

4.2.4 基礎岩盤の力学性状

① せん断強度

表4-2-4 および5に剪断試験結果の一覧をまとめ、図4-2-5に破壊点の $\tau - \sigma$ 図を示した。図中の直線は同一性状の岩盤に対して載荷した異なる垂直応力下での破壊点をもとに引いた平均的な強度を示す。検討の結果、本報告では強破碎部および弱破碎部の強度常数として、上記直線の中で傾き、即ち $\tan \phi$ が最小のものを採用した。また、堅岩部の強度常数は、堅岩を対象とした現位置試験が1ヵ所で行われていないため、節理の発達する硬岩を対象に行われた試験値を参考に、堅岩部の破壊点を通る傾き45度の直線として求めた。

図4-2-5より、中国側で強破碎部とされる岩盤は、日本国内ではC_L級と判定される岩盤であり、弱破碎帯とされる岩盤はC_M級と判断される岩盤である。

② 弾性係数

過去に実施された現位置変形試験では、垂直荷重の載荷と除荷を繰り返して行われたものの試験値の測定は各繰り返しパターンの最大及び最小荷重とそのときの変形量だけで、その過程の値は測定されていない。このため、試験結果から変形係数(D)と割線弾性係数(E_s)が変形特性値として算出されている。一般に岩盤が弾性的挙動を示す範囲の変形特性は接線弾性係数(E_t)で現されることが多いが、この試験結果からE_tは求められない。

E_sは荷重-変位曲線の始点と終点を結ぶ直線の勾配で現されるため、E_tに比べ意味が明確ではなく、岩盤の非弾性的挙動域の試験値も含んでいる可能性もある。しかし、一般にE_tの値と大差ない(やや小さめとなり易い)ことが多いため、ここではE_sを静弾性係数と考えた。

4.2.5 基礎岩盤の透水性状

本ダムの基礎岩盤は緻密堅硬な変質礫岩より成るが、既応のボーリング調査資料によれば堤体直下の岩盤浅部には緩傾斜割れ目の発達に記載されている。

堤体直下の岩盤の透水度は、深さ15m程度の浅いカーテングラウチングの際に実施された水押し試験結果(表4-2-6)よりたいへん小さく、断層部を含めて特に問題となる箇所もないようである。ただし、この透水度は試験時の注水圧が不明であり、堤体を対

象に行なわれている透水性測定方法から推定すると、低圧または孔口までの静水圧で行われた可能性もある。この場合、ダム湛水時に岩盤にかかる静水圧は7 kgf/cm²程度であるため、湛水状態では透水性がより大きくなることも考えられる。

表4-2-4 基礎岩盤の力学試験値一覧 (今回検討値)

項 目		堅 硬 部 (新鮮岩)	弱 層 部 (34~36BL)			
			弱 破 碎 部	強 破 碎 部	断 層 粘 土	
岩 盤	剪断強度	C (kgf/cm ²)	17.2	10.8	9.2	
		ϕ (度)	45	44	43	
	変形係数 (kgf/cm ²)	63,800 (節理密集部)	2,600~5,200	1,800		
	静弾性係数(kgf/cm ²) (割線弾性係数)	81,900 (節理密集部)	7,300~7,500	3,300		
岩 * 石 (試験)	一 軸 圧 縮 強 度 (kgf/cm ²)		2,600~3,600	520~2,900	160~1,200	
	三 軸 圧 縮 強 度	C (kgf/cm ²)	180	48	27	0.2~0.4
		ϕ (度)	58	39	4.9	20~30
	静弾性係数(kgf/cm ²)		740,000	570,000	150,000	
	動弾性係数(kgf/cm ²)		750,000	550,000	210,000	

* 岩石試験の値は、豊満坝基処理情况簡介 (1986) による。

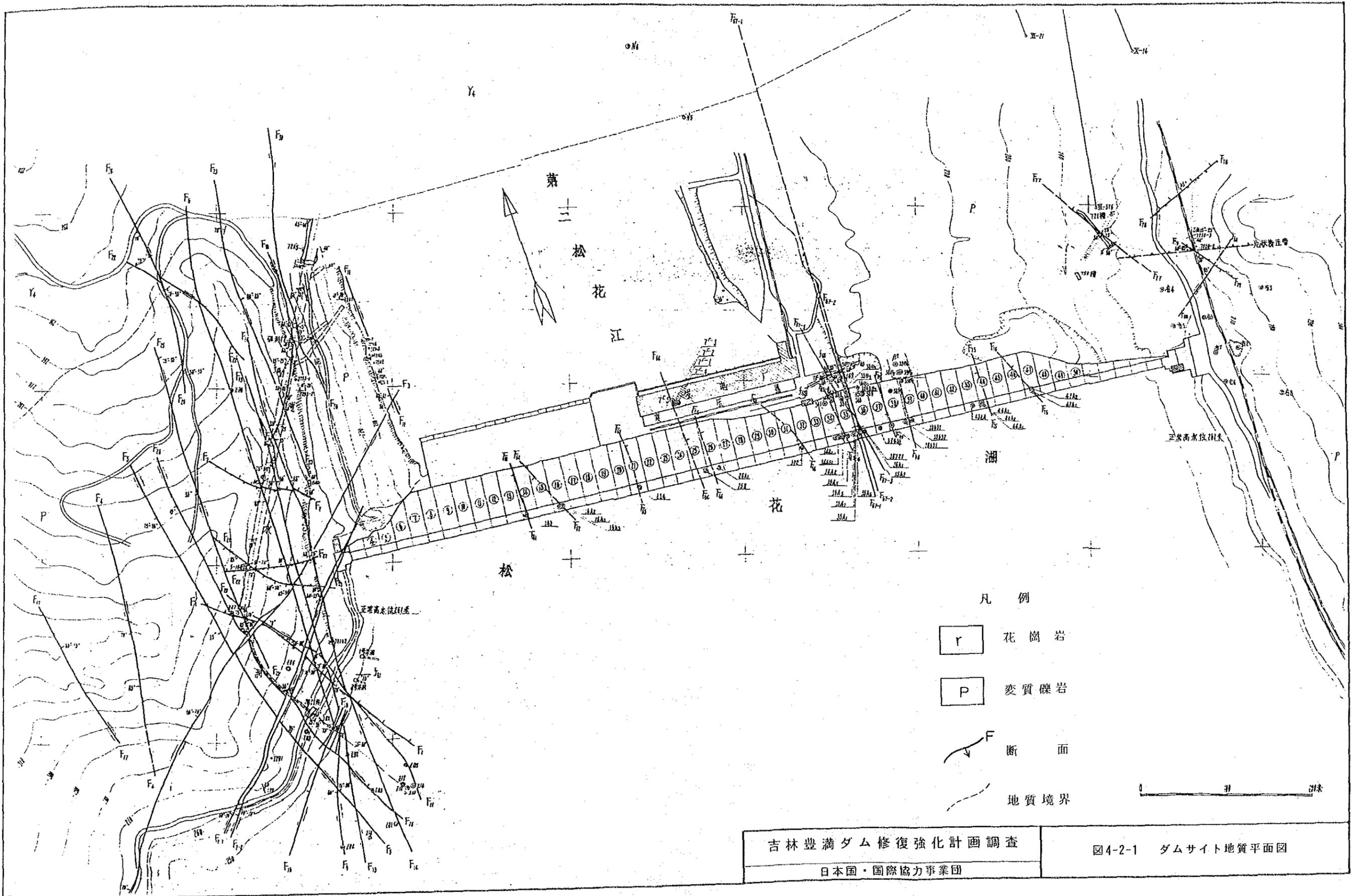
表4-2-5 現位置剪断試験結果一覧 (中国側資料による)

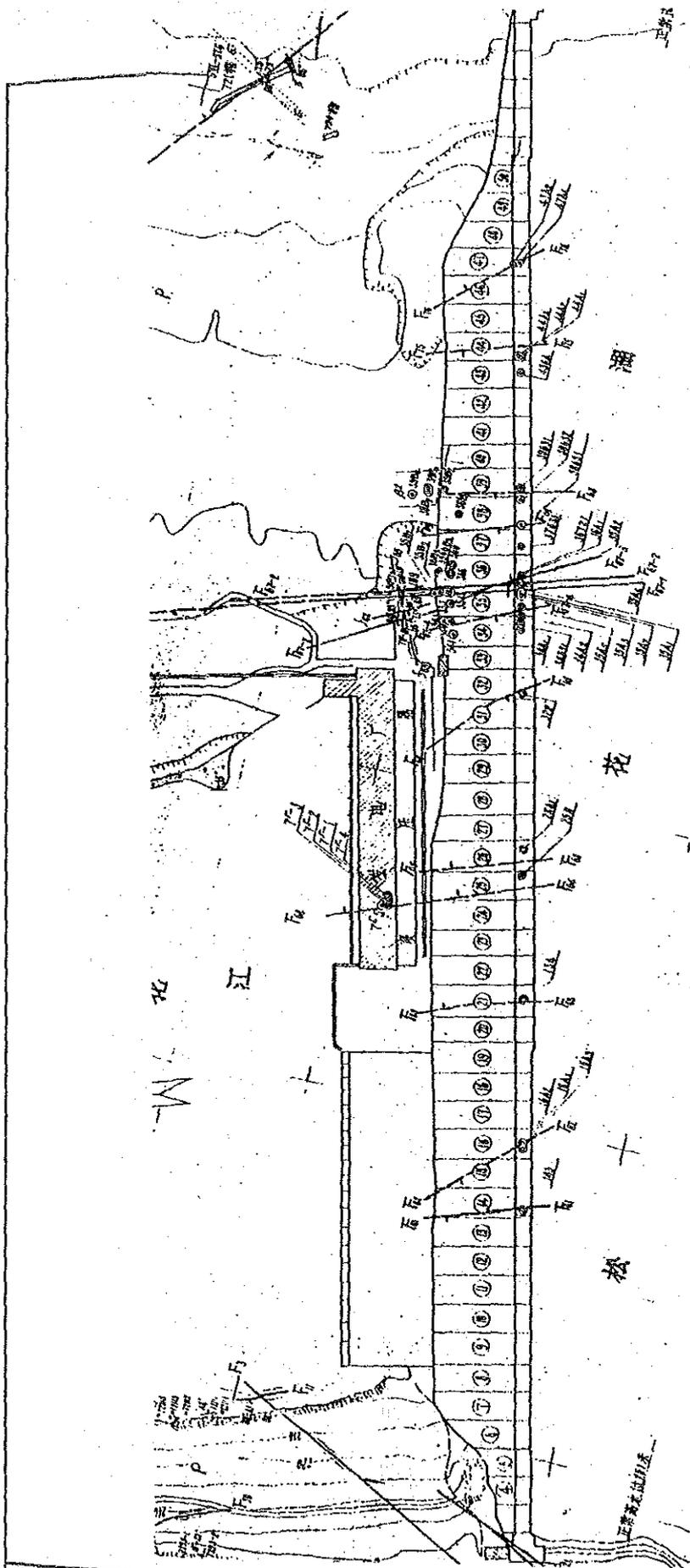
対象岩盤	試験区分	試験番号	垂直応力 (kgf/cm ²)	剪断応力 (kgf/cm ²)		記号	
				破壊点	残留安定点		
強破碎帯	ロック剪断	岩 1-3	6.5	12.3	11.1	△	
		岩 2-1	6.5	15.1	16.0	▲	
		岩 2-2	4.1	7.7	7.7		
		岩 2-3	8.1	16.1	—		
	ブロック剪断	2-1	4.3	12.5	11.7	○	
		2-2	8.9	20.1	—		
		2-3	12.1	21.0	15.1		
		3-1	16.2	23.5	—		
		4-2	17.1	29.3	—	◎	
	4-3	17.9	—	26.0			
	5-1	20.1	30.1	27.7	●		
	5-2	6.5	14.3	16.0			
	5-3	4.1	9.3	10.1			
	弱破碎帯	ロック剪断	岩 1-1	19.5	31.1	32.2	△
			岩 1-2	13.0	33.3	30.8	
岩 3-1			3.3	18.4	—	▲	
岩 3-2			2.1	—	9.3		
岩 3-3			16.2	33.5	32.7		
岩 3-3		9.8	24.3	24.3			
ブロック剪断		1-1	6.5	20.1	15.1	○	
		1-2	13.0	31.9	31.0		
		1-3	19.5	35.6	33.9		
		3-2	4.5	15.1	—	●	
		3-3	4.1	—	8.8		
		3-3	9.4	16.8	—		
		4-1	8.1	—	13.5		
		6-1	12.1	25.6	24.7	◎	
6-2*		4.9	18.4	—			
6-3*	4.9	13.5	8.9				
6-3*	0	8.5	—	●			
6-3*	0.9	—	3.5				
新鮮岩 (節理密集部)	ブロック剪断	7-1	2.5	13.5	6.0		
		7-2	19.5	35.6	30.9		
新鮮岩 (堅岩)	ブロック剪断	7-3	11.3	28.5	20.5		

*はブロック内に剪断面があるもの
**記号は、図4-2-5 に対応する

表4-2-6 基礎岩盤の透水性一覧 (各ブロック平均値)

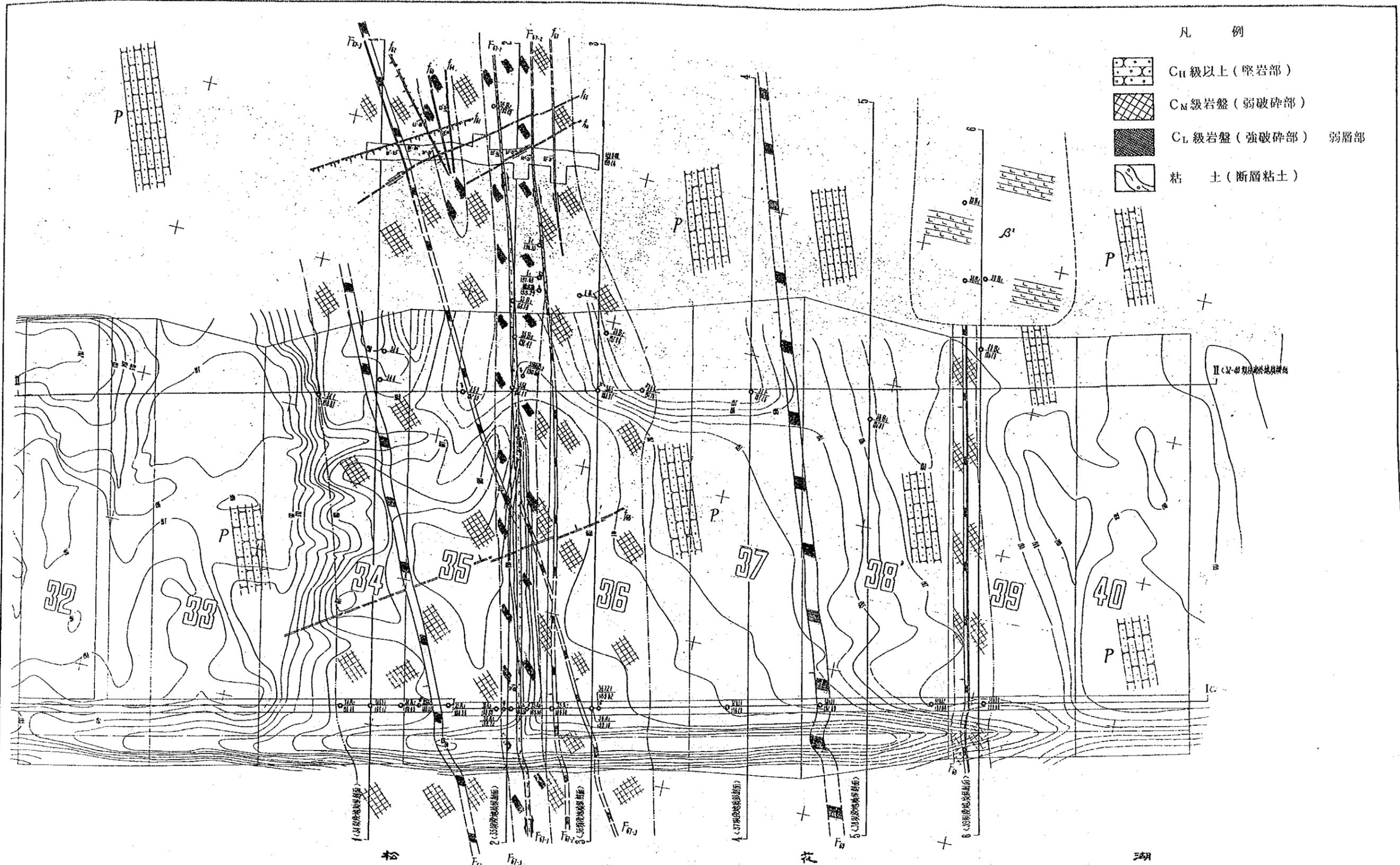
ブロック番号	平均Lu値	ブロック番号	平均Lu値	ブロック番号	平均Lu値
6	1.1	22	2.6	37	1.2
7	0.7	23	0.5	38	1.4
8	0.5	24	0.6	39	2.3
9	2.1	25	0.4	40	3.1
10	0.1	26	0.3	41	3.0
11	0.8	27	1.5	42	1.5
12	1.4	28	0.7	43	4.7
13	2.4	29	0.5	44	6.0
14	0.7	30	1.7	45	2.1
15	0.9	31	0.2	46	3.1
16	2.1	32	0.4	47	2.4
17	0.6	33	1.0	48	0.9
19	0.5	34	1.2	49	0.1
20	0.5	35	0.3	50	1.0
21	0.6	36	1.0		





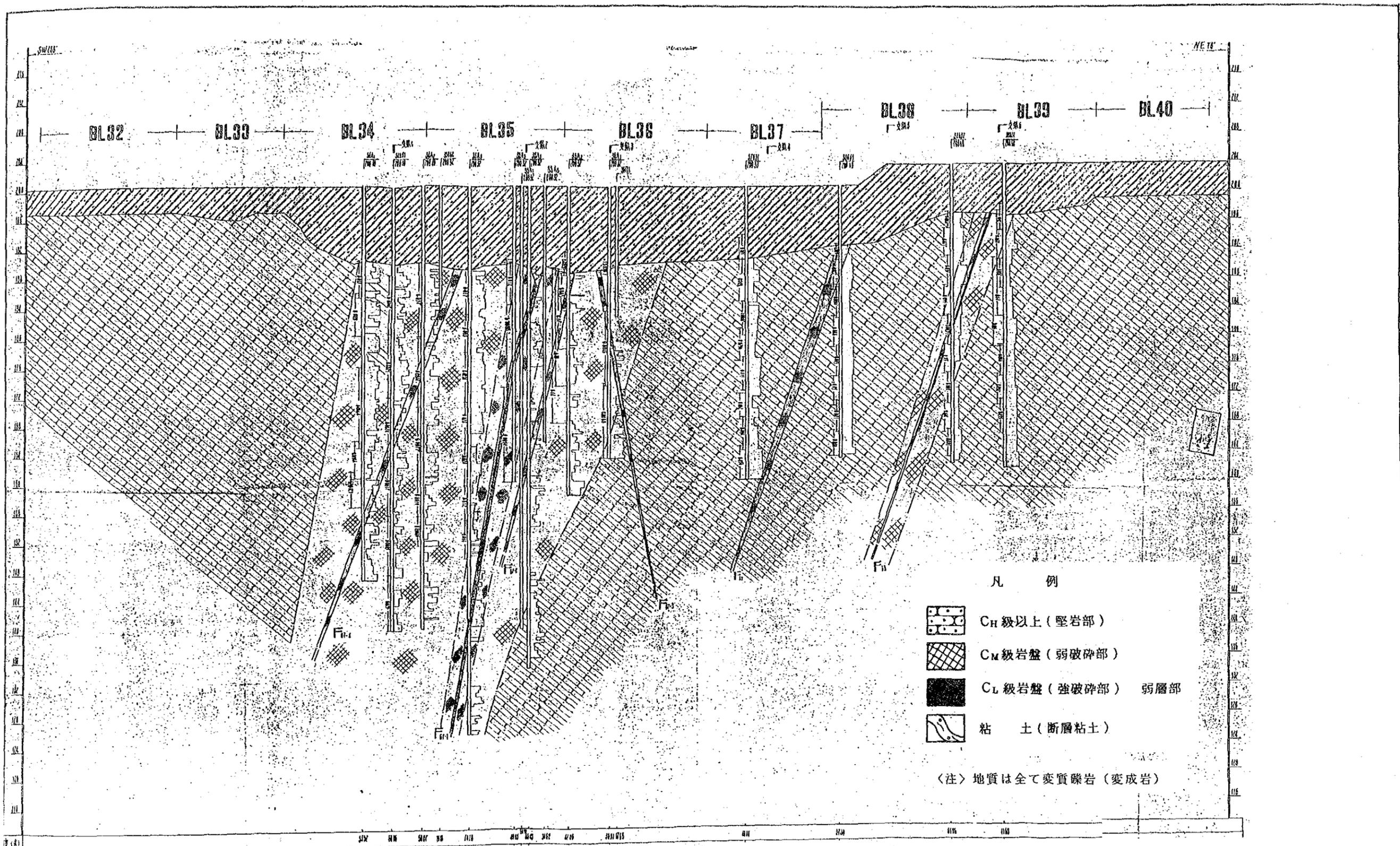
断面名	推定根拠	走向	傾斜	破碎幅	状況	他
F 61	143号孔より推定	N15-20°W	SW	>2-5m		
F 61		NW	SW		見かけの厚さ0.6~0.8 mの断層粘土および破砕帯より成る。	
F 63	134号孔より推定	N~N25°W	NE			
F 64		N15-20°W	NE	7-10m	見かけの厚さ2 mの断層粘土。周辺の破砕帯の中の角礫は硬質。	
F 65		N10-20°W	NE	1-8m	局所的に軟質だが大部分硬質の角礫。	
F 66	322号孔より推定	NW	SW			
F 67-1-4	187平洞で確認	N15-20°W	SW	1-25m	F 67-1~4より成る。	
F 67			SW	1-2m	軟質な破砕帯主体で、一部緑泥石化。	
F 68		N	SW	3-5m	見かけの厚さ0.5 mの断層粘土を伴い、破砕帯の一部緑泥石化。	
F 69		N10°W	SW		見かけの厚さ1 m程度の断層粘土を伴う。	
F 75		N15°W	NE			

図4-2-2 堤体直下に発達する断層

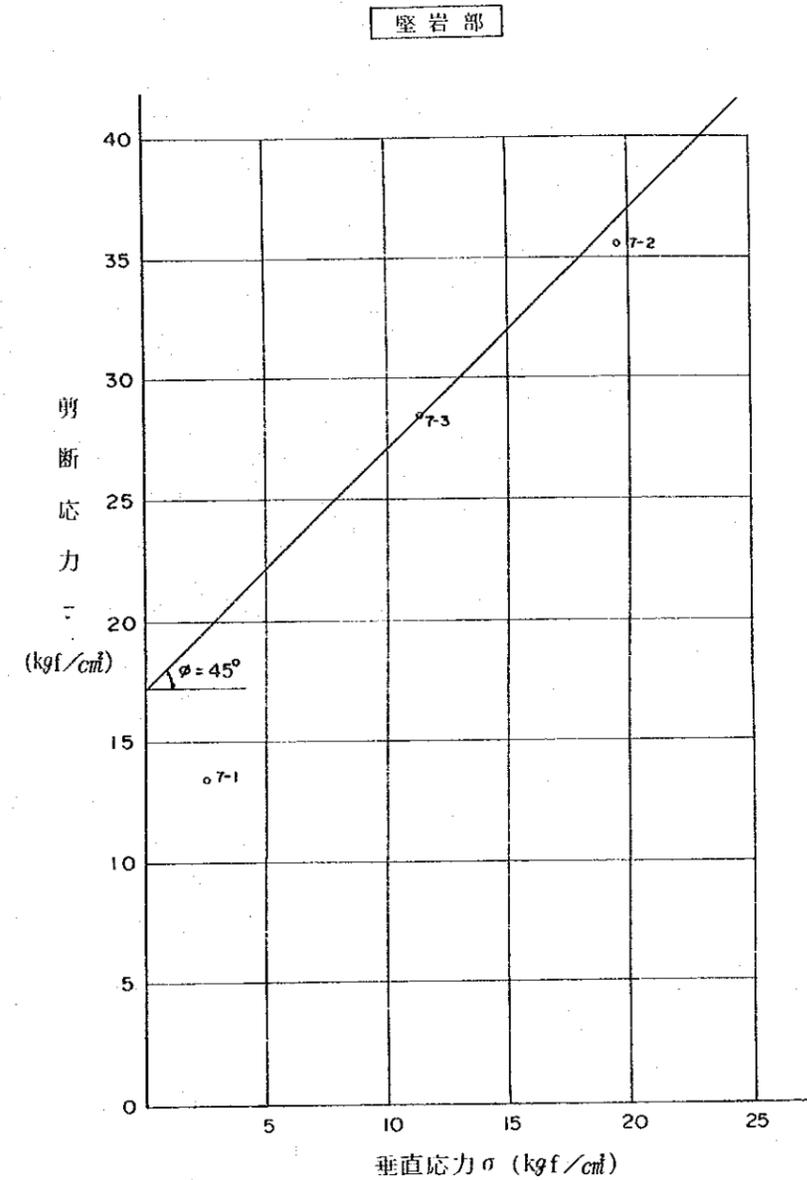
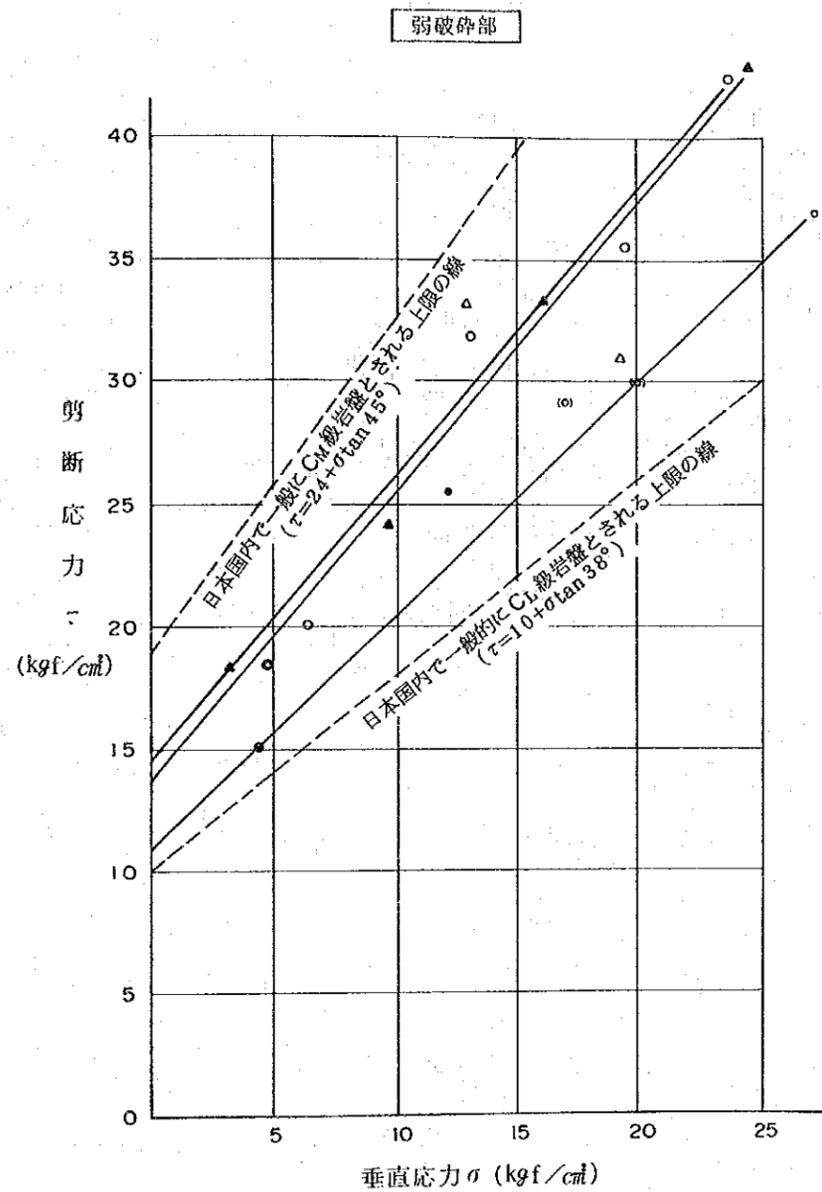
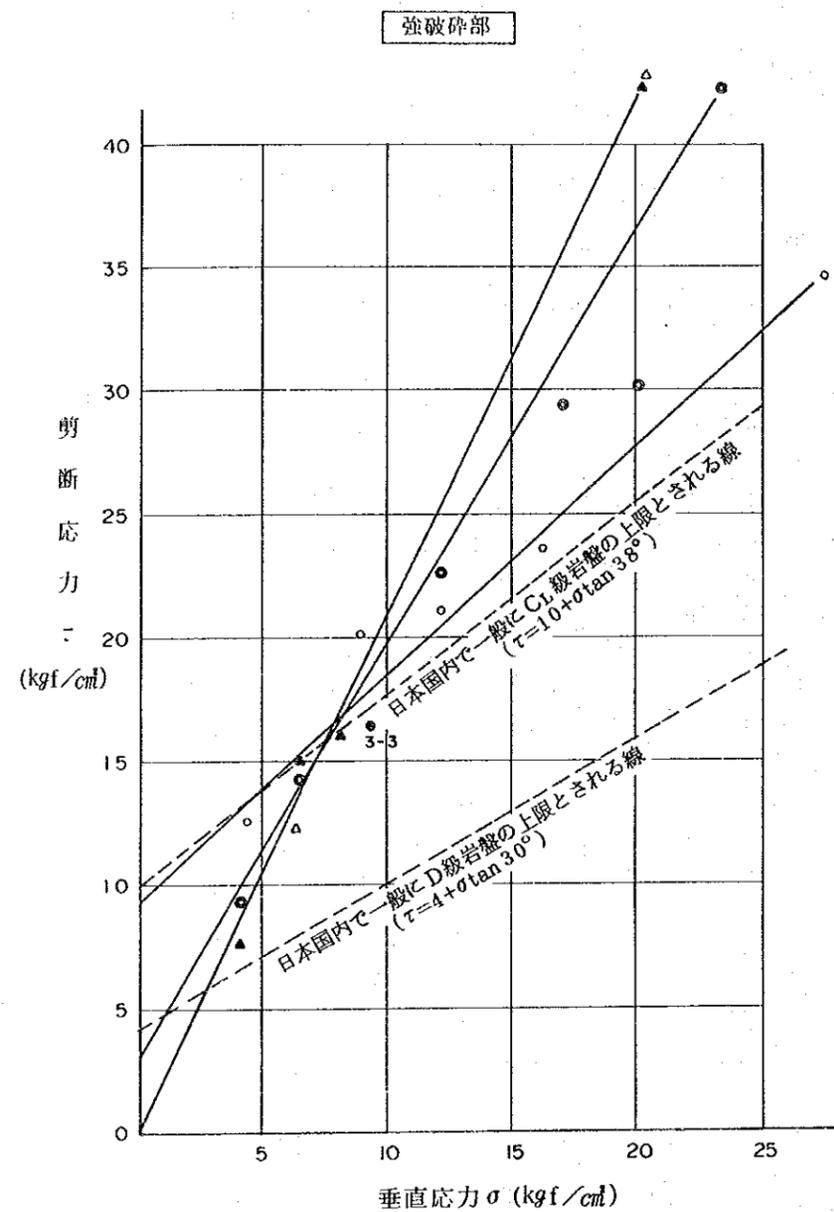


吉林豊満ダム修復強化計画調査
日本国・国際協力事業団

図4-2-3 弱層部岩級区分図
(34~36L弱層帯の岩級区分図)



吉林豊満ダム修復強化計画調査 図4-2-4 弱層部地質断面図
 日本国・国際協力事業団 (34~36BL弱層帯のダム軸地質縦断)



3-3は中国側分類では弱破碎部とされているが、横坑展開図およびデータのばらつき具合から、強破碎部と判断した。

- △ } C=0.2kgf/cm², φ=64°
- ▲ } C=9.2kgf/cm², φ=43°
- } C=3.0kgf/cm², φ=59°
- ◎

6-2, 6-3はコンクリートブロック内に剪断面があるため除外した。

- △ C=13.6kgf/cm², φ=50°
- ▲ C=14.4kgf/cm², φ=50°
- C=10.8kgf/cm², φ=44°

7-1, 7-2は新鮮岩だが節理密集部のデータであるため、堅岩部としては7-3のポイントを通るφ=40°の線を採用とした。

吉林豊満ダム修復強化計画調査

日本国・国際協力事業団

図4-2-5 岩盤剪断試験結果(破壊点τ-σ図)

4.3 地震資料

地震に関する資料は、現地では入手が困難であったため、国内において入手した資料（表4-3-1 参照）をもとに、1900年～1980年の大規模地震（マグニチュード6以上）の記録を整理し、これを表4-3-2 および図4-3-1 にとりまとめた。

表4-3-2 に示す計37回の地震の震源地を地域別に整理すると、吉林省内11回、黒竜江省内9回、河北省内7回、その他の地域11回となっている。また図4-3-1 の震源分布図から、これら震源の多くは中国東北地方を東北から西南に縦断する帯状地域（ロシア共和国および北朝鮮との国境付近）に集中している。

これら地震のうち豊満ダムに最も近い震源は、松花江上流の吉林省安図（同ダム東南東188km）である。また、同ダム東南東304kmの吉林省琿春では、80年間に7回も大規模地震が発生しており、そのうち最大のものはマグニチュード7.7であった。

なお、比較的最近発生した地震のうちその規模および被害の大きかったものは、1976年7月の河北省唐山地震でその規模はマグニチュード7.9で周辺地域の死者は24万2千人であった（日本の関東大地震はマグニチュード7.8、死者9万9千人、行方不明4万3千人である）。

表4-3-1 地震関係収集資料

発行年	資料名
1988年	中国特大地震研究
1983年	中国地震目録
1983年	中国地震歴史資料
1976年	中国地震考察団講演論文集

表4-3-2 中国東北部の地震記録 (1900年以降・M \geq 6)

発生年月日	地 域	震級 (M)	烈 度	備 考
1905. 8. 25	吉林安図	6 3/4	—	豊満ダムの東南東 188km
17. 7. 31	吉林琿春東南	7 1/2	—	豊満ダムの東南東 304km
18. 2. 10	吉林琿春	6 1/2	—	"
4. 10	吉林琿春北	7 1/4	—	"
22. 9. 29	渤海	6 1/2	—	
27. 5. 18	黒竜江東字	6 1/2	—	
28. 6. 7	"	6	—	
32. 8. 22	山東青島東海中	6 1/4	—	
33. 9. 9	黒竜江牡丹江東南	6 1/4	—	豊満ダムの北東 348km
34. 1. 21	内蒙古五原	6 1/4	8	
35. 3. 29	吉林琿春東	6 1/4	—	
37. 8. 1	山東河津	7	9	
38. 10. 21	黒竜江東字南	6 1/4	—	豊満ダムの東北東 391km
40. 1. 19	吉林通遼南	6	—	
7. 10	黒竜江穆稜	7 1/4	—	豊満ダムの東北東 368km
41. 5. 5	黒竜江綏化	6	8	豊満ダムの東北東 380km
42. 7. 9	吉林通遼南	6	—	豊満ダムの西 356km
9. 2	黒竜江綏化北	6	—	
44. 12. 19	遼字円東南海中	6 3/4	—	
45. 9. 23	河北涿县	6 1/4	8	
46. 1. 11	黒竜江牡丹江南	7 1/4	—	
48. 5. 23	山東威海海中	6	—	
57. 1. 3	黒竜江東字	7	—	豊満ダムの東 392km
59. 10. 29	吉林琿春南	6 1/4	—	
66. 3. 8	河北隆尧東北	6. 8	9	
3. 22	河北宁晋東南	7. 2	10	
3. 26	河北東鹿南	6. 2	7	

発生年月日	地 域	震級 (M)	烈 度	備 考
1966. 3. 29	河北巨鹿	6	—	
69. 7. 18	渤海	7. 2	—	
73. 9. 10	吉林琿春東南	6. 4	—	
9. 29	”	7. 7	—	
76. 4. 6	内蒙古和林格尔	6. 2	—	
7. 28	河北唐山	7. 9	—	
7. 28	河北滦县	7. 5	—	
9. 23	内蒙古阿拉善左旗	6. 2	—	
78. 5. 18	辽宁营口	6. 0	—	
79. 8. 25	内蒙古五原	6. 0	—	

(註) 震度 (M) = マグニチュード

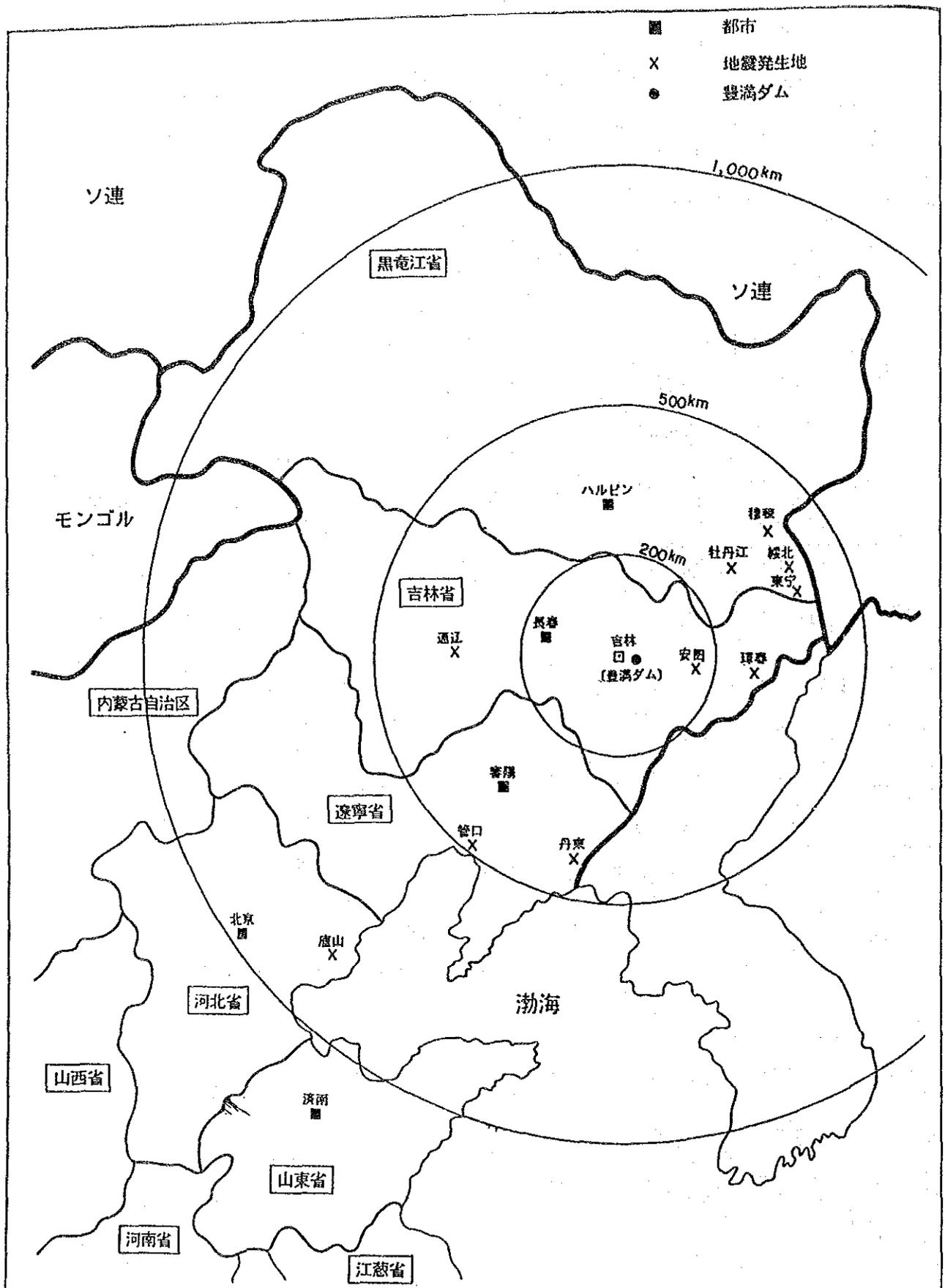
烈 度 = (震央) 震度

出典 中国地震考察団講論集 (地震学会51年3月)

1900年~1973年

中国地震歴史資料彙編第5卷 (科学出版社 1983)

1974年~1980年



吉林豊満ダム修復強化計画調査

日本国・国際協力事業団

図4-3-1 豊満ダム周辺震源分布(1900~1980年)

第 5 章 ダム築造時の設計条件及び施工

第 5 章 ダム築造時設計条件及び施工

5.1 設計条件 (ダム築造時)

5.1.1 計画洪水量

計画洪水量は既往最大洪水量10,000m³/sの50%増の15,000m³/sである。

5.1.2 設計水位

計画洪水量15,000m³/sとして洪水調節計算を行い、水位を決定している。

洪水サーチャージ水位 266.5m

正常満水位 263.5m

5.1.3 堤体コンクリートの比重

堤体コンクリートの比重 = 2.35tf/m³

現地天然河川骨材を使用し、高さ1m、径0.5mのマスキュメントを実際に近い状況で製作してみると2.4tf/m³以上の値が容易に得られることを確かめている。

5.1.4 揚圧力

基盤岩、グラウトの状況、同じ状況の他のダム例等を参考にして決めるべきであるが、上流端において上流水深の50%、下流端で0の直線分布としている。

5.1.5 滑動に対する安定

滑動に対する安定計算は、摩擦強度の式で $f = 0.7$ としている。

$$f \geq \frac{\Sigma P}{\Sigma W}$$

f : 摩擦係数

ΣW : 堤体に作用する全ての荷重の滑動面に対する法線方向の分力(tf)

ΣP : 堤体に作用する全ての荷重の滑動面に対する接線方向の分力(tf)

5.1.6 地震力

東北地方における地震の記録は古来余り大なる地震の経験はないため、重力の5%の水平等値震度を考慮している。

他に上流貯水圧による動水圧も考慮しており、これは、ウエスタガードの式を用い満水位以下に働くものとしている。

5.1.7 堆砂

堆砂高はダム高80mの半分40mとし、比重1.0 土圧係数 0.4としている。

5.2 ダムの施工

5.2.1 施工概要

ダムの建設工事は1937年に始まり、1945年までのダム築造第一期と、中国移管後の堤体コンクリート打設及び修復工事の第二期に区分され、1953年にダムが完成した。ダム建設の経過と修復工事の概要はそれぞれ表5-2-1 及び表5-2-2 に示すとおりである。ここではダム完成までの施工状況を中心にまとめ、修復工事については第6章で詳述する。

5.2.2 仮締切工事と河流切替

河流処理の方法は河幅、洪水量、河底地質等を考慮し、半川締切工法により施工した。先ず河の右岸半分に土堤締切法を採用し、1937年11月に着手、最盛期には毎月延30万人の労務者を投入し、1938年6月完成した。この工事の特徴は厳寒の中で実施したため、結氷が1m余であるため、水中足場の必要がなく氷上にトロ線を敷設して作業ができたこと。また、地表1m余も凍結した土に発破をかけたり、盛土個所の1m厚の氷の切り取り等、一般に日本では行われていない方法がとられた。

締切内の堰堤コンクリートの上流ブロックが平水面より約15m上まで達した後左岸側を締切り、河流を右岸側堰体内の仮排水路に付替えている。

5.2.3 堤体基礎工事

ダム地点は最も古い地層に属し、岩質は堅牢なホルンフェルスと称する変質火成岩で、左右岸共同質であり、良質な地盤である。

河床部は岩盤上1～2mの砂礫があり、右岸側には小規模な断層があった。その断層粘土は上下流に約80cmの幅で通っており、且つ右岸に30度位に傾斜しているので、これを取除くため河底より30mの深さまで掘削している。表土、砂礫層の掘削には電気およびディーゼル機関を動力とする掘削機を、また岩盤の掘削にはさく岩機を使用している。

基礎上流部の岩盤にはセメントミルクによるグラウチングを実施している。

5.2.4 コンクリート打設

(1) 移管前

堤体コンクリートの打設は、1938年夏から開始し1945年8月のダム移管時点までに総打設量の約87%を終了していたが、継承後、中国側のコンクリートの打設により1953年にダムはほぼ完成した。コンクリートの最終打設量は198.2万 m^3 であり、その

打設実績を表 5-2-3に示す。

セメントは、吉林郊外哈達湾（ハーターワン）の大同セメント工場から貨車にバラのまま積み込み、鉄道で当工事現場まで輸送し、特殊のポンプ（キニヨンポンプ）でセメントサイロに圧送し、混合工場内の輸送は全て機械化した。

コンクリート用骨材は、初期は堰堤地点下流 5 km と上流 13 km の地点より複線軽便軌道と重油機関車により運搬した。本プラントが完成後、骨材採取地を引込線沿線の大長屯（ダム地点下流 15 km の右岸）に移しバケットドレッジャーで採取し、貨車で中央プラント下流の集積所へ運搬し、これよりベルトコンベアで選別工場、製品貯蔵所、さらに混合工場へと搬入した。

中央混合所はダムの下流 1 km の右岸丘陵の中腹に設けられ、そこで混合されたコンクリートは底開きバケットに入れ、それを載せた台車を機関車で施工現場までけん引くし、ジブクレーンで吊上げて所定の場所へ打設している。

クレーンは打設高に合わせて約 20 m 毎に 4 回盛替えを行い打設した。すなわち、第 1 次は、ダムの外側の上流および下流に設けた運搬線上を移動し、標高 202 m でダムの高さ 221 m まで打設した。

第二次は標高 221 m の高さの B 列ブロックの上に上げて、第 1 次の時に施工できなかった標高 221 m 以下の個所及びそれより約 20 m 高い A 列、C 列のブロックの標高 240 m まで施工している。

第三次はこの C ブロックの上の標高 240 m の上に上げてダムの頂点までの A および B ブロックの全部を打設している。

第四次はクレーンをダム頂に上げて C ブロックの残りの部分を打設し、全体を完了した。

(2) 移管後

表 5-2-4 に示すように未完了の部分のコンクリートを打設した。また、放流により、壊された越流面と防衝撃部分を治した。これは普通コンクリートの六角型の防衝撃ピアのかわりに真空コンクリートによる差動式の防衝撃キーに代えたものである。上、下流面の破損に対してはプレパクトコンクリートと真空型枠による局部的な修繕を行った。コンクリートの総打設量は 25.2 万 m^3 である。

ダム完成後、水門に鉄鋼のゲートを据え付け所定の水位まで貯水を開始した。

5.2.5 漏水防止工

(1) カーテングラウト工

ダム基礎の止水処理として、当初カットオフから2列・孔間隔1.6m千鳥のカーテングラウチングが計画されていたようであるが、資料がほとんど残っていないため、実際の施工状況は、不明である。

中国側が建設工事を引き継いだ後、揚圧力の実測値が高い値を示したため、下段監査廊内でダム軸より3.5m下流側の位置に孔間隔2m、深さ10~35mのカーテングラウチングを実施し、揚圧力の減少を図っている。このとき使用された注入材料は主にセメントでW/C=12/1~14/1の低濃度グラウトを主体とし、施工総量は575孔計12,805m、総注入セメント量560tであった。

ダム建設後の1954年~1976年にかけてこのカーテングラウトの補強工事が実施され、施工総量245孔計8,593m、総注入セメント量149tのセメントが注入された。このときのグラウト濃度はW/C=8/1程度が主体であった。

また1969~1978年にかけては35~39BLにおいて化学材料の注入が行われた。

(2) 基礎排水孔

堤体と基礎岩の接触面および基礎岩盤内に作用する揚圧力を低減または管理するため、下段監査廊内のダム軸から4.3m下流の位置に、4.5m間隔で下流側に30度傾斜した計310孔・総延長3,326mの排水孔を設けている。

(3) 堤内排水孔

堤体中の漏水を速やかに堤外へ排出し、堤体中の浸透圧を下げるため、3~54BLにおいてダム軸より3.9m下流側（下段監査廊の中心位置）に堤内排水孔をダム軸に沿って一列に配置している。孔底は下段監査廊の天端とし、これより、半割管にて監査廊側溝に導水している。その標準間隔は図5-2-1に示すとおりである。

排水孔の削孔は主として1952年~1953年にかけて実施され、孔数は219孔、全長は11,747mとなっている。

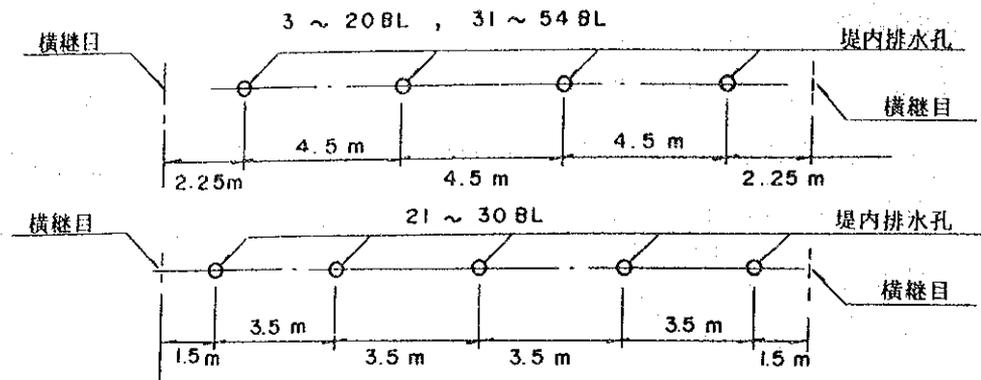


図5-2-1 堤内排水孔の間隔

(4) 堤体補強グラウト工

築造後の堤体コンクリート補強と堤体の漏水防止のため、ダム軸より1.85m下流側に標準2 m間隔で普通セメントを主体とした注入による補強グラウチングを実施した。グラウト孔の深さは、主としてBL. 220m以下の良質のコンクリートのところまでとしている。

工事は右岸側のブロックより1951年から開始され、1953年に左岸側の1次孔が完了し削孔数は598孔、削孔延長25,931mで注入セメント量は1,111tとなっている。透水量の多い箇所については、引き続き、補助グラウチングが実施され、現在も継続されている。

堤体の局所の漏水止めについては、下流面、監査廊及び操作廊の局部漏水に対しては排水孔の削孔、あるいはパイプを埋めてからセメントミルクを注入する等の方法で処理している。733孔を削孔し、約650本のパイプを埋め、注入したセメントは677tである。

5.2.6 主要施工設備

(1) 準備工事

- 工事用道路-----吉林、ダムサイト間 延長2.5 km
- 永久橋 -----ダム地点下流の松花江兩岸を連絡する長さ約400 m、幅7 m
- 事務所、職員宿舎、商店街
- 軽便軌道 -----工事初期の骨材輸送

- ・ダム及び発電所内への引込線約20km

.....セメント、その他資材並びに発電用機器運搬

- ・労務者の宿舎とその娯楽施設
- ・工所用動力線
- ・上水道施設

(2) 施工設備

i) コンクリート混合工場

56切ミキサー 10基 (1日6,000 m^3 施工、1日セメント最大使用量1,500t
セメントサイロ 容量 2000t 4基)

ii) 運搬

機関車及び運搬台車 (3 m^3 入の底開きバケット運搬用)

機関車 9t、15t 計30台

運搬台車 100台

1日の施工量 1,500~4,000 m^3 で年間施工量20万~60万 m^3

iii) シブクレーン

9t吊 アームの有効水平長26m 巻上高さ20m..... 9台 (石川島製)

iv) その他の機械設備など

電気ショベル	2台	3立方ヤード
ドリフター	10台	ビサイラス社製
ドリフター	10台	インガーソル社製
ジャックハンマー	100J	
穿孔機	30台	利根ボーリング製
グラウト機	20台	大和ボーリング製
ディーゼル機関車	30台	9~12t 加藤製作所製
蒸気機関車	10台	15t
トロ	150台	3 m^3 積 底開き・鉄製
改造側開ゲージ貨車	120台	
ベルトコンベア	2~3.6 フィート	総延長 約3,000m

キニヨンポンプ	8台	米国製 (バラセメント吸入およびサイロへのパイプ送気用、リモコン操作)
D5ブルドーザ	5台	
ブルドーザ	2台	5 t ドイツハノマーグ社製
大型ラダー式砂利採取船	5隻	現地で建造
棒バイブレータ1人持	30丁	
棒バイブレータ2人持	15丁	
コンクリートミキサー5.6切	10台	王子鉄工所製
ウォーセクリーター	5台	日本建機製

表5-2-1 ダム建設の経緯

年	代	項	目
建設第一期	1933年	松花江の総合的な調査を実施	
	1935年 7月	治水利水調査実施計画を策定	
	1936年	豊満水力発電所の建設を決定。吉林工事事務所の設置	
	1936年～1937年	ダムサイトの地質調査を実施	
	1937年11月	ダム起工式	
	1938年10月	ダム定礎式	
	1942年11月	湛水開始	
	1943年 3月	1号機発電開始	
	1945年 8月	施設移管	
	1938年10月～ 1945年 8月	170.4 × 10 ⁴ m ³ の堤体コンクリートを打設 ダム総打設量の87.8%を完了	
建設第二期	1946年～1947年	2.6 × 10 ⁴ m ³ の堤体コンクリート打設。ダム総打設量の89.2%を完了	
	1947年	米国、カート技師の提案により、ダムの洪水防止の安全のため、越流部堤頂の1～1.5 mのコンクリートを爆破により取壊し	
	1948年～1953年	堤体コンクリート25.2 × 10 ⁴ m ³ の打設と漏水防止、修復工事	
	1953年	ダム完成	

表5-2-2 ダム漏水防止と修復工事（1948年～1953年）の概要

工事期間	工事内容
1948年～1953年にかけて	<p>(1) 3～54ブロックに対する堤内排水孔設置 ダム軸線下流側 3.9mの位置に 4.5m間隔で監査廊まで219本、延11,747mの排水孔を設け、堤体内の漏水を堤体外に排出させ浸食及び揚圧力の減少を図った。</p> <p>(2) 3～55ブロックに対する堤体補強グラウト工 堤体の漏水を減少させるため、ダム軸下流側1.85mの位置で1列の補強グラウティングを実施、EL. 220m以上に対し、2m間隔に598本、総延長25,931mの注入孔を掘り、1,111tのセメントを注入した。</p> <p>(3) 局部の漏水止めセメントミルク注入 監査廊及び作業坑内の局部漏水に対し、733孔をボーリングし、その内649本のパイプを埋設し、セメント667tの注入を行った。</p> <p>(4) 基礎の遮水グラウト 下段監査廊内でダム軸下流側の3.5mの位置に2m間隔、深さ10～35mで575本、延12,805m、セメント量560tのカーテングラウティングを行い、揚圧力の減少を図った。</p> <p>(5) 基礎排水孔の設置 下段監査廊のダム軸線4.3mの位置で、4.5m間隔、下流側に30°傾斜した310本、延3,326mの排水孔を設け、揚圧力の減少を図った。</p> <p>(6) 鉄筋アンカーの設置 ダムの一体性を強化するため、ダム下流面から直角に2～5列、Aブロックに3m貫入する長さで、間隔4.5mで梅花の形に配置した。その孔内に径100mm、長さ6mの鉄鋼を挿入し、セメントミルクで隙間を充填した。鉄筋アンカーを挿入した孔数は609孔、鋼重は228t、セメントは1,168tを使用した。</p>

表5-2-3 ダムコンクリート打設状況（その1）

打設 年代	重量混合比 (セメント:砂:骨材)	単位セメント量 (kg/m ³)	水セメント比 (%)	打設量 (10 ⁴ m ³)		平均圧縮強度 (kgf/cm ²)	
				年間	累計	28日強度	91日強度
1938				3.0	3.0		
1939	1 : 2.1 : 5.3	273.5	66.0	11.1	14.1	191.0	251.3
1940	1 : 2.3 : 4.9	282.9	74.3	20.4	34.5	125.7	180.4
1941	1 : 2.3 : 5.9	268.5	76.2	29.0	63.5	87.1	133.2
1942	1 : 2.0 : 5.6	265.9	75.6	50.9	114.4	69.5	109.6
1943		219.0		32.3	146.7		84.2
1944		214.4		18.2	164.9		69.5
1945				5.5	170.4		

表5-2-4 ダムコンクリート打設状況（その2）

打設箇所	打設量 (m ³)	打設時間 (年)	打設箇所	打設量 (m ³)	打設時期 (年)
上流面補修	159,752	1948~1950	上流面補修	981	1952~1953
越流部継続	34,285	1949~1950	下流面補修	2,145	1952
越流部橋梁	12,168	1951	堤頂部分拡張	1,222	1952
越流面改築	7,703	1952~1953	路面、擁壁、高欄	11,636	1951~1953
护坦改築	22,382	1952~1953	合計	252,274	

第 6 章 ダム管理状況

第6章 ダム管理状況

6.1 ダム管理状況

6.1.1 ダム観測設備

ダムの建設時にはダム観測機材も少なかったため、簡単な観測しか行われていなかったが、1954年から組織的な観測が開始されている。観測項目及び観測位置、観測期間は図6-1-1に示すとおりである。観測開始年から1985年までの観測資料の結果は、報告書「豊満大堰観測資料汜編」としてとりまとめている。1985年以降については、中止したもの、修理中のものもあり、レーザー光による上段監査廊内での追加堤体変位、揚圧力及び漏水量などを継続観測しているが現在ダム補修工事中のため一部中断している。

(1) ダムの変形

水平変位は、堤頂面、上段監査廊、ダム下流面について、また鉛直変位は堤頂面、上段監査廊、基礎縦監査廊、及び堤体内鉛直変位（堤面双標）についてそれぞれの測定記録を有している。この他、堤頂と基礎の傾斜、堤体のたわみ（プラムライン、逆プラムライン）、横継目の開度等の測定値も観測されている。

i) 堤頂水平変位

視準線法による観測方法を採用していたが、両端の距離が1,220m以上になるため、大気の影響が大きくなり誤差が3-4mm生ずるだけでなく、一回の観測に4-5日かかりダムの安全管理上からは満足できる観測方法ではなかった。この観測は旧系統（1954年～1985年）及び新系統に分かれているが、新系統の観測値は誤差が大きく使用できないため、記録として整理されていないようであり、観測も中止されている（中止時期は不明）。

ii) 上段監査廊水平変位

1975年から引張線法による水平変位観測を上段監査廊において採用した。これは監査廊内に設けた長さ約940mの引張線観測システムで、3BL及び55BLを固定点とし、隣接ブロックの相対変位を測定するものである。測点は各ブロック中央付近にあり、観測精度のレベルも上がり、観測速度も早くなったが、測点取付部（下流側側壁）が凍害のため緩み、現在全面的に修理中である。また、将来左岸側の岩盤内

に固定点を設ける計画もある。

iii) レーザー光自動変位観測

1983年には、松遼水利委員会に属する東北勘測設計院の協力により、1,000mのレーザー光線による自動変位観測システムを上段監査廊内に設置し現在も観測している。レーザー光線は直進するため基本的に屈折の影響を除去でき、精度が非常に高く、観測の誤差は0.06mmよりも小さい。固定点は左岸岩盤内に設置されている。この観測に関する情報、データは明らかにされていない。

iv) プラムイン（正錘）

32BLに螺旋階段の付いたプラムホールが設置されプラムラインにより堤体の相対変位が計測されていたが、測定値に誤差が生じてきたため、現在修理中である。

v) 逆プラムライン（倒錘）

逆プラムラインは、天端より削孔されたボーリング孔を利用し、孔底にピアノ線を固定し、その上部に取り付けた浮子を上段監査廊に設置してある水盆に浮かべ、基礎と堤体との変位を調べる方法で3BLと55BLで1985年頃まで観測していた。その後、ピアノ線がいたんだため中断しているが、将来は55BLにのみ新たにボーリングして逆プラムラインを設ける予定である。

vi) 下流面変位

47-49BLのA、Bブロック及びB、Cブロックの開きを測定する目的で設置され、右岸55BLのアバット拡幅部の天端（下流側）より観測していたが誤差が大きく、下流面の補修工事前に中止された。

vii) 堤頂面鉛直変位

天端下流側地覆上に測点を設け、堤頂面の鉛直変位を観測していた。

viii) 堤頂傾斜

天端上下流の地覆上に測点を設け、上下流方向の堤頂の傾きを観測した。

ix) 堤基鉛直変位（基礎縦監査廊）

現在の9号機付近に基準点を置き、32BLの基礎縦監査廊から下段監査廊内、20BLの基礎縦監査廊と測定し、再び基準点に戻り、閉合誤差を考慮しながら測定していた。

x) 堤面双標

16BL, 20BL, 48BLで削孔されたボリリング孔を用い、孔底に鋼棒及びアルミニウム棒を固定し、先端をダム天端よりやや高くしておき、箱尺により、孔底の変位を観測した。孔深は10~30mと段をつけ各深さ毎の鉛直変位を求めた。

xi) 三点接縫

天端下流側の地覆上に横継目を挟んで片側に2点、もう一方に1点測点を設け、堤頂の上下流方向及びダム軸方向の変位の観測。

xii) 三向接縫

上段監査廊下流側の横継目を挟んで計器を設置し、三方向の変位を観測。

xiii) 単向接縫

横継目の一方向の開きだけ測定。

(2) 漏水量

漏水量は、基礎排水孔、堤内排水孔、堤体漏水管、下段監査廊横継目など各孔、各管、各継目毎にまた、20BL及び32BL基礎縦監査廊側溝において集水観測されていたが、縦監査廊の集水観測は堤内監査廊に設置されている雑用水、工事用水用のポンプ、配管類などからの漏水および工事用排水が混入しているため、現在測定は中断されている。

(3) 揚圧力

揚圧力は基礎排水孔を利用して漏水測定と同時観測を実施している。

6.1.2 管理状況

ダム観測設備の状況は老朽化のため不完全であり、十分なる観測実施のためには早急に全面的に更新補修の必要がある。

6.2 ダム補修

6.2.1 漏水対策

(1) 堤体漏水補修グラウト工

1953年ダム完成直後には、1948年～53年に亘って実施した漏水止水補強グラウト工事にかかわらずクラック、豆板及び継目などの漏水が多く、引続き堤体補修グラウト工を表6-2-1の通り何回も多年に亘り実施したので堤体の漏水量は減少した。しかし貯水位が上昇すると漏水量が急増する傾向があるため、1991年現在も追加補修中である。

表6-2-1 堤体補修グラウト工実績

注 入 年 代	フロック 番 号	フロック数 個	ホーリング数 孔	注 入 長 m	セメント量 kg	単位注入量 kg/m	注入材料
1955	20-42	16	131	5,427.91	161,060.73	29.67	普通セメント
1956	3-55	34	80	2,086.69	71,994.29	34.50	〃
1957 ～1958	20-33	8	67	2,173.75	64,761.70	29.79	〃
1960 ～1962	13-45	12	48	855.93	32,410.16	37.87	〃
1965 ～1966	10-49	9	22	1,044.38	62,650.19	59.99	〃
1967 ～1968	13-49	8	13	618.01	28,497.73	46.11	普通セメント 膨脹セメント
1972 ～1973	23-42	7	20	700.06	50,817.30	72.59	普通セメント
1974	33-37	4	11	477.94	38,996.80	81.50	〃
1989	14-19	6	38	1,771	34,295	19.36	
合 計	3-55	104	400	15,156	545,484	35.99	

(2) 堤体基礎漏水補修グラウト工および追加基礎排水孔

堤体漏水補修グラウト工と同様、1953年のダム完成直後には、1948年～53年に亘って実施した基礎カーテングラウト工にもかかわらず、基礎排水孔に於けるダム基礎の揚圧力は設計値を超えていたため引続き追加基礎カーテングラウト工を、1954年～1980年の多年に亘り、表6-2-2 に示す通り実施している。更に追加基礎排水孔の削孔を行い、1954年～1985年の間に47孔、延長851.19mの増設、1957年～1983年間に40孔、延長 335.5mの孔深追加を実施している。その結果揚圧力は設計値以下となっている。

表6-2-2 ダム基礎カーテングラウト工

注 入 年 代	ブ ロ ッ ク 番 号	ホ ン グ 数 個	ホ ー リ ン グ 数 孔	ホ ー リ ン グ 長 m	注 入 長 m	セ メ ン ト 量 kg	単 位 注 入 量 kg/m	注 入 材 料
1954	43	1	13	428.56	428.56	11,830	27.60	
1957	42-44	3	30	1,205.90	1,148.40	15,221.5	13.25	
1958 ～1959	15-54	14	104	3,800.28	3,751.76	75,459.5	20.11	
1961 ～1962	27-47	2	16	395.91	317.85	10,931.8	34.39	
1965 ～1968	16-47	17	64	2,619.53	2,205.83	29,194.37	13.24	
1969 ～1970	37-38	2	9	212.68	211.31	4,523.14	21.41	
1969 ～1970	35-36	2	12	565.88	472.91	11,292.20	23.88	
1971	38	1	3	105.23	91.42	1,935.2	21.20	
1972	36	1	8	231.35	154.62	3,408.43	20.04	
1973	38-39	2	7	226.03	218.11	2,683.6	12.30	
1977 ～1978	38	1	8	226.88	163.02	3,237.9	19.86	
1980	5	1	8	465.48	439.54	15,936.64	36.26	
合 計	5-54	47	282	10,483.71	9,603.33	185,654.28	19.33	

6.2.2 堤体コンクリート凍害劣化対策

豊満ダム地点の気温は、資料集表2-2-1, -3, -4 に示すように月平均日気温は夏期（7月）約23℃、冬期（1月）約-15℃、年最高気温35.9℃、年最低気温-36.0℃となり、苛酷な気象条件を示す。このため冬期凍結融解作用の繰返しにより、ダム完成直後より凍害劣化のため発生した劣化コンクリートを除去し、補修コンクリートを打設する補修工事を、ダム上・下流面、越流面にて表6-2-3 及び表6-2-4 に示すとおり何回も多年に亘り実施して来た。1989年は渇水年であったため貯水位を225mまで低下させ、思い切った大規模補修工事をダム上・下流面、越流面にて実施したが、全部完成しておらず、現在（1991年）も実施中である。なお、1986年の洪水放流時発生した越流面の剝離コンクリート部（堤体仮排水路閉塞部の施工不良と凍害ならびに放流時キャビテーションにより発生）の補修も同時に実施した。

補修コンクリートは真空コンクリート、プレパクトコンクリート、普通コンクリート、圧力注入コンクリート、吹付コンクリート、エポキシモルタル保護、AEコンクリート、ファイバーコンクリートなど各種工法により試験を実施している。また、現在施工中のものはAEコンクリート（鉄筋配筋）を使用している。現在補修中のものにつき図6-2-1 及び図6-2-2 に上流面、下流面の補修区域を、また図6-2-3 及び図6-2-4 に越流部、非越流部の断面形状並びに表面補修の構造を示す。

6.2.3 耐震性対策

(1) 上段監査廊

上段監査廊には、中国側調査資料よりクラックが数百本、総クラック長も数kmになり最大水平クラックは1cmのものもあったと報告されている。ただし、今回の現地調査では大きなクラック類は既補修済みで確認できなかった。

ダム天端の鉛直変位は、右岸側48BL付近が最大35mm築造後隆起しているがダムの基礎では変位していないこと、堤体上部約30m区間の標高毎の変位測定（1974～1985年）の結果などより、堤体上部に水平ひび割れが多数存在し、ひび割れ中の水分・水蒸気が冬期とくに夜間凍結膨張し元に戻らない変形が生ずるためと考えられている。

上段監査廊の水平クラックは上下流方向に発達しており、ブロックによっては

完全に上段監査廊が分離していると思われる。

堤体上部の地震時の安定のため、17～19BL間に図6-2-5 の如く 4 本の P C アンカーを天端から $L = 40\text{m}$ 施工し、200tf/本の引張力にて試験補強が実施された。試験結果は未整理で入手出来なかった。

但し、この試験補強はダム完成直前の1953年に施工されている。

その他のブロックについては未施工のため追加補強の必要性が考えられる。

(2) 基礎アンカー

51BLに於いて、天端から長さ50mの基礎アンカーを1本設置し、600tf/本の引張力に耐えられるようにした試験が行なわれているが結果は未整理である。

(3) 34～36BLにおけるダム基礎の断層対策

34～36BLのダム基礎の断層追加地質調査のため、35BL下流20mの位置でダム軸方向の横坑(延長31m)を掘り坑内せん断試験、地質図等の調査を行うと共に、ダム基礎の滑動抵抗と安定性を高めるため前出の追加基礎排水孔削孔が行なわれた。

(4) 堤体・縦継目対策

ダムコンクリートの打設は、上下流方向にA, B, C, Dの4ブロックに分割して行われたが、低部のみにキイーを設置し、ジョイントグラウトされたとの中国側の判断で、特に重要なA, Bブロックの縦継目の一体性確保のため、1953年下流面より5～51BLの背面に直角方向に2～5列の削孔を行い4.5m間隔の梅花の形に鉄筋アンカー($\phi 100\text{mm}$, $L = 6\text{m}$)でブロックA, Bを締結している。(図6-2-6 参照)。各ブロック毎及び全体の孔数、削孔延長、セメント量を表6-2-5に示す。

調査団の入手した工事中的の写真によれば、建設第一期ではキイーは十分施工されたとも考えられる。

第二期工事ではキイーを設置しなかったか、さらにジョイントグラウト工も行わなかった可能性は高い。したがって、A, Bブロック間に鉄筋アンカーを設置したものと考えられる。

表6-2-3 堤体上流面補修実績

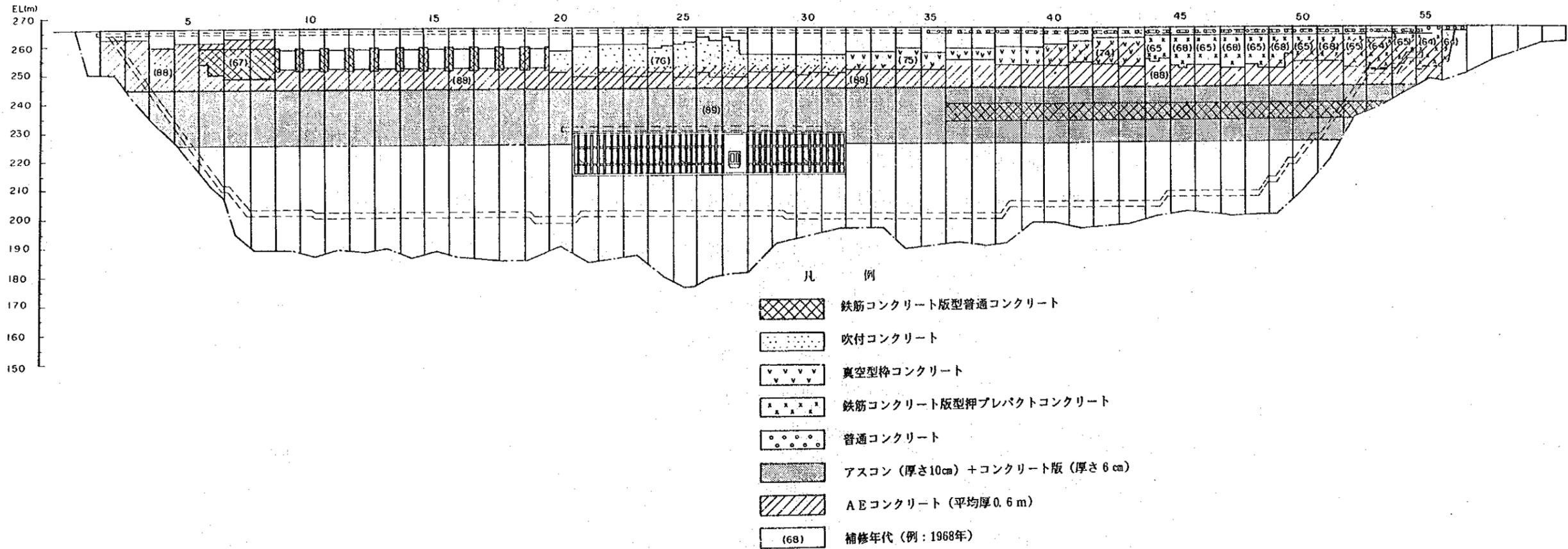
補修年代	補修ダムBL No.	ブロック数 (ヶ)	補修標高 (m)	補修面積 (㎡)	平均厚 (m)	補修体積 (㎡)	補修方法
1956	5-54	35	244-264	413	0.39-1.00	188	真空予圧骨材コンクリート
1956	36-54	19	242-260	2,971	0.09	277	ワイヤーメッシュモルタル吹付け
1959	3-12	10	247-252	329	0.18	58	"
1959	3-12	10	247-252	40	0.40	15	普通コンクリート
1963-1965	44-56	12	252-264	1,736	0.72-0.79	1,342	鉄筋コンクリート版型押プレパクトコンクリート
1967	6-19	14	249-264	1,068	0.75	802	鉄筋コンクリート版型普通コンクリート
1968	45-51	4	253-265	772	0.50	463	鉄筋コンクリート版型押プレパクトコンクリート
1974-1975	32-43	12	248-265	1,812.6	0.40	756.9	真空型砕コンクリート
1976-1977	6-33	42	243-257	5,279	0.07-0.15	795.7	吹付コンクリート
1979	36-52		236.5-243	1,989		186.8	"
1980	33-55	23	265-266.2	914	0.20	256	普通コンクリート
1988	3-55	53	245-266	18,453	1.0	1,845.3	切削0.4 m、普通コンクリート
1989	4-54	51	226-245	16,100	0.1	1,610	プレキャスト板(厚6 cm)、アスコン(厚15 cm)
合計	3-56		226-266.5	51,877		25,203	

表6-2-4 堤体下流面補修実績

補修年代	補修 ダム BL No.	ブロック数 (ヶ)	補修標高 (m)	補修面積 (㎡)	平均厚 (m)	補修体積 (㎥)	補修方 法
1956	33-38	6	205-220	638	1.08	692	普通コンクリート(170#)
1963-1965	36-54	23	204-251	1,920	1.02	1,952	鉄筋コンクリート版型押プレパクトコンクリート
1966	27-37	11	236-260	2,328	0.37	852	真空型砕コンクリート
1976	22-26	5	249-258	409.6	0.11	45	吹付コンクリート
"	25-26	2	235-246	142.3	0.40	57	真空型砕コンクリート
1978	20-22	3	199-264	1,634	0.07	106	吹付コンクリート
1966	9-19	7	193-225	90.9	0.11	23.6	普通コンクリート(表面珪砂材仕上げ)
1972	9-19	6	193-223	46.6	0.10	6.8	普通コンクリート(表面モルタル仕上げ)
1982	12-14	3	200-230	305	0.35	11	真空コンクリート(AE剤添加)
1984	9-19	6	194-230	106	0.09	7.7	普通高強度モルタル、珪砂材、ファイバーコンクリート、普通コンクリート
1987	12-14	3	194-219.8	1,858	2.20	4,095	普通コンクリート(NNO添加)
1988	14-15	2	204-252	1,730	3.70	6,400	切削2.5m、平均厚3.7m打設
1989	2-21	13	204-266.5	継続		8,328	切削2.5m、平均厚3.7m打設、切削0.4m、平均厚1.0m打設
合計	2-54		193-266.5			22,626	

表6-2-5 A, B縦継目補強各ブロック別鉄筋アンカー施工数量

BL番号	孔数	削孔延長 (m)	セメント量(kg)	BL番号	孔数	削孔延長 (m)	セメント量(kg)
5	7	69.45	9,106	31	15	223.79	11,119.1
6	14	202.40	6,750	32	16	239.52	13,014.1
7	14	217.29	15,950	33	15	225.41	19,667.5
8	14	221.42	21,871	34	16	232.58	24,728.0
9	10	183.83	34,025.5	35	16	231.98	16,881.0
10	9	159.60	21,263.5	36	14	238.54	18,871.5
11	13	205.86	39,130.5	37	14	216.11	23,052.0
12	10	174.50	14,944.0	38	14	221.85	14,987.4
13	10	171.39	30,612.6	39	14	216.91	21,614.0
14	10	175.31	15,152.0	40	14	225.39	22,771.0
15	10	173.32	29,017.5	41	14	217.04	16,429.3
16	10	174.07	30,135.0	42	14	233.75	16,427.0
17	10	185.50	16,757.0	43	14	216.25	18,354.5
18	10	174.85	35,723.0	44	18	254.22	20,124.0
19	10	171.89	24,608.0	45	15	223.05	23,471.0
20	14	223.06	37,278.8	46	16	238.93	36,304.0
21	10	182.77	34,199.3	47	16	231.95	21,260.0
22	11	187.82	24,808.5	48	17	243.42	19,900.5
23	10	170.93	18,564.5	49	17	241.40	27,561.5
24	11	188.71	29,977.5	50	16	229.39	20,026.5
25	10	170.80	27,433.0	51	10	112.22	11,474.0
26	18	260.71	28,512.6	合計	616	9,615.41	1,059,603.0
27	17	239.65	43,481.5				
28	12	200.26	33,314.3		注 1)検査孔除く		
29	10	170.85	11,396.0				
30	17	245.47	17,553.5				

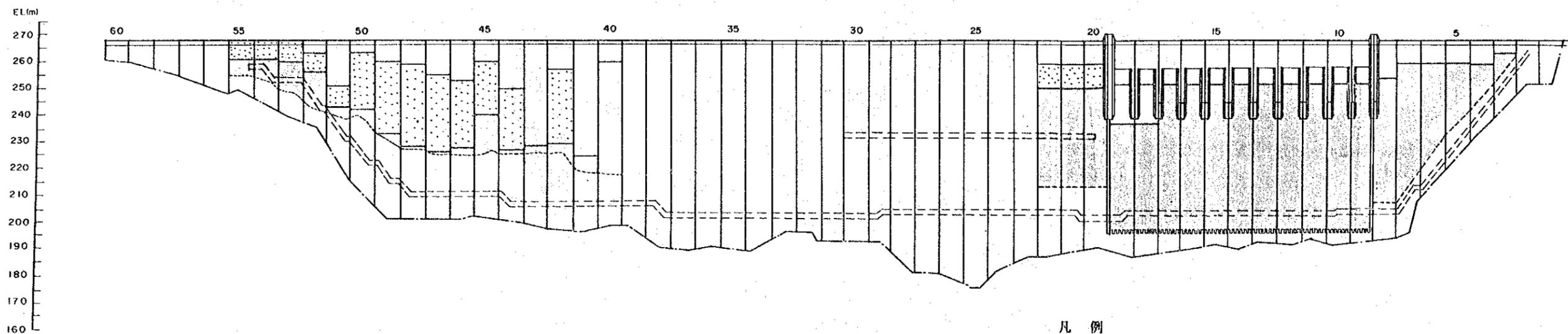


1991年7月調査

吉林豊満ダム修復強化計画調査

日本国・国際協力事業団

図6-2-1 上流面補修区域図



凡例

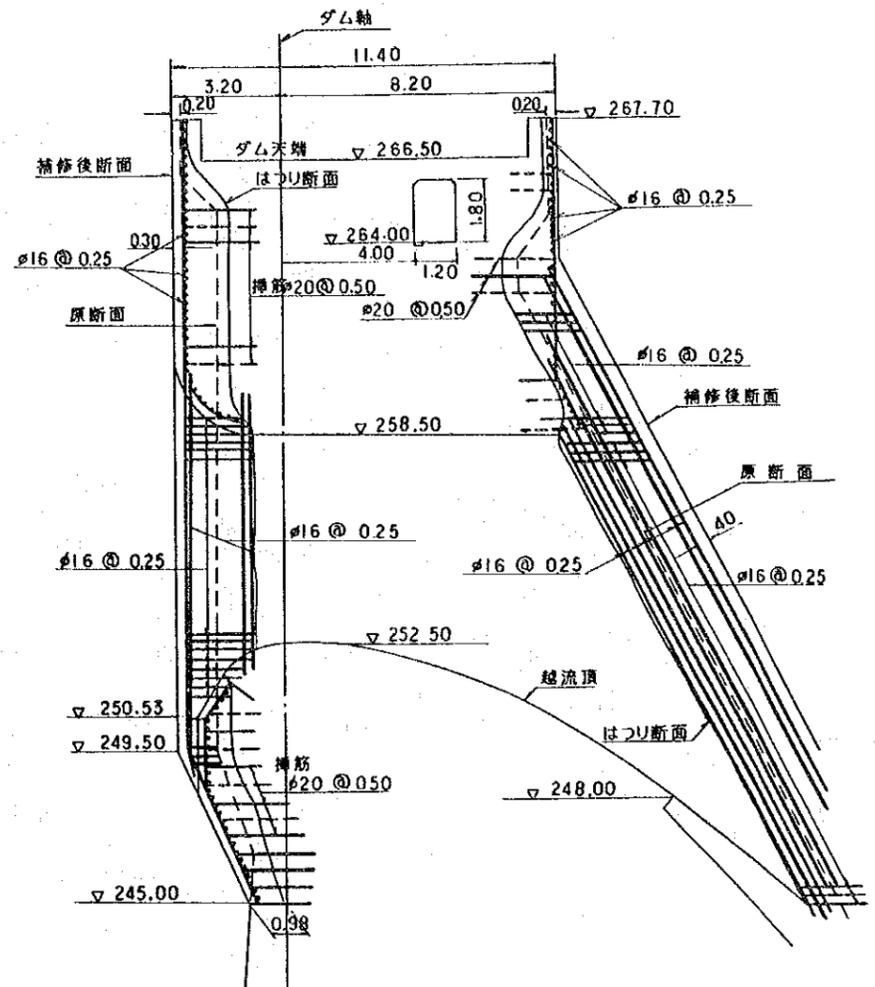
- 補修区域
- 工事中区域

1991年8月調査

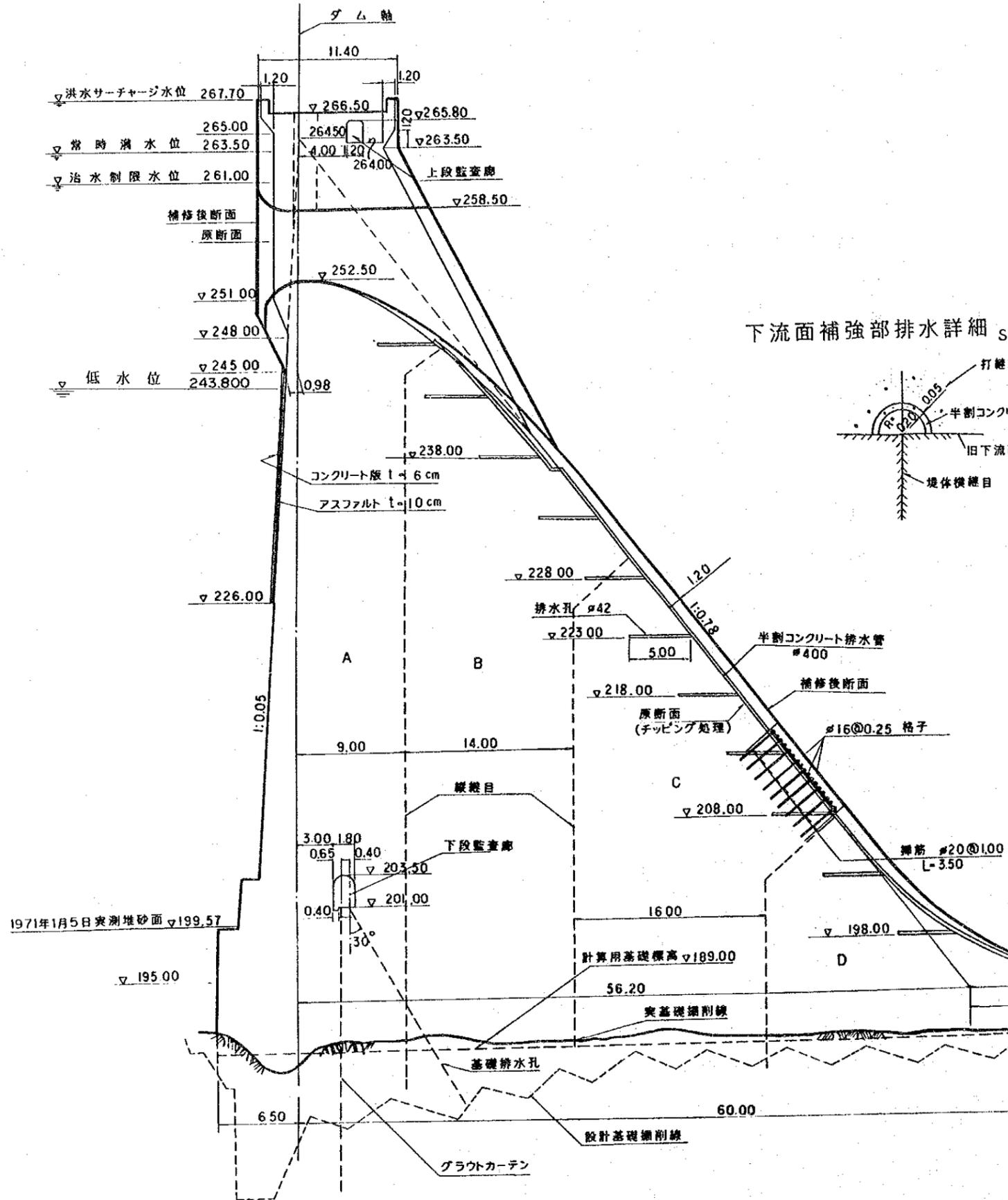
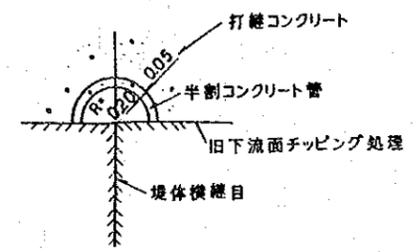
吉林豊満ダム修復強化計画調査
日本国・国際協力事業団

図6-2-2 下流面補修区域図

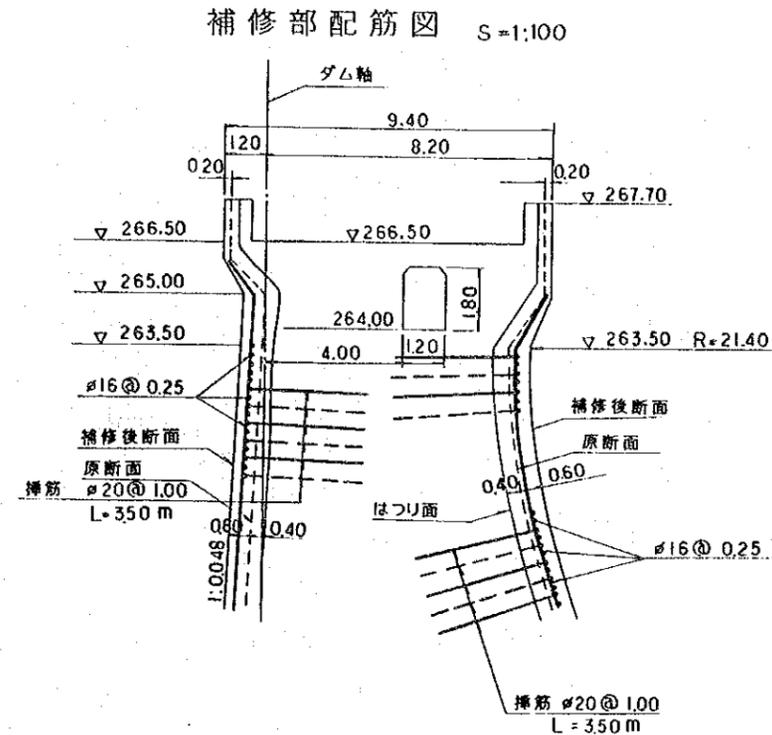
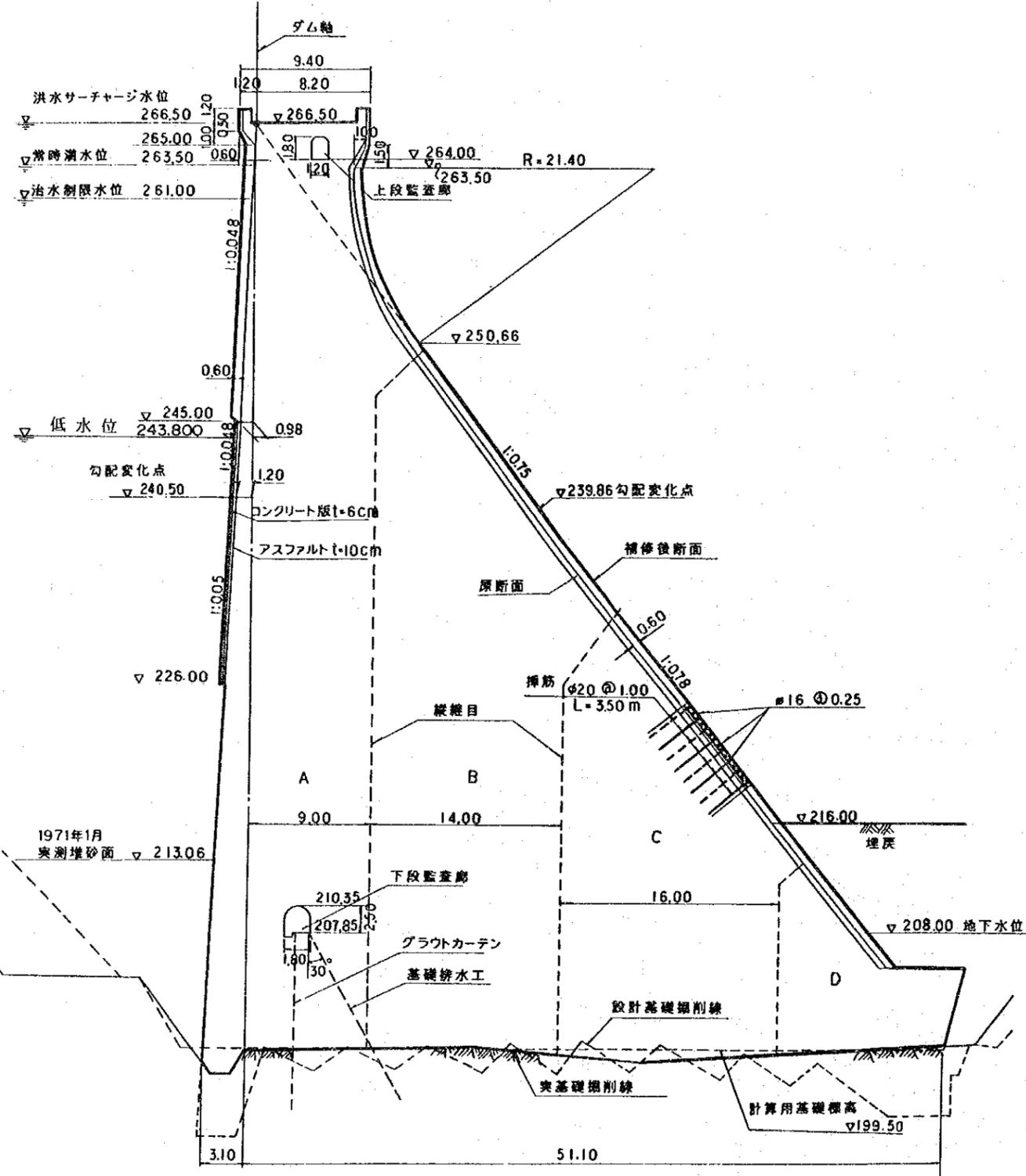
越流口付近補修部配筋 S=1:100



下流面補強部排水詳細 S=1:20



中華人民共和国	
能源部東北電業管理局	
吉林盤嶺ダム修復強化計画調査	
図6-2-3 越流部断面 (中国側補修計画)	
年月日	図面番号
日本国・国際協力事業団	



中華人民共和國	
能源部東北電業管理局	
吉林農滿ダム修復強化計画調査	
図6-2-4 非越流部断面	
年月日	図面番号
日本國・國際協力專使團	

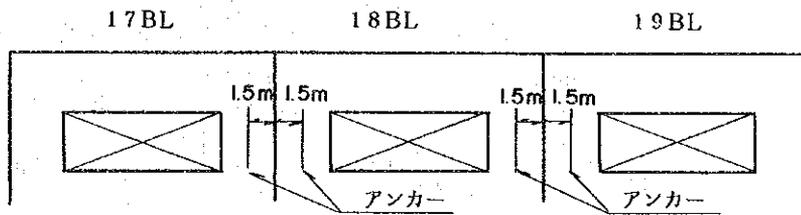


図6-2-5

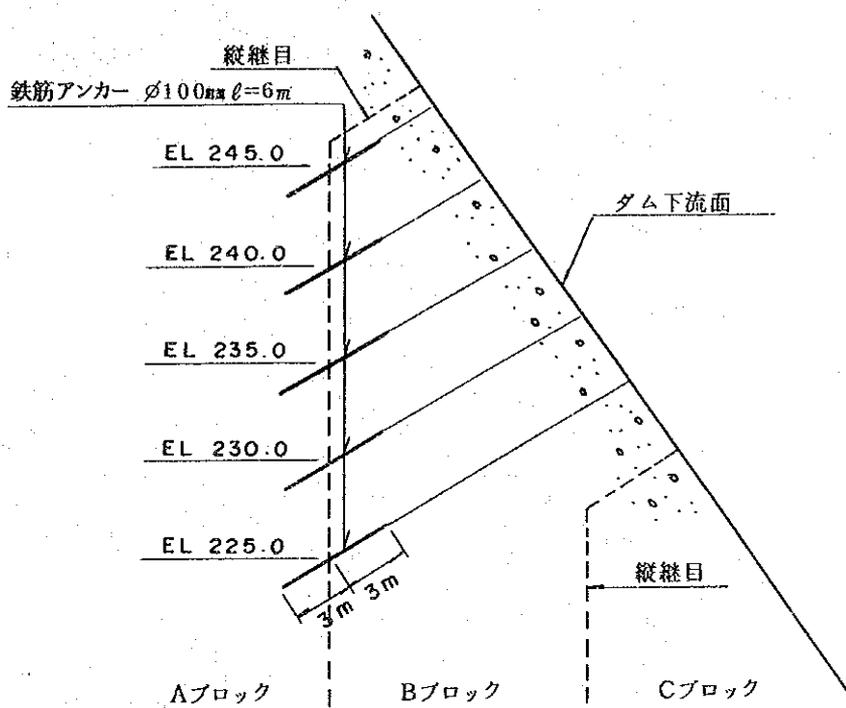


図6-2-6

第 7 章 試験・観測結果

第7章 試験・観測結果

7.1 試験・観測項目及び概要

第1次及び第2次現地調査作業において実施された試験・観測項目及びその概要は次のとおりである。これに伴うコンクリート諸試験の実施状況を図7-1-1に示す。

(1) 堤体コンクリート試験

i) 堤体コンクリートの品質

堤体コンクリートの品質を調査するために、ダム本体に対し弾性波探査調査とコアボーリングを実施した。

なお、ボーリングコアを供試体にしてコンクリート強度試験（圧縮試験）を行った。

ii) 堤体コンクリート成分の溶出

中国側で既に実施されている水質分析の結果を基に、漏水中に含まれる遊離石灰分からダムコンクリートの品質低下に与える影響を文献等により調査した。

iii) 堤体コンクリートの凍害劣化

凍害劣化度合の測定は、堤体表面のコンクリート強度測定と目視により行い、その結果から劣化範囲、進行程度により修復する場合の判断基準を定める。

また、凍害防止コンクリート覆工厚さを決めるための参考に堤体の温度測定を深さ3m～5mまで5ヶ所において実施した。

(2) 堤体表面のひび割れ等調査

i) 堤体上流面

当ダムの上流面は凍害劣化による損傷が特にひどく、漏水の原因は主にクラックと豆板が考えられるので、その分布調査を行った。水上部分の調査は目視、水中部分は水中テレビロボにより行った。

クラック発生原因を凍害、アルカリ骨材反応、温度応力、施工の影響等を基に解析した。アルカリ骨材反応試験はボーリングコアを供試体として行うが、この試験は中国側にて実施した。

ii) 漏水観測及び堤体挙動

漏水及び堤体挙動の観測については中国側で実施されている資料を整理し、堤体の状態を把握して、その結果をとりまとめた。

調査試験項目	1991年												1992年											
	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月				
ボーリング			■	■												■								
圧縮試験							■									■								
フルカリ骨材反応試験														■										
供試体超音波試験																								
孔内撮影																			■					
温度測定																			■					
備考																								

図7-1-1 現地調査コンクリート諸試験実施状況

7.2 堤体コンクリートの品質

7.2.1 弾性波探査（物理探査）

ダム横断20断面について弾性波探査を実施した。本測定に先立ち、発振・受振条件などの基本条件確認のため予備調査を1991年5月下旬に実施し、予備調査の結果、安全性と所要感度を確認の上、本測定に入り当初計画の期間内（1991年7月上旬～9月中旬）に作業を完了した。

弾性波探査に当たっては、当初計画に加え各断面当りダム天端に3点受振点を設置する他、ダム下流面表層の弾性波速度確認のため2～3点の起振点を設けた。なお、削孔完了孔の35-A、37-Aおよび8-A孔について速度検層を行なった。

着手報告書にて計画した測定予定断面は、ボーリング調査計画、ダム補修工事、洪水時放流後のゲート漏水状況などに合わせ、中国側と打合せの上、位置を変更し実施した。

ダム下流面における受振器などの据付撤去は、当初計画したクレーンなどを使用する仮足場などを設けず、ロープを使用する方法により、中国側の協力によって円滑に作業が実施出来た。

現場調査の結果では、概してダム堤体下部の弾性波速度は大きく、ダム上部および下流面表層部は低速度となっている。

予備調査の結果、起振のための火薬は雷管のみの使用により、ダム上流面の損傷もなく、所要の受振感度も確保することが出来た。

第1次国内作業にて実施した弾性波解析の結果、水平解析4断面について、第2次現地調査期間に追加してトモグラフィ解析を実施した。トモグラフィ解析に必要な観測データは、第1次現地調査時に観測したものを利用した。

弾性波探査の位置及び解析結果については第8章で述べる。

7.2.2 ボーリング調査

(1) 第1次現地調査

着手報告書にもとづき、ダム3断面(12BL, 35BL, 48BL)を基本とし、各断面、上下流方向4ブロック(A, B, C, Dブロック)に対し削孔長500mを計画したが、現地調査の結果既に実施中のダム修復工事との関連、Dブロック上での厚い盛土等を考慮し、削孔予定を変更した。

位置および深度など細部については、ダム打設リフト施工記録および洪水時放流状況なども加味し、中国側と打合せの上決定した。

削孔作業はボーリング機材の通関、連続豪雨と洪水・ダム放流などの不可抗力による着手工程の遅延が約20日間あり、現地での削孔開始は1991年8月1日となった。

削孔中は、次に述べるような困難な状況が発生し、日当たりの平均削孔速度は予定を下廻り、予定した数量の削孔が出来なかった。

- ① 現場では中国側のダム補修・増設工事が行われており、当ボーリング作業と出合い丁場となった。そのためボーリング機材の移動に際しては、今回使用した機械が大型で、これらの据付および移動に相当な手間がかかった。特に機材を吊り上げるための大型クレーンの使用が中国側のダム補修・発電機増設工事との関係で、工程に支障をきたすことが多かった。
- ② 堤体コンクリート中には鉄筋やコンクリート不良部(豆板部)等が予想外に多く存在し、このため削孔速度が著しく低下した。このような箇所遭遇した場合、孔壁崩壊が発生し易く復旧に時間を要すると共に、ビット、コアリフター等の部品の消耗も激しく、調査期間後半には部品不足が発生した。
- ③ 事故が多発した37-A孔では、中国側の孔曲がり測定中に測定器を孔内に落とし回収不能となった。47-A孔ではコアチューブ切断事故が発生した。
- ④ 調査期間前半の天候は、異常降雨が続いたため洪水が発生し、削孔作業員がダムの洪水防御作業に組み込まれたため、十分な人員編成のもとに削孔作業を行うことが困難な期間があった。

削孔の実績は、中国側の昼夜三交代作業にもかかわらず上記の様な原因により表7-

2-1 に示す結果となった。

第1次現地調査期間内には削孔完了孔は計画12孔中6孔（未了孔も含む）、延長260.1m（中国側で別途実施分は除く）で、残数量は冬期に入るため中断し、1992年の第2次現地調査において実施した。

中国側の協力により、中国機によるボーリング調査を37-B孔にて実施したが、5m削孔した後孔曲りのため削孔不可能となったので、φ160mmのショットボーリングに切り替えて40mまで削孔した。コア採取率が悪いため、原則として本調査では参考資料にとどめることにした。

表7-2-1 ボーリング調査実績（第1次）

孔名	削孔長 (m)	孔口標高 (BL. m)	左岸よりの 位置	孔 径	備 考
8-A	51.2	266.5	No. 8+ 7.7	210	37-B孔 0~5.2mはφ210mm 5.2~40.0mはφ160mm
8-B	40.0	244.5	No. 8+10.5	〃	
35-A	50.1	266.5	No.35+ 8.5	〃	
37-A	41.8	266.5	No.37+ 4.5	〃	
37-B	(40.0)	244.0	No.37+13.5	200~160	
44-A	50.0	266.5	No.44+ 3.0	210	
47-A	27.0	266.5	No.47+15.0	〃	
計	260.1	—		—	

(2) 第2次現地調査

第1次現地調査で未了となったボーリングは、1992年6月8日より開始し、9月3日に完了した。第2次現地調査では、ボーリング機械の架台をもう1基作成し作業は予定通り順調に進めることが出来た。

削孔の実績は、表7-2-2 に示す通りである。

表7-2-2 ボーリング調査実績 (第2次)

孔名	削孔長 (m)	孔口標高 (EL. m)	左岸よりの 位置	孔径
9-C	44.1	233.5	No. 9+10m	210
9-D	19.5	213.5	No. 9+10m	〃
21-A	62.0	266.5	No.21+ 3m	〃
37-C	24.4	215.0	No.37+ 4m	〃
41-B	49.1	248.0	No.41+10m	〃
46-B	44.0	243.0	No.46+10m	〃
小計	243.1			
合計	503.2 (第1次 260.1m、第2次 243.1m)			

第2次現地調査は、第1次調査に比べて架台増設・削孔技術の向上が著しく、天候にも恵まれたため順調な工程で作業が終了した。

堤体コンクリートの品質も、第1次調査時の削孔位置よりも良好であり、これも順調な作業工程と成った要因である。今回は堤体下流面からのボーリングが多かったので、今回削孔した6孔中の5孔で着岩部の状況を把握するために、0.5～1m程度の基盤岩を確認するまで削孔した。

削孔の結果は、採取率・コア状況等があまりよくなかった第1次調査に比べて良好な柱状コアが多く採取された。これは、削孔位置の堤体コンクリートの品質が良かったこと、削孔作業を担当した中国側ボーリング班が日本からの削孔機器等供与資材の取扱いに習熟してきたこと、全孔でダブルコアチューブを使用しコアリフター等十分な消耗品を準備したことなどがその理由として考えられる。このため、後述のポアホールテレビによる孔壁監察結果とも、比較的良好な対照が可能であった。

(3) 調査結果

採取したコアはコア箱に納め、コア観察・写真撮影後その一部を供試体として利用した。コア観察の結果はボーリング柱状図としてまとめた(資料集参照)。

調査結果は、第1次、第2次分をまとめて、表7-2-3 に示す通りである。また、ボーリング調査位置は図7-2-1、コア状況は図7-2-2、実績工程は図7-2-3 に示すとおりである。

表7-2-3 ボーリング調査結果（コア観察結果）

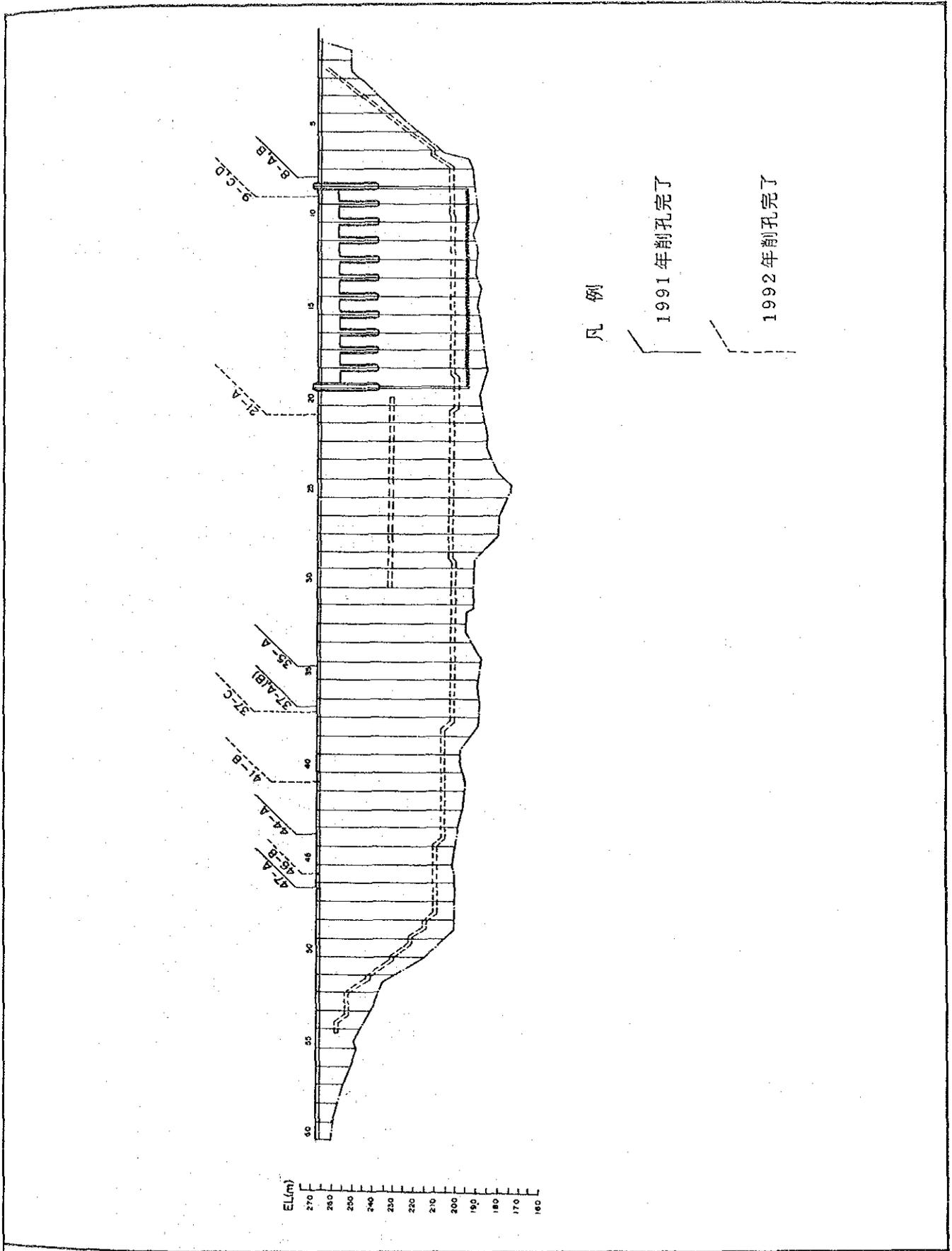
第1次現地調査

孔名	孔長 (m)	採取率 (%)	不良部 (豆板・空洞他)	コア形状	埋設物	打設継目
8-A	51.2	82.5	深度9~25mに豆板10ヶ所分布。25m以深は良好。20~25mの豆板頻度密。不良部頻度1.6m/箇所	柱状コア採取長の93%で良好なコア多い。	深度7~40mに鉄筋6ヶ所埋設。深度40mに木材(丸太)混入。(直径数~10数cm、長さ2.4m)	深度10.7、18.2で確認。接着良好。
8-B	40.0	75.8	深度16~37m豆板5ヶ所分布。35m付近は豆板を多く含む。不良部頻度4.2m/箇所	柱状コア88%、半柱状コア11%と比較的的良好だが、採取率が低い。	深度39mの打設面に番線介在	深度17.9、39.1で確認。コアは分離。
35-A	50.1	93.3	深度17~40mに豆板4ヶ所分布。不良部頻度5.8m/箇所	柱状コア88%で比較的的良好。深度42m以深長柱状コア	深度1m付近に鉄筋埋設	深度13.8、28.8、30.4、32.1で確認。接着良好。
37-A	41.8	73.0	豆板等特になし	柱状コア71%、レキ状コア15%とやや不良。採取率も高くない。	深度3.6mの打設面沿いに鉄筋に番線6.6mの打設面沿いに番線介在	深度3.4、6.6、8.5、28.3、29.4、32.1、34.9、38.8、40.1で確認すべて分離。
* 37-B	40.0	57.0	豆板等特になし ただし、深度6~9m、16~19mは採取率50%以下	柱状コア85%だが、採取率が低い。特に深度9m以浅のコア形状不良。それ以深は柱状。	特になし	深度10.8で確認。接着良好。
44-A	50.0	71.4	深度13~42mに豆板6ヶ所分布。不良部頻度4.8m/箇所	柱状コア56%かつ採取率71%と不良コア。ただし42m以深柱状コア。	"	確認できず
47-A	26.4	61.6	深度0~23mに豆板8ヶ所分布。不良部頻度2.9m/箇所	柱状コア50%かつ採取率50%と不良。	"	深度8.4、20.5分離 深度17.8、接着良好。
一般傾向	平均 299.4 計 75.0	平均 75.0	分布深度および出現頻度は様々で傾向は認めにくい。出現頻度は最大1.6mに1ヶ所	37~47B Lで実施した孔が不良。	8-A孔以外は、ほとんどなし。ただし、打設面に番線等の介在がまれに認められる。	接着良好なものが多い。

*ショットボーリング

第2次現地調査

孔名	孔長 (m)	採取率 (%)	不良部 (豆板・空洞他)	コア形状	埋設物	打設継目	着岩部付近の岩盤
9-C	44.1	94.4	深度5.7~7.0目に豆板幅広く分布。深度12m付近、21.4m付近、39.8m付近に局所的に豆板状。不良部頻度12.2m/箇所	柱状コア93%で良好。	特になし。	確認できず。	着岩良好。 岩盤内部新鮮だが割れ目面は褐色、塊状に割れ易い。
9-D	19.5	98.4	深度0~3m、6m付近局所的に小規模な豆板有り。これ以深に豆板なし。不良部頻度5m/箇所	柱状コア93%で良好。	深度3m付近に径35mmの鉄筋あり。	深度2.5m、8.5mで確認 コアは分離。	着岩 岩盤新鮮だが割れ目沿いに割れ易い。
21-A	62.0	97.6	深度5~10mに豆板3ヶ所分布。深度27.5m付近に豆板。以深に豆板なし。不良部頻度2.5m/箇所	柱状コア99%だが、隣状コア8%とやや不良。	深度42~49mに鉄筋、木材あり。深度53~61mグラウトと鉄筋で充填された既設試験孔あり。	深度21m、28mで確認、継目付近一部固結度不良。	着岩せず。
37-C	24.4	97.8	深度7m、20m付近に小規模な豆板分布。不良部頻度14m/箇所	柱状コア86%とやや不良。	深度2.6m付近に鉄筋あり。	深度13.7mで確認。接着良好。	岩盤は風化して全体が褐色。塊状に割れ易い。
41-B	49.1	90.0	深度8m、12~13m付近に豆板多い。これ以深に豆板なし。不良部頻度8m/箇所	柱状コア91%だが、採取率が90%とやや不良。	深度28~37mに番線が3ヶ所にあり。	深度28.3、30.5、36.9mで確認、コアは分離。	岩盤は新鮮だが割れ目多く、塊状に割れ易い。
46-B	44.0	91.7	深度18m以深5ヶ所に豆板あり。深度35~40m付近2ヶ所に豆板あり。不良部頻度3.5m/箇所	柱状コア88%とやや不良。	深度15m以浅に鉄筋7本、番線1本あり。	深度6.2mで確認。接着良好。	岩盤は弱風化して灰色だが、堅硬で褐色化した節理沿いに割れ易い。
一般傾向	平均 243.1 計 75.0	平均 75.0	不良部は浅部(5~13m以浅)にあることが多い。これ以深は良好。46-Bは深部まで豆板あり。出現頻度は最頻度で3.5mに1ヶ所。	全般に採取率90%以上、柱状コア86%以上と良好である。	鉄筋・番線・木材が含まれることがある。	一部接着不良な箇所もあるが、継目面がわからないう程度に接着良好なことが多い。	河床部は新鮮岩に堤体を載せているが、弱層部とアバット部は風化岩を基礎としている。

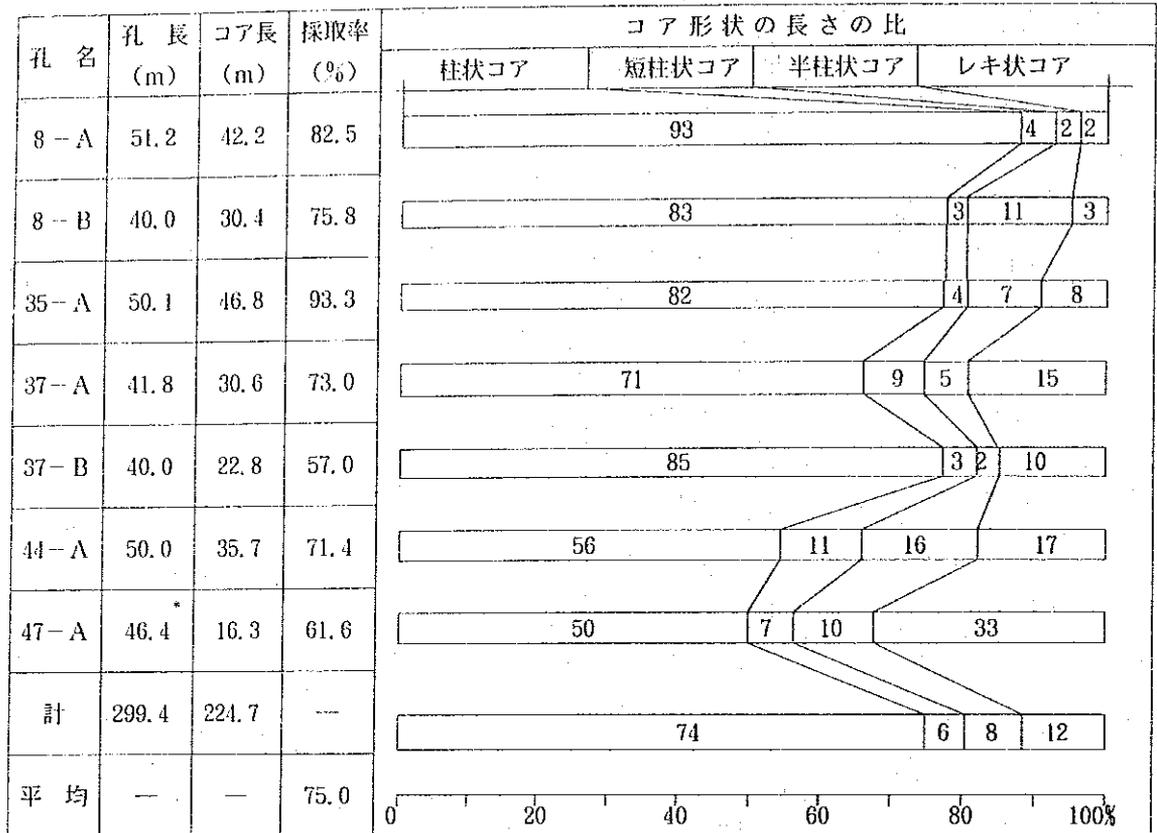


吉林豊満ダム修復強化計画調査

図7-2-1 ボーリング調査位置図

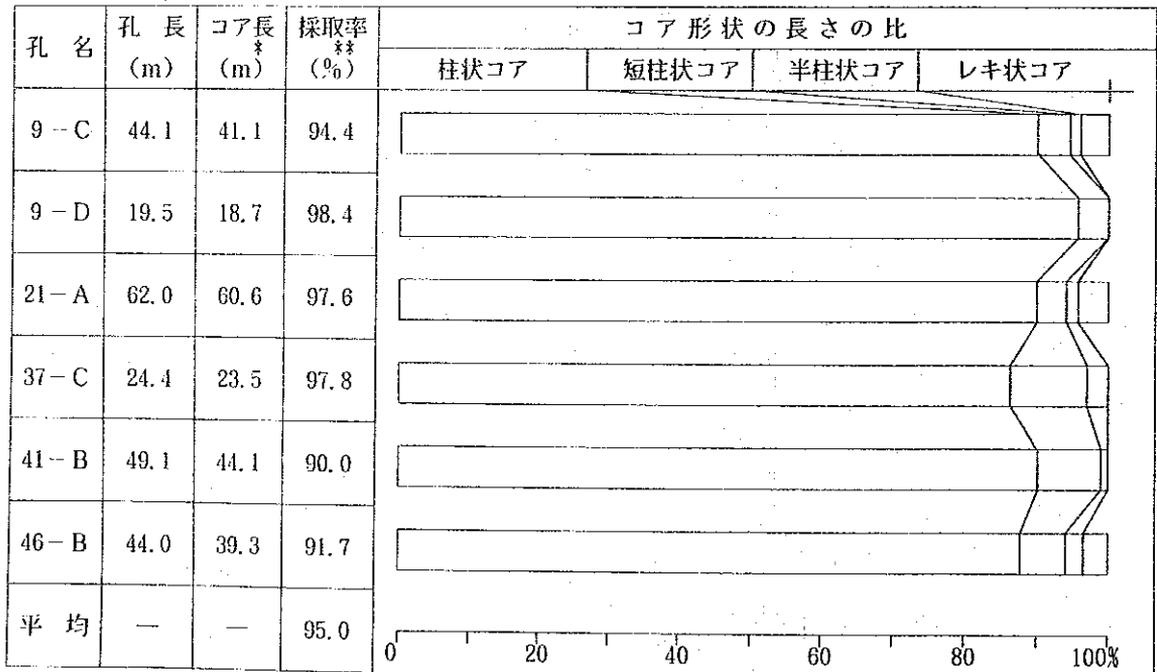
日本国・国際協力事業団

第1次現地調査



* 47-1 Aの削孔長は27.0mだが、孔底付近の0.6 m区間のコアはコアチューブに入ったまま回収できていないため、同孔の孔長は26.4mとした。

第2次現地調査

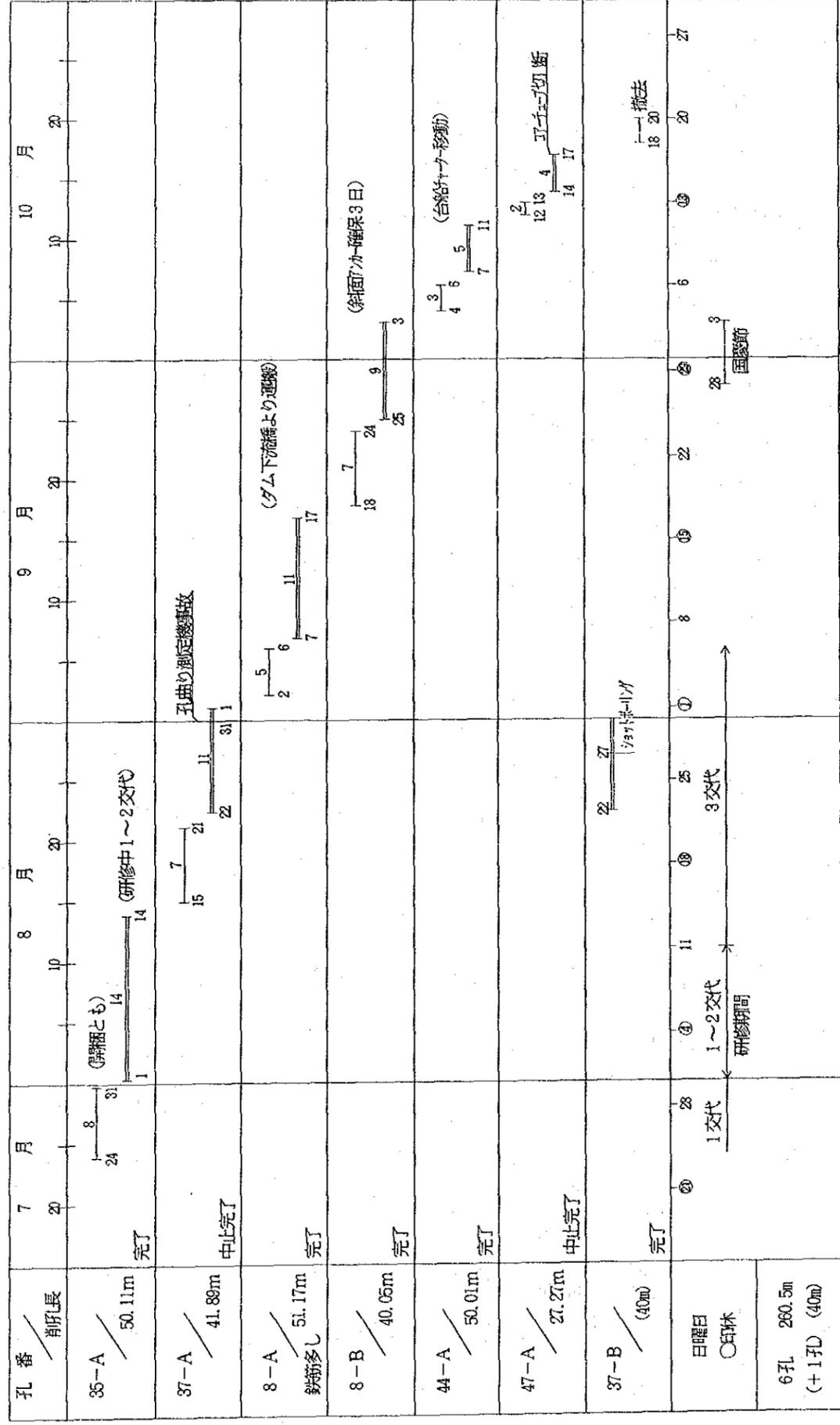


* コア長は、コンクリート部のみ

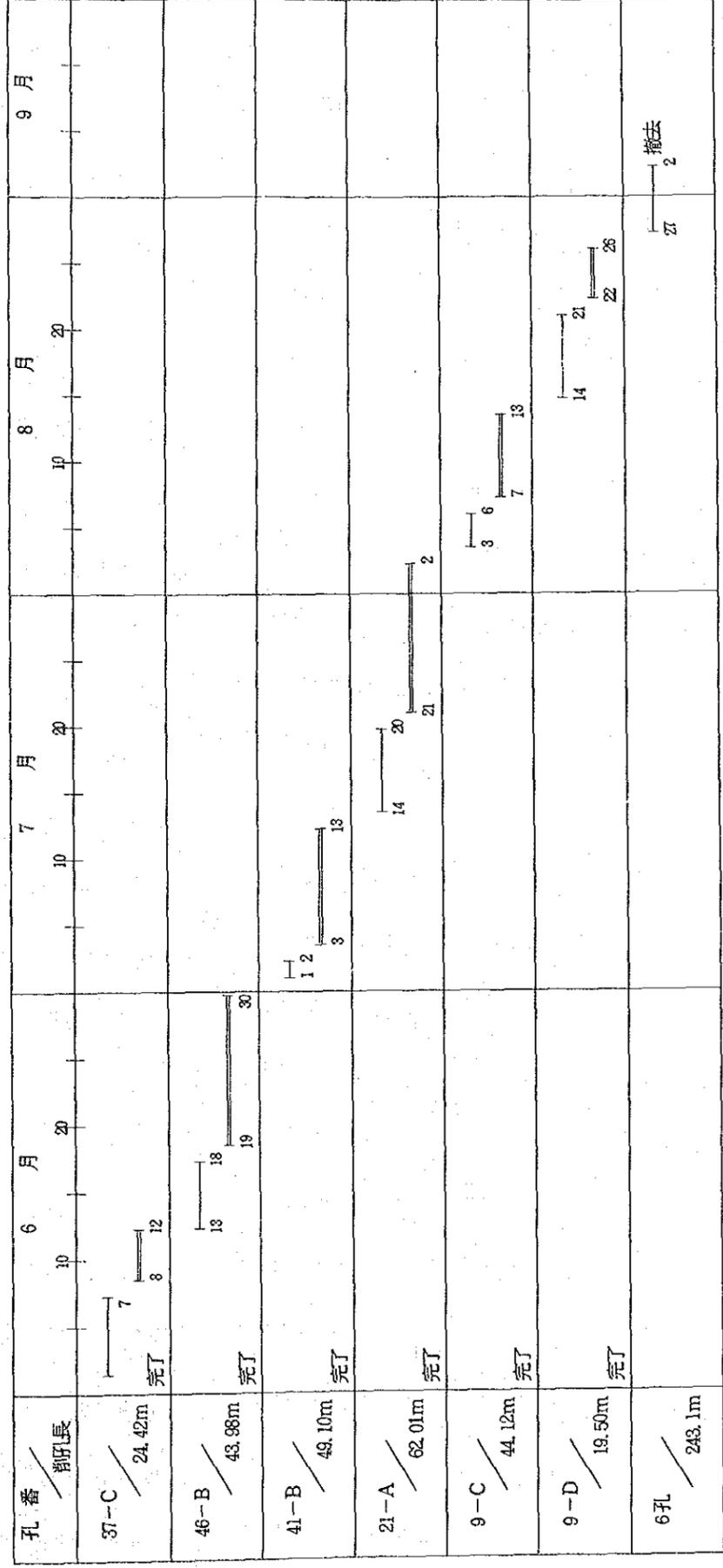
** 採取率は、コンクリート部の削孔長に対するコア長の比

図7-2-2 ボーリングコア状況

第1次現地調査 (1991年)



第2次現地調査 (1992年)



凡 例

図7-2-3 現地調査ボーリング実績工程

7.2.3 孔内撮影

(1) 調査内容

本調査は着手時には予定されていなかったが、次に示す技術的必要性により実施した。

- i) 100%のコア採取率の確保が困難（第1次現地調査における最低の採取率は、47-Aで62%）であったため、現地のボアホールテレビ（BTV）を用いた孔内撮影によりコンクリート不良部の実体を判断する。
- ii) ダムコンクリート内のクラックの方向、傾斜、規模などを孔内直視により正確に判断する。
- iii) ダムリフト施工ジョイント、岩着部などの状況を詳細に調査する。
- iv) 孔内の湧水状態（ダム漏水）を確認する。
- v) 孔内のコア採取不能区間の豆板、遊離石灰、埋設鉄筋、木材など特異状態をみる。

(2) 調査期間

現地調査は第1次現地調査孔に対し1991年10月21日～10月末にかけて実施され、引き続き解析を行い12月15日に完了した。第2次現地調査孔に対しては1992年8月18日～9月上旬にかけて実施され、解析は9月30日に完了した。

(3) 調査結果

コア観察およびBTVによる孔内観察の結果の概要は、資料集（図7-2-5～6）に模式柱状図として示す。これらおよび柱状図より以下の事項が判読される。

① 孔内観察結果

孔内観察の結果明らかになった事項を（表7-2-4, 5, 6）にまとめて示す。（孔内展開図は「資料集」参照）

② コア観察と孔内観察の対応

コア観察では判読し難いコンクリート内部の亀裂の方向・傾斜・開口幅や孔内の湧水・異物の埋設状態等を正確に把握するために、全孔においてボアホールテレビによる孔壁状況の観察を行った。作業は、中国側ら紹介された現地の専門家チームに依頼し、調査団は観察結果報告（孔内展開図）をもとに解析作業を行った。

ボーリング調査と孔内撮影結果を対比・総合すると、堤体コンクリート内部の状況は以下のように推定される。

a) コア観察と孔内観察の対応

両者の観察結果を見比べて、表7-2-5~6を作成した。第1次調査では全般にコア採取率があまり良くなかったものの著しい採取率不良部は、堤体コンクリート不良部や亀裂部に対応することが多かった。第二次調査では、コア採取率は概して良好であり、コア観察と孔内観察結果では若干の深度表示の差はあるものの不良部の対応は比較的良好であった。亀裂に関しては、すべてが孔内観察によって確認された。

b) コンクリート不良部

当初堤体コンクリート内部には豆板等の不良部が多く介在することが予想された。今年度の調査結果では、分布深度と密度は様々であるものの平均5m(ばらつき範囲2~7.5m)に1ヵ所程度で、単位深さあたり15%程度(ばらつき範囲4~40%)の割合で不良部が分布することが明らかとなった。

2年次にわたる調査の結果を総合すると、不良部の分布割合は平均4mに1ヵ所程度で、単位深さあたり14%程度と考えられる。

c) 亀裂

ボーリング孔の孔壁を全周で横切る亀裂は、全孔の約半数で1~2本が確認された。これらの亀裂はほとんど水平で開口幅は2~10mm程度であり、深度15m以浅の堤体表層部付近に認められる。

d) 水平打継目

一部開口気味の部分もあるがほとんどが密着しており、境界自体が確認できないことが多い。

e) 異物の介在

まれに、番線・鉄筋・木材などがコンクリート中に埋め込まれていることがある。

番線は打継目にあることが多く、周辺のコンクリートは良好である。鉄筋の介在位置は不規則であり周辺は一般に密実なコンクリートであるが、一部に豆

板状と成っている部分もまれに認められる。木材については、最大径10cm程度のものでときどき認められるが、分布深度に規則性はない。

堤体に削孔された既往の試錐孔をかすめた孔が1孔あったが、既往試錐孔は鉄筋が挿入されており、孔壁との間はグラウトで充填されていた。

f) 湧水

特に観察されなかった。

g) 基盤岩

第2次調査の6孔中5孔で、基盤岩を0.5～1m程度確認した。その結果堤体基礎は新鮮岩まで掘削されているものの、弱層部では強風化部まで、アバット部では弱風化岩中までの掘削となっている。これら基盤岩盤は、岩塊は堅硬であるが割れ目が発達している。

表 7-2-4 孔内観察結果

第 1 次現地調査

孔名	孔長 (m)	観察孔長	不良部 (豆板・空洞他)	亀	裂	埋設物	打設面
8-A	51.2	50.6	深度 1~28m に不良部 14ヶ所分布。これ以深は良好。不良部頻度 1.9 m に 1ヶ所。	深度 3.5~4.6 m の不良部中に、連続性の悪い亀裂が 6本発達。	深度 27.5 m に鉄筋 1本あり、他は確認できず。木材も確認できず。	確認できず。	
8-B	40.0	39.3	深度 9~39m に不良部 9ヶ所分布。浅部はなし。不良部頻度 3.3 m に 1ヶ所	深度 38.4~39.1 m の不良部中に、連続性の悪い亀裂が数本発達。	特になし	"	
35-A	50.1	49.4	深度 0~21m に不良部 5ヶ所分布。また、4~40m に小規模な空洞 (φ 1~2 cm で独立している) あるが、不良部に含まず。不良部頻度 4.2 m に 1ヶ所	深度 2.9 m と 11.5 m に孔全周を囲む水平亀裂が発達。 深度 39.2、47.2 m に不連続亀裂発達。	深度 0.3 m 細い番線混入	深度 32.2、39.7 m で確認。接着良好。	
37-A	41.8	40.8	深度 0~36m に不良部 13ヶ所分布。また、1~21m に小規模な独立した空洞があるが、不良部に含まず。不良部頻度 2.8 m に 1ヶ所	深度 0.2~1.6 m の不良部中に連続性の悪い亀裂が数本発達。	特になし	深度 8.4 m で確認。面沿いの一部開口	
37-B	40.0	39.5	深度 1~18m に不良部 3ヶ所分布。不良部頻度 5.7 m に 1ヶ所	特になし	特になし	深度 10.7 で確認。接着良好。	
44-A	50.0	49.3	深度 1~6 m に不良部 5ヶ所分布。不良部頻度 1.0 m に 1ヶ所。	深度 7.6 m と 9.3 m に連続性の悪い亀裂あり。	深度 0.6 m、2.4 m に鉄筋埋設	深度 15.5 m に開口性で鉄釘を介在。	
47-A	26.4	25.5	深度 0~25m に不良部 11ヶ所分布。不良部頻度 2.3 m に 1ヶ所。	深度 1.3 m と 2.6 m の不良部に連続性の悪い亀裂が数本発達。深度 8.2 m に孔全周を囲む水平亀裂発達。	特になし	深度 14.8、17.8 m で確認。接着良好。	
一般傾向	計 299.4	計 294.4	分布深度および出現頻度は様々で特に傾向はない。出現頻度は最大 1.0 m に 1ヶ所	全般に、亀裂は少ない。連続性の良いものは、まれに 1孔に 1~2本。	少	いい 接着良好のものが多く、一部打設面が開口している。	

第 2 次現地調査

孔名	孔長 (m)	観察孔長	不良部 (豆板・空洞他)	亀裂	埋設物	打設継目	着岩部の岩盤
9-C	44.1	44.0	深度 5.5~22.0 m に豆板 6ヶ所あり。これ以深はほぼ良好。不良部頻度は 2.8 m に 1ヶ所。	特になし	特になし	確認できず。	カメラ最深处より着岩深い。
9-D	19.5	17.5	深度 3.2~7.0 m に幅広い豆板部が 2ヶ所あり。これ以深良好。不良部頻度は 2.0 m に 1ヶ所。	深度 2.0 m 付近に開口幅 2 mm のわずかに傾斜した平面状の割れ目あり。	深度 4.1 m 付近に鉄筋あり。	"	"
21-A	62.0	61.1	深度 4.7~21.1 m に豆板 4ヶ所。うち 2ヶ所は幅広い。深度 46.6~50.0 m に豆板 2ヶ所。不良部頻度は 9.1 m に 1ヶ所。	深度 12.8 m に開口幅 2 mm の割れ目あり。	深度 42.4 m 付近に鉄筋あり。深度 53.8~61.1 m で既往の φ 100 mm 孔と交差。	"	"
37-C	24.4	10.0	特になし	特になし	特になし	"	"
41-B	49.1	48.7	深度 12.2~13.4 m に豆板あり。	"	"	"	"
46-B	44.0	43.3	深度 40 m 以浅に豆板が 6ヶ所あり。不良部頻度は 6.7 m に 1ヶ所。	深度 3.2 m に開口幅 2~10 mm の割れ目あり。	"	深度 36.9 m で付着不良。幅 10 mm で開口。	"
一般傾向	計 243.1	計 224.6	分布深度および出現頻度は様々で傾向は認めにくい。2~7 m に 1ヶ所程	全般に少ないが、浅部に分布。	まれに鉄筋を介在。	BTV ではほとんど確認できなかった。	BTV ではほとんど確認できなかった。

表7-2-5 豆板・亀裂の分布状況（コアーおよびBTV結果を総合）

第1次現地調査

孔名	孔長 (m)	採取率 (%)	施工不良部（あばた豆板類）						亀裂	
			数 (箇所)	分布範囲 (m~m)	分布範囲長 (m)	分布頻度 (1箇所/m)	不良部の 幅の計 (m)	あばた 率 (%)	本数 (本)	分布深度 (m)
8-A	51.2	82.5	16	0.8~27.6	26.8	1.7 (3.2)	4.2	15.7 (8.2)	0	—
8-B	40.0	75.8	10	8.7~39.1	30.4	3.0 (4.0)	5.8	19.1 (14.5)	0	—
35-A	50.1	93.3	9	0.2~40.4	40.2	4.5 (5.6)	1.5	3.7 (3.0)	2	2.9 11.5
37-A	41.8	73.0	13	0.2~36.4	36.2	2.8 (3.2)	3.0	8.2 (7.2)	0	—
37-B	40.0	57.0	3	0.9~17.9	17.0	5.7 (13.3)	2.8	16.5 (7.0)	0	—
44-A	50.0	71.4	11	0.6~41.9	41.3	3.8 (4.5)	2.4	5.8 (4.8)	0	—
47-A	26.4	61.6	16	0.2~25.5	25.3	1.6 (1.7)	4.1	16.2 (15.5)	1	8.2
平均	計 299.4	75.0	78	—	—	3.3 (3.8)	23.8	12.2 (7.9)	—	—

第2次現地調査

孔名	孔長 (m)	採取率 (%)	施工不良部（あばた豆板類）						亀裂	
			数 (箇所)	分布範囲 (m~m)	分布範囲長 (m)	分布頻度 (1箇所/m)	不良部の 幅の計 (m)	あばた 率 (%)	本数 (本)	分布深度 (m)
9-C	44.1	94.4	8	5.7~31.2	25.5	3.2 (5.5)	2.5	9.8 (5.7)	0	—
9-D	19.5	98.4	2	3.2~7.0	3.8	1.9 (9.8)	1.5	39.5 (7.7)	1	2.0
21-A	62.0	97.6	6	4.7~50.0	45.3	7.6 (10.3)	5.1	11.3 (8.2)	1	12.8
37-C	24.4	97.8	2	6.6~21.3	14.7	7.4 (12.2)	0.5	3.4 (2.0)	0	—
41-B	49.1	90.0	2	8.1~15.9	7.8	3.9 (24.6)	1.5	19.2 (3.1)	0	—
46-B	44.0	91.7	7	0.5~40.0	39.5	5.6 (6.3)	1.9	4.8 (4.3)	1	3.4
平均	計 243.1	95.0	27	—	—	4.9 (9.0)	13.0	14.7 (5.3)	—	—

ただし、不良部は豆板と空洞と記載された部位をさし、独立した小空隙は含めない。
 不良率は、不良部の幅の合計をそれらの分布範囲長で除算した値で、単位長当りの不良部の長さの割合を示す。
 () 内値は孔長当りを示す。

表7-2-6 ボーリングコア及び孔内観察結果の総括

孔名	孔長 (m)	採取率 (%)	不良部		亀裂		埋設物	打設面
			分布頻度 (1ヶ所/m)	7/9率 (%)	本数 (本)	記事		
8-A	51.2	82.5	1.7 (3.2)	15.7 (8.2)	0	不良部中に、不連続亀裂あり	掘進中に確認した鉄筋と木材が、B T Vでは未確認。	接着良好
8-B	40.0	75.8	3.0 (4.0)	19.1 (14.5)	0	"	↑	コアで分離するものあり
35-A	50.1	93.3	4.5 (5.6)	3.7 (3.0)	2	"	まれに打設面に番線等介在。	接着良好
37-A	41.8	73.0	2.8 (3.2)	8.2 (7.2)	0	"	まれに鉄筋埋設	面沿いに一部開口したもののあり
37-B	40.0	57.0	5.7 (13.3)	16.5 (7.0)	0	特になし		接着良好
44-A	50.0	71.4	3.8 (4.5)	5.8 (4.8)	0	良好な孔壁の一部に不連続亀裂あり		面沿いに一部開口したもののあり
47-A	26.4	61.6	1.6 (1.7)	16.2 (15.5)	1	不良部中に、不連続亀裂あり		接着良好
一般傾向	平均 299.4	平均 75.0	3.3 (3.8)	12.2 (7.9)	—	連続性のある亀裂は浅部 (深度10m程度以下) に発達。	一般に鉄筋等の埋設は少いが、8-A孔は多く埋設されている。	接着良好な場合が多いが、一部開口している。

孔名	孔長 (m)	採取率 (%)	不良部		亀裂		埋設物	打設面	基礎岩
			分布頻度 (1ヶ所/m)	7/9率 (%)	本数 (本)	記事			
9-C	44.1	94.4	3.2 (5.5)	9.8 (5.7)	0	特になし	特になし	確認できず	新鮮、堅硬だが、割れ目褐色。
9-D	19.5	98.4	1.9 (9.8)	39.5 (7.7)	1	深度2.0mに1本、ほぼ水平幅2mm程度開口。	深度4m付近に鉄筋あり。	↑	新鮮、堅硬
21-A	62.0	97.6	7.6 (10.3)	11.3 (8.2)	1	深度12.8mに1本、ほぼ水平で幅2mm程度開口。	深度42m付近に鉄筋 深度53.9~61.5m既往孔と交差。	↓	—
37-C	24.4	97.8	7.4 (12.2)	3.4 (2.0)	0	特になし	特になし	コアではこの面沿いに分離することあり。密着していると思われる。	褐色の風化岩。(弱層部)
41-B	49.1	90.0	3.9 (24.6)	19.2 (3.1)	0	"	深度28~37mに番線介在。	↓	新鮮、堅硬だが、割れ目多い。
46-B	44.0	91.7	5.6 (6.3)	4.8 (4.3)	1	深度3.2mに開口幅2~10mmの水平割れ目あり。	深度15m以浅に鉄筋・番線介在。	深度37mで不養生不良箇所あり。	弱風化により灰色化しているが硬質、割れやすい。
一般傾向	平均 243.1	平均 95.0	4.9 (4.0)	14.7 (5.3)	—	全般に少いが、深度13mm以浅に開口幅数mmの水平割れ目分布。	一般に埋設物は少いが、46-Bは多く認められる。	接着良好な場合が覆いが、一部開口している。	一般に新鮮岩に提体を載せているが、弱層部と7/9は風化岩である。

7.2.4 コア試験

ボーリングコアより採取した供試体による諸試験は、次の通りである。

- ① コンクリート圧縮強度試験（単位体積重量、静弾性係数試験、超音波伝播速度測定、シュミットハンマーによる硬度測定を含む）
- ② コンクリート骨材アルカリ反応試験
- ③ コンクリート溶出成分水質試験

これらの諸試験は中国側試験室にて実施し、完了後その成果を調査団にて整理解析した。

なお、溶出成分水質試験については中国側にて既に試験が実施されており十分な資料があるので、この結果を基に整理、解析を行った。

(1) コンクリート圧縮試験（一軸）

圧縮試験の供試体はボーリングコアから採取したため、直径、長さ、形状共に標準の供試体とはかなり違ったものとなった。このため、中国で用いられている標準の強度（20cm角の立方体）に換算するため、次のような補正を行った。

i) 直径の補正

ボーリングは、ダブルコアチューブを主として使用したが状況によりシングルコアチューブを使用したため、供試体の直径は、16.2cm～17.9cmの間で変化している。これを15cmの直径の円柱の供試体に換算するため、米国開拓局で行われた広汎な実験の既往データより次式を採用することとした。

$$C_1 = -0.008d + 1.12$$

ここに、

C_1 = 強度補正係数

d = 供試体直径

ii) 供試体の高さ/直径の補正

直径の補正と同様、既往データを検討し、JIS A 1107-1974を参考として長さの補正に対しては、次の式を採用した。

$$C_2 = 0.84 + 0.08x \quad (x \geq 1.25)$$

$$C_2 = -0.026 + 1.24x - 0.373x^2 \quad (x < 1.25)$$

ここに C_2 = 強度補正係数

$$x = h / d = \text{高さ} / \text{直径}$$

iii) 供試体の形状による補正

中国の重力式コンクリートダムの設計基準強度は、材令90日の20cm立方体の圧縮強度を用いているため下記の検討を行った。

これより、近似式として次式を採用した。(図7-2-4 参照)

$$W = 1.2 F$$

ここに W = 立方体強度 (kgf/cm²)

F = 円柱強度 (kgf/cm²)

iv) 供試体

供試体は削孔されたボーリング孔から得られたコアから採取し、圧縮試験用としては第1次現地調査時 120個、第2次現地調査時43個をコアカッターにて切断した。各孔における供試体の数は次のとおりである。

〔第1次現地調査〕		〔第2次現地調査〕	
ボーリング位置	供試体数	ボーリング位置	供試体数
8-A	18	9-C	7
8-B	17	9-D	4
35-A	18	21-A	7
37-A	19	37-C	7
37-B	17	41-B	7
44-A	18	46-B	11
47-A	13		
合計	120	合計	43

圧縮試験は、豊満発電所二松公司試験室所有の圧縮試験機を使用し、試験方法は中国側の基準に従った。表7-2-7 に試験結果の平均値を示す。

表7-2-7 コンクリートコア試験結果の平均値

		個 数	最 大 値	最 小 値	平 均	標 準 偏 差	変 動 係 数
単位体積重量 (tf/m ³)	92年度	43	3.021	1.810	2.406	0.145	0.060
	91年度	120	2.832	2.138	2.441	0.125	0.051
	合計	163	3.021	1.810	—	—	—
圧 縮 強 度 (kgf/cm ²)	92年度	43	530.2	109.5	274.7	81.0	0.295
	91年度	120	426.1	71.5	228.2	74.3	0.325
	合計	163	530.2	71.5	240.4	78.8	0.328
静 弾 性 係 数 (kgf/cm ²)	92年度	43	228,571	20,000	99,950	58,824	0.589
	91年度	110	208,333	7,547	46,350	30,446	0.657
	合計	153	228,571	7,547	61,414	46,959	0.765
P 波 速 度 (m/s)	92年度						
	91年度	110	4,577	1,490	2,820	562	0.199
	合計						
シムトハマー 換 算 強 度 (kgf/cm ²)	91年度	109	567	31.9	225.1	97.1	0.432

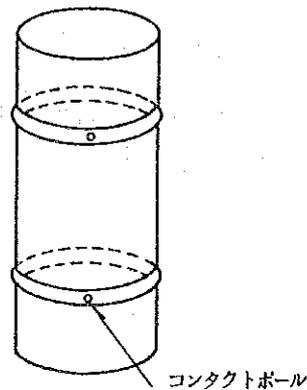
(2) コンクリート骨材アルカリ反応試験

アルカリ反応試験は、供試体採取後、所定の概観観察、物理試験（吸水率試験及び超音波測定）を行った後、次に示す方法で膨張量の測定を実施した。

i) 供試体の長さ変化測定のため

の測定点を固定する。これは供試体の側面に2ヶ所の測線を設定する方法による。

ii) 20° ± 2℃の状態 で測定点間の距離を測定し、これを基長とする。



iii) iv) で示す方法で供試体を養生し、長さ変化を測定する。2測線で測定を行う場合は、供試体の長さの変化率は2箇所の測定点間の長さ変化率の平均とする。

iv) 養生および測定

供試体は密封した容器に温度40 ± 2℃、湿度95%以上で貯蔵する。

湿度95%以上確保するための手段として、供試体の表面を吸取紙で覆い、水分を補給しつつ、更にビニール袋で包んだ。

供試体が所定の材令に達したならば供試体を容器ごと少なくとも16時間、 20 ± 3 ℃に保ったのち容器を開いてその材令の測定を行う。測定の間は極力、供試体が乾燥しなようにする。

測定後は直ちに 40 ± 2 ℃、湿度95%以上にもどす。

最初の 24 ± 2 時間の長さの測定の後には1つの容器に入れる全ての供試体は、すべて同時に測定がくるように同じ日につくり、同時に容器に入れる。

供試体は測定後、前の期間とは上下逆の位置にして容器の中に置き直す。

v) 測定材令

次の材令で測定する。

2週, 4週, 8週, 3ヶ月, 6ヶ月

1991年10月末に試験を開始したが恒温槽の電気配線不調のため中止し、1992年1月に再開し1992年6月に完了した。本試験の結果を図7-2-3'に示す。

(3) 堤体コンクリートの物理性状に関する考察

i) 単位体積重量

表7-2-7より、供試体の単位体積重量は $1.810 \text{tf/m}^3 \sim 3.021 \text{tf/m}^3$ の値を示し、その平均値は 2.432tf/m^3 となる。

中国の重力ダム設計規範の概略設計段階におけるコンクリートの単位体積重量は $2.35 \sim 2.4 \text{tf/m}^3$ となっており、平均値で見るとこの値を満足していることになる。

ii) 圧縮強度

表7-2-7より供試体の平均圧縮強度は、第1次、第2次現地調査時、それぞれ 229.4kgf/cm^2 と 271.9kgf/cm^2 となり、後者がやや大きくなっている。なお、中国側試験記録の中の異状値の一部は検討の結果修正を行なった。

iii) 静弾性係数

第1次、第2次現地調査時の平均静弾性係数は、夫々 $46,350 \text{kgf/cm}^2$ と約 $100,000 \text{kgf/cm}^2$ となり大きな差が出ている。中国側の調査試験状況を調査した結果、キャッピング問題があったと判断されたため、実際の静弾性係数は第2次調査の約

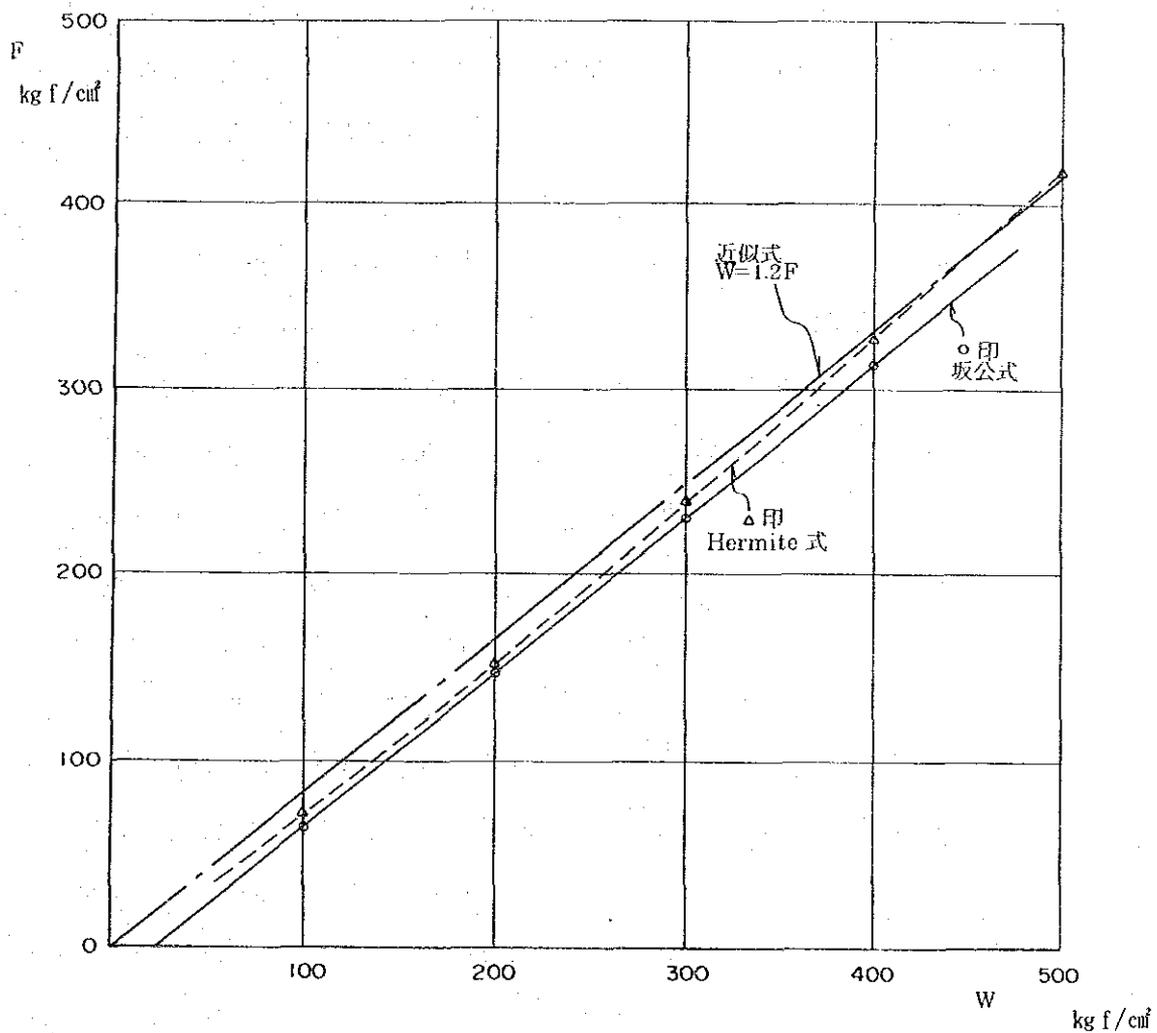
100,000 kgf/cm²に近いものと判断する。また、測定方法についても簡便法のため参考値とすべき値である。

iv) 弾性波測定

表7-2-7 のP波速度（弾性波測定）は、第1次、第2次現地調査時、それぞれ2,880～5,170m/s（平均3,959m/s）、3,624～5,332m/s（平均4,477m/s）となっている。第1次現地調査時、中国側測定値は、バラつきが多かったのを日本において再判読推定し訂正した値を計上した。なお、第2次現地調査時の中国側測定値は、調査団の指導後は良好な測定値と判断できる。

v) シュミットハンマーによる硬度測定及び換算強度

供試体の両切片でシュミットハンマーによる反発硬度を測定し、強度との相関性を調べた。測定は、上下面で各々5回ずつ行い、ハンマーの先端が骨材に直接当たっていることもあるため、昇順に整理した後、小さい方から5番目までを測定値として採用した。換算値は31.9～567.0 kgf/cm²の範囲に分布し、その平均値は225.1 kgf/cm²（標準偏差97.1kgf/cm²）で圧縮試験の平均値にほぼ等しい。変動係数は43.2%を示し、圧縮試験のそれより大きくなっている。詳細は「資料集」参照。



・坂公式 $F = 0.83W - 17.4 \text{ kg f/cm}^2$

円柱強度 F $\phi 15 \text{ cm} \times 30 \text{ cm}$

・Hermite 式 $F = 0.76W + 0.2 W \log_{10} \frac{W}{196}$

立方体強度 W 20 cm 立方体