

マレーシア

テカイ河水力発電開発計画調査

報告書

第V巻 設計・施工計画報告書

1983年9月

国際協力事業団

鉅計資

CR11

83-85%

マレーシア

テカイ河水力発電開発計画調査

報告書

第V巻 設計・施工計画報告書

JICA LIBRARY



103128613

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
登録No. 11661	643
	MPN

は し が き

日本国政府は、マレーシア国政府の要請に基づき、同国バ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プ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ーシアに派遣し、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、マレー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戴いたマレー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ー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

設 計 と 施 工 計 画

目 次

上部地点開発の基本諸元

下部地点開発の基本諸元

1. 開発計画の最適案の検討	1
1.1 概 要	1
1.1.1 ダムサイトの検討	1
1.1.2 開発方式の検討	4
1.2 上部地点開発計画	7
1.2.1 ダム高の検討	7
1.2.2 ダム型式の検討	9
1.2.3 利用水深の検討	11
1.2.4 設備出力の検討	13
1.2.5 洪水吐の検討	15
1.2.6 上部地点の最適開発計画の検討	17
1.3 下部地点開発計画	18
1.3.1 ダム高の検討	18
1.3.2 ダム型式の検討	18
1.3.3 利用水深の検討	19
1.3.4 設備出力の検討	20
1.3.5 下部地点の開発計画の検討	21
2. 上部地点の設備と構造物の設計	23
2.1. 出力、発生電力量の計算	23
2.1.1 取水位と放水位の検討	23
2.1.2 損 失 水 頭	27
2.1.3 発 電 力	32
2.2 設計洪水量	35
2.3 設計堆砂量	36

2.4	設 計 質 度	41
2.5	安 定 計 算	49
2.6	洪 水 吐	65
2.6.1	洪水吐の設計流量	65
2.6.2	減 勢 工	69
2.7	取 水 口	71
2.7.1	水理模型実験	71
2.7.2	既設発電所における取水口かぶり水深	82
2.8	水 路	89
2.8.1	形状及びレイアウト	89
2.8.2	経済的内径の決定	91
2.8.3	水撃圧の計算	107
2.9	転 流 工	112
3.	下部地点の設備と構造物の設計	119
3.1	出力、発生電力量の計算	119
3.1.1	取水位と放水位の検討	119
3.1.2	損 失 水 頭	119
3.1.3	発 電 力	125
3.2	設 計 洪 水 量	128
3.3	設 計 堆 砂 量	128
3.4	設 計 質 度	128
3.5	安 定 計 算	128
3.6	洪 水 吐	145
3.6.1	洪水吐の設計流量	145
3.6.2	減 勢 工	147
3.7	取 水 口	148
3.8	水 路	148
3.8.1	形状及びレイアウト	148
3.8.2	経済的内径の決定	149
3.9	転 流 工	163

4. 施 工 計 画	171
4.1 施 工 計 画	171
4.2 上 部 地 点	175
4.2.1 工 事 工 程	175
4.2.2 仮排水路工事	179
4.2.3 ダム 工 事	183
4.2.4 基礎処理計画	202
4.2.5 洪 水 吐	202
4.2.6 導水路工事	205
4.3 下 部 地 点	209
4.3.1 工 事 工 程	209
4.3.2 仮排水路工事	213
4.3.3 ダム 工 事	217
4.4 仮 設 備	225
4.4.1 概 要	225
4.4.2 仮 設 備	229

Appendix

I マスカーブ

II 設 計 図

上部地点開発の基本諸元

A 貯水池

○ 流域面積	1,200k μ
○ H.W.L.	EL. 157.00m
○ L.W.L.	EL. 147.00m
○ 設計洪水位	EL. 164.00m
○ 総貯水容量	2,040 \times 10 ⁶ m ³
○ 有効貯水容量	680 \times 10 ⁶ m ³
○ 湛水面積	76k μ

B. 上部ダム

○ 型式	センターコア型ロックフィルダム
○ 天端高	EL. 166.20m
○ 堤長	350m
○ ダム高	101m
○ 勾配	
上流	1 : 1.80
下流	1 : 1.75
○ ダム体積	3,125,000m ³
ロック材	2,162,000m ³
フィルター材	280,000m ³
コア材	604,000m ³
リップラップ材	79,000m ³

C. 洪水吐

○ 型式	自由越流型
○ 延長	280m
○ 幅	47.5 ~ 35m
○ 設計流量	1,504m ³

D. 取水口

○ サイズ	幅6m \times 2、高さ32m
-------	----------------------

○ 門 数	1 門
○ ゲート	
型 式	ローラーゲート
サイズ	8m×8m
○ スクリーン	幅6m×2、高さ33.65m
E. 水 路	
○ 型 式	水圧鉄管
○ 直 径	7.3m×1～4.6m×2
○ 条 数	1条2分岐
○ 延 長	578,358m
F. 発 電 所	
○ 型 式	地 上 式
○ サ イ ズ	幅31.0m、長さ54.8m
○ 標 高	
地 段 高	EL. 8 1.0 0 m
水 車 中 心	EL. 7 1.8 0 m
G. 発 電 設 備	
○ 水 車	
型 式	フランス型
台 数	2 台
定格出力	75MW×2
有効落差	75.1m
使用水量	117.5m ³ /s
○ 発 電 機	
台 数	2 台
定格出力	88.2MVA
力 率	0.85
極	3
周 波 数	50HZ

電 压	13.2kV
回 転 数	187.5rpm
○ 変 圧 器	
台 数	2 台
容 量	88.2MVA
極	3
電 压	13.2/132kV
冷却方法	星 外 式

下部地点開発の基本諸元

A. 貯水池

- 流域面積 1,380 km^2
- H.W.L. E.L. 75.00m
- L.W.L. E.L. 70.50m
- 設計洪水位 E.L. 79.00m
- 総貯水容量 $41.5 \times 10^6 \text{m}^3$
- 有効貯水容量 $21.5 \times 10^6 \text{m}^3$
- 湛水面積 6.1 km^2

B. 下部ダム

- 型式 コンクリート重力式
- 天端高 E.L. 81.00m
- 堤長 160m
- ダム高 38m
- 勾配
- 上流 1:0.1
- 下流 1:0.75
- ダム体積 $56,900 \text{m}^3$

C. 洪水吐

- 型式 全面越流型
- 延長 77.5m
- 幅 91.5 ~ 50m
- 設計流量 $1,100 \text{m}^3/\text{s}$

D. 取水口

- サイズ 幅9m×1、高さ11m
- 門数 1門
- ゲート
- 型式 ローラーゲート
- サイズ $5.5 \text{m} \times 5.5 \text{m}$
- スクリーン 幅9m×1、高さ15m

E. 水路	
○ 型式	水圧鉄管
○ 直径	5 ~ 2.7 m
○ 条数	1 条
○ 延長	49,782 m
F. 発電所	
○ 型式	地上式
○ サイズ	幅 21.2 m、長さ 28 m
○ 標高	
地盤高	EL. 65.00 m
水車中心	EL. 52.00 m
G. 発電設備	
○ 水車	
型式	カプラン型
台数	1 台
定格出力	5.8 MW
有効落差	17.20 m
使用水量	40 m ³ /s
○ 発電機	
台数	1 台
定格出力	6,800 KVA
力率	0.85
極	3
周波数	50 HZ
電圧	6.6 kV
回転数	250 rpm
○ 変圧器	
台数	1 台
容量	6,800 KVA
極	3
電圧	11 / 132 KVA
冷却方法	屋外式

1. 開発計画の最適案の検討

1. 開発計画の最適案の検討

1.1 概 要

調査団はテカイ川の水力発電計画の可能性を検討する為に1981年6月中旬から10月末迄の5ヶ月間にわたり、予備現地調査を実施した。

この調査で、調査団は流域全体の $1/10,000$ 航測図及びダムサイトの $1/5,000$ 航測図を作製するとともに、地質踏査、水文資料の収集及び解析を行い、ダムサイトの決定、開発方式、開発規模の決定を行なった。

上・下部地点各々の単独開発計画と一貫開発計画を比較検討した結果、一貫開発計画の方が有利であるとの結論を下した。その結論のもとに決定された上・下各ダムサイトについて、ボーリング、物理探査を含む詳細な地質調査、河川流量の実測を含む詳細な水文解析及び $1/1,000$ の実測地形図の作成を実施した。

以上の作業のもとに、開発規模及びダム高の見直し、ダム型式の決定そして各種構造物の設計を実施した。

1.1.1 ダムサイトの検討

(i) 上部地点

上部地点については、現地調査結果に基づいてU-1、U-2及びU-3の3つのダムサイトを選定した。(図1-1参照)

ダムサイトの優劣を高さ100mのロックフィルタイプのダムとして本体工事費により判定した。その結果を次に示す。

Table 1-1

Name of Dam Site	U-1	U-2	U-3
Embankment (10^6 m^3)	3.8	3.1	3.7
Construction Cost of Main Dam ($10^6 \text{ H\$}$)	80	65	78

上表の結果よりU-2案が一番安くなる。よってU-2を最適ダムサイトとした。

(2) 下部地点

下部地点については現地調査結果に基づき、L-1、L-2の2つのダムサイトを選定した。ダムサイトの優劣は洪水吐を含んだ本体工事費により判定した。

(図1-1参照)

本体工事費は、高さ55mのコンクリート重力ダムで比較した。

Table 1-2

Name of Dam Site	L-1	L-2
Main Dam Concrete Volume including Spillway (10^5 m^3)	1.7	2.1
Construction Cost of Main Dam ($10^6 \text{ H\$}$)	45	52

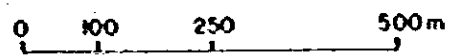
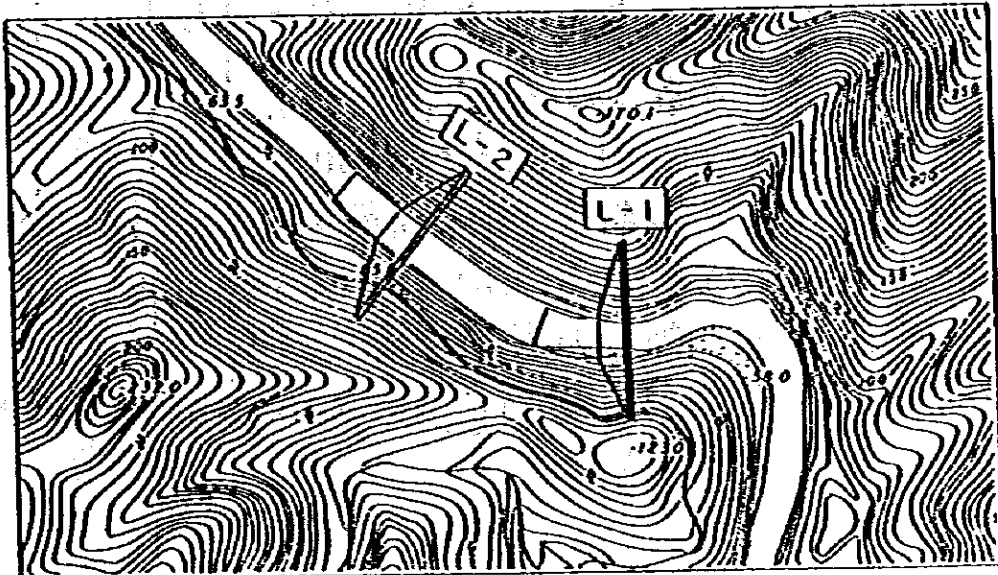
上表よりL-1がダムサイトとして最も有利である。

Fig 1-1 Selection of Dam Sites

(1) Upper Dam Sites



(2) Lower Dam Sites



1.1.2 開発方式の検討

開発方式の決定は、上部地点、下部地点の単独開発方式及び一貫開発方式の2案について検討した。

単独開発における最適規模はダム高、発電運転時間、最大使用水量、利用水深を検討し、年間発生電力量、設備出力を算出してB/C及びB-Cにより決定した。

又、上・下部地点一貫開発における最適規模は発電規模の大きい上部単独開発案の最適規模を固定し、下部ダムの基準水位を上部発電所の放水位と同一とし、発電運転時間、利用水深を検討して、年間発生電力量、出力を算出してB/C、B-Cにより決定した。

以下の条件にもとづいて比較を行なった。

- (i) 各ダム地点における基礎流量は1961年1月より1980年12月までの20ヶ年平均流量を用いる。

$$\text{上部ダム地点} \quad Q_f = 34.84 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{下部ダム地点} \quad Q_f = 40.07 \text{ m}^3/\text{s}$$

- (ii) 発電の年間便益は、代替火力発電所を想定しkWh及びkWhあたりの年間経費を便益単価として計算する。

$$0.19 \text{ (M\$)}/\text{kWh}$$

$$1427 \text{ (M\$)}/\text{kWh}$$

- (iii) 有効落差は総落差より4%程度の損失落差を差引いて求めた。

各種のダム規模、最大使用水量、利用水深に応じた開発計画に得られた合計便益と合計経費を求めB/CとB-Cを比較し経済的な最適規模を決定する。

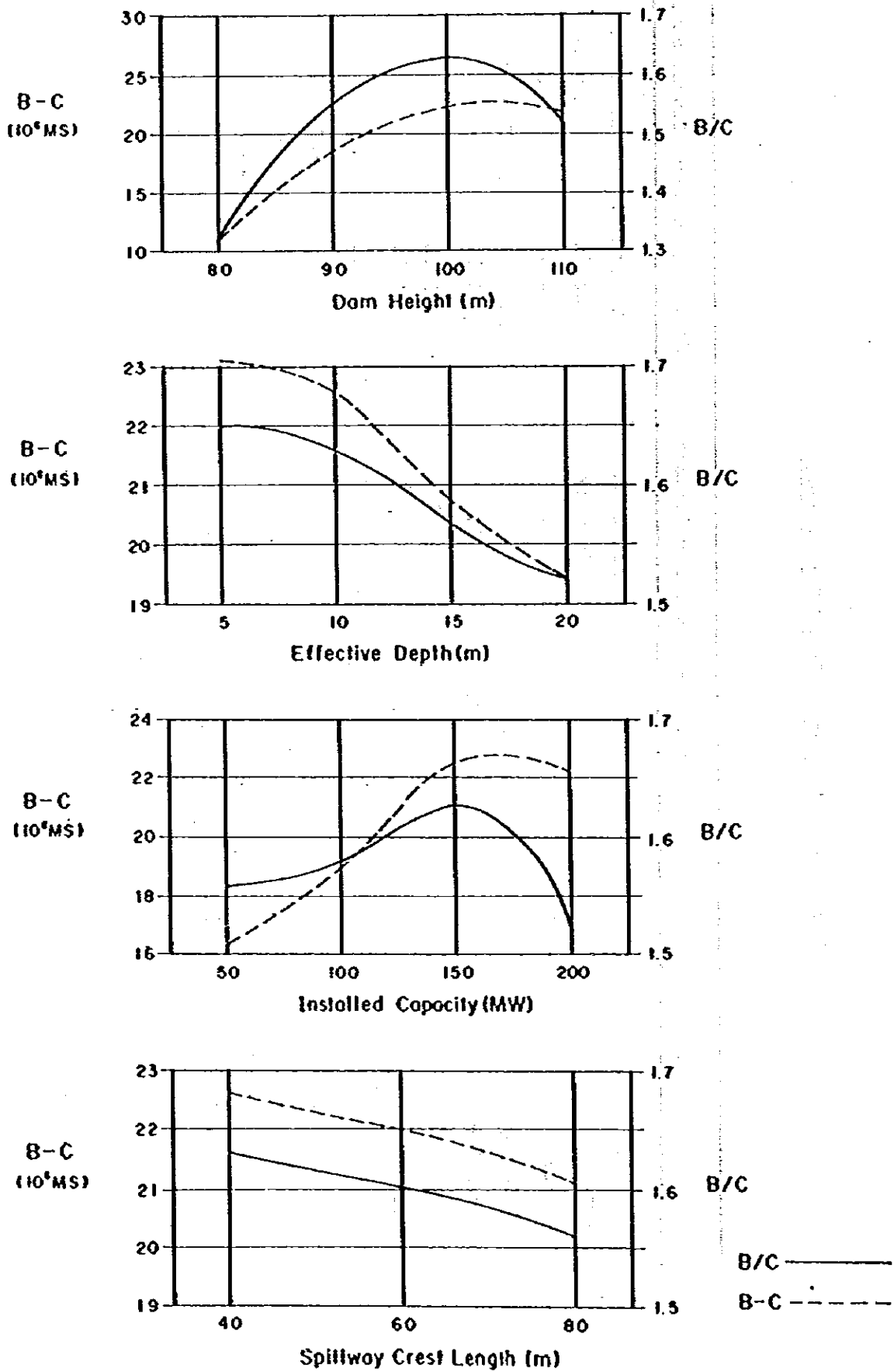
- (iv) 電気機器の台数は、保守運用の面も考慮して2機とする。

- (v) 上・下部地点一貫開発における下部ダムの基準水位は上部発電所の放水位と同一とする。

Table 1-3 Optimum Scale of Development

Item	Single (One Dam) Development		Series (Two Dams) Development	
	Upper Dam Rockfill	Lower Dam Gravity	Upper Dam Rockfill	Lower Dam Gravity
Power Site				
Dam Type	101	55	101	38
Dam Height (m)				75.00
Full Supply Level (m)	EL 157.00	EL 90.00	EL 157.00	EL
Minimum Operating Level (m)	EL 147.00	EL 80.00	EL 147.00	EL 70.50
Effective Depth (m)	10.0	10.0	10.0	4.5
Plant Operation Hours (hr/day)	3.6	12	3.6	24
Maximum Turbine Discharge (m ³ /s)	235.00	80.00	235.00	40.00
Installed Capacity (kW)	150,000	20,000	155,800	
Annual Energy Generation (MWh)	194,800	89,900	235,100	
Construction Cost (10 ⁶ MS)	289	123	351	
Annual Benefit (10 ⁶ MS)	58.42	19.94	66.91	
Annual Cost (10 ⁶ MS)	35.83	14.88	43.81	
B/C (10 ⁶ MS)	1.63	1.34	1.53	
B-C (10 ⁶ MS)	22.59	5.06	23.10	

Fig.1-2 B/C and B-C for Optimum Project Size (Upper Tekal)



1.2 上部地点開発計画

1.2.1 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。

- (i) 各案共、設備出力を150MW(75MW×2台)とする。
- (ii) 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 $680 \times 10^6 \text{m}^3$ とする。
- (iii) 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。(1.2.3参照)

(iv) 貯水池の満水位は、ゲート無しでSpillwayのCrest Elevation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、以下の表1-4に示す。

その結果、ダム高は100mが最適である。

Table 1-4 Comparison 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	(10^6 m^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	($10^6 \text{ m\$}$)	277	273	289	345
Annual Cost	($10^6 \text{ m\$}$)	34.37	33.91	35.83	42.33
Annual Energy Output	(10^6 kWh)	126.2	163.4	194.8	225.8
Annual Benefit	($10^6 \text{ M\$}$)	45.39	52.46	58.42	64.31
B/C		1.32	1.55	1.63	1.52
B - C	($10^6 \text{ M\$}$)	11.02	18.55	22.59	21.98

(Reference)

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

1.2.2 ダム型式の検討

ダム型式の検討をするに当り、H.W.L. 157.0mとして以下のダム型式を比較した。

- I) センターコア型ロックフィルダム
- II) コンクリートフェイス型ロックフィルダム
- III) アスファルトフェイス型ロックフィルダム
- IV) 重力式コンクリートダム

比較検討は、Civil Worksで行なった。比較前に、洪水吐、水圧鉄管、タービン、発電機は最適なものを選定した。比較結果を表1-5に示す。

その結果、センターコア型ロックフィルダムが最適である。

Table 1-5 Comparison of Dam Type

(Unit: MS)

Alternative Item	Rockfill Dam			Concrete Gravity Dam	Rockfill Dam in Interim Report
	Center Core Type	Concrete Facing Type	Asphalt Facing Type		
Diversion Works	20,572,000	24,124,000	24,014,000	19,805,500	27,048,000
Main Dam	59,976,000	62,508,000	64,819,000	223,372,000	61,670,000
Spillway	21,200,000	21,200,000	21,200,000	8,000,000	27,510,000
Intake	3,512,000	3,512,000	3,512,000	} 9,034,000	11,277,000
Pressure Tunnel	25,654,000	25,654,000	25,654,000		28,259,000
Powerhouse	20,450,000	20,450,000	20,450,000	20,030,000	22,093,000
Switchyard	1,330,000	1,330,000	1,330,000	1,330,000	1,330,000
Gate & Screen	3,500,000	3,500,000	3,500,000	3,927,000	4,918,000
Total	156,194,000	162,278,000	164,479,000	285,498,500	184,105,000

* The main dam was re-studied regarding the foundation treatment by geological analysis.

1.2.3 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。

- (1) 各案共、設備出力を150MW(75MW×2台)とする。
- (2) Normal Water Level は、貯水池の有効容量部分の重心水位とした。
- (3) 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（次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 1-6 Comparison 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	($10^6 m^3$)	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	($10^6 M\$$)	300	292	289	287
Annual Cost	($10^6 M\$$)	37.06	36.13	35.83	35.54
Annual Energy Output	($10^6 kWh$)	184.7	186.8	194.8	196.0
Annual Benefit	($10^6 M\$$)	56.50	56.90	58.42	58.65
B/C		1.52	1.57	1.63	1.65
B - C	($10^6 M\$$)	19.44	20.77	22.59	23.11

1.2.4 設備出力の検討

(1) 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 1-7 Comparison of Installed Capacity

Installed 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 (10^6m^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 ($10^6\text{M\$}$)		230	263	289	351
Annual Cost ($10^6\text{M\$}$)		28.87	32.74	35.83	43.03
Annual Energy Output (10^6kWh)		200.0	196.9	194.8	193.7
Annual Benefit ($10^6\text{M\$}$)		45.14	51.68	58.42	65.34
B/C		1.56	1.58	1.63	1.52
B - C		16.27	18.94	22.59	22.31

(Reference)

Peak Plant Operation Time	(hr)	11.1	5.5	3.6	2.7
---------------------------	------	------	-----	-----	-----

(2) 発電機台数の検討

発電機の台数として、50MW×3台と75MW×2台を比較検討した。50MW×3台の場合、取水口と水圧鉄管を各々2つずつ計画した。又、75MW×2台の場合は各々1つずつ計画した。その結果を以下に示す。

Table 1-8 Comparison of Number of Units

Alternative	3 units x 50 MW	2 units x 75 MW
Intake	11,277,000	3,512,000
Penstock	29,569,000	25,654,000
Powerhouse	22,093,000	20,450,000
Gate & Screen	4,918,000	3,500,000
Generating Equipment	58,420,000	53,000,000
Total	126,277,000	106,116,000

比較検討の結果、75MW×2台の方が経済的である。

発電所は1991年に運開となり、容量としては約4,000MW必要となる。その為、75MW容量の発電機は、周波数変化の損失等を考慮して安全側である。

1.2.5 洪水吐の検討

(1) 洪水吐溢流長の検討

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。

比較検討の結果から洪水吐越流長は40mを採用した。

Table 1-9 Comparison of Spillway Crest Length

Spillway Crest Length	(m)	40	60	80
Dam Height	(m)	100	100	100
Effective Storage Capacity	($10^6 m^3$)	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	($10^6 M\$$)	289	297	306
Annual Cost	($10^6 M\$$)	35.83	36.71	37.77
Annual Energy Output	($10^6 kWh$)	194.8	196.2	197.3
Annual Benefit	($10^6 M\$$)	58.42	58.68	58.89
B/C		1.63	1.60	1.56
B - C		22.59	21.98	21.13

(2) Layout

洪水吐の Layout として、地形及び地質条件より以下の4ケースについて比較検討した。その結果を以下に示す。(設計図参照)

Table 1-10 Comparison of Spillway Layout

(Unit: M\$)

Alternative Item	Case A (Interium) Length: 310 m	Case B Length: 270 m	Case C Length: 280 m	Case D Length: 280 m
Excava- tion	Common	1,146,600	999,000	810,000
	Rock	11,720,800	7,682,000	6,256,000
Concrete	13,471,650	12,778,050	12,602,100	12,153,300
Backfill	86,000	51,500	33,100	33,100
Reinforcing Bar	3,003,600	2,859,600	2,823,600	2,715,600
Bridge	106,000	106,000	106,000	106,000
Miscellaneous	885,350	733,850	679,200	663,000
Total	30,420,000	25,210,000	23,310,000	21,200,000

検討結果より、ケースDが最適である。

1.2.6 上部地点の最適開発計画の検討

前述の各種の比較検討の結果、上部地点の最適開発計画を以下に示すように決定した。

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 1-11 Optimum Development Scheme of Upper Tekai

Dam	Type		Rock-fill
	Crest Elevation	EL m	166.2
	Foundation Elevation	EL m	65.2
	Dam Height	m	101
Reservoir	High Water Level	m	157
	Low Water Level	m	147
	Effective Depth	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
	Tail Water Level	m	75
	Rated Net 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	$10^6 \text{ H\$}$	289.45
	Annual Cost	$10^6 \text{ H\$}$	35.83
	Annual Benefit	$10^6 \text{ H\$}$	58.42
	B/C	$10^6 \text{ H\$}$	1.63
	B-G		22.59

1.3 下部地点開発計画

1.3.1 ダム高の検討

上・下部地点一貫開発における最適規模は、上・下部二地点間の落差を有効に利用する為に、下部ダムのH.W.L.を上部発電所の放水位 (EL.75m)とした。下部ダムのクレストのEL.はゲート無しの洪水吐によって $1,100\text{m}^3/\text{s}$ の洪水を放流する為にEL. 81.00mとした。その結果、ダム高は38.00mとなる。

1.3.2 ダム型式の検討

以下のダム型式を比較検討した。

- i) ゲート無しコンクリート重力式ダム
- ii) センターコア型ロックフィルダム
- iii) コンクリートフェーシング型ロックフィルダム
- iv) アスファルトフェーシング型ロックフィルダム

比較検討は Civil Works で行なった。

比較前に、最も有利なタービン台数を1台として採用した。

比較結果を表1-12に示す。

Table 1-12 Comparison of Dam Type

(Unit: M\$)

Alternative Item	Concrete Gravity Dam	Rockfill Dam		
		Center core type	Concrete facing type	Asphalt facing type
Diversion Works	5,078,000	7,153,000	7,153,000	7,153,000
Main Dam	16,000,000	10,606,000	15,183,000	15,203,000
Spillway	4,950,000	9,427,000	9,427,000	9,427,000
Intake	920,000	1,210,000	1,210,000	1,210,000
Penstock	810,000	3,150,000	3,150,000	3,150,000
Total	27,758,000	31,546,000	36,123,000	36,143,000

比較検討の結果、コンクリート重力式ダムを最適とした。

1.3.3 利用水深の検討

貯水池の利用水深は 4.5 m とした。

この利用水深により貯水池の有効容量を $21.5 \times 10^4 \text{ m}^3$ を確保し、上部ダムのピーク流量及び残流域の自流量を年間調整することが可能となる。

決定に当っては、上部ダムの放流量と残流域の自流量を加えた流量のマスカーブ（付録参照）を用いた。

1.3.4 設備出力の検討

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 $40\text{m}^3/\text{s}$ となり、このため発電所での最大使用水量を $40\text{m}^3/\text{s}$ と設計した。一ユニットを採用し $5,800\text{kW}$ の最大出力が得られる。

1.3.5 下部地点の開発計画の検討

前述の各種の比較検討の結果、下部地点の開発計画を以下に示す。

Table 1-14 Development Scheme of Lower Tekai

Dam	Type		Concrete Gravity
	Crest Elevation	EL m	81.00
	Foundation Elevation	EL m	43.00
	Dam Height	m	38.00
Reservoir	High Water Level	EL m	75.00
	Low Water Level	EL m	70.50
	Effective Depth	m	4.50
	Normal Water Level	EL m	73.50
	Effective Storage Capacity	10^6 m^3	21.50
	Gross Storage Capacity	10^6 m^3	41.50
	Tail Water Level	EL m	55.60
Rated Net Head	m	17.20	
Installed Capacity	MW	5.8	
Annual Generated Energy	10^6 kWh	40.3	
Construction Cost	$10^6 \text{ M\$}$	62	
Annual Cost	$10^6 \text{ M\$}$	7.98	
Annual Benefit	$10^6 \text{ M\$}$	8.49	
B - C	$10^6 \text{ M\$}$	0.51	
B / C		1.06	

The first part of the document discusses the importance of maintaining accurate records of all transactions. It is essential for the company to have a clear and concise record of all financial activities, including sales, purchases, and expenses. This will help in the preparation of financial statements and ensure that the company is in compliance with all applicable laws and regulations.

The second part of the document outlines the procedures for handling customer orders. It is important to ensure that all orders are processed in a timely and efficient manner. This involves checking the order for accuracy, confirming the availability of stock, and arranging for the shipment of goods. It is also important to keep customers informed of the status of their orders and to provide excellent customer service throughout the entire process.

The third part of the document discusses the company's marketing strategy. It is important to have a clear and effective marketing plan that targets the right audience and uses the right channels to reach them. This may include advertising in print and online media, as well as participating in trade shows and other industry events. It is also important to monitor the results of the marketing campaign and make adjustments as needed to ensure that the company is achieving its marketing objectives.

The fourth part of the document outlines the company's financial goals and objectives. It is important to have a clear understanding of the company's financial performance and to set realistic goals for the future. This involves analyzing the company's financial statements and identifying areas where the company can improve its financial performance. It is also important to have a clear understanding of the company's cash flow and to ensure that the company has sufficient funds to cover all its obligations.

The fifth part of the document discusses the company's human resources management. It is important to have a clear and effective human resources policy that attracts, develops, and retains the best talent. This involves recruiting and hiring qualified candidates, providing training and development opportunities, and creating a positive work environment. It is also important to monitor the company's human resources performance and make adjustments as needed to ensure that the company is achieving its human resources objectives.

2 上部地点の設備と構造物の設計

2. 上部地点の設備と構造物の設計

2.1 出力、発生電力量の計算

2.1.1 取水位と放水位の検討

取水位は、H.W.L.のEL. 157.00mより利用水深10mの3.3m下がったEL. 153.70mとした。放水位は、河川の流下能力を検討した上で、下部ダムのH.W.L.であるEL. 75.00mとした。

150MW運転時の水位と流量を以下に検討する。

(1) 河川流下能力の検討

(i) 河川勾配

河川勾配は $1/1,000$ 地形図より算出した。

河川勾配算出距離 $L = 20,000\text{m}$

標高差 (上部ダムサイトと下部ダムサイトの標高差)

$$H = 72.5\text{m} - 55.0\text{m} = 17.50\text{m}$$

河川勾配 $I = 17.50/20,000 \approx 1/1,000$

(ii) 横断面

横断面は $1/500$ 地形図から算出し、位置はダム軸下流約640mの放水口付近である。

(ii) 水位流量曲線計算

計算式はマンニング公式を用いる。

$$V = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

$$Q = V \cdot A$$

ここに Q ; 通水量 (m³/sec)

A ; 通水断面積 (m²)

I ; 動水勾配 $1/1,000$

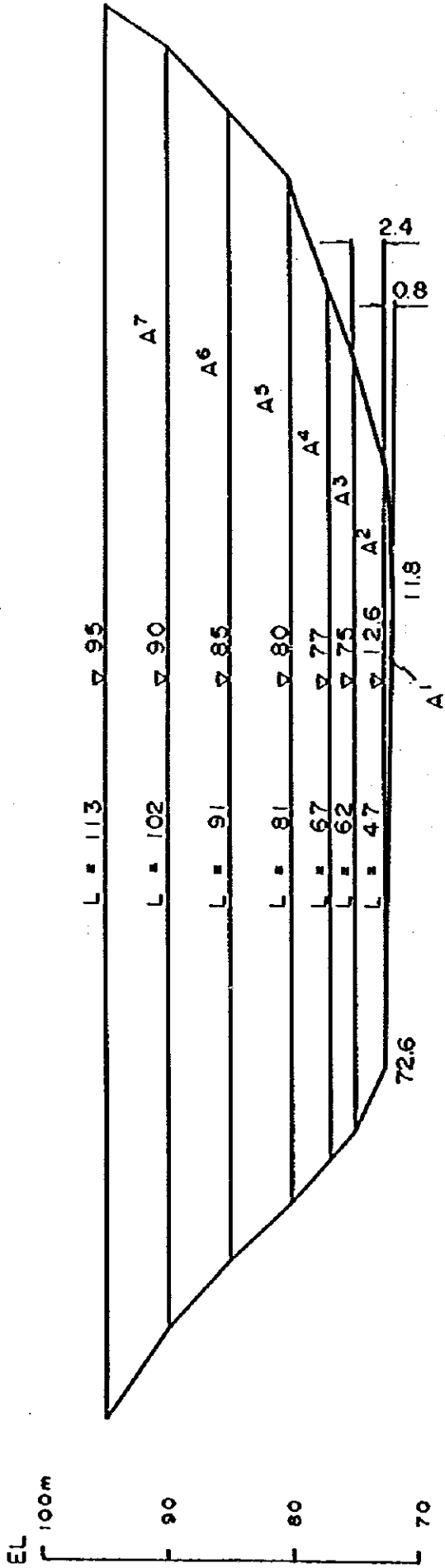
V ; 流速 (m/sec)

R ; 径深 (m)

n ; 粗度係数 0.035

Fig. 2-1 River Cross Section at the Vicinity of the Outlet

(Scale 1:500)

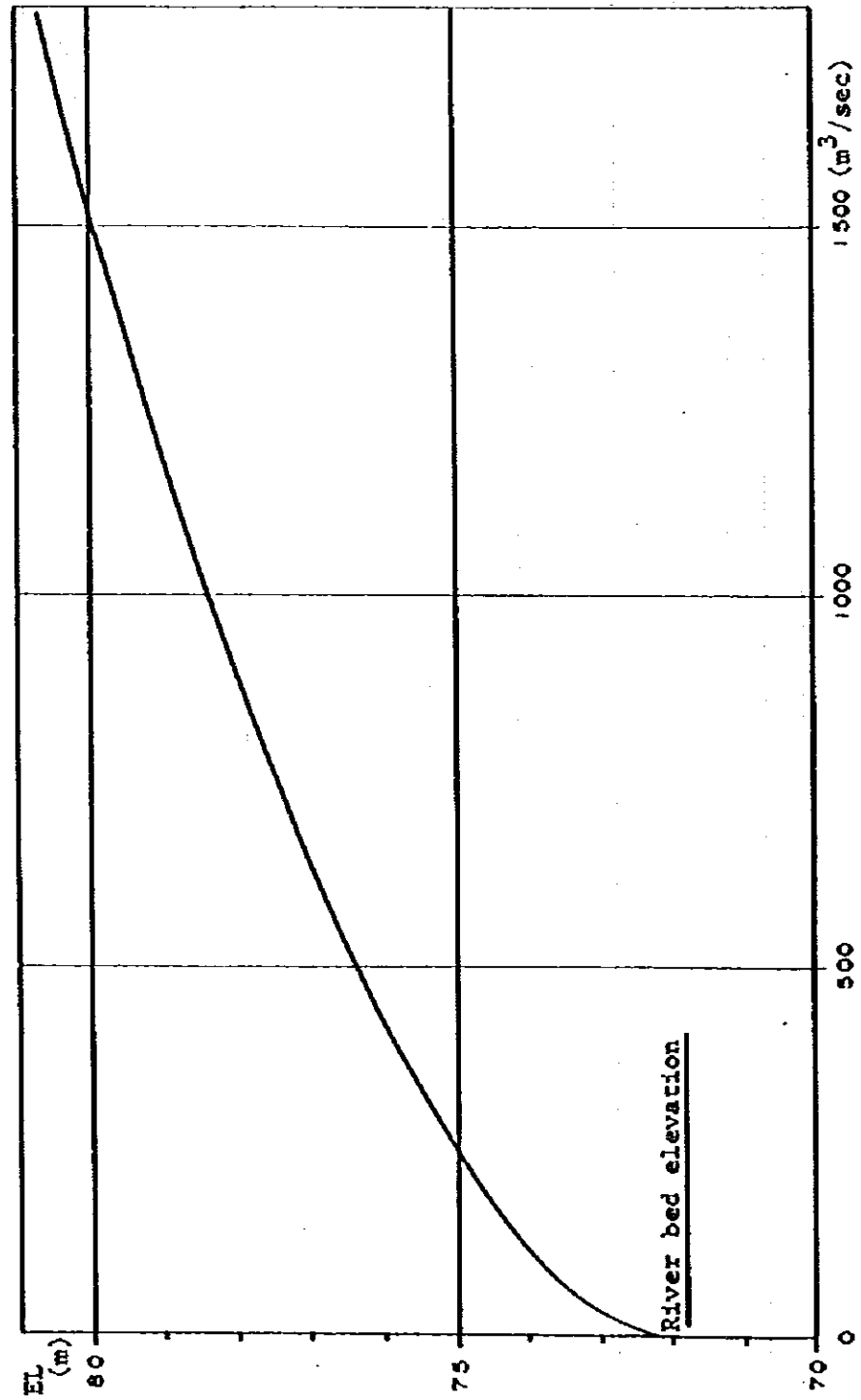


$A_1 = 49 \times 0.8 \times 2 = 19 \text{ m}^2$	19 m^2	19 m^2
$A_2 = \frac{47 + 62}{2} \times 2.4 = 131$	131	150
$A_3 = \frac{62 + 69}{2} \times 2 = 131$	131	281
$A_4 = \frac{69 + 81}{2} \times 3 = 225$	225	506
$A_5 = \frac{81 + 91}{2} \times 5 = 430$	430	936
$A_6 = \frac{91 + 102}{2} \times 5 = 483$	483	1419
$A_7 = \frac{102 + 113}{2} \times 5 = 538$	538	1957

Calculation of Discharge

EL	A (m ²)	P (m)	R (m)	R ^{2/3}	1/n	I ^{1/2}	V (m/sec)	Q (m ³ /sec)
71.80								
72.60	19	47	0.40	0.547	28.57	0.032	0.50	9.5
75.00	150	62	2.42	1.802	28.57	0.032	1.65	247.5
77.00	281	71	3.96	2.502	28.57	0.032	2.29	643.5
80.00	506	85	5.95	3.285	28.57	0.032	3.00	1,518.0
85.00	936	99	9.45	4.471	28.57	0.032	4.09	3,828.2
90.00	1,419	114	12.45	5.371	28.57	0.032	4.91	6,967.3

Fig. 2-2 Stage-discharge Curve



2.1.2 損失水頭

1条 $Q = 235.0 \text{ m}^3/\text{s}$ $D = 7.3 \text{ m}$ $L = 534,506 \text{ m}$

2条 $Q = 117.5 \text{ m}^3/\text{s}$ $D = 4.6 \text{ m}$ $L = 43,852 \text{ m}$

(I) 取水口における損失水頭 (h_l)

a) 流入における損失水頭 (h_a)

$$h_a = f_a \cdot \frac{V_2^2}{2g}$$

但し f_a : 流入損失係数 = 0.2

V_2 : 流入後の平均流速 (m/s)

$$V_2 = \frac{235}{120 \times 23.0} = 0.851 \text{ m/s}$$

$$h_a = 0.2 \times \frac{0.851^2}{2 \times 9.8} = 0.007 \text{ m}$$

b) スクリーンによる損失水頭 (h_b)

$$h_b = f_r \cdot \frac{V_1^2}{2g}$$

$$f_r = \beta \cdot \sin \theta \cdot \left(\frac{t}{b}\right)^{4/3}$$

但し β : スクリーンバーの断面形状による係数 = 1.60

θ : スクリーンの傾斜角度 = $63^\circ 26' 06''$

t : スクリーンバーの厚さ = 0.016 m

b : スクリーンバーの目の大きさ = 0.15 m

V_1 : スクリーン上流側での平均流速 (m/s) = 0.851 m/s

$$f_r = 1.60 \times \sin(63.435^\circ) \times (0.016/0.15)^{4/3} = 0.072$$

$$h_b = 0.072 \times \frac{0.851^2}{2 \times 9.8} = 0.003 \text{ m}$$

c) ピヤーによる損失水頭 (h_c)

$$h_c = \left\{ \frac{1}{c^2} \left(\frac{b_1}{b_2} \right)^2 - 1 \right\} \frac{V_1^2}{2g}$$

c : ピヤーの水平断面形状による係数

$$1/c^2 = 1.181$$

b_1 : ピヤー直前の水路幅 = 13.0 m

b_2 : 水路幅からピヤー幅の総計を控除した幅 = 12.0 m

V_1 : 流入前の断面の平近流速

$$V_1 = \frac{235}{12 \times 23} = 0.851 \text{ m/s}$$

$$h_c = \left\{ 1.181 \times \left(\frac{13}{12.0} \right)^2 - 1 \right\} \times \frac{0.851^2}{2 \times 9.8} = 0.014 \text{ m}$$

d) 断面漸縮による損失水頭 (h_d)

$$h_d = f_{cc} \times \frac{V_2^2}{2g}$$

f_{cc} : 漸縮損失係数

V_2 : 漸縮後の平均流速

$$\theta = 60^\circ$$

$$A_1 = 13.0 \times 12.0 = 156 \text{ m}^2$$

$$A_2 = 7.3 \times 7.3 = 53.29 \text{ m}^2$$

$$A_1/A_2 = 0.342$$

$$f_{cc} = 0.075$$

$$V_2 = \frac{235.0}{\pi \times 7.3^2/4} = 5.615 \text{ m/s}$$

$$h_d = 0.075 \times \frac{5.615^2}{2 \times 9.8} = 0.121 \text{ m}$$

e) 取水口における損失水頭 (h_1)

$$\begin{aligned} h_1 &= h_a + h_b + h_c + h_d \\ &= 0.007 + 0.003 + 0.014 + 0.121 \\ &= 0.145 \text{ m} \end{aligned}$$

(2) 水圧管路における損失水頭 (h_1)

a) 分岐による損失水頭 (h_a)

$$h_a = f_a \frac{V_0^2}{2g}$$

f_a : 分岐損失係数 = 0.50

V_0 : 分岐前の水圧管内平均流速 = 5.615 m/s

$$h_a = 0.50 \times \frac{5.615^2}{2 \times 9.8} = 0.804 \text{ m}$$

b) 摩擦による損失水頭 (h_b)

$$h_b = f \cdot L \cdot \frac{V^2}{2g}$$

f : 摩擦損失係数

$$f = \frac{124.5 \text{ n}^2}{D^{1/3}}$$

L : 鉄管路延長 (m)

D : 鉄管径 (m)

V : 管内平均流速 (m/s)

n : 粗度係数 $n = 0.012$

分岐前の損失水頭 (h_{b1})

$$f = \frac{124.5 \times 0.012^2}{7.3^{1/3}} = 0.001266$$

$$L = 534.506 \text{ m}$$

$$V = 5.615 \text{ m/s}$$

$$h_{b1} = 0.001266 \times 534.506 \times \frac{5.615^2}{2 \times 9.8} = 1.089 \text{ m}$$

分岐後の損失水頭 (h_{b2})

$$f = \frac{124.5 \times 0.012^2}{4.6^{1/3}} = 0.0023$$

$$L = 43.852 \text{ m}$$

$$V = \frac{117.5}{\pi (4.6/2)^2} = 7.070 \text{ m/s}$$

$$h_{b2} = 0.0023 \times 43.852 \times \frac{7.070^2}{2 \times 9.8} = 0.257 \text{ m}$$

$$h_b = h_{b1} + h_{b2} = 1.089 + 0.257 = 1.346 \text{ m}$$

c) 曲がりによる損失水頭 (h_c)

$$h_c = f_{b1} \times f_{b2} \times \frac{V^2}{2g}$$

f_{b1} : 曲がりの曲率半径 ρ と管径 D との比 (ρ/D) によって決まる損失係数

f_{b2} : 任意の曲がり中心角 θ の場合の損失と中心角 90° の場合の損失の比

V : 管内平均流速

No.	ρ	D	θ	f_{b1}	f_{b2}	V	$\frac{v^2}{2g}$	hd
1	30.0	7.3	50°00'00"	0.132	0.745	5.615	1.600	0.158
2	20.0	7.3	48°00'00"	0.135	0.730	5.615	1.600	0.158
3	20.0	7.3	48°00'00"	0.135	0.730	5.615	1.600	0.158
4	30.0	7.3	44°00'00"	0.132	0.699	5.615	1.600	0.148
5	30.0	7.3	77°00'00"	0.132	0.925	5.615	1.600	0.196
6	10.0	4.6	40°00'00"	0.142	0.667	7.070	2.550	0.242
Total								1.060

d) 水圧管路における損失水頭 (h_2)

$$\begin{aligned}
 h_2 &= h_a + h_b + h_c \\
 &= 0.804 + 1.346 + 1.060 \\
 &= 3.150
 \end{aligned}$$

(3) 放水口における損失水頭 (h_3)

a) 反動水車の排棄損失水頭 (h_a)

$$h_a = f_{s1} \cdot \frac{V_1^2}{2g}$$

$$f_{s1} = \left\{ 1 - \left(\frac{A_1}{A_2} \right) \right\}^2$$

f_{s1} : 急拡損失係数

V_1 : 急拡前の平均流速 (m/s)

$$= \frac{117.5}{10.0 \times 5.0} = 2.35 \text{ m/s}$$

A_1, A_2 : 急拡前後の流積

$A_1 \ll A_2$ より $f_{s1} = 1$

$$h_a = \frac{2.35^2}{2 \times 9.8} = 0.282 \text{ m}$$

(4) 総損失水頭

Head loss at intake (m)	0.145
Head loss at penstock (m)	3.150
Head loss at outlet (m)	0.282
Other head losses (m)	0.023
Total (m)	3.600

2.1.3 発 電 力

(I) 発 電 力

発電力は下記の式により求める。

$$P = 9.8 \times Q \times H \times \eta$$

ここに、 Q：最大使用水量(=235m³/s)

H：有効落差(=153.700 - 75.000 - 3.600 = 75.1)

η ：水車、発電機の合成効率(=0.87)

$$P = 9.8 \times 235 \times 75.1 \times 0.87 = 150,471 \text{ kW} \approx 150,000 \text{ kW}$$

(2) 発生電力量

発生電力量は、1961～1980年の20ヶ年の日流量資料を用いて計算した。

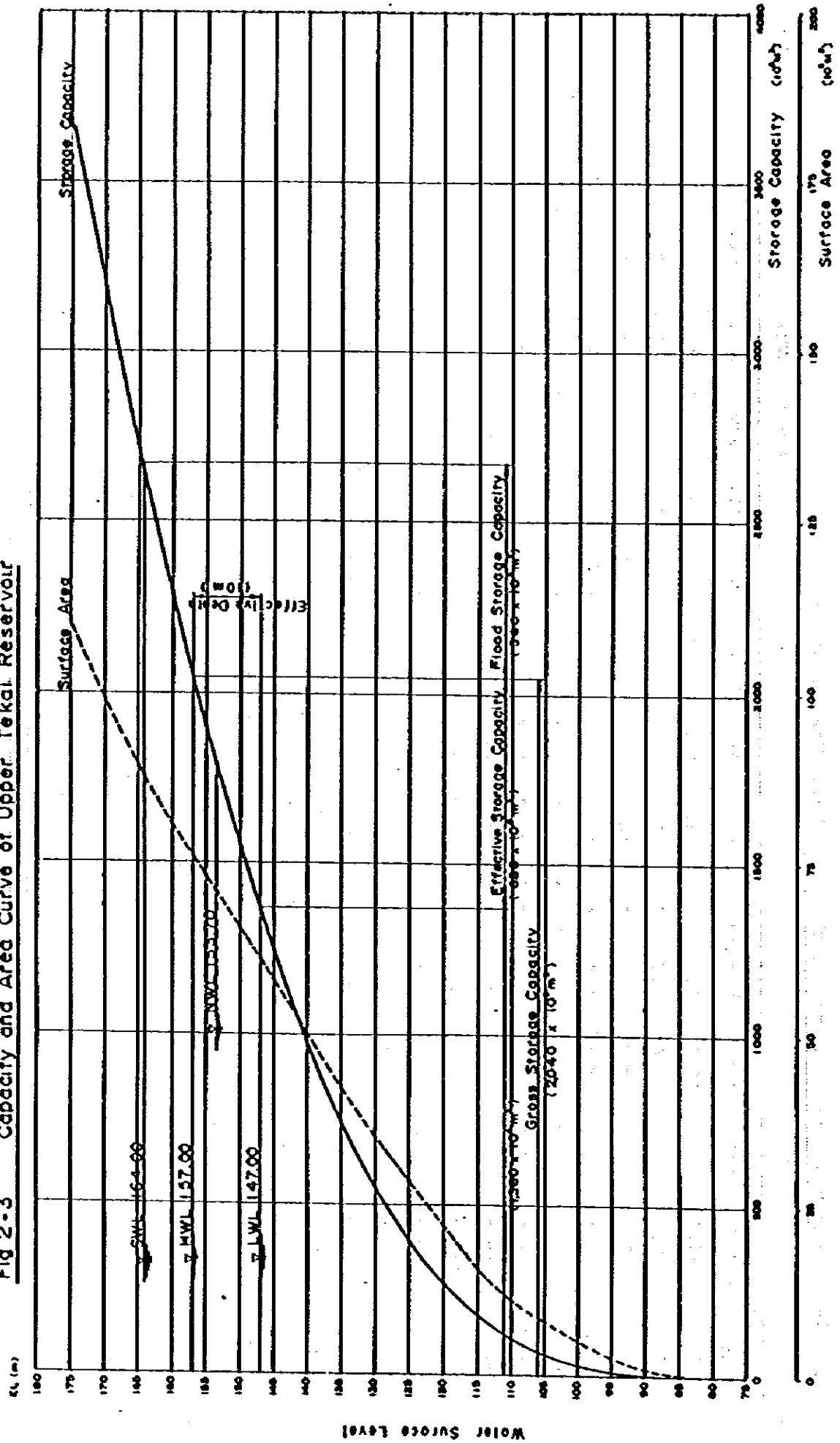
20ヶ年の平均値をみると年間発生電力量は194.8QWHである。また、月ごとの変化は極めて小さく最大で17.8QWH/月、最小で15.2QWH/月である。

Table 2-1 Monthly Generated Energy of the Upper Tekai Power Station

(Unit : GWH)

Month Year	Jan.	Feb.	Mar.	Apr.	May	Jun.	Jul.	Aug.	Sep.	Oct.	Nov.	Dec.	Total
1961	43.3	17.9	19.7	19.0	19.7	19.0	19.5	19.3	18.6	19.3	18.9	19.6	253.8
1962	19.8	16.6	18.4	17.7	18.1	17.4	17.8	17.7	17.2	17.8	17.1	17.8	213.4
1963	17.8	16.0	17.5	16.7	17.0	16.2	16.5	16.4	15.6	14.8	14.4	15.2	194.1
1964	15.5	14.5	15.5	15.0	15.5	14.8	15.4	15.3	14.6	15.0	14.6	15.3	180.5
1965	15.4	13.8	15.1	14.4	14.9	14.7	15.0	14.9	14.4	15.7	15.8	16.6	180.7
1966	16.9	15.4	17.0	16.4	17.0	16.2	16.6	16.6	16.0	16.6	16.1	16.8	197.6
1967	17.0	15.4	17.6	17.2	17.9	17.3	17.7	17.6	16.8	17.4	17.0	18.1	207.0
1968	18.9	17.9	18.9	18.1	18.7	18.0	18.5	18.4	17.7	18.2	17.5	17.9	218.7
1969	17.9	16.0	17.4	16.7	17.0	15.5	14.7	14.7	14.4	14.8	14.5	15.2	188.8
1970	15.4	13.9	15.2	14.7	15.2	14.6	15.0	14.9	14.3	15.0	14.8	15.5	178.5
1971	16.4	18.0	21.2	20.4	20.8	20.0	20.4	20.3	19.7	20.2	19.4	20.5	237.3
1972	20.4	17.5	18.5	17.7	18.2	17.5	17.8	17.6	16.8	17.3	16.7	17.7	213.7
1973	18.7	17.0	18.7	17.9	18.3	17.6	17.9	17.7	16.9	17.3	16.7	18.1	212.8
1974	18.7	16.8	18.5	17.8	18.5	17.8	18.4	18.3	17.6	18.1	17.6	18.3	216.4
1975	18.5	16.9	21.5	22.4	23.0	22.1	22.6	22.3	21.3	21.8	21.2	23.2	256.8
1976	14.6	13.1	13.8	13.3	13.6	13.1	13.5	13.4	12.9	13.4	13.0	13.5	161.2
1977	13.8	12.5	13.7	13.2	13.5	12.9	13.2	13.1	12.6	13.6	12.7	13.1	157.4
1978	13.0	11.7	12.8	12.3	12.6	12.2	12.6	12.5	12.0	12.3	11.0	11.7	146.7
1979	11.8	10.7	11.7	11.3	11.6	11.2	11.4	11.4	11.0	11.5	11.3	12.3	137.2
1980	12.3	11.5	12.2	11.8	12.1	11.7	12.0	11.9	11.5	12.0	11.8	12.3	143.1
Total	356.1	303.1	334.9	324.0	333.2	319.8	326.5	324.3	311.9	321.6	312.1	328.7	3,896.2
Average	17.8	15.2	16.7	16.2	16.7	16.0	16.3	16.2	15.6	16.1	15.6	16.4	194.8

Fig 2-3 Capacity and Area Curve of Upper Tekal Reservoir



2.2 設計洪水量

設計洪水量は、既往の降雨資料をもとに岩井公式、Gumbel公式により10,000年確率降雨量を求めると共に既往の降雨パターンより、貯流関数法により流出解析を実施して求めた10,000年確率雨量は840%とし、設計洪水量を求めると7,300 m³/sとなる。

(Volume IIIを参照)

上部貯水池は大きな容量をもつので、他のサーチャージを考慮したゲートなしタイプとゲート有タイプの比較検討結果、前者が有利である。従って、ゲートなしの洪水吐(幅40m)を考え、サーチャージ量を計算すると下記のようになる。

Table 2-2

The peak discharge of inflow	7,300 m ³ /s
The maximum water level	EL 164.0
The surcharge volumes	585 × 10 ⁶ m ³
The maximum outflow	1,504 m ³ /s

2.3 設計堆砂量

設計堆砂量の設定にあたっては、マレーシア国内での熱帯林における流域の植生による比堆砂量実績調査、既設ダムプロジェクトの設計実績調査、バハン川及びテカイ川の洗砂調査より求めると共に、参考までに日本で一般的に使用されている種々の推定式により検討した。

(1) マレーシアとインドネシア国内における流域の植生による比堆砂量の実績調査

「Report of Water Resource Management in the Pahang Tenggara Rigion」によればマレーシア及びインドネシアの堆砂量は次に示すように計算している。

Table 2-3 Sediment Load of the Rivers in Malaysia and Indonesia

River	Drainage Area ² (km ²)	Vegetation Cover	Sediment Load	Source
Perak River at Kenering	5500	Rainforest 86% Rubber 10% Padi 4%	144m ³ /km ² /yr	Douglas, 1970 after Shawiningan Engineering Co.
Gombak River at Kuala Lumpur	140	Forested Headwaters agriculture & mining land	67m ³ /km ² /yr	Douglas, 1968
Kiel, Cameron Highlands	21	Rainforest 70% Agriculture 30%	111m ³ /km ² /yr	Shallow, 1956
Telom, Cameron	77	Rainforest 94% Agriculture 6%	21.1m ³ /km ² /yr	Shallow, 1956
Tjiloetoeng River, West Java	620	Deforested 'ladang' cultivation, pasturing	1352m ³ /km ² /yr	Van Dijk and Vogelzang, 1948

(2) マレーシアにおけるダムプロジェクトの設計比堆砂量

Table 2-4 Sediment load of dam design in Malaysia

Name of Dam	Sediment Load ($m^3/km^2/year$)	Type of Dam (dam height)	Drainage Area (km^2)	Name of River
PUAH DAM	70	Rock-fill (80 m)	410	TRENGGANU River
TEMBAT DAM	17	Concrete Gravity (24 m)	101	TEMBAT River

(Note) ULU TRENGGANU Report
Upper Trengganu Development

(3) 浮遊土砂からの推定

テカイ川では、定期的な浮遊土砂の測定は実施されておらず、バハン川の流砂測定は1972年以降から実施された。

バハン川の浮遊土砂の測定はDID (Drainage and Irrigation Dep.) により次表のように5地点で実施された。

Table 2-5 Measured Results of Soil Sedimentation

Station No.	Station Name	Catchment Area (km^2)	Data Period	Average Sediment Concentration (mg/l)
3423421	Semantan	2,920	72-78	110
3424411	Pahang	19,000	72-74	140
4019462	Lipis	1,670	72-76	130
4023412	Pahang	13,200	72-74	150
4223450	Tembeling	5,050	74-77	130

(Source; N.W.R.S.)

浮遊土砂 q_s については安全値とし最大値150(mg/l)を用いて推定する。堆砂の密度を1.5 t/m^3 とする。

上部ダム

年平均流入水量 $1100 \times 10^6 \text{ m}^3 (35 \text{ m}^3/\text{s})$ として

$$\begin{aligned} q_s &= 150 \times 10^{-9} \times 1100 \times 10^6 \times 10^3 \div 1.5 \\ &= 110 \times 10^3 \text{ m}^3/\text{year} \end{aligned}$$

掃流土砂量は浮遊土砂量の20%程度と考えると、堆砂量Qは

$$Q = 1.2 \times q_s = 132 \times 10^3 \text{ m}^3/\text{year}$$

比堆砂量は C.A = 1,200 kd より

$$Q_s = 110 \text{ m}^3/\text{kd}/\text{year}$$

下部ダム

年平均流入量 $160 \times 10^6 \text{ m}^3 (5 \text{ m}^3/\text{s})$

C.A 180 kd

$$Q_s = 107 \text{ m}^3/\text{kd}/\text{year}$$

(4) その他の推定方法

日本においては、気象、地形などの諸条件が種々組み合わされた実際の山地流域からの土砂流出に対し、森林を含めた各種の因子がいかなる影響をもつかを定量的に考察する為に、日本全国各地の発電用ダムを主体とする河川ダム背後の貯水池に堆積する土砂量と、それに関係する各種因子の既存資料を中心に、ダムの堆砂に関する定量的研究が行なわれた。

堆砂量に影響をもつ主要な因子として検討したものは次の項目である。

- (a) 流域の面積
- (b) ダム建設時の貯水容量
- (c) 起伏量
- (d) 標高
- (e) 年降雨量
- (f) 観測年数
- (g) 森林面積率

以上の因子を定量的に示すために、吉良と巖波は次式を提案している。これらの式は日本国内で広く用いられている。

1) $Q_s = r_s \cdot (C/F)$ — (吉良の式)

ここに Q_s : 比堆砂量 ($m^3/kd/year$)

r_s : $0.00012 \cdot \phi^{0.368}$

ϕ : $R/(C/F)$

R: 起伏量 (m)

C: ダム貯水容量 (m^3)

F: 流域面積 (m^2)

1) $Q_s = 0.02743 \times \frac{R \times P}{F} - 240.9$ — (難波の式)

ここに Q_s : 比堆砂量 ($m^3/kd/year$)

P: 年間平均雨量 (mm)

R: 起伏量 (m)

F: 森林占有率 (%)

1)、1)式を用いて行なった計算結果は次の通りである。

○吉良の式による方法

Table 2-6 Calculation by Kira's Formula

Item \ Case	Upper Dam (Independent Development)	Lower Dam (Independent Development)	Lower Dam (Series Development)	Remarks
Catchment area $F (m^2)$	1200×10^6	1380×10^6	180×10^6	
Storage capacity $C (m^3)$	2050×10^6	700×10^6	41.5×10^6	
C/F	1.708	0.507	0.231	
Relief energy $R (m)$	500	500	455	
$\phi = R/(C/F)$	293	986	1,970	
$Y_s = 0.00012 \phi^{0.368}$	0.0166	0.0476	0.0868	
$Q_s = Y_s \times \frac{C}{F}$ ($m^3/km^2/year$)	284	241	200	

○難波の式による方法

当地点のP、R、F は次のように想定される。

P: 2400 mm

R: 500 m

F: 100% より

$Q_s = 88.3$ (m³/kd/year) となる。

(5) 設計堆砂量の決定

(1)~(4)の結果をまとめると次のようである。

Table 2-7 Results of Sediment Loads

	Method	Estimated value of relative sedimentation (m ³ /km ² /year)	Remarks
1	Sedimentation in Malaysia	$21.1 \leq Q_s \leq 144$ (82.6)	
2	Design sedimentation of dam projects in Malaysia	$17.0 \leq Q_s \leq 70$ (43.5)	
3	Estimation from suspended sediment	$107 \leq Q_s \leq 110$ (108.5)	
4	Kira's Formula	Upper Dam 284 Lower Dam $200 \leq Q_s \leq 241$ (200)	
5	Namba's Formula	88.3	

(Figures enclosed with parenthesis indicate average values.)

以上の結果より、安全側にみて

上部ダムでは 300m³/kd/year

下部ダムでは 250m³/kd/year

と設定した。

2.4 設計震度

最近、地震活動性が大構造やそのバクーンの見地から明らかにされつつある。すべての震央は、多少のずれがあるものの実質的に地形的な地溝の場所にあることが指摘されている。

図2-5は、1961年から1967年までのアジアにおける地震活動性を示している。これを見ると、インドネシア島嶼にそって震央が帯状に分布しているのがわかるが、マレー半島は地殻変動に対して安定なスンダ大陸棚の一部として形成されている。したがってその中で地震は認められていない。

又、図2-5は1904～1960の間のインドネシアの地震歴である。中では $M > 7$ の地震については、表2-8に示す通りである。

テカイのダムサイトにおける地震加速度は、既往地震をもとにした“河角map”及び金井、Seedの公式、岡本の公式により推定した。いずれの推定によっても地盤加速度は10 gal程度と非常に小さい。

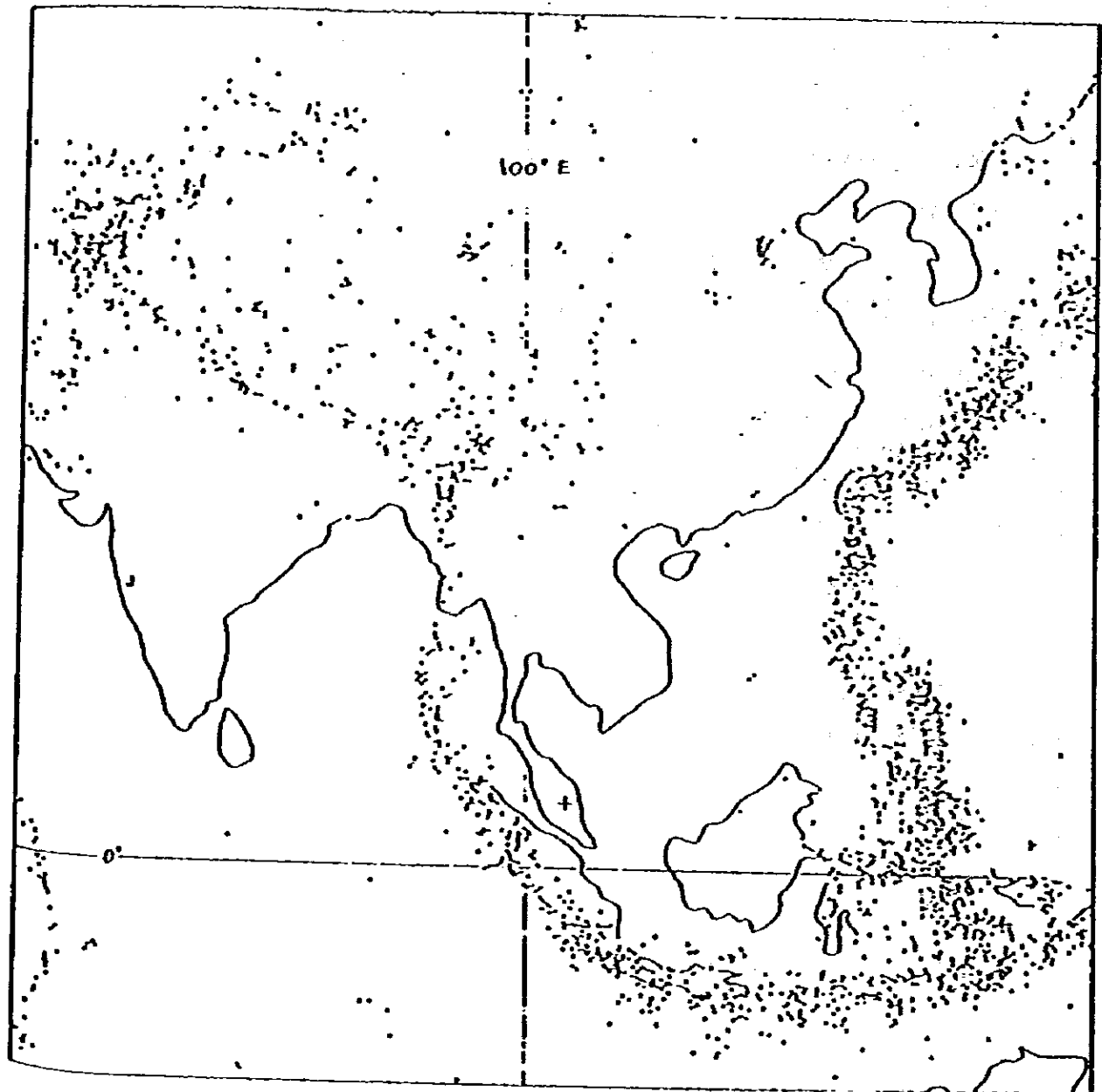
しかしながら、Malaysiaにおける既往のダムの設計地震加速度は100 galを用いているので、テカイダムについても設計加速度は、100 galとした。

(1) 河角mapによる推定

図2-6は、地震のマグニチュード、深さ、震央位置のわかっている地震からもたらされる地震加速度を示している。マレー半島の地震加速度は $0.01 g (\equiv 10 \text{ gal})$ 以下であると推定される。

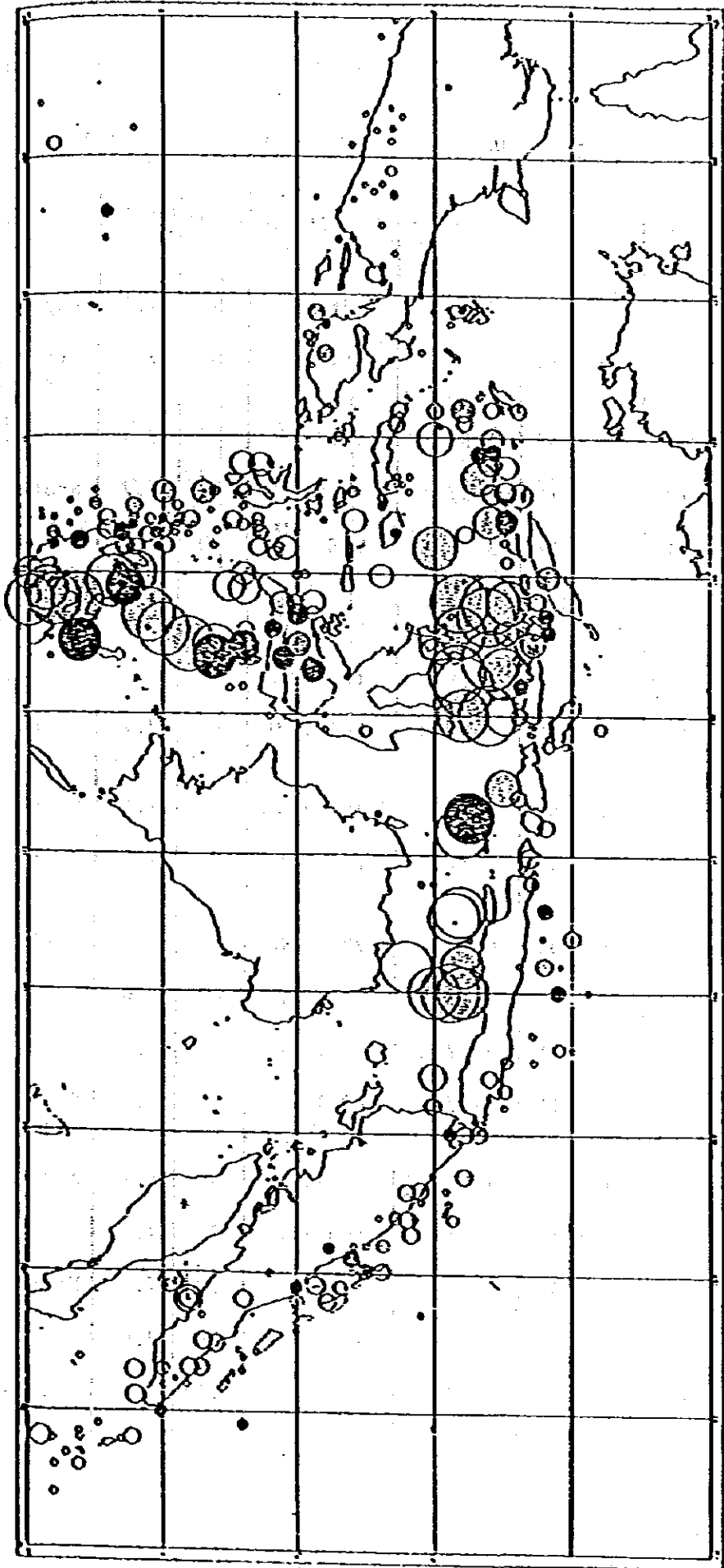
Fig 2-4 Distribution of Epicenter in Southeast Asia

(offer Bulletin of the Seismological Society of America
Vol. 59, No. 1, pp. 369-380, February, 1969)



* Huavia Barazangi & James Dorman (1969) : World Seismicity Maps Compiled from ESSA, Coast and Geodetic Survey, Epicenter Data, 1961-1967, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 59, No. 1, 1969

Fig. 2-5 Seismological Map of Indonesia



* T. Boen (1971) : A Brief Outline of Seismicity and Earthquake Engineering Problems in Indonesia

Table 2-8 The Records of Seismicity in Indonesia

1900 ~ 1980

$M \geq 7.0$

$89-1/2^\circ \sim 110^\circ E$

$15^\circ N \sim 5^\circ S$

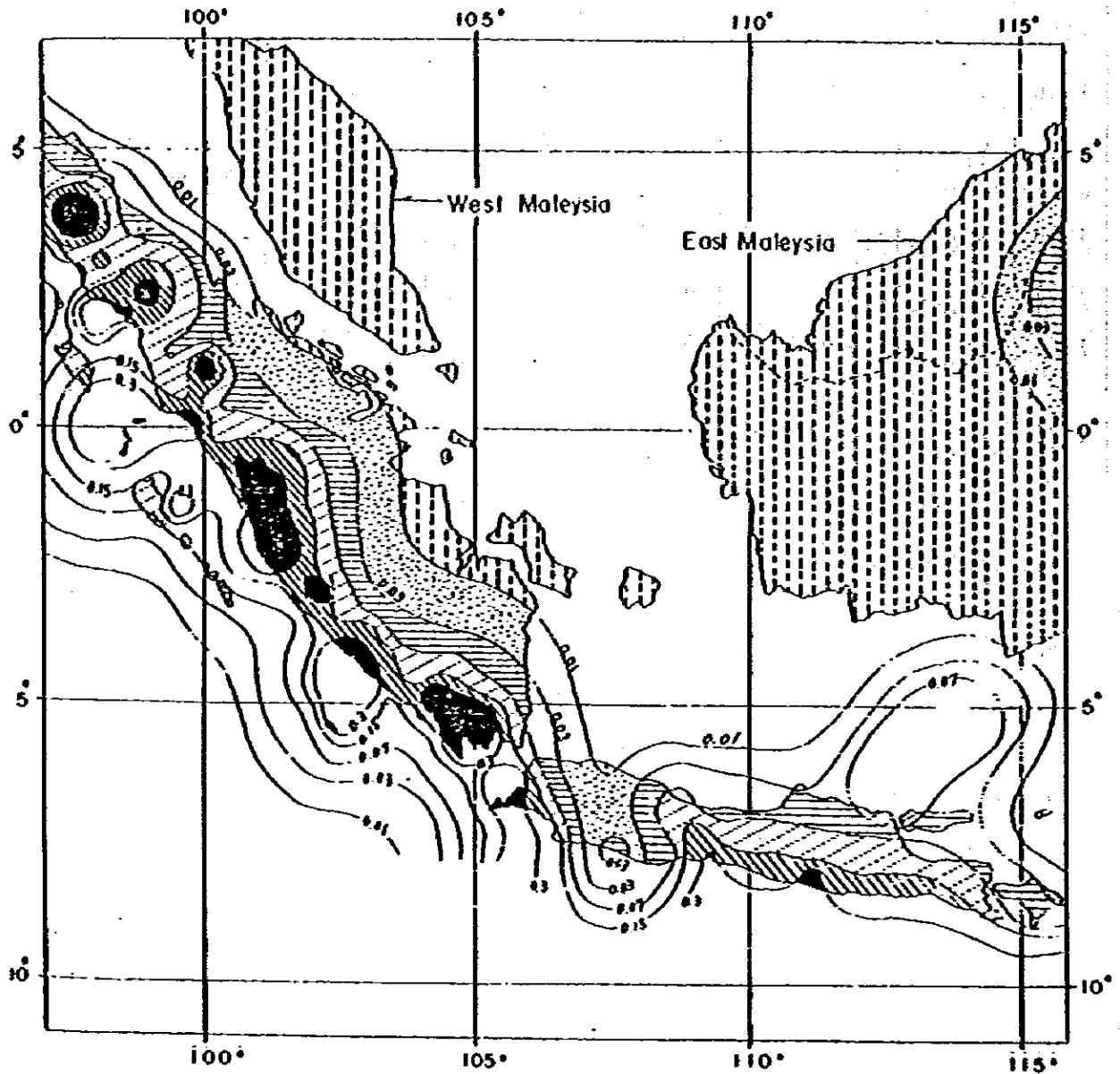
Year	Month	Day	Time	Latitude	Longitude	Depth (km)	Magnitude	Location
1906	VI	24	11 : 17	15N	92E	S	7.3	Bay of Bengal
1907	I	4	05 : 19	2N	96.3E	S	7.8	Off west coast of northern Sumatra
	XI	21	20 : 03	59N	95.3E		7.4	Northern Sumatra
1913	VIII	13	04 : 25	5-1/2S	105E	75	7.2	Southern Sumatra
1914	X	11	16 : 17	12N	94E	80	7.2	Andaman Is. region
1917	XI	4	12 : 03	4.8N	968E		7.1	Northern Sumatra
1926	VI	28		0.5S	100.5E			Sumatra
1931	II	10	06 : 34	5-1/4S	102-1/2E	S	7.1	South Sumatra
	IX	25	05 : 59	5S	102-3/4E	S	7.4	Southern Sumatra
1933	VI	24	21 : 54	5-1/2S	104-3/4E	S	7.5	Southern Sumatra
1935	XII	28	02 : 35	0	98-1/4E	S	7.9	Northern Sumatra
1936	I	2	22 : 34	0	99-1/2E	60	7.0	"
	IX	19	01 : 01	3-3/4N	97-1/2E	S	7.2	"
1939	III	21	01 : 11	1-1/2S	89-1/2E	S	7.2	South Indian Ocean
1941	VI	26	11 : 52	12-1/2N	92-1/2	S	8.1	Andaman Sea
1943	VI	1	14 : 18	6-1/2S	105-1/2	S	7.0	
	VI	8	20 : 42	1S	101E	50	7.4	Northern Sumatra
	VI	9	03 : 06	1S	101E	50	7.6	"
	XI	26	21 : 25	2-1/2S	100E	130	7.1	Southern Sumatra

Table 2-8 (Cont'd)







Year	Month	Day	Time	Latitude	Longitude	Depth	Magnitude	Location
1944	I	5	21 : 12	3-1/2S	102E	60	7.0	Southern Sumatra
1946	V	8	05 : 20	0	99-1/2	S	7.1	"
	V	14		1S	98E		7.0	Southwest of Sumatra
1963	XII	15	19 : 34	4.8S	108E	650	7.1	Java Sea
1964	I	4	22 : 45	1.9S	102.3E	33	6.7	Sumatra
1969	XI	21	02 : 05	2.1N	94E	20	7.5	Off W. coast of Northern Sumatra
1975	X	1	13 : 29	49S	102.2E	N	7.0	Southern Sumatra

Fig 2-6 Isoseimal Map of Southeast Asia

(after Peta Iso Seisma Indonesia, Hiroshi Kowasumi)



Legend

	= 0.3g		= 0.03 - 0.07g
	= 0.15 - 0.3g		= 0.01 - 0.03g
	= 0.07 - 0.15g		0.01g

= Maximum acceleration

g = Gravity (9.8 m/sec^2)

(2) 公式による推定

別添 Seismicity Map に示される過去の地震の中で、サイトに最も大きな地震動を与えたと考えられる2つの地震について、その地震動強さを求めた。

a) ①の地震

地震のマグニチュード 7.9 震央距離 600km

b) ②の地震

地震のマグニチュード 6.8 震央距離 375km

計算に用いた実験式は次の通りである。

(i) 金井・シード

$$\log_{10} v_s = 0.61M - (1.66 + \frac{3.6}{x}) \log_{10} x - (0.631 + \frac{1.83}{x})$$

$$T_p = \frac{1}{1,000} \{ (0.539M - 1.621) \Delta + 50.44M - 111.16 \}$$

$$a = 2\pi \frac{1}{T_p} v_s$$

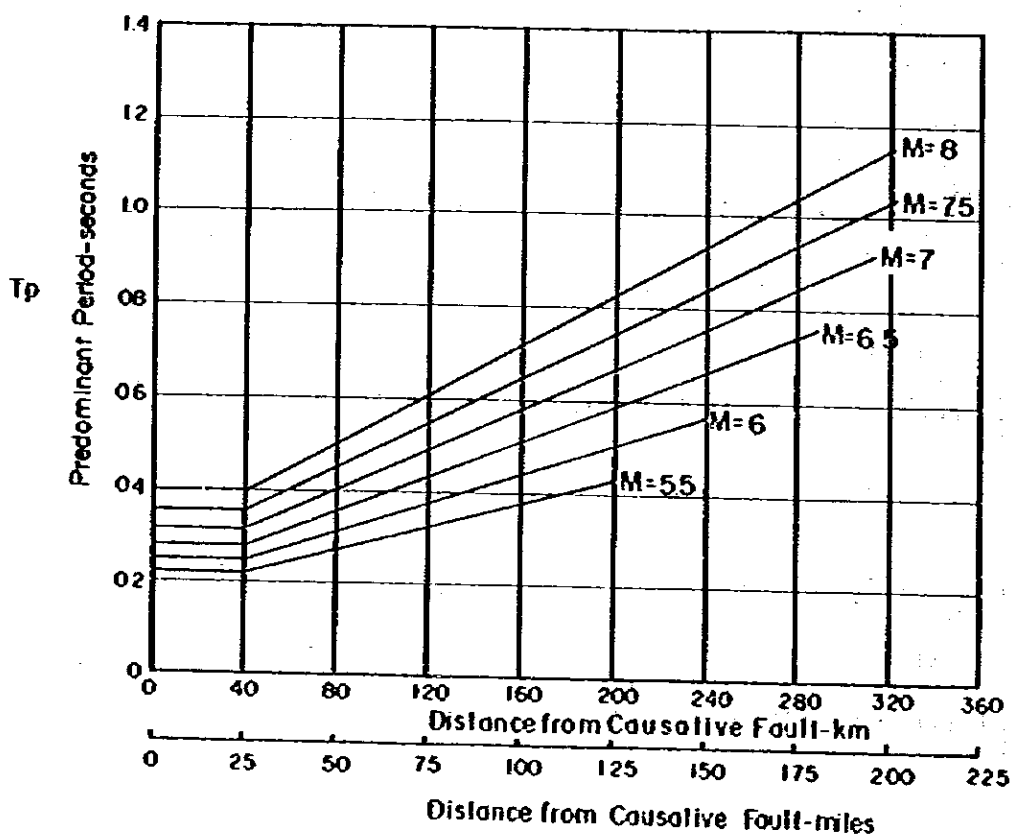
(ii) 岡本

$$\log_{10} \frac{am}{640} = \frac{(\Delta + 40)}{100} \times (-7.604 + 1.7244M - 0.1036M^2)$$

求められた地震動の強さ(加速度)は次の通り。

Empirical Formula Earthquake	(1) Kanai-Seed's Formula	(2) Okamoto's Formula
Earthquake (1)	1.25 gal	0.99 gal
Earthquake (2)	1.03 gal	1.08 gal

Fig 2-7 Periods for Maximum accelerations in Rock
(by Seed)



$$T_p = \frac{1}{1000} \{ (0.539M - 1.621)\Delta + 50.44M - 111.16 \}$$

$$\Delta = 40 \text{ km}, \quad \Delta = 40 \text{ km}$$

2.5 安定計算

(1) 標準断面

図 2-8 参照

(2) 設計諸元

ダム型式 : 中央遮水壁型フィルダム

ダム天端標高 : EL 166.200 m

ダム基礎標高 : EL 65.200 m

堤頂幅 : 6.000 m

設計洪水位 : EL 164.000 m

調整池満水位 : EL 157.000 m

調整池低水位 : EL 147.000 m

(3) 設計水位

設計水位として次の値を用いる。

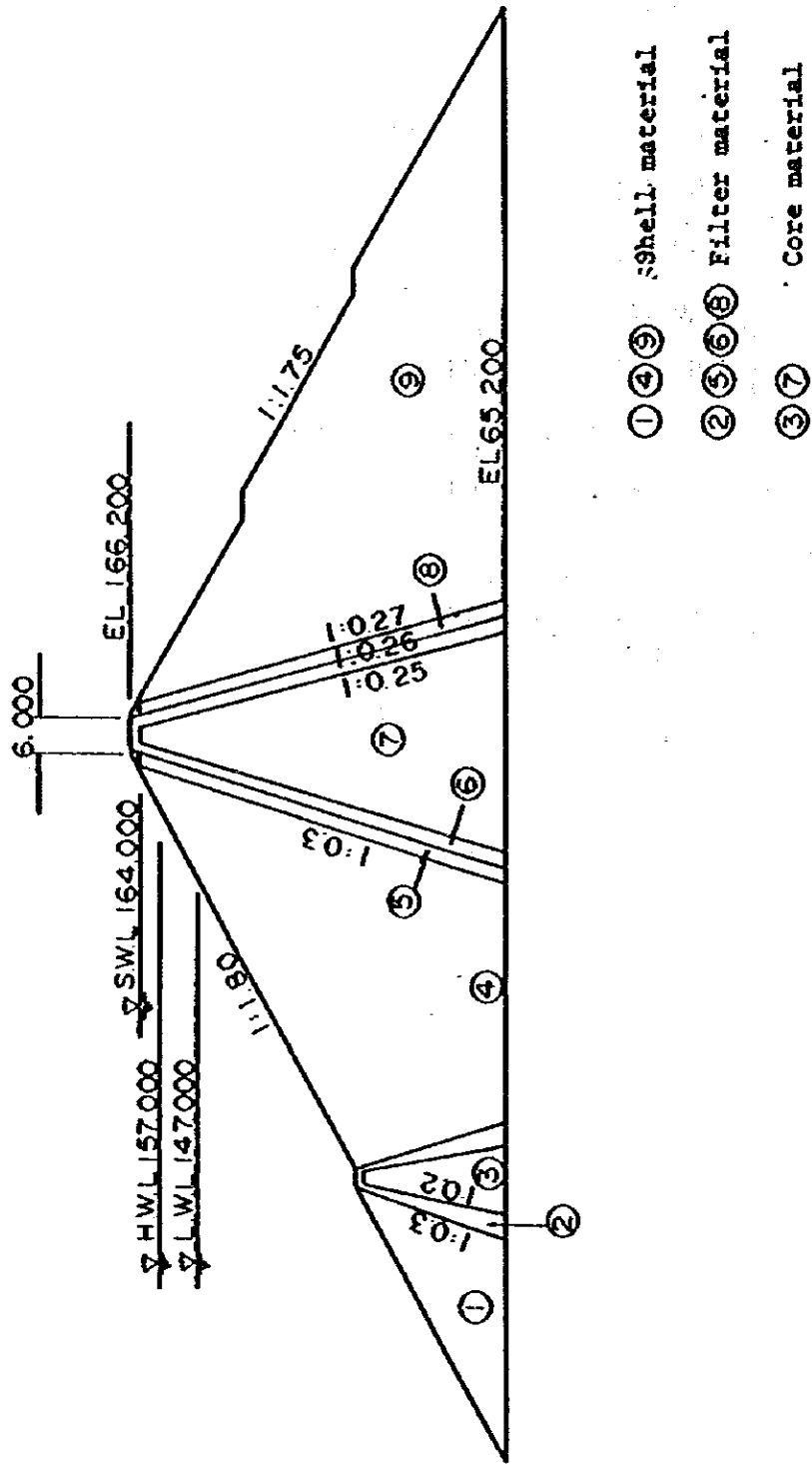
(常時)

満水位 + h_v

(地震時)

満水位 + h_v + h_a

Fig. 2-8 Standard Cross Section of the Dam



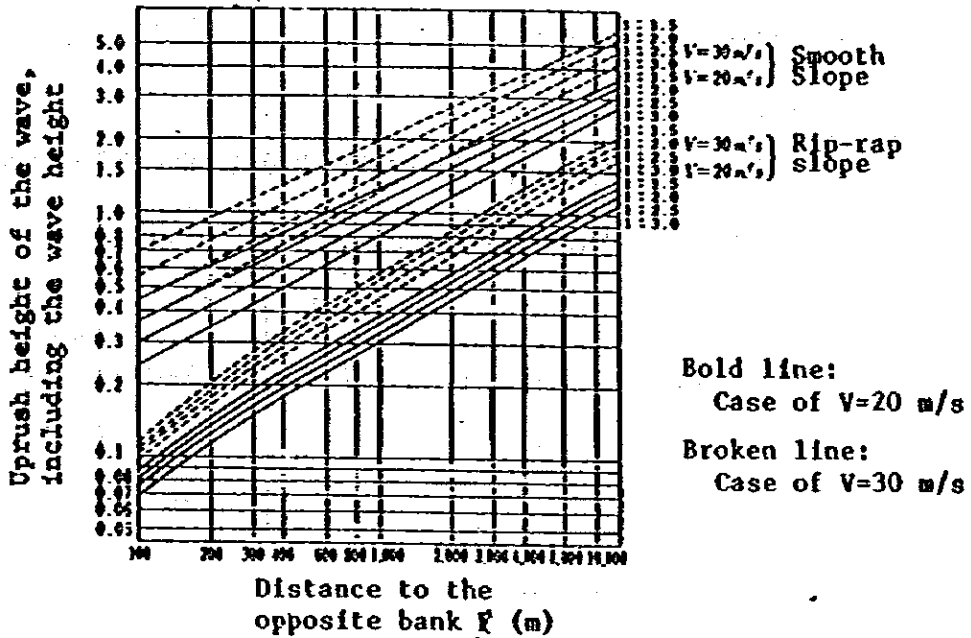
ただし、

h_w : 風による波浪高

S.M.B法および Saville 法によると、上流面斜面勾配が 1 : 1.80、
貯水池の対岸距離が 4800m、風速 30 m/s の場合、 h_w は 1.20m となる。

(図 2-9 参照)

Fig. 2-9 Uprush Height Determined by the S.M.B. Method and Saville's Method



h_s : 地震による波浪高

$$h_s = \frac{1}{2} \times \frac{Kr}{x} \sqrt{gH_0}$$

K : 設計震度 = 0.10

r : 地震周期 = 1.0 秒

H_0 : 常時の満水位における貯水池の水深 = 92.000 m

$$h_s = \frac{1}{2} \times \frac{0.10 \times 1.0}{x} \times \sqrt{9.8 \times 92} = 0.478 \text{ m}$$

$$\approx 0.500 \text{ m}$$

以上より設計水位として

	常時 湧水時	サーチャージ水位
常 時	設計水位 = EL. 157.000 + 1.2000 + 0.5 = EL. 158.7	設計水位 = EL. 164.000 + 1.200 + 0.500 = EL. 165.700
地震時	設計水位 = EL. 157.000 + 1.200 + 0.500 + 0.500 = EL. 159.200	設計水位 = EL. 164.000 + 1.200 + 0.500 + 0.500 = EL. 166.200

(4) 計算に用いた諸数値

1) 堤体材料

堤体材料の物性値を表2-9に示す。ただし湿潤重量、飽和重量の算出にあたっては、以下の式を用いた。

$$d_w = \frac{O_s + s \cdot e}{1 + e}$$

$$d_s = \frac{O_s + e}{1 + e}$$

ここに、

d_w : 湿潤時単位体積重量 (t/m^3)

d_s : 飽和時単位体積重量 (t/m^3)

O_s : 土粒子の比重

s : 飽和度 $s = \frac{w \cdot O_s}{100e}$ (w : 含水比)

e : 間ゲキ比

シエル材、フィルター材については、国内の実績より必要な諸数値を推定して O_s 、 e 、 w の試験値より d_w 、 d_s を求めた。表2-10にコア材の試験値および計算値を示す。

Table 2-9 Physical Properties of Materials

Material	Saturated Density d_s (t/m^3)	Wet Density d_w (t/m^3)	Cohesion (t/m^2)	Angle of internal friction ϕ ($^\circ$)
Shell material	2.10	1.80	0 (5)	45° (40°)
Filter material	2.10	1.80	0 (5)	45° (40°)
Core material	1.99	1.94	0 (9)	14.5° (14.5°)

Table 2-10 Test Results and Physical Properties of the Core Material

Gs	e	W	S	d_w (t/m^3)	d_s (t/m^3)
2.62	0.6752	0.214	0.830	1.90	1.97
2.69	0.7969	0.270	0.911	1.90	1.94
2.62	0.5394	0.178	0.865	2.01	2.05
2.67	0.6553	0.200	0.815	1.94	2.01
			Average	1.94	1.99

ⅰ) 水の単位体積重量 $1.0 t/m^3$

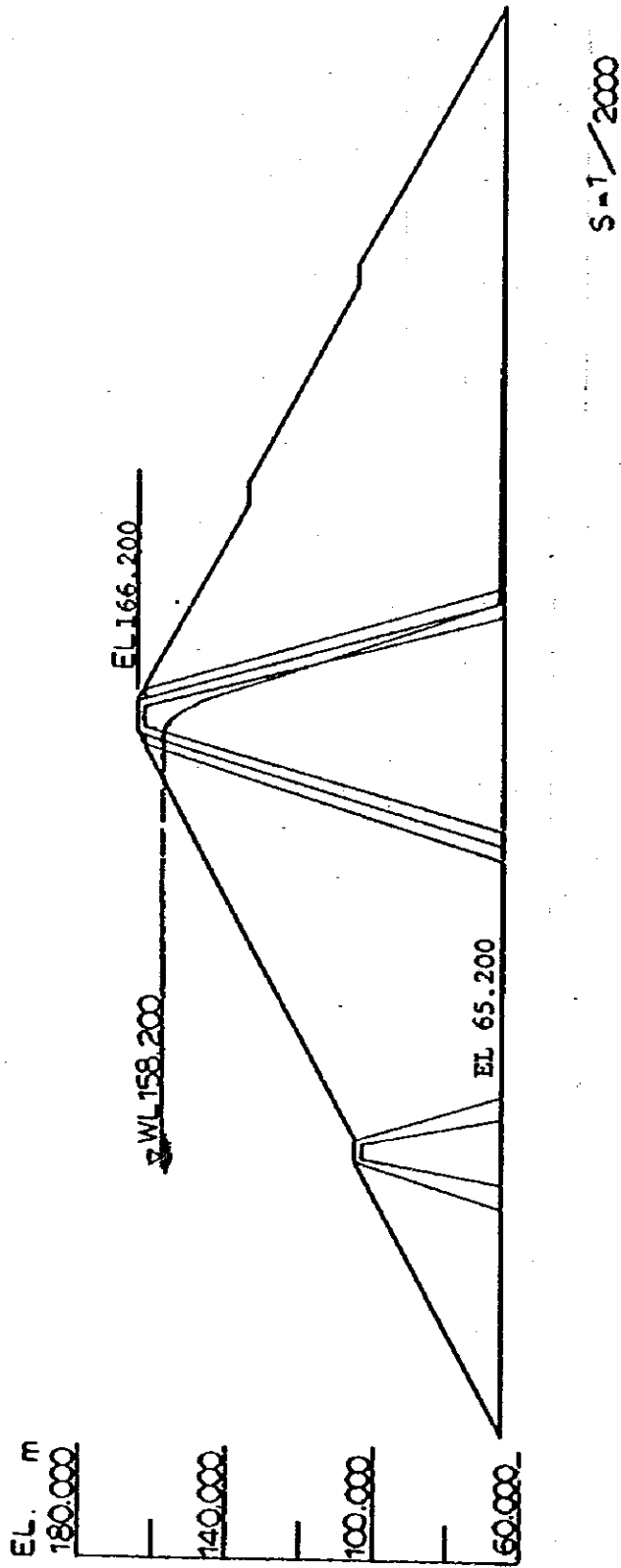
ⅱ) 浸潤線

安定計算を行う時、堤体材料の重量は、浸潤線以上の部分には湿潤重量を、浸潤線以下の部分には飽和重量を用いるものとする。そこで堤体の浸潤線の位置を把握する必要がある。本計算においてはA-Casagrandeの方法を用いて、浸潤線を求めた。

図2-10に浸潤線を示す。ただし貯水池水位はEL.158.200とした。

ⅳ) 堤体の水平震度 $k = 0.1$

Fig. 2-10 Seepage Line of the Dam Body



(6) 安定計算

1) 検討方法

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による。

計算は図2-11に示すように臨界円の中心位置として、上下流側に各48点設定し、この点を中心として円弧の半径を最大から最小まで順次変化させ、下式によりのり面の滑動に対する安全率を電子計算機で計算した。

$$SF = \frac{\Sigma(N-U+P_N - N_g) \tan \phi + \Sigma C \cdot L}{\Sigma(T-P_T + T_g)}$$

ここに、 N：築堤材料の自重による垂直分力

T：築堤材料の自重による接線分力

N_g ：地震力による垂直分力

T_g ：地震力による接線分力

ϕ ：築堤材料の内部摩擦角

C：築堤材料の粘着力

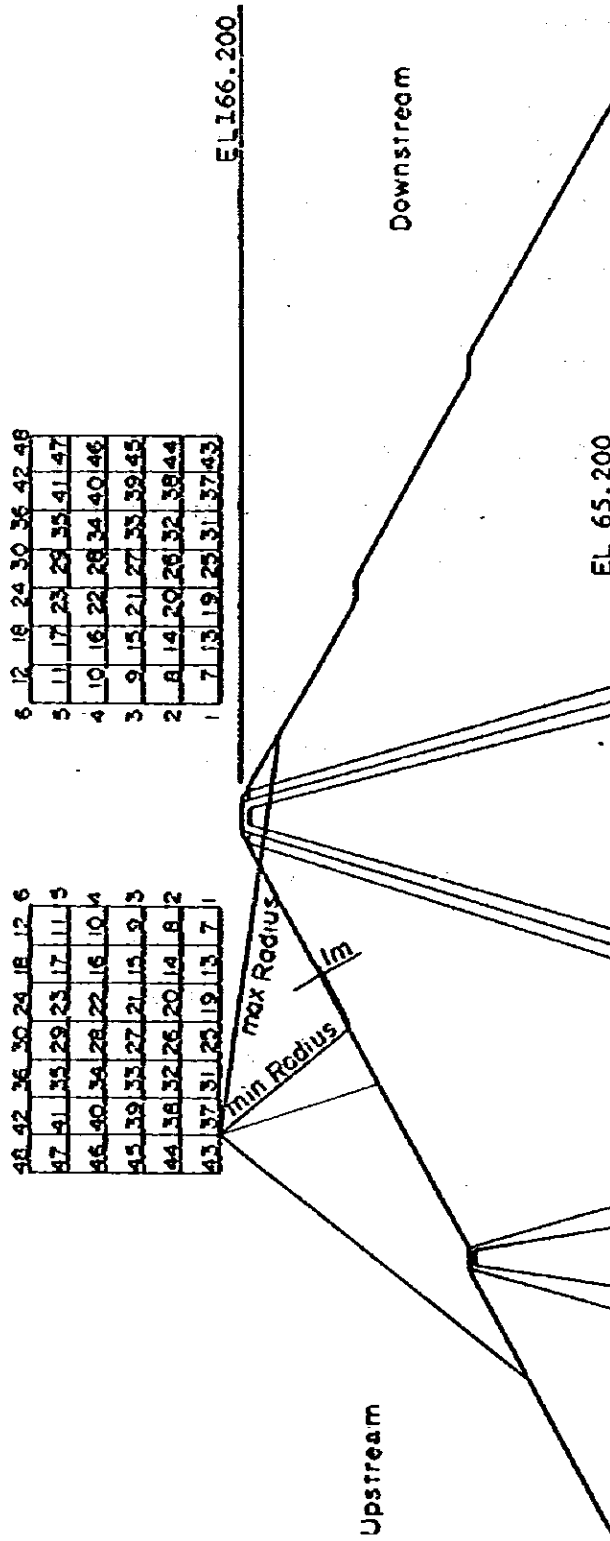
L：円弧の長さ

U：間げき水圧

P_N ：静水圧による垂直分力

P_T ：静水圧による接線分力

Fig. 2-11 Position of the Critical Circle



S = 1/2000

1) 検討ケース

安定計算は次の12ケースについて行なった。

Water Level	Properties	Normal or Earthquake	Upstream Slope	Downstream Slope
In the case of maximum water level	No cohesion considered	Under normal conditions	0	0
		In the case of earthquake	0	0
	Cohesion considered	Under normal conditions	0	0
		In the case of earthquake	0	0
In the case of design flood	No cohesion considered	Under normal conditions	0	0
	Cohesion considered	Under normal conditions	0	0

Ⅱ) 計算結果

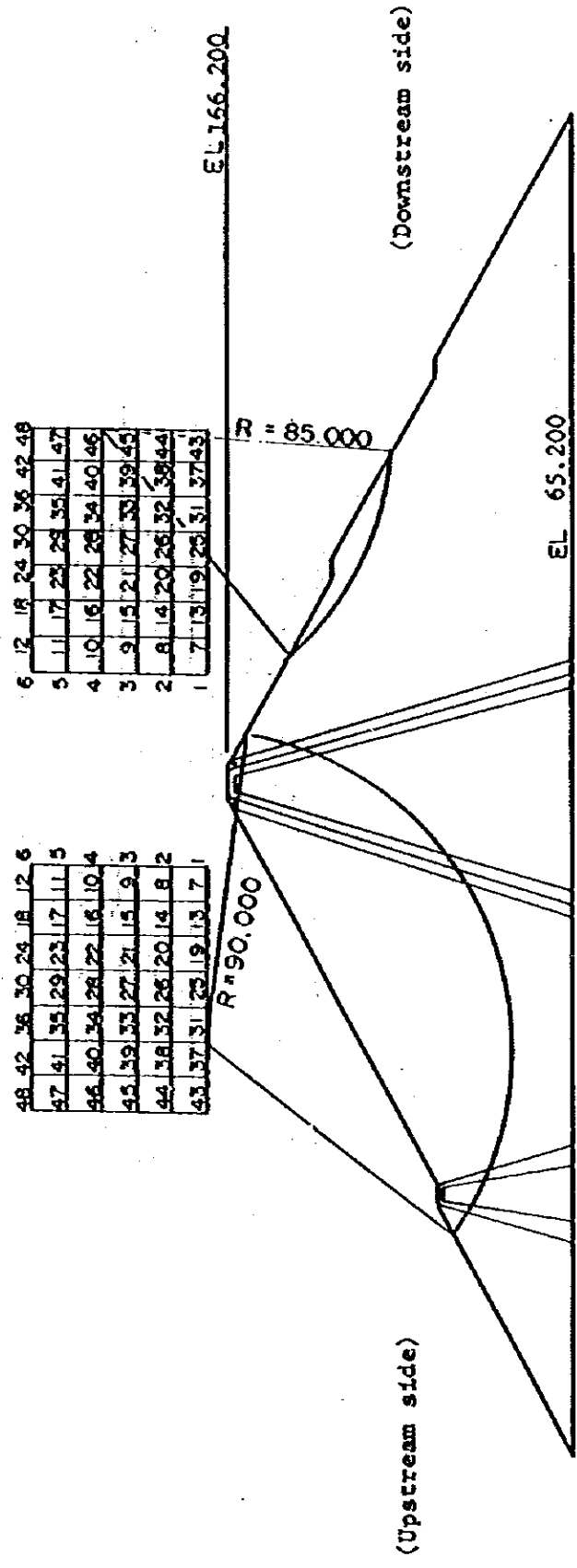
計算の結果求められた最小安全率を与えるすべり面形状と、その臨界円の中心点を図2-12~2-17に示す。また、表2-11に各々のケースにおける最小安全率を示す。

Table 2-11 Minimum Coefficient of Safety

		Physical Properties	Normal or Earthquake	Upstream Slope	Downstream Slope
In the case of maximum water level	No cohesion considered	Shell and filter $C = 0 \text{ t/m}^2, \phi = 45^\circ$	Under normal conditions	1.435	1.761
		Core $C = 9 \text{ t/m}^2, \phi = 14.5^\circ$	In the case of earthquake	1.219	1.412
	Cohesion considered	Shell and filter $C = 5 \text{ t/m}^2, \phi = 45^\circ$	Under normal conditions	1.664	2.181
		Core $C = 9 \text{ t/m}^2, \phi = 14.5^\circ$	In the case of earthquake	1.610	1.621
In the case of design flood	No cohesion considered	Shell and filter $C = 0 \text{ t/m}^2, \phi = 45^\circ$ Core $C = 0 \text{ t/m}^2, \phi = 14.5^\circ$	Under normal conditions	1.401	1.761
	Cohesion considered	Shell and filter $C = 5 \text{ t/m}^2, \phi = 40^\circ$ Core $C = 9 \text{ t/m}^2, \phi = 14.5^\circ$	Under normal conditions	1.558	2.160

Fig. 2-12 Minimum Safety Factor Referring to Circular Sliding
(No cohesion, under normal conditions)

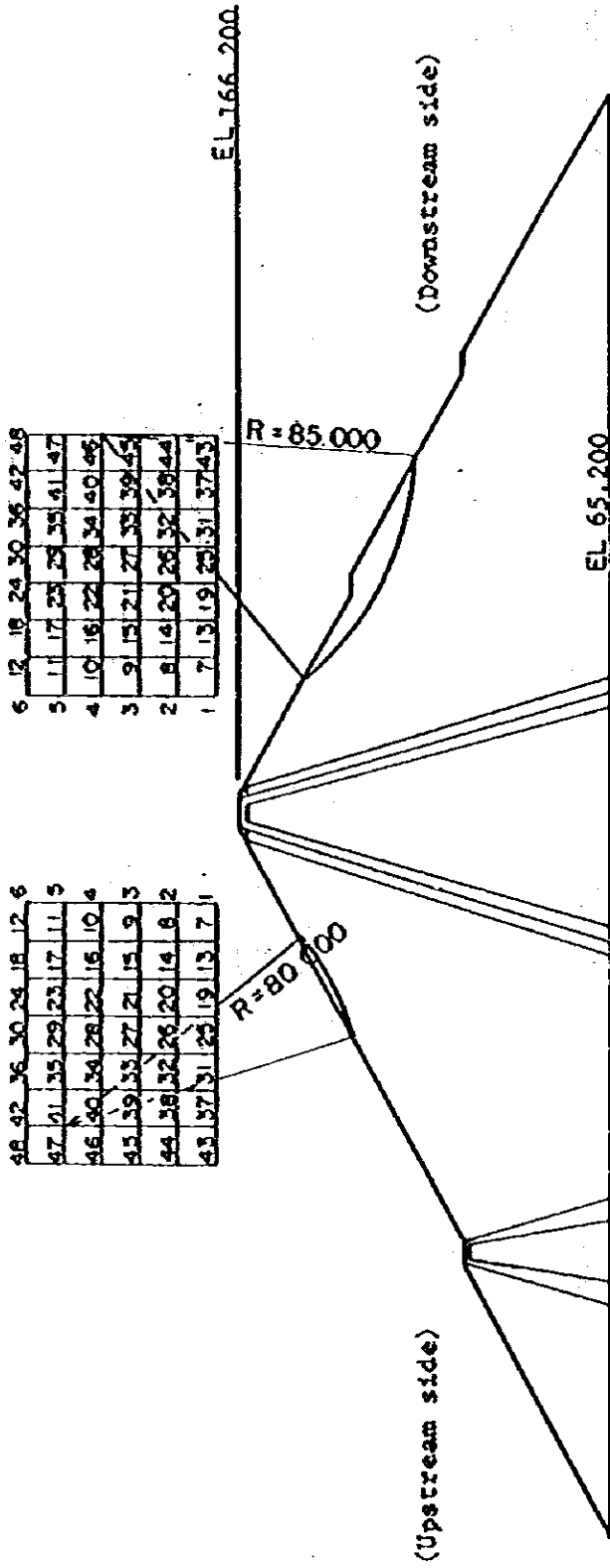
Shell and filter C 0 t/m^2 Minimum safety factor $($ Upstream side: 1.435
 Core C 0 t/m^2 $)$ Downstream side: 1.761
 Shell and filter ϕ 45° Storage reservoir Maximum water level
 Core ϕ 14.5° water level: (EI 157.000 m)



S=1/2000

Fig. 2-13 Minimum Safety Factor Referring to Circular Sliding
 (No cohesion, in the case of earthquake)

C {	Shell and filter	0 τ/m^2	Minimum safety factor	1.219
	Core	0 τ/m^2		
ϕ {	Shell and filter	45°	Storage reservoir water level:	Upstream side: 1.412
	Core	14.5°		Downstream side: 1.412
			Dam body seismic intensity:	Maximum water level (El 157.000 m)
				k = 0.1



S=1/2000

Fig. 2-15 Minimum Safety Factor Referring to Circular Sliding

(Taking cohesion into consideration and in the case of earthquake)

C {	Shell and filter	5 t/m ²	Minimum safety factor	Upstream side: 1.610
	Core	9 t/m ²		Downstream side: 1.621
φ {	Shell and filter	40°	Storage reservoir water level:	Maximum water level (EL 157.000 m)
	Core	14.5°	Dam body seismic intensity:	k = 0.1

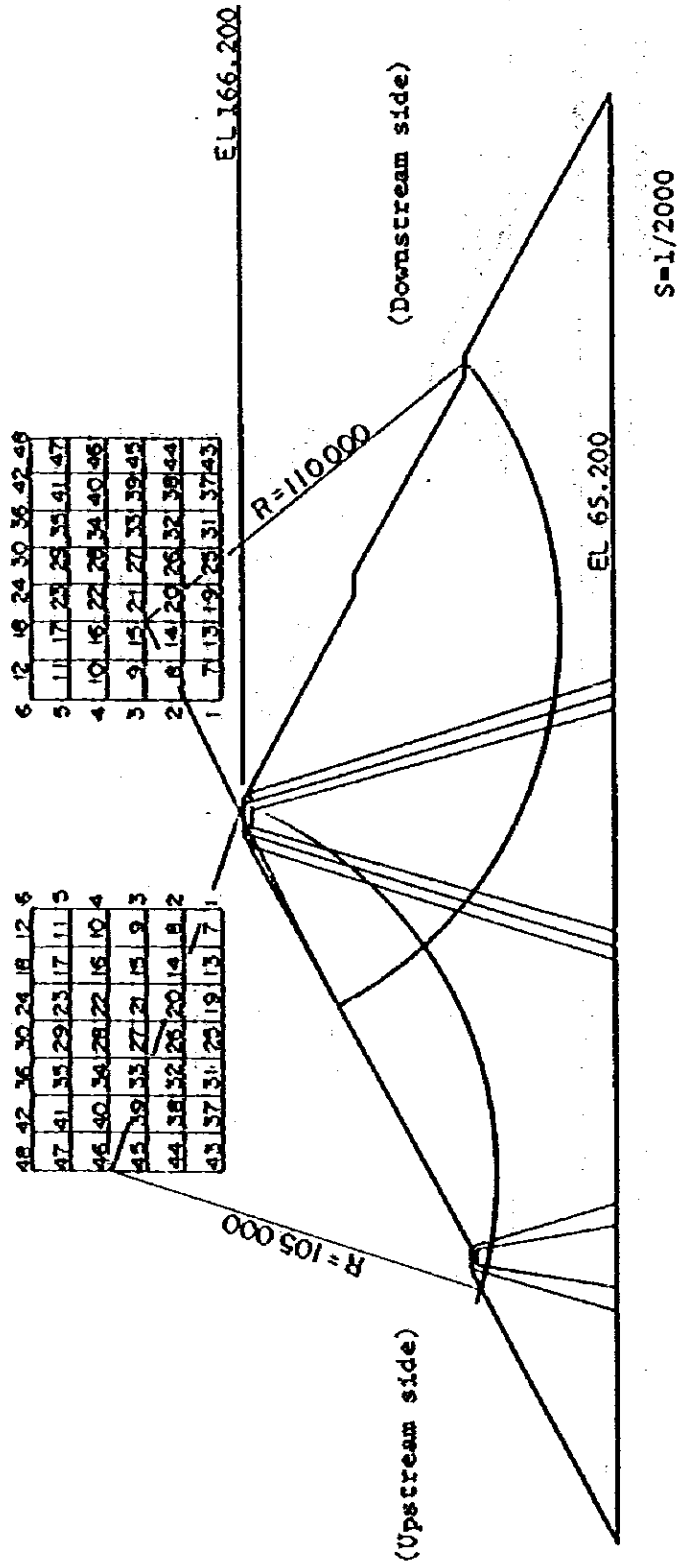
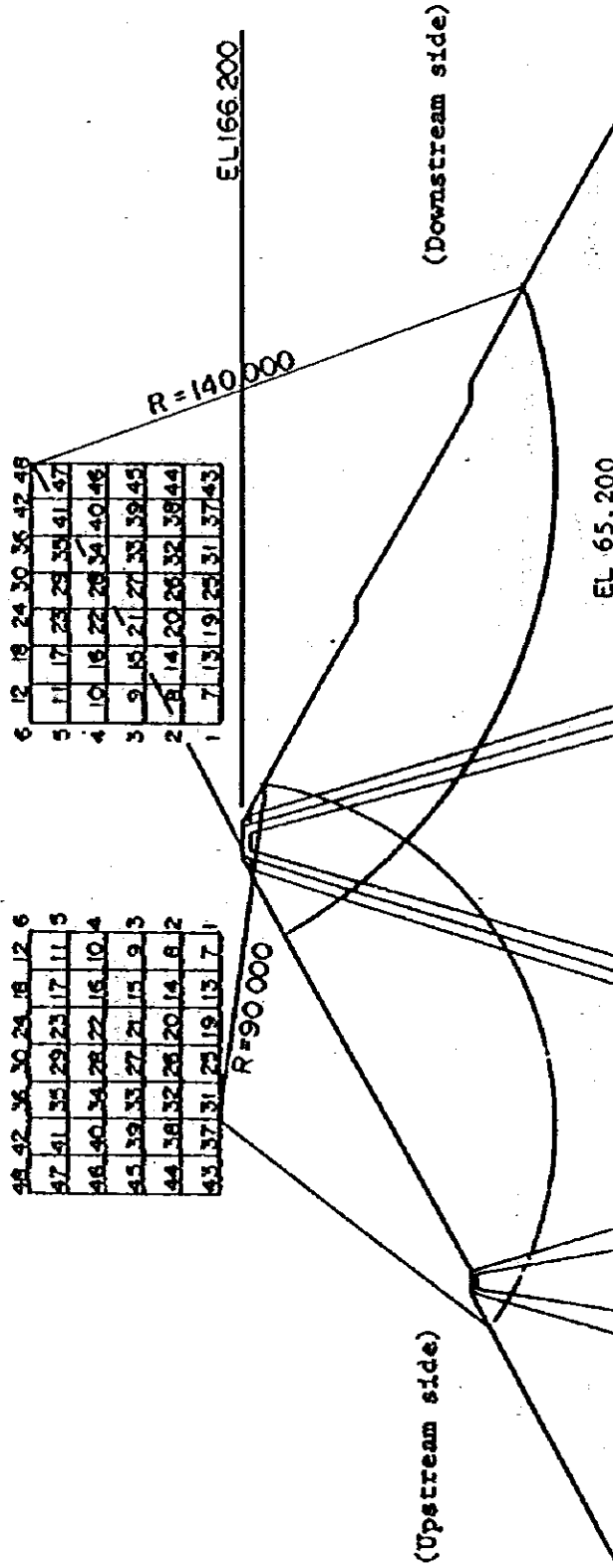


Fig. 2-17: Minimum Safety Factor Referring to Circular Sliding

(Taking cohesion into consideration and under normal conditions)

C {	Shell and filter	5 t/m ²	Minimum safety factor	Upstream side: 1.558
	Core	9 t/m ²		
φ {	Shell and filter	40°	Storage reservoir water level:	In the case of flood (EL 162.000 m)
	Core	14.5°		



S-1/2000

2.6 洪水吐

2.6.1 洪水吐の設計流量

洪水吐は、計画洪水量 $1,504 \text{ m}^3/\text{sec}$ を貯水位水位 164.00 m で流下可能なものとする。

越流量計算式

$$Q = C(B - KNH)H^{3/2}$$

$$C_d = 2.200 - 0.0416(H_d/W)^{0.9900}$$

$$C = 1.60 \frac{1 + 2a\left(\frac{H}{H_d}\right)}{1 + a\left(\frac{H}{H_d}\right)}$$

ここに Q ; 越流量 ($1,504 \text{ m}^3/\text{sec}$)

B ; 越流幅 (40.00 m)

H ; 越流水頭 (m)

H_d ; 設計水頭 ($164.00 - 157.00 = 7.00 \text{ m}$)

W ; せき高 (4.00 m)

a ; 定数

C_d ; $H = H_d$ における C の値

K ; 収縮係数

N ; 収縮の数 ($3 \times 2 = 6$)

$$C_d = 2.200 - 0.0416(H_d/W)^{0.9900}$$

$$= 2.200 - 0.0416(7.00/4.00)^{0.9900} = 2.128$$

$$C = 1.60 \frac{1 + 2a\left(\frac{H}{H_d}\right)}{1 + a\left(\frac{H}{H_d}\right)}$$

$$2.128 = 1.60 \frac{1 + 2a}{1 + a}$$

$$2.128 + 2.428 a = 1.60 + 3.20 a$$

$$1.072 a = 0.528$$

$$a = \frac{0.528}{1.072} = 0.4925$$

$$\therefore C = 1.60 \times \frac{1 + 0.9850(H/H_d)}{1 + 0.4925(H/H_d)}$$

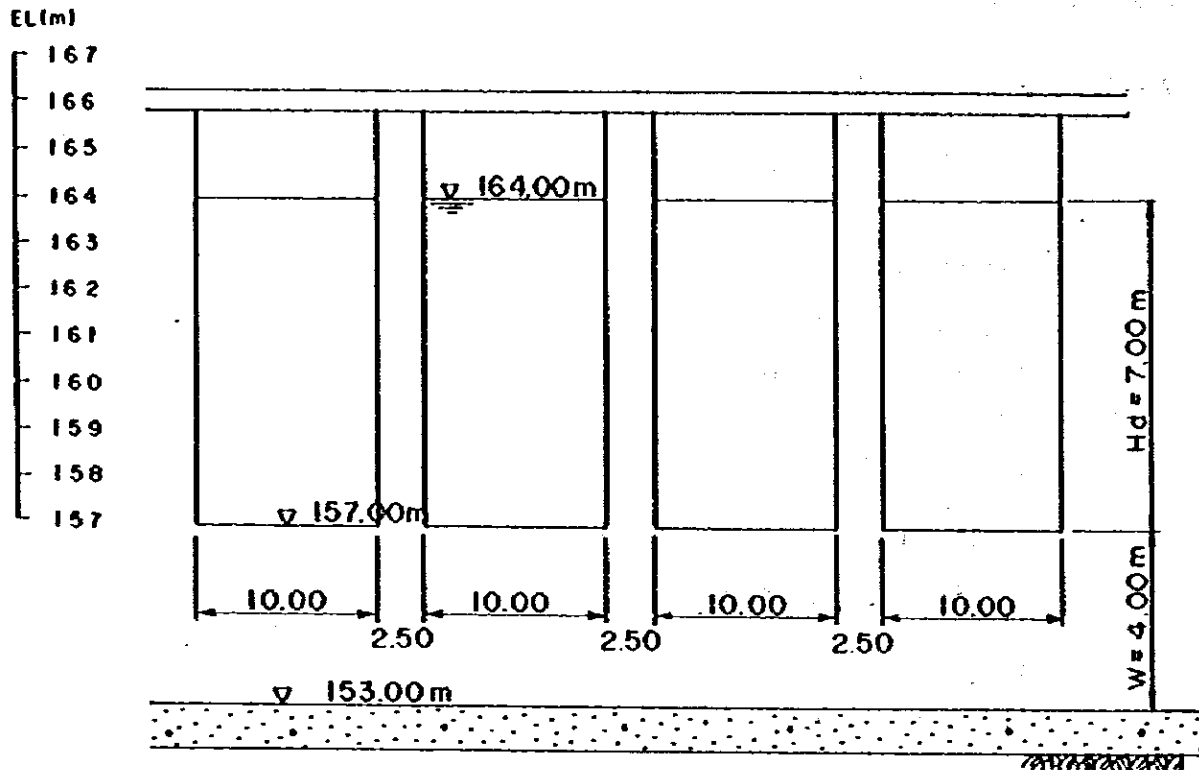


Fig. 2-18 The Spillway Rotting Curve

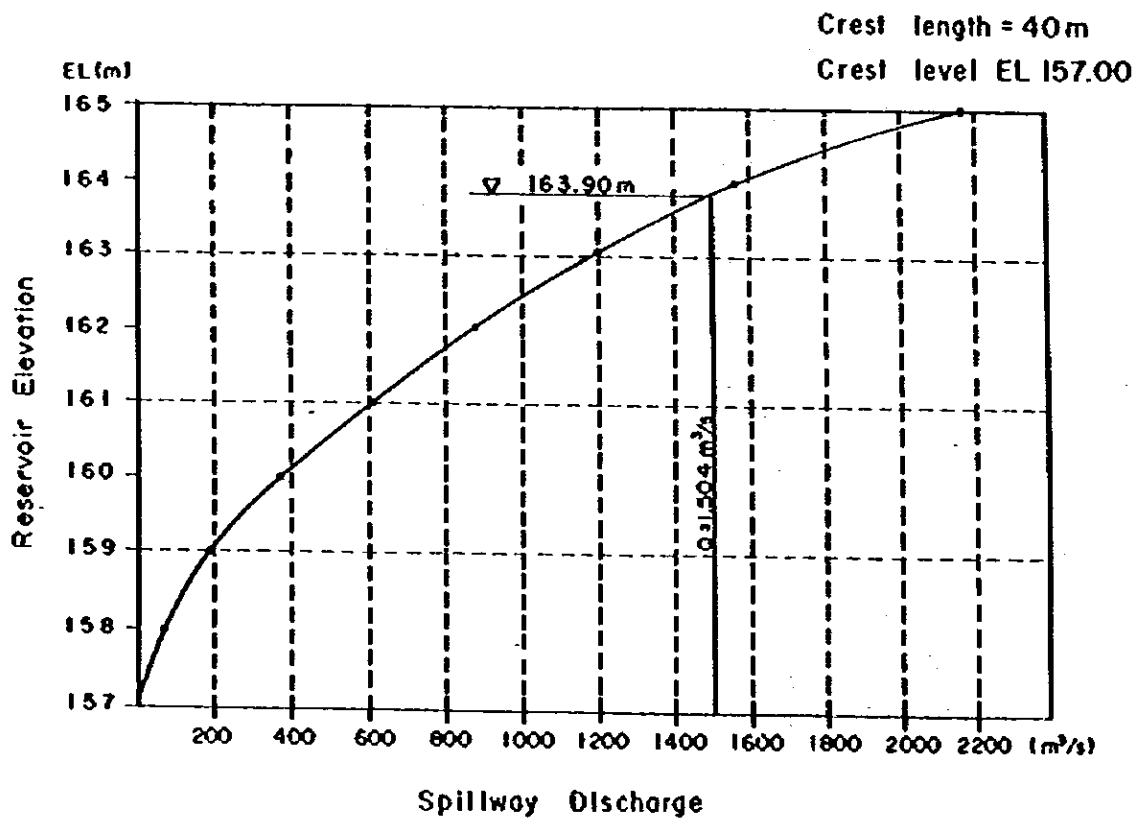
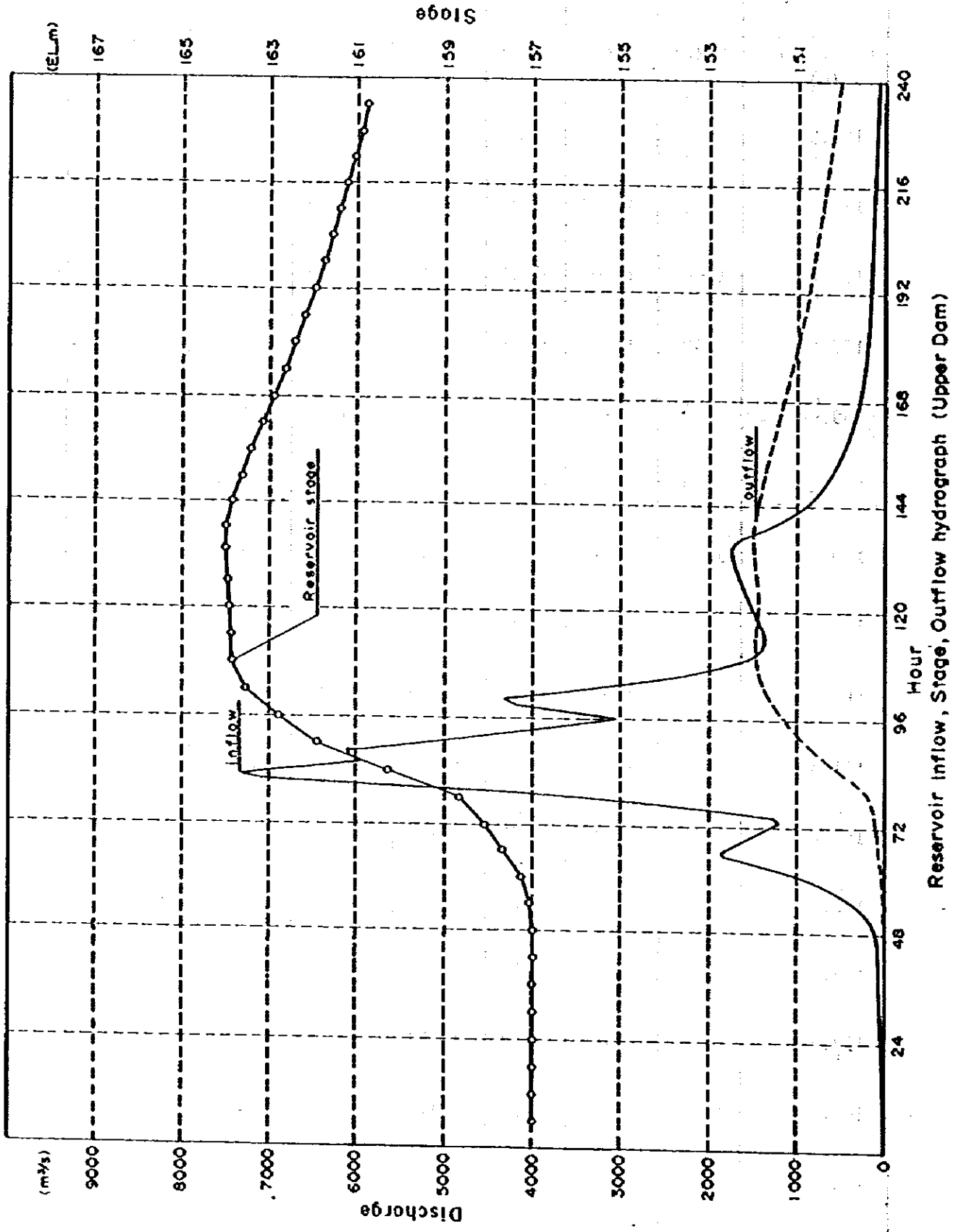


Table 2-12 Water Level and Discharge Volume

Reservoir Water Level (m)	H (m)	C	H/H ₀	K	B-KNH (m)	H ^{3/2}	Q (m ³ /sec)
157.00	0						
157.50	0.50	1.654	0.07	0.125	39.63	0.354	23
158.00	1.00	1.705	0.14	0.110	39.34	1.000	67
158.50	1.50	1.753	0.21	0.095	39.15	1.837	126
159.00	2.00	1.797	0.29	0.075	39.10	2.828	199
159.50	2.50	1.839	0.36	0.070	38.95	3.953	283
160.00	3.00	1.879	0.43	0.055	39.01	5.196	381
160.50	3.50	1.916	0.50	0.045	39.06	6.548	490
161.00	4.00	1.951	0.57	0.035	39.16	8.000	611
161.50	4.50	1.985	0.64	0.030	39.19	9.546	743
162.00	5.00	2.016	0.71	0.025	39.25	11.180	885
162.50	5.50	2.046	0.79	0.020	39.34	12.899	1,038
163.00	6.00	2.075	0.86	0.015	39.46	14.697	1,203
163.50	6.50	2.102	0.93	0.013	39.49	16.572	1,376
164.00	7.00	2.128	1.00	0.010	39.58	18.520	1,560
164.50	7.50	2.153	1.07	0	40.00	20.540	1,769
165.00	8.00	2.176	1.14	0	40.00	22.627	1,969



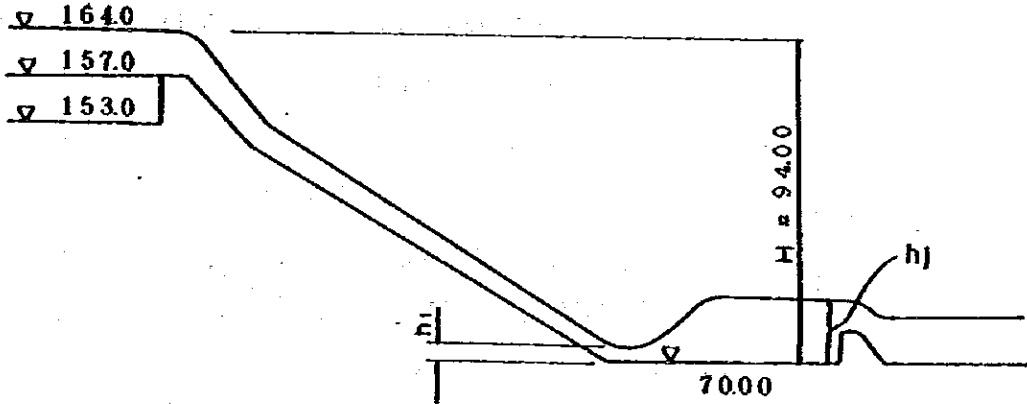
2.6.2 減勢工

減勢工は地形的な関係より跳水型シル付水平水叩き方式を採用する。

減勢工の設計対象流量は $Q = 1,504 \text{ m}^3/\text{sec}$ とする。

水叩き幅 $B = 35 \text{ m}$

(I) 減勢工の水理計算



I) 水叩き h_1 の射流水深

$$h_1 = \frac{Q}{0.95 B \sqrt{2gH}}$$

ここに $Q = \text{減勢工の対象流量} = 1,504 \text{ m}^3/\text{sec}$

$B = \text{水叩き幅} = 35.00 \text{ m}$

$H = \text{設計洪水位と水叩き面との標高差}$

$$= 164.00 - 70.00 = 94.00 \text{ m}$$

$g = \text{重力の加速度}$

$$h_1 = \frac{1,504}{0.95 \times 35.00 \sqrt{2 \times 9.8 \times 94}} = 1.054$$

II) 水平水叩き共やく水深 h_2

$$h_2 = \frac{1}{2} h_1 (\sqrt{1 + 8F_1^2} - 1)$$

$$F_1 = \frac{v_1}{\sqrt{gh_1}} = \frac{Q}{B \sqrt{gh_1^3}}$$

ここに $F_1 = \text{水叩き始端射流のフルード数}$

$v_1 = \quad \quad \quad \text{の流速 (m/s)}$

$Q = 1,504 \text{ m}^3/\text{sec}$

$$h_1 = 1.054 \text{ m}$$

$$B = 35.00 \text{ m}$$

$$\therefore F_1 = \frac{1.504.00}{35.00 \sqrt{9.8 \times 1.054}} = 12.68$$

$$h_1 = \frac{1}{2} \times 1.054 (\sqrt{1 + 8 \times 12.68} - 1) = 18.40 \text{ m}$$

ダム下流水位 (発電時 EL. 78.7 m) は、共やく水深 $14.20 + 70.00 = \text{EL. } 84.20 \text{ m}$ であるためエンドシルを設置する。

(放水口、水位-流量曲線図参照)

Ⅲ) 必要なシルの高さ d

$$\frac{d}{h_1} = \frac{(1 + 2F_1^2) \sqrt{1 + 8F_1^2} - (1 + 5F_1^2)}{1 + 4F_1^2 - \sqrt{1 + 8F_1^2}} - \frac{3}{2} F_1^2$$

ここに $d =$ 必要なシル高さ (m)

$$h_1 = 1.054 \text{ m}$$

$$F_1 = 12.68 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \therefore \frac{d}{h_1} &= \frac{(1 + 2 \times 12.68) \sqrt{1 + 8 \times 12.68} - (1 + 5 \times 12.68)}{1 + 4 \times 12.68 - \sqrt{1 + 8 \times 12.68}} - \frac{3}{2} \times 12.68 \\ &= 9.43 \end{aligned}$$

$$\therefore d = 9.43 \times 1.054 = 10.00 \text{ m}$$

Ⅳ) 必要な水叩き長 L_s

$$L_s = 4 \sim 5 h_1$$

$$= 4.5 \times 18.40 = 82.80$$

\therefore 設計値 $L_s = 83.00$ とする。

2.7 取水口

取水口の設計にあたっては、被り水深が重要であり、既設の取水口の実績の検討を行うと共に水理模型実験を実施して決定した。

2.7.1 水理模型実験

(1) まえがき

取水口の設計に際しては、先ず所定の流量が確実に取水出来ることが第一条件である。これには、取水口の適切な通水断面積の確保や、土砂・流木等の流入防止等を考慮する必要がある。

通水断面積を決定する要因としてはスクリーン部の流速がある。今この流速 V を 1 m/s とすれば断面積 A は

$$A = \frac{Q \text{ m}^3/\text{s}}{V \text{ m/s}} = Q_0 \text{ m}^2$$

となる。

また、取水口の開口幅 B と高さ H との関係は通常次のようである。

$$\frac{B}{H} = 1 \sim 3.0$$

次に取水口に連なっている圧力管路の流速は通常 $4 \sim 6\text{ m/s}$ である。したがってスクリーン部から圧力管路入り口までの間で通水断面積を $1/4 \sim 1/6$ に縮小しなければならない。この断面変化が急激であれば、流線は不連続となって遊水域を生じ、渦の発生原因となるばかりでなく、流入損失水頭を増加させる。

したがって、取水口の設計に際しては、平面的、縦断的に漸縮形状を充分考慮する必要がある。

(2) 相似率

取水口に関する実験では、渦発生に関与する要素として重力作用のみならず、水の粘性、表面張力等の影響も考慮する必要がある。しかし、同一模型で重力、粘性、表面張力等の相似性を同時に満足させることは不可能である。そこで、模型をできるだけ大きなものとして、水の粘性や表面張力等の影響を無視することとした。

今回の実験では、上部ダムの模型縮尺は $1/35.66$ 、下部ダムは $1/30$ とし、フル

一ドの相似律を適用して実験を行なった。

$$\text{Froude's Number} = \frac{v}{\sqrt{q l}} \text{ より}$$

○上ダム

$$v = V \times \sqrt{\frac{1}{35.66}} = \frac{1}{5.97} \quad q = Q \times \left(\frac{1}{35.66}\right)^2 \times \frac{1}{5.97} = \frac{Q}{7594}$$

○下ダム

$$v = V \times \sqrt{\frac{1}{30}} = \frac{1}{5.48} \quad q = Q \times \left(\frac{1}{30}\right)^2 \times \frac{1}{5.48} = \frac{Q}{4930}$$

したがって、模型と原型との諸量の関係は次のようになる。

	Upper Intake	Lower Intake
Length : l	1/35.66	1/30
Velocity of flow : v	1/5.97	1/5.48
Discharge : q	30.95 t/s	16.23 t/s

(3) 実験装置

実験用平面水槽は長さ21m、幅3m、高さ1.6mのコンクリートブロック製とし、給水ポンプは口径150mm、 $q = 50 \text{ l/sec}$ のものを使用した。上部ダム取水口は水槽中央部に、下部ダム取水口は水槽終端にそれぞれ設置した。流量はそれぞれの取水管路に設けたバルブで調節し、流量測定堰で計量した。

(4) 実験結果

i) 上部ダム取水口

a) 流況

上部ダム取水口はスクリーン通過後のポケット部が狭く、この部分の流速が速いため水面動揺が激しい。この水面の乱れが渦の発生を阻害している。

ポンプからの給水を止めて実験水槽内の流動を静止させた後取水を開始すると空気を連行するきれいな渦が発生する。TEKAIの貯水池規模より考えて、水面の静穏度が高く渦の発生頻度は当模型実験におけるものより多いものと考えられる。

b) 改良案

上部ダム取水口は利用水深が10mと大きいため、渦の防止策は桁による方法とした。桁は幅1m、ピッチ1mの等間隔とし、センターピャーの一部を呑口上部迄延長し、これを中間梁として設置した。詳細を図2.20と図2.21に示してある。

この改良案によれば桁の設置による流水抵抗の増加によって、取水塔内呑口上部からの流入量が減少し、塔内の流況は大幅に改善され、渦の発生は見られなくなった。また取水量の増加した取水口前面にも渦の発生は見られない。

II) 下ダム取水口

a) 流況

下ダム取水口は、呑口上部に60°の傾斜を設け、流入渦の発生を防止したものであるが、平面的には角落し用両側壁が直に張り出した形状となっている。発電取水時、この側壁外側よりの流入水は、遠心力によって取水口中央部附近に彎曲して流入する。この流線と側壁との間は遊水域となり、この部分に小さな旋回流が発生する。

b) 改良案

これを防止するため、直に張り出した側壁の内側に流入角を設けた導流壁を挿入し遊水域の減少を図った。(図2.22、2.23)

この導流壁の挿入によって流況は大幅に改善され、有害な旋回流の発生は見られなくなった。

(5) 考 察

一般の取水口に発生する渦についての研究はこれまで数多く行なわれており、通常の取水口においては、取水口の被り水深Hと取水口管径Dとの比が

$$H/D > 1.5 \sim 2.5$$

であれば渦は発生しないとされていた。しかし、渦の発生はこのように単純でなく、水槽内に平面的な旋回流がある場合には、 $H/D \approx 20$ でも渦は発生する。

また被り水深が小さい場合でも、取水量が少ない即ち流入流速の小さい時は渦は発生しない。これまでの発電所取水口においては、スクリーン部の通過流速は0.5～0.6m/sであったが、最近の発電所では、1m/s程度と約2倍の流速とな

っているため、渦は発生し易い状態となっている。

渦の発生によって、トンネル内に空気が連行されると、空気量が少量の場合は大きな問題は生じないが、トンネルの変勾配部やトンネルが比較的長い場合には、気泡がトンネル上部に蓄積されて大きな空気塊となり、これが流水断面を縮小させて水流を阻害する。また水車の振動やエアハンマーの発生原因となるため渦の発生は極力防止する必要がある。

渦の防止については、これまでの水理実験によって多くの方法が考案されてきたが、その主なものは次の通りである。

- a) フロートによる防止法 …………… 図 2-24
- b) 傾斜板による防止法 …………… 図 2-25
- c) 桁の設置による防止法 …………… 図 2-26

a) は渦の発生している水面にフロートの蓋をして直接空気の吸い込みを無くす方法と、中空パイプ数本をリンクで連結して水面に浮べ、水面の回転を防止する方法である。

b) は取水口上部にオーバーハング状の傾斜板を設置するもので、その取付角度は 60° 以内とする。

渦の発生を見ると先ず取水口上部の静止している水面に旋回流が起り、これが鉛直下向きの流れと合成して徐々にその回転数を増し、中心部に空気雫を持つ大きな渦に発達していく。

この取水口上部に傾斜板を設置すると、平面的な回流を直接防止するだけでなく、流入流線を傾斜させるため、渦の発生に必要な鉛直下向きの流線がなくなり、渦防止には最良の方法である。

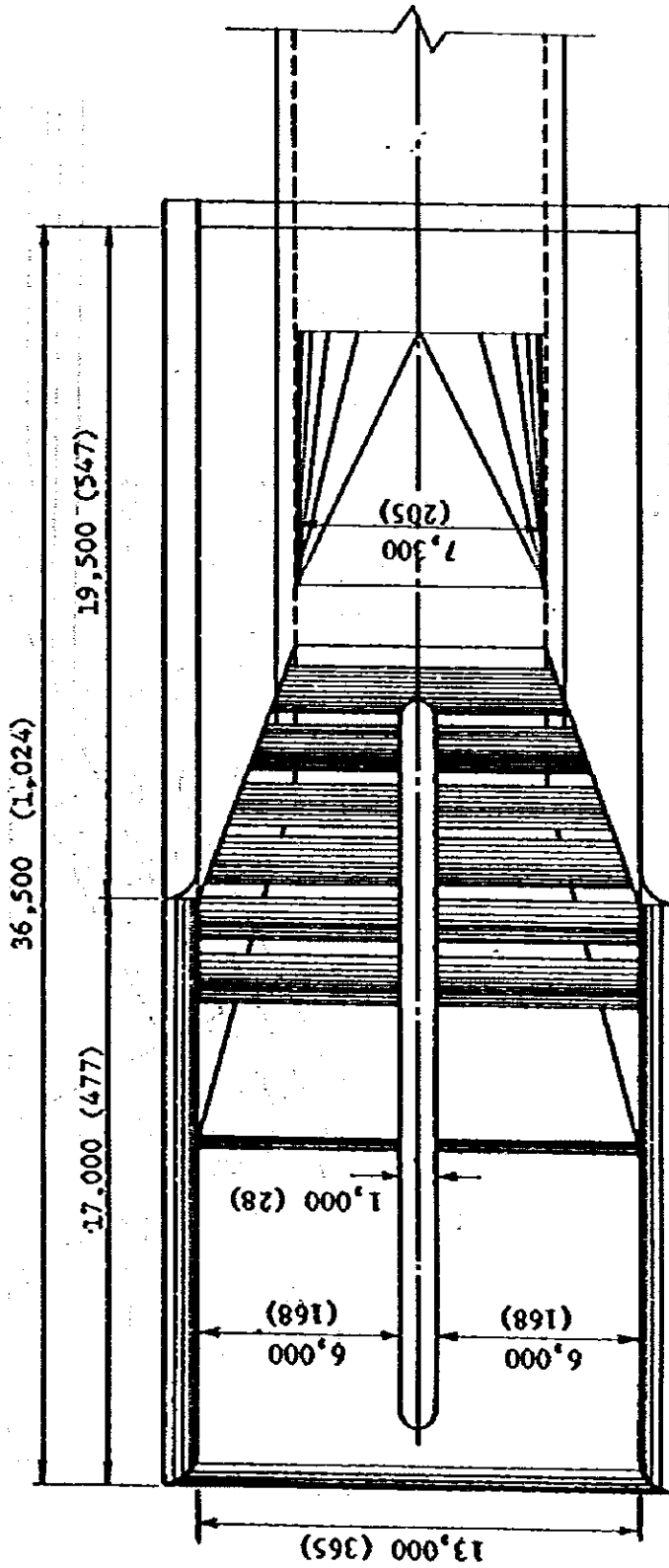
c) はコンクリート製の長方形断面の桁数本を呑口上部に設置し、渦発生水域の鉛直方向の流速減速させて、渦の発生を防止するものである。

(6) むすび

以上の水理模型実験結果、上部取水口については、呑口上面に 1 m 断面の桁を 1 m ピッチに中央ピア一迄直角に設置することによって渦を防止した。

下部取水口は直に張り出した側壁に流入角度を設け、遊水域を減少させることにより、それぞれ所定の流量を安全確実に取水出来ることが確認できた。

Fig. 2-20 Plan of Intake Model (Upper Tekraf Dam)



* Figures in () show the model size.

Model = 1/35.66

Fig. 2-21 Section of Intake Model (Upper Tekai Dam)

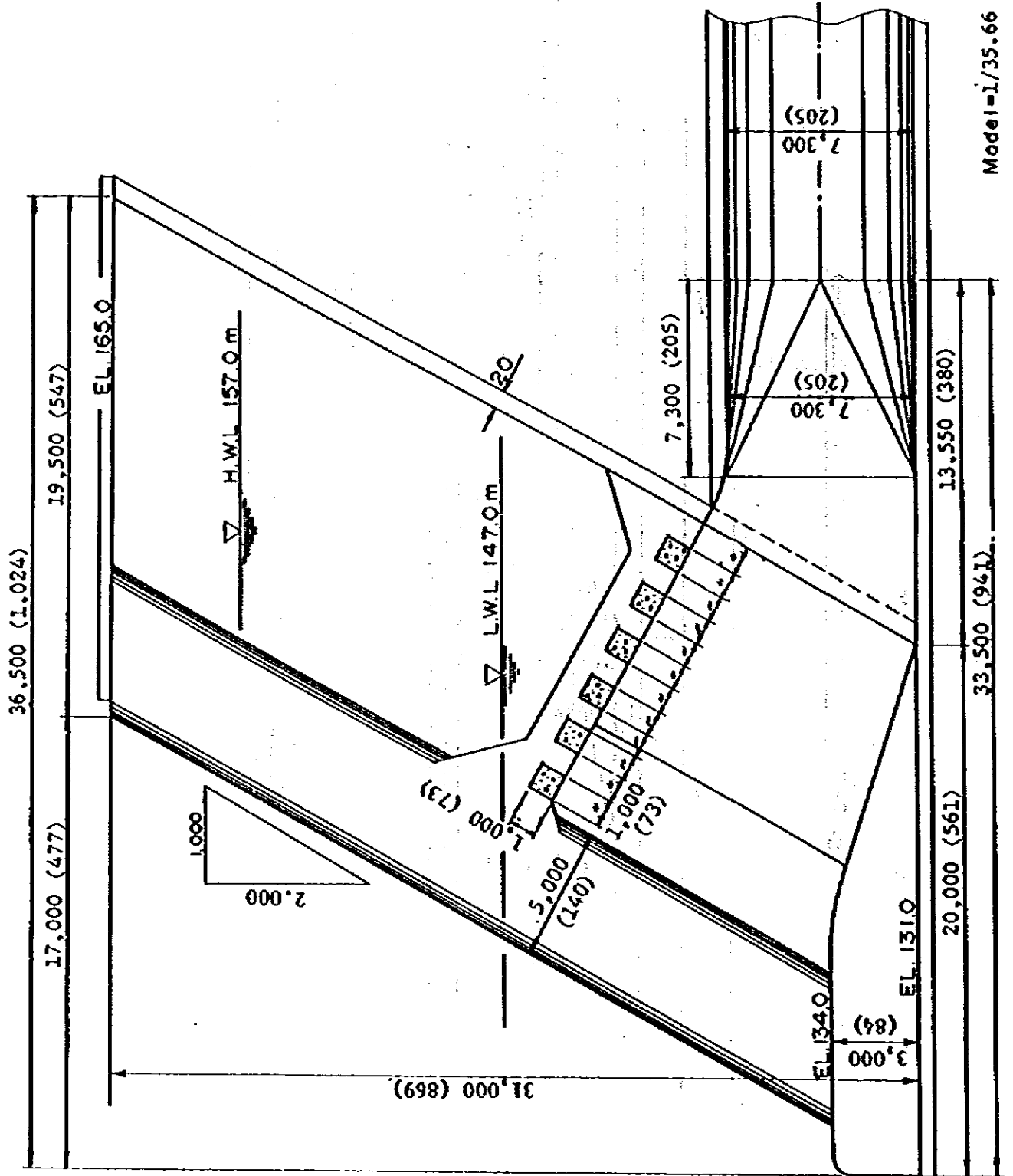
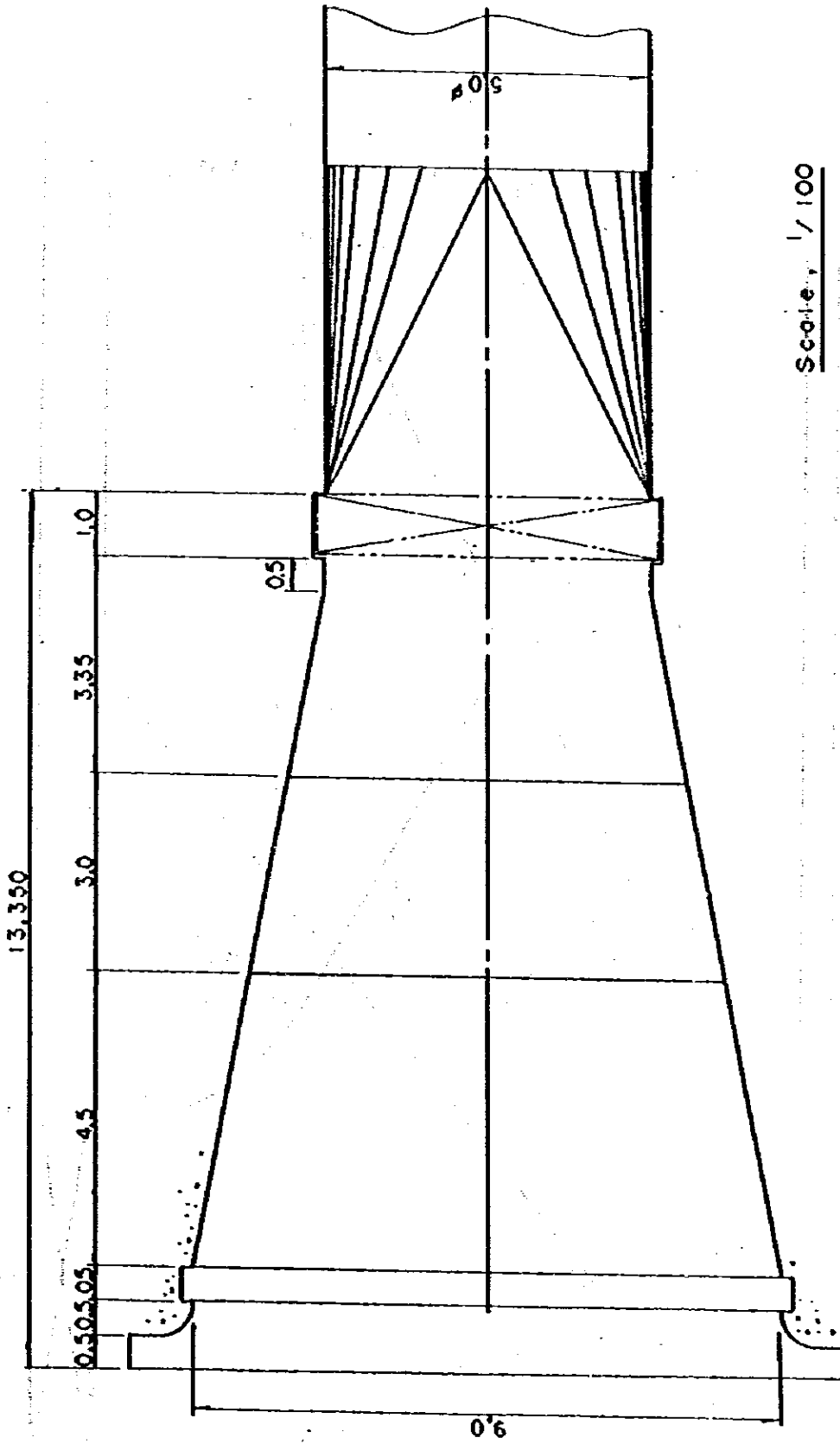
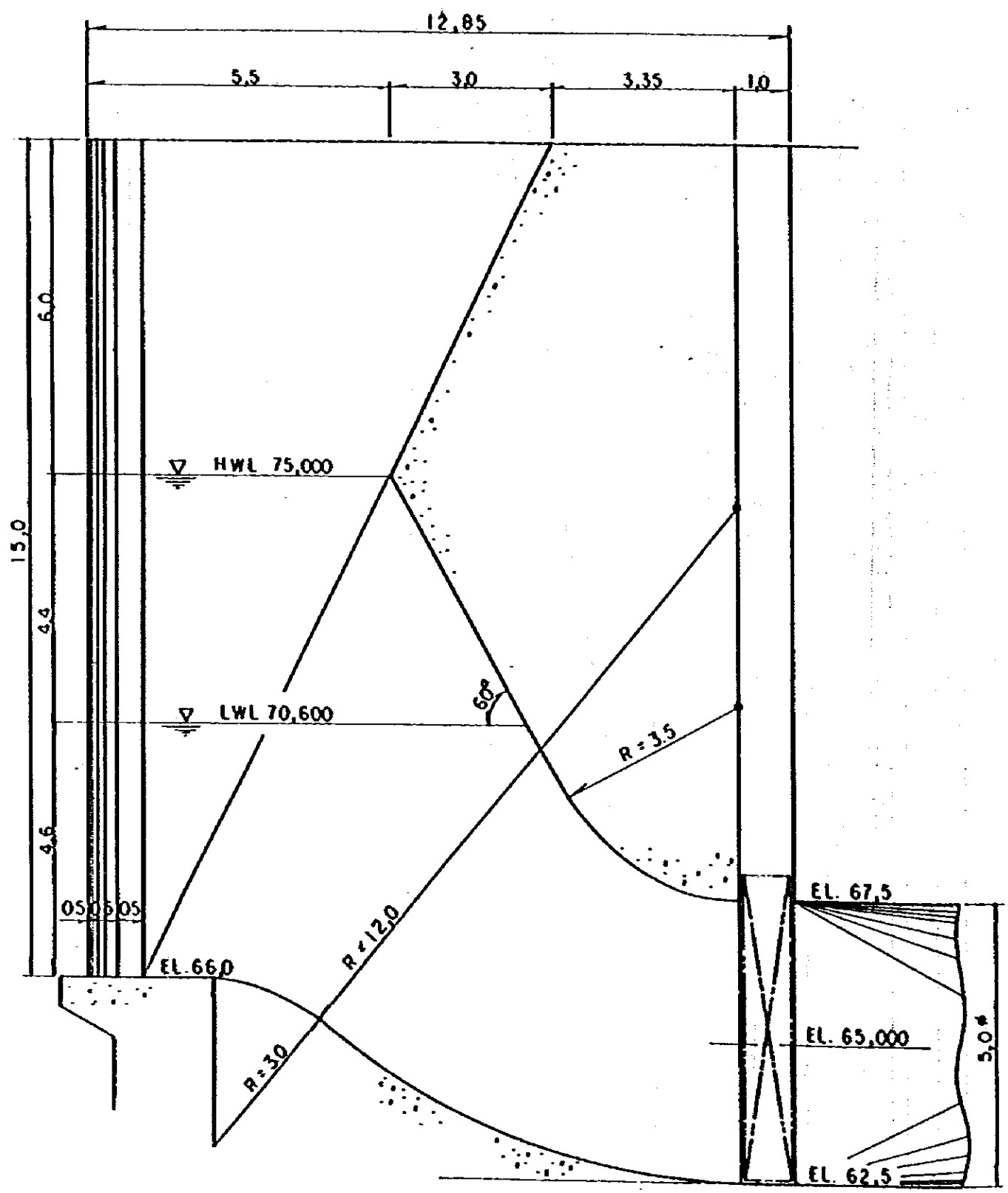


Fig. 2-22 Plan of Intake Model (Lower Tekai Dam)



Scale, 1/100

Fig. 2-23 Section of Intake Model (Lower Tekai Dam)
 (model. S=1/30)



Scale, 1/100

Fig. 2-24 Prevention of Vortices by Floats

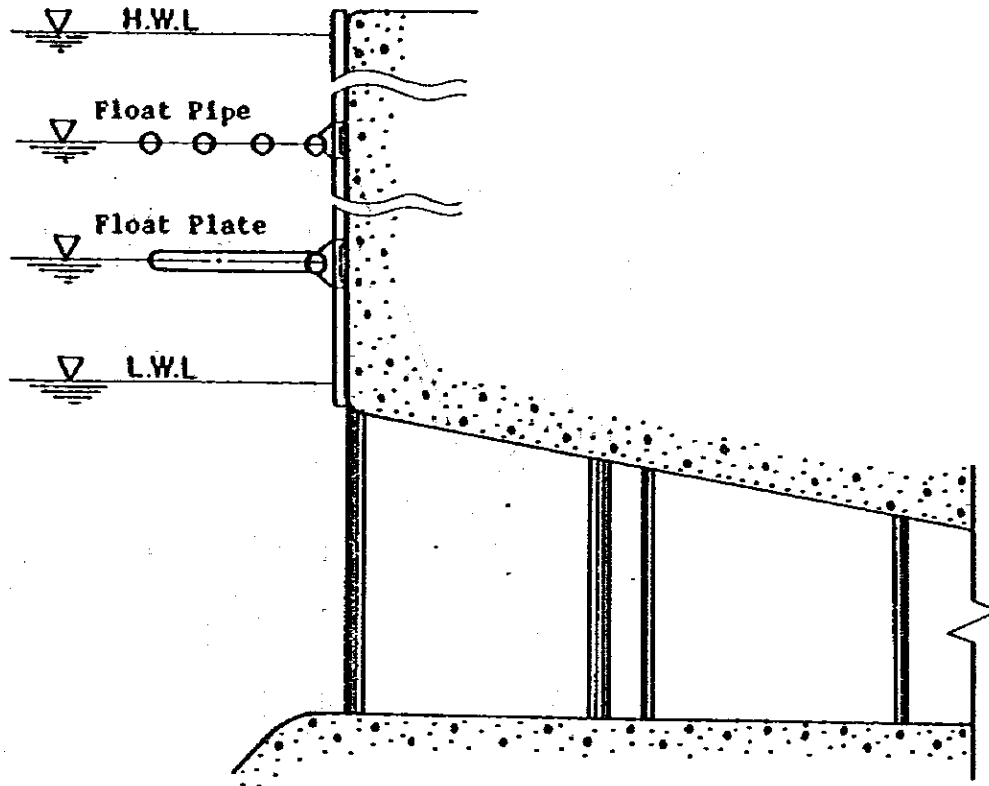


Fig. 2-25 Prevention of Vortices by Inclined Plate

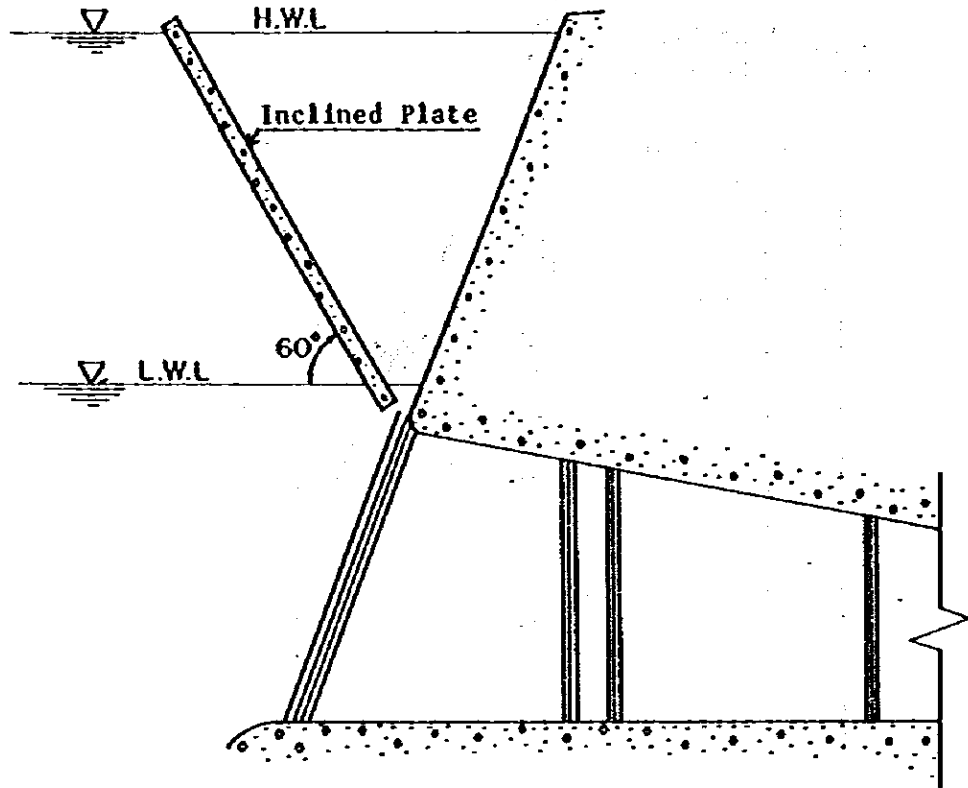
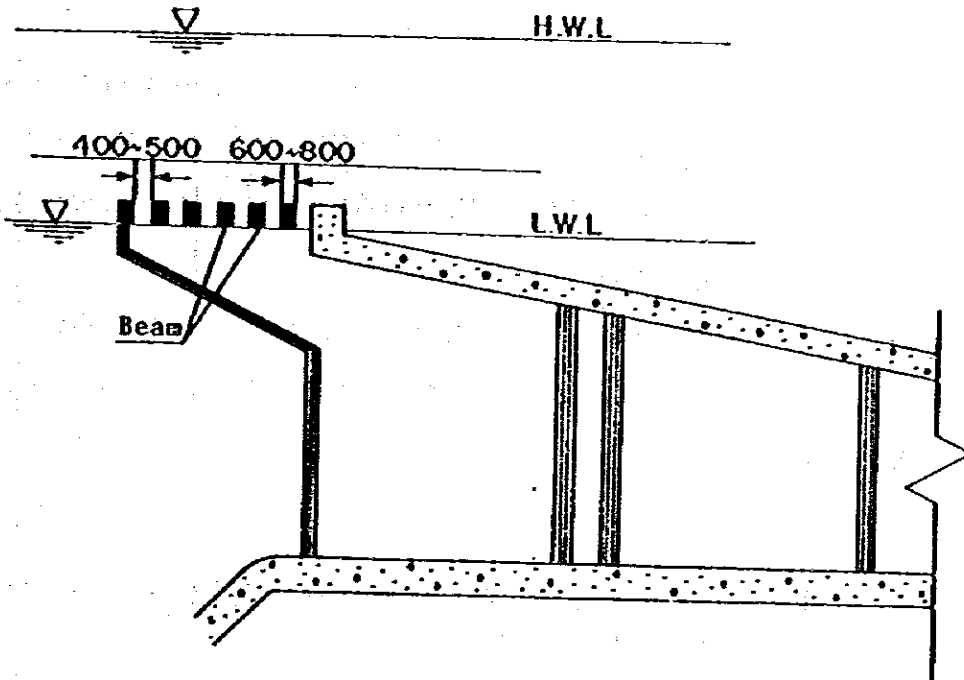


Fig. 2-26 Prevention of Vortices by Beams



2.7.2 既設発電所における取水口かぶり水深

表 2.13 ~ 2.18 は、揚水発電所を除く、フィルタイプおよびコンクリート重力式タイプの既設発電所における取水口かぶり水深の実績を示したものである。表中の諸元は下図に示す代表的な取水口断面での値を示す。

フィルタイプのダムで最もかぶり水深の小さなものは、Brazil Esterto 発電所のかぶり水深 (H_2/D_2) 0.38、最も大きいものは日本、手取川第一発電所の 2.3 である。コンクリート重力式では最小が、Brazil, Ilha Solteira の 0.66、最大が、日本、田子倉の 2.3 である。

さらに多くの実績例を調べることで、かぶり水深の傾向をみることができると思われるが、以下の 20 例近い実績から、かぶり水深は $H_2/D_2 = 0.5 \sim 2.0$ の値をとることが多い。

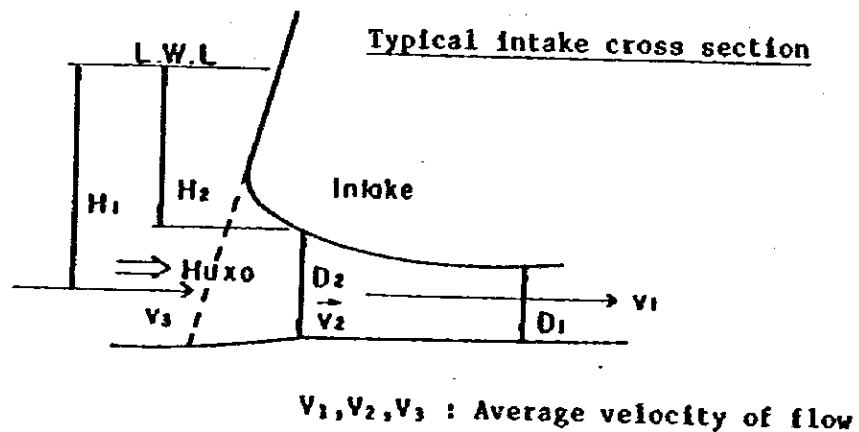


Table 2-13 Examples of Intake Design

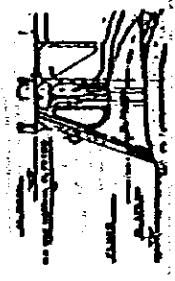
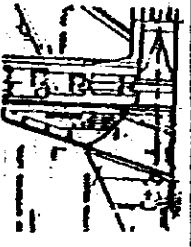

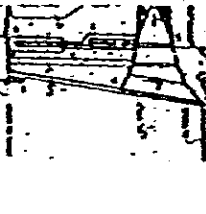
Power station	Type of dam	Dam height (m)	Available depth (m)	Turbine discharge (m ³ /s)	Headrace channel		Intake dia. D ₂ (m)	L.V.L. (m)	Depth from LML (Ref. to Fig.)		Submergence depth H ₂ /D ₂	Intake cross section	Velocity of flow at the vicinity of the screen V ₃ (m/s)
					Dia. D ₁ (m)	Velocity of flow (m/s)			H ₁ (m)	H ₂ (m)			
Salto Osorio (Brazil)	Fill	56	9.0	193	7.4	4.5	7.5	389	7	4.2	0.56		0.8
Capivara (Brazil)	Fill	60	5.0	375	11.0	4.7	16.0	321	39	29.0	1.80		1.0
Itumbiara (Brazil)	Fill	92	6.2	500	10.0	6.4	6.2	495	27	3.1	0.50		1.6
Salto Santiago (Brazil)	Fill	80	25.0	350	7.6	7.7	11.0	481	10	5.0	0.45		0.92

Table 2-14

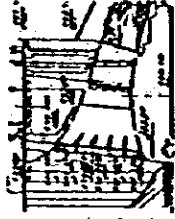

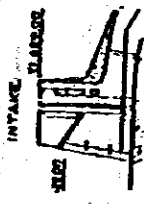
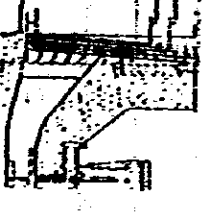
Power station	Type of dam	Dam height (m)	Available depth (m)	Turbine discharge (m ³ /s)	Headrace channel		Intake dia. (m)	L.V.L. (m)	Depth from LVL (Ref. to Fig.)		Submergence depth X_2/D_2	Intake cross section	Velocity of flow at the vicinity of the screen V_3 (m/s)
					Dia. D_1 (m)	Velocity of flow (m/s)			H_1 (m)	H_2 (m)			
Paulo Afonso (Brazil)	FILL	34	6.0	385	8.5	6.6	9.7	247	15	7.2	0.74		1.2
Sao Simao (Brazil)	FILL	72	20.0	420	9.5	6.1	11.0	381	17	10.0	0.90		1.1
Estreito (Brazil)	FILL	80	7.7	335	8.2	6.3	10.8	619	12	4.2	0.38		0.9
Ilha Solteira (Brazil)	Concrete Gravity	24	9.0	190	8.5	6.7	9.6	300	20	14.4	0.66		1.3

Table 2-15

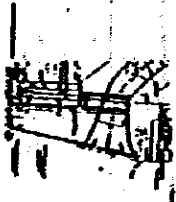
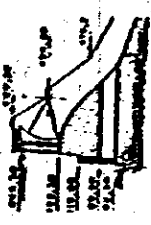

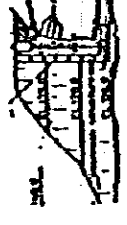
Power station	Type of dam	Dam height (m)	Available depth (m)	Turbine discharge (m ³ /s)	Headrace channel		L.W.L. (m)	Depth from IWL (Ref. to Fig.)		Submergence depth H_2/D_2^2	Intake cross section	Velocity of flow at the vicinity of the screen V_3 (m/s)
					Dia. D_1 (m)	Velocity of flow (m/s)		H_1 (m)	H_2 (m)			
Agua Vermelha (Brazil)	Gravity	67	11.5	480	10.0	6.1	373	27	17.0	1.4		1.5
Marimbond (Brazil)	Gravity	45	21.0	360	8.5	5.2	426	13	8.0	0.90		1.6
Hasen Ugurlu (Turkey)	Fill	175	40.0	520	8.4	9.3	150	25	20.5	2.20		0.74
Trengganu Kenyir Dam (Malaysia)	Fill	150	17.0	410	3.75 (x4)	2.3	115	8	5.8	1.4		1.3

Table 2-16

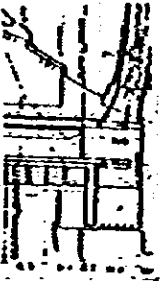
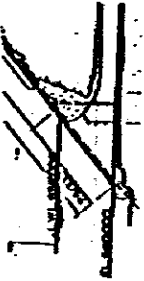

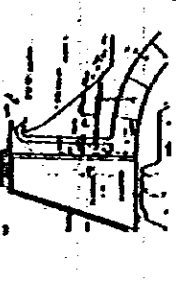
Power station	Type of dam	Dam height (m)	Avail-able depth (m)	Turbine dis-charge (m ³ /s)	Headrace channel		Intake dia. (m)	L.W.L. (m)	Depth from L.W.L. (Ref. to Fig.)		Submer-gence depth H_2/D_2	Intake cross section	Velocity of flow at the vicinity of the screen V_3 (m/s)
					Dia. D_1 (m)	Velocity of flow (m/s)			H_1 (m)	H_2 (m)			
Todorigawa No.1 (Japan)	Fill	153	60.0	180	7.0	4.7	10.0	422	30	23.0	2.3		1.1
Shimo-Kocori (Japan)	Fill	119	47.0	65	4.8	3.6	6.2	655	13	8.8	1.4		0.4
Kotoka (Japan)	Fill	33	4.0		2.7		3.4	605	5	2.6	0.76		
Shioya (Japan)	Gravity	17	5.0	18	2.7 (x4)	3.1	3.0	336	5	3.0	1.0		0.9

Table 2-17

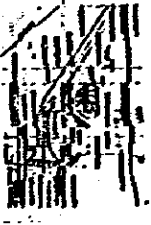
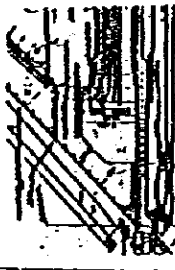
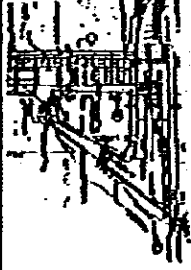
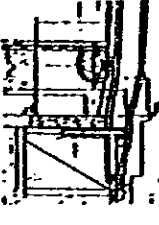
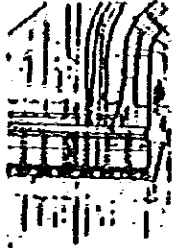
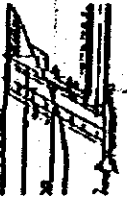
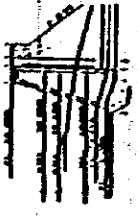
Power station	Type of dam	Dam height (m)	Available depth (m)	Turbine discharge (m^3/s)	Headrace channel		Intake dia. (D_2) (m)	L.W.L. (m)	Depth from LWT (Ref. to Fig.)		Submergence depth H_2/D_2	Intake cross section	Velocity of flow at the vicinity of the screen V_3 (m/s)
					Dia. D_1 (m)	Velocity of flow (m/s)			H_1 (m)	H_2 (m)			
Tagokura (Japan)	Gravity	140	52.0		5.0		6.0	458	20	14.0	2.3		
Tonugawa No.1 (Japan)	Gravity	101	30.0	60	5.2	2.8	5.6	265	15	11.0	1.9		0.6
Sabusa (Japan)	Gravity	155	40.0	306	7.0	7.9	10.0	220	22	18.1	1.8		1.0
Sandaigawa No.1 (Japan)	Gravity	57	30.0		7.0		8.6	130	6	8.8	0.8		

Table 2-18

Power station	Type of dam	Dam height (m)	Available depth (m)	Turbine discharge (m ³ /s)	Headrace channel		Intake dia. (m)	L.W.L. (m)	Depth from L.W.L. (Ref. to fig.)		Submergence depth H_2/D_2	Intake cross section	Velocity of flow at the vicinity of the screen V_3 (m/s)
					Dia. D_1 (m)	Velocity of flow (m/s)			H_1 (m)	H_2 (m)			
Sudagai (Japan)	Gravity	59	25.0	65	3.8	2.3	5.5	718	9	4.5	0.8		0.82
Upper Takai (Malaysia)	FILL	100	10.0	231	4.7 6.0	5.1	7.0	147	17	13.0	1.9		0.5
Lower Takai (Malaysia)	Gravity	36	4.5	80	3.6 (x2)	3.9	3.8	70.5	5.3	3.0	0.8		1.0

2.8 水 路

2.8.1 形状及びレイアウト

水路形状及びレイアウトは、水車、発電機三台案に対する二条（内一条は二分岐となる。）案と水車、発電機二台案に対する一条のサージタンク無し案とサージタンク有り案の検討を行なった。各案の諸元は以下の通りである。

(1) 二条案（サージタンク無）

a. 分岐管：内径 6.0m × 長さ 479.887

分岐後、内径 3.8m × 長さ 40.379 m（1号機）

・ 3.8m × ・ 46.155 m（2号機）

b. 単 管：内径 4.7m × 長さ 589.711

漸縮後、内径 3.8m × 長さ 34.000 m（3号機）

(2) 一条案（サージタンク無）

○分岐前 内径 7.3m × 長さ 534.506 m

○分岐後 内径 4.6m × 長さ 43.852 m

(3) 一条案（サージタンク有）

○導水路 : 内径 7.3m × 長さ 370 m

○水圧鉄管 : 分岐前 内径 7.3m × 長さ 152.592 m

分岐後 内径 6.0~4.6m × 長さ 95.207 m

○サージタンク：ポート径 19.5 m × 高さ 4.385 m

オリフィス径 4.7m

上記3ケースについて工事費比較を行った。結果は、以下に示す通りであり、

(2)の一条案（サージタンク無し案）が最も有利である。

Table 2-19 Comparison of Pressure Tunnel

(Unit : M\$)

Item	Alternative Dia. Length	Pressure Tunnel Generator, 3	Pressure Tunnel Generator, 2	Headrace Tunnel & Penstock with Surge Tank
		D=6.0m L=524m	D=7.3m L=578m	D=7.3m L=593m
		D=4.7m L=637m		
Pressure Tunnel	Tunnel Excavation (Horizontal)	3,425,400	2,819,900	1,156,500
	" (Inclined)	704,000	737,000	555,500
	Plug Concrete (Horizontal)	3,841,000	2,622,000	1,122,400
	" (Inclined)	621,000	667,000	395,600
	Reinforcement Bar	374,600	291,100	226,000
	Sub-Total	8,966,000	7,137,000	3,456,000
Headrace	Tunnel Excavation	-	-	2,326,850
	Lining Concrete	-	-	2,415,000
	Reinforcement Bar	-	-	1,162,150
	Sub-Total	-	-	5,904,000
Surge Tank	Shaft Excavation	-	-	1,721,500
	Concrete Open Shaft	-	-	453,150
	Reinforcement Bar	-	-	1,538,700
	Open Excavation Common Rock	-	-	28,800
	Sub-Total	-	-	759,000
Grouting	Drilling	470,900	247,000	623,480
	Grouting	733,100	384,750	972,000
	Contact Grouting	525,000	367,500	414,750
	Miscellaneous	14,000	7,750	16,770
	Sub-Total	1,743,000	1,007,000	2,027,000
Pipe	Steel Pipe			
	Sub-Total	17,550,000	16,200,000	7,236,000
Access Road		-	-	100,000
Access Tunnel (L=150m)		1,310,000	1,310,000	1,310,000
Total		29,569,000	25,654,000	25,918,000

2.8.2 経済的内径の経定

(1) 検討内容

水圧鉄管路の管内径を、工事費の経費と損失水頭の便益の2つの因子より、経済性を検討する。

(2) 検討結果

図2.3より鉄管内径は7.3 mをもって最適とする。また表2.20にそれぞれの内径における便益、経費の増減を示す。

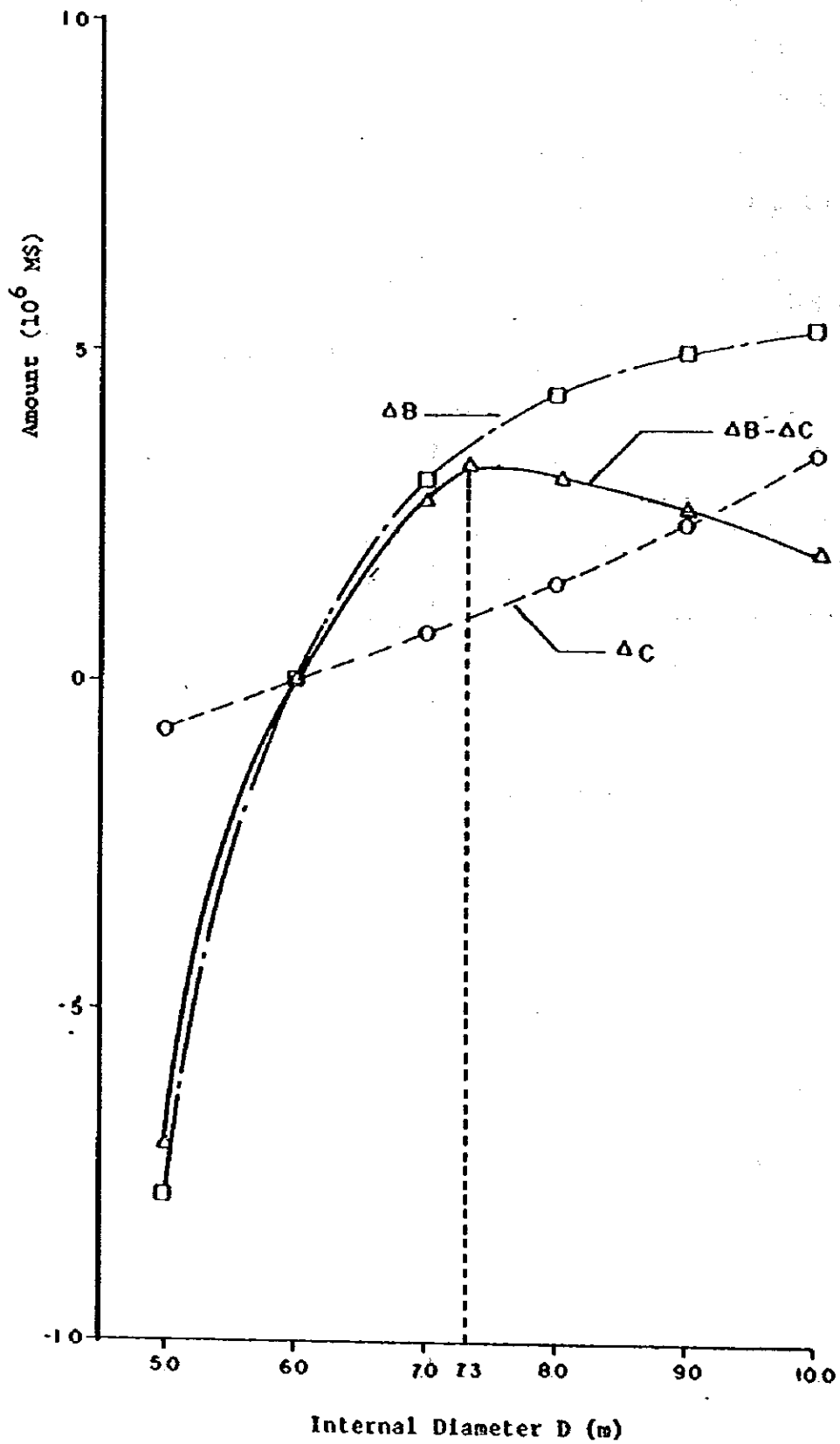
Table 2-20 Increase/Decrease of Benefits and Costs

(Unit : 10^6 M\$)

Item	Inner Diameter D (m)					
	5.0	6.0	7.0	8.0	9.0	10.0
Increase/decrease of benefit ΔB	-7.83	0	3.00	4.34	5.01	5.36
Increase/decrease of cost ΔC	-0.77	0	0.71	1.48	2.37	3.40
$\Delta B - \Delta C$	-7.06	0	2.99	2.86	2.64	1.96

(The standard value of inner diameter is 6.0 m)

Fig. 2-27 Relationship between Internal Diameter of Pipe and ΔB , ΔC , and $\Delta B - \Delta C$



(3) 検討方法

ある基準となる内径の鉄管を用いた場合の便益、および年経費に対し、内径を変化させた場合の便益および年経費の増減を ΔB 、 ΔC とすると、 $\Delta B - \Delta C$ の値を最大にならしめる内径が経済的内径となる。

ΔB は、管路における損失水頭の変化量より、 ΔC は鉄管路工事費の増減より、以下の式によって求める。

$$\begin{aligned}\Delta B &= (\Delta KWh) \times (KWh \text{ 当り便益単価}) \\ &\quad + (\Delta kW) \times (kW \text{ 当り便益単価}) \\ &= \Delta KWh \times 0.190 \text{ M\$} / KWh + \Delta kW \times 142.7 \text{ M\$} / kW\end{aligned}$$

ただし、

$$\Delta KWh = 9.8 \times \eta_0 \times \Sigma Q \times 3.6 \text{ (損失水頭の変化量)}$$

$$\Delta kW = 9.8 \times \eta_0 \times Q_{max} \times (\quad \cdot \quad \cdot \quad)$$

$$\eta_0 ; \text{合成効率} = 0.87$$

$$\Delta C = (\text{鉄管路工事費の増(減)分}) \times (1 + \text{建設中利子}) \times (\text{年経費率})$$

$$= (\quad \cdot \quad \cdot \quad) \times 1.2 \times 0.11586$$

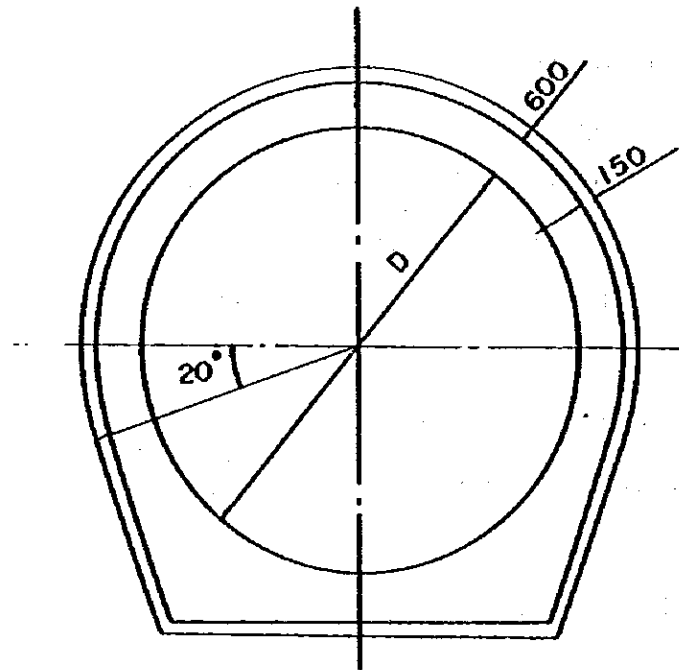
本検討においては内径6mを基準とした。

(4) 検討諸元

- 鉄管路延長は578,358mとし、管路始点より534,506mの地点で2条に分岐する。
- 検討断面は図2.28の断面を標準とし、内径が5、6、7、8、9、10mの6ケースについて計算した。
- 設計水頭は静水圧85.2m、水撃圧を静水圧の30% (25.56m)とした。
- その他の各項目の諸元は項目毎に明記する。

Fig. 2-28 Cross Section Studied

(D = 4, 5, 6, 7, 8, 9 and 10 m)



(5) 便益の算出

損失水頭を算出し、損失水頭より(3)で述べた式により便益(減分)を計算する。

i) 損失水頭(使用水量 $Q = 235.0 \text{ m}^3/\text{s}$)

以下の方法により損失水頭を計算する。

$$h_r = h_{r1} + h_{r2} + h_{r3} + h_{r4}$$

ここに、 h_r : 総損失水頭 (m)

h_{r1} : 摩擦損失水頭 (m)

h_{r2} : 分岐による損失水頭 (m)

h_{r3} : 曲がりによる損失水頭 (m)

h_{r4} : その他の損失水頭 (m)

a) 摩擦損失水頭 (h_{r1})

$$h_{r1} = f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{V^2}{2g}$$

$$f = \frac{124.5 \text{ m}^2}{D^{1.4}}$$

ここに、
 f : 摩擦損失係数
 L : 鉄管延長 = 578,358 m
 D : 鉄管径 (m)
 V : 管内平均流速 (m/s)
 n : マンニングの粗度係数 = 0.012

b) 分岐による損失水頭 (h_{f2})

$$h_{f2} = f_s \cdot \frac{V_s^2}{2g}$$

ここに、
 f_s : 分岐損失係数 = 0.5
 V_s : 分岐前の管内平均流速 (m/s)

c) 曲がりによる損失水頭 (h_{f3})

$$h_{f3} = f_{b1} \cdot f_{b2} \cdot \frac{V^2}{2g}$$

$$f_{b1} = 0.131 + 0.1632 \left(\frac{D}{\rho} \right)^{1/4}$$

$$f_{b2} = \left(\frac{\theta^\circ}{90^\circ} \right)^{1/2}$$

ここに、
 f_{b1} : 曲がりの曲率半径 ρ を管径 D との比によって決まる損失係数、ただし、曲がりの中心角が 90° の場合。

f_{b2} : 任意の曲がり中心角 θ の場合の損失を中心角 90° の場合の損失との比

V : 管内平均流速 (m/s)

d. 計算結果

以上の式を用いて求めた値を表 2.21 に示す。また、図 2.29 に管内径と損失水頭の関係を示す。

Table 2-21 Head Loss

(Unit : m)

	Inner Diameter D (m)					
	5.0	6.0	7.0	8.0	9.0	10.0
Head loss due to friction (h_{r1})	8.564	3.239	1.423	0.699	0.372	0.212
Head loss due to bifurcation (h_{r2})	3.531	1.703	0.919	0.539	0.336	0.221
Head loss due to bend (h_{r3})	3.787	1.952	1.165	0.782	0.579	0.462
Other losses of head (h_{r4})	2.218	1.076	0.573	0.340	0.203	0.135
Total	18.100	7.970	4.080	2.360	1.490	1.030

Turbine discharge $Q = 235.0 \text{ m}^3/\text{s}$

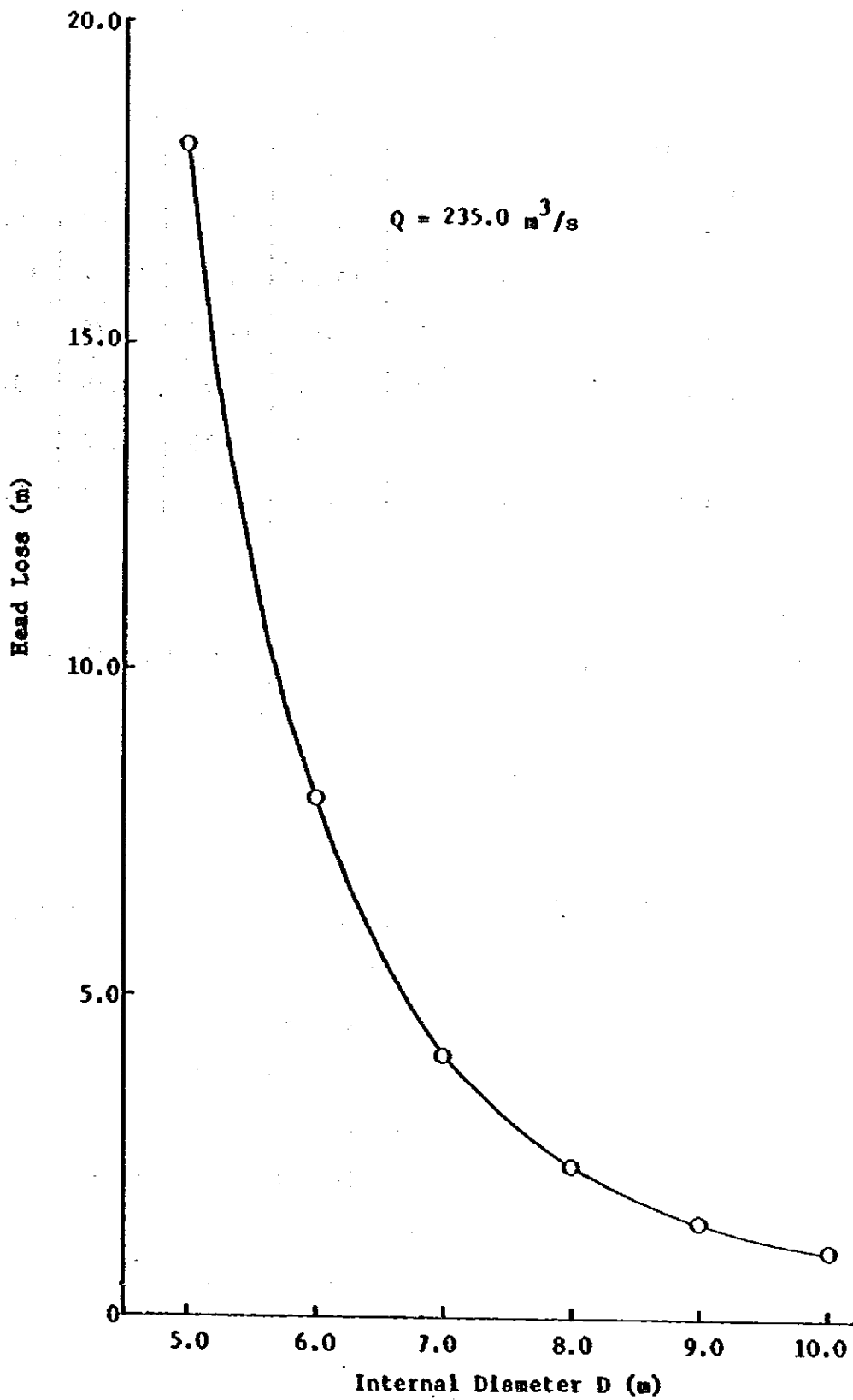
ii) 便 益

内径 6.0m を基準とした時の損失水頭の変化量 ΔH を表 2-22 に示す。

Table 2-22 Variation of the Head Loss

Inner Diameter (m)	Head Loss (m)	ΔH (m)
5.0	18.10	-10.13
6.0	7.97	0
7.0	4.08	3.89
8.0	2.36	5.61
9.0	1.49	6.48
10.0	1.03	6.94

Fig. 2-29 : Relationship between Internal Diameter of Pressure Tunnel and Head Losses



(3)で示した式によって求めた便益の増減 ΔB を表 2-23 に示す。

Table 2-23 Increase/Decrease in Benefits

	Unit	Inner Diameter D (m)					
		5.0	6.0	7.0	8.0	9.0	10.0
ΔH	m	-10.13	0	3.89	5.61	6.48	6.94
ΔKWh	$10^6 KWh$	-26.22	0	10.07	14.52	16.77	17.96
ΔKW	$10^3 KW$	-19.95	0	7.66	11.05	12.76	13.67
$\Delta KWh \times 0.190$	$10^6 H\$$	-4.98	0	1.91	2.76	3.19	3.41
$\Delta KW \times 190.20$	$10^6 H\$$	-2.85	0	1.09	1.58	1.82	1.95
ΔB	$10^6 H\$$	-7.83	0	3.00	4.34	5.01	5.36

(6) 年経費の算出

各内径ごとの鉄管量、土木工事数量を求めて工事費を算出し、年経費の増減を求めた。

1) 鉄管重量

a) 管厚の検討

o 設計内圧

設計内圧は、静水圧は水撃圧を加えた値とする。ここで、水撃圧は静水圧の30%とする。

$$\text{静水圧} : H_s = 157,000 - 71,800 = 85,200 \text{ m}$$

$$\text{水撃圧} : Z_s = 85,200 \times 0.3 = 25,560 \text{ m}$$

$$\text{最大設計内圧} : H_s + Z_s = 110,760 \text{ m}$$

各点における設計内圧は以下の式により求めるものとする。

$$H = H_x + Z_x$$

H : 各点における設計内圧

H_x : 静水圧

Z_x : 水撃圧

ここに、 Z_x はバルブ中心で最大、鉄管始点において0とし、途中は、

管長に比例し、直線変化するものとする。

○管厚

水圧鉄管の材料は、溶接構造用鋼材 (SM50) を使用する。

管厚の計算には以下の式を用いた。

$$t_s = \frac{H(D_s + \epsilon)}{2\sigma_s} + \epsilon$$

ここで、 t_s : 管厚 (cm)

H : 設計内圧 (kg/cm²)

D_s : 鉄管内径 (cm)

ϵ : 腐食および摩耗に対する

余裕厚 = 0.15 cm

σ_s : 許容引張応力 = 1750 kg/cm²

ただし、以下の式で示される最小管厚以上の値とする。

$$t = \frac{D_s + 800}{400} \text{ (mm)}$$

管径 D_s が 5, 6, 7, 8, 9, 10 m の場合について計算した。

○鉄管重量

以下の式を用いて計算した。

$$W^1 = \{ (D_s + 2t)^2 - D_s^2 \} \cdot \gamma_s \cdot \frac{\pi}{4}$$

$$W = W^1 \cdot L \cdot \alpha$$

ここに、 W^1 : 1 m 当りの鉄管重量 (t/m)

W : 総重量 (t)

D_s : 内径 (m)

t : 管厚 (m)

γ_s : 鋼材の単位体積重量 = 7.85 t/m³

L : 管路延長

α : 付属品による鉄管量の割り増し = 1.14

c) 計算結果

以上の式によって求めた管厚および鉄管重量を表 2-24 に示す。

Table 2-24 Steel Pipe Weight

Inner Diameter (m)	Average Wall Thickness (mm)	Weight of Steel Pipe per Meter (t/m)	Total Weight of Steel Pipe (t)
5.0	17.698	2.189	1553
6.0	21.356	3.171	2249
7.0	24.209	4.194	2975
8.0	26.781	5.302	3761
9.0	29.637	6.600	4682
10.0	32.968	8.157	5786

II) 鉄管路土木工事数量

a) 下に示す設計断面につき、Dが4, 6, 5, 6, 7, 8, 9, 10mの場合の管路1m当りの工事数量を計算した。

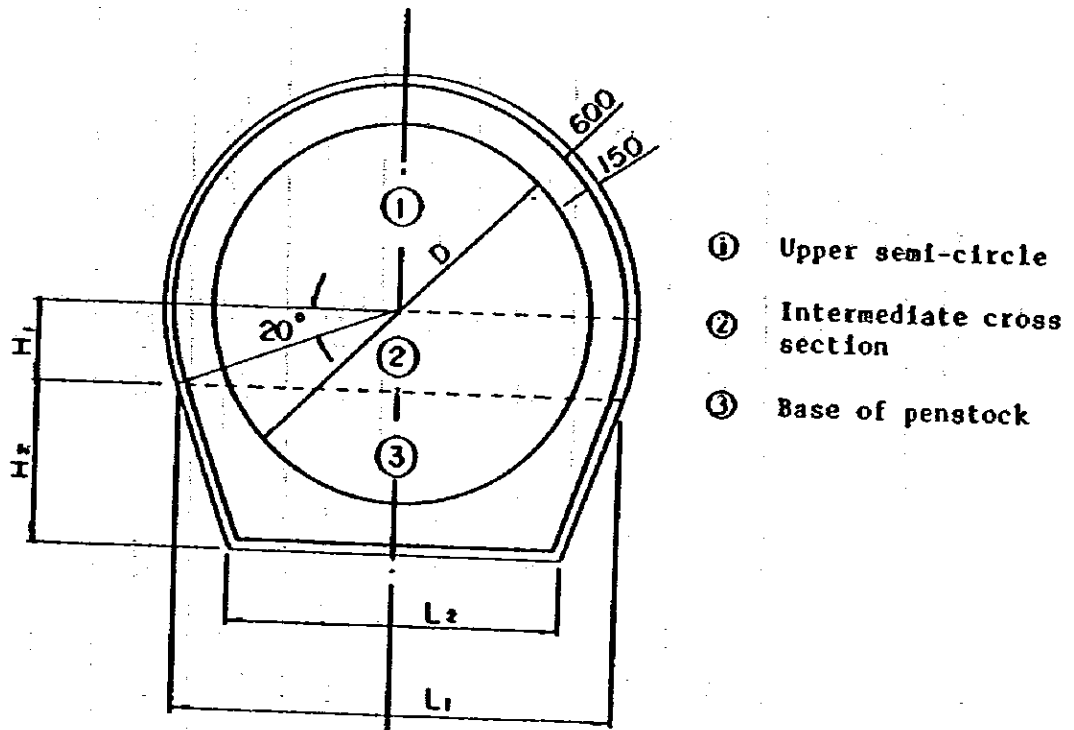


Table 2-25 Comparison of Civil Works per Unit Length of Penstock

	Unit	Inner Diameter D (m)						
		4.6	5.0	6.0	7.0	8.0	9.0	10.0
Excavation	m ³	30.887	35.070	46.619	59.973	74.914	91.515	109.777
Concrete	m ³	14.268	15.436	18.417	21.488	24.648	27.898	31.237

Table 2-26 Volume of Pressure Tunnel Construction Works per 1 Meter

Inner Diameter D (m)	H ₁ (m)	H ₂ (m)	L ₁ (m)	L ₂ (m)	(1) (m ²)	(2) (m ²)	(3) (m ²)	Excavation Volume (A) (1)+(2)+(3) (m ³)	A' = $\frac{\pi}{4} D^2$ (m ²)	Volume of Concrete A-A' (m ³)
4.6	1.043	2.007	5.732	4.271	14.612	6.237	10.038	30.887	16.619	14.268
5.0	1.112	2.138	6.108	4.551	16.592	7.082	11.397	35.070	19.635	15.436
6.0	1.283	2.467	7.048	5.252	22.089	9.428	15.174	46.691	28.274	18.417
7.0	1.454	2.796	7.987	5.952	28.373	12.110	19.490	59.973	38.485	21.488
8.0	1.625	3.125	8.927	6.652	35.441	15.127	24.345	74.914	50.265	24.648
9.0	1.796	3.454	9.867	7.352	43.295	18.480	29.741	91.515	63.617	27.898
10.0	1.967	3.783	10.807	8.052	51.934	22.167	35.675	109.777	78.540	31.237

b) 先に求めた管路単位長当りの数量より、管路土木工事数量を計算したものが表2-27である。

Table 2-27 Total Volume of Civil Works for Construction of the Pressure Tunnel

Item	Type of Work	Unit	Inner Diameter D (m)					
			5.0	6.0	7.0	8.0	9.0	10.0
Tunnel excavation								
	Horizontal	m ³	19522	25358	32029	39533	47870	57042
	Inclined	"	3132	4169	5355	6690	8172	9803
Plug concrete								
	Horizontal	"	8470	9938	11451	13009	14609	16254
	Inclined	"	1352	1613	1882	2159	2444	2736
Reinforcement bar		t	64	69	73	78	82	87
Grouting								
	Drilling	m	1867	1867	1867	1867	1867	1867
	Consolidation grout	t	280	280	280	280	280	280
	Contact grout	m ³	914	983	1027	1059	1086	1106

副) 鉄管路工事費

内径を 5.0m ~ 10.0m まで 1m ごとに変化させた場合の、各土木工事数量、鉄管量に単価を乗じて工事費を算出した。

表 2-28 に計算に用いた各単価を示す。

Table 2-28 Unit Prices

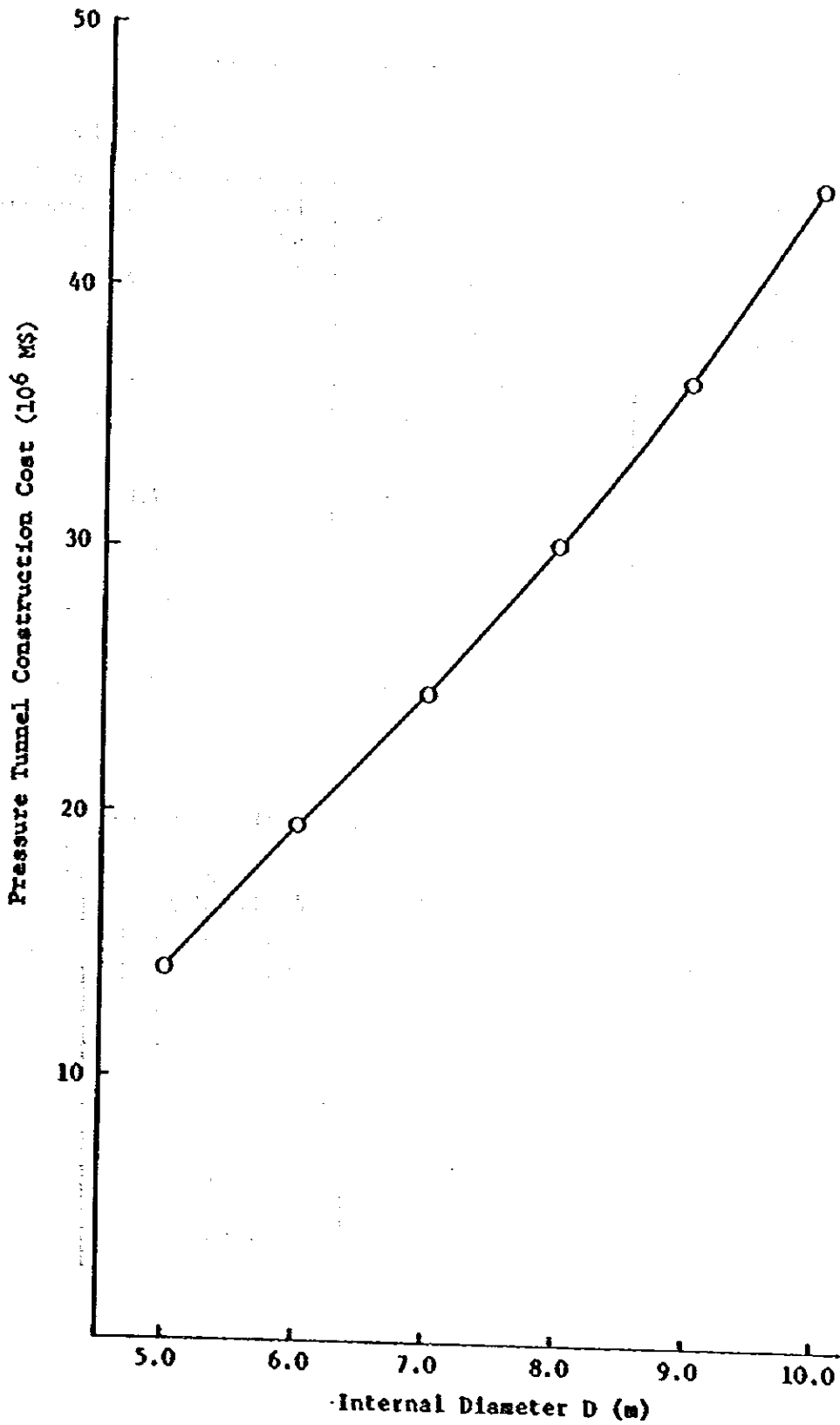
	Unit Prices (H\$)
Tunnel excavation (horizontal)	86.5/m ³
Tunnel excavation (inclined)	110.0/m ³
Plug concrete (horizontal)	230.0/m ³
Plug concrete (inclined)	230.0/m ³
Reinforcement bar	1800.0/t
Drilling	130.0/m
Consolidation grout	1350.0/t
Contact grout	1130.0/m ³
Steel pipe	5400.0/t

Table 2-29 Total Pressure Tunnel Construction Costs

(Unit : 10⁶ H\$)

	Inner Diameter D (m)					
	5.0	6.0	7.0	8.0	9.0	10.0
Construction cost	13.97	19.49	24.62	30.16	36.53	43.98

Fig. 2-30 Relationship between Internal Diameter of Pressure Tunnel and Construction Cost



IV) 年 経 費

内径 6.0m を基準とした鉄管路工事費の増減を表 2-30 に示す。

Table 2-30 Increase/Decrease of Construction Cost

Unit 10^6 HS

Inner Diameter (m)	Pressure tunnel Construction Cost	Increase/Decrease of Pressure Tunnel Construction Cost
5.0	13.97	-5.52
6.0	19.49	0
7.0	24.62	5.13
8.0	30.16	10.67
9.0	36.53	17.04
10.0	43.98	24.49

(3)で示した式によって求めた年経費の増減 ΔC を表 2-31 に示す。

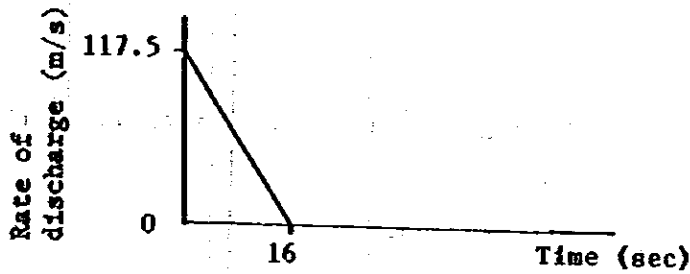
Table 2-31 Increase/Decrease of Annual Expenditure

Inner Diameter (m)	$\Delta C (10^6 \text{HS})$
5.0	-0.77
6.0	0
7.0	0.71
8.0	1.48
9.0	2.37
10.0	3.40

2.8.3 水撃圧の計算

(1) ハルブのクローシングタイム

ハルブのフローリングタイムを16秒とする。



(2) 上部ダムと下部ダムの貯水位

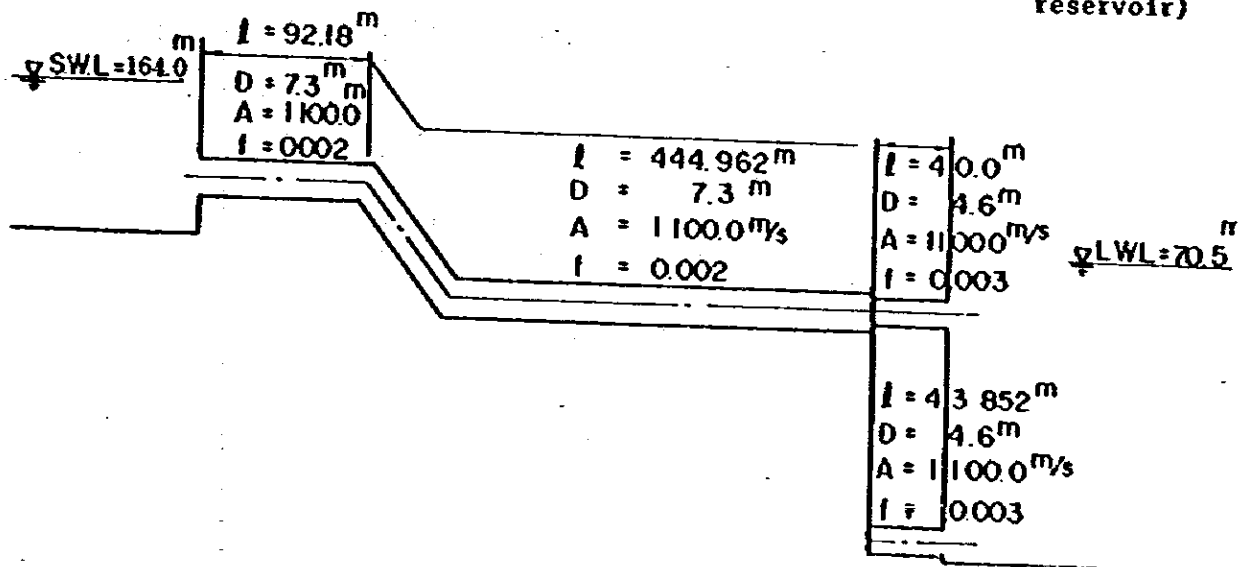
上部ダム貯水位 S.W.L. = 164.0 m

下部ダム貯水位 L.W.L. = 70.5 m

(3) 水路の諸元

(Upper storage reservoir)

(Lower storage reservoir)



(4) 計算結果

(Unit : EL m)

Pressure Cut Off Condition	Bifurcation		Turbine Center	
	Maximum Value	Minimum Value	Maximum Value	Minimum Value
<p>Rate of Discharge</p> <p>0 16(s) Time(s)</p>	185.000	143.258	187.260	140.897

Fig- 2-31 Maximum Pressure Along The Water Way

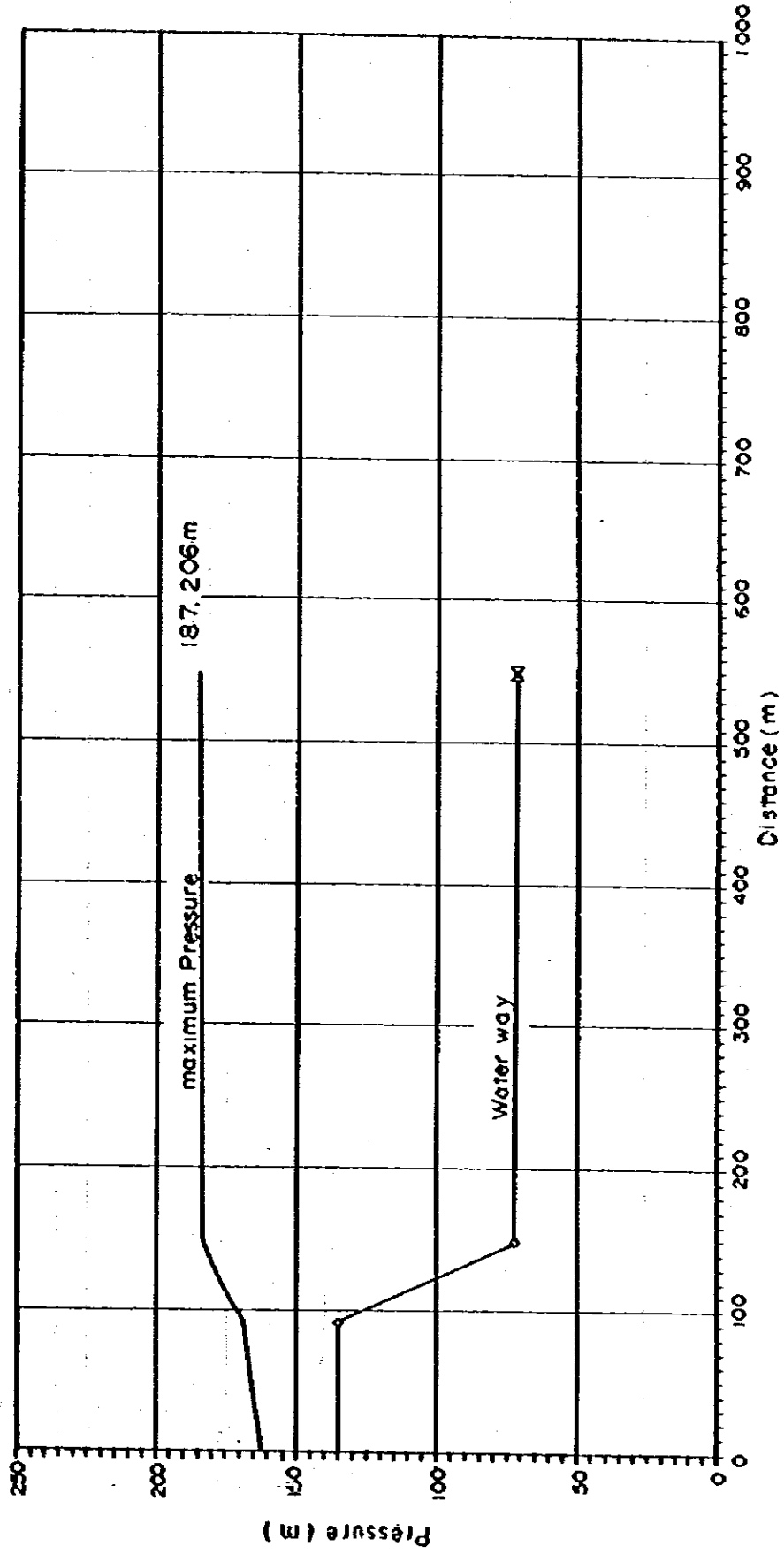


Fig. 2-32 Pressure Duration at Turbine

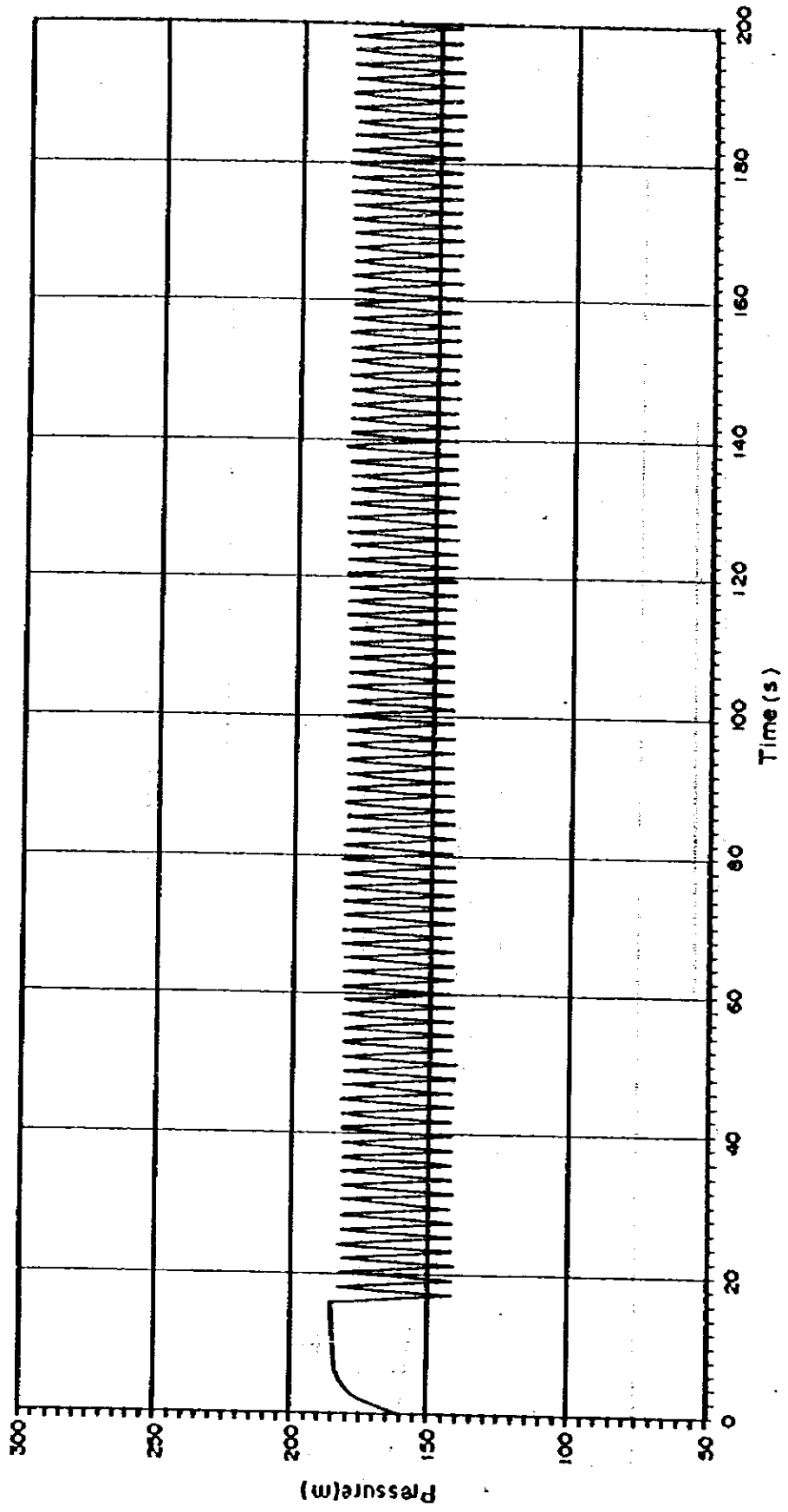
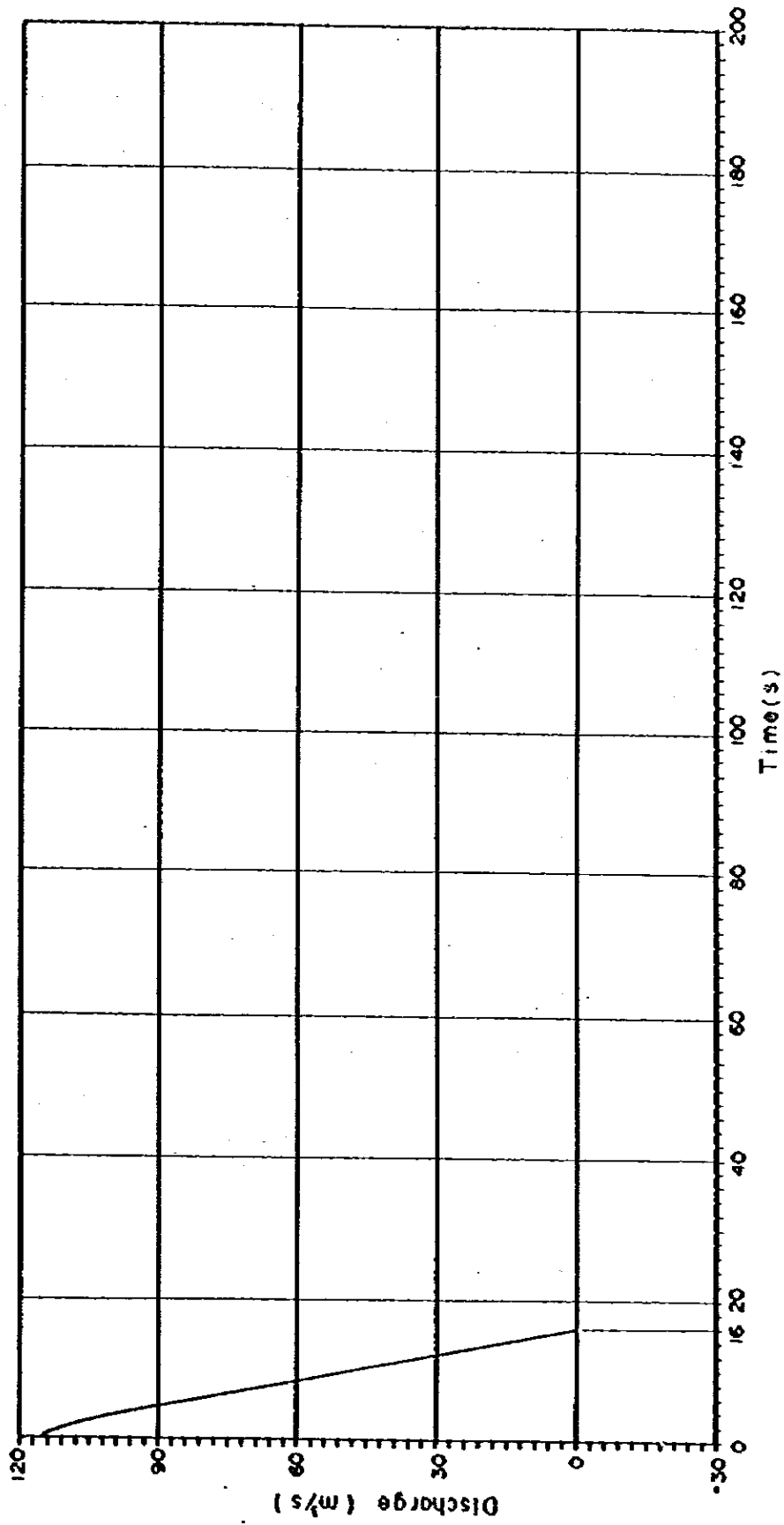


Fig. 2-33 Discharge Duration of One Unit



2.9 転 流 工

転流工の設計にあたっては、対象洪水量を100年確率流量とする。なお、仮橋切ダムのサーチャージ容量を利用して仮排水工事費の低減を図るものとする。基本諸元は下記の通りである。

○対象洪水量：100年確率洪水（ピーク流量2,700m³/s）

○仮排水路トンネル諸元

断面形状：標準馬蹄形

内 径：8 m

延 長：716.68 ≒ 717 m

呑口数高：EL 75.00

吐口数高：EL 72.00

(i) 通水量計算

計算式は下記による。

$$Q = A \cdot V$$

$$V = \sqrt{\frac{2 \cdot g \cdot H}{1 + f_0 + f_b + f' \frac{L}{R}}}$$

ここに、 Q : 通水流量 (m³/s)

V : 通水流速 (m/s)

g : 重力加速度 (= 9.8m/s²)

H : 水 頭 差 (m)

f₀ : 流入損失係数 (= 0.2)

f_b : 曲り及び屈折による損失係数 (= 0.125)

f' $\frac{L}{R}$: 摩擦損失係数 (= $\frac{2 \cdot g \cdot n^2}{R^{4/3}} \cdot L$)

n : 粗度係数 (= 0.013)

R : 径 深 (= A/P)

L : 水路長 (m)

P : 罫 辺 (m)

$$A = A_0 - \left\{ \theta_0 - \left(\frac{h_0}{r_0} \right) \sqrt{1 - \left(\frac{h_0}{r_0} \right)^2} \right\} r_0^2$$

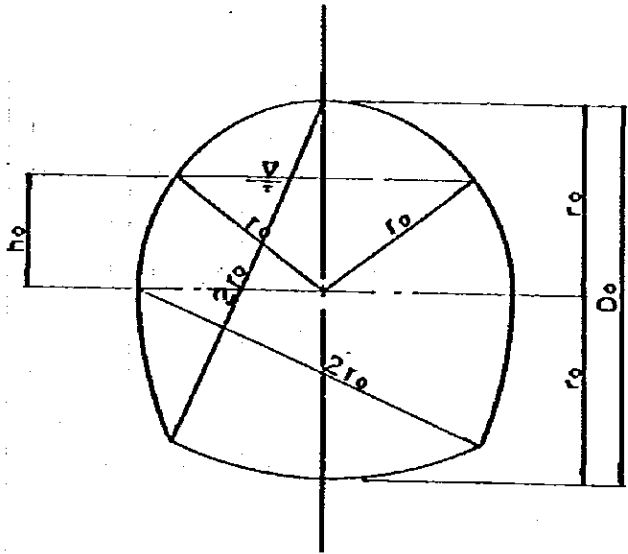
$$P = P_0 - 2 \cdot \theta_0 \cdot r_0$$

ここに、 $\theta_0 = \text{rad } \theta_0$

$$\sin(90^\circ - \theta_0) = \frac{h_0}{r_0}$$

$$A_0 = 3.317 \cdot r_0^2$$

$$P_0 = 6.543 \cdot r_0$$



(2) 仮排水路水位 — 流量

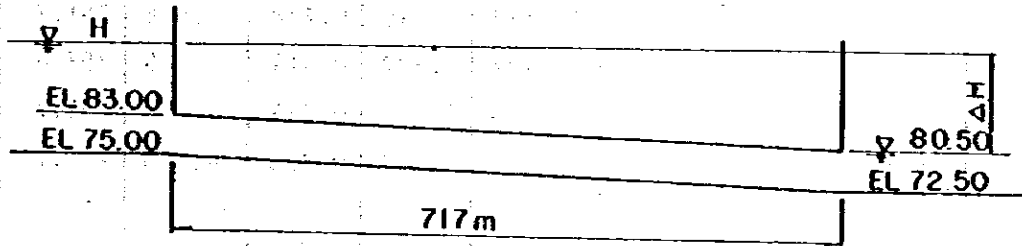


Table 2-32 Calculation of Discharge Volume

H	ΔH	h_o	γ_o	P	A	R	$f \frac{L}{R}$	V	Q
75.5	↑ 2.5 ↓	-3.5	2.636	5.082	4.115	0.810	3.147	3.310	13.6
76.0		-3.0	2.419	6.821	6.433	0.943	2.568	3.548	22.8
76.5		-2.5	2.246	8.205	9.331	1.137	2.001	3.838	35.8
77.5		-1.5	1.955	10.530	16.337	1.541	1.334	4.292	69.7
78.0		-1.0	1.823	11.584	20.023	1.729	1.145	4.454	89.2
79.0		0	1.571	13.606	27.939	2.054	0.910	5.682	130.8
80.0		1.0	1.318	15.627	35.855	2.294	0.785	4.819	172.8
81.0		2.0	1.047	17.794	43.245	2.430	0.727	4.387	211.3
82.0		3.0	0.723	20.390	49.446	2.425	0.729	4.884	241.5
82.2		3.2	0.643	21.024	50.456	2.400	0.739	4.872	245.8
82.4		3.4	0.555	21.734	51.359	2.363	0.755	4.854	249.3
82.6		3.6	0.451	22.564	52.132	2.310	0.778	4.828	251.7
82.8		3.8	0.318	23.632	52.737	2.232	0.814	4.786	252.4
82.9		3.9	0.224	24.379	52.953	2.172	0.844	4.753	251.7
83.0		4.0	0	26.172	53.072	2.028	0.925	4.666	247.7
85.0		4.5	↓	↓	↓	↓	↓	↓	6.261
86.0	5.5	6.921							367.3
88.0	7.5	8.082							428.9
90.0	9.5	9.096							482.8
92.0	11.5	10.008							531.2
94.0	13.5	10.844							575.5
96.0	15.5	11.619							616.6
98.0	17.5	12.346							655.2
100.0	19.5	13.032							691.7
102.0	21.5	13.684							726.3
104.0	23.5	14.307							759.3
105.0	24.5	14.608							775.3
106.0	25.5	14.903							790.0
107.0	26.5	15.192							806.3
108.0	27.5	15.476							821.4
109.0	28.5	15.755							836.2
110.0	29.5	16.029	850.7						
111.0	30.5	16.299	865.0						
112.0	31.5	16.546	879.1						

仮排水路トンネルの水位 — 流量曲線は図2-34に示す通りである。又、洪水ピーク流量と確率年の関係は図2-35に示す。

100年確率流量(ピーク流量 $2700\text{ m}^3/\text{s}$)を対象とした場合、仮排水路トンネルの最大流量は $850\text{ m}^3/\text{s}$ 、最大水位上昇は、EL.110.00mとなる。従って、仮締切ダムの標高を余裕高1.50 mとして、EL.111.50とする。(貯水池の風波1.2 m + 余裕0.3 = 1.50 m)

Fig. 2-34 Water Level-Discharge Curve of Diversion Tunnel

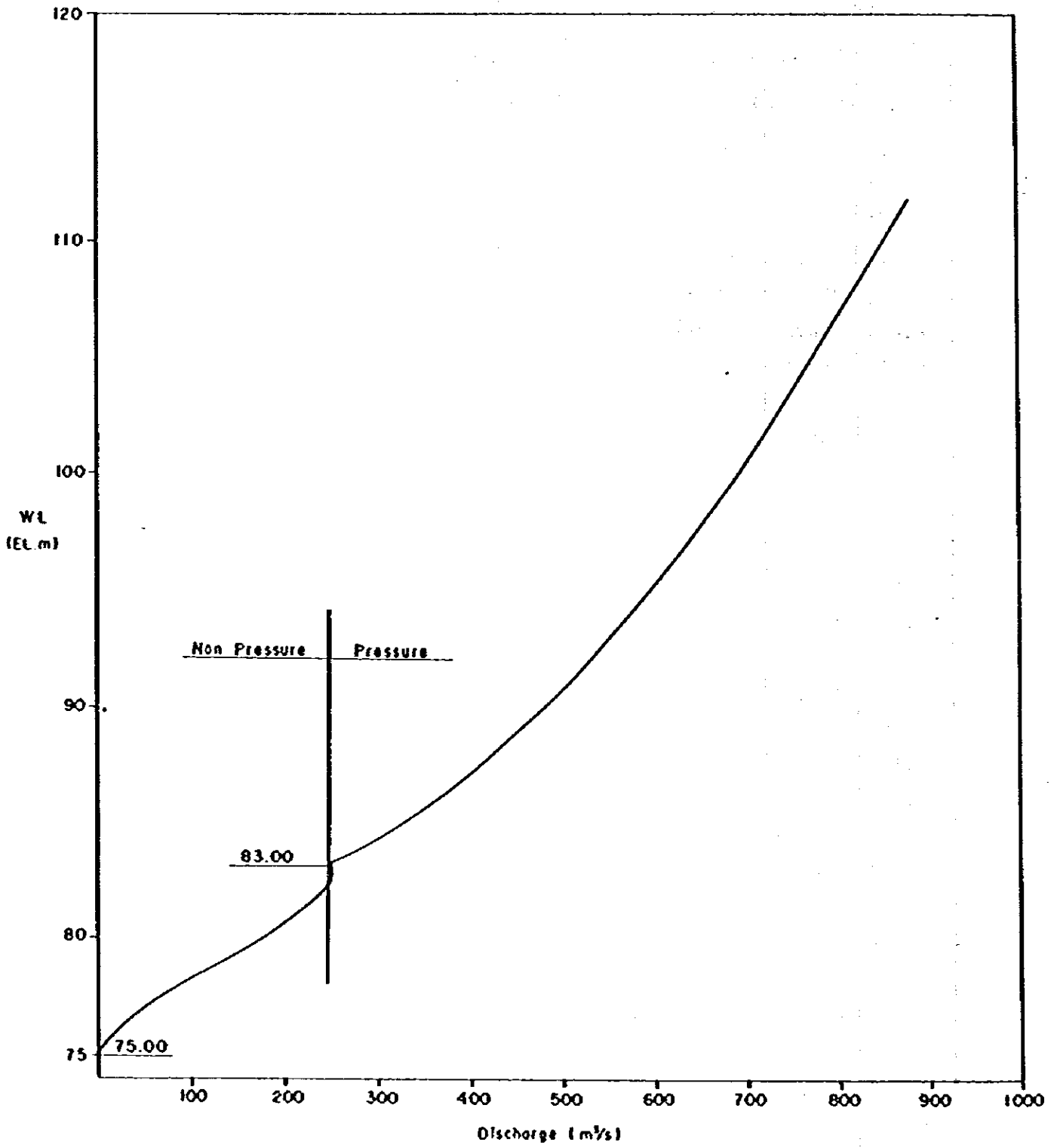


Fig 2-35 Probable Flood Discharge

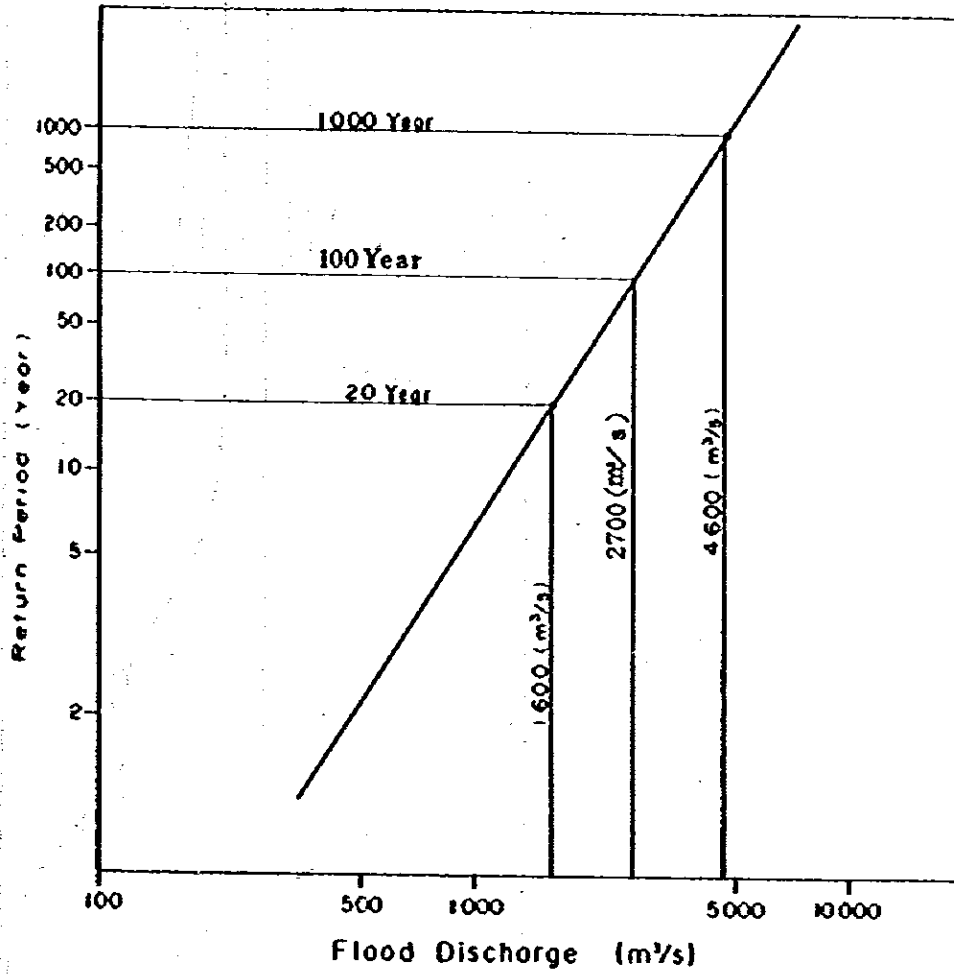
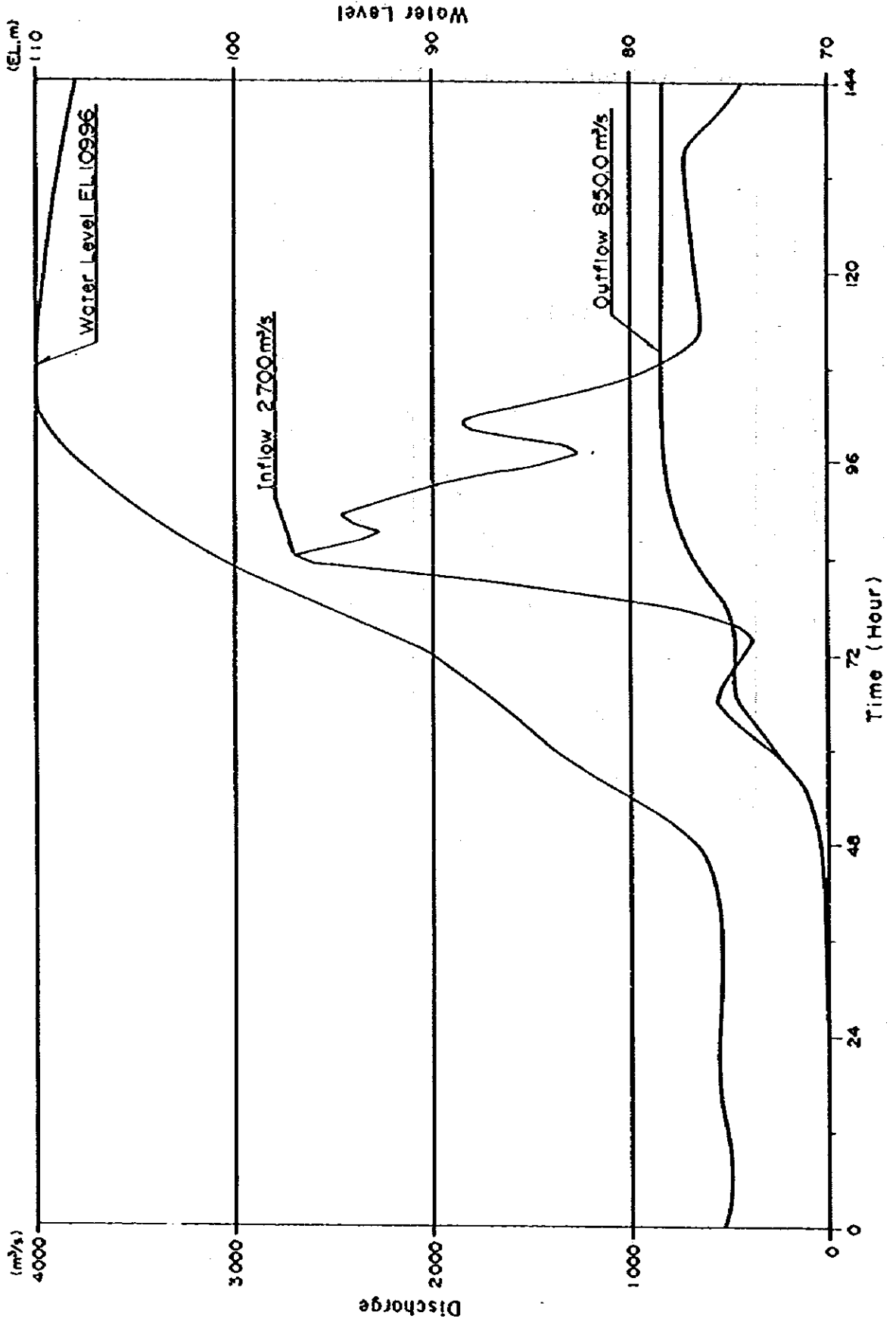
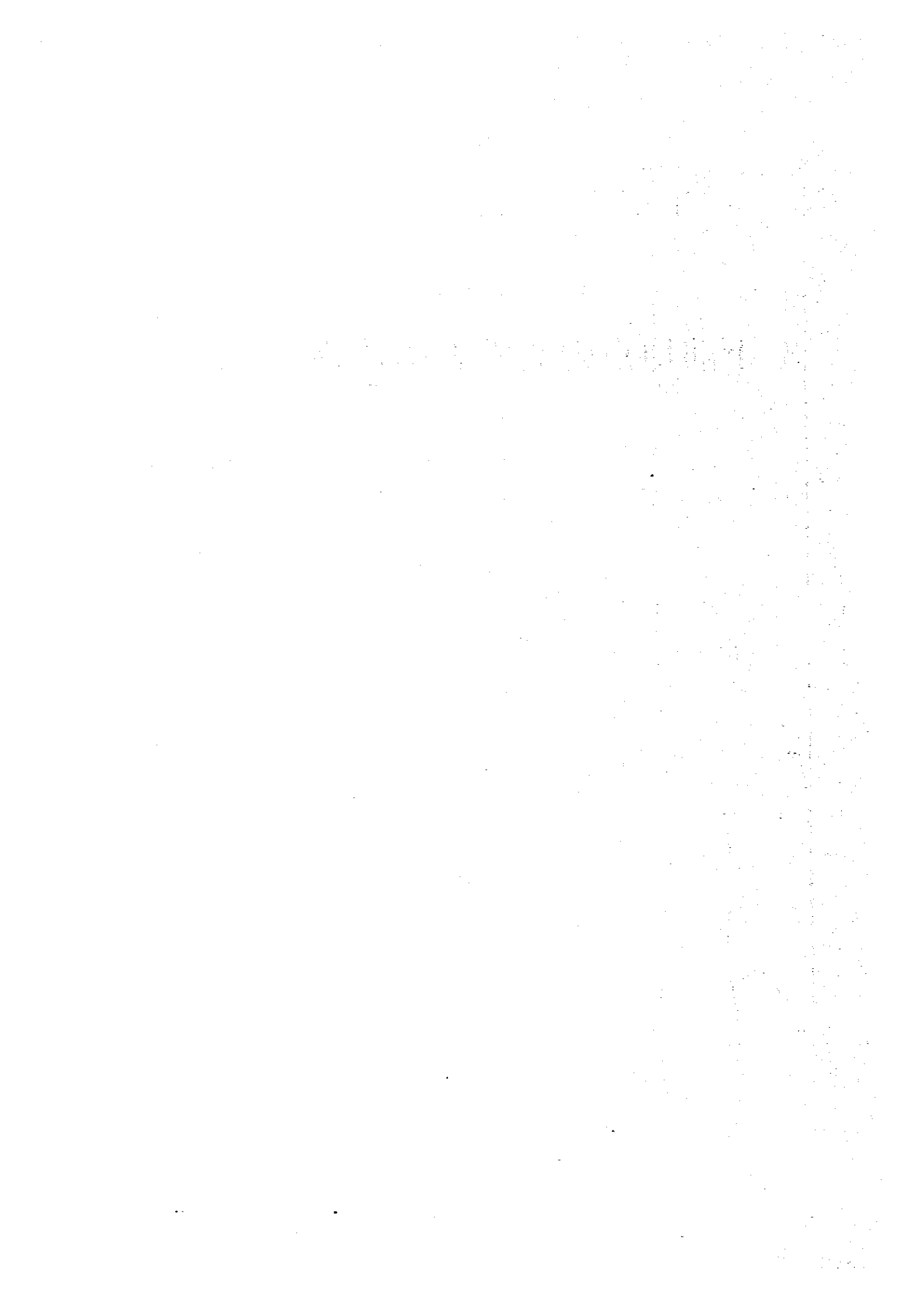


Fig. 2 - 36 Discharge and Water Level during Flood



3. 下部地点の設備と構造物の設計



3. 下部地点の設備と構造物の設計

3.1 出力と発生電力量の計算

3.1.1 取水位と放水位の検討

取水位は貯水池のH.W.L. 75.00mより利用水深4.5mの1.5m下がったEL. 73.50mとした。放水位は河川の流下能力よりEL. 55.6mとする。河川の実測による水位—流量の関係を図3-1に示す。

3.1.2 損失水頭

(1) 取水口における損失水頭

a) 流入における損失水頭 (h_a)

$$h_a = f_e \cdot \frac{V_1^2}{2g}$$

但し、 f_e : 流入損失係数 = 0.2

V_1 : 流入後の平均流速 (m/s)

$$V_1 = \frac{40}{9.0 \times 9.0} = 0.494 \text{ (m/s)}$$

$$h_a = 0.2 \times \frac{0.494^2}{2 \times 9.8} = 0.002 \text{ m}$$

b) スクリーンによる損失水頭 (h_b)

$$h_b = f_s \cdot \frac{V_1^2}{2g}$$

$$f_s = \rho \cdot \sin \theta \left(\frac{t}{b} \right)^{1/3}$$

但し、 ρ : スクリーンバーの断面形状による係数 = 1.60

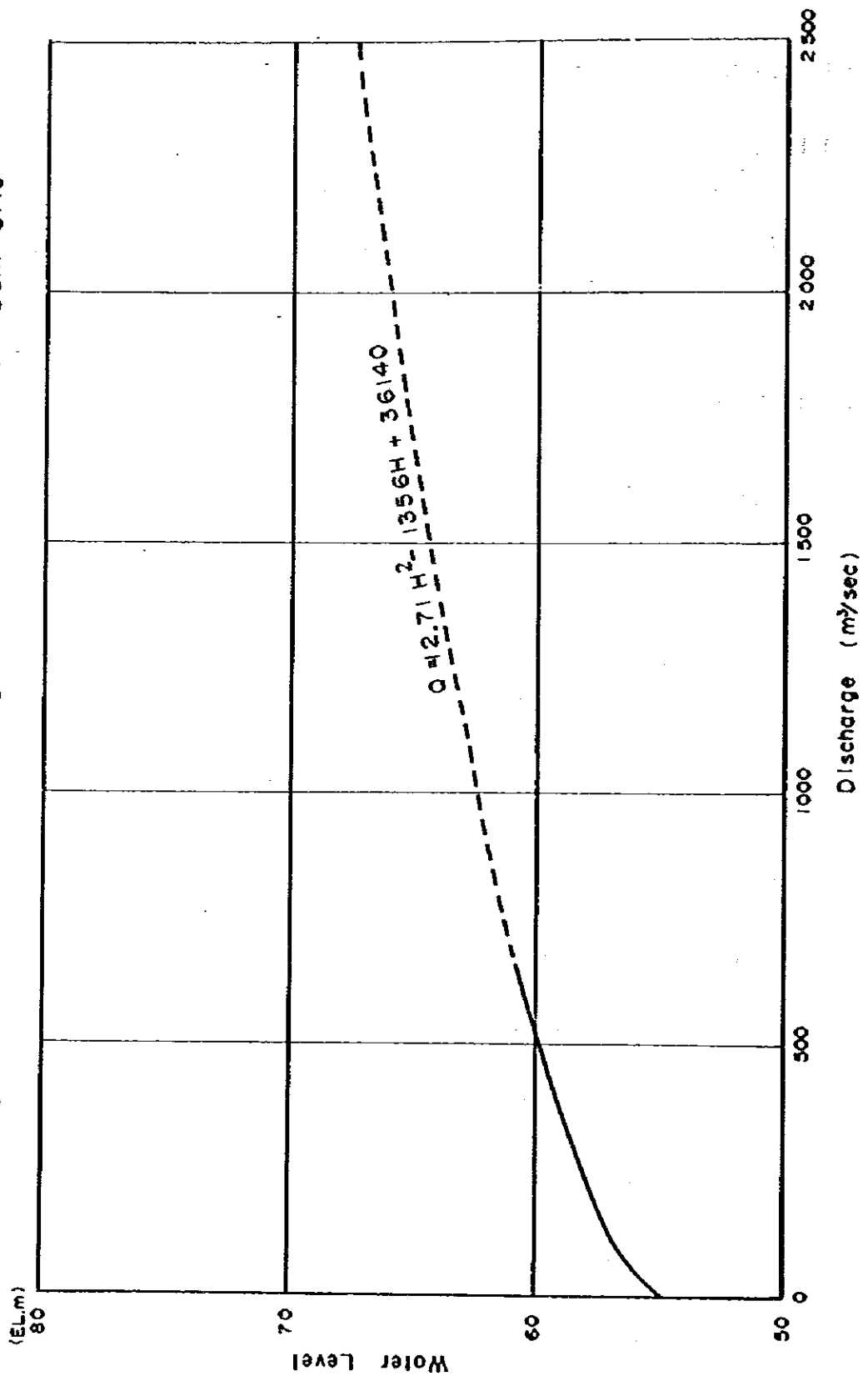
θ : スクリーンの傾斜角度 = $63^\circ 26' 06''$

t : スクリーンバーの厚さ = 0.016 m

b : スクリーンバーの目の大きさ = 0.15 m

V_1 : スクリーン上流側での平均流速 (m/s) = 0.494 m/s

Fig 3-1 Water Level - Discharge Curve of Lower Tekain Dam Site



$$f_s = 1.60 \times \sin(63.435^\circ) \times (0.016/0.15)^{1/3} = 0.072$$

$$h_s = 0.072 \times \frac{0.494^2}{2 \times 9.8} = 0.0009 \text{ m}$$

c) 断面漸縮による損失水頭 (h_c)

$$h_c = f_{rc} \times \frac{V_2^2}{2g}$$

f_{rc} : 漸縮損失係数

V_2 : 漸縮後の平均流速

$$\theta = 24^\circ 47' 26''$$

$$A_1 = 9.0 \times 9.0 = 81.0 \text{ m}^2$$

$$A_2 = 5.0 \times 5.0 = 25.0 \text{ m}^2$$

$$A_2/A_1 = 0.309$$

$$f_{rc} = 0.023$$

$$V_2 = \frac{40.0}{5.0 \times 5.0} = 1.600 \text{ m/s}$$

$$h_c = 0.023 \times \frac{1.600^2}{2 \times 9.8} = 0.003 \text{ m}$$

d) 取水口における損失水頭 (h_f)

$$h_f = h_a + h_s + h_c$$

$$= 0.002 + 0.001 + 0.003$$

$$= 0.006$$

(2) 水圧管路における損失水頭

a) 摩擦による損失水頭 (h_a)

$$h_a = f \cdot L \cdot \frac{V^2}{2g}$$

f : 摩擦損失係数

$$f = \frac{124.5 n^2}{D^{4/3}}$$

L : 鉄管路延長 (m)

D : 鉄管径 (m)

V : 管内平均流速 (m/s)

n : 粗度係数 = 0.012

No.	D (m)	f	V (m/s)	$\frac{V^2}{2g}$	L (m)	h_a (m)
1	5.0	0.0016	2.037	0.212	11,690	0.004
2	5.0~3.8 (4.4)	0.0019	2.631	0.353	12,055	0.008
3	3.8	0.0022	3.527	0.635	3,032	0.004
4	3.8~2.6 (3.2)	0.0026	4.974	1.262	12,055	0.040
5	2.6	0.0031	7.534	2.896	10,950	0.098
Total						0.154

b) 断面漸縮による損失水頭 (h_b)

$$h_b = f_{rs} \cdot \frac{V_2^2}{2g}$$

f_{rs} : 漸縮損失係数

V_2 : 漸縮後の平均流速 (m/s)

No.	θ	D_1 (m)	D_2 (m)	A_1 (m ²)	A_2 (m ²)	A_2/A_1	f_{gb}	V_2 (m/s)	h_b (m)
1	5°42'38"	5.0	3.8	19.635	11.341	0.578	0.001	3.527	0.001
2	5°42'38"	3.8	2.6	11.341	5.309	0.468	0.001	7.534	0.003
Total									0.004

c) 曲がりによる損失水頭 (h_c)

$$h_c = f_{b1} \times f_{b2} \times \frac{V^2}{2g}$$

f_{b1} : 曲がりの曲率半径 ρ と管径 D との比 (ρ/D) によって
決まる損失係数

f_{b2} : 任意の曲がり中心角 θ の場合の損失と中心角 90° の場合
の損失の比

V : 管内平均流速

No.	ρ	D_m	θ	f_{b1}	f_{b2}	V	$\frac{V^2}{2g}$	h_c
1	13.000	4.4	53°07'48"	0.139	0.768	2.631	0.353	0.038
2	13.000	3.2	53°07'48"	0.134	0.768	4.974	1.262	0.130
Total								0.168

d) 水圧管路における損失水頭 (h_2)

$$\begin{aligned} h_2 &= h_a + h_b + h_c \\ &= 0.154 + 0.004 + 0.168 \\ &= 0.326 \end{aligned}$$

(3) 放水口における損失水頭 (h_3)

a) 反動水車の排棄損失水頭 (h_a)

$$h_a = f_{s1} \cdot \frac{V_1^2}{2g}$$

$$f_{s1} = \left\{ 1 - \left(\frac{A_1}{A_2} \right) \right\}^2$$

f_{s1} : 急拡大損失係数

V_1 : 急拡大前の平均流速 (m/s) = 2,000 m/s

A_1, A_2 : 急拡大前後の流積

$A_1 \ll A_2$ より $f_{s1} = 1$

$$h_a = \frac{2,000^2}{2 \times 9.8} = 0.204 \text{ m}$$

b) 放水口の損失水頭 (h_b)

$$h_b = h_a = 0.204 \text{ m}$$

(4) 総損失水頭

取水口における損失水頭 (m)	0.006
水圧管路 " "	0.326
放水口 " "	0.204
その他の損失水頭 (m)	0.164
計 (m)	0.70

3.1.3 発 電 力

(1) 発 電 力

発電力は、下記の式により求める。

$$P = 9.8 \times Q \times H \times \eta$$

ここに

Q : 最大使用水量 (= 40 m³/s)

H : 有効落差 (= 73.50 - 55.60 - 0.70 = 17.2 m)

η : 水車と発電機の合成効率 (= 0.87)

$$P = 9.8 \times 40 \times 17.2 \times 0.87 = 5,865 \approx 5,800 \text{ kW}$$

(2) 発生電力量

発生電力量は、1961年から1980年の20ヶ年の日流量資料を用いて計算した。20ヶ年の平均値を見ると、年間発生電力量は40.3 GWHである。また、月ごとの変化は少なく、最大で1月の3.8 GWH、最小で9月の3.0 GWHである。

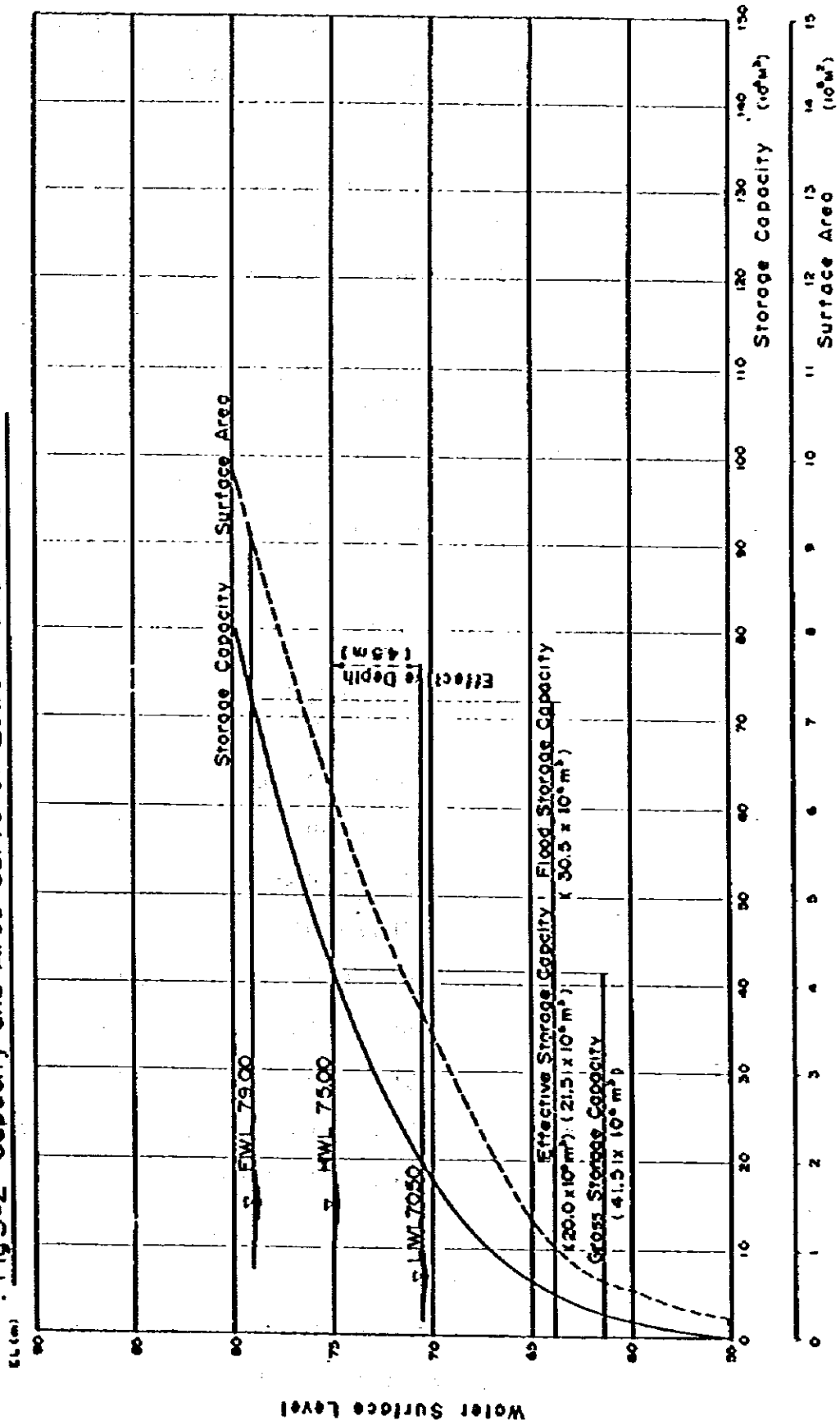
月ごとの発生電力量を表3-1に示す。

Table 3-1 Monthly Generated Energy of the Lower Teksai Power Station

(Unit: GWE)

Month Year	Jan.	Feb.	Mar.	Apr.	May	Jun.	Jul.	Aug.	Sep.	Oct.	Nov.	Dec.	Total
1961	4.3	3.9	4.2	3.9	4.3	4.2	4.1	3.7	3.1	3.4	3.8	4.1	47.0
1962	4.3	3.8	4.2	4.0	3.9	3.5	3.3	3.1	3.5	3.6	3.4	4.0	44.6
1963	4.2	3.8	4.0	3.7	3.6	3.3	3.1	3.1	2.9	3.1	3.0	3.7	41.5
1964	4.2	3.9	4.0	3.8	3.7	3.0	3.3	3.2	2.9	2.9	3.2	3.8	41.9
1965	4.1	3.5	3.6	3.1	3.4	4.0	3.8	3.5	3.2	3.1	3.4	3.8	42.5
1966	4.1	3.8	4.2	4.0	4.1	3.6	3.4	3.3	3.0	3.3	3.5	3.9	44.2
1967	4.1	3.4	4.2	4.1	4.3	4.0	3.8	3.5	3.0	3.0	3.0	4.1	44.5
1968	4.3	3.9	3.9	3.7	4.0	3.8	3.9	4.0	3.9	4.1	3.9	3.9	47.3
1969	4.2	3.8	4.0	3.9	4.1	4.1	4.2	4.1	4.0	3.8	3.8	4.1	48.1
1970	4.2	3.7	3.8	3.7	3.8	3.6	3.4	3.1	2.8	3.1	3.2	2.9	41.3
1971	4.1	3.5	4.0	3.9	3.8	3.7	3.7	3.7	4.0	3.8	3.2	3.4	44.8
1972	4.3	4.1	4.2	3.8	4.0	3.7	3.5	3.0	2.6	2.6	2.5	3.2	41.5
1973	3.4	3.5	3.8	3.5	3.6	3.4	3.3	3.0	2.6	2.3	2.3	3.5	38.2
1974	2.9	2.6	2.9	2.9	3.6	3.7	3.9	3.9	3.8	4.0	3.7	3.7	41.6
1975	3.8	3.2	3.2	3.3	3.8	3.9	3.9	3.8	3.6	3.9	3.3	3.5	43.2
1976	3.5	2.0	2.1	2.0	2.2	2.2	2.4	2.4	2.7	3.2	3.3	3.2	31.2
1977	3.3	3.0	3.3	3.1	3.0	2.8	2.7	2.6	2.4	2.7	2.9	3.1	34.9
1978	3.1	2.8	3.0	2.8	2.8	2.8	2.9	2.9	2.6	2.5	2.5	3.1	33.8
1979	3.3	2.9	3.0	2.7	2.7	2.4	2.2	1.8	1.7	2.0	2.4	3.5	30.6
1980	1.9	1.7	1.8	1.7	1.9	1.9	1.8	1.8	1.8	2.2	2.6	2.9	24.0
Total	75.6	66.8	71.4	67.6	70.6	67.6	66.6	63.5	60.1	62.6	62.9	71.4	806.7
Average	3.8	3.3	3.0	3.4	3.5	3.4	3.3	3.2	3.0	3.1	3.1	3.5	40.3

Fig 3-2 Capacity and Area Curve of Lower Tekai Reservoir



3.2 設計洪水量

設計洪水量は、1,000年確率流量を対象にした。洪水量は上部ダム貯水池のサーチヤージを考慮した放流量に残流域からの1,000年洪水量を加えてシミュレーション計算を行い求めた。(第Ⅰ巻参照)

洪水量諸元は下記の通りである。

最大洪水流量 : 1,100m³/s

貯水位水位 : EL.79.00

3.3 設計堆砂量

2.3参照

3.4 設計震度

2.4参照

3.5 安定計算

(1) ダムに関する諸元

ダム型式	コンクリート重力式
ダム天端標高 越流部	EL.75.000 m
非越流部	EL.81.000 m
常時湧水位	EL.75.000 m
低水位	EL.70.500 m
設計洪水位	EL.79.000 m
設計堆砂面	EL.63.500 m
下流面水位 常時	EL.55.600 m
洪水時	EL.62.700 m

(2) 設計水位

以下の2ケースについて検討するものとする。

ケース1 常時湧水位+風波高+地震による波浪高

ケース2 設計洪水位+風波高+地震による波浪高

1) 風波高 (h_w)

$$h_w = 0.00086 V^{13} F^{0.45} \quad (\text{S.M.B. 方法})$$

ここに h_w : 波浪高 (m)

V : 風速 (10分間平均 m/s) = 30 m/s

F : 対岸距離 (m) = 800 m

$$\begin{aligned} \therefore h_w &= 0.00086 \times 30^{13} \times 800^{0.45} \\ &= 0.73 \text{ m} \end{aligned}$$

ii) 地震による波浪高 (h_s)

$$h_s = \frac{1}{2} \cdot \frac{K \cdot \tau}{\pi} \sqrt{g \cdot H_s}$$

ここに h_s : 地震による波浪の貯水池水面からの高さ (m)

K : 設計震度 = 0.10

τ : 地震周期 (sec) = 1.0 sec

H_s : 常時満水位の状態における貯水池水深 = 30,000 m

$$\begin{aligned} \therefore h_s &= \frac{1}{2} \cdot \frac{0.1 \times 1.0}{\pi} \times \sqrt{9.8 \times 30.0} \\ &= 0.27 \text{ m} \end{aligned}$$

iii) 設計水位

上記計算より設計水位は

ケース 1

$$\text{EL } 75,000 \text{ m} + 0.73 \text{ m} + 0.27 = \text{EL } 76.00 \text{ m}$$

ケース 2

$$\text{EL } 79,000 \text{ m} + 0.73 \text{ m} + 0.27 = \text{EL } 80.000 \text{ m}$$

(3) 計算に使用する諸数値

W_c : ダムコンクリートの単位体積重量

無筋コンクリート 2.30 t/m³

鉄筋コンクリート 2.40 t/m³

W_w : 池水の単位重量 1.00 t/m³

γ : 水中における堆積土砂の単位体積重量

堆積土砂の空気中における見掛けの単位体積重量

$$\gamma_s = 1.80 \text{ t/m}^3$$

空隙率

$$n = 0.4$$

$$\gamma = \gamma_s \cdot (1 - n) = 1.20 \text{ t/m}^3$$

C_s : 土圧係数(水中)

$$C_s = \frac{1 - \sin 20^\circ}{1 + \sin 20^\circ} = 0.49 \div 0.5$$

U: 揚圧力

河川管理施設等構造令による。

k: 水平震度

湧水時 0.10

空虚時 0.05

P_d : 地震による動水圧

Westergaardの近似式より

$$P_d = \frac{7}{12} W_s \cdot k \cdot H_s^{\frac{1}{2}} \cdot k^{\frac{2}{3}}, \quad y_d = 0.40 h$$

ここに H_s : ダム基礎面から湧水面までの水深(m)

h : 湧水面から各断面までの水深(m)

k: 水平震度

y_d : 各断面からの動水圧の合力の作用点までの高さ(m)

σ : コンクリートの許容応力度

許容圧縮応力度 $\sigma_{cs} = 55 \text{ kg/cm}^2$

許容引張応力度 $\sigma_{ts} = 3 \text{ kg/cm}^2$

許容せん断強度 $\tau_{cs} = 25 \text{ kg/cm}^2$

f_s : コンクリートの内部摩擦係数 = 0.80

τ : 岩盤のせん断強度

一般部 20 kg/cm²

風化部 10 kg/cm²

f_r : 岩盤の内部摩擦係数 = 0.70

(4) 記 号

本計算に使用する記号は下記のとおりである。

- W_1 : コンクリート堤体の重量
- W_2 : 越流部ピアの重量
- F : 洪水時、下流方向に働く堤体の地震力
- F' : 空虛時、上流方向に働く堤体の地震力
- F_1 : 洪水時、下流方向に働く越流部ピアの地震力
- F'_1 : 空虛時、上流方向に働く越流部ピアの地震力
- P_1 : 上流面に働く静水圧
- V_1 : 上流面の静水圧による鉛直荷重
- V_2 : 上流面の堆砂による鉛直荷重
- E : 上流面の堆砂による水平荷重
- U : 揚 圧 力
- P_d : 地震による動水圧
- x_0 : ダム軸 (y 軸) からの軸長
- y_0 : 各断面からの軸長
- M : 外力によるモーメント
- ΣH : 水平方向合力
- ΣV : 鉛直方向合力
- ΣM : 合成モーメント

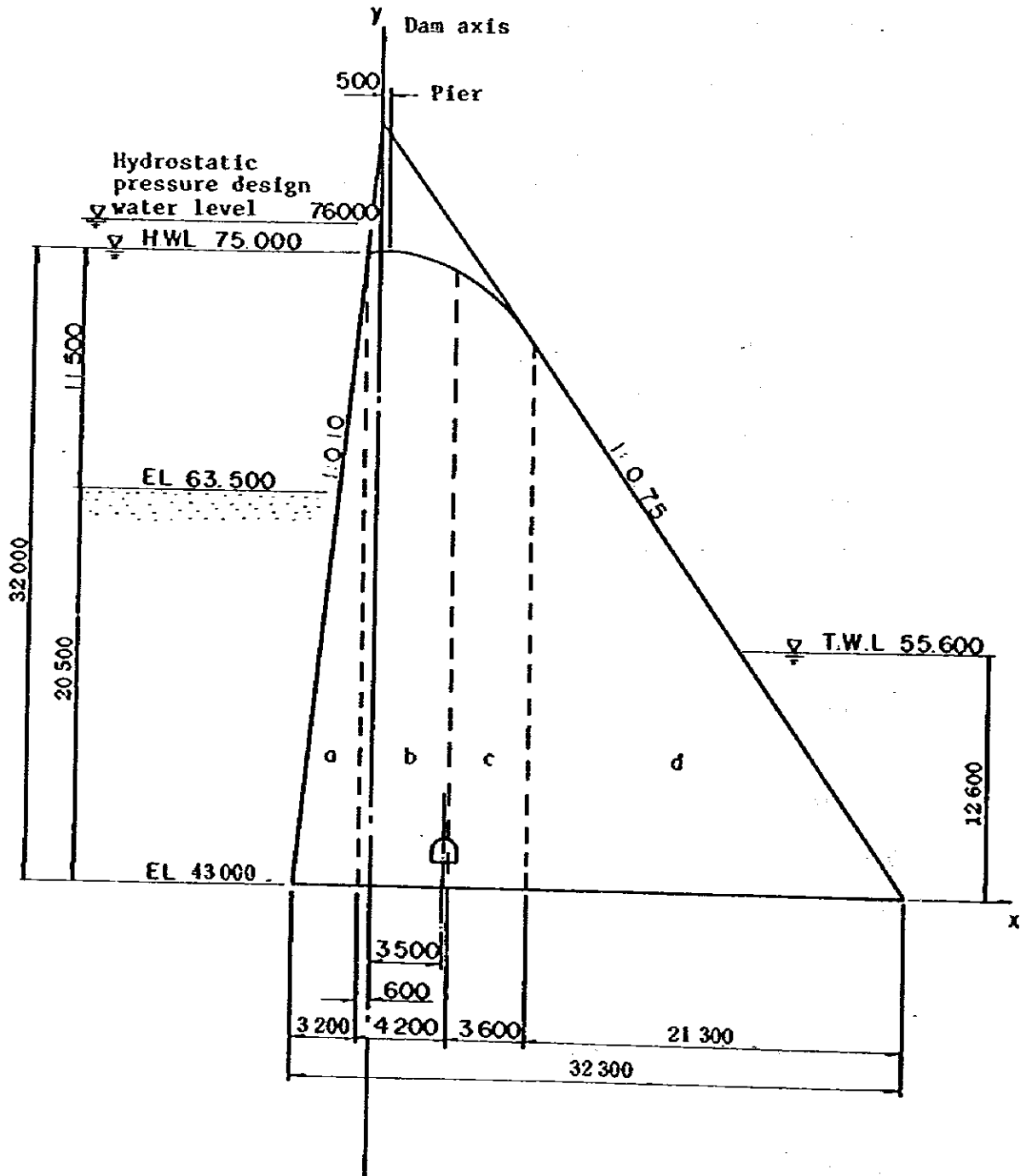
(5) 安定計算

堤体の安定計算は、その水平断面及び堤体と基礎岩盤との接触面について、外力及び自重に対し、次の条件を満足するように行う。

- 上流端には鉛直方向の引張応力を生じないこと。
- せん断に対して安全であること。
- 許容圧縮応力及び許容引張応力を越えないこと。

計算は、越流部断面について各々常時洪水時、空虛時の2ケースについて行った。

Fig. 3-3 Stability Calculation of Overflow Section during Normal High Water Level



1) 外力及び自重

a. 堤体自重及びモーメント

	W (t/m)	x	W·x	y	W·y
a	$3.20 \times 32.00 \times \frac{1}{2} \times 2.30 = 117.760$	-1.667	-196.306	10.667	1256.146
b	$4.20 \times (32.00 + 31.40) \times \frac{1}{2} \times 2.30 = 306.222$	1.493	457.189	15.850	4853.619
c	$3.60 \times (31.40 + 27.80) \times \frac{1}{2} \times 2.30 = 245.088$	5.364	1314.652	14.818	3631.714
d	$21.30 \times 27.80 \times \frac{1}{2} \times 2.30 = 680.961$	14.300	9737.742	9.267	6310.466
Total	1350.031		11313.277		16051.945

$$x = \frac{\sum W \cdot x}{\sum W} = \frac{11313.277}{1350.031} = 8.380 \text{ m}$$

$$y = \frac{\sum W \cdot y}{\sum W} = \frac{16051.945}{1350.031} = 11.890 \text{ m}$$

W_1 (t/m)	x (m)	H (tm/m)
1350.031	8.380	11313.277

b. 堤体にかかる地震力及びモーメント

○ 満水位時

$$F = W_1 \cdot k = 1350.031 \times 0.10 = 135.003 \text{ t/m}$$

○ 空虚時

$$F' = W_1 \cdot \frac{k}{2} = 1350.031 \times \frac{0.10}{2} = 67.502 \text{ t/m}$$

High water level state			Empty state		
F (t/m)	y (m)	H (tm/m)	F' (t/m)	y (m)	H (tm/m)
135.003	11.890	1605.186	-67.502	11.890	-802.599

c. 静水圧の水平荷重及びモーメント

$$\begin{aligned}
 P_1 &= \frac{1}{2} \cdot W_0 \cdot (h + h_s + h_a)^2 \\
 &= \frac{1}{2} \times 1.0 \times (32.00 + 0.73 + 0.27)^2 = 544.500
 \end{aligned}$$

P ₁ (t/m)	y (m)	H (tm/m)
544.500	11.000	5989.500

d. 静水圧の鉛直荷重及びモーメント

$$V_1 = \frac{1}{2} \times 3.20 \times 32.00 \times 1.00 = 51.200 \text{ t/m}$$

V ₁ (t/m)	x (m)	H (tm/m)
51.200	-2.733	-139.930

e. 堆砂の水平荷重及びモーメント

$$\begin{aligned}
 E &= \frac{1}{2} (h_s \times C_s \times \gamma) \times h_s \\
 &= \frac{1}{2} \times (20.5 \times 0.5 \times 1.20) \times 20.5 \\
 &= 126.075 \text{ t/m}
 \end{aligned}$$

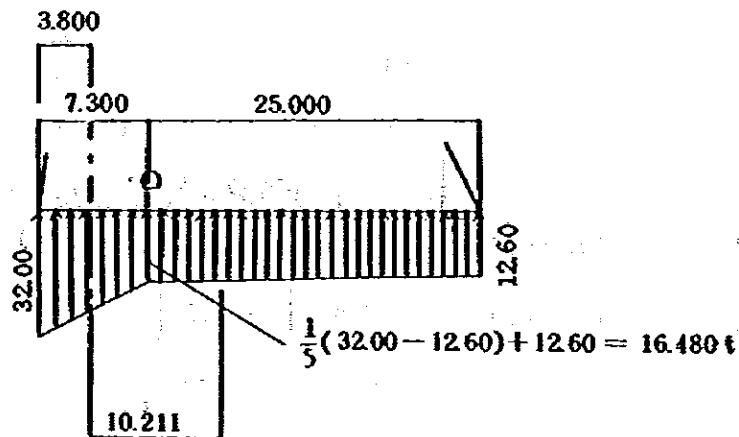
E (t/m)	y (m)	H (tm/m)
126.075	18.667	1723.067

f. 堆砂の鉛直荷重及びモーメント

$$V_1 = \frac{1}{2} \times 2.05 \times 2.05 \times 1.20 = 25.215 \text{ t/m}$$

V_2 (t/m)	x (m)	H (tm/m)
25.215	- 3.119	- 78.595

g. 揚圧力及びモーメント



$$U = \frac{1}{2} \times (32.00 + 16.48) \times 7.30 = 176.952$$

$$\frac{1}{2} \times (16.48 + 12.60) \times 25.00 = 363.500$$

540.452 t/m

U (t/m)	x (m)	H (tm/m)
- 540.452	10.211	- 5518.555

h. 地震による動水圧及びモーメント

$$\begin{aligned}
 P_d &= \frac{7}{12} W_s \cdot k \cdot H_s^{\frac{1}{2}} \cdot h^{\frac{3}{2}} \\
 &= \frac{7}{12} \times 1.0 \times 0.10 \times 32.00^{\frac{1}{2}} \times 32.00^{\frac{3}{2}} \\
 &= 59.733
 \end{aligned}$$

Pd (t/m)	y (m)	H (tm/m)
59.733	12800	764582

i. ピアの重量及びモーメント

W_2 (t/m)	x (m)	H (tm/m)
12.000	0.500	6.000

j. ピアにかかる地震力及びモーメント

			Empty state		
F_2 (t/m)	y (m)	H (tm/m)	F_2' (t/m)	y (m)	H (tm/m)
1.200	38.000	45.600	-0.600	38.000	-22800

k. 外力及び自重の総計

○ 満水位時

(a)+(d)+(f)+(g)+(i)		(b)+(c)+(e)+(h)+(j)		Resultant moment (tm/m)
ΣV (t/m)	ΣH_V (tm/m)	ΣH (t/m)	ΣH_H (tm/m)	$\Sigma H = \Sigma H_V + \Sigma H_H$
897.994	5582.197	866.511	10127.935	15710.132

○ 空虚時

(a) + (i)		(b) + (j)		Resultant moment (tm/m)
ΣV (t/m)	ΣH_V (tm/m)	ΣH (t/m)	ΣH_H (tm/m)	$\Sigma H = \Sigma H_V + \Sigma H_H$
1362.031	11319.277	68.102	825.399	12144.676

II) 安定計算

a. 滑動に対する安定

$$\frac{f \cdot \Sigma V + \tau \cdot b}{\Sigma H} = n > 4.0$$

ここに f : 内部摩擦係数 = 0.70

τ : せん断強度 = 100 t/m

b : 断面長 (m)

n : せん断摩擦安全率

○ 満水位時

$f \cdot \Sigma V$ (t/m)	$\tau \cdot b$ (t/m)	$f \cdot \Sigma V + \tau \cdot b$ (t/m)	ΣH (t/m)	n
628.596	3230.000	3858.596	866.511	4.5

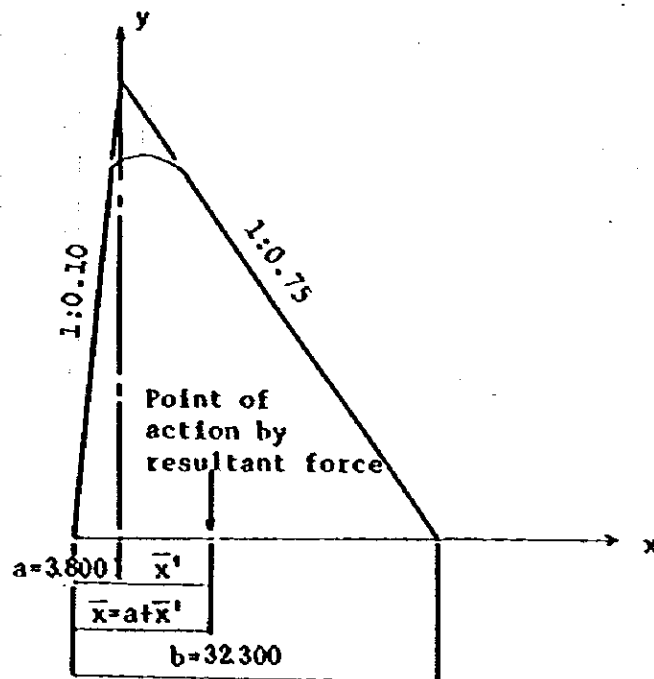
○ 空虚時

$f \cdot \Sigma V$ (t/m)	$\tau \cdot b$ (t/m)	$f \cdot \Sigma V + \tau \cdot b$ (t/m)	ΣH (t/m)	n
953.422	3230.000	4183.422	68.102	61.4

よって、 $n > 4.0$ であり、満水位時、空虚時とも滑動に対して安全である。

b. 転倒に対する安定

$$\bar{x}' = \frac{\Sigma M}{\Sigma V}$$



○満水位時

ΣH (t/m)	ΣV (t/m)	\bar{x}' (m)	\bar{x} (m)	$\frac{1}{3}b$ (m)	$\frac{2}{3}b$ (m)
15710.132	897.994	17.495	21.295	10.767	21.533

○空虚時

ΣH (t/m)	ΣV (t/m)	\bar{x}' (m)	\bar{x} (m)	$\frac{1}{3}b$ (m)	$\frac{2}{3}b$ (m)
12144.676	1362.031	8.917	12.717	10.767	21.533

合力の作用点はミドルサード内にあり、転倒に対して安全である。

c. 圧縮応力等に対する安定

$$\left. \begin{matrix} P_d \\ P_u \end{matrix} \right\} = \frac{\Sigma V}{b} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{b} \right)$$

ここに、 e : 断面の中心から合力の作用点までの距離 (m)

P_d : 下流端の圧縮応力度 (t/m^2)

P_u : 上流端の圧縮応力度 (")

○満水位時

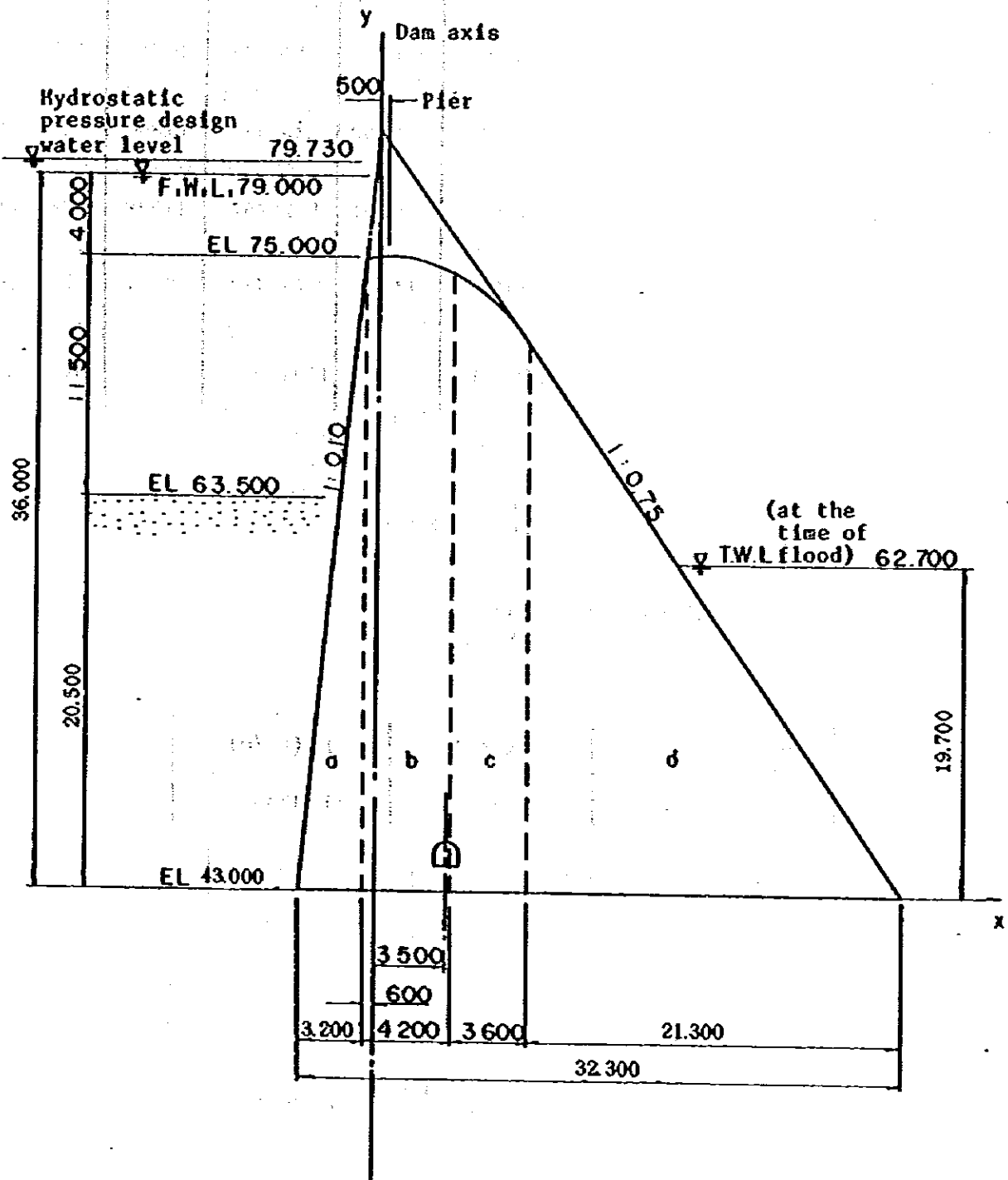
ΣV (t/m)	$\frac{\Sigma V}{b}$ (t/m^2)	e (m)	$\frac{6 \cdot e}{b}$	P_d (t/m^2)	P_u (t/m^2)
897.994	27.802	5.145	0.956	51.4	1.2

○空虚時

ΣV (t/m)	$\frac{\Sigma V}{b}$ (t/m^2)	e (m)	$\frac{6 \cdot e}{b}$	P_d (t/m^2)	P_u (t/m^2)
1362.031	42.168	-3.433	-0.638	15.3	69.1

最大圧縮応力度は、空虚時の上流端に発生するが、その値は $69.1 t/m^2$ であり、地耐力、コンクリート応力度とも十分安全である。

Fig. 3-4 Stability Calculation during Flood



1) 外力及び自重

a. 堤体自重及びモーメント

	W (t/m)	x	W·x	y	W·y
a	$3.20 \times 32.00 \times \frac{1}{2} \times 2.30 = 117.760$	-1.600	-196.306	10.667	1256.145
b	$4.20 \times (32.00 + 31.40) \times \frac{1}{2} \times 2.30 = 306.222$	1.493	457.189	15.850	4853.619
c	$3.60 \times (31.40 + 27.80) \times \frac{1}{2} \times 2.30 = 245.088$	5.364	1314.652	14.818	3631.714
d	$21.30 \times 27.80 \times \frac{1}{2} \times 2.30 = 680.961$	14.300	9737.742	9.267	6310.466
Total	1350.031		11313.277		16051.945

$$x = \frac{\sum W \cdot x}{\sum W} = \frac{11313.277}{1350.031} = 8.380 \text{ m}$$

$$y = \frac{\sum W \cdot y}{\sum W} = \frac{16051.945}{1350.031} = 11.890 \text{ m}$$

W_1 (t/m)	x (m)	H (tm/m)
1350.031	8.380	11313.277

b. 堤体にかかる地震力及びモーメント

○ 設計洪水位時

考慮しない。

○ 空虚時

$$F' = W_1 \cdot \frac{k}{2} = 1350.031 \times \frac{0.10}{2} = 67.502 \text{ t/m}$$

c. 静水圧の水平荷重及びモーメント

$$P_1 = \frac{1}{2} \cdot W_s \cdot (h + h_w)^2$$

$$= \frac{1}{2} \times 1.0 \times (36.00 + 0.73)^2 = 674.546 \text{ t/m}$$

P_1 (t/m)	y (m)	H (tm/m)
674.546	12.243	8258.467

d. 静水圧の鉛直荷重及びモーメント

$$V_1 = \frac{1}{2} \times 3.60 \times 36.00 \times 1.00 = 64.800 \text{ t/m}$$

V_1 (t/m)	x (m)	H (tm/m)
64.800	-2.600	-168.480

e. 堆砂の水平荷重及びモーメント

$$E = \frac{1}{2} (h_s \times C_s \times r) \times h_s$$

$$= \frac{1}{2} \times (20.5 \times 0.5 \times 1.20) \times 20.5$$

$$= 126.075 \text{ t/m}$$

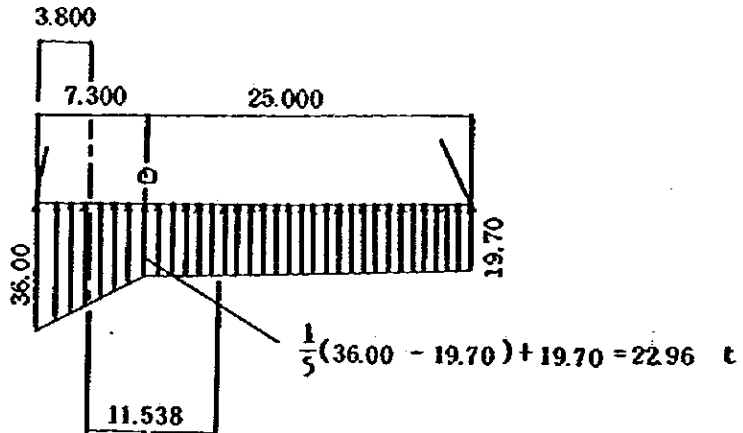
E (t/m)	y (m)	H (tm/m)
126.075	13.667	1723.067

f. 堆砂の鉛直荷重及びモーメント

$$V_2 = \frac{1}{2} \times 1.85 \times 18.5 \times 1.20 = 20.535 \text{ t/m}$$

V_2 (t/m)	x (m)	H (tm/m)
20.535	-3.117	-78.595

g. 揚圧力及びモーメント



$$U = \frac{1}{2} \times (36.00 + 22.96) \times 7.30 = 215.204$$

$$= \frac{1}{2} \times (22.96 + 19.70) \times 25.00 = 533.25$$

748.454 t/m

U (t/m)	x (m)	H (tm/m)
- 748.454	11.538	- 8635.662

h. 地震による動水圧及びモーメント

考慮しない。

i. ピアの重量及びモーメント

W ₂ (t/m)	x (m)	H (tm/m)
12.000	0.500	6.000

j. ピアにかかる地震力及びモーメント

設計洪水時は考慮しない。

k. 外力及び自重の総計

(a)+(d)+(f)+(g)+(i)		(b)+(c)+(e)+(h)+(j)		Resultant moment (tm/m)
ΣV (t/m)	ΣM_V (tm/m)	ΣH (t/m)	ΣM_H (tm/m)	$\Sigma M = \Sigma M_V + \Sigma M_H$
703.592	2436.540	800.621	9981.534	12418.074

l) 安定計算

a) 滑動に対する安定

$$\frac{f \cdot \Sigma V + \tau \cdot b}{\Sigma H} = n > 4.0$$

ここに、 f : 内部摩擦係数 = 0.70

τ : せん断強度 = 100 t/m²

b : 断面長 (m)

n : せん断摩擦安全率

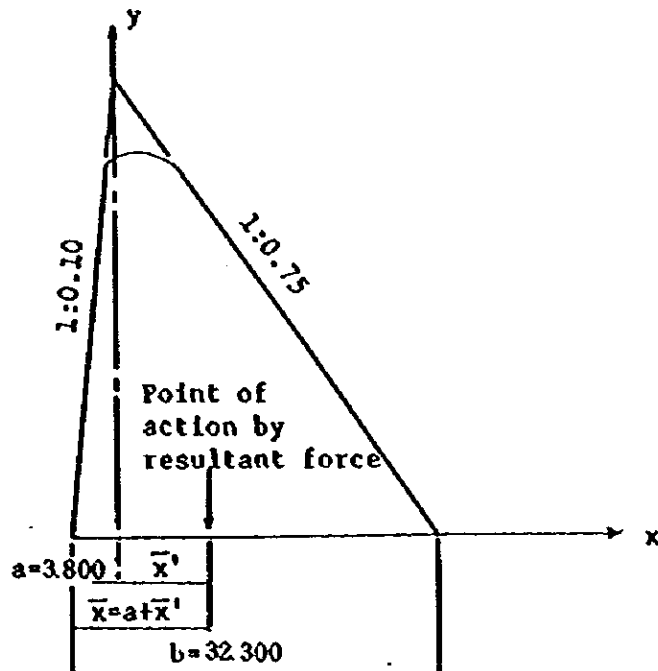
○ 設計洪水位時

$f \cdot \Sigma V$ (t/m)	$\tau \cdot b$ (t/m)	$f \cdot \Sigma V + \tau \cdot b$ (t/m)	ΣH (t/m)	n
492.514	3230.009	3722.514	800.621	4.6

よって、 $n > 4.0$ であり、満水位時、空位時とも滑動に対して安全である。

b) 転倒に対する安定

$$\bar{x}' = \frac{\Sigma M}{\Sigma V}$$



ΣH (t/m)	ΣV (t/m)	\bar{x}' (m)	\bar{x} (m)	$\frac{1}{3}b$ (m)	$\frac{2}{3}b$ (m)
12418.074	703.592	17.650	21.450	10.767	21.533

合力の作用点はミドルサード内にあり、転倒に対して安全である。

c) 圧縮応力等に対する安定

$$\left. \begin{array}{l} P_d \\ P_u \end{array} \right\} = \frac{\Sigma V}{b} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{b} \right)$$

ここに、 e : 断面の中心から合力の作用点までの距離 (m)

P_d : 下流端の圧縮応力度 (t/m²)

P_u : 上流端の圧縮応力度 (")

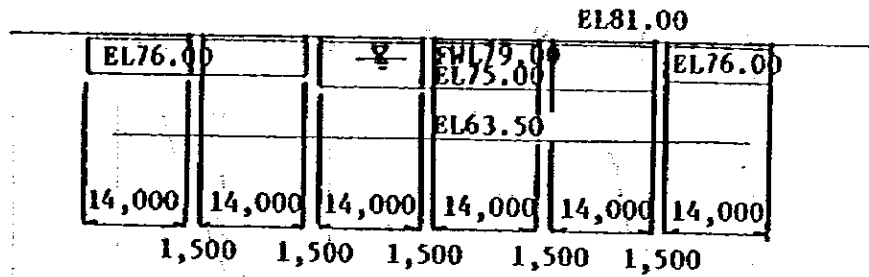
ΣV (t/m)	$\frac{\Sigma V}{b}$ (t/m ²)	e (m)	$\frac{6 \cdot e}{b}$	P_d (t/m ²)	P_u (t/m ²)
703.592	21.783	5.300	0.985	43.2	0.3

最大圧縮応力度は、空慮時の上流端に発生するが、その値は43.2 t/m²であり、地耐力、コンクリート応力度とも十分安全である。

3.6 洪水吐

3.6.1 洪水吐の設計流量

洪水吐は、計画洪水量 $1,100 \text{ m}^3/\text{s}$ を貯水位水位 79.00 m で洩下可能なものとする。



総流量

$$Q = C_d (B - K \cdot N \cdot H) \cdot H^{3/2}$$

$$C_d = 2,200 - 0.0416 (H_d/w)^{0.99}$$

○ センター部分

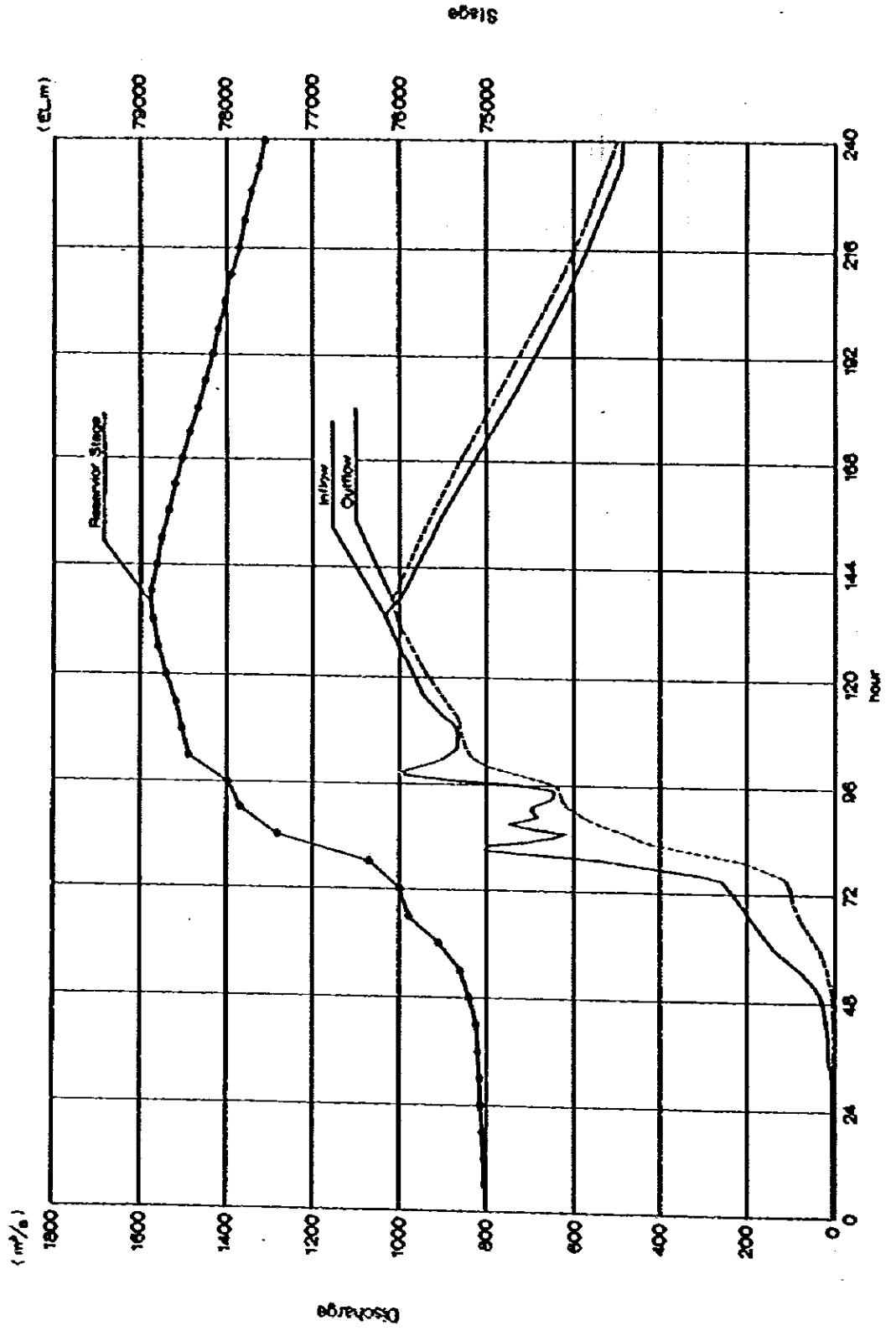
$$C_d = 2,200 - 0.0416 \times \left(\frac{4.0}{11.5}\right)^{0.99} = 2,185$$

○ 両サイド部分

$$C_d = 2,200 - 0.0416 \times \left(\frac{3.0}{11.5}\right)^{0.99} = 2,190$$

$$\begin{aligned} Q &= 2,185 \times (140 \times 3 - 0.03 \times 6 \times 4) \times 4^{3/2} + \\ &\quad 2,190 \times (140 \times 3 - 0.02 \times 6 \times 3) \times 3^{3/2} \\ &= 1,195 (\text{m}^3/\text{s}) > 1,100 (\text{m}^3/\text{s}) \end{aligned}$$

Fig. 3-5 Reservoir Inflow, Stage, Outflow Hydrograph



3.6.2 減勢工

$Q = 1,100 \text{ m}^3/\text{s}$ 流下時の減勢工の水理計算を行う。当ダムの洪水吐は、流入部越流幅 91.5 m、減勢工幅 50.0 m であるので、減勢工流入部の水理量を正確に求めることはできないので、水路幅を一定 (50 m) として、概略の計算を行い、詳細は水理実験により検討するものとする。

減勢工流入部の水深 h_1 は次式により求められる。

$$h_1 = \frac{q}{\sqrt{2g(W+H-h_1-h_f)}}$$

ここに、 g : 単位幅あたりの流量

W : ダムの水たたき面から越流頂までの高さ

H : 越流水頭

h_f : ダム下流面における摩擦損失水頭で次式により求められる

$$\frac{h_f}{H} = 0.02 \frac{W}{H} \left(\frac{W}{H} + 1 \right)$$

水路幅を 50 m として、 H の概略値を求めると

$$H = (Q/CB)^{2/3}$$

$$= \left(\frac{1,100}{2 \times 50} \right)^{2/3}$$

$$= 5.0 \text{ m}$$

$$q = (1,100/50) = 22 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

$$W = 75.0 - 47.0 = 28.0 \text{ m}$$

$$h_f = H \times 0.02 \frac{W}{H} \left(\frac{W}{H} + 1 \right) = 5.0 \times 0.74 = 3.7 \text{ m}$$

$$h_1 = \frac{22}{\sqrt{19.6 \times (28 + 5 - 3.7 - h_1)}}$$

$$h_1 = 0.93 \text{ m}$$

このときの平均流速 $V_1 = q/h_1 = 24 \text{ m/s}$

$$\text{フルード数 } F_1 = 7.9$$

したがって跳水後の水深 h_2 は

$$h_2 = \frac{h_1}{2} (\sqrt{8 F_1^2 + 1} - 1) = 9.9 \text{ m}$$

自由跳水が生じるとしたときの跳水終端の水位は

$$\text{EL. } 47.0 + 9.9 = 56.9 \text{ m}$$

一方、水位流量曲線より $Q = 1,100 \text{ m}^3/\text{s}$ 流下時の下流水深は

$$\text{EL. } 62.7 \text{ m}$$

したがって、 $Q = 1,100 \text{ m}^3/\text{s}$ 流下時に自由跳水が生じるとしたときの跳水終端の水位は、減勢工下流の河川の水位よりも 5.8 m 低いので、自由跳水は生じず、もぐり跳水となることが予想されるが、もぐり跳水によっても減勢は可能である。

減勢工の長さは、自由跳水長の実験式を流用して

$$L_j = 4.5 h_2 = 4.5 \times 9.9 = 45 \text{ m}$$

程度を設計原案とし、水理実験により検討することとする。

3.7 取水口

取水口の設計にあたっては、模型水理実験を実施し、その形状を決定した。水理実験及び形状については27を参照。

3.8 水路

3.8.1 形状及びレイアウト

水路は、コンクリート重力ダム内を通し、直下に設置する発電所に導くものとする。

水車、発電機の台数は1台とし、 5.8 MW の設備出力をもって24時間運転される。

3.8.2 経済的内径の決定

(1) 検討内容

水圧鉄管路の管内径を、工事費の経費と、損失水頭の便益の2つの因子より、経済性で検討する。

(2) 検討結果

図3.6より、鉄管内径は5.0 mをもって最適とする。また、表3.3にそれぞれの内径における便益、経費の増減を示す。

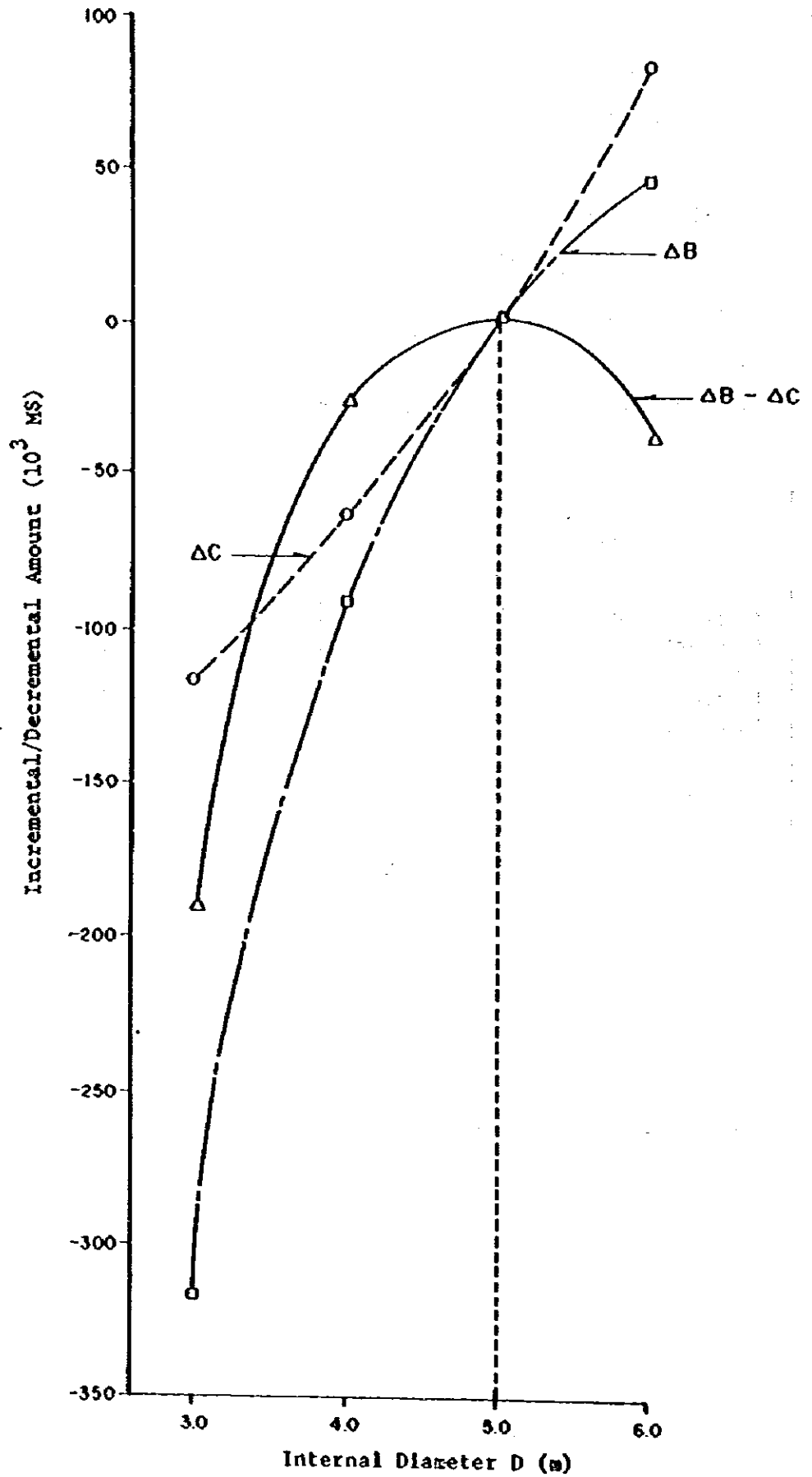
Table 3-3 Increments/Decrements of Benefits and Costs

(Unit : 10^3 H\$)

	Internal Diameter D (m)			
	3.0	4.0	5.0	6.0
Increments/decrements in benefits, ΔB	-308	-89	0	43
Increments/decrements in costs, ΔC	-117	-65	0	81
$\Delta B - \Delta C$	-191	-24	0	-38

(Internal diameter of 5.0 m was used as the standard)

Fig. 3-6 Relationship between Internal Diameter of Pipe and ΔB , ΔC , and $\Delta B - \Delta C$



(3) 検討方法

ある基準となる内径の鉄管を用いた場合の便益及び年経費に対し、内径を変化させた場合の便益及び年経費の増減を ΔB 、 ΔC とすると、 $\Delta B - \Delta C$ の値を最大ならしめる内径が経済的内径となる。

ΔB は管路における損失水頭の変化量より、 ΔC は鉄管路工事費の増減より、以下の式によって求める。

$$\begin{aligned}\Delta B &= (\Delta KWh) \times (\text{KWh 当り便益単価}) \\ &+ (\Delta KW) \times (\text{KW 当り便益単価}) \\ &= \Delta KWh \times 0.190 \text{ M\$ / KWh} + \Delta KW \times 142.7 \text{ M\$ / KW}\end{aligned}$$

ただし、

$$\Delta KWh = 9.8 \times \eta_0 \times \Sigma Q \times 24 \times (\text{損失水頭の変化量})$$

$$\Delta KW = 9.8 \times \eta_c \times Q_{\text{max}} \quad (\quad " \quad " \quad)$$

η_0 : 合成効率 = 0.86

$$\begin{aligned}\Delta C &= (\text{鉄管路工事費の増(減)分}) \times (1 + \text{建設中利子}) \times (\text{年経費率}) \\ &= (\quad " \quad) \times 1.2 \times 0.11586\end{aligned}$$

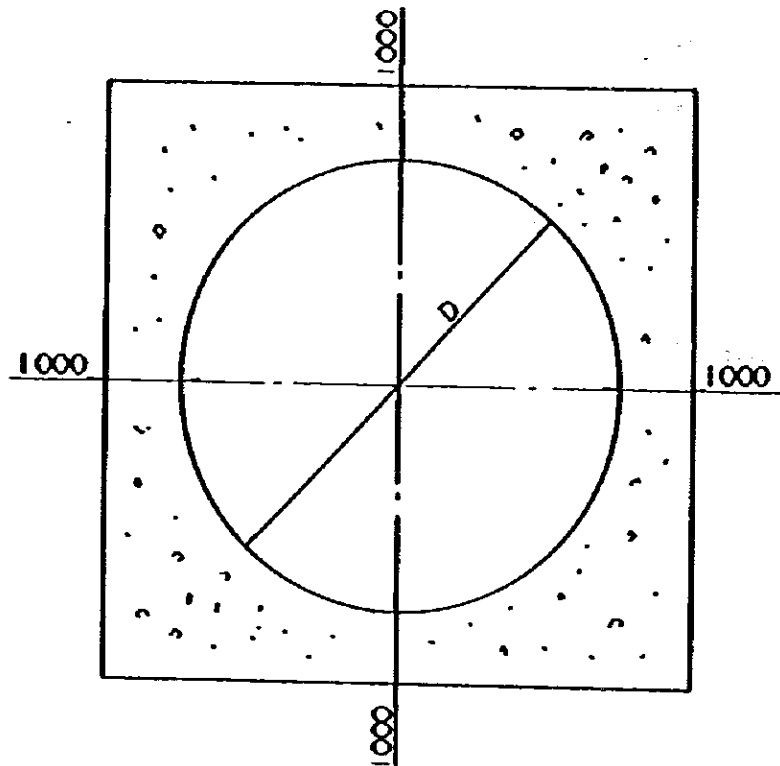
本検討においては、内径 5 m を基準とした。

(4) 検討諸元

- 鉄管路延長は 49.782 m とする。
- 検討断面は図 3-7 の断面を標準とし、内径が 3, 4, 5, 6 m の 4 ケースについて計算した。
- 設計水頭は静水圧 21.5 m、水撃圧を静水圧の 30% (6.45m) とした。
- その他の各項目の諸元は項目毎に明記する。

Fig. 3-7 Cross Section Studied

(D = 3, 4, 5, and 6 m)



(5) 便益の算出

1) 損失水頭を算出し、損失水頭より3で述べた式により便益を増減を計算する。

Table 3-4 Head Losses

Loss \ Case	Diameter (m)			
	3.0	4.0	5.0	6.0
Head loss at intake	0.005	0.005	0.005	0.005
Head loss at penstock	0.826	0.470	0.326	0.255
Head loss at outlet	0.204	0.204	0.204	0.204
Other head loss	0.065	0.065	0.065	0.065
Total	1.100	0.744	0.60	0.529

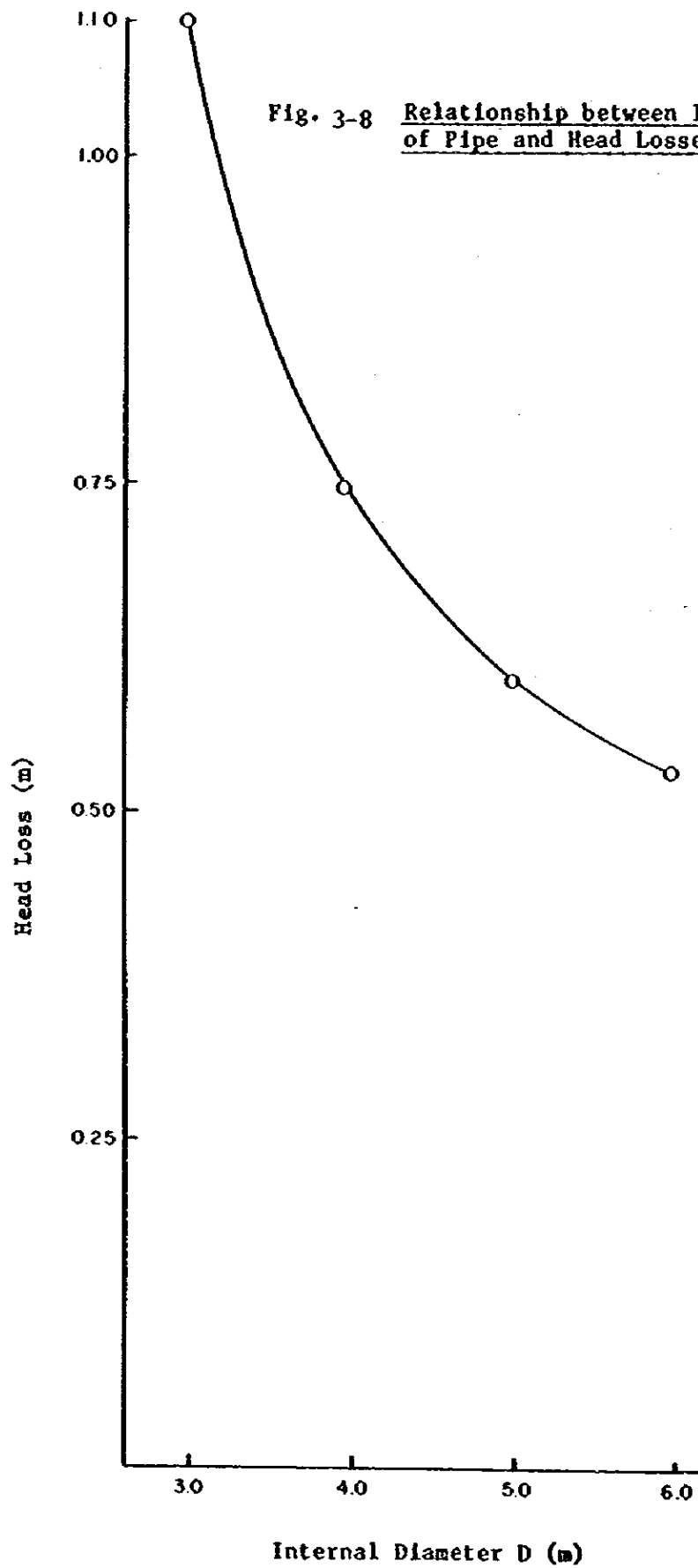


Fig. 3-8 Relationship between Internal Diameter of Pipe and Head Losses

II) 便 益

内径 5.0 m を基準とした時の損失水頭の変化量 ΔH を表 3-5 に示す。

Table 3-5 Variations in Head Losses

Internal Diameter (m)	Head Loss (m)	ΔH (m)
3.0	1.100	-0.500
4.0	0.744	-0.144
5.0	0.600	0
6.0	0.529	0.071

3 で示した式によって求めた便益の増減 ΔB を表 3-6 に示す。

Table 3-6 Increase/Decrease in Benefits

	Unit	Internal Diameter D (m)			
		3.0	4.0	5.0	6.0
ΔH	m	-0.500	-0.144	0	0.071
ΔKWh	$10^3 KWh$	-1494	-430	0	212
ΔKW	KW	-171	-49	0	24
$\Delta KWh \times 0.190$	$10^3 M\$$	-284	-82	0	40
$\Delta KW \times 190.20$	$10^3 M\$$	-24	-7	0	3
ΔB	$10^3 M\$$	-308	-89	0	43

(6) 年経費の算出

各内径ごとの鉄管量、土木工事数量を求めて工事費を算出し、年経費の増減を求めた。

1) 鉄管重量

a) 管厚の検討

○設計内圧

設計内圧は、静水圧に水撃圧を加えた値とする。ここで、水撃圧は静水圧の30%とする。

$$\text{静水圧} : H_s = 75.00 - 52.00 = 23.00 \text{ m}$$

$$\text{水撃圧} : Z_s = 23.00 \times 0.3 = 6.90 \text{ m}$$

$$\text{最大設計内圧} = H_s + Z_s = 29.90 \text{ m}$$

各点における設計内圧は以下の式により求めるものとする。

$$H = H_s + Z_s$$

H : 各点における設計内圧

H_s : " 静水圧

Z_s : " 水撃圧

ここに、Z_sはバルブ中心で最大、鉄管始点において0とし、途中は管長に比例し、直線変化するものとする。

○管厚

水圧鉄管の材料は、溶接構造用鋼材 (SM41) を使用する。

管厚の計算には以下の式を用いた。

$$t_s = \frac{H(D_s + \epsilon)}{2\sigma_s} + \epsilon$$

ここに、

t_s : 管厚 (cm)

H : 設計内厚 (kg/cm²)

D_s : 鉄管内径 (cm)

ε : 腐食および摩耗に対する余裕厚 = 0.15 cm

σ_s : 許容引張応力 = 1,300 kg/cm²

ただし、以下の式で示される最小管厚以上の値をする。

$$t = \frac{D_i + 800}{400} \text{ (mm)}$$

管径 D_i が 3, 4, 5, 6 m の場合について計算した。

○鉄管重量

以下の式を用いて計算した。

$$W' = \{ (D_i + 2t)^2 - D_i^2 \} \cdot \gamma_s \cdot \frac{\pi}{4}$$

$$W = W' \cdot L \cdot a$$

ここに

W' : 1 m 当りの鉄管重量 (t/m)

W : 総重量 (t)

D_i : 内径 (m)

t : 管厚 (m)

γ_s : 鋼材の単位体積重量 = 7.80 t/m³

L : 管路延長

a : 付属品による鉄管量の割り増し = 1.14

c) 計算結果

以上の式によって求めた管厚及び鉄管重量を表 3-7 に示す。

Table 3-7 Pipe Thickness and Iron Pipe Weight

Section (m)	0 ~11.690	11.690 ~23.745	23.745 ~26.777	26.777 ~38.832	38.832 ~49.782	
Sectional Distance (m)	11.690	12.055	3.032	12.055	10.950	
D=3.0	dia. (m)	3.00	3.0~2.6	2.6	2.6	2.6
	t (mm)	10	10	10	10	9
	W' (t/m)	0.738	0.725	0.713	0.701	0.619
	W (t)	9.835	9.963	2.464	9.634	7.727
D=4.0	dia. (m)	4.00	4.0~3.4	3.40	3.4~2.6	2.6
	t (mm)	12	12	11	11	9
	W' (t/m)	1.180	1.092	0.919	0.839	0.619
	W (t)	15.725	15.007	3.177	11.530	7.727
D=5.0	dia. (m)	5.0	5.6~4.4	4.40	4.4~2.6	2.60
	t (mm)	15	15	12	12	9
	W' (t/m)	1.843	1.641	1.150	0.989	0.619
	W (t)	24.561	22.552	3.975	13.592	7.727
D=6.0	dia. (m)	6.00	6.0~4.4	4.4	4.4~2.6	2.80
	t (mm)	17	17	13	13	9
	W' (t/m)	2.507	2.173	1.406	1.151	0.619
	W (t)	33.410	29.863	4.860	15.818	7.727

II) 鉄管路土木工事数量

下に示す設計断面につき、Dが3, 4, 5, 6 mの場合のコンクリート量を表3-8に示す。

ただし、コンクリートは3%割増して計算した。

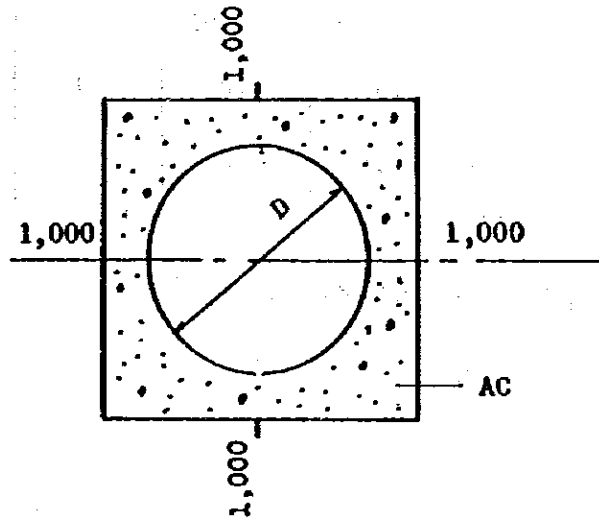


Table 3-8 Volume of Concrete

Internal Diameter (m)	Ac (m ²)	Volume of Concrete (m ³)
3.0	17.931	702
4.0	23.434	917
5.0	29.365	1149
6.0	35.726	1399

iii) 鉄管路工事費

鉄管路工事費を表3-9に示す。

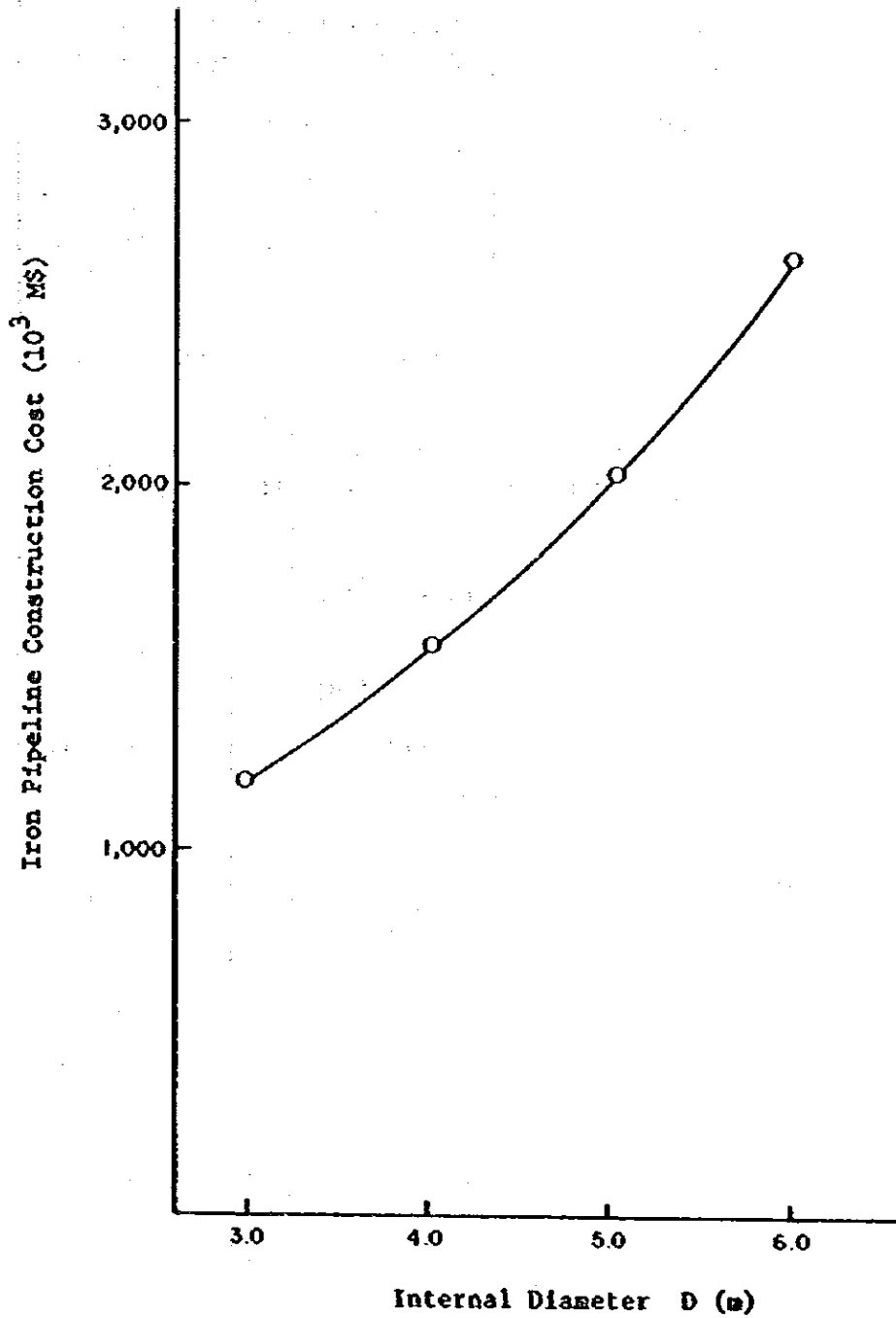
Table 3-9 Iron Pipeline Construction Cost

(Unit : 10^3 M\$)

	Internal Diameter D (m)			
	3.0	4.0	5.0	6.0
Construction Cost	1194	1563	2034	2617

図3-9に内径を鉄管路工事費の関係を示す。

Fig. 3-9 Relationship between Internal Diameter of Pipe and Construction Cost



IV) 年 経 費

内径 5.0 m を基準とした鉄管路工事費の増減を表 3-10 に示す。

Table 3-10 Increase/Decrease in Construction Cost

Internal Diameter (m)	Iron Pipeline Construction Costs	Increase/Decrease in iron Pipeline Construction Costs
3.0	1,194	-840
4.0	1,563	-471
5.0	2,034	0
6.0	2,617	583

(3)で示した式によって求めた年経費の増減 ΔC を表 3-11 に示す。

Table 3-11 Increase/Decrease in Annual Costs

Internal Diameter (m)	ΔC (10^3 H\$)
3.0	-117
4.0	-65
5.0	0
6.0	81

3.9 転流工

転流工の設計にあたって、対象洪水量をコンクリート重力ダムであるため、10年確率流量とした。

また、上部ダム流域よりの洪水量は、貯水池のサーチャージを考慮して、675 (m³/s) であり、残流域の洪水量は 200 m³/s である。従って下ダムの施工にあたっては、上ダムの洪水調節機能を利用して行うものとし、転流工の対象流量は残流域の10年確率洪水量 200 m³/s とした。

転流工は、仮排水トンネルと半川締切工法の二案の比較検討を行い、半川締切工法を採用した。

Table 3-12 Comparison of Diversion Tunnel and Sluice Diversion Methods

Item	Diversion Tunnel Method	Sluice Diversion Method	Remarks
Features	Dia. 6 m x Length 295 m	Sheet Piling & Diversion Outlet	
Construction Time	7 months	2 months + 3 months	Two stage Construction
Cost (M\$)	7,153,000	5,078,000	

(1) 締切の構造についての検討

仮締切工は一般に、

- a) 土砂による締切
- b) コンクリート構造物による締切
- c) 矢板工による締切 (堆積物がある場合)
- d) その他特殊工法 ()

等があるが、当河川の状況から比較検討し選定する。

Table 3-13 Comparison of Coffering Method According to the Conditions of River

Condition Method	Coffering Scope	Cut-Off	Difficulty of Work	Construction Time	Cost
Coffering with earth	As river-bed width is small, improper. Acceptable only for downstream secondary coffering X	Can be expected ○	None ○	Short construction period ○	Not expensive, but damage by flood heavy. ○
Coffering with concrete	Possible, though very limited allowance when width of water way is considered. Δ	Excellent ○	Utmost care is needed to demolish concrete placed in advance on the right bank. Δ	Relatively long as demolition of concrete takes time. X	High cost Δ
Coffering with sheet pile	Conditions favorable than for concrete. ○	Inside filling earth, etc. must be considered ○	Depth of silted deposition, grain size, etc. are considered. Δ	Short construction period possible. ○	High cost Δ

比較表より検討すると、下部ダムは、上部ダムの洪水調整効果を利用して施工するため、工期が限られる。従って矢板工による締切を行うものとする。

以下に、矢板工による締切（二重式鋼矢板工法、シートパイル内中結工）の工法について検討することにする。

(2) 設計対象流量

安全側のみで10年確率を取る。上ダム洪水後の下ダムの残流分（C.A=180㎩）から流域換算して、

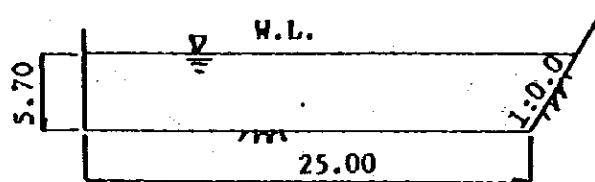
$$\frac{1,400 \times 180}{1,380} = 182 \div 200 \text{ m}^3/\text{s} \text{ とする。}$$

(3) 仮排水路流量計算

$$Q = 200 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$I = 1/1000$$

$$n = 0.04$$



流量計算について

$$Q = vA \quad v = \frac{1}{n} R^{2/3} I^{1/2} \quad \text{より}$$

Table 3-14 Calculation of Discharge Volume

Water Depth h (m)	P (m)	Sectional Area A (m ²)	Wetted Perimeter S (m)	Hydraulic Radius R (m)	Hydraulic Gradient I	Flow Velocity V m/sec	Discharge Volume Q m ³ /sec
1	25.6	25.3	27.2	0.93	1/1000	0.75	19.1
2	26.2	51.2	29.3	1.75	"	1.15	58.8
3	26.8	77.7	31.5	2.47	"	1.44	112.2
3.5	27.1	91.2	32.0	2.80	"	1.57	143.2
4	27.4	104.8	33.7	3.11	"	1.68	176.5
4.5	27.7	118.6	34.8	3.41	"	1.79	212.4
5	28.0	132.5	35.8	3.70	"	1.89	250.6

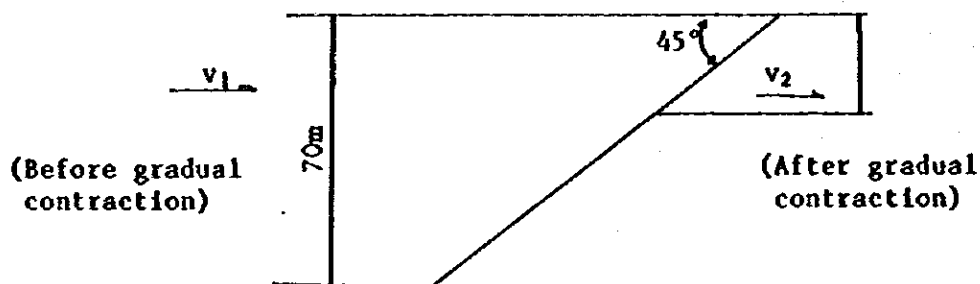
(4) 水路断面の決定

前述流量計算の仮定断面より、底巾 25m、水深 4.5m、法面勾配（切土部）6分の断面として計算する。

切土部の高さは導流部及び放流部は計画水深 4.5mとして、0.5mの余裕高を見込む。

上流部での水路巾漸縮に伴う損失水頭を次式で求める。

$$\Delta h_s = f_s \cdot \frac{V_1^2}{2g} + \left(\frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} \right)$$



通常、 $v_2 \approx 0$ とみなせるから、

$$\Delta h_s = (1 + f_s) \cdot \frac{v_1^2}{2g} \text{ より}$$

$f_s = 0.5$ として

$$\Delta h_s = (1 + 0.5) \times \frac{(1.40)^2}{2 \times 9.8} = 0.15 \text{ (m)}$$

よって締切り高さは、

$$4.5 \text{ m} + 0.5 \text{ m} + 0.15 \text{ m} = 5.15 \text{ m}$$

従って、 $EL.55.0 + 5.15 = 60.15$

しかしながら後述する二次締切時の堤内バイパスの検討から、HWLはEL.60.7mとする。

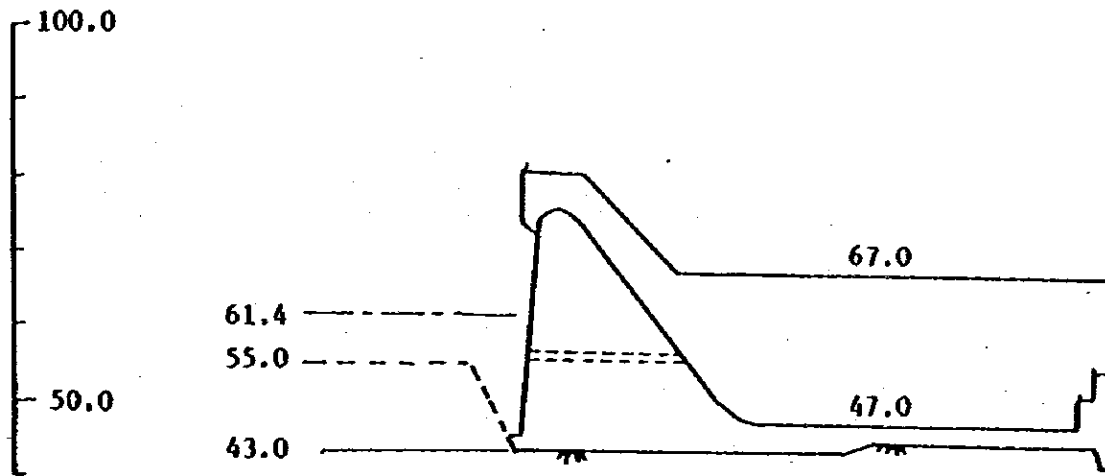
(5) 堤内仮排水路の検討

堤内仮排水路の断面の決定に当っては、一般的に水頭を大きくして、断面を小さくするのが望ましい。又、堤内仮排水路を数本設置する場合は数高に高低差を設けて閉塞を容易にすることが望ましい。

断面は、一般的な上部半円、下部矩形型を用いる。

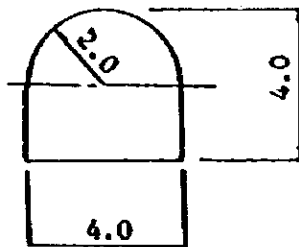
以下に断面と、設置位置について検討する。

Overflow Sectionは次図の様である。



現在、河床のEL. が約 55.0m であるから堤内仮水路の敷高を、土砂の侵入がないように敷高を EL. 55.5m にする。又、水路勾配を施工上から Level にする。

次に断面を次の様にする。



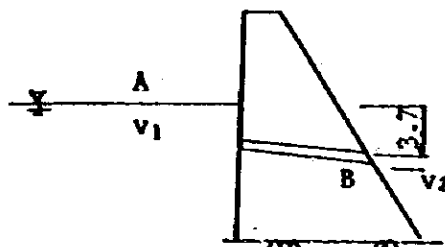
$$A = 14.28 \text{ m}^2$$

2次締切りの天端を1次締切りの天端に合わせると最大水位は、

$$55 + 5.7 = 60.7 \text{ m}$$

仮排水路出口中心高は 57.0m であるから、水頭差は、

$$60.7 - 57.0 = 3.7 \text{ m}$$



A点とB点でベルヌイの定理を適用する。

$$\alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} + \frac{P_1}{W} + 3.7 = \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} + \frac{P_2}{W} + \text{loss}$$

より、

$V_1 = 0$ とみなせるから、又 $P_1 = P_2$ として、

$$3.7 = 1.1 \times \frac{V_2^2}{2g} + \text{loss}$$

ここで、loss 分として、

流入損失とマサツ損失を考えれば、

$$\text{流入損失} \quad h_s = f_s \cdot \frac{V_2^2}{2g}$$

$$= 0.2 \cdot \frac{V_2^2}{2g}$$

$$\text{マサツ損失} \quad h_f = f \cdot \frac{V_2^2}{2g}$$

$$f = \frac{2gn^2}{R^{4/3}} = \frac{2 \times 9.8 \times (0.013)^2}{R^{4/3}}$$

$$= 0.0033$$

$$\therefore h_f = 0.0033 \frac{V_2^2}{2g}$$

以上より、

$$3.7 = 1.1 \times \frac{V_2^2}{2g} + (0.2 + 0.0033) \frac{V_2^2}{2g}$$

$$V_2 = 7.5 \text{ m}$$

$$\therefore Q = 14.28 \times 7.5 = 107.1 \text{ m}^3$$

よって堤内仮排水路をもう一本設ける必要がある。

敷高を 0.8 m 上げた所に設置すると、前記と同様に、

$$2.9 = 1.1 \times \frac{V_2^2}{2g} + (0.2 + 0.0033) \frac{V_2^2}{2g} \text{ より}$$

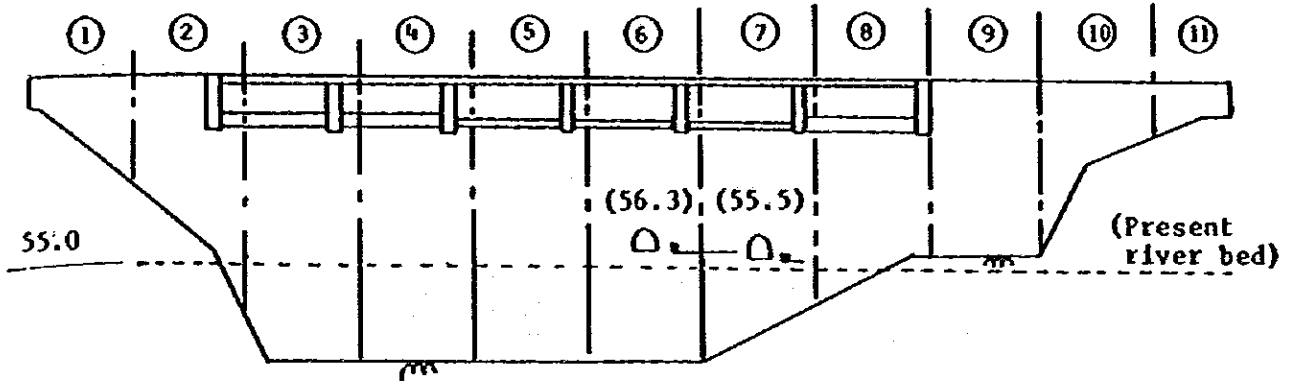
$$V_2 = 6.6 \text{ m/s}$$

$$Q' = 14.28 \times 6.6 = 94.28$$

$$Q + Q' = 107.1 + 94.28 = 201.38 > 200 (\text{m}^3/\text{s})$$

以上より、堤内仮排水路を次図の様に設置する。

Upstream EL.



4 施 工 計 画

4. 施 工 計 画

4.1 施 工 計 画

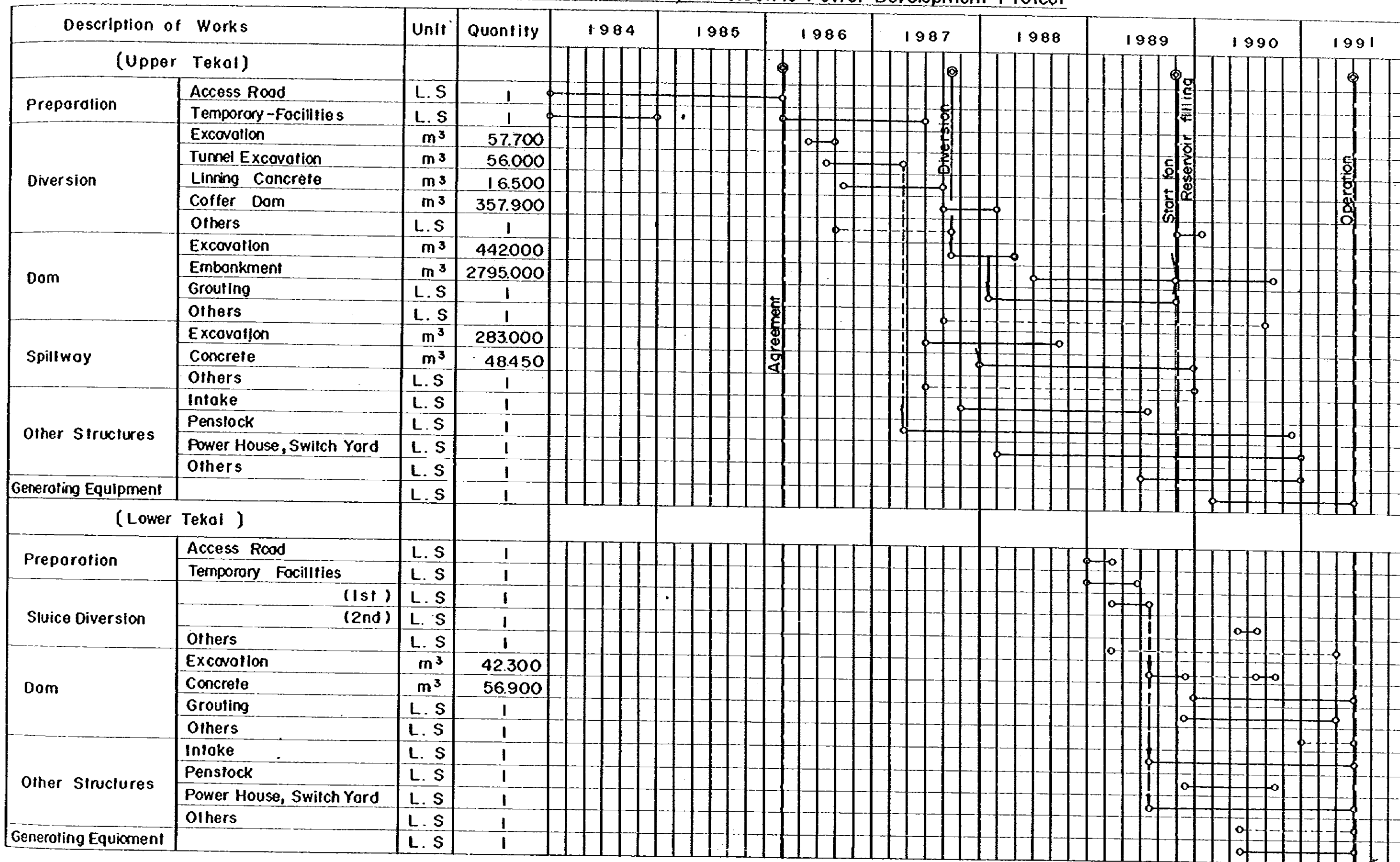
全体工事工程を図4-1に示す。上部地点と下部地点の工事数量を図4-2及び図4-10に示す。

プロジェクトの諸元を表4-1に示す。

Table 4-1 Description of Projects

Item	Unit	Upper Tekai	Lower Tekai
Type	-	Rockfill dam with impervious centre core	Concrete gravity dam
Dam Height	m	101	38
Crest Length	m	350	160
Dam Volume	m ³	3,125,000	56,900
Effective Depth	m	10	4.5
Installed Capacity	MW	150	5.8

Fig. 4-1 Construction Schedule, Tekai Hydro-electric Power Development Project



JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY
 TOKYO JAPAN
 FEASIBILITY STUDY OF TEKAI HYDRO-ELECTRIC
 POWER DEVELOPMENT PROJECT
 CONSTRUCTION SCHEDULE
 FIGURE 4-1

4.2 上部地点

4.2.1 工事工程

上部地点の工事工程を図4-2に示す。

Description of Works	Unit	Quantity	1986												1987									
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Preparation	Temporary - Road	L.S	1																					
	Temporary - Facilities	L.S	1																					
Diversion	Open Excavation	m³	57.700																					
	Tunnel Excavation	m³	56.000																					
	Lining Concrete	m³	16.500																					
	Outlet Structure	m	29																					
	Access Tunnel	m	246																					
	Others	L.S	1																					
	Coffer Dam (1st)	m³	27.500																					
	Coffer Dam (2nd)	m³	330.400																					
	Others	L.S	1																					
Dam Body	Excavation	m³	442.000																					
	Embankment	m³	2.795.000																					
	Curtain Grouting	t	3.300																					
	Others	L.S	1																					
Spillway	Excavation	m³	283.000																					
	Concrete	m³	48.450																					
	Others	L.S	1																					
Intake	Excavation	m³	33.000																					
	Concrete	m³	9.045																					
	Others	L.S	1																					
Penstock	Access Tunnel	m	150																					
	Tunnel Excavation	m³	39.300																					
	Penstock	t	3.000																					
	Concrete	m³	14.300																					
	Grouting	L.S	1																					
	Others	L.S	1																					
Power House	Excavation	m³	83.500																					
	Concrete	m³	30.000																					
	Super Structure	L.S	1																					
	Generating Equipment	L.S	1																					
	Switch Yard	L.S	1																					
	Others	L.S	1																					

Agreement

Inlet

Outlet

Concrete

Clearing

Clearing

Diversion

Grouting

E