

V. 調査結果

1. 貯水池周辺の地すべり
2. モンタリング結果
3. ダム下流面の損傷状況と損傷原因
4. ダム上流面コンクリートスラブのクラック
5. 洪水吐設備

V. 調査結果

1. 貯水池周辺の地すべり

1.1. 取水口地帯の地すべり

カラヤン発電所 Upper Canal 右岸側、取水口より約 500 m の地点に過去の地すべり跡が存在する。このすべりは、連絡水路の掘削工事中に発生したものである。このあたりの地質は、角礫凝灰岩と火山礫凝灰岩から構成されているが、岩盤は深く風化し、赤褐色～褐色土に変化している。

このすべり地帯は、2つ又は3つの馬蹄形すべりの組合わさったものである。すべり始点の最も高いものは、Canal 水面より約 60 m と推定される。また、すべりは Canal の上側約 30 m のところで二つに分岐している小さな沢に沿って発生したものの様である。換言すれば、二つの沢の最上部でまず、最初のすべりが発生し、その地すべり土砂が一本に合流した沢に流れ込んだものである。

この最初のすべりの発生した跡で、この二つの沢の間の山腹が地すべりを起したと思われる。現在二つに分岐した沢の底部に若干の湧水が観察される。これらの地すべりは、分岐した沢の下流区域に築造したロックの盛立と、山腹側に設置した数本の排水溝によって現在滑動が防止されている。この抑止工は、山腹の安定化に有効に働いているが、幾らか新しい小規模の地すべりが Canal 右岸の水際近くに発生しかかっている。また、二つの小沢の間の山腹地表斜面は安定していない様に見受けられる。従って、この地すべり地域の今後における観察調査が非常に重要である。

湖面のボートからの観察結果によれば、上記のもの以外には湖岸沿いに明白な地すべりは存在していなかった。

1.2 東側ダイク下流地山のすべり

カリラヤダム の 東 側 に 隣 接 す る 東 側 ダイク の 西 端 付 近 で、ダイク の 下 流 側 地 山 が 部 分 的 に 地 すべり を 起 こ し て い る。(図 V-1, V-2 参 照)

こ の すべり は 円 弧 すべり の 様 相 を 示 し て お り 1985 年 12 月 末 で 巾 約 2.0 m、落 差 約 5 m、長 さ 約 15 m 程 度 迄 発 達 し て い る。こ の すべり は も と の 地 山 地 形 の 小 さ な 沢 筋 に 向 か っ て すべ っ て お り 滑 落 し た 土 砂 は 沢 筋 に 堆 積 し、底 部 か ら は 少 量 の 湧 き 水 が あ り 地 すべり 堆 積 土 の 前 端 付 近 は ぬ か る ん で い る。こ の 地 すべり に つ い て は、現 在 何 等 対 策 が な さ れ て お ら ず、東 側 ダイク の 下 流 端 ま で 10 ~ 15 m 程 度 迄 接 近 し て ダイク の 安 定 性 を お び や か し て お り 早 急 に 修 復 す る こ と が 必 要 と 判 断 さ れ る。

2. モニタリング結果

2.1. 堤体内地下水位

図 V-3 は、地下水位測定結果を図示したものである。3本の地下水位測定孔のうち、最下流側の CDB-3 の孔では観測開始以来、孔内水位は存在しなかった。

これは、堤体最下層に存在するドレーン層からの排水が非常に有効に機能しているためと思われる。他の2孔では、途中降雨の影響によると思われる一時的な水位上昇がみられるが、全体的な傾向として、測定開始時より地下水位で少しずつ低下している様子が見られる。これは、測定開始時は雨期の最中であり、降雨による水の補給が続いたのと穿孔時の給水によって、孔内水位が一時的に上昇していたものが次第に落ち着いてきているものと推定される。5月中旬、CDB-1の孔内水位が異常に突出しているのは、豪雨時に地表水が孔内に流入したためと考えられる。

今回の測定結果から見て、堤体内浸潤線は、現時点ではダム下流法面に出ていることが判明した。

2.2. ダムの外部変形

ダムクレスト及び、下流法面の中間標高に設置した測点の動きの実測結果を図 V-4, V-5, V-6 に示した。

水平変位、鉛直変位とも測定値にかなりの変化がみられるが、特に、4月から5月にかけての測定値に大きな変動が現われている。また、鉛直方向の変位量に変化が大きい。これは雨期から乾期に移行して地山も乾燥収縮し、その影響も加わってきたものとも推定されるが、多分に測定精度上の問題からくる可能性も大きいので、今後今回提案されている NAPOCOR の土木・モニタリング係による精度の高い継続観測が必要である。

2.3. ダムの漏水量

図 V-6 は、今回設置した漏水測定堰で観測された流量の経時的変化図である。この測定堰は、ダム下流側旧河川敷に設置されており、ダム堤体および周辺地山からの漏水に、降雨等による地表水の流入が合わさって計測されるものである。概して、雨期より乾期にかけて流量は減少しており、この点正常な変化を見せているが、5月中旬（5月18日）に異常に高い値を示した部分がある。この日は、CDB-1の地下水位が異常に上昇した日と一致しており、これはその日に、短時間ではあるが、異常に大きい降雨強度をもった集中豪雨があったことを示している。この異常値付近を拡大して示したものが図 V-7 である。

3. ダム下流面の損傷状況と損傷原因

カリラヤダムの下流側法面には多数の浅いすべりの跡が散在している。この跡は、深さ20～70cm程度、巾数mで、長さは数mから20m程度で、水平方向（ダム軸方向）に連続しているものが多いが、上下流方向には連続していない。

ダムの下流法面は芝生が植わっており、この植生のため法面表面は、厚さ30～50cm程度の客土で覆われているが、上記傷跡の部分では、この客土層が流失し、下側の転圧された堤体盛土部が露出している。

この堤体盛土露出面では、無数の乾燥クラックが発生しており、このクラックによって盛土は小さなブロックに分割されている。この小ブロックは剥脱しやすい。

ダム下流面中段バーム（EL 277.5）に掘削した立杭（深さ2.5m）内より採取した盛土資料についての粒度試験結果からも判る様にカリラヤダムの盛土材料の粒子は非常に細かく0.001mm以下が20～30%含まれている。

この盛土材料の鉱物分析（X線回折）結果ではカオリナイトを主体に少量のイライトおよび石英細粒を含んでいるが、モンモリロナイトは検出されていない。

この土は液性限界90%、塑性指数45%程度で分類上MHに該当し、自然含水量は49%であった。また、同じ試料についても三軸試験結果から、この土の力学的特性値は、粘着力2.9～3.1 t/m²、内部摩擦角33.6～32.1°であり、

予想外に大きい内部摩擦角を示したが、これは粘土鉱物がカオリナイトを主体

とし、また、粒度分布もよいためと思われる。ダム最大断面沿いに設置した地下水位計の測定結果からみて、貯水池からの浸潤線はダム下流法面に出ておらず、

また、前述のすべり跡は、ダム満水位以上の標高の部分にも、法面中部～下部に

おいて観察されるものと同程度の規模、分布密度で存在している事実からみて、

貯水池からの漏水があってそれが小規模の地すべりの発生原因であるとは考え

られない。

また、すべり跡には、すべり層とみなされる面が見当たらず、かつ、露出面の盛土は比較的硬い状態を保っていることからいわゆる円弧すべり的なすべりが発生したとは考えられない。残る原因は法面表層の地表流水（降雨）による浸蝕である。前述した様に、カリラヤダムの下流法面は芝生によって覆われているが、この芝生は附近住民の飼育する家畜（水牛、山羊）の絶好の餌場となっており、調査団の現地調査実施中、水牛がダム下流面を自由に歩き回っていたし、また、下流側法面バームに数ヶ所、水牛の水場が掘られていたところから見て、過去においても水牛が自由に出入りしていたことがうかがわれる。

この水牛等が雨後法面を歩きまわって、表層部に足跡をめり込ませ、客土層に多数の傷を付け、これが降雨時の表面流水によって浸蝕され、次第に発展拡大し、現状に至ったものと判断される。客土層には乾燥による収縮クラックは目立たないがその下側の堤体盛土層では乾燥クラックの発生が顕著であり、ボロボロと立方状小ブロックに分離しやすい。こうして小ブロックが重力と雨水によって順次脱落していくため、鉛直方向の露出面の浸蝕速度が水平面よりも大きく、傷跡の前縁は法面上方に向かって進行していったものと考えられる。

カリラヤダム下流法面浸蝕機構については図V-8に示す通りである。

こうした下流法面の多数の浸蝕跡が発見されたのは1983年8月である。1985年10月のJICAチームによる現地調査時点では、浸蝕の深さは約60cmに達するものもあった。この浸蝕が始まり出した正確な年月は不明であるが、1983年には浸蝕跡が見出されていなかったため、1983年から1984年にかけての雨期に浸蝕が開始したものと考えられる。これから逆算するとカリラヤダム下流法面の浸蝕速度は、現状のまま放置されれば年間約30cmとなる。

こうした浸蝕は、初めのうちは比較的ゆっくり進行していても時間と共にその浸蝕速度が増大して行くのが常であるが、かりに3.0cm/年の速度が今後も継続

するとすればダム下流表面から堤体内浸潤線までの距離が現在約 5.5 m あるものが、18年後には 0 m となり浸潤線が浸蝕面と交叉することになる。

堤体内の地下水位が下流法面表面にまで達した場合、法面のすべり安全率は地震時 ($K = 0.15$) で 0.964 (図 VII-4 参照) であり、これに対して浸蝕のない元の状態での安全率は 1.558 である (図 VII-3 参照)。

従って、現状のまま放置すれば下流方面のすべり安全率は年と共に低下し、約 10 年後には地震時の安全率が日本の規準値 1.2 を下まわるおそれがあり早急な対策が必要である。

(毎年安全率が $(1.558 - 0.964) \div 18 = 0.033$ ずつ低下すると仮定している。)

4. ダム上流面コンクリートスラブのクラック

JICA調査団の現地調査時点（1985年10月）では貯水池は満水に近くコンクリートスラブに発生している大きなクラック群は視認出来なかった。

NAPOCORの資料によるとクラックの位置は図V-9に示す通り、発生箇所がある範囲に限定されている。

図V-9は、クラックが特に集中している部分の堤体断面を示したものであるが、同図から判る様に、クラックの発生位置は、盛立基礎地盤の境界線が上流に向かって急降下する肩の直上部に位置している。盛土は盛立後もなお圧密沈下を続けるが、基礎面までの盛土高が、ダムの下部（上流側）で厚く、従ってダム盛土の沈下量は低い標高部の方が大きくなり、表面にのっているコンクリートスラブが基礎地山勾配の急変部あたりを境に下方（上流側方向）に引張られることになり、このためコンクリートスラブのジョイントが開いたり段差が生ずることになる。また、ジョイントに使用されている縦目板はカリラヤダムでは鉄板製のものであり長年月の腐蝕と相重なって、遂には、ジョイント部が開口され、コンクリートスラブ下面の盛土が次第に波浪の影響等で吸出され、現状に至ったものと推定される。堤体の不等沈下に誘因された引張り力により、コンクリートスラブのジョイント部が破損し、この割目よりスラブ下側の盛土が徐々に流出して段差やクラックが進行発展していったものである。これは堤体上流面を保護するという機能の一部を失っていることを意味し、貯水池水位を低下（EL.282.0以下）して修復すべきものである。

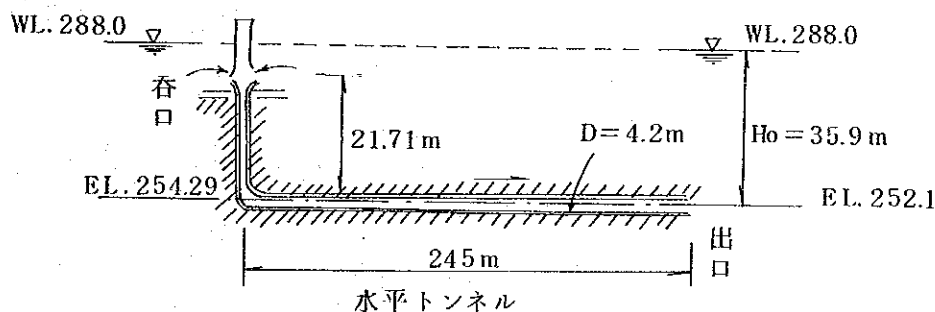
もし運転の都合上、低下出来ない時には、EL.285.0迄全面に砂礫土砂を投棄し、蛇かごを積みスラブを保護する必要がある。

5. 洪水吐設備

5.1. 常用洪水吐のレイアウト

カリラヤダム常用洪水吐はカリラヤダム東北方向約100mの沖合に建設された取水塔とこれに連なる約245mの水平トンネルから成立っている。取水塔には満水面下約10mの位置に呑口をもつ直径4.2m、高さ4.0mのシリンダーゲートが据付けられている。シリンダーゲートの下側約10mは鉄筋コンクリート巻きの立坑であり、水平トンネルと立坑部との接続部は曲率半径12.5mをもった内張鉄管（鉚接構造）の曲管が挿入されている。水路トンネルの断面は、円形で内径は4.2mである。（図V-10参照）

この洪水吐は建設後40年以上経ており、ゲート、巻立コンクリート、内張鉄管は共に老朽化がひどい。取水塔、ゲートおよび内張鉄管の詳細についての図面は入手出来なかった。調査の時点ではゲート開口部は水没して呑口形状の詳細寸法は不明であるが、取水塔は視認出来る各部の構造から類推して、巾1.2m、高さ3.5m程度の開口部が6箇所円周方向に並んでおり、貯水池水位満水時にゲートを全開した場合、ゲート開口部の通過可能流量は、トンネル部の通水能力を上回り、従って、カリラヤダム常用洪水吐の放流能力は、トンネル部の通水能力によって支配される。現状での放流能力は約250 m^3/sec （ゲート全開時、水位EL288.0の場合）程度と計算される。



$$H_o = \frac{V^2}{2g} \left(1 + 0.15 + \frac{124.5 n^2}{D^{4/3}} L \right)$$

$$V = \sqrt{2g H_o / (1.15 + 0.963)} = 18.25 \text{ m/sec}$$

$$Q = A \cdot V = 252.7 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$L = 266.7 \text{ m}, D = 4.2 \text{ m}, n = 0.014$$

5.2 常用洪水吐の漏水

1985年10月28日、調査団の一員が洪水吐立坑内を立入調査した。この時に観察された漏水箇所は大別して次の4区間である。

- a. シリンダーゲート
- b. 立坑内コンクリート巻立区間
- c. 内張鉄管区間
- d. 水平トンネル巻立区間

a) シリンダーゲートよりの漏水

ゲート扉体には漏水はみあたらない。しかし、上部戸当り水密部で1箇所、下部戸当り水密部で3箇所の漏水箇所があった。水密金物の腐蝕孔より噴出しているもので、水束の直径は2～3cm程度であった。

b) 立坑巻立コンクリートよりの漏水

シリンダーゲート下端と内張鉄管始点の間約9.3mは厚さ1.0mの鉄筋コンクリートで巻立られている。この巻立コンクリートは数ヶ所の断面で劣化がひどく空洞や凹みができている。これらの空洞や凹み等は主に3つの断面で円周方向に配列しており、最大の空洞は巻立区間の中程に存在し、その大きさは、長さ約120cm、巾約70cm、最深部の深さ約60cmで空洞内に鉄筋が露出している。しかし、ここでの漏水量は空洞の大きさの割には少なく、コンクリート表面に沿って流れ落ちる程度であった。

鉄管始点より約1.0m上側には非常に大きな漏水箇所が存在している。この漏水箇所の開口部の大きさは円周方向に約70cm、上下方向に約20cmで不規則な形状をしており、漏水は開口部全面積から激しい勢いで噴出し、反対側の巻立コンクリート面に衝突している。

この巻立区間では、コンクリート表面は空洞内面を含めて暗褐色の粘土様物質

が付着しており、この粘土様物質の厚さは3～5mmである。

巻立コンクリート損傷部及びその周辺ではコンクリート粗骨材が露出し、豆板状となっており、円周方向（水平方向）に顕著であることからみて、これらの損傷は放流水による浸蝕のみによるものではなく、巻立コンクリート打設時に出来た打継目や、締固めの不十分な層から発展して出来たものと判断される。巻立コンクリート区間では立入調査時上記以外の大きなクラックは発見されなかった。

c) 内張鉄管部よりの漏水

立坑と水平トンネルとを接続する曲管部には、内張鉄管が挿入されている。この内張鉄管は巾約90cm、長さ約120cmの鉄板を鋸接して組立てられているが、無数に存在する鋸の約1/4は脱落しており、その鋸孔より漏水が噴出している。この様な漏水鋸孔は殆ど全表面に分布しているが、特に内張始点より約3.5m下側の範囲で顕著であった。これら漏水鋸孔より噴出している水脈は似通った太さと飛翔距離を持っているところから判断して、鉄板と裏込コンクリートとの間に圧力を持った水が自由に通過出来る隙間が広がっており、また、この隙間に水を容易に補給出来るような大きな水みち（連続した亀裂や空隙）が裏込コンクリートや周囲地山内に存在し、貯水池と通じているものと見なされる。

d) 水平トンネル部の漏水

調査時点では水平トンネルは満水状態であり、内部に立入ることが出来なかったため、水平トンネル内の漏水箇所は直接確認することが出来なかった。しかし、立坑巻立部や内張鉄管部での漏水状態から類推して、建設時期が立坑部と同時期である水平トンネル巻立コンクリートも同様に損傷、漏水しているものと見なさざるを得ない。早急に実状を調査し、対策をたてなければならない。

NAPOCORの観測によれば、常用洪水吐での漏水量は約200 l/secと報告されている。

5.3. 非常用洪水吐

カリラヤ貯水池には常用洪水吐のほかに不測の貯水池水位上昇によるダム越流の発生を避けるため非常用越流部が準備されている。この非常用越流部はダムの東北東約1.6 kmの地点で、地形上の鞍部を開削整形した開水路で、巾約160 m、越流頂標高はE.L.289.2～289.3となっており、非常にゆるい縦断勾配を持った広頂堰である。頂部は現在巾7 mにわたってコンクリート舗装され、カリラヤダムよりルモトダムに通ずる一般道路として使用されている。この舗装面以外は、素掘りのままで表面は天然の小灌木、雑草で覆われている。越流部を過ぎた下流側一帯は現在私有地となっており、ホテルの庭園や遊園地で占められている。非常用洪水吐で越流が発生した場合、越流水は地形上の低地を伝って遊園地内を縦断し最終的には約3 kmの下流でルモト川に流入することになるが、その途中は天然地形のままで、水路としては整備されておらず、現状のままでは、ここで越流することは極力避けねばならない。この非常用洪水吐での放流能力は、次式で与えられる。

$$Q = 273 H^{3/2}$$

ここで、 Q : 越流々量 (m³/sec)

H : 越流水深 (m)

5.4. カリラヤ洪水吐の修復と放流能力の増強

カリラヤダムに設備されている常用並びに非常用洪水吐には上述した問題点がある。即ち、常用洪水吐としてはトンネル洪水吐1条あるのみで、老朽化しており、特に巻立コンクリートの損傷がひどく、このまま放置すればトンネル崩

壊の危険性もある。トンネル崩壊があった場合は、カリラヤダムに存在する唯一の常用洪水吐の機能が停止する。また、非常用洪水吐の越流敷はダム H.W.L. より 1.3 m 高く、しかも自由越流式であるので、洪水時の貯水池水位上昇をコントロールすることが出来ない。

また、常用洪水吐の放流能力は H.W.L. 288.0 で 250 m³/sec 程度と小さく、更にトンネル断面でその放流能力が規制されるため、不測の貯水池水位上昇に対して、その放流能力の増加は見込めない。

後述する様に現在の洪水吐設備のままでは、洪水時（200年洪水の2割増）貯水池水位が、E.L. 290.55 を越えることになり、ダム非越流部標高 292.0 に対して、僅か 1.5 m の余裕しか残らず、風速 30 m/sec 以上の暴風時にはダムの非越流部を越波することになり、ダムの破壊につながることになるので、現在の常用洪水吐の修繕及び放流能力増強のため洪水吐の増設が急務である。

図 V-1 東側ダイクにおける地すべり

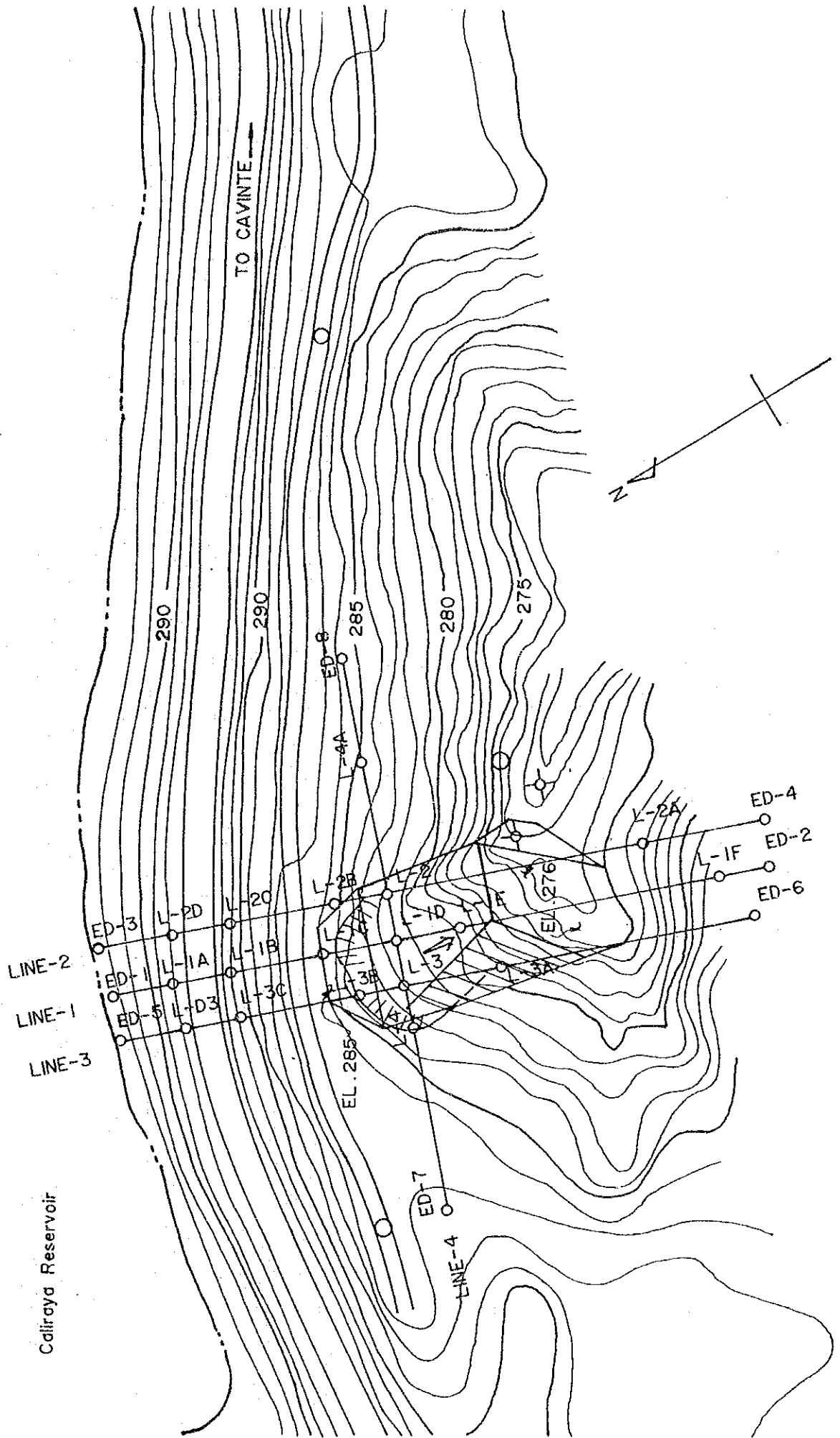
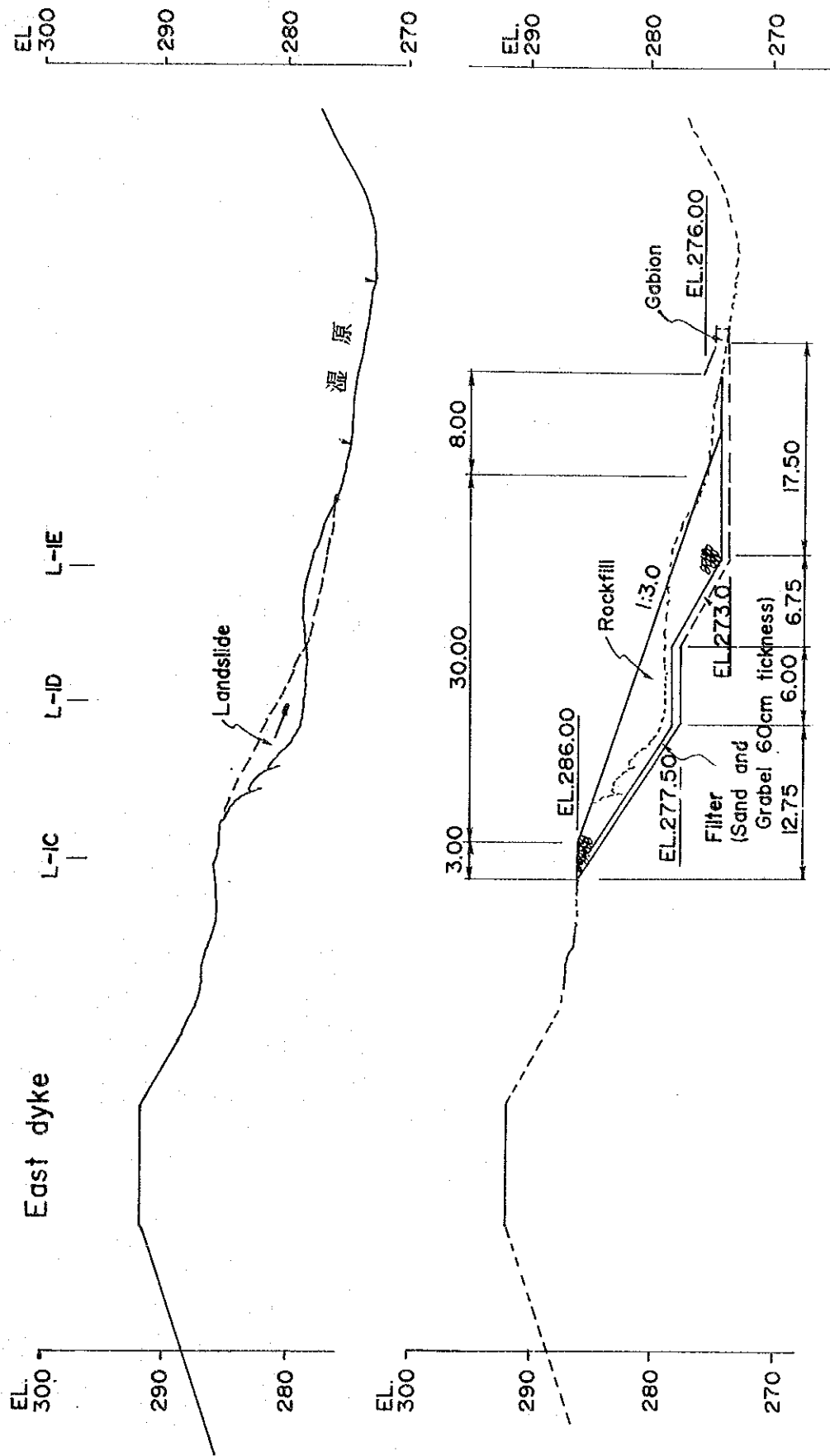


図 V-2 東側ダイクの地すべり状態



修復案

図 V-3 カリラヤダム堤体水位
経時変化図

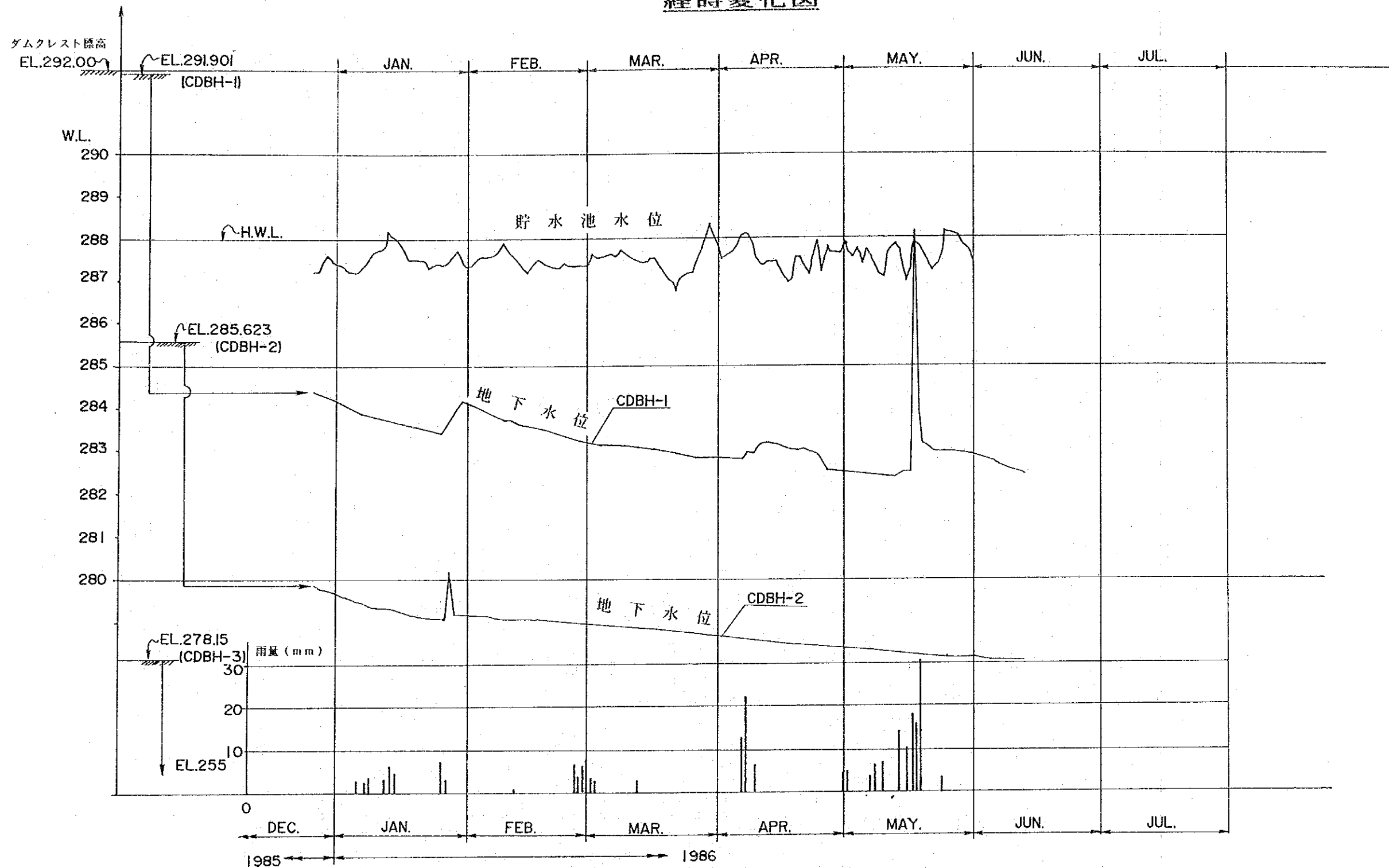


図 V-4 カリラヤダム外部変形
(水平変位)

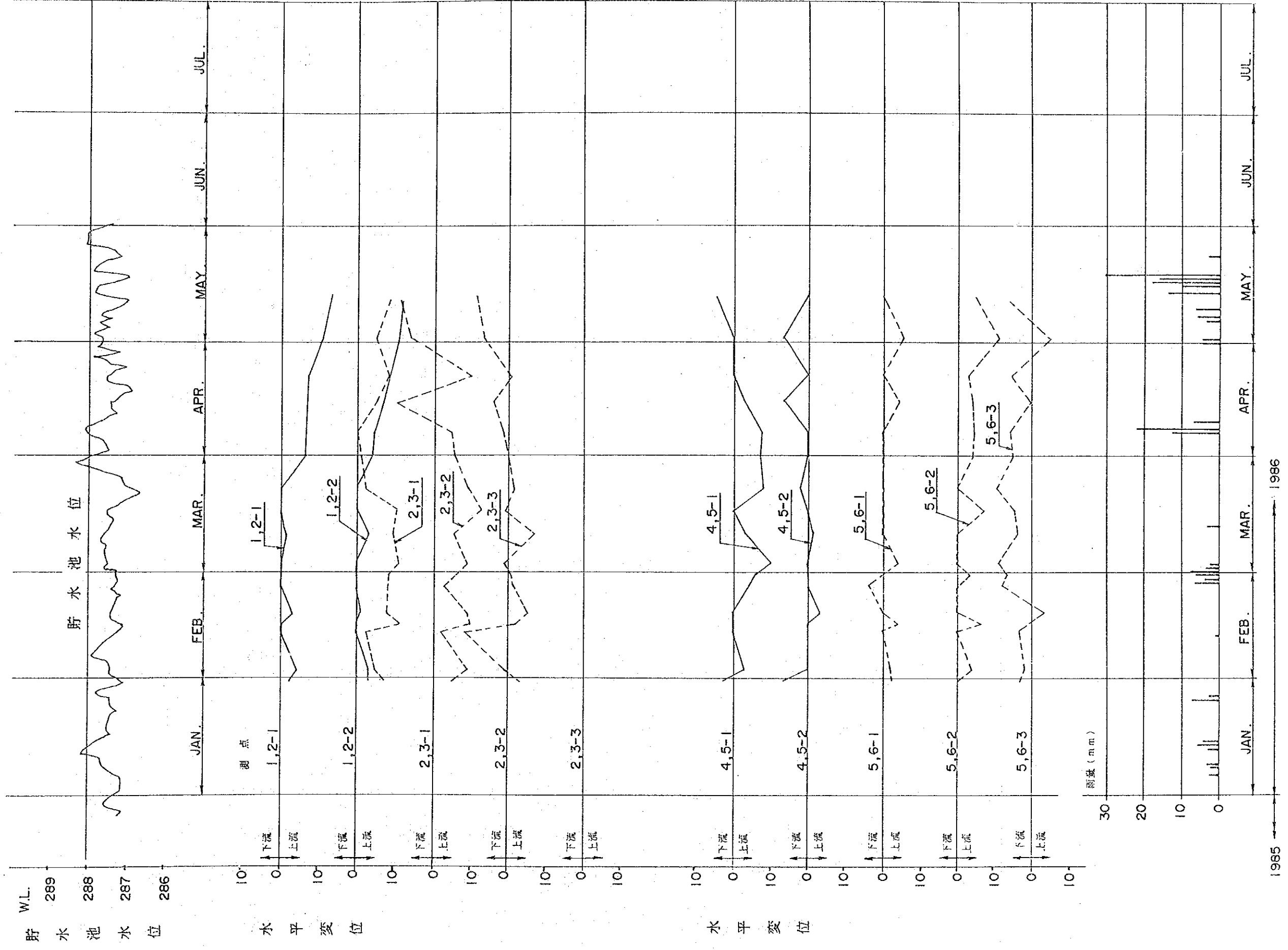


図 V-5 カリシヤダム外部変形 (鉛直方向)

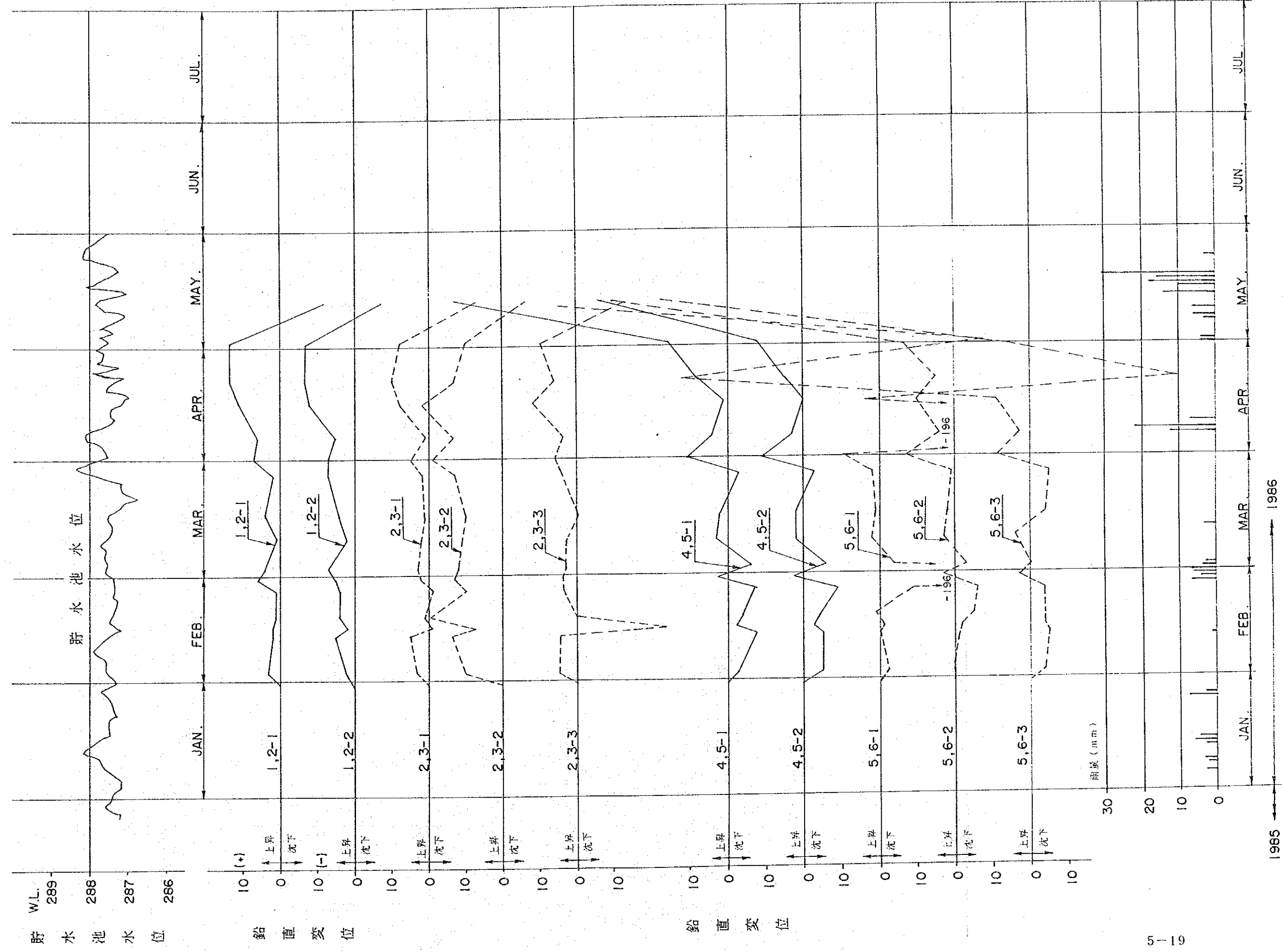


図 V-6 カリラヤダム漏水量経時変化図

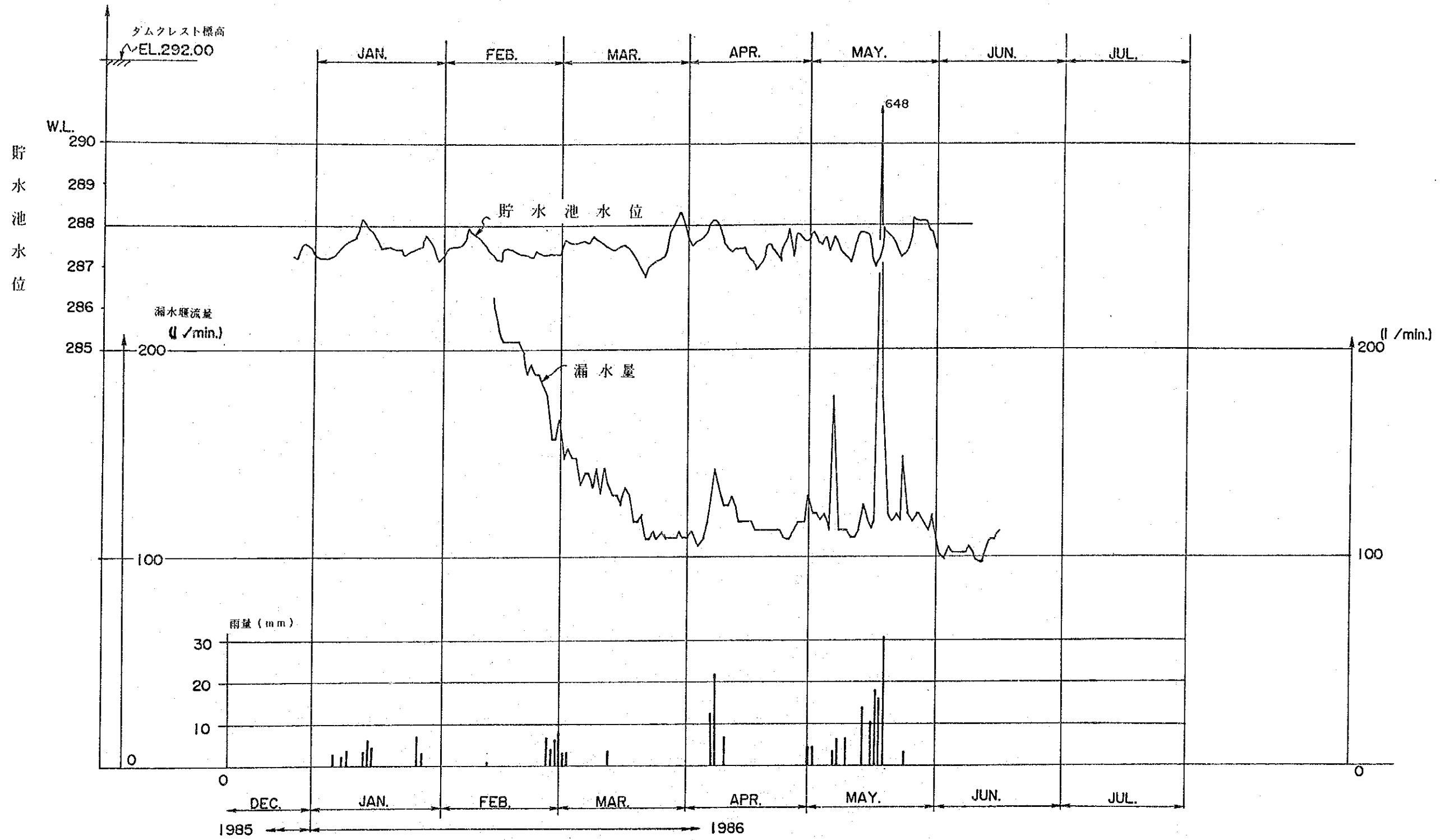


図 V-7 カリラヤダム漏水測定堰流量

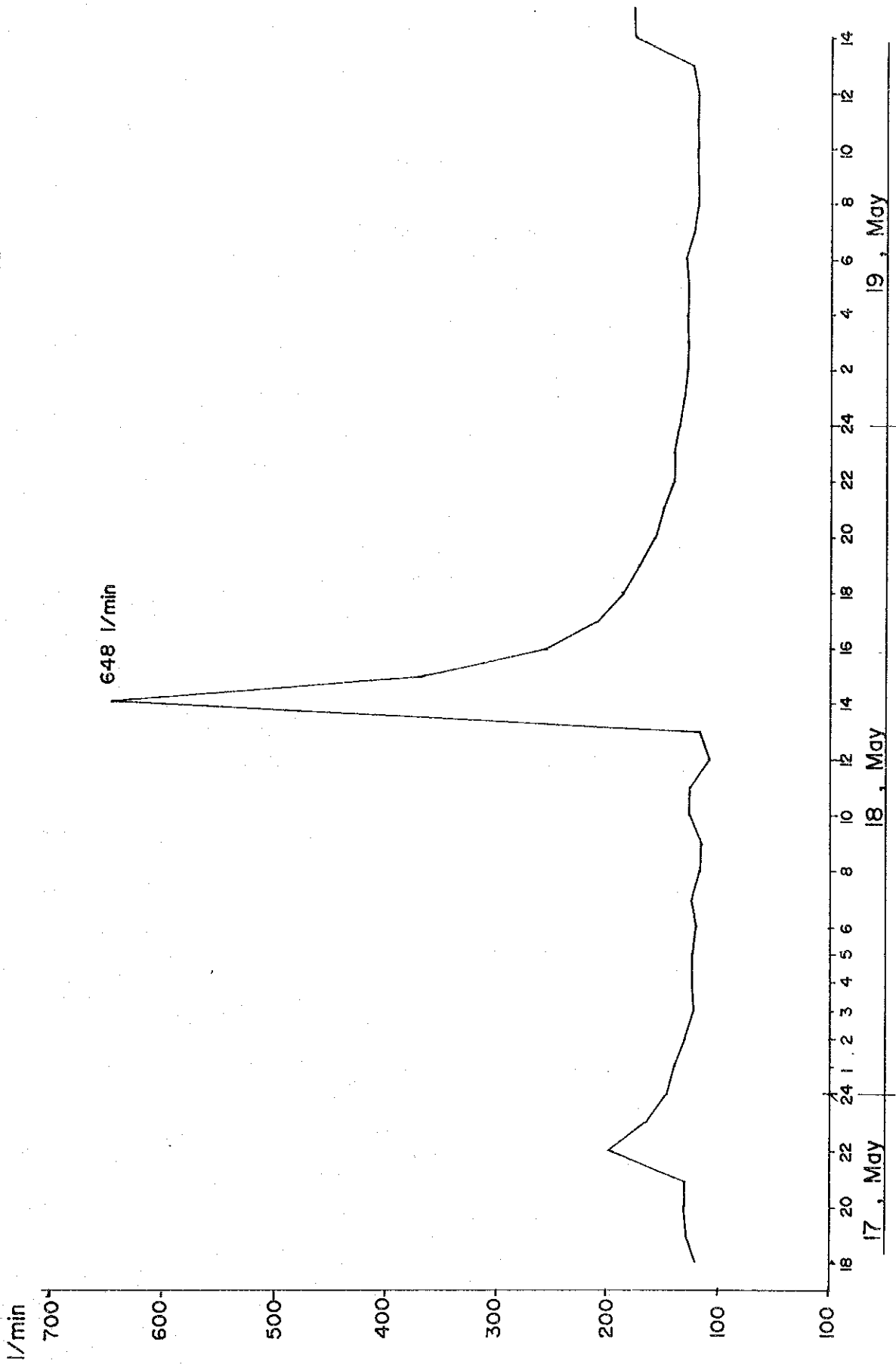
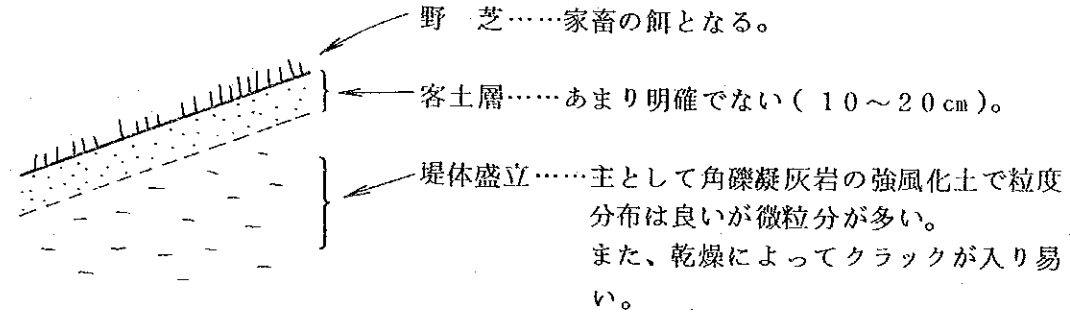
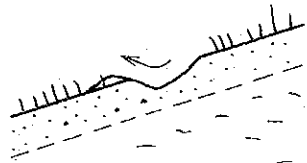


図 V-8 カリラヤダム下流法面
浸蝕機構説明図

1. 正常な法面

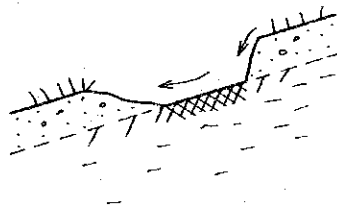


2.



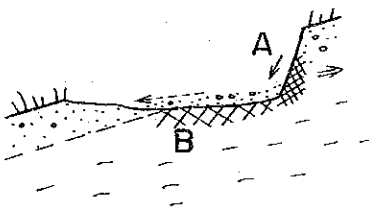
家畜が蹄をすべり込ませ、傷がつく。
傷跡の土が雨水表面流によって流され盛土層が露出して来る。

3.



盛土露出面にクラックが発生し、ボロボロになり崩れ易くなる。これが雨水によって流される。

4.



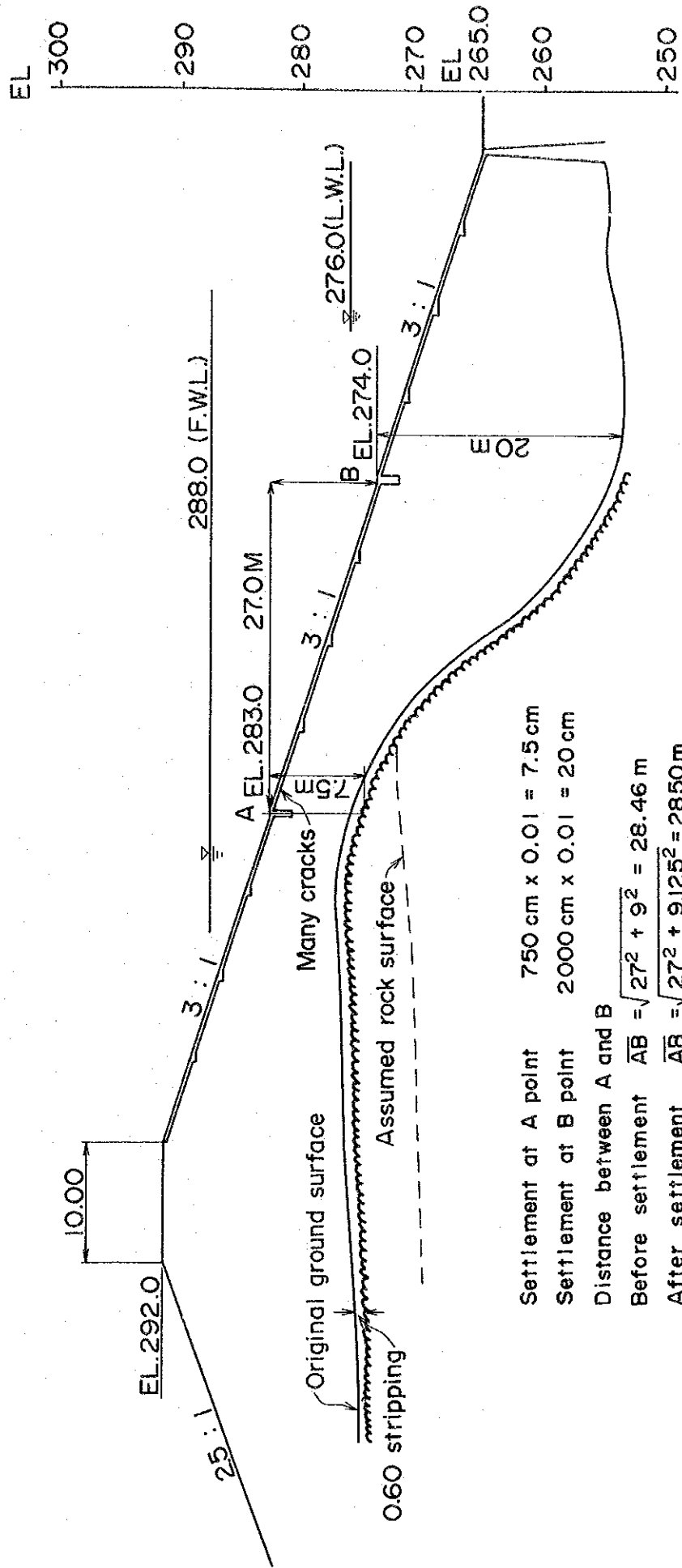
A面は常に露出され、常にクラックが生ずる。
(ボロボロとなって、崩れ落ち、また、雨水によって流されるので常に大気にさらされ続ける。)

B面にはA面よりの崩落物が溜り(次の雨まで)B面でのクラックの発生を軽減させる。

結果的にはA面はどんどん上側に向かって前進し続ける。

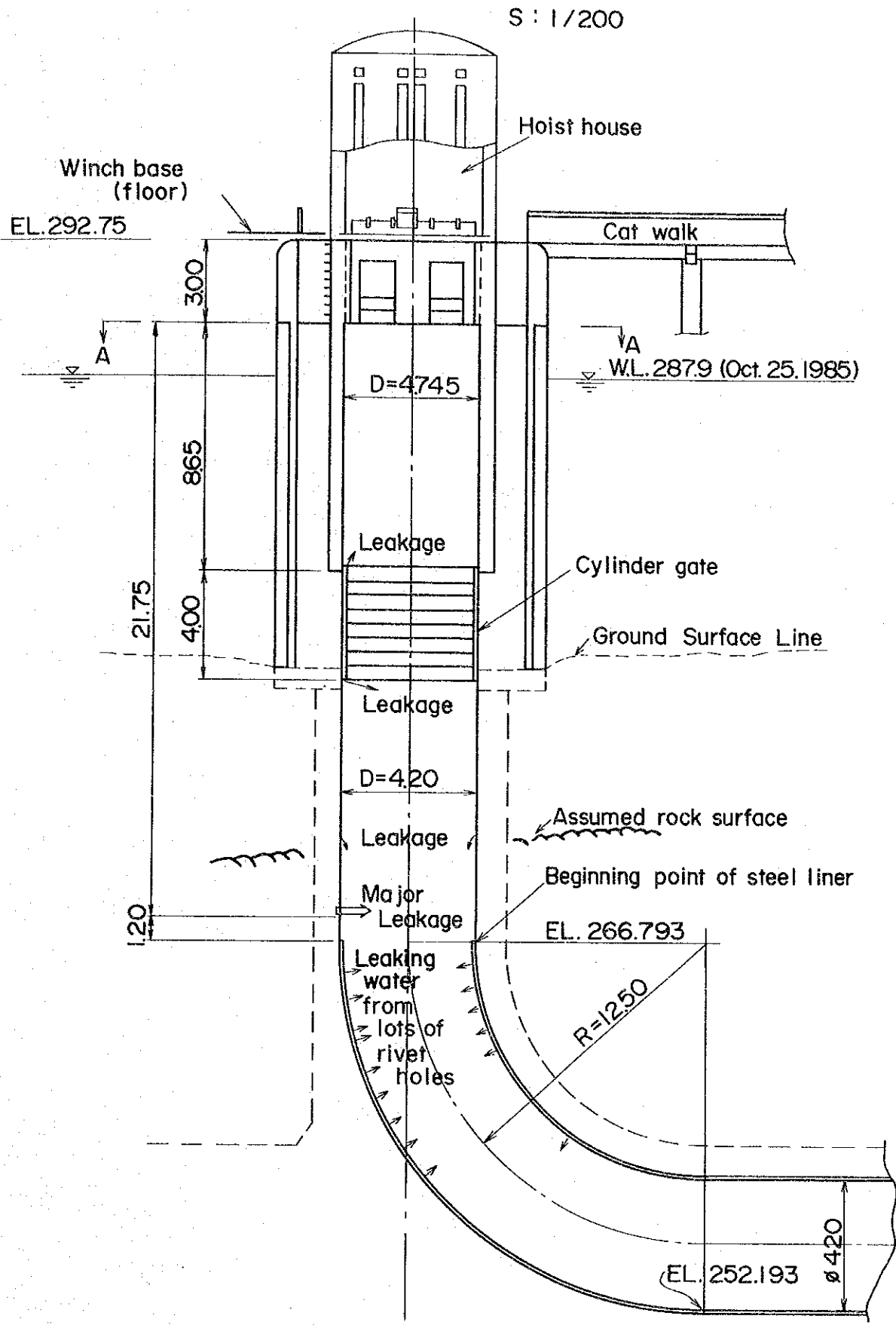
図 V-9 コンクリートフェイスタブのクラック位置図

S:1/500



Settlement at A point 750 cm x 0.01 = 7.5 cm
 Settlement at B point 2000 cm x 0.01 = 20 cm
 Distance between A and B
 Before settlement $\overline{AB} = \sqrt{27^2 + 9^2} = 28.46$ m
 After settlement $\overline{AB} = \sqrt{27^2 + 9.125^2} = 28.50$ m
 Elongation $\Delta \overline{AB} = 28.50 - 28.46 = 0.04$ m

図 V-10 常用洪水吐 (カリラヤダム)



Ⅵ. カリラヤ貯水池の洪水量

VI. 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 92 km²、37 km² と比較的小さいが、満水位での総貯水容量は約 115.6×10^6 m³ (カリラヤ 76.8×10^6 m³、ルモト 38.8×10^6 m³) 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 2.0 m、長さ 1,850 m 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 2.0 m 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、3,380.8 mm 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 VI-1 及び VI-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 400 m 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 7 km 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Ⅴ-1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Ⅴ-3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。

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

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 (Ⅴ-1) によって逆算することが出来る。

表Ⅴ-2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 $K = 0.45$ と $K = 1/3$ の場合を計算した。

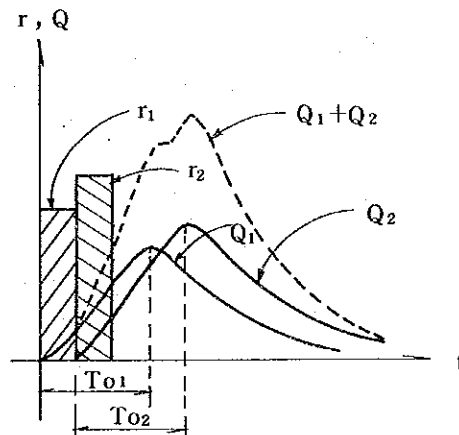
カリラヤ貯水池への洪水流入量を求めるための時間降雨パターンは、表Ⅴ-3の日雨量よりピーク時間降雨を式 (Ⅴ-1) を用いて計算し、このピーク時間

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Ⅴ-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。

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

- 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 (Ⅴ-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Ⅵ-3, Ⅵ-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Ⅵ-4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) $H_n + h_w + h_e + 0.5$

($h_w + h_e < 1.5\text{m}$ のときは、 $H_n + 2.0$)

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

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

iii) $H_d + h_w + 0.5$

($h_w < 0.5\text{m}$ 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。

カリラヤダムの場合、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、カリラヤダムの場合、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満水位を $H_d = 290.0\text{ m}$ 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 290.0 m 以下にすることが可能な様に考慮されたもので、巾 9.0 m × 高 5.0 m のゲート 2 門を有する必要最小限のものである（表 VI - 5 と VI - 6 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。

VI-1 ルソン島における年間平均降雨量

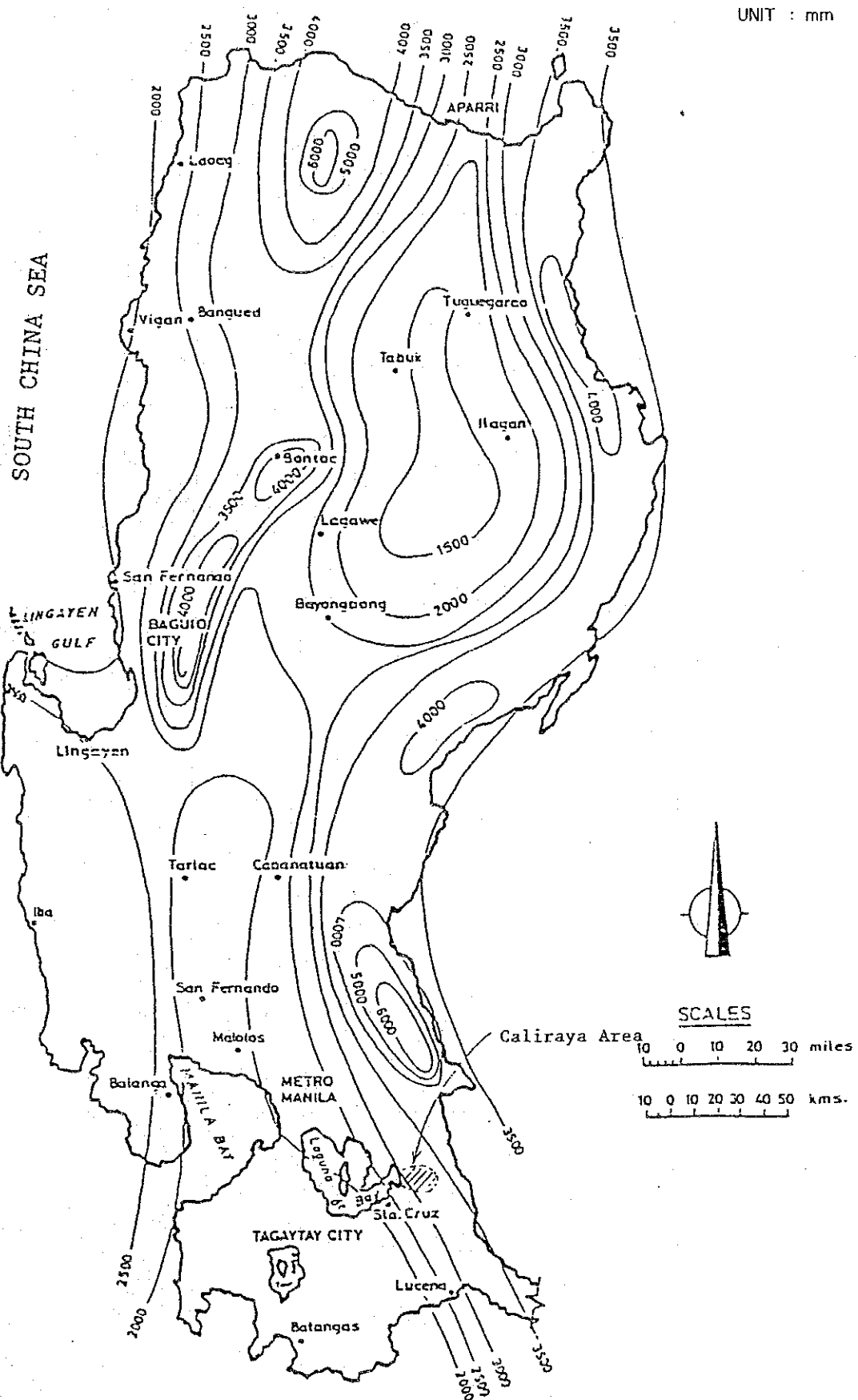
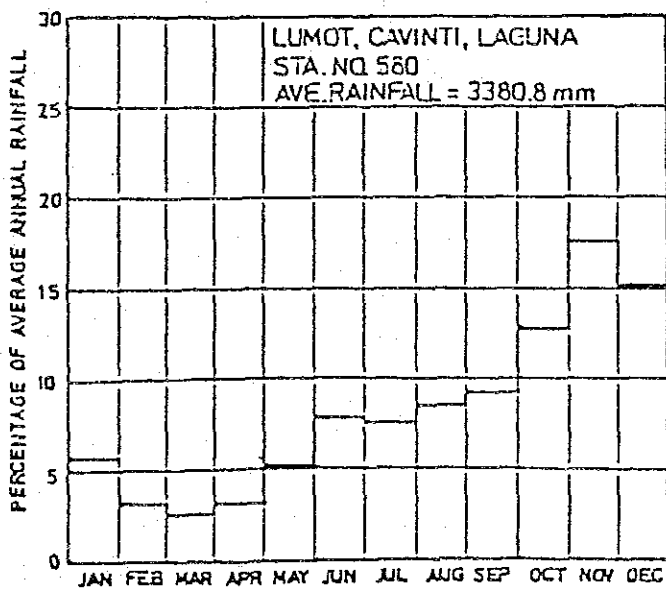
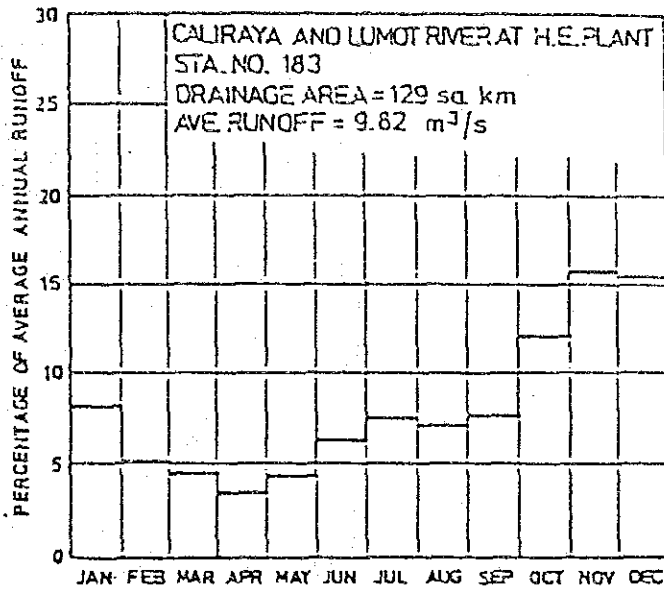
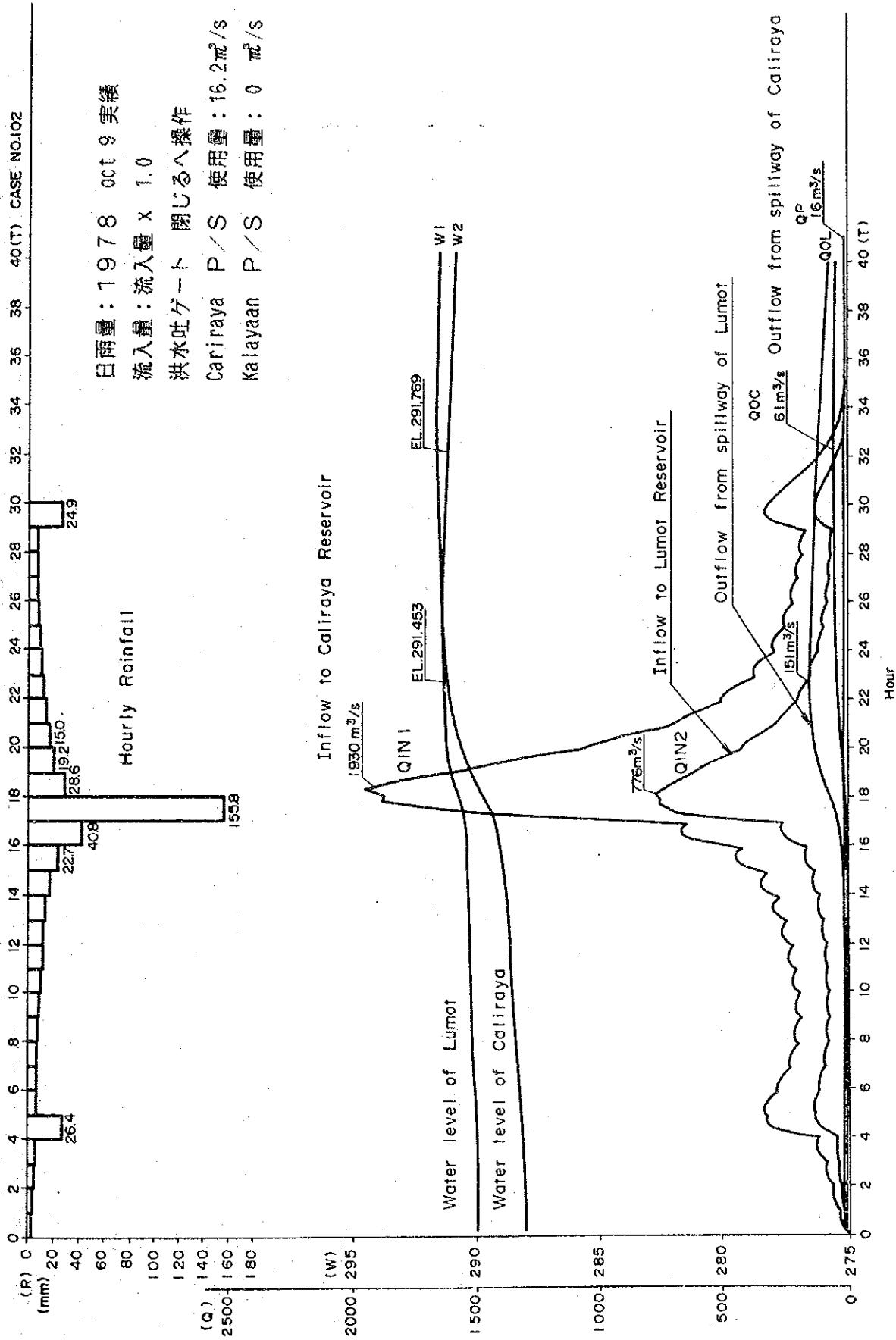


図 VI-2 降雨と流出の季節分布
(CALIRAYA)





日雨量：1978 Oct 9 実績

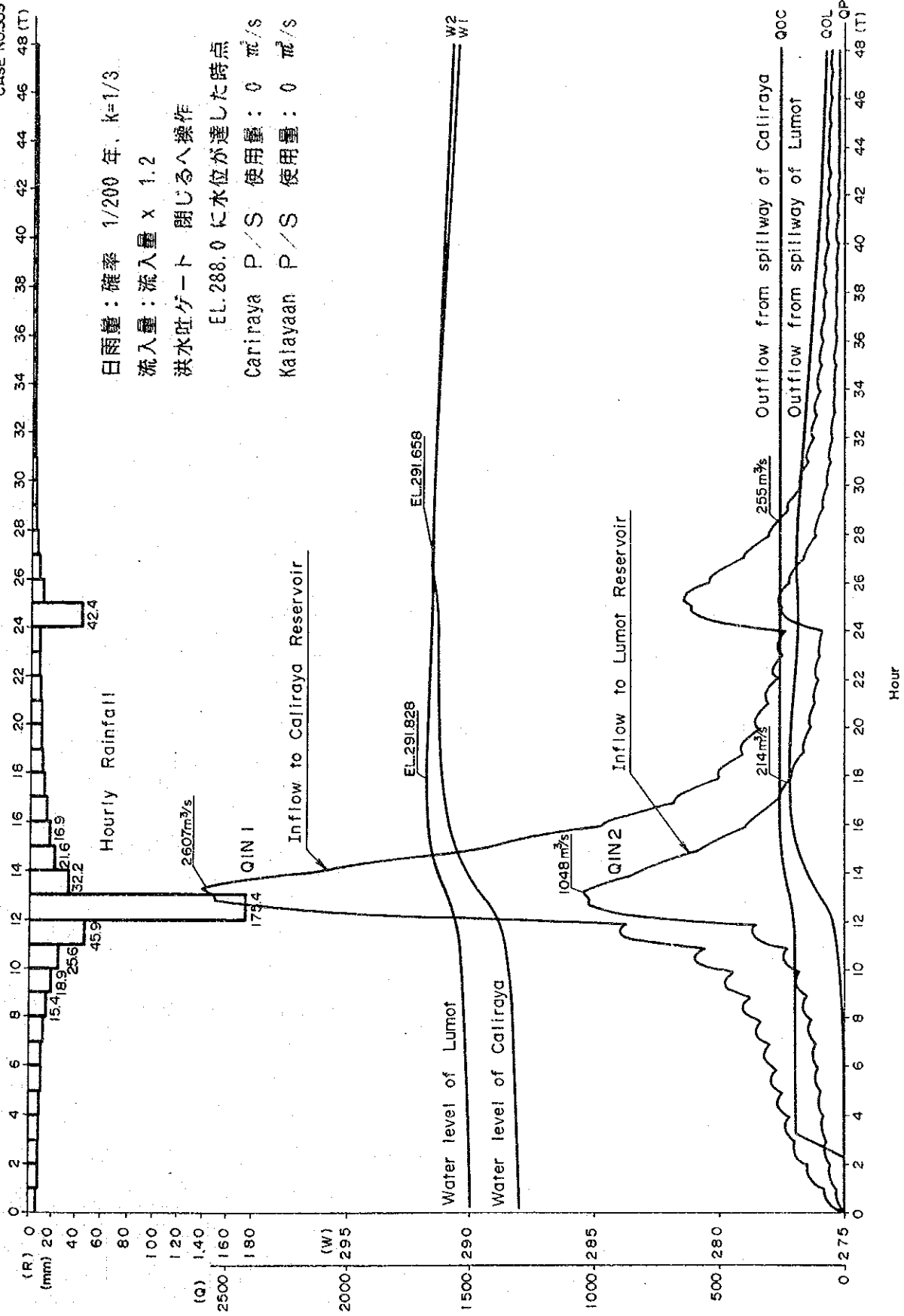
流入量：流入量 x 1.0

洪水吐ゲート 閉じるへ操作

Caliraya P/S 使用量：16.2 ㎥/s

Kalayaan P/S 使用量：0 ㎥/s

図 VI-3 貯水池水位の変動
(カリラヤ P/S: 16.2 m³/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

Calliraya P/S 使用量：0 ㎥/s

Kalayaan P/S 使用量：0 ㎥/s

図 VI -- 4 貯水池水位の変動
(カリラヤ・カラヤン 発電量なし)

表VI-1 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VI-2 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	$\frac{\log r_p - \log R_{24}}{K = \log \left(\frac{1}{24} \right)}$
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

$$r_t = R_{24} \left(\frac{t}{24} \right)^K$$

r_t = Rainfall Within t hours

K = coefficient of Rainfall Intensity

表VI-3 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VI-4 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		水文確率年	流入量 倍率	最大流入量		最高水位		最大放流量		通過水路		
	加ラ	EL m	加ラ	加ラ	既設	新設			加ラ	EL m	加ラ	EL m	加ラ	EL m	加ラ	EL m	加ラ
100	288.0	290.0	120	0	閉	閉	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	閉	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	閉	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	閉	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	閉	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	閉	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	閉	200年, K=1/3	1.2	2608	1049	292.178	291.829	76	215			
203	288.0	290.0	0	0	閉	閉	200年, K=1/3	1.2	2608	1049	293.191	291.833	114	216			
303	288.0	290.0	0	0	開	閉	200年, K=1/3	1.2	2608	1049	291.658	291.828	255	215			
313	288.0	290.0	0	0	開	閉	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	閉	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	閉	200年, K=1/3	1.0	2173	874	290.799	291.545	252	167			
404	288.0	290.0	120	16.2	開	閉	200年, K=1/3	1.0	2173	874	290.056	291.544	230	167			

表VI - 5 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		2173 m 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VI - 6 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
m	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s
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 越流数標高 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。

Ⅶ. カリヤダム安定解析

Ⅶ カリラヤダムの安定解析

図Ⅶ-1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Ⅶ-1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-2で示したとおりである。

図Ⅶ-2, Ⅶ-3, は図Ⅶ-1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Ⅶ-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Ⅶ-3は、地震($K = 0.15$)があった場合についてのものである。図Ⅶ-4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-2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

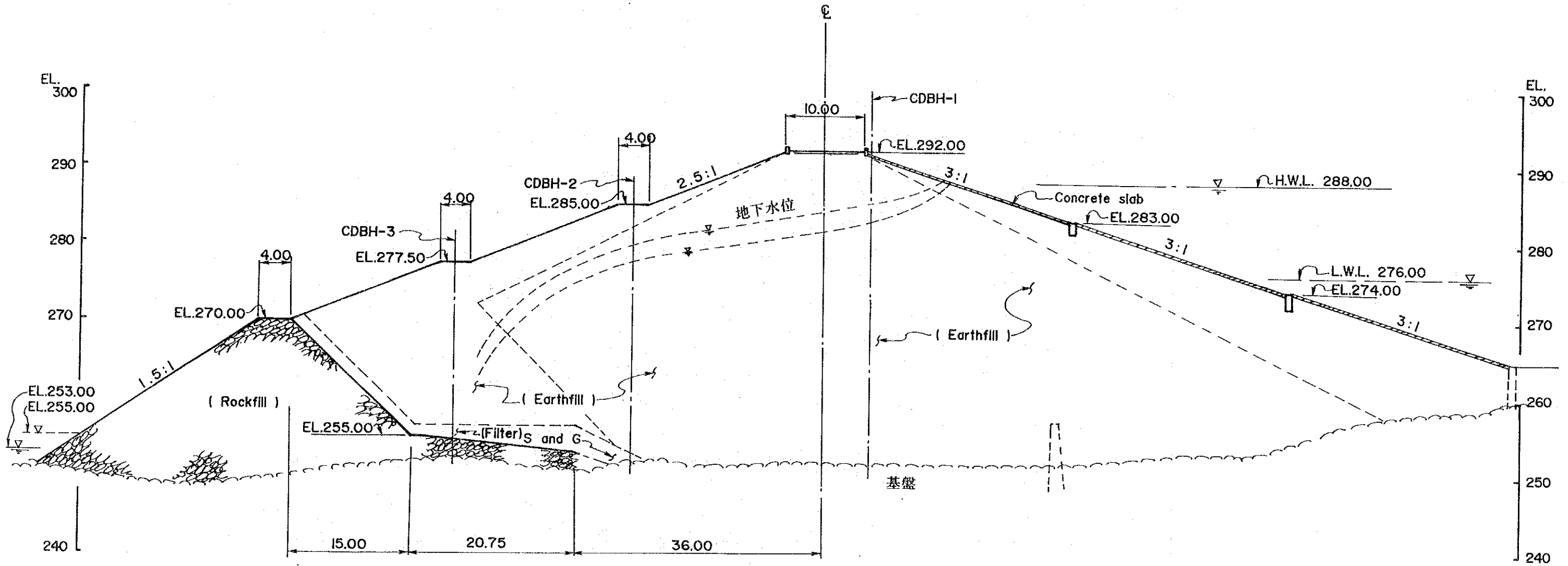
い得ないかも知れない。そこで、物性値が変化した場合について検討した結果が図Ⅶ-5にまとめてある。図中の線はすべり安全率が1.0となるC、φの組合せを示すもので、この線より上側の物性値であれば安全率は1.0以上となる。

- 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Ⅶ-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 VII-1 カリラヤダム最大断面

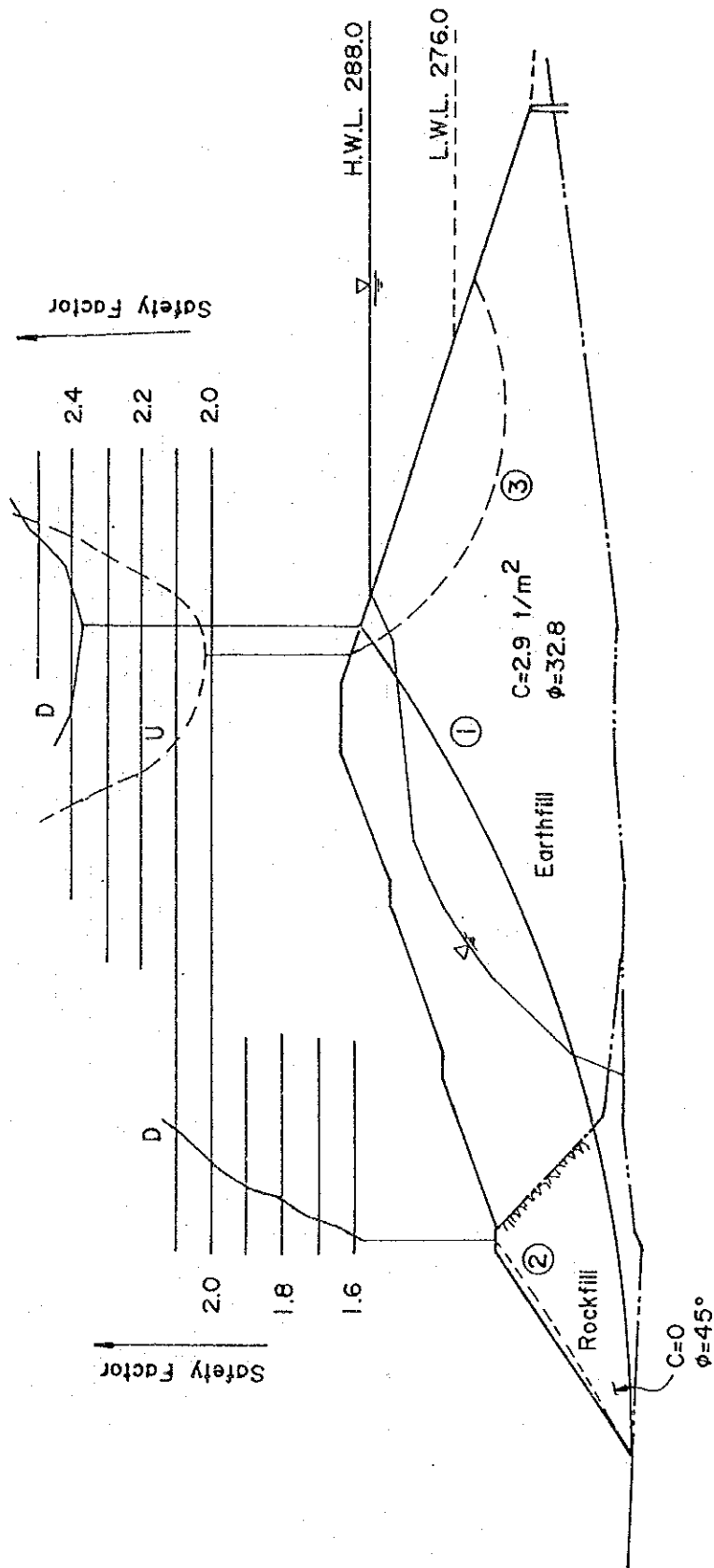
S=1/500



SECTION STA.0 + 384

図 VII-2 カリヤダム安定解析

(常 時)



	S.F.	Fr(t/m)	Fs(t/m)	R(m)
①	2.366	2,193.6	127.1	202.7
②	1.561	68.9	44.1	175.5
③	2.018	464.7	230.3	40.1 (W.L. 288.0 → 276.0, σ sudden drop)

図 VI-3 カリラヤダム安定解析

(地震時: 地下水位は実測値)

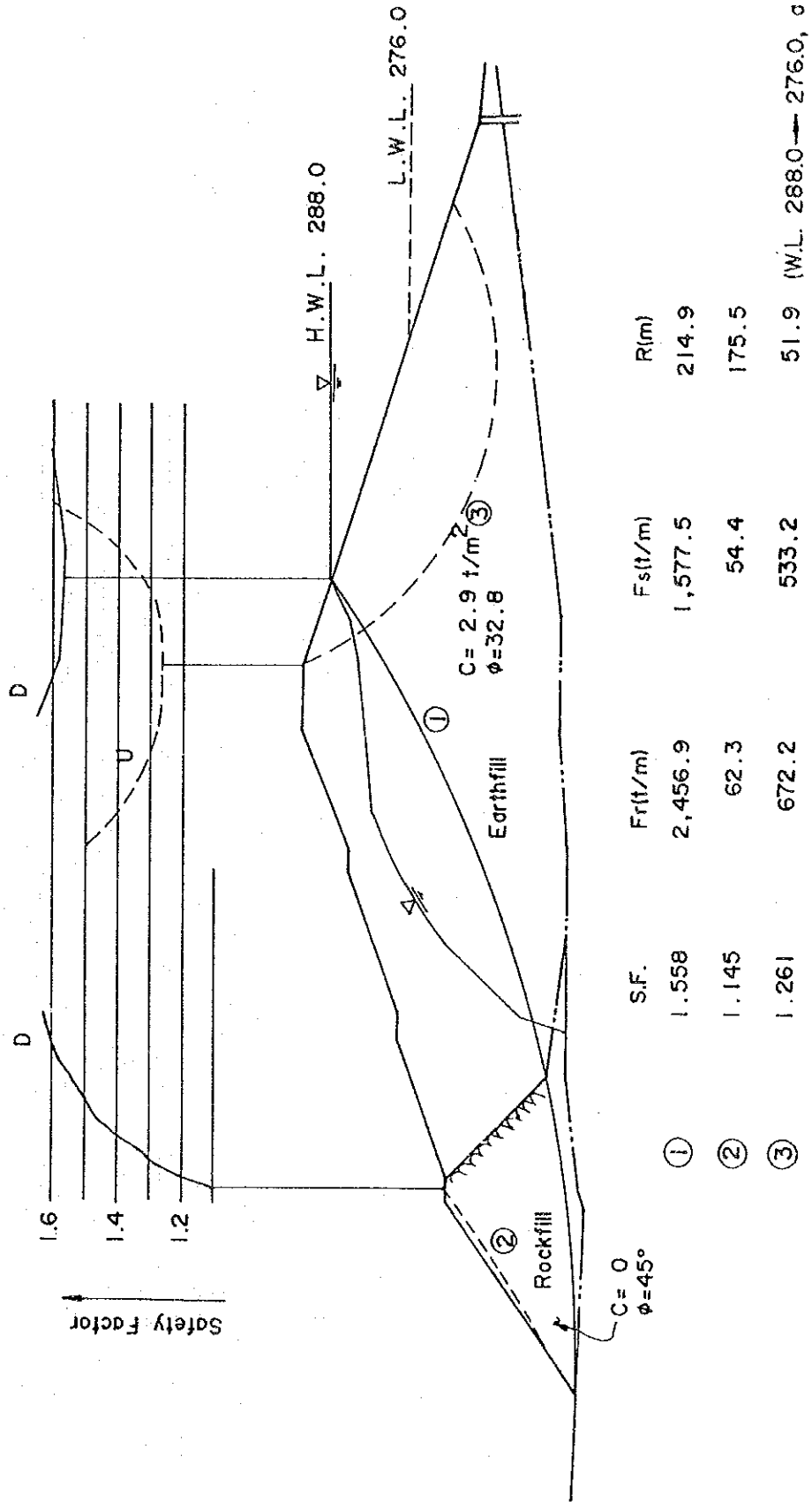
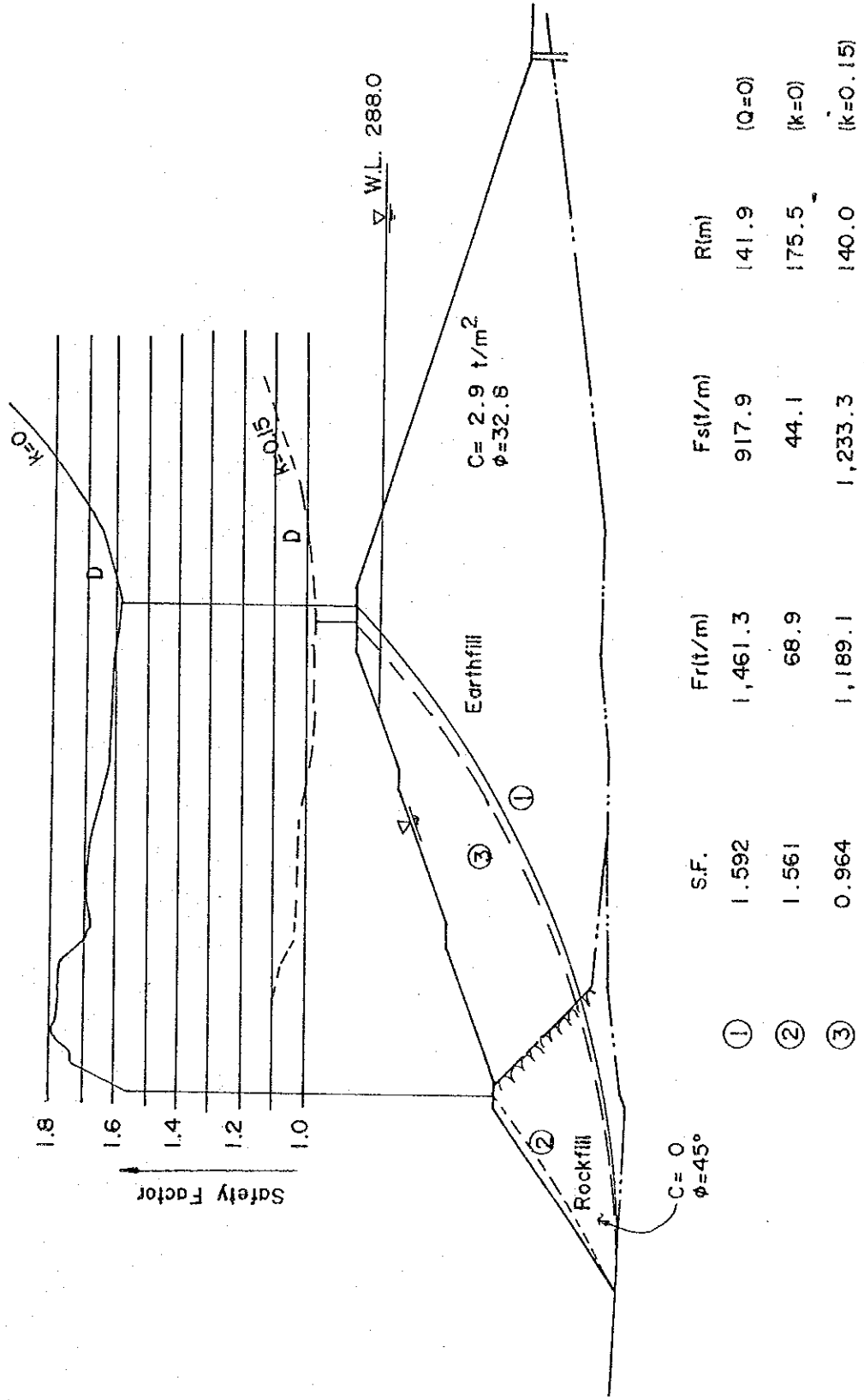
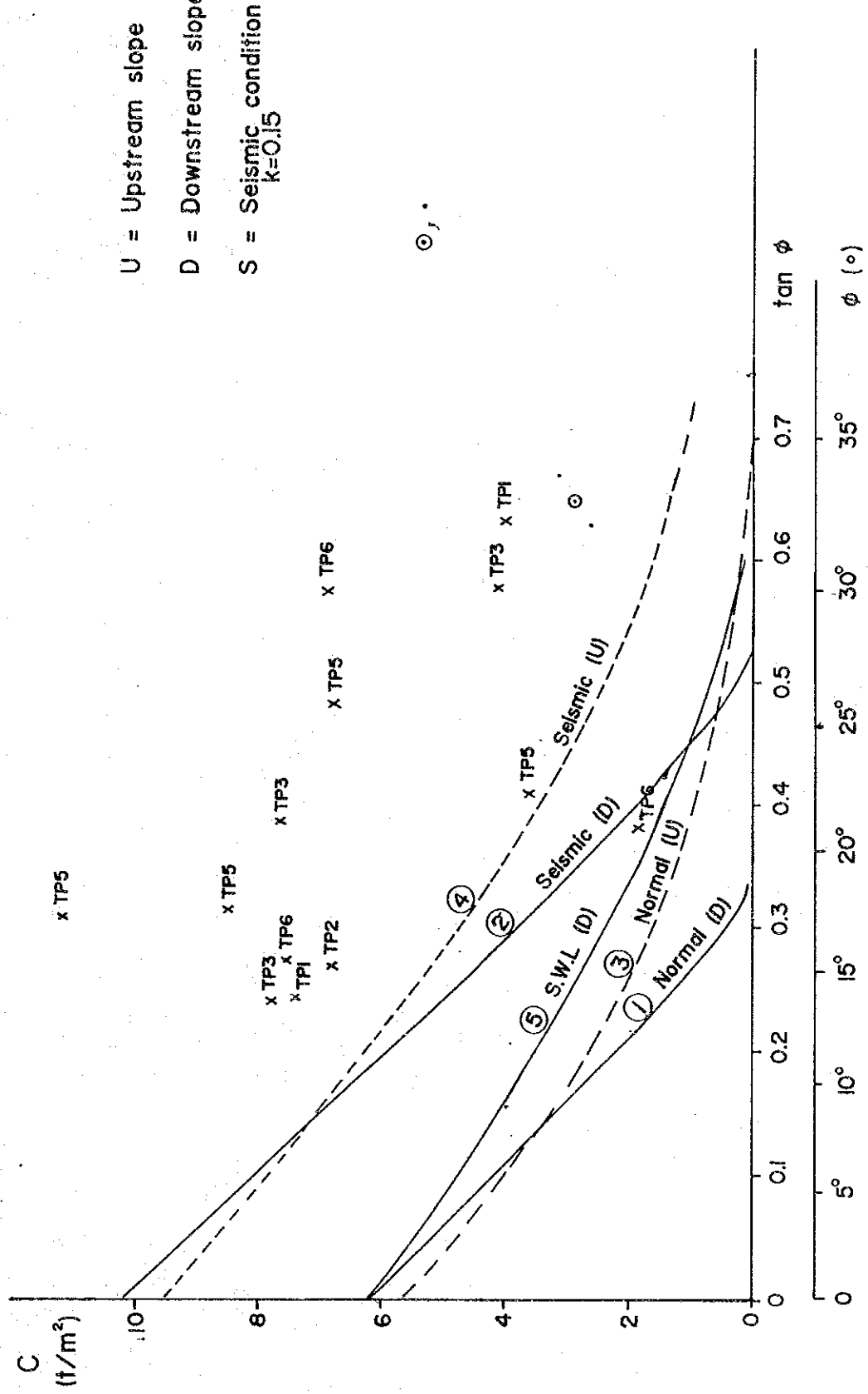


図 VII-4 カリラヤダム安定解析

(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)



ⅤⅡ—5 すべり安全率 1.0 を与える c , ϕ の範囲
 (Section STA 0+384)



Ⅷ. 修復計画及び修復工事費

1. ダム下流法面
2. ダム上流面
3. 洪水吐
4. 東側ダイク下流地山の地すべり
5. 修復計画の工事費と工期
6. 修復計画実施のための調査費・エンジニアリング費及びNAPOCOR管理費

Ⅷ. 修復計画及び修復工事費

1. ダム下流法面

カリラヤダム下流法面は現在広範囲にわたって表面が損傷している。これは主として法表面の芝生及び客土層が剝脱しているもので、降雨等による表面流水による浸蝕が原因であり、現状のまま放置すれば次第にその規模が加速度的に拡大するおそれがあり、早急に修復する必要がある。

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、損傷面が下流法面全域に広がっており、部分的修理の連続よりも、下流側法面全域を系統だてて修復すべきものとする。

恒久的対策として修理する時には、ダム下流法面にフィルター層を置き、その上をロック材で覆うもので、その手順は次の通りである。

- 1) 現在の下流法面を薄くブルドーザーで剝取る。
- 2) 現在の中間バーム (EL.280.0 及び 277.5) 沿いに有孔ヒューム管 (φ 300～φ 600) を埋設する。
- 3) 法面表面に砂礫層 (フィルター層、厚さ 0.6～1.0 m) を施工する。
- 4) フィルター層の上にさらにロック材 (厚さ約 1.5 m) を盛立てる。ロック材の表面は 300～600 mm 程度の岩塊でリップラップを作る。

この修復には約 38,600 m³ のロック材が必要となるが、このロック材はカリラヤダムの近傍では地表面付近には存在していないので、採取が容易でないがカラヤン揚水発電所の北東約 3 km の地点でラグナ湖岸道路沿いに存在している玄武岩帯より採取することができよう。

この恒久修復計画はロック材調達に難点があり、その実施迄時間を要するようならば、ダム下流面を現状のまま放置せず、ダム周辺で調達できる土質材料で応急的に修復することが出来るが、この場合、現在と同様な損傷が再発するお

それがあり、その防止のため絶えず監視と修理を繰り返すことが必要となろう。
以上の応急的修復計画をA案、恒久的修復計画をB案とした場合の工事費は、

A 案 254,000 米ドル

B 案 1,560,000 米ドル

と見積られる。

図Ⅷ-1に恒久修復計画の構想を示す。

2. ダム上流面

ダム上流面コンクリートスラブのクラックの発生は堤体盛土部における不等沈下が主原因と考えられる。ダムは建設後既に40年近く経ており、不等沈下が既におさまっていると考えられるので、今後急速にクラックが拡大していく可能性は少ない。しかし、既に発生しているクラックやジョイント開口部等より、スラブ下面の盛土材料が波浪等による水の攪乱のため少しづつ吸出され流失し、スラブ下面に空隙が出来ているところもあると思われる。このまま放置すればこの空洞が少しづつ拡大して行き、逐には上流法面の安定を損なう事も考えられるので、上流法面保護の立場から修復すべきものとする。

修復のためには、貯水池水位を出来るだけ下げた時（例えば常用洪水吐のシリンドーゲートの取替時）にクラック発生部周辺コンクリートスラブに穿孔し、これより細砂を流し込み、また、目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ショットクリートで覆う。（この場合、空洞に砂を流し込んだ孔はドレーン孔として残しておく。）低下貯水面以下の部分は、砂礫材の水中投下で覆うものである（図Ⅷ-2/1参照）。

修復工事費は377,000米ドルと見積られる。

なお、カラヤン揚水発電所の取水可能貯水池水位の範囲はEL.286.0以上であ

り、それ以下に水位が下がった場合、取水口部で空気を吸って運転が出来ない。カラヤン揚水発電所が殆んど毎日運転されている現時点では、ダム上流面の修復のため貯水池水位を下げる事が出来ないのが実情である。ダム上流側コンクリートスラブクラックの修復を貯水池水位を下げないで実施するとすれば、少なくとも多数のクラックが集中している標高 285.0 m 以上まで砂礫土砂の水中投下でカバーする必要があるが、砂礫層の上部が貯水池表地波浪による水の攪乱によって砂礫層が流失するおそれがあるので、蛇かごで表面を保護する必要がある。この場合の修復計画は、図Ⅷ-2 / 2 に示す通りで修復工事費は 527,000 米ドルと見積られる。

3. 洪水吐

3.1 既設洪水吐の修復

a) ゲート部

シリンダーゲート戸当り水密部の取替が必要である。また、ゲート扉体の腐蝕もかなり進行しているので、ゲート全体を取替える方がよい。ゲート全体を取替える場合の費用は 90,000 米ドルと見積られる。

b) 立坑部

巻立コンクリート部の損傷がひどく漏水が多い。

原則として巻立コンクリート周辺地山にモルタル及びセメントミルクのグラウト注入が必要であるが、現状では巻立コンクリートに 1ヶ所大きな開口部があり、多量の水が噴出しているので、この開口部を一時的に塞ぎ、湧出水を抑えたあとでないとグラウト処理は成功しない。(この仮止水工は図Ⅷ-3参照)

c) 内張鉄管部

立坑下部の曲管部に設置されている内張鉄管部では、多数のリベットが脱落し、

あとの穴から漏水が噴出している。リベットの抜けた穴にはテーパのついた鋼棒を叩き込み漏水量を減らし、あとで裏込めコンクリート周辺地山をグラウト処理する。

d) 水平トンネル部

水平トンネル内の湧水状態は現在のところ不明である。原則として、巻立コンクリート背面地山にグラウト注入して修復する。

グラウトはトンネル内から実施する。グラウト注入は原則として3.0 m 毎の断面に於て実施し、立坑部では深さ4.0 mのグラウト孔を1断面6本、また水平トンネル部では深さ6 mのグラウト孔を1断面3本とする。水平トンネルでのグラウト区間は、上流側よりダム軸付近までの約100 mの区間とする。

グラウトによる既設洪水吐の修復工事費は、187,500米ドルと見積られる。

3.2 新しい洪水吐の増設

既設の洪水吐の放流能力は貯水池水位 H.W.L で約 $250 \text{ m}^3/\text{sec}$ である。一方、カリラヤ貯水池への洪水流入量は200年確率洪水量でピーク値は $2,173 \text{ m}^3/\text{sec}$ であり、フィルダムの洪水吐設計流量は20%増の $2,608 \text{ m}^3/\text{sec}$ となる。カラヤン発電所及びカリラヤ発電所への発電流量がなかった場合、即ち、既設洪水吐のみで洪水放流を行った場合、カリラヤ貯水池水位は最高 290.55 m まで上昇してしまうことになる。

この状態で風浪高 ($30 \text{ m}/\text{sec}$ の風速で 1.8 m) を考えれば、ダムのクレストをオーバートップしてしまうのでダム破壊の危険がある。既設の洪水吐はトンネル洪水吐でその放流能力はトンネル径で制限をうけており、この洪水吐自身の放流能力を増大することは実際問題としては不可能である。また、既設洪水吐は老朽化が激しく、いろいろ問題があることから、これを早急に修復する他に新しく別に洪水吐を増設する必要がある。

増設案の1例を図Ⅷ-4, Ⅷ-5に示すが、これは現在の洪水吐設備と併用するもので、現在設備を放棄するものではない。この新設洪水吐の工事費は5,200,000米ドルと見積られる。

4. 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が崩壊しており、地山の地下水の湧出により崩壊土砂の先端部がぬかるんでいる。崩壊部は整形して透水性材料で埋戻すことが必要である。埋戻材料に崩壊土砂を使用することは適当ではない。

修復計画の1例は図Ⅴ-2に併記しており、その修復工事費は96,400米ドルと見積られる。

5. 修復計画の工事費と工期

以上の修復計画に対する工事費を表Ⅷ-1とⅧ-2に示す。また、表Ⅷ-3は各修復工事項目についての概略工期を示すものである。

6. 修復計画実施のための調査費・エンジニアリング費及びNAPOCOR管理費

なお、修復計画の実施に先立ち、原石山での原石分布調査及び増設洪水吐の基礎岩盤調査のため地質調査コアボーリング(原石山40m×5本・増設洪水吐ルート沿30m×10本)及び原石山附近の地形測量並びに増設洪水吐ルートの縦横断測量を追加する必要がある。また、修復工事の実施設計入札書類の準備・入札審査及び工事監理のためのエンジニアリング費及びNAPOCORの管理費が必要である。これに要する費用の概略は表Ⅷ-1に示すものである。

圖 VIII-1 父△下流法面修復計畫面
S : 1/500

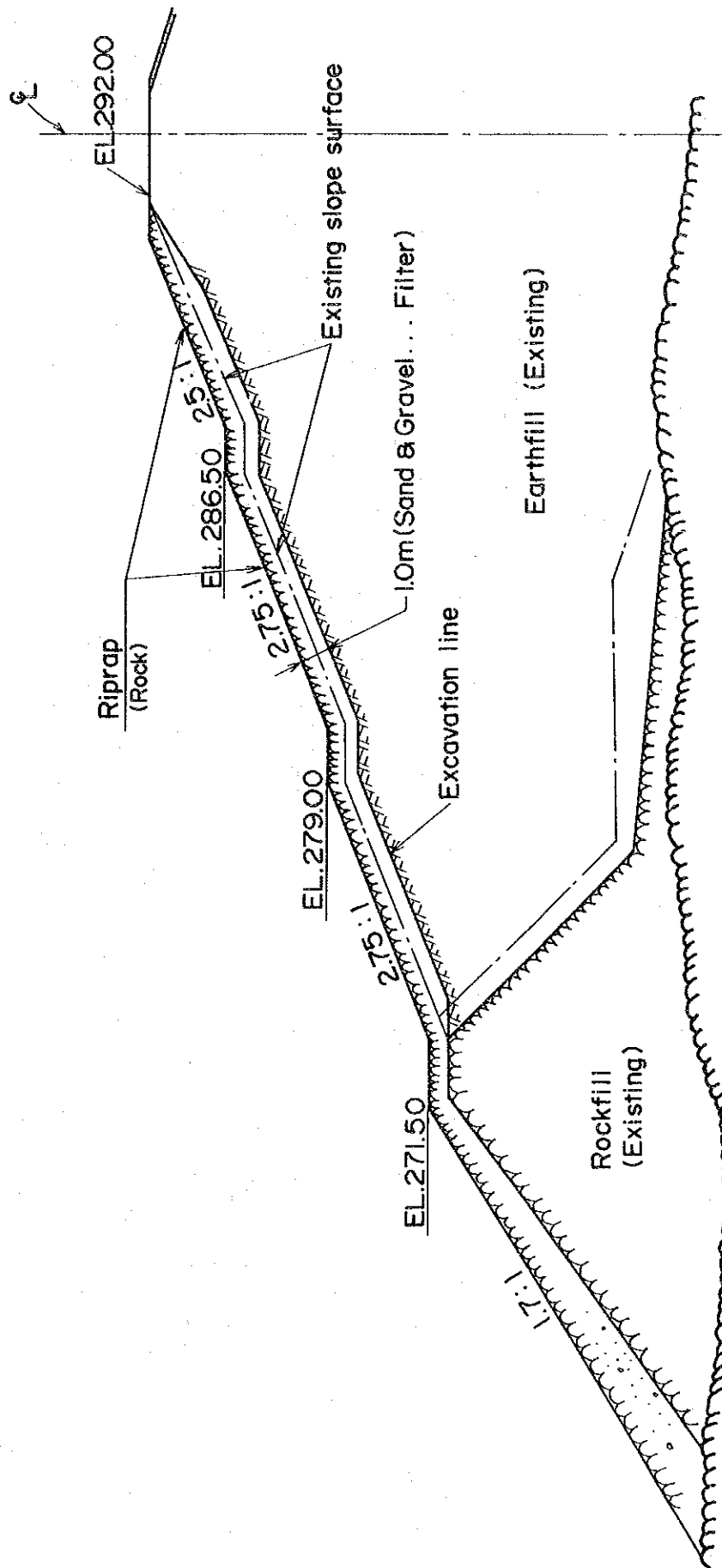


圖 VII-2/1 ダム上流法面修復計画

S: 1/500

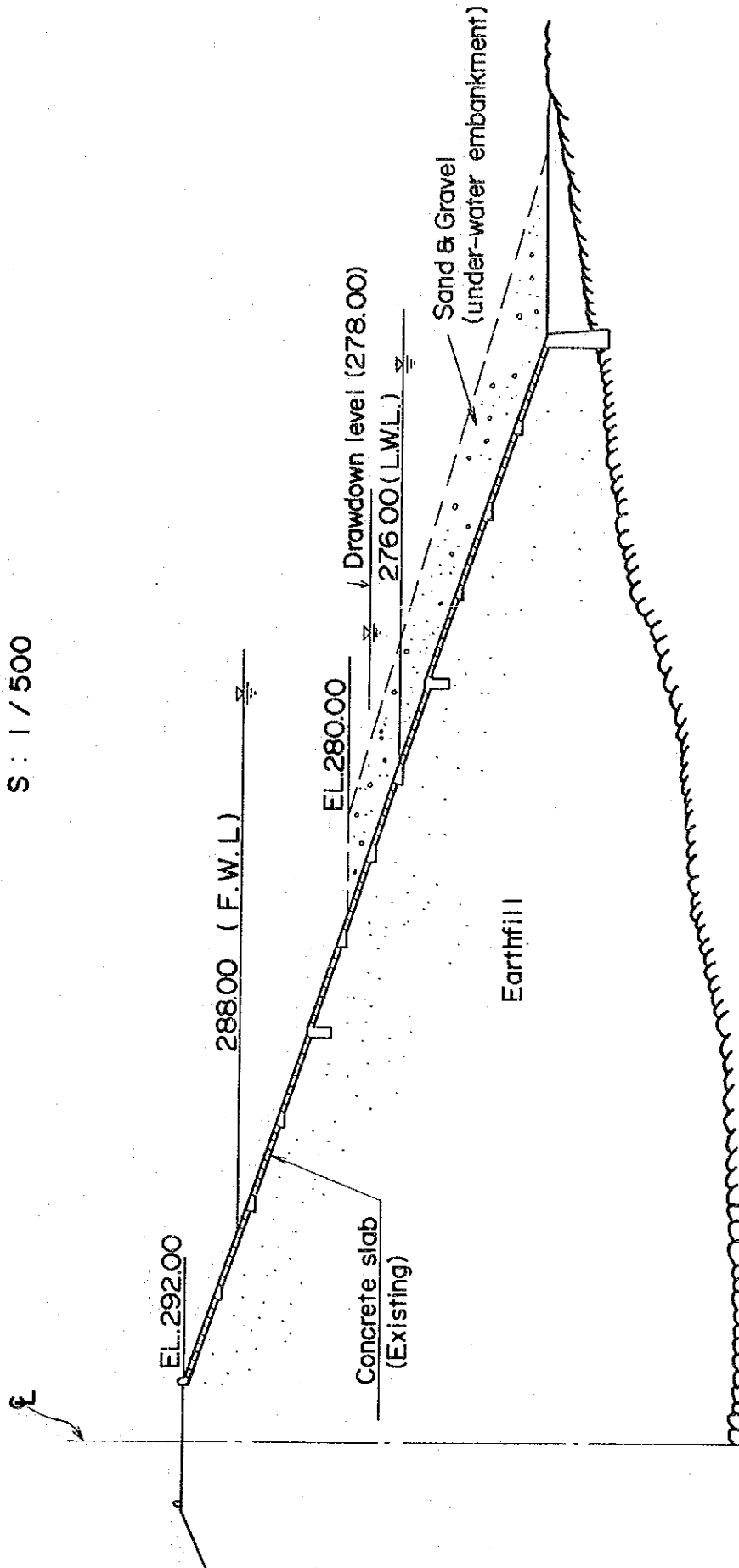


図 VIII-2/2 ダム上流法面修復計画

(貯水池水位を下げない場合)

S:1/500

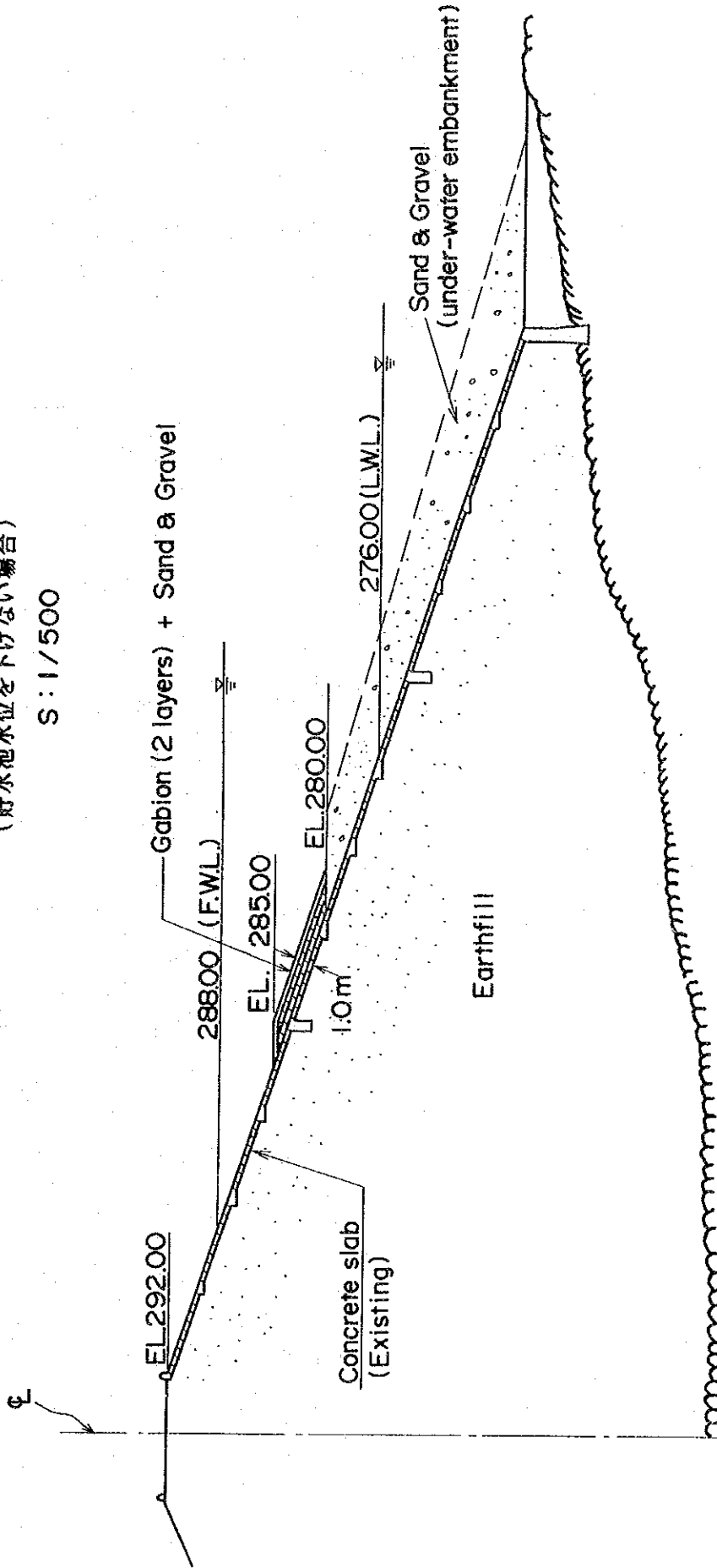
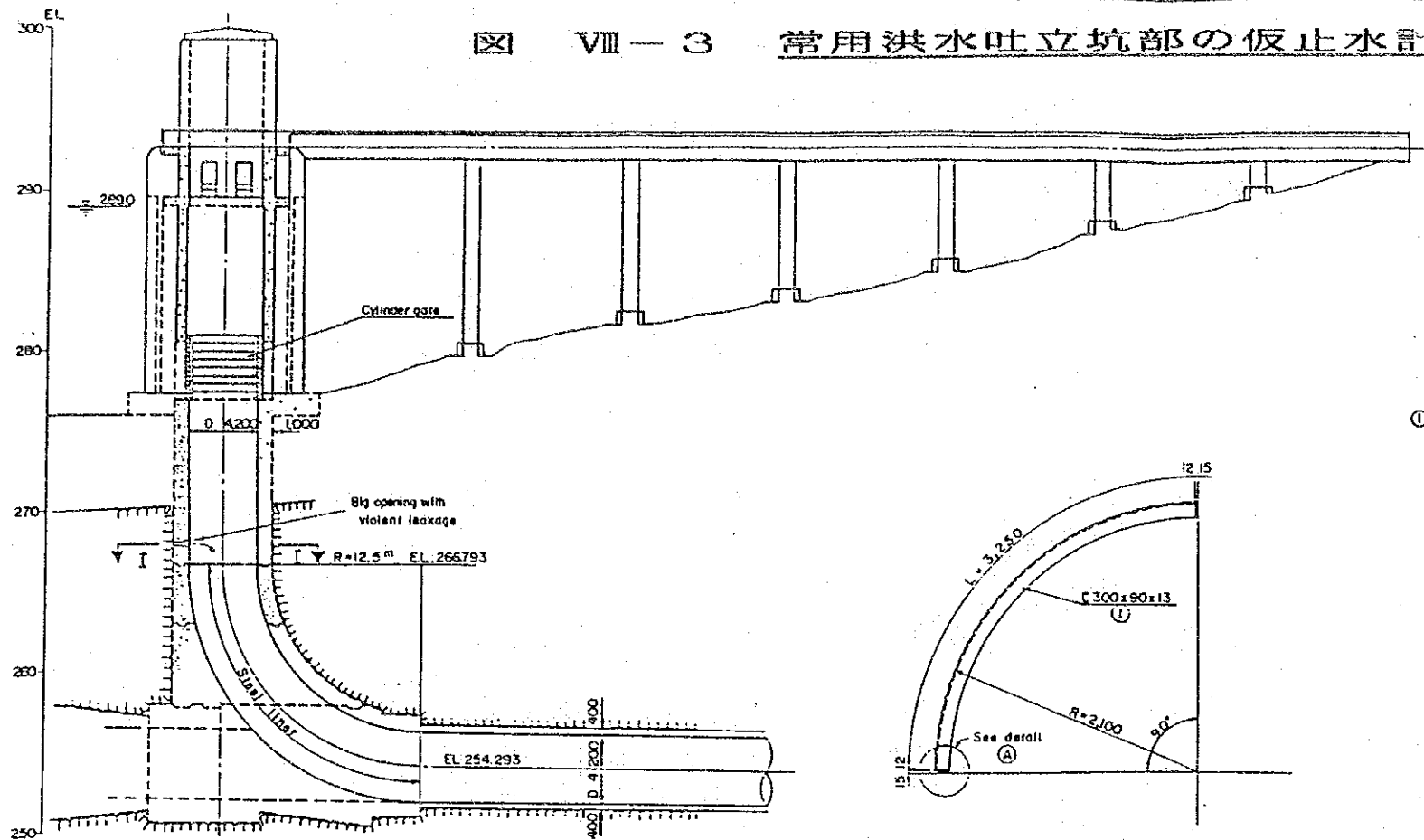
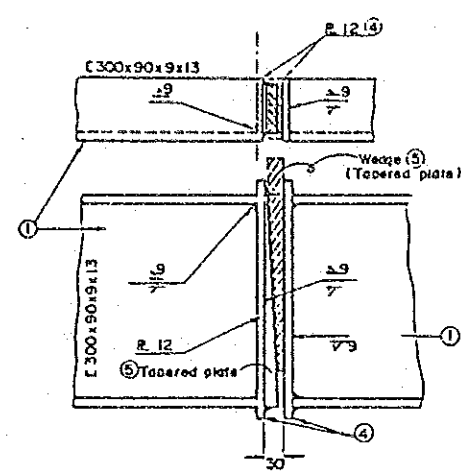


図 VII-3 常用洪水吐立坑部の仮止水計画

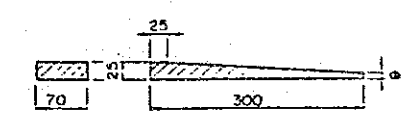


VERTICAL SECTION (S=1/200)

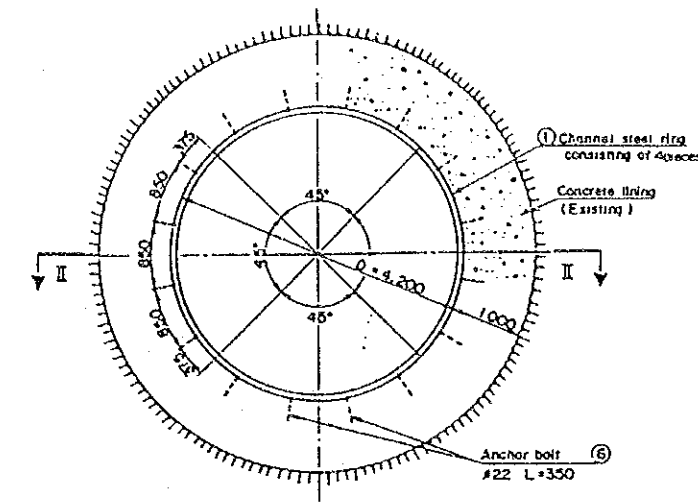
SHAPE OF SEGMENT (S=1/25)



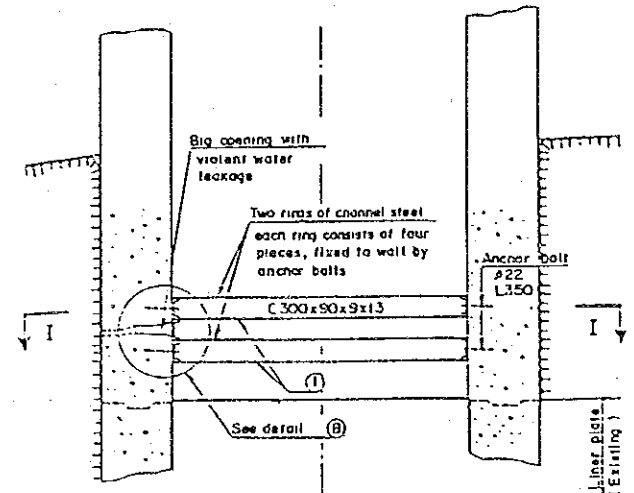
DETAIL A (S=1/5)



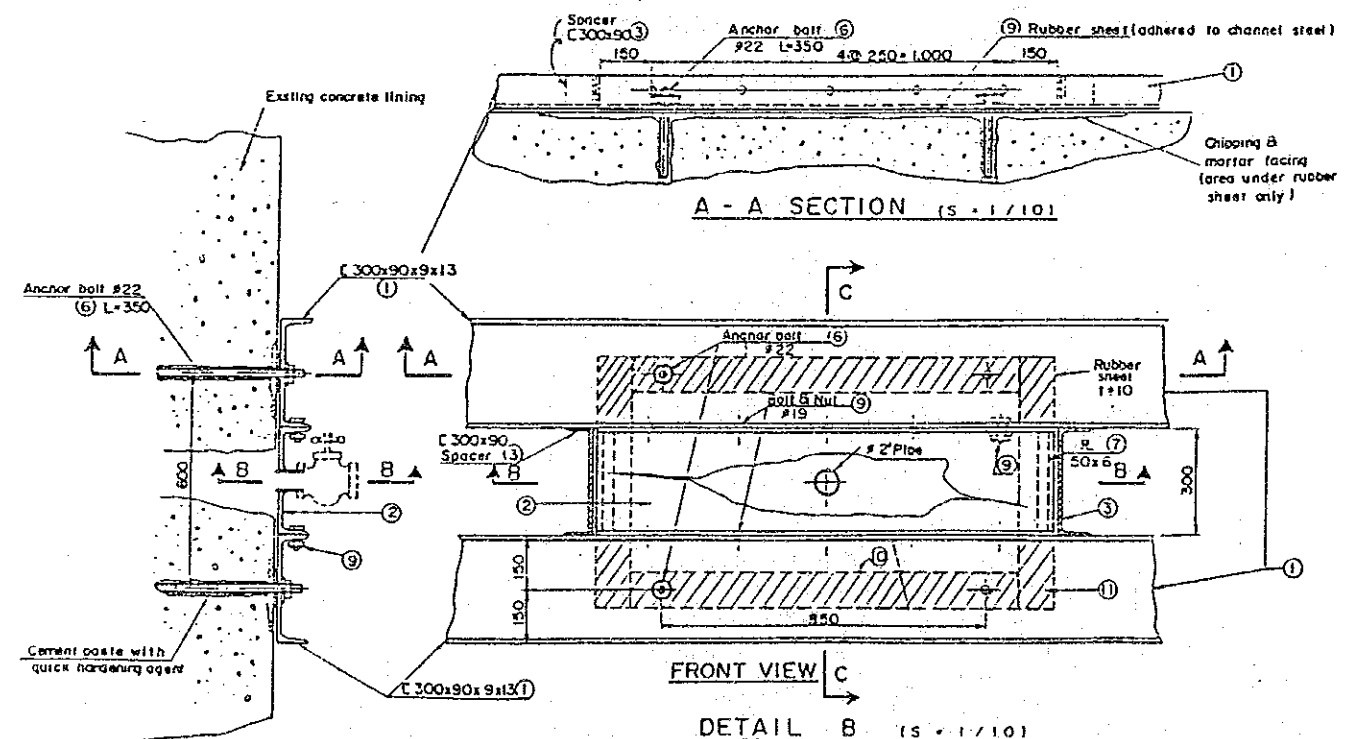
DETAIL OF TAPER PLATE (S=1/5)



I-I SECTION (S=1/50)

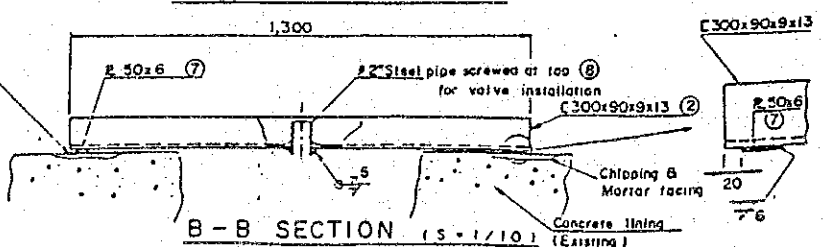


II-I SECTION (S=1/50)



A-A SECTION (S=1/10)

FRONT VIEW (S=1/10)



DETAIL B (S=1/10)

C-C SECTION (S=1/10)

NOTE

- i) Should no bending machine be available, segments for steel rings can be made with steel plate properly shaped and welded.
- ii) Prior to installation of steel ring at its location, concrete surfaces under the ring shall be cleaned and smoothed with cement mortar.
- iii) Prior to installation of steel ring at its location, all cracks of significant size shall be plugged with cement paste after chiseling along the cracks.
- iv) Prior to installation of steel ring, big cavities other than that shown in this drawing shall be back filled with cement mortar with quick hardening agent. Those cavities which bear leaking water shall be provided with drainage of steel pipe(s) screwed at its one end for connection of grouting hose. Surfaces of cavities and adjacent concrete shall be cleaned by wire brush.
- v) After completion of steel ring installation and water leakage being blocked by the method indicated in this drawing, the opening shall be grouted with cement mortar.
- vi) Leak holes of the existing steel liner plates shall be plugged with tapered iron rods by tapping. Diameter of iron rods will be chosen in accordance with the measurement of diameters of actual holes.
- vii) After completion of procedures shown in this drawing and note items ii) to vi), the surrounding rocks along the vertical and horizontal tunnel, shall be grouted. (2nd step)

CALIRAYA REHABILITATION PROJECT	
SPILLWAY	
LEAK SEALING (1st step)	
PLANS, SECTIONS and DETAILS	
JAN. 1986	CHEP-R-J-1
THE JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY	

図 VII-4 カリラヤダム洪水吐増設計画
(平面図)

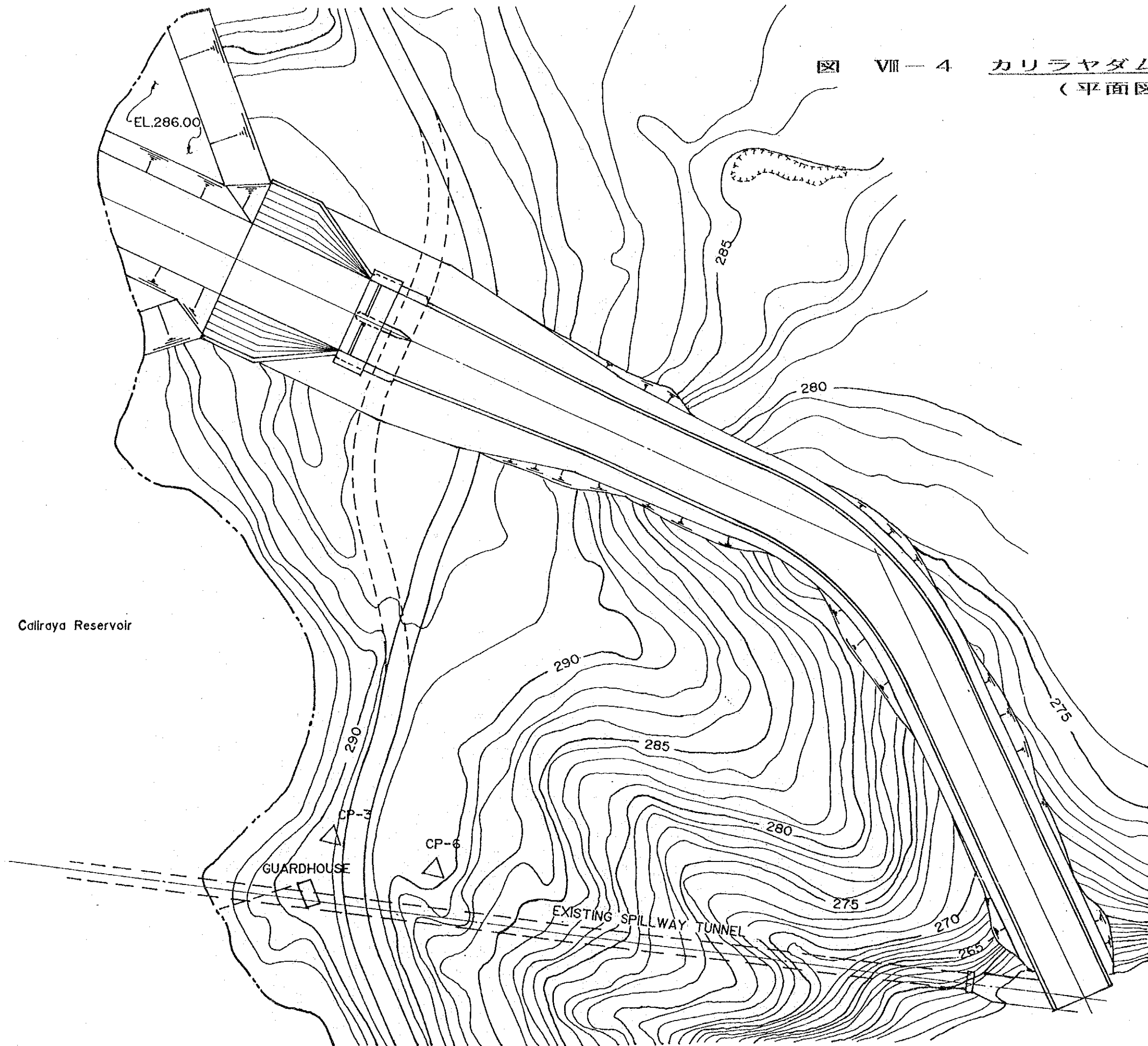
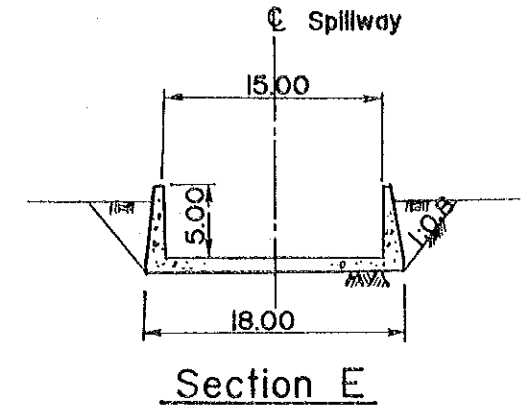
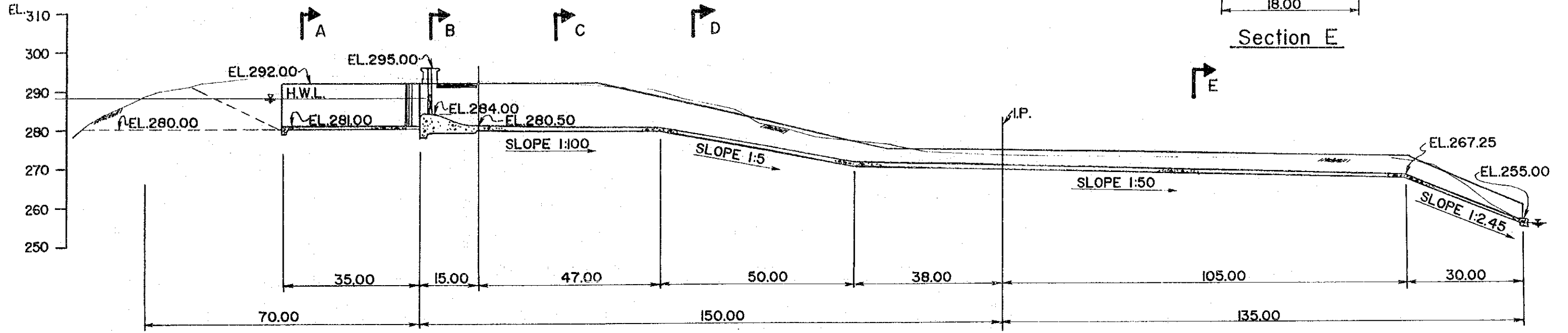


図 VII-5 カリラヤダム洪水吐増設計画
(縦・横断面図)



Profile

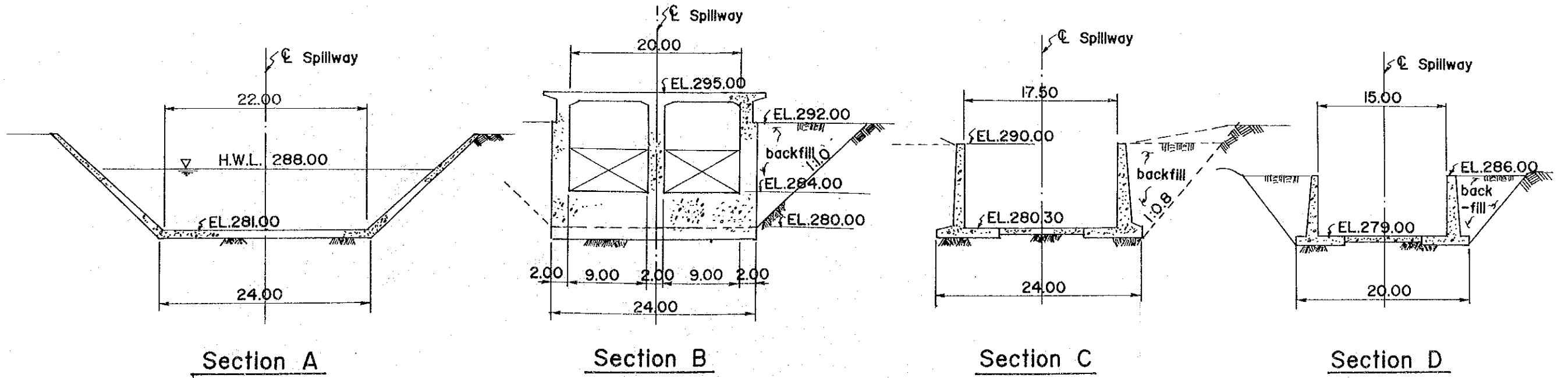


表 VIII-1 カリラヤダム修復工事費

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
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	
6. 予 備 費	(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)	
7. 総 計	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

1986年現在

単価：米ドル

1. 工事費の総括 (米ドル換算)

A. 既設常用洪水吐の補修

$$20,000.- (F/C) + 167,500.- (L/C) = 187,500.-$$

B. シリンダーゲートの取替

$$80,000.- (F/C) + 10,000.- (L/C) = 90,000.-$$

C. 洪水吐の増設

$$2,538,000.- (F/C) + 2,662,000.- (L/C) = 5,200,000.-$$

D. ダム下流面の補修

D1. (A) : repair with earth material

$$50,000.- (F/C) + 204,000.- (L/C) = 254,000.-$$

D2. (B) : repair with rock material

$$702,000.- (F/C) + 858,000.- (L/C) = 1,560,000.-$$

E. ダム上流面の補修

$$56,000.- (F/C) + 321,000.- (L/C) = 377,000.-$$

F. . 東側ダイク地すべりの補修

$$0.- (F/C) + 96,400.- (L/C) = 96,400.-$$

2. 工事費内訳

2.1. 既設常用洪水吐の補修

Description	Quantity	Unit	Unit Price	Amount
1.) Preparation Works	1	LS	48,620	48,620
2.) Drilling	768	m	100	76,800
3.) Set-up	142	hole	80	11,360
4.) Grouting	768	m	40	30,720
5.) Sub total				167,500
6.) Protection work for grouting	1	LS	20,000	20,000
7.) Total (3+4)				<u>187,500</u>

2.2. シリンダーゲートの取替

Description	Quantity	Unit	Unit Price	Amount
1.) Cylinder Gate	15	ton	6,000	90,000
2.) Total				<u>90,000</u>

2.3. 洪水吐の増設

Description	Quantity	Unit	Unit Price	Amount
1.) Preparation works (Quarrying and Crushing & Batching Plants)	1	LS	1,260,060	1,260,060
2.) Excavation (Earth and rock)	83,000	m ³	9	747,000
3.) Backfill (Earth)	15,700	m ³	5	78,500
4.) Concrete	16,150	m ³	140	2,261,000
5.) Reinforcement	648	ton	780	505,440
6.) Sub total				4,852,000
7.) Gate	58	ton	6,000	348,000
8.) Total				<u>5,200,000</u>

2.4. ダム下流面の補修

2.4.1. Repair with Earth Material (A)

Description	Quantity	Unit	Unit Price	Amount
1.) Preparation works (Borrow area and haul road)	1	LS	65,460	65,460
2.) Removal of Existing Surface	21,705	m ²	4/3	28,940
3.) Drain work	1	LS	51,100	51,100
4.) Earth Backfill	10,850	m ³	10	108,500
5.) Total				<u>254,000</u>

2.4.2. Repair with Rock Material (B)

Description	Quantity	Unit	Unit Price	Amount
1.) Preparation works (Quarrying and haul road)	1	LS	401,705	401,705
2.) Removal of existing surface	21,705	m ²	4	86,820
3.) Filter Material embankment	21,705	m ³	15	325,575
4.) Rockfill embankment	38,600	m ³	18	694,800
5.) Drain pipes (φ300 mm, 550 m)	550	m	30	16,500
6.) Drain pipes (φ450 - 600 mm, 775 m)	775	m	40	31,000
7.) Drainage Junction etc.	18	number	200	3,600
8.) Total				<u>1,560,000</u>

3. ダム上流面の補修

Description	Quantity	Unit	Unit Price	Amount
1.) Preparation works (Haul road and barge)	1	LS	97,500	97,500
2.) Shotcrete (8 cm thick)	1,050	m ²	15	15,750
3.) Miscellaneous (Drain, etc.)	1	LS	5,000	5,000
4.) Disposal in water	25,875	m ³	10	258,750
6.) Total				<u>377,000</u>

4. 東側ダイク地すべりの補修

Description	Quantity	Unit	Unit Price	Amount
1.) Preparation works (Access and haul roads)	1	LS	24,960	24,960
2.) Excavation	1,840	m ³	6	11,040
3.) Filter	560	m ³	15	8,400
4.) Rockfill	2,800	m ³	18	50,400
5.) Gabion	40	m ³	40	1,600
6.) Total				<u>96,400</u>

Ⅸ. 経済性評価

- 1. 経済性評価の方法**
- 2. 対案のコスト評価**
- 3. 本案のコスト評価**

IX 経済性評価

カリラヤダムが、現状のまま何ら修復工事を行わず放置された場合には、ダム下流面の浸蝕が進行して、10年後には $K=0.15$ の地震時にすべり安全率が、1.2以下に低下してしまうので、ダムの造り替えが必要である。

ダム造り替えの費用は、総額26,000,000米ドル、工事期間は3カ年と見積られるが、この工事期間中にはカラヤン及びカリラヤの両発電所は使用できない。一方、ここで提案する修復案では、その費用は総額9,542,990米ドルで、工事期間は約3カ年であるが、貯水池は空にする必要はなく約3カ月間貯水池の水位を低下させるだけでよい。この水位低下によって、カラヤン揚水発電所は約3カ月間発電不能になるが、カリラヤ発電所は、発電可能である(表Ⅷ-3参照)。

1. 経済性評価の方法

ここでは、カリラヤダムを早急に修復する場合(以下、本案という。)と、いまカリラヤダムを修復せずに現状のまま放置しておき、ダムが使用に耐えなくなった時点でこれを造り替える場合(以下、対案という。)との両者について、経済性の相互比較を行なうこととした。

ここでは、対案の工事費及び工事期間中の発電不能による発電損失額の合計(B)ならびに本案の工事費及び工事期間中の発電不能による発電損失額の合計(C)を計算し、CのBに対する内部収益率(IRR)を算出して経済性を評価した。なお、発電損失額の計算に当っては、KW発電損失とKWh発電損失の両者について考慮し、これらの損失は標準的な石炭火力を新設して補うものとして評価した。

このような発電損失は、電力系統が保有している供給予備力で補うことができ

ないかという疑問があるかもしれない。

しかし、一般に電力系統の供給予備力は、電源開発計画の段階では予測できない電源設備の事故及び水力発電所の濁水などによる出力低下ならびに電力需要の予想外の増加などの不確定な供給力の不足を補うためのものである。

従って、検討の対象として考えているカリラヤやカラヤンの大規模かつ長期間の発電損失については、電源開発計画の段階で予め考慮に入れたうえで、なお予測できない不確実な供給力の不足を補うだけの供給予備力を確保するように計画されなければならない。

このことは、これらの発電損失に対してすでに保有している供給予備力で補うという考え方ではなく、何らかの設備を新設して供給力の増加を図る必要があることを意味しており、上に述べたとおりこの新設設備として標準的な石炭火力を考えることとした。

以下の具体的な検討において用いた条件は、次のとおりである。

1.1 対案の費用

(1) 工事費	26,000,000米ドル
	(1986年9月時点)
純工事費	21.0×10^6 米ドル
調査費	0.3×10^6 米ドル
用地費	0.2×10^6 米ドル
エンジニアリング費	2.1×10^6 米ドル
NAPOCOR管理費	0.3×10^6 米ドル
予備費	2.1×10^6 米ドル
計	26.0×10^6 米ドル

26×10^6 米ドルの総工事費は、3カ年(1997~1999年)間で均等に支出

されるものとした。

(2) 発電損失の評価額

工事期間中（1997～1999年）の3カ年は、カラヤン、カリラヤの両発電所は運転できない。この発電不能は、KW発電損失とKWh発電損失で評価しなければならない（以下、これらをKW評価及びKWh評価という。）。

KW評価は、標準的な石炭火力（400MW）を建設するものとして、またKWh評価はカリラヤダムに流入する河川流量で発電できる電力量（175GWh/年）を標準的な石炭火力の運転によって補うものとして計算した。使用した数値は、次のとおりである。

標準的な石炭火力（400MW）の建設費		1,030米ドル/KW	
燃料	石油	15米ドル/バレル	9,700 Kcal/ℓ
	石炭	30米ドル/トン	6,500 Kcal/kg
熱効率		38%	

1.2 本案の費用

(1) 工事費 9,542,990米ドル

（内訳は表Ⅷ-1参照）

この工事費は、3カ年（1987～1989年）間で均等に支出されるものとした。

(2) 発電損失の評価額

修復工事の工程は、表Ⅷ-3に示すとおり1989年に3カ月間、貯水池の水位を低下させる必要がある。この場合、カラヤン揚水発電所の運転は不能になるが、カリラヤ発電所の運転は可能であり、河川流量の無効放流はないのでKWh発電損失はないものとした。ただし、カラヤン揚水発電所300MWの3カ月間のKW損失は評価しなければならない。

以上の条件及び数値をもとにして行なった計算過程は、次に示すとおりである。

2. 対案のコスト評価

2.1 工事費の現在価値

工事費を C_0 とし、 m 年後から k 年の工事期間にわたって建設するものとし、またこの工事費が工事期間を通じて均等に支出された場合の工事費の現在価値 P_1 は、次の式で示される。

$$P_1 = \frac{C_0}{k} \left(\frac{1}{(1+i)^m} + \frac{1}{(1+i)^{m+1}} + \dots + \frac{1}{(1+i)^{m+k-1}} \right) \dots\dots\dots (1)$$

2.2 KW 評価及び KWh 評価

特定の年度において、任意の発電損失が発生した場合、その発電損失を評価する方法について考察する。

いま、発電損失は標準的な石炭火力で補うものとするが、ここでは電力需要に対応する供給力について考えるものとして、発電所の所内消費分、補修分及び稼働中の事故分は、差し引きした送電端の値を用いる。

そこで、石炭火力の諸元は次のとおりとする。

x_c : 標準石炭火力の送電端電力当り単価 (米ドル / KW)

y_c : 標準石炭火力の送電端電力量当り単価 (米ドル / KWh)

(標準石炭火力の年負荷率が l_c のときのもの)

l_c : 標準石炭火力の年負荷率

また、発電損失の諸元等は次のとおりとする。

X_L : 発電損失 (評価対象) の送電端電力 (KW)

Y_L : 発電損失 (評価対象) の送電端電力量 (KWh)

l_L : 発電損失 (評価対象) の年負荷率

T : 年間時間

$$Y_L = X_L \cdot T \cdot \ell_L$$

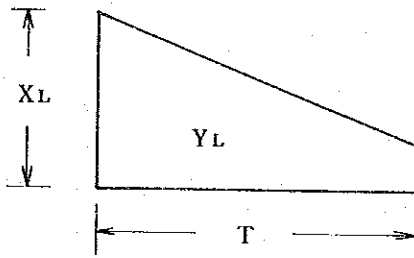
y_0 : 焚き減らしの送電端電力量当り単価 (米ドル / KWh)

(y_0 の意味については後にのべる。)

V_L : X_L 及び Y_L の評価額 (米ドル)

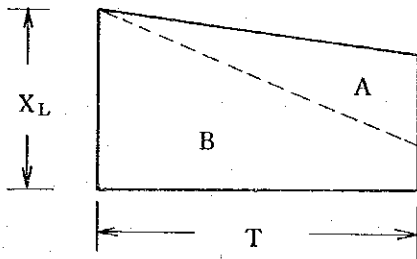
V_L は、次のようにして求められる。

(1) 評価対象の X_L 及び Y_L を次図のとおりとする。



$$Y_L = X_L \cdot T \cdot \ell_L$$

(2) 評価対象 X を標準石炭火力で補うものとするれば、次図のとおりとなる。



$$(A+B) = X_L \cdot T \cdot \ell_c$$

$$B = Y_L = X_L \cdot T \cdot \ell_L$$

$$\therefore A = X_L \cdot T \cdot \ell_c - Y_L$$

すなわち、評価対象 X_L を標準石炭火力で補うと、標準石炭火力は電力系統に併入されている他の火力発電所のどれよりも新鋭の火力であり、熱効率が高いと考えられるから優先的に発電電力量を発生し、固有の年負荷率 (ℓ_c) で運転し、 $(A+B)$ の部分を発電するものと考えられる。

しかし、評価対象の送電端電力量 Y_L は B の部分であるから、 X_L 及び Y_L の評価に当っては X_L 及び $(A+B)$ をまず標準石炭火力の単価で評価したうえで、A の部分の電力量は送電端電力量当り単価の高い火力発電所を焚き減らすものと

して、焚き減らし単価で評価して調整する必要がある。

この意味で焚き減らし単価は、電力系統に併入されている火力発電所の中で、送電端発電電力量当りの燃料費が、もっとも高い電源の単価ということになる。

(3) V_L は次式で与えられる。

$$\begin{aligned} V_L &= X_L \cdot x_c + (X_L \cdot T \cdot \ell_c) \cdot y_c - (X_L \cdot T \cdot \ell_c - Y_L) \cdot y_o \\ &= X_L \cdot x_c - X_L \cdot T \cdot \ell_c \cdot (y_o - y_c) + Y_L \cdot y_o \\ &= X_L \cdot [x_c - T \cdot \ell_c \cdot (y_o - y_c)] + Y_L \cdot y_o \end{aligned}$$

ここで、

$$x_c - T \cdot \ell_c \cdot (y_o - y_c) = x_e$$

$$y_o = y_e$$

とおけば、

$$V_L = X_L \cdot x_e + Y_L \cdot y_e$$

で与えられる。

ここで、 x_e 及び y_e を算出する過程を示すと、次のとおりである。

$$\begin{aligned} x_c &= \frac{\text{建設費} \times \text{経費率}}{\text{設備出力} \times (1 - \text{所内率}) \times \text{補修率} \times \text{稼動中利用率}} \\ &= \frac{412 \times 10^6 \text{米ドル} \times 0.1708}{400 \times 10^3 \text{KW} \times (1 - 0.073) \times 315 / 365 \times 0.95} \\ &= 231 \text{米ドル/KW} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} y_c &= \frac{860 \times \text{石炭単価} \times (1 + \text{諸費率})}{\text{熱効率} \times \text{発熱量} \times (1 - \text{湿分率}) \times (1 - \text{所内率})} \\ &= \frac{860 \times 0.03 \text{米ドル/kg} \times 1.01}{0.38 \times 6500 \text{Kcal/kg} \times (1 - 0.07) \times (1 - 0.073)} \\ &= 0.0122 \text{米ドル/KWh} \end{aligned}$$

$$y_o = \frac{860 \times \text{石油単価} \div 159 \times (1 + \text{諸費率})}{\text{熱効率} \times \text{発熱量} \times (1 - \text{所内率})}$$

$$= \frac{860 \times 15 \text{米ドル/バレル} \div 159 \ell/\text{バレル} \times 1.01}{0.38 \times 9700 \text{Kcal}/\ell \times (1 - 0.05)} = 0.0234 \text{米ドル/KWh}$$

$\ell_c = 0.98$ とすれば、

$$\begin{aligned} x_c &= x_c - T \cdot \ell_c \cdot (y_c - y_c) = 231 - 8.760 \times 0.98 \times (0.0234 - 0.0122) \\ &= 135 \text{米ドル/KWh} \end{aligned}$$

$$y_c = 0.0234 \text{米ドル/KWh}$$

一方、過去におけるカラヤン、カリラヤ発電所における発電電力量（自流相当分）は、175 GWhであるから、 V_L は次のとおり求められる。

$$\begin{aligned} V_L &= 336 \times 10^3 \text{KW} \times 135 \text{米ドル/KW} + 175 \times 10^6 \text{KWh} \times 0.0234 \\ &= 45.36 \times 10^6 \text{米ドル} + 4.10 \times 10^6 \text{米ドル} \\ &= 49.46 \times 10^6 \text{米ドル} \end{aligned}$$

以上によって、対案の工事期間中における年間の発電損失の評価額が得られた。従って、工事期間3カ年の発電損失評価額の現在価値 P_2 は、次の式で示される。

$$P_2 = V_L \left(\frac{1}{(1+i)^m} + \frac{1}{(1+i)^{m+1}} + \dots + \frac{1}{(1+i)^{m+k-1}} \right) \dots\dots\dots (2)$$

2.3 合計コストの現在価値

工事費及び発電損失評価額の合計現在価値 P は、(1)式及び(2)式の合計で与えられ、

$$m = 11, \quad k = 3$$

であるので、次のとおり求められる。

$$\begin{aligned} P = P_1 + P_2 &= \left(\frac{26}{3} + 49.46 \right) \times \left(\frac{1}{(1+i)^{11}} + \frac{1}{(1+i)^{12}} + \frac{1}{(1+i)^{13}} \right) \times 10^6 \\ &= 58.13 \times \left(\frac{1}{(1+i)^{11}} + \frac{1}{(1+i)^{12}} + \frac{1}{(1+i)^{13}} \right) \times 10^6 \text{米ドル} \end{aligned}$$

3. 本案のコスト評価

3.1 工事費の現在価値

本案の工事費の現在価値 P_1' は、次式で示される。

$$P_1' = \frac{P_0}{3} \cdot \left(\frac{1}{(1+i)} + \frac{1}{(1+i)^2} + \frac{1}{(1+i)^3} \right) \dots\dots\dots (3)$$

ここに、 $P_0 = 9.543 \times 10^6$ 米ドルである。

3.2 KW評価

本案のKW発電損失は、3年後の3カ月間について、カラヤン揚水発電所の運転不能分を評価すればよく、この場合の評価額 V_L' 及びこれの現在価値 P_2' は、次のとおり求められる。

$$V_L' = 300 \times 10^3 \text{ KW} \times 135 \text{ 米ドル/KW} \times \frac{3 \text{ 月}}{12 \text{ 月}}$$
$$= 10.125 \times 10^6 \text{ 米ドル}$$

$$P_2' = V_L' \cdot \frac{1}{(1+i)^3} \dots\dots\dots (4)$$

3.3 合計コストの現在価値

工事費及び発電損失評価額の合計現在価値 P' は、(3)式及び(4)式の合計で与えられ、次のとおり求められる。

$$P' = P_1' + P_2' = \frac{9.543}{3} \cdot \left(\frac{1}{(1+i)} + \frac{1}{(1+i)^2} + \frac{1}{(1+i)^3} \right) \times 10^6$$
$$+ 10.125 \times \frac{1}{(1+i)^3} \times 10^6 \text{ (米ドル)}$$

以上に求めたP及びP'を比較した場合の本案の内部収益率（IRR）は約26%となり、ここで提案した修復工事計画の投資効果は高いことを示している。

X. 保守管理体制の確立

X. 保守管理体制の確立

保守点検は不測の故障を少なくし設備の稼働率を高め、電源供給力の信頼性を向上せしめると共に、設備の耐用年数を延ばしてくれる。

NAPOCORの現状は、こうした機器、設備の保守点検、維持管理が充分行われているとは言えない。

表 X-1 は最近 5 カ年間における NAPOCOR の電源設備容量及び総発電量の実績を示したものである。これから求めた設備の利用率は全体に低い。

水力発電設備の主体は貯水池式の大型発電所から構成されており、主としてピーク負荷を負担するものと思われるので、このグループの Plant factor が小さ過ぎると思わないが、ベース負荷をとるべき石油、石炭火力の Plant factor の低さが目立っている。こうした Plant factor の低さの原因にはいろいろな事情があるだろうが、保守管理のまづさからくる発電能率の低下や故障に原因するところも大きい様に推定される。

急増する電力需要に対応するため新規電源の建設に勢力を費やし、完成した発電所の保守維持管理は二の次とする風潮が支配していた時期が或いは過去においてあったかも知れず、またその風潮が今もなお残っているのかも知れない。需要の伸びが横ばい及至は若干低下しており、発電設備容量にかなりの余力が残されていると思われる現在、既存設備に対する保守点検修繕を見直し実施する好機であろう。

保守点検、維持管理を十分に続けて行けば、Plant factor を 60% 台にまで高めることはそれほど困難なこととは思えない。稼働率を今より 10% 高めることは、新しく 700 MW の電源を建設することと同様な効果を持つことになる。

焦点をカリラヤダムに合わせてみよう。NAPOCOR の組織からみれば、既に出て上がっている設備であるので、運転局 (Operation) の支配下にある (Southern

Luzon Regional Center の管理下に入る。

発電所現場（カラヤン、カリラヤ両発電所）には、機器の保守運転員はいるが、土木要員は配属されていない。Southern Luzon Regional Center には 1 人の土木技術者がいる。この 1 人で傘下の水力、火力、地熱各発電所に関する土木設備の面倒をみることになるが、たったの 1 人では實際上単なる連絡係としての役割が精一杯であろう。もちろん、問題の性質に応じて本部からの支援はあろうが、これはあくまで問題が発生してからの話である。

従って、現状では、どこにも責任をもって土木構造物に対する保守点検、モニタリングを実行し得る実体が存在していない。各重要発電所個々に土木技術者を配置することが無理なら、少なくとも Regional Center に数名の土木関係要員をもった土木・モニタリング係を設置し、この係により管轄下にある発電所やダムを計画的に巡回点検し、挙動をモニター出来るだけの人員と機材、車輛を配置し、問題の早期発見と、早期修復に努める様にすべきであろう。

また、各 Regional Center で統一的な見解と判断を下すために、本部には“土木保守係”とも称すべき係を設置し、問題を処理していくのが望ましい。

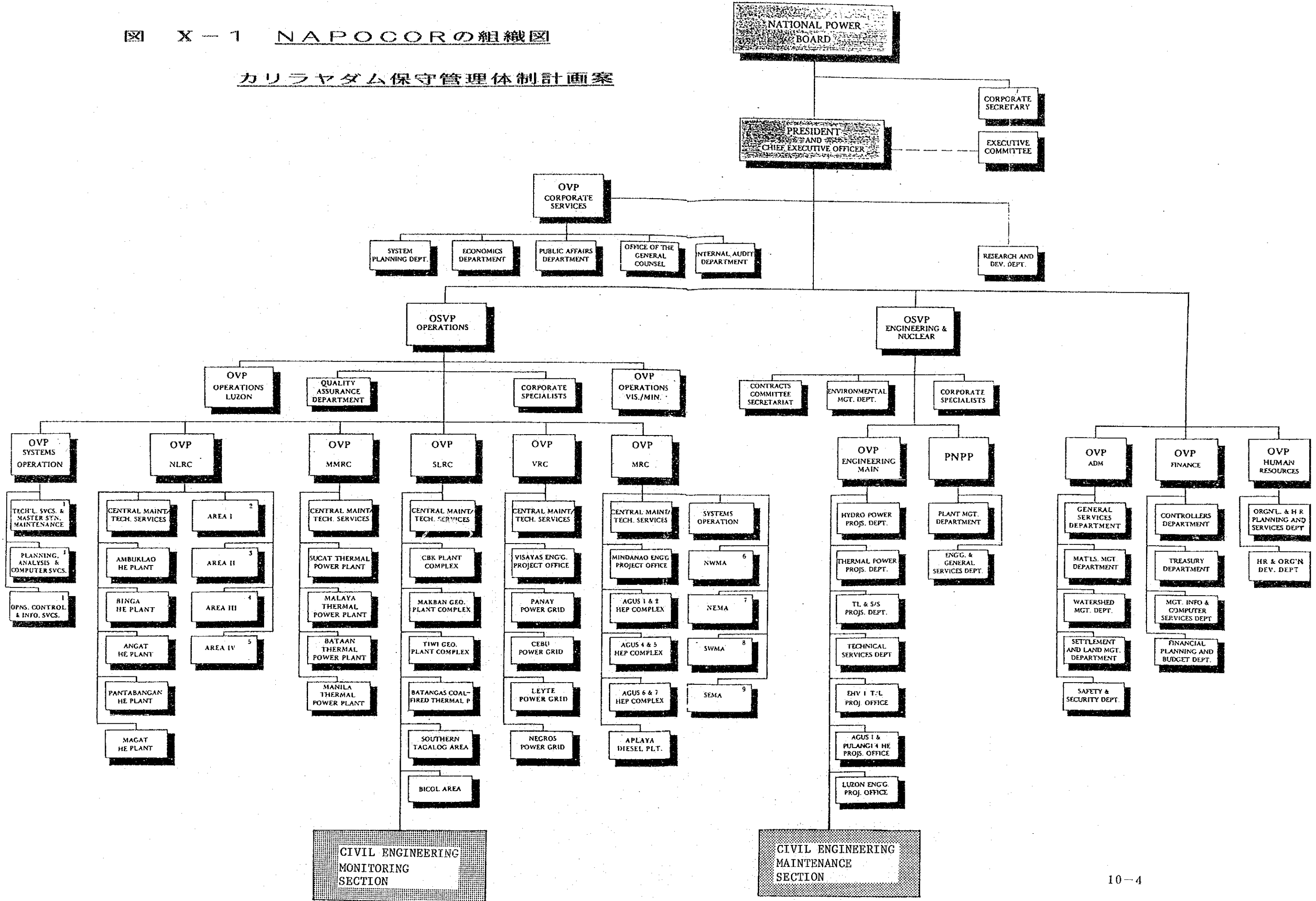
直接日常の点検や巡視に携わる土木・モニタリング係員は、作業予定表を作成しておき、その予定表に従って、計画的に行動することが見落としのない保守点検のコツである。表 X-2 は、ダム挙動モニタリング項目別の観測頻度の標準的なものである。カリラヤダムでは建設後長年月を経ており、既に挙動は安定期に入っているものと考えられるが、今回モニタリング設備を設置するまで継続した長期データがとられておらず、少なくとも季節が一巡する間（1 年）は表に示す First Stage の頻度の観測を続け、季節が一巡したあとでそれまで得られたデータを点検し、次の Stage に移るかどうかを決めるのが適当である。

表 X-3 は、巡視点検時に注意すべき対象箇所と項目を示すものである。

以上に提案した土木・モニタリング係及び土木保守係を現在の NAPOCOR 組織図上に加えた案を図 X-1 に示す。なお、Southern Luzon Regional Center 以外の Regional Center についても重要な発電所やダムを管轄下にもっている Regional Center にも、Southern Luzon Regional Center 場合と同様の組織をもつことが必要であろう。

図 X-1 NAPOCORの組織図

カリラヤダム保守管理体制計画案



表X-1 フィリピンの電源設備容量と発電量

種別		年	1980	1981	1982	1983	1984	1985
電源設備容量 (MW)	Total	全国	3,821	4,016	4,460	5,001	5,196	5,550
		ルソン	3,226	3,281	3,636	3,906	4,101	4,101
	石油火力	全国	2,435	2,525	2,584	2,603	2,298	2,362
		ルソン	2,230	2,230	2,230	2,230	1,925	1,925
	水力	全国	940	940	1,267	1,564	1,654	1,944
		ルソン	556	556	856	1,126	1,216	1,216
	地熱	全国	446	501	559	784	894	894
		ルソン	440	495	550	550	660	660
	石炭火力	全国	-	50	50	50	350	350
		ルソン	-	-	-	-	300	300
総発電量 (GWH)	Total	全国	15,086	15,988	17,413	18,682	18,666	18,757
		ルソン	13,115	13,666	14,398	15,294	14,655	14,449
	石油火力	全国	9,507	9,494	10,016	11,514	8,536	6,713
		ルソン	9,173	8,894	9,011	10,145	7,787	5,825
	水力	全国	3,502	3,724	3,751	2,964	5,167	5,514
		ルソン	1,873	2,033	1,832	1,274	2,519	2,869
	地熱	全国	2,077	2,770	3,586	4,093	4,540	4,945
		ルソン	2,069	2,739	3,555	3,875	4,125	4,284
	石炭火力	全国	-	-	60	111	423	1,585
		ルソン	-	-	-	-	224	1,471
設備利用率	Total		45.1 (46.4)	45.4 (47.5)	44.6 (45.2)	42.6 (44.7)	41.0 (40.8)	38.6 (40.2)
		石油火力	44.6 (47.0)	42.9 (45.5)	44.2 (46.1)	50.5 (51.9)	42.4 (46.2)	32.4 (34.5)
	水力	42.5 (38.5)	45.2 (41.7)	33.8 (24.4)	21.6 (12.9)	35.7 (23.6)	32.4 (26.9)	
	地熱	53.2 (53.7)	63.1 (63.2)	73.2 (73.8)	59.6 (80.4)	58.0 (71.3)	63.1 (74.1)	
	石炭火力				13.7 (-)	25.3 (-)	13.8 (8.5)	51.7 (56.0)

()内は、ルソン島グリッドの値を示す。

表 X-2 計測項目と計測回数^{の標準}

期 別	計測項目		漏水量	変 形	浸 潤 線
	型式および高さ	-			
第 1 期	表面しゃ水壁型	-	毎 日	週 1 回	
	ソ ー ン 型	-	毎 日	週 1 回	
	均 一 型	-	毎 日	週 1 回	週 1 回
第 2 期	表面しゃ水壁型	-	週 1 回	月 1 回	
	ソ ー ン 型	-	週 1 回	月 1 回	
	均 一 型	-	週 1 回	月 1 回	月 1 回
第 3 期	表面しゃ水壁型	70m未満	月 1 回	(3ヶ月1回)	
		70m以上	月 1 回	(3ヶ月1回)	
	ソ ー ン 型	70m未満	月 1 回	(3ヶ月1回)	
		70m以上	月 1 回	(3ヶ月1回)	
	均 一 型	-	月 1 回	(3ヶ月1回)	(3ヶ月1回)

表 X-3 点検項目と点検内容

点検箇所	点検項目	点検内容
ダム天端 周辺地山 計測箇所	亀裂	有無（方向、幅、深さなど）
	沈下	くぼみなど異常の有無
	変形	湾曲、曲がりなど異常の有無
	高欄、保安柵等	異常の有無
	保護工	リップラップ、表面しゃ水壁等の損傷の有無、程度
	浸蝕	のり表面の浸蝕、損傷の有無
	沈下	陥没口、亀裂等の有無
	変形	ぶくらみなどの異常の有無
	植生	草木の植生状態
	湧水	湿潤、飽和箇所の有無
斜面 計測箇所	面	地すべり、崩落の有無
	亀裂、節理、成層面	異常の有無
	湧水	新しい箇所の有無、既存箇所の異常の有無（量、圧力、にぎりなど）
	雪崩	状況
	計測計器	作動状況
計測記録	計測記録	異常の有無

