

フィリピン共和国

カリラヤダム修復計画

調査報告書

(要 約)

昭和61年9月

国際協力事業団

フィリピン共和国

カリラヤダム修復計画

調査報告書

(要 約)

JICA LIBRARY



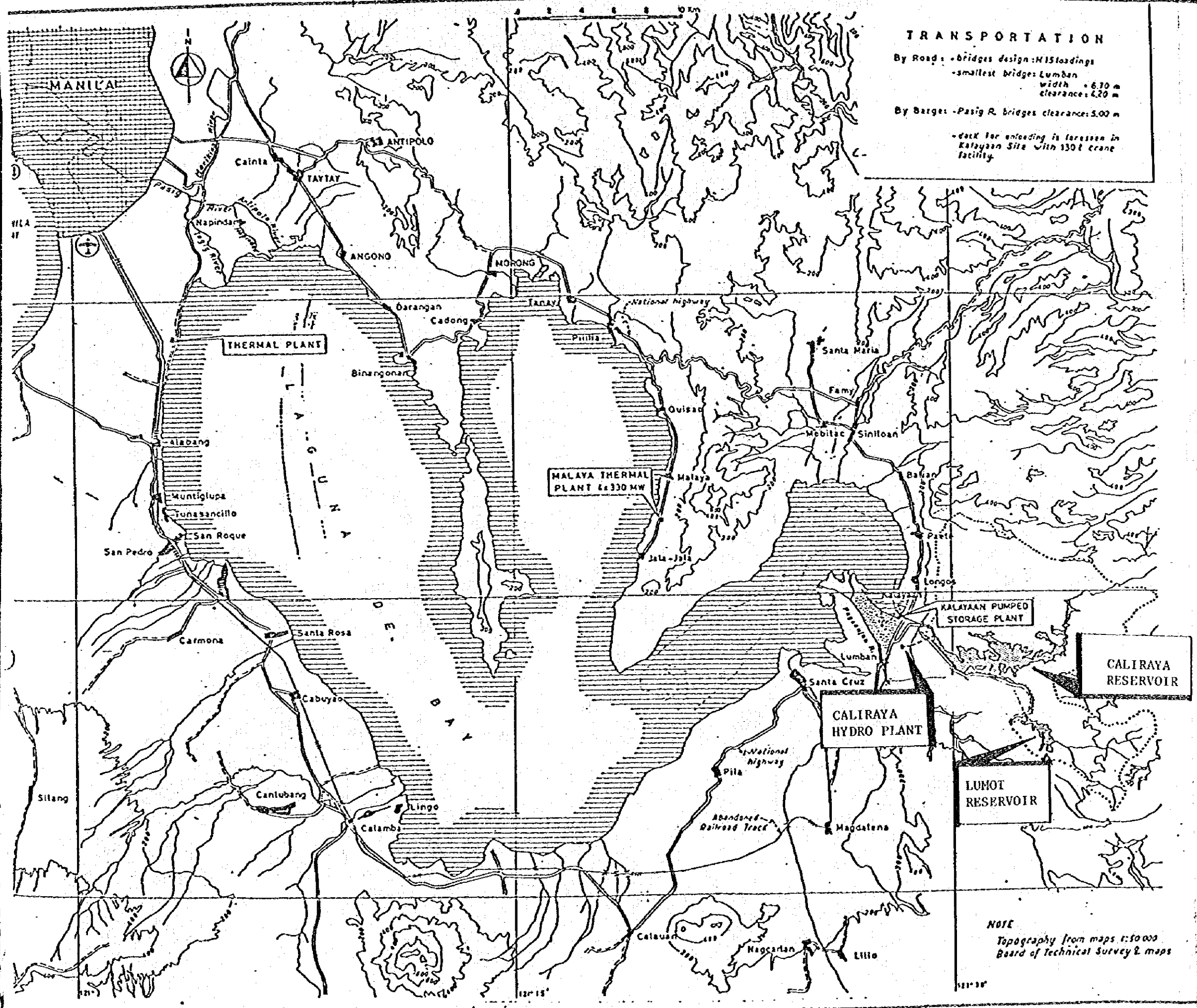
1045739[8]

昭和 61 年 9 月

国際協力事業団

鉦計資
J R
86 — 97

国際協力事業団		
受入 月日	'86.11.21	118
登録No.	15704	61.7
		MPN

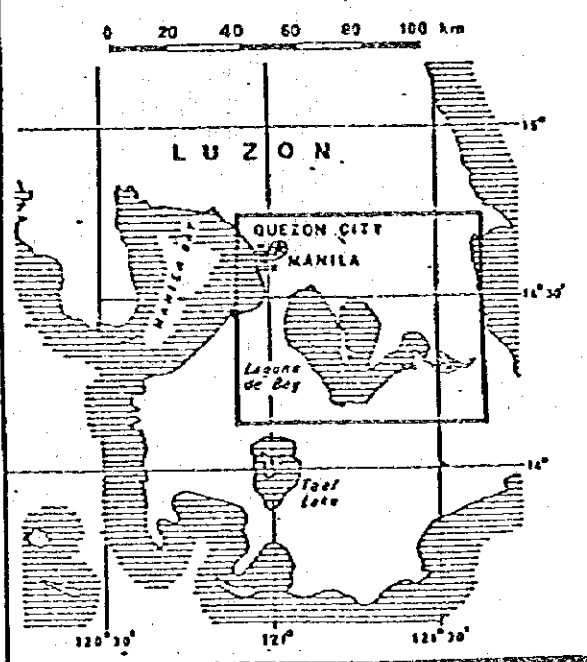
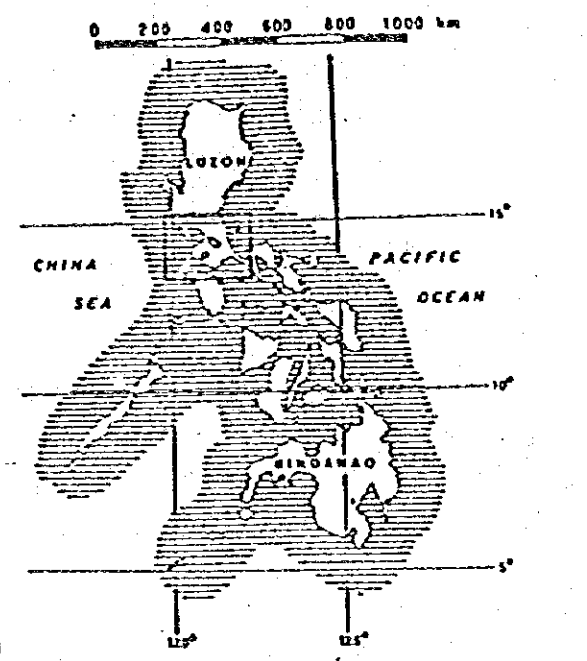


TRANSPORTATION

By Road: -bridges design: H15 loadings
 -smallest bridges: Lumban
 width: 6.30 m
 clearance: 6.20 m

By Barges: -Pasig R. bridges clearance: 5.00 m

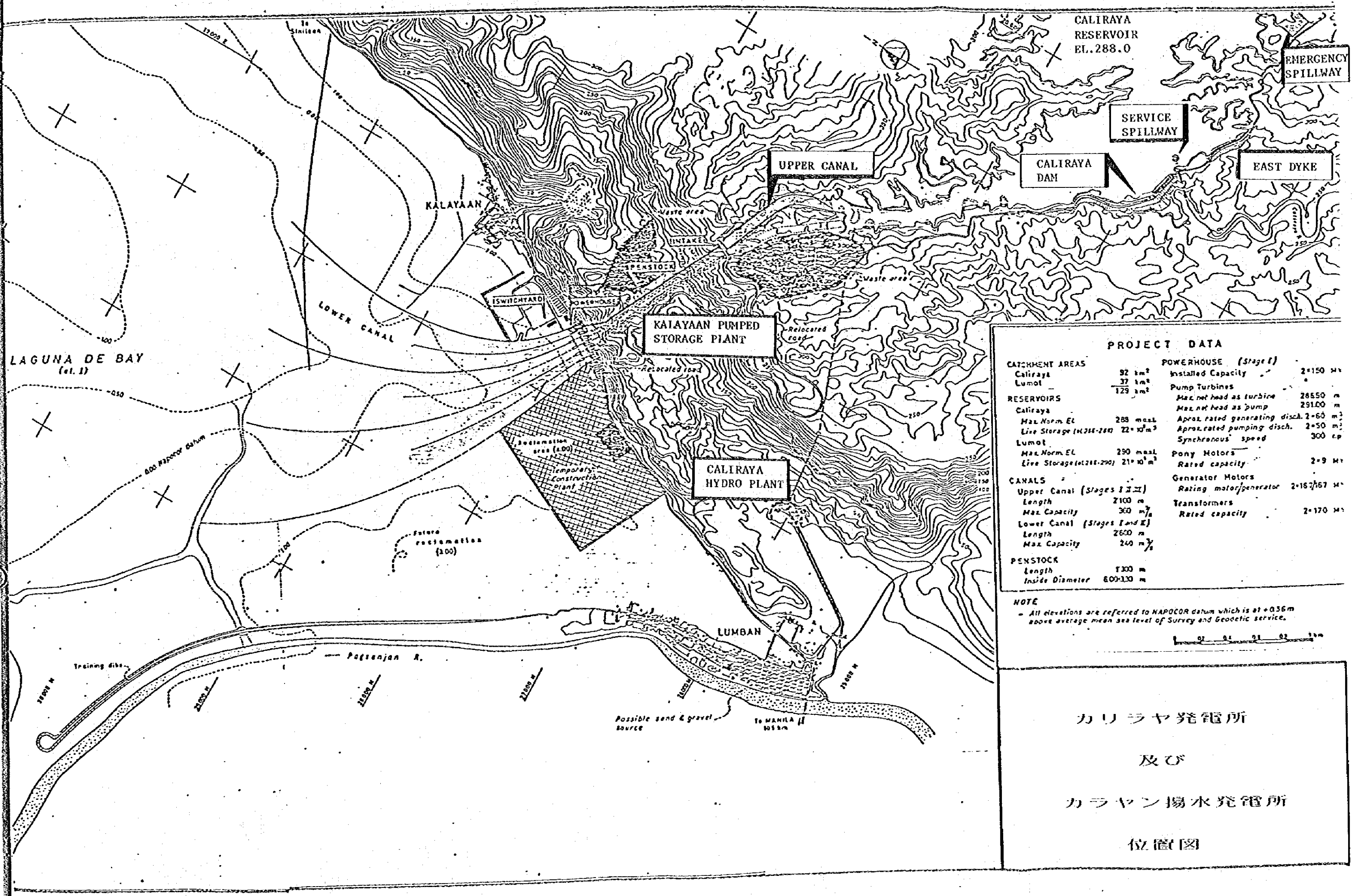
-dock for unloading is tarassan in Kalayaan Site with 130t crane facility.



プロジェクト地域

一般平面図

NOTE
 Topography from maps 1:50,000
 Board of Technical Survey & maps



CALIRAYA
RESERVOIR
EL. 288.0

EMERGENCY
SPILLWAY

SERVICE
SPILLWAY

CALIRAYA
DAM

EAST DYKE

UPPER CANAL

KALAYAAN PUMPED
STORAGE PLANT

CALIRAYA
HYDRO PLANT

LAGUNA DE BAY
(el. 1)

PROJECT DATA

CATCHMENT AREAS		POWERHOUSE (Stage I)	
Caliraya	92 km ²	Installed Capacity	2,150 MW
Lumot	37 km ²	Pump Turbines	
	129 km ²	Max. net head as turbine	285.50 m
RESERVOIRS		Max. net head as pump	291.00 m
Caliraya		Approx. rated generating disch.	2,600 m ³ /s
Max. Norm. El.	288 masl	Approx. rated pumping disch.	2,500 m ³ /s
Live Storage (at 288-280)	22 × 10 ⁶ m ³	Synchronous speed	300 rpm
Lumot		Pony Motors	
Max. Norm. El.	290 masl	Rated capacity	2.9 MW
Live Storage (at 288-290)	21 × 10 ⁶ m ³	Generator Motors	
CANALS		Rating motor/generator	2,187/67 MW
Upper Canal (Stages I, II, III)		Transformers	
Length	2,100 m	Rated capacity	2,170 MW
Max. Capacity	300 m ³ /s		
Lower Canal (Stages I and II)			
Length	2,600 m		
Max. Capacity	240 m ³ /s		
PENSTOCK			
Length	1,300 m		
Inside Diameter	600-130 m		

NOTE
- All elevations are referred to NAPCOR datum which is at +0.36m above average mean sea level of Survey and Geodetic service.



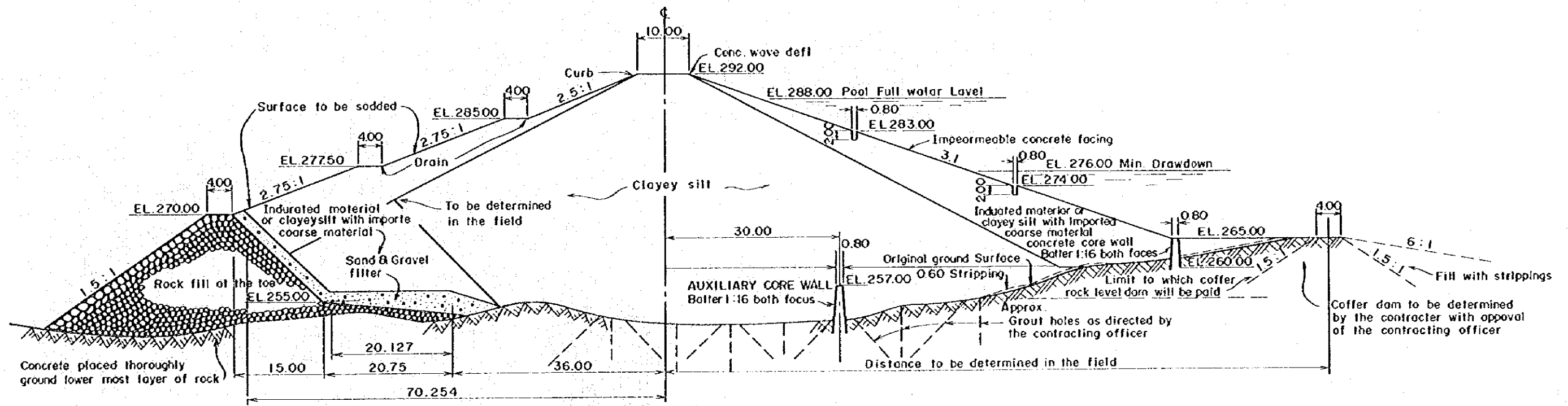
カリラヤ発電所

及び

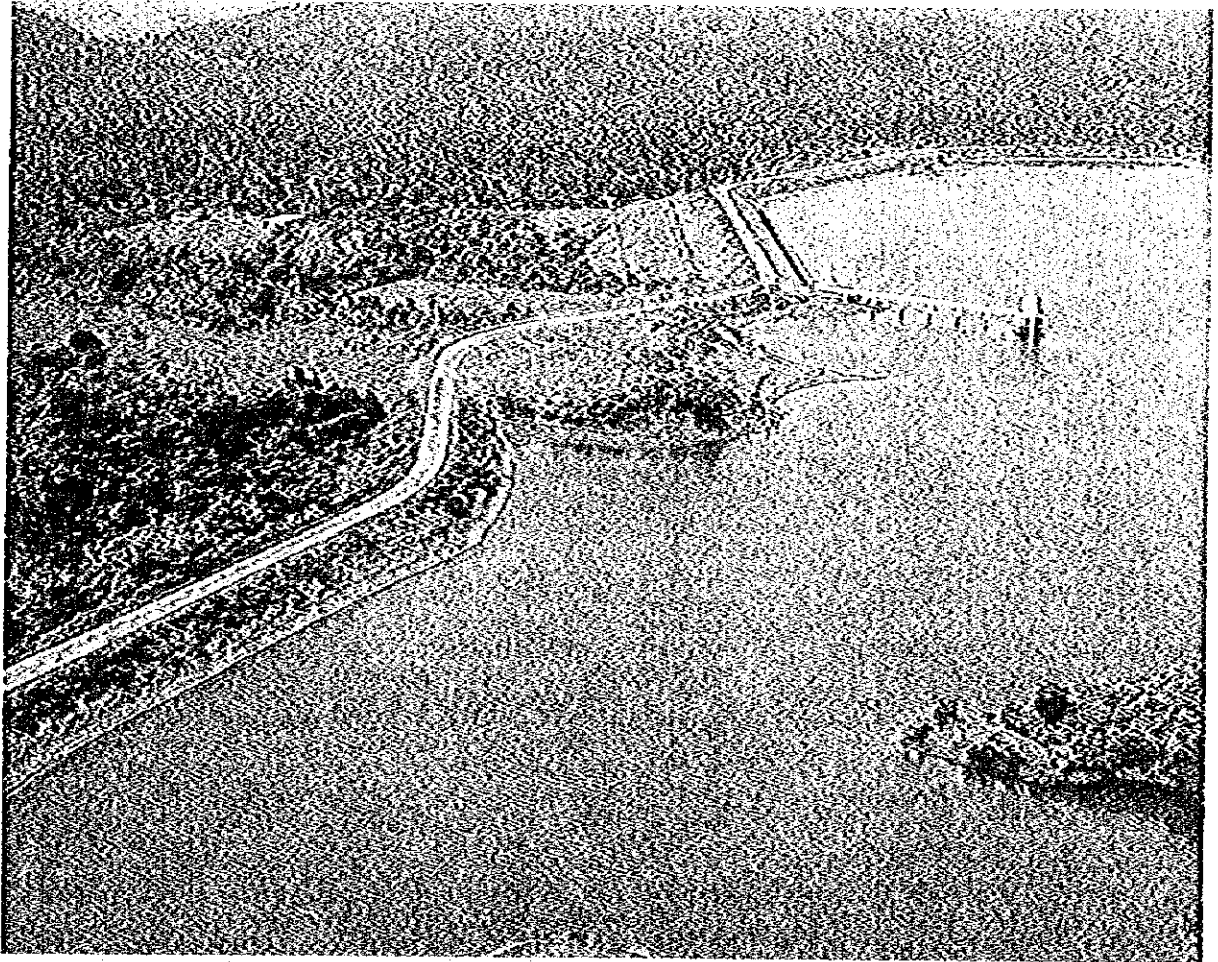
カラヤン揚水発電所

位置図

カリラヤダム標準断面図



SECTION, STA 0+380
 TYPICAL FROM STA 0+375 TO STA 0+390



上空より見たカリラヤダム全景

目 次

・位置図及び写真

・ 勸 告 1~3

・ 本 文

I 緒 言

1. 背 景 1-1

2. 目的と調査範囲 1-2

3. 調査団の編成 1-2~3

II 要約と結論

1. 調査工事・モニタリングの実施とその結果 2-1~3

2. 各構造物の問題点と安全性の評価 2-3~8

3. 各構造物の修復計画 2-8~10

4. 修復工事費及び実施工程案 2-10~11

5. 修復計画の経済性評価 2-11

6. 保守管理体制 2-11~12

7. セミナーの実施 2-12

III 参 考 資 料 3-1~27

勸告

勸告

1. カリラヤダムの損傷修復計画に対する勸告

i) カリラヤダム下流斜面に対して

カリラヤダム下流斜面の損傷は、雨水による浸蝕が発展したものであるが、このまま放置すればこれから10年後には、すべり安全率が日本で規定されている地震時の1.2を下回るようになることが予想されるので、早急に修復する必要がある。

ii) カリラヤダム上流面のコンクリートスラブに対して

上流側斜面のコンクリートスラブのクラックは堤体の不等沈下が主因となっている。

これらのクラックは今後急速に発展して行く可能性は小さいが、上流側斜面の風波による浸蝕防止のため修復する必要がある。そのためには水位低下(EL. 282.0以下)して修復するのがよい。もし運転の都合上低下出来ない時にはEL. 285.0迄全面に砂礫土砂の投棄及び蛇かごを積み、スラブの保護をする必要がある。

iii) 東側ダイクに対して

東側ダイクの下流地山の地すべりは比較的新しいもので、ダイク盛土部の近くで発生しており、現在ダイクの基礎地山にまですべりが進行しつつあるので、直ちにロック材で埋戻す必要がある。

iv) upper canal に対して

カラヤン取水口に通ずる upper canal 右岸側に存在する地すべりは、ロック盛立と排水溝によって対策されており、現在滑動を停止し小康状態にある。しか

し、滑動を再発するおそれもあるので、充分その挙動を監視して行くことが必要である。

II. 洪水量及び洪水吐設備の修復ならびに増設計画に対する勧告

i) カリラヤダム常用洪水吐に対して

カリラヤダムの常用洪水吐は、建設後40年以上経ており老朽化がひどい。ゲート水密部・巻立コンクリート部・内張鉄管部等いたるところから漏水している。これらの崩壊は洪水時のダム溢水に直接結びつき、ダム欠壊の原因となるので直ちに修復する必要がある。

ii) 非常用洪水吐に対して

非常用洪水吐越流部の下流側一帯は私有地で占められており、越流水を安全に流下させる水路が存在しない。そのため出来るだけ非常用洪水吐からの放流を小さく押えるようにすべきである。

iii) 増設洪水吐について

洪水放流能力の増加と、非常用洪水吐からの越流の機会を出来るだけ少なくするため、カリラヤ貯水池に新たな洪水吐を直ちに増設する必要がある。

この新しい洪水吐は越流敷標高 EL. 284.0で、巾9.0 m×高さ5.0 mのゲート2門を備えたものである。

III. 保守管理体制に対する勧告

カリラヤダムの保守管理に関して、Southern Luzon Regional Center (南ルソン地方事務所)に“土木・モニタリング係”を設置し、カリラヤダム・発電所土木設備の保守、点検、修繕及びモニタリングに専念する。

同様な機構は必要に応じて他の Regional Center にも設置し、そのモニタリング結果を集約統括するため、本部に“土木・保守係”を設置する。

本 文

1. 緒 言

1 緒 言

1. 背 景

カリラヤダムは、フィリピン国マニラ市南東60kmの地点に存在するアースフィルダムで、1939年に着工され1947年に完成している。同ダムは高さ約42m、堤頂長480mで、上流面は厚さ15cmのコンクリートスラブで保護されている。このダムによって実現されたカリラヤ貯水池(H.W.L. 288.0, 有効貯水量 $73 \times 10^6 \text{ m}^3$)と下流にある“Laguna de Bay”間には、カリラヤ水力発電所(9MW×4台, 1950年完成)及びカラヤン揚水発電所(150MW×2台, 1982年完成)が存在しており両発電所は、現在マニラ首都圏の重要電源として稼動中である。

1983年、カリラヤ貯水池水位が低下した時、ダム上流面のコンクリートスラブに多数の水平方向のクラックが発生しているのが発見され、また、1984年8月、ダム下流面表面の広い範囲において、数多くの“表面すべり”跡が見出されていた。

これらの事実は、National Power Corporation(以下NAPOCORと略称す)関係者の間に、カリラヤダムの安全性に関する疑念をいだかせ、また、その修復に関する論議の発端となった。

この問題に関してNAPOCORは独自に調査検討を加える一方、フィリピン政府から日本政府へ技術協力を要請した。これに応じて提起された問題の重要性かつ緊急性にかんがみ、1985年6月、国際協力事業団(以下JICAと略称す)から事前調査団が現地に派遣され、NAPOCORとの間で本調査に関するScope of Workが締結された。

2 目的と調査範囲

2-1 目的

上記背景によりカリラヤダムに対する安全管理システム及び修復計画を現地調査工事、ダムの挙動に関して行われたモニタリング結果及び安定解析をもとにして策定し、その技術上、経済上の評価を行うと共に安全管理システムを検討することを目的とした。

2-2 調査の範囲

カリラヤダム修復計画調査の業務内容は以下の通りである。

1. 各種データ及び情報のレビュー
2. 現行モニタリングシステム（NAPOCORが実施中のもの）のレビューと調査工事計画
3. 調査工事（測量、ボーリング、試掘ピット、土質試験、ダムモニタリング設備の設置）の実施（NAPOCORが実施）
4. ダム挙動のモニタリング（NAPOCORが実施）
5. 洪水吐を含むダムの安定性の調査解析
6. ダム貯水池の安全管理システムの確立
7. 修復計画の策定

3 調査団の編成

3-1 調査団の組織と業務分担

調査団の組織と業務分担は下記の通りである。

松 井	豊	：総括・セミナー講師
	田 中	治 雄：地質・セミナー講師
	鶴 卷	有 一 郎：土木（水文）

代宮司	昇	土木（工事、金物）
白井	義朗	土木（ダム安定解析）
池田	正時	土木（保守管理）
足立	隼夫	（セミナー講師）

3-3 調査日程

現地調査は4名よりなる調査団により下記の通り実施した。なお、代宮司昇団員は引き続きNAPOCORが実施する調査工事及びモニタリング設備設置のため1985年12月30日まで現地に滞在した。また、1986年1月19日～1月25日及び同年3月9日～3月15日の2回に亘りモニタリングの指導及び結果のチェックのため現地に出向いている。

1. 松井 豊 1985年10月8日～11月6日
2. 鶴巻 有一郎 同 上
3. 田中 治雄 1985年10月17日～10月30日
4. 代宮司 昇 1985年10月17日～11月6日

II. 要約と結論

II. 要約と結論

1. 調査工事・モニタリングの実施とその結果

1-1 調査工事

NAPOCORが実施した調査工事は次の通りである。

イ) 測 量

ダム下流地域及び非常用洪水吐地域ならびに東側ダイク下流側地山の地すべり部について測量を実施した。

ロ) ボーリング

a) ダム上流面コンクリートスラブの基礎の調査用ボーリング3本(長さ1.2 m)。

b) ダム盛立材料の物性値の確認と基礎岩盤深度調査のために、ダム最大断面沿いに3本のコアボーリングが配置された。このボーリング孔は後で堤体内地下水測定孔に転用された。

ハ) 試掘ピット(深さ2.5 m, 1ヶ所)

盛立材料の物性値を求めるための土質試験用不攪乱試料の採取を目的としており、ダム最大断面での下流法面の中間標高地点で掘削された。

ニ) 土質試験

試掘ピット及びボーリング孔より得られた土質材料について土質試験を実施した。

1-2 モニタリング設備設置

現地に設置されたモニタリング設備は次の三種類である。これらはNAPOCORが設備の設置及び観測を実施した。

イ) 堤体内地下水位測定設備

ダム最大断面沿いに3ヶ所

ロ) 堤体外部変形測定設備

ダムクレスト沿いに2測線、及び下流 EL.285.0 パーム沿いに2測線。全部で6ヶ所の基準点と10ヶ所の測点より構成されている。

ハ) ダム漏水量計測設備

ダム下流端付近の旧河床部に設置(1ヶ所)。

なお、以上の3項目のモニタリング用計器類は、JICAよりNAPOCORに貸与されている。

調査工事の実施位置及びモニタリング設備の設置位置は図II-1に示された通りである。

1-3 調査の結果

調査工事及びモニタリングの結果、次の事が判明した。

イ) ダム堤体盛立材料

細かい粒度を有する土質材料(角礫凝灰岩の強く風化したもの)からなる均質なアースダムである。堤体材料の物性値は次の通りである。

自然含水比	49%
湿潤密度	1.75
乾燥密度	1.17
比重	2.7
液性限界(L.L.)	89.5%
塑性限界(P.L.)	43.7%
粘着力(C)	0.29 kg/cm ²
内部摩擦角(φ)	32.9°
透水係数	2.68×10^{-6} cm/sec

ダム下流端部にはロックフィル部があり、これから基盤に沿って上流側へ伸びるドレーン層が設けられている。

ロ) 堤体内地下水位

図Ⅱ-2に示す如く、堤体内地下水位はダム下流端のロックフィルとドレーン層の存在のため、ダム下流で急激に低下している。貯水池からの浸潤線は現状では、ダム下流面に出てくるおそれはないものと判断される。

ハ) ダムの外部変形

モニタリング結果は、不規則な動きを示しているように見受けられるが、測定誤差と考えられるものもあり、当分の間、注意深く観測を続ける必要がある。

(図Ⅱ-3, Ⅱ-4参照)

ニ) ダム漏水量

測定された漏水量には、ダムからの漏水、地山からの漏水及びダムの斜面に降った雨水も同時に測定堰に流入しているので、一日毎の漏水量の変化が直接ダムのみからの漏水量の変化を表わさない。しかし、長期的に眺めると、測定堰での流入量は、雨季より乾季にかけて半減しており、季節的な地山の地下水位の変化に伴うものと判断され、現段階では漏水量に特に異常は認められない。なお、漏水量のモニタリングは以上の理由により、少なくとも季節的变化が1巡する1カ年以上継続して観測する必要がある(図Ⅱ-5)。

2. 各構造物の問題点と安全性の評価

調査工事及びモニタリングの結果及び解析的検討の結果、次の事が判明した。

2-1 ダム下流法面の損傷及びダムの安定性の検討

イ) ダム下流面の損傷

ダム盛立材料の物性値と地下水位の分布状態からみて、損傷の原因は法面安定の喪失による大規模のすべりによるものとは考えられない。

降雨時のダム下流斜面へ流下する地表水によって、この斜面に放牧された家畜類の蹄跡が引金となって浸蝕が広がったものと判断される。

浸蝕による段差は大きいところでは、既に50~60cm或いはそれ以上に達しており、今後そのまま放置されれば加速度的に進展し、遂には斜面安定の喪失に結び付くおそれがあるので、早急に修復する必要がある。

ロ) ダムの安定性解析

土質試験によって求められた堤体材料の物性値を使用して、ダムの最大断面について実施した安定解析の結果は下表及び図II-6, II-7, II-8の通りである。

貯水池水位の条件	安全率	
	下流面	上流面
1. H.W.L.	2.366 (1.558)	—
2. 水位急低下時 (H.W.L. → L.W.L.)	—	2.018 (1.261)
3. 仮想時	1.592 (0.964)	—

(注意) 1. 仮想時とは、下流法面の崩壊が進行して地下水位が、下流斜面にまで達したと仮定した状態。

2. () は $K = 0.15$ の地震時の値を示す。

以上のように、現状ではカリラヤダムの法面は、上・下流側とも滑動に対して

十分な安全率を保つが、このまま放置して下流面の浸蝕が進行して行けば地震時には許容安全率(1.2)を下回ることになる。

2-2 ダム上流面コンクリートスラブのクラック

ダム盛立部における不等沈下が、スラブ継目を開口させ、継目板が破損したためスラブ下面の盛土が流出し、空洞化したことが主な原因である。

このコンクリートスラブは止水を目的としたものでなく、上流面の浸蝕防止を目的としているので、今直ちにダムの安定に危害を及ぼすものではない。

しかし、長期的には他の修復工事と同時期に修復すべきものである。

2-3 東側ダイク下流地山の地すべり

東側ダイクの西端付近でダイクの下流側地山が一部地すべりを起している。この地すべりは何等対策がなされておらずダイクの下流端に近かつきつつあるものと判断される。この地すべりは円弧状に発展しており、1985年12月末で巾約20m、落差約5m、長さ約15mに達しており(図II-9参照)、早急な対策が必要である。

2-4 洪水吐設備

イ) 常用洪水吐

常用洪水吐はカリラヤダム東北方向約100m沖合に建設された取水塔(立坑)とこれに連なる水平トンネル(ダムの仮排水路を利用)より構成され、放流能力はダム満水位で約250m³/secである。立坑の直径は4.2mでその上部にシャッターゲートを有する。また、立坑と水平トンネルの接続部にある曲管部には、リベット接合による内張り鉄管が設置されており、それ以外の区間は鉄筋コンクリートで巻立てられている。

建設後40年近く経ているため、ゲート、巻立コンクリート、内張鉄管は共に老朽化がひどく、洪水吐周囲から内部への漏水箇所が目立っている。1985年10月の現地調査時点での漏水箇所は、大別して次の4区間である。

- i) シリンダーゲート
- ii) 立坑内コンクリート巻立区間
- iii) 内張鉄管部
- iv) 水平トンネル巻立区間

各区間の漏水状況は下記の通りである（図Ⅱ-10参照）。

i) シリンダーゲート

ゲート扉体を通しての漏水はないが、戸当り水密部で上側1カ所、下側3カ所において漏水が噴出し、漏水水束の直径は2～3cmであった。

ii) 立坑巻立コンクリートよりの漏水

シリンダーゲートと立坑下部の内張鉄管の間約9.3mは厚さ約1.0mの鉄筋コンクリートで巻立てられている。コンクリートの劣化が著しく、各所に空洞や窪みがみられ漏水している。

特に大きな漏水箇所は巾約70cm、高さ約20cmの開口部で、開口部の全面から水脈が激しい勢いで噴出している。

iii) 内張鉄管部よりの漏水

鉄板を銲接している銲が抜け落ち、その抜け跡の穴から水が噴き出している。このような漏水銲孔はほとんど内張管全範囲に分布しており、鉄板と裏込コンクリートとの間に隙間が広がっていることを示唆している。

IV) 水平トンネル部での漏水

現地調査では、水平トンネル内が濡水状態であり、内部に立入ることが出来なかった。このため、水平トンネル部の漏水箇所を直接に確認することが出来なかった。しかし、立坑や内張管部での漏水状態から類推して、水平トンネル巻立部も損傷し、漏水していることがほぼ確実である。

この常用洪水吐での漏水量は約 200 l/sec であった。

ロ) 非常用洪水吐

カリラヤダム東北東約 1.6 km の所にある地形上の鞍部を巾約 160 m にわたって開削し、これを不測の貯水池水位上昇によるダム越流事故防止のための非常用洪水吐としている。この部分は鞍部を拡張したもので、素堀のままの巾広い溢水路となっており、越流頂に相当する部分は現在コンクリート舗装の道路が横切っているが、非常時の越流機能は保たれている。しかし、頂部を過ぎた下流側一帯は私有地となっていて、ホテルの庭園につながっており、また、最終的に越流水が流れ込むべきルモト川までの約 3 km の間は、水路としては整備されておらず、現実に越流した場合は問題が多い。

ハ) カリラヤダムの洪水対策

カリラヤ川流域には、測水所が現存しておらず、カリラヤダムへの洪水流入量は同ダムに設置されている雨量計の雨量記録を用いて推算した。

カリラヤ貯水池へ流入する計画洪水量 ($200 \text{ 年確率洪水量} \times 1.2$ (我が国で規定されているロックフィルダムに対する設計洪水量)) の洪水ピーク値は $2,608 \text{ m}^3/\text{sec}$ であり、この洪水を既設の常用洪水吐のみで放流した場合 (非常用洪水吐を越流させない。また、発電所が停止している場合)、貯水池水位は最高 $\text{EL. } 291.68$ まで上昇する。風速 30 m/sec の時の風浪高は 1.8 m 程度となるので、

これを重ね合せるとダムクレスト（EL.292.0）を大きく越波することになる。更に、同確率洪水流入量を常用及び非常用洪水吐両方を用いて放流した時には、最高水位 EL.290.547 となり、これに上記の風浪高 1.8 m を加えると最高水位は EL.292.347 となる。この場合もダムクレストを溢流し、ダムの安全上非常に危険となるので、早急に洪水吐を増設しなければならない。

3 各構造物の修復計画

3-1 ダム下流面

現状でもダムの安定性は確保されているが、このまま放置された場合損傷が年々加速度的に進展して行くものと考えられるので、早急に修復しておかなければならない。

修復のポイントは、表面排水の整備と既に発生している損傷部の埋戻しであるが、最も簡単な方法は現在の間隔バーム沿いに排水構（巾 30cm～60cm）を設け、すべり跡は附近より入手できる土質材料で埋戻すものであるが、この場合、現在と同様な損傷が将来再発するおそれがある。

恒久的対策として修復する場合には、ダム下流法面の上にフィルター層（層厚約 60cm）を設け、更にこの上に約 1.5 m のロック盛立を重ねればよいが、この場合フィルター材（砂礫）及びロック材の入手が容易でなく割高となる。（図 II-11 参照）

修復工事費は、前者（土質材料で埋戻すもの）で 254,000 米ドル、後者で 1,560,000 米ドルと見積られる。

3-2 ダム上流面の修復

修復方法は、貯水池水位を出来るだけ下げ、クラック発生部分を水面に出してから、クラック周辺部のスラブに穿孔しこれより細砂を落し込み、また、日立

った開口部はモルタルで塞ぎ、かつ破損ジョイント部、クラック発生部を金網入りショットクリートで覆い、低下させた水面以下の部分を砂礫材の水中投下で覆うもので、工事費用は377,000米ドルと見積られる。

もし、発電所の運転の都合上水位をクラックの位置まで低下させることが出来ない場合は、EL. 285.0迄全面に砂礫土砂、及び蛇かごを積む。(図II-12, II-13参照)

3-3 常用洪水吐

a. ゲート部

シリンダーゲートの戸当り水密部の取替えが必要である。

ゲート扉体の腐蝕もかなり進行しているので、ゲート全体と巻上装置共々取替えるべきである。

この場合の工事費は90,000米ドルと見積られる。

b. トンネル部

原則としてトンネル周辺地山にグラウト注入して漏水を止める以外に有効な修復方法は考えられない。

この場合でも立坑巻立コンクリートの大開口部の閉塞を先に行わねばならない。グラウトによる工事費は、187,500米ドルと見積られる。

3-4 増設洪水吐

200年確率洪水量 $\times 1.2$ では、常用洪水吐及び非常用洪水吐を考慮しても風浪時堤頂を溢水することになるが、常用放流能力はトンネル断面によって支配されており、その放流能力を増大することは出来ないし、非常用洪水吐の増強も下流々路の状況から不可能である。上記のことをかんがみ新しく別の洪水吐を増設する案を樹立した。この案を図II-14, II-15に示す。放流能力はEL.

288.0 で約 $300\text{m}^3/\text{sec}$ 、EL. 289.0 で約 $420\text{m}^3/\text{sec}$ であり、工事費は 5,200,000 米ドルと見積られる。

3-5 東側ダイク下流地山の地すべり

この部分は自然の地山斜面の崩壊が進行しており、斜面に湧水がありその先端部はぬかるんでいる。

この崩壊を防止するために透水性材料で埋戻しするのが適当であり、ぬかるんだ崩壊土砂で埋戻してはならない。修復工事費は 85,000 米ドルと見積られる。

4. 修復工事費及び実施工程案

カリヤダム修復工事費は表 II-1 の通りであり実施工程案は表 II-2 に示す通りである。

4-1 修復工事費

修復に要する費用の総額は米ドル換算で 9.544×10^6 米ドルであり、そのうち約 48% にあたる 4.562×10^6 米ドルが必要な外貨である。この概算の基礎は昭和 61 年 9 月時点で既支出は含まず将来のエスカレーションも考慮されていない。なお、内貨分の米ドル換算は昭和 61 年 9 月の時価を採用している。

4-2 実施工程案

修復工事に関連する工期は表 II-2 に示すように、増設洪水吐工事及びシリンドーゲートの取替工事がクリティカルパスとなる。昭和 61 年 12 月に調査工事を開始するとするとゲート本格発注が昭和 63 年 1 月 1 日になるものと考えられ、全体修復工事の完成は、昭和 64 年 6 月末が期待出来る。

5. 修復計画の経済性評価

修復工事の経済性評価を示す内部収益率の計算の基礎となる代替案としては、今回の修復を行わず、ダムの使用に耐えなくなった時点で再建設する案を採用した。この代替案の要点は、技術的に10年後にダム本体の安全率が低下して、1.2を切りそのためにダムの再建設を行うこと、及びその工事期間中の3カ年はカラヤン揚水発電所、カリラヤ水力発電所が使用出来ないと想定したものである。

10年後に再建設するために必要な工事費は米ドル換算(昭和61年9月時点)で 26×10^6 米ドルである。

また、3年間の発電所の停止の評価は、基準石炭火力の年固定経費及びカラヤン、カリラヤ発電所の平均発生電力量に相当する基準石炭火力燃料費を適用して行われた。

この代替案に対して、今回の修復工事の評価の基礎となる修復工事費は前述の通り米ドル換算 9.544×10^6 米ドルである。この両者を比較した結果この提案の内部収益率は26%となった。

6. 保守管理体制

機器・設備の保守点検、維持管理の重要性の認識は、NAPOCORの特に火力関係の稼働率の低さから見て今後の大きな課題である。カリラヤダムの管理体制についても同様の事が考えられ、次の3点について特に提言するものである。

(図II-16参照)

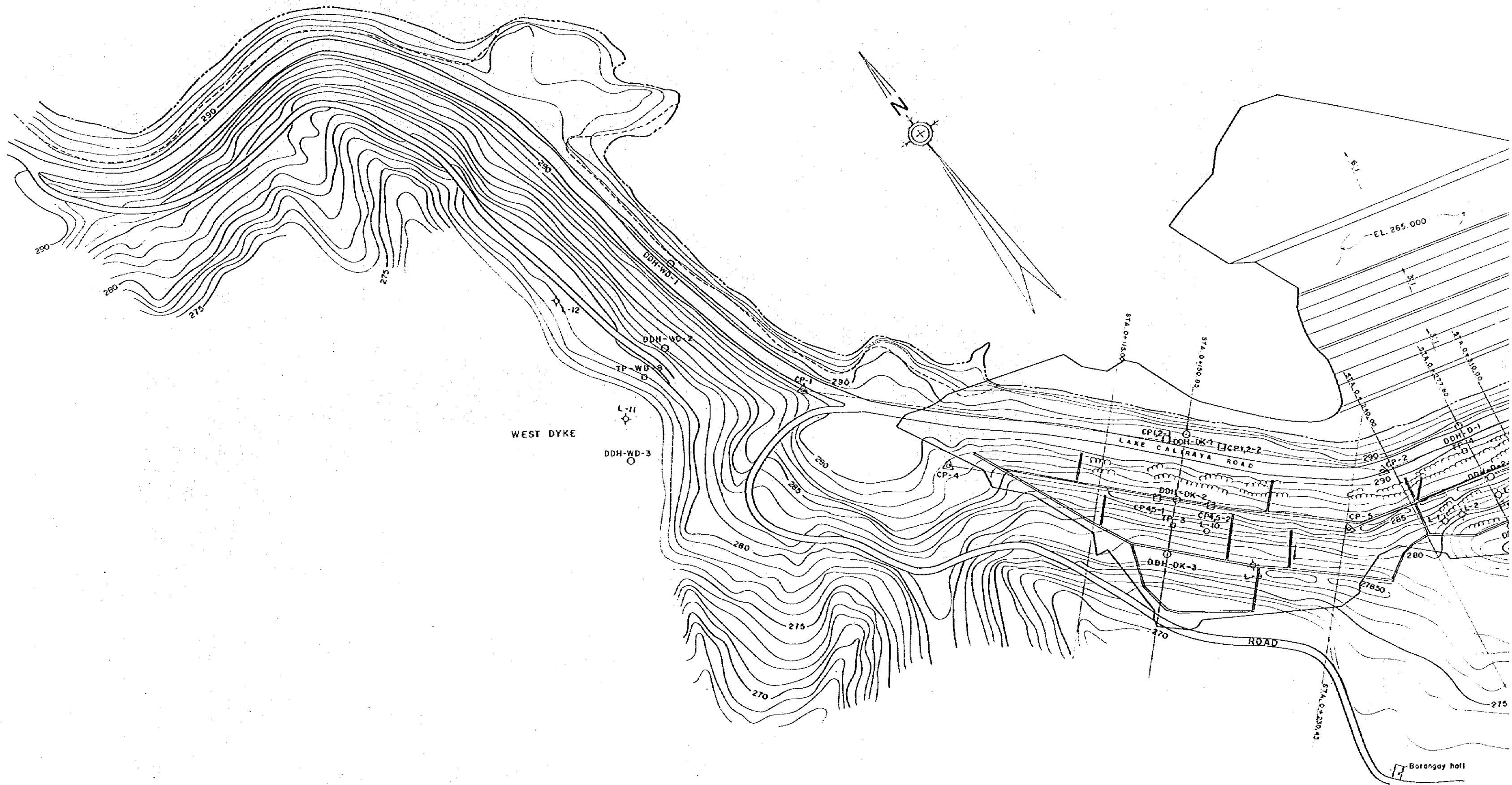
1. 各重要発電所個々に、土木技術者チームを配置することが困難な場合は、Regional Centerに土木・モニタリング係を置き、計画的に巡回点検し問題の早期発見と見期修復を実施する。
2. 本部に土木・保守係を設置して技術的な統一見解に立脚して問題を処理する。

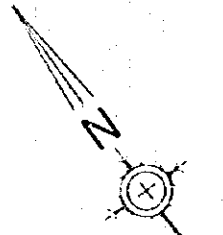
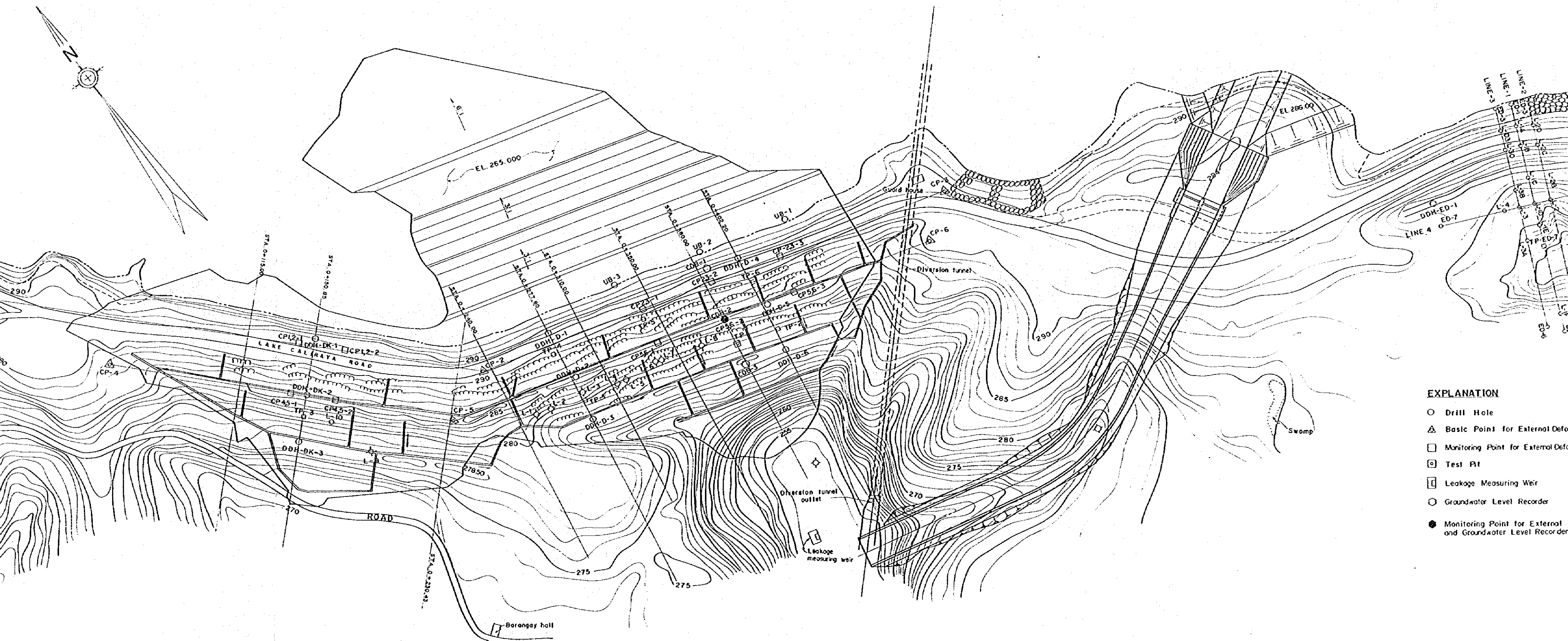
3. 直接日常の点検に携わるモニタリング係は、作業予定表及び巡視点検時に注意すべき対象箇所をリストアップして系統的に保守を行なう。

7. セミナーの実施

本調査の一環としてNAPOCOR側への技術移転を目的としてセミナーを1986年7月28, 29日に下記の如き講師と内容でNAPOCORの各分野の技術者とNIAの技術者の総勢35名のもとで行なわれた。

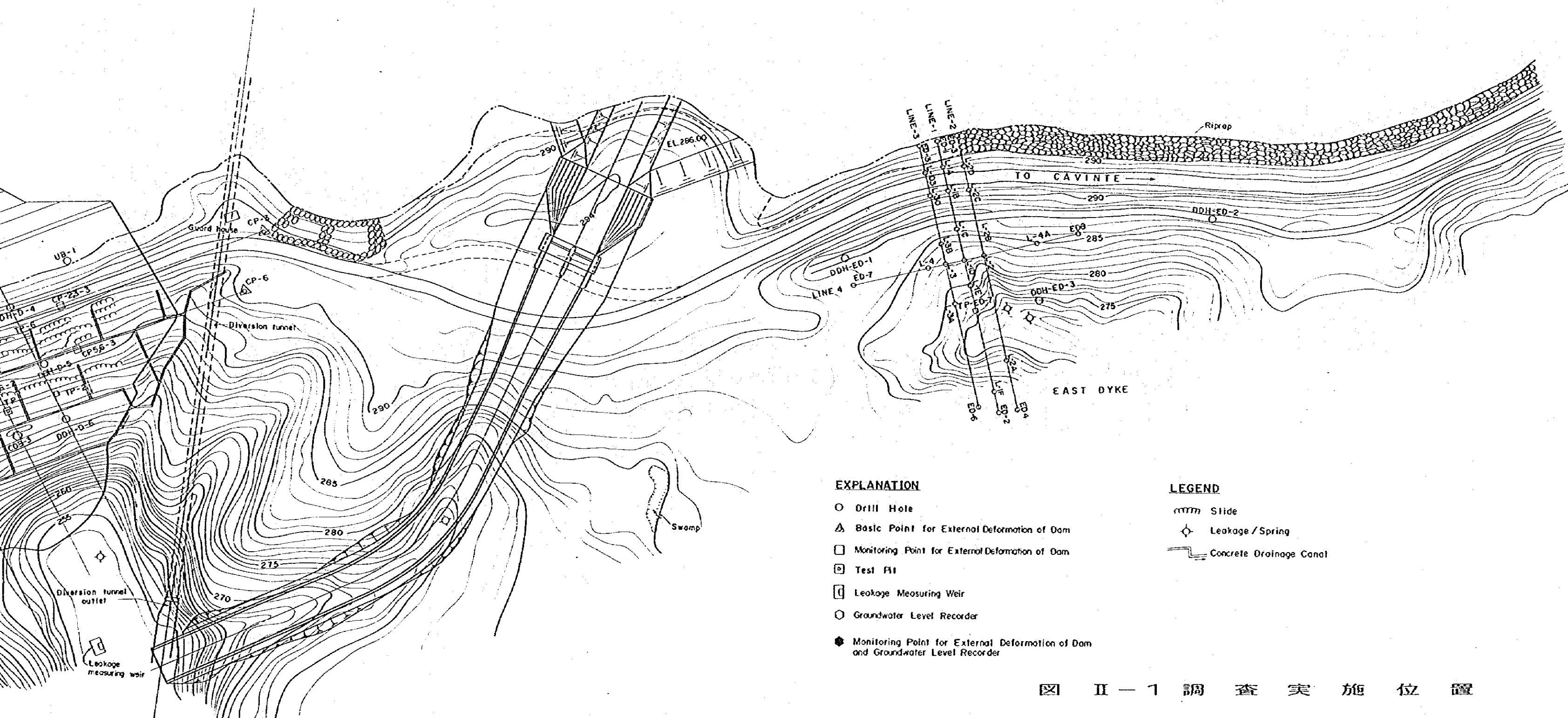
1. 講師 田 中 治 雄
題 : " Study on the Stability of Dams from Geological and Geotechnical Points of View "
2. 講師 松 井 豊
題 : " Maintenance and Control of Fill Dam "
3. 講師 足 立 隼 夫
題 : " Investment Planning for Hydro Power Facilities "





EXPLANATION

- Drill Hole
- △ Basic Point for External Defo
- Monitoring Point for External Defo
- ⊠ Test Pit
- ▭ Leakage Measuring Weir
- Groundwater Level Recorder
- Monitoring Point for External and Groundwater Level Recorder



EXPLANATION

- Drill Hole
- △ Basic Point for External Deformation of Dam
- Monitoring Point for External Deformation of Dam
- ⊠ Test Pit
- ▭ Leakage Measuring Weir
- Groundwater Level Recorder
- Monitoring Point for External Deformation of Dam and Groundwater Level Recorder

LEGEND

- mmm Slide
- ⊕ Leakage / Spring
- Concrete Drainage Canal

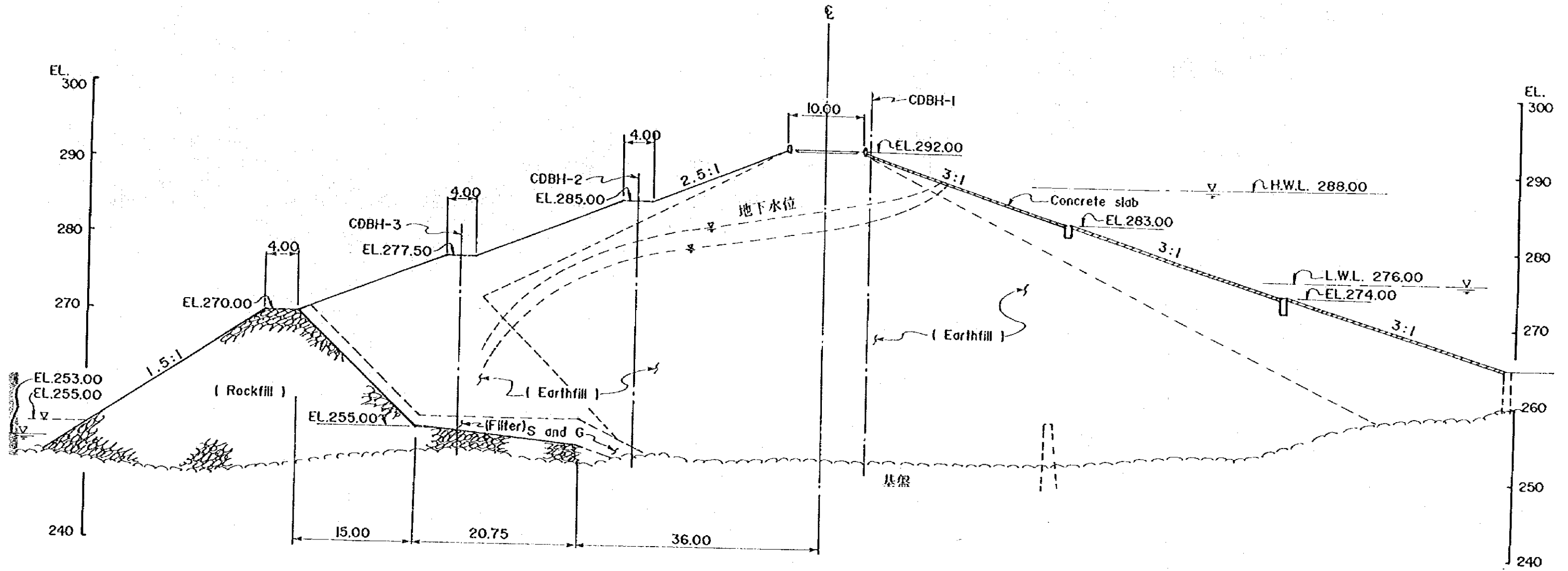
図 Ⅱ - 1 調 査 実 施 位 置

及 び

モ ニ タ リ ン グ 設 備 設 置 位 置

図 II - 2 カリラヤダム最大断面

S=1/500



SECTION STA.0 + 384

図 II - 3 カリラヤダムの外部変形
(水平変位)

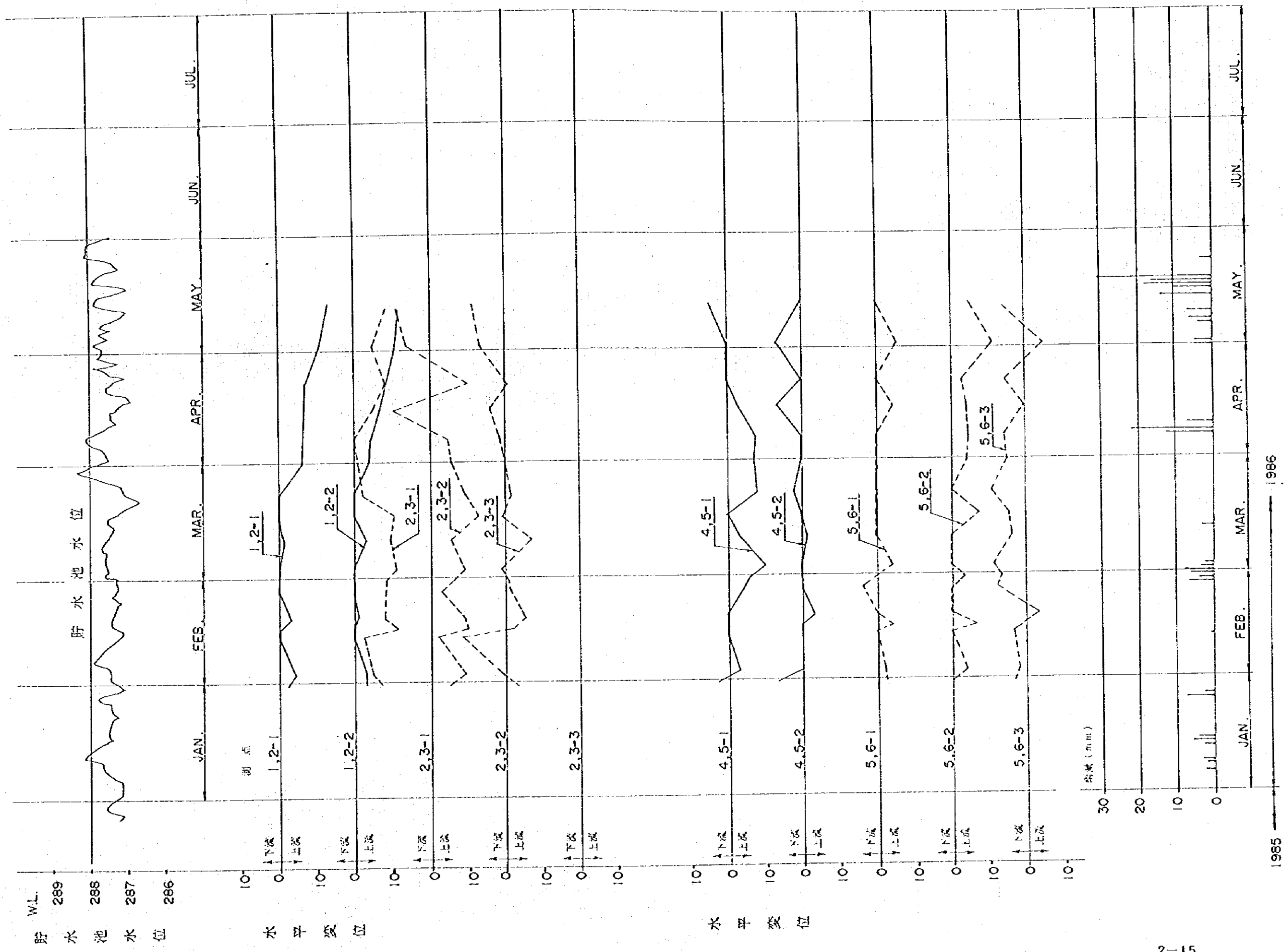


図 II-4 カリライヤタムの外部変形
(鉛直方向)

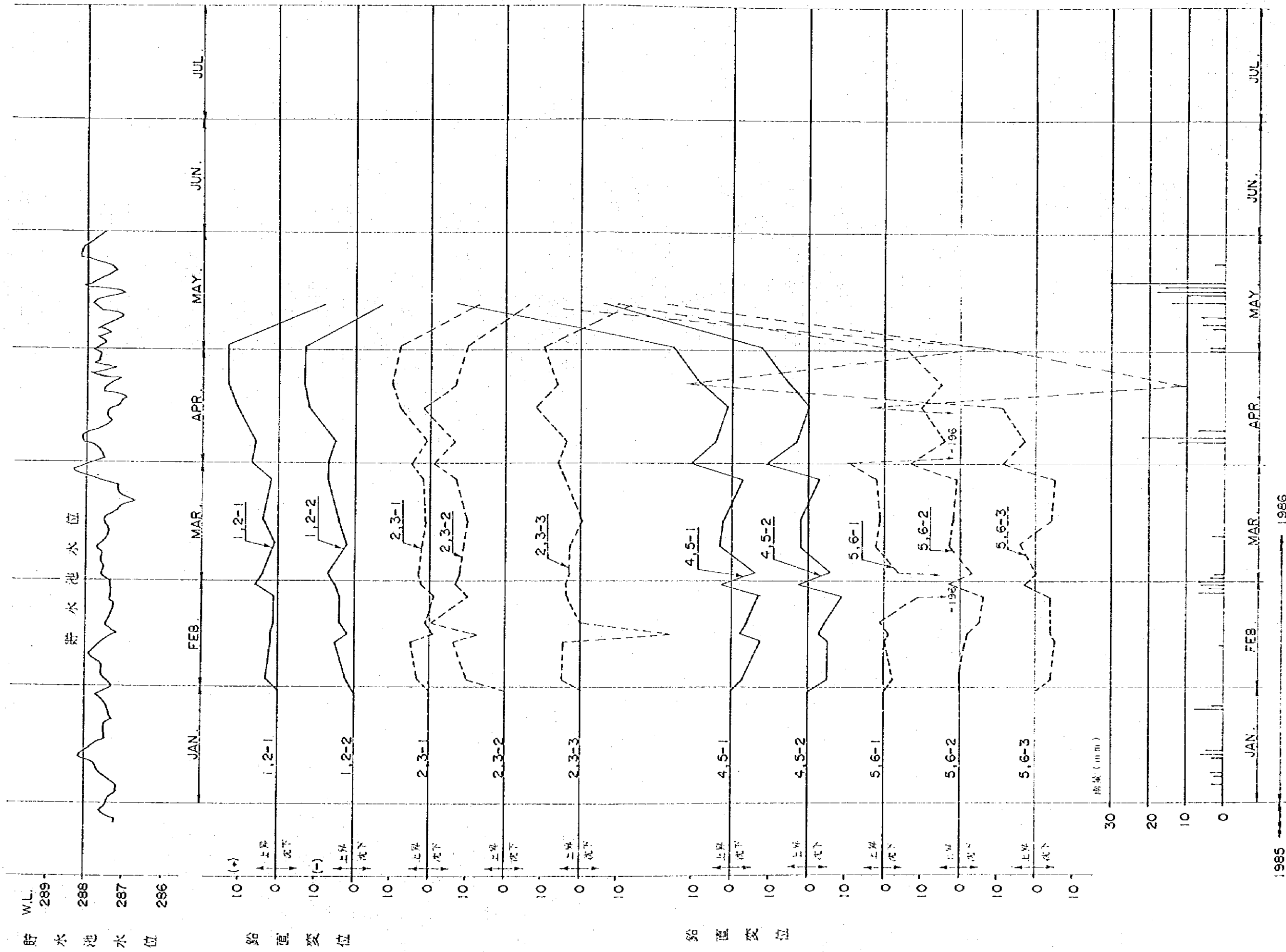


図 II - 5 カリラヤダム漏水量経時変化図

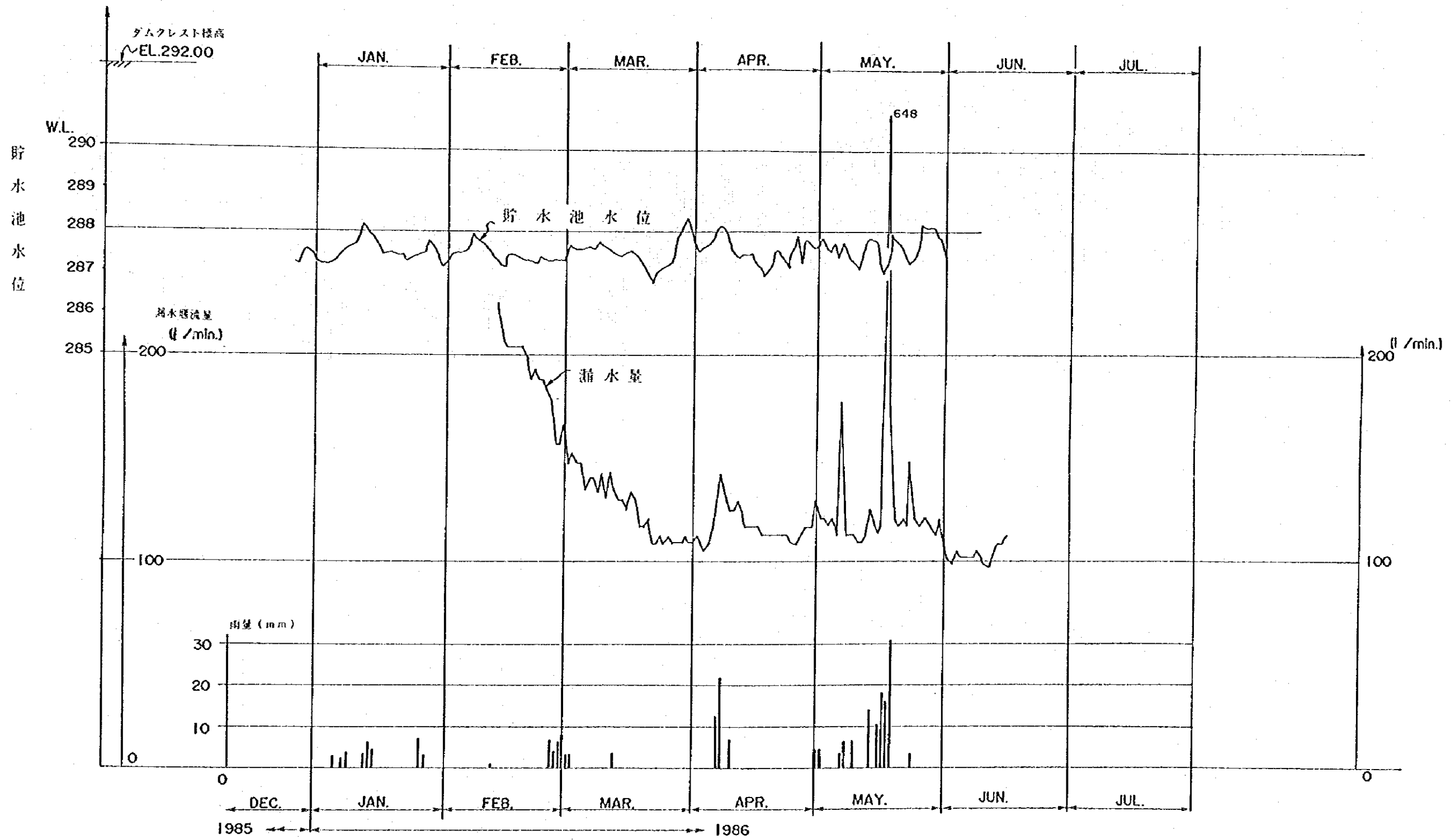


図 II - 6 カリヤダム安定解析

(答 時)

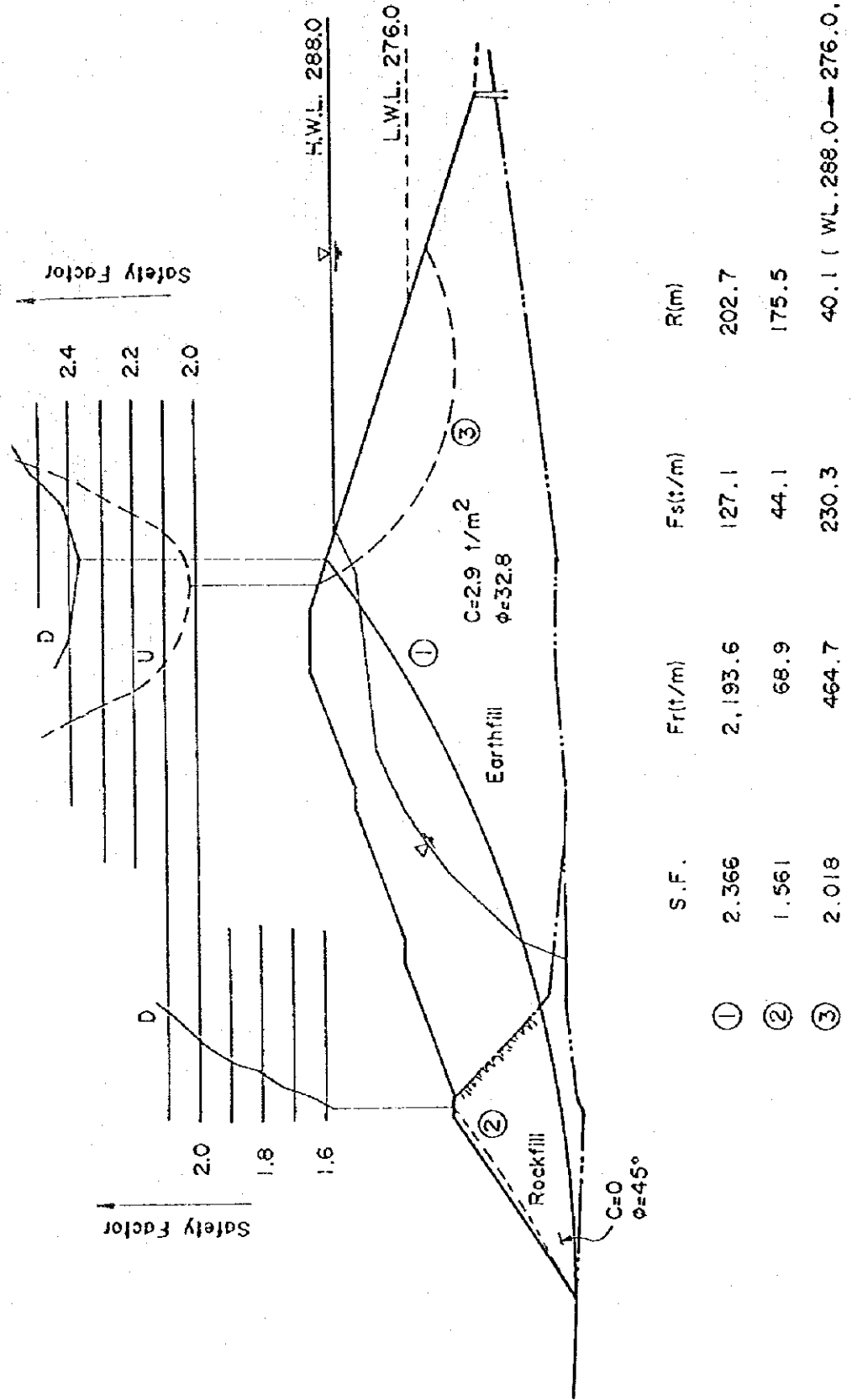


図 II-7 カリライヤダム安定解析

(地震時： 地下水位は実測値)

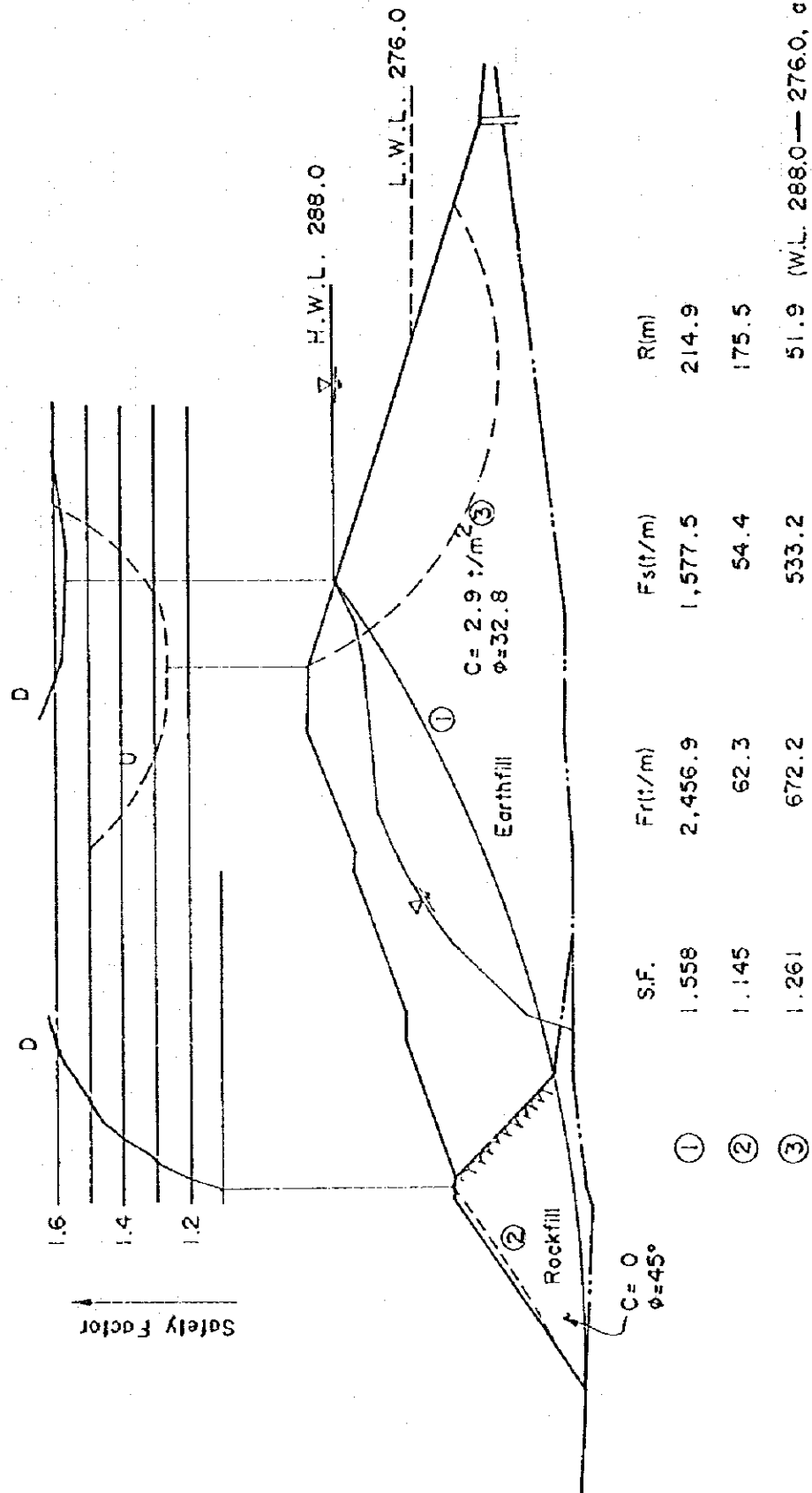


図 II - 8 カリラヤダム安定解析

(常時及び地震時において地下水位が
EL.288.0 の標高範囲まで上昇した場合)

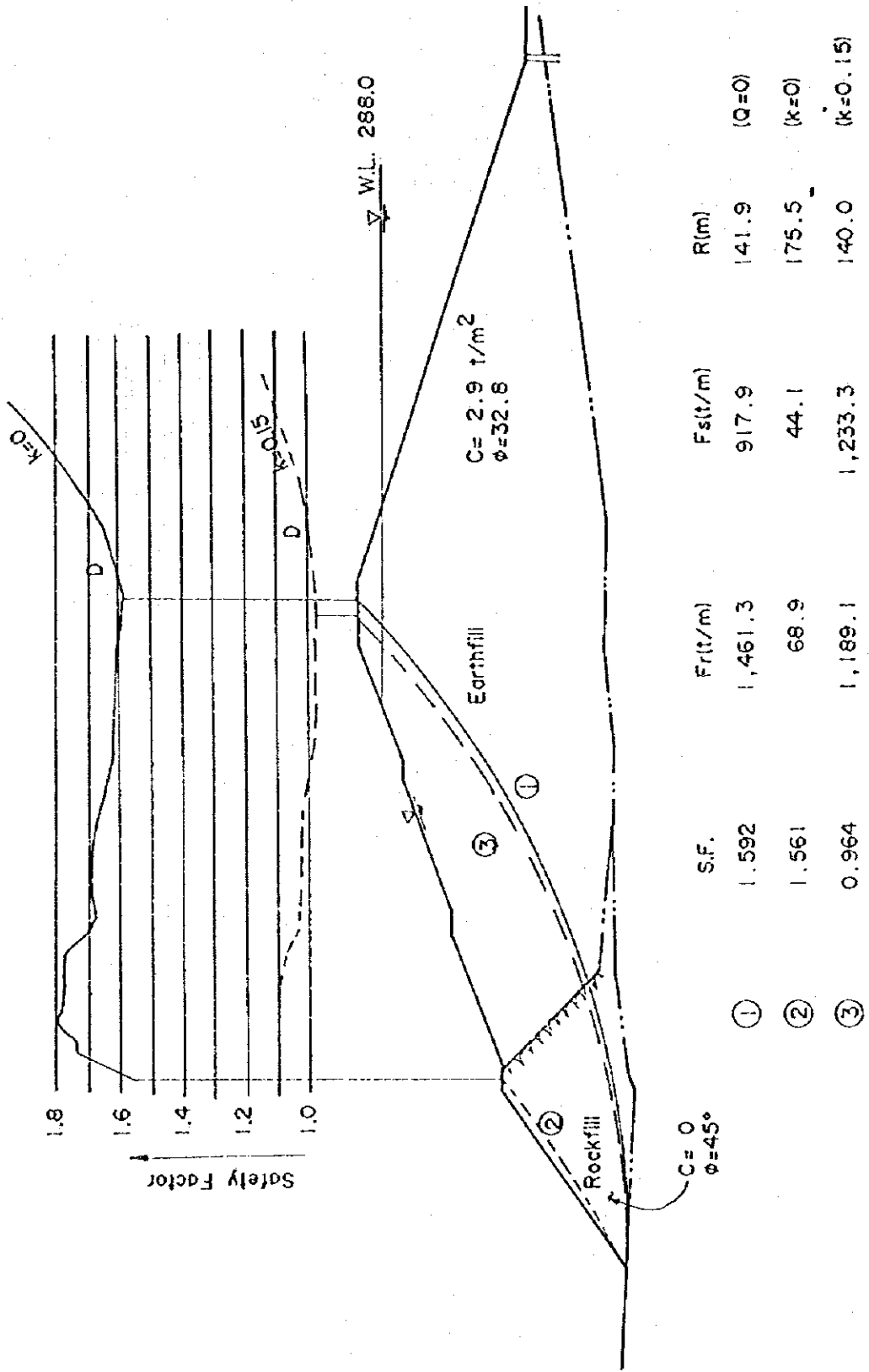


図 II - 9 東側ダイクにおける地すべり

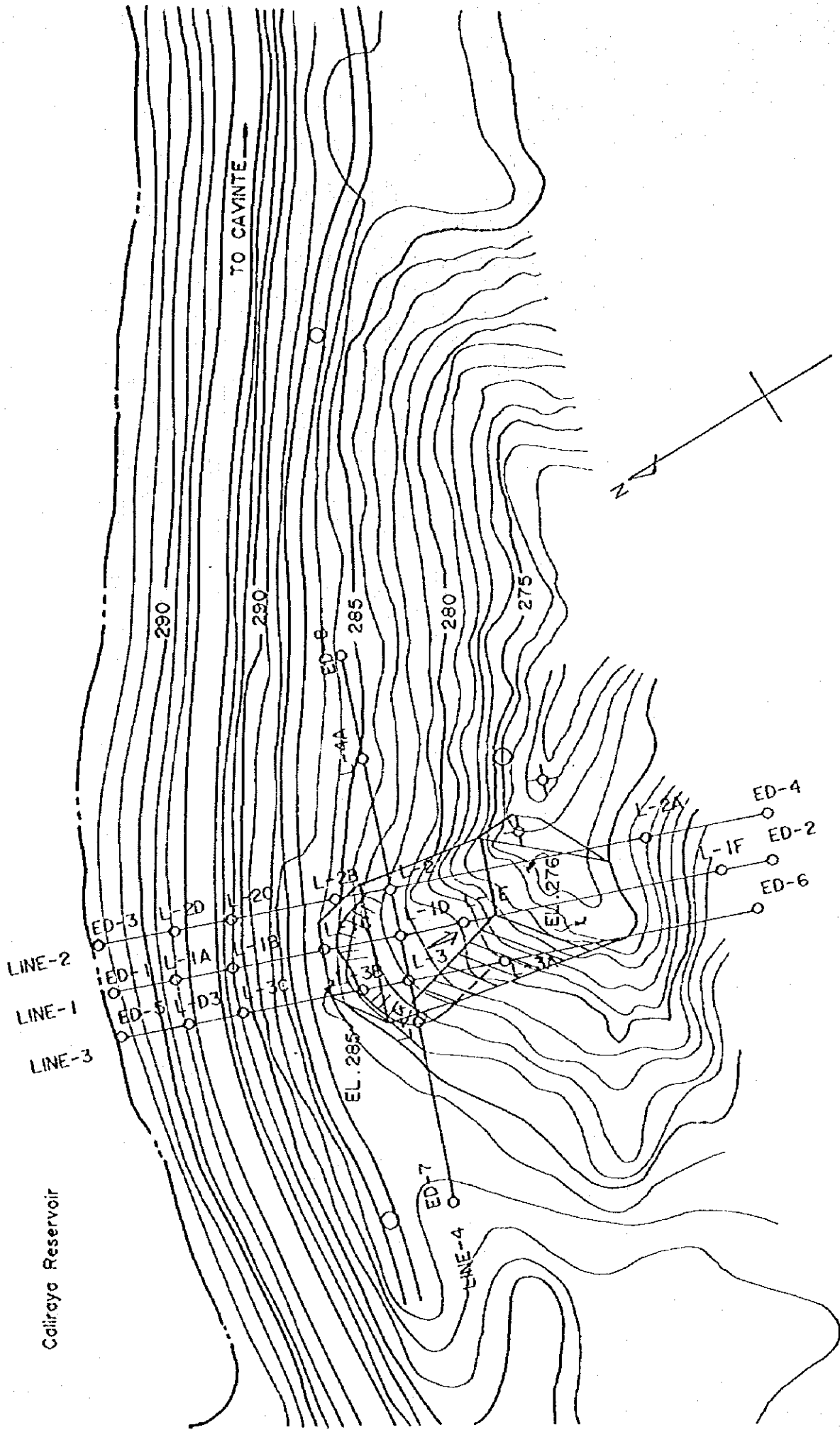


図 II - 10 常用洪水吐くカリラヤダム

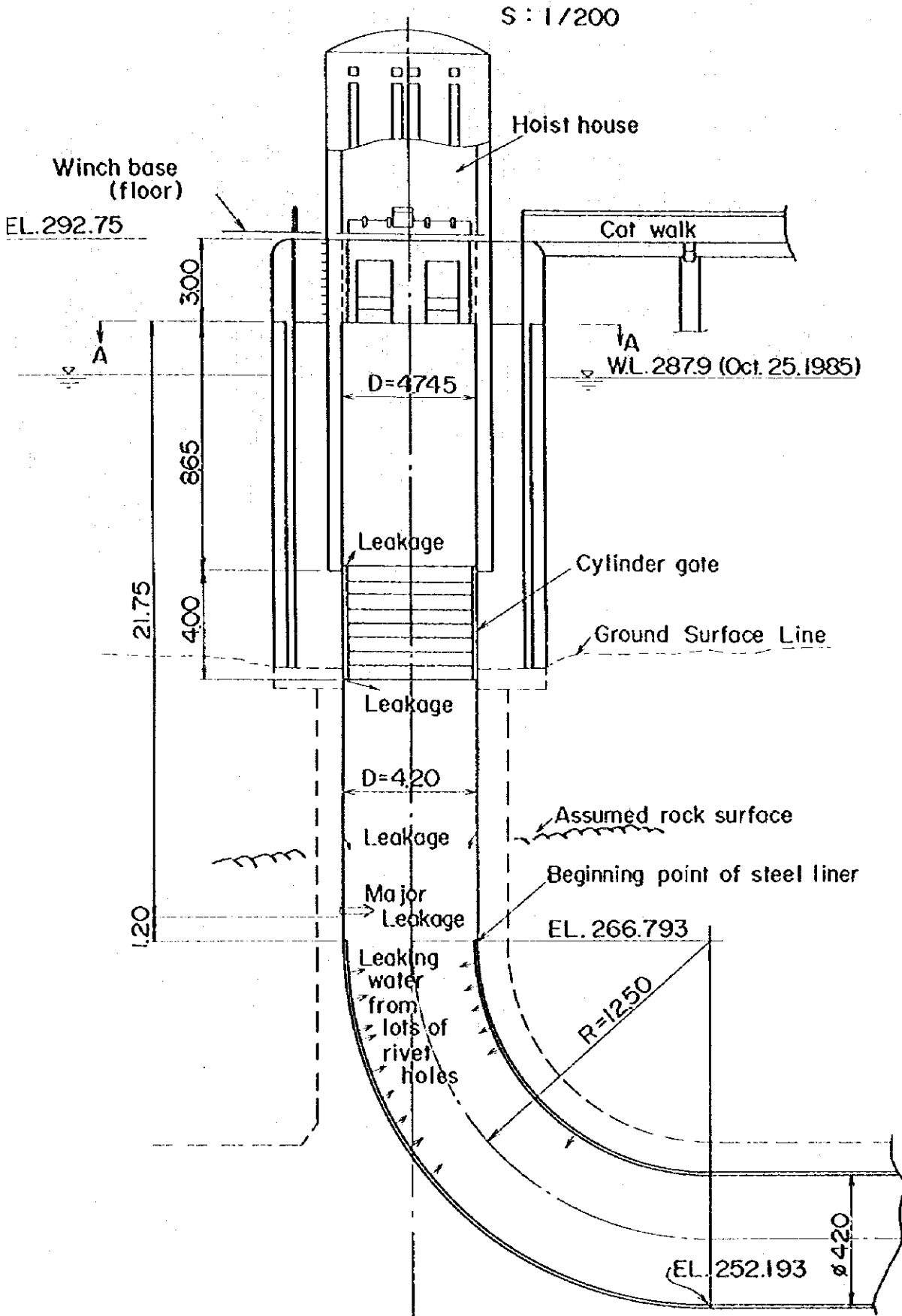


圖 二-177 父公下流法面修復計畫

S: 1/500

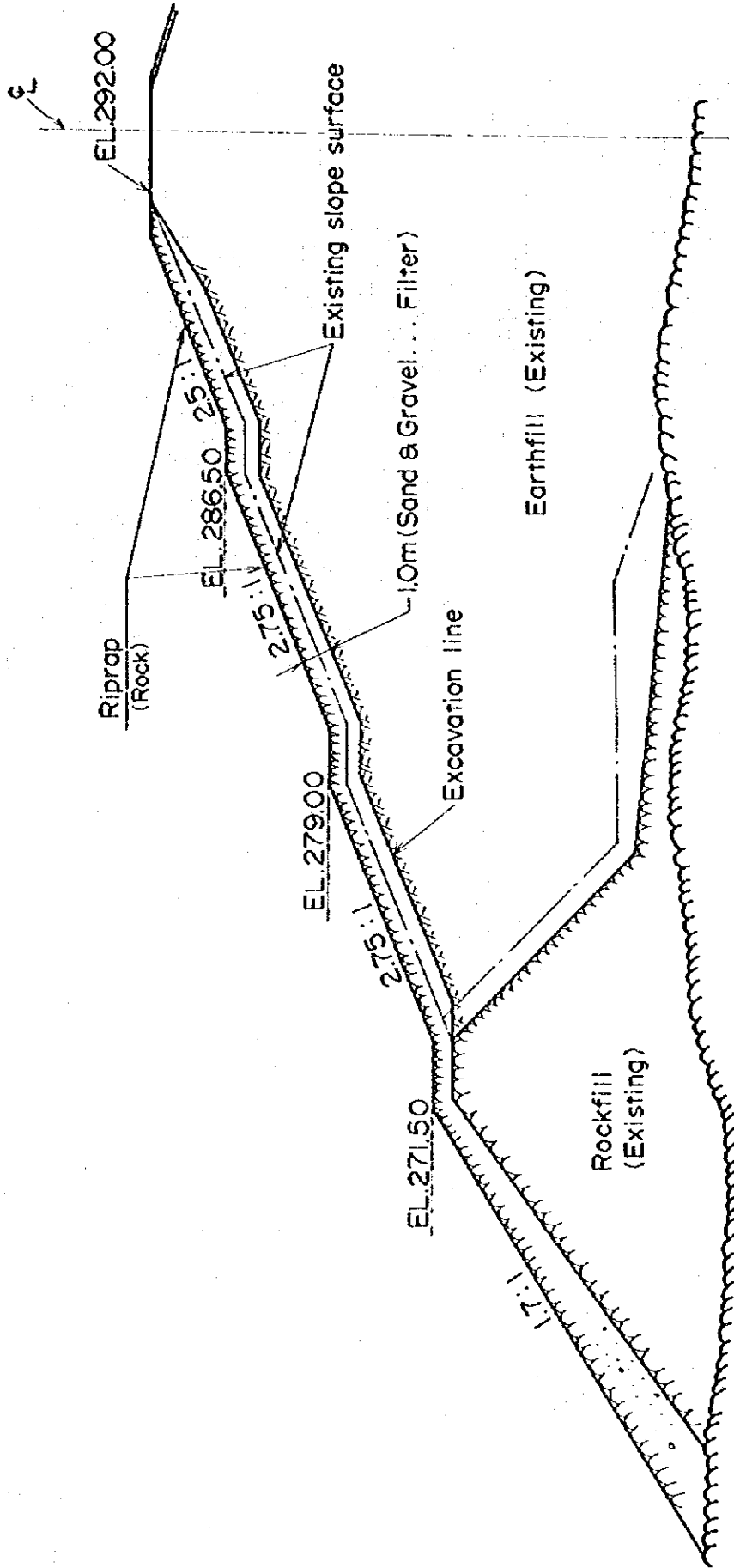


圖 II-12 ダム上流法面修復計画

S: 1/500

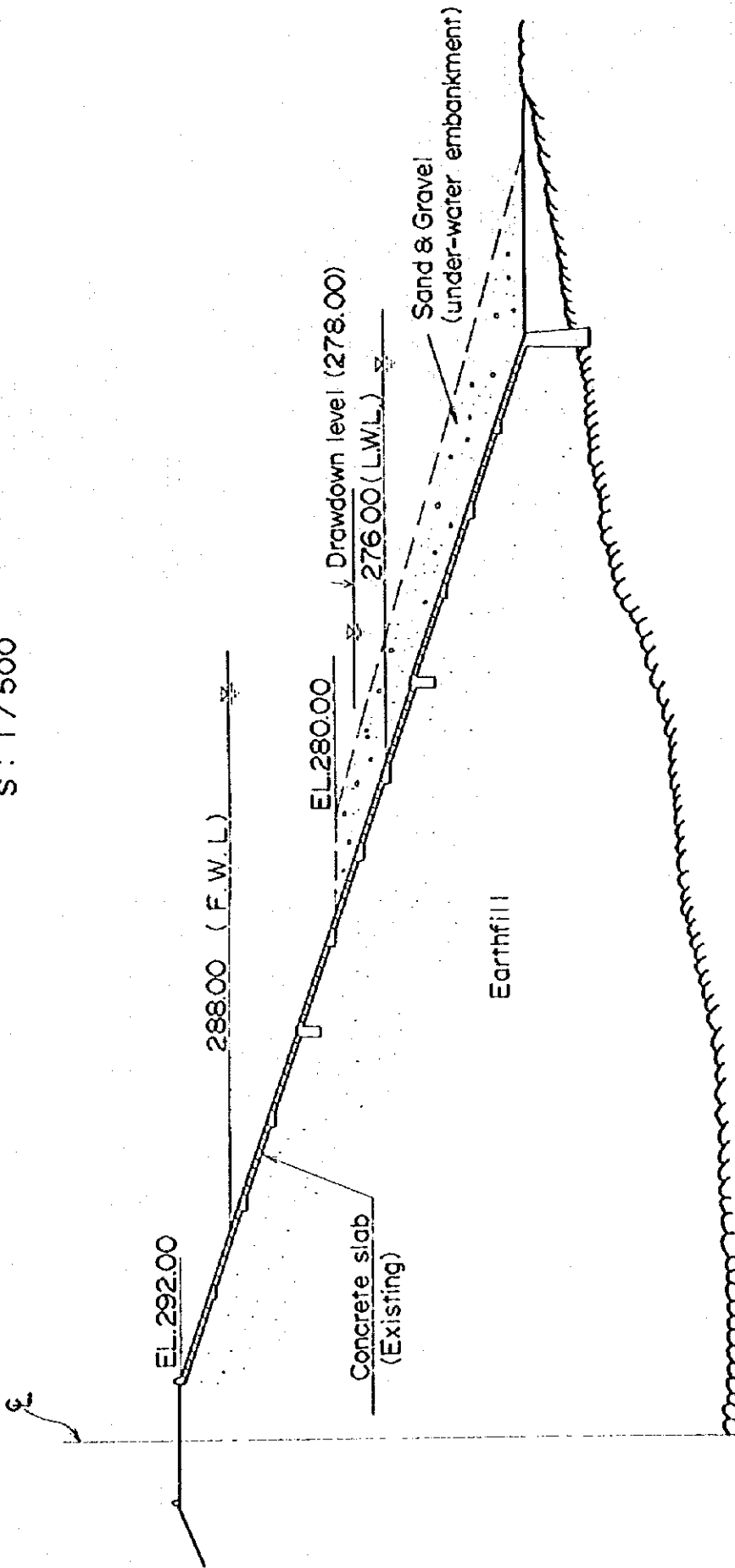


図 Ⅱ-13 ダム上流法面修復計画

(貯水池水位を下げない場合)

S:1/500

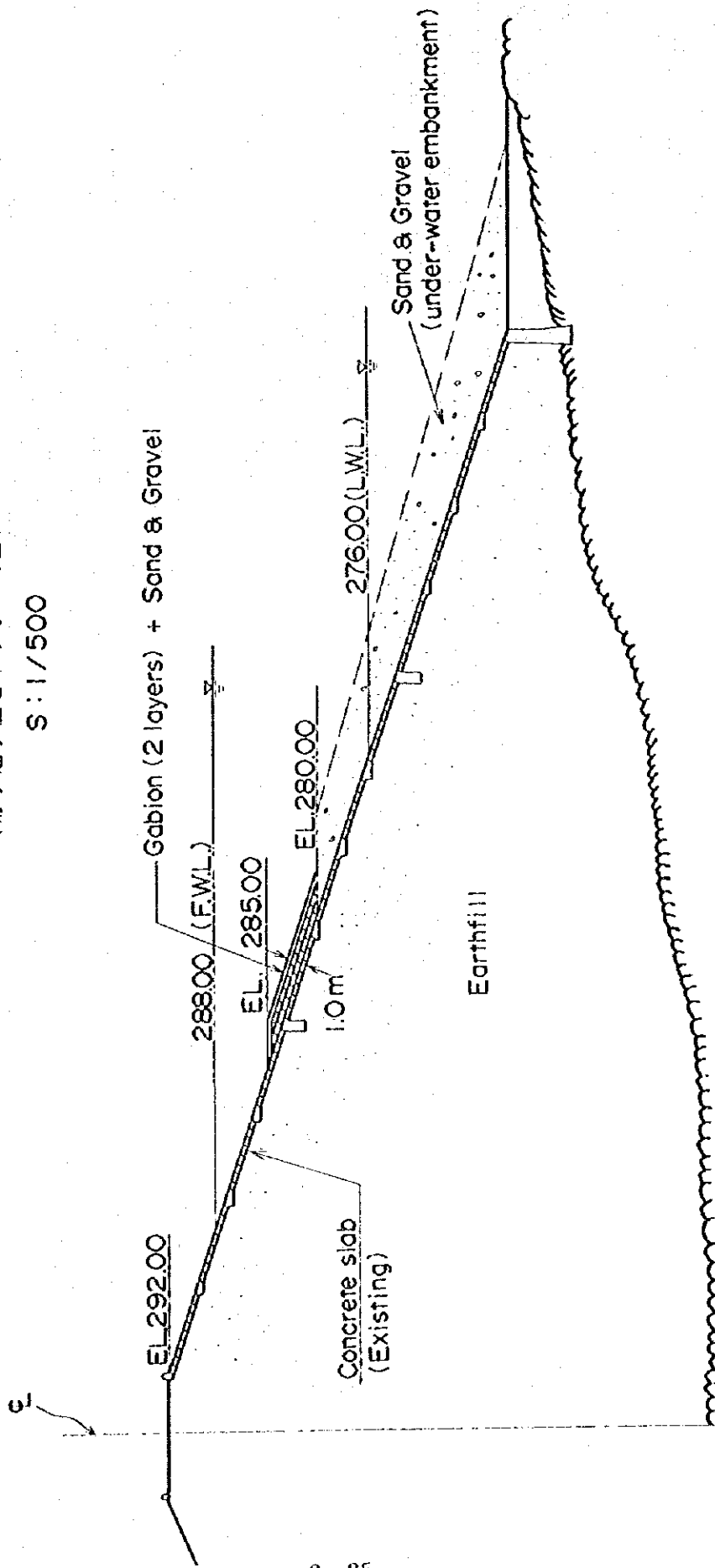


図 Ⅱ-14 カリラヤダム洪水吐増設計画
(平面図)

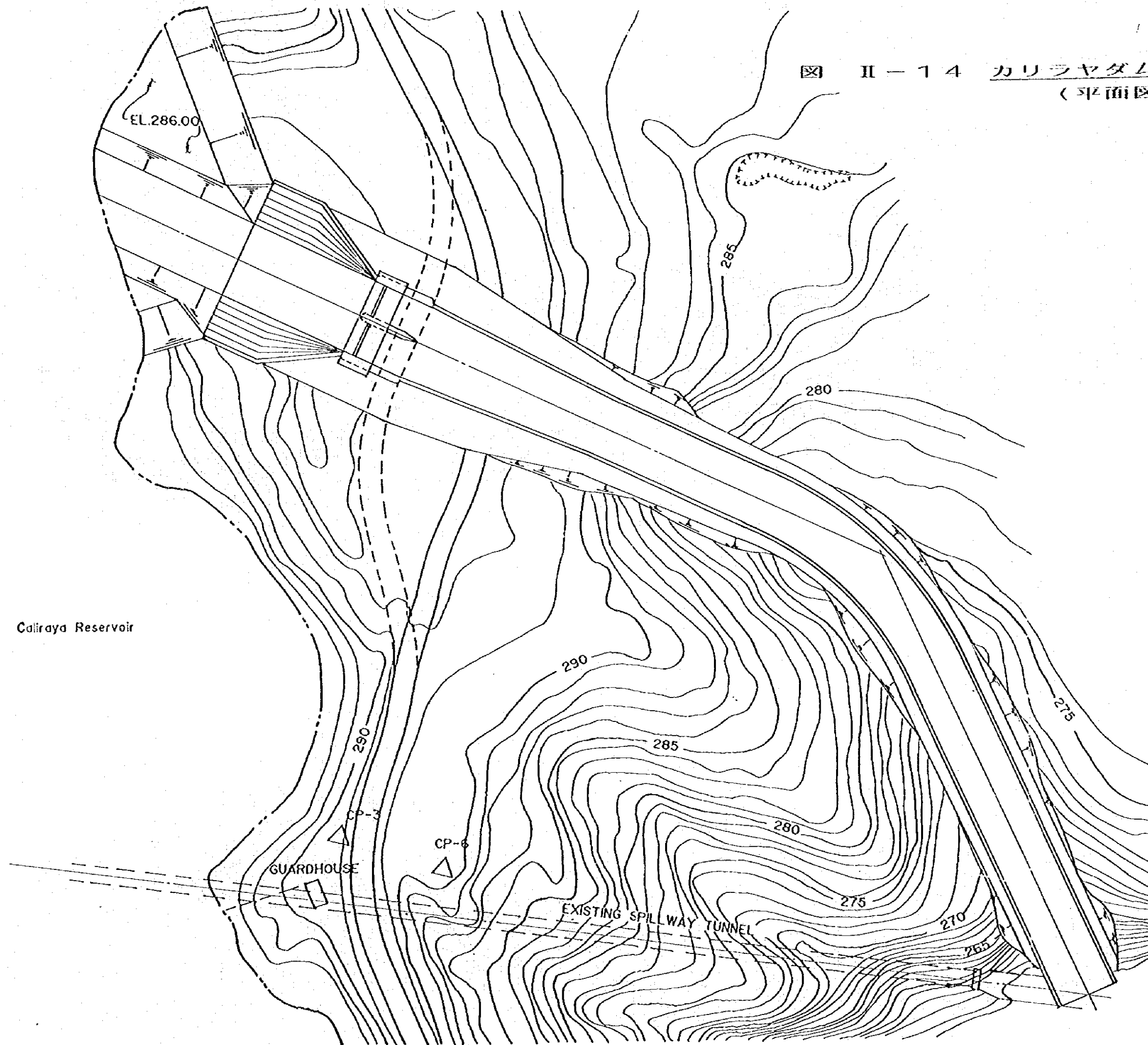
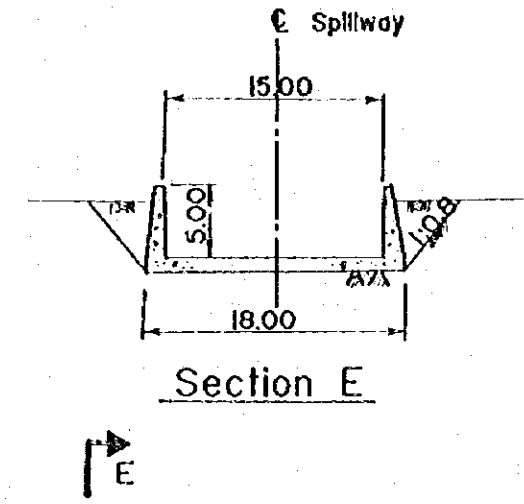
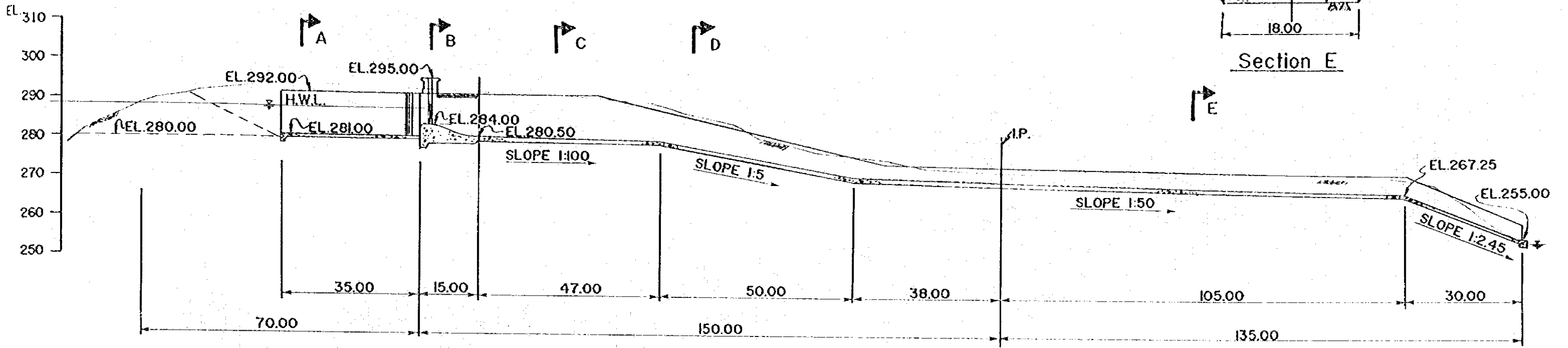


図 II-15 カリラヤダム洪水吐増設計画
(縦・横断面図)



↓ A ↓ B ↓ C ↓ D ↓ E

Profile

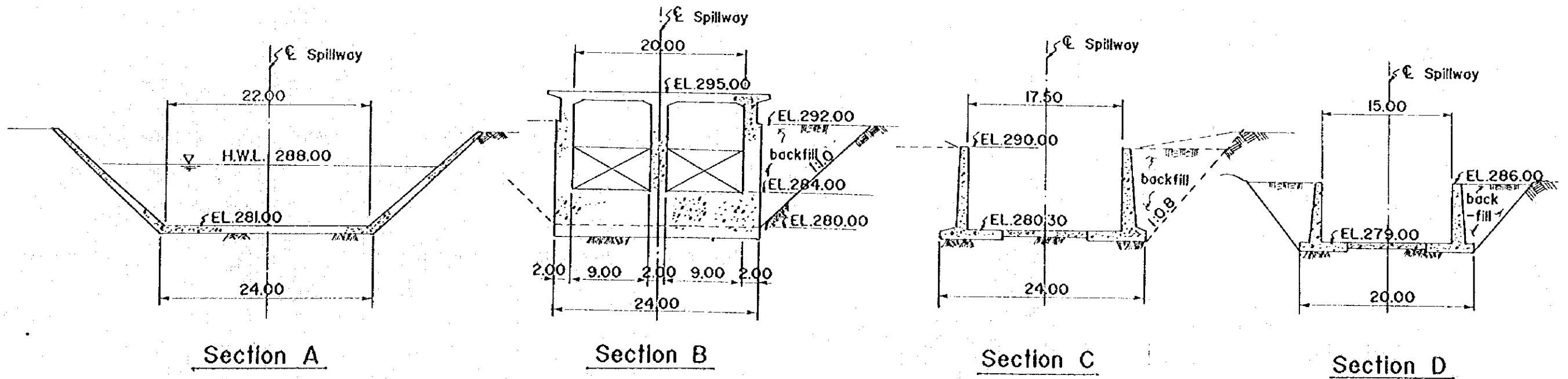


図 II-16 NAPOCORの組織図

カリラヤダム保守管理体制計画案

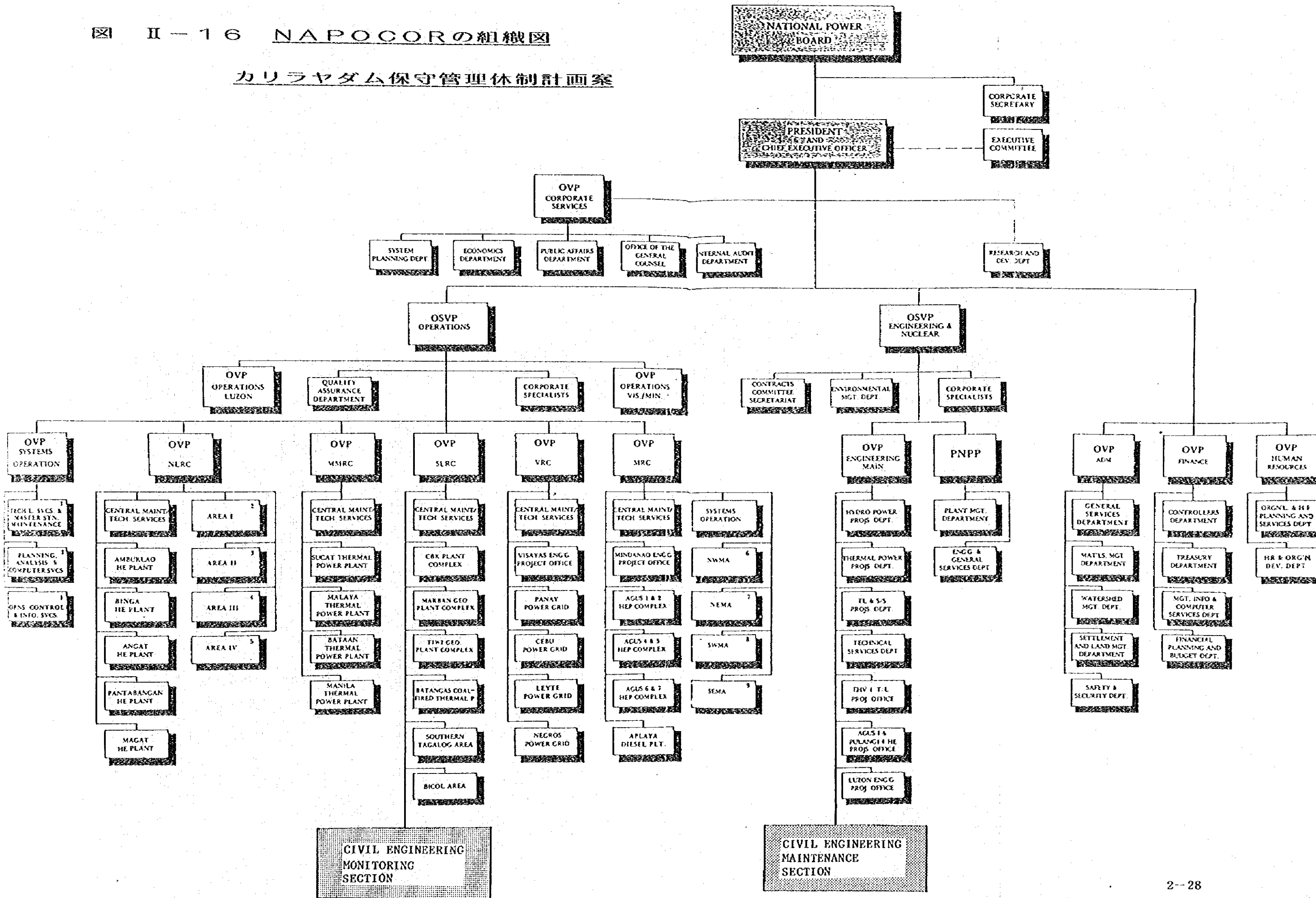


表 II - 1 カリラヤダム修復工事費

項 目	外貨 米ドル	内貨 米ドル	計 米ドル	備 考
1. 純 工 事 費				
常用洪水吐修理	20,000	167,500	187,500	
ゲート取替	80,000	10,000	90,000	
新設洪水吐建設費	2,538,000	2,662,000	5,200,000	
ダム下流法面修復 A 案	(50,000)	(204,000)	(254,000)	A案は土で修復する応急処置 B案はロック材でカバーする恒久処置
B 案	702,000	858,000	1,560,000	
ダム上流法面修復	56,000	321,000	377,000	
東側ダイク 地すべり修復	0	96,400	96,400	
小 計	(2,744,000)	(3,460,900)	(6,204,900)	
小 計	3,396,000	4,114,900	7,510,900	
2. 調 査 費				
ボ ー リ ン グ	0	60,000	60,000	
測 量	0	30,000	30,000	
小 計	0	90,000	90,000	
3. 用 地 費	0	200,000	200,000	原石山 約100,000 m ²
4. エンジニアリング費	826,000	0	826,000	
5. NAPOCOR 管理費	0	165,000	165,000	
	(274,400)	346,090	(620,490)	
6. 予 備 費	339,600	411,490	751,090	
7. 総 計	(3,844,400)	(4,261,990)	(8,106,390)	
	4,561,600	4,981,390	9,542,990	

() はダム下流法面応急処置(A) 案のみの場合

III. 参 考 资 料

Ⅲ. 参 考 資 料

本要約を作成するに当って基本的なデータとなった、地質調査結果、水理・水文結果、ダム安定解析結果を本文中より転記した。

これは、要約をよりよく理解され、かつ判断を助けるものであると思考されるからである。

III-1 プロジェクト地域の地質

i. カリラヤダム及びその周辺地域の地質

カラヤン揚水発電所地域の地質に関する報告書には、Electroconsultの地質技術者Luigi Belloni氏による“Slope failures in superficial weathered tuff at the Kalayaan Pumped Storage Power Plant, Lagna, Philippines”の表題で、1983年11月に行われたセミナーの教材、及びNAPOCORによって提示された“Kalayaan Pumped Storage Plant Geology Comprehensive Report”がある。また、JICAの事前調査報告書（1985年6月）にも、カリラヤダム及び貯水池周辺の地質の概略が報告されている。

このあたりの一般地質は、これらの報告書でよく検討されているので、この報告書では、以下にその概略を記述することにとどめる。

当該地域は、上から順に凝灰岩性の岩盤と玄武岩質熔岩からなっており、非常にゆるい傾斜で西方に傾いている。これらの岩は、南方にあるBanahaw火山から噴出した火山砕屑岩で第3紀Neogeneから第4紀に属したものである。

凝灰岩質岩盤はカリラヤ高原の上部に分布しているが、若干の場所で玄武岩岩盤中にレンズ状、または、シート状に介在しているのが見られる。

凝灰岩質岩盤はその層の上部近くで、時たま玄武岩の垂礫や円礫を含有している。この凝灰岩質岩盤は、殆どすべて、深く風化作用を受けており、その表層近くは赤色粘土に変質している。

この様な凝灰岩類の産出状態はカリラヤ貯水池からルモト貯水池に至る道路の切取部に於てよく観察される。

玄武岩類はカリラヤダムのトンネル洪水吐出口の左側や、カリラヤ川の下流域に露出している。カリラヤ川下流域に於ては、見事な柱状節理を呈し、河川

は滝となって流下している。この玄武岩類は、また Pagsajan から Paete に至る道路の掘削部に沿って露出している。

この区域でのボーリング結果によれば、玄武岩の岩塊の厚さは 150～300 m に及び、多数の集塊岩層を介在している。玄武岩自身は、火砕岩を含んだ熔岩流の多層より構成されている様に見える。

2. カリラヤダムの地質

ダム、東側ダイク及び西側ダイクで過去に実施されたボーリングコアの検査を行なった。その結果は次の通りである。ボーリング位置は、図 II-1 に示されている。

2.1. ダム

- DDH-D-1 ; 全長にわたって盛土部、コアの採取率は悪い。
- DDH-D-2 ; 着岩深度 13.5 m で安山岩～玄武岩質の基礎岩盤に到達している。
- DDH-D-3 ; 2.15 m の深さで安山岩～玄武岩質の基礎岩盤に到達している。
- DDH-D-4 ; 41.0 m で着岩。
- DDH-D-5 ; 25.0 m の深さまでは、盛土部（柱状図では 21.5 m であるが、コアからみれば 25.0 m ）。
- DDH-D-6 ; 孔底でフィルター層に達しているなのでこの孔は基盤に達しているものと認定される。

2.2. 東側ダイク

- ED-1 ; 0 - 4.15 m 赤色土

	-- 1 0.6 0 m	風化した集塊岩 (青色褐色)
	-- 1 2.1 5 m	安山岩～玄武岩(淡い褐黄色)
	-- 1 9.5 0 m	安山岩(玄武岩)、集塊岩(適当に風化し弱い)
	-- 2 7.9 0 m	角礫凝灰岩、熔結凝灰岩の互相
	-- 3 0.8 0 m	玄武岩～安山岩
•	ED - 2 ; 0 - 3.2 0 m	赤色土
	-- 1 3.0 0 m	風化集塊岩
	-- 1 5.3 0 m	亀裂が多いが新鮮な集塊岩
	-- 3 1.5 0 m	新鮮な斑岩性玄武岩
	-- 3 5.0 0 m	新鮮な玄武岩
•	ED - 3 ; 0 - 2.1 5 m	表土類
	-- 6.1 5 m	風化集塊岩
	-- 8.3 5 m	中庸風化集塊岩
	-- 2 4.9 0 m	新鮮な玄武岩(コア採取率悪い)
	-- 3 2.7 0 m	スライム状、砂質凝灰岩
	-- 3 8.0 0 m	多孔質な淡紅色玄武岩(安山岩)
	-- 4 1.0 0 m	多孔質淡青白色玄武岩
	-- 4 4.0 0 m	砂質凝灰岩
	-- 4 5.5 0 m	多孔質玄武岩

2.3. 西側ダイク

•	WD - 1 ; 0 - 2 1.0 0 m	盛土(0～4.0 m迄多数の円礫を含む)
	-- 3 2.8 5 m	風化集塊岩(基盤岩と認定される)
	-- 5 6.4 5 m	新鮮な玄武岩(コア採取率は良くない)
•	WD - 2 ; 0 - 5.1 5 m	盛土部
	-- 1 7.0 0 m	完全に風化した集塊岩
	-- 2 5.0 0 m	風化集塊岩
	-- 2 6.5 0 m	集塊岩

	- 5 2.0 0 m	新鮮な玄武岩
WD - 3 ; 0 -	3.0 0 m	赤色土
	- 1 1.6 0 m	風化角礫凝灰岩
	- 1 8.3 0 m	集塊岩 (コア採取率は良くない)
	- 3 6.0 0 m	玄武岩

2.4 ダム西側

- ・ DDH - DK - 1 ; 0 - 9.0 0 m 盛土部
 - 底部 強く風化した集塊岩 (淡赤褐色)
- ・ DDH - DK - 2 ; 0 - 6.7 0 m 盛土部
 - 底部 風化集塊岩 (ピンク色)
 深度 6.7 m 付近に植物根が残っており、旧地表面に対応する。
- ・ DDH - DK - 3 ; 0 - 3.3 0 m 盛土部
 - 3.6 0 m フィルター材 (暗灰色の砂及び小礫)
 - 孔底 着岩している

カリラヤダムのボーリングコアについては、盛土部とダム基礎地山の強く風化した集塊岩とは識別することは非常に困難である。カリラヤ貯水池からルモト貯水池に至る道路の途中にある丘陵部から産出する堤体盛立材料は、ダム基礎地山に存在する集塊岩と非常によく似た相様を呈しているからである。この原位置の集塊岩は完全に分解して、白色粘土の綿状模様を帯びたピンク色の粘土様物質に変わっている。

実際の産出状態では、ダム盛土部にある浅い立抗内で観察されるところの白い綿模様を帯びたものや、ピンク色がかったダム盛土材料は、堤体盛土採取跡地と思われる場所にある風化した集塊岩と非常に似通っている。ただ、堤体の立抗内では、火山礫を含んだ凝灰岩の風化したものが起源と思われる薄いシルト質砂層が存在している。

3. 堤体の地質工学的考慮

カリラヤダムの下流法面には、多数のすべり跡に似た段差が、ダム軸に平行な水平方向に配列しているのが見られる。また、これらの跡のいくつかのものは水が滲出している。これらの水の滲出は乾季では消滅すると報告されている。

このすべり跡の大きさは小さく、その最大の段差は 1.0 m 以下で下流方向にすべっている。

堤体にある試掘立杭や、小すべり始点での露出面での詳細観察結果によれば、現状ではこれらのすべりは構造的なものでなく、堤体盛土表面に限られた浅いもので堤体の深部にまで及んだものではない。

これらすべり跡は、盛土部が3方向の亀裂で囲まれ小さな固体ブロックに分離して出来たものである。即ち、第一の亀裂はダム軸と直交したほぼ鉛直方向のもので、第二の亀裂はダム軸と平行で鉛直方向に伸びており、更に第三の亀裂は殆ど盛土転圧層の境界面に対応するもので時たま水平から約 20° の傾斜面を有する。これらの亀裂の間隔は 1 cm から 15 cm の範囲にある。こうした亀裂は堤体盛立段階から潜在しているものに違いない。

これら3方向の亀裂によって分離された小さな立方形または、板状の盛立土は、雨期に、鉛直方向荷重の増大や、亀裂面に雨水が流れ込んで摩擦抵抗が減少し、このため若干動いたものである。

乾期には、各盛土小ブロック間の亀裂が乾燥によって少し開き、こうした開きがいくらか深部や横方向に進展していく。こうした現象は毎年の雨期と乾期で繰返され結果的にすべりの深さと面積が拡張して行ったものである。このような現象は熱帯で特有なものであり、カリラヤダムのみならず、地表に風化分解した角礫凝灰岩が露出している様などころではどこでも見られる現象である。

こうした乾燥亀裂の進展を防止するため、ダム堤体下流面は、フィルター材を介したロック材で覆って盛土材の湿度を適当な範囲に保持しなければならない。

4. 土取場材料の鉱物成分

カリラヤダムの盛土は、カリラヤダムとルモトダムの間の道路掘削部付近から採取されている。この盛土材料は主として強風化角礫凝灰岩起源の黄褐色～赤褐色土である。

土取場跡掘削面（道路掘削）で見られる層序は、次のとおりである。即ち、掘削部の最上部では1.5 m～2.0 m厚の黄色凝灰岩があり、これには比較的少量の角礫岩を含んでる。この層の下側では、1.0 m～2.0 m厚の赤褐色凝灰岩が存在し、その中には玄武岩の曲角礫が存在している。これら2層は層序的に整合している様に見受けられる。

赤褐色凝灰岩層の下側の最下層は強度に風化した角礫凝灰岩で中庸寸法の白色凝灰岩角礫を伴っている。

この最下層角礫凝灰岩は、広い範囲に分布したもので、カリラヤダム盛立柱として多量に使用されているものである。この角礫凝灰岩は微粒の粘土粒子に分解しており粘性が強い。

この層には火山礫凝灰岩は見当たらないが、ダムの盛土の立杭内に火山礫凝灰岩状のものが存在していることから判断して最下部の角礫凝灰岩層には火山礫凝灰岩層が中間に挟まれていると考えられる。

角礫凝灰岩は時に集塊岩と呼ばれているが、現地に存在するものは、その岩石学的特徴からみて、角礫凝灰岩と名指しした方が合理的である。

盛土材採取跡地及びダム堤体から採取した試料について、X線回折によって構成鉱物を分析し、湿润時に膨張する傾向を持つモンモリロナイトの存在の有無を検定した。

X線回折法による分析結果を表Ⅲ-1に示す。この表から判るごとくモンモリロナイトは検定されなかった。

III-2、カリラヤ貯水池の洪水量

カリラヤ及びルモト両ダムの流域面積は、それぞれ92km²、37km²と比較的小さいが、満水位での総貯水容量は約115.6×10⁶m³(カリラヤ76.8×10⁶m³、ルモト38.8×10⁶m³)と大きく、年間総流出量の40%近い総貯水容量を持っている。カリラヤ貯水池及びルモト貯水池は直径2.0m、長さ1,850mの円形水路トンネル1条で連結されており、満水位カリラヤ貯水池でEL.288.0でルモト貯水池では2.0m高いEL.290.0である。ルモト貯水池へ流入した流量は連絡水路を通じてカリラヤ貯水池へ流送されるが、連絡水路の通水能力が小さいため洪水流入時には、ルモト貯水池へ流入した洪水は殆どルモトの洪水吐(モーニンググローリー型)からルモト川へ流下する。

この地域の年間降雨量の平均値は、3,380.8mmであり10月～12月に降雨が多く、1月より5月迄が降雨量の少ない時期で、7月～9月にはほぼ年平均値の降雨量がある(図III-1及びIII-2参照)。カリラヤ川流域には測水所が現存しておらず、貯水池への洪水流入量はカリラヤダム洪水吐見張所に隣接して設置されている雨量計の記録から求めた。使用可能な雨量記録は、1950年より1985年10月迄の日雨量記録ならびに1984年10月28日より1985年4月5日迄及び1985年5月12日より1985年10月16日迄の期間における時間雨量記録である。

カリラヤ貯水池は、カリラヤ高原(Caliraya plateau)にあり、その周辺は標高400m前後のおだやかな地形の丘陵で囲まれている。

貯水池は比高が比較的小さい丘陵の間に複雑な形で入りこんでおり、典型的な樹枝状流域(Dendritic drainage pattern)を示している。

流域の境界から貯水池迄の距離は遠いものでも7km以内であり非常に近い。貯水池に流入する迄の河道の平均勾配は1/60程度となっている。このため、流

域内に降った雨は、短時間（約1時間）のうちに貯水池に到達する。

このようにカリラヤ貯水池への降雨による最大流量の到達時間が約1時間と短いので、雨量から洪水流入量を求めるためには、降雨の時間分布状態が必要となる。

表III-2は1950年より1985年迄の35年間の各年における日雨量及び連続2日間の雨量の最大値を示したものである。この表の値を用いて確率日雨量を求めた結果を表III-4に示す。この表にはGumbel-chowの方法、Moment法、対数正規分布法の3通りの方法で計算した結果が示されているが、以下の計算では安全のため3つの方法のうち最も大きい値を示す。Gumbel-chowの方法による値を採用した。

時間雨量 r_t は日雨量 (R_{24}) から次の式を用いて算出している。

$$r_t = R_{24} \left(\frac{t}{24} \right)^K \quad \dots\dots\dots (III-1)$$

- ここで r_t = t時間における雨量
- R_{24} = 24時間の雨量
- K = 常 数

常数Kは、日雨量と時間雨量の両方が既知であれば式(III-1)によって逆算することが出来る。

表III-3は、日雨量と時間雨量の両方が判明している期間内において、日雨量の大きいものを10個選び両者を対比してKの値を求めたものである。

一般に日雨量が大きくなるにつれてKの値は小さくなり、大きな日雨量ではある一定値に近づくことが知られているが、物部博士はこの値として1/3を与えており、以下の検討では $K = 0.15$ と $K = 1/3$ の場合を計算した。

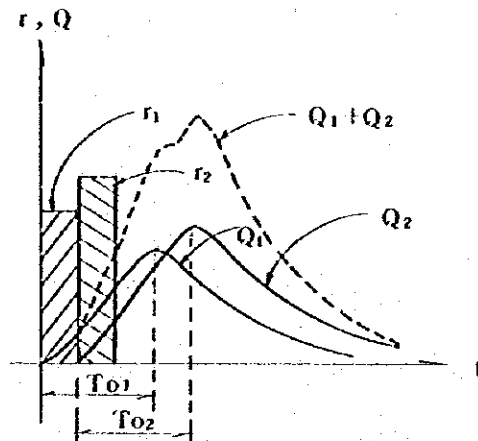
カリラヤ貯水池への洪水流入量を求めるための時間降雨パターンは、表III-3の日雨量よりピーク時間降雨を式(III-1)を用いて計算し、このピーク時間

雨量の両側に総降雨量が日雨量と等しくなる様な時間雨量を分布せしめて作成されている。図III-4の上側に示されている時間雨量分布図はこうして求めたものである。

ある時刻での時間雨量は、到達時間 T_0 なる地点に於て Q なる流量を与えるが、この Q は次式に示す流出関数を用いて表わすことができる。

$$Q = \frac{r}{3.6} \cdot A \cdot f \cdot \alpha^2 \cdot t \cdot e^{-\alpha t} \dots\dots\dots (III-2)$$

- ここで、
- Q : 流量 (m³/sec)
 - r : 時間雨量 (mm/hr)
 - A : 流域面積 (km²)
 - f : 流出係数 (f = 1.0)
 - α : 1/ T_0
 - T_0 : 流下時間 (洪水到達時間) = 1時間
 - t : 経過時間



時間雨量分布図と式 (III-2) の流出関数をもとに求めたカリラヤ貯水池への流入洪水ピーク流量は次頁の通りとなる。

カリラヤ貯水池流入洪水ピーク

確 率 年	洪水ピーク流量 (m ³ /sec)
1000	2,632
200	2,173
100	1,968
50	1,770
10	1,300

以上の方法で求めた洪水波形がカリラヤ貯水池に流入した場合の貯水池水位変化の例は図III-3, III-4に示した通りである。同様な計算はいろいろなケースについても実施したが、この計算によって得られた貯水池の最高水位は表III-5に示した通りである。

日本の基準を準用して考えれば、カリラヤダムはフィルタイプダムであるので考慮すべき設計洪水量は200年確率洪水の2割増しであり、この洪水流入に対して、貯水池水位が充分安全な範囲内に留まる様な洪水吐の放流能力を持っていなければならない。

ダムの非越流部の高さは以下に示す値以上でなければならない。(日本ダム設計基準)

A) 洪水吐ゲートを有する場合

i) $H_n + h_w + h_e + 0.5$

($h_w + h_e < 1.5m$ のときは、 $H_n + 2.0$)

ii) $H_s + h_w + \frac{h_e}{2} + 0.5$

($h_w + h_e/2 < 1.5m$ のときは、 $H_s + 2.0$)

iii) $H_d + h_w + 0.5$

($h_w < 0.5m$ のときは、 $H_d + 1$)

B) 洪水吐ゲートを有していない場合

i) $H_n + h_w + h_e$ ($h_w + h_e < 2$ のときは、 $H_n + 2$)

ii) $H_s + h_w + h_e/2$ ($h_w + h_e/2 < 2$ のときは、 $H_s + 2$)

iii) $H_d + h_w$ ($h_w < 1$ のときは、 $H_d + 1$)

以上はコンクリートダムの場合であって、フィルタイプの場合上記の式で求める値に更に 1.0 m を加えた値以上でなければならないとしている。

以上の式で

H_n , H_s , H_d はそれぞれ常時満水位・サーチャージ水位・設計洪水位を示し、 h_w , h_e はそれぞれ風による波浪の貯水池水面からの高さ及び地震による波浪の貯水池水面からの高さを意味する。

カリヤダムの場合、常時満水位 (H_n) は EL. 288.0 ・設計洪水位は EL. 290.0 となっているが、サーチャージ水位は明確にされていない。

風浪高 h_w は S.M.B 法と Saville の方法とを組合せて求められるが、カリヤダムの場合、平均風速 30 m/sec , 対岸距離 2 km , ダム上流面勾配 1 : 3.0 を用いて $h_w = 1.8$ m となる。また、地震波高 (h_e) は

$$h_e = \frac{1}{2} \frac{K \cdot T}{\pi} \sqrt{g \cdot H_0}$$

で与えられるが、 $K = 0.15$, $T = 1.0$ sec、ダム前面における貯水池水深 28 m を用いて、 $h_e = 0.4$ m となる。

従って、常時満水位 H_n に対しては

$$h_w + h_e + 0.5 + 1.0 = 3.7 \text{ m}$$

$$288.0 + 3.7 = 291.7 \text{ m} < 292.0 \text{ m (ダムクレスト標高)}$$

となって、日本の基準を満足するが、設計洪水位に対しては、

$$H_d + h_w + 0.5 + 1.0 = 293.3 \text{ m} > 292.0 \text{ m}$$

となって、日本の基準を満足しなくなる。

従って、カリラヤダムでは貯水池水位を $H_d = 290.0\text{m}$ 以下に押さえる事ができる様、洪水吐設備の増加が強く望まれる。本報告書に示す増設洪水吐は洪水時の貯水池水位を 290.0m 以下にすることが可能な様に考慮されたもので、巾 9.0m × 高 5.0m のゲート 2 門を有する必要最小限のものである（表 III - 6 と III - 7 参照）。増設洪水吐が実現する迄は、台風襲来等大きな降雨が予想される時は、貯水池水位を予備低下する事が必要である。

III-3 カリラヤダムの安定解析

図II-2はカリラヤダムの最大断面を示すものである。

この図に示されているCDB-1, CDB-2, CDB-3は今回の調査で実施した調査ボーリングの位置を示すものであり、この3本の孔は、ボーリング調査後、堤体内地下水位測定孔に転用された。この測定孔で観測された地下水位から推定される堤体内浸潤線も図II-2に併記してある。また、この図に示されている試掘ピットより採取した不攪乱土質試料について行った盛土の物性値は先に表III-8で示したとおりである。

図II-6, II-7は図II-2に示す断面について、土質試験により得られた堤体盛土の物性値を用いてダム法面の安定性を解析した結果を示すもので、図II-2の実線は、常時において、貯水池水位が満水であるときのダム下流法面のすべりに対する安全率を示し、また、点線は貯水池水位がH.W.L.からL.W.L.に急低下したと想定した場合のダム上流法面の安全率を示す。一般にフィルタイプダムの法面の安定計算の場合、必要とされる安全率は地震力をも考慮した円弧すべりを考えて、 $1.1 + \alpha$ 以上保つ必要がある。(日本ダム設計基準による)ここで、 α はダムの形式・重要度によって選定される安全率の余裕で通常0.1の値がとられる。従って、通常の場合安全率は地震時に於いて1.2以上保たれていなければならない。

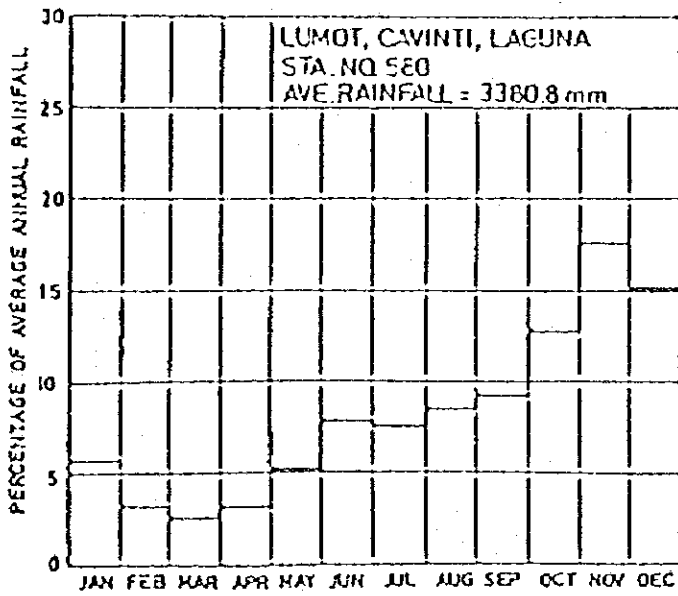
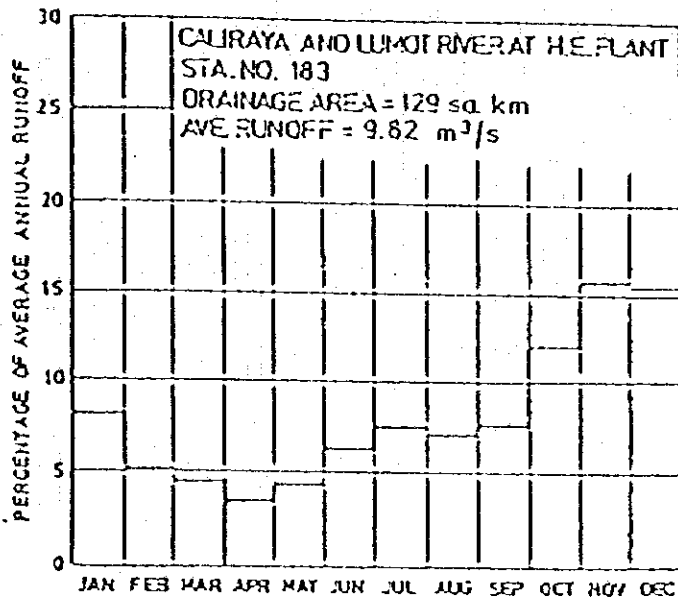
図II-7は、地震($K = 0.15$)があった場合についてのものである。図II-8は、仮に地下水位が満水位以下の標高の範囲でダム下流法面表面まで上昇したと考えた全くの仮想の場合である。この場合でも下流法面のすべり安全率は、常時で1.5以上確保され、 $K = 0.15$ の地震時では1.0を僅かに下回っている。以上の計算は堤体材料が表III-8に示すC、 ϕ を有する場合である。土質試験試料の採取場所が限定されているので、堤体の全範囲がこの値を有するとは言

い得ないかも知れない。そこで、物性値が変化した場合について検討した結果が図Ⅲ-5にまとめてある。図中の線はすべり安全率が1.0となるC、φの組合せを示すもので、この線より上側の物性値であれば安全率は1.0以上となる。

- ① はダム下流法面、常時、地下水位は実測値。
- ② はダム下流法面、 $K = 0.15$ 、地下水位は実測値。
- ③ はダム下流法面、常時、貯水位急低下(EL. 288.0 - EL. 276.0)
- ④ はダム下流法面、 $K = 0.15$ 、貯水位急低下(EL. 288.0 - EL. 276.0)
- ⑤ はダム下流法面、常時、地下水位EL. 288.0以下の標高範囲で法面表面まで上昇した仮想の場合。

なお、図Ⅲ-5には、今回の土質試験で得られた物性値を・印で、また、NAPOCORが1984年～1985年にかけて実施した試掘立坑からの試料についての物性値を×印で示してある。この図からみて現状(調査時点)ではカリラヤダムは上下流法面とも常時はもちろん、地震時においても、また、貯水池水位が満水から低水位に急低下した場合でも大きなすべりを起こすことはないと判断される。

図 III - 2 降雨と流出の季節分布
(CALIRAYA)



日雨量: 1978 Oct 9 実績
 流入量: 流入量 x 1.0
 洪水吐ゲート 閉じるへ操作
 Cariraya P/S 使用量: 16.2 ㎥/s
 Kalayaan P/S 使用量: 0 ㎥/s

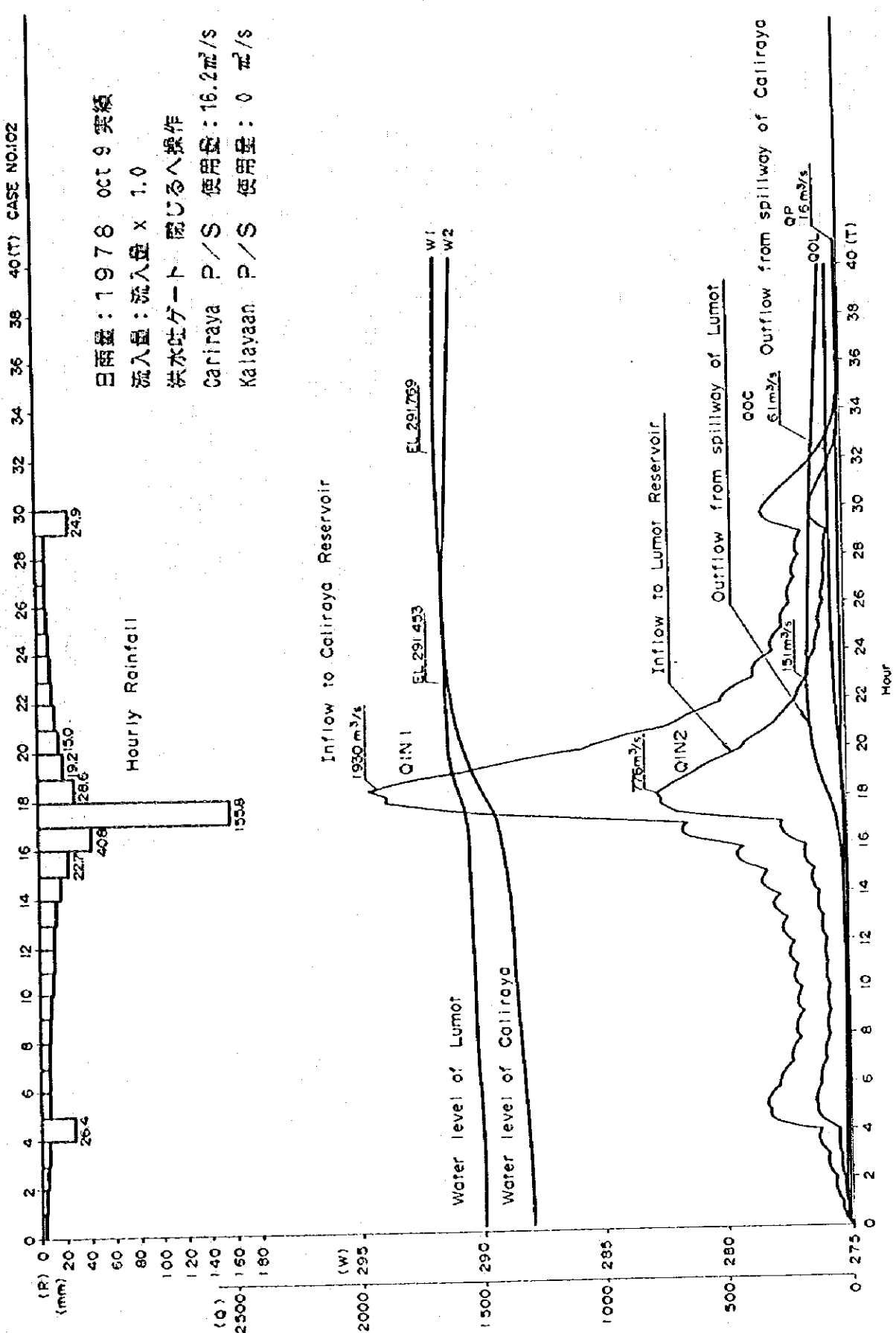
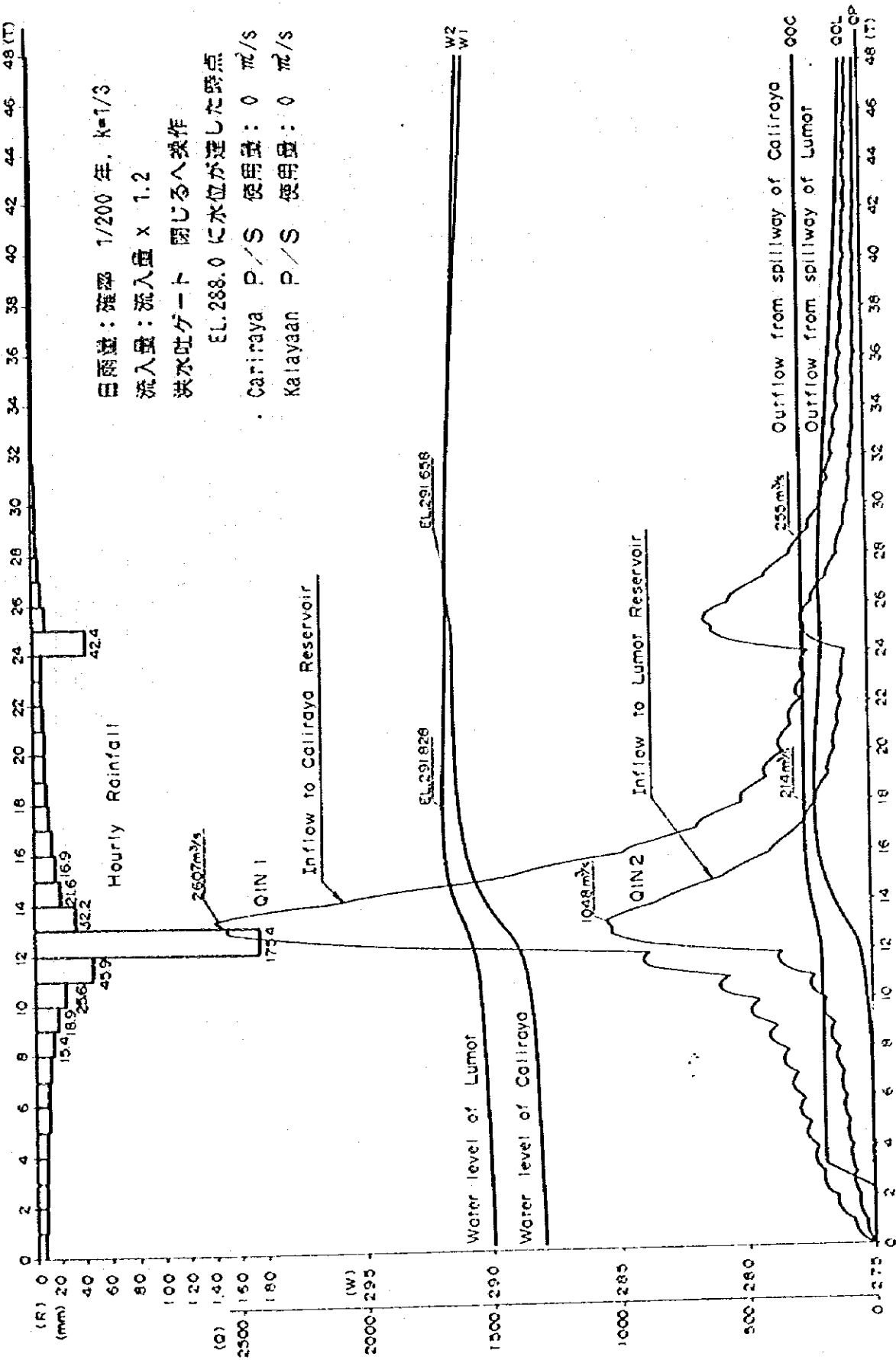


図 III-3 貯水池水位の変動
 (カリラヤ P/S: 16.2 ㎥/s)



日雨量：確率 1/200 年, $k=1/3$
 流入量：流入量 $\times 1.2$
 洪水吐ゲート 閉じるへ操作
 EL.288.0 に水位が達した時点
 Cariraya P/S 使用量：0 m^3/s
 Kalayaan P/S 使用量：0 m^3/s

図 III-4 貯水池水位の変動
 (カリラヤ・カラヤン 発電量なし)

図 III-5 ずべり安全率 1.0 を与える C, ϕ の範圍
 (Section STA 0+384)

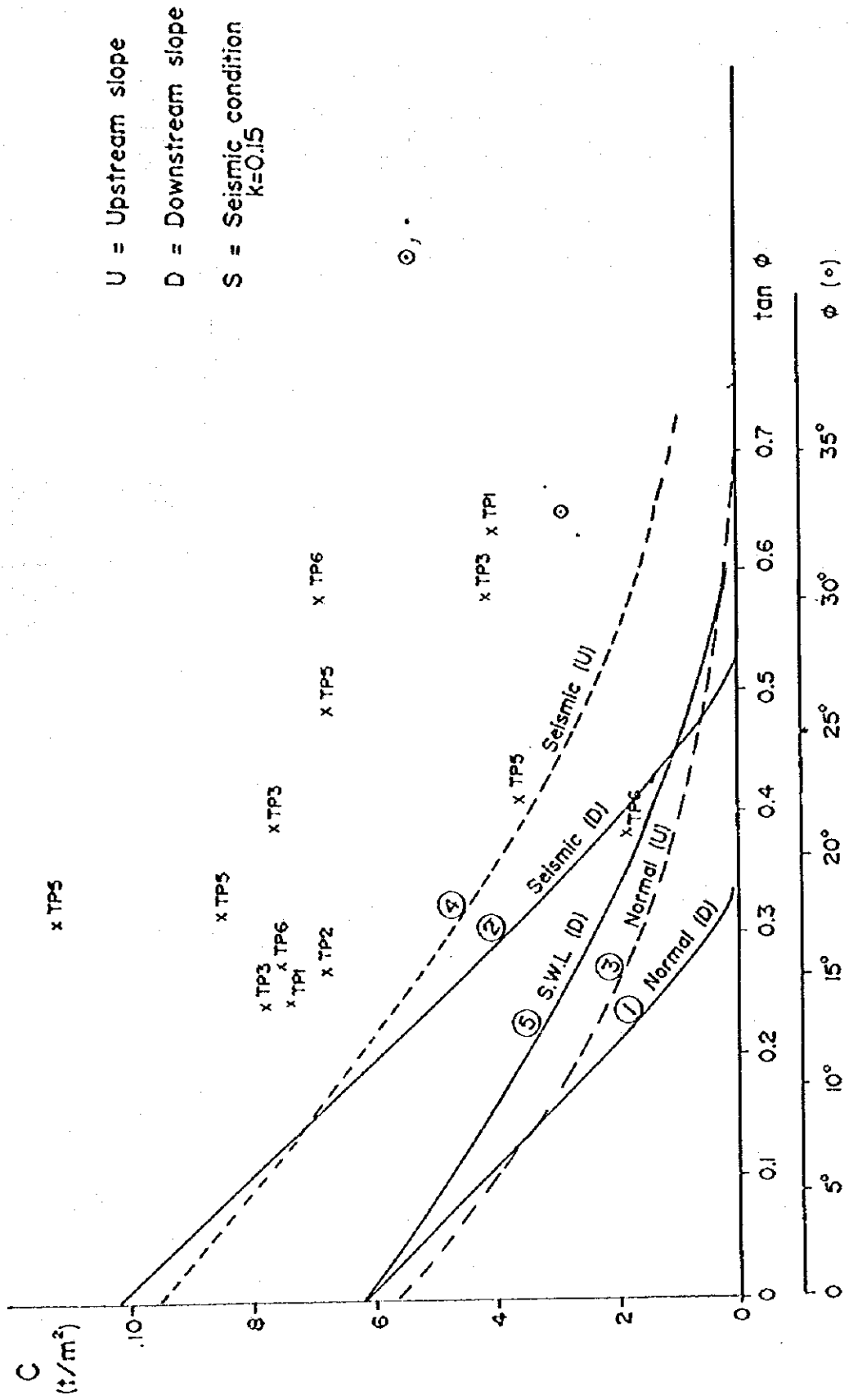


表 III-1 カリラヤダム試料分析結果一覧表

試料番号	試料名	採取地点	採取月日	確認鉱物 (X線, 薄片等)
No. 1	黄色土 (上層)	Caliraya Borrow Pit	1985 10.28	ハロイサイト メタハロイサイト, 石英
No. 2	赤土 (中層)	同上	同上	ハロイサイト, カオリナイト メタハロイサイト, 石英
No. 3	(下層)	同上	同上	カオリナイト, ハロイサイト メタハロイサイト, 石英
No. 4	Basalt	発電所上流の谷	1985 10.29	A: 斜長石, カンラン石 B: 同上 + 単斜輝石
No. 5	Lapilli Tuff	Caliraya 堤体	1985 10.30	カオリナイト, イライト 石英
No. 6	Lapilli Tuff	同上	1985 10.30	カオリナイト, 石英
No. 7	川砂	砂採取プラント 地点	1985 10.30	輝石, 角閃石, 斜長石 不透明鉱物

注

No. 1 エチレングリコール処理でハロイサイト (001) の $d = 10.04 \text{ \AA} \rightarrow 11.04 \text{ \AA}$ に拡がる。

No. 2 エチレングリコール処理でハロイサイト (001) の $d = 9.81 \text{ \AA} \rightarrow 11.04 \text{ \AA}$ に拡がる。

No. 3 エチレングリコール処理でハロイサイト (001) の $d = 10.04 \text{ \AA} \rightarrow 11.04 \text{ \AA}$ に拡がる。

表 Ⅲ - 2 年間日最大雨量

(カリラヤ雨量記録)

Year	Max. Precipitation In one day	Month of occurrence	Max. Precipitation in successive two days
1950	216.4 mm	Dec.	253.5 mm
51	190.5	Nov.	201.2
52	156.0	Aug.	187.0
53	167.9	Nov.	248.2
54	101.4	Dec.	179.4
55	231.7	Nov.	270.3
56	113.8	Dec.	144.3
57	186.4	Oct.	278.9
58	201.9	Oct.	237.7
59	151.9	Dec.	209.3
1960	295.3	Jun.	335.9
61	242.3	Nov.	484.6
62	150.8	Sep.	265.6
63	136.6	Aug.	149.4
64	457.2	Jun.	473.5
65	130.8	Dec.	197.9
66	342.7	Dec.	377.3
67	185.9	Jan.	243.1
68	98.0	Jul.	133.1
69	137.9	Jul.	156.7
1970	213.6	Oct.	161.2
71	152.4	Dec.	268.0
72	145.6	Jun.	212.7
73	129.0	Nov.	115.8
74	135.1	Dec.	175.7
75	245.1	Nov.	247.6
76	224.1	May.	448.2
77	215.1	Nov.	244.3
78	452.1	Oct.	528.6
79	139.2	May.	167.4
1980	188.4	Nov.	296.6
81	115.3	Nov.	134.4
82	143.6	Sep.	269.8
83			
84	129.3	Oct.	250.0
85			

表 Ⅲ - 3 日雨量とピーク時間雨量の関係
(カリラヤ雨量記録)

Date of occurrence	Daily Rainfall (R ₂₄) mm	Peak Hourly Rainfall (r _p) mm	$\log r_p - \log R_{24}$ k=log
26 ~ 27 Nov. '84	113.0	23.0	0.50
21 ~ 22 Jun. '85	89.5	13.0	0.61
22 ~ 23 Jun. '85	85.5	18.5	0.48
27 ~ 28 Jun. '85	188.0	29.5	0.58
4 ~ 5 Jul. '85	117.5	27.5	0.46
5 ~ 6 Jul. '85	104.5	25.0	0.45
2 ~ 3 Sep. '85	101.0	16.0	0.58
9 ~ 10 Oct. '85	106.5	24.5	0.46
10 ~ 11 Oct. '85	101.5	43.5	0.27
12 ~ 13 Oct. '85	73.0	11.5	0.58

$$r_t = R_{24}$$

r_t = Rainfall Within t hours

K = coefficient of Rainfall Intensity

表 III-4 確率雨量
(カリラヤ地点)

確率年	確率日雨量 (mm/day)			確率2日間雨量 (mm/day)		
	Gumbel - chow	Moment	L.N.D	Gumbel - chow	Moment	L.N.D
1000	615.6	582.9	569.9	761.3	752.5	736.1
200	508.2	478.9	470.1	631.9	620.2	608.9
100	461.8	435.5	428.2	576.1	564.7	555.4
50	415.3	392.5	386.7	520.1	509.8	502.4
10	305.2	292.4	289.7	387.5	381.4	378.0
2	179.7	179.4	179.4	236.3	235.7	235.7

表 III-5 カリラヤ貯水池水位計算一覧表

(但し、非常用洪水吐を考えない場合)

ケース番号	計 算 条 件							計 算 結 果							
	初期水位		発電所使用水量		洪水吐ゲート		流入量 倍率	最大流入量	最高水位		最大放流量		連絡水路 流量		
	加ラヤ EL m	ルト EL m	加ラヤ	加ラヤ	既設	新設			水文確率年	加ラヤ	ルト	加ラヤ		ルト	
100	288.0	290.0	120	0	閉	均	200年, K=0.45	1.2	2029	816	292.081	291.737	72	199	4.4
200	288.0	290.0	0	0	閉	均	200年, K=0.45	1.2	2029	816	293.123	291.74	111	200	4.4
300	288.0	290.0	0	0	開	均	200年, K=0.45	1.2	2029	816	291.527	291.736	255	199	4.4
400	288.0	290.0	120	0	開	均	200年, K=0.45	1.2	2029	816	290.616	291.733	250	198	4.5
500	288.0	290.0	0	0	-	h=4 b=18	200年, K=0.45	1.2	2029	816	290.298	291.734	524	198	4.4
実績 101	287.95	289.91	0	12.2	閉	均	9 Oct. '78 K=0.45	1.0	1505	606	291.765	291.371	61	140	4.3
実績 102	287.95	289.91	0	16.2	閉	均	9 Oct. '78 K=1/3	1.0	1931	777	291.769	291.453	62	152	4.4
103	288.0	290.0	120	0	閉	均	200年, K=1/3	1.2	2608	1049	292.178	291.829	76	215	
203	288.0	290.0	0	0	閉	均	200年, K=1/3	1.2	2608	1049	293.191	291.833	114	216	
303	288.0	290.0	0	0	開	均	200年, K=1/3	1.2	2608	1049	291.658	291.828	255	215	
313	288.0	290.0	0	0	開	均	100年, K=1/3	1.0	1968	792	290.441	291.409	244	135	4.5
403	288.0	290.0	120	0	開	均	200年, K=1/3	1.2	2608	1049	290.791	291.826	253	215	
503	288.0	290.0	0	0	-	h=4 b=18	200年, K=1/3	1.2	2608	1049	290.505	291.826	550	214	4.6
304	288.0	290.0	0	0	開	均	200年, K=1/3	1.0	2173	874	290.799	291.545	252	167	
404	288.0	290.0	120	16.2	開	均	200年, K=1/3	1.0	2173	874	290.056	291.544	230	167	

表 Ⅲ-6 洪水吐の組合わせと貯水池最高水位

		200年確立洪水量	200年確立洪水量×1.2
ピーク流量		2173m ³ /s	2608 m ³ /s
		EL m	EL m
ケース 1	常用洪水吐のみ	290.799	291.658
ケース 2	常用洪水吐 + 非常用洪水吐	290.182	290.547
ケース 3	常用洪水吐 + 新設洪水吐	289.400	289.774
ケース 4	常用洪水吐 + 新設洪水吐 + 非常用洪水吐	289.400	289.740

注： 現有洪水吐設備は上表のケース1及びケース2である。

表 Ⅲ-7 各洪水吐設備の放流能力

貯水池水位	常用洪水吐	非常用洪水吐	新設洪水吐	合計
288.0	252.74	0	295.82	548.56
288.5	254.49	0	359.72	614.21
289.0	256.24	0	428.65	684.89
289.5	257.97	24.42	494.77	777.16
290.0	259.68	159.89	563.75	983.33
290.5	261.39	358.87	635.66	1255.92

新設洪水吐: 越流敷標高 284.0m で
巾 9.0m × 高さ 5.0m のゲート
2門を有するものである。

表 III-8 カリラヤダム堤体盛立材料
土質試験結果

試験項目	試料	No. 1試料	No. 2試料	平均
自然含水量	%	52.3	45.7	49.0
湿潤密度	g/cm^3	1.78	1.71	1.75
乾燥密度	g/cm^3	1.17	1.17	1.17
粒度構成	%			
砂		39.70	47.10	43.70
シルト、クレイ		60.30	52.90	56.60
アッターベルグ限界	%			
液性限界	L.L.	99.00	80.00	89.50
塑性限界	P.L.	45.90	41.50	43.70
塑性指数	P.I.	53.10	38.50	45.80
比重		2.83	2.57	2.70
透水係数	$10^6 cm/s$	-	2.68	2.68
粘着力 (C)	kg/cm^2	0.31	0.27	0.29
内部摩擦角 (ϕ)		33.66°	32.12°	32.89°
土の分類記号		MH	MH	MH

JICA