

国際協力事業団

中華人民共和国
遼寧省水利庁

中華人民共和国

遼寧省大凌河白石ダム工事に関する実験計画調査

主報告書

I

1997年9月

JICA LIBRARY



J 1140312 (8)

日本工営株式会社

農 調 農
JR
97-48

国際協力事業団

中華人民共和国
遼寧省水利庁

中華人民共和国

遼寧省大凌河白石ダム工事に関する実験計画調査

主報告書

I

1997年9月

日本工営株式会社



1140312 (8)

序 文

日本国政府は、中華人民共和国政府の要請に基づき、同国の中国遼寧省大凌河白石ダム工事にかかる実験計画調査を行うことを決定し、国際協力事業団がこの調査を実施いたしました。

当事業団は、平成8年8月から平成9年9月までの間、6回にわたり、日本工営株式会社の矢野信一氏を団長とする調査団を現地に派遣しました。

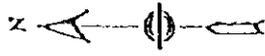
調査団は、中華人民共和国政府関係者と協議を行うとともに、計画対象地域における現地調査を実施し、帰国後の国内作業を経て、ここに本報告書完成の運びとなりました。

この報告書が、本計画の推進に寄与するとともに、両国の友好・親善の一層の発展に役立つことを願うものです。

終わりに、調査にご協力とご支援をいただいた関係各位に対し、心より感謝申し上げます。

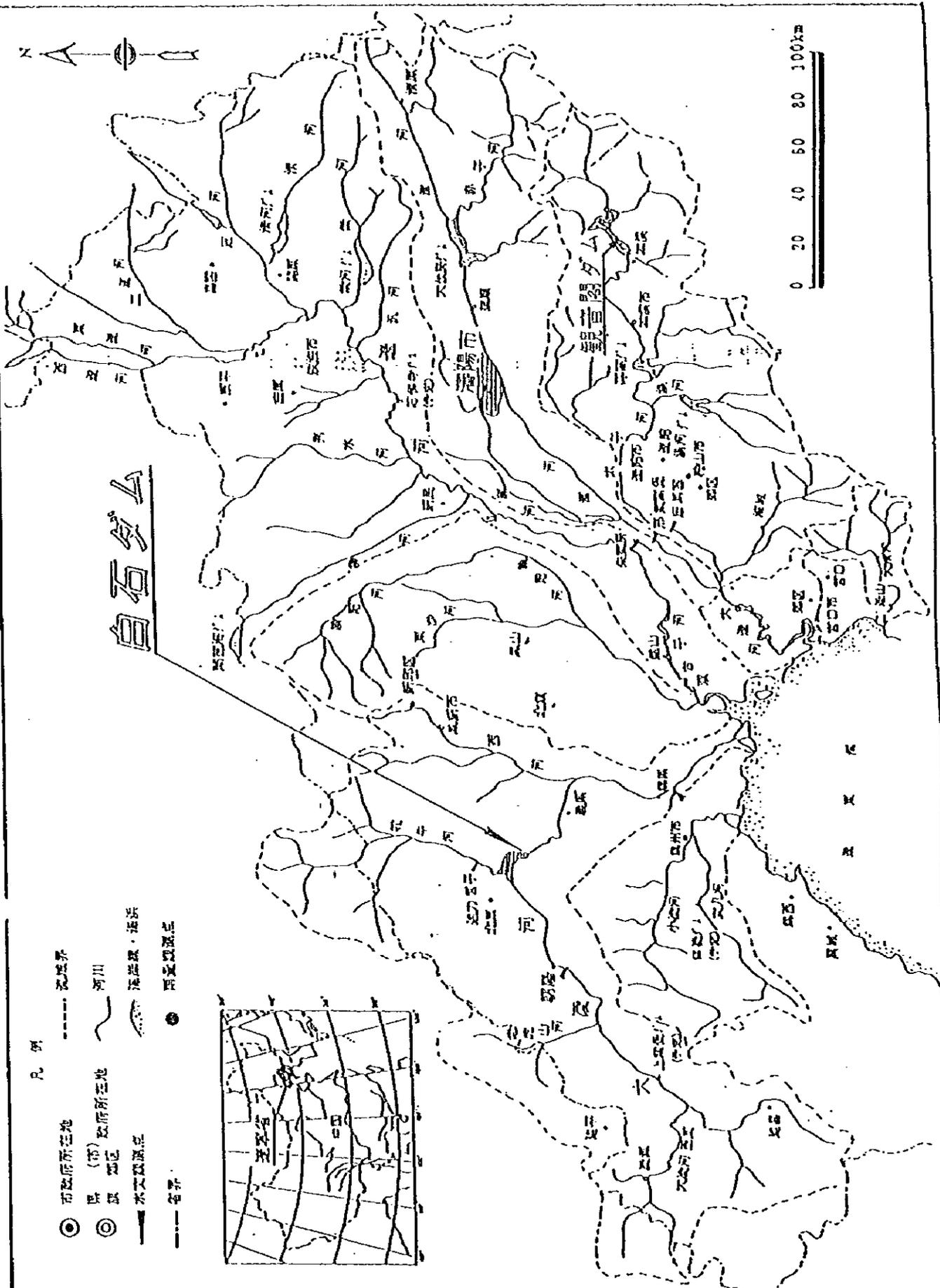
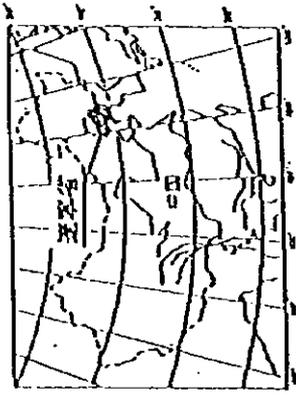
平成9年9月

国際協力事業団
総裁 藤田 公郎

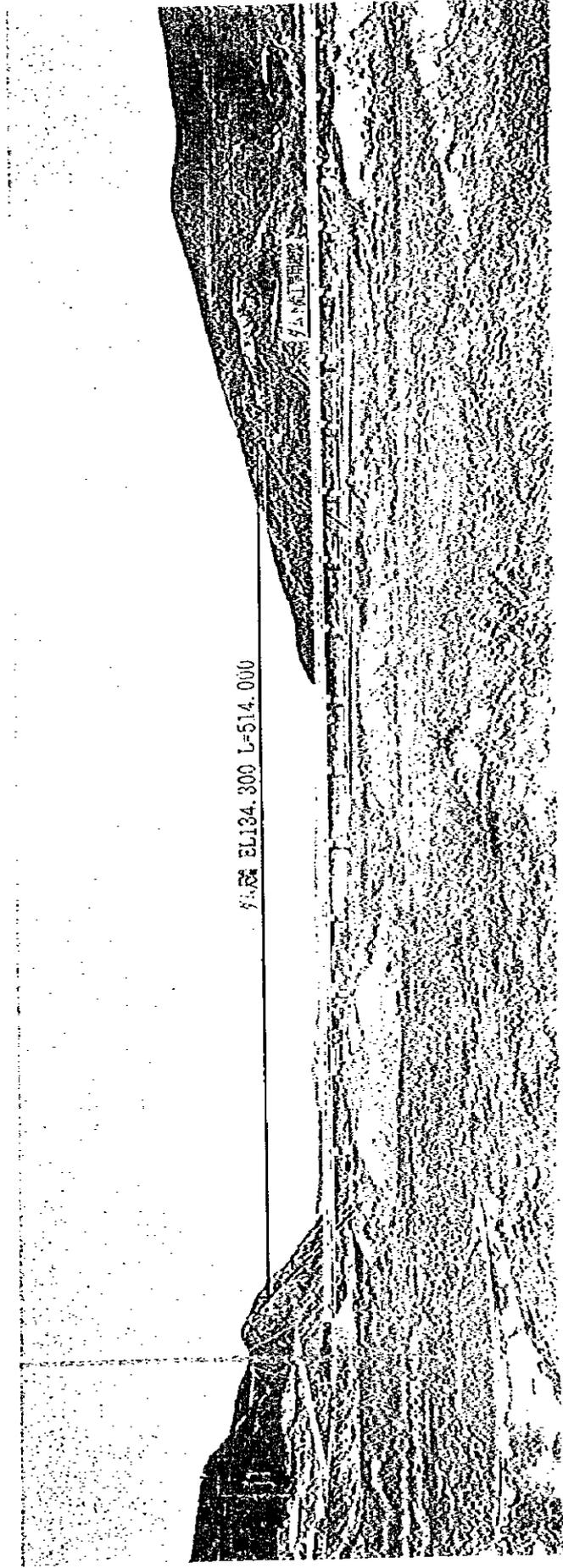


白石山

- 凡例
- 市政府所在地
 - ◎ 县(市)政府所在地
 - 县界
 - 流域界
 - ~ 河川
 - 国道、省道
 - 地质观测所



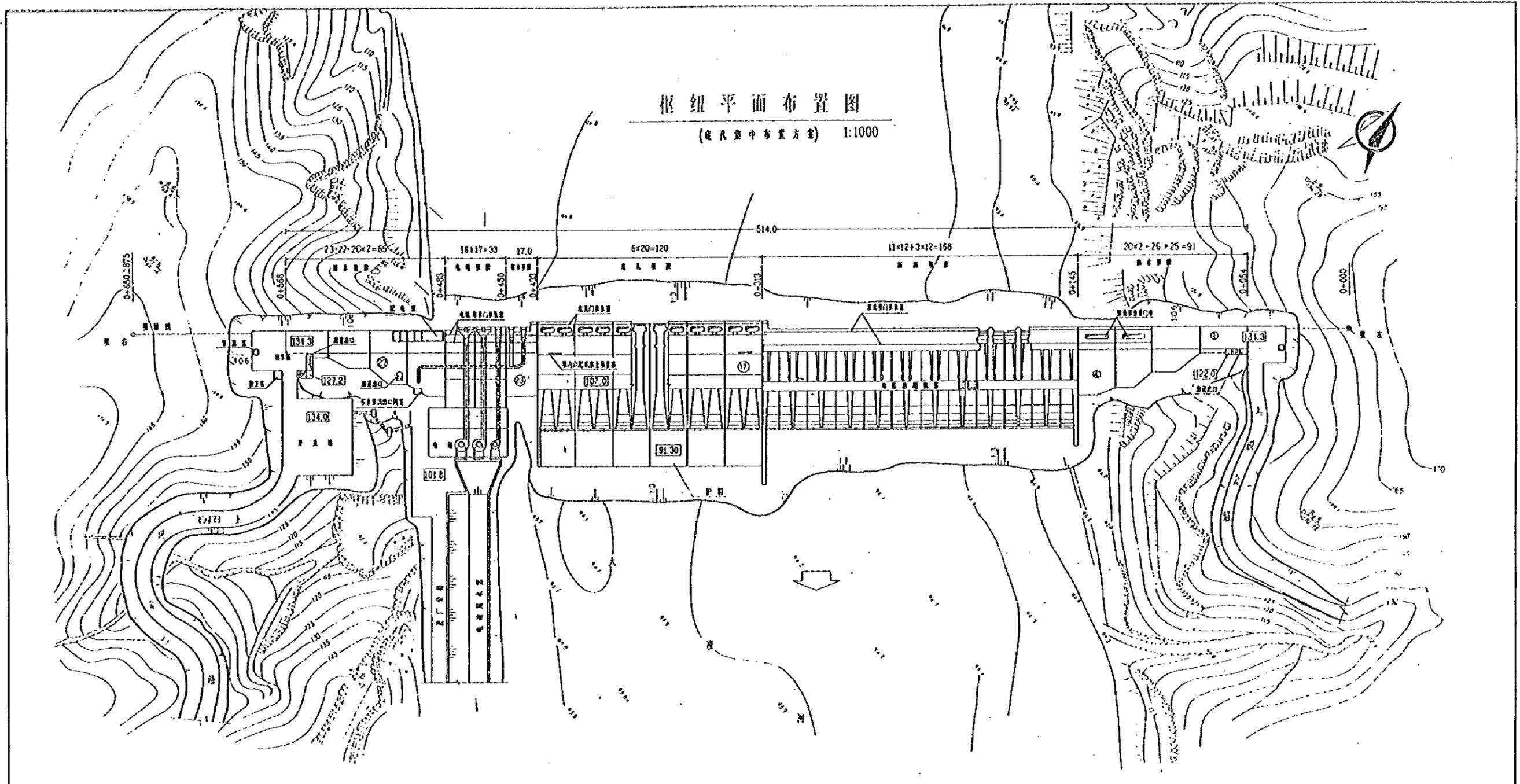
位置图



ダムサイト
ダム下流右岸より望む

枢纽平面布置图

(度孔集中布置方案) 1:1000



主要技术经济指标

项目	单位	数量
库容	$10^8 m^3$	16.45
死库容	$10^8 m^3$	8.7
坝体长度	m	134.30
坝体高度	m	514.00
最大坝高	m	50.30
坝体面积	$10^4 m^2$	127.00
坝体重量	t	108.00
坝体材料	m ³	5
坝体造价	元	161791.0
坝体投资	元	193280.0

主要工程数量

项目	单位	数量
土石方开挖	$10^4 m^3$	3312
填筑土石方	$10^4 m^3$	5753
钢筋	$10^4 t$	12.08
木材	$10^4 m^3$	0.48
炸药	$10^4 kg$	0.30
水泥	$10^4 t$	5.82
砂石料	t	4108.0
其他材料	m	18618.0
其他费用	m	26181.0

说明

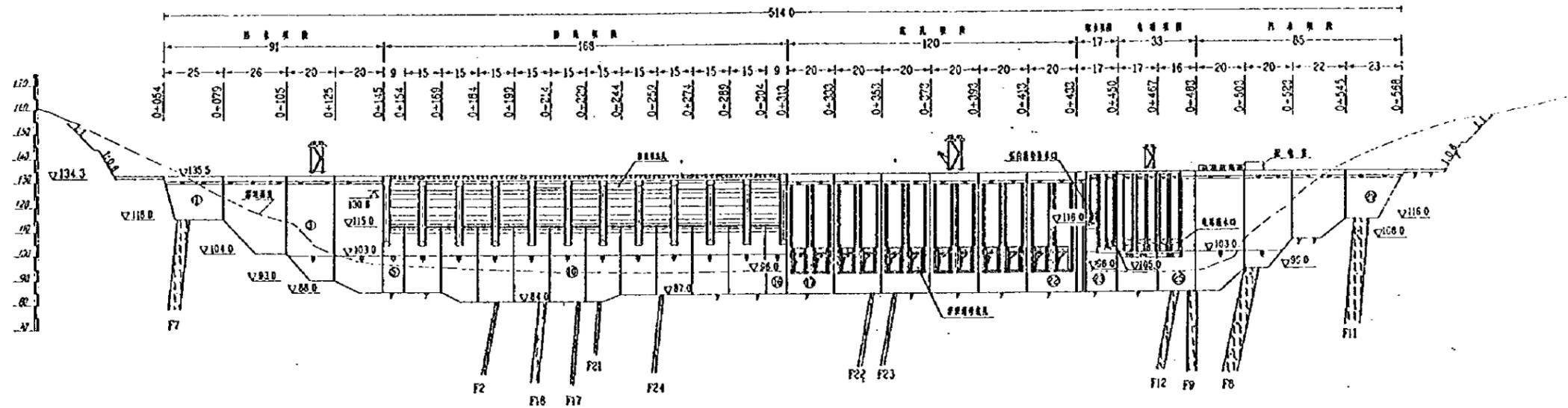
1. 本工程为初步设计阶段。
2. 本工程为度孔集中布置方案。

辽宁省水利水电勘测设计研究院

批准	设计	白石水库工程	水工部分
核定	校核	枢纽平面布置图	
设计	制图	比例	1:1000
日期	日期	日期	1995.3.4
图号	图号	图号	3103-G-02

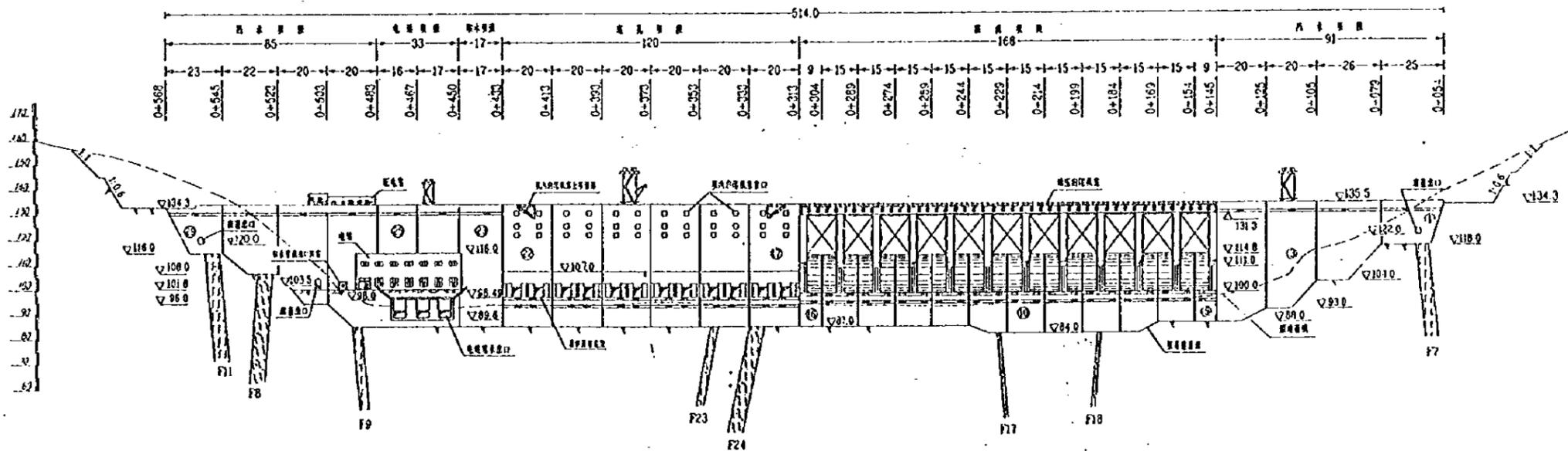
上游立视图

1:1000



下游立视图

1:1000



辽宁省水利水电勘测设计研究院

批准	杜子斌	白石水库 工程	李 丁 设计
核定			孙 利 设计
审查	孙利斌	底孔集中布置方案	
设计	孙利斌	大坝上、下游立视图	
制图	孙利斌	比例 1:1000	日期 1995.3.10
图号		3103-G-03	

中華人民共和国
遼寧省大凌河白石ダム工事に関する実験計画調査
最終報告書（ドラフト）

目次

調査対象地区位置図

ダムサイト写真

ダム一般平面図

ダム上下流立面図

ダム断面図

1. 序論.....	1
1.1 はじめに.....	1
1.2 計画の背景.....	1
1.3 調査の目的と範囲.....	2
2. 白石ダム開発計画.....	4
2.1 F/S 時のダム計画（1993）.....	4
2.2 改訂ダム計画（閻王鼻子ダム考慮）.....	4
2.2.1 初步設計の検討.....	4
2.2.2 水文資料の検討.....	7
2.2.3 洪水の再現期と生起確率の検討.....	8
2.2.4 設計洪水波形.....	9
2.2.5 流砂の検討.....	11
(1) 流砂の形状組成.....	11
(2) 流入浮遊砂.....	12
(3) 流入掃流砂.....	14
(4) ダムの排砂運用方式.....	14
2.2.6 底孔の配置と排砂の関係.....	15
(1) 堆砂形状の分析.....	15
(2) 水理模型実験.....	16
(3) 地形地質との関係.....	16
(4) 堤体の施工及び転流.....	16
(5) 堤体コンクリート量.....	16
2.2.7 ダム軸の検討.....	17

2.2.8	洪水吐の配置.....	17
2.2.9	施工計画.....	17
	(1) 施工条件.....	17
	(2) 施工行程計画.....	18
	(3) 転流及び仮締切工.....	19
	(4) 堤体施工.....	19
2.3	RCD コンクリート試験施工.....	20
3.	調査実験.....	22
3.1	岩盤剪断試験.....	22
3.1.1	地質概要.....	22
	(1) 広域の地質概要.....	22
	(2) ダムサイト及び湛水池周辺の地形・地質.....	22
3.1.2	試験の実施経緯と実施期間.....	22
3.1.3	試験実施位置と数量.....	23
	(1) ダム基礎岩盤・岩盤区分.....	23
	(2) 既存岩盤強度試験値、評価値.....	23
3.1.4	使用した試験機器.....	26
	(1) 関連資機材.....	26
	(2) 岩盤剪断試験用機器.....	26
3.1.5	試験条件及び試験方法.....	26
	(1) 試験条件.....	26
	(2) 試験方法.....	26
	(3) 変形試験の鉛直荷重載荷パターンと 試験方法について.....	27
	(4) 変形試験結果.....	28
	(5) 剪断試験の鉛直及び剪断荷重載荷 パターンについて.....	29
	(6) 試験面に打設したコンクリート.....	29
3.1.6	剪断試験結果.....	29
	(1) 岩級細区分と岩盤強度.....	29
	(2) 岩盤強度の推定.....	30
	(3) 岩盤強度の検討.....	30
3.2	水利模型実験.....	39
3.2.1	白石ダムの概要と水理模型実験の経緯.....	39
3.2.2	実験の目的.....	39

3.2.3	実験方法	39
3.2.4	実験内容	41
3.2.5	実験条件	42
	(1) 水位及び流量条件	42
	(2) ゲート操作	42
3.2.6	測定方法	43
3.2.7	実験結果	49
	(1) 洪水吐の放流能力	49
	(2) 堤体部の実験	61
	(3) 減勢工部（フリップバケット）の実験	71
	(4) 下流河道の実験	71
3.2.8	まとめ	94
	(1) 洪水吐の放流能力	94
	(2) 越流水面形	94
	(3) 越流部ピアのデフレクター形状	94
	(4) 作用圧力	94
	(5) 河床の洗掘	95
	(6) 底孔部水褥池	95
	(7) 流水部の施工	95
3.3	ダムコンクリート試験	96
3.3.1	試験内容	96
	(1) RCDコンクリート大型供試体試験	96
	(2) 断熱温度上昇試験	97
3.3.2	使用材料、使用機器及び試験方法	100
	(1) 使用材料	100
	(2) 使用機器及び試験方法	103
3.3.3	試験結果及び考察	107
	(1) 大型供試体試験	107
	(2) 断熱温度上昇試験	163
3.3.4	まとめ	169

1. 序論

1.1 はじめに

本報告書は中華人民共和国遼寧省水利庁（以下 水利庁という）と日本国国際協力事業団（以下 事業団という）の間で1995年9月27日に締結された大凌河白石ダム工事に関する実験計画調査（以下 本調査という）に係わる実施細則（S/W）に基づいて作成された最終報告書（案）である。

本報告書はダム計画の検討、原位置岩盤剪断試験結果の検討・解析、ダム堤体水理模型実験及びダム断面抽出水理模型実験の結果の評価、コンクリート配合試験及びコンクリート熱力学的試験の結果評価、コンクリート温度応力解析及び堆砂、排砂シミュレーションの結果を取り纏めたものである。

1.2 計画の背景

中国政府の要請に基づき、1990年12月から1993年3月まで3次にわたって実施された「中国遼寧省遼河三角洲農業総合開発計画調査」の中で、「遼河三角洲農業資源総合開発計画に関する基本計画(M/P)」の策定と、そのM/Pの中で最優先案件に位置づけられた白石ダム建設計画について、技術的・経済的妥当性を検討するための「白石ダム建設計画フィージビリティ調査(F/S)」が実施された。その結果、白石ダム建設計画は技術的にも経済・財務的にも実施可能と評価された。大凌河水系の水資源開発については、これまで積極的な事業推進は行なわれてこなかった。近年、遼寧省全域で水不足が一段と深刻化しつつあり、遼河三角洲農業開発推進に必要な灌漑用水のみならず、需要増加の著しい大凌河中・下流域の都市生活・工業用水の水源確保対策として白石ダムの早期着工・完成が待たれている。

しかし、白石ダムの建設及び運営面での最大の課題は、厳しい気候条件下での打設コンクリートの亀裂発生防止と上流域から流入する大量の土砂の処理であり、同報告書は白石ダムの建設実施に先立ち、下記の4項目について試験・検討を行い、その結果を詳細設計、施工及び貯水池運用計画に反映することを勧告した。

- (1) F/S調査で実施された堆砂・排砂シミュレーションの検証
- (2) 排砂・洪水調節の見地から最適ダム形式の決定を目的とした大型水理模型実験の実施、その結果を踏まえた排砂・利水計画の策定
- (3) ダム建設予定地点における現場大型岩盤剪断強度試験の実施
- (4) RCD工法により打設したコンクリートの亀裂発生防止対策の検討

これらを踏まえ、中国政府は1993年9月、我が国に対して白石ダムの水理諸元を決定するために必要な実験（水理模型実験等）を行い、資料を取りまとめることを要請してきた。これを受け、日本国政府は1995年9月本件に係わる事前調査団を派遣し、調査対象地域、調査内容などについて協議を行い、「遼寧省大凌河白石ダムに関する実験計画調査」に係るS/W（Scope of Work）について合意し、本調査が実施されることとなった。

1.3 調査の目的と範囲

本調査の目的と調査の範囲は以下のとおりである。

(1) 調査の目的

- (a) 中国遼寧省大凌河白石ダムの建設工事に関し、我が国が1990年12月から1993年3月までに実施した「中国遼寧省遼河三角洲農業総合開発計画調査」-「白石ダム建設計画フィージビリティ調査」で指摘された項目についての補完的実験を実施し、水理諸元を含む最適ダム設計の諸元及び最適な貯水池運用方式を確定することを目的とする。
- (b) 中国のカンターパート技術者に対し、個々の実験項目についての実験方法及び実験データの解析手順・考え方についての技術移転・指導を行う。

(2) 調査対象地域

調査対象地域は中国遼寧省大凌河河口から上流180kmに位置する白石ダム建設予定地である。

(3) 調査の内容と範囲

- (a) 前回F/S調査結果およびF/S調査以降中国側で行った調査・設計のレビュー
- (b) 白石ダム建設計画に関する諸実験の詳細実施計画の策定
- (c) 諸実験のうち中国側担当作業に対する助言と日本側が担当する解析作業
- (d) 諸実験・解析結果の取りまとめ作業と報告書作成

試験項目とその目的と試験内容、試験期間、及び日本側調査団と中国側の本調査に関する業務分担を取り纏めると表1.3.1の通りである。

表1.3.1 調査の内容と作業分担

実験項目	目的	実験作業項目	期間	作業分担	
				日本側	中国側
A. 7.4.4 堤体空草水理模型実験	底水吐と底孔の設計諸元を確定するため、その水理機能を調査し、設計形状の妥当性を検討する。	1) 実験計画の作成 2) 水理模型の設計 3) 実験の実施 4) 実験結果の分析 5) 設計諸元の検討	実験開始後 37月間	必要に応じて中国側へ実験の助言を行う。	1) 実験計画の作成 2) 水理模型の設計 3) 実験の実施 4) 実験結果の分析 5) 設計諸元の検討
B. 7.4.4 断面抽出水理模型実験	越流部及び底孔の水理機能調査の精度向上と越流部の安全性を検証する。	1) 実験計画の作成 2) 水理模型の設計 3) 実験の実施 4) 実験結果の分析 5) 洪水吐、底孔の最適形状の検討 6) 設計諸元の検討	実験開始後 47月間	必要に応じて中国側へ実験の助言を行う。	1) 実験計画の作成 2) 水理模型の設計 3) 実験の実施 4) 実験結果の分析 5) 洪水吐、底孔の最適形状の検討 6) 設計諸元の検討
C. 土砂模型実験 (研砂・堆砂数値シミュレーション)	貯水池内へ流入する土砂の動向、堆砂の状況、最適なダム運用方式を検討する。	1) 数値シミュレーションの実施 2) ダム運用シミュレーションの実施 3) 各シミュレーション結果の整理及び検討・協議	水理実験 (A&B)終了 後4ヶ月間	貯水池内へ流入する土砂の動向、堆砂の状況、最適なダム運用方式を検討する。	基礎データの提供
D. 原位位置監視断続試験	ダム堤体の設計に必要なダム基礎の剪断強度を求める。	1) 実験方法に関する協議 2) 実験の実施 3) 実験結果の整理 4) 実験結果の解析	試験1.57月 解析1ヶ月	1) 実験方法に関する助言 2) 実験結果の解析	1) 実験の実施 2) 実験結果の整理 3) 実験データの受供
E. コンクリート配合試験	RCDコンクリートの適性を配合を求める。	1) コンクリートの配合を決定するための必要な諸実験の実施 2) 実験結果の分析 3) コンクリート配合の検討	47月間 (大型供試体)	必要に応じて中国側へ実験の助言を行う。	1) 実験の実施 2) 実験結果の整理 3) 配合の検討
F. コンクリート強度試験及び熱力学試験	温度規制方針の検討に必要となるコンクリートの強度特性・熱的性質を求める。本実験により得られる結果は実験Cの基礎資料とする。	1) 断熱温度上昇試験の実施 2) 実験結果の整理 3) 既往データ及び実験結果の解析	37月間	既往データ及び実験結果の解析	1) 断熱温度上昇試験の実施 2) 実験結果の整理 3) 既往データ及び実験結果の提供
G. コンクリート割断対策に係る試験	ダム堤体の割断発生を抑制するため、コンクリートの温度規制方針を先行し、温度規制方針を検討する。	1) 既往データの解析及び実験 2) データの解析・検討 3) 解析・検討結果の協議	37月間	1) 実験データの解析 2) コンクリートの温度規制方針の検討	

2. 白石ダム開発計画

2.1 F/S時のダム計画

大凌河は遼寧省の西部山間地帯から遼東湾に流入し、全長435km、全流域面積は23,263km²の河川で、白石ダム地点は河口から約180kmで、その流域面積は17,649km²である。

白石ダム建設地点は義県上流約40kmの大凌河本流に位置し、基礎岩盤は玄武岩質安山岩で堅固であり、コンクリートダムとして地質的に問題ない。構造物の基本配置としては、洪水吐は校核洪水量（1/5000年確立洪水）46,560m³/sを安全に流下できる規模の洪水吐を河道を中心にほぼ全面に設け、洪水吐ゲート間に洪水吐と同数の底孔を配置する分散配置方式を採用している。発電所は取付道路を考慮して右岸側に配置する。本体コンクリートの打設は打設丁場の広い標高115.0mまではRCD工法を採用し、打設丁場の幅が10m程度より狭くなる越流部はダンプ直接搬入ができなくなるため、10トン x 40m級のタワークレーンと3m³のコンクリートバケットにより打設するものとする。主要構造物の諸元は改訂ダム計画と対比して表2.2.1に示す通りである。ダムの一般平面図、上下流立面図、断面図は巻頭に示す。

2. 白石ダム開発計画

2.2 改訂ダム計画

2.2.1 初歩設計の検討

白石ダム計画のフィージビリティ（F/S）調査は1991年に実施され、1993年3月に国際協力事業団より報告書が提出された。一方、中国政府は2000年における工業総生産目標値の再検討を行い、その目標達成のため、大凌河流域開発計画において白石ダム上流に位置する閻王鼻子ダム計画を考慮に入れた白石ダムF/S補足調査を実施し、1993年8月報告書を完成した。次いで遼寧省は、この計画を早期に実施に移すべく細部の検討を加え、1996年に「白石水庫工程初歩設計報告書」（実施設計報告書）としてまとめている。改訂された主要構造の諸元は、表2.2.1に示す通りである。今回の初歩設計では、フィージビリティ調査（F/S）後に次の項目に付いて検討を加え設計を取りまとめている。

- A. 新規の水文資料のうち1949年追加（1986～1992年のデータ）
- B. 既往洪水のうち1949年洪水規模の見直し。
- C. 水文資料の見直しに伴う流砂量の検討。
- D. 大凌河上流に計画された閻王鼻子ダムの実施計画による流入土砂量の検討。
- E. 水文資料の見直しに伴う流砂量の検討。
- F. ダムサイトの地質状況によるダム軸の変更及び洪水吐の配置の検討。
- G. 洪水吐の配置の検討

表 2.2.1 白石ダムの F/S 調査と初步設計の計画諸元の対比

項 目	F/S	初步設計
貯水池		
流域面積	17,649km ²	17,649km ²
校核洪水流量 (1/5,000)		46,500m ³ /s
閘王鼻子ダムあり		45,472m ³ /s
設計洪水流量 (1/500)		30,600m ³ /s
閘王鼻子ダムあり		30,233m ³ /s
年平均流出量	14.37 億 m ³	13.45 億 m ³
年平均流砂量	2,382 万ト	2,143 万ト
校核洪水位 (1/5,000)	EL.133.40m	EL.133.55m
設計洪水位 (1/500)	EL.130.80m	EL.132.27m
常時満水位	EL.127.00m	EL.127.00m
100 年確率水位		EL.130.47m
50 年確率水位		EL.130.24 m
5 年確率水位		EL.125.61 m
洪水期制限水位	EL.124.00m	EL.125.60m
(7 月 1 日～9 月 10 日)		
最低水位 (第 1 期 25 年堆砂)	EL.110.00m	EL.108.00m
(第 2 期 50 年堆砂)	EL.119.00m	
総貯水容量	16.10 億 m ³	16.45 億 m ³
洪水調節容量 (原河床)	8.06 億 m ³	(原河床) 7.55 億 m ³
EL.133.4 (第 1 期 25 年堆砂)	7.91 億 m ³	(30 年) 7.31 億 m ³
～EL.124.0 (第 2 期 50 年堆砂)	7.40 億 m ³	
利水容量		
(第 1 期 25 年堆砂)		
(EL.127.0～EL.110.0)	6.57 億 m ³	(原河床) 8.70 億 m ³
(第 2 期 50 年堆砂)		
(EL.127.0～EL.119.0)	3.04 億 m ³	(30 年) 6.25 億 m ³
堆砂容量 (傾斜堆砂)		
(第 1 期 25 年堆砂)		
(ダム直上流 EL.110.0)	3.70 億 m ³	
(第 2 期 50 年堆砂)		
(ダム直上流 EL.110.0)	7.40 億 m ³	

<p>ダム</p> <p>形式</p> <p>ダム天端標高</p> <p>基礎標高</p> <p>ダム堤頂長</p> <p>ダム高さ</p> <p>堤体積</p> <p>法面勾配</p> <p>上流面</p> <p>下流面</p>	<p>コンクリート重力式</p> <p>EL.134.50m</p> <p>EL. 83.00m</p> <p>565.0m</p> <p>51.5m</p> <p>57 万 m³</p> <p>垂直</p> <p>1:0.7~1:0.76</p>	<p>コンクリート重力式</p> <p>EL.134.30m</p> <p>EL. 87.00m</p> <p>514.0m</p> <p>50.3m</p> <p>57.53 万 m³</p> <p>EL.103 以下 1:0.1</p> <p>1:0.76</p>
<p>洪水吐</p> <p>形式</p> <p>門扉</p> <p>主ゲート</p> <p>副ゲート</p> <p>越流頂標高</p> <p>減勢工形式</p> <p>設計洪水流量 (500 年確率)</p> <p>校核洪水流量 (5000 年確率)</p> <p>100 年確率洪水量</p> <p>50 年確率洪水量</p>	<p>ダム越流式</p> <p>ラジゲート 15 門</p> <p>B=10.0m×H=9.3m</p> <p>EL.120.0m</p> <p>リップバケット型</p> <p>10,900m³/s</p> <p>15,400m³/s</p>	<p>ダム越流式</p> <p>ラジゲート 11 門</p> <p>B=12.0m×H=15.8m</p> <p>コスターゲート 2 門</p> <p>B=12.0m×H=12.06m</p> <p>EL.115.0m</p> <p>リップバケット型</p> <p>11,340m³/s</p> <p>20,610m³/s</p> <p>7,170m³/s</p> <p>0m³/s</p>
<p>底孔</p> <p>形式</p> <p>孔数</p> <p>数高</p> <p>門扉 (呑口) 非常用</p> <p>門扉 (吐口) 常用</p> <p>設計洪水位放流量 (1/500)</p> <p>校核洪水位放流量 (1/5,000)</p> <p>100 年確率洪水量</p> <p>50 年確率洪水量</p> <p>5 年確率洪水量</p>	<p>堤体内初ヲイ型</p> <p>15 孔 矩形断面</p> <p>EL. 96.0m</p> <p>ローラーゲート 1 門</p> <p>B=5.0m×H=8.0m</p> <p>ラジゲート 15 門</p> <p>B=5.0m×H=5.5m</p> <p>8,900m³/s</p> <p>9,100m³/s</p>	<p>堤体内初ヲイ型</p> <p>12 孔 矩形断面</p> <p>EL. 96.0m</p> <p>ローラーゲート 1 門</p> <p>B=6.0m×H=9.65 m</p> <p>ローラーゲート 12 門</p> <p>B=4.0m×H=5.5m</p> <p>5,887m³/s</p> <p>6,013m³/s</p> <p>5,687m³/s</p> <p>5,664m³/s</p> <p>5,188m³/s</p>
<p>取水口</p> <p>形式</p>	<p>選択取水形式</p>	<p>選択取水形式</p>

門数 門扉		3門 ローゲート 1門 B=3.0m×H=3.0m	2門 ローゲート 1門 B=2.6m×H=2.6m
スクリーン 敷高	No.1 No.2 No.3	鋼製固定型 EL.106.0m EL.113.0m EL.120.0m	鋼製固定型 EL.105.0m EL.116.0m -----
導水鋼管		φ=2.0m×3本 φ=1.5m×1本	φ=1.6m×2本 -----
導水鋼管中心標高		EL.117.0m	EL.1,105.8m
ダム下流水位 校核水位 設計水位			EL.103.35m(5,000年確率) EL.101.20m(500年確率)
発電所 形式 建屋		ダム直下流、地上式 鉄筋コンクリート造り (B=24m×L=24m)	ダム直下流、地上式 鉄筋コンクリート造り (B=15.24m×L=42.5m)
定格出力		8,750KW (2,500KW×3台)	9,600KW (4,000KW×2台)
水車形式		(1,250KW×1台) カプラン型	(1,600KW×1台) カプラン型

2.2.2 水文資料の検討

(1) 水文資料の追加と歴史洪水ピーク流量の見直し

白石ダムの初步設計にあたって、F/S時の水文データに再度検討を行った。

解放前では、水文観測資料も少なく刊行したものもなかった、この資料を審査した結果は精度も低く、白石ダムのF/Sでは解放後の1950～1985年のデータを採用した。

大凌河本・支川の主要観測所での既往洪水については1961年に取りまとめ、1973年に上窩堡ダムの初期設計を行う際に検討を行っている。また、1988年に基礎データの解析を行ったが特に不合理な状況は見られなかった。

今回の初步設計においては、更に1992年までのデータを加えると共にF/Sレポートとでの評価意見にもとづいて、1949年の洪水ピーク流量36,500m³/sの再検証を行った。

大凌河の歴史洪水については、観測史上最大の1962年の大洪水後の個別の観測所に対し照合を行い、1980年の遼寧省歴史洪水編纂時に再度調査を行い、1982年12月に「大凌河歴史洪水の分析及び処理報告書」に取りまとめられている。

1988年の大凌河水文分析を行う際に、主要観測所に対し再度検討整理した結果比較的大きい歴史洪水は、1790, 1886, 1930, 1949, 1962年があり、そのうち1949年洪水のピーク流量は、1961年の分析計算成果が最も実際に近いと考えられ、1961年の成果を採用し洪水ピーク流量30,400m³/sとした、これが洪水歴史上最大のものである。

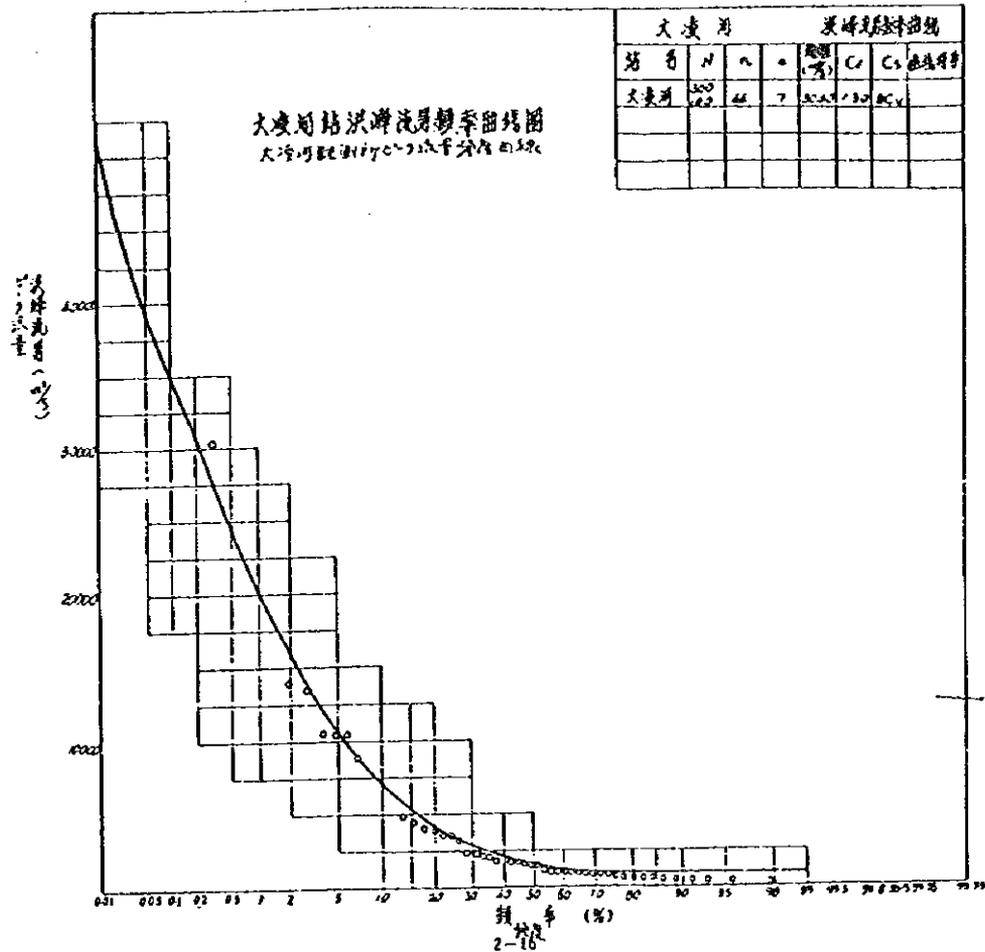
実測値があるものでは1962年の洪水が最大で、大凌河観測所におけるピーク流量は17,300m³/sであるが、支流老虎山河徳立吉ダムの崩壊の流出を含むものであり、この影響を分析し自然洪水のピーク流量を14,000m³/sとしたものである。

大凌河観測所歴史洪水一覧表 (m³/s)

歴史洪水調査				観測実測				
発生年	1886	1930	1949	1956	1959	1962	1963	1964
F/S時		13,500	36,500			14,000	10,500	3,950
初歩設計		13,500	30,400	4,090	2,240	14,000	10,500	3,950
発生年	1966	1969	1984					
F/S時	4,850	10,500	8,820					
初歩設計	4,850	10,500	8,820					

2.2.3 洪水の再現期と生起確率の検討

記録されている洪水の文献考証では、1312年からの記載があり670年前のことになる。文献によると1790年に大洪水があったと記録があり、記録を分析するとそれは1949年の洪水よりは小さいものと推定される。このような大洪水の再現期について分析してみると300年より長いことが伺える。しかし、これ以上の確かな根拠が見られず1949年の洪水の再現期は300年と考え頻度計算に考慮することにした。

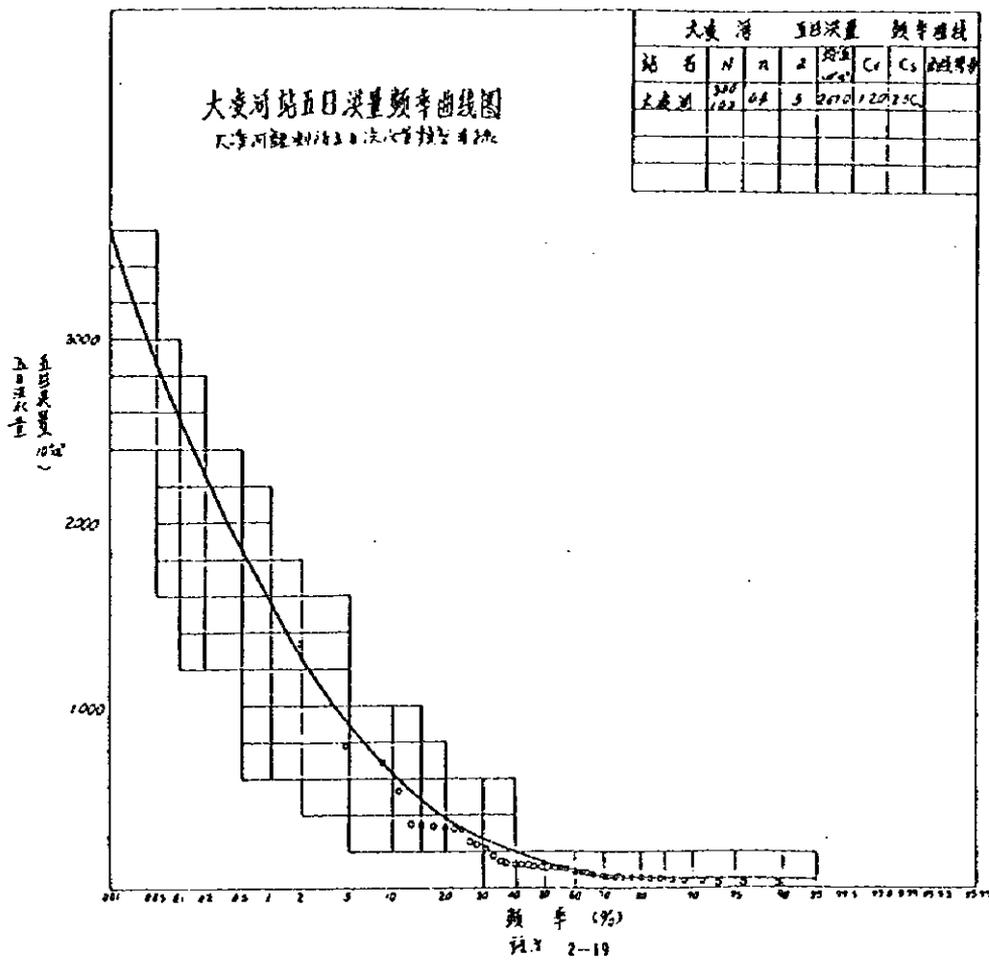


大凌河観測所洪水ピーク流量頻度 (m³/s)

P %	0.01	0.02	0.10	0.20	0.33	0.50
Q _P	51,100	46,500	35,200	30,600	27,200	24,600
P %	1.0	2.0	3.0	5.0	10	20
Q _P	20,200	16,000	13,600	10,700	7,700	4,000

2.2.4 設計洪水波形

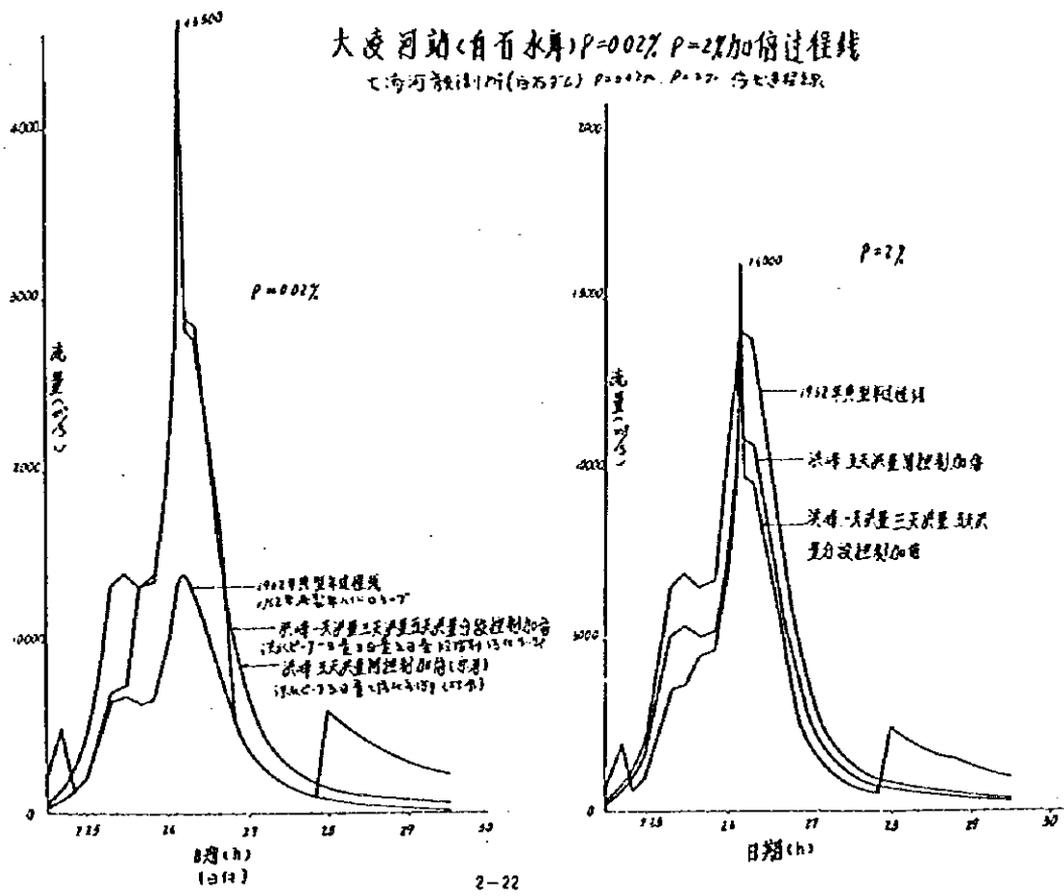
設計の洪水波形の選定については、実測で精度の確かな1962,1963,1964年の3洪水で比較した結果、1962年洪水が流出量でも大きく、これを採用し、0.2%、2.0%に引き延ばして用いる事とした。



大凌河观测所洪水5日流量频率

(m³/s)

P%	0.01	0.02	0.10	0.20	0.33	0.50
W _P	3,583	3,280	2,528	2,553	2,032	1,856
P%	1.0	2.0	3.0	5.0	10	20
W _P	1,565	1,276	1,112	908	645	402



2-22

今回の初步設計ではF/S時に較べ、その後の7年間のデータを加えた。この7年間は連続して水量の少ない期間であるが、1950~1992年には豊水・平水・渴水の周期が含まれており一定の代表性があると認められた。従って、年間平均流出量もF/S時より減少している。

F/S時	(1950~1985年)	年間平均流出量	14.3653 億 m ³
初步設計	(1950~1985年)	年間平均流出量	13.4487 億 m ³

以上のように水文資料を精査し、解析期間を延長して流砂量、貯水池、堤体規模の検討を行った。

2.2.5 流砂の検討

(1) 流砂の形状組成

大凌河の流砂量は、豊水年に多く洪水期の数回の洪水流砂が大きなウエイトを絡めている。流砂の大部分は浮遊砂でシルトが主である。多年平均の中間粒径 d_{50} は 0.0157~0.0219mm、平均粒径 d_{p} は 0.0242~0.0318mmの間で変動している。ただ凉水河は選炭粉が混入し粒径が小さく d_{50} は 0.0127mmとなっている。

流砂は洪水期の豪雨による侵食によるものが大部分で、非洪水期は上流河道の洗掘による発生で、相対的に洪水期より粒径が大きめである。

(2) 流入浮遊砂

大凌河は遼寧省西部の多砂河川であり、白石ダムサイトの大凌河観測所のデータによると、多年平均流砂量は、2,143.43万tで、含砂量は18.08kg/m³、侵食係数は1,214.48(t/kg²・a)であった。

大凌河の土砂は主に中流地域から来るもので、特に左岸の源流は内蒙古の奈曼・庫倫旗の半移動砂丘・黄土丘陵地区の多砂支流で侵食係数は大きい値となっている。

牛河の迷力管子の含砂量は特に多く、40.0kg/m³に達し、年間流砂量は1,160万tで大凌河観測所の流砂量の54.1%を占めている。

大凌河の流砂量の年別の変化は非常に大きい、本・支流の各観測所の流砂量の最大・最小値の比は50~392倍にのぼる。

大凌河流域観測所流砂量の特徴 (1)

河名	観測所	多年平均			年間流砂量の最大・最小		
		年流砂量 (10 ⁴ t)	含砂量 (kg/m ³)	侵食係数 (t/kg ² ・a)	最大値 (10 ⁴ t)	最小値 (10 ⁴ t)	倍数
南支流	建 凌	6.19	0.69	94.36	113.87	0	114
北支流	哈 巴 氣	220.82	16.49	1,196.21	2,718.46	7.20	378
大凌河	上 窩 堡	439.85	10.07	769.37	5153.71	13.12	393
	朝 陽	1,068.19	15.01	1,053.96	7,773.54	68.52	113
	大 凌 河	2,143.43	18.08	1,214.48	10,695.71	210.62	51
	錦 県	1,939.84	12.77	841.21	9,758.20	156.08	63
第二 牛河	叶 柏 寿	42.52	40.81	2214.58	218.15	3.15	69
老虎山河	德 立 吉	315.29	34.73	2,328.58	2,388.72	29.72	80
涼水河	涼 水 河 子	76.81	17.93	1,047.89	303.46	12.12	25
牛河	六 合 成	374.35	37.32	1,786.02	2,035.75	24.16	84
	迷 力 管 子	1,160.69	41.09	2,688.65	8,811.48	84.55	104
網河	復 興 堡	218.83	11.18	739.04	950.93	6.25	152

大凌河流域観測所流砂量の特徴 (2)

河名	観測所	流域面積 (km ²)	洪水期 (6~9月)		(6~9月) 2ヵ月	
			流砂量 (10 ⁴ t)	年間割合 (%)	流砂量 (10 ⁴ t)	年間割合 (%)
南支流	建 凌	656	5.75	92.9	5.11	82.5
北支流	哈 巴 氣	1,846	216.25	97.9	183.37	83.0
大凌河	上 窩 堡	5,717	430.95	98.0	373.59	85.0
	朝 陽	10,135	1,047.81	98.1	880.70	82.4
	大 凌 河	17,649	2,071.94	96.7	1,739.63	81.2
	錦 県	23,060	1,851.29	95.4	1,572.19	81.1
第二 牛河	叶 柏 寿	192	42.09	98.8	30.52	71.7
老虎山河	德 立 吉	1,354	309.58	98.2	252.52	80.1
涼水河	涼 水 河 子	733	74.42	96.9	57.61	75.0
牛河	六 合 成	2,096	358.81	95.8	289.63	77.4
	迷 力 苜 子	4,317	1,110.09	95.6	955.05	82.3
細河	復 興 堡	2961	211.05	96.4	186.21	85.1

大凌河の年間流砂量の変動幅は上流が下流より大きく、支流が本流より大きい。各観測所の最大値の出現年も一致していない。これは局所豪雨によって発生する土砂が支配的で、豪雨の中心及び包括する面積の違い等豪雨のパターンにより年別の流砂量の差を極めて大きくしている。

同一年間の流砂量も不均一で大部分は洪水期の数回の出水時に集中する特徴がある。

白石ダム上流79 kmに閘王鼻子ダムの計画があり、今回の初步設計ではこれを考慮して流砂量の検討を行った、また、F/S時に比べ多年平均流出量が減少したこと、計画洪水量が若干小さくなったことにより全体の流砂量が少なくなった。

白石ダム地点の年平均流砂量

(10⁴ t)

	牛河	涼水河	本 流	計
閘王鼻子なし	1,160.69	76.81	1068.19	2,305.69
閘王鼻子あり	1,160.69	76.81	610.763	1,848.26

p当流域は1970年代から、流砂量の減少の幅が流出量及び降雨量の減少の幅より大きくなっている、しかし、観測期間が短く、また大洪水がなく後半は小水量であり、豊水・渇水の周期性等の影響も無視できない。流域治水と水土保持により砂の流出の減少が期待できるが、当面は水土保持による防砂量は定量的に算出できる段階ではない。従って、水土保持による減砂効果は設計では考慮せずダムの延命措置と考えることとした。

(3) 流入掃流砂

1988年5月に本、支流の河床堆砂形状を選択し代表的な3断面についてサンプルを分析した結果 $d_{10}=0.285\text{mm}$ 、 $d_{50}=2.769\text{mm}$ 、 $d_{90}=7.0\text{mm}$ であった。

代表断面の堆砂の粒径分布

断面	堆砂の粒径百分率 (%)									
	0.005	0.05	0.1	0.25	0.5	2	5	10	20	30
M1-2 (牛河)	0.0	0.0	3.0	48.0	94.0	100				
L1-2 (涼水河)	0.0	0.0	2.0	31.0	71.0	90.0	100			
B13-1 (暖岔)	2.5	12.0	27.0	47.5	57.5	64.5	67.5	71.5	79.5	100
平均	0.8	4.0	10.7	42.2	74.2	84.9	89.2	90.5	93.2	100

多年平均の浮遊砂量は、数種の経験式より浮遊砂と掃流砂の比より求めると $K=2.63\% \cdot 2.68\%$ が得られた、これより白石ダムでは浮遊砂：掃流砂比 $K=3.0\%$ を採用することとした。

上流に閘王鼻子ダムを建設することにより、本流上流からの掃流砂は閘王鼻子ダムに堆積することになり、区間の支流からの掃流砂が白石ダムに流入堆積することになる。

これより、多年平均掃流砂量は、 $1,848.26 \times 3.0\% = 554.00\text{t}$ となる、浮遊砂と掃流砂の年平均ダム流入量は $1,903.7\text{万t}$ である。

(4) ダムの排砂運用方式

白石ダムの規模はダム末端の錦州一承德線・金嶺寺鉄道橋の水没損失等の制約要因から、F/S段階で高・中・低ダムのケースで比較し中のダムの案を採用した、このときの常時満水位がEL.127.0m、その容量が10.0億 m^3 ダムの流入土砂量は1,903万t、体積に換算すると1,442.0万 m^3 、ダム容量と土砂容量の比は69.3 > 100となり、「水利水电工程泥砂設計規範」により、泥砂問題が重大の範囲に属し、ダムの土砂堆積設計水準年は20~30年を採用することができる。しかし、ダムは一定の中長期的な便益も確保する必要があり土砂堆積設計水準年を30年とした。

ダムの便益から30年堆砂後において7億 m^3 程度の利水と調節容量が必要であり、このためには35%の排砂を行う必要がある。

流入砂の96.7%が洪水期に集中し、数回の大洪水による流砂が大きなウエイトを占める特徴から排砂方式を検討した。

最終的にはF/Sと同様に、大洪水、大量流砂の年や洪水期に集中排砂を行い、その他の年には洪水調節運用を行う、排砂運用案を採用した。具体的には1/20確率洪水（ピーク流量10,700 m^3/s ）以上の洪水時に最低水位まで下げるまでに集中して排砂を行う。1/20確率洪水以下の中・小洪水の場合は洪水調節運用し、豊水密度流を利用して排砂を行う。38年間（1955~1992年）の実測時系列中で1962, 1963, 1969年の3大洪水（ピーク流量はそれぞれ14,000・10,500・10,500 m^3/s ）は流砂のピーク期で集中して排砂を行う。その他の年は洪水調節運用で適時底孔を開け密度流土砂・高濃度の濁水を排出する。白石

ダムでは多年平均放水量は、3.2億m³で、できるだけ底孔から下流に放水及び給水する事により堤体直上流の堆砂状況を改善させ排砂能力を向上させることができる。

大洪水の調節と排砂は矛盾が生ずるが、下流の洪水防止が優先としなければならない。ピーク調節後に適切にゲート解放時間を延長して排砂・放流を行うことにより矛盾を緩和させることができる。

大洪水年集中排砂効果対象表 (1)

項目	年次	1962		1963		1969	
	時期	排砂期	全年	排砂期	全年	排砂期	全年
ダム流入砂量 (億 t)		0.881	1.168	0.482	0.586	0.185	0.331
ダム排砂量 (億 t)		0.668	0.872	0.193	0.210	0.231	0.288
ダム堆砂量 (億 t)		0.213	0.286	0.289	0.376	-0.046	0.043
排砂比 (%)		75.8	74.7	40.0	35.8	124.9	87.0

大洪水年集中排砂効果対象表 (2)

項目	年次	1962,1963,1969年合計				1955~1992
	時期	排砂期		全年		38年総量
		量	38年総量割合(%)	量	38年総量割合(%)	
ダム流入砂量 (億 t)		1.548	21.9	2.085	29.5	7.071
ダム排砂量 (億 t)		1.092	48.9	1.370	61.3	2.234
ダム堆砂量 (億 t)		0.546	9.43	0.715	14.6	4.837
排砂比 (%)		70.5	15.4	65.7	19.4	31.6

2.2.6 底孔の配置と排砂の関係

底孔の配置については、F/S段階では分散配置方式を選択したが、堤体の施工からは半川締切りと河水の切り替え、転圧コンクリート工法の採用等施工期間の点でも集中配置方式が優れている。しかし、貯水池の排砂は重要な問題であり、今回の初歩設計においては排砂の問題を主に、分散配置と集中配置について再度検証を行った。

(1) 堆砂形状の分析

北京水利科学院の全体及び局部模型実験と観測設計研究院の土砂堆積数値モデル計算では、分散配置と集中配置は堤体直上流の堆積形態の違いは大きくないが、集中配置の場合流水が集中し堤体直上流の洗掘が深くなる。大・小流量によって形成される洗掘の位置は基本的に一致しており、洗掘位置は取水口と発電取水の呑み口の側面に達し、大流量時には更にその前部の堆砂を崩す効果もあった。

貯水池の堆砂形態に対する影響は、分散配置より集中配置の方が排砂比がいくらか増加し貯水池容量が増加することが判った。

(2) 水利模型実験

F/S 審査後、水利科学研究院で2つの案についてそれぞれ全体模型(1:120)と抽出模型(1:60)の放流能力、圧力、水流条件、減勢工の寸法の選択・洗掘(移動床・固定床)の実験を行った。

減勢効果から見ると、分散配置では底孔からの放流水流が両側の越流堤側壁で抑えられて拡散できず、高水位放流時は下流水流により逆流が生ずる。底孔とクレストの放流水脈は厚く、埋没混合流が形成される。底孔の単独放流の場合は隣接する底孔放流水脈との干渉はない。

集中配置の場合は、クレスト・底孔の水脈が平面上まんべんなく拡散され、空中で干渉し減勢する。底孔単独の場合は流下距離・減勢部の河床洗掘とも分散配置より優れている。

分散配置では、底孔とクレストの同時放流の際、減勢部で放流水脈の両側に逆流域が形成され、逆流の長さは120m前後となり流速は最大5m/sに達する。従って、下流両側に拡散角7°長さ70mの導流壁を設置し発電所と堤体の保護が必要となる。

集中配置では、1/50確率洪水以下の放流時の減勢部の逆流域の流速は3m/s以下、1/100確率洪水以上の際は、底孔とクレストを全開する。この時底孔とクレストブロックの間に放流水脈の違いにより最大流速4.3m/sの横向き水流が発生する。これは底孔とクレストブロックの間に長さ30mの導流隔壁を設けることにより解消できる。

(3) 地形地質との関係

ダムサイトの地層地質図から弱風化等高線で見ると、ダム軸から下流に向かって玄武岩質安山岩が徐々に薄くなり、ダム軸下流120mの河床左側に下層の凝灰質礫岩が扇形状に露頭しており、右岸側はダム軸から下流の玄武岩質安山岩は厚く分布している。

分散配置の場合、着水減勢部の洗掘部が凝灰質礫岩の弱層部にあたる。集中配置の場合は、着水距離が短く、頻繁に使用される底孔が右岸側に配置され着水減勢部が玄武岩質安山岩の厚い部分となり洗掘の問題も少ない。

(4) 堤体の施工及び転流

白石ダムは堤体コンクリートの温度規制と工期短縮の観点から転圧コンクリート(RCD)工法を採用する。分散配置と集中配置ではRCDコンクリートの割合が24%:30%で集中配置の方が良く、2期転流時に底孔全部を対象とすることができ通水能力が増加し、締め切り堤を2.5m程度低くすることができる。

(5) 堤体コンクリート量

堤体コンクリート量は、分散配置の場合621,800m³、集中配置の場合575,300m³で、集中配置の方が46,500m³少ない。

以上のことから、初歩設計では底孔の配置は集中配置を採用することとした。

2.2.7 ダム軸の検討

ダム軸の選定において、F/Sから初歩設計（1989～1995年）までに相当数量の地質調査が行われた。初歩設計で確定したダム軸は、1989年のF/S段階で選定されたものである。

1958～1961年に検討した、旧ダム軸の場合河床掘削範囲にF8・F9・とF17・F19の2ヶ所の断層交差帯が明らかになり、破碎風化帯を伴い断層処理の規模がおおきくなる。

断層交差部を避け、旧ダム軸から左岸側を下流に110m、右岸側を下流に80m移動して新しいダム軸とした。

2.2.8 洪水吐の配置

底孔を集中配置方式とし、左岸から右岸方向に次のように配置した。

非越流部	1#～4#	4ブロック	91.0m
越流部	5#～16#	12ブロック	168.0m
底孔部	17#～22#	6ブロック	120.0m
取水口部	23#	1ブロック	17.0m
発電所部	24#～25#	2ブロック	33.0m
非越流部	26#～29#	4ブロック	85.0m

コンクリート堤体は29ブロックで堤頂長が514m、最大堤高が50.3mである。

底孔は、敷高標高96.0mとし、大きさは4.0m×7.0m（幅×高さ）・吐け口4.0m×5.5mで12孔、1ブロックに2孔として堤体ブロックの幅は20.0mである。

越流堤は、越流頂標高115.0mで1門の越流幅は12.0m、11門の配置とする。

取水口部は、標高105.0mと116.0mの2段の選択取水とし2.6m×2.6mの取水口を設ける、堤体内の取水管の直径は1.6mである。

発電取水部は、呑み口標高104.25mに取水鋼管直径2.5mを2条、呑み口標高104.00mに取水鋼管直径2.0mを1条設置する。（ダム上下流面図・断面図参照）

2.2.9 施工

(1) 施工条件

白石ダムサイトは、上園駅から13kmに位置し、義県からは45km、北票市からは71km、錦州市からは110kmにあり、道路は整備されており交通の便は良く、工事用の資材は鉄道・道路で搬入することができる。

下流右岸に高位段丘の台地があり、ここに骨材製造プラント、コンクリート混合設備、コンクリート試験室等の仮設備及び資材・機材置き場を配置する。

ダムサイト下流の河岸段丘は天然の骨材採集場で、782,250m²の範囲を調査し、賦存量は3,680,000m

²あり必要量を十分に充足することができるが、礫の含有量が少なく、粗骨材分を充足するには細骨材分に大量の余剰が生ずる。このため、細骨材の採取を主とし粗骨材の不足分は、柳黄屯原石山及びダム右岸直上流の第3原石山から玄武岩質安山岩を採取破壊して補充することにした。(F/S時にはダムサイト上流右岸約6kmの南湾地区を原石採取場と予定していた)

セメントは撫順セメント工場から供給、フライアッシュは内蒙古元宝山火力発電所産を使用する。鋼材は鞍山鉄鋼から、油脂類は北票市から供給することができる。また、工事用電力は常河子66kv送電線から接続して用いる。

(2) 施工行程計画

F/S時には全体行程を6年間と考えていたが、水需要の逼迫、1995年の遼寧省の大洪水などから、白石ダムの完成を2000年に修正され全体行程の見直しを行った。

底口の集中配置による右岸側先行、RCD工法による行程の検討を行い、さらに、1年間の工期の短縮を検討中で1996年9月は施工準備期間として、工事用道路(インフラ整備を兼ねた)、仮設橋工事を実施し、1996年洪水期後に第1期の半川締切を行い、右岸の基礎掘削を開始する。1997年4月には右岸の提体コンクリートを打設し、1997年11月には、第2期の転流を実施し仮締切と同時に左岸の基礎掘削を開始し、1998年4月には左岸の提体コンクリート打設に着手、同10月から発電所工事を開始する。1999年の洪水期後の9月にはゲートを降ろして貯水を開始し、2000年末に竣工させる計画とした。

この計画で、基礎掘削は右岸部1,310m³/月、左岸部713m³/月、提体コンクリート打設は最高1,500m³/月、37,500m³/月とした。

初歩設計時の主要工事量は次のとおり。

主要工事数量総括表

工種	単位	堤体	発電所	その他	計	摘要
土砂掘削	m ³	149,381	16,326	461,814	627,521	
岩盤掘削	m ³	231,803	23,825	131,608	387,236	
埋め戻し	m ³	0	15,764	538,474	554,238	
堤体コンクリート	m ³	575,282	15,277	59,596	650,155	
鉄筋	t	4,817	375	96	5,288	
カーテンラフト	m	18,818	0	0	18,818	
コンクリーション	m	28,181	0	0	28,181	
ゲート・閉鎖機	t	4,028	80	0	4,108	
発電圧力鋼管	t	0	140	0	140	

主要な資材は、セメント139,100t、フライアッシュ64,400t、鉄筋鋼材9,500t、木材4,400t、重油3,900t、また、施工総日数は1,639,500人/日、施工最繁期の必要人数は3,064人、平均日数は1,450人の計画であ

る。

(3) 転流・仮締切工

ダムサイトの河谷の幅は約340mで、濁水の水面幅は約100～150mである。流水の切り替えは、半川締切による2分割、3期転流方式とし、第1期は右岸側を先行施工するため16#ブロック部分の上下流に導流締切を設置する。対象流量は1/10年確率洪水の7,070m³/sとして、締切天端標高は上流で104.9m、下流で99.1mとして、16#～29#の12門の底口(4×7m)と23#～25#の幅150mについて標高97.25m及び26#～27#の幅32mについて標高103.25mに打設制限を行い洪水処理を行う。第3期は発電所の施工のため上流100.45m、下流95.50mの締切を設置する。

(4) 堤体施工

堤体コンクリートの打設は、初歩設計時において1996年から打設開始とし、概略次のような計画とした。

1996年	8,700□
1997年	170,200□
1998年	220,500□
1999年	144,400□
2000年	31,500□

コンクリート打設工法は、RCD工法を採用することにし、配合については予備試験も終了し、配合も確定している。

コンクリート配合区分別数量表 単位

配合番号	強度基準	堤体		発電所	その他	計
		設計断面	設計断面外			
A2	150MPa	165,071	5,670			170,741
B1	20MPa	151,331	50,993		195	205,519
B3	20MPa	27,716	8,332	14,276		50,326
B4	15MPa	24,348		110	34,547	59,005
C1	25MPa	58,616	884		25,743	85,243
C2	30MPa	51,366				51,366
C3	20MPa	13,729				13,729
C4	30MPa	4,168				4,168
C5	25MPa	2,832				2,832
D1	25MPa	10,058				10,058
D2	30MPa	168				168
小計		509,403	65,879	14,388	60,485	
合計		575,282		14,388	60,485	650,155

打設リフトは、RCDコンクリート0.75m打設インターバル5~7日、普通ダムコンクリート1.0m打設インターバル10日で計画し、詳細な打設スケジュールについては、1996年の進捗状況から現在再度検討中である。

コンクリートの運搬はダム下流約1.5kmの混合プラントからダンプトラックで運搬し、RCDコンクリートは直接ブロック内に搬入する、その他はガントリークレーンに積み替えバケットにより打設する。

2.3 RCDコンクリート試験施工

1996年は、8月までに仮設備も完了し、骨材の生産を開始した。堤体の本施工は、初步設計時より工程を更に短縮すべく検討され、現地ではそれに基づき実施されている。1996年9月の現地調査時には半川締切の仮締切（盛土締切）が完了し、半川締切の導流堤となるコンクリートウォールの本締切の基礎掘削と堤体右岸部の基礎掘削も終了し、右岸部の堤体より下流部の水叩きとなる位置（18#~23#ダム軸下流54.66m~84.66m、EL.89.50~EL.91.00m、114.40m×30.00m×1.50m）に施工試験ヤードを設定し、1996年9月中旬RCDコンクリートの転圧施工試験を実施した。

ダム本体のコンクリートは96年9月24日から右岸部の着岩部コンクリート打設を行い、河床部の基礎掘削が完了した17#~26#の10ブロックはEL.89.0mまで2.0m厚さにコンクリートでカバーし10月25日で終了し、10月25日~11月15日間にコンソリデーショングラウトを実施して越冬の養生を行った。

1997年は4月よりEL.89.0m以上の堤体コンクリートの打設を再開した。計画ではEL.89.0mからRCDコンクリートとしているが、越冬コンクリートの上部は温度差が大きくなり内部拘束が大きく、普通ダムコンクリートを1~2リフト打設してからRCDに切り替えている。

1996年 白石ダム 試験施工 コンクリート配合表 NO. 3 水電動測設計研究院

A2 R90-15 D90-50 S90-0.2
 B1 R90-20 D90-150 S90-0.6
 B3 R90-20 D90-200 S90-0.6

配合 番号	試験 種類	骨材 最大 寸法 (mm)	スラン T (cm)	VC値 (Sec)	空気 量 (%)	水比 X (%)	水 セメント 比 F W	細骨 材率 (%)	単 位 重 量 Kg/m ³										配合 重量 Kg/m ³	771 合計	備考		
									細骨材			粗骨材										混和材	
									SF	SI	771	G1	G2	G3	G4	合計	AD1	AD2					
A2-1	F+C	80		9.0	4.5	55.4	72	29.4	0.01	0~	120~	80~	40~	20~	5mm	0.25	0.08	2484	106	178	59.5		
A2-2	F+C	80		9.5	4.7	55.4	72	29.5	0.01	0~	120~	80~	40~	20~	5mm	0.25	0.08	2483	112	178	62.9		
A2-3	F+C	80		8.0	5.0	54.6	71	29.5	0.01	0~	120~	80~	40~	20~	5mm	0.25	0.08	2482	118	178	66.2		
B1	F+C	80	4±1		5±1	60.0	90	26.5			328	492	410	410	164	0.3	0.015	2470	87	192	45.31		
B3	F+C	80	4±1		5±1	56.9	91	26.4			326	489	407	407	162	0.3	0.015	2465	89	201	44.2		

3. 調査実験

3.1 岩盤剪断試験

3.1.1 地質概要

(1) 広域の地質概要

白石ダム地点及び貯水池を含む遼河三角州西部の山地・丘陵地の広大な地域は、中国の地質構造区分上、中国で最も古い台地である中朝准地台のうちの“燕山台褶帯”に属し、基盤は先震旦系（太古代～上元古代前期）の変成岩類、混成花崗岩類及び堆積岩類で構成されている。貯水池西端近くの北票市街地付近に原生代、震旦系の石灰岩が分布する他は、貯水池及びダム地点は、中生代、ジュラ系の堆積岩類及び火山岩類によって構成される。また、これらジュラ系を覆って第四系の未固結堆積物が河床部平地等に分布している。震旦系とジュラ系は、不整合、一部断層で接している。ジュラ系の堆積岩類（礫岩、砂岩、頁岩など）は、ダム地点より上流に分布し、北北東から南南西に延びる軸を右して褶曲し、向斜と背斜を繰り返している。ダム地点を構成するジュラ系の火山岩類（玄武岩質安山岩、凝灰質礫岩）は、このような向斜軸の一つの最東翼を占め、ジュラ系の最下部を占めている。

(2) ダムサイト及び湛水池周辺の地形・地質

ダムサイトは義県市街から約40kmほど大凌河沿いに遡った大凌河本流にあり、大凌河の河幅は平均2km、緩く蛇行しながら西南西から東北東に流下している。ダムサイト付近で大凌河は河幅350m前後の溪谷となっている。河床標高はダムサイトで約95mである。貯水池周辺の山地は標高200mから300mのほぼ一定した頂部を連ねる、なだらかな山陵からなっている。

ダム地点の大部分は、玄武岩質安山岩によって構成され、凝灰質礫岩は、下流部の一部に分布するにすぎない。これらは、NE性の走向とNW方向（上流方向）へ20°前後で緩く傾斜する構造を示している。また、ダムサイトには走向NWの方向性をもち、70°ないし80°の急傾斜を示す幅数mの断層がいくつみられる。玄武岩質安山岩は、緻密・堅硬であり、一般に風化しにくい。しかしながら、流理に沿った板状節理が比較的よく発達していて、地表近くでは扁平状に割れやすい。凝灰質礫岩の礫は、玄武岩質安山岩同様、緻密・堅硬であるが、基質の部分は、やや粗鬆で、軟質・風化しやすい。しかし、節理の発達はほとんど無い。貯水池周辺の斜面部は一般に緩傾斜であるうえに基盤岩類の風化部、被覆層類の発達はほとんどない。いずれも岩盤の劣化は軽微で、ダム基礎としては問題は少ないと考えられる。沢頭などにガリ（雨裂）の発達は見られるものの、湛水による大規模な地すべり、斜面崩壊の懸念は少ないと思われる。また、瘦せ尾根などからの漏水の懸念も無いと思われる。

3.1.2 試験の実施経緯と実施期間

1961年、中国側が旧ダム軸（現ダム軸より上流）において原位置岩盤剪断試験を実施して得た純剪断強度はコア観察及びその他の諸物性値から推定される純剪断強度に比べて非常に小さい値が記録

されている。これは精度または試験方法に相違があったためと考えられる。このため国際的に広く用いられている試験方法により、剪断試験を行い結果を比較検討する必要性がフィージビリティ調査で提言・勧告された。この勧告に基づき、1996年9月より11月の間に6ブロックの剪断試験及び3個の平板載荷試験を実施した。

3.1.3 試験実施数量と位置

(1) ダム基礎岩盤区分

白石ダム建設計画フィージビリティ調査報告書（1993年3月）によれば基礎地盤の岩級区分は河床部では、被覆層が最大5m厚で分布し、D・CL級岩盤（風化岩）及びCM級岩盤（弱風化岩）が最大5m厚で分布する。以深はCH級（微風化岩）B級岩盤（新鮮岩）が分布する。左岸部では被覆層は分布せず、D・CL級岩盤及びCM級岩盤が共に2~3m厚で分布する。以深はCH級B級岩盤が分布する。右岸部では、3~4m厚の被覆層、最大10m厚のD・CL級岩盤、5~8m厚のCM級岩盤、以深にはCH級B級岩盤が分布している。

全体的な特徴として、右岸部の上部を除き、D・CL級（風化岩、CM級（弱風化岩）の層厚は薄く、CH級（微風化岩）への漸移帯的性格を示す。

また、同報告書によれば、堤体の最大断面で要求される基礎岩盤の純剪断強度はおおよその目安として約12.5kg/cm²であり、中国側のダム基礎岩盤の強度を見直した上で安全側を考慮した結果、河床部付近ではCH級岩盤以上の岩盤が要求され、同様に堤高約40mとなる付近ではCM级以上が要求される。表3.1.1は同報告書で見直した日本式の岩盤等級と対応する岩盤強度値を示す。これに基づき、大部分のダム基礎岩盤の掘削線はCH級岩盤（微風化岩）に求めることが示されている。

表3.1.1 白石ダム岩盤等級区分

中国式風化区分 (安山岩)	弾性波速度 (km/sec)	対応純剪断強度 (kg/cm ²)	対応内部摩擦角 (°)	日本式岩級区分
未風化	3.0~5.3	40以上	55~65	B
微風化		20~40	40~55	CH
弱風化	1.1~2.8	10~20	30~45	CM
強風化	0.3~1.7	10以下	15~38	CL
全風化				D

*白石ダム建設計画フィージビリティ調査 報告書（1993）

(2) 既存岩盤強度試験値、評価値

中国側は1961年と1996年に原位置ブロック剪断試験を実施し、1996年に採用値を提案している。これら既存試験値、提案値は下表の通りである。

表3.1.2 中国側実施の既存試験値（ピーク強度試験値）

実施年	1961年試験値		1965年試験値		1996年評価値	
	摩擦係数 (0.85値)	純剪断強度 (0.85値) (kgf/cm ²)	摩擦係数	純剪断強度 (kgf/cm ²)	摩擦係数	純剪断強度 (kgf/cm ²)
新鮮岩	0.82	6.46				
微風化岩(1)			1.28	11.4		
微風化岩(2)			0.90	18.0		
弱風化岩	1.49~2.98	1.79~3.40	0.85	10.0	1.31	7.4

*0.85値は試験値の85%値であることを示す。

1961年、1995年の試験値及び1996年の評価値は表3.1.1の日本の評価値に比較して極めて小さな値になっている。これらの試験は平推法にて実施されている。この平推法は試験ブロック上流部に引張応力を生じやすく、その結果、低い剪断試験値が得られるため、現在、日本では実施されていない。従って、基礎岩盤確認のため、国際的に広く採用されている斜推法で実施した。

当初、およそ10カ所で岩盤剪断試験を予定したが、次のi)~iii)に示す理由から、最終的に6ブロックの剪断試験、2カ所の変形試験をダム軸左岸の既存調査横坑No.III(全長48.8m)で実施することになった。

- i) ダム軸右岸の2つの既存調査横坑 (No.IおよびNo.II) は河床部から右岸方にかけて、ダム基礎掘削工事がおこなわれているため入坑し作業することが不可能である。また、旧分水路トンネル (右岸ダム軸上流100m) は洪水時の砂泥が埋積しており、試験を実施できる状態ではないことが判明した。
- ii) 明り部分のダム基礎岩盤は基礎岩盤掘削による緩みが試験値に大きく影響することが考えられること、アンカー孔の設置作業、緩んだ岩盤の人力によるトレンチ掘削除去及びダム工事などとの作業の競合があるため、直ちに試験ができる状態ではないため、今回の調査期間から見て、得策ではないと判断された。
- iii) 中国側は1995年7月に当ダムサイトで平推法 (中国では標準的な方法) によって岩盤剪断試験、28ブロックと14カ所の変形試験をすでに行っている。このうち、12ブロックの岩盤剪断試験をダム軸左岸の既存調査横坑No.III(全長48.8m)で実施している。したがって、直ちに試験可能な調査横坑No.IIIにおける試験値と既存データとを比較検討すれば、今回の調査目的を十分に遂行できると判断された。

調査横坑No.IIIにおける今回の試験実施位置を添付の図3.1.1 ダム軸岩盤等級区分図と次表に示す。6個の剪断試験ブロックはいずれもCH級（微風化岩）である。このなかから、細区分された上級（CH-h）で4ブロック、下級（CH-m）で2ブロックで試験が実施された。

表3.1.3 剪断試験実施位置図

ブロック番号	坑口からの距離(m)	岩級	鉛直荷重(kgf/cm ²)
III2-1	0+44	CH-h	6
III2-2	0+41	CH-h	2
III2-3	0+39	CH-h	12
III2-4	0+29.5	CH-h	12
III2-5	0+23	CH-m	6
III2-6	0+17	CH-m	2

注： CH-h：上級の微風化岩、 CH-m：下級の微風化岩

中国側が行っている12ブロックの剪断試験位置は次の表3.1.4に示す。

表3.1.4 調査横坑No.3の剪断試験実施位置一覧表(中国側12カ所+今回分6カ所)

ブロック番号	位置	試験方法	鉛直荷重(kgf/cm ²)	岩級	記事
III-1	0+12.9	平推法	12.0	弱風化岩(CH-m)	緩傾斜節理面有
III-2	0+14.3	平推法	3.0	弱風化岩(CH-m)	緩傾斜節理面有
III-3	0+15.5	平推法	12.0	弱風化岩(CH-m)	緩傾斜節理面有
III2-6	0+17	斜推法	2.0	弱風化岩(CH-m)	
III-4	0+18.4	平推法	3.0	弱風化岩(CH-m)	緩傾斜節理面有
III-5	0+20.1	平推法	6.0	弱風化岩(CH-m)	緩傾斜節理面有
III-6	0+22.32	平推法	9.0	弱風化岩(CH-m)	緩傾斜節理面有
III2-5	0+23	斜推法	6.0	弱風化岩(CH-m)	
III-7	0+24.4	平推法	9.0	弱風化岩(CH-m)	緩傾斜節理面有
III-8	0+26.33	平推法	3.0	弱風化岩(CH-m)	
III2-4	0+29.5	斜推法	12.0	微風化岩(CH-h)	
III-9	0+30.7	平推法	6.0	微風化岩(CH-h)	緩傾斜節理面有
III-10	0+32.3	平推法	12.0	微風化岩(CH-h)	
III-11	0+33.8	平推法	9.0	微風化岩(CH-h)	
III-12	0+35.8	平推法	6.0	微風化岩(CH-h)	
III2-3	0+39	斜推法	12.0	微風化岩(CH-h)	
III2-2	0+41	斜推法	2.0	微風化岩(CH-h)	
III2-1	0+44	斜推法	6.0	微風化岩(CH-h)	

注：斜推法は今回実施した分

3.1.4 使用した試験機器

今回日本から中国側に渡され、岩盤剪断試験を行った関連資機材は次の通りである。

(1) 関連資機材

ボーリングマシン (コアカッター)		1台
ボーリングビット	直径 20-50mm、L=500mm	3セット
岩盤カッター	ブレード径 30cm 用	1台
弾性波探査用機器	24 チャンネル	1セット

(2) 岩盤剪断試験用機器

油圧ジャッキ/ロードセル	100t	1セット	
油圧ジャッキ/ロードセル	200t	2セット	
電気式変位計	精度 0.001mm	ストローク 30mm	12セット
载荷変位記録計	12成分	モニタープリンター付	1セット
スイッチボックス (リスト参照)			
球座/鋼製支柱等			1セット

3.1.5 試験条件及び試験方法

(1) 試験条件

変形試験面の大きさは直径50cm(面積0.19m²)で、剪断試験のブロックの大きさは60x60cm²(面積0.36m²)である。剪断試験に先立ち、コンクリートブロックの強度をチェックするため、テストピースを用い、シュミットハンマー反発度および圧縮強度試験を行った。そして剪断試験を実施するのに十分な強度 ($\sigma > 40\text{MPa}$) に達していることを確認後、剪断試験を実施した。供試体ブロックには直径約12mmの鉄筋を間隔10cm以内で格子状に埋め込み、さらに強度を確保している。整理と作図作業は中国側で実施され、それらの結果およびフロッピーディスクを日本に送付してもらい、日本国内で解析作業を行った。

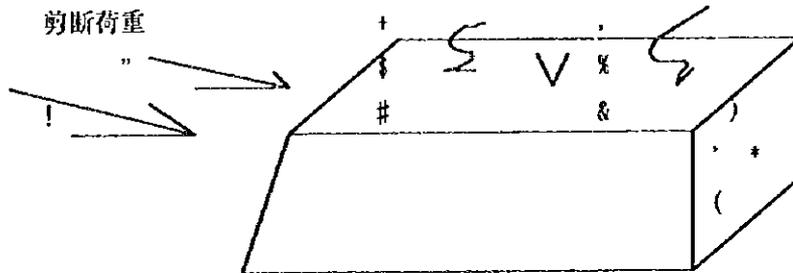
(2) 試験方法

供試体ブロックの変位量測定は変位変換器及び13チャンネルのデータをリアルタイムで収集するスイッチボックスを含むデータロガーにより行った。供試体ブロックの変位量測定箇所は下記に示す10カ所とした。また、荷重の測定は3カ所のロードセルについて行われた。

・剪断方向変位量 (‘、(、)、*)

供試体ブロックの背面 (ジャッキの反対側、下流側) 4カ所

- ・ 横方向変位量 (+, ,)
 供試体ブロックの左側側面 2カ所
- ・ ロードセル (荷重圧力センサー)
 (0) !, ") 3カ所

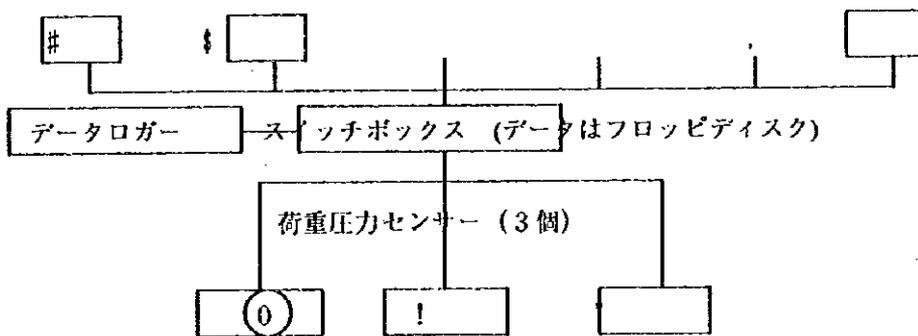


ゲージ取り付け位置及びその番号 (剪断試験)

データロガーのディスプレイ上に表示しながら試験全体を管理し、全データの収集を行った。これら計器類は結露しないよう湿度、温度の良好な状態に保管した。

以下に今回の計測システムを模式ブロック図として示す。

変位量測定ゲージ (10個)



剪断試験測定システム

(3) 変形試験の鉛直荷重载荷パターンと試験方法

試験は全て中国側によって実施され、試験方法は水利科学技術院による、「水利水電工事におけ岩石試験基準」に示される規定に基づいている。载荷方法は $\phi=50\text{cm}$ の試験面の円形剛性承板法を採用し、鉛直荷重方式は 10, 20 及び 30 kgf/cm^2 の 3 段階とした。なお最大荷重 30 kgf/cm^2 は繰り返し荷重とした。

計算は以下の式による；

$$E_0 = (\pi / 4) \cdot (1 - \mu^2) \cdot p \cdot d / W_0$$

$$E_0 = (\pi / 4) \cdot (1 - \mu^2) \cdot p \cdot d / W_0$$

この式で、
 E_0 : 岩盤変形係数
 μ : ポアソン比(=0.27)
 p : 円形剛性承板の単位面積にかかる圧力(=Mpa)
 d : 円形剛性承板の直径(cm)
 W_0 : 岩盤の変計量(cm)

(4) 変形試験結果

今回の試験結果を下表に示す。

表 3.1.5 変形試験結果一覧表

試験番号	変形係数(D)	接線弾性係数(Et)	割線弾性係数(Es)
III-2-7E	39,400	92,700	25,000
III-2-8E	30,900	71,300	68,600
III-2-9E	51,500	92,700	53,000

(単位 kgf/cm²)

III-2-7Eの変形特性は、低荷重時(約20ton以下)での変形量が比較的大きい(約0.4mm)。硬質岩盤でこのような現象は亀裂が開いている事を示すものと考えられる。これは、III-2-7Eの試験位置が坑口に近く、弱～微風化岩で亀裂が多いところであることと一致する。ただし、開口亀裂が荷重によって一旦閉じた後では、硬質岩盤の大きい弾性係数を示している。

III-2-8Eの変形特性は、各荷重段階で変形量がやや大きく、緩んだ亀裂が存在することを示す。弾性係数も、他のものと比してやや小さいので、岩盤本来の潜在的な緩みが存在するものと考えられる。

III-2-9Eの変形特性は、高い荷重段階でも変形量が少なく、亀裂の緩みが少ない硬質緻密岩盤の特性を示している。

基礎地盤の変形係数および弾性係数としては、安全側を鑑み掘削ダム基礎地盤に潜在緩み亀裂が残ることを想定して次の値を提案する。

変形係数 D : 30,000 kgf/cm²

弾性係数 E : 70,000 kgf/cm²

図3.1.4の岩盤試験係数は日本でこれまで得られている岩盤区分と弾性係数および変形係数との相関関係を右欄に示し、これに中国側資料(1995年7月)によるデータを対比したものである。中国側資料によるデータのおよそ半分の岩盤変形係数、弾性係数値が通常値よりも低く出ている。その原因として、中国側報告書で考察しているように、1) 試験面の岩盤は亀裂が多いこと、2) 風化面が存在して、その亀裂にそって若干のゆるみ開口が存在していたためと判断される。

(5) 剪断試験の鉛直及び剪断荷重載荷パターン

剪断試験の鉛直及び剪断荷重載荷パターンを下表に示す。

表 3.1.6 剪断荷重載荷パターン

項目	内容
鉛直荷重段階	2, 6, 12kg/cm ² (=7.2, 21.6, 43.2ton)
鉛直荷重方式	剪断荷重増加による自然的上昇を記録していく。
鉛直予備載荷	1, 6, 5kg/cm ² (=3.6, 10.8, 18ton)で繰り返し載荷。
鉛直載荷速度	2kg/cm ² (=7.2ton/分)。
剪断載荷の開始時刻	鉛直予備載荷後、5分後。
剪断荷重速度	0.56kg/cm ² /min(=2ton)で5分間連続後、2分間静止する。これを繰り返す。
試験個数	合計6カ所(微風化岩)。

(6) 試験面に打設したコンクリート

コンクリートに混入する砂利の粒度は以下のとおりである。

粒度	5-20mm	20-40mm	40-80mm	80-120mm
比率	1	0.47	2.73	7.65

打設したコンクリートの強度は同時に作成したテストピース(15x15x15cm)が200kg/cm²以上となっていることを確認した後、剪断試験を実施した。

3.1.6 剪断試験結果

今回実施の剪断試験結果を表3.1.8 剪断試験結果一覧表に示す。また、ピーク強度試験、残留強度試験の鉛直荷重-最大剪断応力の関係を図3.1.8 τ - σ 関係図として示す。

(1) 岩級細区分と岩盤強度

試験位置の岩級はCH級岩盤だが、亀裂の発達状況からCH-h(亀裂が比較的少ない岩盤)とCH-m(亀裂が比較的多い岩盤)とに細区分した(表3.1.3 参照)。しかし、今回の試験ではこれら岩級細区分の

強度差は、ピーク強度および残留強度とも確認できなかった。これは、試験誤差や亀裂性岩盤自体がもつ不確定要素によるものと考えられる。

(2) 岩盤強度の推定

岩盤強度の推定は、岩の残留強度値に着目して次のように行った。

- A. 残留強度試験の結果はおおむね1直線上にあり ($\tau-\sigma$ 関係図参照) ばらつきが少ないため、残留強度の信頼できる $\tau-\sigma$ 関係を示しているものと判断できる。そこで、 $\tau-\sigma$ 関係図より残留強度定数を、純剪断強度 $\tau_0 = 0$ (kgf/cm²)、内部摩擦角 $\phi = 52.5^\circ$ と決定できる。
- B. $\phi = 52.5^\circ$ は、この岩盤の最小内部摩擦角とみなせるので、安全側の評価から、これを岩盤の内部摩擦角とする。
- C. $\phi = 52.5^\circ$ の直線で、低いピーク強度値2点を概ね通る直線 ($\tau = 14.3 + \sigma \tan(52.5)$) を、ピーク強度の最小値範囲と判断した。
- D. 同様に、 $\phi = 52.5^\circ$ の直線で、高いピーク強度値の内2点を概ね通る直線 ($\tau = 23.6 + \sigma \tan(52.5)$) を、ピーク強度の最大範囲と判断した。

これにより、本基礎地盤CH級(微風化岩)の強度定数は、 $\tau_0 = 14.3 \sim 23.6$ kgf/cm²、 $\phi = 52.5^\circ$ の範囲と推定することができる。

(3) 岩盤強度の検討

(a) 剪断面の状況

今回の試験で中固側が作成した資料から剪断面部の面積比を下表に示す。

表 3.1.7 剪断面面積比率一覧表

ブロックNo.	III-2-6	III-2-2	III-2-1	III-2-5	III-2-3	III-2-4
規定鉛直荷重(ton)	7.2	7.2	21.6	21.6	43.2	43.2
コンクリート	6.4	16.7	11.9	18.9	39.6	20.8
岩盤/コンクリート	77.5	69.7	70.3	72.5	54.2	77.4
小計	83.9	86.4	82.2	91.4	93.8	98.2
掘理面	8.4	10.8	16.00	2.4	2.5	1.8
岩盤	7.7	2.8	1.8	6.2	3.7	0

単位 : %

これによると、剪断がコンクリートブロックやコンクリートブロック/岩盤部で生じた部分は80%以上にもなる。今回の試験では剪断が岩盤内で生じる事を意図して比較的大きな鉛直荷重を選定したが、それでも剪断破壊の大部分は岩盤内では生じなかったという事になる。この事は今回の試験値が岩盤自身の強度ではなく、岩盤/コンクリート複合強度的な意味合いを持ち、岩盤自身の強度は今回

の試験値よりもさらに大きいものと考えられる。

(b) 剪断破壊状況

通常、剪断試験中の供試体は、試験初期では全体的に沈み込む傾向を示し、ある時点から浮き上がりに転ずる。一方、本試験では、全体的な沈み込みは見られず、上流側（剪断荷重載荷側）が浮き上がり傾向、下流側が沈み込み傾向にある。これは岩盤自体が変形（沈み込み）し難いほど硬質な性質（大きな弾性係数）を有することに起因しているものと考えられる。しかしながら、このような破壊傾向は供試体全面底部に引張応力が働きやすい状況にあるものとも推定される。特に、鉛直荷重が低い試験ではこの傾向がより高いものと考えられる。従って、得られた試験値は実際の岩盤強度値に比較して、やや低く出ている可能性がある。

一方、ブロックの水平変位に着目すると、わずかながら回転や平行変位が認められるものもある。しかし、これらの変位のほとんどは破壊後の変位であり、破壊前変位は無視できる程小さい。従って、供試体の横方向変位は今回の剪断試験値に影響を与えていないと判断される。

(c) 既存試験値(中国) との比較

τ - σ 関係図には、今回の試験値と中国側が実施した既存試験値をあわせてプロットした。

今回の試験値の最小値範囲 $\tau = 14.3 + \sigma \tan 52.5^\circ$ は中国側 1995 年試験値（微風化岩）の上限値付近にあたり、概ね同様な値を示している。中国側の試験方法が平推法であり、また岩盤自体の性質上、試験中に引っ張り応力が発生しやすい状態にあることを考慮し、また、岩盤等級がCH級という観察結果を鑑みれば、今回の試験値がより妥当なものと判断できる。

以上を考慮し、微風化岩の設計値は、安全側の評価を考慮したラウンド数値の $\tau_0 = 15.0 \text{ kgf/cm}^2$, $\phi = 52.5^\circ$ が妥当であり、白石ダムの現設計に対して適切な岩盤強度を有することが確認された。

なお、中国側作成の「地質報告（1996 年）」では、ダム基礎岩盤を弱風化岩の強度定数の $\tau_0 = 7.4 \text{ kgf/cm}^2$, $f = 1.31$ ($\phi = 52.6^\circ$) と評価している。弱風化岩は日本式岩盤分類のCM級に相当するため、純剪断強度は $\tau_0 = 10.0 \text{ kgf/cm}^2$ は見込め、中国側の値に対してやや高めの値であるものの、ほぼ同様な範囲である。従って、本サイトの弱風化岩はダム高が 30~40 m 程度となるダムアバット部では適切な強度を有しているものと判断できる。

表 3.1.8 セン断試験結果一覧表

ピーク強度試験

ブロック番号	N		Tmax				τ	σ	
	初期	最大	T1	T2	Total	θ		初期	最大
	ton		ton	ton	ton			kgf/cm2	
III-2-6	7.2	9.3	52	54.2	106.2	16°	28.3	10.3	10.8
III-2-2	7.2	10.3	70.9	68.7	139.6	16°	37.2	12.9	13.7
III-2-1	21.6	32.1	79.6	77	156.6	16°	41.8	18.2	21.1
III-2-5	21.6	26.1	100.3	99.6	199.9	16.5°	53.3	21.5	22.8
III-2-3	43.2	46.9	126.7	124.6	251.3	16.5°	67.0	31.5	32.6
III-2-4	43.2	48.9	140.1	133.6	273.7	16.7°	73.0	33.3	34.9

残留強度試験(その1)

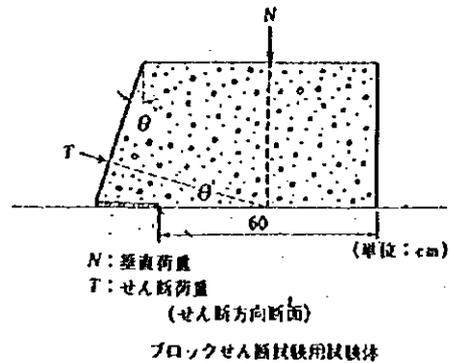
ブロック番号	N		Tmax				τ	σ	
	初期	最大	T1	T2	Total	θ		初期	最大
	ton		ton	ton	ton			kgf/cm2	
III-2-6	7.2	44.2	50.8	47.9	98.7	16°	26.3	9.7	20.0
III-2-2	7.2	39.3	33.3	35.6	68.9	16°	18.4	7.4	16.3
III-2-1	21.6	50.1	53.5	50.9	104.4	16°	27.8	14.1	22.0
III-2-5	21.6	49.9	51.4	50.3	101.7	16.5°	27.1	13.9	21.8
III-2-3	43.2	68.2	88.8	86.8	175.6	16.5°	46.8	25.7	32.6
III-2-4	43.2	64.8	74.1	76.5	150.6	16.7°	40.2	23.7	29.7

残留強度試験(その2)

ブロック番号	N		Tmax				τ	σ	
	初期	最大	T1	T2	Total	θ		初期	最大
	ton		ton	ton	ton			kgf/cm2	
III-2-6	7.2	7.2	11.9	11.0	22.9	16°	6.1	3.8	3.8
III-2-2	7.2	8.3	7.7	8.8	16.5	16°	4.4	3.3	3.6
III-2-1	21.6	21.8	25.5	24.5	50.0	16°	13.3	9.9	9.9
III-2-5	21.6	20.9	24.6	23.2	47.8	16.5°	12.7	9.7	9.5
III-2-3	43.2	43.0	51.0	50.0	101.0	16.5°	26.9	19.9	19.8
III-2-4	43.2	44.7	50.3	51.1	101.4	16.7°	27.0	19.9	20.3

凡例

- N: 垂直荷重
- T1: 右側の剪断荷重
- T2: 左側の剪断荷重
- τ: 鉛直応力 ($\tau = (T \cdot \cos \theta) / A$)
- σ: 剪断応力 ($\sigma = (N + T \cdot \sin \theta) / A$)
- A: 剪断ブロック底面面積 (60 x 60 = 3,600 cm²)
- θ: 剪断荷重載荷角度



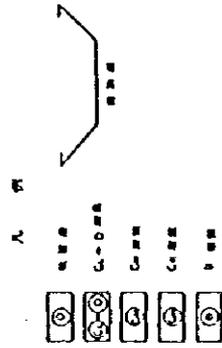
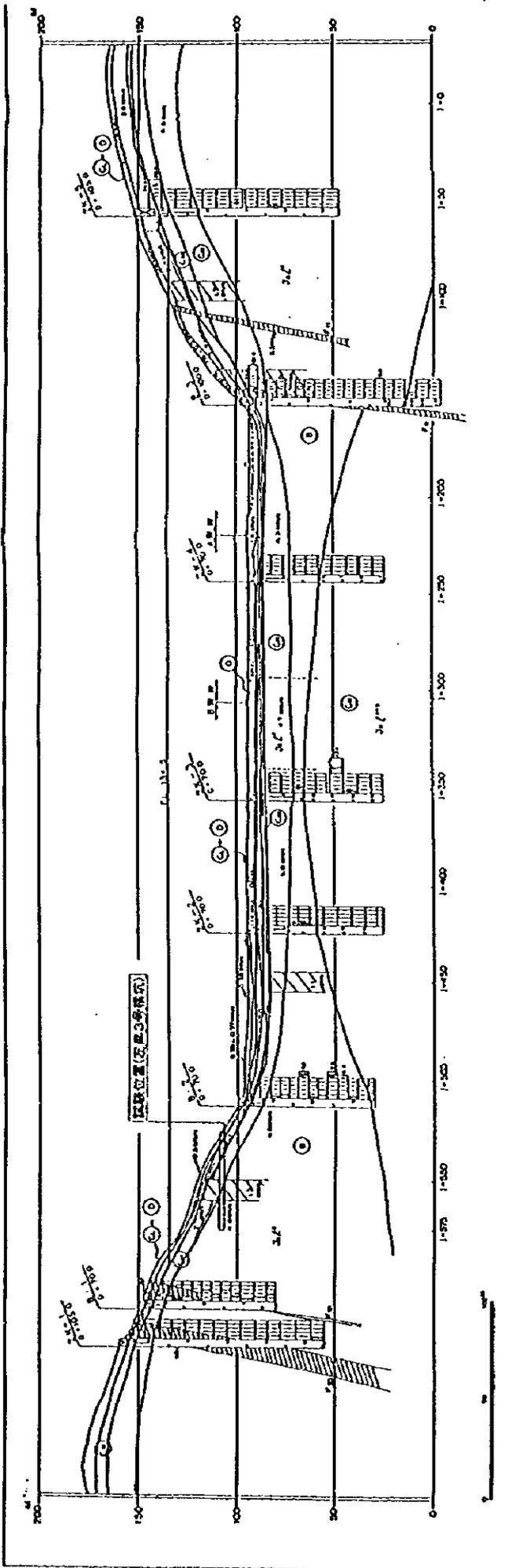


図 3.1.1 ダム軸岩盤等級区分図

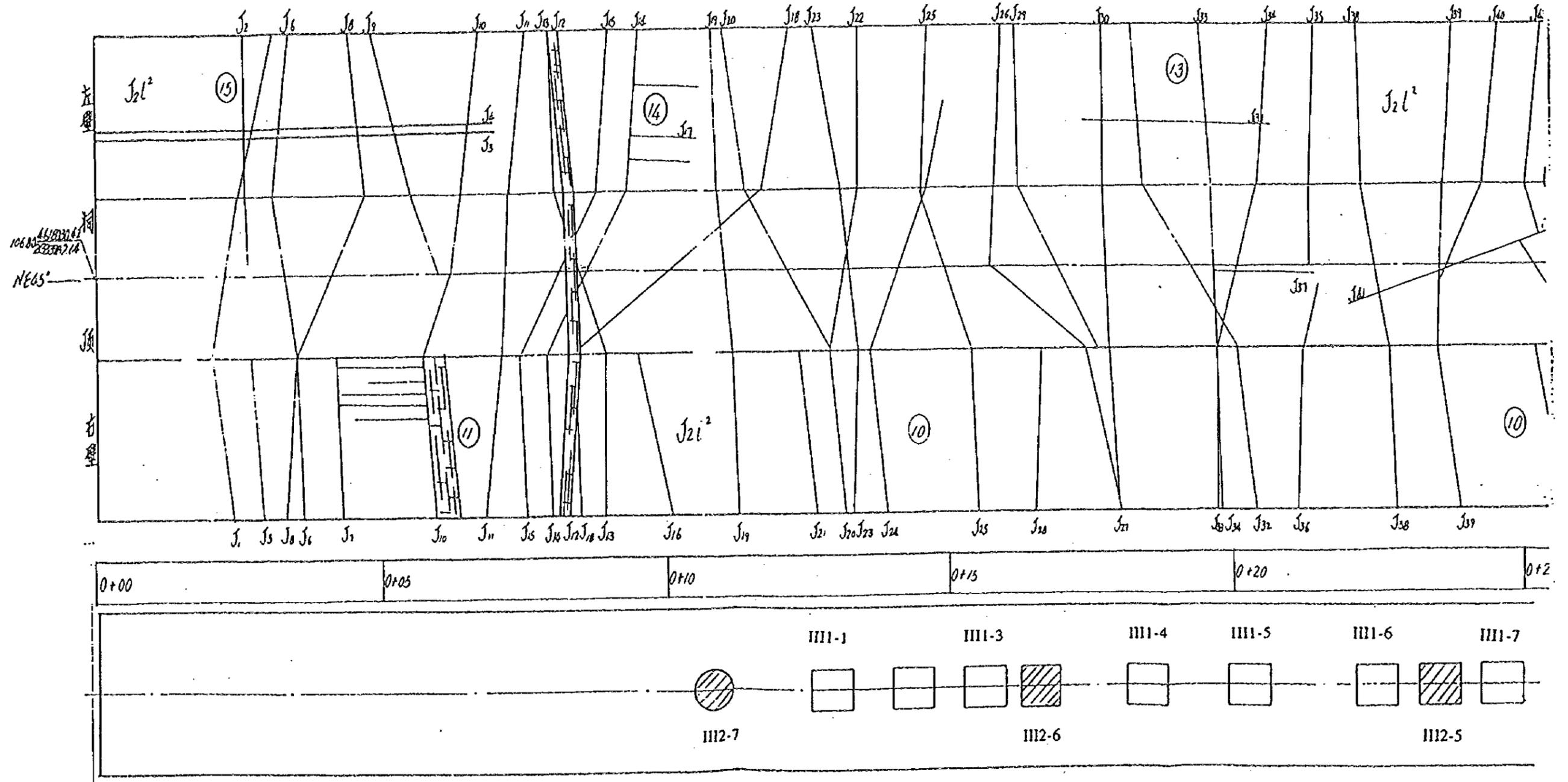
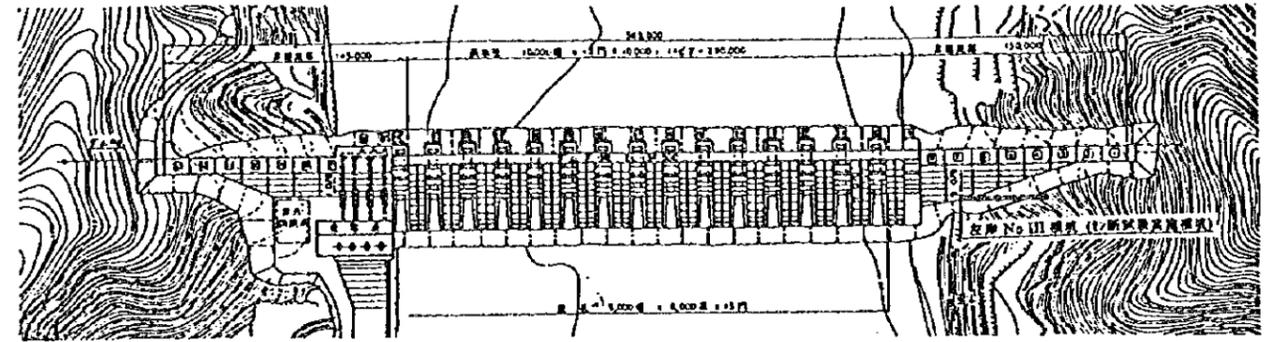


图 3.1.2 調查位置图 (1/2)

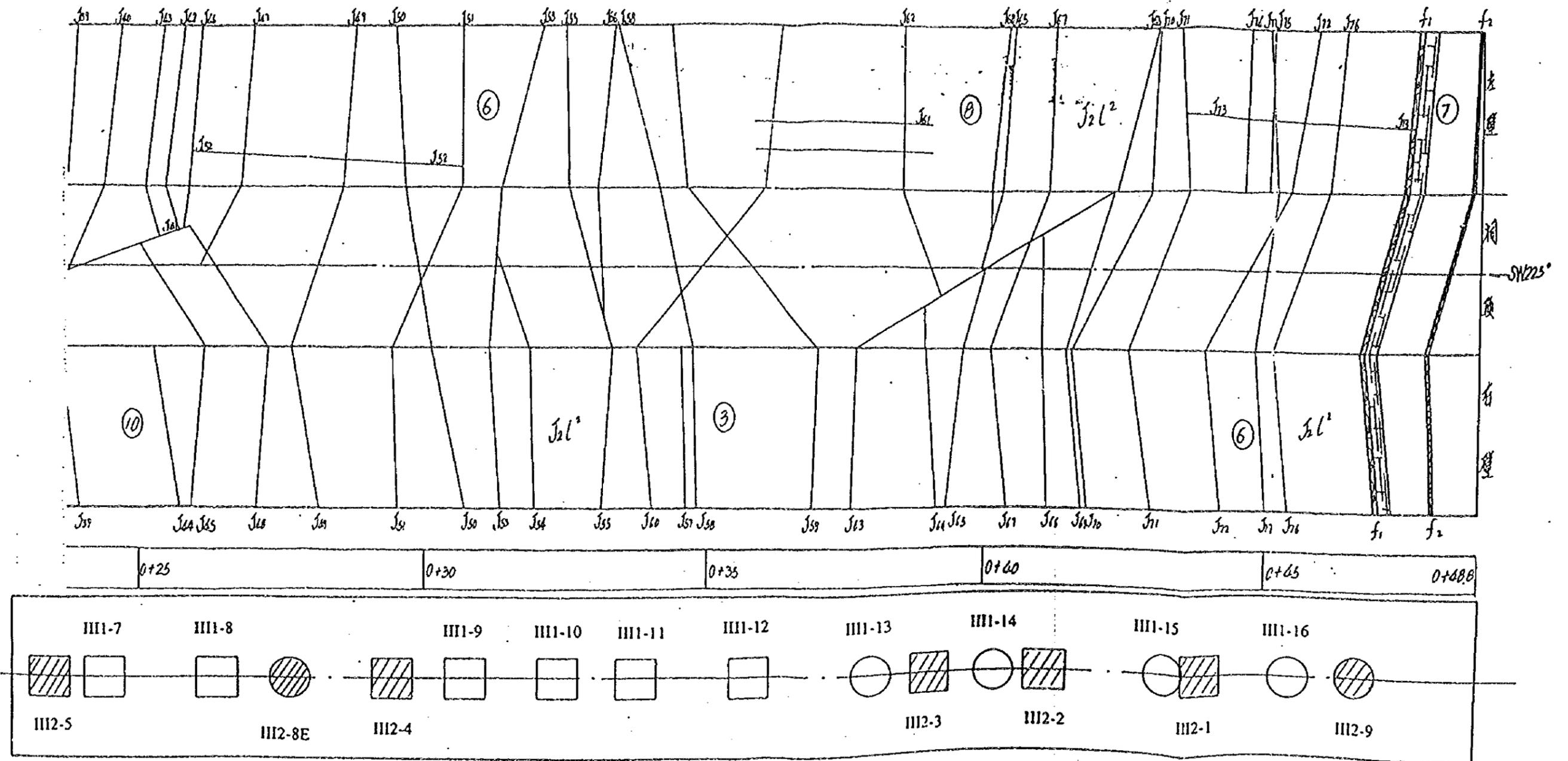
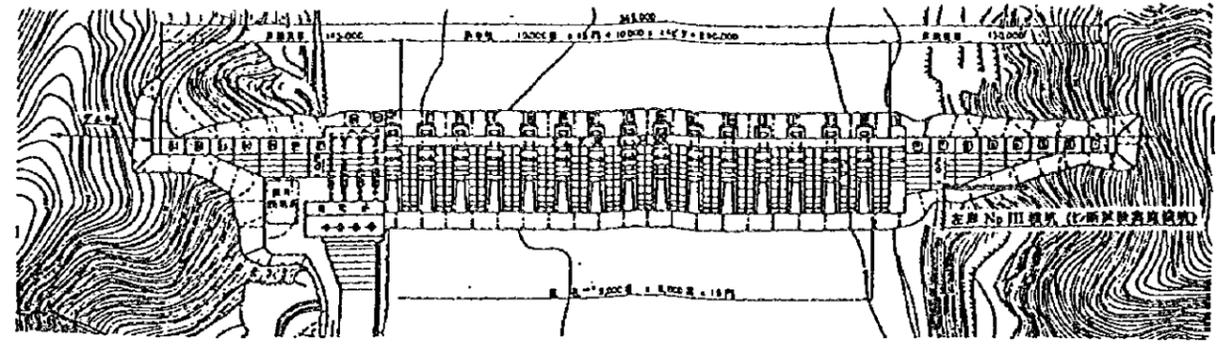


图 3.1.2 调查位置图 (2/2)

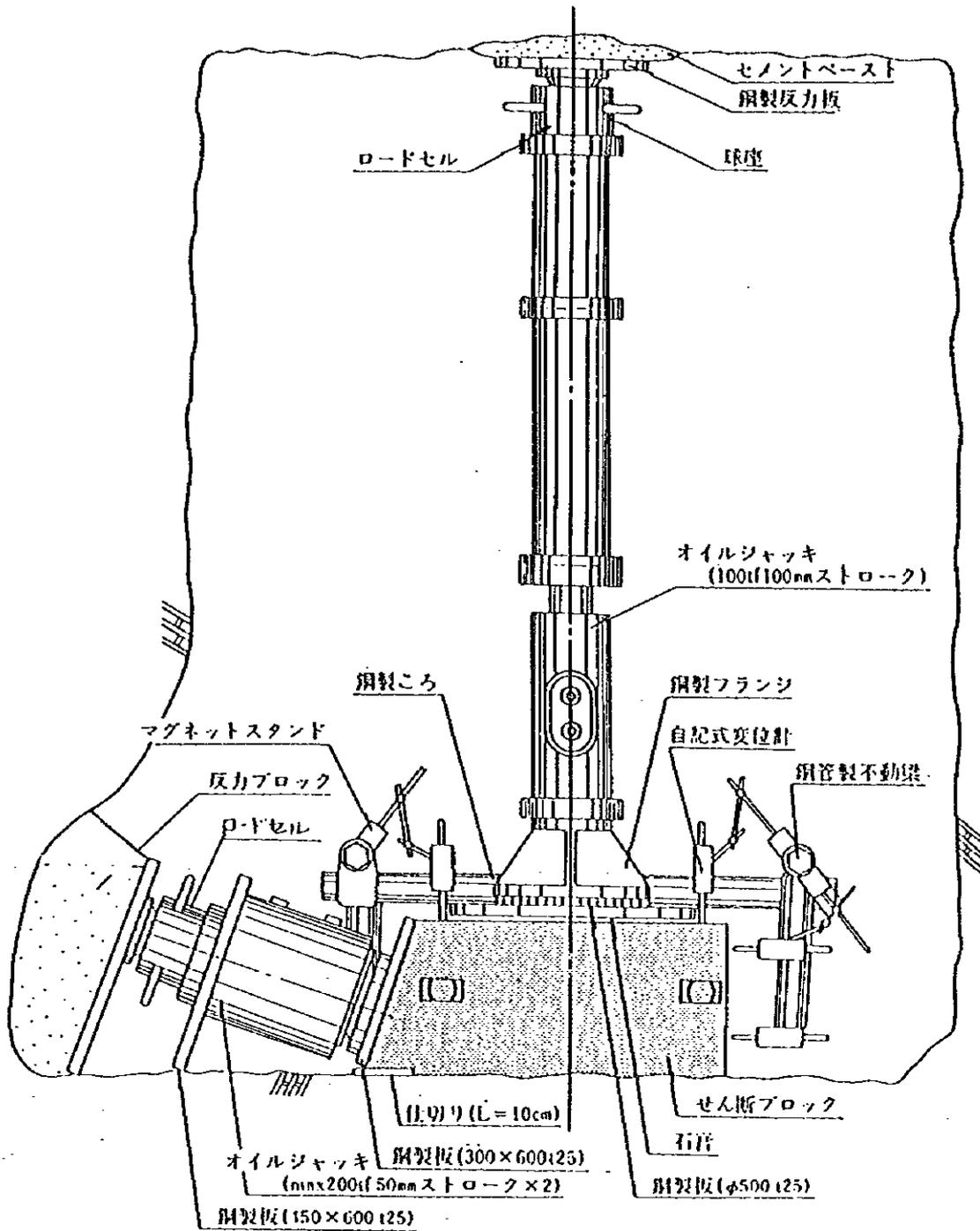


図 3.1.3⁷ ロックン断試験装置図(今回実施)

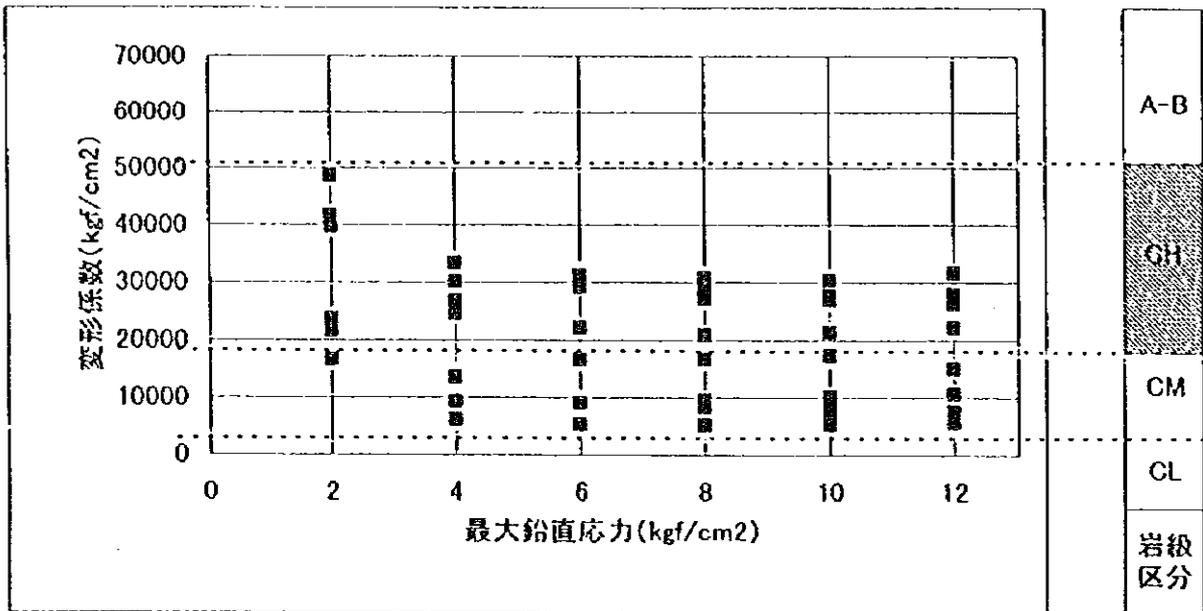
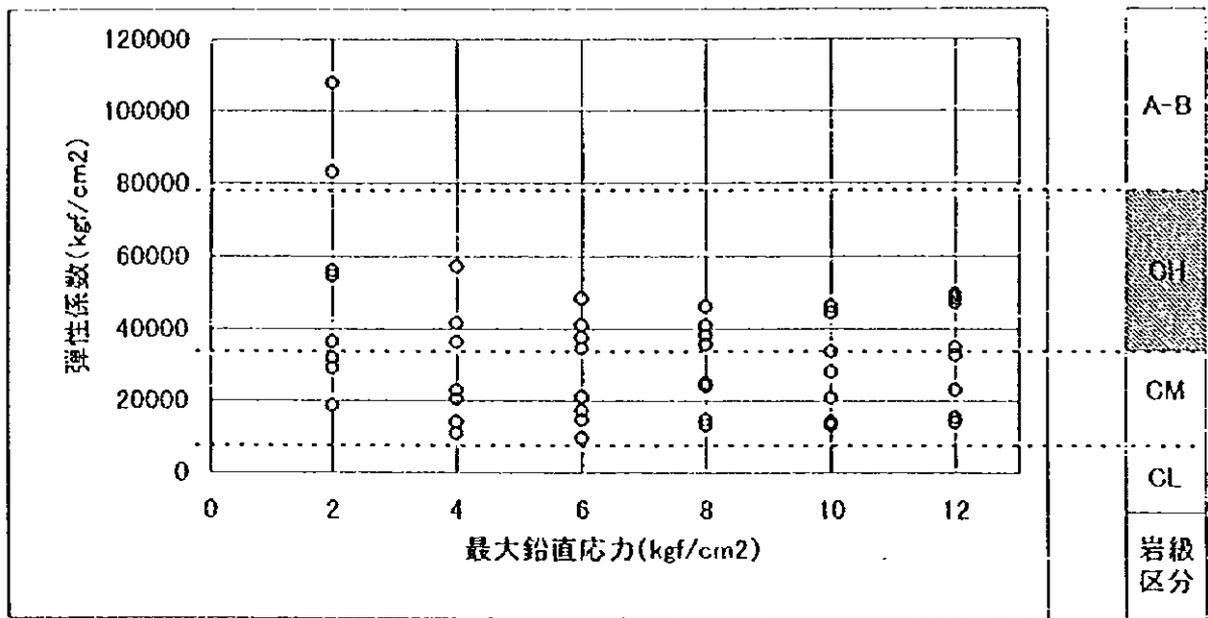


図 3.1.4 岩盤変形試験結果図 (中国側資料、1995年7月)

図 3.1.5 $\tau - \sigma$ 関係図

