

# フィリピン共和国

## アングットダム修復計画

### 調査報告書

平成元年 3 月

国際協力事業団

フィリピン共和国アングットダム修復計画 調査報告書

平成元年 3 月

国際協力事業団



資計鉦  
( )  
89 - 76



フィリピン共和国

アンガットダム修復計画

調査報告書

JICA LIBRARY



1073681[7]

19042

平成元年3月

国際協力事業団

国際協力事業団

19042

## 序 文

日本国政府は、フィリピン共和国政府の要請に基づき、同国ルソン島における既設アンガットダムの修復計画および安全管理システムの策定とその評価を行うこととし、その実施を国際協力事業団に委託した。

当事業団は、株式会社新日本技術コンサルタント神月隆一氏を団長とする調査団を1987年9月から1988年10月までの間、数次に亘り現地に派遣した。調査団は、フィリピン共和国政府関係者と協議を行うとともに、プロジェクト・サイト調査を実施し、帰国後の国内作業を経て、ここに本報告書作成の運びとなった。

本報告書が、フィリピン共和国の電力安定に寄与するとともに、ひいては、日本・フィリピン両国間の友好親善の一助となれば幸いである。

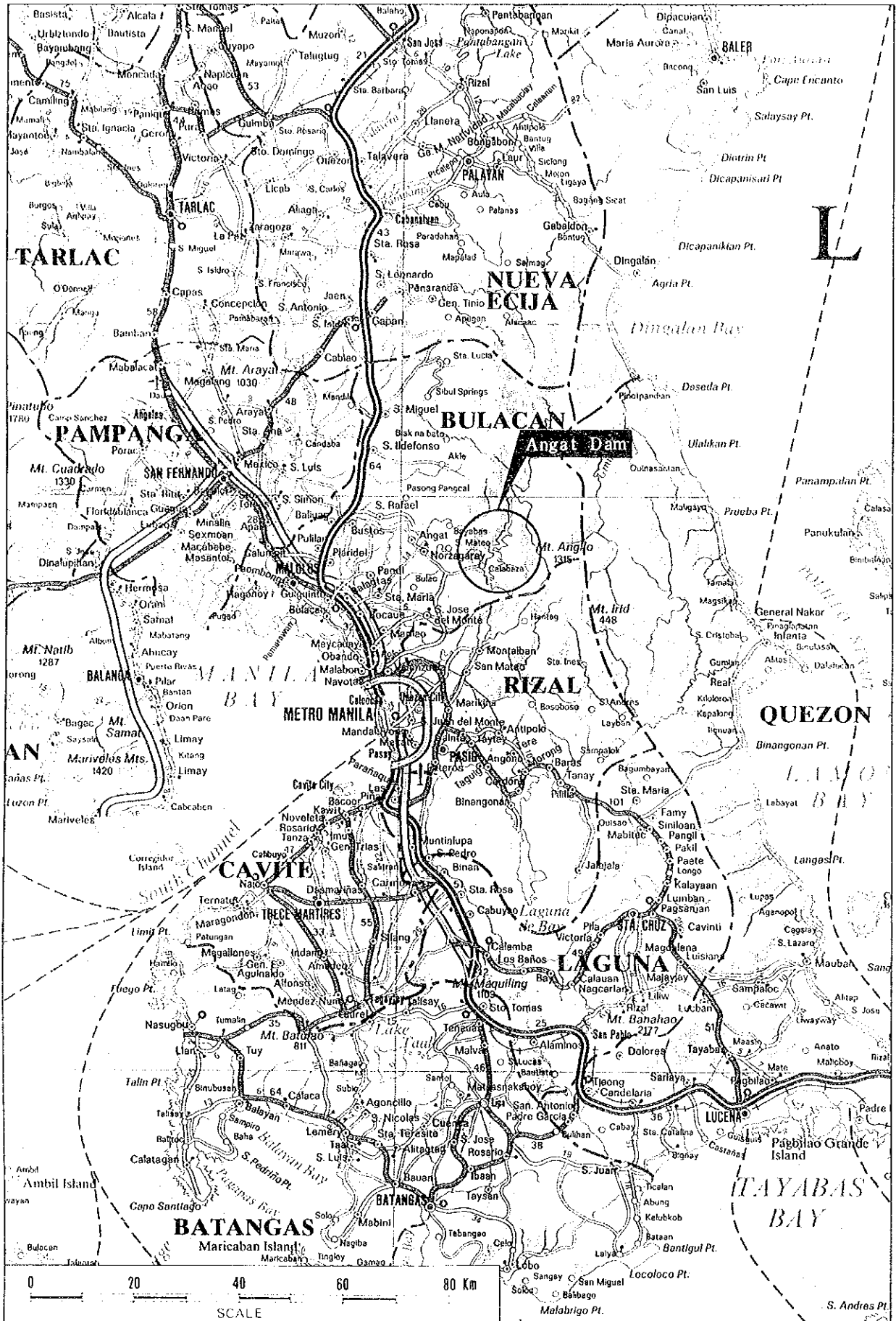
終りに、本件調査に際し、多大の御協力を頂いたフィリピン共和国政府関係機関、在フィリピン共和国日本大使館、外務省および通商産業省の関係各位に対し、深く感謝の意を表わすものである。

1989年 3月

国際協力事業団

総裁 柳谷 謙介



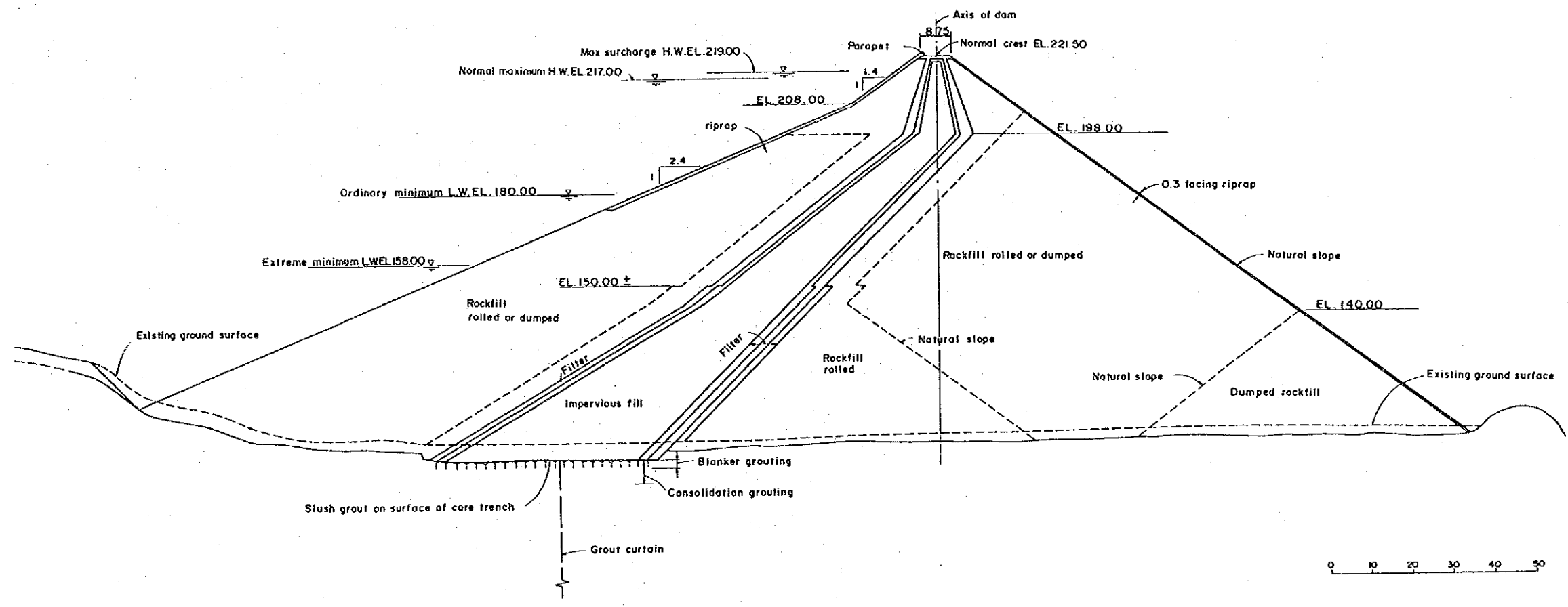


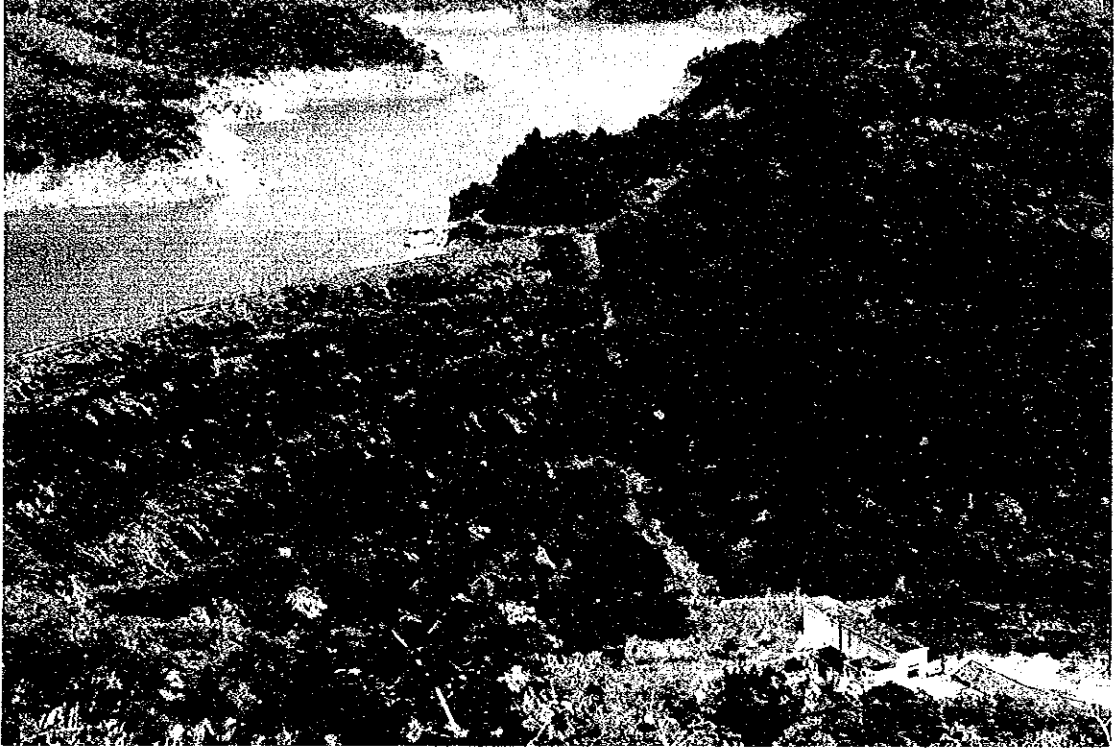






# アンガットダム標準断面図





**Angat Dam and Powerhouse**

## 目 次

	結論と勧告	-----	1
第 1 章	要 約	-----	1. 1
第 2 章	計画洪水量に関する検討	-----	2. 1
第 3 章	ダムの安定計算	-----	3. 1
第 4 章	旧バッチャープラント跡の地すべりについて	-----	4. 1
第 5 章	ダイクからの漏水に関する調査結果の分析について	----	5. 1
第 6 章	修復計画	-----	6. 1
第 7 章	経済性検討の手法	-----	7. 1
第 8 章	ダム構造物の管理基準	-----	8. 1
第 9 章	ダムの安全管理態勢組織	-----	9. 1
第 10 章	補遺 アンガット発電所鉄管路漏水	-----	10. 1

## 結論と勧告

## 結論と勧告

### 結 論

アンガットプロジェクトの構造物に関する問題点として、以下の項目について検討した。

- i) 洪水吐設備の放流能力
- ii) ダムおよびダイクの堤体の安定性
- iii) 旧バッチャープラント跡の地すべり
- iv) ダイクからの漏水
- v) 鉄管路からの漏水

検討結果から以下の事項が明らかになった。

- i) アンガットダム洪水吐は、洪水期において貯水池水位を El. 212.0 に制限すれば以下なる洪水にも対処し得る
- ii) 主ダムおよびダイクの安定性
  - 建設後20有余年を経ているが、特記すべき損傷は見受けられない。
  - 常時における安全性には問題はない。
  - 地震時においては、急勾配法面部に不安定部が発生する可能性がある。  
しかし、このすべりは表層近くのものであり、堤体全体を危険に導くものでなく、今、早急に修復する必要はないものと考えられる。
- iii) 旧バッチャー プラント跡の地すべり
  - 地すべりの発生は、建設工事時代、バッチャープラント敷地として埋立てられた地域に発生したもので、そのすべり跡は、いまだ不安定のまま残され、降雨が続けば地すべりの再発はまめがれない。

○ 早急な地すべり安定化工事が必要である。

㊦) ダイクからの漏水

○ 貯水池からの漏水量は、年間平均 8.3  $\ell/s$  程度であり、年間での総漏水量は、261,000  $m^3$ 、これを電力量に換算して、56,100 KWh の損失に対応する。

○ 貯水池からの漏水経路はほぼ EL. 190以上が支配的である。

○ 現在、漏水は定常状態に落ち着いているものと判断される。

また、今、直ちに対策する必要は認められない。

㊧) 鉄管路の漏水

○ 鉄管路の漏水は、時間とともに増大しているものと考えられる。1982年時点での漏水量は 0.7  $m^3/s$  程度と推定される。

○ 漏水点は、鉄管分岐部および鉄管始点の2ヶ所と推定される。

○ できるだけ早い機会に修復することが必要である。

## 勸告

### 1. 修復工事について

アンガット地点で必要とされる修復は次のとおり。

- i) 旧バッチャープラント地域の地すべり対策
- ii) ダイクからの漏水対策
- iii) 鉄管路の漏水の修復

旧バッチャープラント跡の地すべり再発は、マニラ上水の取水を困難にし、社会生活に重大な影響をおよぼすことになるので、アンガット地点の修復項目の中で最優先すべきものである。この修復工事に要する工事費は 437,000 US\$, 工期は 9ヶ月と見込まれる。

ダイクからの漏水は、現在、ダイクの構造的に危険にしているものではない。また、修復費に比べて利益が小さく、今、直ちに修復を必要とするものではない。しかし、将来、例えば地震等によって滲透水の平衡がこわれ、漏水量が増大する等、危険視される事態になったら修復するのが適当である。現時点で、予想されるダイクの漏水対策工事は、約 380,000 US\$ と考えられる。

アンガット発電所の鉄管路の漏水は技術的に非常に憂慮される問題であり、できるだけ早い機会に鉄管内部より調査し、漏水箇所や鉄管損傷の詳細な実体を把握した上で対策を施さねばならない。



## 2. ダム安全管理について

ダムやダイクの堤体上に繁茂している草木は、伐採除去しなければならない。これは、モニタリングや巡回点検時の視界を確保し、また、保守作業の便を計るためばかりでなく、強風時に揺れ動く樹木の根幹によって堤体盛立部が緩んだり、移動することを防止するためである。

## 3. モニタリングについて

現行のモニタリングは、今後も継続して実施することが必要である。ダイクからの漏水は、現在安定しているが、将来地震等によって平衡が破られ、量的に増大する可能性があるので、注意深い観察が必要である。

また、主ダムおよびダイクの堤体は、大きな地震時に部分的に不安定化するので、70ガル以上の地震に遭遇した場合、必ず巡視検査や法勾配の測量チェックによって、堤体損傷の有無を調査する必要があり、アンガットダム（発電所）に、土木構造物保守管理する専任土木技術者を常駐させることが望ましい。

# 第1章 要約



# 第 1 章 要 約

## 1. 1 序 論

本報告書は、フィリピン電力公社 (NAPOCOR, The National Power Corporation) 所属のアンガットダム修復計画調査業務の最終報告書である。

本業務は、昭和62年 9月より約17ヶ月の業務実施期間にアンガットダム、および、その付帯設備について、その現状を調査し、NAPOCOR が実施する追加調査を計画・指導し、さらに現地でダムモニタリングの指導を行い、技術的・経済的および財務的に最適な修復計画とダム管理基準を策定することを目的としている。

本業務には、当初旧バッチャープラント跡の地すべり、ダイクからの漏水の調査に加えて、水圧鉄管、水車ドラフトチューブからの漏水に関する調査が含まれていたが、これらの諸調査のうちでも緊急度の高い、かつ重要であると思われた水圧鉄管からの漏水調査は、NAPOCOR 側からの都合によって、鉄管内の抜水が本調査期間中に実現できず、このため鉄管内部からの漏水破損状態の具体的な調査が行われていない。この意味ではアンガットダムの修復計画調査は今日をもって完了したわけではなく、重要な調査検討項目が後日に残されたことになる。

## 1. 2 プロジェクトの背景

アンガットダム、および、その付帯設備は、フィリピン共和国マニラ市の北東約 35kmに位置し、米国ハルザ社の設計により1967年に建設され運開した水力発電所である。

ダムは、高さ 131m、堤頂長 368m、傾斜しゃ水壁型ロックフィルダムであり、このダムによって造られる貯水池は、流域面積 568km<sup>2</sup> で、有効貯水量 8.5億m<sup>3</sup>である。発電設備はこの貯水池を利用して、最大出力 228 MW の電力を発電し、ルソン島における尖頭負荷に対応する主要電源として稼働している。

アンガットダムは、建設以来20年を経過し、その保安管理業務、漏水・地すべり対策など

の修復計画が考えられていたが、1986年にダムと洪水吐との間にある旧バッチャープラント跡地周辺地山で地すべりが発生したことと、水圧鉄管からの漏水、副ダム頂部左岸地山における湧水、水車ドラフトチューブからの漏水等、構造物の安全性が問題となり、それらの修復計画策定が、緊急かつ、重要性を持つに至ったものである。これらの問題について NAPOCOR は独自に調査を進める一方、フィリピン政府を通じ、日本政府に対し技術援助の要請があり、その重要性に鑑み、国際協力事業団（JICA）は昭和62年 2月事前調査団を現地に派遣し、調査打合せを行ったが、その後本格的調査を昭和62年 9月より開始し現在に至り今回調査が完了し、各種問題点の解決がなされたものである。

### 1. 3 調査業務の種類

1987年 9月、本格調査業務開始直後にあつては、本調査業務の主目的は次の3種類であつた。

- (I) 主ダム左岸に接続しているダイクからの漏水に関する調査
- (II) ダム周辺地山の左岸尾根、旧バッチャープラント跡に発生している地すべりの調査
- (III) 発電設備に関する調査

水圧鉄管、水車ドラフトチューブからの漏水等の現状調査を通しての発電設備の老朽化調査

しかし、この3種類の調査の項目のうち、3番目の発電設備に関しては、NAPOCOR 側の諸般の理由により鉄管の抜水を伴う内部からの点検ができなかったために、やむを得ず今回の調査項目より除外された。

本計画調査業務の作業は大別して現地調査と国内作業の2つに大別される。

#### 1. 3. 1 現地調査

##### 1) JICAチームによる現地調査

アンガット修復計画調査チームによる現地調査は以下に示す6名の専門技術者に

によって、1987年 9月17日より1987年11月 3日までの期間に実施された。

チームリーダー	神月 隆一	1987年 9月17日 ~ 10月16日
土 木 設 計	松井 豊	1987年10月 5日 ~ 11月 3日
土 木 設 計	神津 育雄	1987年10月 5日 ~ 11月 3日
地 質	川原 恵	1987年 9月17日 ~ 10月 4日
電 気 ・ 機 械	高橋 正樹	1987年10月 4日 ~ 10月14日
メタルワーク	大野 信雄	1987年10月 4日 ~ 10月14日

調査団員はフィリピン滞在中、主として下記業務を実施した。

1. NAPOCOR に対するインセプションレポートの提出とその説明
2. 各種情報の収集
3. ダムおよびダイクの現地踏査
4. 旧バッチャープラント地すべり地域の踏査
5. 洪水吐設備の検査
6. 追加調査並びにモニタリング設備計画およびその技術仕様書の作成
7. 鉄管・発電機器の外部からの検査
8. 既存モニタリング設備の調査

## 2) 追加調査工事

現地調査結果に基づいて、調査団の作成した現地追加調査計画並びに、モニタリング設備設置計画は、NAPOCOR によってその工事が実施されたが、これに関する現地技術者指導のため、調査団員 神津育雄および藤原保が4回にわたって現地に出張している。

NAPOCOR が実施した追加調査工事およびモニタリング設備工事に関する情報は次表に示したとおりである。

追加調査工事およびモニタリング設備進捗状況

調査場所	項目		単位	数量	完成年月
ダイク区域	測量	地形	㎡	65,000	1988年2月
		横断	m	750 (3断面)	1988年2月
	ボーリング	左岸	孔	4 (140m)	1988年10月
		中央	孔	3 (70m)	1988年10月
	変形測定		点	3	1988年3月
	漏水測定		ヶ所	1	1988年3月
地すべり区域	測量	地形	㎡	151,000	1988年2月
	ボーリング	地質調査	孔	6	1988年7月
		インクリノメーター	孔	6	1988年7月
	ピット		坑	3	1987年12月
	土質試験		セット	3	1987年12月
鉄管路区域	測量	地形	㎡	50,000	1988年2月
	ボーリング	地質調査	孔	1 (75m)	1988年10月
		ピエゾメーター	孔	1	1988年11月
	漏水測定		ヶ所	2	1988年3月
主ダム区域	測量	断面	m	300	1988年3月
	変形測定		点	6	1988年3月
	地震計		ヶ所	1	1988年4月
	クラック計	洪水吐	ヶ所	1	1988年4月

### 1. 3. 2 国内作業

本節には、1987年 9月から現在に至るまでの間に行われてきた、アンガットダム修復計画プロジェクトに関する種々の調査結果、および、それ以前に NAPOCOR によって独自の立場で行われていた調査結果を用いて国内作業を行った。

記載されている検討項目は次のとおりである。

- (I) 洪水吐の容量が計画洪水量を放流するのに十分であるかについての検討
- (II) 堤体の安定性の検討
- (III) ダイクからの漏水に関する検討
- (IV) 旧バッチャープラント跡における地すべりに関する検討

さらに、今回の業務内容からは除外されたが、アンガット発電所の安全性に関して重大な意味をもつ鉄管路からの漏水の問題に関しては、NAPOCOR が過去において行った独自の調査結果の資料に基づいて分析を試みたが、その結果も本報告書に補遺として記載されている。

上記の調査結果をふまえて、本プロジェクトに対する修復計画を提案し、これに対し経済的評価を加えるとともに、今後のダム水路構造物等に対して、維持管理するにはどのような機構が必要であるかを記載している。



## 1. 4 検討結果の概要

### 1. 4. 1 洪水吐容量についての検討結果の要約

アンガット地点の洪水量の設定については、過去において何回も見直しされているが、最新の見直しは1984年に行われている。

洪水吐の容量が十分であるか否かを検討するためには、

- 1) 洪水時のダムへの洪水流入パターンの設定
- 2) 洪水時に許容されうるダム水位の設定
- 3) ダムからの放流が下流々域に被害を与えない無害放流量の設定

等について検討されねばならない。

通常、我が国においては、フィルタイプダムの設計に対して採用されるべき計画洪水量としては、200年確率の洪水量の20%増しのものが考慮されているが、PMFに対しても検討しておくことが望ましい。

本報告書では、実測された1957年から1987年までの洪水ピーク流入量および連続1日間、2日間、3日間、4日間、5日間の流入総量を用いて、その確率評価を行い200年、100年、50年等のダムへの確率流入量に対する流入パターンを作成した。その結果、200年確率の流入ピーク量として、7,850  $\text{m}^3/\text{s}$ 、また200年確率の連続した1日、2日、3日、4日、5日間の総流入量はそれぞれ339.3 MCM、457.6 MCM、560.8 MCM、656.7 MCM、718.0 MCMであると算出された。

このように設定された200年確率の流入パターンを1.2倍したものをアンガットダムの洪水吐容量検討のための計画洪水量として、ダムのNWLをEL. 212とし、洪水流入初期段階にあっては、この水位を保つようゲート操作を行い、ダムへの洪水流入量が2,400  $\text{m}^3/\text{s}$ を越えた時から洪水吐ゲートを全開するようなゲート操作を行えば、本ダムでの洪水時に許容されうる最高水位EL. 218(風浪高、および、フィルタイプダムに要求される余裕1.5mを考慮したもの)以下のEL. 217.80にダム水位が抑えられうることが判明した。

また、かりに上で述べたダム水位 EL. 212 のかわりに、ダム水位 EL. 213 で、流入量が 2,800 m<sup>3</sup>/s を越えた時点でゲートを全開するように運転したとしても、水位上昇最高値は、EL. 218.12 となり、設計上の制限される許容水位 EL. 218.0 を若干越えることになるが、実際の運営上ほとんど問題はないと思われる。

PMF の流入に対しては、(検討に用いた PMF 流入パターンは、1984年に作られたものと同じものである) 前述と同じゲート操作を行うとすると、最高水位は EL. 219.35 まで、上昇することになる。

これは許容水位を 1.35m 越えることになるが、PMF 自体の発生確率は極めて小さいものであり、この場合は上昇水位がダム非越流部を越波しない範囲におさまれば良く、通常考える余裕高を考える必要はないものと思われる。

通常の高さを考慮しなければ、許容される最高水位は、波浪高のみを考慮して EL. 219.5 となるので、アングットダムは現存する洪水吐設備で、ダムを越波することなく PMF に対処し得ることが判った。

また、下流に対する影響については、前述したようなゲート操作により、下流へ放流したとしても、無害放流とされるノルサガライ地点における水位上昇規制値 30cm / 30分以下であることが判った。

以上の結果から、アングットダムの洪水吐は我が国の規準に照らして考えると、十分な余裕があるとは言えないまでも、基準に適合することが判明した。

#### 1. 4. 2 主ダムおよびダイクの安定計算を行った結果の要約

主ダムおよびダイクの安定計算を行うに当って、ダムの水位としては、HWL および LWL、さらに、HWL から LWL へ急速低下させた場合が考慮され、さらに、これらに加速度 0.15g の地震を作用させた場合が考慮された。安全であるか否かの評価は、地震を考慮しない常時の状態にあっては、すべりの安全率が 1.2 以上であること、またさらに、これに地震を加味した時にはすべりの安全率が 1.0 以上であることでもって判断することとした。

計算の結果は次のとおりであった。

ダム上流面の安定に関して、ダム水位が HWL から LWL への急速低下する条件を除いて、最少の安全率を示す荷重の組合せはダムが HWL であって 0.15g の地震が加わった時であることがわかった。

コアを横切るようなすべりを想定した場合は、ダムが LWL になったときの方が、HWL のときよりも安全率は小さくなる。

コア材の材質は、建設時のデータ不足のため判断することは困難であるが、建設中のアンガットダム・サイト付近での風化残留土の検討結果や、アンガットダムより少し前に建設されたビンガ・アンブクラオ両ダムでの結果を参考として、少なくともアンガットダムのコアの物性値は、内部摩擦角  $\phi = 25^\circ$  粘着力  $C = 6 \text{ t/m}^2$  と  $\phi = 30^\circ$  ,  $C = 4 \text{ t/m}^2$  の範囲にあるものと推定される。

そのような性質がコアにあるものとし、ロック材の内部摩擦角を  $43^\circ$ 、フィルター部  $35^\circ$  であると仮定すると、コアをとおるようなすべりの最高の場合、すなわち、ダム LWL で、地震が加わった時でも、もしコアの内部摩擦角が  $25^\circ$  以上であれば、安全率が 1 より大きくなることが判明した。また、もし、ロックの内部摩擦角が  $45^\circ$  であるとする、コアの内部摩擦角が  $22^\circ$  以上であれば、安全率は 1.0 を上まわって安全である。

一般にはロック材は  $\phi$  は  $43^\circ$  以上あり、かつコアの  $\phi$  も  $30^\circ$  近くあるものと思われるために、アンガットダムはダムの水位が HWL より LWL まで急低下する場合以外は安全である。

ダムの水位の急低下を行った場合でも地震を考慮しなければ、安全率は 1.2 を上廻るが、もし地震を考慮すれば、ロック材の内部摩擦角が  $43^\circ$  であればコアの内部摩擦角が  $29^\circ$  以下、またロック材の内部摩擦角が  $45^\circ$  であればコアの内部摩擦角が  $26^\circ$  以下では安全率は 1 を下廻る。

しかし、アンガットダムは非常に大きな湛水面積を持っているため、HWL (EL. 217) から LWL (EL. 180) までの急速低下の条件は非現実的であって厳し過ぎ、さらに、この低下し終った瞬間に、0.15g の大きな地震が発生すると考えるにはあまりにも酷と思われるので、この場合若干安全率が 1 を割っても差支えないものと判断した。

ダムの背面は実測の結果も、また、設計図もともに、1:1.4 の勾配であって、建設後

なん等変化はしていないと思われるが、背面のすべりについてはロック材の内部摩擦角を  $43^\circ$  とすると、静的条件下にあっては勿論安全率は、1.2 を上廻るが、0.15g の地震が働いた場合に、すべりの最少の安全率は 0.964 となり若干 1 を切ることになるが、そのすべりはごくダムの表面のみに限られる。そのため必ずしも、安全であるとは言えないが、地震がきたからと言って直にダムの破壊につながらないと思われる。地震によってすべるであろう部分を取り除いた断面について安定計算を行ったところ、静的条件下で安全率 1 を保つことができる。そのためアンガットダムは今の状態のままとし、もし将来不幸にして大きな地震に遭遇し、ダムの下流面の表層近くにすべりが発生した時には、ダムの安定性を復旧するために背面勾配を 1:1.46 程度に積み直すことで対処すればよいと思われる。

ダイクの安定性についての検討の結果は次のとおりであった。

ダイクの上流面勾配は平均 1:1.8 と主ダムに比べて幾分急になっているため、大きなすべりに対する安全率は主ダムに比べて小さくなるが、地震時でも 1.0 以上は確保されている。主ダムの場合と同様最急勾配 (1:1.4) の部分では、ロック材の内部摩擦角  $43^\circ$  とするこの部分に小さなすべりが発生する可能性があるが、コアに達するような深いすべりは発生しないので、修復に関する考え方は主ダムの場合と同様でよい。ダイクでは HWL より LWL までの急速水面低下の場合で、かつ地震時においてさえも主ダムに比べて 1:1.4 の最急勾配部の高さが低いため、安全率が 1.0 以上確保できるため問題はない。

ダイクの背面の安定性については、主ダムの背面の勾配 1:1.4 に対し、ダイクは 1:1.45 であるから、もし主ダムとダイクとが同じ材料で盛り立てられていたとすると、主ダムよりもダイクの方が安全性が高いことになる。

計算の結果によるとダイクの背面は 0.15 g の地震時にあっても安全率はロック材の内部摩擦角を  $43^\circ$  フィルター材を  $35^\circ$  と仮定すると 1.00 となり安全であることがわかる。

以上のことから主ダム、および、ダイクの安定性の検討の結果から次のことが判明した。

- (I) 主ダム、ダイクともに安定に対して最も悪い影響を与えるのは地震荷重であり、これが安定性の判断を左右する。
- (II) ダムの平均勾配については、上流面はダイクの方がやや主ダムより急であり、下流面については主ダムの方がややダイクより急である。
- (III) 主ダムは下流面に若干地震時に問題があるが、0.15gに相当する地震があったとしてもそれによる崩壊はダム表面のみに限られるために、今差当って、補強するにはおよばないと思われる。
- (IV) 震度 0.07 g 以上の地震に遭遇した場合は、部分的にダムおよびダイクに損傷を受ける可能性があるので、必ず巡回検査し、上下流面の損傷の有無を調査する必要がある。

#### 1. 4. 3 ダイクからの漏水に関する調査分析結果の要約

アンガットダム修復計画プロジェクトの中での重要な調査項目の一つは、主ダムの左岸側に接続するダイクからの漏水に関する検討である。

ダイクからの漏水については NAPOCOR によってダイクの下流に設置された3ヶ所の漏水測定堰によって、1986年以降の漏水量が継続して測定されており、その測定データによって漏水量の定量的把握が可能である。この報告書においては1987年から1988年10月までの計測データを用いて漏水量の解析を行ったものである。

計測された漏水量は、ダムからの漏水と降雨に起因する漏水の二つに分類されるが、ダムからの漏水については、測定当日の貯水池水位に直接影響を受けていると考えられるが、降雨に起因するものは、降雨の一部が表面流出となり、他の一部は中間流出、また、残りの大半は長期流出となるため、測定された漏水量は当日の降雨だけでなく、それ以前にさかのぼった日の降雨も関係する。この報告書では、漏水量に影響する降雨としては、漏水測定当日の降雨量、前日の降雨量、2日前、3日前、……等、過去35日

間にわたる降雨量を考慮した。

測定堰で測定した漏水量を前記した要因別に分類するため、最小二乗法を用いて検討を加えた。

計算結果を集約すると、次のとおりである。

(以下に示す SW-1 とは、ダイク左岸 EL. 138 付近に設けられた漏水測定堰のことであり、主としてダイク左岸側からの漏水を意味し、SW-2 ではダイク中央断面部の下流側端付近 EL. 114 に設置された測定堰位置における主としてダイク中央部からと考えられる漏水を意味する。また SW-3 は SW-1 , SW-2 の下流側約 80 m の地点の溪流河床部に設置した測定堰位置での測定値であり、ダイク全体(左右岸、中央部を含めた)からの漏水がここに集中して来るものである。)

- (I) 計測データが入手された期間内において、貯水池から漏れていると思われる漏水量の最大は、SW-1 において 190 /sec 程度、SW-2 では、110 /sec 程度、SW-3 にあつては 300 /sec 程度である。
- (II) 全般的に判断して乾期(12月～5月)においては SW-1 , SW-2 , SW-3 での計測漏水量の大半は貯水池に起因するものであるが、雨期(6月～11月)にあつては、SW-1, SW-2, SW-3 で計測された流量の大半は降雨によるものである。
- (III) SW-1, SW-2 , SW-3 での計測値からみて、ダイクからの漏水はほとんど SW-1 , SW-2 に集まって来ているようである(右岸側での漏水はあるとしてもその値は僅少)
- (IV) 貯水池からの漏水があると思われる標高はほぼ EL. 190 以上ではないかと推定することができる。また今回のダイク下流面に掘られた調査孔による地下水位の測定結果から、ダイクからの漏水はダイクの左岸側に集中し、ダイク中央に行くにつれて、減じているようである。

(V) 貯水池からの漏水とみなされる水量は

SW-1で 159,000 m<sup>3</sup>/年

SW-2で 102,000 m<sup>3</sup>/年

計 261,000 m<sup>3</sup>/年 (平均流量 8.3ℓ/sec)

程度であり、これは年間 56,100 KWh 程度の電力量の損失に対応するに過ぎない。

以上の結果から、もしグラウト工事等により漏水量を減らすよう計画すると、グラウトによる補修はダイク左岸から中央にかけて行い、かつ処理する領域は BL. 190 以上が適切であろうと考えられる。しかし現状では、ダイクからの漏水による損失水量、それに伴う損失電力量は、それ程大きくない上に、必ずしもグラウトにより完全に止水することは一般的に困難であるため、経済的な立場から言って漏水を防止するためのグラウトのメリットは少ないと考えられる。

しかし、一応今は漏水状態は落ちついているように見受けられるが、あるいは、地震等の不測の外力が働くことによって漏水量が拡大することもあるかも知れない。そのため、将来にわたって漏水量の監視を継続して行く必要がある。

#### 1. 4. 4 旧バッチャープラント跡における地すべりに関する検討結果の要約

旧バッチャープラント跡において1986年に発生した地すべりが、もし今後再発するならばアンガットダムから、マニラ上下水道局 (MWSS) の取水が行われているイボダムへの水の補給が断たれることになり、マニラ上水道におよぼす影響が非常に大きい。

現在、この地点において、 1) 実際の地山の地下水位はどの程度であるか、 2) 現在地すべりの動きは落ちついているか、 3) 落ちついていないなら、地すべりの深さはどの程度か、を調査する目的でインクリノメーターを設置し調査中であるが、計測機の不調などの理由により本報告書作成時までには、そのデータが入手できなかった。そのため、ここでの検討は NAPOCOR が独自の立場で行った旧バッチャープラント跡における標準貫入試験値 (N 値)、および、今回実測した地形図およびインクリノメーター用に新たに穿孔されたボーリングのデータを用いて、検討を行った。

本検討の結果次のことが判明した。

(I) 地山の物性値

NAPOCOR が独自に行った標準貫入試験のN 値および1986年に発生した地すべりの状況から、地山の物性値は地表より深くなるに従い、大きくなっているようである。EL. 180 以上の標高にあつては、もし内部摩擦角 ( $\phi$ ) を  $10^\circ$  と仮定すると粘着力 (C) は地表面で  $3 \text{ t/m}^2$ 、6m で  $8 \text{ t/m}^2$ 、10m で  $12 \text{ t/m}^2$  が期待できる。また、もし  $\phi = 20^\circ$  と仮定すれば、C は地表面で  $1 \text{ t/m}^2$ 、6m の深度で  $4 \text{ t/m}^2$ 、10m で  $7 \text{ t/m}^2$  の値が期待できる。EL. 180 以下の標高ではN 値が 50 以上あつて、 $\phi = 30^\circ$  とすると C は  $15 \text{ t/m}^2$  以上が期待できることがわかった。

(II) 現状地盤についての、将来における地すべり再発の可能性について

現状地盤のすべりに対する検討として、次の三つのケースをとりあげた。

- ケース A ; 地山の地下水位が地表面まで達しているとき (すべり安全率が1.2 以上)
- ケース B ; 地下水位は低い、0.15g の地震力が働いたとき (すべり安全率は1.2 以上)
- ケース C ; 地下水位が地表面まで達しているときに0.15g の地震力が加わったとき (すべり安全率は1.0 以上)

計算結果によれば、EL. 180 以上の標高における現状の地山において、内部摩擦角  $\phi$  が  $10^\circ$  としたとき (C が大きい) すべりに対して安全であるが、 $\phi$  を  $20^\circ$  と仮定したとき (C が  $\phi = 10^\circ$  のときより小さい) ケース A およびケース C ではすべりの安全率が 1.0 を下廻ることが判った。

(III) 将来における地すべりの再発防止法について

上記地すべりを将来再発させないようにするためには、

- a) 地すべり抑止用の杭打を行い、地すべりに対する抵抗力を増加させる。
- b) 地すべりを起す土塊の荷重を減少させ、滑動力を低下させる (すなわち、地すべ



り土塊の上部を掘削除去する)と同時に、地すべり部分の下部に抑え盛土を行って、地すべり抵抗力を増加させる。

等の方法が考えられるが、検討の結果、a)の方法よりもb)の方法で十分すべりを防止させることが判った。(仮に最悪の条件としてEL. 180以上の地山の $\phi$ を $20^\circ$ とした場合でもb)の方法で十分対処可能である。)

以上により、地すべりの再発を防止するためには、EL. 215付近以上の地表勾配を掘削により緩くし、EL. 215以下に掘削土を盛立てて抑え盛土とすれば、地下水が地表まで存在し、かつこれに0.15gの地震があるという最悪の場合でも、斜面を安全に保つことができることを確認した。

しかし、さらに、この安定を高める意味において $\phi$  75 mmのドレーンホールをEL. 225およびEL. 215に設定すると同時に表面排水溝も設け、地山の地下水を低下させ、かつ表面の雨水には浸蝕を防止することを勧告している。

#### 1. 4. 5 修復計画に関する要約

アングット修復計画において検討した項目は、

- i) 洪水吐容量の見直し
- ii) ダムおよびダイクの安定性の検討
- iii) ダイクからの漏水に対する修復計画
- iv) 旧バッチャープラント跡の地すべりに対する修復計画
- v) 水圧鉄管からの漏水に関する検討

であった。各項目に対する修復の可否については、後記する各章において検討されているが、それらを要約すると次のとおりである。

- i) 洪水吐容量は現状のままで十分であり、改修する必要はない。
- ii) ダムおよびダイクの安定性については、大地震時 ( $k = 0.15g$ ) にわずか法面すべりの安全率が 1.0 を下廻ることがあるが、不安定領域は法面表層部やごく局部的なものであり、ダム全体を危険にさらすようなものではない。大きな地震によって、ダムの表面が若干損傷することがあっても、その時点で修復すればよく、今直ちに改修を行う必要はない。
- iii) ダイク地域での漏水は、現状では安定上危険視されるものではない。将来の漏水を減少させるための方法としては、カーテングラウトを提案している。(工事費 380,000 US\$ )
- iv) 旧バッチャープラント跡の地すべりについては、特に今後大きな地すべりが再発すれば、マニラ上水への水の供給が断たれることになるので、現在の地すべり地域の地表面の整形および水抜き孔の設置と表面排水溝の整備を行って、地すべりの発生を防止する手段を提案している。(工事費 437,200 US\$ )
- v) 水圧鉄管の漏水問題については、修復の必要性は強調されているが、鉄管内部調査が実施できず調査不十分のため、その具体的修復計画の策定までには至っていない。

#### 1.4.6 経済性の検討に関する要約

必要とされる修復は、旧バッチャープラント地域の地すべり跡の整備と、ダイクからの漏水対策である。

旧バッチャープラント跡地すべりは、もし将来大きな地すべりが再発すれば、MWSS に対する水の補給が困難になり、社会生活に重大な影響をおよぼすことになるので、アンガット地点の修復項目の中では最優先的に修復すべきものである。

この修復による便益は社会生活の面から判断すべきであって、極めて数値化し難い。

そのため、具体的な経済性の評価は行われていない。

ダイクからの漏水については、たとえダイクからの漏水があったとしても、その漏水は MWSS の取水地点であるイボダムの上流側に流下することになるので、マニラ上水に対する給水の面からは、ダイクからの漏水は関係がない。従って、ダイクからの漏水防止による便益は、発電量の増減という電力の立場のみから評価すべきである。

漏水によって失われる電力エネルギーを売電価格で評価し、IRR を 14 % と設定して、漏水防止に対する妥当投資額を求めると、漏水防止のための費用は 19,310 US\$ 以下とすべきであると判明した。

一方、必要とされる修復工事費の方は、380,000 US\$ 程度必要とされるために、グラウトによって完全に漏水を防止することは実際問題として困難であることも勘案し、もし今後ダイクからの漏水が増加し続けられない限り、その修復は必ずしも今必要とは考えられない。従って、今後も漏水に関するモニタリングを継続しながら、漏水の変化挙動を把握し、補修の時期を選ぶのが適切である。

#### 1. 4. 7 ダム構造物管理基準に関する要約

第8章には、今後アンガットダムの維持管理をするに当たっての継続して行うべきモニタリングの程度とその判断の仕方について述べている。

今後続行すべきモニタリングの項目は以下のとおり。

- i) ダム、ダイクの視準測量による外部変形挙動の把握
- ii) ダイクからの漏水量
- iii) 旧バッチャープラントの地すべり監視用インクリノメーター
- iv) 水圧鉄管からの漏水量に関するもの
- v) 漏水、水質変化に対するモニタリング

#### 1. 4. 8 ダム安全管理体制に関する要約

第10章には、今後ダムの安全管理を行うためには、どのような体制で望むべきかについて述べているが、本アンガットダム発電所は、ルソン電力系統網に対する重要な電力供給源であるのみならず、マニラ上水に対する主要な水の補給源であることから、ダムの管理体制は万全でなければならない。

また、アンガットダムはこれの上部組織である Northern Luzon Regional Center から離れた地点にあるため、緊急事態が発生したときの応急手段が、直接アンガット発電所でとれるような技術者を、アンガット発電所地点に常駐させておくことが望ましい。

#### 1. 4. 9 水圧管路からの漏水に関する検討結果の要約

本報告書の最後に補遺として水圧管路からの漏水に関する検討が付してある。この検討結果より次のことが判明した。

- (I) 鉄管からの漏水地点は、1979年の時と1982年とを比較すると、変化はないようである。すなわち、1979年と1982年の間に新たに漏水地点が増加したことはないと考えられる。
- (II) 漏水があると思われる地点は、sinking shaft から 50 ～ 70mの距離と、100 ～ 160mの距離を持つ地点付近、すなわち、鉄管分岐部付近と鉄管始点付近と推定される。
- (III) 1979年の時の鉄管からの漏水量と1982年の時の漏水量を比較すると、1982年の時の漏水量は、1979年のものに比べて、10 ～ 40% 増、場合によっては、20 ～ 80% 増となっていると推定される。

(M) 漏水地点周辺地山の透水係数は  $10^{-4}$  m/sec 程度であると推定される。

(N) 1982年時点での鉄管からの漏水総量は 0.7 m<sup>3</sup>/sec 程度と推定される。

以上の検討は鉄管内部点検を行っていない時点でのものであり、具体的な鉄管漏水箇所やその損傷状況は不明である。鉄管に漏水箇所があるにしても、重大な欠陥となる鋼材のクラックがあるのかどうかは不明である。このためどのような補修を行わなければならないのか、その具体策は策定できない。しかし、もし鉄管にクラックが発生しているならば、内圧によるクラック先端部の応力集中によってクラックが拡大進展し、将来さらに、漏水を増加させていくことになるだろう。従って、できるだけ早い機会に鉄管内部より次の項目について、調査を行い対策を考える必要がある。

- (I) 鉄管材料の化学分析を行い溶接補修方法を定める。
- (II) 漏水箇所の確認と鉄管の損傷状況の調査
- (III) 鉄管の板厚調査、分岐部の構造調査
- (IV) 漏水防止補修時または補修後、鉄管より放水した時に外水圧によって鉄管が挫屈するおそれがある。その挫屈を避け得るような具体的な補修方法の策定

鉄管の内部調査には、アンガット発電所の運転を主発電設備、および、補助発電設備のすべてを運転停止し、鉄管路から放水する必要がある。しかし、アンガット発電所の補助発電設備は、下流に存在する MWSS 取水ダム（イボダム）への水の補給ルートとなっている現状では、その発電停止はマニラ上水水源確保に重要な支障を与える結果となる。従って、MWSSへの水の供給を続け、かつ鉄管路の放水を可能にするものは、ダム底部に設備されている放流設備を通して、貯水池の水を下流に放流することである。この放流設備はアンガットダム建設工事のための2本のダイバージョントネルのうちの1本に放流用バルブが設置され、他の1本はバルブ室への通路として利用されていたものであるが、現在は、下流のイボダムのかさ上げと、1986年に発生した旧バッチャープラント跡の地すべり土砂がアンガット本流に堆積したことによる水位上昇のため、

上記放流管バルブ室への通路が水没し、その使用が不能な状態にある。この状態を克服するため、今のバルブ室へのアクセストネルの出口を締切って河川水位との連絡を断ち、その代わりに斜坑によってアクセストネルへのバイパスを作ってバルブ室への通路を確保し、放流管設備の機能を回復させることを考えるのが適当であろう。

## 第2章 計画洪水量に関する検討

## 第 2 章 計画洪水量に関する検討

アンガットダムにおける計画洪水量に関しては、1984年、日本工営、CTI Engineering Co; LTD および Basic Technology and management corporation の共同作業によってかなり詳しく検討が加えられており、現在この結果に基づいてアンガットダムの洪水時におけるゲートの操作基準が制定されている。

1966年に建設されたアンガットダムはその建設に着手に先立って、1960年10月にハルザによって流出解析がなされ、計画洪水量が PMF によって設定されている。

(Review Memorandum Angat project Oct. 1960 Harza Engineering Company-Chicago and Engineering and Development Corporation of the Philippines)

先に述べた1984年に行われた計画洪水量の見直しには上記のハルザの報告書を基に、その後(1960年以降)のデータをも加味し、かつ若干の PMF 算出方法に対する修正を加えて、計画洪水量の見直しを行ったものである。本報告書では上記1984年に行われた見直しにあたって用いられたデータが、1968～1982年までであったことを考慮の上、今回はさらに、それ以降1987年までのデータをも含めて計算にくり込み、1984年に得られた洪水量に関する結果を修正する必要があるか否かを検討している。

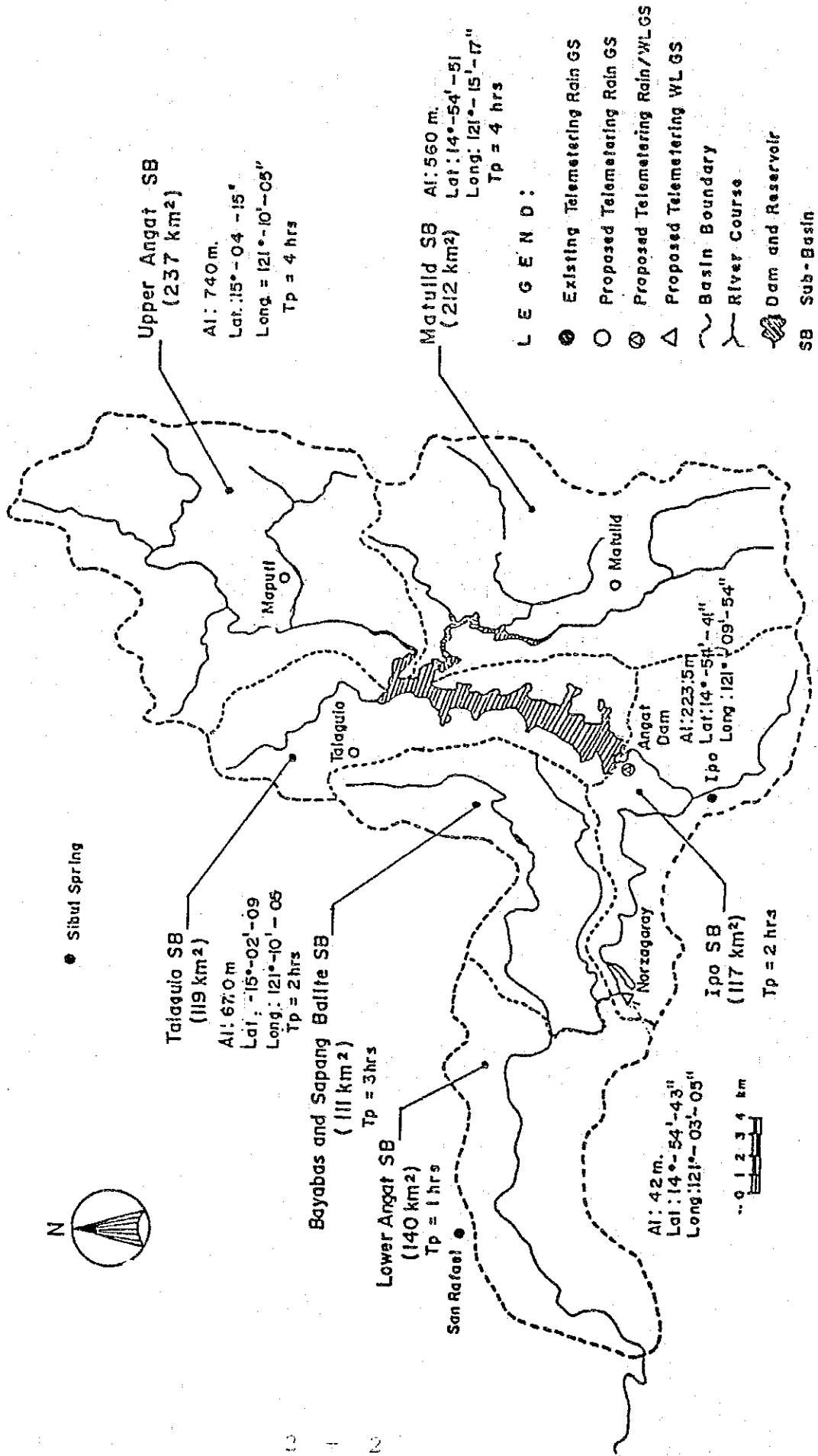
### 2. 1 アンガットダムの流域

アンガットダムの流域は図-2.1 に示すとおりであって、アンガットダムでの流域面積は 568 km<sup>2</sup>である。図中には現在設置されている降雨観測地点も併記してある。この中で最も古くから設置されている観測所はノルサガライであって、1925年から現在までに至る61年間にわたる月雨量を、また1962年から現在までは、日雨量が記録されている。

流量に関しては1968年から1982年までの間の当該地点における月別の流入量が記録されており、月別流入量の最大は、この期間にあつては、358 m<sup>3</sup>/s すなわち、960 x 10<sup>6</sup> m<sup>3</sup>/月、最小は1.27 m<sup>3</sup>/s すなわち、3.4 x 10<sup>6</sup> m<sup>3</sup>/月であった。



図-2.1 アンガットダムの流域



## 2. 2 降 雨 解 析

ノルサガライにおける61年間にわたる降雨データから降雨に関する確率評価が可能である。

この記録は、測定期間1924年から1985年までにわたっているが、そのうち1953年および1940～1947年の間は欠測している。計測された全期間での月雨量が記録されているが、特に1962年以降では日雨量データも記録されている。

### 2. 2. 1 ノルサガライ地点における年確率降雨量

資料編中の表-A 2.1 は、1925年から1986年までの年雨量データを示したものである。このデータ中には前記した欠測期間は除外してある。

表-A 2.1 のデータを用いて対数正規分布、モーメント積率法、対数正規ピアソンⅢ型分布と仮定し、横軸に年間降雨量、縦軸に確率年をとって表わしたものを資料編中の図-A 2.1 に示した。

この図から判るように、当地方は確率年が低いときには、ピアソンⅢ型が、確率年が高くなれば（10年以上）対数正規または積率法とピアソンⅢ型の中間の値に合ってくる様である。表-2.1 は各方法で計算された確率年雨量を示している。

表-2.1 確 率 年 雨 量

(mm)

確 率 年	対 数 正 規	積 率 法	ピアソンⅢ
1	1,488	1,471	969
2	3,069	3,069	3,401
5	3,987	4,004	3,878
10	4,572	4,602	3,990
20	5,119	5,162	4,026
50	5,813	5,874	4,060
100	6,327	6,403	4,067
200	6,838	6,928	4,069

## 2. 2. 2 ノルサガライ地点における月別確率降雨量

当地は熱帯地方にあるため、乾期と雨期とでは著しく降雨形態が異なる。ノルサガライ地点における月別の降雨量資料を資料編 表-A. 2. 2 ~ A2. 2. 12 に示す。

この月別の降雨形態の相異を統計的に評価するため月別の確率降雨量を計算した。それぞれの各月毎の月間確率降雨量は資料編 図-A. 2. 2 ~ A2. 2. 12 に示してある。

本図中には年確率降雨の時と同じく、対数正規分布を考えた場合、モーメント積率法で評価した場合、および、ピアソン III 型で整理した場合の三種について記してあるが、図から判るように、ピアソン III 型が最も適合性が良いようである。

各月別の確率降雨を表記したものが表-2. 2 である。計算の結果によると1~4月までは非常に雨が少なく、5月はちょうど乾期から雨期への遷移月に当り、6月から本格的な雨期に突入し、7, 8月で最大の雨量となり、9月から12月にかけて漸次雨量は減少する。すなわち、当地方は乾期から雨期へは突然に突入するが、雨期から乾期への移行は漸減的であることを示している。一般にはダムの水位調整は雨期にかけて貯水するように運用されているため、7, 8月の降雨に対しては十分貯水し、ダムからの流出の調整が可能であるが、9, 10, 11月と降雨の遷滅速度がおそいことから、ダムが8月に満水になった後のダムの運用に、十分なる配慮を行う必要があることを本データは示している。図-2. 2 には横軸に月をとり、縦軸に10年, 20年, 100年の月間確率降雨量をとって月別の降雨の確率変化を示したものである。

## 2. 3 流出解析

1957年から1987年に至る間の30年間にわたる最大洪水流量 (Annual maximum flood record,  $m^3/s$ ) および年間における最大日流出量 (MCM), 2日連続流入量, 3日連続流入量, 4日連続流入量, 5日連続流入量を表-2. 3 に示す。

1957年から1973年の間の18年間の最大洪水量は、年間における最大日流入量 (MCM) と最大流量 ( $m^3/s$ ) との過去における相関性を用いて、実測最大日流量記録から逆算された

ものであるが、それ以降のデータは、アンガットダム の時間毎のダム操作記録から逆算して求められたものである。

この期間における年間最大流量は1978年に発生し、その値は  $5,650 \text{ m}^3/\text{s}$ であった。

2.2 Change in the Probable Monthly Rainfall by Month at the Norzagaray Site

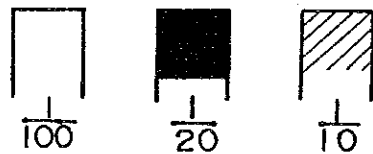
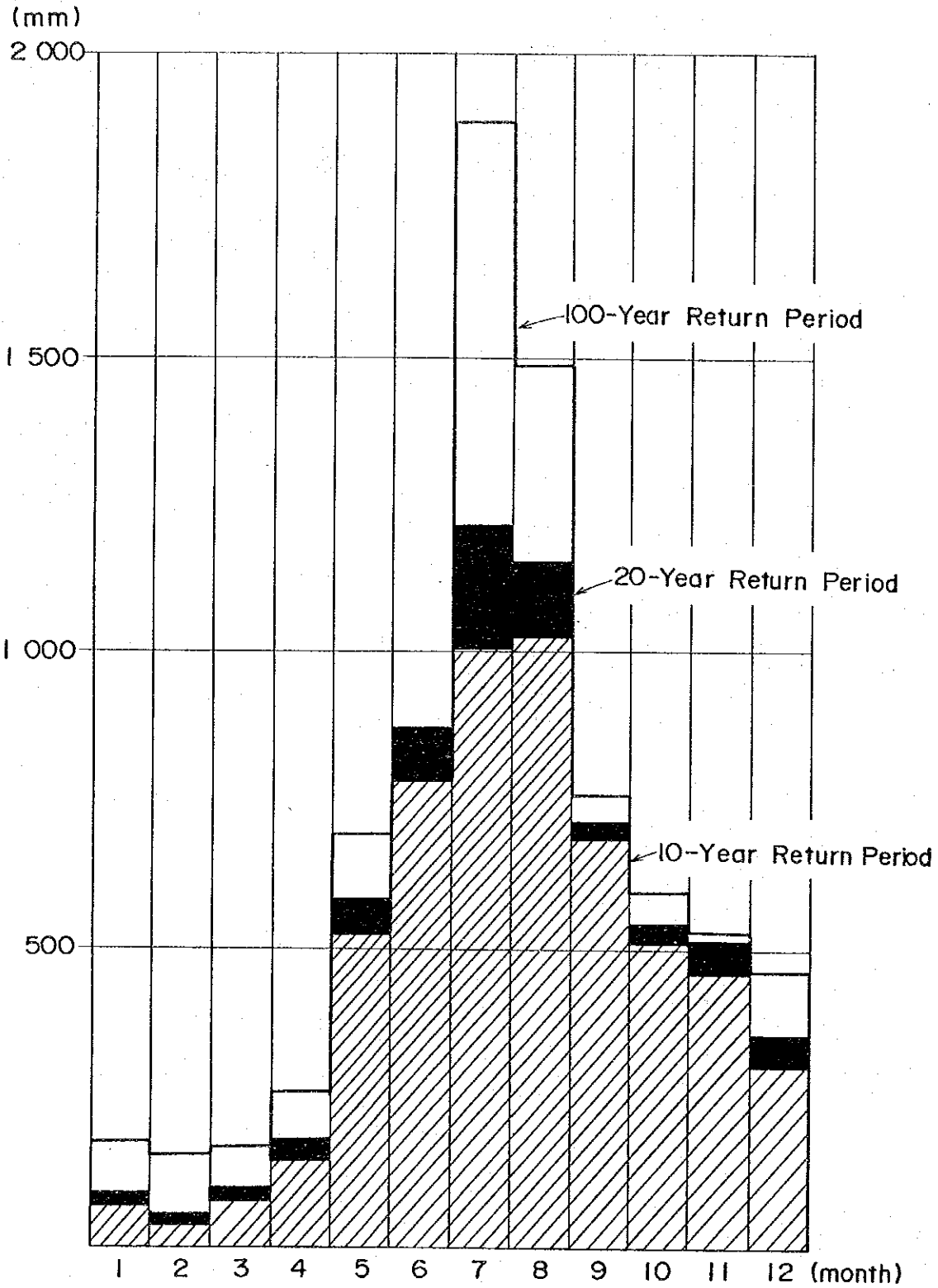


表-2.2 月間確率降雨量

at Norzagaray (mm)

確率年	Average	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Expectation	31.3	0.7	0.4	0.4	0.4	3.3	60.5	114.0	120.4	42.3	20.4	12.3	0.3
2	227.5	17.0	7.2	20.6	39.8	212.8	420.0	463.9	564.3	438.9	297.7	215.3	82.6
5	381.0	43.4	21.2	53.5	101.6	420.3	652.7	770.3	850.6	616.9	450.4	375.3	215.8
10	460.8	67.8	37.9	80.6	146.2	526.1	783.7	1004.3	1024.1	683.2	513.1	461.7	300.5
20	532.5	91.3	57.6	103.3	179.2	586.2	873.1	1212.9	1153.0	714.0	544.6	516.5	358.8
50	633.8	138.8	107.0	144.1	231.7	663.2	1007.3	1600.0	1357.0	749.1	582.3	593.4	431.7
100	696.0	175.0	155.5	170.4	260.3	694.0	1079.5	1885.0	1479.7	760.5	595.7	630.0	465.8
200	756.4	214.7	219.3	195.4	284.3	715.3	1141.2	2192.0	1592.7	767.7	604.1	658.7	490.8

表-2.3 アンガットダム流入量 (MCM)

	$Q_{max}$ m <sup>3</sup> /s	1 日	2 日間	3 日間	4 日間	5 日間
1957	3,483	102.6	144.8	189.8	207.2	216.7
58	2,499	61.2	106.5	125.3	139.9	154.3
59	2,324	51.8	103.7	124.3	136.4	146.8
60	3,476	119.3	174.8	222.6	270.6	298.8
61	2,644	64.6	86.1	109.2	120.6	133.5
62	4,643	189.8	284.5	371.4	418.3	451.0
63	1,993	32.4	59.3	78.4	87.6	93.2
64	2,762	76.8	95.5	108.6	126.5	141.6
65	2,192	47.0	84.6	109.9	125.0	137.5
66	2,179	46.4	84.3	108.5	124.4	133.9
67	3,882	137.4	210.1	217.5	223.5	225.0
68	2,177	51.2	89.6	124.8	146.5	156.0
69	2,615	69.7	96.9	119.7	156.8	180.9
70	2,159	86.7	119.6	143.9	156.4	167.0
71	5,396	86.4	140.3	191.5	226.1	274.4
72	2,914	85.7	159.9	234.4	287.6	333.7
73	2,882	83.9	144.5	168.0	180.6	185.1
74	4,845	196.3	308.2	355.2	398.1	415.9
75	2,058	78.6	142.3	168.4	188.9	203.3
76	3,439	138.8	225.0	311.2	381.4	438.8
77	2,205	110.9	131.3	138.9	144.4	162.6
78	5,650	274.5	314.8	340.6	356.4	374.7
79	1,860	66.2	93.5	110.9	136.3	151.0
80	3,211	134.7	195.3	225.3	246.9	258.6
81	3,760	112.9	164.1	182.6	194.5	203.3
82	4,939	98.3	124.4	134.6	138.3	143.4
83		42.9	62.4	81.2	93.3	99.9
84		107.6	165.5	203.0	241.7	252.0
85		129.5	171.5	196.0	218.2	233.3
86		82.8	132.5	158.3	174.7	196.0
87						

表-2.4.1 1 日 流 入 量

(MCM)

確 率 年		2	5	10	20	25	50	100	200 年
対数正規	1957 ~1982	88.7	133.5	165.2	197.1	207.5	240.4	274.4	309.8
	1957 ~1987	88.0	131.6	162.3	193.1	203.1	234.7	267.3	301.2
積 率	1957 ~1982	88.7	134.9	167.9	201.2	212.1	246.6	282.5	319.9
	1957 ~1987	88.0	132.7	164.5	196.3	206.8	239.7	273.8	309.2
ピアソン Ⅲ	1957 ~1982	87.3	132.7	166.8	197.2	214.4	253.0	294.6	339.3
	1957 ~1987	86.6	130.8	163.8	193.2	209.7	246.8	286.6	329.4



表-2.4.2 2日連続流入量

(千CC)

確 率 年	2	5	10	20	25	50	100	200年	
対数正規	1957 ~1982	136.0	194.5	234.4	273.6	286.1	325.5	365.4	406.3
	1957 ~1987	134.3	191.9	231.2	269.7	282.1	320.7	360.0	400.1
積 率	1957 ~1982	136.0	196.3	237.7	278.5	291.7	332.8	374.8	417.8
	1957 ~1987	134.3	193.3	233.9	273.7	286.6	326.7	367.7	409.6
ピアソン Ⅲ	1957 ~1982	133.2	193.0	237.2	276.4	298.4	348.0	400.8	457.6
	1957 ~1987	132.4	190.9	233.1	269.8	290.2	335.3	382.9	433.2

表-2.4.3 3日連続流入量

(MCM)

確率年	2	5	10	20	25	50	100	200年	
対数正規	1957 ~1982	165.9	234.8	281.6	327.2	341.8	387.4	433.6	480.7
	1957 ~1987	163.7	230.9	276.4	320.7	334.9	379.0	423.7	469.2
積率	1957 ~1982	165.9	236.9	285.5	333.0	348.2	396.0	444.4	494.0
	1957 ~1987	163.7	232.6	279.5	325.3	340.0	385.9	432.4	479.9
ピアソン Ⅲ	1957 ~1982	161.4	232.3	285.8	333.6	360.6	422.1	488.5	560.8
	1957 ~1987	160.4	229.3	279.5	323.9	348.6	404.2	463.1	526.1

表-2.4.4 4日連続流入量

(千CC)

確率年	2	5	10	20	25	50	100	200年
	対数正規	187.0	264.8	317.5	368.9	385.4	436.8	488.9
積率	184.8	260.7	312.0	362.0	378.0	427.8	478.2	529.5
ピアソン	187.0	267.1	321.9	375.4	392.6	446.4	501.1	556.9
Ⅲ	184.8	262.6	315.6	367.2	383.8	435.6	488.0	541.6
	180.7	261.1	323.0	379.6	411.6	485.8	567.2	656.7
	179.9	258.0	316.6	369.0	398.5	465.6	538.1	616.8

表-2.4.5 5日連続流入量

(MCM)

確率年	2	5	10	20	25	50	100	200年
対数正規	1957 ~1982	203.0	288.0	345.7	402.0	420.1	476.5	533.6
	1957 ~1987	200.4	283.1	339.1	393.6	411.0	465.5	520.6
積率	1957 ~1982	203.0	290.6	350.5	409.2	428.0	487.0	547.0
	1957 ~1987	200.4	285.2	342.9	399.3	417.4	473.9	531.3
ピアソン Ⅲ	1957 ~1982	196.1	284.0	351.7	413.8	448.9	530.2	619.6
	1957 ~1987	195.1	280.1	344.0	401.3	433.4	506.8	586.0
								672.1

### 2.3.1 確率流量

表-2.3 に示した年間最大、日流入量、2日連続流入量……5日連続流入量はまた、アンガットダムへの流入量(MCM)ともなるが、これを確率評価した値を表-2.4.1 ~ 2.4.5 に示す。横軸に流入量を取り、縦軸に確率年をとって表したものが資料編中の図-A.2.3.1 ~ 2.3.10 である。

この中には対数正規分布、積率法、ピアソンⅢ型の三種について表わしてあるが、ピアソンⅢ型が最も適合するようである。

表-2.4 および資料編に載せた図-A.2.3 は、それぞれ2つのケースについて確率評価を行ったものを併記している。すなわち、データとして1957年から1982年までの値を用いた場合のもの(ケース1)と、1957年から1987年までの値を用いた場合(ケース2)とである。前者は1984年に作成されたアンガットダムの洪水流入量の見直し、および貯水池操作規定の設定のために用いられたデータであり、後者は1982年以降のデータも含めて新に今回算出したものである。従って、両者の間で基本的に大きな値の相異がなければ1984年に設定されたアンガットダムへの確率流入量は現段階で必ずしも修正する必要がないことを意味する。

表-2.4 によると、すべての計算(すなわち、対数正規、積率、ピアソンⅢ型とした場合、およびどの確率年をとっても)に対して1957年から1982年までのデータを用いた確率流入量は、1957年から1987年までのデータを用いた確率流入量を上廻っていることがわかる。

これから1957 ~ 1982年までのデータを用いて決定された1984年の計画洪水量をそのまま今後の検討に用いても現段階にあっては十分差支えないことがわかった。

表-2.4 から明らかなようにピアソンⅢ型を用いた場合が最も大きい値を示している。

従って、今後の検討に当ってはピアソンⅢ型を用い、かつ1957年から1982年までのデータを用いて得られたものを採用することとした。

### 2.3.2 ピーク流入量

今まで年間における最大 1日, 2日連続, …… 5日連続のダムへの流入量の確率評価を行ったが、表-2.3 の年間ピーク流量に関する確率評価も行うことができる。ピーク流量の確率評価した結果を表-2.5 に示す。図-2.3 には横軸に流量, 縦軸に確率値をとって、対数正規分布, 積率法, ピアソン III 型の3つの方法を記したものである。

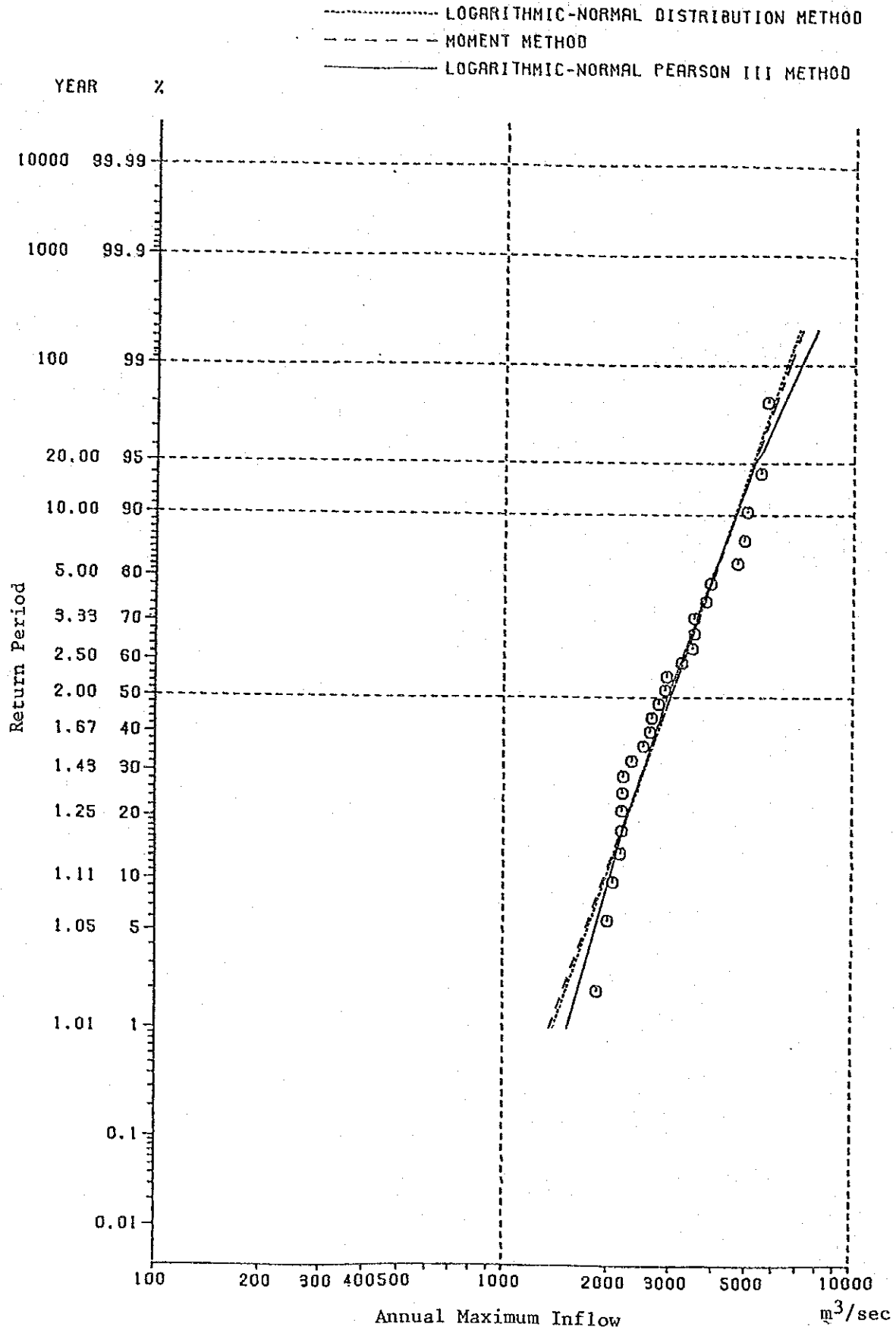
表-2.5 から明らかなように、確率年が大きくなってくるとピアソン III 型が他の方法によるものよりも大きい値を与えることになる上に、前にも記した 1日, 2日連続, …… 5日連続, 流出量もピアソン III 型を用いることにしたため、ピーク流量もピアソン III 型を用いることとした。

表-2.5 ピーク流入量

( $\text{m}^3/\text{s}$ )

	対数正規	積率法	ピアソンIII
1/2	2,990	2,990	2,926
1/5	3,938	3,966	3,905
1/10	4,548	4,597	4,601
1/20	5,122	5,193	5,202
1/25	5,303	5,382	5,532
1/50	5,856	5,958	6,267
1/100	6,402	6,529	7,037
1/200	6,947	7,099	7,850

☒ - 2.3 Probable Annual Inflow to the Angat Dam



## 2. 4 確率洪水曲線

1960年、アンガットダム設計洪水の検討に当って、NAPOCOR はアンガットダムの設計洪水としてクリーガーの包絡曲線を採用し、ピーク流量を  $9,080 \text{ m}^3/\text{s}$ 、(3-1/2) 日間の総流出量を 740 MCM の値を採用したが、同年 8 月、上記の値を見直し洪水吐の設計洪水として新にピークの流量を大きくしたが、しかし、総流入量は前よりも少な目のものを採用した。その結果、ピーク流量を  $12,075 \text{ m}^3/\text{s}$ 、(3-1/4) 日間の総流入量を 598 MCM に修正した。この修正にはクリーガーの包絡曲線ではなく、単位図を用いた流出解析を行って決めたものであった。

その後1960年10月に、ハルザはさらに、これに対して検討を加え降雨としてPMFを用い、これより PMF を求めた。その結果によるとピーク流量は  $7,500 \text{ m}^3/\text{s}$  であり、(6-1/4) 日間での総流入量は 1,141 MCM、最大付近 (3-1/4) 日間の流入量は 923 MCM であった。この値は、1960年 8月に NAPOCOR で決定された洪水量よりもピーク流量は低目になったが、総流入量はおおめに設定されている

1984年に前記した NK & CTI および Basic Technology and Management Corporation はさらに、"Flood Forecasting and Warning system For Dam Operation project" でのアンガット貯水池操作基準を作成するために1960年10月にハルザが行った PMF の出し方に少し改良を加え、ピーク流量の修正を行っている。

表-2.6 は1960年にハルザによって求められた PMF の値、および、1984年の見直し PMF の値を記したが、さらに、1984年上記 3社によって設定された最大流量 ( $\text{m}^3/\text{s}$ ) の確率評価値、および、今回表-2.3 の資料を用いて得られた最大流量 ( $\text{m}^3/\text{s}$ ) の確率値を示してある。この表-2.6 から判断して、現在ダム貯水池操作基準に用いられているところの、1984年に修正された値と今回1987年に見直した値とを比較すると、日流入量はあまり変わらないがピーク流量の値が1984年に設定された値より大きくなっていることがわかる。ダムへの確率流入量を作成するに当って、

- (1) どの連続流入量 (1日, 2日, 3日…… 5日) も表-2.4 の同じ確率年であること
- (2) ピーク流量は表-2.6 の値とすること

の条件のもとに確率流入量のパターンを作成した。すなわち、例えば、100年確率の流入



量の設定に当っては、ピーク流量は表-2.6 の  $7,036 \text{ m}^3/\text{s}$  であり、かつ、1日連続の流入量が表-2.4 の  $294.6 \text{ MCM}$ 、2日連続の流入量が  $400.8 \text{ MCM}$ 、3日連続の流入量が  $488.5 \text{ MCM}$ 、4日連続の流入量が  $567.2 \text{ MCM}$ 、5日連続の流入量が  $619.6 \text{ MCM}$  となるように設定した。

簡単のために最大流量日を除いた他の日の流量変化は直線的に変化するものと仮定した。基本的な流入量のパターンの節点は表-2.7 のとおりであり、節点の位置は図-2.4 のとおりである。

ダム水位上昇に対して最も大きい影響を与えるのは最大流量日すなわち、3日目の流入パターンである。従って、このピークの位置がずれることによってダム水位にどのような影響を与えるかを調べる意味で、200年確率の流入量の場合についてのみ、2つのケースすなわち、ピークの位置を6時間前に移動させた場合ケース2と、そうでない場合ケース1について検討を行った。

表-2.7の最下段の値はこのケース2を表わす。このとき  $Q_0$  の現われる位置は  $X_4$  の位置すなわち、 $t = 54$ 時間である。各確率年に対応する流入量を図-2.5に示した。ただし、ここで表-2.8に表わしたものは洪水となってから、48時間以後の値のみを示した。この理由は後述するように、仮りに、PMFの流入があり、かつこれをダムに貯溜することなく下流に放流したとしても、下流における無害放流限度以内であること、および仮りにダムの HWL EL. 212 で運転中に洪水が流入し、その後ダム水位が常に一定で HWL EL. 212 mを保つようにスピルウェイゲートの調整を行い、最早仮りにゲートが全開したとしてもこの水位ではダム水位が一定に保たれない状態（後述の2.5.3に記したようにこの時の流量は  $3 \times 789 = 2,367 \text{ m}^3/\text{s}$  となる）まで流入量が増加した後についてダム水位を検討すればよいため、表には洪水となってから48時間後の流量を記したものである。

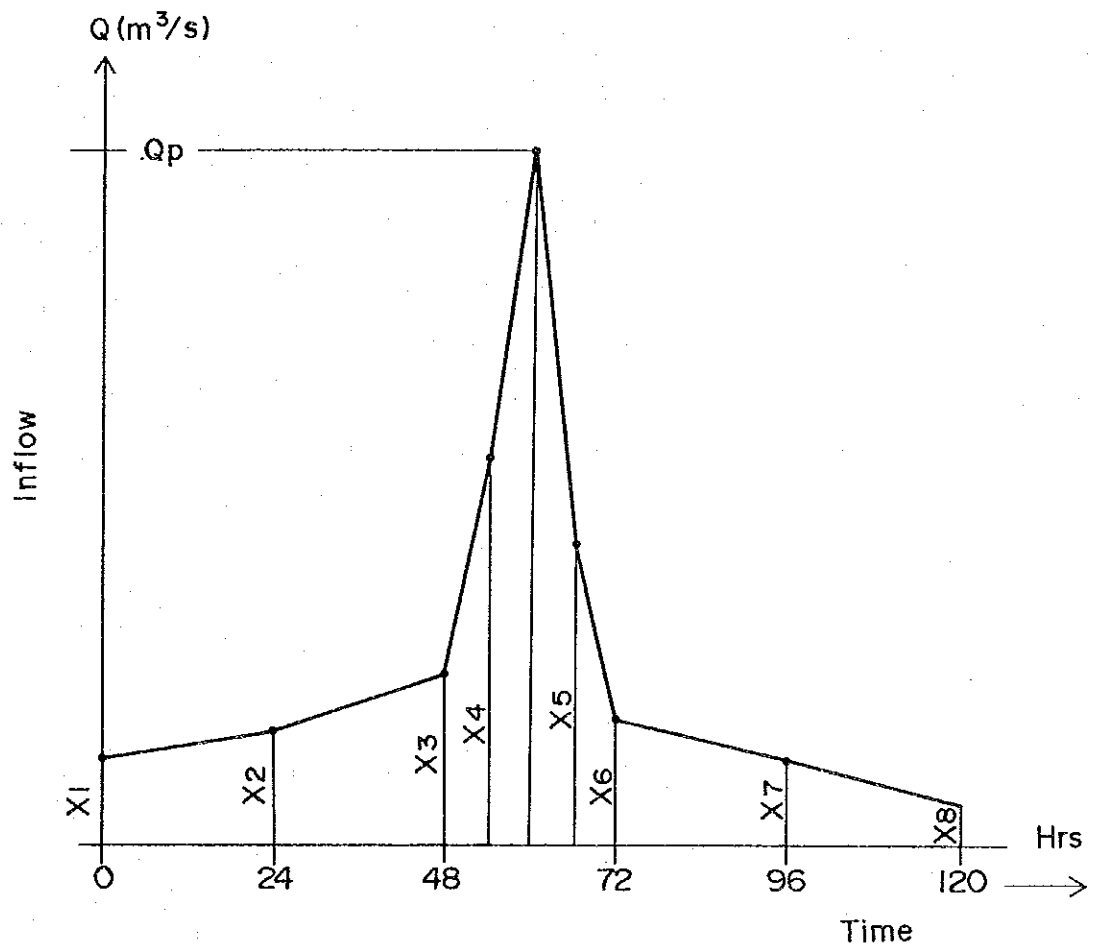


Fig - 2.4 Basic Pattern of the Probable Inflow

Fig - 2.5 Patterns of the Probable Flood Inflow by Return Period

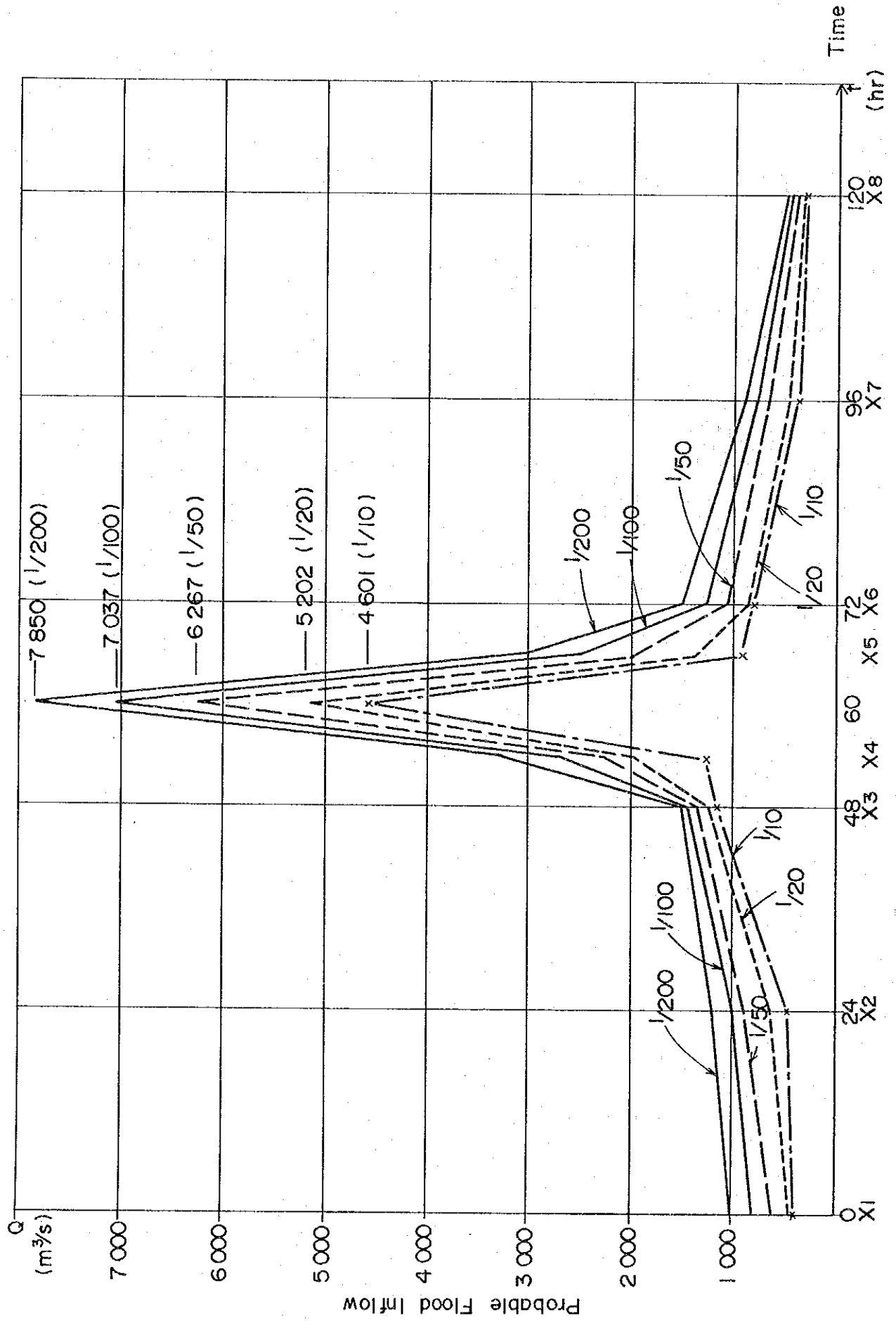


表-2.6 修正洪水量

	最大流量 (m <sup>3</sup> /s)			1日の流出量 (MCM)		
	1960 ハルザ	1984 修正	1987 修正	1960 ハルザ	1984 修正	1987 修正
PMF	7,500	8,400	—	471	524	—
1/200	—	—	7,850	—	—	339
1/100	—	5,400	7,036	—	384	295
1/50	—	4,400	6,267	—	260	253
1/25	—	3,590	5,532	—	225	214
1/20	—	—	5,202	—	—	197
1/10	—	2,580	4,600	—	161	167
1/5	—	—	3,905	—	—	132
1/2	—	—	2,926	—	-87	

表-2.7 各確率年の時間～流入量 基本パターン

( $\text{m}^3/\text{sec}$ )

	$X_1$	$X_2$	$X_3$	$X_4$	$Q_p$	$X_5$	$X_6$	$X_7$	$X_a$
1/200	1,000	1,200	1,500	3,300	7,850	3,000	1,500	900	500
1/100	800	1,000	1,450	2,700	7,037	2,500	1,260	780	450
1/50	600	890	1,320	2,300	6,267	1,950	1,050	660	400
1/25	500	680	1,260	1,800	5,532	1,520	930	500	350
1/20	450	620	1,240	1,500	5,202	1,370	860	460	330
1/10	400	456	1,164	1,250	4,601	910	760	370	300
T hr	0	24	48	54	60	66	72	96	120
1/200 <sup>*1</sup>	1,000	1,200	1,500	7,850	4,040 <sup>*2</sup>	2,300	1,500	900	500

\*1 200年確率のピーク位置を 6 hr 前の方に移動させたケース (ケース 2)

\*2 この値は  $t = 54$  hr の時の値であり、実際の  $Q_p$  は  $X_6$  の位置になっている。

表-2.8.1 洪水経過時間～洪水流量の関係

時間	① $\frac{1}{200} Q_1$	② ケース1 ①×1.2	③ ケース2	時間	① $\frac{1}{200} Q_1$	② ケース1 ①×1.2	③ ケース2
	48	1,500	1,800		1,800	69	2,250
49	1,800	2,160	3,070	70	2,000	2,400	2,120
50	2,100	2,520	4,340	71	1,750	2,100	1,960
51	2,400	2,880	5,610	72	1,500	1,800	1,800
52	2,700	3,240	6,880	73	1,475	1,770	1,770
53	3,000	3,600	8,150	74	1,450	1,740	1,740
54	3,300	3,960	9,420	75	1,425	1,710	1,710
55	4,058	4,870	8,658	76	1,400	1,680	1,680
56	4,817	5,780	7,896	77	1,375	1,650	1,650
57	5,575	6,690	7,134	78	1,350	1,620	1,620
58	6,333	7,600	6,372	79	1,325	1,590	1,590
59	7,092	8,510	5,610	80	1,300	1,560	1,560
60	7,850	9,420	4,848	81	1,275	1,530	1,530
61	7,041	8,449	4,500	82	1,250	1,500	1,500
62	6,233	7,480	4,152	83	1,225	1,470	1,470
63	5,425	6,520	3,804	84	1,200	1,440	1,440
64	4,617	5,540	3,456	85	1,175	1,410	1,410
65	3,803	4,564	3,108	86	1,150	1,380	1,380
66	3,000	3,600	2,760	87	1,125	1,350	1,350
67	2,750	3,300	2,600	88	1,100	1,320	1,320
68	2,500	3,000	2,440				

表-2.8.2 各確率年の時間～流入量 (ケース 1) (1/2)

( $m^3/sec$ )

確率年 時間	1/200	1/100	1/50	1/25	1/20	1/10
48	1,500	1,450	1,320	1,260	1,240	1,164
49	1,800	1,658	1,483	1,350	1,283	1,178
50	2,100	1,867	1,647	1,440	1,327	1,193
51	2,400	2,075	1,810	1,530	1,370	1,207
52	2,700	2,283	1,973	1,620	1,413	1,221
53	3,000	2,492	2,137	1,710	1,457	1,236
54	3,300	2,700	2,300	1,800	1,500	1,250
55	4,058	3,423	2,961	2,422	2,117	1,809
56	4,817	4,146	3,622	3,044	2,734	2,367
57	5,575	4,869	4,284	3,666	3,351	2,926
58	6,333	5,591	4,945	4,288	3,968	3,484
59	7,092	6,314	5,606	4,910	4,585	4,043
60	7,850	7,037	6,267	5,532	5,202	4,601
61	7,041	6,285	5,548	4,863	4,563	3,986
62	6,233	5,229	4,828	4,195	3,925	3,371
63	5,425	4,773	4,109	3,526	3,286	2,756
64	4,617	4,016	3,389	2,857	2,647	2,140
65	3,803	3,260	2,669	2,189	2,009	1,525
66	3,000	2,500	1,950	1,520	1,370	910
67	2,750	2,293	1,800	1,421	1,285	885

表-2.8.3 各確率年の時間～流入量（ケース1） (2/2)

( $\text{m}^3/\text{sec}$ )

確率年 時間	1/200	1/100	1/50	1/25	1/20	1/10
68	2,500	2,087	1,650	1,323	1,200	860
69	2,250	1,880	1,500	1,225	1,115	835
70	2,000	1,673	1,350	1,127	1,030	810
71	1,750	1,467	1,200	1,028	945	785
72	1,500	1,260	1,050	930	860	760
73	1,475	1,240	1,034	912	843	744
74	1,450	1,220	1,018	894	827	728
75	1,425	1,200	1,001	876	810	711
76	1,400	1,180	985	858	793	695
77	1,375	1,160	969	840	777	679
78	1,350	1,140	953	823	760	663
79	1,325	1,120	936	805	743	646
80	1,300	1,100	920	787	727	630
81	1,275	1,080	904	768	710	614
82	1,250	1,060	888	751	693	598
83	1,225	1,040	871	733	677	581
84	1,200	1,020	855	715	660	565
85	1,175	1,000	839	697	643	549
86	1,150	980	823	679	627	533
87	1,125	960	806	661	610	516
96	900	780	660	500	460	370



## 2. 5 洪水吐ゲートの安全性の検討

### 2. 5. 1 洪水吐ゲートの配置および寸法

洪水吐に関する構造物および貯水池に関する主要寸法は次のとおりである。

(1) ダム天端標高	EL. 221.50 m
(2) 洪水吐のゲート天端標高	EL. 217.00 m
(3) ゲート頂部波返しの標高	EL. 217.60 m
(4) 洪水吐の越流堰の天端標高	EL. 202.00 m
(5) 洪水吐のゲート数	3 門
(6) 洪水吐ゲートの高さ	15 m
(7) 洪水吐ゲートの巾	12.50 m
(8) 洪水吐ゲートの開閉速度	0.3 m/min
(9) 貯水池流域面積	598 km <sup>2</sup>
(10) 平水位の貯水池面積	23 km <sup>2</sup>
(11) 平水位	EL. 212.00 m

### 2. 5. 2 ゲート操作に関する制限

洪水時にアンガットダムの洪水吐を開放した時にアンガットダム下流域にゲートの開放によって洪水氾濫を起さぬよう、また、下流域に住む住民に被害を与えぬようにしなければならない。

1984年に行われた前記“Flood Forecasting and warning system for dam operation project”での検討では、アンガットダムの下流域へ対してゲート放流によって発生する洪水波を不定流解析によって検討し、許容放流量増加の基準を作成している。この許容放流量はアンガットダムの下流に存在するノルサガライ地点における水位上昇度が30分で30cmを越えないことを条件として決定されたものである。

そのような立場から決められた許容され得る放流量は図-2.6 のとおりである。

これによると、許容可能放流量は、 $t = 0$  にあつては水車流出量  $183 \text{ m}^3/\text{s}$  から出発して  $500 \text{ m}^3/\text{s}$  まで、 $52.8 \text{ m}^3/30 \text{ min}$  の割合で増加させることが可能であり、従つて、放流開始後 3 時間後に可能放流量が  $500 \text{ m}^3/\text{sec}$  となる。その後は、放流量  $500 \text{ m}^3/\text{s}$  から  $800 \text{ m}^3/\text{s}$  まで 1 時間 15 分で増加させることができることになっている。上に述べた所のものは、1984 年に制定されたゲートからの許容放流量に関するものであるが、さらにもう少し詳細に許容放流量と流入量との関係を検討すると次のようになる。

表-2.9 は、PMF によるアンガットダムへの流入量 ( $Q_i$ ) および流入量の時間的増分  $\frac{dQ_i}{dt}$  およびノルサガライ地点における水位上昇度を許容水位上昇度 ( $30 \text{ cm} / 30 \text{ min}$ ) 以下にするべき許容流量 (放流量を  $Q_o$  で表わす) 増加量を併記したものである。

ノルサガライ地点における水位-流量曲線が

$$Q_o = aH^2 + bH + c$$

で表わされるものとする。

(ここでノルサガライ地点にあつては、 $a = 83.501$ ,  $b = -235.4$ ,  $c = 301.1$  である)

$$\frac{dQ_o}{dt} = (2aH + b) \frac{dH}{dt}$$

いま ( $dH/dt$ ) を許容水位上昇度  $K$  とおくと上式から許容流量増加率は

$$\begin{aligned} \left( \frac{dQ_o}{dt} \right)_{\text{allowable}} &= 2 \sqrt{a} \cdot \sqrt{Q_o + \frac{b^2 - 4ac}{4a}} \cdot k_o \\ &= 11 \sqrt{Q_o - 135} \cdot k_o \end{aligned}$$

ただし、 $\frac{dQ_o}{dt}$  は 1 時間を単位とした流量増加率であり、

$$\frac{dH}{dt} = \frac{0.3}{0.5(\text{hr})} = 0.6 \text{ を採用した。}$$

この表から明らかなように、PMF に相当する流量がアンガットダムに流入し、これを全く流量調節をしないで下流の方に放出したとしても、すなわち、ダム水位を意識的に低下させるような洪水吐ゲート操作を行わなければ、ノルサガライ地点においては洪水放流による水位の上昇度は  $30 \text{ cm} / 30 \text{ min}$  の範囲内にあることがわかる。実際には放流に

による流量の下流への伝達は不定流であるから、ノルサガライ地点における水位・流量曲線のみから判断するのは必ずしも正しくはないが、流れの変化が極めて緩慢であるから、疑似的に流れは等流と見なしてもそれ程大きな誤差はないと考えられる。

☒ - 2.6. Permissible Rate of Increase of Flood Discharge

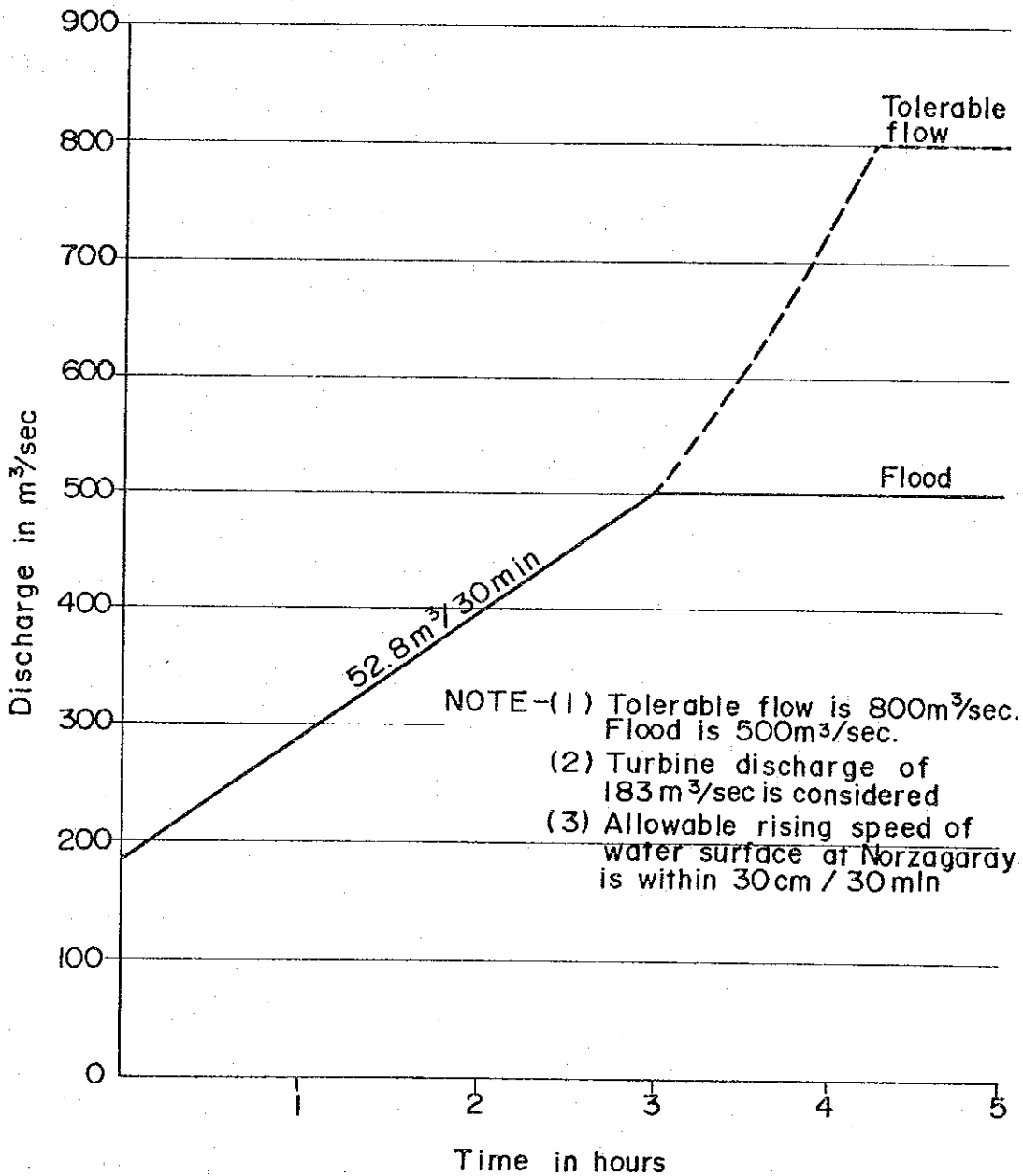


表-2.9.1  $Q_0 \sim dQ_0/dt \sim (dQ_0/dt)_{all} (1/3)$

時間	PMF ( $Q_0$ )	$\frac{dQ_0}{dt}$ ( $m^3/hr$ )	allowable $dQ_0/dt$ ( $m^3/hr$ )
1 - 0	100		
1	145	45	92
2	145	0	92
3	145	0	92
4	179	34	103
5	217	38	113
6	265	48	125
7	401	136	154
8	503	102	211
9	598	95	237
10	668	70	254
11	720	52	266
12	763	43	276
13	799	36	283
14	830	31	290
15	857	27	296
16	879	22	300
17	899	20	304
18	967	68	317
19	1,008	41	325
20	1,048	40	332
21	1,154	106	351
22	1,236	82	365
23	1,311	75	377
2 - 0	1,366	55	386
1	1,410	44	393
2	1,467	57	401
3	1,514	47	408

表-2.9.2  $Q_0 \sim dQ_0/dt \sim (dQ_0/dt)_{all}$  (2/3)

時間	PMF ( $Q_0$ )	$\frac{dQ_0}{dt}$ ( $m^2/hr$ )	allowable $dQ_0/dt$ ( $m^2/hr$ )
2 - 4	1,553	39	414
5	1,598	45	421
6	1,632	34	426
7	1,663	31	430
8	1,707	44	436
9	1,744	37	441
10	1,786	42	447
11	1,819	33	451
12	1,910	91	463
13	1,987	77	473
14	2,055	68	482
15	2,202	147	500
16	2,313	111	513
17	2,411	98	525
18	2,484	73	533
19	2,543	59	540
20	2,612	69	547
21	2,682	70	555
22	2,737	55	561
23	2,784	47	566
3 - 0	2,855	71	574
1	2,909	54	579
2	2,968	59	585
3	3,032	64	592
4	3,098	66	599
5	3,167	135	606
6	3,250	83	614
7	3,342	92	623

表-2.9.3  $Q_0 \sim dQ_0/dt \sim (dQ_0/dt)_{all}$  (3/3)

時間	PMF ( $Q_0$ )	$\frac{dQ_0}{dt}$ ( $m^3/hr$ )	allowable $dQ_0/dt$ ( $m^3/hr$ )
3 - 8	3,415	73	630
9	3,525	110	640
10	3,640	115	651
11	3,741	101	660
12	3,851	110	671
13	3,967	116	681
14	4,090	123	692
15	4,305	215	710
16	4,483	178	725
17	4,661	178	740
18	4,985	324	766
19	5,270	285	788
20	5,555	285	809
21	5,899	344	835
22	6,251	352	860
23	6,697	446	891
4 - 0	7,519	822	945
1	7,587	68	950
2	7,836	249	965
3	8,413	577	1,000
4	7,961	-452	
5	7,426	-535	
6	6,807	-619	
7	6,279	-528	

よってアンガットダム<sup>①</sup>の放流量の限度はダムの水位を意識的に低下させるようなゲート操作を行わない限り、下流に対する無害放流に対する制限よりも、むしろ、アンガットダム<sup>①</sup>の洪水吐ゲートの放流容量によって制限を受けるものと判断される。

### 2.5.3 洪水吐ゲート放流量曲線

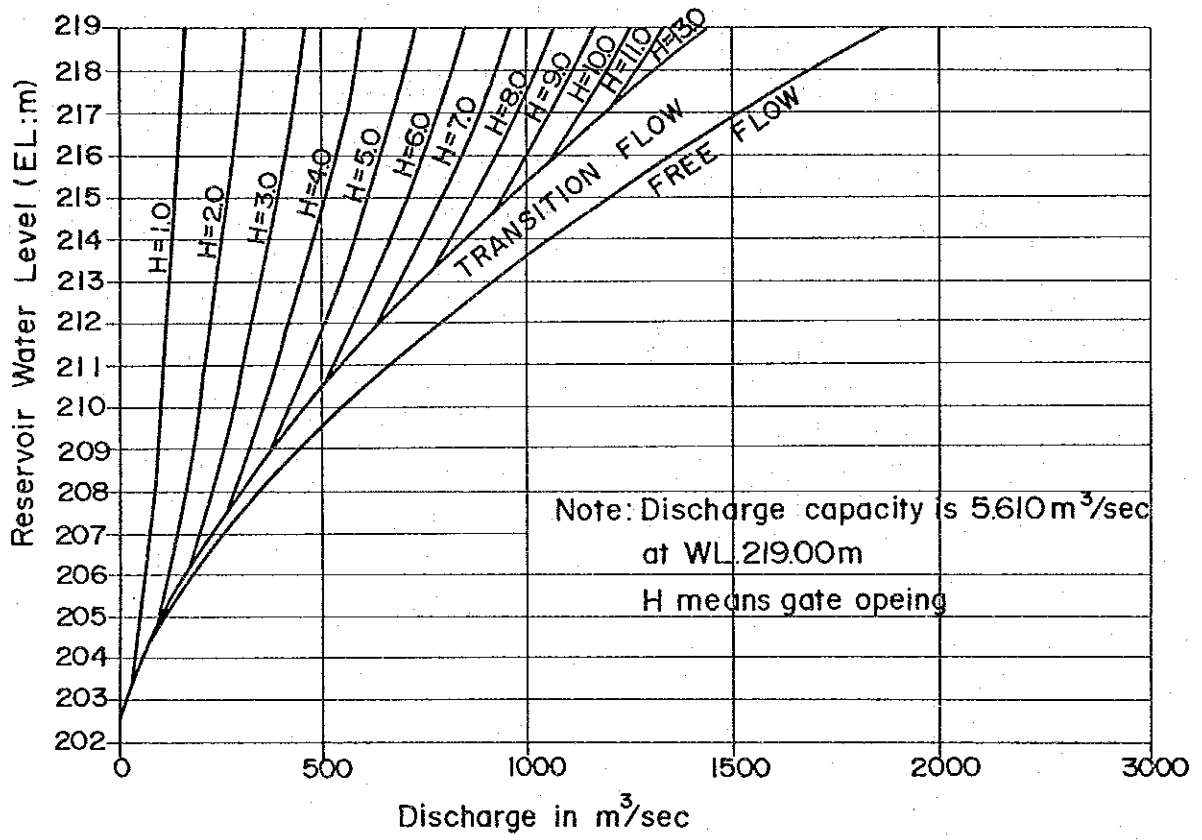
図-2.7 はアンガットダム<sup>①</sup>の洪水吐ゲートの前面水位、開度、放流量曲線である。ゲート1門当り自由越流状況になる前の最大放流量、および完全にゲートが開放されて自由越流状態で放流する時のダム水位と放流量の関係は次表-2.10 のとおりである。

表-2.10 洪水吐ゲートの放流能力 (m<sup>3</sup>/s)

ダム水位	もぐり流出のときの最大流量	自由越流条件
207	229	261
208	301	348
209	379	446
210	464	551
211	553	666
212	648	789
213	748	920
214	853	1,060
215	961	1,207
216	1,074	1,362
217	1,191	1,523
218	1,313	1,693
219	1,473	1,870



☒ - 2.7 Discharge Rating Curve of Spillway



## 2. 5. 4 アンガットダムで許容されうる最高水位

我が国にあっては、ダムの堤体非越流部の高さはダムの形式、洪水吐ゲートの有無によっても異なるが、フィルタイプダムであり、かつ洪水吐ゲートを有する場合には次に定められる値のうち、最も大きい値に 1m を加えたものの値以上としている。

$$i) \quad H_n + h_w + h_e + 0.5 \quad (h_w + h_e < 1.5 \text{ のときは } H_n + 2)$$

$$ii) \quad H_d + h_w + 0.5 \quad (h_w < 0.5 \text{ のときは } H_d + 1)$$

ここで、 $H_n$  : 常時満水位

$h_w$  : 設計洪水位における風による波浪の貯水池の水面からの高さで、

$$h_w = 0.00086 V^{1.1} \cdot F^{0.45}$$

$V$  : 10分間平均風速 (m/s)

$F$  : 設計洪水位におけるダム堤体からの最大対岸距離 (m)

$h_e$  : ダムの構造計算において常時満水位である場合に用いた設計震度の地震による波浪の貯水池の水面からの高さで

$$h_e = \frac{1}{2} \cdot \frac{k \tau}{\pi} \cdot \sqrt{g H_0}$$

$k$  : 設計震度                       $\tau$  : 地震周期

$H_0$  : 貯水池水深

$H_d$  : 設計洪水位

アンガットダムにあっては、ダムの HWL を EL. 212 とし対岸距離を 10km, 10分間の平均風速  $V = 25 \text{ m/s}$ , 地震の震度を  $0.15 \text{ g}$ , 地震周期を 1秒, 貯水池水深  $H_0$  を 108m (ダム HWL 212, ダム基礎 EL. 104m とする) とすると  $h_w \approx 2 \text{ m}$ ,  $h_e \approx 0.8 \text{ m}$  となるから

i) による必要なダム頂標高は、

$EL. 212 + h_w + h_e + 0.5 + 1.0 = EL. 216.3m$ である。実際のダム頂標高は、  
 $EL. 221.5$  であるからなおこの場合には余裕がある。

ii) による洪水時における許容されうる最高水位は、本ダムは、フィルタイプのダム  
である故に、200年確率洪水の2割増の洪水時において

$$H_d \leq EL. 221.5 - 1 - 0.5 - h_w = EL. 218.0$$

であるようなダム水位以下とする必要がある。すなわち、設計洪水水位は  $EL. 218.0$   
となる。

## 2. 5. 5 設計洪水量および各種確率年に対応する洪水量流入時の検討

設計洪水量は我が国の建設省で規定されているように、200年確率洪水量の1.2倍の  
ものを採用した。

時間毎の流入量は表-2.8.1のとおりである。流入パターンは図-2.8に示す。

### (1) ゲート操作

あるダム水位、例えば HWL  $EL. 212$  で運転を行っている時に洪水流入量があった  
ものと仮定し、その後ゲートの操作を行い、その状態の水位を持続し、あるいはある  
水位に達するまでゲート操作を行い、もはやゲートの操作のみではダム水位の上昇を  
制御し得ない状態になったときにゲートを全開して自由越流状態で放流するものとし、  
その後はゲートを開放状態に放置し、洪水が終りダム水位が HWL あるいは、その  
付近まで低下した段階で再びゲート操作を行い放流量の制限を行うものとする。行っ  
た計算の種類は次のとおりである。

ゲート操作前 ダム水位	ゲート全開時 ダム水位
EL. 210	EL. 210
211	211
HWL 212	212
212	213

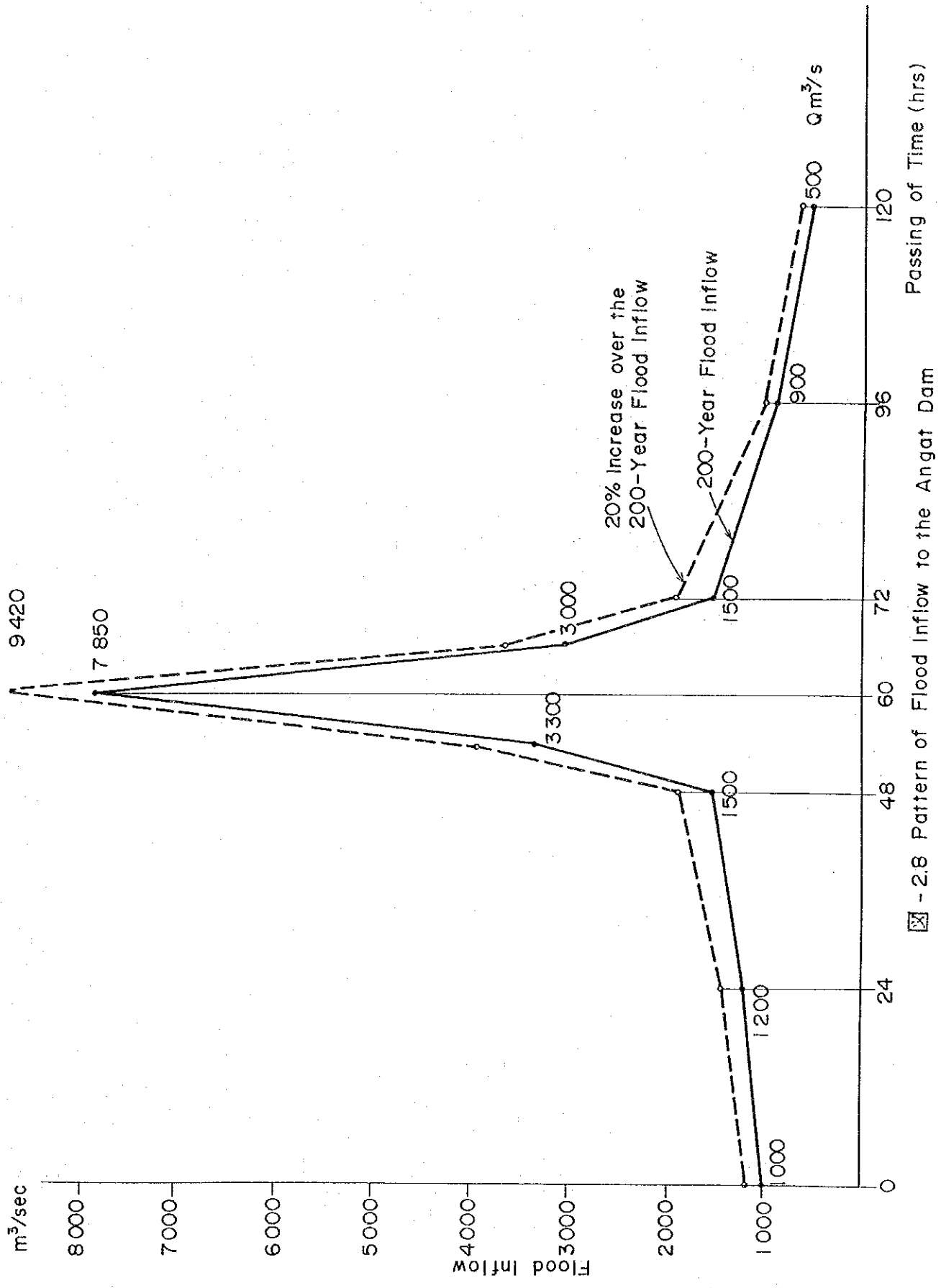


Fig - 2.8 Pattern of Flood Inflow to the Angat Dam

ダムの HWL は、EL. 212.0 であり、この水位を一定に保ちながらゲートの操作を行うことは、かなり正確に流入量を把握しなければ困難であり、当然若干のゲート操作の誤差を考慮しておく必要がある。よってダムは通常運転時に EL. 212 とし、洪水流入量があった場合にダム水位 EL. 213 までの範囲で流入量とゲート全開時の放流量がほぼ同じとなるようにゲート操作を行う場合も想定して計算を行っている。

## (2) ゲート可能放流量

ゲートで放流しうる可能放流量は、表-2.10 に記したとおりであるが、これを EL. 170 と基準値とした水位  $H$  をパラメーターとして、

$$Q_{oc} = a_1 H^2 + a_2 H + a_3$$

$$Q_{of} = b_1 H^2 + b_2 H + b_3$$

ここで  $Q_{oc}$  はゲートで操作し得る最大放流量、 $Q_{of}$  はゲートを全開とし自由越流状態で放流した時の放流量である。

表-2.10 の値をゲート 3 門であるので 3 倍し、最小二乗法によって  $a_1$  ,  $a_2$  ,  $a_3$  ,  $b_1$  ,  $b_2$  ,  $b_3$  を求めると次の表のとおりとなり、これを用いてこのように簡略化された値と実際の値との適合性を求めると表-2.11 のようになり、かなり適合性が高い。そのため  $Q_{oc}$  ,  $Q_{of}$  をそれぞれ

$$Q_{oc} = 7.0894 H^2 - 306.277 H + 2304.889$$

$$Q_{of} = 12.0764 H^2 - 635.1713 H + 7743.836$$

で表わしても差支えないことがわかる。

$a_1$	7.08941
$a_2$	-306.277
$a_3$	2,304.889
$b_1$	12.0764
$b_2$	-635.1713
$b_3$	7,743.836

表-2.11 近似式によるゲート放流量

WL	H	Q <sub>oc</sub>		Q <sub>of</sub>	
		表 値	計 算 値	表 値	計 算 値
212	42	1,944	1,947	2,367	2,369
213	43	2,244	2,243	2,760	2,761
214	44	2,559	2,553	3,180	3,176
215	45	2,883	2,878	3,621	3,616
216	46	3,222	3,217	4,086	4,080
217	47	3,573	3,570	4,569	4,568
218	48	3,939	3,938	5,079	5,080
219	49	4,311	4,319	5,610	5,616

(3) 計 算 法

貯水池の表面積  $F$  と、EL. 170 を基準値とした水位  $H$  との関係は次式で与えられる。

$$F = [0.0014286 H^2 + 0.20629 H + 10.100] \times 10^6 \text{ m}^2$$

(i) の時点でのダムへの流入量を  $Q_{i1}$

(i + 1) の時点でのダムへの流入量を  $Q_{i(i+1)}$

(i) の時点でのダムからの放流量を  $Q_{o1}$

(i + 1) の時点でのダムからの放流量を  $Q_{o(i+1)}$

(i) の時点での EL. 170よりの貯水池水位を  $H_i$

(i + 1) の時点での EL. 170よりの貯水池水位を  $H_{(i+1)}$

(i) と (i + 1) との間の時間間隔を  $\Delta t$  とすると

$$\left( \frac{Q_{i1} + Q_{i(i+1)}}{2} \right) \cdot \Delta t$$

$$\left( \frac{Q_{o1} + Q_{o(i+1)}}{2} \right) \cdot \Delta t + \left( \frac{F_i + F_{(i+1)}}{2} \right) (H_{(i+1)} - H_i)$$

である。

$H_{(i+1)} = H_i + \Delta H_i$  とおき上式から  $(\Delta H_i)^2$  以上の項を高次の項として省略することにより上式は簡略化される。

いま  $\Delta t$  として 1 時間を考え、1 時間を単位とすると

$H_{i+1}$  は  $H_i$  から 1 時間後の水位となり、計算の結果、

$$H_{i+1} = H_i + \frac{Q_{1i} + Q_{1(i+1)}}{2} \frac{(12.0764 (H_i)^2 - 635.1713 H_i + 7743.836)}{0.396865 H_i^2 + 69.38376 H_i + 2488.1944}$$

となる。

表-2.12.1(A) 設計洪水量に対して

洪水確率年	流入量 ピーク時	洪水前 ダム水位	ゲート全開 時ダム水位	ダム最高 水位	最大放流量	最大放流量 最大流入量
200年確率 洪水量 x 1.2	中央型 60hr	212	213	BL. 218.12	m <sup>3</sup> /s 5,143	0.55
	〃	212	212	217.80	4,977	0.53
	〃	211	211	217.51	4,826	0.51
	〃	210	210	217.23	4,684	0.50
	前期型 54hr	212	213	217.87	5,012	0.53
	〃	212	212	217.49	4,815	0.51

表-2.12.1(B) PMF 流入量に対して (m<sup>3</sup>/s)

洪水確率年	流入量	洪水前 ダム水位	ゲート全開 時ダム水位	ダム最高 水位	最大放流量	最大放流量 最大流入量
P M F	PMF パターン	EL. 212	EL. 213	EL. 219.35	(m <sup>3</sup> /s) 5,810	0.69
	〃	212	212	219.29	5,774	0.69
	〃	211	211	219.24	5,747	0.68
	〃	210	210	219.20	5,725	0.68

表-2.12.2 各計画洪水量に対して

洪水確率年	流入量 ピーク時	洪水前 ダム水位	ゲート全開 時ダム水位	ダム最高 水位	最大放流量	最大放流量 最大流入量
1/200	中央型 60hr	212	213	EL. 216.73	(m <sup>3</sup> /s) 4,432	0.56
1/100	〃	〃	〃	215.86	4,011	0.57
1/50	〃	〃	〃	215.16	3,688	0.59
1/20	〃	〃	〃	214.24	3,282	0.63
1/10	〃	〃	〃	213.77	3,078	0.67
1/200	〃	212	212	216.33	4,239	0.54
1/100	〃	〃	〃	215.40	3,801	0.54
1/50	〃	〃	〃	214.68	3,471	0.55
1/20	〃	〃	〃	214.64	3,025	0.58
1/10	〃	〃	〃	213.15	2,821	0.61



#### (4) 計算結果

図-2.9 および 2.10 は流入量として 200年確率洪水の 1.2 倍をとり、ダム水位が EL. 212.0 であって、流入量  $Q_i$  が  $2,367 \text{ m}^3/\text{s}$  まではゲート操作により流入量をそのまま下流に放流し、それ以後はゲートを全開のまま放置するとして考えたダム水位、および、洪水吐放流量の曲線である。

図-2.9 は洪水ピークが洪水開始後60時間目に現れた場合(1.4 ケース 1)であり、図-2.10 はピーク値がケース 1より6時間早く出現する場合(1.4 ケース 2)の図である。図中の一点鎖線は洪水流入量である。各種の場合について、最高水位、最大放流量および最大流入量(洪水ピーク値)に対する最大放流量の比を表示したものが表-2.12である。

以上の計算結果から次のことが判明した。

- i) 設計計画洪水量に対しては、もし洪水前にダムの水位を EL. 212 とし、洪水によるダムへの流入が始まっても、常にこの水位を保持するようゲート操作を行い、流入量が  $2,367 \text{ m}^3/\text{s}$ 以上になった時ゲートを全開するようにすれば、最大水位上昇は EL. 217.80 まで上昇するが、許容され得る洪水時の水位 EL. 218.0 以下となり洪水吐は十分な容量を有する。
- ii) また、もし、ゲート操作が必ずしも上記のように適切でなく、洪水前ダム水位が EL. 212 であったものが EL. 213 まで上昇したとしても、流入量が  $2,760 \text{ m}^3/\text{s}$  以上になったとき、ゲートを全開した場合、最高水位は EL. 218.12 まで上昇することになるが、許容最高水位 EL. 218.0 を越すことわずか12cmである。
- iii) PMF の流入量があったときには最高水位は計画洪水量の時よりもかなり大きく、上昇する。すなわち、ゲート全開時のダム水位 EL. 213.0 のときには EL. 219.35 まで、または、仮りにゲート全開時のダム水位が EL. 210.0 であったとしても、

最高水位は EL. 219.20 まで上昇することになる。従って、PMF の流入量に対しては、ゲート全開時のダム水位を多少低くしても最高水位の上昇を抑えることは困難である。

しかし、PMF の流入を考えることは条件としては厳し過ぎるので、PMF の流入量に対しては余裕高を考えないものとする、許容される最高水位は

ダム頂標高 EL. 221.5 - 波浪高 2.0 = EL. 219.5

となるので、PMF に対してもダムは越流しない。

以上のことから現況の洪水吐は十分な容量があるとは言えないまでも、洪水処理に対して支障がないことが判った。

なお、さらに次のことが判明した。

- i) 流入量のパターンとしては最大流入量が早く現われるもの、すなわち、前期流出型 (1.4 ケース 1) の方が最大流入量があとになって現れるパターンの場合よりも最高水位が低い。
- ii) 計画洪水量が大きい程、最大放流量/最大流入量、すなわち、ダムによる自然調整能力は大きくなる。
- iii) ゲート全開時におけるダム水位を多少増減させても、最高水位の増減は、それ程大きくはない。例えば、ゲート全開時のダム水位を仮りに 1m 低く設定してみても、最高水位はほぼ 30cm 低くなるだけである。

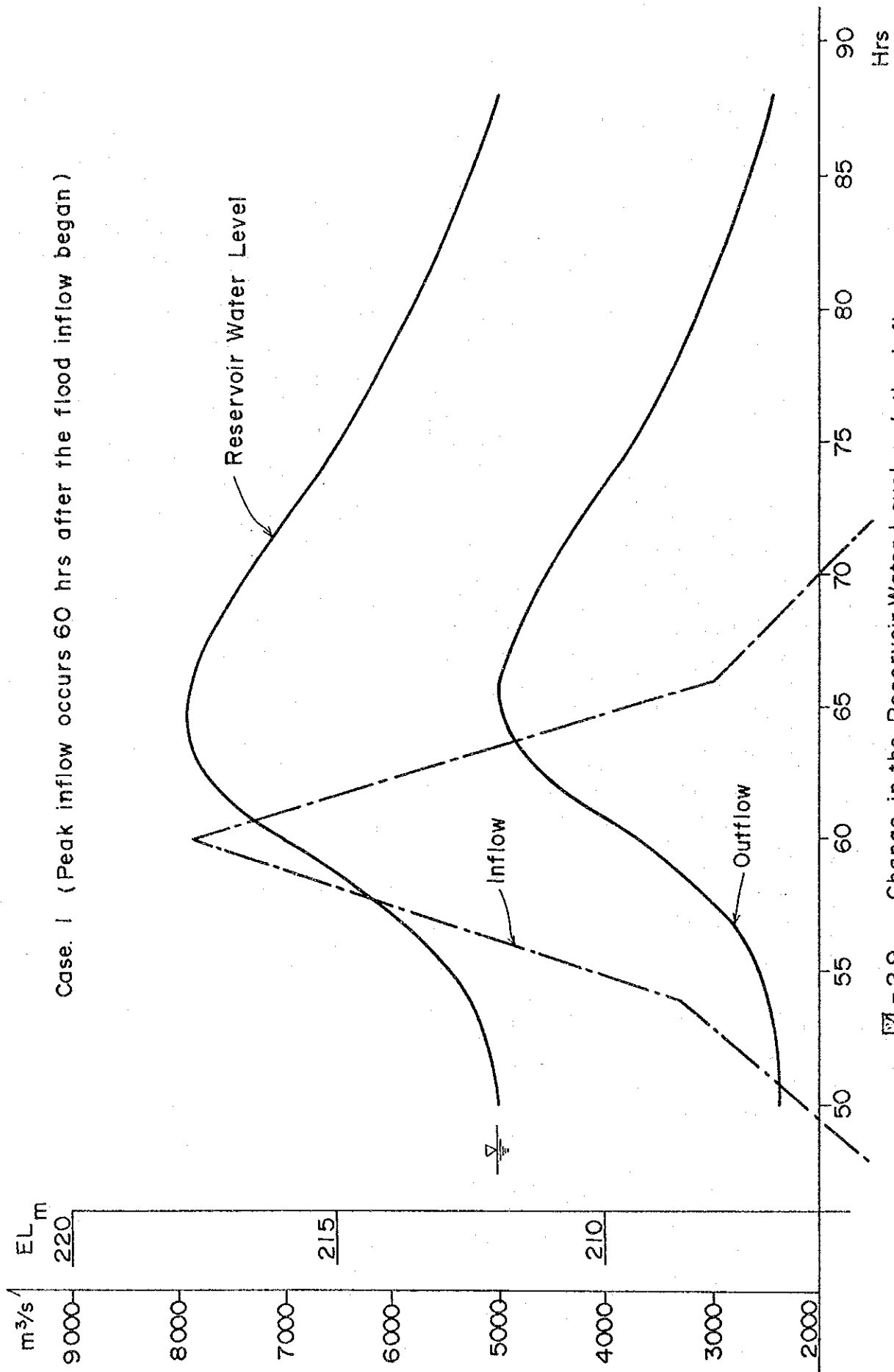
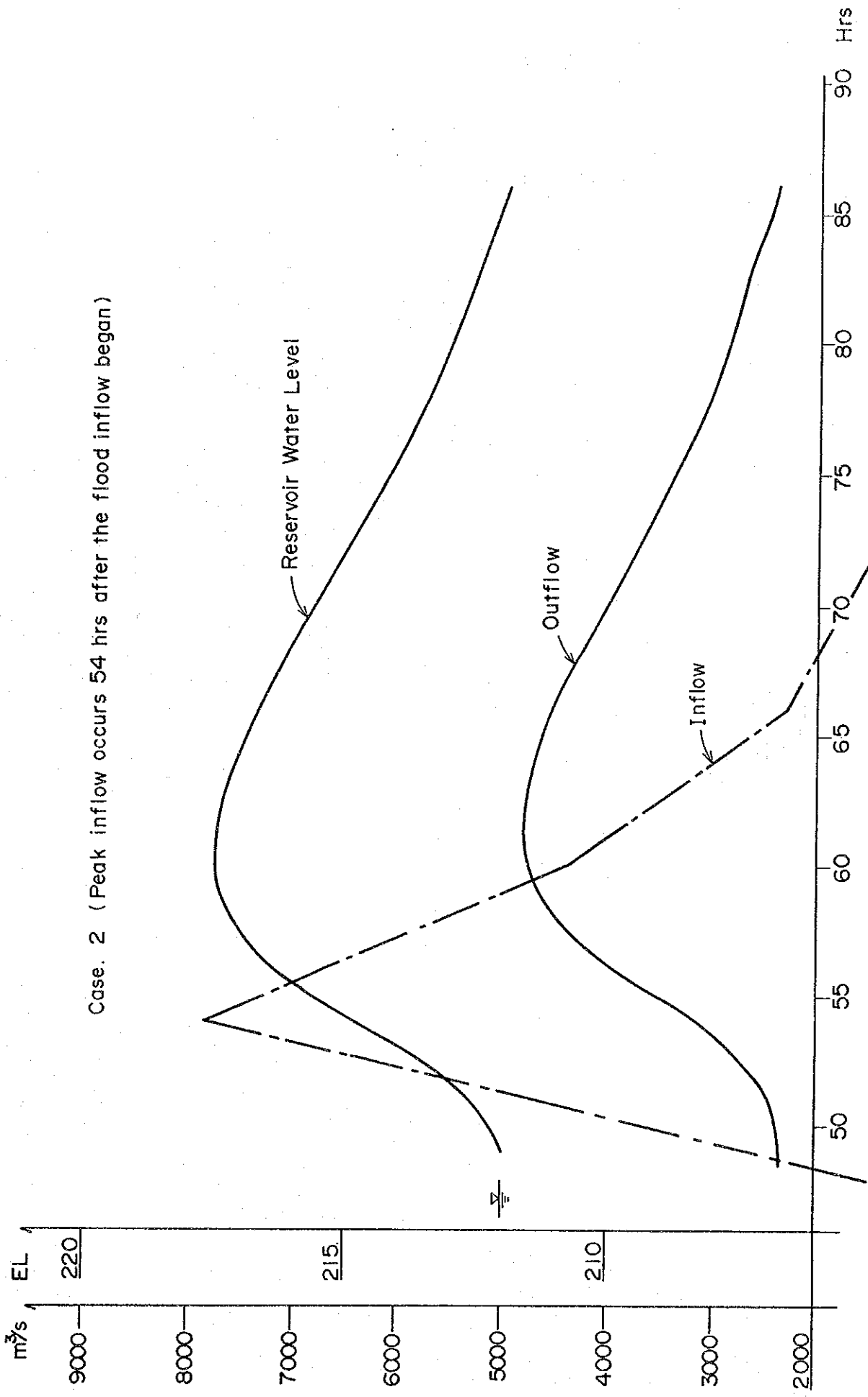


Fig - 2.9 Change in the Reservoir Water Level and the inflow to and Outflow from the Dam during the Flood with a 200-Year Return Period Multiplied by 1.2



Case. 2 (Peak inflow occurs 54 hrs after the flood inflow began)

Fig - 2.10 Change in the Reservoir Water Level and the Inflow to and Outflow from the Dam during The Flood with a 200-Year Return Period Multiplied by 1.2

### 第3章 ダムの安定解析

## 第3章 ダムの安定計算

### 3.1 設計および工事記録

アンガットダムは、27年前の1961年に建設を開始し、1967年に完成した。発電開始は1967年9月と記録されている。今回調査を開始するに当たって、NAPOCOR 本社、現地等で当時の設計記録等に関する資料収集を行ったが、遺憾ながら、ダムに関する設計時の記録は十分入手できなかった。また、同様に工事中の記録も全く入手できず、ダムの平面図と中央断面図の竣工図を入手したのみである。

### 3.2 設計の基本点

設計の基本点を列記すると以下のとおりである。最終設計案および工事中の変更案等については不明であるが、竣工図から推して、大巾な変更はなかったものと考えられる。

#### 3.2.1 主ダム

ダム高さは131.0mであって傾斜しゃ水壁型ロックフィルダムである。ロックフィルは原則的にはダンプフィルである。コア層の上下流側に細粗二層のフィルター層を有す。最大断面付近の断面図は、図-3.1 のとおりであるが、ここに点線で示されたものは設計図に示された断面形であり、実線で示されたものは今回の調査で実測された断面である。

両者を比較すると、上流面は断面実測時にダムがHWLであったために、天端付近のみを測定し得たにすぎなかったが、かなりよく一致しており、ダムは設計図どおり建設され、かつ建設後なん等損傷を受けていないように見える。

上流面勾配、下流面勾配はそれぞれ次のとおりである。

		設計	実測
上流面勾配	EL. 222 ~ 208.0	1:1.4	1:1.4
	EL. 208.0 以下	1:2.4	(1:2.4)
下流面勾配	EL. 222 以下	自然勾配 (約 1:1.4)	1:1.4

### 3. 2. 2 ダ イ ク

ダイクの最大高さは 52mであって、傾斜しゃ水壁型ロックフィルである。構造様式は主ダムと同じであり原則的にダンプフィルであり、コア層の上下流側に細粗二層のフィルター層を有する。図-3.2 ~ 3.4 は今回実測したダイクの 3測線 A-A', B-B', C-C' の縦断面図を示す。

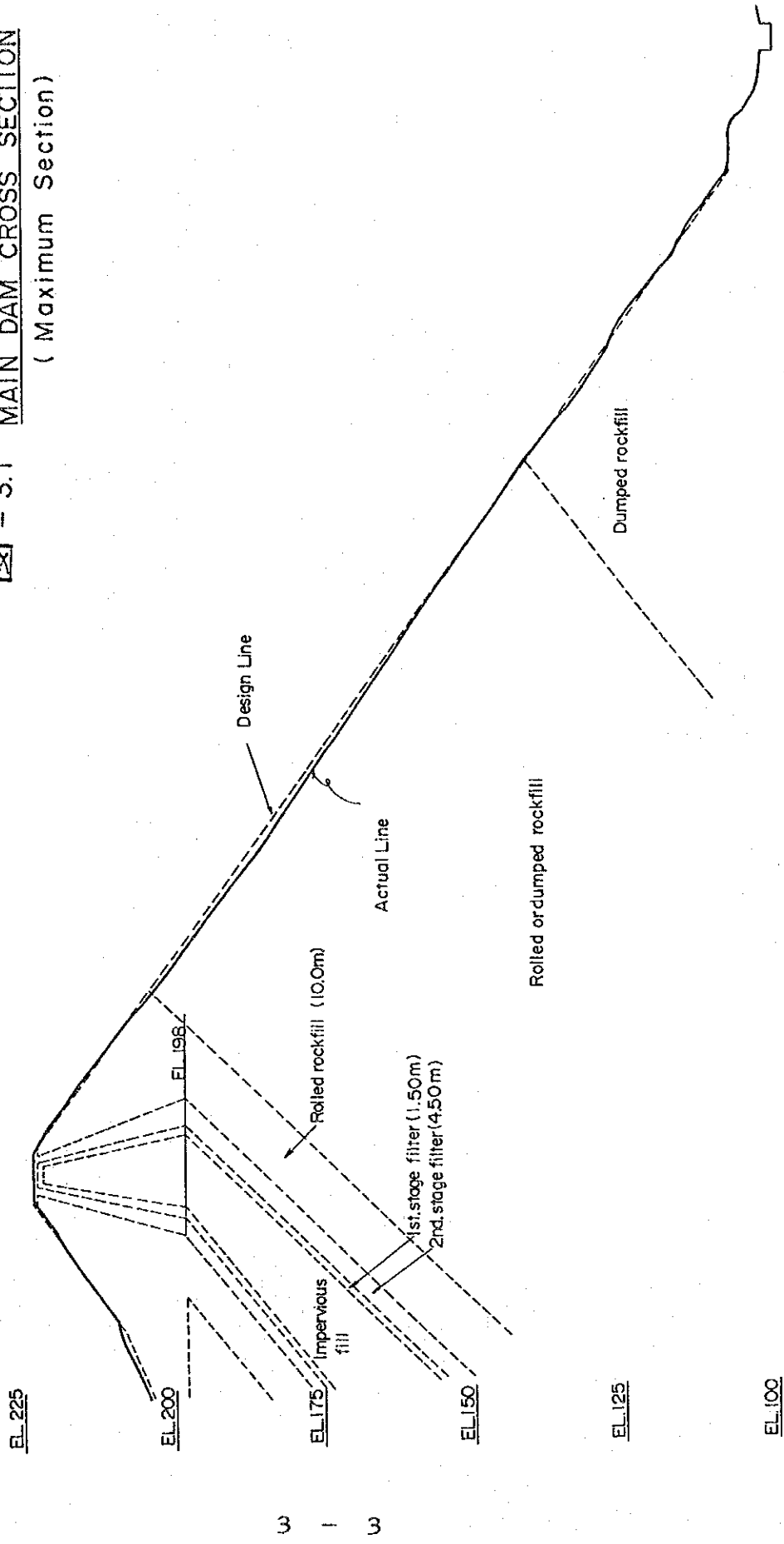
この図の中で点線は設計断面であり、実線は今回実測した断面を示す。

両者を比較すると、主ダムと同じくダイクも設計図とおりに建設され、かつ建設後なん等損傷を受けていないように見える。

上流面勾配、下流面勾配はそれぞれ次のとおりである。

		設計断面	実測断面
上流面勾配	EL. 222 ~ EL. 212	1:1.4	1:1.4
	EL. 212 ~ EL. 190	1:2.2	(1:2.2)
	EL. 190 ~ EL. 175	自然勾配	(1:1.4)
下流面勾配	EL. 222 ~ EL. 135	自然勾配 (1:1.4)	1:1.45
	EL. 135	水 平	水 平

**3.1 MAIN DAM CROSS SECTION**  
 ( Maximum Section )



EL. 225

EL. 200

EL. 198

EL. 175

EL. 150

EL. 125

EL. 100

Design Line

Actual Line

Rolled rockfill (10.0m)

Impervious fill

1st. stage filter (1.50m)

2nd. stage filter (4.50m)

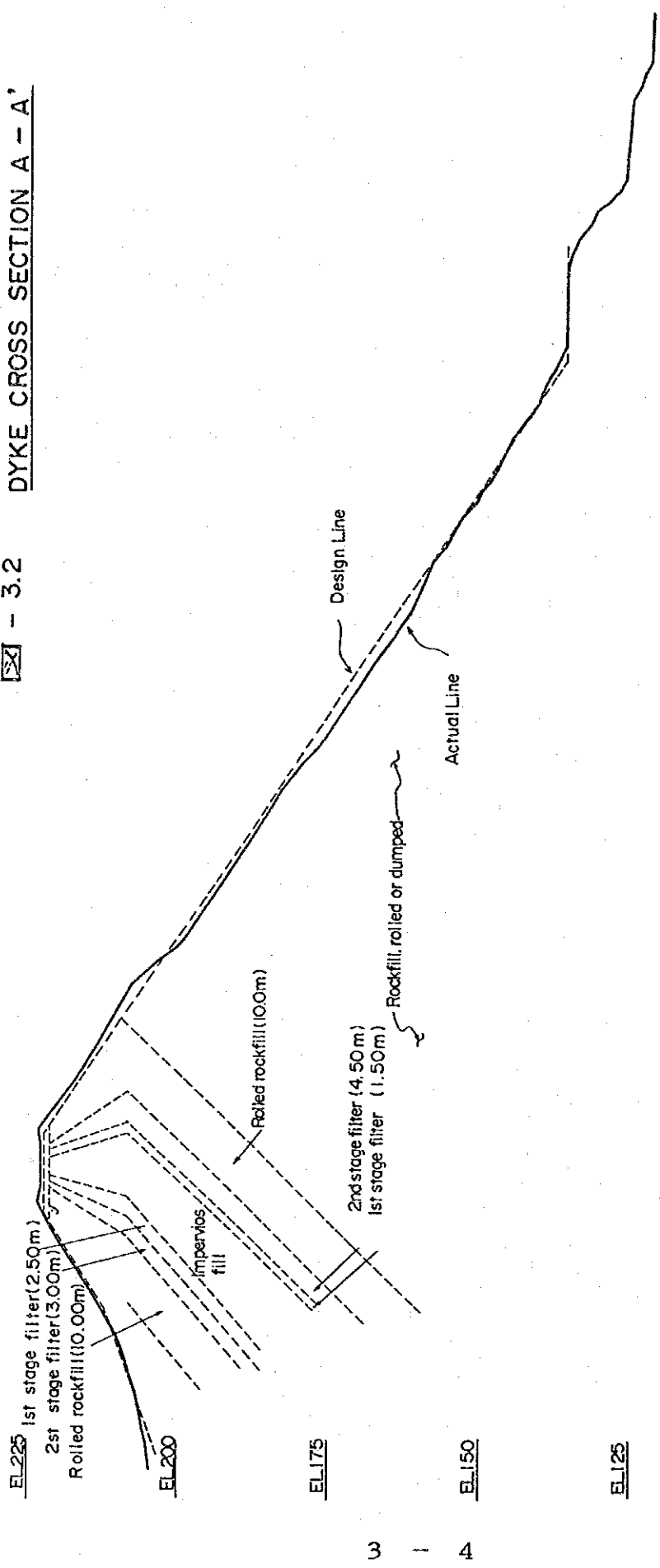
Rolled or dumped rockfill

Dumped rockfill

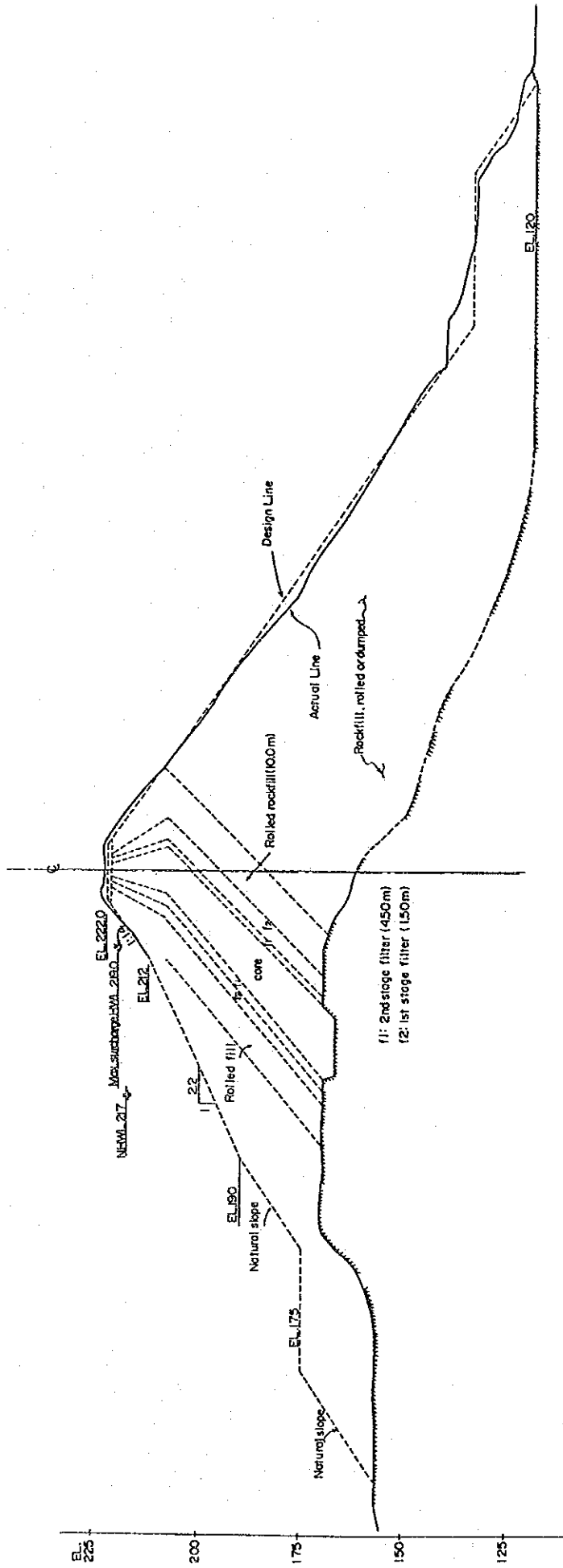
3  
1  
3



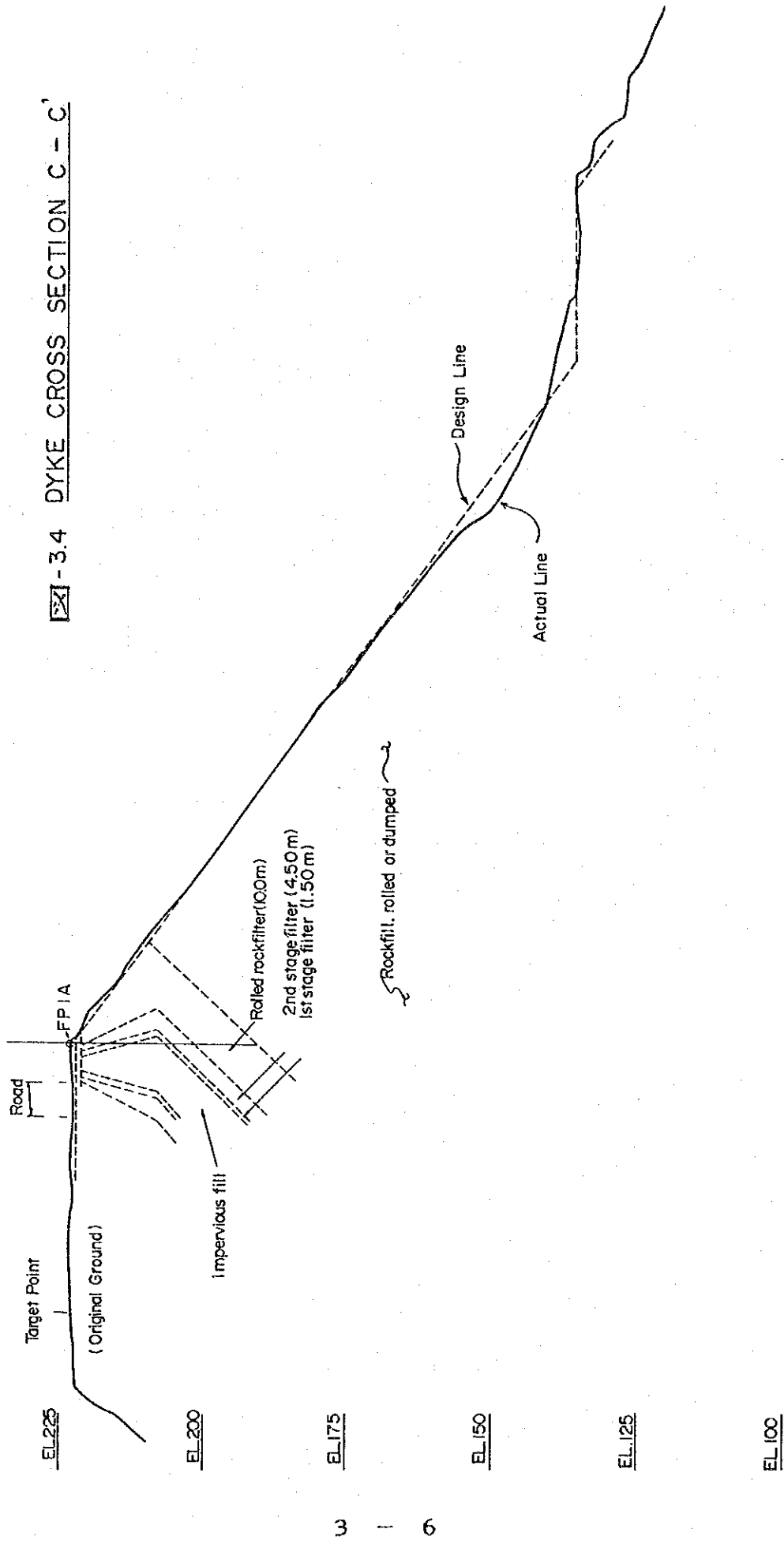
3.2 - 3.2 DYKE CROSS SECTION A - A'



3.3 Dyke Cross Section B - B'  
(Maximum Section)



**3.4 DYKE CROSS SECTION C - C'**



### 3.3 建設後の履歴

ダムに計測設備が設置されていないので、建設後のダムの挙動に関する情報はないが、今回の調査した結果によると、ダムには全く損傷した箇所は発見できなかった。

フィリピンにおける地震の記録から、アンガットダム地点における確率地震動を岡本の式から推定し、同式を用いて推定したアンブクラオ、ビンガ地点のものと比較すると次表のようになる。

確率年	(単位：ガル)		
	アンガット地点	アンブクラオ地点	ビンガ地点
50	136	150	144
100	158	184	178
200	174	213	206
500	188	241	235
1000	195	257	251

この表で示すように、アンガットダムの過去において受けた地震の程度は、アンブクラオ、ビンガダムよりは幾分小さく、統計的にはアンガットダムは若干有利な地点であると思われる。

(上の表に示された値は、推定される加速度の最大振巾を示すものであり、必ずしも設計上用いられる静的水平等価震度の値(Kh)と同一視する事はできない。)

現状においては、外見検査から判断する限り、アンガットダムの安全性に関して大きな懸念をいだかせる点は見出せない。

### 3.4 ダム(主ダム、ダイク)の安定計算

#### 3.4.1 検討の要旨

アンガットダムは設計時にどのような安定計算がなされたか、記録が入手できず不詳である。従って、本ダムの安定計算を行うにあたって、現時点で適用されているフィルタイプダムに関する安定検討の手法を用いて、安定性のチェックをすることとした。計算断面は実測断面と設計断面とがほとんど変わっていないため、設計断面を用いた。

### 3.4.2 計算条件

#### (1) 計算断面

当ダムの安定計算における計算断面は、主ダム1断面、ダイク1断面であり、ダイクについては最も高さの高い断面を選んだ。選ばれた断面は図-3.1 および図-3.3 に示す。

#### (2) 堤体材料の物性値

当ダムの堤体材料の物性値については全く記録がないため、通常のフィルタイプダムに用いられる材料の物性値およびアンブクラオ、ビンカ両ダムの検討に用いられたデータを参考として、次の種類について検討する事とした。

内部摩擦角および粘着力；

	内部摩擦角 (°)	粘着力 (t/m <sup>2</sup> )
ロック材	43	0
	45	0
	45	0
フィルター材	35	0
コア材	20	
	25	
	30	

単位体積重量；

	$\gamma_d$ (dry)	$\gamma_t$ (wet)	$\gamma_{sat}$ (飽和)
ロック材	1.9	2.0	2.1
フィルター材	1.9	2.0	2.1
コア材	1.8	1.9	2.0

単位 (t/m<sup>3</sup>)

### (3) 設計条件

荷重条件は次のとおりである。

	貯水池水位			地震	
	H W L	L W L	急速低下	常時	地震時
上流面	○ ○	○	○ ○	○	○ ○ ○
下流面	○ ○			○	○

計算に用いた地震の震度は  $K_h = 0.15g$  とした。

#### 3.4.3 安定評価

前記の荷重条件下で、地震を考慮しない場合にはすべりの安全率を 1.2以上、地震を考慮した場合にはこれを 1.0以上であることを安全性評価の基準とした。ロック材、フィルター材の内部摩擦角は前節で示したとおりとし、コア材の内部摩擦角を  $20^\circ$ 、 $25^\circ$ 、 $30^\circ$  の3種として、上記の安全率を満たすための必要なコアの粘着力を逆算した。

安全性の評価はこのようにして逆算された粘着力をコア材が有するか否かの評価で行う事とした。

#### 3.4.4 計算の方法

堤体の安定計算は円弧すべり面によるスライス法を用いて行った。計算式その他は慣用法であるので特に記さない。

### 3.5 主ダムの安定性検討

#### 3.5.1 ダム上流面の安定計算

ダム上流面の安定計算に対しては、3つのすべりの形態を考えた。1つ目はロック材のみにおいて発生するすべり、2つ目はロックおよびフィルター層を通るすべりであり、また3つ目はロック、フィルターおよびコア部を通るようなすべりである。

計算を行ったケースは次の7とおりである。

ケース 1	上流面の検討	水位 HWL	常時
ケース 2	〃	〃	地震時
ケース 3	〃	水位 LWL	地震時
ケース 4	〃	水位急速低下	常時
ケース 5	〃	〃	地震時
ケース 6	下流面の検討	水位 HWL	常時
ケース 7	〃	〃	地震時

##### 3.5.1.1 ロック材のみを通る上流面のすべり安定

ロック材のみを通るすべりの安定の検討は、上記1～5のうちケース1、2、3のみでよく、ケース4、5はケース1、3と同じようになる。

計算結果は次のとおりである。

ダム上流面 ロック材のみを通るすべり安全率

ケース	安全率		必要安全率
	ロック材 $\phi=43^\circ$	ロック材 $\phi=45^\circ$	
1	1.31	1.40	1.2
2	0.74 (0.069)	0.80 (0.087)	1.0
3	0.96 (0.13)	1.03	1.0

( )の数値は安全率が1.0となる様な震度をgalで示したものである。

ケース 2, 3 の場合、地震時では必要とされる安全率を下まわることになる。

図-3.5.1 の実線は最少の安全率を示すすべり線を描いたものである。

今、かりに地震によって不幸にもこの線までの前面のロック材がすべりを起したとして、その事後の静止時におけるすべりに対する安全率をチェックしてみると次の表のようになる。

欠損断面における安全率（ダム上流面）

ケース	地震後の常時における安全率	
	ロック材 $\phi = 43^\circ$	ロック材 $\phi = 45^\circ$
1		
2	1.00	1.00
3	1.31	

従って、地震があつて、前面が不幸にも崩れることがあつても、地震直後の静的時の状態では安定しておりダムの決壊にまで至らない。

### 3.5.1.2 フィルター層を通るすべりの安定

この場合のすべりの安定の検討は3.5.1.1と同じようにケース 1, 2, 3 だけでよい。

計算の結果は以下のとおりである。



ダム上流面、ロック、フィルターを通るすべりの安全率 (ただしフィルターの $\phi = 35^\circ$ )

ケース	大きなすべり		小さなすべり		必要安全率
	ロック $\phi = 43^\circ$	ロック $\phi = 45^\circ$	ロック $\phi = 43^\circ$	ロック $\phi = 45^\circ$	
1	2.163	2.266	1.364	1.455	1.2
2	1.156	1.313	0.860	0.919	1.0
3	1.118	1.172	1.065	1.140	1.0

表中の大きなすべりとは堤体に重大な影響を与えるかも知れない程度の大きなすべり (深さ10m程度) を意味し、小さなすべりとは極く表面に近い範囲におけるすべりを意味し、基本的にはダムの安定性には大きな影響を与えないであろうと思われる程度の小規模なすべりを意味している。

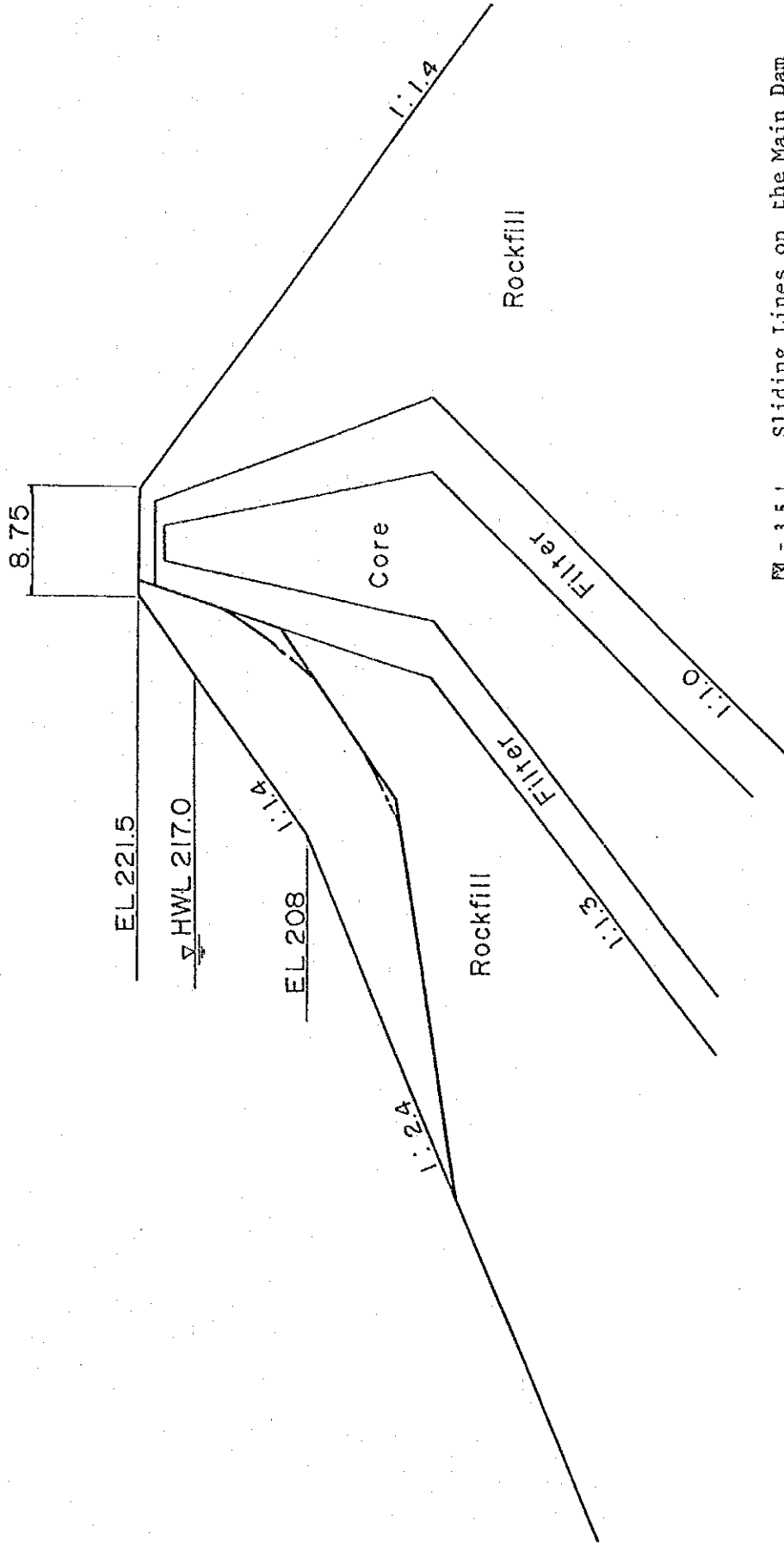
上表で示されるように、ダムの安定を脅かすような大きなすべりは発生しないが、地震時ダム水位が HRL であれば局部的なすべりが発生することになる。表中の ( ) 内に示した数値は安全率が 1.0 となるような地震震度を gal で示したものである。

大きな地震 ( $k = 0.15$ ) で不幸にも図-3.5.2 に示すようなすべりを起こし、前面が崩壊したとして、この欠損断面について地震直後の静的時の安全率をチェックすると次の表のようになる。

欠損断面における安全率 (ダム上流面)

ケース	大きなすべり		小さなすべり	
	ロック $\phi = 43^\circ$	ロック $\phi = 45^\circ$	ロック $\phi = 43^\circ$	ロック $\phi = 45^\circ$
2			1.00	1.00

従って地震によってダム前面が不幸にも崩れても、地震直後の静的時の状態では安定しており、大崩壊には至らない。



3 - 3.5.1 Sliding Lines on the Main Dam  
Upstream Face Slope, Passing  
Through Rockfill Zone

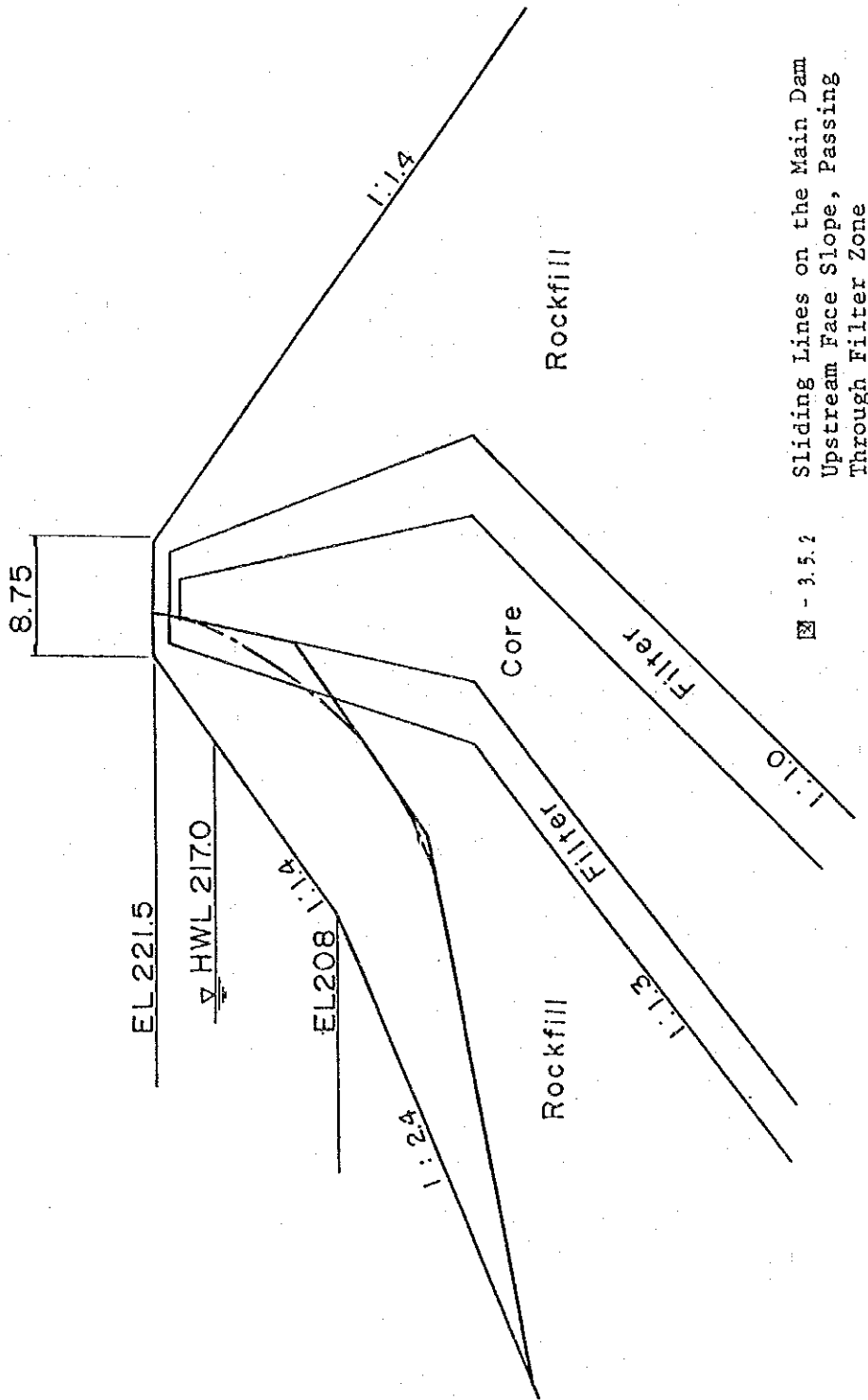


Fig - 3.5.2 Sliding Lines on the Main Dam Upstream Face Slope, Passing Through Filter Zone

### 3. 5. 1. 3 ロック材、フィルター層およびコア部を通るすべり

すべり線がコアを通るような場合は、コア内の間隙圧が安定性に影響を与えることになるので、ケース 1～5 までの 5 通りの場合について安定計算を行った。その結果を次表に示す。

所定の安全性を得るために必要なコア材の粘着力 (t/m<sup>2</sup>)

ケース	ロック材 $\phi = 43^\circ$			ロック材 $\phi = 45^\circ$		
	コア材 $\phi 20^\circ$	25°	30°	20°	25°	30°
1	(1.49) 0	(1.69) 0	(1.90) 0	(1.54) 0	(1.74) 0	(1.95) 0
2	6.19	2.51	(1.03) 0	4.65	1.5	(1.06) 0
3	10.08	5.84	1.43	8.55	4.34	0.44
4	1.18	(1.29) 0	(1.45) 0	0.34	(1.33) 0	(1.49) 0
5	13.67	8.66	3.2	11.68	6.77	1.59

(ただしフィルター材  $\phi = 35^\circ$ )

表中の数字はダム上流面が所定の安全率 (常時 1.2、地震時 1.0) を得るために必要とされるコア材の粘着力を示す。また、コア材の粘着力が 0 であっても安全率が所定の値を上廻るときは、その安全率の大きさを ( ) 内に示す。

ところで、アンガットダムでは湛水面積が著しく大きいため、ここで考慮している荷重条件のうち、ケース 4 とケース 5 の水位急低下は現実に起り得ないと思われる。計算結果をまとめるに当たって、次の 3 つのグループに分類した。すなわち、

#### 1) グループ 1 ケース 1～3

ダム上流面、ダム水位 HWL, LWL

2) グループ 2 ケース 4, 5  
ダム上流面, ダム水位急低下

3) グループ 3 ケース 6, 7  
ダム下流面, ダム水位 HWL

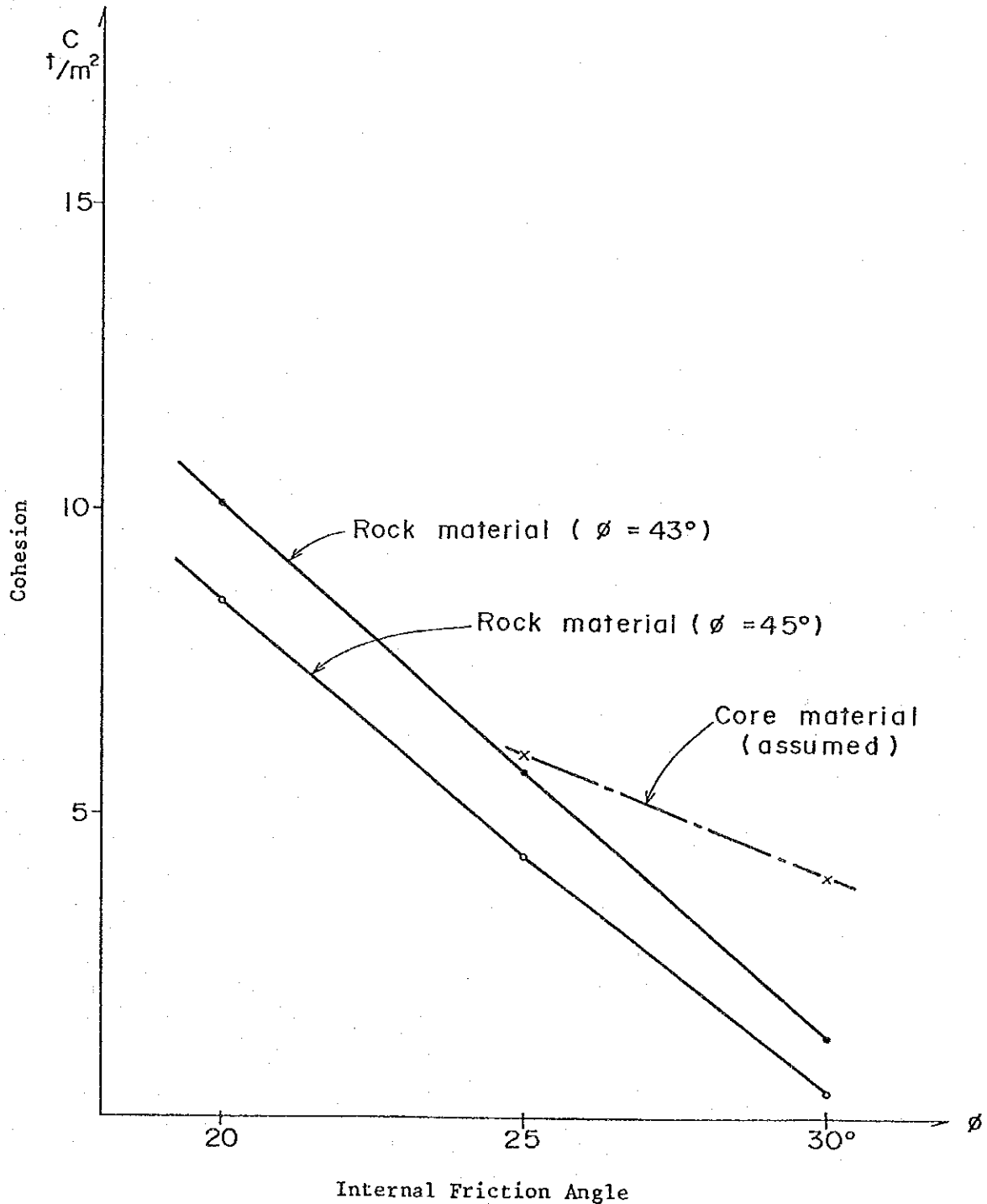
図-3.6.1 ~ 3.6.2 はグループ 1, 2 について、横軸にコア材の仮定した内部摩擦角 ( $\phi^\circ$ ) をとり、縦軸に各種の荷重条件下で所定の安全率を保つためのコア材に要求される必要粘着力 ( $C$  t/m<sup>2</sup>) の中での最大の  $C$  の値をプロットしたものである。

図-3.6.1 はグループ 1 (ケース 1 ~ 3) の場合、図-3.6.2 はグループ 2 (ケース 4, 5) についてのものである。グループ 3 (ケース 6, 7) はダム下流面の安定計算に関するもので、アンガットダムではコア部が上流へ傾斜しているため、下流面で発生する可能性のあるすべり線はコアを通ることはないので、その安全率はコアの物性値とは直接関係はない。

なお図中には、後で述べるように、想定されたコア材の粘着力の値も併示してある。

アンガットダムのコア材の性質はどのようなものであるかは今となっては調査することは極めて困難であるが、1963年11月に N. V. Angeles (material engineer, NAPOCOR) によって「Philippine National Committee for the World Power Conference and Congress on Large Dam」に発表された「Some Physical and Engineering Properties of Residual Soils in the Angat Dam Site」にダム構造物基礎の表層土の特性が述べられている。

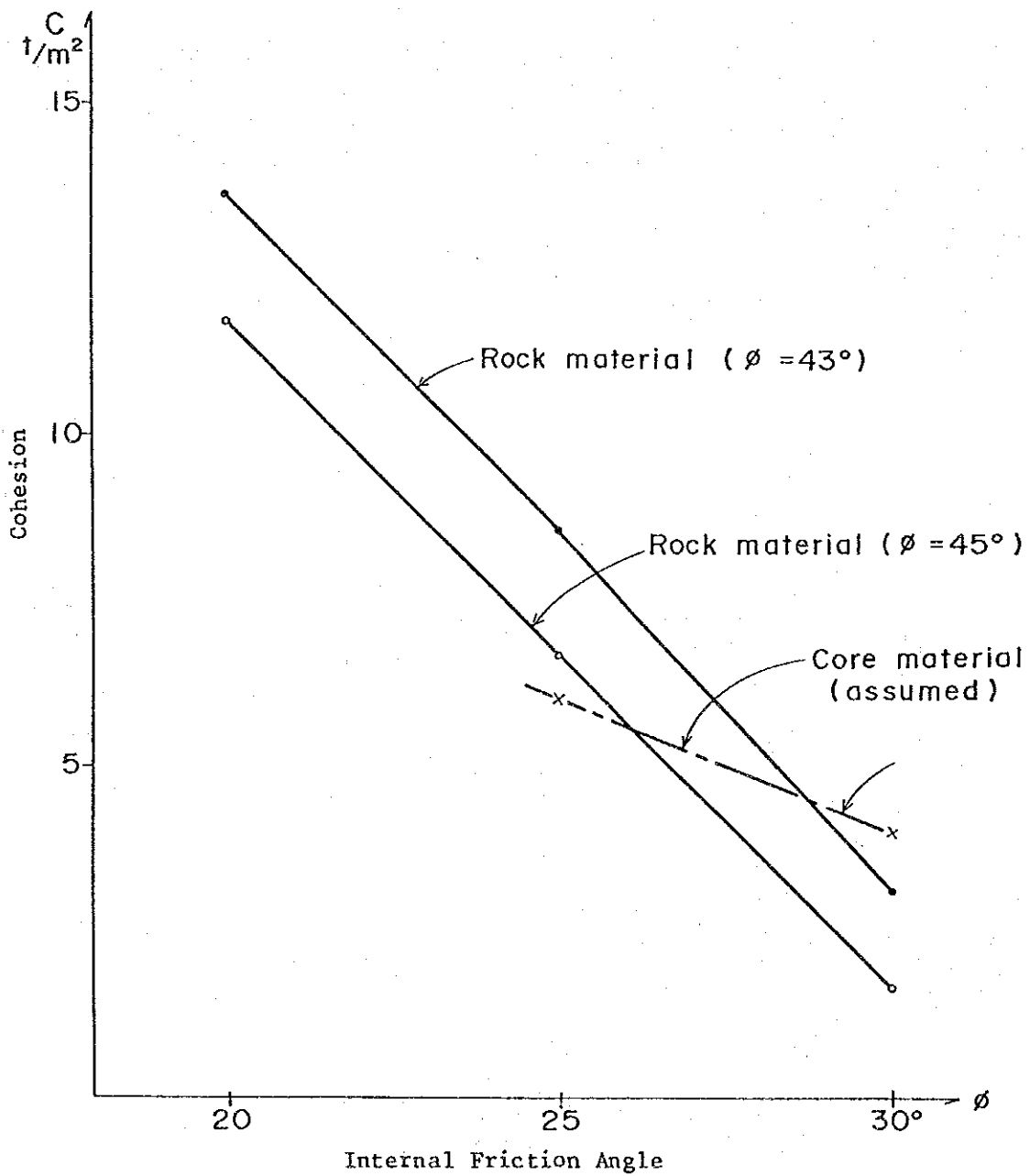
Fig - 3.6.1 Relation Between  $\phi$  and C Values of  
 Core Materials Necessary to Keep  
 the Required Safety Factor  
 (Loading Conditions - Group I)



3.6.2

Relation Between  $\phi$  and C Values of  
Core Materials Necessary to Keep the  
Required Safety Factor

(Loading Conditions - Group II)



もちろん、実際のアンガットダムのコア材は、かかる風化残留土が用いられたわけではなく、指定された土取場から採取されてはいるが、最悪の場合を考えてもコア材はこの風化残留土の物理的性質よりは悪くはないと思われる。風化残留土の物理的性質は、実測によれば、 $\phi = 25^\circ 15'$ 、 $C = 450 \text{ psi} = 2.2 \text{ t/m}^2$ であった。

また、ビンガダムの検討に当って採用されたコア材の物理常数は $\phi = 23^\circ$ 、 $C = 6 \text{ t/m}^2$ であり、アンブクラオダムでは、常時条件で $\phi = 29^\circ$ 、 $C = 3.77 \text{ t/m}^2$ 、地震時条件では $\phi = 25^\circ$ 、 $C = 6.45 \text{ t/m}^2$ が採用されている。

アンガットダムがアンブクラオダムやビンガダムより後年に建設された事などを考え合わせると、コア材の物性値として $\phi$ は  $25^\circ \sim 30^\circ$  の範囲、 $C$  は  $4 \sim 6 \text{ t/m}^2$  程度の値は採用できるものと推定される。

以上のことから、アンガットダムのコア材として $\phi = 25^\circ$ 、 $C = 6 \text{ t/m}^2$ 、 $\phi = 30^\circ$ 、 $C = 4 \text{ t/m}^2$ の組合せで検討することとした。

グループ 1 すなわち、ダム上流面水位が HWL、LWL の場合で、常時および地震時について検討した結果、所定の安全率を保つために必要となるコアの粘着力が最大となるケースは、ケース 3 すなわち、ダム水位が LWL で地震を受けた時である。この時のすべりに対する所定安全率は 1.0 である。

ロック材の内部摩擦角 $\phi$ を  $43^\circ$  以上、コア材の内部摩擦角 $\phi$ を  $25^\circ$  以上と仮定すると、LWL で地震時にあってもダムは安定である。

一般にロックフィルダムのロック材の $\phi$ は  $43^\circ$  以上、コア材の $\phi$ も  $30^\circ$  近くあると思われるので、アンガットダムはグループ 1 の荷重条件に対し、安全であると判断される。

グループ 2 すなわち、ダム上流面、水位急低下の場合の常時、地震時の検討結果は次のとおりである。すなわち、常時にあつては、ロック材の $\phi$ は  $43^\circ \sim 45^\circ$  の範囲、コア材の $\phi$ が  $25^\circ \sim 30^\circ$  の範囲ですべりに対する所定安全率 1.2 以上である。他方地震時にあつては、ロック材の $\phi$ が  $43^\circ$  で、コア材の $\phi$ が  $29^\circ$  以下の場合に、地震時の所定安全率 1.0 を下廻ることになる。しかし、先に述べたように、アンガットダムは非常に大きな湛水面積を有するために、HWL から LWL まで急低下することは現実には考え難く、コア部内に間隙水圧が HWL に対応する値がそのまま残留



すると仮定することは、余りにも厳し過ぎるものである。また、ダム水位が低下し終った瞬間に、検討に用いた震度 0.15 g のまれにみる大きな地震が発生すると考えるのは实际的ではない。従って、グループ 2 の条件についての検討結果は単に参考用として用いることが適当である。

### 3. 5. 2 ダム下流面の安定性

グループ 3 は、ダム下流面に対するすべりの安全率を検討したものである。

ダム下流面は 1:1.4 の一様勾配であるので、この場合は長大斜面のすべりの安定問題として取扱うことができる。

安全率を計算した結果は下表に示すとおりである。

ダム下流面のすべり安全率

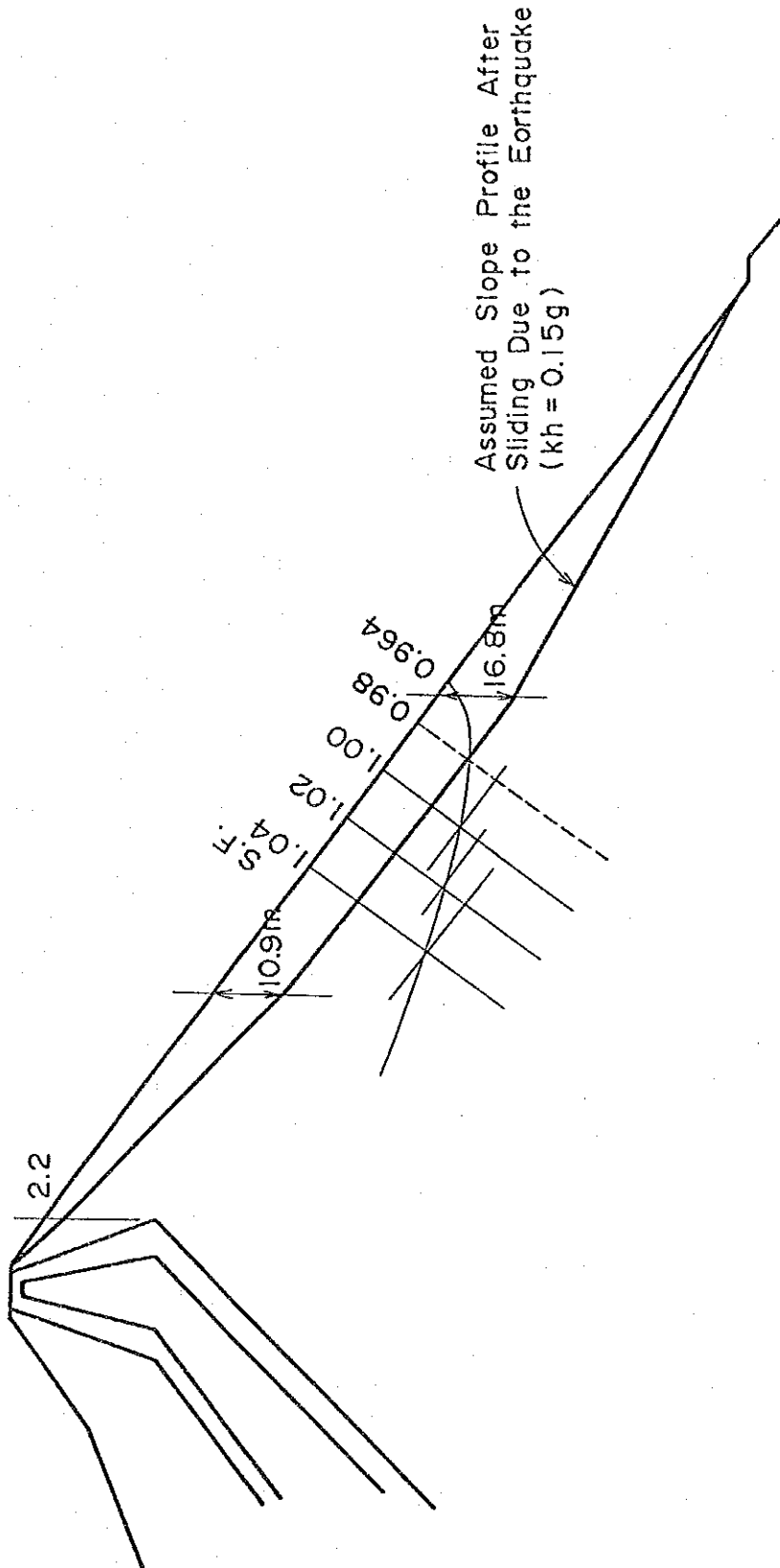
	安全率		S.F = 1.0 となるためのφ
	ロック材φ43°	φ45°	
常時	1.306	1.401	44°
地震時(k=0.15)	0.964 (0.13)	1.034	

( )内の値は安全率が 1.0となる震度を galで示したものである。

図-3.7 は、ダム下流面のすべりについて、ロック材のφが 43° のとき k = 0.15g の地震を受けたとして、すべり面位置の斜面表面からの深さ別に、その安全率がどう変化するかを示したものである。

これによると最悪の安全率は表面であって、すべり面位置が表面より深くなるにつれて、すべり安全率が高くなっていることが判る。表面部での安全率が 0.964 から、深さ 16.8mでの安全率 0.98 までの安全率の増加は顕著ではない(図中点線で表示)。従って、0.15g 程度の地震が発生したときは、最少安全率 0.964 を有する表面部がまず崩壊すると思われるが、もし不幸にして 0.98 の安全率の所まで崩壊したと仮定すると、崩壊後の断面形は図-3.7 に示したようになる。しかし、この欠損断面は計算してみると、静的条件下ではその安全率は 1.0となり、従って、地震後においてもなおダムは安定している。

3 - 3.7 Change By Depth in the Safety Factors  
 Against Sliding of the Downstream Face  
 Slope of the Main Dam During Earthquake  
 (  $\phi$  Value of Rockfill Materials Assumed at  $43^\circ$  )



### 3. 5. 3 主ダムの安定性

以上に述べてきたように、今、ロック材の内部摩擦角をビンガ、アンブクラオで採用されて来たものと同じ値  $43^\circ$  を用いるものとする、もし、 $0.15g$  に相当するような地震が発生した場合には、ダムの下流面は厳密な意味で安全率という立場からみればすべりが発生することになり、このすべりを起こさないよう勾配を緩めるとすれば、現在のダム下流面勾配  $1:1.4$  (仰角  $35.5^\circ$ ) を  $1:1.46$  (仰角  $34.4^\circ$ ) にする必要がある。

しかし、このようなすべりは、ダム下流面のごく表面に近い部分に限られるために、このような地震を受けたからといって直ちにダムの破壊につながることを意味しない。

以上のように、アンガットダムは今の状態のままにしておき、将来もし不幸にも大きな地震に遭遇して、ダムの下流面表層近くにすべりが発生した時にはじめてダムの安定性を向上せしめるため、下流面勾配を  $1:1.46$  に積み直すことで対処すればよいと考える。

また、ダム上流面におけるすべりは、これがコアを横切るような大きなものでない限り、地震直後に大きな被害が発生するものではない。アンガットダムでは、 $k = 0.15g$  程度の地震ではコアを横切るような大きなすべりは発生しないことが計算上確められている。従って、地震によって不幸にもダム前面盛立が若干崩れることがあったとしても、地震がおさまれば静的条件下で安定を保っている、地震によって被害が発生したときに初めて復旧対策し、今後こそなえるのがよいと思われる。

### 3. 6 ダイクの安定性検討

ダイクの安定性は高さの最も高い断面について計算を行った。検討に用いた断面は図-3.3 に示す。この図から判るように、ダイクの下流面断面形状は設計図に示されたものと、今回実測したものとほとんど変わっておらず、建設後現在に至るまでなん等変化がないことを示している。

ダイクの上流面については、貯水池水位が高くて実測できなかった、今回の検討では設計図どおりの形のものとした。

### 3. 6. 1 ダイク上流面の安定計算

ダイクの安定性についても、主ダムの安定を検討したときと同じように、3つのすべり形態、すなわち、ロック材のみに発生するすべり、ロック材およびフィルター層を通るすべり、およびロック材、フィルター層、コア部を通るすべりの三種について計算を進めた。

#### 3. 6. 1. 1 ロック材のみを通る上流面のすべり安定

ロック材のみを通る上流面のすべりの安定検討は、3. 5. 1 に述べてあるケース 1～7 までの荷重ケースのうちケース 1, 2, 3 のみで十分である。

安全率の計算結果は次表のとおりである。

ダイク上流面 ロック材を通るすべりの安全率

ケース	安全率		必要安全率
	ロック材 $\phi = 43^\circ$	$\phi = 45^\circ$	
1	1.31	1.40	1.2
2	0.74 (0.069)	0.80 (0.087)	1.0
3	0.96 (0.13)	1.03	1.0

( )内の数値は安全率が1.0となる様な震度を $g$ で示したものである。

ケース 2, 3 の場合 ( $k = 0.15$ ) の地震時には安全率が 1.0 を下廻ることとなる。

図-3.8.1 中の実線は最少安全率を示すすべり線を描いたものである。

今、地震によって不幸にしてこの部分までの前面のロックがすべりを起したとして、この欠損断面について地震後の静的状態におけるすべり安全率を計算すると次表のようになる。

ダイク上流面 欠損断面のすべり安全率（常時）

ケース	安 全 率	
	ロック材 $\phi = 43^\circ$	$\phi = 45^\circ$
1		
2	1.00	1.00
3	1.31	

従って地震によって前面にすべりが発生したあとでも、地震後の静的状態ではダイクは安定を保ち得る。

### 3. 6. 1. 2 フィルター層を通るすべりの安定

ダイク上流面のロック材、フィルター層を通るようなすべりの安定検討は3. 6. 1. 1と同じくケース 1, 2, 3 のみでよい。

計算結果は次表のとおりである。

ダイク上流面、ロック、フィルター層を通るすべりの安全率

ケース	大きなすべりの安全率		小さなすべりの安全率		必要安全率
	ロック $\phi = 43^\circ$	$\phi = 45^\circ$	$\phi = 43^\circ$	$\phi = 45^\circ$	
1	1.78	1.86	1.53	1.61	1.2
2	1.01	1.06	0.97 (0.14)	1.02	1.0
3	1.12	1.23	1.21	1.29	1.0

( )内の数字は安全率1.0となる様な震度を $g$ で示したもの。

前表で示されるように、ダイクの安定を脅かすが如き大きなすべりは発生しないが、貯水池水位が HWL の時、 $k = 0.15$  の大きな地震が発生した場合はロック材の内部

摩擦角が  $43^\circ$  であれば局部的なすべりが発生する可能性があるが、その場合でも最小安全率は 1.0 に近く、この点ダイクの上流面の安定性は主ダムよりも大きいことになる。

$k = 0.15$  の地震により不幸にしてダイク上流面に局部的なすべりが発生したとして、その欠損断面（図-3.8.2）について、地震後の静的状態におけるすべり安全率をチェックした結果を下表に示す。

ダイク上流面 欠損断面におけるすべり安全率（常時）

ケース	大きなすべりの安全率		小さなすべりの安全率	
	ロック $\phi = 43^\circ$	$\phi = 45^\circ$	$\phi = 43^\circ$	$\phi = 45^\circ$
2	> 1.0	> 1.0	1.00	> 1.0

但しフィルターの  $\phi = 35^\circ$

### 3.6.1.3 ロック、フィルター、コア部を通るすべりの安全率

この場合の検討は、ダイク上流について、ケース 1～5 までの 5 ケースを行った。計算結果を次表に示す。

ダイク上流面 ロック材、フィルター、コア部を通るすべり安全率

ケース	ロック材の内部摩擦角 $\phi = 43^\circ$			
	大きなすべりの安全率		小さなすべりの安全率	
	$\phi = 20^\circ, C=8^*$	$\phi = 30^\circ, C=4^*$	$\phi = 20^\circ, C=8^*$	$\phi = 30^\circ, C=4^*$
1	1.81	1.81	1.67	1.67
2	1.02	1.02	1.06	1.06
3	1.23	1.21	1.29	1.29
4	1.79	1.63	1.62	1.63
5	1.20	1.18	1.29	1.29

\* 印はコア材の物性値を示す。

前表の示すように、ダイクの上流面には地震時においてもコアを横切るようなすべりは発生しなく、充分安全であることが判った。

### 3. 6. 2 ダイク下流面の安定性

ダイク下流面の安定については、ケース 6, 7 の荷重条件で検討された。下流面のすべりの安全率の計算結果は下表のとおりである。

ダイク下流面 すべり安全率

ケース	すべり安全率		震度
	ロック材 $\phi = 43^\circ$	$\phi = 45^\circ$	
6	1.31	1.40	k = 0
7	1.00	1.07	k = 0.15

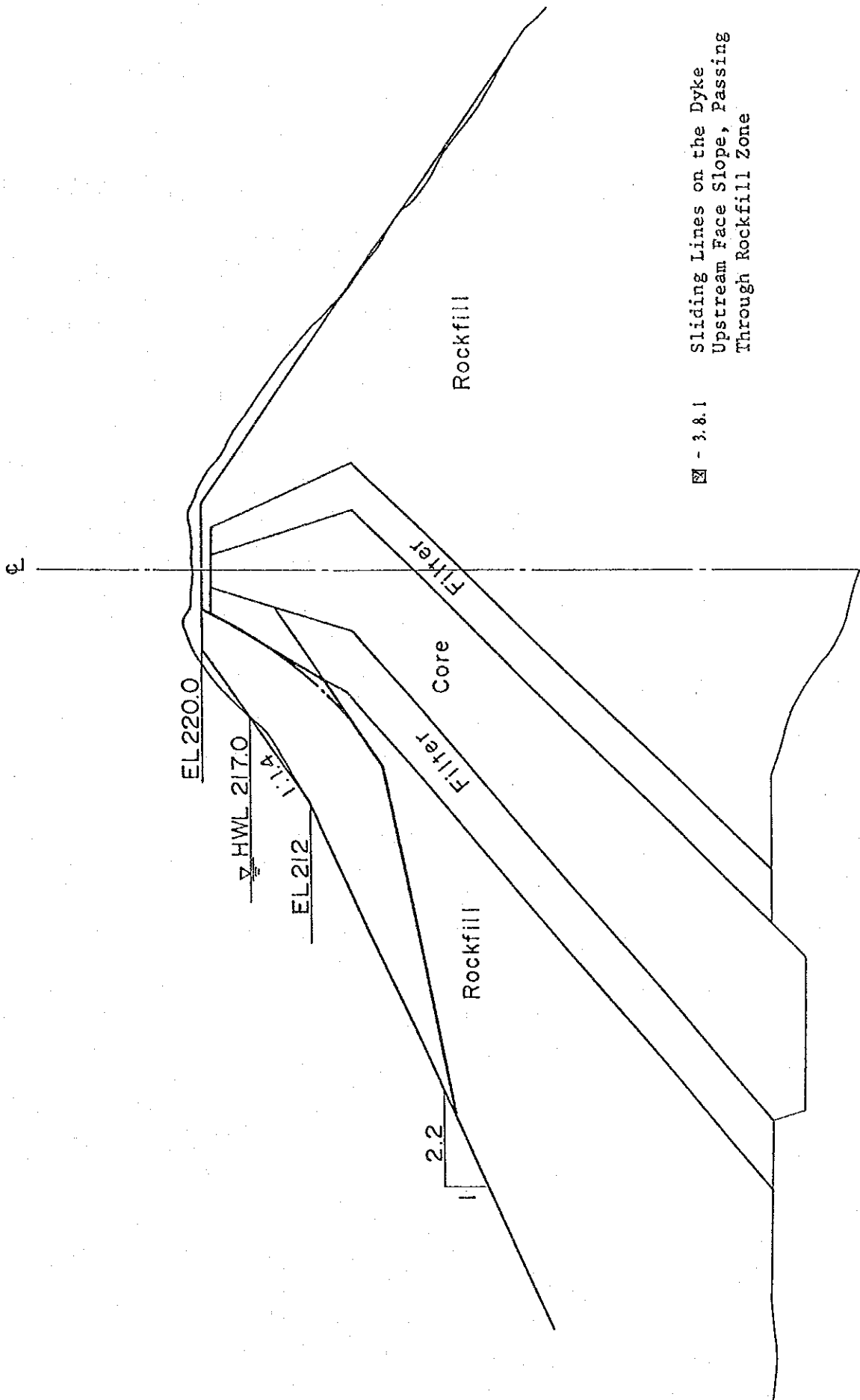
ダイクの下流面はその勾配が 1:1.45 であって、若干主ダムの下流面勾配 1:1.40 よりも緩くなっており、ダイクの場合は地震時においてもその下流面は安定している。

### 3. 6. 3 ダイクの安定性に関して

ダイクの上流面は、現状の断面では、 $k = 0.15$  の地震時において、すべりの安全率が 1 を下廻ることもあるので、すべりを発生する可能性もあるが、そのすべりの範囲は表層部や局部的なものに限られており、コアを横切るような大きなすべりは発生しない。不幸にして安全率 1.0 を下廻る部分が地震時に崩れても、欠損断面についての地震後における静的状態のもとでは、なお安全率が 1.0 を確保できるので、ダイクを大きく決壊するおそれはない。

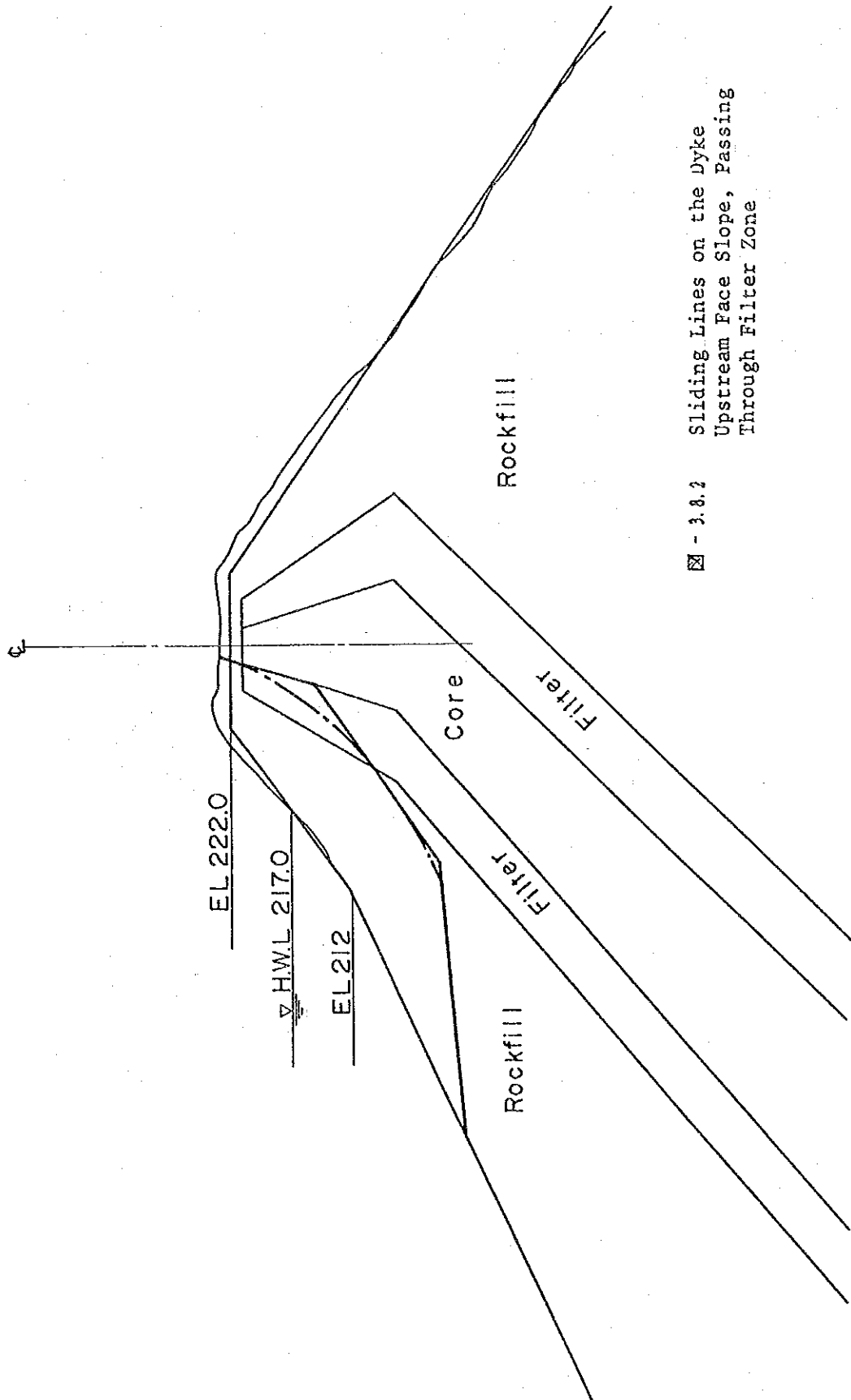
従って、ダイクは現状のままにしておき、将来地震によって損傷を受けた場合は、地震後すみやかに補修することにし、今直ちに補修する必要はないと判断される。

また、ダイクの下流面については、地震時においても安定していることが判った。



▣ - 3.8.1 Sliding Lines on the Dyke  
 Upstream Face Slope, Passing  
 Through Rockfill Zone





3 - 3.8.2 Sliding Lines on the Dyke  
Upstream Face Slope, Passing  
Through Filter Zone

## 第4章 旧バッチャープラント跡の 地すべりについて



## 第4章 旧バッチャープラント跡の

### 地すべりについて

1986年 8月激しい豪雨のあとで、アンガットダム建設時に設けられた旧バッチャープラント跡地が大きく地すべりを起し、流出した土砂がアンガット河を塞いだ。

図-4.1 に示すように、アンガット発電所は、主発電所及び補助発電所から成り立っている。このうち主発電所の放水路出口はマニラ上水の水源用の、イボダムの下流側に位置するため、主発電所の放水口から放出された水をマニラ上水に使用することは出来ない。一方、補助発電所の放水口から放出された水はアンガット発電所の直下流、すなわち、イボダムの上流に放出されるのでこの水はイボダムを通してマニラ上水に使用することができる。1986年に発生した旧バッチャープラント跡地の地すべりによって流出した土砂によるアンガット河の閉塞が、この補助発電所の放水口とイボダムの間で発生したため、補助発電所の運転が困難となり、その結果、マニラ上水取水が流出土砂を除去する等の工事が完了するまで大きな危機に曝されたのであった。

上に述べたような事情にかんがみ、このような地すべりが今後再び起らぬよう、旧バッチャープラント跡の地すべり対策が必要となったのである。

#### 4.1 今までに行われた旧バッチャープラント跡の地質調査

これまで行われて来た旧バッチャープラント跡の地質調査は、主として地表面近くの地層についてのボーリングによる調査であった。

図-4.2 には NAPOCOR によってすでに行われたボーリング調査位置を示す。

しかし、この既存のボーリング調査では、貫入試験の途中で玉石に遭遇した場合それ以深の調査は中止されているようである。

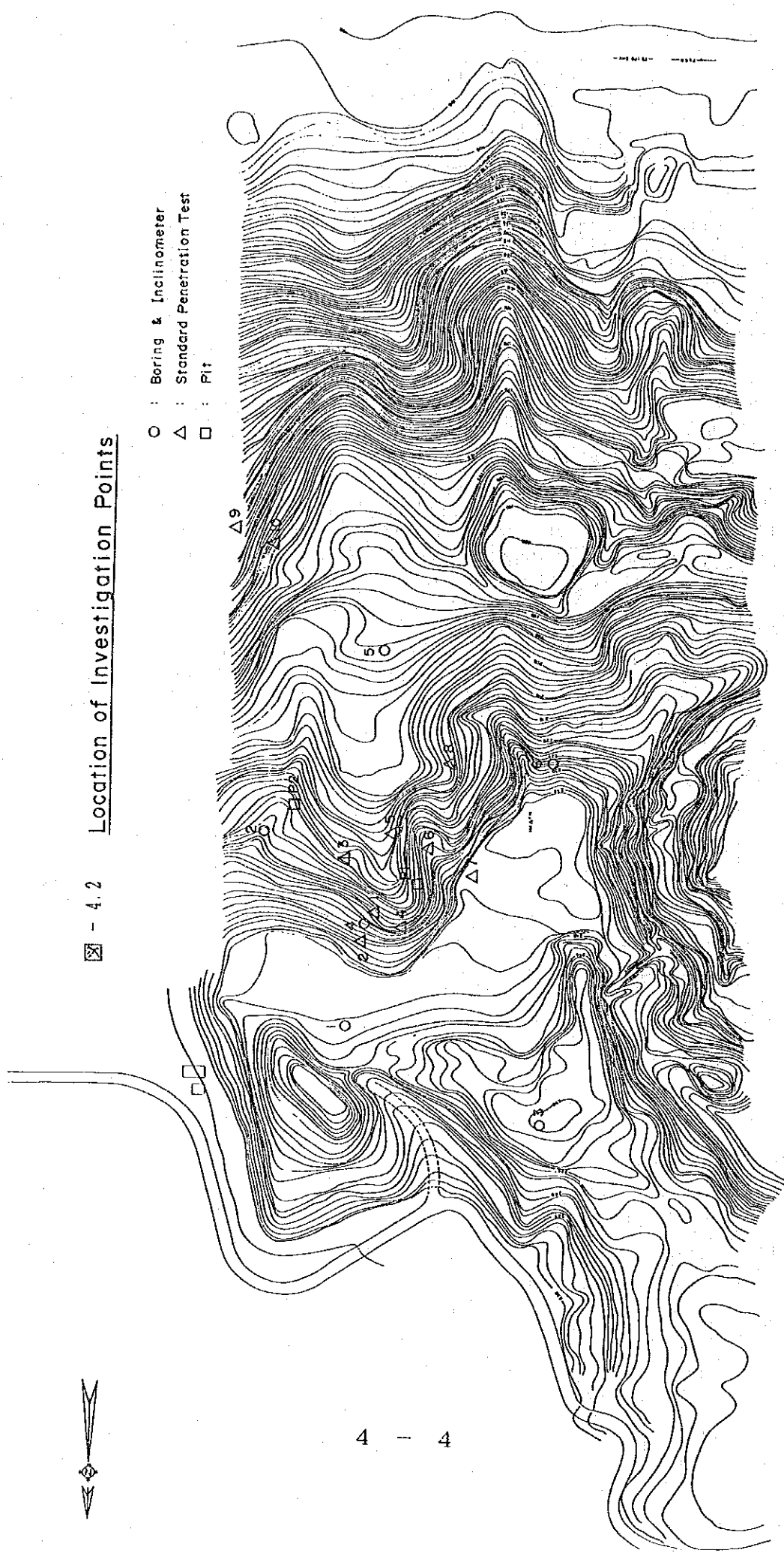
#### 4.2 現在実施中の調査

既存のボーリング調査では地すべりについての情報が必ずしも十分ではなかったので、今回新たにボーリングを行い、その孔にインクリノメータを設置して、現在も地すべりが進行しつつあるのか、また、進行中とすればそのすべり面の深さはどれ程かを測定することになった。

今回の調査におけるインクリノメータ設置位置を図-4.2に示す。しかし、その調査結果は、まだ本報告書作成時点では入手できていなかったため検討書用資料としては用いることができなかった。



4 - 4.2 Location of Investigation Points



#### 4.3 逆解析による地すべり解析について

現実に地すべりが起ったという事実を踏えて、逆にこのような地すべりを起すような地盤の土質的物性値を逆算して推定することができる。

図-4.3 は今回測量したバッチャープラント跡の 1/500 の地形図を縮小したものである。この図によると地すべり跡は地形上容易に判断できるが、どのような土塊がすべったかは地すべり前の地形図が明確でないため判定することが困難であるため、地すべり前の地形図として、アンガットダム建設工事の竣工図に示されている地形図を用いた。

上記の2つの地形図、すなわち、地すべり発生前の地形図と今回作成した地すべり後の地形図を重ね合せると図-4.4 のようになる。

旧バッチャープラント跡の地すべりは、1987年9月のアンガットダム修復計画調査チームによって現地調査が行われ図-4.5 に示すA線に沿って地すべりが発生し、これが引金となってB線の地すべりが誘発されたものと推定された。

(Progress Report on the study for the Angat dam rehabilitation project-Jan.1988, Page 23 参照)

図-4.6 は、1986年8月の地すべりの推定すべり方向を示す。また、このすべり方向線に沿った縦断面図が図-4.7 である。この縦断面図を参考として、この図に点線で示す地形が実線の形に地すべりを起したものとし、このときには丁度すべり安全率が 1.0 であったと仮定することによって地すべりしたすべり線に沿う地山の物性値 ( $C$ ,  $\phi$ ) を推定することが可能である。縦断面図から判るように、旧バッチャープラント跡付近の地山の斜面勾配は EL. 180 付近で変化している。従って、EL. 180 を境としてこれより上側と下側とは地山の地質条件が相異しているのではないかと推定される。このため以後の検討には EL. 180 より上側のすべりと、EL. 180 より下側のすべりとは区別して検討した。