史的洪水の水面線を採用し、新しく測定し描かれた制御曲線を用いて溢率を推定する。結果は次の表の通りである。

源水本流の区間	溢 率
楊五碓 ~ 源 陵	0.037
源 陵 ~ 龍 溪	0.035
龍 溪 ~ 浦 市	0.034
浦 市 ~ 辰 溪	0.035
辰 溪 ~ 大江口	0.041

支流：歴史的洪水の調査資料が全くないので、上・下流の水文ステーションの実測水位と流量の資料を分析し、武水では0.053、辰水0.035を採用している。酉水では流量の違いに照らして、それぞれ異ったN値を採用している。

洪水頻度(P%)	1	5	50
河口～高砌頭	0.036	0.036	0.035
高砌頭～鳳灘	0.069	0.061	0.050

戻ってくる水流の計算では断面の制御曲線を採用し、常時消水位120mの試算の場合、貯水池流入量が最大の時のダム前におけるそれに対応した水位とダム前の水位が最高の時のそれに対応した流量を推定し、その外包線を取る。戻ってくる水流の結果は附図Ⅳ-4～7、附図Ⅴ-総-404-18～19を参照の事。

## 2. 貯水池土砂堆積計算

本流王家河における実測資料統計に基づいて分析した結果ダム地点における経年的平均土砂含有量は $0.258 \text{ kg/m}^3$ であり、経年的平均土砂選抜率は $513 \text{ kg/m}^3$ であり、それに相応する経年的平均土砂選搬量は $1.620 \text{ t}$ である。鳳灘貯水池の落成後は、五強溪ダム地点の経年的平均土砂含有量は $0.19 \text{ kg/m}^3$ となる。計算によると年間堆積量は $669 \text{ 万 m}^3$ であり、発電用貯水容量には影響はない。

ダム前の堆積高を計算する際、土砂を排除する設備については考慮されていないが、風避水力発電所の作用を考慮に入れて計算した結果は次の通りである。

年限	年	10	20	30	50	70	90	100
堆積高	m	49.3	50.5	51.8	54.3	56.9	59.5	60.7
堆積量	億m <sup>3</sup>	0.7	1.35	2.0	3.33	4.64	5.95	6.64

## 第8章 貯水池建設による水没と事後処理

### 1. 貯水池建設による水没

五強溪貯水池の常時満水位は120m、貯水池面積355km<sup>2</sup>、戻ってくる水流の長さは228kmであり、貯水池建設による水没の影響は、源陵、澁溪、辰溪、麻陽、淑浦5県の50の人民公社、335の生産大隊、1,650の生産隊に及ぶ事になる。

20年に1度の洪水を標準とすると、移住人口は17.46万人、その内農業人口は11.94万人であり、非農業人口は5.52万人である。

2年に1度の洪水を標準とすると、水没耕地は8.78万畝、そのうち水田は7.75万畝、畑は1.03万畝である

又、水没の影響は源陵、澁溪、辰溪の3つの県城と蒲市の各町及び大小鉱工企業58ヶ所、自動車道路360km、並びに若干の送電線と電報通信線に及ぶ事となる。

## 2. 処理措置

1979年において各県が移住農民に対する初歩的調査計画案を提出したところでは、その地区でそのまま後退させる人口4.37万人、県内の他の地区へ移住させる人口7.57万人となっている。

町の復興計画：源陵県城は約1km先の教場坪まで後退させ、蘆溪県城は県城から9km離れたところにある白砂に移転させる。蒲市の町はその地区でそのまま後退させる。又辰沢県城は源陵県城から2.5km離れた火麻神御に移転させるか、その地区でそのまま後退させるか、なお比較検討中である。

鉱・工業企業については、少数の大型鉱・工業企業が遠くへ移転しなければならぬ以外、その他の一般の中小型企業は、県城の移転あるいはその地区における後退にともない、自動車道路や電報通信線は近いうちに改修しなければならない。





附表Ⅳ-2 湖南電力系統1995年水準過水年における電力平衡表

( 56.4 ~ 57.3 )

五強系Ny = 6 × 30 = 180万

単位：万KW

		4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	
電力系統	最大負荷	681	740	738	749	760	715	730	740	755	691	687	685	
	負予備	38	38	38	38	38	38	38	38	38	38	38	38	
	事故予備	76	76	76	76	76	76	76	76	76	76	76	76	
	発電機容量	934.5												
	水流出力	24.6	35.4	29.6	20.0	20.7	17.9	19.1	19.8	20.9	16.2	15.9	15.7	
	予想出力	401.3	448	450	469.5	469.5	469.5	469.5	469.5	469.5	452	416.8	386.6	354
	湖南省から湖北省へ送る工作出力	3.2	3.2	3.2							15.6	15.6	15.6	15.6
	湖北省から湖南省へ送る工作出力				30.3	37.6	37.6	37.6	31.3	7.2				
	工作容量	369.3	416	418	321.7	325.4	280.4	301.7	301.7	355.9	358	294	292	288
	負予備	0	0	0	38	38	38	38	38	38	38	38	38	38
	事故予備	0	0	0	38	38	38	38	38	38	38	38	38	38
	点検修理容量	0	0	0	40	40	40	40	40	40	0	20	0	0
	必要容量	401.3	448	450	437.7	441.4	416.4	417.7	417.7	451.9	449.6	405.6	383.6	354
空問容量	0	0	0	31.8	28.1	53.1	51.8	51.8	17.6	2.4	11.2	3.0	0	
阻止される出力	68.2	21.5	19.5	0	0	0	0	0	0	17.5	52.7	82.9	115.5	
発電機容量	469.5													
火力発電所	工作容量	311.7	324	320	397	397	397	397	397	397	397	397	397	
	負予備	38	38	38	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
	事故予備	76	76	76	38	38	38	38	38	38	38	38	38	
	点検修理容量	39.5	27	31	50	30	30	30	30	30	30	30	30	
	空問容量	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
発電機容量	465													

附表Ⅳ-4 五強溪貯水池常時満水位120mの場合の本流における戻ってくる水流の結果表  
 (防止制限水位: 116m、洪水防止貯水容量23億 $m^3$ )

番号	断面名称	ダムからの距離	P=50%		P=5%		P=1%	
			天然水位	総水位	天然水位	総水位	天然水位	総水位
1	楊五廟	0.00	6195	12000	6920	12370	7262	12370
2	沱浪	0.30	6730	12002	7360	12373	7685	12376
3	柏茨口	0.50	7188	12004	7816	12377	8156	12389
4	碓	31.40	7601	12007	8195	12385	8550	12406
5	山家村	43.00	8097	12010	8620	12391	8945	12420
6	楊家潭	51.60	8398	12014	8897	12393	9202	12429
7	横石下	56.30	8581	12016	9066	12395	9357	12435
8	深茨口	62.60	8850	12018	9322	12398	9600	12445
9	舒察門口	66.20	9004	12021	9478	12401	9745	12453
10	高溜洞	70.60	9172	12024	9636	12404	9905	12463
11	河張洲	76.20	9390	12027	9836	12407	10099	12475
12	潭底壩所	80.80	9600	12031	10056	12412	10310	12487
12'	茨子口	83.80	9716	12033	10180	12414	10417	12494
13	砂樹湖	85.60	9791	12035	10263	12416	10495	12498
14	鯉魚潭下	92.40	9935	12039	10467	12420	10721	12513
15	角馬岔	97.40	10040	12043	10606	12424	10868	12527



(前頁より続く)

番号	断面名称	ダムからの距離	P=50%		P=5%		P=1%	
			天然水位	洪水水位	天然水位	洪水水位	天然水位	洪水水位
16	栗俣口	100.70	101.45	120.45	107.23	124.27	102.83	125.41
17	北俣口	103.70	102.13	120.49	108.05	124.31	110.65	125.50
18	島俣口	108.40	103.11	120.52	108.94	124.33	111.64	125.65
19	新俣口	110.70	103.58	120.54	109.42	124.36	112.11	125.73
20	三洲池	113.60	104.34	120.56	109.97	124.38	112.62	125.80
21	青木井	119.80	105.85	120.60	111.27	124.42	113.92	126.00
22	池俣	122.80	106.19	120.64	111.75	124.45	114.53	126.15
22'	五里洲	124.85	106.62	120.68	112.29	124.50	115.12	126.29
23	割取池	126.80	107.20	120.70	112.77	124.54	115.63	126.38
24	岩角	129.40	107.95	120.75	113.51	124.60	116.35	126.57
25	岩原河	134.50	109.18	120.92	115.27	124.80	118.26	127.15
26	小俣橋	139.80	110.15	121.10	116.71	125.01	119.90	127.76
27	白龍岩	143.90	110.86	121.26	117.77	125.46	121.05	128.22
28	鉢掛池	148.20	111.74	121.43	118.76	125.82	122.14	128.67
29	毛塚池	152.30	112.80	121.57	119.66	126.15	123.06	129.00
30	五果池	155.90	113.64	121.70	120.35	126.36	123.66	129.25
31	浦市水文メ テーション	158.90	114.40	121.84	121.10	126.60	124.37	129.51
32	鹿坪橋	165.20	115.85	122.20	122.34	127.23	125.83	130.21

(前頁より続く)

番号	断面名称	ダムから の距離	P=50%		P=5%		P=1%	
			天然水位	畑水位	天然水位	畑水位	天然水位	畑水位
33	東田瓦密	167.00	11625	12230	12275	12742	12626	13042
34	仙人溪	17090	11723	12262	12376	12798	12736	13115
35	小水岩	17420	11794	12286	12453	12843	12822	13170
36	辰 溪	17800	11905	12322	12546	12894	12914	13225
37	打虎台	18040	12005	12356	12632	12940	12996	13275
38	独木乃	18250	12082	12392	12707	12987	13070	13327
39	水 洲	18390	12153	12421	12769	13023	13135	13365
40	岡溪口	18570	12245	12470	12872	13088	13235	13437
40	修 溪口	18760	12294	12502	12936	13130	13299	13488
41	大真坪	19340	12415	12590	13082	13241	13456	13608
42	付家河	19720	12525	12672	13188	13321	13557	13690
43	平家溪	20270	12662	12765	13350	13458	13729	13857
44	雄神溪	20680	12765	12850	13485	13575	13880	13972
45	録吊岩	21020	12933	12988	13615	13692	14005	14090
46	牛 埦坪	21240	13037	13077	13715	13774	14095	14172
47	火 花 口	21660	13155	13183	13852	13901	14235	14292
48	唐 門 前	22580					14530	14568

附設 IV-5 五強溪貯水池常時満水位 120 m のときの支流断水における戻ってくる水流の結果表

(防止制限水位: 116 m、洪水防止貯水容量 2.3 億 m<sup>3</sup>)

番号	断面名称	分岐点 (茨子口) からの距離	P=50%		P=5%		P=1%	
			天然水位	廻水位	天然水位	廻水位	天然水位	廻水位
干 12'	茨子口	0.0	97.16	120.33	101.80	124.14	104.17	124.94
出水 01	茨子口	0.0	97.16	120.33	101.80	124.14	104.17	124.94
38	太常村	1.1	97.77	120.33	102.19	124.15	104.80	124.95
37	落穂部	6.6	100.08	120.35	104.28	124.16	106.72	125.05
36	大石門	8.8	101.07	120.37	105.40	124.17	107.77	125.11
35	島 宿	13.4	102.50	120.40	107.15	124.18	109.45	125.22
34	洪水坪	17.4	104.75	120.45	109.30	124.19	111.67	125.38
33	四方養	20.4	107.06	120.55	111.65	124.22	113.99	125.65
32	番台坪	25.4	110.25	120.78	114.92	124.25	117.40	126.28
31	王塚坪	28.4	113.33	121.10	118.09	124.71	120.42	126.95
30	高崎頭	31.5	115.90	121.57	120.72	125.47	123.05	127.80
29	石園溪	34.6	119.10	122.55	125.31	127.74	128.55	130.80
28	明菰口	40.4	123.17	124.62	130.84	131.97	135.03	135.99
27	黄洋坪	42.2	124.15	125.40	132.00	132.91	136.23	137.04
26	盆倉村	43.5	125.46	126.35	133.05	133.85	137.27	137.93
25	嵐 嶺	44.3	126.57	127.15	134.27	134.95	138.50	139.07

附表Ⅳ-6 五強溪貯水池の常時満水位が120mの時の支流武水における戻ってくる水流の結果表

(防止制限水位: 116m、洪水防止貯水容量23億 $m^3$ )

番号	断面名称	分岐点 (観測点) からの距離	P=50%		P=5%	
			天然水位	廻水位	天然水位	廻水位
本流	源	00	10619	12064	11175	12445
武水 21	側池	1.2	10619	12064	11175	12445
20	上盤村	3.2	10710	12066	11307	12447
19	洞底坪	8.8	11060	12071	11673	12457
18	池	13.4	11490	12112	12136	12588
17	段田溪	18.2	11870	12192	12590	12814
16	能碓	22.2	12161	12332	12924	13043
15	魚犬溪	24.5	12750	12758	13312	13363
14	池	32.1	13296		13988	13998

附表Ⅳ-7 五福溪貯水池の常時満水位が120mの時の支流辰水における昇ってくる水流の結果表  
 (防止制限水位: 116m、洪水防止貯水容量2.3億 $m^3$ )

番号	断面名称	分岐点 (辰 からの距離)	P=50%		P=5%	
			天然水位	廻水位	天然水位	廻水位
本流	辰	0.00	119.05	123.22	125.46	128.94
新補充1	須	0.50	119.05	123.22	125.46	128.94
II 47	新	3.45	119.54	123.32	125.87	129.15
辰	荒	7.50	119.69	123.44	126.25	129.34
4	青	10.80	120.05	123.62	126.66	129.54
5	荒	12.80	120.35	123.73	127.01	129.75
6	老	15.25	120.57	123.92	127.36	129.94
II 45	村	19.00	121.45	124.12	127.73	130.12
	玉	19.68	123.70	125.08	129.09	130.65
	公	23.00	125.17	126.12	130.60	131.63
II 44	曾	24.59	125.87	126.64	131.19	132.05
II 43	島	26.84	127.05	127.50	132.27	132.95
II 42	郎	29.21	127.78	128.17	133.20	133.78
II 41	毛	30.24	128.60	128.92	134.24	134.70
II 40	丸	34.59	129.51	129.67	135.20	135.57
II 39	太	37.06	131.17	131.20	136.95	137.20

## 第5編 中枢配置及び水工建築物

### 目 次

第1章	設計データ	5-1
1.	建築物の等級	5-1
2.	設計パラメーター	5-1
第2章	ダム軸線及びダム型式の選択	5-5
1.	ダム軸線	5-5
2.	ダム型式の選択	5-5
第3章	中枢総体配置	5-6
1.	第一段階案の比較	5-7
2.	第二段階案の比較	5-11
3.	中枢総体配置の選定	5-14
第4章	せき止めダム	5-15
1.	越流ダム	5-15
2.	非越流ダム	5-17
第5章	導水路及び発電所建物	5-17
1.	導水路	5-17
2.	発電所建物	5-18
第6章	通航建築物	5-20



1.	ロック室平面寸法、水級の選択	5-20
2.	設計データ及び送水系統の選択	5-20
3.	構造配置及び運行条件	5-22
第7章	基礎処理	5-24
1.	左岸斜面安定及び開削要求	5-24
2.	断層及び軟弱帯処理	5-25
3.	浸透防止及び排水措置	5-27
第8章	水門及び開閉器	5-29





# 第 1 章 設計データ

## 1. 建築物の等級

五強溪水力発電所は発電を主とし、洪水調節、水上運輸等の役割をも持つ多目的発電所である。貯水池は正常貯水位120mで、貯水量57.4億 $m^3$ 、発電容量150~175万kWで、その規模は一等工程に属する。ダム、運物、導水路及び通航用水門は一級標準設計である。

## 2. 設計参考

### (1) ダムサイトの水位と流量の関係曲線

水位 (m)	48.3	50	52	54	55	56	58
流量 ( $m^3$ /秒)	159	795	2,350	4,420	5,720	7,200	10,270
水位 (m)	60	65	70	75	80	85	
流量 ( $m^3$ /秒)	13,710	23,180	23,150	46,050	60,150	68,900	

### (2) 設計洪水

せき止めダム及び通航用水門の上流側のゲート室は千年に一回起こるとされる洪水を想定して設計されたもので又一万年に一回起こるとされる洪水を想定して比較調査される。運物及び通航用水門のその他の部分は百年に一回起こるとされる洪水を想定して設計されたもので又千年に一回起こるとされる洪水を想定して比較調査される。各頻度におけるダム地点洪水、ダム流入洪水、中樞洪水放水量及び上下流水位に下表の通りである。

①

項 目	頻 度	0.01%	0.1%	1%
	単 位			
ダム地点洪水	m <sup>3</sup> /秒	60.700	50.600	39.900
ダム流入洪水	"	69.300	57.700	45.600
中樞洪水放水	"	53.000	41.200	16.300
貯水池水位	m	132.81	131.23	128.30
下流水位	"	77.41	73.20	61.4

② 水力エネルギーの主な指標

項 目	単 位	data	備 考
貯水池正常貯水位	m	120	このうち1.8億m <sup>3</sup> は洞庭湖区の洪水防止貯水容量を担う
死 水 位	"	96	
洪水調節貯水池容量	億m <sup>3</sup>	41	
洪水調節制限水位	m	116	
洪水調節最高水位	"	128.4	

③ 水上運輸

源水航路は交通部の規定によって四級航路とされている。年間貨物輸送量は250万t（そのうちくんだりは200万t、のほりは50万t）、年間木材輸送量は30万m<sup>3</sup>に計画されている。

上流での最高通航水位は124m、最低通航水位は98.5m（保証率は96.7%）。下流での最高通航水位は放水量10000m<sup>3</sup>/secに基づき57.8mと考えられ、最低通航水位は基礎負荷放水量392m<sup>3</sup>/secに基づき49.1mと考えられる（保証率98%）。

船舶の配列型及び寸法：

木材配列型：20×12×12m（長さ×幅×吃水深さ）：配列

の厚さ1.6m

船型：2 × 500 t級のはしけが隊を組む

500 t級はしけの寸法：4.5 × 1.06 × 1.5 m (長さ × 幅 × 吃水深度)

おし船の寸法：2.2 × 7.6 × 1.3 m (長さ × 幅 × 吃水深度)

④ 岩石力学指標

A. せん断指標

a. コンクリートと基礎岩盤との接触面

Pt1~Pt<sup>1/2</sup>岩組：  $tg\phi = 0.60$

Pt<sup>2/3</sup>~Pt4岩組：  $tg\phi = 0.67$

Pt5岩組：  $tg\phi = 0.65$

b. 軟弱構造面

右岸節理面：  $tg\phi = 0.55$

左岸節理面：  $tg\phi = 0.52$

左岸層面：  $tg\phi = 0.44$

右岸層面：  $tg\phi = 0.55$

泥化板岩：  $tg\phi = 0.20$

挟泥層：  $tg\phi = 0.17$

破碎挟泥層：  $tg\phi = 0.30$

破碎挟層：  $tg\phi = 0.40$

B. 変形特性：

位 置	左 岸	右 岸	河 床	断層破砕帯
岩 組	Pt <sub>1</sub> Pt <sub>2</sub> <sup>1/2</sup>	Pt <sub>3</sub> <sup>2/3</sup> Pt <sub>4</sub>	Pt <sub>4</sub> Pt <sub>5</sub> <sup>1-3</sup>	F
弾性率 10 <sup>4</sup> kg/cm <sup>2</sup>	7	15	10	0.25
ポアソン比	0.30	0.25	0.25	0.35

C. 物理力学性質

項 目	湿抗压強度 (kg/cm <sup>2</sup> )	軟化係数	比 重 (kg/cm <sup>3</sup> )	容 量 (kg/cm <sup>3</sup> )
板 岩	569	0.68	2.77	2.72
砂 岩	869	0.79	2.76	2.68
石 英 岩	2,160	0.84	2.68	2.66

⑤ 泥 砂

源水実測最大砂含有量	4.39kg/m <sup>3</sup>
平均砂含有量	0.258kg/m <sup>3</sup>
多年平均砂運搬量	1.620万t
ダム前部の100年間の想定年砂高度	67.1m
堆砂飽和容量	1.9t/m <sup>3</sup>
堆砂浮容量	0.9t/m <sup>3</sup>
内摩擦角	$\phi = 12^\circ$

⑥ 材料容量：(t/m<sup>3</sup>)

項 目	比 重	容 量	本容量	飽和容量	浮容量
水		1			
コンクリート		2.4			
石	2.7		1.75	2.1	1.1
土			1.65	2.6	1.16
埋め戻し碎石		2.0			1.2

⑦ 風 速

ダムサイトの最大風力は8級であるため、9級に耐えられるように設計されている。風力図は10km。

### ⑧ 地 震

ダム区の地震はマグニチュードが7度であるため、遮水建築物は8度の耐震設計となっている。

## 第2章 ダム軸線及びダム型式の選択

### 1. ダム軸線

揚五期ダム地点のダム軸線は選択の範囲が非常に限られている。左岸は5#～6#洗掘溝の間で、右岸は16#～17#洗掘溝の間である。左岸5#洗掘溝の上流には1#及び2#の綫変円滑体があり、その基礎岩盤は風化がひどく、ダムにつなぐには不適當である。6#の洗掘溝口部には大断層F37が下流に向かって斜めに河床に食い込み、5#洗掘溝の基礎岩盤のみが比較的高く埋蔵されている。背斜軸部及び大断層F37が崖から一番離れている。下流則ちF37及びその他の比較的大規模な断層に行くほど、ダム肩に近くなる。よって左岸は5#洗掘溝に沿ってダム軸線とするのが妥當である。右岸16#～17#洗掘溝の間の山頂地形はみな風化が小さく、河床部分の基礎岩盤の変化も少ない。よって上述の地質状況に基づいて、工程配置と水力学条件とを結合させ、具体的にダム線の位置を選定する。

### 2. ダム型式の選択

洪水が大きく、河床が狭ければ、建築物の規模は大きくなり、地形・地質

条件の制約を受け、右岸小別溪も主要放水施設として利用することはできなくなる。故に当地の資料についてのダム比較は放棄する。ダム地点は軟弱で挟層が多く、しかもその分布が均一ではなく、不均一な陥没発生、加えて地震の震度が高く、大ダムの適応性がいささか劣る、等ということを考えあわせると、この段階では重力ダムと、中空重力ダムの2種について比較検討を行う。ダム内には巨大な導流底孔と導水銅管路がとりつけられ、大ダムの高さは相対的に低いため、中空重力ダムを採用すれば施工量はかなり節約されるが、施工工程が長くなり、施工条件もやや複雑になる。一方、重力ダムの構造は単純で、また施工しやすいという便宜があり、基礎地質条件との適応性にすぐれている。以上を総合した結果、初歩設計段階では重力ダムを採用することに決定した。重力ダムのダム底は比較的狭く、掘削量は中空重力ダムに比べると3万 $m^3$ 少なく、コンクリート量は14万 $m^3$ 多くなる。中空重力ダムは施工導流を結合することができ、“中空”を利用して導流底孔を作ることによって、後期の大量閉塞作業を省くことができる。同時にコンクリート打設面積が減少し、ダム体の放熱に有利になる。しかし施工コンクリート型わく板は増加する。中空重力ダムは本工程に於てコンクリート量をそれ程節約できないので、施工を簡単にするために、コンクリート重力ダムを採用するのが妥当である。

### 第3章 中枢総体配置

五強溪水力発電所の主要構造物は、建物、越流ダム及び通航用水門である。建物は全長305m、越流部ニブロン(のり面勾配斜面)は約260mの幅が必

要で、三者合わせると計約621mが必要となる。中樞配置設計には非常に大きな困難が伴う。

上述の矛盾を解決するために、今迄に以下3通りの案が研究検討されてきた。

- (1) 地質条件を考えあわせて、兩岸の山斜面を掘削して、河床を拡大する。
- (2) 小別溪を利用して、部分発電所あるいは洪水放水路を配置する。
- (3) 構造物を幾重にも配置する。たとえば、越流式発電所の建物或いは通航用水門を採用し、発電所建物と立体交差する様配置する。

中樞総体配置設計は、大体に於て二段階に分けることができる。第一段階は初歩的比較である。発電所の発電容量を $7 \times 30 = 210$ 万kWとする。通航構造物はリフト及び三級通航用水門を採用し、多種多様な案についての比較検討を行う。第二段階は右岸建物案と左岸建物案について、更に一歩進んだ比較検討を行う。発電所の発電容量を $5 \times 30 = 150$ 万kWに改め、三級通航用水門を左岸に配置する。

#### 1. 第一段階案の比較

第一段階では全部で14の案を定めた。建物の位置及びその形式によって4種類に大別する。各案の配置特徴及び主要工量量は次表を参照。ここではそれぞれの案について個別の説明を行う。配置図は附図の源五-405-7を参照。

##### (1) 右岸建物案

全部で5つの案を比較検討する。その主な欠点は施工導流が複雑なことである。三期に分けて施工するため、施工上の複雑性が増大する。



項別	別	建		立		置		主			工	
		址	物	位	物	体	休	材	積	費		
	案	物	物	物	物	積	積	積	積	積	積	積
右岸発電所建屋案	I <sub>1</sub>	右岸ダム後方一列式	越流ダム	通航建築物	小別荘利用	8399	482	36	2.4	265	4549	
	I <sub>2</sub>	"	"	左岸運送用水門	非常越流ダム	7549	424	33	2.3	24	4143	
	I <sub>3</sub>	"	左側1.5孔	左岸開閉船機	不利用	8159	500	38	2.4	27.1	4576	
	I <sub>4</sub>	右岸"r"型"発電所和屋	左側1.4孔	"	導水路 出口机石段	921	456	4.2	2.2	3.5	5260	
	I <sub>5</sub>	右岸ダム後方5台、小別荘 4台分形式並列有階段	左側1.4孔	"	導水路及び 4台の機体の取原	947	504	39	2.2	295	4543	
左岸発電所併用案	II <sub>1</sub>	左岸ダム後方一列式	右側1.1孔	左岸運送用水門	非常越流ダム	9582	464	36	2.4	248	4541	
	II <sub>2</sub>	"	"	右岸運送用水門	"	868	448	35	2.4	225	4651	
	II <sub>3</sub>	"	"	左岸開閉機	"	842	399	35	2.3	22.4	4147	
	II <sub>4</sub>	"	"	右岸開閉機	"	860	391	32	2.3	22.1	4053	
	II <sub>5</sub>	"	右側1.0孔	左岸運送用水門	正常越流ダム	964	484	36	2.4	266	4712	
	II <sub>6</sub>	左岸ダム後方5台 小別荘4台	右側1.5孔	"	導水路、出口 4台の機体の取原	1046	455	36	2.3	29.5	4597	
	II <sub>7</sub>	左岸ダム後方5台 小別荘2台	"	"	導水路、出口 2台の機体の取原	1041	508	39	2.5	30	5052	
越流式発電所併用案	III	右側1.0孔	左側1.0孔	"	不利用	660	491	49	2.3	26.4	4592	
	IV	小別荘出口 一列式	河床1.7孔	"	導水路、出口 7台の機体の取原	1210	212	4.6	2.1	40.8	5312	

越流ダムを左岸に配置すると、水流条件が比較的良好となり、主要工程を分散配置すると、運航条件も良くなる。

Ⅰ<sub>2</sub>案は左河槽昇船機を配置するものである。その占める面積が比較的狭いため、中樞配置に有利である。土工工程は比較的簡単であり、コンクリート量は通航用水門のそれと比べると1/3となる。しかし大型昇船機の設計、製造、設置、運航等については中国では経験が乏しいために、この案を採用するのはまだ困難である。よってこの案は放棄する。

Ⅰ<sub>4</sub>は“r”型案であり、4台の機械が小別溪から水を引いてくる。圧力トンネルの内径は11m。調圧井を設置しなければならず、調圧井の内径は20m、深さは60mで、施工には比較的大きな困難が伴う。また建物が入二つに分かれるため、運航に不便であり、更に設備をふやさなければならず、よって工程量も多くなる。Ⅰ<sub>5</sub>案は左建物を分散配置するものであり、この案もまたⅠ<sub>4</sub>案と同じ欠点を持ち、その上、工程量はⅠ<sub>4</sub>案より多くなる。よってⅠ<sub>4</sub>、Ⅰ<sub>5</sub>両案は採用に適さない。

Ⅰ<sub>1</sub>案とⅠ<sub>3</sub>案の主な差異は、前者が小別溪を利用して非常洪水孔を作るのに対し、後者はそれを用いない点である。小別溪は部分的な洪水調節を担い、河床洪水の負担を軽減させ、基礎施行量を減少させることができ、全体的に見て有効である。右岸発電所案の中ではⅠ<sub>1</sub>が優れ、代表とするに足るものである。

## (2) 左岸建屋案

全部で7つの案がある。この案の最大長所は原水では洪水のピーク流量が大きく、施工導流が便利であるということである。この案は二期に分けて施工するだけである。掘削を行い、コンクリート打設強度を均一にするために、施工進度の加速が望める。このうちⅡ<sub>5</sub>、Ⅱ<sub>7</sub>案は分散式発電

所を配置するもので、主要な河床発電前工程量を減少させ、早い時期の発電が可能となる。しかし建屋を左右両岸に分散設置するため、その設備は倍に増加する。運航、管理には極めて不便になり、その上工程量も平均的に多くなり、採用には不適である。

Ⅱ<sub>2</sub>、Ⅱ<sub>4</sub>案の通航構造物はリフトを用いるものである。前述の様に現在すでに採用されているが、技術的にまだ困難が伴う。Ⅱ<sub>2</sub>案は通航用水門を右岸に設置する。地質条件から考えると、左岸に設置するより有利である。しかし源水のダムサイトの主航路は左側にある。上下流停泊区はすべて左側にある。右側の河床は浅瀬であるため、2～3mの深さの導航路を掘らなければならない。幅40m、長さ1kmのダム上を越流する時に船が通航するには、河面を横断しなければならず、通航安全上極めて不利である。その上、通航用水門通路が右岸沿線を占拠しているため、施工補助工事、砂石系統及びコンクリートの上ダム運搬道路に支障をきたし、施工配置上も困難であり、主要工程の施工にも影響が及ぶ。よって本案も採用には適さない。

Ⅱ<sub>1</sub>とⅡ<sub>5</sub>の両案は基本的には同じものであるが、主な差異は小別溪の利用という点にある。Ⅱ<sub>1</sub>案は非常放水路、河床11孔越流ダムを作り、Ⅱ<sub>5</sub>案は正常放水路、河床10孔越流ダムを作る。掘削量は40万<sup>m</sup>、コンクリート量は52万<sup>m</sup>増え、その上施工配置の上で支障をきたし、不利である。

上に述べたことをまとめると、左岸発電所各案の中ではⅡ<sub>2</sub>案が比較的妥当である。

### (3) 越流式案

越流式の建屋案では一ヶ所に集中して配置され、全洪水は河床大ダム

を経て放水され、小別溪は利用する必要がない。頂上部は大洪水の時に越流され、平常は放水しない。通航用水門は左岸洪水河槽に設置され、出口は主航路となり、また出入口には適当な停泊区が設置される。その上、建物とは反対側に作られているため、支障をきたすことがない。掘削量は大幅に減少し、コンクリート量も減少する。しかし構造は複雑で、鉄筋材量も増大し、高度な施工導流・施工技術が要求され、難易度が高い。工事の進行上、保証がむづかしい。動力電気の配置にも不利である。建物の運用条件は防潮、通風、採光によって差異が生ずる。以上を総合検討すると、この案は推薦できない。

#### (4) 導水式案

導水式発電所案の主な特徴は全河床に水が越流し、放水単位あたりの流量が最小で、水流条件が最良であるという点にある。通航構造物は左側の河岸に設置され、河床は単一越流ダムとなる。導流は簡単で、基礎坑工程量は最小である。しかし小別溪の導水路及び放勢池の設置に大量の掘削が要求されるため、総工程量は最大となり、その費用も最高額になる。その上、建物、附設道路と施工主要補助工事及び堤頂部への運搬道路が交差し、互いに妨害し、施工に多大な影響を及ぼし、工期が最長となってしまふ。よってこの案は放棄する。

## 2 第二段階中樞配置案の比較検討

第一段階での初歩的検討に基づき、発電容量の減少状況を考えあわせ、更に一步深く比較検討を行い、発電容量を $5 \times 30 = 150$ 万kWに改めた。通航構造物は三級通航用水門を左岸に設置し、河床には10孔の越流ダム

を設置する。小別溪には非常越流路を作り、発電所と越流ダムの間には放水底孔を設ける。(施工段階では臨時通航水門をも兼ねる)。両案の配置図は「源五-総-405-2、3」を参照。その主要構造物の土工工程量は下表、両案の優・劣点は次頁の表を参照。

右岸案の主要建築物土工工程量表

項目	単位	ダム	発電所建築物	導水路	通航用水門	道路	小別溪	導流	合計
掘削及び埋め戻し土砂量	万m <sup>3</sup>	225	76		286	26	157	156	926
コンクリート及び鉄筋コンクリート	"	27.0	32		99	5	13	34	453
鉄筋	万t	1.1	12	0.5	0.8		0.2	0.3	4.1
金属構造	"	0.5	0.2	0.8	0.3		0.1	0.3	2.2
コンクリート注入の高さ	万m	21.1	1.5		2.0		3.5	0.5	286

左岸案の主要構造物土工工程量表

項目	単位	ダム	発電所建築物	導水路	通航用水門	道路	小別溪	導流	合計
掘削及び埋め戻し土砂量	万m <sup>3</sup>	261	156		171	34	157	148	927
コンクリート及び鉄筋コンクリート	"	288	32		121	2	13	39	495
鉄筋	万t	1.2	12	0.5	1.0		0.2	0.3	4.5
金属構造	"	0.5	0.2	0.8	0.3		0.1	0.4	2.3
コンクリート注入の高さ	万m	22.5	1.5		2.0		3.5	0.5	300

左・右岸発電所配置案の優・劣点比較表

項目	左岸発電所案	右岸発電所案
工費及びコスト	両案共に工費・コストは基本的に同じ	
水工配置	通航用水門は組み立て室にまでまたがる。60mの連結水路を増設。第一級ロック室はダム前貯水池に突出。基礎岩盤の風化はやや大きく、I号変動変形区を越えなければならぬ。地質条件はやや劣り、構造は複雑。発電所へ到る交通の便を尚たす為、組み立て室の高さを18m増加する。	協調的に配置されており発電所、通航用水門は兩岸に分離し、互いに妨害し合わない。
水流条件	初歩水工実験の結果に基づき、洪水時は左岸に遡流。放水路は土砂が堆積し、船が水門に進入するのに不利であり、更に一歩改善が要求される。	越流ダムは左岸深槽区に位置し、洪水時の水流は穏やかで、水流状態も比較的良好である。
動力電気	右岸に向ってケーブルを長くコイルアウトし、或は跨河高圧線を増加させる。	右岸に向ってコイルアウトし、便利である。
施工配置	左岸掘削量、コンクリート量が集中し、配置が困難。発電所と通航用水門の施工が互いに妨害し合う。機械の組立て時には比較的余裕がある。	右岸組み立て場の堤にあがる機関車軌道に対する影響が比較的大きい事以外は、施工配置の便が良い。機関車組立場の建設所用時間が短く、取り付け調査に有利。
導流及び工期	二期に分けて導流を行う。工事は簡単。平衡施工が可能で、進捗が比較的速く、高い保証がある。右岸建物より早期に発電が可能である。	三期に分けて導流を行なおねはならず、大ダムコンクリート打設強度が不均一である。初期の右岸施工基礎坑の強度が高く、発電可能時期が遅れる。

項 目	左 岸 発 電 所 案	右 岸 発 電 所 案
運 行 条 件	通用水門、発電所空間が交差し、通航上妨げとなる。通航条件は右岸に劣り、更に進んで研究改善を行わねばならない。	運行に便利であり、妨げるものがない。

総合的な比較検討の結果、右岸ダム後方建物、左岸放水路、左岸通航用水門及び小別溪非常越流路配置案を推すことに決定した。

### 3. 中枢総体配置の選定

1979年12月、電力工業部と湖南省との組織的な初步設計審査会議に於て、上述の左岸案と右岸案の二案について深く研究分析が行われ、その結果、左岸建物配置案の採用が決定した。また席上、左岸案に対して、以下の改善意見が提出され、今後の作業の中での研究・解決が要求された。

- (1) 通航用水門は建物設置場所と立体交差しない。第一級ロック室はダム前貯水池内に突出しない。通航用水門の構造形式については、更に研究を進める。
- (2) 発電所の総発電容量は150～175万kWとする。配置については更に大規模な発電が将来行えるように余地を残さなければならない。
- (3) ダム軸線は中枢配置水工全体の模型を用いて、実験を行なうべきである。下流水力条件及び施工導流等の要素を改善し、あわせて地質条件に依拠して、更に研究を進め、作局部がその調整を行う。
- (4) 大ダムの設計は洪水防御の必要に応じて再審理を行なうべきである。本段階では時間が限られているため、左岸建物設計案については全面的

に改修を行うことはまだできない。研究分析を経て、わずかに工程量に関しては調整が進められた。施工進度及び投資見積りを算出する際、便宜をはかるために、調整後の工程量を配置図“源五-総-405-3”中に収めた。

## 第 4 章 せき止めダム

### 1. 越流ダム

中樞設計洪水放水量 ( $P = 0.1\%$ )  $41,200\text{ m}^3/\text{sec}$ 、調節洪水放水量 ( $P = 0.01\%$ )  $53,000\text{ m}^3/\text{sec}$ 。河床越流ダム前エブロン全幅  $200\text{ m}$  で、 $10$  個の孔がある。孔口は  $15 \times 18\text{ m}^2$  (幅  $\times$  高さ)、堤頂の幅は  $5\text{ m}$ 、総高を  $104.0\text{ m}$  とし、水門頂部にパラベット (parapet) を設ける。設計及び調節水位の洪水量は  $36,400$  及び  $37,900\text{ m}^3/\text{sec}$  である。残りの洪水は小別添を伝って下流へ流れる。

河床が比較的狭いと、単位幅の流量は大きくなる。エネルギー減殺の方式について3種類を比較してみる。初歩的な水力模型実験の結果によると、水流が鼻坑をのりこえる時洗掘部は深さ  $55\text{ m}$  に達し、減勢装置でエネルギーを減少させても、下流の洗掘部は深さが  $45 \sim 50\text{ m}$  に達し、構造物の基礎や下流の河岸斜面の安全にとって不利である。従って底流エネルギー減殺方式を採用する。水流減勢池の底板の高さは河床基礎岩盤状況とエネルギー減殺の要求に合わせて  $44.0\text{ m}$  とし、池の長さは  $175\text{ m}$ 、池の末端に減勢堰を設ける。堰の高さは  $11\text{ m}$  で池の水位が上



がると、水が堰をのりこえる。設計及び調節洪水を放水するとき、池の内部の単位幅あたりの流量は187及び195 m<sup>3</sup>/sec、フルード数Fr=5.1～4.9となり、跳水を安定させる。実験結果によると、減勢池末端の堰の下流は局部流速8～10 m/sec、従って減勢池の下流一定範囲内では水たたき保護が必要である。今後さらに断面水力学模型実験で修正を行なう予定である。

小別溪非常放水路は堤頂高108.0 m、放水孔15×18 m（幅×高さ）3個と弧形水門を設け、水門頂部より上は胸堰を設けて水をさえぎる。支柱の厚さ5.0 m、越流部のり面の幅は60 mで、千年に一度の洪水より更に大きな洪水のとき開かれ用いられる。調節洪水のときは、放水量9800 m<sup>3</sup>/secで、総放水量の18%をしめる。

河床越流ダムの堤頂曲線はアメリカ陸軍工程兵団水道試験場（WES）の推薦する断面を採用し、堤体の基本三角形は上流のり1：0.3、下流のり1：0.55を採用し、越流面曲線に接続させる。ダムの幅は20 m、ダムの安定とダムの基礎応力の計算結果は以下の通りである。

計 算 状 況	耐動防止安 定安全係数	基 礎 応 力 (kg/cm <sup>2</sup> )	
		上 流	下 流
設計水位 (P=0.1%)	1.108	3.15	17.2
調節水位 (P=0.01%)	1.07	2.73	17.5
正常高水位+地震力	1.15	2.75	20.5
洪水防止高水位 1284	1.10		

河床越流ダムの弧形水門は2×250トン固定式開閉器によって操作する。小別溪放水路の弧形水門は2×160トン固定式開閉器によって操作する。

## 2. ダム非越流部分

建物部分と左右兩岸のダム非越流部分の継ぎ目はみなコンクリート重力ダムを用い、堤頂高はダムの調節水位に波浪高及び余裕高を加えたものをもとにして134.0 mとする。建物部分は上流のり1:0.3、下流のり1:0.5.5、堤部の幅と機械部分の間隔は等しい。左右兩岸の重力ダムの上流のりは1:0.2、下流のりは1:0.6である。取水口水門及び開閉設備の配置と堤頂道路の要求にもとづいて、堤頂道路橋の幅は10 mである。

3種の状況に従って計算した非越流ダムの滑動防止安定安全係数とダム基礎応力は以下の表のとおりである。

計 算 状 況	滑動防止安定安全係数	基 礎 応 力 (kg/cm <sup>2</sup> )	
		上 流	下 流
設計水位 (P=0.1%)	1.120	4.10	13.6
調節水位 (P=0.01%)	1.055	0.76	16.5
正常高水位+地震力	1.080	7.40	13.1

## 第 5 章 導水路及び建物

### 1 導水路

発電所の導水路は単管単管を用いて導水する。取水口の底穴は高さ75.0 m、渦巻型入口まで水路は全長約114 m (35万キロワット機は119 m。以下同じ)である。入口に9×15.5 m (16.5 m)の平面点検扉と

9 × 14 m ( 15.0 m ) の平面緊急用ゲートが設置され、その下流に D = 30 m の通気孔が設けられている。緊急用ゲートは堤頂の 630 / 1,000 トン油圧開閉器によって操作される。点検扉は堤頂の 400 トン水門器によって操作される。鋼管はいずれも長さ約 79 m ( 83 m )、直径 1.0 m ( 1.19 m )、管内最大流速  $V = 6.43 \text{ m/sec}$  (  $6.30 \text{ m/sec}$  ) である。

管路軸線の配置はおおよそ決められ、取水口の水平部分をダムの外に伸ばした後、下流の斜面にぴったりくっつけて敷設する方法を採用している。そのため、堤体のコンクリート打設と鋼管すえつけに対する障害を少なくし、堤体のコンクリート上昇速度を速めることができ、施工には都合がよい。

$TS = 9 \text{ sec}$  の機械全面閉鎖時間にもとづいて、貯水池の正常貯水位と最高水位に対して機械全用負荷時に水撃計算を行なう。最大内水圧力は最高水位全用負荷時によって制御される。鋼管の最大内水圧力は約 86 m、渦を最大水頭は 90.0 m である。

管路強度は開渠をもとに分析、計算され、管壁の材質にはマンガン・チタンウム普通低合金構造鋼板が用いられ、最大厚度は約 45 mm である。

## 2. 建 物

建物は左岸ダム後部に位置し、組立室は、三機室の左側にある。右端は放水底孔等壁で、左端は通航用水門に接している。通航用水門軸線はさらに研究改良される予定になっている。

発電機層は高さ 63.5 m、下流最高洪水水位は 73.20 m ( 0.1% ) で発電機層に比べて 9.7 m 高く、発電所の通風、採光に都合がよい。放水庭は標高 75.5 m で進水壁を設けて水をさえぎっている。附設道路は路面の標

高7.5.5 m、6%の傾斜度で組立室の水平面(高さ63.5 m)まで下がっている。路面の幅は12 mである。道路の外側には遮水堤が設けられていて、堤頂高は7.5.5 mで吸出し遮水壁とつながっている。放水庭と発電所本館との間の通路は道路に通じており、施工、運搬に便利である。

主変圧器は建物とダムの上に設置され、組立室と同じ高さである。発電所では500キロボルト級電圧を用いてコイルアウトし、合計3回行ないSF<sub>6</sub>全密閉型電器を用いる。開閉器室も建物とダムの上に設置され、高圧ケーブルを用いて引出する。

発電所本館には5台の混流式水力タービン発電機がすえつけられ、1台の容量は30(35)万キロワットである。機械の間隔は3.4 m(3.6 m)、建物上部の構造は幅3.6 m(4.0.5 m)、下部構造は幅5.8.0 m(6.2.3 m)である。また建物頂部の高さは8.8.5 m(9.0.0 m)、導水管底板の高さは2.5.4.4 m(2.3.7.8 m)で、組立室の大きさは1台の機械の拡大点検修理の要求を満足させることができる。長さは60 m(65 m)、建物の全長は230 m(245 m)である。

付属建物は組立室の上・下流側にあり、上流側は中央制御室及び付属生産作業場で、下流側は行政管理棟及び生産用建物である。

水力タービン発電機が現場で組み立てる必要があるときは建物の下流300 mの所で行なう。付設道路のわきに溶接作業場があり、面積は約20 m×50 mである。