

17

MKG-TEL-004

メコンデルタの数学的モデル  
Le Modele Mathematique  
du Delta du Mekong

昭和44年7月

海外技術協力事業団  
開発調査部

RY

市外社行協市市學回

國際協力專業団

受入 月日	'84.5.18	100
	1105	657
登録No.	05653	SD

1. メコン川をめぐる水理現象（特に洪水）がどんな動きなのであるかを  
はあくするため、Kratie より上流をアメリカが、下流をフランスが担当して解析を行なった。
2. アメリカのそれは「System Analysis」であり、  
フランスのそれは「Mathematical Deltic Model」である。
3. 両者を結合するメコン川を一貫した解析はまだ実施されていないようである。
4. フランスのそれは、作成費 1,330,000 ドル、期間 48 ヶ月を要している。
5. ここに訳出したものはその要約である。
6. この問題は、メコンデルタの開発のみならず、メコン川全体の開発に必ずや関連して来るであろう。  
  
ここに資料とした所以である。



# 目 次

## メコンデルタの数学的モデル

### 第 1 部

ページ

1. 緒言および計画概要…………… 1
2. 測水作業…………… 13

### 第 2 部

3. 数学的モデルの特徴…………… 45
4. Mekong デルタの数学的モデルの  
計算原理 (分析およびプログラミング) …… 60

### 第 3 部

5. Mekong デルタの数学的モデルの作成… 93
6. Mekong デルタの数学的モデルの調整…101
7. Mekong デルタの数学的モデルの操作…112
8. 文献, 費用, 人員……………137

D. Zanobetti ※

H. Lorgere ※※

第 1 部

1. 緒言および計画概要

1.1 緒言

Mekong デルタは世界でも有数の規模および複雑性を持った水理的特徴を備えている。

ここには約1,000万人のカンボジア人およびベトナム人が住んでおり、世界の2大デルタ文明の本拠地となっている。ここに住む人々は、その創意と労働をもって、一方ではその自然的条件によりよく適応しようとするが、他方では当面の目的のため各種改良工事によってその自然的条件の変革を試みてきた。

現在ではこのデルタ地域およびMekong河下流部全体のより広い地域を対象とした大規模総合開発計画を策定することが可能となった。

このMekong河開発計画は、Mekong下流地域の主流および支流河川の水資源総合開発を目的とするものであり、国籍、宗教、政治的信条によって差別することなくMekong河流域の住民全体の福祉向上のため水力発電、灌漑、洪水調節、給水その他関連事業の開発を行なわんとするものである。

この Mekong 河開発計画は、1957年3月、CEAEOの第13回総会で採択された勧告に基いてカンボジア、ラオス、タイ、ヴェトナム共和国の四ヶ国政府によって設置された“Mekong河下流域調査調整委員会”の管理下におかれている。

この計画の一般目的は、Raymond Wheeler 将軍指揮下の国連技術援助使節団の報告書“Mekong河下流域総合開発のための調査計画”  
—1958年1月付TAA/AFE/3—に明示された目的を実現することである。

この目的を実現するためには、特に流域総合開発計画の見透しの確立、各種開発計画に関する調査、建設、資金調達、運営管理等を含む広汎な分野にわたる種々の段階の活動が要請される。

本稿の目的は、これら各種研究調査活動の一つである Mekong デルタの数学的モデルについて報告せんとするものであって、この研究はその他諸々研究に先立って予め解決されなければならない基本的な研究である。

前記の“Mekong河下流域調査調整委員会”によって1960年に提案されたこの研究は国連特別基金によって所要資金の大部分が賄われた。また、この研究事業は1961年に国連のUNESCOに実施が委託された。UNESCOは、必要な測量作業およびモデルの研究を国際競争入札に付託し、その結果、フランスのSOGREAH社(Société Grenobloise d'Etudes et d'Applications Hydrauliques)がこれを引受けることとなった。



作業は1962年に開始され1966年に完了した。これら作業の内容は Mekong 河流域諸国および国連の関係機関に提出された最終報告書に詳細に記載されている（末稿末尾の文献欄を参照）。

この研究は、対象地域が広大であること、水理的に極めて複雑であること、考慮すべき要素が多種多様であること等の点で、我々の知っている限り最も重要な数学的水理モデルである。従って、UNESCO事務局の許可を得てここに同研究の概要を紹介することは極めて有意義なことと思われる。

以下、このモデルのもとをなす Tonle Sap ダム計画の概要を述べた後、下記事項を順次取扱ってゆくこととする。

2. モデル作成に必要な資料を得るための測水作業。
3. 数学的モデルの特性乃至特徴と物理的モデルとの比較。
4. 数学的モデルの計算原理、その分析およびプログラミング。
5. 数学的モデルの作成。
6. 数学的モデルの調整。
7. Tonle Sap ダムの影響調査のためのモデルの実験操作。

なお、最後にこの研究活動の所要経費、参加人員、利用文献等について若干記載しておくこととする。



(脚注)

※ 現Bologne大学教授，元国連UNESCOの調査研究部々長。且つ Mekongデルタ数学的モデル研究計画の指揮者である。

※※ SOGREAH社の水力発電課々長代理。

Mekongデルタ数学的モデル研究計画の主任技師。

## 1.2 Tonle Sap ダム計画

(ECAF, Mekong委員会。"Mekong河下流域の水資源開発 - 洪水調節 12 (55/60頁)" - 1957年2月刊行 - 参照)。

カンボジアの首都Phnom Penhは河川の岐路に当っており，下記4河川がここに集まっている。

- 北部からベースの洪水量を運んでくるMekong河上流部。

- 上記洪水量の大部分を支那海に運び去るMekong下流部とBassac河。

- Grand Lacの巨大な天然貯水池(720億 $m^3$ )を持つTonle Sap河。この自然湖に洪水期の流量を満し，減水期には湖を空にして貯水を下流部 - 南部 - に流下させる。

ベースの洪水量はこれら3河川 - Mekong河下流，Bassac河，Tonle Sap河 - をもってしてもはけ切れないので，洪水量の一部はデ

ルタの平野部に冠水する。

可成り大規模な自然の調節作用が見られるが、これら調節作用をもってしても、なお且つ次の場合には不十分である。

— 農耕や道路や住居に損害をもたらすような非常に強い或は非常に急激な洪水に見舞われた場合。

— 舟航や農耕に害を生ずる（塩害）ような急激な減水に見舞われた場合。

これらの不便を克服するため、Tonle Sap河のKompong Chnang地点に調整用ダムを築造し、Grand Lacの巨大な天然貯水池の調節作用を人工的に操作することが計画された。

即ち、洪水期のはじめにダムのゲートを閉ぢておき、洪水被害が生じない期間中はこの湖の水位が上らないようにしておく。洪水が危険状態を呈じはじめたらダムのゲートを開放し、それまで空に保たれていた湖に危険な洪水を収容する。

逆に、ダムのゲートを操作して湖の水を逐次放流することによって、渇水期の水量調整と次の洪水期への、より調和のとれた移行が可能となるであろう。

この2通りの調整は次の目的を有するものである。

— 洪水期：

一洪水による湖の最高水位を低めること。

一農業にとって有害な水位上昇速度(10cm/日以上)を来さないよう、水位上昇速度を緩めること。

一 渇水期 :

一次の観点からデルタ地帯における渇水期の流況を調整すること。即ち、

一 Mekong 河の舟航上の観点(水位の上昇)、

一 農業上の観点(乾期の灌漑を可能ならしめること、次の雨期への移行を円滑ならしめること)。

最後に、この水理改善に伴って次のように魚類専門家や農業専門家の関心を惹く大きな効果が生ずる。即ち、

一既に大きな魚類資源を蔵する Grand Lac の魚類資源を更に増大させることができる。

一乾期の耕地面積を増大させ、新しい農耕技術と新種作物の導入を可能ならしめることができる。

併しながら、Tonle Sap ダムの影響を正確に評価するためには、先ずダムがない場合の洪水の自然の波及状況を知り、次にダムを築造した場合の洪水の人為的な波及状況を検討することが必要であった。

従って、水理模型実験の必要を生じた。そして、この水理模型として専門家が数学的モデルを選んだのは、この問題の地理的拡がり、水理的パラメータが多種多様を極めていること、および発生する結果が非常に多いこと等を考慮した結果である。

この数学的モデル計画は次の4段階に分れていた。即ち、

- a ) 資料収集および現地踏査
- b ) 予備的モデルの作成
- c ) 測水作業
- d ) 最終モデルの作成

段階 a ) 一踏査 :

カンボジア、ベトナム両国とも、行政官庁の資料は極めて豊富である。この段階の目的はこれら資料を収集し、数学的モデルの作成に有用と思われる資料を選択することであった。

このほか、現地踏査を通じてデルタ地帯の水理状況を確認し、本計画に関係する地方機関および国際機関と接触することができた。

段階 b ) 一予備的モデル :

予備的モデルは次のように様々の目的を有するものであった。即ち、

- ① 新モデルの見透しを確立すること。即ち、この数学的モデルは2種類の Dimensions で規定される水流に対して適用されるものであって、

このモデルの見透しを確立することである。

事実、洪水期には、洪水によって平野地を掩う連続的の水面が形成され、その水位と流速は所与の地点毎に変化する。所で、数学的モデルは統一 Dimension で規定される水流（例えば、河川、運河等）の場合にしか利用されなかつた。

- ② 測水作業の正確を期すこと。即ち、これまで数学的モデルの確立に توسطして既存資料は不十分であつた。そこで、測水作業の方向づけをし、そこから最大の効果を得るためには補足測量の正確な選定が必要であつた。
- ③ デルタの水理状況を知ること。予備的モデルの作成に伴つて流出量の敏感且つ大きい地点を見出すことが可能となつた。このようにしてデルタ全体を点検することによつてデルタの水理状況が同一の機会に検討された。従つて、この予備的モデルは、それ自体において有効なものであつた。
- ④ 最終調整を容易ならしめること。予備的モデルの調整のため、デルタ地帯は多数の部分に細分された。その理由は既存資料の精度が地域毎にまちまちだつたためである。そのため資料の精度に応じて地域が細分されたのである。この他、既存資料においてはデルタ全域を通じて同一年の資料がなかつたので、細分された各地域は異なる洪水に対応する調整を施された。このようにして最後に、最大2ヶ月の洪水 — 可成り年代の古い（1934～1942年）— に対して調整が行なわれた。

最終モデルの調整は次の地域および期間について行なわれた。即ち、

—デルタ地帯全域について。

—1963年および1964年の全洪水期 — 洪水状況は非常に異なるが —  
に対して、  
—5ヶ月間について。

併しながら、最終モデルを調整した結果、1963年の洪水については次の結果が得られた。即ち、デルタ地帯の測水地点合計300地点のうち59%は、実際との差は20cm以下であった。

従って、予備調査の結果は最終調整を極めて容易ならしめたこととなる。

#### 段階c.) —測水作業

最初は、測水作業は1963年を対象とした1回の測水しか予定されていなかった。この作業については、測水機材の運搬および据付期間、これら活動の開始時期(1962年5月)等を考慮すると1963年6月1日までに全ての準備を整える必要があった。

従って、既存資料等を検討した結果、測水作業の全体的規模は1962年9月には既に決定されており、その後、予備的モデルの結果に応じて次々と行なわれた方向付けにより測水作業の最終的な形が与えられた。

1963年の洪水量は少なかった。ダムの(従って、モデルの)運用は高水位に対する場合に特に重要であるので、1963年の洪水を基にした調整は不十分であった。

このため、1964年に第2回目の測水作業を実施することが決定された。

この年の洪水量は中庸であったが、洪水の出方が極めて急激であり、1963年の漸次的洪水とは極めて趣を異にしていた。

ここで再び、1965年を対象として第3回目の測水作業を実施することが決定された。しかしながら、1965年の洪水は過去における最も低いものの一つであり、作業は同年10月に終了した。この年の洪水は最終モデルの調整には利用されなかつた。

現在、ベトナムおよびカンボジアの両地域には両国政府が今後利用し得る全ゆる水位計、測水機材が残されている。

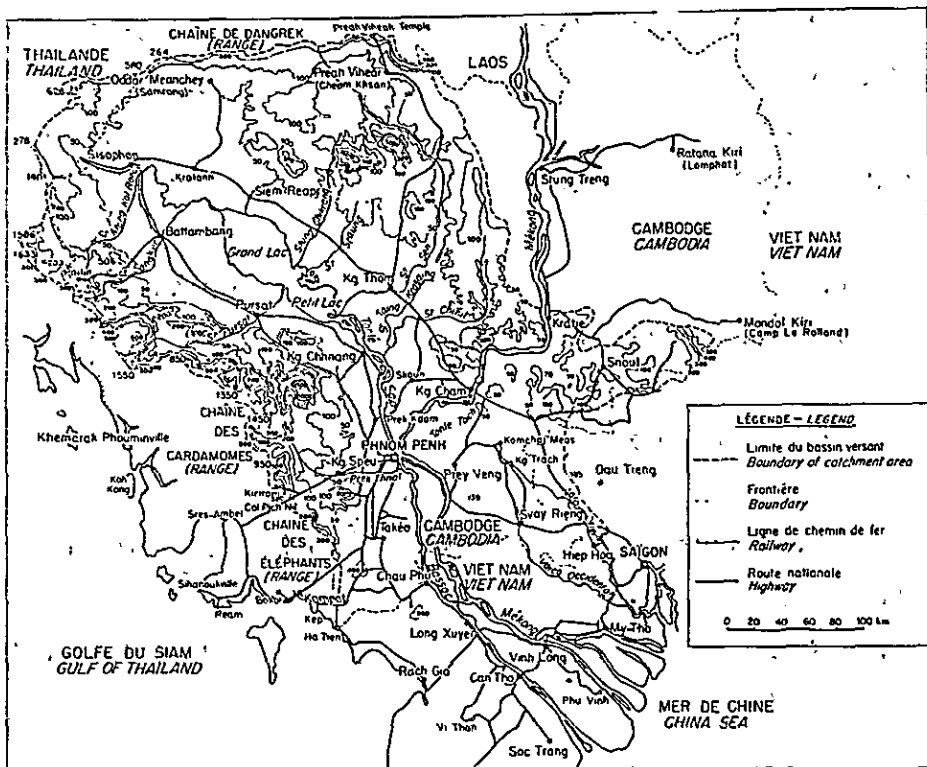
#### 段階 d ) ー最終モデル

従つて、最終モデルは1963年および1964年の2ヶ年の洪水全体を基として調整された。これら2ヶ年の実際の洪水量は同程度であったけれども、洪水の出方は全く異つていた。即ち、1963年の洪水は漸進的な、1964年の洪水は急激な出方を示していた。

1961年の異常洪水もモデルの調整に利用されたが、当該洪水の記録の数は1963年および1964年の洪水記録の数に比較して非常に少かつたので、1963年および1964年の洪水と同じ確度をもって利用することはできなかつた。

同じく、貯水池からの放流調整を検討する際には濁水記録が必要なので、1963年および1964年の濁水記録が利用された。

結局、最終モデルは1963年および1964年の2ヶ年間の洪水量およ



B/ Carte hypsométrique du Delta du Mékong / Hypsometrical map of Mekong Delta.



び洪水量を基として調整された訳である。

以上の手続を経て、次のようにモデルの開発に取り掛ることができた。  
即ち、

—調整されたモデルは自然の状況を再現し、参照の用を供されるものである。  
従って、これを参照しつつ運転ルールに基づいてダムが設定される。

—1961年、1963年および1964年の洪水について相互の反響が観察される。

—最後に、様々の結果についての解釈という極めて重要且つ煩雑な作業が行なわれることとなる。

## 2. 測 水 作 業

### 2.1 測水作業の概要

デルタ地帯全体に亘って、1963年、1964年および1965年の3ヶ年の洪水量が測定された。

次の表はこれら3ヶ年の測水作業の記録を示したものであり、この表に続く以下の各節はこれに関する幾つかのやゝ詳細な解説である。

地 形：

一精密地形測量 ( K m ) .....	カンボジア	1 7 2 0
	ベトナム	7 0 0
	計	2 4 2 0

測 水：

一横断面, 道路口.....	カンボジア	3 3 0 件
	ベトナム	2 3 0 "
	計	5 6 0 件

Grand Lac 貯水容量の決定：

- 一航空測量 5 6 時間
- 一測線延長 2 2 0 K m

測水所：設備および運転状況：

一量水標.....	カンボジア	1 2 7
	ベトナム	7 2
	計	1 9 9

一バルブ式水位計.....	カンボジア	2 6
	ベトナム	1 4
	計	4 0

一フロート式水位計.....	カンボジア	2
	ベトナム	1
	計	3

流量測定	.....	}	カンボジア	630
			ベトナム	598
			計	1228

混濁度測定	.....	}	カンボジア	520
			ベトナム	208
			計	728

塩分測定 : ..... ベトナム 3596

気象観測所 : .....

}	カンボジア	1 (Prey Veng)
	ベトナム	1 (Oao Lanh)

車輛走行距離 : ..... (Km)

}	カンボジア	287,000
	ベトナム	247,000
	計	534,000

踏査時間 : ボート : ..... (時間)

}	カンボジア	1,340
	ベトナム	646
	計	1,986



## 2.2 地形測量

各地の測水所を全般的な測量作業と関係づけるため、延長2,420 Kmに亘って地形測量が実施された。なお、このうち220 KmはGrand Lacの貯水容量を測定するための地形測量であった。

測水所の数は合計199個所である。従って、1測水所当りの関連地形測量は平均11 Kmであった。

測量の精度は地域によっては一級、一般的には2級の上程度であった。

往時の測量記録と最近実施した測量結果との比較検討を行なった結果、両者の開きが確認された。これによると、Phnom Penh 港 (Phnom Penh は支那海より330 Km離れ、標高+12 mである) の基準標点を基として1.16 mの開きがあった。

水流全体の最初のイメージを形成する予備的モデルによって、幾つかの量水標の観察記録について疑問が持たれた。また、このモデルによって、これら異常の意味と大きさが判った。これらいずれの場合にも、直接的な検証を行なった結果、予期した誤差が確認された。

数学的モデルを作成するためには、等高線間隔が少なくとも1 m以内のデルタ地帯地形図が必要であったが、既存のこれら地形図は存在しなかった。

このため大規模図化作業として、全ての既存地図と全ての局地的測量図を統合する作業が実施され、これらの地図類は同一の測量システムのもとに相互関連づけが行なわれた。この歴大な作業の結果、1/100,000地図25

枚が作成された。これらの地図による対象面積は  $25 \times 1,850 = 42,250$   $\text{km}^2$  であつた。

### 2.3 測水作業

河川の地形測量はモデルの作成にとって基本的なものである。本計画では、測量された河川断面は  $18 \text{ m}^2$  乃至  $20,800 \text{ m}^2$  におよんだ。作業には、超音波による直接測量が行なわれた。

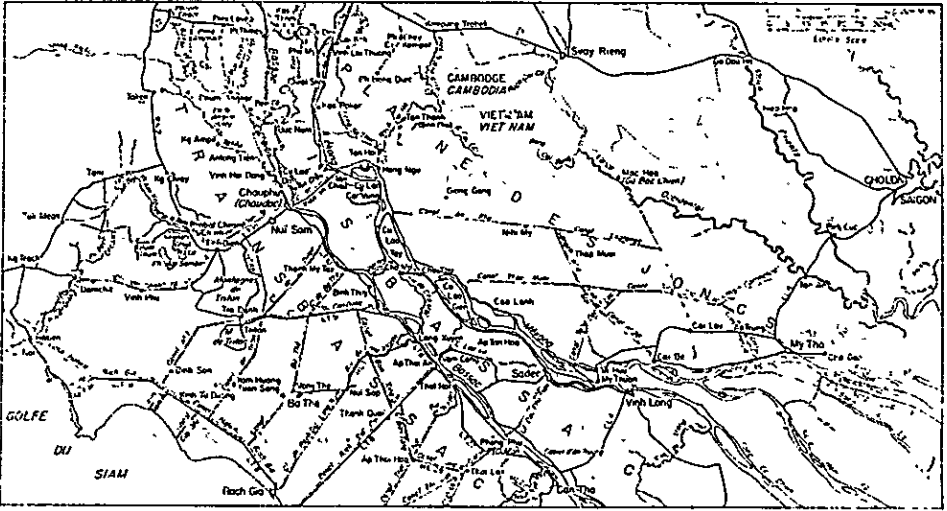
地形測量と水位測量との関連づけは、大部分の場合、水面を基準として行なわれた。

河川縦断測量によつて、次のように各河川の個々の形状が確認された。即ち、

— カンボジア領内：

Mekong 河、Bassac 河および Tonle Sap 河等はしばしば連鎖状の盆地で縁取られており、幾つかの大きな天然の by-pass (Muk Kompul, Tonle Toch 等) が古い珠数状に連なる盆地に対応している。これらの by-pass の縁は毎年の洪水で削り取られている。

事実、これらの河川の縦断面は浅瀬部分で区切られた連続的な河区で構成されており、これら浅瀬部分は渇水期には、魚獲用ダムの基礎或は瀬として利用されている。長く続いている河区の上流端に位置する幾つかの集落は舟航路の終点となっており、河港が設けられている。(Kompong Popil, Kompong Près, Kompong Thom 等)。



B/ Carte d'ensemble, Cambodge-Vietnam, *General map Cambodia-Vietnam.*

一 ベトナム領内：

ベトナム領内では、洪水は人工或は自然の水路からあふれて平野に氾濫し次いで漸次排水されている。これらの水路の幾つかの縦断面は中央部が駿馬の背のような形状を呈している。水路の各河口では、それぞれ異なる潮が真中で干渉し合い、そこで水勢は停止するので土砂が沈澱し易くなる。また一般に、この部分は舟航者が引き潮の都合のよい方角を待つて待機するための一種の港となっている。

この連続した氾濫水が人工或は自然の排水路を横切るとき、流量の一部は排水路から流れ、残余の水量は自然の勾配に従って流れる。このようにして氾濫水は次第に弱まり、最後に直接的或は間接的に海に達する。

従って、これらの排水路はその途中において追加流量を受入れるので水路流量は漸次増大する。また河水が流れる部分の水路断面は上流から下流に移行するに従って急速に増大する。この急速な増大は潮の干満作用および下流部に移るに従って水路勾配が緩くなっていることから説明づけられる。

事実、横断測量の結果でも、河川断面が下流部において次のように急激に増大していることが示されている。即ち、

一 Mekong 河の Phnom Penh 下流地点では河流部の水深は 5.5 0 m、河巾 1,5 0 0 m であるが、Mythuan 右方地点では水深 3 5 m、河巾 8 0 0 m となっている。

一 Bassac 河の河床は Phnom Penh 付近では渇水期には水面から現われているが、河口部においては河流部断面は Mekong 河のそれと



同程度の大きさになっている。

— Tak'e'o 河は上流部における河流部断面は僅か数  $10 \text{ m}^2$  に過ぎないが、下流部の Chauph 右方地点では、 $2,000 \text{ m}^2$  におよんでいる。

— Tonl'e Toch 河は北部の起点では河床標高  $+0.40 \text{ m}$ 、河川巾  $7.4 \text{ m}$  であり、Banam 右方の南部河口では河川標高  $-5 \text{ m}$ 、河川巾  $12.5 \text{ m}$  となっている。

## 2.4 Grand Lac の貯水容量の決定

Grand Lac は Mekong 河の毎年の洪水を調整する天然の貯水池である。湖面の標高は変動があり、平均  $+9 \text{ m}$  程度である。

Tonl'e Sap に建設されるダム の運用によって湖の流況は変化するであろう。ダム建設後のこの自然貯水池の運用方式を決定するためには、湖の貯水容量が判らなければならぬ。

しかしながら、この湖の湖岸は平担で沼沢地帯となっており、植物が繁茂しているので、貯水容量は長い間知られていなかった。このため、湖周囲の基準測量は最近漸く行なわれたばかりである。

かくして、Grand Lac の貯水容量については、これまで様々の推定が行なわれており、例えば、湖面標高  $+11 \text{ m}$  の場合については  $340 \text{ 億 m}^3$  から  $790 \text{ 億 m}^3$  と、推定に大きな開きがあった。

従って、今回の計画において、Grand Lac の湖面標高 / 湖水面積 / 貯

水容量の相互関係の決定と云う作業が織り込まれていた。

これらの作業は1963年に次の2通りの方法を適用して実施された。

① 第1の方法：

年間の様々の時期に航空測量を行ない、この結果、湖水の周縁を測量することができた。この湖水の縁は即ち等高線を規定するものであり、この等高線の標高は湖の量水標と水位計によって与えられた。

この方法で1963年洪水の最高水位の所まで測量が行なわれた。しかしながら、1963年の洪水は既往最大洪水以下であったので、貯水池の容量曲線の決定にはなお補足資料が必要であった。この補足資料を得るため、第1の方法と異なる次の第2の方法が適用された。

② 第2の方法：

湖周辺の道路から実施された測量アンテナによる方法である。

これら2通りの方法はその原理は異なるけれども、地形決定上の点は航空測量によって決定された曲線を外挿し、その中で容易に設定することができた。

これら2通りの方法は相互に照合され、確認された。この結果、Grand Lac の貯水容量は次の通りとなった。

湖面標高 0.6 mNGK .....	0 m <sup>3</sup>
湖面標高 + 11 m .....	7.20 億 m <sup>3</sup>

前述の平均標高+9 mの場合は、貯水容量は480億 $m^3$ となった。

Grand Lac の水源は次の諸河川である。即ち、

—Tonle Sap 河および湖南方の氾濫平野を通して注ぎ込むMekong 河。

—Grand Lac 自体の流域面積4,000 $Km^2$ の諸河川。

数学的モデルおよび1963年—1964年の測量作業の結果示された Grand Lac 自体の流域河川からの流入量の比率（湖への年間総流入量に対する上記流域河川からの流入量の比率）は次の通りであった。即ち、

1963年 18.7%

1964年 22.9%

従って平均20.8%となる。

これらの数値はMekong 河からの流量、Grand Lac の貯水容量、水理学的な差引計算および数学的モデル等によって導き出されたものである。

なお、上記の数値にはGrand Lac の蒸発量および降雨量も含めてある。

上記のようにして算出された数値を、1962年—1963年にフランス調査団が実測して得た数値（対象地域は同一、即ちPonley-Snoctrou-Kompong Thom を通る線の南側支流河川を含まず、またStung Sen を含まず）と比較することができる。

フランス調査団による実測値では、Grand Lac 自体の流域河川からの流入量の全体に対する比率は27.8% (Grand Lac の蒸発量および降雨量を含む) であった。測水作業の困難性を考慮した場合、これら3通りの数値は満足すべき合致を示していると云えよう。

結局、Grand Lac の貯水容量の平均24%が自己の流域河川からの流入によって満され、残り76%がMekong 河の洪水調節に役立つと云うことになる。逆に、Grand Lac からの放流に際しては、自己流域河川からの流入量 - 決して無視できない量である - も渇水補給に利用されることとなる。

## 2.5 測水所設置状況

UNESCO の作業が開始される前までは、Mekong デルタには測水所は22ヶ所しかなかった。これら測水所は次の区域に設置されていた。

- Tonle Sap, Mekong および Bassac 等の主要河川本流筋。

- ベトナムの南部海岸沿い。

所で、数学的モデルは、主要諸河川をふくめデルタ地帯を掩う氾濫水面を再現しなければならない。

従って、本計画実施のため、次の区域に新たな測水所が設置された。即ち、

- これまで測水所は設けられていたが、設置密度が低いため本計画の要求を満し得なかった上記主要河川沿いに増設が計られた。

一従来、測水所は設置されておらず、また何等の観察も行なわれたことのない2次的河川沿いに新設が計られた。(Tonle Toch, Muk Kom-pul, Loeuk Dek, Chaudoc, Takeo, Vam Nao, Chomoi 等の諸河川, Cai San 等の人工水路)。

一最後に氾濫地域の2次的排水路の兩岸地帯または大きな盆地沿いに点的に設置が計られた。

このようにして、測水所の数は22ヶ所から221個所に増大した。

当初、バルブ式水位計はカンボジアおよびベトナムの兩國に設置されていたが、同水位計の利用はベトナム(沼沢地)における方がより適していることが明らかとなった。このため、ベトナムではその後バルブ式水位計が多数設置されるに至った。

Grand Lac には2台のフロート式水位計が設置された。そのうち1台は南側部分の中央部に設置され、もう1台は北側の Siem Reap 河の河口沖合に設置された。

この水位計には、これを掩う木製の背の高い上部構造をつくることが要請された。これ等水位計は、湖上の暴風とか或は地理的に隔絶していることから、操作はデリケートであった。

3番目のフロート式水位計はベトナム領内の Trans Bassac Vietnam の Bahom 水路に設置された。同水位計の操作は "Oimenterie Platién 社" の従業員によって確保されている。

デルタ地帯における洪水期は8月、9月、10月および11月である。

現地踏査、測水所設置、および測量作業は1962年12月中旬に開始された。これら作業はベトナムよりも洪水期が早くやってくるカンボジアで先に完了した。

カンボジアでは、1963年5月1日現在で計127個所の測水所のうち72個所が運転中であった。

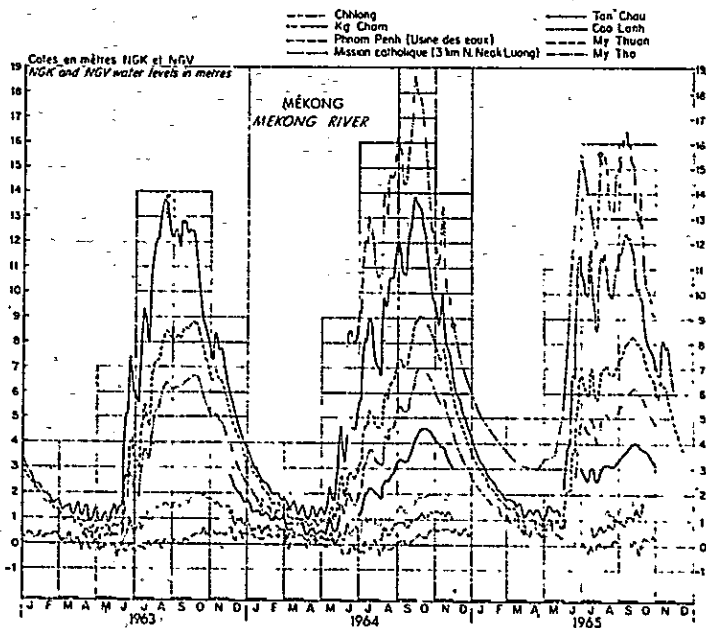
ベトナムでは、同じく1963年5月1日現在で計72個所の測水所のうち26個所が運転中であった。また翌6月1日現在では計72個所のうち52個所の測水所が運転中であった。

カンボジアおよびベトナム両国の合計199個所の測水所のうち、6ヶ月間で164個所の測水所が設置され、適当な人員によって運転を確保された。そして、所謂洪水期(8月~11月)には全ての測水所網の準備が整っていた。

自記洪水記録によって洪水伝播の源を辿ってゆくことが可能となった。

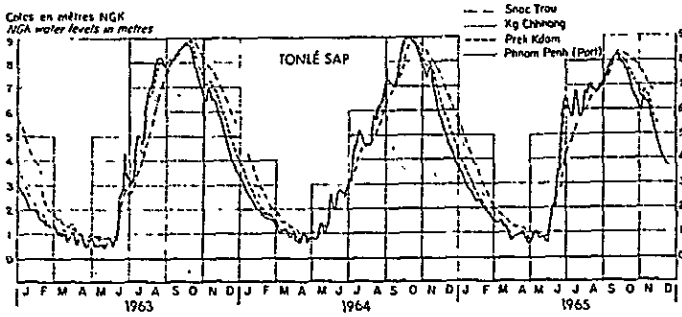
デルタ地帯の入口(Kompong Chham)における毎年の洪水位は13 mに達していたが、Mekong 河最下流部のそれは約1 m余に下っていた。

カンボジアでは、水流は最初はMekong 河と共に流下するが、洪水の到来と共に河水は土手の壁を横切ったり、自然または人工の隙間から両側の盆地に氾濫する。これらの盆地は最初はお互に独立しているが、洪水の進展につれて互に連り合い、連続的な水面を形成するに到る。この水面は主要河



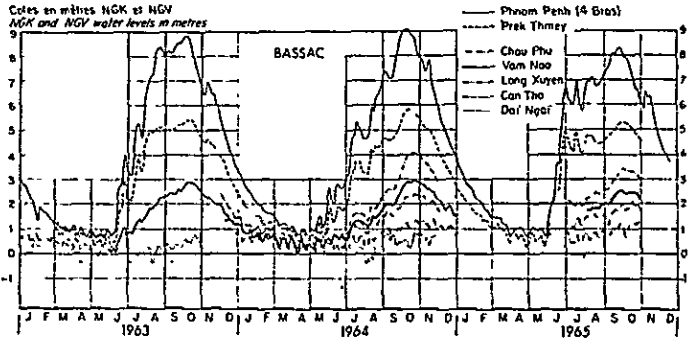
Hydrogrammes des crues.  
Flood hydrographs.

Cotes en mètres NGK  
 NGK water levels in metres

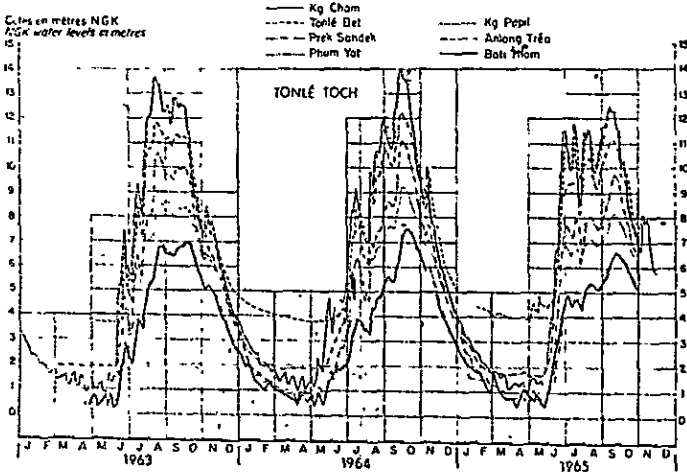


F/ Hydrogrammes des crues  
 Flood hydrographs.

Cotes en mètres NGK et NGV  
 NGK and NGV water levels in metres



Cotes en mètres NGK  
 NGK water levels in metres



G/ Hydrogrammes des crues.  
 Flood hydrographs.



川の流下する方向に緩やかに流下する。平野部は河床となり、終には土手の壁も水面下に掩われてしまう。その原因は Mekong 河も Bassac 河も河川勾配が僅か  $3.5/1,000,000$  程度に過ぎず、このため洪水量を全部河川に容れて流下させることができないからである。かくして兩岸に氾濫を生じ氾濫水が河軸に沿って流下するに任せると云う結果になる。これら氾濫水の最終的な状態は次のように様々である。

— Bassac 河の西方の氾濫水は Bassac 河に再び戻るか或は Trans Bassac Vietnam の諸水路や平野を通過してシャム湾に流下している。

— Bassac 河と Mekong 河の間に狭まれる地域の氾濫水は主として Bassac 河に戻って流下している (Chauphu の集合点, Vam Nao 河の交通路, Cis Bassac Vietnam の南部の排水地点等)。

— Mekong 河東部の氾濫水は一部は最下流で Mekong 河に戻り、一部は Jones 平野に集まった後, Vaico Occidental 河によって徐々に排水されている。

通常の流出量のもとではノーマルな状態にある Cis Bassac の全区間を通じて, Phnom Penh から Vam Nao までの間は Bassac 河の河面標高は常に Mekong 河のそれよりも低い (最高約 1 m)。従って Mekong 河はその兩岸を超えて水を流し、これらの河水は Locuk Dek, Bassac, Vam Nao, Vaico Occidental 等の自然の排水路によって徐々に回収される。これらの排水路は下流地点で Mekong 河および Bassac 河に再び戻ったり或は直接に海 (シャム湾) に達して

いる。この他、末端部の諸排水路は、デルタの西方では Chaudoc 河の水を合せて大きくなった Takeo 河、デルタの東部では Vaicco 河、Oriental 河等の真の排水路を形成している。

従って氾濫水は中間の水路を次々と経て漸次海に流下している。

水位計の自記々録は主要河川では漸進的に行なわれ、氾濫地域では或るものは突然記録が現われ、最高水位を記録し、次いで突然記録が止んでいる。

これらの不連続性は流出量を調整する自然の河川敷が洪水によって水没したり、また再び水面上に現れることから生ずる。このようにして、平野部を氾濫流下する流出量にとって、すなわち数学的モデルの調整にとって極めて重要な要素であるこれらの河川敷の標高を決定し得ることとなる。

これら 標高のこの水理的決定は土地の地形測量に基く決定よりも現実にふさわしい。

大規模地形測量は例外的なものに過ぎない。また、たとえこれら測量が局部的に完全に行なわれたとしても、当該地域が流出量を正確に見透し得るとは断定し難い。

最後に、これら河川敷そのものも農民によって変えられることがあり得る。例えば、農民が洪水の到来をコントロールするため土堰堤等を築造するよりな場合である。

換言すれば、これら河川敷の標高は毎年変化し、従って、洪水の開始は同一標高の地点に毎年生ずるのではない (Ois Bassac Cambodgi-

en)。

Mekong 河および Bassac 河の河口では、潮は半日週期である。

また、saigon 河での潮の干満の開きは 3 m 以上である。

潮は、内陸が乾期になればなるほど、また河川流量が小さくればなるほど、内陸に深く遡って行く。

潮の最大干満差は海から内陸に遡るに従って減滅する。

Mekong河	海	Mytho	Tanchau	Neak Luong	0 1.5	Phnom Penh
	0 km	51 Km	225 Km	227 Km	303 Km	331 Km
		2.65 m	1.09 m	0.80 m	0.50 m	
Bassac河	海	Daingai	Cant ho	Ohauphu	Prek Thmey	Phnom Penh
	0 km	43 Km	88 Km	195 Km	245 Km	310 Km
		3.19 m	2.37 m	1.13 m	0.30 m	

干満差の減少状況は海から 200 Km までは、Mekong 河も Bassac 河も同じであるが、それ以上になると、潮は Bassac 河の方がより急速に衰える。潮のこの減衰状況は、Bassac 河の右岸の Ochaudoc より上流に広がる広い氾濫地帯にその原因があるものと考えられる。乾期においてすら常に氾濫しているこの Angkor Borey 地方が潮の勢を減衰させるのである。

また、Phnom Penh 港の潮は主として Mekong 河を通じて伝播させられていると言いうことができるであろう。Phnom Penh (河口より 331 Km) 港における潮の最大干満差は 0.20 m である。

水位計の自記々録は潮の伝播速度をも伝えてくれるが、記録結果は確かでない。何故なら、時間的要素が一般的に未だよく判っていないからである。

Bassac 河では潮の伝播速度は23 Km/時のコンスタントの値を示しているように思われる。従って、Bassac 河の河口から13時間以上を經過してからPhnom Penh に到達する。

Mekong 河では、潮の伝播速度はもつと変化があるように思われる。平均速度は28 Km/時であつて、Bassac 河のそれよりもやゝ早い。従って、Mekong 河を通して伝播される潮は、Mekong 河の河口から11時30分を經過してからPhnom Penh に到達する訳である。

結局、これら2河川の潮の平均伝播速度は約25 Km/時、従つて7 m/秒である。

<u>Mekong 河</u>	海 → Mytho → Tanchau → Neak Luong → O15 → phnom Penh (0Km)					
	潮伝播平均持続時間	1時間45分	6時間	1時間30分	1時間15分	1時間
	潮の平均伝播速度		29 Km/時	35 Km/時	21 Km/時	
<u>Bassac 河</u>	海 → Daingai → Cantho → Chauphu → Prek Thmey → Phnom Penh (0Km)					
	潮伝播平均持続時間	1時間50分	2時間	4時間	2時間45分	2時間40分
	潮の平均伝播速度		22 Km/時	23 Km/時	24 Km/時	

Vaïco Occidental および Vaïco Oriental についても同じ検討が成された。この場合、

潮は Vaïco Oriental よりも Vaïco Occidental における方が減衰が早い。その原因は、Tan An の上流部は Svay-rieng 付近迄沼沢の多い Joncs 平野が広がっているからであり、従って、Angkor Borey 地方における Bassac 河の潮と同様に、Vaïco Occidental の潮は Joncs 平野の中に散開してしまうからである。

Vaïco Oriental については、海から 240 Km 離れた Kompung Trach においても潮は敏感に感じられるが、これは Mekong 河において同じ距離の地点で確認された干満差とほぼ同じ規模である (Tan Chau ~ Neak Luong 間の当該地点の干満差を内挿して算出すると 1.01 m となる)。

Vaïco Oriental において測定した自記々録によっても潮の平均伝播速度を得ることができる。

この結果、さきに Mekong 河および Bassac 河で測定された潮の平均伝播速度 (25 Km/時) と殆ど同じ数値 - 25.8 Km/時 - が Vaïco Oriental においても見出された。

これら全ての潮の速度決定は最終的に 25 Km/時 従って 約 7 m/秒 に落付いた。

## 2.6 流量測定

これら 3ヶ年の測水作業を通じて、計 1,228 件の流量測定が行なわれた。測水作業が実施されたのは次の諸河川である。

—Mekong 河, Ba's'sac 河, Tonl'e Sap 河および Vam, Nao 河等の主要河川。

—一般的に自然の by-pass となっているデルタ地帯の2次的河川。例  
えば, Muk Kompul, Tonl'e Toch, Loeuk Dek, Oh'au--  
doc, Tak'eo, Ohomoi, Hong Ngu 等の諸河川である。

—人工水路 (ベトナム)

—Mekong 河とは無関係の独立した支流河川。これら河川はそれぞれの  
個有流域を持っており, Prek Thnot, Stung Slakov 等の河  
川がそれである。

—それぞれの個有流域は持っているが, 年間を通じて可成り長期間 Mekong  
河の洪水が流入する混種性格の諸河川。

Vaico Oriental と Vaico Occidental の2河川は上  
記の混種性格の河川に属する。

—Vaico Oriental はデルタ地帯前面の最後の山岳突起部のふもと  
を西北から東南方向に流下している。

個有流域：全ての流出量は上記山岳突起部から流下している。

Mekong 河からの流入： Mekong 河上流に洪水が到達すると,  
Mekong 河左岸からの 溢水の極く一部は Vaico 上流に迂回しこの  
河の毎年の“規則的洪水”となって流下している。

—Vaïco Occidental. は Mekong 河下流部と Vaïcos Oriental の間を流下している。

個有流域： 殆んどない。

Mekong 河からの流入： 非常に大きい。

Vaïco Occidental. は、それ自体 Mekong 河下流によって氾濫している広大な Jones 平野の氾濫水を排水しつつ流下している。

測定された上記諸河川の流量は  $2.8 \text{ m}^3/\text{S}$  から  $34,640 \text{ m}^3/\text{S}$  までおよんでいる。

一般に、カンボジア領デルタ地帯においては流量が一日中コンスタントの状態を示しているが、ベトナム領デルタ地帯においては流量はこれと同じ状態を呈しない。何故なら、ベトナム領デルタは支那海とシヤム湾との間にその角を突出しているからである。

潮流の影響は、河川上流部に極めて遠く遡った地点においても識別できるような河水の逆流を屢々生ずる。これらの逆流は、海岸から  $260 \text{ Km}$  以上離れた Vaïco Oriental の Kompong Kraissaing でも観察される。

河川内や或は氾濫地帯を流下する流量の巨大性は流速の規模よりも水流断面の大きさに強く結びついている。

デルタ地帯の氾濫は、低地部に氾濫水を流下させる河川敷や間隔部が連鎖状に続いている所では時間的、空間的に例外はあるけれども、動態的と云う

よりも寧ろ静態的である。若し、氾濫がより動態的な性格を持っていたならば、このデルタ地帯に現在のような人工密度は生じなかつたであろう。

また、事実、主要河川で測定された平均流速はあまり高くなかつた。即ち、

カンボジア領内：

(平均流速)

— Mekong 河上流部	$0.14\text{m/s} < V_M < 1.66\text{m/s}$
— Mekong 河下流部	$0.38\text{m/s} < V_M < 1.22\text{m/s}$
— Bassac 河	$0.06\text{m/s} < V_M < 1.18\text{m/s}$
— Tonle Sap 河	$0.19\text{m/s} < V_M < 1.15\text{m/s}$

ベトナム領内：

— Mekong 河	$0.98\text{m/s} < V_M < 1.47\text{m/s}$
— Bassac 河	$0.33\text{m/s} < V_M < 1.42\text{m/s}$
— Vam Nao 河	$0.98\text{m/s} < V_M < 1.14\text{m/s}$

また、測定された最も高い平均流速は次の通りであつた。

1963年：

- $1.60\text{m/s}$  (Tonle Sap 河) カンボジア領内
- $1.90\text{m/s}$  (舟航路：Tinh Bien — Chaudoc 間)  
ベトナム領内

1964年：

- $1.97\text{m/s}$  (舟航路：54 Km 区間) カンボジア領内
- $1.10\text{m/s}$  (舟航路：Caï von) ベトナム領内



1965年:

-1.18m/s (Bassac 河)カンボジア領内

-0.93m/s. (O Mon 水路) ベトナム領内

従って、平均流速2m/sという線が最大のもと思われる。1963, 1964, 1965年の洪水が余り大きな洪水でなかったことも確かであるからである。しかしながら、大きな洪水の場合に、平均流速が大巾に増大することはないものと考えられる。流量の増大は寧ろ河流部断面の上部の断面が増大することから生ずるのであって、この部分の局部的流速が最も尚くなる。

潮流の影響を受ける河川流況については、Vaïco Occidentalと Vaïco Oriental において、次の表に示されるような最大の平均流速が測定された。

<u>Vaïco Oriental</u>	Go Dau Ha (海岸より150Km)	Ben Luc (海岸より61Km)
平均流速	$-0.59\text{m/s} < V_M < 0.67\text{m/s}$ (北方へ) (南方へ)	$-1.06\text{m/s} < V_M < 1.16\text{m/s}$ (北方へ) (南方へ)
最大瞬間流速	1,926m <sup>3</sup> /s	1,720m <sup>3</sup> /s
<u>Vaïco Occidental</u>		<u>Tan An</u>
平均流速		$-1.06\text{m/s} < V_M < 1.16\text{m/s}$ (北方へ) (南方へ)
最大瞬間流量		2,224m <sup>3</sup> /s

前表によると、北方への流速即ち、逆方向への流速は南方への流速よりも低い。しかしながら両者の開きは極めて僅かである。ここにこれら2河川が

その流量を海まで運ぶのに時間を要している原因がある。

また、この表によつて、瞬間流量は当該河川の個有の流量に対応する日平均流量とは何等の関係もないことが示される。

これら2河川は同程度の流速の同程度の流量を運んでいる。従つて、これら2河川は、少くともその下流部は非常に似通っており、このため、河川名には Vaico と云う共通の語が付けられている。

デルタの主要河川で行なわれた流量測定は連続的なものでなく、幾つかの時期に区切って行なわれたものである。しかしながら、1963年および1964年の洪水を基として調整された数学的モデルによつて、洪水の全期間を通じたまた河川の全区間を通じた流量の発展的推移を辿ることが可能である。

このようにして、次の最大流量(単位  $m^3/s$ ) が算出された。即ち、

<u>Mekong 河 :</u>				
	<u>Kompong Cham</u>	<u>phnom Perh</u>	<u>Tanchau</u>	<u>Mythuan</u>
- 1963年	44,844	39,835	24,210	17,339
- 1964年	47,146	40,177	25,329	18,523
	:			
<u>Bassac 河 :</u>				
	<u>phnom penh</u>	<u>Chandoc</u>	<u>Oantho</u>	
- 1963年	6,134	6,179	13,110	
- 1964年	6,560	6,336	13,048	

Tonle Sap 河 :

Prek Kdam

	<u>洪水期</u>	<u>渇水期</u>
-1963年	9,195	9,100
-1964年	7,743	8,291

Vam Nao 河 :

-1963年	7,199
-1964年	7,546

従って、Mekong 河は上流から下流にかけて不断に流量を感じ、逆に Bassac 河は流量が増大する。特に最下流部では Mekong 河のそれに匹敵する流量を流すに到る。

数学的モデルは1963年および1964年の各7月1日より11月30日までの洪水の発展状況を示すものであり、従って、この2ヶ年について7月1日より11月30日までにデルタ地帯に流入する水量 (Kompong Cham および左岸側の by-pass での流量) を算出するものである。

デルタ地帯に流入した年間総流入量は次の通りであった。即ち、

- 1963年: 4,180 億 m<sup>3</sup>
- 1964年: 4,190 億 m<sup>3</sup> (メコン委員会の1964年水理年鑑によると4,140 億 m<sup>3</sup>であった)。

デルタ地帯に入るときの Mekong 河の年間総流量は、フランスの Rhône 河の最下流部におけるその約8倍である。

## 2.7 塩分測定

塩分測定は、Rachgia から Saigon までの区間にあるベトナム領デルタに散在する 21ヶ所の測定所で行われた。

諸般の理由によって、当初目論んでいた程海岸沿いに近い地点では測定ができなかった。

測定の結果、塩分含有度について高い値を示した地域は次の通りである。即ち、

一 Camau 半島の南部。両側を海で洗われている舌状のこの地域は、直接的間接的に Mekong 河から流下する淡水から最も離れている。

一 Vaïco Occidental の東北部。海水は Saigon 河の広い水路を通過してこの地域のすみずみに浸入している。この地域もまた Mekong 河から流下する淡水から遠く離れている。

これらとは逆に、淡水の強力な発生源である Bassac 河および Mekong 河によって取り囲まれている Cis Bassac 地方では、塩分の前線は海の方に遠く追いやられている。

測定された塩分含有度の最大値は  $35.10\text{ g/l}$  であつた（既存資料には  $36.7\text{ g/l}$  と報告されている）。

地域内では塩分含有地域は見当らなかつた。即ち、デルタ地帯の各所の同じ立て抗から採取された資料はいずれも塩分の含有を示さなかつた。塩分の

混入は海水の集中度の高い地域ほど均質である (Omau 半島)。

## 2.8 混濁度

Mekong 河の、ましていわんや氾濫地域の混濁度は低く、最大 0.75 g/l 程度である。

混濁度については、その他河川のそれと比較対照して見れば充分である。例えば、

- フランスの Avignon 下流の Rhône 河では 12g/l .
- イランの Sefid Roud 河では 70 g/l .
- 中国の黄河では 300 g/l .

1964年の急激な洪水は多量の流砂を伴ったが、その最大値は1963年～1965年のそれ以上にはならなかった。

通常、流砂を伴う洪水は流砂を伴わない洪水より約3ヶ月先行する。流砂の発生は乾期の風化物が最初の雨によって洗い流されることに起因する。

1964年、Quatre-Bras における測定の結果、上流部の Mekong 河に含まれる流砂の総量は次のように推定された。

94.3百万吨 (1964年)

他の例で比較すると、フランスの Rhône 河は、そのデルタ地帯の上流部で1年間 (1956年9月～1957年9月) に17.1百万吨の流砂を排

出した。

従って、Mekong 河の年間流砂排出量は Rhôue 河の約 5.5 倍である。この比率は両河川の年間流出量の比率（8 倍）と可成り似通っている。

## 2.9 気象観測

ベトナムおよびカンボジアの両国とも、それぞれ、領内デルタ地帯の中心部に各 1 個所の気象観測所が設けられた。即ち、

—カンボジア領デルタ： Prey Veng

—ベトナム領デルタ： Cao Lanh

これら観測所によって次の観測が可能となった。即ち、

—風速測定：

—自記風速計

—自記風見

—雨量測定：

—自記雨量計

—雨量計

—雨量計付属計器

—日照観測：

—日照測定器

一 気温測定：

一 自記温度計

一 最高，最低温度計

一 気圧測定：

一 自記気圧計

一 蒸発量測定：

一 記録湿度計

一 Weather Bureau (A) 型蒸発量測定船 (船上 500m の所に風速計 1 台を搭載している)。

一 Piche 型蒸発計 (カバー付)

一 乾湿球湿度計 (カバー付)

日 最 高 ， 最 低 値  
Cao Lanh 気象観測所 (ベトナム領)

	1963 年 (6月1日以降)		1964 年		1965 年 (10月31日まで)	
	気 温 (°C)	24°4	29°3	22°1	33°9	19°7
蒸 発 量 (mm/日)	0.9	10.8	0.5	8.9	0.4	9.4
相 対 湿 度	72	96	50	97.5	52	96
総降雨量(mm)	1,139		1,524		1,484	

日 最 高 , 最 低 値  
Prey Veng 気 象 観 測 所 (カンボジア領)

	1963 年 (6月14日以降)		1964年		1965 年 (10月31日まで)	
	蒸 量(C°)	23°4	31°6	22°1	31°5	21°4
蒸 発 量(mm日)	1.0	8.6	0.3	9.9	0.2	11.4
相 対 湿 度 (%)	55	94	47	99	47	97
総降雨量 (mm)	1421		1692		1574	



## 3. 数学的モデルの特徴

## 3.1 概 論

水力開発計画の規模は現在不断に拡大しつつあるが、このような拡大傾向は水理模型の規模を益々増大化させている。そして実験上の制約や模型実験の経済性そのものもこれによって影響を蒙っている。これに対応するための第1の手段は小さい縮尺を利用することであり、第2の手段は縮尺の歪み (distorsion) を利用することである。しかしながら、これら2つの手段は測定の確度とモデルの有効性そのものを犠牲にしなければ適用できない (実験測定の相対的に低い精度, 不可能性, 模型と自然との対応を乱すような現象の出現)。後述するように Mekong 河の場合がそれに該当する。

所が現在、電子計算機の利用が新しい技術的手段、即ち数学的モデルの手法をもたらした。この手法は検討される物理現象を再現するような方程式システムから解を導き出す方法である。

事実、たとえ水理上の一般方程式の解析は不可能であったとしても、各特殊事例の数値計算は原則として可能である。そして、全ての近似化問題の場合と同様に、技術者は近似化の際の精度とこれに対応する計算量との間のバランスをとらなければならぬのである。

河川の水理計算はこの計算法に頼っている。河川の洪水の伝播は Saint-Venant の方程式によって規定されるが、その一般的解法は知られていない。そこで、これら微分方程式の代わりに *differencés finies* の2通りの式を用い、これら2式の解から電子計算機によるプログラミング作成

が行なわれる。

数学的モデルの場合にも、水理模型実験の際に経た段階と同様の段階が見出される。しかし、次表に示すように、両者の公式的外観にはそれぞれ相異がある。

段階	物理的模型	数学的モデル
	モデルの限界の決定；縮尺の選定，レイアウトの設定，給水，運転および測定システム	方程式の選定，近似化手法の選定，計画作成の実施

(注) 構想段階は数学的モデルの場合に特に重要なウエイトを占める。

作成	手作業 一現場の土地再現，与件および調整要素の再現：例えば地形的条件および水理的条件等の再現，水理的特異性の再現（人工的なでこぼこ，仮定的な水頭損失導）	数的組立 一現場の土地，地形的および水理的与件，流出量の特異性等の数表形式による再現。計算表への記入。カードの穿孔
調整	自然条件を基としたモデルの調整。人工的なでこぼこを付けたリ，調整可能な物理的特異性を適用したりすることによって調整を行なう。	モデルの調整 水理のパラメータの数値を変えることによって調整を行なう (Strickler, 流出係数)

(注) この調整段階が数学的モデルを電子計算機による単純計算と區別す

	る。	
操作	予見される変更の手作業による導入（設備の実際的組立）。水理上の各種規模の測定。自然的要素への復帰。結果の解釈。	予見されるフォームの数值的（設備の運転ルール）の形による導入。自然的数値の自動的算出（数表またはグラフ形式による算出）。結果の解釈。

(注) 数学的モデルの操作段階は物理的模型のそれよりも遙かに迅速である。

### 3.2 数学的モデルの本質的特徴および利点

#### 3.2.1 “数学的モデルは、雨量や蒸発量等のような流出量関係の或る外因的水理要素を容易に再現することができる”

Mekong河の年間流出量は約4,000億 $m^3$ であるが、このような年間流出量に対して、デルタ地帯の雨量と蒸発量は無視できない大きさを持っている。

事実、洪水期間4ヶ月の間に約0.80mの降雨があり、この時期には約50,000 $Km^2$ のデルタ地帯の殆ど全部が冠水するので、総雨量は次の通りとなる。

$$1 \times 50,000 \cdot 10^6 \times 0.8 = 40 \cdot 10^9 m^3$$

日平均蒸発量は約5mm/日であるので、この期間（4×30=120日）の全蒸発量は次の通りとなる。

$$120 \times 0.005 \times 50 \cdot 10^9 = 30 \cdot 10^9 \text{ m}^3$$

従って、上記による差引増加水量は約100億 $\text{m}^3$ となり、これはMekong河の年間流出量4000億 $\text{m}^3$ に対して無視できない量である。このことは、Mekong河を調整するため、異常洪水の際にGrand Lacが持っている貯水容量が500億 $\text{m}^3$ であることと対比して考えれば充分である。

従って、大気現象に基づくこの増加水量 — 水面々積に比例する — は水理モデルの中に導入することが必要であるが、当該要素を物理的模型の中に導入することは容易でないであろう。

### 3.2.2 “数学的モデルは自然の数値に基づいて直接的に働くものである”。

Mekong河の水理モデルの場合、1件の洪水について、その調整試験に対応する分析件数は平均して次の通りである。

--- 6,000 件の水位

— 13,500 件の流量

従って、1件の洪水に対して、自然の種々の規模を伴った19,500件の数値が対応する。

1件の洪水に関する調整は平均30回の試験を必要とした。従って、取扱わなければならなかった<自然>の数値は約6,000件である。事実上、これらの数値は、最終的には数表或はグラフとなって電子計算機から算出される。(時間は節約され、また読取り、報告、変形等の際の誤謬は絶無となる)。

このよりの歴大な結果を物理的モデルによって検討することは不可能である。

この他、数学的モデルにおいては利用したい単位システム（メートル法、ポンド法）が完全に適用し得る。

### 3.2.3 "数学的モデルによる所要計算時間は物理的モデルによる所要実験時間に較べると非常に短い時間で済む"。

Mekong河の数学的モデルの場合には、4ヶ月間の洪水期間（ $120 \times 24 = 2,880$  時間）が電子計算機（IBM 7044）によって僅か1.5時間で計算できた。

従って、＜時間の縮尺＞は次の通りとなる。

$$T = \frac{1.5}{2,880} = \frac{1}{1,920}$$

物理的模型においてこれに対応する幾何学的縮尺 $\lambda$ は次のようになるであろう。

$$\lambda = T^2 = \frac{1}{3,680,000}$$

若し高さの歪みの倍率 $\epsilon$ が100であったと仮定しても、 $T$ および $\epsilon$ に対応する高さの縮尺 $V$ は極めて小さいものとなるであろう。

$$V = \epsilon^2 T^2 = \frac{10,000}{3,680,000} = \frac{1}{368}$$

一方、面の縮尺 $\lambda$ は次のようになるであろう。

$$\lambda = \frac{V}{\epsilon} = \frac{1}{36,800}$$

後述するように、このような歪みは自然の規模（水位、平均流速等）を考慮した場合に物理的模型では実現不可能である。

結論として、このような<時間の縮尺>を物理的模型によって得ることは不可能である。

### 3.2.4 “数学的モデルの操作は簡便であり且つ迅速である”。

調整の正確度、従って検討そのものの正確度は実験の回数に依存する。何故なら、調整作業は近似化操作を反覆連続して行なわれるものであるからである。数学的モデルの調整については（3.2.3項参照）、全ての条件を同一と仮定すると、一定の時間と一定の調整目的の枠内で実施できる実験回数は、物理的模型の場合よりも遙かに大きい。従って、物理的模型の場合よりも正確度は高くなる。

しかしながら、調整段階における迅速性と云う利点は特に絶対的なものではない。何故なら、いずれにしても、調整試験と調整試験との間で、調整結果を解明したり調整後の方向づけを行なったりしなければならぬからである。この反省考慮と云う人間労働の時間は、物理的実験であると数学的実験であるとを問わず、実験そのものに対して無視できないウエイトを持っている。この時間は、特に実験時間の短い数学的モデルにとって主導的なウエイトを占めている。

これらの特徴は操作の段階では極く僅かしか現れない。何故なら、この場合には、それによる水理的結果を引出したいと思ふ変更部分に対応する導入部だけを数的に変化させれば充分であって、既往の調整結果に基く内部的パラメータの変更の必要はないからである。

Mekong 河の数学的モデルには次の 2 段階が設定された。即ち、

- 2 回の調整段階
  - 予備的段階 (洪水 1 件)
  - 最終段階 (洪水 2 件 + 濁水 1 件)
  
- 1 回の操作段階

各実験 (洪水 4 ヶ月) の所要時間は 1.5 時間である (IBM 7044)。

予備調整 (洪水 2 ヶ月) では実験回数は 39 回であった。従って、計算機作動時間は合計 58.5 時間であるがこれは自然時間 156 ヶ月 = 13 年間に相当する。

最終調整では実験回数は 70 回であった。従って、計算機作動時間は 150 時間であり、これは自然時間 280 ヶ月 = 23 年間に相当する。

操作段階では実験回数は 33 回であった。従って計算機作動時間は 50 時間であり、これは自然時間 132 ヶ月 = 11 年に相当する。

結局、数学的モデルにかけられた延年数は 47 年間であった。

前述のような歪みをつけた物理的模型の場合の時間の縮尺  $T$  は次のようになるであろう。

$$\left( \lambda = \frac{1}{1,000} ; \varepsilon = 10 ; V = \frac{1}{100} \right) \text{ として,}$$

$$T = \frac{\sqrt{V}}{\varepsilon} = \frac{1}{10} \times \frac{1}{10} = \frac{1}{100}$$

若しこの47年間の再現が最初から最後まで物理的模型で行なわれ、またその操作が昼夜兼行でしかも実験と実験の間に時間のロスが全くないものと仮定すると、操作の所要時間は次のようになるであろう。

$$\frac{1}{100} \times 47 \times 365 = 172 \text{日}$$

従って約6ヶ月を必要とする。

### 3.2.5 “結果の均質性と精度を確保することができる”。

自然の数値に基いて操作されるので、数学的モデルはモデル全体に亘り均等の精度を確保する（また、この精度の均等性は、物理的モデルの場合と同様に、調整の際の自然的与件が均等に分布されていなければならない程高くなる）。

Me k o n g河の場合には、以下の与件からでも判るように物理的規模のヴァリエーションは巨大である。

再現すべき面積	5,0000 Km <sup>2</sup>
デルタ地帯のMe k o n g河の長さ	433 Km
主要諸河川；	
河 巾	40~2,000 m
水 位	-3 ~ + 22 m
水 深	0 ~ 35 m
平均流速	5mm/S~2.5 m/S
流 量	10~60,000 m <sup>3</sup> /S

従って、巨大な数値のために非常に小さな縮尺が必要となった場合、当



該縮尺は小さな数値には対応できなくなり、またこれと反対に、小さい数値のために大きい縮尺が必要となった場合、当該縮尺は巨大な数値には対応できなくなる惧れがある。

- a) 例えば物理的模型において縮尺  $\lambda$  を  $1/1,000$ 、歪みの倍率を 100、従って高さの縮尺  $V$  を

$$V = \lambda \varepsilon = \frac{1}{100}$$

に設定したとすると、高さの縮尺は模型の水深に相当であるとしても、面の縮尺は河中のそれには適しなくなる ( $4 \text{ mm} \cdots \cdots 20 \text{ cm}$ )。逆に、面の縮尺  $\lambda$  を  $1/1,000$  とすれば、今度は模型の水深が具合悪くなる ( $0 \cdots \cdots 3.50 \text{ m}$ )。

- b) 従って、面の縮尺  $\lambda$  を  $1/1,000$ 、歪みの倍率を 10 と設定するとほぼ模型に適する [ $V = (1/100)$ ]。

流速の縮尺  $U$  は次の通りである。

$$U = \sqrt{V} = \frac{1}{10}$$

しかしながら、この場合には、

- b<sub>1</sub>) たとえ河川中の流速 ( $2.50 \text{ m/S}$ ) は正確に再現できたとしても、氾濫平野における流速は正確には再現できない (模型では  $5 \text{ mm/S} \rightarrow 0.5 \text{ mm/S}$  となる)。

物理的模型では、このように小さな流速を測定することは不可能であろう。

所で、Phnom Penh の直上流部において Mekong 河の洪水量の 9% が平野部に氾濫する。従って、氾濫平野の役割りはできるだけ正確に再現されなければならないのである。

b) 若し Strickler 係数が河川の場合に 30 乃至 50 であるとすれば、氾濫地域の場合は 5 乃至 7 の間にくる。

所で、歪みをつけた水理模型においては、Strickler 係数の縮尺 K は次の通りである。

$$|K| = V^{-1/6} \varepsilon^{-1/2}, \quad V = \frac{1}{2.16}, \quad \varepsilon^{1/2} = 3.33$$

$$\frac{2.16}{3.33} = \frac{1}{1.54} = \frac{\text{模型}}{\text{自然}}$$

従って、自然の河川における Strickler 係数 30 ..... 55 に対応する模型の Strickler 係数は 19.3 ..... 35.6 となるであろう。

この段階の Strickler 係数は寧ろ強目の凸凹に対応するものであり、特に 19.5 と云う低い数値では多くの人工的凸凹を必要とするであろう（しかしながら、河川の水理模型の規模が余り小さくない場合には物理的模型においても充分可能である）。

これに対し、自然の氾濫平野における Strickler 係数 5 ... 7 に対応する模型の Strickler 係数は 3.3 ..... 4.5 となるであろう。

これらの数値を物理的模型によって人工的に得ることは全く不可能である。

b) 洪水期における平野部の氾濫水の Reynolds 数 (R) は層流の理論的上限值よりも高い。

$$R \geq \frac{0.5 \times 50}{10^{-2}} = 2,500$$

水理模型の Reynolds 数 (r) は次のようになるであろう。

$$r = R \times \frac{1}{10} \times \frac{1}{100} = 2.5$$

模型の水流は完全に層流となり、現実の水流とは全く性質を異にするであろう。

結論として、水理模型においては、氾濫地帯の測定および調整が不可能となるばかりでなく、水流の性質そのものも変わってしまうであろう。

これに対し、縮尺の規制を受けない数学的モデルは調整の際の自然的条件を最大限に利用し得るような氾濫平野の再現を可能ならしめるものである。

### 3. 2. 6 "数学的モデルは間接的検討を可能ならしめる。

実験の迅速性によって、観察の不足から来る想定や仮定の確認が可能となる。

換言すれば、数学的モデルは間接的検討に非常に便利な道具である。

Mekong 河の場合、左岸上流々域の一部 (Prek Chhlong 流域) の流況が知られていなかったので、モデルは当部の予定よりも上流部まで拡大された。

この流域に対応する Mekong 河の河区末端には 2 個の量水標が設けられていた (Kratié, および Kompong Cham)。この河区の Kompong Cham 下流部の Mekong 河のモデル調整によって、

— この流域の規模 — これが確認されなければ当該河区の調整は不可能である — が確認され、

— 最大洪水量とこれら洪水の発生時期の数値が与えられた。

次いで、Prek Chhlong 流域の気象観測所 (Snoul) および隣接河川 Se San 河と照合することによって上記の流量および発生時期の数値が確証された。

同じく、Tonle Sap 河のモデル調整によって Grand Lac の日損失水量 — 4,700 万  $m^3$  の蒸発散量 — の推定値を算出し、次いでその流域の平均流出係数  $r = 0.27$  を知ることができた。

この流出係数は Grand Lac に注ぐ河川流量から実測によって算出された数値 (0.21) に極めて近い数値である。

### 3.2.7 "数学的モデルは拡大することが可能である"。

検討の途中において、水理模型の上流側或は下流側の末端区域が狭過ぎることが判明したり、当該模型の限界を超える新しい問題が提起されたた

め、物理的模型ではその拡大を要請されることが屢々ある。

このような水理模型の拡大は屢々デリケートな問題を提起する。何故なら、場所に制約があったり或は新しい拡大部分の縮尺を当初の模型のそれと異なる縮尺にしなければならない場合があるからである。

これに対し、数学的モデルの拡大は、電子計算機の能力が十分に大きければ、原則として遙かに容易である。

われわれの数学的モデルにおいては次のような拡大が行なわれた。即ち、

—Mekong河のモデルの上流側の境界をKompong ChamからKratieまで拡大した(拡張区間約120Km),

—それまで下流側の境界区域は海岸より上流の氾濫地帯の境界線までと設定されていたが、モデルの主要河川(Mekong河, Bassac河, Vaico河)を海まで延長した(下流側に約70Km拡大)。

これが縮尺 $1/1,000$ の物理的模型の場合だと、模型は上流側に120m, 下流側に70m拡大しなければならないであろう。

しかしながら、数学的モデルの場合にも留意すべき点がある。即ち、

若し計画された拡大がモデルの地理的範囲の拡大によって追加的の与件を導入することにあるのであれば当該拡大は可能である。しかしながら、その拡大が電子計算機の能力を超える場合もあるので、その場合には計算を分割し、段階的に行なわざるを得なくなる。従って、この場合には計算機

による処理の迅速性は失われる。

若し拡大に伴い、モデルの構造の中に当初考えられていなかった公式或は法則が導入されるような場合には、水理モデル計画を再検討せざるを得なくなる。

従って、モデルの原理全体は先験的に規定されていなければならないので、数学的モデルはその意味で或る硬直性を持っている。

### 3.2.8 "数学的モデルは物理的模型と同じ観察上の与件を必要とする"。

数学的モデルの有効性は当該モデルが利用し得る自然的与件に依存する。

換言すれば、数学的モデルは、物理的模型と同様に下記の与件を必要とする。即ち、

- 一地形、水深、水文、気象
- 一Water line, Hydrogramme
- 一流量、流況曲線

若し一つの与件が疑わしければ、モデルの調整は不可能である。その場合には当該与件を変化させ最も是認できそうな数値を推定するため多数の計算をする必要がある。モデル操作の迅速性と簡便性はこの検討作業を帰納的により容易ならしめるけれども、これは自然的与件と代替することはできない一時的な姑息的手段に過ぎない。

### 3.2.9 "数学的モデルは最少の費用で永久的に保存し、また再現すること"

ができる。また数学的モデルは、それを処理し得る適当な電子計算機のある所なら何所へでも移動することができる。

物理的模型は試験所に作られ、その資料は恒久的に保管措置を必要とする。

### 3.2.10 “数学的モデルは出発点としての方程式に対応する結果しか与えない”。

若し或る現象が既知の公式によって表現することができない場合、当該現象は電子計算機で解くことは不可能であり、また計算結果は出発点としての方程式（または公式）に対応する有効範囲しか持つことはできない。

Mekong河の水理モデルの場合、モデルの目的はデルタ地帯における即ちデルタ地帯の約300個所の地点における氾濫水の水位および水位上昇速度を再現することであった。

これに対して、各地域区分における流速の分布状態、水流の不均一性および2次的水流等に起因する諸要素はこのモデルでは再現されない。このモデルで再現されるのは単に平均流速のみである。

歪みをつけた物理的模型は一つの水理形式のもとにこれら要素を再現するであろうが、再現されたこれら諸要素は現実と合致した要素ではない。

これに対して、この数学的モデルは、選定された特定地域に隣接する地域の水位および流量の境界条件を算出するものであり、これら境界条件に基いて、検討すべき部分を再現する大縮尺の物理的模型を作成することが

可能となる。

#### 4. Mekongデルタの数学的モデルの計算

##### 原理 (分析およびプログラミング)

#### 4.1 概 論 (Preissmann<sup>\*\*</sup>およびCunge<sup>\*\*\*</sup>氏)

Mekong河の氾濫水はデルタ平野を掩い、或る時点以後になると連続的な水面を形成するようになる。この連続的水面は、洪水期の初期と終期には減水し河川と人工水路の格子状の網目を現出する。

注

\* Mr. A. Preissmann。SOGREAH社の数学的手法研究部長

\*\* Mr. J. Cunge。SOGREAH社の数学的手法研究部の部長付技師補

従って；流出量の再現には、時間 $t$ とともに変化する面積 $Z = Z(x, y, t)$ のこの水面をあらゆる瞬間に再現すべきことが要請される。

再現の方法は、一つの階差関数 (fonction en escaliers) による曲線の近似を2通りのdimensionで一般化することである。

曲線 $y = f(x)$ を近似しようとする場合、これを階状に描かれる関数—その水平区間 ( $y = Cte$ ) は計算の巾を規定する長さ $\Delta x$ を有する—に置換える。この計算巾が小さくなればなるほど近似の精度は高くなるが計算量は大きくなる。

2通りのdimensionsで一般化する場合、



一曲線  $y = f(x)$  には与えられた瞬間における汜濫水の面積  $Z(x, y)$  が対応し、

一階差関数には区分地域の集合体に対応する。従って、面積  $Z(x, y, t)$  は、蜂の巣がその内壁を相互密着させているように、柱体の接合によって近似される。

階差関数の水平巾が曲線  $y = f(x)$  に対して  $y = Cte$  であったと同じく、地域区分の柱体上面は  $Z = Cte$  である。ここで、各区分地域について水位  $Z$  はコンスタントである。

また曲線における場合と同様に、区分地域（または網目）への分割が細くなればなるほど、近似の精度は高くなるが、同時に計算量もそれだけ大きくなる。

時間に対応するこの表面積の変化を辿るためには、2通りの dimensions に対して Saint-Venant の方程式と類似した方程式を一般式として利用することができるであろう。

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial S}{\partial t} = 0$$

$$\frac{\partial V}{\partial t} + V \frac{\partial V}{\partial x} + g \frac{\partial x}{\partial y} + K |V| V = 0$$

しかしながら、区分地域  $(\Delta x, \Delta y)$  への分割は決して任意に行なりことはできない。何故なら、デルタ地帯においては自然の障碍（堤防、アーチ等）が水位の差異の殆どない地域の境界線をつくっているからである。われわれは、一般的方程式をいきなり適用するよりは寧ろデルタ地帯の水文に固有の

図式を適用することとした。

次に、Mekongデルタの数学的モデルの数的分析の詳細に戻ることにする。

## 4.2 数的分析

### 4.2.1 数学的公式の作成

モデルの作成は現実の再現と数的計算に関する一連の問題を提起する。数学的モデルは相互に独立した3通りの変数、即ち2通りの空間的な変数( $x, y$ )と時間の変数 $t$ を含んでいる。

洪水伝播の方程式は、例えばStricklerの法則から導かれる低抗項を伴った潮伝播の方程式との類推によって尋くことができる。潮伝播の一般的方程式は、非線形双曲線型の部分導関数システムを形成する。

この問題は、対象地域の最初の条件および境界の諸条件等を伴った複雑な問題である。これら方程式の解は困難な問題を提起するものであり、われわれは、特に慣性概念を伴う、これら方程式がMekongデルタの場合十分に現実を再現するために必要であったかどうか疑問を抱いた。事実、本件の場合、洪水の流速が比較的緩やかなので、これらの慣性概念はその他の場合に比して弱い。また海潮の方程式の場合と同じ様にデルタ地帯が完全に冠水したり、また地域全体を通じて水深が同程度であると云うようなことは認められない。現実には、洪水最盛期においてすら、デルタ地帯は堤防で区切られた一連の区分地域から形成されており、また区分地域間のこれら境界が水没しても、当該水深は海潮の場合のように、その影響を無視し得るほど十分な水深を持ったことはない。

上記の区分地域そのものも灌漑用水路，小堤防等によって糸（すじ）をつけられている。従って，われわれは適切な数学的公式によってデルタ地帯の複雑な地理を再現しなければならなかった。この方法は，海潮との類推によって予め呈示されており且つ当該係数が対象地域の地理や凸凹を再現するよう変化される流水の一般方程式の解とは逆のものである。

慣性概念を抑制した場合でも，この一般的混合問題の解は非常に困難な問題を提起する。

逆にわれわれは，先ず最初に実際の地理から出発し，より容易な数学的解答に到達することができた。われわれはMekong河の氾濫平野，Mekong河自体および支流河川が幾つかの区分地域に分割し得ることを認めた。各区分地域は，物理的現実における水交換と同じく，それぞれの隣接地域と通じている。区分地域への分割は任意に行なわれたものではなく，できるだけ自然の境界 — 例えば道路，堤防，斜面間隙等 — に沿って行なわれた。自然の境界がないため非常に広い区分地域になる場合には，最早や自然的境界を辿って分割するのではなく，単に平野の傾斜を考慮して行なわれるだけである。

各区分地域に対して，われわれは，例えば当該地域の<中心>の水位と推定される水位を設定した。また，この水位は各地域とも水平であるものと見做した。

以下，基本となる方程式の作成手順について述べる。但し，

$\Delta t$ : 計算上認められた時間的間隔

$Z_i^n$ : 時間  $t = n \cdot \Delta t$  における区分地域  $i$  の水位（水面標高）

$Z_i^{n+1}$ : 上記区分地域の時間  $t = (n + 1) \Delta t$  における水位

$$\Delta Z_i : Z_i^{n+1} - Z_i^n$$

$Q_{i,k}^n$ : 時間  $t = n \Delta t$  のとき区分地域  $k$  から区分地域  $i$  に移動する流量。  
この流量は区分地域  $i$  に流入するときは正の数, 区分地域  $i$  から流出するときは負の数となる。

$S_i^n$ : 時間  $t = n \cdot \Delta t$  のときの地域  $i$  の水面面積

$V_i^n$ : 時間  $t = n \cdot \Delta t$  のとき地域  $i$  に貯溜されている水量

$P_i$ : 区分地域  $i$  に降る雨による流量。この流量は降雨量と蒸発量との代数的合計値であり, 従って蒸発量が降雨量より大きければ, 当該流量は負の数となる。

物理量  $Z_i(t)$  および  $P_i(t)$  は時間  $t$  の関数である。

われわれは計算に当って次の2つの基本的假定を樹てた。即ち,

連続的微分方程式:

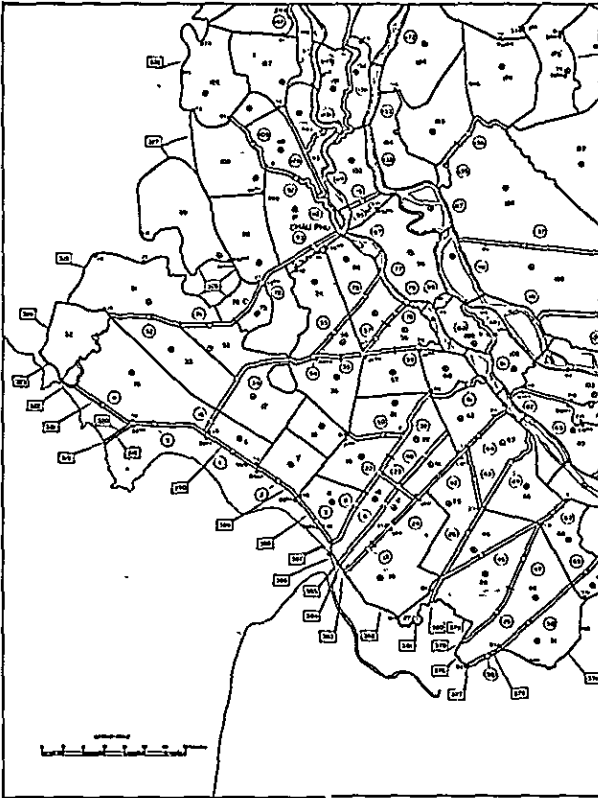
区分地域に貯溜された水量は当該地域の水位の包括的関数 (function univoque) である。即ち,

$$V_i = V_i(Z_i)$$

このことは各区分地域の水位が水平であると云うことを認めることである。

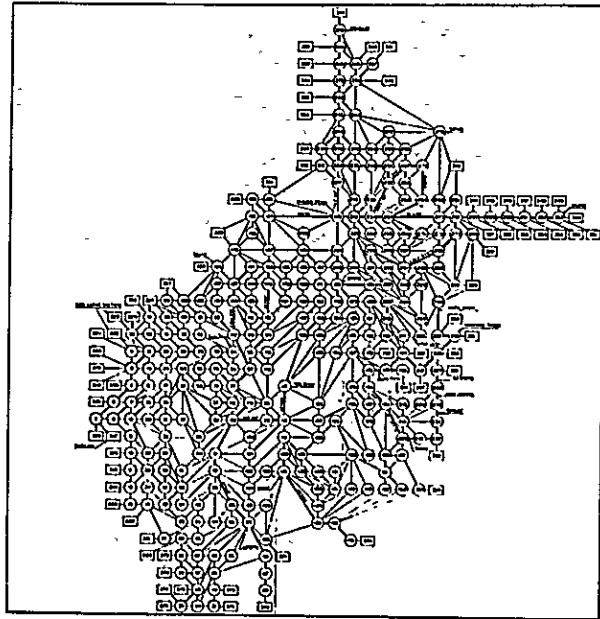
動態的微分方程式:

時間  $t = n \cdot \Delta t$  のとき区分地域  $i$  および  $k$  の間に移動する流量  $Q_{i,k}^n$  は当該時間における水位  $Z_i^n$  と  $Z_k^n$  との包括的関数である。この假定は次式



H/  
 Découpage  
 géographique du Delta.  
 Schéma topologique  
 correspondant.  
 Geographical  
 break-down of the Delta.  
 Corresponding topological  
 scheme.

1/  
Découpage  
géographique du Delta.  
Schéma topologique  
correspondant.  
Geographical  
break-down of the Delta.  
Corresponding topological  
scheme.



で表わされ、

$$Q_{i,k}^n = f(Z_i^n, Z_k^n)$$

また自動的に、これら2つの地域間の流量に作用するであろう全ての慣性力を無視するものである。この仮定の妥当性については後で述べる。

これら2つの仮定に基いて、区分地域  $i$  の連続的微分方程式を次のように表わすことができる。

$$S_i(Z_i) \frac{dZ_i}{dt} = P_i(t) + \sum Q_{i,k}(Z_i, Z_k) \quad (1)$$

ここで、

—  $Z_i$  および  $Z_k$  は時間の関数、

$$— S_i \frac{dZ_i}{dt} = \frac{dV_i}{dt},$$

— 集計の指数  $k$  は区分地域  $i$  に隣接する地域  $k$  に関するものである。

数値  $Z_i, Z_k, P_i$  は時間  $t$  のとき既知である。上記により、区分地域  $i$  の個数だけ、従って未知数  $\Delta Z_i$  の個数だけ(1)の方程式を樹て得ることが直ちに認められる。

このようにして、 $Z_i, Z_k$  の1次微分方程式が得られる。これら方程式の解が存在し且つその解が唯一であることを確かめるためには、最初の条件(この場合  $Q_{i,k}^0$  は決定されるので差当り  $Z_i^0$  となる)を包括的に課せば充分である。

前記(1)式は時間  $\Delta t$  の範囲内で次のように積分できる。

$$\int_{Z_i}^{Z_i + \Delta Z_i} S_i dZ_i =$$

$$\int_{n \Delta t}^{(n+1) \Delta t} P_i dt + \sum_k \int_{n \Delta t}^{(n+1) \Delta t} Q_{i,k}(Z_i, Z_k) dt$$

ここから、 $S_i$  が2つの水位  $Z_i$  と  $Z_i + \Delta Z_i$  との間で変化がないものと認めることによって、次の式が得られる。

$$S_i(Z_i) \cdot \Delta Z_i = P_i(\tau) \Delta t + \Delta t \sum_n Q_{i,k}[Z_i(\tau), Z_k(\tau)] \quad (2)$$

$$\text{ここで、} n \Delta t \leq \tau \leq (n+1) \Delta t$$

上記関係式(2)は数的解を求めるためにより適当な形に表わすことができる。しかし、その場合、各区分地域間における様々の形式の流量交換法則を検討する必要が生ずる。即ち、

$$Q_{i,k} = f(Z_i, Z_k) \quad (3)$$

#### 4.2.2 区分地域間の流量交換法則

数的計算の問題および計画法そのものの記述に移る前に、区分地域間の流量交換（移動）法則、即ち、

$$Q_{i,x} = f(Z_i, Z_k)$$

について述べることにする。

上記の法則は基本的に次の2つの形式に分れている。即ち、



—(流水)型。これは水流が局地的な障碍物(特殊の水頭損失)には逢着せず平均的凸凹の影響(通常の水頭損失)だけを受ける場合に適用される。

—(溢流)型。これは堤防或は道路(およびそれらのオルフィス)が区分地域間の境界を形成している場合に適用される。

### a) 流水型

この場合、われわれは Strickler の公式を適用する。即ち、

$$Q_{i, k} = K_{STR} \times A \times R_h^{2/3} \times J^{1/2} \quad (4)$$

但し、 $K_{STR}$  = Strickler 係数

$A$  = 区分地域  $i$  および  $k$  の間の水流通過断面積

$R_h$  = 上記断面積の水理半径 ( rayon hydraulique )

$J$  = 流心線 ( ligne d'eau ) の勾配

上記(4)において、 $K_{STR}$ 、 $A$  および  $R_h$  は区分地域  $i$  および  $k$  の間の水流通過断面における水位  $\bar{Z}_{i, k}$  の関数であり、次のように表わすことができる。

$$K_{STR} \cdot A \cdot R_h^{2/3} = \varphi_1(\bar{Z}_{i, k})$$

ここで、 $\bar{Z}_{i, k} = \alpha Z_i + (1-\alpha) Z_k$  は当該区分地域  $i$  および  $k$  の両水位間の均衡水位である。

この公式において、均衡係数  $\alpha$  ( Coefficient de Pondération ) は与えられた 1 組の区分地域についてコンスタントである。一般に、この係数は両地域のそれぞれの中心をこれら地域の共通の境界

線から分けている距離の比の逆数に等しい。

一方、勾配については次式で与えられる。

$$J = \frac{Z_k - Z_i}{\Delta x}$$

ここで、 $\Delta x$ は兩地域  $i$  および  $k$  のそれぞれの中心と中心との間の不変距離を表わす。

かくして、

$$\frac{K_{STR} \cdot A \cdot R_h^{2/3}}{\sqrt{\Delta x}} = \frac{\varphi_i}{\sqrt{\Delta x}} = \varphi(\bar{Z}_{i,k}) \quad (5)$$

と置くことによって、次の交換法則が得られる。

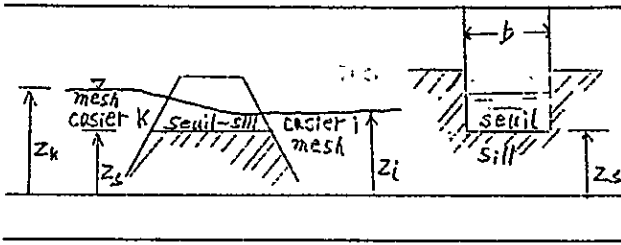
$$Q_{i,k} = \text{sign} \cdot (Z_k - Z_i) \times \varphi \times \sqrt{|Z_k - Z_i|} \quad (6)$$

なお、調整計算を行なうに先立って、関数  $\varphi(Z_{i,k})$  が近似によって確定されなければならない。

種々の凸凹を伴う複数断面の場合、われわれは多数の関数、つまり複雑断面の各部分について1個づつの関数を設定し、次いで所与の断面に対応する唯一の関係  $\varphi$  を得るためにこれらを集計した。

## b) 溢流型

この場合、われわれは広頂堰の溢流口による流量の古典的な公式を利用する。



従つて、 $z_k > z_i$  (地域  $i$  が下流側) とすれば、次の2つの公式が得られる。即ち、

$$\text{水没しないとき、} Q_{i, k} = \varphi_D (z_k - z_s)^{3/2} \quad (7a)$$

$$\text{水没するとき、} Q_{i, k} = \varphi_N (z_i - z_s) \sqrt{z_k - z_i} \quad (7b)$$

ここで  $\varphi_D$  および  $\varphi_N$  は溢流口を特性づける係数であつて、一般に次式で表わされる。

$$\varphi_D = \mu_1 \cdot b \cdot \sqrt{2g} \quad \varphi_N = \mu_2 \cdot b \cdot \sqrt{2g}$$

但し、 $b$  は溢流口の有効巾； $\mu$  は流量係数である。

これら2つの場合を区別するため、われわれは次の基準を適用した。

—若し  $z_i - z_s < \frac{2}{3} \cdot (z_k - z_s)$  ならば溢流口は水没しない。

—若し  $z_i - z_s \geq \frac{2}{3} \cdot (z_k - z_s)$  ならば溢流口は水没する。

上記の2式(7a)および(7b)が次の限界的な場合、即ち、

$$z_i - z_s = \frac{2}{3}(z_k - z_s)$$

のとき等しい流量を与えるためには、

$$\varphi_D = 0.386 \varphi_N$$

とならなければならない。

若し流水の通路が多数の溢流口から構成される場合には、各溢流口における流量計算は各部分毎に相互独立に行なわれる。これら各部分毎に相互独立に行なわれる。これら各部のそれぞれの流量は、その後、通路の総流量を算出するため合計される。

流水型および特殊タイプにおけるこれら流量表示は流水の動態的方程式に対応するものである。

(d)

#### 4.2.3 慣性力

交換法則(6)および(7)は現実にはより複雑である。既に述べたように、これら法則は、慣性力従って流量に対する時間の関数としての水流の流速変動の影響が無視できるような流況に対してのみ有効である。

事実、流水型の法則は、Saint-Venant の動態的微分方程式に対応しなければならない。即ち、次の微分方程式が満足されなければならない。

$$\frac{\partial(Q/A)}{\partial t} + \frac{Q}{A} \frac{\partial(Q/A)}{\partial x} + g \frac{\partial y}{\partial x} + g \frac{k}{A^2} Q |Q| = 0$$

前記公式(6)において、われわれは最初の2つの項を無視した。即ち、

$$\frac{\partial(Q/A)}{\partial t} \text{ および } \frac{Q}{A} \frac{\partial(Q/A)}{\partial x}$$

または、

$$\left[ \frac{1}{g} \frac{\partial V}{\partial t} \text{ および } \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{V^2}{2g} \right) \right]$$

同じく、溢流型の交換法則では次のように表わさなければならないであらう。

—水没しない場合  $Q_{i.k} = \varphi_D (Z_k + \frac{p^2}{2g} - Z_s)$

—水没する場合  $Q_{i.k} = \varphi_N (Z_i - Z_s) \sqrt{Z_k + \frac{V^2}{2g} - Z_i}$

ここで  $v$  は区分地域  $K$  における流水速度である。

われわれは、これらの交換法則において  $\frac{V^2}{2g}$  の項を無視した。何故ならこれらをその儘維持する場合には、2つの空間的 Dimensions における非線型双曲線微分方程式に導かれ、たとえその数的解を見出し得たとしても、計画法 (Programming) の問題は、現状では結果の改善をもたらすことなく、極度に複雑になるものと予想されるからである。

このことは、微分方程式のその他の項と慣性条項を比較することによって明瞭に示すことができる。

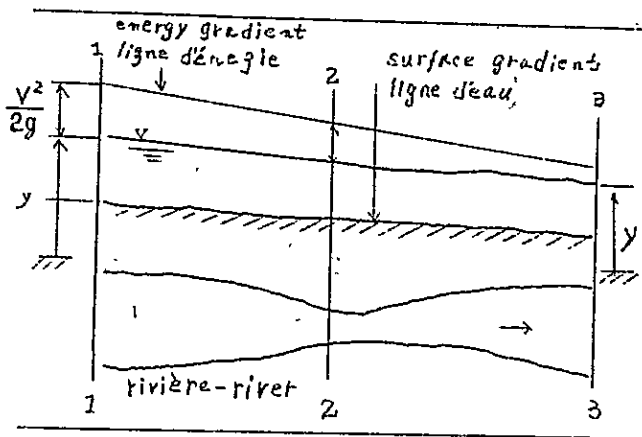
われわれは、河川の平均勾配と比較すべき慣性力の規模  $(1/g) (\partial V / \partial t)$  を想定した。次の表はデルタ地帯における幾つかの河川断面に対する2つの項、即ち  $\partial y / \partial x$  および  $(1/g) (\partial V / \partial t)$  の数値を示すものである。平野部では慣性力がかつと弱くなることは明らかである。

河川	Section	$\frac{\partial y}{\partial x}$	$\frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t}$
Mekong 河	1	$6.42 \cdot 10^{-5}$	$1.47 \cdot 10^{-9}$
	2	$7.16 \cdot 10^{-5}$	$1.19 \cdot 10^{-8}$
	3	$3.47 \cdot 10^{-5}$	$6.62 \cdot 10^{-8}$
Bassac 河	1	$2.31 \cdot 10^{-5}$	$2.16 \cdot 10^{-8}$
	2	$4.15 \cdot 10^{-5}$	$2.21 \cdot 10^{-8}$
Vaïco 河または Tonle Sap 河	1	$1.61 \cdot 10^{-5}$	$5.47 \cdot 10^{-8}$
	1	$2.29 \cdot 10^{-5}$	$4.61 \cdot 10^{-8}$

$\partial y / \partial x$ の主要項に対して  $(1/g) (\partial v / \partial t)$  項が弱いことが認められる。これらの規模を計算するため、われわれは流量のグラジエント (Gradients) が大きかった時期を選定した。

$(1/g) (\partial / \partial x) (v^2 / 2)$  項については、この項は特に局地的な意味を持つものであるので、洪水伝播の計算に対してはこの項は無視することができる。例えば、狹押部(2)を有する河川の一部をとり、当該河区(1)–(3)のエネルギー線 (ligne d' energie) と流水線 (ligne d' eau) を描いてみよう。

$v^2 / 2g$  項を除外することによる部分(2)における誤差は数0 m程度のものであり、また、若し永久的流況のもとにある流水線を詳細に計算しようとするならば、その誤差は大きなものとなる。しかしながら、起伏が数mに達する地域および貯溜水量が大きい地域の洪水伝播に対しては、 $v^2 / 2g$  項を除外することによって当該水量に生ずる誤差は無視できる程度のものとなる。



#### 4.2.4 数量的問題

ここで再び前記関係式(2)に戻る。

この関係式の最終項は色々の表現方法がある。

- 例えば流量  $Q_{i \cdot k}$  が時間  $\Delta t$  の間に変化しないものとする。即ち、

$$n\Delta t \leq \tau \leq (n+1)\Delta t$$

$$Q_{i \cdot k}[Z_i(\tau), Z_k(\tau)] \approx Q_{i \cdot k}[Z_i(n\Delta t), Z_k(n\Delta t)] = Q_{i \cdot k}^n$$

この場合、次の関係式が得られる。

$$\Delta Z_i \cdot S_i = P_i \Delta t + \Delta t \sum_k Q_{i \cdot k}^n$$

この式から、時間  $t = n \cdot \Delta t$  における隣接区分地域の水位を知ることによって  $\Delta Z_i$  (従って  $Z_i^{n+1}$ ) を見出すことは明らかに可能である。

- 或は流量  $Q_{i \cdot k}[Z_i(\tau), Z_k(\tau)]$  が時間  $t = n\Delta t$  のときの流量即ち、

$$Q_{i \cdot k}[Z_i(n\Delta t), Z_k(n\Delta t)] = Q_{i \cdot k}^n$$

と、時間  $t = (n+1)\Delta t$  のときの流量即ち、

$$Q_{i,k}^{n+1}$$

との中間値を持つものと考えることができる。

この場合、微分方程式(2)から水位  $Z_i^{n+1}$  を明確に決定することは最早や不可能である。何故なら、その左辺は時間  $(n+1)\Delta t$  のときの数値を含んでいるからである。

われわれは、流量  $Q_{i,k}[Z_i(\tau), Z_k(\tau)]$  が下記の式、即ち、

$$Q_{i,k}[Z_i(\tau), Z_k(\tau)] = \theta Q_{i,k}^{n+1} + (1-\theta) Q_{i,k}^n \quad (9)$$

で表わされるものと認めることによって、この最後の方法を選定した。ここで、 $0 \leq \theta \leq 1$  であって、さきに示された中間値は加重平均によって求められる。

この関係式を微分方程式(2)に代入すると次の式が得られる。

$$\Delta Z_i S_i = P_i \Delta t + \Delta t \left\{ \theta \sum_k Q_{i,k}^{n+1} + (1-\theta) \sum_k Q_{i,k}^n \right\}$$

しかしながら、既に述べたように交換法則は線型とはならない。われわれは、計算を実際的に可能にするために、時間  $\Delta t$  の間における流量の変化は弱いものと考えた。従って、(Taylor 級数の高次の項を無視することによって)、次のように表わすことができる。

$$Q_{i,k}^{n+1} = Q_{i,k}^n + \frac{\partial Q_{i,k}^n}{\partial Z_i} \Delta Z_i + \frac{\partial Q_{i,k}^n}{\partial Z_k} \Delta Z_k \quad (11)$$

また、微分方程式(10)は次の形をとることができる。

$$S_i \frac{\Delta Z_i}{\Delta t} = P_i + \sum_k Q_{i,k}^n + \theta \left\{ \sum_k \frac{\partial Q_{i,k}^n}{\partial Z_i} \Delta Z_i + \sum_k \frac{\partial Q_{i,k}^n}{\partial Z_k} \Delta Z_k \right\} \quad (12)$$



われわれは、モデルの全区分地域を考慮しつつ、 $\Delta Z_i$  において線型の上記(12)型式の一連の代数方程式を置き、これによつて $\Delta t$ の各時間巾 — この時間巾が充分小さいものであると云ふ条件において — における解が有効な数量的結果を与えてくれるものと期待することができる。

行なつた計算結果を自然の物理量(調整数値)と比較することによつて、われわれの仮定が検証された。

計画そのものの記述に移る前に、数量分析およびその安定性の見地から提起される問題の性格について説明することとする。

洪水伝播の問題は熱の伝導問題に似ている。事実、その Dimension が零に向う区分地域の四角の網に対して次の微分方程式が見出される。

$$S(x, y, z) \frac{\partial Z}{\partial t} = A(x, y, z) \frac{\partial^2 Z}{\partial x^2} + B(x, y, z) \frac{\partial^2 Z}{\partial y^2} + P(t) \dots \dots \dots (13)$$

この微分方程式は熱伝導の方程式に対応するものである。但し、 $S$  = 比熱、 $A$  および  $B = x$  および  $y$  の方向に向う伝導係数、 $P(t)$  = 熱源、 $Z$  = 温度。

かくして、前記微分方程式(12)は、非線型2次の、且つ熱の問題で既に出逢つた2つの空間的 dimension における放物線型の部分微分方程式の近似式を構成する。

更に、前記(12)で利用される図式は加重平均(Ponderation)係数 $\theta$ の導入によつて暗黙的な型式のものとなる。この観察はわれわれの

方程式の数的解にとって最も重要な点である。放物線型の部分導関数の方程式の解の図式を数量的に分析することにより、時間巾の選定について種々の困難が存在することが判る。

結果の精度の見地から、線型化が特に水位変動の急速な場合にも有効となるためには、時間 $\Delta t$ は充分小さく選定されなければならない。

他方、実際上の理由のためには、計算時間が許容限度内で済むためには $\Delta t$ の巾は可成り大きくとらなければならない。われわれが取扱う Mekong 河の洪水期間は 4 ヶ月であり減水期間は 8 ヶ月である。従って、われわれは変数 $\Delta t$ を 6 時間（洪水位の上昇に対して）と 72 時間（減水に対して）の間に設定し得ることを期待した。

若し(12)式において $\theta = 0$ と置いたならば、簡明な図式が見出され、時間 $t = (n+1)\Delta t$ における区分地域 $i$ の水位 $Z_i^{n+1}$ は時間 $t = n\Delta t$ のときの隣接地域の既知の水位に基いて決定することができたであろう。ただこの場合、既に述べたように $\Delta t$ は数的安定性の条件によって限定されるであろう。計算の時間巾のこの制約は $\Delta x$ と $\Delta y$ が自乗で介入する関係式によって与えられる。区分地域の規模が判った後、われわれは、簡明方法を適用することによって $\Delta t$ は約 30 分以下となることを確認した。われわれは、若し $\Delta t = 30$ 分とした場合、簡明方法の利用によって表わされる計算構造の利点は、所要計算量に起因する電子計算機の時間ロスを相殺するのに充分ではないものと推定した。

従って、われわれは、当該物理現象の変動速度から見て許容し得る最大限の時間巾を選定することができるような簡明方法を利用することに決定した。この結果、われわれは、上記により得られる図式は無条件に安定で

あろうと云うことが確かであるので、加重平均係数  $\theta = 1$  と設定した。

1.  $\theta = 1$  を (12) 式に導入すると下記の線型方程式が得られる。

$$S_i \frac{\Delta Z_i}{\Delta t} = P_i^n + \sum_k^n Q_{i,k}^n + \sum_k \frac{\partial Q_{i,k}^n}{\partial Z_i} \Delta Z_i + \sum_k \frac{\partial Q_{i,k}^n}{\partial Z_k} \Delta Z_k \quad (14)$$

ここで、 $n$  によって示される大きさは  $Z^n$  の関数として即ち時間  $t = n \Delta t$  において既知である。また、水位  $\Delta Z_i$ ,  $\Delta Z_k$  の増加量は未知であり微分方程式 (暗黙的図式 *Schema implicite*) の両辺に表われる。

数値  $\Delta Z_i$  を見出すためには、各時間巾において、未知数の個数 (および区分地域の個数) と同数の方程式を含む線型方程式を解かなければならない。

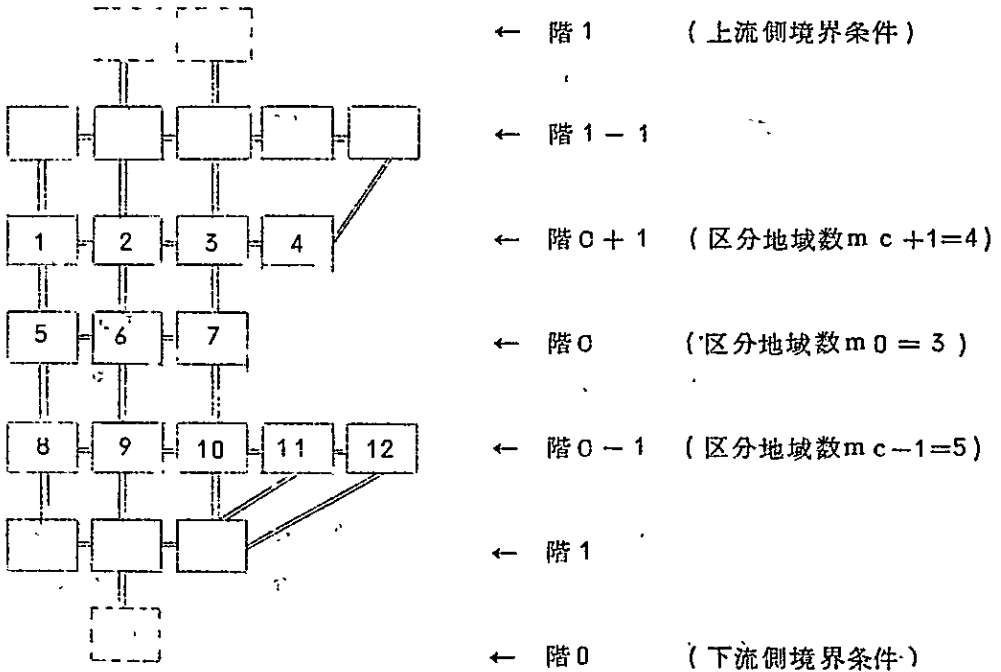
しかしながら、線型方程式の解を求めるため通常のプログラムを利用しようとする場合には、歴大な計算時間を必要とし、このため、 $\Delta t$  選定の際の自由裁量から引出し得る全ての利点を暗黙的方法から失なわせることとなるであろう。

われわれは 300 ~ 400 の方程式および同数の未知数を前にしていることを忘れてはならない。しかし、方程式 (15) に介入する変数  $\Delta Z_i$ ,  $\Delta Z_k$  は当該区分地域自体と隣接区分地域だけに關係するものである。従って、変数  $\Delta Z_i$  の係数のマトリックスは非常に穴だらけのもの、即ち多数の零を含んだものとなる。この事実を利用し、われわれは、完全な行列式を解く必要なしに、 $\Delta Z_i$  の数値を決定し得るような方式のプログラムを作成した。

#### 4.3 プログラミング (Programming)

### 4.3.1 一般原理

モデルを形成する各区分地域は、或る階 $c$ の地域が、前の階 $c-1$ および次の階 $c+1$ において同じ階 $c$ を持つ地域としか流水交換が行なわれな  
 ないように具合に、番号を付した幾つかの区分地域に従って配分されたく  
 (穴だらけのマトリックスの条件 *Conditions de matrice crevse*)。



上図における中央の階 $c$ について(14)型の方程式を書いてみよう。この場合、一般的に次の式が得られる。

$$\Delta z_i \left( -\frac{s_i}{\Delta t} + \sum_k \frac{\partial Q_{i,k}^n}{\partial z_i} \right) + \sum_k \frac{\partial Q_{i,k}^n}{\partial z_k} \Delta z_k + L_i = 0$$

ここで自由頂(積分定数)  $L_i = P_i + \sum_k Q_{i,k}^n$  は既知である。

われわれは、各階に応じ、 $\Delta Z_i$  および  $\Delta Z_k$  を含む各項を集合することができる。われわれの計算例で、階  $C$  に対応するシステム（区分地域 5.6.7.）は次のように画くことができる。但し、関式において、

$$Q_{i,k}^n = -Q_{k,i}^n, \frac{\partial Q_{i,k}^n}{\partial Z_k} = -\frac{\partial Q_{k,i}^n}{\partial Z_k}$$

である。

行列形式のもとに、次頁の表を単一形式に書くと次の通りとなる。

$$\begin{aligned} \text{階 } C : [M_c] \cdot \{\Delta Z_c\} + [M_s] \cdot \{\Delta Z_s\} \\ + [M_p] \cdot \{\Delta Z_p\} + [L_c] = 0 \end{aligned} \quad (15)$$

ここで、

$[M_c]$  = 中央階の自乗の行列  $M_c \times M_c$  (前記の例では  $3 \times 3$ )

$[M_s]$  = 次の階の矩形の行列  $M_{c+1} \times m_c$  (前記の例では  $4 \times 3$ )

$[M_p]$  = 前の階の矩形の行列  $M_{c-1} \times M_c$  (前記の例では  $5 \times 3$ )

$\left. \begin{array}{l} \{\Delta Z_c\} \\ \{\Delta Z_s\} \\ \{\Delta Z_p\} \end{array} \right\} = \text{上記それぞれに対応する数値}$

$[L]$  = 自由項 (terme libre) のベクトル

従って、われわれは、階 1 も含め各階について (15) 型式の行列式を書くことができる。なお、階 1 については特に次の通りとなる。

$$[M_1] \{\Delta Z_1\} + [M_2] \{\Delta Z_2\} + [M_0] \{\Delta Z_0\} + [L_1] = 0 \quad (16)$$

他方、ベクトル  $\{\Delta Z_0\}$  の構成要素は、下流側 0 の境界条件によって次の型、即ち

階	一般階行列式 (シンメトリック・マトリックス)		次階行列式			前階行列式			自由項				
	$\Delta Z_5$	$\Delta Z_6$	$\Delta Z_1$	$\Delta Z_2$	$\Delta Z_3$	$\Delta Z_4$	$\Delta Z_7$	$\Delta Z_8$		$\Delta Z_9$	$\Delta Z_{10}$	$\Delta Z_{11}$	$\Delta Z_{12}$
5	$\frac{s_5}{\Delta t} + \frac{\partial Q_5^n}{\partial Z_5}$	$\frac{\partial Q_5^n}{\partial Z_5} + \frac{\partial Q_5^n}{\partial Z_6}$	$\frac{\partial Q_5^n}{\partial Z_1}$	0	0	0	0	$\frac{\partial Q_5^n}{\partial Z_8}$	0	0	0	0	$P_5 + Q_5^n$
6	$\frac{\partial Q_6^n}{\partial Z_5}$	$\frac{s_6}{\Delta t} + \frac{\partial Q_6^n}{\partial Z_6}$	0	$\frac{\partial Q_6^n}{\partial Z_2}$	0	0	$\frac{\partial Q_6^n}{\partial Z_7}$	0	$\frac{\partial Q_6^n}{\partial Z_9}$	0	0	0	$P_6 + Q_6^n$
7	0	$\frac{\partial Q_7^n}{\partial Z_6}$	0	0	$\frac{\partial Q_7^n}{\partial Z_3}$	$\frac{\partial Q_7^n}{\partial Z_4}$	$\frac{s_7}{\Delta t} + \frac{\partial Q_7^n}{\partial Z_7}$	0	0	$\frac{\partial Q_7^n}{\partial Z_{10}}$	0	0	$P_7 + Q_7^n$

ただし  $Q_i^n, k=Q_i^n, i, \frac{\partial Q_i^n}{\partial Z_k} = -\frac{\partial Q_k^n}{\partial Z_i}$

$$\{\Delta Z_0\} = [E_0] \{\Delta Z_1\} + \{F_0\} \quad (17a)$$

の関係式に基づいて、ベクトル  $\{\Delta Z_1\}$  の構成要素の関数として表わすことができる。

事実、境界条件がどのようなであろうとも（物理的に許容し得るものであるならば）、これら条件を線型化することによって、行列  $[E_0]$  およびベクトル  $\{F_0\}$  の諸要素を常に見出すことができる。この点については4.3.2項で更めて説明する。

次いで、(17a)の式を(16)に代入することによって、次の式が得られる。

$$[M_1] \{\Delta Z_1\} + [M_2] \{\Delta Z_2\} + [M_0] [E_0] \{\Delta Z_1\}$$

$$+ [M_0] \{F_0\} + \{L_1\} = 0$$

ここから、

$$\{\Delta Z_1\} = -\{[M_1] + [M_0] \cdot [E_0]\}^{-1} [M_2] \{\Delta Z_2\}$$

$$-\{[M_1] + [M_0] [E_0]\}^{-1} \{[M_0] \{F_0\} + \{L_1\}\}$$

即ち、

$$\{\Delta Z_1\} = [E_1] \{\Delta Z_2\} + \{F_1\} \quad (17b)$$

換言すれば、回帰構造(17a, 17b)が働き出し、一前の階と中央階の増加量の間この関係式が成立しさえすれば一中央階  $\Delta Z_i$  を次の階の  $\Delta Z_k$  によって常に線形に表わすことができる。

この代入方法は、階を遡りつつ順次繰返され、かくして各階  $i$  について

行列  $[E_j]$  とベクトル  $\{F_j\}$  の計算が行なわれる。同じく、モデルの上流側において、われわれは  $[E_{j-1}]$  と  $\{F_{j-1}\}$  を計算することができる。上流側 1 の境界条件はベクトル  $\{\Delta Z_1\}$  を与える。ここで、計算の新たな段階として、われわれは、計算の最初の段階でストックして置いた  $[E_j]$   $\{F_j\}$  および計算したばかりの  $\{\Delta Z_{j+1}\}$  の数値に基いて、逆にプロセスによってすべての階  $i$  に対する  $\{\Delta Z_j\}$  の数値を決定する。  $t = (n+1)\Delta t$  におけるモデルの状態を見出すためには、時間  $t = n\Delta t$  における既知の水位  $Z_1^n$  に対して  $\Delta Z_1$  の算出数値を加えれば充分である。この計算方法は、實際上、極めて穴だらけなマトリックス・バンドの反対の方法であり、所謂英語で云う "double sweep method", ロシア語で云う "Progonki" 方法の拡大利用を示すものである。

この方法は、単一の空間的 dimension における部分導関数の放物線方程式の解を求める際に通常利用されている。この方法は表面的に複雑に見えるが、その所要計算時間は、古典的な消去法によって要する計算時間に比較すると遙かに短時間で済む。

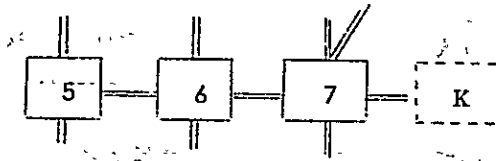
#### 4.3.2. 境界条件 (階の側面)

$Z$  の方程式は放物線状をなすので、地域の地理的境界線には水位  $Z(t)$  を与えることが必要且つ充分である。このことは必ずしも常に可能または望ましいことではない。何故なら、実際上次の 3 通りの条件が伴うからである。

1. 時間の関数として与えられる水位  $Z(t)$
2. 時間の関数として与えられる流量  $Q(t)$
3. 水位と流量との間の関係:  $Q = F(Z)$



- 第1の場合には、われわれは、時間  $t = (n+1) \cdot \Delta t$  において水位  $Z_k$  が既知であるような仮定的な区分域を導入する。例えば、階0の区分地域№7が境界地域Kに結びついているものとして考えてみよう。



モデルを階に区分した結果、既知の  $\Delta Z_k$  を持つ区分地域Kが、区分地域7が分類されている階に対して、前の階0-1の中にあることを確かめたでしょう。

$$[\Delta Z_k] = [E_k] \cdot [\Delta Z_c] + \{F_k\}$$

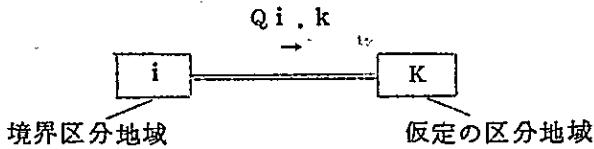
$$\Delta Z_k = F_k \quad E_{k,5} = E_{k,6} = E_{k,7} = 0$$

従って  $[\Delta Z_k]$  は、 $\Delta Z_c$  の如何に拘らず、境界に与えられた数値と等しくなる。これにより、この区分地域に対応する行列  $[E]$  の諸要素とベクトル  $\{F\}$  の構成要素は自動的に決定される。このようにして、半自動的に、境界条件が考慮される。

- 第2の場合には、区分地域の連続的方程式の中の自由項Lに、流量の増加  $\Delta Q = Q^{n+1} - Q^n$  を極く簡単に加えることとなる。

- 第3の場合には、次の関係式となる。

$$Q_{i,k} = f(Z_i)$$



連続方程式において、われわれは次のように設定する。

$$Q_{i,k}^n = f(z_i^n):$$

$$\frac{\partial Q_{i,k}^n}{\partial z_i} = f'(z_i^n):$$

$$\frac{\partial Q_{i,k}}{\partial z_k} = 0 \quad (\text{何故なら、} Q_{i,k} \text{は } z_k \text{に依存しない})$$

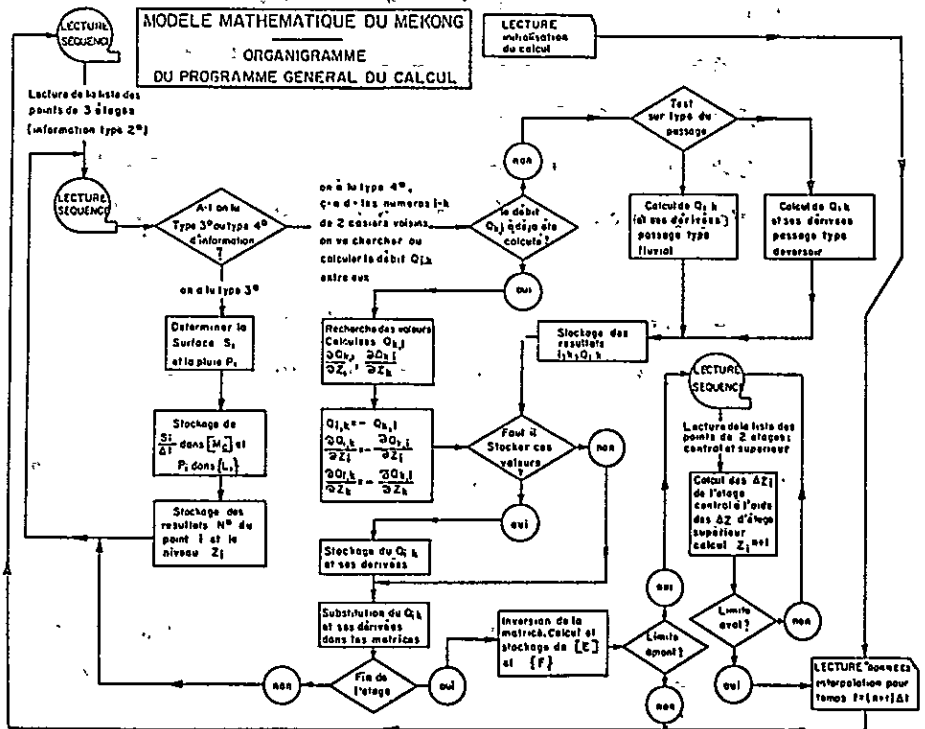
#### 4.3.3 プログラムの作成

下記のプログラム結線図は計算手順を判り易く示したものである。この結線図とは別に、計算機に入れるべき情報には5種類の型がある。即ち、

- a) 第1の情報タイプは、時間の関数としての境界線における水位および流量の変動値、時間の関数としての降雨量の高さ（蒸発量も考慮）の変動値によって構成される。

これらの情報は磁気テープに記入され（或は分類カードに穿孔され）計算の各回路で機械によって読取られる。このカードは記録カードと呼ばれる。

記録カードが読取られると、これに基づいて時間  $t = (n+1)\Delta t$



(若し必要なら)におけるこれらの境界条件を決定するため内挿が行なわれる。

b) 次いで, "計算の第1段階"の実施に移る。そして, 下流側から上流側に向って, 係数  $[E]$  および  $\{F\}$  を決定する。

磁気テープに記憶された所謂 *sequence* カードはこの段階における真の *Ganavas* 用に供される。モデルの各階について, *sequence* カードは次の3タイプの情報を含んでいる。即ち,

—中央階  $C$ , 後の階  $C+1$ , 前の階  $C-1$  の計算点のリスト。換言すれば, 階  $C$  の結合状態の <地勢的> 決定である。

—階  $C$  の各点について, 時間  $t = n\Delta t$  のときの水位の関数としての水面積  $S_i$  の決定。

この決定は, 数表や或は多項式の形で与えられ, この表によって  $m^2$  で表示される  $S_i$  の面積の値が求められる。また, 検討される階に各区分地域に対して, 電子計算機の記憶装置の中に, 降雨から生ずる流量  $P_i$  が存在する場所も与えられる。

—同じ階にある2つの区分域の間, 或は考慮された階(中央階)と次の階との間の各結合についての水流通過の条件, 即ち, その型式(流水型または溢流形), 性格(通常の結合または隣接結合), 必要な各種係数。これらの諸条件は流量  $Q_{i,k}^1$  およびそれらの導関係(流水型の通過に対する *debitances*  $\varphi$ , 或は溢流型の通過に対する係数  $\varphi_N, \varphi_D$ ) を計算するために必要なものである。

各階についてのこれら3タイプの情報は、S'équenceカードによって、≪第1段階≫の計算即ち行列[E]および{F}の計算を行なうことを可能ならしめるものである。

c) 計算の≪第2段階≫は、上段の階0+1の区分地域の既知の値 $\Delta Z$ および≪第1段階≫で算出された係数[E]および{F}を用いることによって、各階の区分地域における水位の値を見出すごとにある。

この計算を行なうため、われわれは第5番目のタイプ情報をS'équencesカードに記憶させた。この情報は、モデルの全ての階について、中央階0および上段の階0+1の地点リストによって構成される。

#### 4.3.4 付属プログラム

資料の転記、カードの穿孔および監理(Contrôle)等の重要任務の遂行を容易ならしめるため、われわれは一連の付属プログラムを作成した。これらプログラムの存在により、予想される多数の誤謬源が排除され、モデルの調整は比較的容易となった。

① S'équencesカードのコントロール・プログラム。S'équencesカードは読み取りやすい一種の符号化された言語を用いて記入され、穿孔される。このカードは約50,000個の語を含み、各修正が行なわれた後、自動的検証に付されなければならない。従って、下記の検証を行なうためのコントロール・プログラムが作成された。

—当該階に必要な全ての決定事項が存在していること。

—アナウンスされた表が完全であること。

—カードの干渉がないこと。

② S'equences カードを変換加工し、機械が要求する型式で磁気テープを作成するためのプログラム。

③ 磁気テープを修正する場合のプログラム。調整期間中、S'equences カードを極めて頻りに（週2～3回）修正する必要に迫られた。作業を容易にし、且つ誤謬を避けるため、われわれは、古い数値に対応するカードをその都度手で修正するよりは、寧ろこの修正プログラムを作成することとした。

④ 流水型の流量通過に対する関数  $\varphi(Z_{i,k})$  の計算プログラム。

⑤ 記録カードの作成および修正プログラム。このプログラムは S'equences カードに関するプログラム 2 および 3 と類似のものである。

#### 4.4. プログラムの操作および機能

プログラムは SOGREAH 社の電子計算研究所において、1962年に完成された。

この主要プログラムと付属プログラムは、先ず最初に、5,000語の記憶能力を持ち6本の磁気テープを備えた Ordinateur IBM7070用として書かれた。プログラムは、autocodeur 7070で記入された。数学的モデルは、それぞれ50～80の区分地域（網目）を含む5つの部分に分けられた。各部分はそれぞれ相互独立して調整された。このことは、いわば異なる5種類のモデル調整と云うことになる。

実際の期間で6週間の洪水の計算が平均35分（80の区分地域 - 網

目一に対して)で行なわれた。結果の算出はIBM7070によって転記された磁気テープを使ってOrdinateur IBM1401によって行なわれた。

Ordinateur7070は、これによって完全モデルを操作できるほど充分強力でもなく、迅速でもない。

このため、われわれは、記憶能力32000語のIBM7044で操作するため、全てのプログラムを再び書き直した。完全モデルは300個の区分地域および約50個の境界地区から成る計算網目を持つものである。この完全モデルに含まれる階の数は20階であり、各階には8個乃至20個の網目が含まれる。

結果の計算は、磁気テープを使って、常にOrdinateur IBM1401によって行なわれた。

プログラムは迅速記憶装置の約20,000語分(この数字は出入力区間の範囲に依存する)を占め、5本の磁気テープを使用する。3ヶ月半の洪水は、変数 $\Delta t = 6 \sim 8$ 時間で約120個の計算回路に対応する。IBM7044に対して書かれたプログラムによるこの計算は所要時間約1時間、従って1回路当たり約30秒である。

#### 4.5 潮の問題

デルタ地帯下流の流水は潮の影響を受けている。所で、われわれは4ヶ月間継続する。Mekong河の洪水を基本的に検討し、潮については、これを2次的要素と考えた。従って、モデル下流の境界条件は日平均水位に対応す

る。

方程式の非線型により、このようにして算出されたデルタ地帯の平均水位は海の実験水位から算出されたものとは等しくならない。即ち、海の境界条件として、24時間の平均水位をとると、この24時間中の実際水位をとるとは同一ではない。

しかしながら、特に洪水期間中この差異が大きいかどうか、またその差異の規模をモデルに与えるべきかどうか確かめてみる必要がある。

このような観点から、潮によつて影響される流水を近似するモデルが作成された。このモデルの目的は次の2つである。即ち、

一日平均水位に関する仮定の微弱な反響度を検証すること。

一洪水の最大値に対する潮の影響を見ること。

最初のモデルには慣性力を含んでいないので、基本的方程式に対して、洪水期間中の（無視されていた）慣性条項  $\partial V / \partial t$  に依存する修正を加えた。

そこでわれわれは多数の潮の周期を再現し、また自然の観察に基いて、導入した修正が充分なものであったことを検証した。

次いで、一連の計算によつて、海の日平均水位から計算されたデルタ地帯における日平均水位は、時間巾15分間で計算された水位と2~4 cm程度しか違わないことが示された。

最後にまた、一連の計算によつて、デルタ地帯の水位に対する潮の影響は洪水期において無視し得る程度のものであることが確認された。



5. Mekong デルタの数学的モデルの作成

5.1 実 際 像

氾濫水面  $Z(x, y, t)$  は、それぞれの上部表面がこの水面を形成する柱状体の型押し (Un Gaufrage Prismatique) によって近似される。

- ① 先ず最初に、この型押しを規定し、地分地域 (または網目) の最大範囲を区切らなければならない。この区切りは、河川や人工水路、或は道路によって、一デルタ地帯では洪水に対応するため道路が堤防となっている一自然の市松模様を映し出している。

この区切りが余り大き過ぎるか或は流水の自然の方向をうまく再現しない場合には、網目の密度を局地的に増さなければならない。

氾濫デルタを現出する網目の数は合計 293 個であり、そのうち 1 個は Grand Lac である。また、この氾濫デルタの総面積は平野部が、 $35,200 \text{ Km}^2$ 、Grand Lac が  $13,000 \text{ Km}^2$  であり、一辺 11 Km の四角形となる。約 11 Km の網目と網目との間隔は、平均等高線間隔 0.39 m に対応する。

$$11.10^3 \times 3.5 \cdot 10^{-5} = 0.39 \text{ m}$$

(  $3.5 \cdot 10^{-5}$  はデルタ地帯の平均勾配である。 )

この区分づけが済むと、次に前章で展開した数学的理論に基いて、階毎に（事前に番号を付した）各所の区分地域をグループにまとめる。同時に、これら区分地域全体の明確な構造を示す網目模様の地勢図が作られる。一つの網目が他の網目と水交換をしている場合には、それを接合線で具象化する。若し水交換関係がない場合には何等の接合線も付さない。従って、番号を付した環で具象化された網目の周囲には、この環の接合線と同数の隣接網目（或は同数の流量交換関係）が存在する。

数学的モデルは664個の接合線—従って一つの網目について平均4個余り—を含んでいる。何故なら、これら接合線は両方の方向に作用し、計算で2度繰返されるからである。664個の接合線のうち、150個は流水型であり、494個は溢流型である。

- ② 前述の数学的理論の中で、われわれは、区分地域  $i$  の水位  $Z_i$  を網目の線より下の《中心》点の水位に等しくとった。従って、この中心点について規定しなければならない。即ち、若し網目の区分が非常に小さい場合には網目より下の中心点の位置は積分理論における中心点と同様に意に介しなくともよいであろう。しかしながら、ここでは網目はそのような元素的な Dimension ではないのである（一辺 11 Km である）。

これらの網目の90%においては、この《中心》点の地理的位置は洪水期の流水の一般的方向に従っているように思われた。これに対して残りの10%においては、流水の一般的方向に従っておらず、従ってその地理的中心点の位置を移動させるか或は当該網目をもつと小さい部分に細分しなければならなかった。

- ③ 数学的モデルが水位の変動を計算するのはこれらの中心点においてであ

り、また、当該モデルの調整が行なわれるのもこれら中心点においてである。即ち、自然水位  $Z(t)$  の変動状況がモデルの調整によって再現されるのはこれら中心点においてである。

従って、数学的モデルの調整は 293 個所のコントロール・ポイントについて行なわれることとなる。

## 5.2 数学的モデルの与件

あらゆる部分導関数の問題と同様に、一般方程式の無限システムは問題の決定に充分ではない。①境界条件と②初期条件が必要である。

① <境界条件>は次の諸条件に対応するものである。

—地域内側の条件。即ち、地形および河川の流況

—地域周囲の境界条件。ここでは次のタイプの条件から成る。

タイプ1または2： $Z(t)$ ，即ち、水位/時間の *limnigramme* である。

モデルの上流側入口 (Kratie) における Mekong 河の *limnigramme* がそれである。

特殊例は  $Z = 0$  (海面の平均水位)。

タイプ3： $Q(t)$ ，即ち流量/時間の *hydrogramme* である。

特殊例は  $Q = 0$  ( 氾濫地帯の限界を規定する不冠水地帯 )

#### タイプ 4 : 既知の流量曲線

一流出量の外的条件。例えば降雨、蒸発等の気象的要素である。

② 初期条件としては、最初の瞬間における地域内およびその周囲の流出量に関する知識が必要である。

### 5.3 数学的モデルの調整上の与件

上記によって規定されたように、数学的モデルの調整には次の条件が必要である。

一 網目の中心における自然の  $Z(t)$  曲線に関する事前の知識。これらの  $Z(t)$  曲線は測水所の観察記録に基いて若し水位計が当該中心に一致する時は直接的に、若し水位計が当該中心に一致しない場合は当該中心地点に最も隣接する水位計からの内挿によって間接的に決定される。この内挿は平野部におけるよりも河川軸に沿ったときの方が精度が高い。平野部での内挿ベクトルの方向は、dimension が統一された河川軸におけるほど正確には決定されない。

一起点の水文的要素に関する知識。

一 Strickler 係数 ( タイプ 1 の河川の接合線 ) 。

一 流量係数 ( タイプ 2 の特殊の接合線 )

これらの係数は網目間の交換流量を与えるものである。即ち、各接合線はタイプ(1)の河川型またはタイプ(2)の特殊型の流量交換を表わす。

色々な時期の交換流量に関する知識によって、Strickler 係数  $K$  または流量係数を計算することが可能となる。即ち、対象となっている網目の中心の高さを考慮し、流量は欲する数値を持つこととなる。

従つて、この事前の計算には、網目間の全ての交換流量に関する知識が必要である。この知識は直接的（流量実測）に得られる場合もあるが、より屢々、間接的（広い地域に亘る想定値）に得られる。従つて、この間接的知識は当該水系に関する鋭い水文的感覚を必要とするものであつて、単なる数学的分析或は計画法（Programming）の技術に依存するものではない。

このようにして、モデルの調整が漸次現実へと導いてゆく《近似化された》網がえられる。そして、この網が近似化されればされるほど、調整は迅速に行なわれるであろう。

調整に先立ち、水文専門家によって行なわれるこの部分は、従つて今日まで知られていなかった水理モデルの基本的且つ人間的な側面を構成するものである。

#### 5.4. 試験の出発点の諸要素

調整試験を行なうためには、モデルの与件と洪水の与件が必要である。

##### 5.4.1. モデルの与件

一地域内側の条件，即ち現地の地形。この地形はZ表示のGrille d'entrée (現在の水位変動を考慮し，このGrilleは3mから24mまで56個の段階数値を有する)に従った数表の形で表示される。

従って，次の計算を行なわなければならない。即ち，

一計293個の区分地域の各々の水面々積 $S_i$ 。従って，計算個数は，

$$293 \times 56 = 16,408 \text{ 数値}$$

一strickler係数

$$KRA^{2/3}$$

に従って計算される河川のdebitancesのそれに必要な2要素 (R.A)

従って，計150の河川型の接合に対する計算個数は次の通りとなる。

$$2 \times 56 \times 150 = 16,800 \text{ 数値}$$

一流出量に必要な水理係数。即ち，

$\alpha$  河川型接合に対する加重平均係数 ..... 150

$\Delta x$  河川型接合の2つの中心点の間の距離 ..... 150

$K^*$  河川型接合のstrickler係数 ..... 173

(注)※ 幾つかの河川接合は1個以上のstrickler係数を持っている。

(Zi, Qi) 組合せによって規定される流量係数 ..... 1,093

従って，合計..... 1,566 数値

## 5.4.2 洪水の与件

—外的条件。即ち、地域周囲に45個の条件がある。このうち、

$$\text{タイプ1または2: } Z(t) = 30 \text{ 個}$$

$$\text{タイプ3: } Q(t) = 15 \text{ 個}$$

これら与件は洪水期の毎日に対して与えられる。従って、洪水期間4ヶ月 $\frac{1}{2}$ つまり153日間に対して次の通りとなる。

$$153 \times 45 = 6,885 \text{ 数值}$$

—初期条件。338数值(網目の個数293+境界個数45)

—各網目の中心における水位曲線 $Z(t)$ 。これについては洪水の規則性から見て1週間当り1数值で満足し得る。従って、

$$26 \times 293 = 7,618 \text{ 数值}$$

—気象条件。気象観測基地18ヶ所あり、洪水期4ヶ月 $\frac{1}{2}$ を通じて毎日数值が与えら。従って、

$$2 \times 18 \times 53 = 5,508 \text{ 数值}$$

## 5.5 結 論

合計して、

—数学的モデルを作成するためには、下記個数の条件の計算と、電子計算機への転記が必要である。

$$\text{—地域内側で、} \quad 16,408 + 16,800 = 33,208$$

$$\text{—水理データ} (\alpha, \Delta x, K, Z_s, \varphi) \quad 1,566$$

---

$$\text{計} \quad 34,774$$

---

— 1 件の洪水の通過は下記個数の条件を必要とする。

— 地域周囲の条件 .....	6,885
— 初期条件 .....	338
— 基準水位曲線 $Z(t)$ .....	7,618
— 気象条件 .....	5,508
計	20,349

以上により、数学的モデルは 34,774 個の数値の事前計算と、これら数値を電子計算機にかけるための変換加工、即ち約 200,000 字近い数字が要求される。

このほか各洪水は 20,349 個の数値、即ち約 100,000 字近い数字の利用が要求される。

従って、調整試験には、計算し、記入し、表示し、穿孔し、電子計算機に格納しなければならぬ約 300,000 字近い数字の入手利用が要求される。

— Mekong デルタの数学的モデルの調整には、

$$173 \text{ strickler} + 2 \times 1093 (Z_s, \varphi)$$

即ち 2,359 個の数値、従って 1 網目当り 8 個の数字の漸次的決定が要求される。

以上によりモデル調整の規模を概観することができる。



## 6. Mekong デルタの数学的モデルの調整

このモデルの調整は次の2段階に分けて行なわれる。

- 予備的モデルの調整
- 最終モデルの調整

### 6.1 モデル調整の特徴

既に述べたように、数学的モデルの調整は、先ず最初に各網目（区分地域）の中心に基準水位曲線  $Z(t)$  を再現することにある。即ち、5ヶ月間の期間、293地点を対象とした恒等式により水位  $Z$  の解の実際の単一性を確かめることにある。換言すれば、われわれの数的近似化は  $Z(t)$  の全体に結び付いた特殊事件であって、偶然ではない。同一領域における洪水の如何に拘らず、この特殊事件は半独立的であり、自然的現実を適切に近似するものである。このほか、現実測定された流量を見出すことも必要であるが、水位の調整が最もデリケートである。何故なら、一度び水位の調整が済み、 $Z$  の解の実際の単一性が考慮されると、通常、精度の高い流量が常に迅速に算出されるからである。例えば、主要排水路から或は河川の流出とは無関係の流量条件から、適度の追加流量を注入し当該流量の末端地までの排出状況をたどることは殆ど常に可能である。

調整は水理的パラメータを変換することによって行なわれる。即ち、

- Strickler 係数（或は *débitances*）。

若し希望する場合には、水位 grille の各巾について Strickler 係数を変えることができる。

- 一組の流量係数 ( $Z_s, \varphi$ )。

これらのパラメータは、2つの網目の間を通過する流量  $Q$  ( $Z$  上流

側，Z 下流側)の法則を表わす。この法則を多少とも長い一組の流量係数 ( $Z_s, \varphi$ ) の連続によって近似する。

なお，2組の ( $Z_s, \varphi$ ) が4個のパラメータに対応する。そして，自然の関数が4個のパラメータによって近似されないと云うことは稀である。

《近似された網》の役割りおよびそれを設定する水文技師の役割りは基本的なものである。何故なら，調整速度，従つてその実際効果はこれらの役割りに懸っているからである。

網目に加えられる修正は一般に期待されるほどの効果は示さない。何故なら，修正された網目に隣接する網目の中にこれら効果が稀釈されるからである。確実な効果を挙げるためには，修正作業を充分遠くまで拡張しなければならない。平均して，調整試験には3日間の作業を要し，これは約50件の修正リスト ( $Z_s, \varphi:K$ ) に対応するものである。

何回かの試験の結果，新しく加えられた全ての変更は或る場所は改良するが，他の場所は却つて悪化させる。いわば，利用可能の観察要素を考慮し流水の数値的再現の限界点に到達する訳である。より高い精度を得るためには，網目の密度，従つて相関的に観察の密度を増大させなければならないであろう。何故なら，そうしなければ新しい図式は単純且つ純然たる内挿だけのものとなり，殆ど改良点をもたらさないからである。

網目の調整が進むに伴つて，これら網目は次の3種類に分類される。

一調整が迅速に行なわれる網目。これに分類されるものは流水が規則的な，dimension の統一された河川であつて，網目全体の約25%である。

—普通並み（試験回数6～7回）の調整時間を要する網目。これに分類されるのは網目全体の約60%である。

—残りの15%の網目は漸進的な調整を必要とする。モデルの中でこれらの網目は不完全な状態で表われているが、それには次のように多数の原因がある。即ち、

—基準水位曲線 $Z(t)$ そのものが不完全であること。即ち、平野部において水位計から内挿して得た推定値が、特に洪水期の初期と終期において—この時期には各区分地域（網目）は未だそれぞれの独自性を保っているか或はそれを再び取戻しつつある—あやふやであること。

—地形状態が不確かであること。或はもっと具体的に言うと、一時的な地方的構造物（例えば住民が構築した土堰堤或は魚獲用の堰等）が洪水期の初期と終期に流水の流れを变形すること。事実、洪水が全般的に行き亘ると、デルタ地帯を流下する流水は規則的となり、この場合には調整は到る所全て正確となる。

—Q分地域（網目）が遠く孤立しており、氾濫地帯の境界に位置していること。

## 6.2 調整の展開

予備的モデルは公共事業部の書庫から収集された資料に基いて調整された。最終モデルは1963年および1964年の測水作業で得た資料に基いて調整された。

### 6.2.1 予備的モデルの調整

資料を検討した結果、次のことが示された。即ち、

—デルタ地帯全域における推移発展状況を調査された洪水は過去において一度もなかった。

—地形については、いたる所が同じ数値、同じ精度を示していなかった。

—デルタ地帯の各所において、河川流水は同じ構造を持っていなかった。

—測量基準はデルタ地帯の中で同一でなかった。

従って、デルタ地帯は上記基準に従って、各々同質の6地方に分類された。

即ち、

— 西部の四角形地方

— Jones 平野

— Cis Bassac Vietnamiens

— Mekong 河左岸地方

— Trans Bassac Cambodgien

— Grand Lac

われわれは、場合によって生ずる調整の不完全性を方法の欠陥に帰せしめるため、最も資料完備している地方（西部の四角形地方）から始めた。

最初の4地方について調整が行なわれた。最後から2番目の地方は調整を行なうことはできなかった。何故なら、この地方は全般的排水が極めて緩漫であったからである。この排水は、大部分がChaudoc 河によって行なわれており、その緩漫性は同河川の極めて微弱なd'ebitances によって説明することができた。このことは、その後の測水作業によって示されている。従って、われわれは最終モデルの際に、Chaudoc 河のもっと大きなd'ebitances をもって当該調整を再度実施し、その結果、排水の

全般的態様を見出した。

最後の地方も調整されなかった。何故なら、そのときは未だ、われわれは Grand Lac の貯水容量を決定していなかったからである。

### 6.2.2 最終モデルの調整

上記の6地方を並列して単一のモデルを作成し、最初の〈最近〉洪水即ち、1963年の洪水で調整を行なってみた。それ以前の洪水については、記録期間は最大値付近のせいぜい1ヶ月半程度しかなかったが、最近の洪水は4ヶ月間の記録が収集されている。

第1回目の試験によれば、計算された293Z(t)の50%が20cm以下の自然水位を再現した。予備的調整は6地方のうち4地方に限定して行なわれたが、その効果はこれにより明らかである。

第8回目の試験においては、区分地域の89%が20cm以下に調整され48%が10cm以下に調整された。

第9回目の試験以降、われわれは第2の〈最近〉洪水即ち1964年洪水を利用した。1964年洪水を基として、一気に、区分地域の71%が20cm以下に調整され、33%が4ヶ月間に亘って10cm以下に調整された。

1963年最終調整は、予備的調整が当該年洪水に対して与えなかったようなより良好な結果を1964年〈最近〉洪水に対して与えた。

予備的調整 → 1963 59% < 20cm

1963年調整 → 1964 71% < 20cm

最後に、数的近似化の統一性が確かめられる。何故なら、一方では1963年と1964年の洪水は同じ水位巾 (Phnom Penh で0m ~

9 m) で増大し、他方においては1963年の洪水は早く発生して漸進的に増大したのに対して1964年の洪水は遅くなつてから極めて急激な勢で増大した。洪水の形はモデルによる数的表示の統一性に影響は与えなかつた。

調整を継続遂行し、最後にわれわれは、洪水期4ヶ月間に対して次の特徴を持つモデルに到達した。即ち、

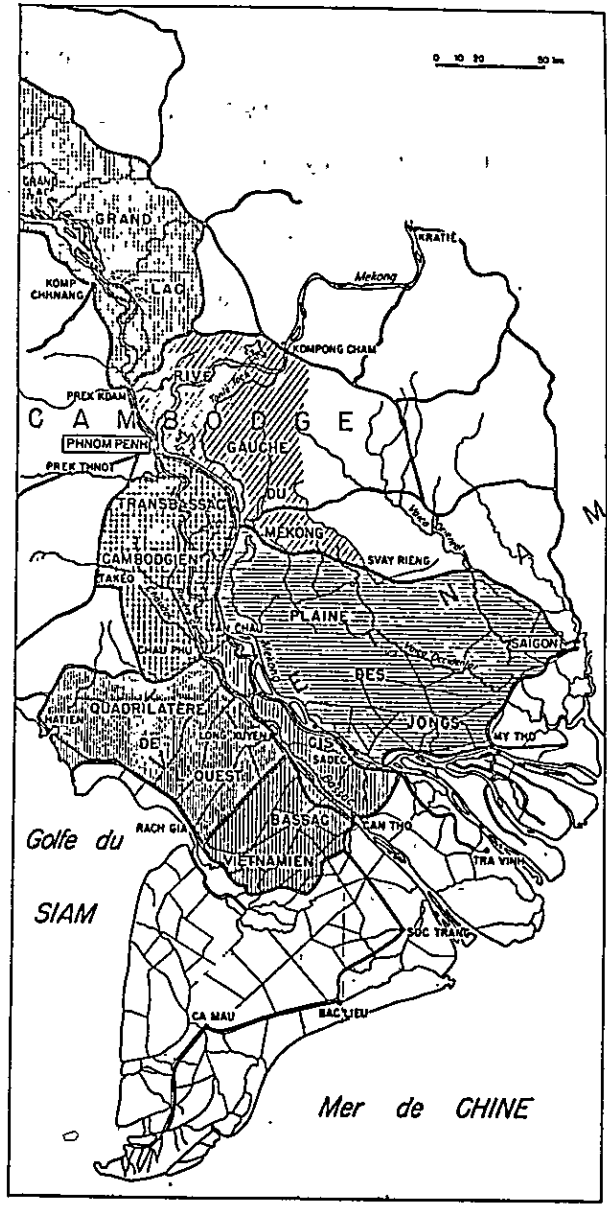
精度 \ 洪水	調整された区分地域の割合	
	1963	1964
10 cm	60 %	53 %
20 cm	84 %	89 %

最後に、最終調整を通じて、われわれは、観察の異常 — (物理的モデルの場合と同様に) 数学的モデルによつて異常の方向と大きさを知ることができた — を確認するに到つた。これらの異常は、その都度経験によつて確認された。一般に、異常の原因はこれら水位計の測量にあつた。これと関連して、次の表に示すように、流量を正確に再現することができた。

デルタ全体として、モデルによる流量の絶対平均精度は6.8%である。若し流量測定の平均精度5%とすれば、モデルの再現は自然の実験的与件に適合するものと推定された。

### 6.2.3. 1961年および1962年の洪水のモデル調整

1961年および1962年の洪水は詳細に測水されたと云うには程遠いものであつたが(1963年および1964年洪水の測水精度の



11  
 Découpage du Delta en six parties. Mo-  
 dèle préliminaire.  
 Six-part division of the Delta. Prelimi-  
 nary model.

1/10程度), それにも拘らず, われわれはこれら兩年度の洪水をモデルにかけた。

1962年洪水:

8個所 (Mekong 河沿いのKompong Cham, Phnom Penh, Tanchau およびMytho, および, Bassacs 河沿いのChau-phu, LongXuyen, Cantho) のコントロール・ポイントにおける

Mekong 河 ・ Phnom Penh			
日 付	実 測 ( $m^3/S$ )	数学的モデル ( $m^3/S$ )	実測-モデル誤差 ( $m^3/S$ )
25-10-63	15,344	14,700	+ 644
28-10-63	13,208	13,365	- 157
22-11-63	11,904	13,075	- 1,171
6-08-64	15,100	15,990	- 890
12-08-64	25,370	25,383	- 13
19-08-64	25,728	28,658	- 2,930
26-08-64	30,110	29,639	+ 471
4-09-64	31,448	32,536	- 1,088
23-09-64	31,740	35,724	- 3,984
25-09-64	33,784	39,005	- 5,221
9-10-64	34,640	35,549	- 909
30-10-64	19,386	19,151	+ 235
4-11-64	15,164	16,640	- 1,476
絶対値合計	302,926	319,415	19,189
代数学的合計			- 16,489
絶対値合計による誤差			6.2 %
代数学的合計による誤差			5.3 %



## Bassac 河, Monivong 橋

(Phnom Penh)

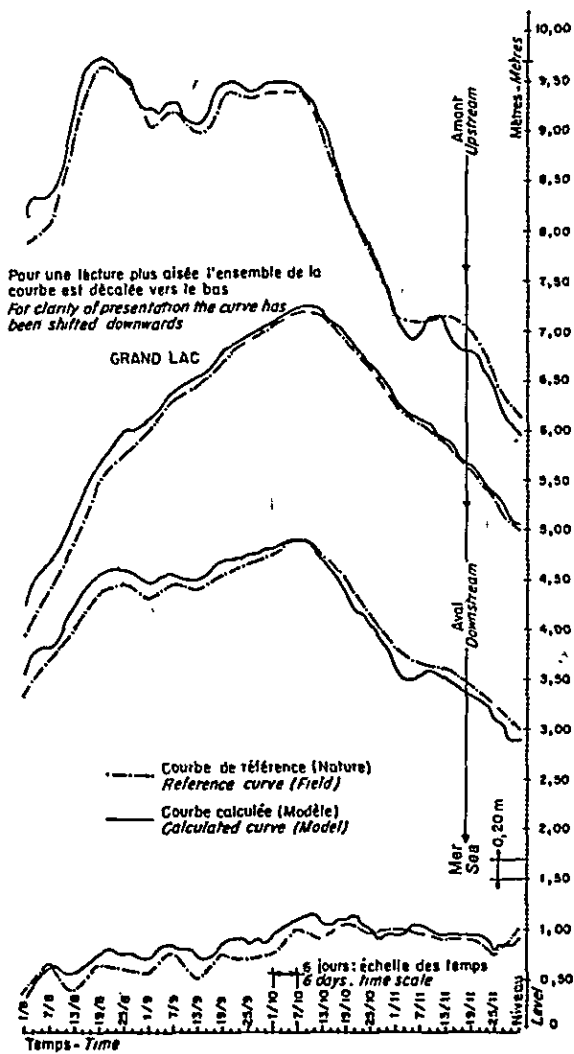
日 付	実 測 ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	数学的モデル ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	実測-モデル誤差 ( $\text{m}^3/\text{s}$ )
31-08-63	4,840	4,914	- 74
29-10-63	3,396	3,316	+ 80
23-11-63	3,490	2,855	- 365
5-08-64	1,500	1,912	- 412
13-08-64	2,180	2,676	- 496
19-08-64	3,008	3,486	- 478
28-08-64	4,260	4,086	+ 174
1-09-64	4,258	4,276	- 18
4-09-64	4,274	4,222	+ 52
24-09-64	5,350	5,427	- 77
25-09-64	5,764	5,718	+ 46
8-10-64	6,784	6,505	+ 279
4-11-64	3,992	3,794	+ 198
絶対値合計	52,096	53,187	2,749
代数学的合計			- 1,091
絶対値合計による誤差			5.2 %
代数学的合計による誤差			2.1 %

洪水期間4ヶ月の平均誤差は0.08mである。このことはそれほど驚くに当らない。何故なら、1962年洪水は1963年および1964年洪水より若干強いだけだからである。1962年~1964年までのPhnom Penh 港における最高水位は次の通りである。

1962年 9.17m

1963年 8.78m

1964年 9.02m



**K/** Fidélité du réglage pour diverses formes de l'évolution du plan d'eau.  
Model adjustment, accuracy for various patterns of water level variations.

## 1961年洪水：

上記8ヶ所のコントロール・ポイントにおける1961年の平均誤差は、洪水期間5ヶ月を通じて0.21mである。

この年の洪水の再現は1962年のそれ程完全ではない。何故なら、1961年洪水は異常洪水(Phnom Penhにおいて9.98m)であり、最高水位は1962年～1964年のそれより約1m近く高いからである。(1962年～1964年の3ヶ年間の最高水位のうち最も高かった1962年と最も低かった1963年との間の開きは39cmである)。

従って、調整は1963年と1964年の平均水位についてしか行なわれなかったため、1961年の異常洪水の高い水位に対しては、1963年、1964年について得たような高い精度は再現できない訳である。

### 6.2.4 1963～1964年渇水

調整は洪水の平均水位に対して行なわれた。渇水期におけるダム操作を検討するため、渇水期における低い水位についても調整を行なわなければならなかった。

一般に、渇水は同じ形をとるので、調整に当っては基本となる一つの渇水に限定した。即ち、1963～1964年の良く知られた渇水を調整の基準とした。

この調整の結論は次の通りである。即ち、

区分地域のうち37%は10cm以下に調整され、93%は20cm以下に調整される。

渇水期の10cm以下に調整は洪水期の10cm以下の調整よりも割合が低い。その理由は渇水期にはデルタ地帯における各区分地域の独自性は

つきり表われ、水位計からとつた基準  $Z(t)$  曲線の内挿が一般に、より偶然的となるからである。

流量 (Phnom Penh 上流の Mekong 河) については 6% の同じ近似となった。

### 6.3 結 論

われわれの数学的モデルは、1964年の濁水位から最高水位まで全ゆる段階の水位を網羅している (例えば、Phnom Penh においては水位 0.71m~9.02mである)。

この限界値を超えるモデルの使用は外挿法によつて行なわれ、その数値は、1961年洪水のモデル調整によつて示されている。

## 7. Mekong デルタの数学的モデルの操作

### 7.1 調節の問題

モデルの調整が済むと、次にこれを操作しなければならない。即ち、  
—ダムを導入し、  
—幾つかの洪水に対するこのダムの影響を観察しなければならない。  
このダムの役割りを振返つてみよう。

毎年6月までは Tonle Sap 河は Grand Lac から流下し、Phnom Penh において Mekong 河と合流する。Mekong 河上流に洪水が生ずると、Mekong 河の水は Tonle Sap 河を逆流し、流れは北方の Grand Lac に達する。この洪水は Grand Lac

を逐次増水させ、最高水位に到る。これがGrand Lac の湛水状況であり、この湛水に更に支配流域44,000 km<sup>2</sup>からの集水が注いでいる。

次いでMekong 河が渇水期に入ると、Grand Lac は漸次減水し、湖の貯水はTonle Sap 河を流下してMekong 河に注ぎ、翌年6月の新しい洪水期を迎える。

従って、洪水期および渇水期において、Mekong 河の流況はGrand Lac により自然の調節が行なわれている。併しながら、この調節作用も、洪水期における調節規模は渇水期におけるそれほど大きくはない。何故なら、湖の貯水容量(標高11m NGK<sup>※</sup>で貯水容量72・10<sup>9</sup> m<sup>3</sup>)の可成りの部分が湖の支配流域から集水で満されるからである(平均約25%)。

(注)※ NGK = クメール一般水準基径

(Nivellement Géméral Khmer)

この調節作用は絶対値において極めて大きなものに思われるが、Tonle Sap 河による洪水伝播期間(Phnom Penh から145 Km)を考慮すると、極めて急激な或は大量の洪水が発生した場合には、この調節作用も無力となる。他方、湖からの放流は、渇水期の開始と共に始まり、当該放流がまだ必要でないMekong 河の高水位或は平水位の時期に行なわれている。この分の放水だけは乾期の渇水にとって損失である。若し洪水量が少く、渇水が急激に生じた場合には、湖のこのような放流状況のもとでは、乾期の終りにはデルタ地帯の水不足を来すであろう。

Tonle Sap 河にダムを築造する計画が樹てられたのは、Grand Lac の調節作用におけるこれらの欠陥を是正し、効率を高めるためである。洪水期の開始時には、洪水は未だ無害であるからダムを閉鎖しておく。このようにすれば洪水期の最初の時期の水でGrand Lac が無駄に満されることは防がれる。

洪水が危険状態に達したら、それまで湖に留保されていた貯水能力によって洪水のピーク部分をカットするためにダムを開放する。

逆に、Grand Lac の水位が限界に達したらダムを閉鎖し、その貯水を専ら乾期即ち1月から5月までの間に放流する。

洪水のピーク・カットの規模は何の程度であらうか、またその結果は何のようのものであろうか。

渇水期の流況に与え得る保証水量は何の程度か、またその結果は何のようのものであろうか。

この問題こそ数学的モデルを開発して答えなければならないものなのである。

## 7.2 モデルへのダムの導入

ダム設計は、この工事計画のダム・エンジニアリングと経済調査を担当している Indian Power and Water Commission (New Delhi) が行なった。

ダムは巾560mで、20mの水門28を取付ける。ダムの両翼部はアースフィルの堤防とし、兩岸の自然大地まで延長して接続する。ダム高は11m、最大流量  $15000\text{ m}^3/\text{s}$  とする。

このダムは、Tonlé Sap 河の水流の2つの方向に従って操作されるので、ダムの断面形状はダム軸を中心として左右殆ど均整である。ダムには Grand Lac (或は Stung Sen 経由 Kompong Thom) と Phnom Penh との間の河川舟航を確保するための閘門が設けられる。

ダム地点は Kompong Chhnang 市の右方に位置している。Tonlé

Sap 河の西岸は Oudong から Kompong Chhnang まで丘陵地帯となっているが、東岸側は平地帯であり、ここに洪水が氾濫する。この河岸に散見する孤立した丘陵地域の高さは Kompong Chhnang と同標高である。

ダムを導入に關して規定すべき事項は次の 2 点である。

- a) ダムによる水頭損失
- b) ダムの機能

### 7.2.1 水頭損失

ダムの水頭損失はダム水門の開放の程度に従って様々である。この水頭損失は全水門が開放されたとき与えられる流量に対して最小となる。従って、ダムに対して考慮されたのはこの最小水頭損失である。

印度調査団がガラス管で行なつた実験の目的は下流の復水条件を調査することであつた。この実験で算出された水頭損失に対して、更にダムの取付条件に起因する水頭損失を加えなければならなかつた。

事実、ダムの巾は自然の河床巾（高水時に 8,000m）よりも著しく短く、取付構造物（取付築堤部）によってダムの方向に導かれる水流に対して仕切りの隔壁を構成する。

この水頭損失の想定は、印度調査団の実験結果を参照し、またその他の資料調査および実験に基いて SOGREAH 社によって行なわれた。

以上によりダム水門を全開した場合の  $F$ （水頭損失）=  $f$ （ $Z$  上流側,  $Q$ ）を与える図形が得られた。

この図型を数表の形にしてモデルにかけると、洪水期におけるダムは次のように性格づけられる。

$$Q = f ( Z \text{ 上流側}, Z \text{ 下流側} )$$

これと別に、もう一つのダムの法則が追加された。即ち、時間に従って与えられる流量  $Q = Q(t)$ 、或は同じく  $Q = Q_0$ 、この場合  $Q_0$  は一連の年代順の流量である。この形式の法則は専ら貯水池からの放流に対して利用された。

### 7.2.2 ダムの機能

洪水の多様性とダムのパラメータの無限の個数（水門28個、様々の開放程度等）等のため、操作は何重もの全体の中から一つのものを選ばなければならない。その選択基準は次の通りである。

- 一自然の流水状況を悪化させないこと（特に Tonlé Sap 河における流速）。
- 一現在、様々の学問的研究（植物学的、魚類学的、砂流堆積、ダム水理学的研究）によって表明されている各種制約を考慮すること。
- 一簡単な操作方法を予定すること。

#### a) 洪水期における操作：

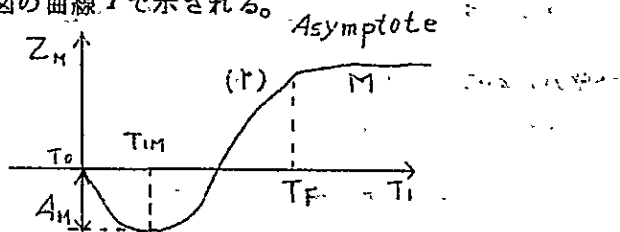
- 一洪水期の開始、日付  $T_0$  にはダムの水門を閉鎖する。
- 一洪水期中途、日付  $T_1$  にダム水門を開放する。
- 一洪水期の終了、日付  $T_F$  にダム水門を閉鎖する。

若し日付  $T_1$  が日付  $T_0$  に非常に接近する場合にはダムの効果は零となる。若し日付  $T_1$  が日付  $T_0$  から極めて離れ、Phnom Penh における洪水終期の日付  $T_F$  以後になる場合には Grand Lac を洪水から断ち切ることになる。従って、この場合にはダムの効果は最悪となる。



これら2つの両極端の間において、最適の洪水カット  $A_M$  は  $T_0$  と  $T_F$  との中間の日付  $T_{1M}$  において期待される。

従って、日付  $T_1$  の関数となる所与の地点の最高水位  $Z_M$  の期待される発展は次の図の曲線  $\Gamma$  で示される。



従って、モデルによって  $A_M$  および  $T_{1M}$  の具体的存在を確認しなければならない（何故なら Tonle Sap 河の慣性力、洪水伝播時間を考慮すると、 $A$  の効果は存在するが殆んどネグリジブルではないかと考えられるからである）。

#### b) 湯水期における操作：

この場合の操作の選択は上記の場合と全く異なる。即ち、ダムによってコントロールされる湖からの放流による コンスタント の流量を Mekong 下流域においてできるだけ長期間確保することが問題となり、これが、この場合に採用される調節の型である。

従って、言葉そのものの意味におけるこの調節は、コンスタントの流量が多ければ多いほど、またその放流期間が長ければ長いほど、効果が高くなる。

ここで若し調節が先天的に常に可能であるとするならば、コンスタントの流量の値は何の程度となるであろうか。下流水位におよぼす影響は何うか。また蒸発の影響は何うであろうか。

## 7.3 モデル操作の結果

### 7.3.1 洪水期における機能

ダムの影響を実験するため、次の3年間の洪水が利用された。

—調整のための2ヶ年間の自然洪水。

1963年 漸進的、平均以下の洪水

1964年 急激、平均程度の洪水

—早期発生 of 1961年の異常洪水。

この異常洪水をダム操作の検討に利用するためには、高水位に対しても完全に厳密にモデルが調整し得ることが必要である。この点については、当該規模（過去5番目の洪水）の洪水に対するモデルの解答はさきに記載した通りである。

われわれは、最初の水門閉鎖の日付 $T_0$ を7月15日と設定した。この日付は、Grand Lac までのMekong 河の茶褐色水の遡上と云うような幾つかの要素がこの日付 $T_0$  以前に生ずるであらうという確信から設定されたものである。何故なら、これらの茶褐色水は、一般に、Mekong 河の最初の洪水に伴って生ずるものであって全般的洪水の前触れとなっており、またこれら茶褐色水の到来はGrand Lac の魚群の移動を伴っている。

従って、一般的見地から見ると、世界でも最も豊富な魚獲資源地の一つとなっているこのGrand Lac の諸生物の生命に危害を加える如きモデル操作を考えることは許されない。

モデル操作の検討結果は曲線(Γ)の軌跡およびダムの有無による

hydrogramme によって与えられる。

検討された洪水の如何を問わず(1961年, 1963年および1964年洪水)。洪水のピーク・カットAは存在する。

これら3ヶ月の洪水の各々について, ピークカットがAMとなるような時期  $T_1 = T_{1M}$  が存在する。

数値A, AMおよび  $T_{1M}$  は次のものに依存する。即ち,

- 洪水
- 場所
- ダム水門の閉鎖日  $T_0$
- ダム水門の開放日  $T_1$
- ダム水門閉鎖中の湖の水位

a) 洪水との関連において

- 規模 例: Phnom Penh

洪水期が早期に到来した1961年および1963年において,  $T_{1M}$  も早くなり(それぞれ8月26日, 8月10日), 逆に, 洪水期が遅く到来した1964年の場合は  $T_{1M}$  も遅くなる(9月20日)。

	洪水	$T_{1M}$	AM (m)
$T_0=7月15日$	1961	8月26日	0,26
	1963	8月10日	0,20
	1964	9月20日	0,32

一定義 若し洪水のピークが1つしかない場合、ピーク・カット  $A_M$  は  $\Gamma$  の最低値によって与えられる。

所で、1961年、1963年および1964年の洪水はいずれも2度のピーク  $P_1$ 、 $P_2$  を伴っており、第2回目のピーク  $P_2$  が年最大ピークとなっている。各ピーク  $P$  に曲線  $\Gamma$  が対応する。デルタ地帯入口の2つのピーク  $P_1$ 、 $P_2$  のそれぞれの大きさに従って、即ち最終的には洪水自身の態様と時期  $T_1$  に従って、最初のピーク  $P_1$  はダム操作 ( $T_1$ ) によって過大の影響を受ける。この影響度は、同じダム操作によって2回目のピーク  $P_2$  が蒙るそれよりも遙かに大きい。

従って、一つの妥協策を見出さなければならない。即ち、最適カット  $A_M$  は、曲線  $\Gamma_2$  ( $P_2$ ) の最低値のように曲線  $\Gamma_1$  ( $P_1$ ) の最低とはならないと云うことである。ここでは、2つの曲線 ( $\Gamma_1$ 、 $\Gamma_2$ ) の交点にそれが求められる。絶対最低値  $A_M$  はそれに関する最低線に位し、カットは単一ピーク ( $P_1$  または  $P_2$ ) の場合ほど大きくならない。

#### b) 場所どの関連において

洪水のピーク・カット  $A$  (および  $A_M$ ) は、流況の変動が急激な主要河川動脈 (Mekong Bassac 河) において最も大である。洪水位の低下は兩岸において河川から離れるに従って低下し、終には限界地域に達する。即ち、最後には基準水位 —海— に到達して消滅する。これに対し、時期  $T_{1M}$  の変動は殆どない。

ダムの影響は實際上デルタ地域にしかおよばない。またデルタ地帯への Mekong 河の入口 —Kompong Cham— より上流地点にはおよばない。(ダムを永久的に閉鎖した場合には —

$T_1 > T_P$  (最高水位は0.23 m上昇する。)

c) 湖の水位 $N_0$ との関連において

ダム開放時 $T_0$ における湖の水位。この水位 $N_0$  ( $T_0$ )が低ければ低いほど、(その他の条件が同じものとすれば)ピーク・カット $A$ は大きくなる。

試験の結果、例えば $T$  (15/7)の日付の湖面標高が+4.85 m NGK ( $N_0$ : 1964)であるときのダムのピーク・カット効果 $A'_M$ を判定することができた。この標高4.85 m NGKに対応する1961年および1963年洪水のときのそれぞれの日付 $T_0^1$  ( $T_0=15/7$ とは異なる)は次の通りである。

$$T_0^1 (1961) = 25/6$$

$$T_0^1 (1963) = 1/8$$

洪水	湖の自然水位 $N_0$ ( $T_0$ ) (NGK) (m)	$A_M$ (m)	基準水位 $N_0$ ( $T_0$ ) (NGK) (m)	$T_0$	$A'_M$ (m)
1961	6.20	0.26	4.85	25/6	0.46
1963	4.35	0.20	4.85	1/8	0.18
1964	4.85	0.32	4.85	15/7	0.32

1961年の高い自然水位 $N_0$  ( $T_0$ )はこの異常洪水に対して観察される低いピーク・カットの原因となっている。

従って、ダム閉鎖によって湖の水位 $N_0$ をできるだけ低くするためには、湖への魚群の移動が済んだ後、可及的速やかにダムの水

門を閉鎖することが適当である。このようにすれば Mekong 河の河水の湖への流入は最少となり、湖には殆ど唯その支配流域からの集水だけが貯水されることとなる。

d) 最初のダム閉鎖の日付  $T_0$  に関連して

このことは、前節につづいて質的には充分説明される。併しながら、量的には、 $T_0$  の日付を前に繰上げることは、洪水の発生時期が早かった場合にしか顕著な効果は生じない。逆に、1964年のように洪水の到来が遅れた場合には、 $T_0$  の日付の繰上げはピーク・カットには何等の利益ももたらさない。何故なら、洪水期初期の水量は少いからである。

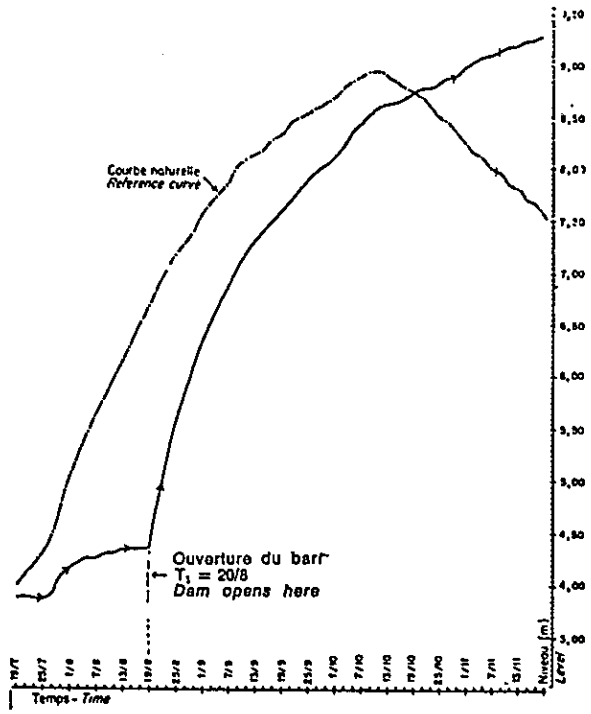
若しダム開放の日付  $T_0$  をおくらせる場合には、ピーク・カット  $A_M$  の急速な減少を招来する。

たとえピーク・カット  $A_M$  が時期  $T_0$  に伴って変化するとしても、日付  $T_{1M}(A_M)$  は実際上不変の儘に止る。

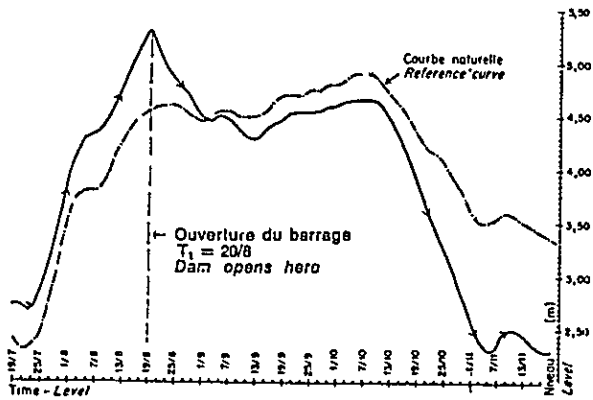
発生の早い洪水	$T_0 = 1/7$	$T_0 = 15/7$	$T_0 = 1/8$
ピーク・カット	$A_M$ (m)	$A_M$ (m)	$A_M$ (m)
1961	0.41	0.26	0.12
1963	0.24	0.20	0.16

e) ダム開放の日付  $T_1$  に関連して

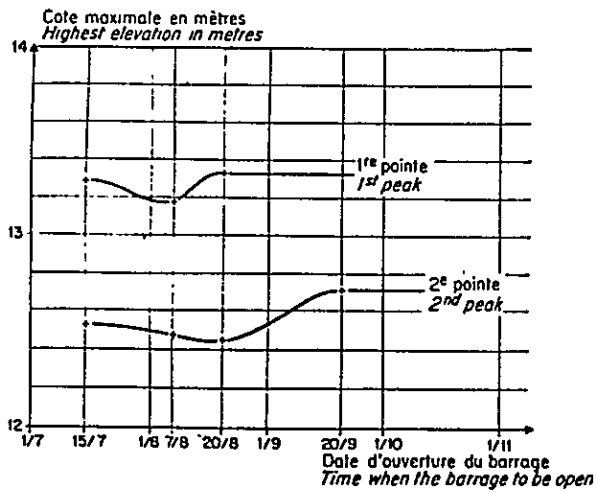
曲線  $I$  の軌跡が示すように、洪水の終期  $T_M$  を超過すると云うことは、湖の自然の洪水調節機能をなくすることと同一である。従って、



L/

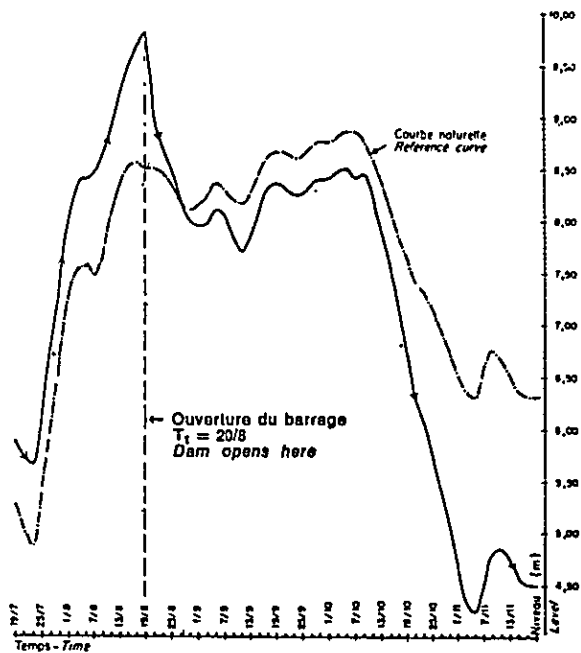


N/



0/ Amont / Upstream.





M/

L, M, N/

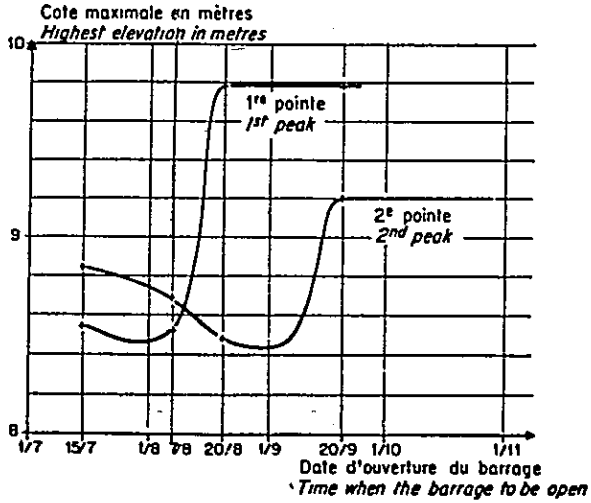
Hydrogrammes naturels et hydrogrammes modulés par le barrage (Grand Lac, Phnom Penh et Tanchau).

Natural hydrographs and hydrographs showing effect of dam (Grand Lac, Phnom Penh and Tanchau).

**O, P, Q/**

Valeur de l'écarternement de la pointe de crue en différents points du Delta.

*Degree of flood damping at various points in the Delta.*



**P/** Milieu / Middle part.

水位  $Z_M$  の水平漸近線  $M$  (何故なら全ての  $T_1 > T_F$  に対して水位  $Z_M = Z_M$  は不変である。) はこの調節の数値を与えることとなる。

場所: Phnom Penh	
洪水	M の転置 (m)
1961	0.79
1963	0.94
1964	0.98

従って、湖は Phnom Penh における最高水位を約 1 m 減少させることとなる。

#### f) 洪水ピーク・カットの規模

洪水の最大のピーク・カットは、最も良い条件のもとで、Phnom Penh において、湖によってもたらされる自然の水位調節の平均 35% である。従って、この湖の湛水に 1 回の変調を加えるだけで、Phnom Penh における湖の調節効果は 35% 増大することとなる。

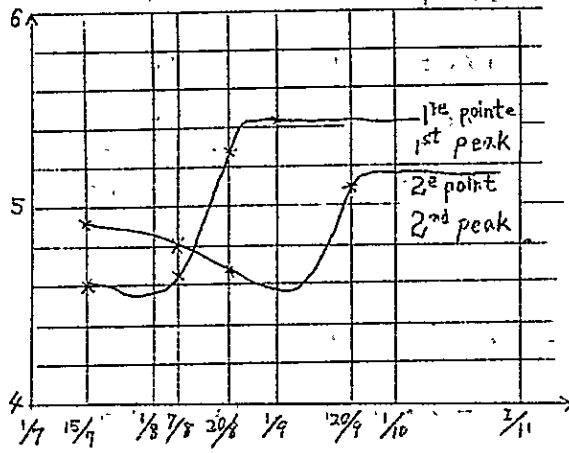
このことは、2 次的効果として顕著なものである。

提案された上記の操作 ( $T_0, T_1$ ) から、特殊事件に対して、より繊細な、またより適合した他の操作方法を考えることができる。しかしながら、簡便性を犠牲にして得られる当該効果は、自然の調節に対する操作効果に比較すれば 2 次的なものに過ぎない。

#### g) 日付 $T_{1M}$ の予測

洪水が先天的に判明している場合には最適日付  $T_{1M}$  を見出すことは容易である。そこで、当面予測し得るこの日付を考えてみよう。  $T_{1M}$  に対する数日間の誤差はこの予測にとって許容し得るものであろうか。

曲線  $T(T_1)$  は、 $T_1$  が  $T_0$  から遠去かるに従って漸次最低値に向って動き、 $T_{1M}$  に接近する。逆に、 $T$  が  $T_{1M}$  を過ぎると、曲線  $T$  は再び急激に上昇し、水位  $Z_M$  の漸近線  $M$  の方向に動く。



従って若し日付  $T_{1M}$  以前に若干の誤差  $\Delta T_1$  を生ずる場合には ( $\Delta T_1 < 0$ )、ピーク・カットは若干減少する。逆に日付  $T_{1M}$  以後に若干の誤差を生ずる場合には ( $\Delta T_1 > 0$ )、ピーク・カットは急激に減少し、場合によってはピークカットの反対の影響即ち水位の加重と云う逆効果を生ずる。

従って、日付の想定に当っては、期間超過 ( $\Delta T_1 > 0$ ) よりも期間不足 ( $\Delta T_1 < 0$ ) の線で想定する方が適當である。

この日付  $T_{1M}$  は極めて変動巾が大きい。例えば 1961 年は 8 月 26 日、1963 年は 8 月 10 日、1964 年は 9 月 20 日である。

当該展開をたどったり予見したりし得るような物理的現象にこの日付  $T_{1M}$  を関連づけることができるであろうか。(例えば、水位、流量、或はこれら2要素の組合せ)。

それぞれ異なる3ヶ年間の洪水状況を検討した結果、下記の一時的基準を抽象することができた。即ち、

a) 当該洪水に2つのピーク  $P_1, P_2$  があり、デルタ地帯入口即ち Kompang Cham における最初のピークの到来日が  $T_{p1}$  であると云うことが判れば、

$$T_{1M} = T_{p1} - 3 \text{ 日}$$

この大まかな等式は、前述の期間不足 ( $\Delta T_1 \leq 0$ ) の線で安全率を見込んだものである(1964年に対しては  $\Delta T_1 = -2$  日、1963年に対しては  $\Delta T_1 = 0$ 、1964年に対しては  $\Delta T_1 = -17$  日である)。

従って、操作の平均効率は減少する。即ち、平均ピーク・カットAは最適平均ピーク・カット  $A_M$  の75%程度である。

b) ダムは時期  $T_0$  以降閉鎖していると見做される。ここで Phnom Penh 港の水位が  $y_c = 8.80 \text{ m NGK}$  に達するとダム水門を開放しなければならない。この臨界値  $y_c$  も前述の期間不足の線で選定された ( $\Delta T_1, 1961 = -4$  日,  $\Delta T_1, 1963 = 0$ ,  $\Delta T_1, 1964 = +1$  日)。即ち ( $\Delta T_{1M} < 0$ ) として常に安全方向に入るような具合にして設定された。

ダム操作の平均効率は前述の場合よりも良くなる。即ち、ピーク・カットA (平均  $\Delta T_1$ ) は最適平均ピーク・カット  $A_M$  の90%程度となる。

自然水位(即ちダムなしの)をこれに対応させて観察すると面白い。即ち、

$$y'_c = 8.05 \text{ m NGK}$$

自然洪水の Phnom Penh における水位が 8.05 m に達することは絶対にないと判れば、出発点でダムを閉鎖することは無益である。何故ならこの基準  $y'c$  以降にダムを開放することは最早やないと思われるからである。逆に、低い洪水水位は平均洪水水位に変えられるであろう。また次の乾期のために水量の留保を行なうと云うことも最早やないであろう（事実、湖の貯水容量のうち、支配流域からの集水で満される部分は 1/4 に過ぎない）。

c) Kratie において Mekong 河の（インパルス—impulsion） $P(T)$  が  $200,000 \text{ m}^3/\text{S}$  の臨界  $P_c$  の値に達したら直ちにダムを開放しなければならない。

この対応性は安全方向においてとられ、ピーク・カットの平均効率は 97% となる。この基準もまたダムとは独立である。洪水期の貯水池背水は決して Kratie まで達することはない。従って、これは最善の基準であるが、同時に最も複雑な基準でもある。

（インパルス） $P(T)$  を、Kratie 地点の水位平均勾配  $\Delta h/\Delta t$  により、（また Mekong 委員会水理年鑑の日流量に基いて）6月29日以降 Kratie 地点を流下する水量  $W$  の産物として、全く経験的に定義する。ここで、 $\Delta h$  は日付  $T$  と 6月29日との間に生ずる水位変動、 $\Delta t$  は日付  $T$  と 6月29日との間の時間的間隔である。

この経験的定義は洪水の2つのパラメータ即ちその衝激力 ( $W$ ) および急勾配 ( $\Delta h/\Delta t$ ) を考慮するものとする。これら2つのパラメータのうち、各パラメータは最終的效果の見地から他のパラメータを補足する。

d) 洪水時期の予測はダムの機能を助けることとなる。

この予測は、日付  $T_{p1-3}$  日（洪水ピークが2回ある場合）、自然水位  $y'c=8.05 \text{ m}$ （或は変調づけられた  $8.80 \text{ m}$ ）および  $P_c=200,000$

$m^4 / S$  の 3 種類の事件のうち何れが最も早く生ずるかを予測しようとするものである。

少くとも操作の初期においては、日付  $T_1$  をこれら 3 事件、即ち、

$$T_{p1} = 3 \text{ 日}$$

$$Y_c \quad (\text{或は } y' c)$$

$$P_c$$

のうちで最も早く出現するものとして選ぶであらう。

若し年間の自然最高水位が 8.05 mNGK 以下であると予想するならば、ダム操作には何等の利益もない。この場合には洪水期間中、常時ダムを開放しておかなければならない。1963 年の洪水位 (Phnom Penh で 8.86 mNGK) と 8.05 m との間で、ピーク・カット  $A_M$  は急速に減少するものと考えられる。

#### 洪水調節に対するモデル操作の結論

- 水位全体の自然の調節の著しい増加。洪水カットでは Phnom Penh 地点で 5% の改良である。たとえ絶対値においてピーク・カットは少いように見えても (最大 0.55 m); Phnom Penh 地点の最高水位の自然的拡散 - 2.80 m - と関連づけて考えなければならない。このピークカットは最高水位の全体の拡散を 18% 減少させる。
  - 氾濫面積の減少。これにより、氾濫境界地域の回収が可能となる。
  - 特にベトナム領内において排水に骨の折れる氾濫水の水量減少。
  - $T_M$  直後のダム閉鎖により次の乾期のために湖内に保留水を確保しておくことの可能性。
- しかしながら、この場合、普通よりも急速な水位低下を生ずる。

そして農業の見地から見ると、この水位低下の加速は稲作を妨げることにもなる。従って、当面は、農業の現状を維持するために、3週間の間、自然放流を維持するよう勧告される。従って、ダムは $T_M+3$ 週間開放しておくこととなる。

最後に11月になると、魚群のMekong河への移動を可能にするため、ダムを開放しなければならないであろう。これら2つの条件は、理論的に可能な湖の保留水をそれだけ減少せしめることとなる。

一洪水ピーク $P_1$ （最初のピーク）の影響激化。農業の見地から見ると、日付 $T_{1M}$ にダムを開放することは最初の洪水ピーク $P_1$ —デルタ地帯におけるその自然的影響は緩和されていた—の影響を激化させる。従って、耕作日程の早い時期におけるこの洪水ピークの激化は有害である。故に、この日付 $T_{1M}$ は繰上げることが適当である。故に、この日付 $T_{1M}$ は繰上げることが適当である。このことは安全性のためには都合がよいが、洪水のピーク・カットのためには不適当である。

従って、多数の妥協策を見出さなければならない。

一ピーク・カットの結果生ずる湖の留保水量の減少（平均 $8.10\%$ 、即ち総貯水容量の約11%）。この損失の一部は、10および11月即ちPhnom Penh地点の日付 $T_M$ 以降になっても未だ流出するGrand Lac支配流域から集水によって補充される。

Tonle Sapおよびダム操作による洪水伝播期間を考慮すると、湖面低下LMは多く見てもPhnom Penhにおけるピーク・カット $A_M$ と等しい程度である。洪水の到達が早い場合にもそれはほぼ似通った程度である（1961年は、 $A_M=0.26\text{m}$ に対し $LM=0.55\text{m}$ 、1963年は、 $A_M=0.20\text{m}$ に対し $LM=0.20\text{m}$ ）。これに対し、若し洪水の到来が遅かった場合には（従って日付 $T_{1M}$ が遅くなる場合には）、湖の湛



水状況は悪くなり、 $L_M$ の低下は $A_M$ よりも遙かに大きくなる(1964年は $A_M = 0.32\text{m}$ に対し $L_M = 1.23\text{m}$ であった)。このことは1964年について極めてよく説明できる。何故なら、1964年は $T_{1M}$ の日付(9月20日)は $T_M$ の日付(10月7日)と極めて接近しており、このように短い期間中では、Tonle Sap 河の慣性力を考慮すると、洪水が湖を満す時間はない - Phnom Penh ではMekong河渇水期が既に動きはじめている。

従って、若し洪水の到来が遅いことが判明したならば、湖に充分な保留水を確保するため、ダムは充分早目に開放しなければならない。

### 7.3.2 渇水期における機能

渇水期に採用される調節方式は、Phnom Penh 下流域(Bassac 河およびMekong 河下流)にコンスタントな流量 $Q_{pp0}$ を補給するより、ダム北部に維持された湖の保留水を利用することである。

Phnom Penh 下流の流量が $Q_{pp0}$ よりも小さくなったときには勿論ダムは開放される。従来なら、このような操作を行なっても何等の効果もなかったものと考えられる。何故なら、 $Q_{pp0}$ に比較して水量に余剰が生じていたからである。

他方、洪水期の操作について、前節の検討の途中で述べた下記事項を考慮した結果、渇水期のダム操作の最初の日付は12月1日と設定された。即ち、

- 一 農業的見地より。差当り3週間、自然の渇水を保持する。従って、Phnom Penh 地点での日付 $T_M$ 以後3週間はダムを開放しておく。
- 一 魚業的見地より。湖からMekong 河への魚群の自由な移動を可能

ならしめるため、11月に入ってから数日間ダムを開放する。

従って、問題はこのコンスタントな濁水量 $Q_{ppo}$ を見出し、湖の蒸発損失量とダムの水頭損失を考慮しつつ、さきの洪水期に留保しておいた湖の保留水量とこの濁水補給用水を関連づけることである。

### 濁水期の調節に対するモデル操作の結論

—この調節は常に可能である。

過去72年間の最低洪水は1955年洪水であり、Phnom Penh 港の水位は7.31mNGKであった。差当り、この最高水位はGrand Lac のそれと対応するものであると認めることができる（実際には、洪水の如何によって約20cmの相異がある）。

最高水位を記録した時から11月1日までにGrand Lac は約140億 $m^3$ の水量を失うであろう（蒸発量、農業用水、魚業用水等のため）。そして、12月1日のGrand Lac の湖面標高は5.50mNGKとたるであろう。この水位に対応する湖の貯留水は3,300/3,400 $m^3/S$ の濁水補給を行なうことができる（Mekong 河下流域およびBassac 河流域）。

所で、自然の平均濁水量は2,000 $m^3/S$ であるので、上記の便益はこの極端な場合においてすら極めて著しいものがある。

—調節は湖の保留水に依存する。

即ち、調節は12月1日における湖の水位に依存する。最高水位10.62m（ダムによってピーク・カットされたと仮定した場合の1894年洪水）

の場合の濁水補給水量  $Q_{pp0} = 6,800 \text{ m}^3/\text{s}$  である。

### 一 調節分野

従って、湖からの放流による調節は、Phnom Penh 下流の自然濁水量  $2,000 \text{ m}^3/\text{s}$  に対して、 $3,000/3,400 \text{ m}^3/\text{s}$  乃至  $6,800 \text{ m}^3/\text{s}$  の人工的濁水補給を行なうことができる。

Mekong 河だけをとって考えた場合、その濁水量は  $2,900 \text{ m}^3/\text{s} \sim 5,900 \text{ m}^3/\text{s}$  である。

従って、濁水期における改善策はその絶対値だけで判断した場合にも極めて著しいものがある。

### 一 調節期間

この流量調節期間は、操作の際のもう一つの重要な要素である。

12月1日の湖面標高 (mNGK)	$Q_{pp0}$ ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	補給期間 (日数)
9.78	6,150	134
8.31	5,150	127
6.98	4,150	121
5.30	3,150	96

若し12月1日において、湖の水位が  $5,30 \text{ mNGK}$  であったとすれば、 $3,150 \text{ m}^3/\text{s}$  の常時補給水量を96日間、即ち3ヶ月以上(標準濁水期1月25日～3月1日まで)確保することができる。これは、濁水期に

おける著しい時間的利点である。

若し湖の水位が5.30 m NGKであつたならば、潟水補給流量はより大となり、また補給期間ももつと長くなるであろう。湖面標高10.62 mの場合、最大補給流量は $6,800 \text{ m}^3/\text{S}$ となり、補給期間は140日間、即ち約5ヶ月間となる。

## 一 水位調節

この流量調節は水位調節に帰一する。Phnom Penh においては、潟水補給流量が $1,000 \text{ m}^3/\text{S}$ になると水位は約0.40 m上昇する。

デルタ地帯上流部では、ダムの背水はKratie までおよび、若し潟水期の調節が大巾に行なわれるならば( $Q_{ppo}=6,150 \text{ m}^3/\text{S}$ )、水位上昇は同じく約0.40 mとなる。

## 一 潟水調節の結果

一 水位上昇によって舟航が可能になつても、流況の変動或は流砂の状況変化は河床部 — 本研究においては河床の変動は考慮しない — に変化をもたらすであろう。従つて、航行船舶の吃水線の改善には慎重な態度をとらなければならない。

一流況、時に水位の調節はデルタ地帯の開発を容易ならしめるのであろう。

一 利用可能の淡水流量は、乾期における灌漑可能地域の拡大およびベトナム領塩害地域の前線後退を可能ならしめるであろう。

しかしながら、これら2つの目標は補完的な目標である。灌漑のために留保される水量は、塩害に対する防察には最早や役に立たない。従つて、

一つの妥協策を見出さなくてはならない。

1963年、1964年および1965年に実施されたベトナム領内の測水観測の検討、並びに利用可能の淡水流量 $Q_{pp0}$ との大まかな関係調査によると、最も良好な条件のもとで( $Q_{pp0}=6,800\text{ m}^3/\text{s}$ が完全に塩害防止に向けられた場合)、約400Kmまで伸びている塩水の前線が平均10Km海の方に後退するであろうと思われる。

一 4月、5月における湖の自然の平均水位は0.85m~2.10mである。この頃は漁業季節であつて、若しダムが築造されると湖の水位は2m~6mに上昇する。

漁業季節に使用される漁船の吃水が増大すれば、従来浅い所で行なわれていた漁法に対して新しい漁法の採用が可能となるであろう。

## 8. 文 献, 費 用, 人 員

### 8.1 文 献

8.1.1. この計画の一般的な文献は、先ずカンボジアおよびベトナムで入手した極めて広範囲の資料から成る。既に述べたように、われわれの仕事の一つはこれら資料入手と検討であつた(ここで、これら入手資料のリストを記載することは不可能である)。これら広範囲の資料のほか、われわれの計画は参照されたものはMekong 下流域の洪水の歴史を明らかにした多数の報告書である。発行年順にこれら報告書のタイトルを記載すると以下の通りである。

( 書 名 は 省 略 )

8.1.2 計画そのものための特別文献としては、過去の予備調査に関する

ものと、調査結果が本計画中に判明し利用できたものから成る。

このほか、最近における調査報告書、或はその付属資料等も多数参考にされた。これら計画自体に関する参考文献リストは次の通りである。

( 書 名 は 省 略 )

## 8.2 計 画 の 費 用

この歴大な計画のために調達された資金は、1,330,000 \$、即ち6,600,000フラン ( F ) である。このうち、5,300,000 Fは国連特別基金から拠出され、1,300,000 Fはカンボジアおよびベトナム両国から拠出された。

この総額6,600,000 Fのうち5,400,000 Fは、作成期間48ヶ月におよんだモデルそのもののために充当された。内訳は次の通りである。

— 段階 ( a ) : 踏査, 事前 使節団派遣, 資料調査	175,000 F
— 段階 ( b ) : 予備的モデル	300,000 F
— 段階 ( c ) : 測水作業, 機材購入	580,000 F
— 人件費, 維持費	3,075,000 F
— 段階 ( d ) : 最終モデル, 調整, 操作	1,270,000 F
合 計	5,400,000 F

## 8.3 人 員

このような大規模な作業を実施するためには、多数の機関の技術的、財務的参画、並びにこれらの機関の努力と協調を必要とした。この計画に協力した全ての人々の人名リストを記載することは不可能なので、何うしても省略せざるを得なかったことをここにお詫びする。

既に述べたように、本計画の発案は“Mekong 下流域調査調整委員会”によって行なわれた。この機関の主要メンバーとして下記芳名を茲に記載する。Mekong 委員会理事 Dr. H. Schaaf 氏、技術部長 Karnwar Sain 氏、水文気象主任 Berthelot 氏、UNESCO 技術顧問 P. Boirrière 氏 同氏の提案により予備的調査を行なった3名の専門家即ち G. Jamme 氏、Eco-w, Bijker 氏、および P. Arnaud 氏—この調査の結論は、報告書 WRD/MKG/INF (1960年12月) として発表されている。

計画の所要資金の援助は、Schwob 氏によって作成された技術報告書に基づいて国連特別基金に申請された。

計画の実施は、本報告書作成者の1人が当時指揮をとっていた UNESCO 技術研究調査部に委託された。同指揮者は上記の3名の専門家よりアドバイスを受け、これら専門家には更に Bologne 大学の G. Supino 氏、ソ連科学アカデミー電子計算研究所の A. Abramov 氏、パリ自然科学博物館の F. d' Aubenton 氏、水稻専門家 A. Anglabette 氏等が協力した。

国学機関の側から本計画の実施に最も長く参画された入々は次の通りである。

—Mekong 委員会カンボジア代表

Phlek Chatt 氏

—Mekong 委員会ベトナム代表

Trinh Ngoc Sanh 氏

国連地方機関の代表として、

—Phnom Penh の TAB 代表

Selys Lonchamps 氏

- Saigon の UNESCO 代表

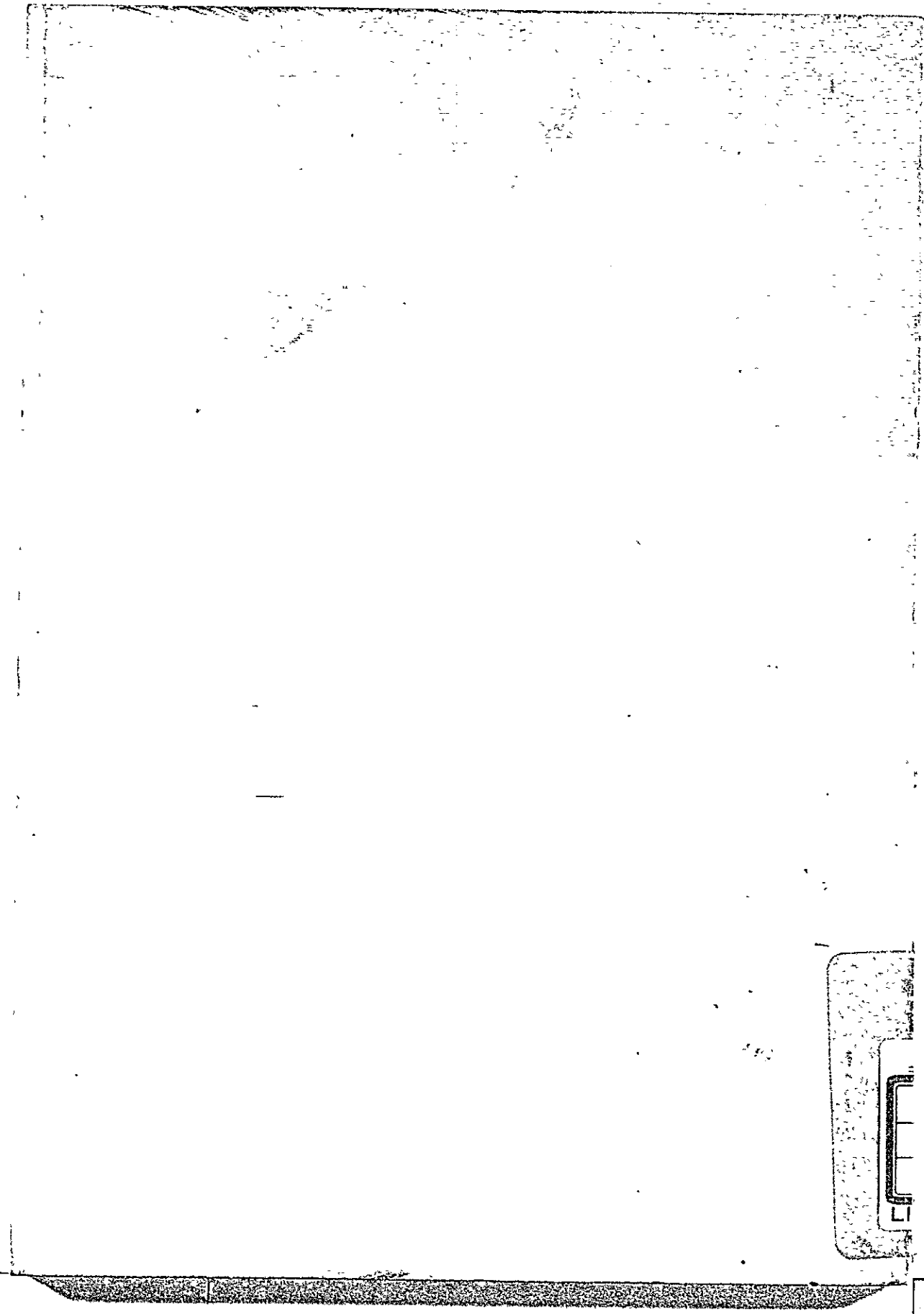
d'el Clerck 氏

本計画の契約落札者である SOGREAH 社において計画実施に参画した者は下記の通りである。

- 数学的モデル計画担当技師 H. Lorger'e 氏
- 上記補佐 Benet 氏
- 科学調査課長 A Preissmann 氏
- 上記補佐 Ounge 氏
- 極東地域測量主任技師 R. Mandin 氏
- 上記補佐 Sellies 氏 および Josserand 氏。

( 以 上 )





Vertical text or markings along the right edge of the page, possibly bleed-through or a scanning artifact.

