No. 5

マレイシア

テカイ河水力発電開発計画調査

報 告 書

第I巻 総括報告書

1983年 9月

国際協力事業団

鉱計資
CR 11
83-85 %

マレイシア

テカイ河水力発電開発計画調査

報　告　書

第Ⅰ巻 総括報告書

JICA LIBRARY
1031294[0]

1983年 9 月

国際協力事業団

国際協力事業団	
受入月日 '85. 6. 26	113
	64.3
登録No. 11656	MPN

はしがき

日本国政府は、マレイシア国政府の要請に基づき、同国パハン州において早急に開発することが望まれているテンブリン川支流テカイ川の水力発電開発計画のフィージビリティ調査を行うこととなり、その実施を国際協力事業団に委託した。事業団はこの水力発電計画の重要性を考慮し、1981年3月1日から1982年12月15日まで、高比良敬一氏を団長とする各分野の専門家から成る調査団をマレイシアに派遣し、同国政府関係機関の協力を得て現地調査を実施した。

本報告書は、現地調査及び収集した資料に基づき、帰国後調査検討を行い、その成果を取りまとめたものである。本報告書が、マレイシアの電源開発に寄与するとともに、同国と日本との経済交流及び友好親善の一助となれば誠に喜ばしい次第である。

終わりに、今回の調査の実施に当たられた団員各位に謝意を表するとともに、熱意ある支援と協力を賜いたマレイシア国政府関係機関の方々、ならびに外務省、通商産業省及び在マレイシア日本国大使館の関係者各位に対し、この機会に心より感謝の意を表わすものである。

1983年8月

国際協力事業団

総裁　有田圭輔

はじめに

1980年、マレイシア連邦国より、同国パハン州を流れるパハン川水系テカイ川流域の水力開発計画について、日本政府に対し Peasibility Study の協力要請が行われ、日本政府はこの要請に応え、国際協力事業団にその実施を委託した。

パハン川については、1972年から1974年にマレイシア連邦国政府の要請を受けたオーストラリア政府により、全流域に対し、主として治水の観点から調査が行われたが、今回の Peasibility Study は水力発電という観点から見直しを行うこととなったものである。

国際協力事業団は、この開発計画を進めるに当って、計画内容についてマレイシア連邦国政府と協議を行い、要請内容、背景等を確認するとともに、Peasibility Study を実行するための Scope of Work をとりまとめることを目的として、1980年10月27日から同年11月5日までの10日間にわたり事前調査団を派遣した。さらに Scope of Work の詳細についての協議がマレイシア連邦国政府を代表する the Economic Planning Unit (EPU) および the National Electricity Board (NEB) と国際協力事業団 (JICA) より派遣された調査団との間で1981年2月18日および2月19日に行われ、最終的に合意を得た。(参照 Appendix 4)

これに基づき、Peasibility Study は下記の3段階で実施されることとなり、直ちに合計10名の専門家からなる調査団が編成され、予備現地調査計画を検討するため、現地踏査と資料収集を主目的として、1981年3月1日から3月25日まで現地に派遣された。その結果は Inception Report として報告された。

(1) 予備調査段階 (Preliminary Investigation Stage)

最適サイトを選定するための調査

(2) 詳細現地調査段階 (Datailed Field Investigation Stage)

最適サイトに対する各種の現地調査

(3) フィージビリティ計画段階 (Peasibility Design Stage)

最適サイトに対する設計および経済性の検討

予備調査段階においては、ダム、地質、水文、発電土木、電力需給、測量等の専門家より構成された調査団が派遣され、1981年6月中旬より同年10月末までの約5ヶ月間にわたり予備現地調査が行われた。その主な内容は、上・下部地点のボーリング調査、弾性波探

査および航空写真撮影の監理ならびに航測図作成のための地上測量、上・下部地点の縦横断測量、水文観測および各種資料収集等であった。次いで、これらの調査結果に基づき、計画地域内に設定された2つの開発候補地点（上・下部地点）について、その優劣を比較し、最も有利な開発方式と、概略の開発規模を策定し、次段階以後の調査検討に関する基礎資料を得ることを目的として予備計画検討を実施し、その結果はInterime Reportとして1982年3月に報告された。

詳細現地調査段階においては、前述のInterime Report の結果をふまえ、予備現地調査に派遣した専門家に森林、動物および経済に関する専門家を加えた調査団を派遣し、1982年5月中旬より同年10月末までの約6ヶ月間にわたり詳細現地調査を実施した。これらの調査結果は、フィジビリティ計画段階に必要な諸資料としてとりまとめられた。

フィージビリティ計画段階においては、前述の詳細現地調査結果に基づき、Interime Reportにおいて提案した、開発形式および開発規模の見直しを行うとともに、最適規模に対する詳細設計を実施した。また、本プロジェクト実施に関する工事工程、詳細建設費の見積り、経済分析、波及効果および環境上の影響等について検討を行い、次に示す構成により最終報告書としてとりまとめた。

- 概要と要約
- 第Ⅰ巻　総括報告書
- 第Ⅱ巻　測量　〃
- 第Ⅲ巻　水文　〃
- 第Ⅳ巻　地質　〃
- 第Ⅳ巻　地質Appendix（図面集）
- 第Ⅴ巻　設計・施工計画報告書
- 第Ⅵ巻　図面集
- 補足資料　建設費と単価

目　　次

まえがき

1. 序 …… 1

2. プロジェクト地域の概要 …… 3

2.1 プロジェクトの所在地 …… 3

2.2 テカイ川流域の地形、地質概要 …… 4

2.3 気象、水文 …… 5

2.4 測　　量 …… 6

2.5 パハン州の概要 …… 7

3. 水力発電開発計画 …… 11

3.1 序 …… 11

3.2 ダムサイトの地質 …… 12

3.3 建設材料 …… 15

3.4 ダムサイトの選定 …… 17

3.5 ダムタイプの選定 …… 24

3.6 プロジェクトの最適規模 …… 27

4. 設備の設計 …… 35

4.1 概　　要 …… 35

4.2 土木構造物 …… 36

4.3 発電所 …… 42

4.4 アクセス道路 …… 48

4.5 建設費の積算 …… 52

4.6 建設および実施計画 …… 77

5. 経済評価 …… 83

5.1 序 …… 83

5.2 発電便益 …… 83

5.3 森　　林 …… 99

5.4 洪水制御 …… 106

5.5 農業および灌漑 …… 118
5.6 観　　光 …… 124
5.7 そ　の　他 …… 128
5.8 経 済 評 価 …… 131
6. 要 約 と 結 論 …… 147

Appendix 1　単独および一貫開発計画の比較
Appendix 2　揚水計画案の検討
Appendix 3　環 境 問 題
Appendix 4　Scope of Work
Appendix 5　List of Project Staff

LIST OF TABLES

	Title	Page
Table 3.1	Study of Dam Height	28
3.2	Study of Effective Depth	29
3.3	Study of Installed Power Capacity	30
3.4	Study of Spillway Crest Length	31
3.5	Optimum Upper Tekai Development Scheme	32
4.1	Alternative Access Roads	50
4.2	Estimated Construction Cost for the Optimum Development Scheme - Upper Tekai	53
4.3	- Roads	54
4.4	- River Treatment	56
4.5	- Dam	58
4.6	- Spillway	59
4.7	- Intake	60
4.8	- Penstock	61
4.9	- Power House	63
4.10	- Outdoor Switch Yard	65
4.11	- Gate Screen	66
4.12	Estimated Construction Cost for the Optimum Development Scheme - Lower Tekai	67
4.13	- Roads	68
4.14	- River Treatment (Coffer Dam)	69
4.15	- Dam	70
4.16	- Spillway	72
4.17	- Intake	73
4.18	- Penstock	74
4.19	- Power House	75
4.20	- Gate Screen	76

	Title	Page

Table 5.1	Energy Generated and Sold by NEB (GWH)	86
5.2	Long-Term Demand Forecast by NEB (1981 to 2000)	86
5.3	Power Generating Plant of NEB	87
5.4	Power Expansion Program	88
5.5	Maximum Demand and Load Factor	90
5.6	Maximum and Minimum Demand	90
5.7	Annual Fuel Consumption	97
5.8	Adjustment Factors	98
5.9	Forest Areas of Upper and Lower Tekai Reservoirs	101
5.10	Bole Volumes, Weights and Prices of Marketable Trees	101
5.11	Gross Volume of Primary Forest by Forest Type	102
5.12	Net Volume of Marketable Species Expressed as a Percentage of Gross Volume	102
5.13	Projected Cash Flows for Forest Production	104
5.14	NPV of Forestry Losses	105
5.15	1970/71 Flood Damages to Crops, Livestock, and Fresh Water Fishes	110
5.16	Flood and Water Warning Level along the Pahang River	111
5.17	Frequency of Flood Exceeding Respective/ Warning Levels	112
5.18	Flood Water Flow Calculation	113
5.19	Flood Mitigation at Kg. Merting	114
5.20	Flood Mitigation at Kg. Temerloh	114
5.21	Rice Area by Districts in Pahang State	120
5.22	Area by the Type of System in Pahang State	121
5.23	Changes in Water Flow at Temerloh	122
5.24	River Utilization Ratio in Pahang Basin, in 1990 and 2000	123
5.25	Mineral Resources Survey Data within the Tekai Area	130
5.26	Summary of Effects on Other Associated Aspects	132
5.27	NPVs and IRRs	133

LIST OF FIGURES

	Title	Page
Fig. 3.1	Selection of Dam Sites (Upper Dam Sites)	19
3.2	Selection of Dam Sites (Lower Dam Sites)	22
3.3	B/C and B-C for Optimum Project Size (Upper Tekai)	33
4.1	Sketch of Alternative Access Road	51
5.1	Generation Development 1981-1990	89
5.2	System Load Curve	91
5.3	System Load Curve	92
5.4	System Load Curve	93
5.5	Weekday Load Duration Curve	94
5.6	Forecasted Weekday Load Duration Curve	94
5.7	Main Transmission System	95
5.8	Model Daily Power Generation Curve	98
5.9	Storm Rainfall Distribution	109
5.10	Flood Water Flow With and Without Tekai Dams	115
5.11	H - Q Curve at Kg. Merting	116
5.12	H - Q Curve at Kg. Temerloh	116
5.13	Flood Control Measures for the Pahang Basin	117
5.14	Number of Foreign Tourists to Peninsular Malaysia	126
5.15	Number of Foreign Tourists to Peninsular Malaysia by Model of Travel	127
5.16	Net Present Values vs. Discount Rate	134

List of Figure

I. Location Map

II. Access Road

III. Outline of Geology in the Sungai Tekai Area

IV_1. Upper Tekai - General Arrangement Plan

IV_2. Upper Tekai - Spillway and Sections

V. Upper Tekai - Spillway

VI. Upper Tekai - Pressure Tunnel

VII. Upper Tekai - Power Station

VIII. Upper Tekai - Diversion

IX. Lower Tekai - General Arrengement Plan, Power Station and Sections

X. Lower Tekai - Power Station

XI. Main Transmission System

XII. Construction Schedule

XIII. Design and Construction Program for Upper Tekai

XIV. Design and Construction program for Lower Tekai

XV. Capacity and Area Curve of Upper Tekai

XVI. Capacity and Area Curve of Lower Tekai

PRINCIPAL DIMENSIONS OF TEKAI PROJECT

UPPER TEKAI - (Center Core Rockfill Dam)

Crest Level	EL 166.20
Dam Crest Length	350 m
Dam Height	101 m
Dam Embankment Volume	$3.125 \times 10^6 m^3$
Spillway Crest Width	47.5 m
Maximum Spillway Discharge	1,504 m^3/s

STORAGE RESERVOIR

Catchment Area	1200 km^2
High Water Level	EL 157.00
Low Water Level	EL 147.00
Surcharge Water Level	EL 164.00
Gross Storage Capacity at H.W.L.	$2,040 \times 10^6 m^3$
Effective Storage Capacity	$680 \times 10^6 m^3$
Surface Area at H.W.L.	76 km^2

POWER STATION

Number of Units and Rated Capacity	2x75 MW
Average Annual Energy Output	194.8 GWH
Maximum Water Discharge	235 m^3/s

ESTIMATED CONSTRUCTION COST 289.451×10^6 M$

PRINCIPAL DIMENSIONS OF TEKAI PROJECT

LOWER TEKAI - (Concrete Gravity Dam)

Crest Level	EL 81.00
Dam Crest Length	160 m
Dam Height	38 m
Dam Embankment Volume	5.69×10^4 m^3
Spillway Crest Length	91.5 m
Maximum Spillway Discharge	1,100 m^3/s

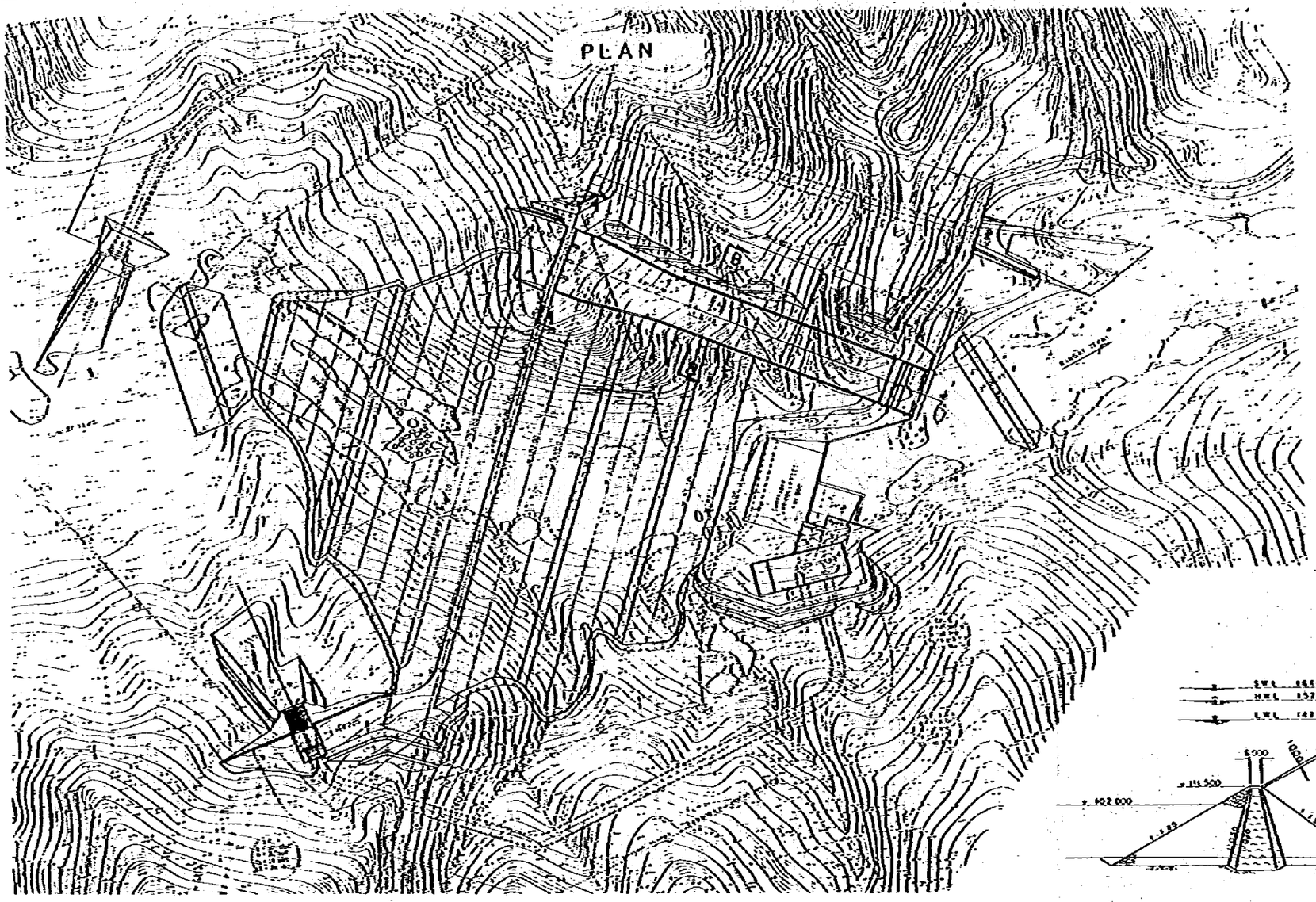
STORAGE RESERVOIR

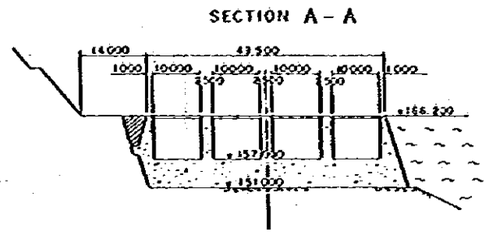
Catchment Area	1,380 km^2
High Water Level	EL 75.00
Low Water Level	EL 70.50
Surcharge Water Level	EL 79.00
Gross Storage Capacity at H.W.L.	41.5×10^6 m^3
Effective Storage Capacity	21.5×10^6 m^3
Surface Area at H.W.L.	6.1 km^2

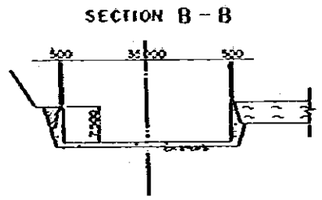
POWER STATION

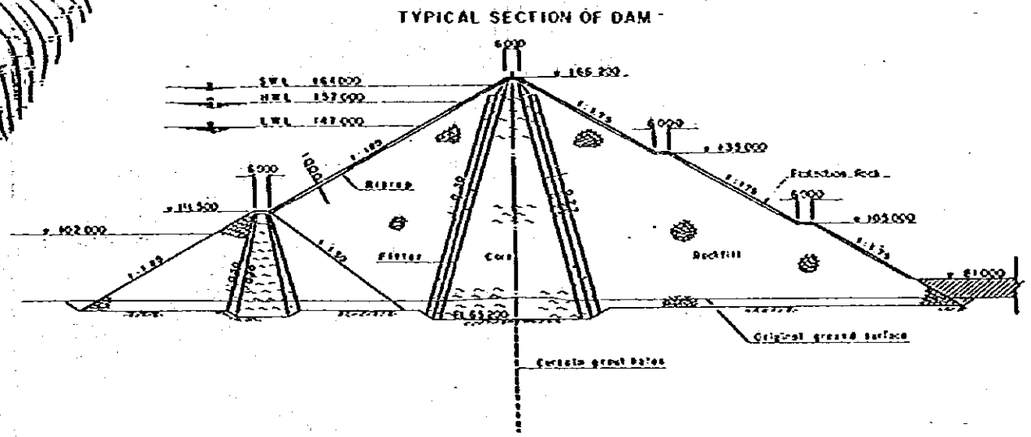
Number of Units and Rated Capacity	1 x 5.8 MW
Average Annual Energy Output	40.3 GWH
Maximum Water Discharge	40 m^3/s

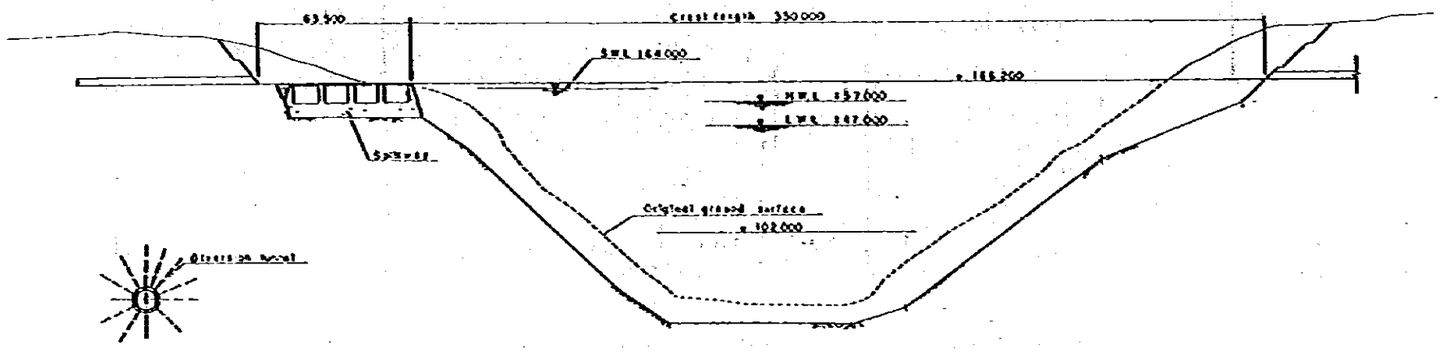
ESTIMATED CONSTRUCTION COST	61.981×10^6 M$











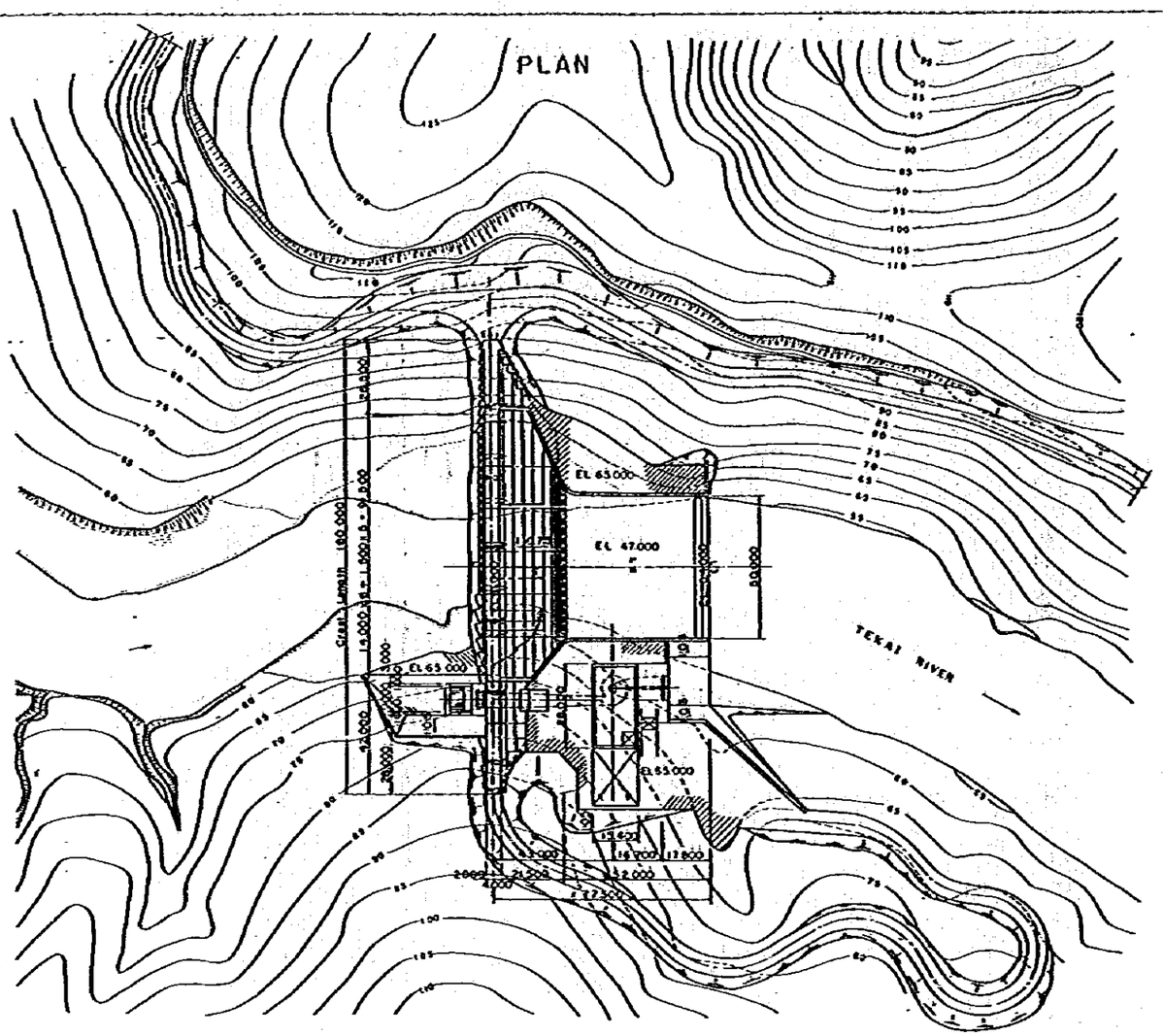
SCALE

JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY
TOKYO JAPAN

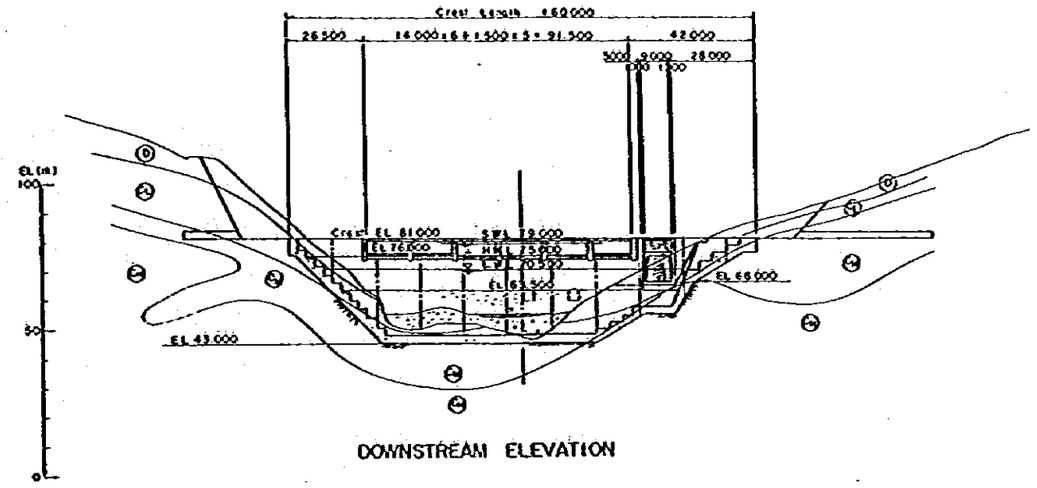
FEASIBILITY STUDY OF TEKAI HYDRO-ELECTRIC POWER DEVELOPMENT PROJECT

UPPER TEKAI

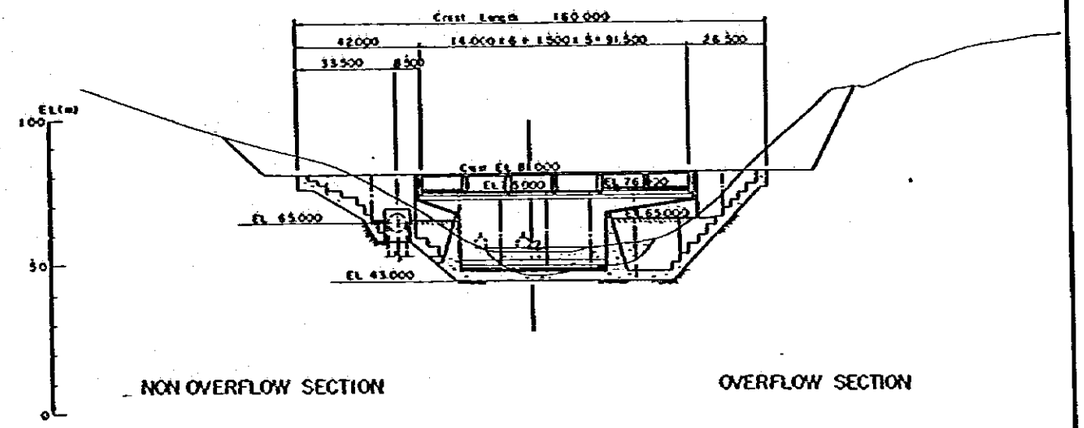
front piece



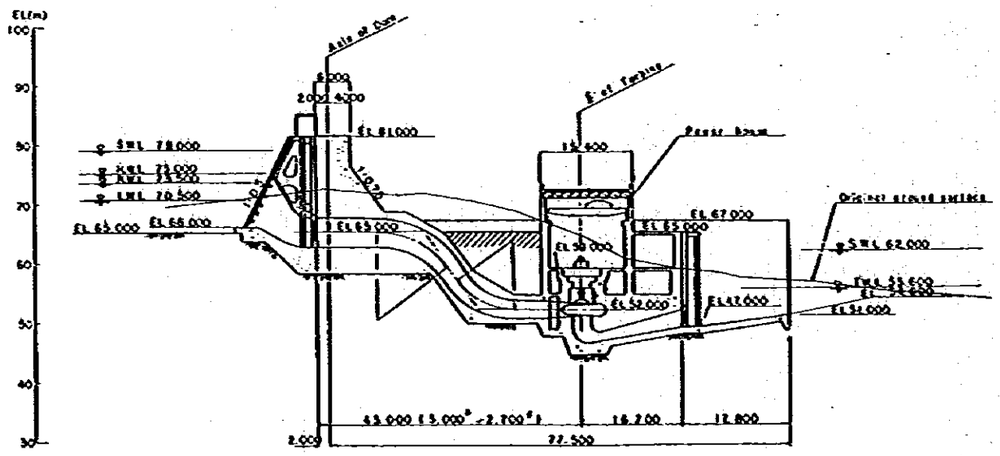
UPSTREAM ELEVATION



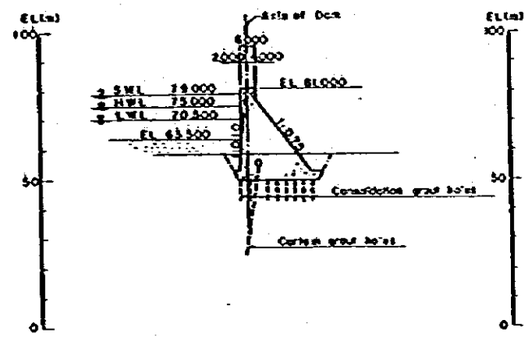
DOWNSTREAM ELEVATION



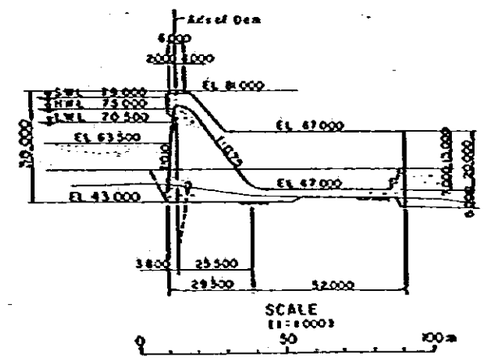
LONGITUDINAL SECTION PRESSURE PIPELINE



NON OVERFLOW SECTION



OVERFLOW SECTION



JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY
TOKYO JAPAN

FEASIBILITY STUDY OF TEKAI HYDRO-ELECTRIC POWER DEVELOPMENT PROJECT

LOWER TEKAI

front piece

1. 序

1. 序

マレイ半島山岳地域における多雨地帯は、その豊富な水量により水力開発に大きな可能性を有している。しかも地形、地質状況および湛水域等を総合的に判断して、水力開発のためのダムサイト候補地点は数多い。

西マレーシア最大の州パハン州を流れるパハン川については、1972年から1974年にかけてマレーシア政府の要請に基づき、オーストラリア政府により調査が実施されている。この調査は、パハン川全流域に対し、主として治水の観点から行なわれたものであるが、今回は電源開発用としてパハン川の上流部にある支流テカイ川に対して水力発電計画が選定された（1981年3月～1983年9月）。

テカイ地点はパハン川水系テンブリン川の支流テカイ川に位置し、テカイ上部地点および下部地点よりなる。流域面積 1,200 km²、最大出力 150 MW、ダム高 101 m のロックフィルダムを上部地点に計画し、また下部地点はピーク用電源としての上部地点の逆調整の役割をもつとともに残流域の調整を行う目的をもって、流域面積 1,380 km²、最大出力 5.8 MW、ダム高 38 m のコンクリートダムを計画している。

マレーシア連邦国における近年の電力需要の伸びは、1980年から1985年の想定平均伸び率から年率14.7%と著しく、マレーシア NEB はこの需要に対応するため電源開発を推進している。本計画はその一担をになうものであり、特に同国パハン州の産業開発の原動力として重要な水力開発地点の一つとして位置づけられている。また、付帯的にはパハン州の地域開発の推進に寄与するものと期待されている。

2. プロジェクト地域の概要

2. プロジェクト地域の概要

2.1 プロジェクトの所在地

テカイ水力発電プロジェクトの開発が計画されているところは、西マレーシアの最大の州であるパハン州を流れるパハン川（流域面積28500km²）の支流テカイ川の下流部に位置している。当計画地域は、首都クアラルンプールの北東、直線距離で約150 kmの位置にありパハン州の北端にあるタマンネガラと呼ばれる国立自然公園の南側に接している。

マレイシア半島の最大河川であるパハン川はパハン州の山岳に源を発し、多くの支流を集めてジャランツッツ地方を南下する。テムローの近傍にて東方に向きを変え、クアンタン市南方にて南支那海へ注ぐ。テンブリン川はパハン川の上流部を構成し、クアラ・テンブリン地点においてジュライ川と合流する。当計画地点の河川であるテカイ川はテンブリン川の最大支流であって、トレンガヌ地方からクアンタン地方にかけて北々西から南々東に連なるトレンガヌ海岸山脈に源を発する。テカイ川は主として西北西へ流下し、クアラ・テンブリン地点より上流約20kmにおいてテンブリン川に合流する。

計画地域内に設定された２つの開発候補地点のうち下部地点（流域面積1,380km²）は、パハン川の支流テンブリン川とテカイ川との合流点より、テカイ川沿いに上流へ約8.0kmのところにあり、上部地点（流域面積1,200km²）は下部地点より更に上流へ約18.5kmのところにある。

行政区域としては、ジャランツッツ郡に属し、その行政中心地であるジャランツッツから下部地点まではジープおよびボートで約１時間半のみちのりである。下部地点から上部地点までの交通はボートによる。

2.2 テカイ川流域の地形、地質概要

テカイ川流域は、トレンガヌ海岸山脈に属する山岳地帯に囲まれており、タピス山（4,960フィート）、ゴラング山（3,488フィート）、ウルパゲル山（4,561フィート）などの高峰が分布している。この山稜は、北北西ー南南東方向に連なっており、この方向は、地層の走向方向とほぼ一致している。また、山岳地帯の多くの河川も同一方向に流下しており、地形上の特徴となっている。

この様な山脈や河川の方向は、この地域の地質構造と密接に関係しており、地質構造と地形の相関がよく表われている特徴をもっている。

テカイ川流域の山岳地帯は、一般に、著しい風化作用により、緩傾斜を有している。

テカイ川の河川勾配は、上流の山岳地帯では、比較的急勾配の河床をなすが、下流域では非常に緩い勾配をなし、1／1,000程度の河川勾配となっている。

流域地域の地質は、堆積岩類、変成堆積岩類、花崗岩（アダメライト）に大別される。

堆積岩類は、テンブリン層群と名付けられており、中生代の礫岩、砂岩、頁岩などで、岩相により四つの単位ケラム層、ラリス礫岩、マンキン砂岩、テルムス赤色岩層に区分されている。

これらの地層は、ほぼ北北西ー南南東の走向をもち、大小の褶曲構造を有しているため、帯状に分布している。

変成堆積岩は、パンガク変成堆積岩と名付けられており、テカイ川上流の堆積岩類と花崗岩（アダメライト）に挟まれた地域に分布する。パンガク川に沿って典型的に分布し、地質時代は古生代とされている。変成の度合いは低いが、一般に葉片状となり、花崗岩の周辺では接触変成を受けている。粘板岩、千枚岩、珪岩、変砂岩、片岩とホルンフェルスを主体とする。

花崗岩は、テカイ川の上流に分布し、アダメライトから成る。山岳地域では、深部風化を受け、表層はルーズな粗砂から成る。テカイ川の現河床堆積物は、この花崗岩地域から主として供給されている。

テカイ川流域の代表的な褶曲軸は、テルムス向斜軸、テカイ向斜軸、ベスト背斜軸から成っており、地質構造はこの褶曲軸に支配されている。

ダムサイト近傍には、上記の大褶曲軸は連続しないが、小褶曲構造は所々に分布し、特に上部ダムサイトの地層の傾斜は、不規則となっている。

テカイ川流域には、所々に多数の小断層が分布するが、地質構造を大きく支配するような大断層は見い出されていない。

2.3 気象・水文

マレイ半島の気候は、一般に北東および南西季節風により特徴づけられる。

北東季節風は、毎年11月より1月にかけて南支那海方面より飛来し、マレイ半島の北東部にまず、降雨をもたらし、その後南西へ移動し、全マレイ半島をおおう。この北東季節風に当つた地域は、多雨に見舞われ、特に西海岸の北部よりの地域は豪雨となる。1,000㎜を越す月間降雨量がクアラトレンガヌ北東部で記録されている。

他方、西海岸の北部の地方では、マレイ半島中央部の山脈にさえぎられ、同時期降雨量は極めて少ない。

12月、1月の晴天時間（1日当り）は、全マレイ半島を通じ年間で一番短く、また大気湿度は最高となる。

2月、3月は、マレイ半島を通じ、最も乾燥した月間である。大気湿度は最低となり、晴天時間は最長となる。

また、一般に4月、5月は、インド洋を越え南西季節風が西海岸へ到達する。マレイ半島中央部山脈にはばまれる結果この3月から6月の季節風は西海岸には、豪雨をもたらすが、東海岸への降雨は極めて少ない。この南西季節風は、スマトラ島山脈地域で部分的にまず降雨されてしまう結果、北東季節風時期と較べれば降雨量は一般に少ないと西海岸の北部を除けば言える。

南および東海岸の最高気温は、3月に発生し西海岸のそれは、4月となるのが通例である。

両季節風の境境期に当る8月から10月にかけては、西風がもたらす降雨が西海岸北部に年間を通じての最大降雨を導く。

降雨：　雨量ゲージはパハン川およびラウブ（Raub）近辺に沿つて多く設置されているが、テンブリン川とその支流に沿つては、2、3のゲージが設置されているのみである。テカイダムサイト上部集水域にはさらに2ケ所ゲージが設置されている。しかしながら上部集水域の降雨データの不足により、降雨評価は主にテカイ周辺におけるゲージから得られたものである。カンサー（Kangsar）ステーションでの相関分析の結果得られた、ウルテカイでの年平均降雨は約

2,210 mmと評価された。

テカイ流域に沿った10ステーションからのデータを基に確率計算を行ない、これより5日間、10000年間確率雨量は約840 mmと推定された。

流出： 当プロジェクトのダムサイト流量の評価は下部ダムサイト下流ペヌート(penut)で得た観測データを基にしている。しかし、観測データの不足により、この評価に関しては、ステーション周辺の相関分析および降雨流出モデルからの換算を通して補足、集計されたものである。この結果、年平均流量は上部ダムサイトでは34.84 m³/s、下部ダムサイトでは40.07 m³/sであった。

上部ダムサイトの設計洪水量は7,300 m³/sであり、下部ダムサイトでは1,100 m³/sであった（第Ⅱ巻水文参照）。

2.4 測　　量

i) 資料収集

本プロジェクトをカバーする既存の地形図としては、測量局所有の1975年作成1：63,360、1972年作成1：25,000（コンター間隔50 feet）があり、貯水池を含むテカイ川全域について揃っている。作業地域は、1966年～1967年にかけてカナダの航空写真測量会社Lockwood Survey Corporation LTDにより、写真縮尺1：25,000の航空写真撮影が実施されている。又、1975年においても同地域について、写真縮尺1：25,000の航空写真撮影が実施されているが、作業地域全体をカバーするには至っていない。既存の図面類は、JICA Study Team－NEB－EPU－測量局経由で入手した。

ii) 航空写真測量

航空写真測量による地形図作成にあたっては、各ダム地点及び、アクセス道路を設ける下部貯水池周辺について航空写真撮影を実施し、上部貯水池周辺については既存の航空写真（1972年1：25,000）を利用して図化作業を実施した。作業地域は山岳地帯の未開発地域であり、航空写真の経年変化による地形図作成への影響は少ないと考えた。

基準点測量は、サテライトドップラサーベイ（Satellite Doppler Survey)により行い、上ダム、下ダム間の水準点の検証としてトラバース測量（ℓ=25km）を実施し精度向上を計った。

航空写真測量図は、縮尺1：10,000（貯水池全域）、1：5,000（各ダムサイト）を作成した。

ⅲ）地形測量

上部ダム及び下部ダムの2サイトに対して、トラバース測量で基準点を設け平板測量で縮尺1：500地形図を作成した。又、各ダム軸については縦断測量及び横断測量を実施した。

水準点として上部地点に4ケ所、下部地点に2ケ所のベンチマークを設置し、その標高はジャランツッツの水準点より水準測量によってとりつけた。

2.5 パハン州の概要

パハン州はマレイシア連邦国を構成する13州のうち広さにして第3位に属し、その面積は約36,260km²である。南支那海に面したこの州は200kmにおよぶ海岸線を有している。気候は典型的な熱帯性であるが、所によって差がある。州の面積のうち65%は森林で占められ、耕地は主にパハン川流域の約566,600haで、それは州全体の面積の16%にあたる。耕地の約257,000haはゴム園、約267,000haはパーム油ヤシ園、約7,200haは水田と残りはその他農作地である。

パハン州は、10の行政区にわけられていて、州都は南支那海に面したクアンタン市である。州の総人口は820,000人（1980年推計）で、その約25%にあたる人口が州都所在のクアンタン行政区にいる。その他比較的人口密度の高いのは工業団地のあるペカン、テムローとペントンである。

人口の自然増加率は年平均2.6%（1971～1981）であって、同期間の全国平均の2.8%より少ない。最近公表された第4次マレイシア5ケ年計画（1981～1985）によると、同期間の人口増加率は年平均2.4%と推定され、これは文化、教育、医療施設の普及による幼児死亡率の低下と家族計画の実行によるものとされている。1970年代は、第1次、第2次、第3次5ケ年計画に基づく工業化計画の実施に伴い農村から都市への人口移動と他州からの移住が著しかったが、第4次マレイシア計画期間を頂点として減少するものと予想されている。この期間州の人口増加率は4.5%であったが、第4

次５ケ年計画期間中は 4.1％と予想されている。人口構成はマラヤ人58％、中国人35％、その他７％である。

州の通信、交通網は連邦政府の３次にわたる５ケ年計画によって整備されつつある。また第４次マレイシア計画の実施によってこれらの施設は一層充実されるものと期待されている。

マレイシア国営鉄道は州の内陸部のクアラリピス、ジュランツッツとムンタカを他州の主要都市と結んでおり、クワンタン港開港前は州の生産物は鉄道輸送にたよっていた。

道路網はクアラルンプール～クアンタン間約270kmの高速道路のほか、南は海岸線沿いにシンガポール、北は海岸線沿いにコタバルを結ぶ自動車道がある。この他州内の幹線道路の新設と改修が行われている。

また、マレイシア航空はクアンタンとクアラルンプール間に毎日１便を就航させている。ジュランツッツに空港を建設するため約1,300,000㎡の土地が確保されている。

通信網は全国的に整備されつつあり、サバとサワラクの両州を含めて、マイクロ通信と有線によってダイヤル直通電話回線が設置、拡充されつつある。

歴史的に東部諸州は西部諸州に比べて経済活動は立遅れていた。その大きな要因は経済社会基盤の未整備であった。州の経済活動は農林業が中心であり、生産拡大、品種改良、施肥による増産を指導している。政府は大きな潜在力をもつ未開発の州を発展させることに重点を置き、少なくとも他の先進的諸州なみの工業化と近代化を進めるため1960年代以来４次に亘って５ケ年計画を立案し現在遂行中である。

政府の方針に呼応してパハン州は積極的に経済開発のため諸政策を立案し、これを実施に移している。

まず農林業を基盤とする経済体制から脱皮して州の農林産物を原料とした工業化を目指している。この目標達成のため州政府はクアンタン行政区内のゲベンとセマンバ、ペカン行政区内のペカン、テムロー行政区内のテムローとベントン行政区内のベントンに工業団地を造成した。これら工業団地には既に木材加工業、ゴム精製加工業とパーム油精製加工業が稼動しており、更に輸出志向産業の電気機器製造業もあるが、これらはいずれも小規模のものである。政府は外国企業の誘致に積極的で、投資および税制面に恩典を与える諸制度をもうけている。今後、輸出産業の発展を予想してゲベン工業団地内に保税区域が設けられる。また、延々200kmに及ぶ海岸線と内陸高地の

観光地に恵まれ、州はこれら各地に観光施設をもうけ、内外の観光客の誘致に懸命の努力を払っている。

以上の工業化政策を支える労働力確保のため、工科学校のほか6つの職業訓練学校と技能訓練所があって、州内の技能労働者の需要を満たしている。

政府の経済政策の実施に伴い州のGDPと国民所得は着実に伸びている。他の先進的州に比べて開発の遅れている東部諸州のなかでパハン州は相対的に経済成長の進度は早い。第1次5ケ年計画の最終年度(1971)の、州のGDPは1970年価格ベースで647×10⁶M$、1人当り、1,170M$で、これは全国平均に対し1.0の比率であった。また、第3次5ケ年計画の最終年度である1980年の州のGDPの目標値(1970価格)は、1,218×10⁶M$、1人当り1,486M$であったが、第4次5ケ年計画では最終年度に当る1985年のGDP(1970価格)2,491×10⁶M$、1人当りGDP 2,555.8M$としており、これは全国平均に対し1.09の比率に当る。1971−1980年の物価上昇率は消費者物価指数によると年5.8%であった。業種別にみるとGDPの構成比は第1次5ケ年計画で農林業48.5%、製造業26.2%、サービス業25.9%となり、更に1985年に終る第4次5ケ年計画では農林業27.7%、製造業29.1%、サービス業28.5%と予測されている。将来、州の経済基盤は農林業から製造業に移行すると思われる。そのため、経済社会基盤の整備が今後増々必要となるであろう。パハン州の電力需要はNEBの送電系統によって1部地域は供給されているが、点在する地方市町村は小規模ディーゼル発電所にたよっている。NEBは5ケ年計画の一環としてパハン州を含めて東部州へ連系電力系統からの供給を計画しており、着実にそれを実施に移している。本テカイ水力発電プロジェクトは電力の安定供給の上で重要な役割を担うものと期待されている。

3. 水力発電開発計画

3. 水力発電開発計画

3.1 序

マレーシア半島の最大河川であるパハン川については、1972年から1974年にかけてマレーシア政府の要請でオーストラリア政府により全流域に対し、主として治水の観点から調査が行なわれたが、今回はパハン川の支流テカイ川について水力発電の観点から見直しを行った。

調査団はテカイ川における水力開発計画案を策定し、その可能性を検討するために、1981年6月より同年10月までの約5ヶ月間にわたり、予備現地調査を実施し計画検討を行った。検討内容は計画地域内に設定された二つの開発候補地点（上・下部地点）について、その優劣を比較し、最も有利な開発方式と概略の開発規模を策定したものである。この段階での検討内容については、1982年3月のInterime Reportに報告されているが、再適開発方式として上・下流2段にわけた一貫開発が有利であるとされた。調査団はこの計画案をもとに1982年5月より同年12月まで7ヶ月間にわたり、より詳細な追加現地調査と諸資料の収集を行った。これらの新たに得た諸資料をもとに再検討を行った結果、一貫開発がFeasibleであるとの結論を得た。

3.2 ダムサイトの地質

3.2.1 上部ダムサイトの地質

上部サイトの地質は、テルムス赤色岩ならびにマンキン砂岩より構成されている。

テルムス赤色岩は、ダムサイトの上流域のテルムス川沿いに分布しており、地質時代を中生代の白亜紀とされている。

上部サイト周辺のテルムス赤色岩は、主に頁岩（TSh）および砂岩により構成されている。

頁岩（TSh）は、赤色～赤紫色を呈しており、片理の発達した岩石である。部分的に塊状の泥岩を挟在している。また、風化の進行が著しく深部まで風化層が続いている。このため、頁岩（TSh）の分布するテルムス川沿いの山容は、なだらかな斜面を有する形状となっている。

砂岩（TSS）は、主に細粒石英砂岩により構成されており、上部サイト周辺での分布は少い。

マンキン砂岩は、地質時代を中生代ジュラ紀とされており、上部サイトに広く分布する地層で、砂岩と頁岩より構成されている。上部サイトでの西部には、砂岩が多く、上流の東部には頁岩が広く分布している。

砂岩は、堅硬、緻密な岩石で、テカイ川沿いに急峻な山様を形成しているが、頁岩は、片理が発達し、風化が深部まで進行する傾向にある。

マンキン砂岩は、テルムス赤色岩の下位層として分布し、テルムス赤色岩とは、テルムス川とテカイ川との合流点付近で、北北西一南南東方向に整合関係の地層境界をもって接しているものと推定される。

以上のように上部サイトの岩石は、岩相により14種類に区分されるが、土木地質的区分を行ない、砂岩、頁岩、砂岩頁岩互層、礫岩の4種類にまとめた。

これらの地層を覆って段丘堆積物（Qtr）、河床砂礫層（r）が河川沿いに分布する他、崖錐堆積物（Te）が山腹斜面に小規模に分布している。

段丘堆積物（Qtr）は、テカイ川とテルムス川との合流点付近に広く分布している他上部サイトのテカイ川沿いに小規模に分布している。ダムサイト上流約250 mのテカイ川の左岸ならびに、ダムサイト下流約200 mには、比較的持った粘土、砂、小礫よりなる段丘面が分布している。

河床砂礫層(r)は、テガイ川沿いに分布し、河川により運搬された細、シルトなどで構成されている。河床底では層厚5m以下と比較的薄く分布している。

上部サイトの地層は、一般に北北西ー南南東の走向を有しており、テルムス向斜軸(Fig.図Ⅱ参照)に沿って大小の褶曲軸が上部サイトに分布している。上部サイトでは、褶曲軸(向斜軸、背斜軸)が分布するため、地層の傾斜は一様でない。

上部サイトには、小規模な断層、破砕帯が分布している。2本の規模の大きな破砕帯が上部ダムサイトの上・下流部に北北東 ― 南南西の走向をもって分布している。このうちの1本は、ダム軸と低角度で交差し、右岸のアバットに連続する可能性がある。

以上のような地質状況のもとで、谷幅の狭い地点にダム軸を選定するとともに、ダムサイト上流約800mのテガイ川左岸の頁岩分布地域をコア材採取地(Site A)に、ダムサイト下流約1kmのテガイ川右岸の頁岩分布地域をコア材採取地(Site B)ならびに砂岩分布地域をロック材採取地(Site B)として地質調査を実施した。

3.2.2 上部ダムサイトの地質工学的考察

ダムサイトは砂岩ならびに頁岩により構成されており、比較的谷幅が狭く、フィルダム基礎として良好な岩盤が浅く分布することから、ダムサイトとしては適した地点と考えられる。また、地層は褶曲作用を受けているが、ダムサイト付近より上流地域では上流方向傾斜である。

ダムの型式としては、近傍から異体材料(コア材、ロック材)が採取可能であることから、中央土質しゃ水壁型ロックフィルダムが適していると考えられる。

また、ダムサイト右岸には、ダム軸と低角度で交差する比較的規模の大きな破砕帯(破砕帯20～40mと推定される)が分布する可能性があるため、基礎処理、構造物の設計に際しては、十分に考慮する必要がある。

3.2.3 下部ダムサイトの地質

下部サイトの地質は、上部サイトと同様に、地質時代を中生代ジュラ紀とされるマンキン砂岩より構成されている。

下部サイトにおけるマンキン砂岩は、主に砂岩と頁岩より構成されており、頁岩に比べ砂岩の方が広く分布している。

砂岩は、堅硬、緻密な岩石で、ダム軸の右岸を形成している。頁岩は、ダム軸の左岸に分布し、片理の発達した岩石で、砂岩に比べ風化が深部にまで達している。

下部サイトにおけるマンキン砂岩は、地質層序表に示すように7種類に岩相区分される。

また、ダムサイト下流右岸には、広く砂岩が分布している地域があり、この地点を下部ダムの原石山地点（Site C）と定め調査を実施した（図Ⅱ参照）。下部ダム原石山地点も、ダムサイトと同様にマンキン砂岩により構成されており、砂岩優勢で4層の頁岩層を挟んでいる。

以上にように、下部サイトの岩石は、岩相により7種類に区分されるが、土木地質的区分を行い、砂岩、頁岩、砂岩頁岩互層の3種類にまとめた。

これらの地層を覆って、小規模な段丘堆積物（Qtr）、河床砂礫層（r）が河川沿いに分布する他、崖錐堆積物が山腹斜面に分布している。

段丘堆積物（Qtr）は、ダムサイトの下流域ならびに河川の屈曲部に小規模に分布し、主に粘土、砂ならびに小礫より構成されている。

河床砂礫層（r）は、ダム軸左岸の河川沿いに分布する他は、大規模な分布は認められない。主に石英質砂から構成されており、シルトや小礫を含んでいる。また、河床部では層厚3～10m程度と不規則な厚さで分布している。

崖錐堆積物は、ダムサイトにはほとんど分布しないが、下部ダム原石山地点（Site C）の山腹斜面には、比較的広範囲に分布している。

下部サイトの地層の走向は、一般に北東－南西方向であり、ダムサイトでは、20°～40°の南東方向傾斜であり、ダムサイト下流の原石山地点では、30°～60°の南東方向傾斜の単斜構造を呈している。

下部サイトには、小規模な断層、破砕帯が分布しているが、地質構造を支配するような断層、構造物に影響を与える破砕帯などの分布は確認されていない。

3.2.4 下部ダムサイトの地質工学的考察

ダムサイトは、砂岩および頁岩により構成されている。地質は上流方向傾斜である。

ダム型式としては、フィルタイプダムならびにコンクリートグラビティーダムが考えられるが、堤体材料、特にコア材について現在までに有望な採石地がないこと、な

らびに建設費の比較を行った結果、コンクリートグラビティーダムが有利であるとされている。

3.3 建設材料

テカイ上部地点におけるセンターコア型ロックフィルタイプダムのコア材、ロック材、骨材及びコンクリート重力式ダムのテカイ下部地点での骨材調査に4地点の採石場、土取場が選定された。この4地点は、上部、下部ダムサイトの近傍に位置し、テカイ河上流方向より、siteA、B、C、Dと命名する。

サイトA、Bは、上部ダムのそれぞれ上流、下流部に位置し、コア材、ロック材、骨材候補地に調査が行なわれた。コア材は両サイトとも砂岩、頁岩の風化岩を対象とし、立坑より採取した試料の土質試験の結果、両サイトの試料ともコア材としての遮水性は十分であり、透水係数は1×10⁻⁷cm/secオーダーであった。また、自然含水比と最適含水比の差が小さく、施工に際してはコア山から盛立現場に直送も可能であり、最大乾燥密度は約1.8g/cm³である。

サイトAは地形がやや急峻で風化岩の層はうすいが、サイトBは地形が台地状をなし、風化岩の層はサイトAより厚く、埋蔵量、施工性の点でサイトBの方が有利である。

サイトA、Bの砂岩、頁岩をロック材、コンクリート骨材の対象とし、ボーリングコアを使用した岩石試験を行った。

その結果、サイトA、Bとも砂岩は比重が、約2.55で吸水率は3%以下であり、頁岩は比重が約2.35で吸水率も多い。通常、良質の骨材は比重2.5以上、吸水率3%以下といわれるので、骨材、ロック材としては頁岩よりも砂岩の方が望ましい。従って地質調査より砂岩の分布に富むサイトBよりの採取が有利と思われる。

サイトCは、下部ダム下流部に位置し、砂岩、頁岩のコンクリート骨材候補地として、岩石試験が行なわれた。その試験結果は、サイトA、Bの岩石試験結果と同一である。地質調査では、サイトCの風化部は比較的厚いと推定されている。

サイトDは、下部ダム下流のテブリン川上流部に位置しており、石灰岩のコンクリート骨材を対象とした候補地である。地質調査を行なってはいないが、入手したボーリングコアによる岩石試験結果はきわめて良好で比重は2.7、吸水率は0.3%以下である。

また、上下部ダムサイトの基礎掘削、洪水吐、発電所等の掘削ズリは砂岩、頁岩よりなり、十分、シェル材等に流用できると思われる。

地質調査、施工性を考慮すると、大土工量となる上部ダムの近傍で、かつコア材の埋蔵量の大きいサイトBを中心にコア材、ロック材、骨材を採取することにした。

コア材となりうる風化層の平均の厚さは、原石山（Site B、B－1）ならびに土取場（Site B、B－2）において、それぞれ5mおよび8m程度で分布するものと推定される。

コア材の必要量は、600,000㎥であり、歩止り、体積変化率を考慮すると地山必量は、約1,000,000㎥となる。このため、原石山（Site B、B－1）では、約56,000㎥、土取場（SiteB、B－2）では、約113,000㎥をそれぞれ採取場として選定し、地山必要量1,000,000㎥のコア材を確保することとした。

3.4 ダムサイトの選定

3.4.1 ダム地点の選定

テカイ川の下流域は千分の一程度の非常に緩い河川勾配をなし、ダム建設によって大きな貯水容量を得られる可能性を有している。またテカイ川の有する水力資源をできるだけ有効に利用するため、本プロジェクトの計画区域を下流域に限定し、岩盤が露頭し、地質が良好で、両岸が相迫り、上流に大きな貯水容量が得られる地点を選定すると、２つの開発候補地点（上・下部地点）が得られる。

上部地点はテカイ川とテルムス川の合流点より下流のやゝ急峻な地形が発達した河床から両岸の中腹にかけて岩盤の露頭が見られる区域である。また下部地点は上部地点より下流約20km付近の上部地点と同様な条件を有する区域である。

これらの地点は、オーストラリア政府の報告書、コロンボ計画における「PAHANG RIVER BASIN STUDY August 1974」にも提案されており、今回のFeasibility Study においても1981年３月１日から３月25日に現地踏査を実施し、開発候補地点として改めて確認を行った。

上部地点についてはU－1、U－2、U－3の３ダム軸を選定し、地形的、地質的条件から、U－２を最優先のダム軸としてInception Report において提案した。

また、下部地点については L－1、L－2の２ダム軸を選定し、同様に地形的、地質的条件からL－１を最優先のダム軸として提案した。

3.4.2 ダム軸の選定

1）上部ダム

上部ダム地点の地形は川幅が約60m、河岸斜面は急傾斜をなしている。当地点周辺の地質状況は調査結果より、主にマンキン砂岩に属する砂岩と頁岩からなっており、その他テルムス赤色岩に属する砂岩と頁岩より構成されている。ダムサイト左右岸とも尾根部では風化層が10m程度、斜面部５m程度である。河床堆積層は６～７mとそれ程厚くなく基礎岩盤はきわめて堅硬である。以上のような地形、地質、及び工事施工等を考慮して、比較ダム軸としてU－1、U－2、U－3の３軸を選定した。

各ダム軸に対して踏査結果より得た、地形条件、地質条件、およびこれらについての総合評価については次表に示し、またダム軸地形断面図、平面図は図3.1

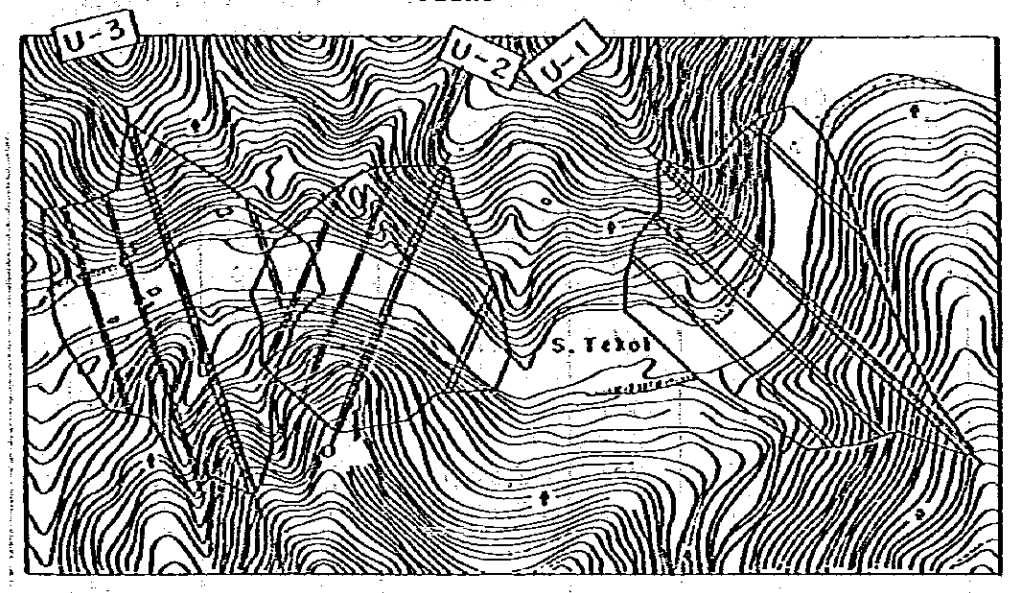
に示す。

上部地点ダム軸の比較（踏査結果）

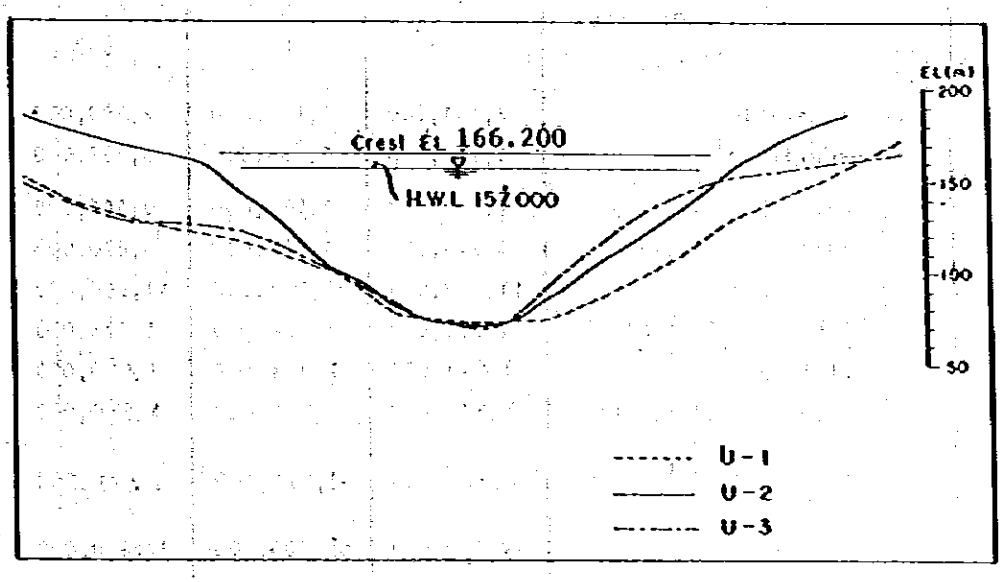
地形・地質条件 ＼ ダム軸			U－1	U－2	U－3
地形条件	斜面の傾斜	右岸	やや急（1：1.8）	急　峻（1：1.5）	やや急（1:1.3～1:5.0）
		左岸	緩傾斜（1：2.5）	急　峻（1：1.4）	緩傾斜（1:1.8～1:8.0）
	河　床　幅		広　い（約80m）	狭　い（約50m）	狭　い（約40m）
	標高165mにおける両岸の距離		やや長い（約490m）	短　い（約320m）	長　い（約710m）
	中心線周辺の地形	右岸	尾根を形成	尾根を形成	尾根を形成
		左岸	尾根なし（尾根に沿うためには中心線を上流側に大きくカーブさせなければならない）。	尾根を形成	尾根やや薄い
地質条件	河床付近岩盤露出状況	右岸	不良（頁岩）	良好（砂岩）	良好（砂岩）
		左岸	不良（頁岩）	良好（砂岩）	良好（砂岩）
	地　質		地層は主として上流側に傾斜。	中心線は背斜軸、向斜軸に斜交。地層は主として上流側に傾斜。破砕帯が右岩に推定される。	中心線は背斜軸に一致する。この背斜軸は極めて割目に富む。（透水性大）
	アバット付近掘削深度（ダム基盤深度）	右岸	10m 前後	10m 前後	5 ～ 10 m
		左岸	10m 前後	15 ～ 20m	15～20m（推定）
総合評価	地形条件		不　適	最　適	不　適
	地質条件		適	適	不　適

Fig. 3.1 Selection of Dam Sites (Upper Dam Sites)

Plane



Section



さらに各ダム軸に対し、ダムのレイアウト（図3.1参照）を行い本体工事費の比較より、U－2地点が最短ダム軸と最小堤体積をもち最も経済的である。比較に際してはダム型式はロックフィルダムとし、ダム高100mとした。

堤体積と本体工事費は次の通りである。

Dam Body Volume

Item \ Dam Axis	Unit	U-1	U-2	U-3
Excavation	m^3	535,000	442,000	486,000
Core embankment	m^3	691,000	604,000	679,000
Filter embankment	m^3	330,000	280,000	324,000
Rock embankment	m^3	2,695,000	2,162,000	2,652,000
Riprap and protection rock	m^3	97,000	79,000	88,000

Dam Body Construction Cost

(Unit : HS)

Item \ Damsite		U-1	U-2	U-3
Earth excavation		2,541,000	2,100,000	2,309,000
Rock excavation		6,153,000	5,083,000	5,589,000
Dam body	Core embankment	9,674,000	8,460,000	9,506,000
	Filter embankment	5,775,000	4,905,000	5,670,000
	Rock embankment	41,773,000	33,508,000	41,106,000
	Riprap and rock protection materials	1,795,000	1,462,000	1,628,000
	Drilling	3,640,000	2,873,000	3,640,000
	Cement grouting, etc.	5,670,000	4,435,000	5,670,000
Foundation treatment tunnel, etc.		2,779,000	2,354,000	2,682,000
Total		79,800,000	65,200,000	77,800,000

前記、地形、地質、ダム本体工事費及び洪水吐、水路、発電所構造物の優劣を判定し、U－2を最適ダム軸として選定した。

2）下部ダム

下部ダム地点の地形、地質は上部ダム地点に類似しており、地質構成はマンキン砂岩に属する砂岩と頁岩よりなる。これらの地質、地形、また工事施工等を考慮して下ダムではL－1、L－2のダム軸を選定した。

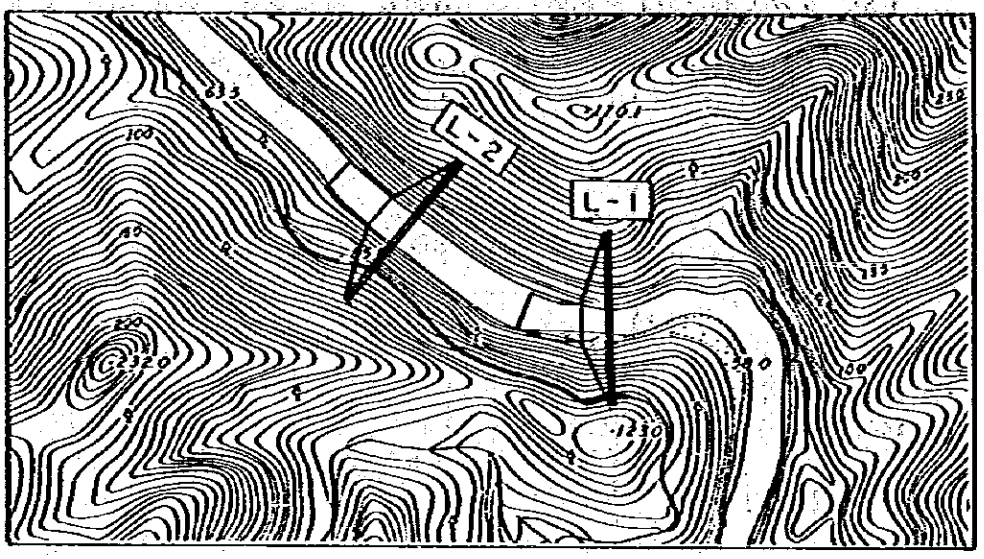
上記、2ダム軸に対して踏査結果より得た、地形条件、地質条件、およびこれらについての総合評価については次表に示し、またダム軸地形断面図、平面図は図3.2に示す。

下部地点ダム軸の比較（踏査結果）

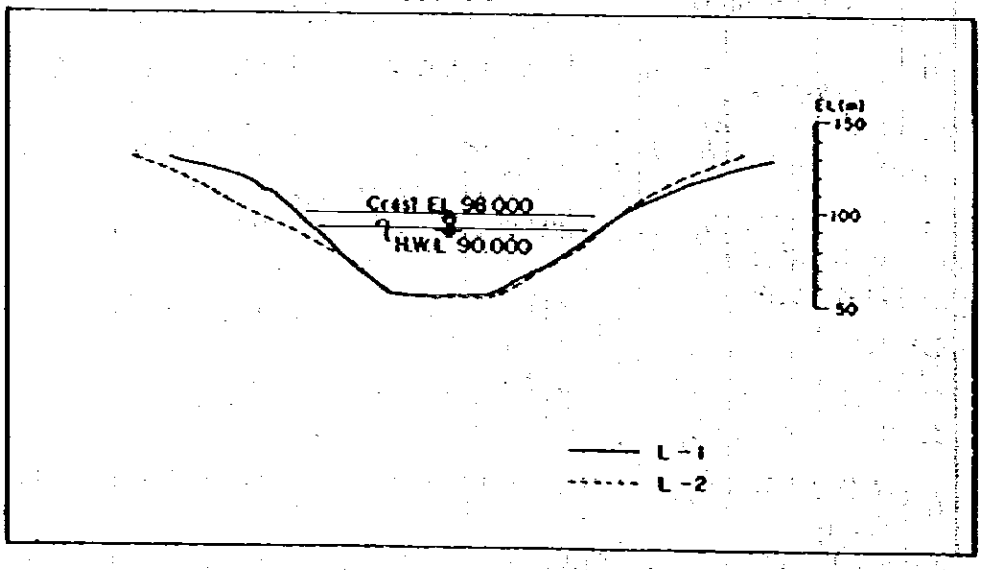
地形・地質条件 ＼ ダム軸			L－1	L－2
地形条件	斜面の傾斜	右岸	急峻（1：1.5）	急峻（1：1.5）
		左岸	急峻（1：1.3）	やや急（1：1.8）
	河床	幅	狭い（約50m）	狭い（約50m）
	標高80mにおける両岸の距離		短い（約130m）	やや短い（約145m）
	中心線周辺の地形	右岸	やや尾根状をなす	僅かに尾根状をなす
		左岸	変化なし	変化なし
地質条件	河床付近岩盤露出状況	右岸	堅硬岩露出（砂岩）	不良（砂岩・頁岩互層）
		左岸	良好（砂岩）	不良（砂岩・頁岩互層）
	地質構造		地層は上流側へ傾斜	地層は上流側へ傾斜
	アバット付近掘深度（ダム基盤深度）	右岸	約5m（風化岩露出）	約10m（風化土に被覆）
		左岸	約5m（風化岩露出）	約10m（風化土に被覆）
総合評価	地形条件		最適	適
	地質条件		最適	適

Fig. 3.2 Selection of Dam Sites (Lower Dam Sites)

Plane



Section



地形図から２ダム候補地点とも、ダム軸長および堤体断面積ともに大きな差はなく、また左右岸の地形形状も類似している。本体工事費についての比較検討は次の通りである。ただしここではダム高55mの重力式コンクリートダムとして比較したものである。（図3.2参照）

比較に際しての洪水吐を含めた本体ダムコンクリート量と工事費は次の通りである。

Dam Body Concrete Volume

Item \ Dam Site	Unit	L-1	L-2
Earth excavation	m^3	84,100	85,000
Rock excavation	m^3	52,600	83,500
Concrete	m^3	173,300	207,000

Construction Cost

(Unit : M$)

Item \ Dam Site	L-1	L-2
Earth excavation	799,000	808,000
Rock excavation	1,210,000	1,461,000
Dam concrete	32,927,000	39,330,000
Grouting — Drilling	2,275,000	2,418,000
Grouting — Cement grouting	2,835,000	3,105,000
Foundation treatment tunnel, etc.	4,724,000	4,778,000
Total	44,770,000	51,900,000

以上の本体工事費よりＬ－１を最適ダムサイトとして選定した。

3.5 ダム形式の選定

3.5.1 上 部 ダ ム

テカイ川流域での水文資料および発電出力の検討により、テカイ上部ダムでは堤頂EL.166.2m、ダム高100mが最適であると考えられ、これをもとにコストの比較を行ない各ダムタイプの検討を行った。

ダムサイト地点では、地形、地質条件によりダムタイプとしてロックフィルダムとコンクリート重力式ダムが好ましいと考えられる。アーチダムについては地形、地質から好適地は見当たらず、またアースフィルダムについてはのり面勾配を十分にとらねばならないこと、また、そのための十分な材料をまかなえるサイトが近くにあるかどうかが不明である。

以上より本検討では以下のダムタイプについて比較を行った。

Rockfill Dam	Earth core impermeable wall type Concrete facing type Asphalt facing type
Concrete Dam	Concrete gravity dam

これらの、レイアウト、予備設計については第II巻図面集に示す。

設備の概要を下記に示す。

1. ロックフィルダム案

洪水吐は、最短ルートを得られる左岸部に設けるものとし、発電設備はダム直上流の右岸側に取水口を設け、埋設式水圧鉄管1条によりダム下流右岸に設けた発電所に導水する。

仮排水路は、ダムサイトの地形および他の構造物のレイアウトを考慮して、左岸に直径8m1条とした。

2. 重力コンクリートダム案

コンクリートダムに対しては、発電所はロックフィル同様に地山傾斜の緩い右岸側ダム直下流に配置した。取水口は堤体に設置し水圧管路は2条とた。これらダム本体、各構造物の詳細設計については、第V巻に述べられている。

コストの比較評価については次表に示されている。付帯設備としてスピルウェイ、

ダイバージョン設備、水路構造物、発電所、ダムが含まれている。比較コストはマレーシアドルM$×10³である

(Unit : 10^3M$)

Structure	Type of Dam			
	Rockfill Dam			Concrete Gravity Dam
	Concrete Facing	Asphalt Facing	Earth Core	
Diversion and care of river	24,124	24,014	20,572	19,805.5
Dam	62,508	64,819	59,976	223,372
Spillway	21,200	21,200	21,200	8,000
Instake structure	3,512	3,512	3,512	9,034
Penstock	25,654	25,654	25,654	
Power house	20,450	20,450	20,450	20,030
Switching yard	1,330	1,330	1,330	1,330
Mechanical equipment	3,500	3,500	3,500	3,927
Total	162,278	164,479	156,194	285,498.5

以上のコストを見ると、コンクリートダムについては堤体ボリュームが非常に大きいため、コンクリート費用がロックフィルに比べて大きい。一方、ロックフィルダムでは費用の差は小さいが、中央土質しゃ水壁が最も経済的であり、約100m堤高をもつアスファルトしゃ水壁についてはその施工条件等を考慮すれば、中央土質しゃ水壁ロックフィルダムに比較して不利な点が多い。

以上より中央土質しゃ水壁型ロックフィルダムが当ダムサイトでは最適である。その主な利点は次の通りである。i) 地質、地形的条件により当ダムサイトはロックフィルダムに適している ii) ダムサイト近隣には良質なロックフィルおよびコア材がとれ、その量も十分である iii) 建設材料のほとんどはローカルで間に合い、外部(海外)からの供給ならびに外貨変動に依存する必要はない。

3.5.2 下 部 ダ ム

テカイ下ダムは、ピーク用電源としての上部地点の調整池の役割をするとともに残流域の調整をするものであり、堤頂EL. 81m、ダム高38mの規模が最適と考えられる。コスト比較によるダムタイプの比較は上部ダム同様に行った。下部ダムサイト地点では、アーチダム、アースフィルダムは不適当であり、次のダムタイプについて比

較検討した。

Concrete Dam	Concrete Gravity Dam
Rockfill dam	Earth core impermeable wall type dam Concrete facing dam Asphalt facing dam

これらのレイアウト、予備設計については第II巻図面集に示されている。

設備の概要を下記に示す。

1. 重力コンクリートダム案

コンクリートダムに対しては、取水口および水圧管路は堤体には付属して設置し、右岸側ダム直下流の発電所に導水される。本体施工は上ダム湛水期間に行うものとして検討した結果、半川持切工を用いた。

2. ロックフィルダム案

洪水吐は地山傾斜の緩い右岸部に設計、発電設備はダ上流左岸側に取水口を設け埋設式水圧鉄管1条によりダム下流左岸に設けた発電所に導水される。

仮排水路は右岸に直径6.0m 1条とした。

次表は堤頂EL.81mでの各ダムタイプに対するコスト比較である。関連構造物である洪水ばき、仮排水路、水路構造物、発電所を含めている。

(Unit : 10^3M$)

Structure	Type of Dam			
	Rockfill Dam			Concrete Gravity Dam
	Concrete Facing	Asphalt Facing	Earth Core	
Diversion and care of river	7,153	7,153	7,153	5,078
Dam	15,333	15,353	10,756	15,923
Spillway	9,427	9,427	9,427	4,950
Intake structure	1,210	1,210	1,210	1,600
Penstock	3,465	3,465	3,465	810
Power house	6,440	6,440	6,440	6,440
Mechanical Equipment	1,210	1,210	1,210	1,210
Total	44,238	44,258	39,661	36,011

以上のコストの比較より、コンクリートダムが最も有利である。

3.6 プロジェクトの最適規模

ダムの高さ、最大出力、余水吐のクレスト長に関し、最適プロジェクト規模を決定するため、プロジェクト規模に対応する建設費用と発電便益をkW, kWH価値によって比較検討した。

費用と便益の比較は、年間の価値に換算し、B/CとB－C値によった。なお、この比較において、発電以外の費用、便益については無視している。

kWおよびkWhの便益は次の通りである。

1 kW ＝142.7 M$

1 kWh＝0.19 M$

これらの値は、以下に想定した代替火力（ガスタービン）の発電費用に基づいて求めた。（詳細は第5章を参照）：

(1) 年間資本費：M$ 86.79／kW

ガスタービンプラントの資本費M$ 660／kW（NEBデータによる）を耐用年数15年、割引率10％と想定し、資本回収係数（CRF）0.1315から年間資本費に換算した。

(2) 運転、維持費：M$ 40.72／kW

運転、維持費は人件費、スペア部品、および毎年交換されるバケットとノズルの費用を含む。

(3) 燃料費：M$ 0.1935／kW.H

燃料消費は第5章で想定したプラント運転に従って計算した。燃料油単価M$ 617／l（US$ 30／bbl）は、1982年前半の中質油のシンガポールFOB価格を基にしている。

(4) kWとkWH値に対する調整係数：1.119と0.982

調整係数は、水力プロジェクトと代替ガスタービンに関する送電損失率、事故率、所内電力使用率、オーバーホール率の差を考慮して算出した（5章参照）。

3.6.1 上部地点開発計画

(1) ダム高の検討

ダム高の検討に当って、ダム高を80m、90m、100m、110mの4ケースについて比較を行った。比較をする上での基本条件は次の通りである。

(a) 各案共、設備出力を150MW(75MW×2台)とする。

(b) 有効容量は、各案共ダムサイトにおける1961年から1980年までの20年間のマスカーブから累年貯留ができる680×10^6 m^3とする。

(c) 利用水深は、1982年に実施した貯水池周辺の航空写真測量図をもとに作成した貯水容量曲線から決められた。

(d) 貯水池の満水位は、ゲート無しでSpillwayのCrest Elevation(Spillwayの巾40m)により決めた。

以上の基本条件で、B/CおよびB−Cにより判定した。比較の結果は、次表の通りである。この結果からダム高は100mが最も有利である。

Table 3.1 Study of Dam Height

Dam Height	(m)	80	90	100	110
Dam Crest Elevation	(m)	145	155	165	175
Elevation of Dam Foundation	(m)	65	65	65	65
High Water Level	(m)	135	146	157	158
Low Water Level	(m)	106	132	147	150.5
Effective Storage Capacity	(10^6m^3)	680	680	680	680
Effective Depth	(m)	29	14	10	7.5
Normal Water Level	(m)	125.3	141.3	153.7	165.5
Tailrace Water Level	(m)	75.6	75.3	75.0	74.7
Maximum Turbine Discharge	(m^3/s)	366	275	235	200
Installed Capacity	(MW)	150	150	150	150
Construction Cost	(10^6M$)	277	273	289	345
Annual Cost	(10^6M$)	34.37	33.91	35.83	42.33
Annual Energy Output	(10^6kWh)	126.2	163.4	194.8	225.8
Annual Benefit	(10^6M$)	45.39	52.46	58.42	64.31
B/C		1.32	1.55	1.63	1.52
B − C	(10^6M$)	11.02	18.55	22.59	21.98

(Reference)

Water Surface Area	(km^2)	42.0	59.0	76.0	94.5

(2) 利用水深（有効貯水容量）の検討

前項の比較検討により最適ダム高は、100mとなったが、ここでは利用水深について、20m、15m、10m、5mの4ケースについて比較を行った

(a) 各案共、設備出力を150MW（75MW×2台）とする。

(b) Normal Water Level は、貯水池の有効容量部分の重心水位とした。

(c) 放水位は各案共極めて僅かの差しかないので、どの案も75.0mとした。

以上の基本条件で、B/CおよびB－Cにより判定した。比較の結果は、次表の通りである。

この結果から利用水深は、5mが10mより僅かに有利であるが、有効貯水容量の大きい方が、洪水調節効果（上表には洪水調節効果のBenefitは算入されていない）が大きく、また水資源の有効活用の面からも有利であるとの判断から利用水深は10mを採用した。

Table 3.2 Study of Effective Depth

Effective Depth	(m)	20	15	10	5
Dam Height	(m)	100	100	100	100
High Water Level	(m)	157	157	157	157
Low Water Level	(m)	137	142	147	152
Effective Storage Capacity	(10^6m^3)	1,210	960	680	360
Normal Water Level	(m)	150.3	152.0	153.7	155.3
Tailrace Water Level	(m)	75.0	75.0	75.0	75.0
Maximum Turbine Discharge	(m^3/s)	241	236	235	226
Installed Capacity	(MW)	150	150	150	150
Construction Cost	(10^6M$)	300	292	289	287
Annual Cost	(10^6M$)	37.06	36.13	35.83	35.54
Annual Energy Output	(10^6kWh)	184.7	186.8	194.8	196.0
Annual Benefit	(10^6M$)	56.50	56.90	58.42	58.65
B/C		1.52	1.57	1.63	1.65
B - C	(10^6M$)	19.44	20.77	22.59	23.11

(3) 設備出力の検討

前項までの検討により、決定したダム高 100m、利用水深 10m の場合について、設備出力を 50MW、100MW、150MW、200MW の 4 ケースについて、各案共発電機器は 50MW ユニットで比較を行った。比較の結果は下表の通りである。これより 150MW が最も有利である。

Table 3.3 Study of Installed Power Capacity

Installed Power Capacity (MW)	50	100	150	200
Dam Height (m)	100	100	100	100
High Water Level (m)	157	157	157	157
Low Water Level (m)	147	147	147	147
Effective Depth (m)	10	10	10	10
Effective Storage Capacity ($10^6 m^3$)	680	680	680	680
Normal Water Level (m)	153.7	153.7	153.7	153.7
Tailrace Water Level (m)	73.0	74.2	75.0	75.4
Maximum Turbine Discharge (m^3/s)	75	152	235	309
Construction Cost (10^6 M$)	230	263	289	351
Annual Cost (10^6 M$)	28.87	32.74	35.83	43.03
Annual Energy Output (10^6 kWh)	200.0	196.9	194.8	193.7
Annual Benefit (10^6 M$)	45.14	51.68	58.42	65.34
B/C	1.56	1.58	1.63	1.52
B - C (10^6 M$)	16.27	18.94	22.59	22.31

(Reference)

Peak Plant Operation Time (hr)	11.1	5.5	3.6	2.7

(4) 洪水吐越流長の検討

前項までの検討により、開発規模の主要諸元はすべて決定したが、最後にゲート無しで洪水吐の越流長について40m、60m、80mの3ケースについて比較を行った。

比較の結果は下表の通りである。この結果から洪水吐越流長は40mを採用した。

Table 3.4 Study of Spillway Crest Length

Spillway Crest Length	(m)	40	60	80
Dam Height	(m)	100	100	100
Effective Storage Capacity	(10^6m^3)	680	680	680
High Water Level	(m)	157	157.5	158
Low Water Level	(m)	147	147.5	148
Effective Depth	(m)	10	10	10
Normal Water Level	(m)	153.7	154.2	154.7
Tailrace Water Level	(m)	75	75	75
Maximum Turbine Discharge	(m^3/s)	235	233.5	232
Installed Capacity	(MW)	150	150	150
Construction Cost	(10^6H$)	289	297	306
Annual Cost	(10^6H$)	35.83	36.71	37.77
Annual Energy Output	(10^6kWh)	194.8	196.2	197.3
Annual Benefit	(10^6H$)	58.42	58.69	58.90
B/C		1.63	1.60	1.56
B - C	(10^6H$)	22.59	21.98	21.13

(5) 上部地点の最適開発計画

上部地点の開発について諸比較検討結果をグラフで示すと別図の通りである。

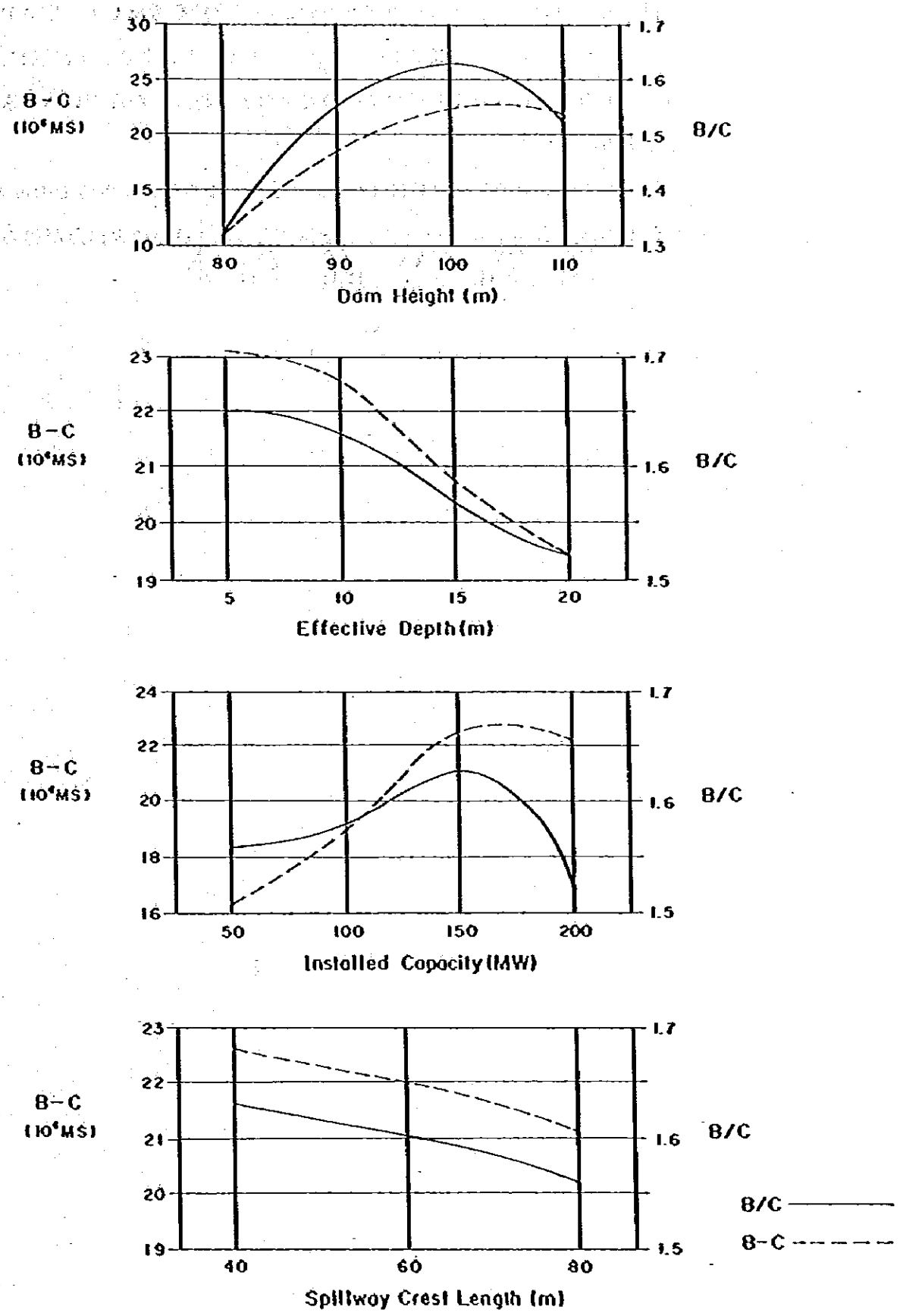
又、最適開発計画案の諸元を一覧表で示すと、表の通りである。

ダム規模の検討では、ダム高を 100 m で行なったが、最適開発の検討を行う事により、ダム高は 101 m とした。

Table 3.5 Optimum Upper Tekai Development Scheme

Dam	Type		Rock-fill
	Crest Elevation	m	166.2
	Foundation Elevation	m	65.2
	Dam Height	m	101
Reservoirs	High Water Level	m	157
	Low Water Level	m	147
	Effective	m	10
	Normal Water Level	m	153.7
	Effective Storage Capacity	10^6 m^3	680
	Gross Storage Capacity	10^6 m^3	2,040
Tailrace Water Level		m	75
Rated Effective Head		m	75.1
Maximum Turbine Discharge		m^3/s	235
Installed Capacity		mW	150
Annual Energy Output		10^6 kWh	194.8
Construction Cost		10^6 M$	289
Annual Cost		10^6 M$	35.83
Annual Benefit		10^6 M$	58.42
B/C			1.63
B-C		10 M$	22.59

Fig. 3.3 B/C and B-C for Optimum Project Size (Upper Tekal)



3.6.2 下部地点の開発計画

設備出力については、下部テカイダムの逆調整機能を考慮して決定されており、上部テカイダムのピーク流量を24時間逆調整することにより、下流域に流下させる。前記の調整により下流域の航行の安全および将来のかんがいへの水利用等に寄与することにする。

下部ダムサイトでの年間流量は40 m³/sとなり、このため発電所での最大使用水量を40m³/sと設計した。一ユニットを採用し5,800 kWの最大出力が得られる。

4 設備の設計

4. 設備の設計

4.1 概　　要

テカイ川の水力発電計画は、パハン川支流、テカイ川の下流部に上部ダムを築造し、150MWの発電を行うものである。

上下部地点一貫開発計画における下部ダム地点は、上部地点より下流約20kmに位置し、ピーク用電源としての上部地点の逆調整池の役割を持つとともに残留域の調整を行い、5.8MWの発電を行うものである。

上部ダム地点は、テルムズ川とテカイ川の合流点より下流約1kmに位置し、その地形、地質条件からロックフィルダムとした。ダムの高さ101m、堤頂長350m、堤体積3,125,000m³である。

貯水池の有効容量680×10⁶m³をもって、テカイ川の河水を年間調整し、最大使用水量235m³/sを取水、延長約580m、内径7.3m～4.6mの1本の圧力トンネルを通じ、ダム直下流右岸に設ける発電所に導水する。

基準有効落差75.1mを得て、最大出力150MW、年間発生電力量194,800MWhの発電を行うものである。

下部地点はその地形、地質条件からコンクリートダムとした。

ダムの高さ38m、堤頂長160m、堤体積約57,000m³である。

貯水池の有効容量21.5×10⁶m³、最大使用水量40m³/sを取水、延長約50m、内径5.0m～2.7mの1本の圧力トンネルを通じ、ダム右岸直下に設けた発電所に導水し、基準有効落差17.2mを得て、最大出力5.8MW、年間発生電力量40,300MWhの発電を行うものである。

4.2 土木構造物

4.2.1 上部テカイダム

1）のり面勾配

テカイ上部ダムは、堤高101 m、堤長350 mの規模をもつ中央しゃ水壁ロックフィルダムである。各種設計条件を検討し、設計諸定数を決定して安定設計を行った結果－ダムのり面の滑動に対する安定計算は、斜面崩壊に対する円形すべり面法－上流勾配は 1：1.8、下流面勾配は 1：1.75 とした。同ダムでは、下流面に2段のステップ（6m幅）を設置しており、これは施工および補修の面から考えられたものであるが、同時に下流面勾配を幾分緩くしている。満水位および設計洪水時での最小安全率は、上下流面とも常時では 1.44～2.2 であり十分な値をとっている。地震時でも上流のり面で 1.22であり、勾配の安全性については、上記諸条件に対して確められた。上流のり面勾配を決める際に考慮すべき事項は、主に基礎の性状、ダム材料の物性、貯水位の水位変動値幅、地震係数ならびに施工条件等である。

安定計算の詳細については、第Ⅴ巻の設計と施工計画の項に詳しく述べてある。

最終的にはダム材料の土質試験結果、および各種設計条件をさらに検討して安定計算を行い、ダム勾配を決定しなければならない。本案のようにゾーン形状が中央コア型である場合、しゃ水ゾーンがダムの中央にあり、また比較的薄いので、しゃ水ゾーンののり面勾配への影響は小さく、透水ゾーンのせん断強度が支配的になるため、これを十分に考慮してのり面勾配を決定すべきである。

表面しゃ水壁型ロックフィルダムについては、アスファルトしゃ水壁とコンクリートしゃ水壁について検討した。表面しゃ水壁ダムは、貯水位をダムの上流面でしゃ水するので、堤体のすべり破壊に対する抵抗性は高くなる。また施工にあたってはロック材、れき材などを比較的薄い層にまきだし締固め沈下をできるだけおさえるのでせん断強度は大きくなり、上下流面とも急勾配にすることができる。コンクリートフェーシングおよびアスファルトフェーシングでは上下流とも次の勾配で安定計算をした。

○コンクリートフェーシングダム	上流 1：1.6	下流 1：1.6
○アスファルト 〃 〃	上流 1：1.7	下流 1：1.6

2）ゾーニング

本案の中央しゃ水型のようなゾーン型ダムは、均一ダムや表面しゃ水壁型ダムに比べしゃ水ゾーン、半透水ゾーン、透水ゾーンの構成が極めて重要である。本ダムでのゾーニングはダムサイト近辺から得られる土質材料、れき材、ロック材の特性と量を把握し、またダムサイトの地形、地質条件を考慮して検討した。

まずしゃ水ゾーンの位置を定め、次に土質材料、れき材、ロック材の物性値を検討し、また採取可能量を勘案し、しゃ水ゾーンを中心にして、上下流方向に向って細粒の材料から粗粒にゾーンを配置して全体の構成を検討した。堤体の中心から外側に向って材料を細粒から粗粒に変化させていくことで、ダムのしゃ水機能を十分満足させるとともに、また浸透流による粒子の移動を抑制し、さらに表面付近に配置されたロック材のかみ合わせ効果により、のり面の安定をはかった。当サイト近辺における各材料についての詳細は第Ⅴ巻の設計施工に述べられている。

半透水ゾーンについては、しゃ水ゾーンのコア材と透水ゾーンのロック材は粒度が極端に異なるため、コア材の流出を防ぐ目的で、この両者の境に細粒と粗粒の3mフィルター2層を設置した。

透水ゾーンはダムの安定性に大きく左右するため、必要な勾配と厚さをもった十分なせん断強度を持つ材料を用いて適切に配置されるよい留意しなければならない。

本ダムでは、透水ゾーンの材料として（上記の諸条件に適合する）岩質堅硬な砂岩が用いられている。建設材料についてはChap3の建設材料の項および第Ⅳ巻地質報告書に述べられている。

3）ダム天端標高

ダム天端の高さについては、i）設計水位が常時満水位の場合、ii）設計水位がサーチャージ水位の場合、のそれぞれにていて検討し標高の高い方に決定した。風による波浪高、地震波高、ゲートの有無による加算値、堤体の構造上の加算値（フィルタイプ、コンクリートタイプ etc.の相違による）を考慮し、i）に対しては159.2m、ii）に対しては166.2m を得、これより天端標高は166.20mとした。計

算は第Ⅴ巻に示す。

4）仮排水路

河流処理対象流量としては、100年確率洪水量2700m³/sとし、貯留効果を考慮に入れ、仮排水トンネルの通水容量は1324m³/sとした（洪水位EL.110.00m）。

ダムサイトの地形および他の構造物のレイアウトを考慮して左岸部に標準馬蹄形のトンネルを1条設けることにして、各断面について検討した。各トンネル径に対する通水量と水位の関係から、直径8.00m案が最も経済性が高い。

仮排水路の通水容量計算については第Ⅴ巻に記してある。

5）上流仮締切り

ダムサイトでの渇水期（4ヶ月間、河川流量Q_{max}≒20m³/s）に1次締切りにより転流し、2次締切りの盛立を行う。

2次締切り工の天端標高は仮排水路断面検討により、洪水位EL.110.00mに余裕高1.50を見込みEL.111.5mとした。型式は中央土質しゃ水壁フィルダムとし、最終的にはダム本体の上流面となるものである。河床部基礎処理は堆積層約6mを掘削除去し、止水グラウチングを施工し漏水防止を計る。

6）洪 水 吐

上部ダムサイトの洪水量は7300m³/sであるが貯留効果を考えて洪水吐の設計洪水量は1504m³/sとした。フィルダムの設計では、洪水吐の工事費が占める割合は大きいので左右岸両案について比較検討し、他の構造物との関連、経済性を考慮して左岸案を採用した。また、洪水吐はゲート操作による不慮の事故、および維持管理等を考慮に入れ自由越流式とし、越流幅40m、60m、80mの比較により経済性の高い40m案を採用し、越流水深は7.00mとした。

また、洪水吐末端に設ける減勢装置は水平水叩き方式（Horizomtal Apron）とし、減勢池末端に副ダムを持つ構造とした。

7）取 水 口

取水口は地形、地質および経済性を考慮して、傾斜型取水口をダム直上流の右岸側に設けた。取水口の接近流速は、損失水頭等を総合的に判断して0.5m／sとした。呑口の敷高は水理模型実験により決定した。

詳細については第Ⅴ巻の項に述べる。

8）水圧鉄管路

水圧鉄管路の設計は地形、地質等を考慮の上、主として地形上の理由から埋設式とした。条数については、当初２条案が保守点検および運転条件より合理的であると考えられたが、検討の結果、１条案が経済的であり、２条に代わりうる機能をもつものと判断されたため、直径7.３ｍ１条案とした。管は溶接鋼管とし、管胴材料は施工性等よりSM50（ＪＩＳ）もしくはこれに相当する材料を用いるものとする。

9）発電所および開閉所

発電所は右岸側ダム直下流に配置した。地質調査の結果によれば、発電所地点は良好な基礎岩盤が期待できるので、経済性を考慮してバレル式とした。

開閉所は発電所に近接していることと、発電所進入道路および他の構造物との関連から、ダム直下流に盛土し、その上に設置することとした。

10）基礎処理

上部ダムの右岸、河床部は２Lu以下の難透水層が、比較的浅く分布するのに対し、左岸部では深く分布している。漏水、パイピング等に十分安全であるように基礎処理を施工することが望ましく、ここではカーテングラウチングによる岩盤の改良目標値を２Luとした。

河床部では前述のように２Lu以下の領域が非常に浅く分布しているが、確実な止水を行うため、３次孔までのカーテングラウチングを50mの深さに、２次孔は70mの深さの範囲まで行う。

また、左岸部の越流水位以下に残る50Lu 以上の高透水ゾーンならびに右岸部の破砕帯については、グラウト・トンネルを左右岸に設け、４次孔（1.5mピッチ）までのグラウチングを実施し、完全に止水する。

特に右岸部の破砕帯については、高透水ゾーンが深部へ連続する可能性があるため、河床レベル（静水圧相当）までは、４次孔（1.5mピッチ）までのカーテングラウチングを実施し、完全な止水を行うことが望ましい。

4.2.2 下部テカイダム

1) のり面勾配

テカイ下部ダム（重力式コンクリートダム）の上下流勾配の決定は、ダム軸方向に単位幅をもった基本三角形断面で行う一般的な二次元的設計で検討した。当ダムはダム高38mとそれ程に高さはなく、また基礎岩盤のせん断強度が大きいので、点安全率やフィレットの採用については考慮する必要はないと考えられる。

ダム上下流勾配の決定に際しては、設計諸条件に基づき、外力の合力が堤体水平断面 Middle Third に入ること、せん断摩擦安全率 $P_s \geq 4$ であること、また諸応力が堤体または基礎の許容圧縮応力を越えてはならないこと等を考慮して検討した。当ダムでは、上流面の勾配は1：0.10、下流面は1：0.75となった。ダム高38mに対して下流面が幾分緩いと考えられるが、これは当ダムサイトにおける河川勾配が緩く（テカイ川は全体的に河川勾配が緩い）、上、下流側の水位差が小さくなり揚圧力の影響によっている。

安定計算は各諸条件をもとに、越流部断面について各々常時満水時、設計洪水時、空虚時の3ケースについて検討した。これより、合力作用点のMiddle Third内にあることによる転倒に対しての安全性、滑動に対しては満水時では n=4.5 であり、また最大圧縮応力度は空虚時の上流側に発生するが、その値は69.1t/m²で、地耐力、コンクリート応力度とも十分である。これら安全計算の詳細については第V巻に述べられている。

2) ダムの天端標高

ダム天端標高は、風による波浪高、地震波高、余裕高による加算値を考慮してEL.81.00mとした。

3) 転 流 工

下部ダムの本体施工は、上部ダム湛水期間に行うものとして検討の結果、最も経済性の高い半川締切り工を採用した。河流処理対象流量としては、残流域180 km²の10年確率洪水流量200m³/sとした。

半川締切り工は、河床堆積物が約10mと深いので、シートパイル2重打込として中詰工を施し安定性および漏水防止効果を計るものとした。

4) 洪 水 吐

下部ダムの設計洪水量は、上部ダムよりの洪水流下量870m³/s（1000年確率洪

水量）および残留域の 230m³/s を加算し、1,100m³/s とした。

洪水吐は上部ダムと同様に自由越流式とし、越流水深は中央部42m間を4.00m、両袖部を3.00mとして流量調節を行い、減勢池流入時の流況の安定性を計るものとする。また減勢工は水平水叩き方式とした。

5）取 水 口

取水口は、堤体に付属して設置するものである。取水口、呑口の敷高は、水理実験によりかぶり水深を決定した。

6）水圧鉄管路

上ダムにおける諸条件と同様の理由から、下ダムでは直径 5.0mの1条案とした。

7）発電所および開閉所

発電所は、地山傾斜の緩い右岸側ダム直下流に配置した。地質調査の結果によれば、発電所地点は良好な基礎岩盤が期待できるもので、経済性を考慮して、水車、発電機はパレル式とした。

8）基礎処理

下部では、深部においてもルジオン値は収束せず、10Lu 程度の透水ゾーンが深部まで連続している。また、LD－4で確認された、破砕帯部では 20Lu 以上の透水ゾーンが分布している。

一般に、カーテングラウチングの改良範囲は、$L=\frac{H}{3}+\alpha$（$\fallingdotseq\frac{H}{2}$、L：グラウト深度、H：ダム高、α：余裕長）とされている。しかし、下部ダムは、高透水ゾーンが深部まで分布するため、10Lu を改良目標値と定め、3次孔（3mピッチ）までのカーテングラウチングを実施することにより、確実な止水を行うことが望ましい。

また、下部ダムサイトは、全体に高透水ゾーンであるため、パイロット孔をさらに深部まで掘削し、深部に高透水ゾーンが分布しないことを確認する必要があると考えられる。

ダム基礎のコンソリデェショングラウチングは、ダム基礎岩盤の耐荷力を増加するとともに、着岩部付近の止水を確実に行うことを目的として実施する。

コンソリデェショングラウチングの深度は、7m程度とし、十分な岩盤改良を行うことが望ましい。

4.3 発　電　所

4.3.1 概　　説

上流および下流テカイ発電所の計画位置と予備レイアウトを第II巻(図面集)に示す。最適設備として選定したこのレイアウトは75MW 2台の上流テカイ発電所と5.8MW 1台の下流発電所に適している。

4.3.2 水　　系

(1) 上部テカイ発電所

内径7.3m、長さ531,506mの圧力トンネルから内径4.6m、長さ43,852mのトンネル2本に分岐する。全長にわたり鋼板でライニングを施す。

保守期間中にタービン1基を運転するため、各パイプラインにタービン流入口バルブを設ける。発電所とコントロールセンターからゲート操作が行なえる遠隔制御設備も設置する。ゲート上流にはゲート保守用に角落しを設け、取水部には保守期間中の角落しとゲートを操作するクレーンを備える。取水除じんは機械レーキで行なう。

平衡条件でのみ上下可能なバルクヘッド型吸出管ゲートを設けて、各タービンを保守中に隔離、排水する。吸出管ゲートは発電所下流側の外部ゲートデッキから小型カントリークレーンで操作する。

導水制御せきは導水位を十分に保つため、発電所下流には不要である。

(2) 下部テカイ発電所

内径5.0～2.7m、長さ49,782mのペンストック一本がダム堤体内を通り、ダム直下に位置する水車につながれる。タービン流入口バルブはないが、固定ホイールゲートが取水部に設置されている。このゲートは流水しゃ断ができる構造とする。

発電所とコントロールセンターからゲート操作が行なえる遠隔制御設備も設置する。ゲート上流にはゲート保守用に角落しを設け、取水部には保守期間中の角落しとゲートを操作するクレーンを備える。取水除じんは機械レーキで行なう。

平衡条件でのみ上下可能なバルクヘッド型吸出管ゲートを設けて、各タービンを保守中に隔離、排水する。吸出管ゲートは発電所下流側の外部ゲートデッキから小型カントリークレーンで操作する。

導水制御せきは導水位を十分に保つため、発電所下流には不要である。

4.3.3 上流テカイ発電所

発電所は従来の鉄筋コンクリート構造とする。2台の機器間隔は約18.6mであり、タービンスパイラルケーシングをその場で組立可能である。

取水口バルブは幅を最小限に保てるように考慮した。

発電建屋は長さ約54.8m、幅31.0mである。

建屋の全長にわたり稼動可能な天井クレーンを設置する。

タービンスパイラルのケーシングは、EL.約68.5mのタービンフロワーレベルに据付埋設する。タービン間の構造横壁は設置しない。同じフロアにタービン用の補機を設置できるスペースを確保する。

主変圧器と132KVスイッチヤードはダム下流の発電所屋外に設置する。

タービン上流側の吸出管インバートより低いレベルに排水ポンプピットを設けて排水を集め、保守点検時のタービンと吸出管の排水も可能とし、放水庭に排水する。

発電設備

(1) タービン

1) 台　数：2台

2) 型　式：立軸単翼単流うず巻フランシス水車

3) 定　格：

a. 落　　差

最高有効落差：78.4m

基準有効落差：75.1m

最低有効落差：68.4m

b. 水車使用流量

最大流量：117.5m³/sec

c. 最大出力：75,000kW（基準有効落差時）

d. 回転速度：187.5r.p.m

(2) 発電機

1) 台　数：2台

2) 型　式：3相立軸かさ型同期発電機、突極回転界磁、自己通風循環式水冷空気冷却器付き

3) 定　格

a. 容　量：88,200KVA

b. 周 波 数：50Hz

c. 定　圧：13.2kV

d. 力　率（遅れ）：0.85

e. 回転速度：187.5 r.p.m

4) 励磁システム

静止型、静止励磁装置と電圧調整器付き

(3) 変 圧 器

1) 主要変圧器

a. 台　数：2、3相油入、屋外型

b. 型　式：送油風冷式

2) 定　格

a. 電　圧

一　次：13.2kV

二　次：132kV ± 10 %

b. 容　量：88,200 KVA

c. 周波数：50Hz

(4) 制御および保護方式

1) 制御と保護継電器盤

a. 数　量：1式

b. 配　置

i) 発電所および開閉所の運転監視盤

ii) 保護継電器盤

iii) 自動同期盤

iv) 監視制御用補助交流、直流盤

v) 監視机

(5) 天井クレーン

a. 台　数：1

b. 主　巻：約150t × 2 = 300t

補助ホイスト：5 t × 1

c. スパン：約21m

4.3.4 下流デカイ発電所

計画する発電所は在来の鉄筋コンクリート構造である。

発電所建屋は長さ約28m、幅21.2mとする。

建屋の全長にわたり移動可能な天井クレーンを設置する。

タービンのスパイラル・ケーシングは、EL.52.00mのタービンフロワーレベル据付埋設する。

主変圧器と、132kVスイッチャードはダム下流の発電所屋外に設置する。

吸出管インバートの下に延びる排水ポンプピットをタービン上流側に設け、発電所排水を集め、保守点検時のタービンと吸水管の排水も可能とし放水庭に排水する。

発電設備

(1) タービン

1) 台　　数：1台

2) 型　　式：立軸単輪単流渦巻カプラン水車

3) 定　　格

a. 最高有効落差：18.7m

基準有効落差：17.2m

最低有効落差：14.2m

b. 水車使用流量

最大流量：40m³/sec

c. 最大出力：5,800kW（基準有効落差時）

d. 回転速度：250 r.p.m

(2) 発 電 機

1) 台　　数：1

2) 型　　式：3相立軸かさ型同期発電機、突極回転界磁、自己通風循環式水冷空気冷却器付き

3) 定　　格

a. 定　　量：6,800 KVA

b. 周 波 数：50 Hz

c. 定格電圧：6.6 kV

d. 力率（遅れ）：0.85

e. 回転速度：250 r.p.m

4) 励磁システム

静止型、静止励磁装置と電圧調整装置付き

(3) 変 圧 器

1) 主 要 変 圧

a. 台　　数：1

3相油入、屋外型

b. 型　　式：自送自冷式

2) 定　　格

a. 電　　圧

一　　次：6.6 kV

二　　次：132 kV ± 10 %

b. 容　　量：6,800 KVA

c. 周 波 数：50 Hz

(4) 制御および保護方式

1) 制御と保護継電盤

a. 数　　量：1式

b. 配　　置

i) 発電所および開閉所の運転監視盤

ii) 保護継電器盤

(iii) 自動同期盤

(iv) 監視制御用補助交流、直流盤

(v) 監　視　机

(5) 天井クレーン

a. 台　　数：1

b. 主　巻　　約50 t

補　巻　　約10 t

c. スパン　　約13 m

4.4 アクセス道路

4.4.1 概　　要

Jerantut市はKuala Lumpurの北東約150kmに位置し、Projectの建設基地になると考えられる。陸上のAccessはK.L.からBetong，Karak，Mentekabを経由してJerantutに至る約180kmの道路である。この道路は完全な舗装道路となっており、建設工事が始まれば陸上輸送の主要道路となる。

海上の輸送基地となるのはパハン州の州都であるKuantanの北約26kmのGelang港である。Gelang港は大型プラント設備や海外からの建設資材の荷下し港としての設備を備えている。

Gelang港からJerantutへの道のりはMaran，Temelohを経由して、約220kmの舗装された道路である。

JerantutからProject Areaまでは現存の道路を舗装道路に改良して、建設中及び将来の維持管理用に使用する。

Project Area内のAccess Roadは（現存する道路から下部ダムサイトを経由して、上部ダムサイトに取り付く道路）、湛水地の右岸側と左岸側において工事費、距離、工程を考えて、左岸側に取り付ける事にした。

4.4.2 プロジェクト地域へのアクセス

(1) 現存道路

Jarantutから下部ダムサイト下流2kmまでは約40kmの現存道路があり、掘削せずに舗装だけすれば当Projectの将来への使用も可能である。この道路の主な改良点は次の通りとする。

舗装道路（現在ラテライト道路）－35km

あとの5kmは現状のままとする。

上記の改良にかかる費用は約6,666,800MSである。

(2) 新設道路

下部ダムサイト下流2kmから、下部ダムサイト、上部ダムサイトまでのAccessは新設道路となる。この道路は建設中及び将来の維持管理用道路となる為に、排水設備を設けた幅員6m、最小曲率半径20m、最大勾配8%の舗装道路として検討し

た。道路の高さは、下部ダム湛水池のH.W.L.がEL. 75.0m、サーチャージ水位がEL. 79.0mであることから、道路盤をEL. 85.0m～EL. 90.0mの位置に設定した。

工程的には、Access Roadは本工事に先がけて終了させておく。ただし、上部ダム工事における仮設道路のうち骨材プラントまで及び、土捨場まで（河川横断道路を含む）の道路は、本体工事に先がけて終了させておくものとする。

以下に、上部ダムまでの新設道路として、下部ダム湛水池の左岸側案と右岸側案として3コースを選択し、この3コースについて比較検討を行なった。

ルート見取り図を図4.1に示す。

この結果、No.3案がNo.1案に較べ工事費で、4,309,200M$安く、距離的にも13km短かくなっている。またNo.2案と比べると工事費で2,027,780M$安く、上部発電所までのAccessは左岸側のNo.3案が最適である。Access Roadの総工事費は〔4.4.2(1)〕と合わせて16,615,600M$となる。

Access Roadの最適案を図Ⅱに示す。

Table 4.1 Alternative Access Roads

Alternative No. 1 (Right bank)

From downstream of lower dam

To upper power station (②∿⑤∿⑦)	35.2 km	13,984,000
Branch road to lower dam (⑤∿⑥)	0.4 km	274,000
	Total	14,258,000M$

Alternative No. 2 (Left bank)

From downstream of lower dam

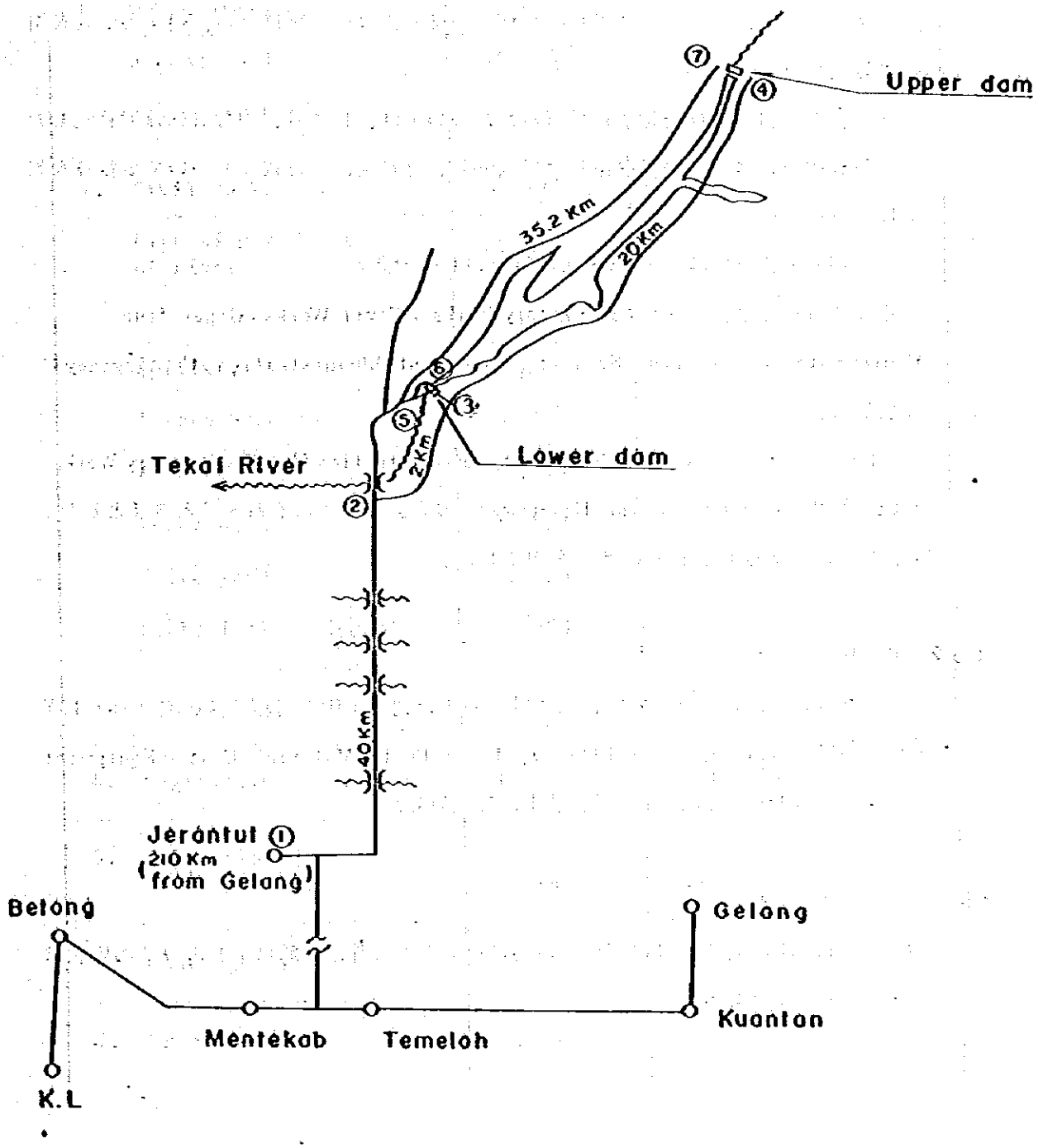
To upper power station (②∿③∿④)	22.0 km	9,845,800
To lower power station (②∿⑤∿⑥)	2.5 km	2,130,780
	Total	11,976,580M$

Alternative No. 3 (Left bank)

From downstream of lower dam

To upper power station (②∿③∿④)	22.0 km	9,845,800
From dam crest of lower dam (right bank) to lower power station (③∿⑥)	0.34 k	103,000
	Total	9,948,800M$

Fig. 4.1 Sketch of Alternative Access Road



4.5 建設費の積算

4.5.1 概　　要

各比較案の建設費の積算は、土木工事については、概略設計の結果、算出された工事数量に基づき、単価を掛けて算出した。鋼材関係は重量を算出し、個々の単価を掛けて算出した。

水車、発電機および発電所付属機器類については、輸送費、据付費込みで算定した。

建設費の単価は、現地で収集した建設物価、材料費、人件費に基づいて歩掛りを勘案して積算した。

したがって、単価は、1982年上期時点のものである。

建設費積算では、大きくPreparatory Works，Civil Works，Generating Equipments，Engineering Service，Goverment Administration，Contingencyに分類した。

Engineering ServiceとGoverment Administrationは、Preparatory WorksとCivil WorksとGenerating Equipmentsの合計額のそれぞれ8％と3％とした。又、Contingencyは、総額の8％を掲上した。

4.5.2 工　事　単　価

工事単価の決定に当たっては、施工計画および施工工程も考慮の上、各工種別に施工機械機種、台数、運転時間等を決め、Labor Cost，Material Cost，Equipment Cost，Miscellaneousに分けて、積上げし積算した。

4.5.3 工　　事　　費

Upper Tekaに対する最適開発計画案に対する工事費の集約結果およびその内訳は別表に示す通りである。

Table 4.2 Estimated Construction Cost for the Optimum Development Scheme

Upper Tekai

10^3 M$

1. Preparatory Works	32,256	
Access Road	16,513	
Temporary Facilities	15,743	
2. Civil Works	156,194	
Diversion and Care of River	20,572	
Dam	59,976	
Spillway	21,200	
Intake Structure	3,512	
Penstock	25,654	
Powerhouse	20,450	
Switchyard	1,330	
Mechanical Equipment	3,500	
3. Generating Equipment	53,000	
4. Engineering Service	19,316	(1)+(2)+(3)x8%
5. Government Administration	7,244	(1)+(2)+(3)x3%
6. Contingency	21,441	(1)+ ... +(5)x8%
7. Grand Total	289,451	

Table 4.3 Roads

M$16,512,650.-

Item	Unit	Quantity	Unit Cost	Cost (M$)	Remarks
(1)∿(2) 35 km					
Subbase Coursing	m^3	66,200	49.00	3,243,800	
Asphalt	m^2	210,000	16.30	3,423,000	
Sub-Total				6,666,800	
(2)∿(3) 2km					
Common Excavation	m^3	11,520	9.00	103,680	
Rock Excavation	"	2,880	20.50	59,040	
Subbase Coursing	"	3,600	49.00	176,400	
Asphalt	m^2	12,000	16.30	195,600	
Drainage Appliance	set	l.s. 1		32,580	
Sub-Total				567,300	
(3)∿(4) 20km					
Common Excavation	m^3	273,800	9.00	2,464,200	4,032,150x0.2 ≒ 806,400
Rock Excavation	"	68,400	20.50	1,402,200	
Embankment	"	33,150	5.00	165,750	
Subbase Coursing	"	36,000	49.00	1,764,000	
Asphalt	m^2	120,000	16.30	1,956,000	
Drainage Appliance	set	1		806,400	
Sub-Total				8,558,550	

(to be continued)

Roads (cont.)

Item	Unit	Quantity	Unit Cost	Cost (H$)	Remarks
Bridge	m^2	$60^m \times 6^m$	2,000	720,000	
Sub-Total				720,000	
Total				16,512,650	

Table 4.4 River Treatment

M$20,572,000.-

Item	Unit	Quantity	Unit Cost	Cost (M$)	Remarks
1. Coffering (1st)					
Banking	m^3	27,500	5.0	137,500	
Sub-Total				137,500	
2. Coffering (2nd)					
Rock Embankment	m^3	234,800	15.5	3,639.400	
Filter Embankment	"	25,300	17.5	442,750	
Core Embankment	"	70,300	14.0	984,200	
Miscellaneous	set	1		151,650	3%
Sub-Total				5,218,000	
3. Diversion Tunnel					
Common Excavation	m^3	11,400	9.0	102,600	
Rock Excavation	"	46,300	22.5	1,041,750	
Tunnel Excavation					
Horizontal	"	56,000	86.5	4,844,000	
Back Fill	"	3,500	5.0	17,500	
Concrete Lining					
Horizontal	"	16,500	305.0	5,032,500	
Intake Concrete	"	5,700	250.0	1,425,000	

(to be continued)

River Treatment (cont.)

Item	Unit	Quantity	Unit Cost	Cost (M$)	Remarks
Plug Concrete	m^3	2,800	225.0	630,000	
Reinforcement Bar	t	860	1,800.0	1,548,000	
Miscellaneous	set	1		438,650	3%
Sub-Total				15,080,000	
4. Grouting					
Contact Grouting	m^3	500	265.0	132,500	
Miscellaneous	set	1.s. 1		4,000	
Sub-Total				136,500	3%
Total				20,572,000	

Table 4.5 Dam

M$59,976,000

Item	Unit	Quantity	Unit Cost	Cost (M$)	Remarks
1. Dam					
Common Excavation	m^3	221,000	9.5	2,099,500	
Rock Excavation	"	221,000	23.0	5,083,000	
Rock Embankment	"	1,927,000	15.5	29,868,500	
Filter Embankment	"	255,000	17.5	4,462,500	
Core Embankment	"	534,000	14.0	7,476,000	
Riprap and Protection Rock	"	79,000	18.5	1,461,500	
Miscellaneous	set	l.s. 1		1,519,000	3%
Sub-Total				51,970,000	
2. Grouting					
Drilling	m	22,100	130	2,873,000	
Curtain Grouting	t	3,300	1,350	4,455,000	
Miscellaneous	set	l.s. 1		222,000	3%
Sub-Total				7,550,000	
3. Grout Tunnel (ℓ = 160 m)					
Tunnel Excavation	m^3	1,850	86.5	160.025	$11.54m^3/m$
Concrete	"	750	305	228.750	$4.71m^3/m$
Reinforcement Bar	t	30	1,800	54,000	$40kg/m^3$
Miscellaneous	set	l.s. 1		13,225	3%
Sub-Total				456,000	
Total				59,976,000	

Table 4.6 Spillway

H$21,200,000.-

Item	Unit	Quantity	Unit Cost	Cost (H$)	Remarks
1. Spillway					
Common Excavation	m^3	70,000	9.0	630,000	
Rock Excavation	"	213,000	23.0	4,899,000	
Floor and Wall Concrete	"	2,240	255.0	571,200	
Pier Concrete	"	780	265.0	206,700	
Overflow Section Concrete	"	8,370	230.0	1,925,100	
Concrete for Shute	"	11,270	255.0	2,873,850	
Stilling Base Concrete	"	25,790	255.0	6,576,450	
Backfill	"	6,620	5.0	33,100	
Reinforcement Bar	t	1,450	1,800.0	2,610,000	
Anchor Bar	"	48	2,200.0	105,600	
Bridge	set	1		106,000	L = 37 m
Miscellaneous	set	1		663,000	
Total				21,200,000	

Table 4.7 Intake

M$3,512,000.-

Item	Unit	Quantity	Unit Cost	Cost (M$)	Remarks
1. Intake					
Common Excavation	m^3	23,100	9.5	219,450	
Rock Excavation	"	9,900	23.0	227,700	
Embankment	"	5,300	5.0	26,500	
Retaining Wall Concrete	"	6,200	255.0	1,581,000	
Concrete in Intake Body	"	1,330	265.0	352,450	
Invert Concrete	"	723	250.0	180,750	
Slug Concrete	"	310	265.0	82,150	
Pier Concrete	"	482	265.0	127,730	
Reinforcement Bar	t	340	1,800.0	612,000	
Miscellaneous	set	1		102,270	3%
Total				3,512,000	

Table 4.8 Penstock

H$25,654,000.-

Item	Unit	Quantity	Unit Cost	Cost (H$)	Remarks
1. Penstock					
Tunnel Excavation					
Horizontal Section	m^3	32,600	86.5	2,819,900	
Vertical Section	"	6,700	110.0	737,000	
Concrete Lining					
Horizontal Section	"	11,400	230.0	2,622,000	
Vertical Section	"	2,900	230.0	667,000	
Reinforcement Bar	t	46	1,800.0	82,800	
Miscellaneous	set	l.s. 1		208,300	3%
Sub-Total				7,137,000	
2. Grouting					
Contact Grouting	m^3	1,050	350.0	367,500	
Drilling	m	1,900	130.0	247,000	
Consolidation Grouting	t	285	1,350.0	384,750	
Miscellaneous		l.s. 1		7,750	
Sub-Total				1,007,000	

(to be continued)

Penstock (cont.)

Item	Unit	Quantity	Unit Cost	Cost (M$)	Remarks
3. Steel Penstock					
Steel Penstock	t	3,000	5,400.0	16,200,000	
Sub-Total				16,200,000	
4. Service Adit					
Tunnel	m	150	8,730.0	1,310,000	
Sub-Total				1,310,000	
Total				25,654,000	

Table 4.9 Power House

M$20,450,000.-

Item	Unit	Quantity	Unit Cost	Cost (M$)	Remarks
1. Power House					
Common Excavation	m^3	58,400	9.0	525,600	
Rock Excavation	"	25,100	22.5	564,750	
Embankment	"	13,200	5.0	66,000	
Concrete for Side Wall	"	7,100	255.0	1,810,500	
Concrete for Foundation	"	8,300	250.0	2,075,000	
Barell Casing Concrete	"	4,800	255.0	1,224,000	
Slab Concrete	"	2,100	265.0	556,500	
Outlet Concrete	"	5,000	255.0	1,275,000	
Retaining Wall	"	2,700	255.0	688,500	
Reinforcement Bar	t	1,870	1,800.0	3,366,000	
Miscellaneous	set	l.s. 1		368,150	3%
Sub-Total				12,520,000	

(to be continued)

Power House (cont.)

Item	Unit	Quantity	Unit Cost	Cost (M$)	Remarks
2. Architectural Work					
Main Control Building	m^3	25,100	230.0	5,773,000	
Plumbing, Air Conditioning and Ventilation Works	"	35,000	55.0	1,925,000	
Miscellaneous	set	l.s. 1		232,000	3%
Sub-Total				7,930,000	
Total				20,450,000	

Table 4.10 Outdoor Switch Yard

M$1,330,000.-

Item	Unit	Quantity	Unit Cost	Cost (M$)	Remarks
1. Outdoor Switch Yard					
Excavation	m^3	7,500	9.0	67,500	
Embankment	"	47,000	5.0	235,000	
Concrete for Retaining Wall	"	2,660	235.0	625,100	
Concrete for Foundation	"	630	255.0	160,650	
Reinforcement	t	85	1,800.0	153,000	
Bullast	m^3	970	49.0	47,530	
Miscellaneous	set	l.s. 1		41,220	3%
Total				1,330,000	

Table 4.11 Gate Screen

H$3,500,000.-

Item	Unit	Quantity	Unit Cost	Cost (H$)	Remarks
1. Gate Screen					
Intake Gate	t	85	9,300.0	790,500	
Screen	"	150	5,000.0	750,000	
Outlet Gate	"	150	8,700.0	1,305,000	
Diversion Channel Gate	"	62	8,730.0	541,260	
Miscellaneous	set	1		113,240	3%
Total				3,500,000	

Table 4.12 Estimated Construction Cost for the Optimum Development Scheme

Lower Tekai

10^3 M$

1. Preparatory Works	3,930	
Access Road	103	
Temporary Facilities	3,827	
2. Civil Works	34,773	
Diversion and care of River	5,078	
Dam	16,000	
Spillway	4,950	
Intake Structure	920	
Penstock	810	
Power House	6,440	
Mechanical Equipment	575	
3. Generating Equipment	13,000	
4. Engineering Service	4,136	(1)+(2)+(3)x8%
5. Government Administration	1,551	(1)+(2)+(3)x3%
6. Contingency	4,591	(1)+ ... +(5)x8%
7. Grand Total	61,981	

Table 4.13 Roads

H$103,000.-

Item	Unit	Quantity	Unit Cost	Cost (H$)	Remarks
(2)∿(6) 0.34km					
Common Excavation	m^3	2,300	9.0	20,700	
Rock Excavation	"	580	20.50	11,890	
Subbase Coursing	"	620	49.00	30,380	
Asphalt	m^2	2,040	16.30	33,252	
Drainage Appliance	set	1		6,778	
Sub-Total				103,000	
Total				103,000	

Table 4.14 River Treatment (Coffer Dam)

M$5,078,000.-

Item	Unit	Quantity	Unit Cost	Cost (M$)	Remarks
1. Coffering (1st)					
Sheet Pile	m	590	4,475.0	2,640,250	
Fill Work	m^3	10,600	2.0	21,200	
Sub-Total				2,661,450	
2. Coffering (2nd)					
Sheet Pile	m	340	4,475.0	1,521,500	
Fill Work	m^3	8,200	2.0	16,400	
Excavation	"	500	5.6	2,800	
Concrete	"	2,400	142.0	340,800	
Gate	t	10	8,000.0	80,000	
Withdrawal Quantity	set	l.s. 1		455,050	
Sub-Total				2,416,550	
Total				5,078,000	

Table 4.15 Dam

M$16,000,000.-

Item	Unit	Quantity	Unit Cost	Cost (M$)	Remarks
1. Dam Body					
Common Excavation	m^3	18,200	9.5	172,900	
Rock Excavation	"	24,100	23.0	554,300	
Concrete Class A	"	800	235.0	188,000	σck=270
Concrete Class B	"	45,700	190.0	8,683,000	σck=230
Concrete Class C	"	10,400	170.0	1,768,000	σck=170
Reinforcement Bar	t	58	1,800.0	104,400	
Miscellaneous	set	l.s. 1		349,400	3%
Sub-Total				11,820,000	
2. Grout Tunnel (ℓ=70m)					
Tunnel Excavation	m^3	810	86.5	70,065	
Concrete	"	330	305.0	100,650	
Reinforcement Bar	t	13	1,800.0	23,400	
Miscellaneous	set	l.s. 1		5,885	3%
Sub-Total				200,000	
3. Grouting					
Drilling	m	12,500	130.0	1,625,000	
Curtain Grouting	t	1,425	1,350.0	1,923,750	
Consolidation	t	450	700.0	315,000	

(to be continued)

Dam (cont.)

Item	Unit	Quantity	Unit Cost	Cost (M$)	Remarks
Miscellaneous	set	l.s. 1		116,250	3%
Sub-Total				3,980,000	
Total				16,000,000	

Table 4.16 Spillway

M$4,950,000.-

Item	Unit	Quantity	Unit Cost	Cost (M$)	Remarks
1. Spillway					
Common Excavation	m^3	22,500	9.0	202,500	
Rock Excavation	"	10,400	23.0	239,200	
Side Wall Concrete	"	7,700	255.0	1,963,500	
Invert Concrete	"	6,100	250.0	1,525,000	
Guide Wall Concrete	"	1,100	255.0	280,500	
Reinforcement Bar	t	331	1,800.0	595,800	
Miscellaneous	set	1		143,500	3%
Total				4,950,000	

Table 4.17 Intake

M$920,000.-

Item	Unit	Quantity	Unit Cost	Cost (M$)	Remarks
1. Intake					
Common Excavation	m^3	1,100	9.5	10,450	
Rock Excavation	"	3,100	23.0	71,300	
Retaining Wall Concrete	"	1,200	255.0	306,000	
Concrete in Body Intake	"	750	265.0	198,750	
Invert Concrete	"	500	250.0	125,000	
Reinforcement Bar	t	100	1,800.0	180,000	
Miscellaneous	set	l.s. 1		28,500	3%
Total				920,000	

Table 4.18 Penstock

M$810,000.-

Item	Unit	Quantity	Unit Cost	Cost (M$)	Remarks
1. Penstock					
Common Excavation	m^3	1,100	9.5	10,450	
Rock Excavation		2,500	23.0	57,500	
Foundation Concrete	"	1,150	250.0	287,500	
Reinforcement Bar	t	23	1,800.0	41,400	
Miscellaneous	set	l.s. 1		13,150	3%
Sub-Total				410,000	
2. Steel Penstock					
Steel Penstock	t	72	5,400.0	388,800	
Miscellaneous	set	l.s. 1		11,200	
Sub-Total				400,000	
Total				810,000	

Table 4.19 Power House

(Power House, Outlet)

M$6,440,000.-

Item	Unit	Quantity	Unit Cost	Cost (M$)	Remarks
1. Power House					
Common Excavation	m^3	8,500	9.0	76,500	
Rock Excavation	"	12,700	22.5	285,750	
Concrete for Side Wall	"	2,470	255.0	629,850	
Concrete for Foundation	"	2,070	250.0	517,500	
Borrel Casing Concrete	"	1,000	255.0	255,000	
Slab Concrete	"	320	265.0	84,800	
Outlet Concrete	"	340	255.0	86,700	
Retaining Wall Concrete	"	2,280	255.0	581,400	
Reinforcement Bar	"	450	1,800.0	810,000	
Miscellaneous	set	1		102,500	3%
Sub-Total				3,430,000	
2. Architectural Work					
Power House Building	m^3	10,000	230.0	2,300,000	
Plumbing, Air Conditioning and Ventilation Work	"	11,400	55.0	627,000	
Miscellaneous	set	l.s. 1		83,000	3%
Sub-Total				3,010,000	
Total				6,440,000	

Table 4.20 Gate Screen

H$575,000,-

Item	Unit	Quantity	Unit Cost	Cost (H$)	Remarks
1. Gate, Screen					
Intake Gate	t	27	9,300.0	251,100	
Outlet Gate	"	18	8,700.0	156,600	
Screen	"	30	5,000.0	150,000	
Miscellaneous	set	l.s. 1		17,300	3%
Total				575,000	

4.6 建設および実施計画

4.6.1 概　　要

上部テカイ、下部テカイの諸元を以下に示す。

Item	Unit	Dimension	
		Upper Tekai	Lower Tekai
Type	-	Rock Fill	Concrete Gravity
Height of Dam	m	101	38
Crest Length	m	350	160
Volume of Dam Embankment	m^3	3,125,000	56,900
Effective Depth	m	10	4.5
Installed Capacity	MW	150	5.8

上部ダムは下部ダムの上流約20kmに位置する。

当プロジェクトの工事は、早期完成の為にAccess Roadを本工事に先がけて終了させておく。よって本工事の契約終了とともに本工事にかかる。

上部ダム・発電所工事は1986年の3月に着工し、湛水開始は雨期が始まる1989年の11月、運転開始が1991年の7月となる。下部ダム・発電所工事は、上ダムの洪水調整機能を利用して工事費を安くする為、渇水期の1989年4月より工事に着手し、上部ダム湛水開始3ケ月後から、ダムコンクリートを打設開始する。運転開始は、上ダム・発電所と同じ1991年7月となる。

本体工事の延長工期間は約6年間である。

全体工程表を図X[illegible]に示す。

4.6.2 上 部 ダ ム

(1) 工　　程

上部ダムについての概略工程を下記に示す。

a) Access Road と Temporary Road（骨材プラントと土捨場までの道路完成）
…… 1986年2月

b) 仮排水路掘削開始 …… 1986年6月

c) 転流及びダム掘削開始 …… 1987年10月

d) ダム盛立開始 …… 1988年7月

e) ダム本体グラウト完了 …… 1989年10月

f) 洪水吐掘削開始 …… 1987年7月

g) 水圧鉄管 〃 …… 1987年5月

h) 発電所 〃 …… 1988年3月

i) 湛 水 開 始 …… 1989年11月

j) 運　　開 …… 1991年7月

(2) 施　　工

a) Access Road

Access Road は1984年に着工し、1986年までに、上部ダムまで通れるようにする。

Temporary Road の内、上ダムサイトから、骨材プラントまでと土捨場までは、本体工事契約後すぐ本体工事が着工出来るように、1985年2月までに完成させておく。

b) Temporary Facilities

工事契約後、Camp 設備、工事用発電設備他に着手すると共に、仮排水路トンネル用の吹付骨材が1986年8月、巻立コンクリートが同年10月より必要な為、骨材プラント用地の整地（掘削約75,000m³）及び骨材プラントとバッチャープラントの設置にかかる。

c) Diversion Tunnel

掘削は吐口側、呑口側の両坑口より着手して施工期間の短縮を計る。コンク

リートはインバートを残して掘削と平行して打設し、インバートコンクリートは全ての掘削が完了してから打設する。

d) Dam Body

ダム掘削は転流完了後、両岸同時に掘削し、河床よりダンプトラックで土捨場運搬する。

盛立は1988年7月より盛立を開始し、EL.130mまでは平均1日6,290㎥、EL.166.2mまでは1日平均3,400㎥とする。掘削、盛立は昼間のみ行う。

e) Quarry Site

Quarry Siteは上ダム下流右岸側に、コア用とロック材、フィルター材の2ケ所設ける。骨材プラントは上ダム右岸側に1ケ所設置し、上ダム、下ダムのコンクリート骨材及び盛立用のフィルター材を生産する。

f) グラウト

ダムの基礎処理はCurtain Groutingのみを行う。Curtain Groutingは改良目標値を2Luとして、3次孔までを標準とする。

g) 洪水吐

流入部の掘削は1987年7月より開始し、シュート部、減勢部等の掘削は転流後上部より行う。コンクリートは掘削と平行して行う(1989年12月完了)。

h) 水圧鉄管

仮排水路トンネル掘削完了後、発電所関係の工事との競合を避ける為に、作業横坑(L=150m)を設ける。斜部はClimberにより下部から導坑掘削したのち、上部より発破により切拡げを行う。掘削完了後、鉄管据え付け、コンクリート打設、Groutingを行う。

i) 発電所

発電所掘削はダム掘削終了後に始める。掘削はベンチカット工法により、月平均掘削量を20,000㎥とし、5ケ月間にて完了する。掘削土砂の一部は開閉所整地用に流用する。

コンクリートの打設は、月平均施工量を2,000㎥とし、ドラフト、チューブ、ケーシング、発電機据付け等と同時に施工する。

建築工事は発電所コンクリート完了後、電気工事とほぼ平行して行う。

4.6.3 下 部 ダ ム

(1) 工　　程

下部ダムについての概略工程を下記に示す。

a) 仮設備着手 …… 1989年1月

b) 1次締切り …… 1989年4月

c) ダム掘削 …… 1989年8月

d) 右岸コンクリート打設開始 …… 1990年1月

e) 2次締切り …… 1990年6月

f) 左岸コンクリート打設開始 …… 1990年10月

g) 洪水吐、取水口掘削開始 …… 1989年8月

h) 水圧鉄管　〃 …… 1989年11月

i) 発 電 所　〃 …… 1989年8月

j) 運　　開 …… 1991年7月

(2) 施　　工

a) Access Road

下部ダムのAccess Roadは、上部ダムサイトへ行くAccess Roadから分岐して、下部ダム天端を通って発電所へ行く道路となる。

工事中のTemporary Roadは工事契約後に左岸から右岸に仮橋をかけて重機類の運搬に備える。

b) 仮 設 備

Camp設備、工事用発電設備は上部ダムと兼用とするが、Camp設備は、ダム上流約3kmの位置に設ける。Dサイトより下ダムまで運搬する。

主要な仮設備としては、バッチャープラント（30m³/H）、セメントサイロ、片側走行ケーブルクレーン（6T）である。

c) 河流処理

下部ダムの河流処理方法は、仮排水路トンネルと半川締切り工法とを工事費、工期の点で比較した結果、半川締切り工法を選択した。

上部ダムが1989年11月より湛水開始する為、半川締切りの1次締切りを湛水

期の4月に着手する。対象流量は10年確率で200m³/s（上部ダムの残流域分）とした。2次締切りは堤体内に2本の堤内仮排水路（B＝4.0m、H＝4.0m、R＝2.0m）を設けた後、1990年の6月に行う。締切り方法は、1次、2次ともシートパイルを打込むことによって行う。

d) ダム掘削

ダム掘削は1989年から開始する。半川締切りのうち1次締切り終了後、右岸側の掘削にかかる。左岸側の掘削は2次締切りが完了する1990年8月からかかる。掘削はベンチカット工法にて上部から下部へ向う。土砂は河床からダンプトラックに積み込み、土捨場まで運搬する。

e) ダムコンクリートの打設

ダムコンクリートは1990年の1月より打設開始し、約16ケ月間で終了する。コンクリート打設は昼夜で打設し、日平均打設量は平均160m³である。

打設設備は、片側走行6Tケーブルクレーンで行い、バッチャープラントの設備能力は30m³/Hである。

工程的には1次締切りの間に右岸側の約20,000m³を5ケ月間で打設（EL.65.0m位迄）し、2次締切り後に左岸側とEL.65.0m以上を打設する。

f) グラウト

ダムの基礎処理はカーテングラウチングを行う。カーテングラウチングは改良目標値を10 Luとして4次孔までを標準とする。

g) 洪水吐

洪水吐の掘削、コンクリート打設は、ダム本体とほぼ平行して行う。掘削土砂は、ダムサイト下流約3kmの土捨場まで運搬する。導流壁はダム本体と同時に打設し、1リフトは1.0m～1.5mとする。

h) 水圧鉄管

水圧鉄管部の掘削はダム本体掘削と同時に行う。掘削終了後、鉄管据付け、コンクリート打設を行う。

i) 発電所

発電所の掘削は1989年8月より開始し、月平均施工量は5,000m³で5ケ月間で施工する。コンクリートは、月平均打設量1,600m³で、7ケ月間で行う。

上ダムと同じように掘削土砂は開閉所の整地に流用する。

5. 経 済 評 価

5. 経 済 評 価

5.1 序

本章では、本案件に派生する費用、便益分析を扱う。評価の基準は、電力便益に対する内部収益率（IRR）であり、本案件と想定される代替火力との費用の比較によって求めることにする。本案件のキャシュ・フローは、図表に示した建設スケジュールに対応している。なお、代替火力の燃料費に関しては、いくつかのケースを想定し、それぞれのケースについてIRRおよび純現在価値（NPV）を推計した。

本案件は発電を単一目的としたものであるが、次節以下では、発電便益に加えて、林業、洪水制御、灌漑と農業、観光、その他の主要な関連分野をも扱っている。発電便益については、半島マレーシアにおける発電、送電の現状、計画を述べ、経済評価の枠組を示した上で、分析に用いた数字の根拠を明らかにした。

他の関連分野に関しては、森業に与える経済的損失についてのみ、そのNPVを推計した。他の分野 — 洪水制御、灌漑と農業、観光等 — については、本案件の影響は限られており、あるいは不確実で定量が困難なため、評価は定性的に行った。この経済分析の結論は、5.8節に示される。なお、自然環境に与える影響に関しては、APPENDIX 3に本調査団の現地調査の結果を示した。

5.2 発 電 便 益

5.2.1 半島マレーシアの電力事情

1970年から80年度期間中、半島マレーシアにおける総電力販売額は、経済の電力需要を反映して年平均約13%の伸びを示した（表5.1）。電力庁（NEB）は、1981年4月に、計量経済モデルを用い、電力系統の負荷率等に大きな変化がないことを前提として、表5.2に見るように、最大需要および年間電力量は、1990年にはそれぞれ4,154MW、25,254GWH、2000年には9,135MW、55,550GWHになるものと予測している。2000年の予測値は、現在の約6倍から7倍であり、年平均増加率は9.8%となっている。

現在、NEBの系統につながる発電設備は、約2,480MWである。その構成は表5.3に示す通りであり、火力が65パーセント、水力が26パーセント、ガスタービン

が、4％、ディーゼルが5％となっている。長期需要予測に基づくNEBの設備計画によると、3,262MWの発電設備が1990年までに建設される見通しであり、その内訳は水力が28％、ガスタービンが5％、重油火力およびコンバインドサイクルが67％となっている（表5.4参照）。図5.1は1990年度までの予測されたピーク需要と発電設備容量を示したものである。

1981年9月、NEBは1986－90年期間の発電計画に関して、石炭火力をも含めた幾つかの代替案について系統の信頼性を比較検討した報告書を出し、ウル・トレンガヌ、ペルガウ、テンペリング、テカイの各水力案件の実施を提言している。テンペリング案件が、現在、環境への影響の問題から着工を見合せていることから、本テカイ案件の重要性は高まっていると言える。

系統の負荷特性に関しては、1982年1月4日(月)、9日(土)、10日(日)の発電負荷率および日負荷曲線を表5.5、図5.2、5.3、5.4に示す。これらより明らかなように、火力設備は定常負荷に、水力とガスタービンは尖頭負荷に対応している。図5.5は図5.2の日負荷曲線を負荷持続時間毎にプロットし、線型に引き直したものである。1990年、1995年、2000年の負荷持続曲線は図5.5を基に、年平均電力需要増加率9.8％を適用して求めたものである（図5.6、表5.6参照）。

図5.6から明らかなように、本案件の上部発電所設備出力150MW（1日平均3.6時間の運転）は、日負荷曲線の最上部を受け持つことになる。しかし、土、日、祭日等を考慮すれば、実際の運転時間は5～6時間程度になると考えられる。

5.2.2 送電線系統

前述の発電計画と並行して、NEBは132kV／275kV送電線系統の拡充と強化を実施している。これは半島マレーシアの東部PekanからKota Baharuを連系し、中部地区を275kV送電球で環状に連系するもので、東部の天然ガスによる電力、中部山岳地帯の水力による電力を負荷中心である西部地区に送電する（図5.7参照）。この275kV環状線はACSR300㎟×2、2回線で最大電力1,174MVA（587MVA×2回線）の送電容量をもつもので、1985年には完成の予定である。

NEBの送電線系統は、シンガポール電力（PUB）およびタイ電力（EGAT）に連系している。PUBとの連系は現在22kV送電線によっているが、1983年までに230kVケーブル1回線、最大容量200MWを建設し、非常時対応として運用する計

画を立てている。EGATとは現在、北部のBukit-Ketri変電所とタイのSada 0変電所間を132kV150㎟1回線（1981年2月完成）で連系し、最大容量77MVAを融通できるが、緊急時に30MVAから50MVAに限定されている。

テカイ水力発電所に伴う、送電線の建設についてのNEBの考え方は次の通りである。上部発電所から下部発電所を経由し、テカイ地点から最も近い既設変電所Jerantutまで、132kV送電線2回線、約60km（ルート長）を新設する。Jerantut変電所は、基幹系統であるKg．Awah変電所から132kV、ACSR150㎟／回線、送電容量77MVAで連系されている。従って、テカイ水力発電所の出力が既設132kV送電線容量を超えるため、Jerantut変電所からKg．Awahまでの送電線に沿って132kV送電線約71kmを新設する。

5.2.3 評価の枠組

公的資金を電力案件に投資し、電力系統の将来の尖頭負荷容量の不足を緩和し、系統の信頼性を高めることによって得られる経済価値の測定は困難であるため、このような案件への投資の経済への収益性を示すことは、一般に不可能である。発電便益を正しく測定するための確立された手法がない現状では、経済評価（特に水力案件について）は通常、同じ将来電力需要を満たすための最も安価な代替計画案に要する費用と比較することによって行なわれる。

この評価方法による場合、注意すべきことは、将来の電力需要が満たされない場合の社会的損失は、電力以外へ回される投資によって得られる便益を大きく上回るだろう故に、将来の電力需要はいずれの計画案によるにせよ満たされるべきであると暗黙に仮定していることである。従って、この前提によって計算される内部経済収益率（より正確には2つの代替案に要する経済的費用の純現在価値を等しくする割引率）は、電力部門での案件の比較には適切であっても、他の部門の案件との比較には不適切であることを認識しておかねばならない。

電力案件の経済評価は通常、当該案件を単独に扱うのではなく、系統全体の負荷に対応すべく総ての既存、計画発電所の運用を含めた将来計画の一環として行われる。しかし、本案件の設備出力が系統の電力需要の全体と較べて小さいことから、NEBとの協議により、本案件の評価は単一の代替案（尖頭負荷に対応するガスタービン）との比較によって行なうことにした。