

1999ピーク	ウブンゴ	20
	新設変電所	10

(注) 前の年度と重なるものは省略して記した。

潮流計算の結果はいくつかの母線で±10%を超えている。これは通常の送電システムの運用範囲を超えるものであり、上記の調相設備量は必ずしも十分とは言えない。系統の開発に合わせ、詳細な負荷分布の検討と共に更に検討を行う必要がある。また、電圧対策として、ダルエスサラームなどの主要需要地の近くで火力発電所を運転することも検討する必要がある。

連系系統をループ運用とし、キハンシ発電所～イリング変電所間の送電線を1回線とした場合と2回線とした場合の1999年ピーク潮流をFig. 9-7、Fig. 9-8に示す。

1回線の場合は2回線の場合に比べ、下部発電所～イリング変電所間の電圧低下が約1%大きくなり、送電損失は2倍となる。

9.3.3 短絡容量

各年の短絡容量をTable 9-4に示す。短絡電流は余り大きくなく、遮断器にとって問題になる値ではない。

9.3.4 安定度

1997年ピーク時の潮流状況において、連系系統をループ運用した場合と分離して運用した場合の事故時の主要発電機の動揺曲線をFig. 9-9、Fig. 9-10に示す。事故条件は、下部発電所にとって最も厳しいと想定される、下部発電所～イリング変電所間送電線の下部発電所至近端で3回線地絡事故後、1回線を遮断するものとした。

1999年ピーク時の潮流状況において、連系系統をループ運用とし、キハンシ発電所～イリング変電所間の送電線を2回線とした場合と1回線とした場合の事故時の主要発電機の動揺曲線をFig. 9-11、Fig. 9-12に示す。事故条件は、2回線の場合は1997年のケースと同じとし、1回線の場合はキダツ発電所～モロゴロ変電所間送電線のキダツ発電所至近端で3回線地絡事故後、1回線を遮断するものとした。また、Fig. 9-11のケースについてイリング変電所の母線電圧の変動をFig. 9-13に示す。

各図から分かるように各ケースとも連系系統の発電機の動揺は事故後数サイクルで安定し問題となることはない。ただし、イリング変電所～キダツ発電所間の送電線が事故遮断した場合は、キハンシ、ムテラ発電所とキダツ発電所の同期は保たれず脱調する。東部地域への電力供給にキハンシ、ムテラ発電所が果たす役割を考えるとイリング変電所～キダツ発電所間の送電線は2回線としておくことが望ましい。さらに余裕があるならば、イリング変電所～ムテラ発電所間の送電線も2線とすることが電力供給の信頼度向上にとって望ましい。

P+Q [MW, MVar] V% Zbas

Fig. 9-4 1997 Peak Power Flow (Loop Operation Case)

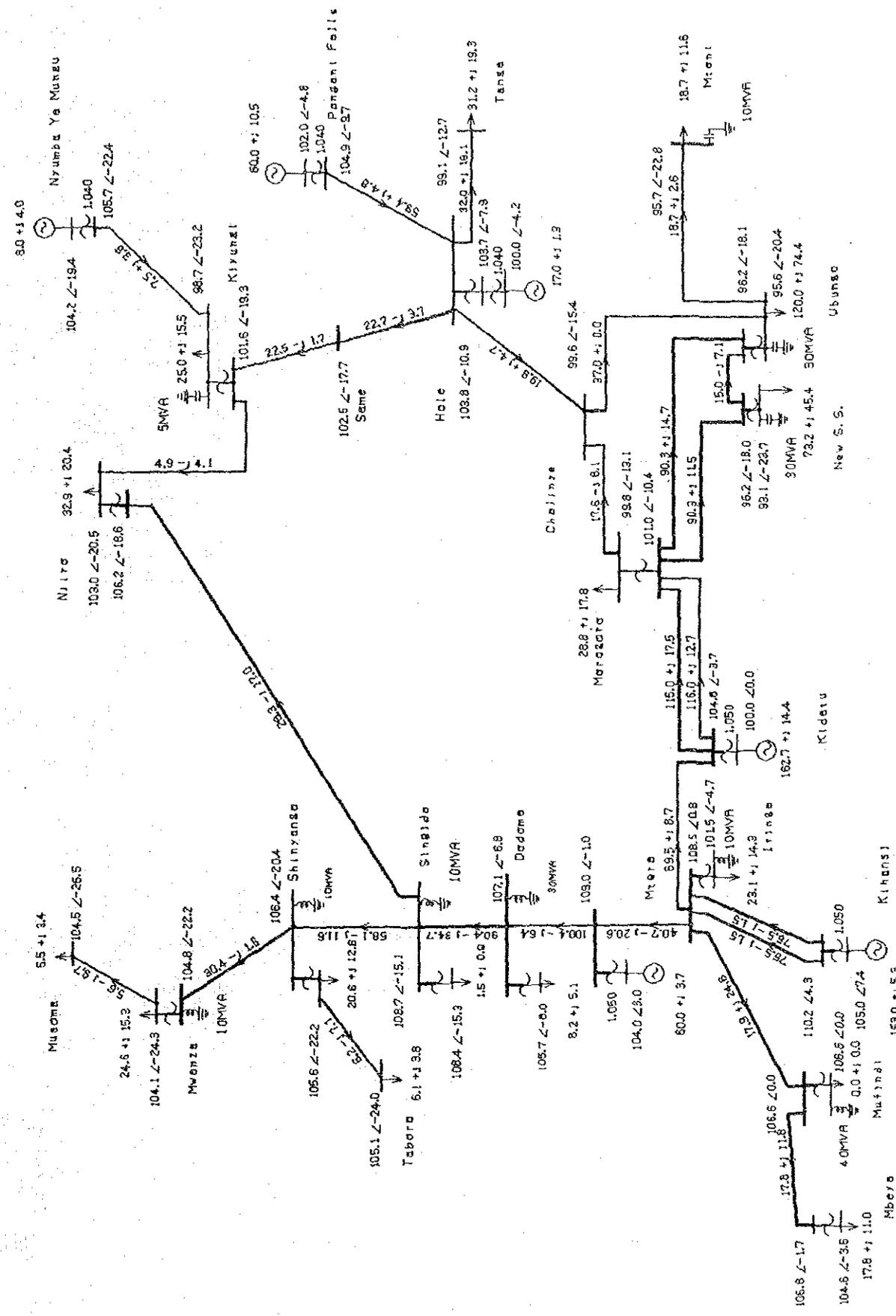
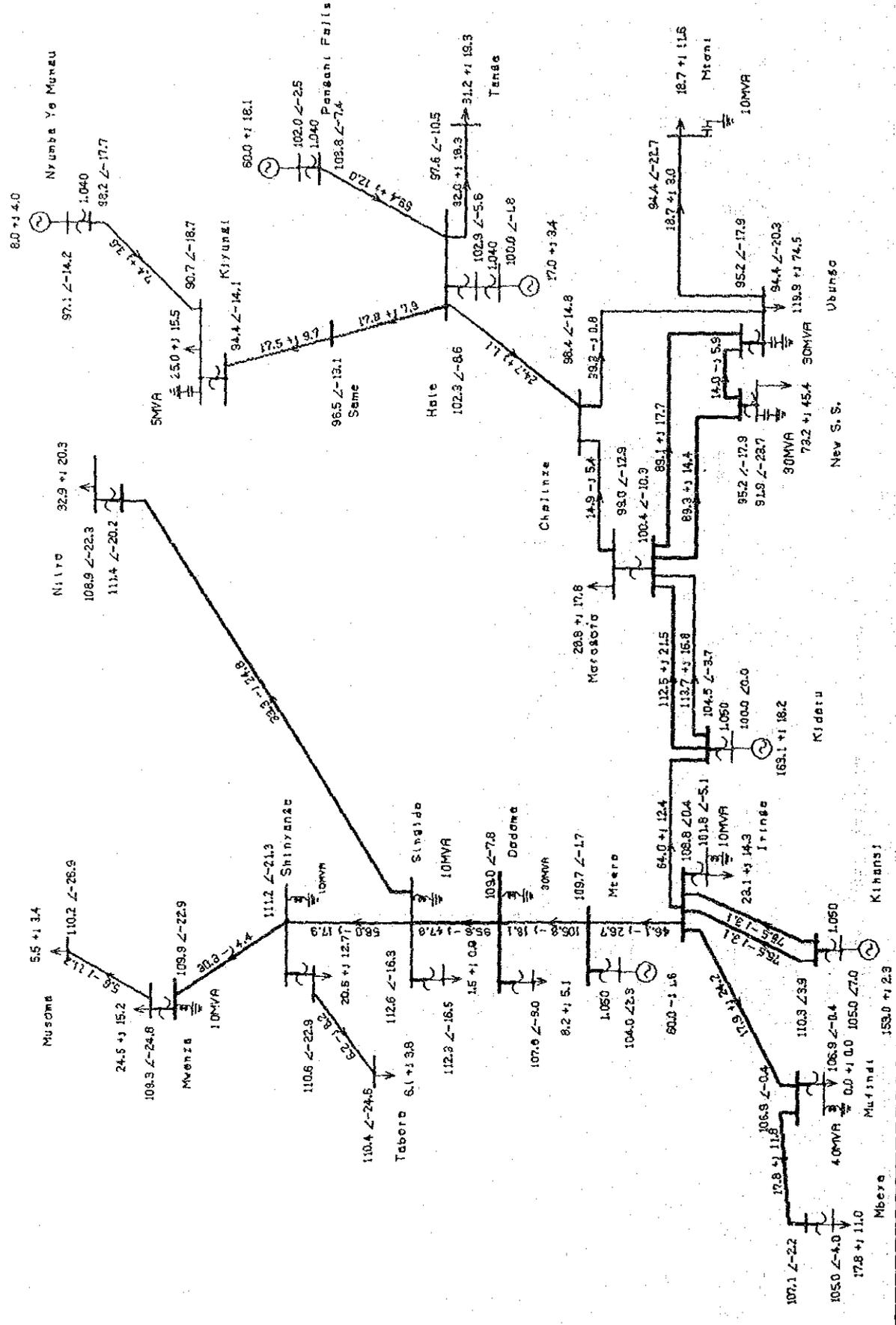


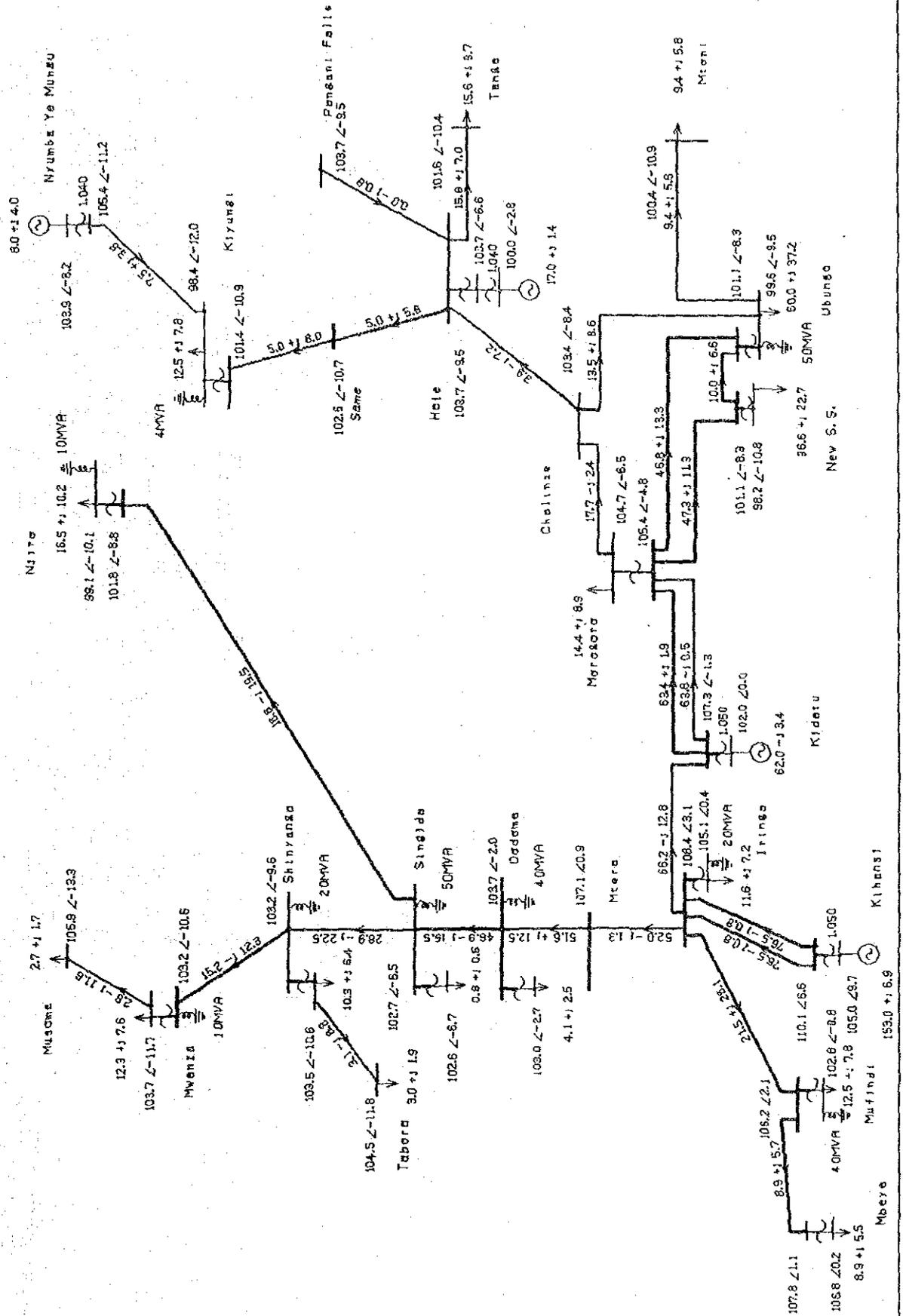
Fig. 9-5 1997 Peak Power Flow (Separate Operation Case)

P+JQ [MW, MVA] VZB [kVdes]



P+Q [MW,MVA] V/LB [%Δdeδ]

Fig. 9-6 1997 Night Power Flow



P+JQ [MW,MVar] V/δ [%/deg]

Fig. 9-8 1999 Peak Power Flow (Single Circuit Case)

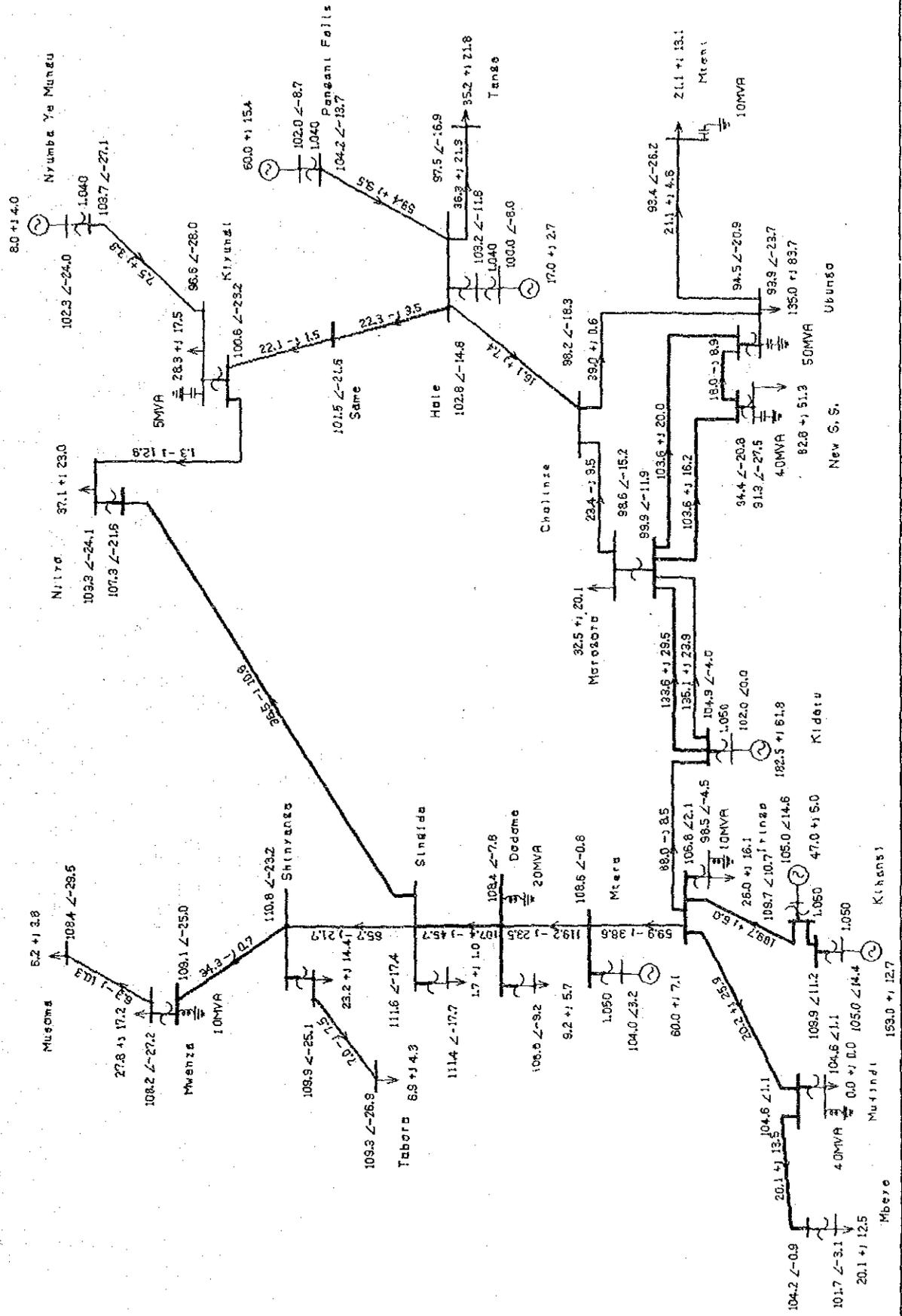


Table 9-4 Short Circuit Capacity

	<u>Short circuit capacity (MVA)</u>	<u>Short circuit current (kA)</u>
<u>1997</u>		
Loop Operation Case		
Iringa Substation	608	1.6
Lower Kihansi Power Station	643	1.7
Separate Operation Case		
Iringa Substation	510	1.4
Lower Kihansi Power Station	563	1.5
<u>1999</u>		
Loop Operation Case		
Iringa Substation	694	1.9
Lower Kihansi Power Station	765	2.1
Upper Kihansi Power Station	751	2.0

Note: 1) X_d' is used for the calculation
 2) The short circuit current is the value at the 220 kV buses.

Fig. 9-9 1997 Peak, Kihansi 3LG-0 (Loop Operation Case)

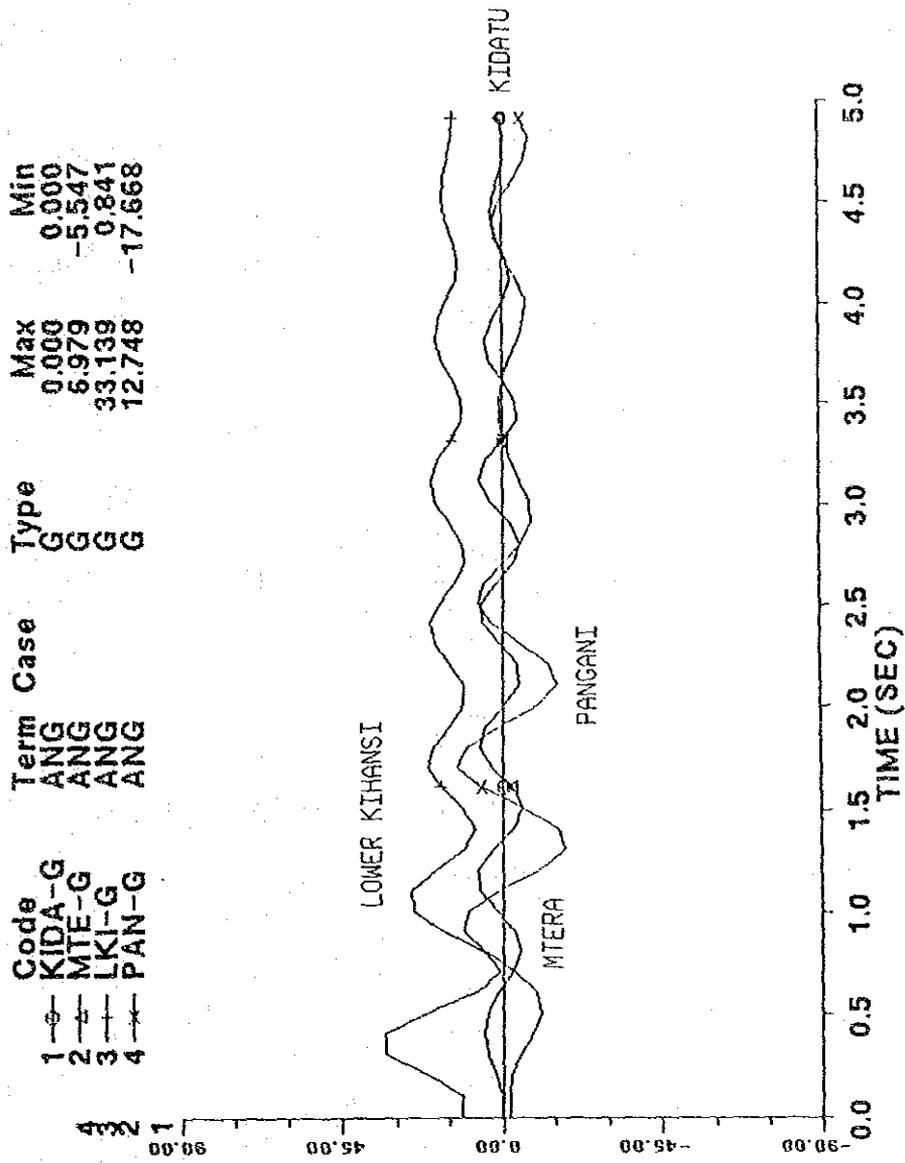


Fig. 9-10 1997 Peak, Kihansi 3LG-0 (Separate Operation Case)

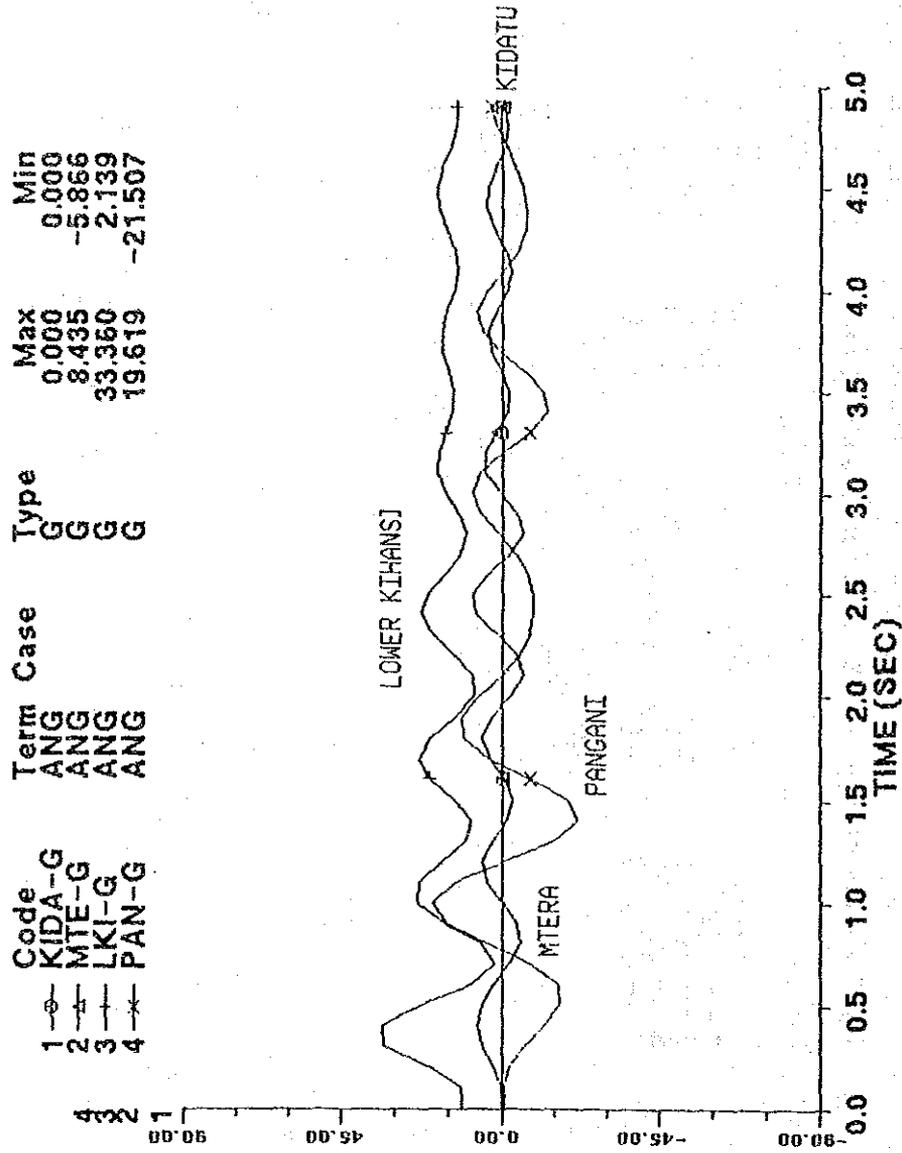


Fig. 9-11 1999 Peak, Kihansi 3LG-0 (Double Circuit Case)

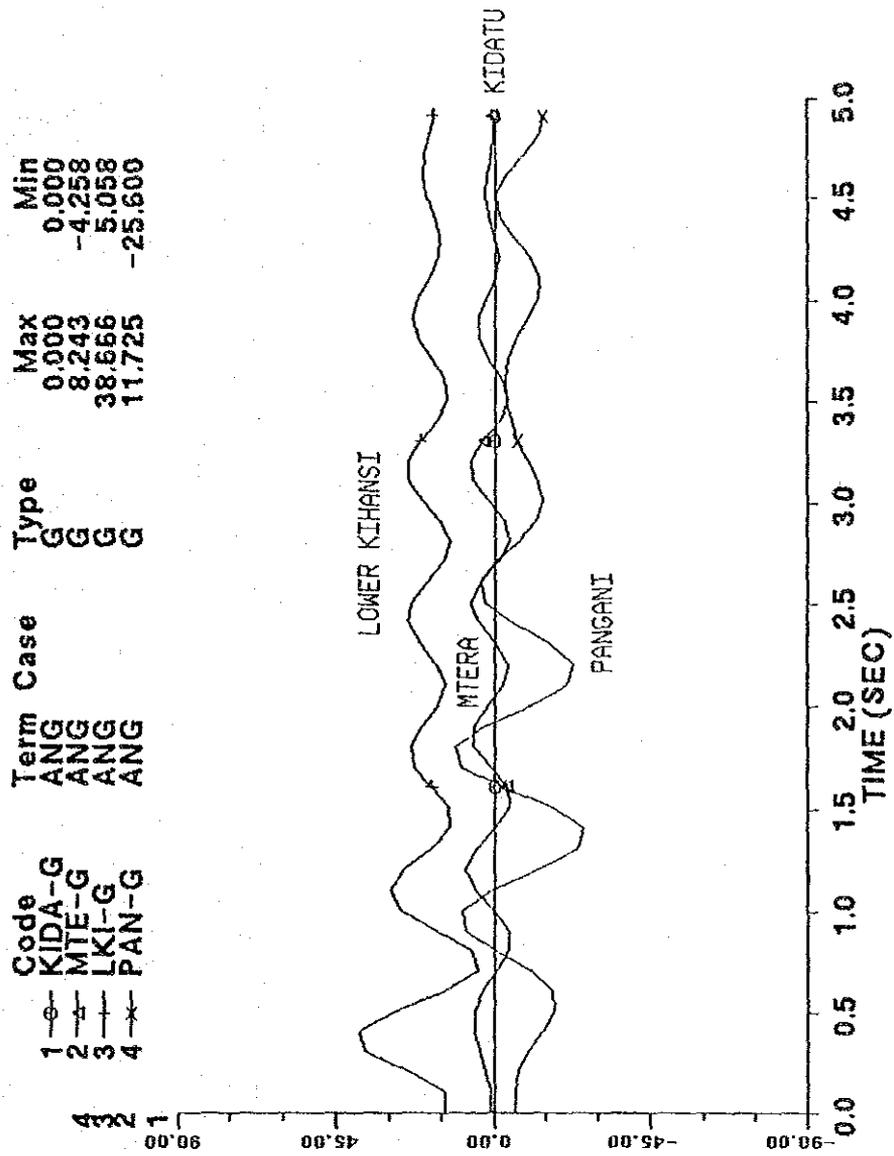


Fig. 9-12 1999 Peak, Kidatu 3LG-0 (Single Circuit Case)

Code	Term	Case	Type	Max	Min
1	KIDA-G	ANG	G	0.000	0.000
2	MTE-G	ANG	G	6.703	-9.797
3	LKI-G	ANG	G	23.470	9.582
4	PAN-G	ANG	G	-2.484	-27.018

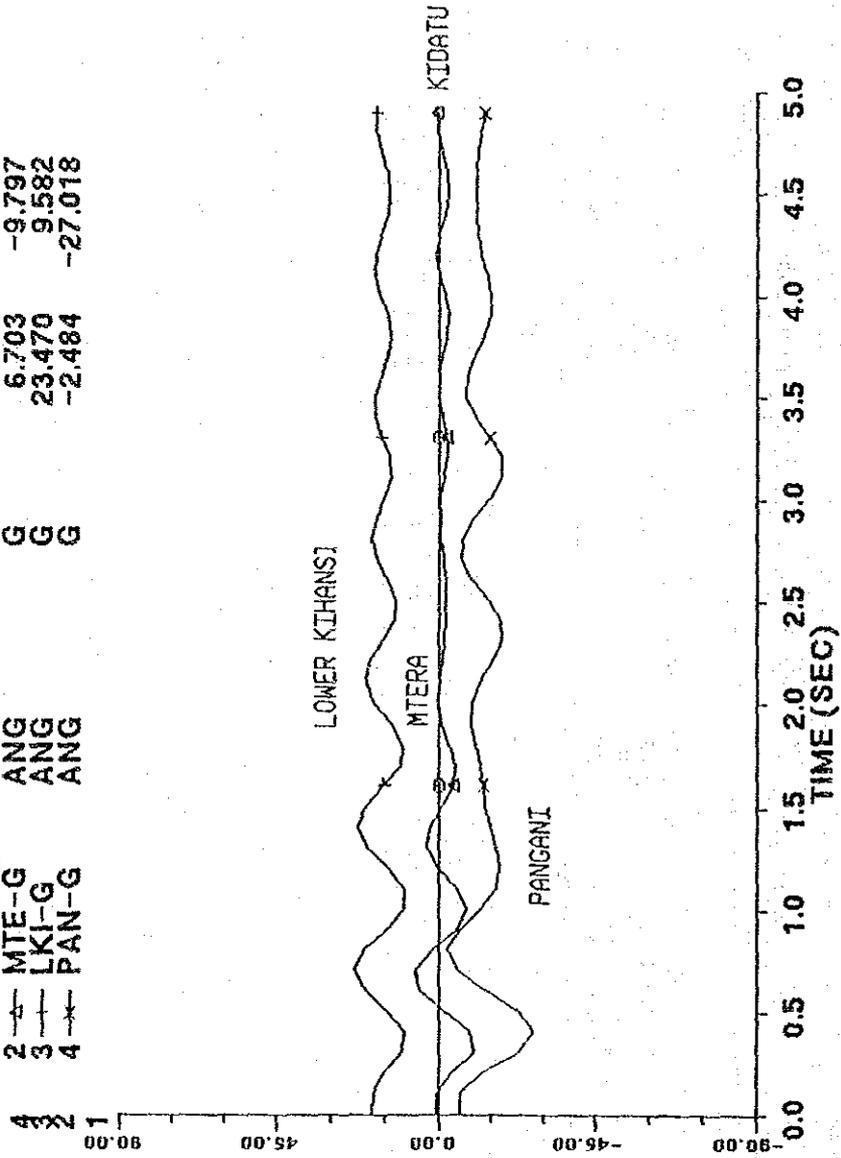
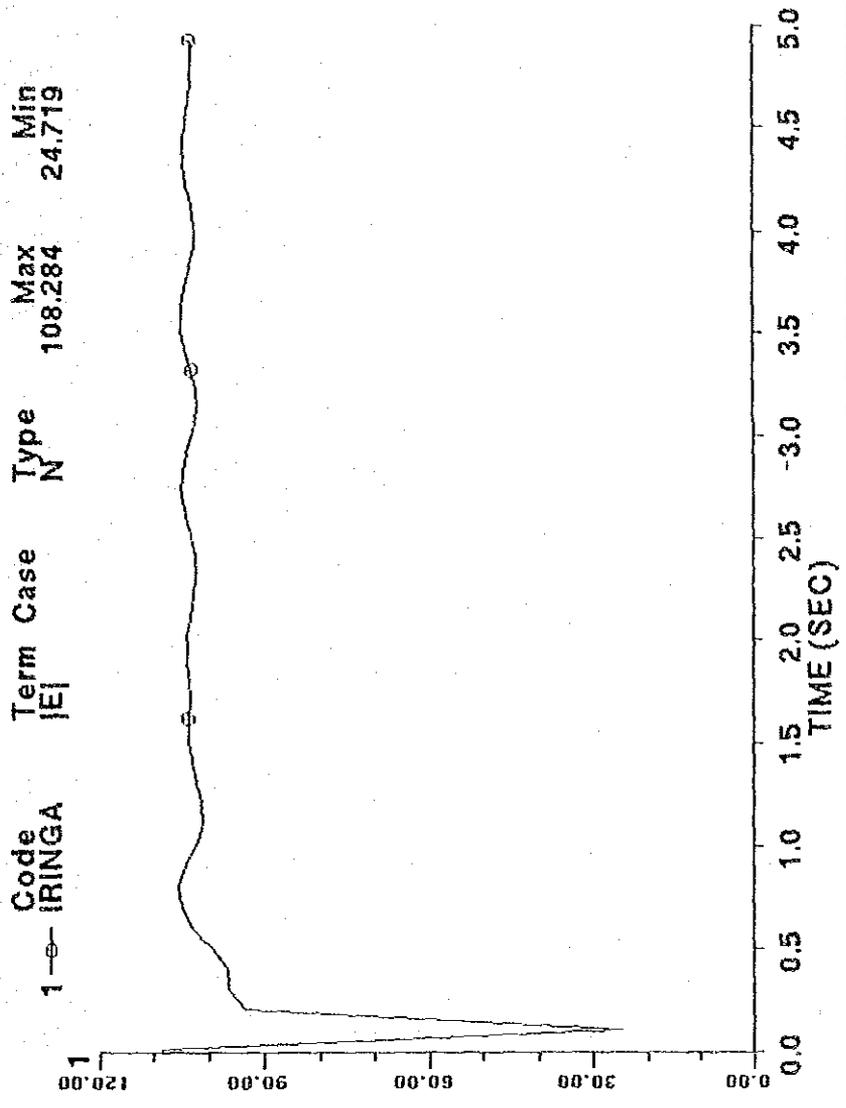


Fig. 9-13 1999 Iringa Bus Voltage at the Fig. 9-11 Case



第10章 フィージビリティ設計

第10章 フィージビリティ設計

	頁
1 0. 1 概 要	10-1
1 0. 2 上部計画プレフィージビリティ設計	10-1
1 0. 2. 1 ダムおよび付属構造物	10-1
(1) 位置および概要	10-1
(2) ダム形式の選定	10-1
(3) ダム天端標高の決定	10-17
(4) 洪水吐	10-18
(5) 仮締切ダム	10-19
(6) 仮排水トンネル	10-20
(7) 放流設備	10-20
1 0. 2. 2 水路および発電所	10-22
(1) 水路ルート of 検討	10-22
(2) 取水口	10-33
(3) 導水路トンネル	10-33
(4) 調圧水槽の省略	10-34
(5) 水圧管路	10-36
(6) 発電所および開閉所	10-38
(7) 放水路トンネル	10-39
1 0. 2. 3 電気機器	10-42
(1) 主要機器の選定	10-42
(2) 主回路	10-43
(3) 連絡架空線	10-43
(4) 発電所の電気機器	10-43
(5) 開閉所の電気機器	10-55
(6) 通信設備	10-55
1 0. 2. 4 送電線	10-65
1 0. 3 下部計画	10-66

1 0. 3. 1	ダムおよび附属構造物	10-66
(1)	位置の選定	10-66
(2)	ダム形式の選定	10-66
(3)	ダム形状	10-66
(4)	洪水吐	10-80
(5)	土砂吐	10-82
1 0. 3. 2	水路および発電所	10-83
(1)	水路ルート of 検討	10-83
(2)	取水口	10-84
(3)	トンネル最適径 of 検討	10-84
(4)	導水路トンネル	10-97
(5)	水圧管路	10-97
(6)	発電所および開閉所	10-101
(7)	放水路トンネル	10-105
(8)	放水口	10-111
1 0. 3. 3	電気機器	10-115
(1)	主要機器 of 選定	10-115
(2)	イリంగా変電所 (既設) of 開閉所 of 増設	10-118
(3)	主回路	10-123
(4)	連絡架空線	10-123
(5)	発電所 of 電気機器	10-123
(6)	開閉所 of 電気機器	10-123
(7)	通信設備	10-141
1 0. 3. 4	送電線	10-149
(1)	気象条件	10-149
(2)	設計条件	10-149
(3)	風荷重	10-149
(4)	絶縁設計	10-151
(5)	耐雷設計	10-151
(6)	所要離隔距離	10-155

(7) 電線設計	10-155
(8) 架空地線設計	10-159
(9) 支持物設計	10-159
(10) 支持物基礎設計	10-161

List of Tables

Table 10-1	Comparison of Dam Type
Table 10-2	Comparison of Waterway
Table 10-3	Comparison of Surge Tank
Table 10-4	Comparison of Tailrace
Table 10-5	A List of the Communication Facilities on Upper Kihansi Project
Table 10-6	Comparison of Dam Type
Table 10-7	Candidates of Waterway Route
Table 10-8	Comparison of Waterway Route
Table 10-9	Comparison Table of Pelton Type Water Turbine
Table 10-10	A List of the Communication Facilities on Lower Kihansi Project
Table 10-11	Meteorological Data
Table 10-12	Characteristics of Insulator Disk
Table 10-13	Characteristics of Conductor (380 mm ² ACSR)
Table 10-14	Dip and Tension at Each Assumption (380 mm ² ACSR)
Table 10-15	Characteristics of Overhead Ground Wire (AC 70 mm ²)
Table 10-16	Dip and Tension at Each Assumption (AC 70 mm ²)

List of Figures

- Fig. 10-1 Upper Kihansi Project Dam Plan
- Fig. 10-2 Upper Kihansi Project Dam Profile and Typical Section
- Fig. 10-3 Upper Kihansi Project Dam (Alternative-1) Plan
- Fig. 10-4 Upper Kihansi Project Dam (Alternative-1) Profile and Typical Section
- Fig. 10-5 Upper Kihansi Project Dam (Alternative-2) Plan
- Fig. 10-6 Upper Kihansi Project Dam (Alternative-2) Profile and Typical Section
- Fig. 10-7 Discharge Capacity of Spillway
- Fig. 10-8 Detail of Outlet Valve Chamber
- Fig. 10-9 Upper Kihansi Project Waterway Plan
- Fig. 10-10 Upper Kihansi Project Waterway Profile and Sections
- Fig. 10-11 Upper Kihansi Project Waterway (Alternative-1) Plan
- Fig. 10-12 Upper Kihansi Project Waterway (Alternative-2) Profile and Sections
- Fig. 10-13 Detail of Pressure Control Relief Valve
- Fig. 10-14 Steel Penstock Design Head Diagram
- Fig. 10-15 Rating Curve in Tailrace Tunnel
- Fig. 10-16 Upper Kihansi Single Line Diagram
- Fig. 10-17 Upper Kihansi Powerhouse Ground Level Plan
- Fig. 10-18 Upper Kihansi Powerhouse Generator Floor Plan
- Fig. 10-19 Upper Kihansi Powerhouse Longitudinal Section
- Fig. 10-20 Upper Kihansi Powerhouse Transverse Section
- Fig. 10-21 Upper Kihansi Switchyard Plan
- Fig. 10-22 Upper Kihansi Project Telecommunication System (1)
- Fig. 10-23 Upper Kihansi Project Telecommunication System (2)
- Fig. 10-24 Lower Kihansi Project Dam Plan
- Fig. 10-25 Lower Kihansi Project Dam Profile and Typical Sections
- Fig. 10-26 Lower Kihansi Project Dam (Alternative) Plan
- Fig. 10-27 Lower Kihansi Project Dam (Alternative) Profile and Typical Sections
- Fig. 10-28 Discharge Capacity of Spillway
- Fig. 10-29 Lower Kihansi Project Waterway Plan, Profile and Typical Sections

- Fig. 10-30 Lower Kihansi Project Waterway (Alternative-1)
Plan, Profile and Typical Sections
- Fig. 10-31 Lower Kihansi Project Waterway (Alternative-2)
Plan, Profile and Typical Sections
- Fig. 10-32 Lower Kihansi Project Intake Plan, Profile and
Sections
- Fig. 10-33 Optimum Diameter of Waterway
- Fig. 10-34 Water Hammer of Lower Kihansi Project
- Fig. 10-35 Steel Penstock Design Head Diagram
- Fig. 10-36 Lower Kihansi Project Powerhouse Switchyard and
Tailrace Tunnel Plan
- Fig. 10-37 Lower Kihansi Project Powerhouse Plans and Sections
- Fig. 10-38 Lower Kihansi Project Control House Plans
- Fig. 10-39 Rating Curve in Tailrace Tunnel
- Fig. 10-40 Lower Kihansi Project Tailrace Outlet Plan, Profile
and Sections
- Fig. 10-41 Iringa Substation General Arrangement of Iringa
Substation
- Fig. 10-42 Kihansi Electric Power System Diagram
- Fig. 10-43 Lower Kihansi Single Line Diagram
- Fig. 10-44 Lower Kihansi Powerhouse Generator Floor Plan
- Fig. 10-45 Lower Kihansi Powerhouse Turbine Floor Plan
- Fig. 10-46 Lower Kihansi Powerhouse Turbine Level Plan
- Fig. 10-47 Lower Kihansi Powerhouse Longitudinal Section
- Fig. 10-48 Lower Kihansi Powerhouse Transverse Section
- Fig. 10-49 Lower Kihansi Switchyard Plan
- Fig. 10-50 Lower Kihansi Switchyard Section
- Fig. 10-51 Lower Kihansi Project Telecommunication System (1)
- Fig. 10-52 Lower Kihansi Project Telecommunication System (2)
- Fig. 10-53 Clearance Diagram
- Fig. 10-54 Insulator String Assembly
- Fig. 10-55 (1) 220 kV Transmission Line Principal Dimension of
Tower (1/2)
- Fig. 10-55 (2) 220 kV Transmission Line Principal Dimension of
Tower (2/2)

第10章 フィージビリティ設計

10.1 概要

本章では、仮設備構造物と共に本体土木構造物、水門機器、電気機器および送電線のフィージビリティ設計について述べる。仮設備構造物の分類には、仮締切ダムおよび仮排水トンネルが含まれる。またダム、取水口、導水路トンネル、水圧管路、発電所、屋外開閉所、放水路トンネル、放水口およびそれらに付随する水門、電気機器は本体構造物に分類される。

なお、ダム・発電所地点に至る取付道路に関しては第11章で述べる。

10.2 上部計画プレフィージビリティ設計

10.2.1 ダムおよび付属構造物

(1) 位置および概要

ダム計画地点はキハンシ川下流に位置するキハンシの滝（高さ約200m）より約4.0 km上流に位置している。

ダム付近の地形は第7章において記述した通り、部分的に急斜面が続いているV字谷地形を形成している。しかし、当ダム地点上流においては必要貯水容量を確保可能な地点はなく、また当ダム地点より下流は河川勾配が急に急峻となりダム地点としては地形的に不適當であり、当地点が唯一の場所である。河床部は標高1,270m前後、水面幅は約20~30mであり、ボーリング調査の結果からは基礎地盤としての岩盤までの深度は左岸で20m、右岸で30m程度と推定される。

(2) ダム型式の選定

ダム型式としては種々の型式が考えられるが、一般的には、フィルダムとコンクリートダムが考えられる。ダム設計上の主要な要素は基礎を含めて、ダム提体が安全であること、建設費が経済的であることおよび、将来の保守点検が容易であることである。

当地点では地形、地質を考慮するとダム型式としては下記の3型式が考えられ、経済性の比較検討を行った。

- i) フィルタイプダム (中央遮水壁型)
- ii) フィルタイプダム (コンクリート表面遮水壁型)
- iii) コンクリートダム (重力式)

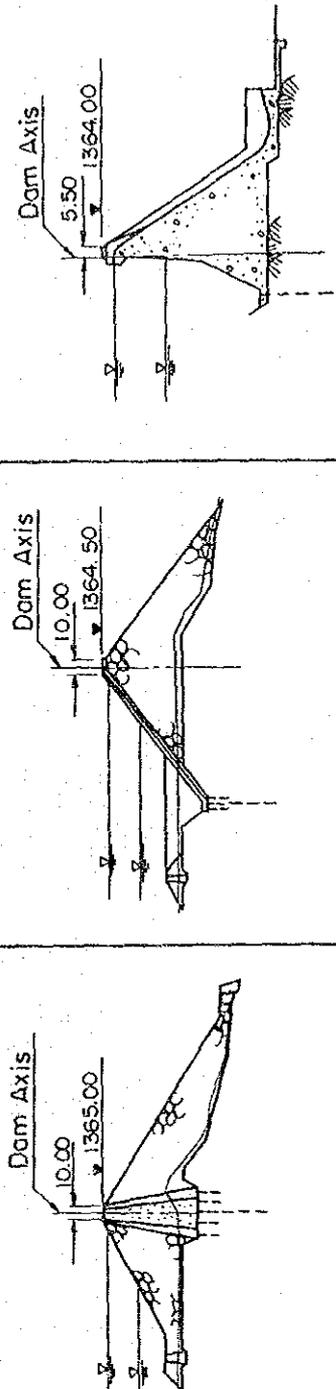
検討結果は、Table 10-1およびFig. 10-1～Fig. 10-6に示す通りである。

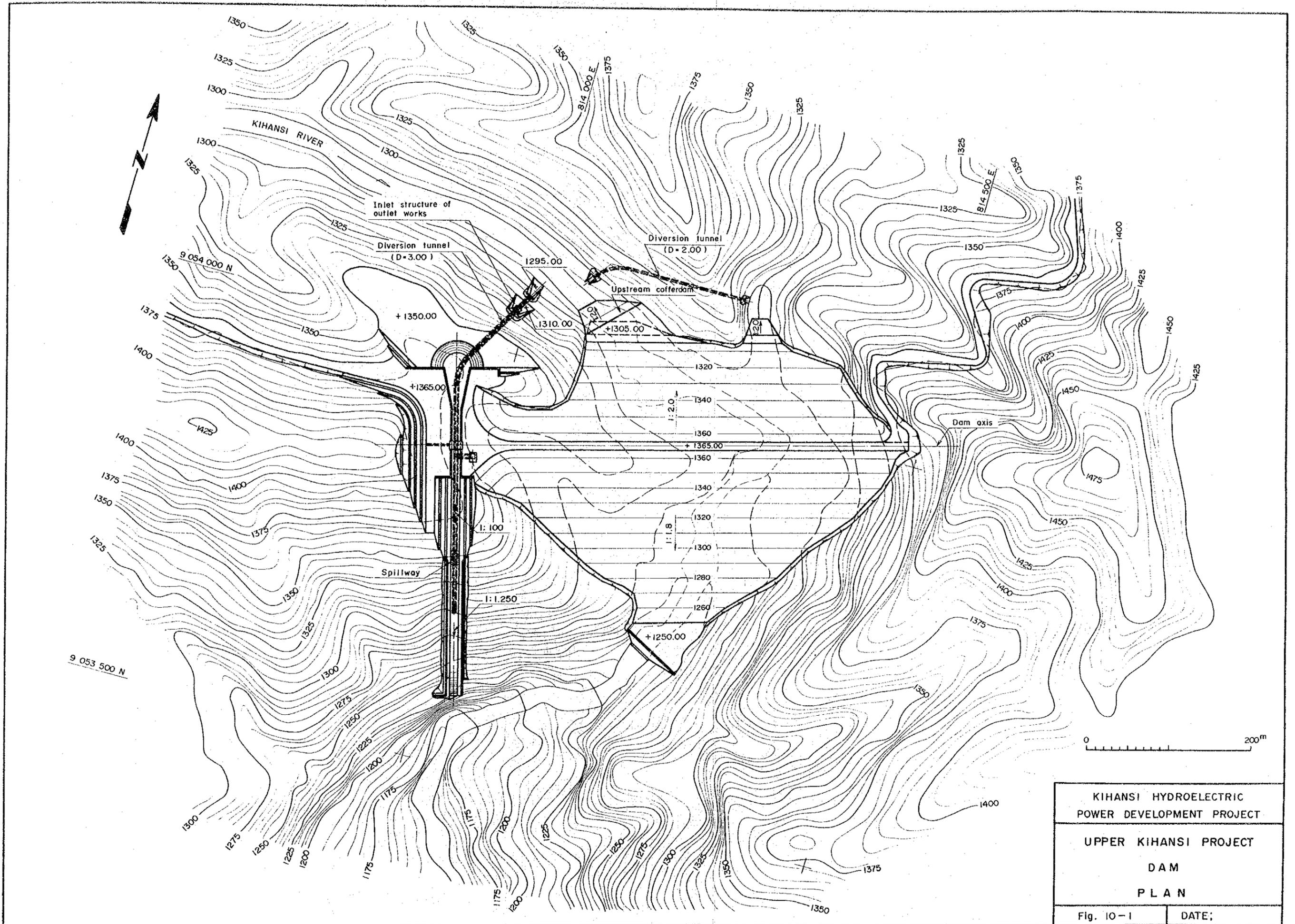
Table 10-1から判明するように経済性からは中央遮水壁型ロックフィルダムおよびコンクリート表面遮水壁型ロックフィルダムが現段階では優れている。

施工性からはどのタイプを比較してみても優劣の差はない。また、将来の保守点検を考慮しても3型式の差は考えられないことから中央シャ水壁型ロックフィルダム案を採用した。

しかしながら、当ダム地点の地質調査工事はボーリング3本のみであり基礎の状況把握が十分であるとは考えられないこと、盛立材料のうち特にコア材料に対する入念な調査が実施されていないこと等から、コンクリート表面遮水壁型ロックフィルダムとの比較検討は今後の調査を待ってさらに詳細に実施する必要がある。

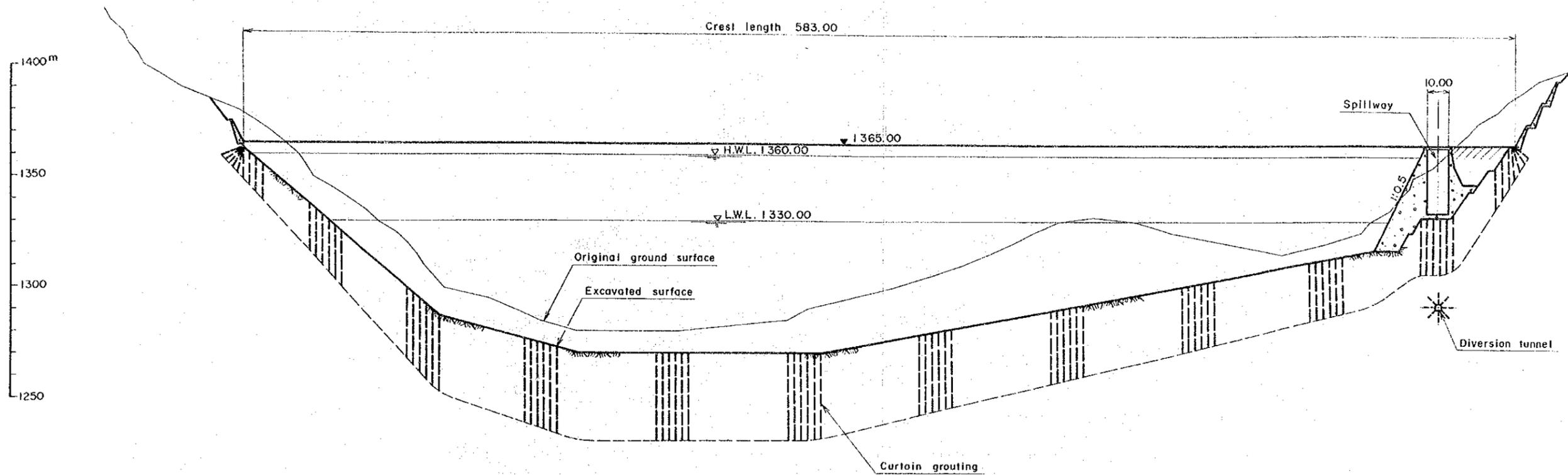
Table 10-1 Comparison of Dam Type

Item	Rockfill Type (Impervious Core)	Rockfill Type (Concrete Facing)	Concrete Gravity Type
<p>Typical Section</p> 			
Slope	Upstream 1 : 2.0	1 : 1.4	1 : 0.1 (1:0.6)
	Downstream 1 : 1.8	1 : 1.4	1 : 0.7
Dam Volume	5,350,000 m ³	Rockfill 4,490,000 m ³ Concrete 52,000 m ³	1,510,000 m ³
Construction Cost	144.4 × 10 ⁶ US\$	170.0 × 10 ⁶ US\$	243.1 × 10 ⁶ US\$
Ratio of Construction Cost	1.00	1.18	1.68

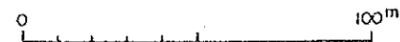
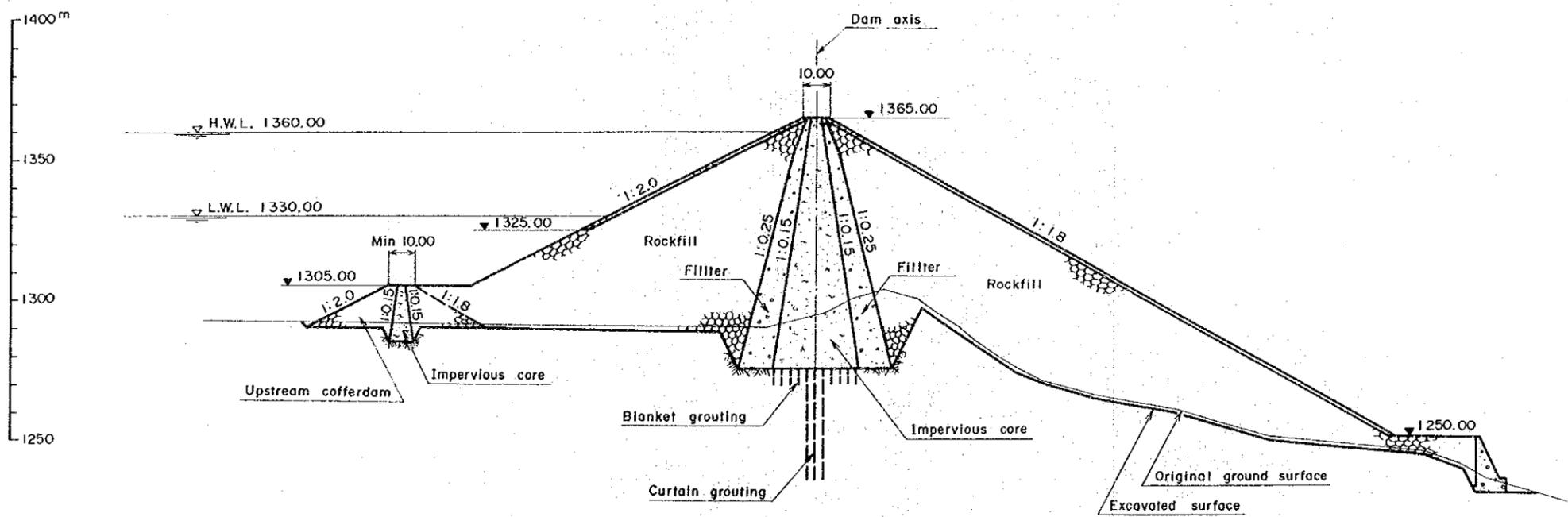


KIHANSI HYDROELECTRIC POWER DEVELOPMENT PROJECT	
UPPER KIHANSI PROJECT	
DAM	
PLAN	
Fig. 10-1	DATE;

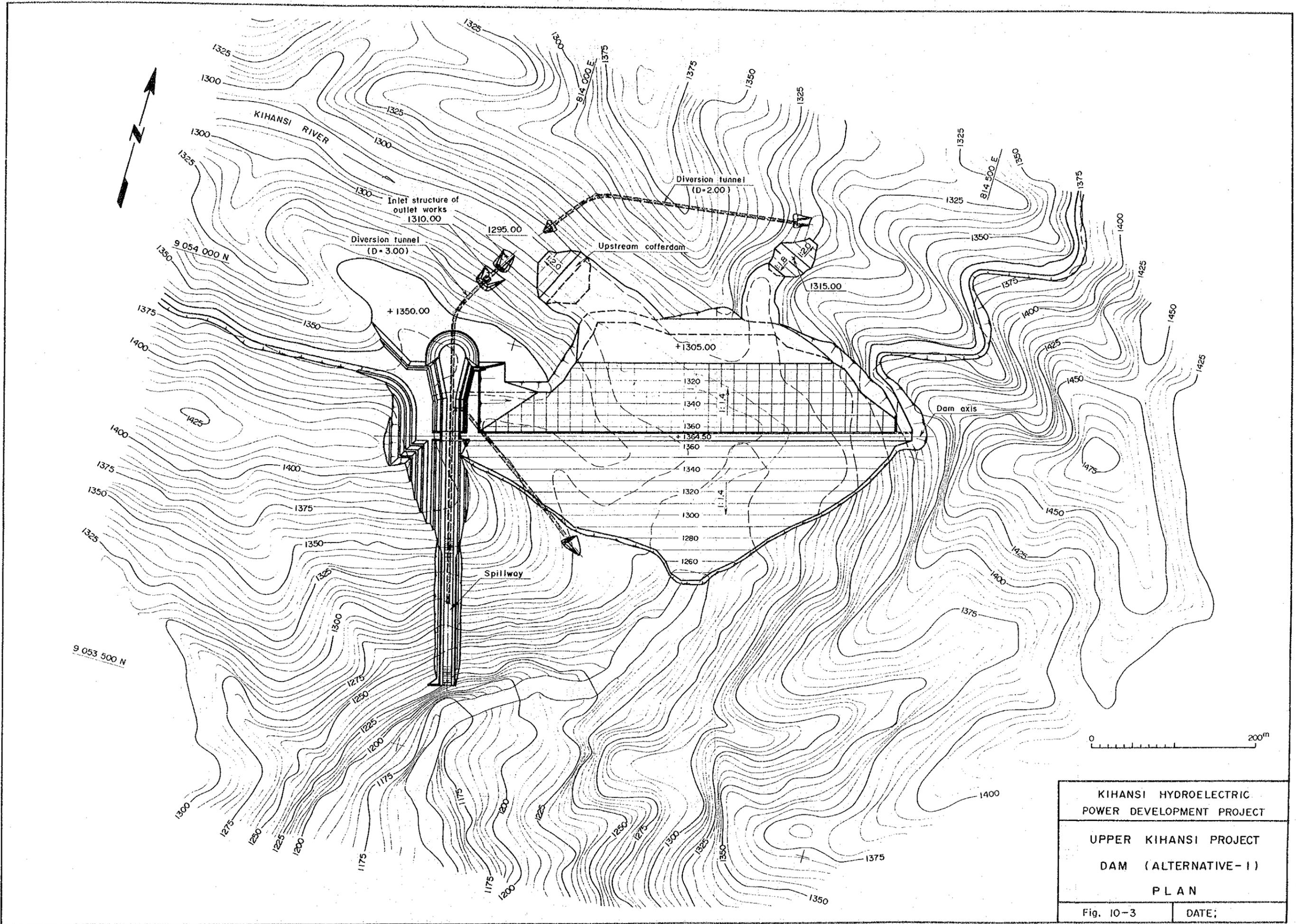
PROFILE OF DAM



TYPICAL SECTION OF DAM

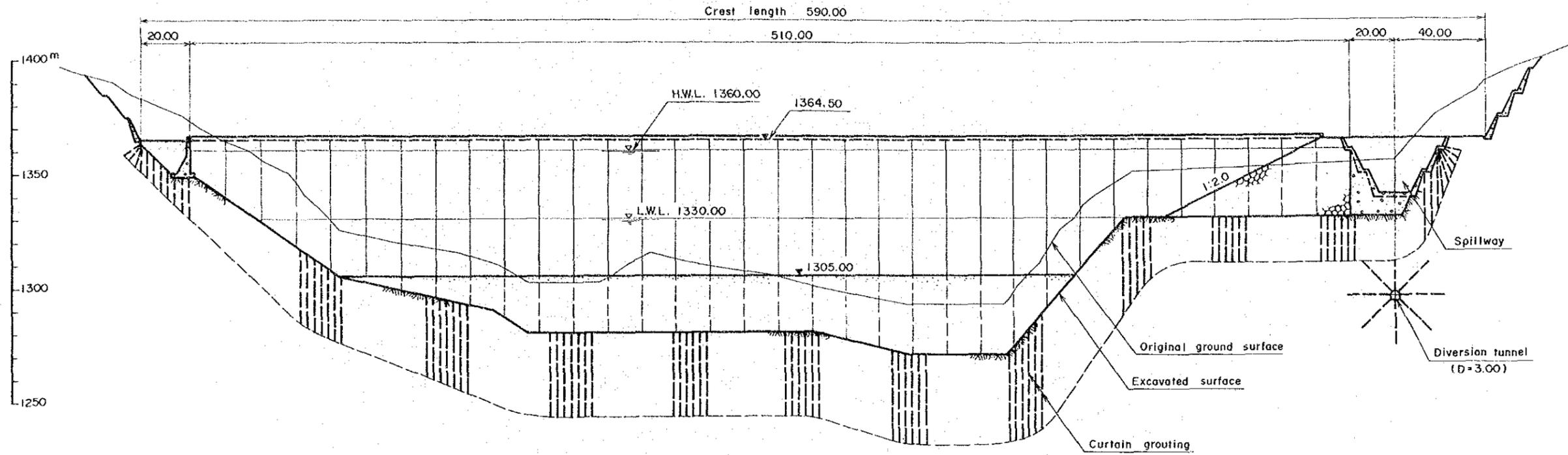


KIHANSI HYDROELECTRIC POWER DEVELOPMENT PROJECT	
UPPER KIHANSI PROJECT DAM	
PROFILE AND TYPICAL SECTION	
Fig. 10-2	DATE;

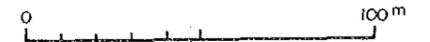
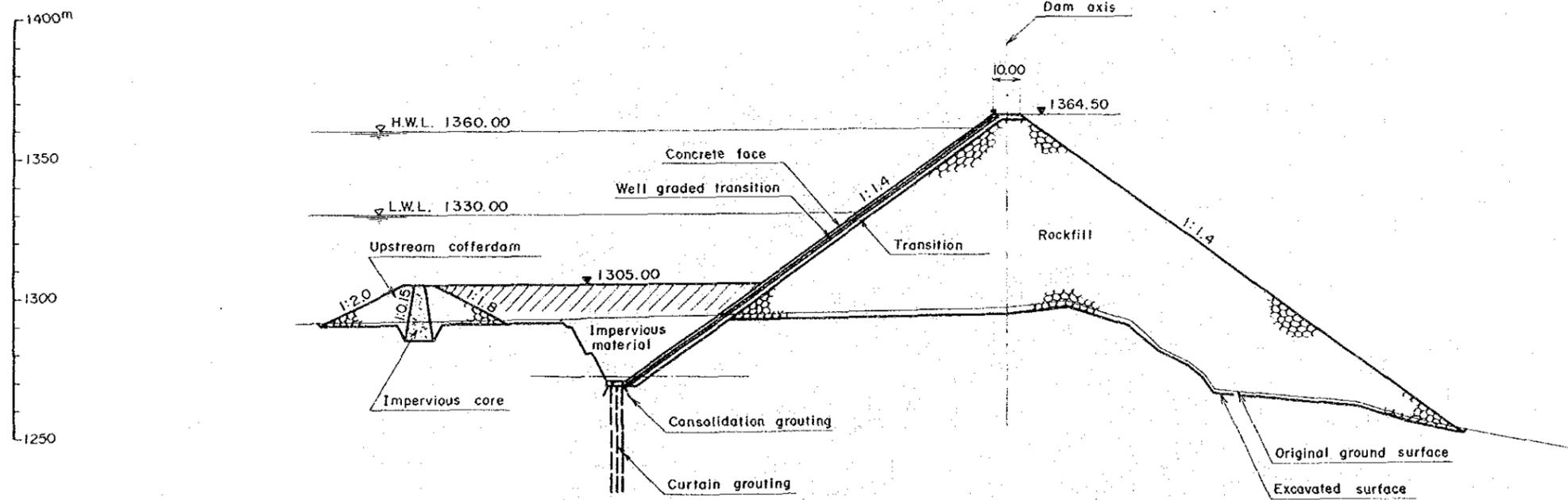


KIHANSI HYDROELECTRIC POWER DEVELOPMENT PROJECT	
UPPER KIHANSI PROJECT DAM (ALTERNATIVE-1)	
PLAN	
Fig. 10-3	DATE:

PROFILE OF DAM



TYPICAL SECTION OF DAM

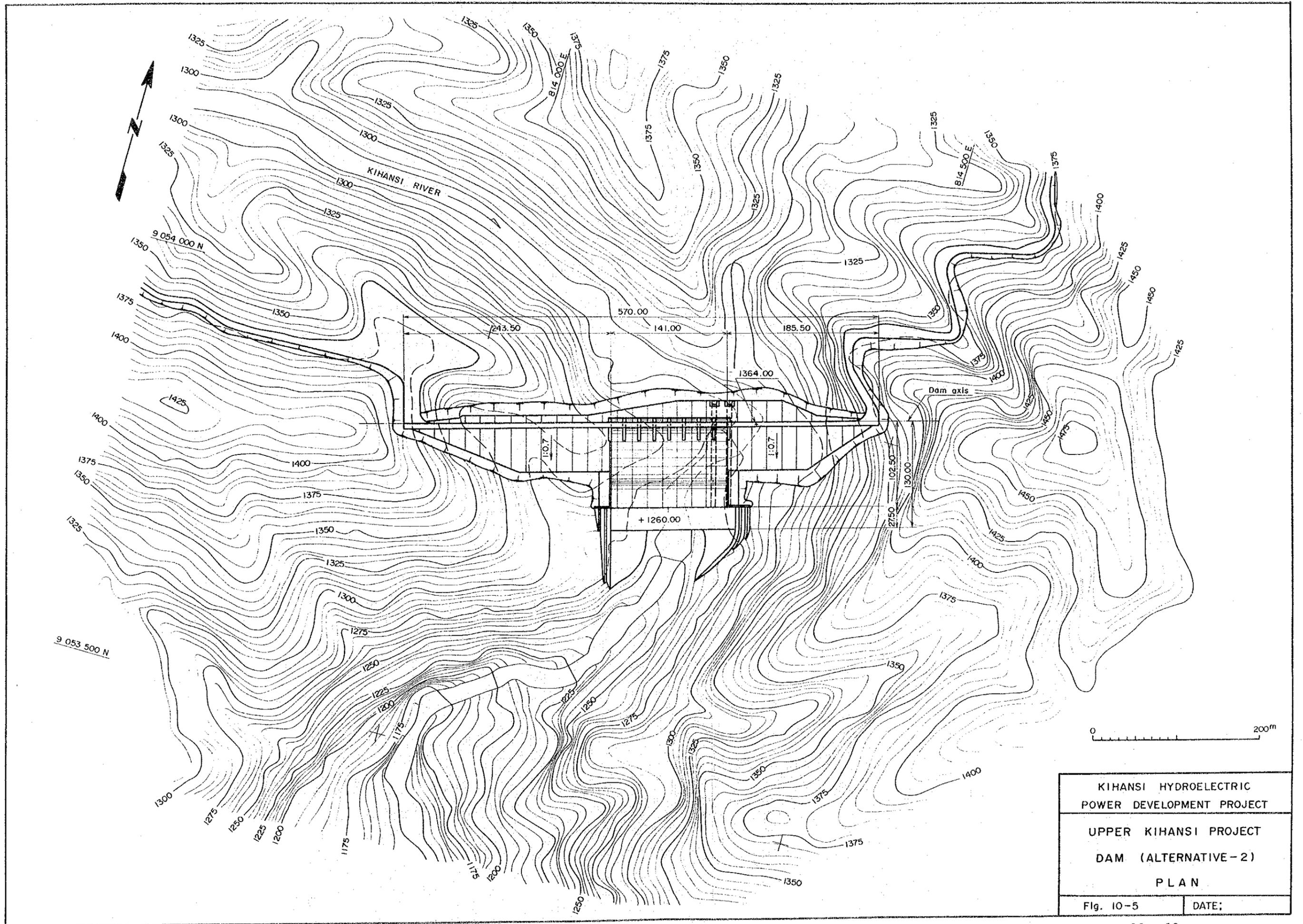


KIHANSI HYDROELECTRIC
POWER DEVELOPMENT PROJECT

UPPER KIHANSI PROJECT
DAM (ALTERNATIVE - I)

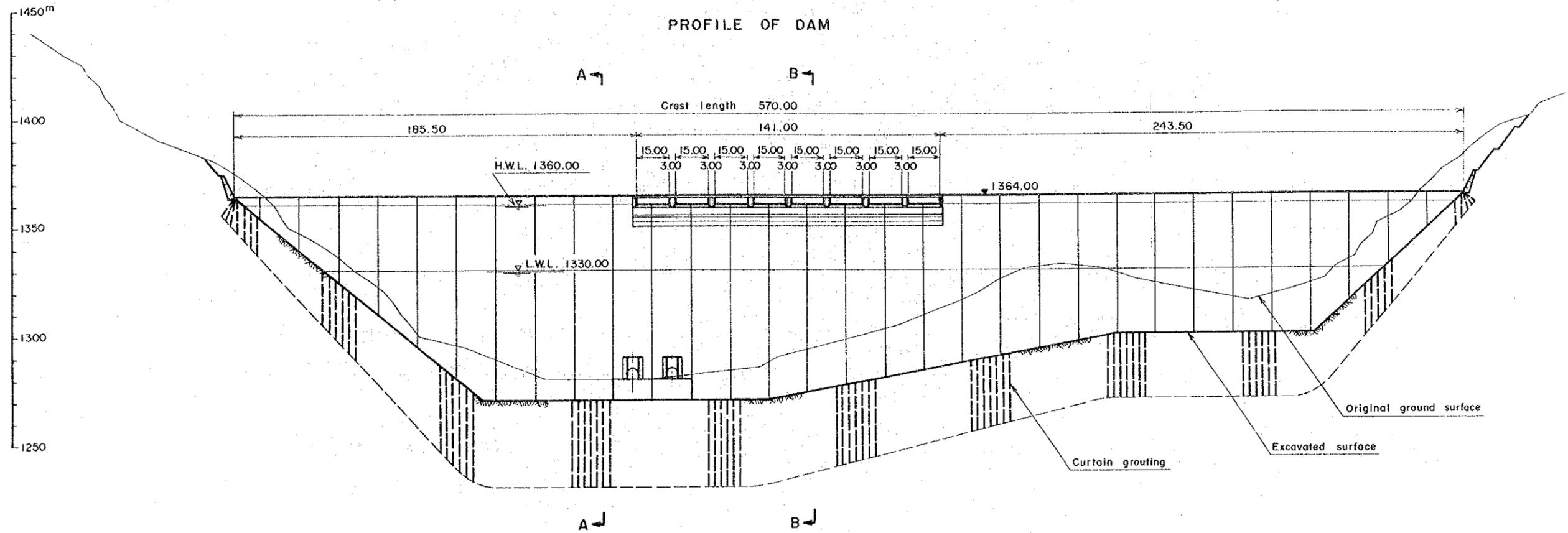
PROFILE AND TYPICAL SECTION

Fig. 10-4 DATE;



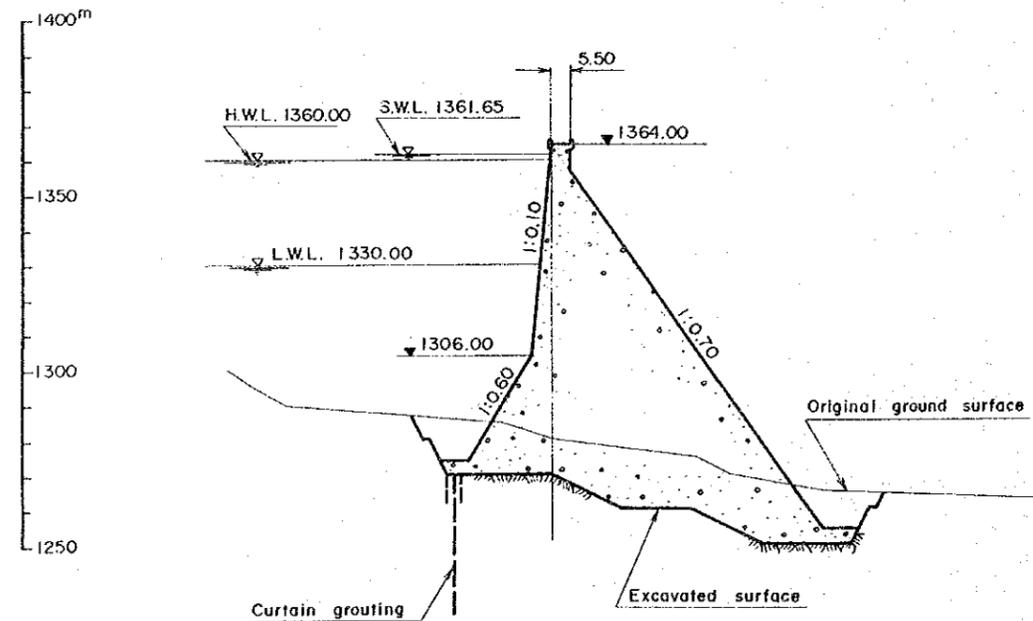
KIHANSI HYDROELECTRIC POWER DEVELOPMENT PROJECT	
UPPER KIHANSI PROJECT DAM (ALTERNATIVE-2)	
PLAN	
Fig. 10-5	DATE:

PROFILE OF DAM

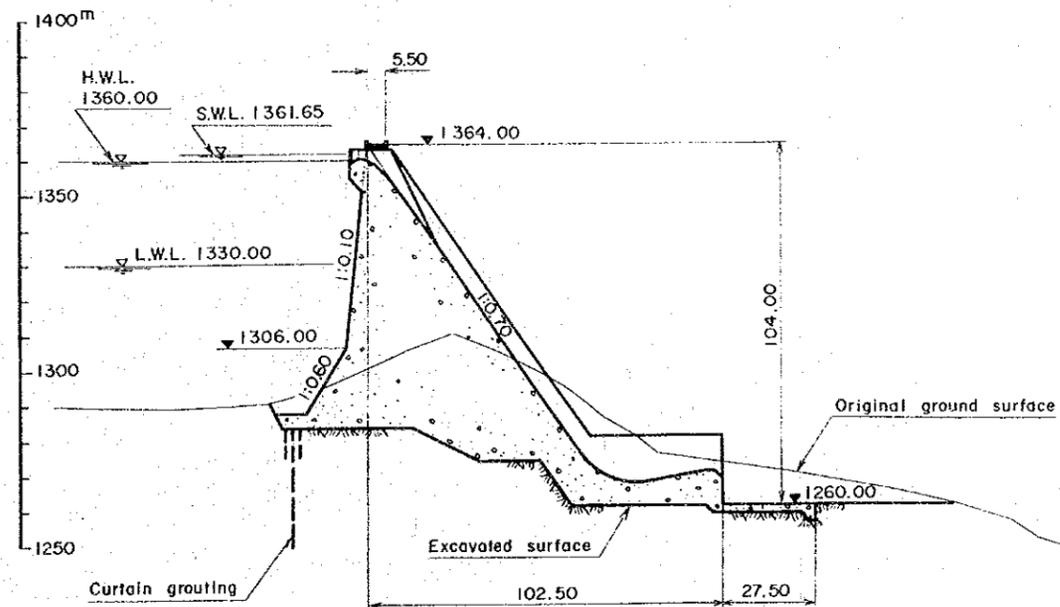


TYPICAL SECTION OF DAM

SECTION A - A



SECTION B - B



KIHANSI HYDROELECTRIC
POWER DEVELOPMENT PROJECT

UPPER KIHANSI PROJECT
DAM (ALTERNATIVE-2)

PROFILE AND TYPICAL SECTION

Fig. 10 - 6 DATE:

(3) ダム天端標高の決定

ダム天端標高は、洪水時水位に余裕高を加算した値を採用する。洪水時水位は、(4)洪水吐に述べる標高1,361.88mであり、余裕高は風波高、地震波高等を加味した値であり、下記の式を使用した。

$$H_r \geq h_w + h_e + h_a + h_i$$

ただし、最小余裕高さは 3.00mとする。

ここに、 H_r = 余裕高 (m)

h_w = 風波高 (m)

h_e = 地震波高 (m)

h_a = 余水吐操作上の不慮の事故による水位上昇高 (m)

h_i = ダムの種類および重要度による加算値 (m)

i) 風波高

風速および対岸距離と波高の関係については種々の公式があるがここでは

S. M. B方法とSavilleの方法を組み合わせた打上げ高を用いる。

対岸距離 700 m

風速 30m/sec

波高 0.45m

ii) 地震波高

地震波高については比較的大きい波高を与える佐藤清一の公式を用いる。

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

ここに、 h_e : ダム前面での地震波浪の波高 (m)

k : 水平震度 (=0.1)

τ : 地震周期 (=1sec)

H_0 : 水深 (=90m)

g : 重力の加速度 (= 9.8m / sec²)

$$h_e = \frac{0.1 \times 1}{2 \pi} \times \sqrt{9.8 \times 90} \approx 0.50m$$

iii) 余水吐操作上の不慮の事故による水位上昇高

洪水吐のゲート操作がないので加算しない。

iv) ダム種類および重要度による加算値

フィルダムであり、保安上 1.00mを計上する。

v) 全余裕高の計算

$$\begin{aligned} H_f &= 0.45 + 0.50 + 1.00 \\ &= 1.95\text{m} \end{aligned}$$

vi) 余裕高さの決定

計算値より最小余裕高の方が大きいため、当地点では3.00mを採用する。

vii) 非越流部標高

非越流部標高は、満水位1,360.00mに洪水時上昇水位1.88mと余裕高3.00mを加算して、1,365.00mとする。

(4) 洪水吐

洪水吐の位置は地形、地質および下流の水流方向を考慮してダム右岸に設置した。呑口部はダム軸上流約 100mに位置し、その形状は半円形の自由越流式とした。これはゲート操作を不要とすることで洪水量を安全で容易に流下せしめることが可能である。計画洪水量は第6章で決定された400m³/sec とした。

自由越流量は以下によって計算を行った。

i) 設計条件

設計洪水量	:	400m ³ /sec
越流頂標高	:	1,360.00m
越流頂巾	:	100m
越流頂形状	:	標準越流頂

ii) 計算式

$$Q = CBH^{3/2}$$

$$C_a = 2.200 - 0.0416(H_a / W)^{0.99}$$

$$C = 1.60 \frac{1 + 2a(H/H_a)}{1 + a(H/H_a)}$$

ここに Q : 越流量 (m^3/sec)

C : 越流係数

B : 越流巾 (=100m)

H : 越流水深 (m)

C_d : $H = H_d$ における越流係数

W : ダム高さ

a : 常数

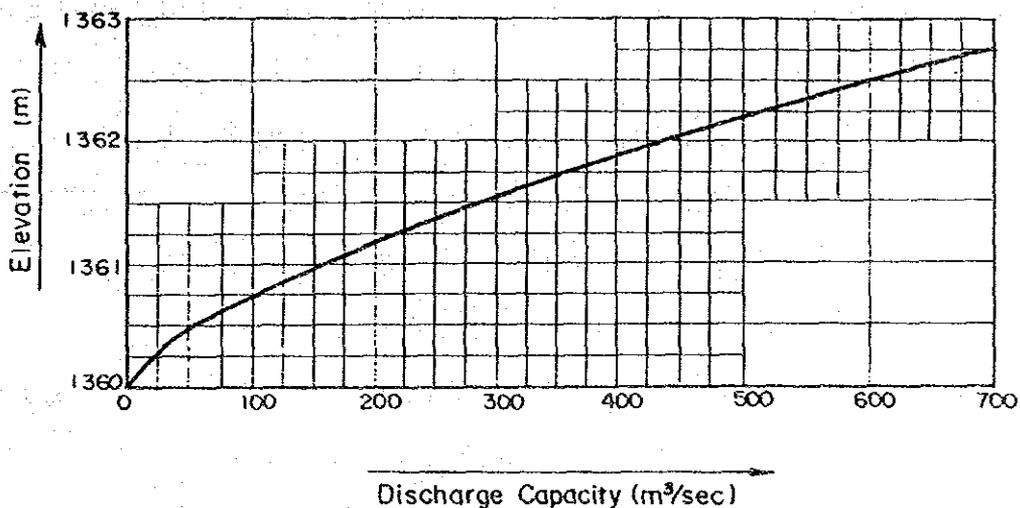
iii) 計算結果

計算結果はFig. 10-7の通りであり設計洪水量流下時の水位は標高 1,361.88mである。

洪水吐の減勢方式は、地形上から洪水吐終点付近において河床勾配が約1/3で小さな滝が連続していること、また、兩岸は急な崖であることから、崖の上部まではシュートで導水し、そこでジャンプ跳水させて河床部に導く方式とした。

なお、洪水吐の形状はFig. 10-1に示す。

Fig. 10-7 Discharge Capacity of Spillway



(5) 仮締切ダム

仮締切ダムはダム本体工事中に工事区域に河水の流入を防止し、河水を仮排水トンネルに転流させるためのものである。

工事中の仮締切は上流側のみとし、下流側は河川勾配が約 1/3と急であるので下流から工事区域に逆流することはないので省略した。

仮締切天端標高は、仮排水トンネル通水容量である20年確率洪水量の $90\text{m}^3/\text{sec}$ が出水しても越水しない標高である $1,305.00\text{m}$ とした。構造は主ダムと同じ中央遮水壁型ロックフィルダムで上流面勾配を $1:2.0$ 、下流面勾配を $1:1.8$ とした。位置は主ダム一部として利用可能な位置に配置し、支流と本流の2ヶ所に設置した。

(6) 仮排水トンネル

i) 支流に対する仮排水トンネル

支流に対する仮排水トンネルは本流、支流の仮締切ダムの位置を考慮して最短距離で結ぶルートとした。また、20年確率洪水量が $10\text{m}^3/\text{sec}$ と小さいため、施工可能な最少断面である高さ 2.0m ×幅 2.0m とし、トンネル掘削面は吹付コンクリートで保護することとした。

ii) 本流に対する仮排水トンネル

本流に対する仮排水トンネルはFig. 10-1に示すように仮締切ダム上流から洪水吐呑口部を経て洪水吐シュート部途中に吐口を有するルートを選定した。これは下流河川勾配が急であることから河床に吐口を設置すると仮排水トンネルが斜坑となるし、トンネル延長が約 100m 長くなることから経済性を考慮して洪水吐途中に吐口を設置した。

この仮排水トンネルは工事完成後、ダム非常時の水位低下用に使用される放流設備に転用するため全線巻立コンクリートとし、内径は高さ 3.0m 、巾 3.0m の上部半円下部矩形で設計流量は支流仮排水トンネルと同じ20年確率洪水量である $90\text{m}^3/\text{sec}$ とした。なお、この仮排水トンネルと洪水吐シュート部を同時に施工し、完成させてから、仮排水トンネルへ河川を転流するものとする。

(7) 放流設備

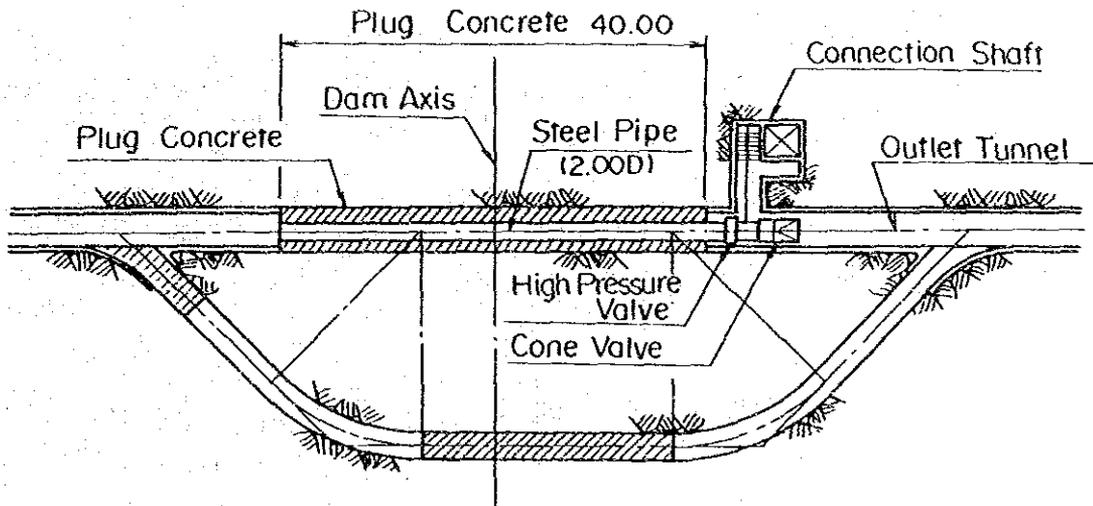
貯水池、ダムまたは洪水吐等に異常が生じて、貯水池水位を低下させる必要が生じた場合は放流設備を使用して放流し貯水池を空にする。

放流設備は本流仮排水トンネルのダム軸上に設備したバルブを開閉して流量調節を行う。

呑口構造は鉄筋コンクリート製とし、仮排水トンネル呑口部付近に設け、標高を貯水池堆砂位である、1,300.00mに合わせた。

バルブ室はFig. 10-8に示すようにダム軸下流に配置し、地表との連絡には立坑を配置しエレベーターおよび階段で連結する。

Fig. 10-8 Detail of Outlet Valve Chamber



1 0. 2. 2 水路および発電所

(1) 水路ルート of 検討

水路通過ルートは大別して右岸案と左岸案に分類される。

右岸案は地形的に問題はないが、地質上、基礎岩盤までの表土の深さが厚い。

また発電所および開閉所の位置は地形、地質共に良好で半地下発電所および屋外開閉所の設置が可能である。

左岸案は基礎岩盤までの表土の深さは比較的薄い、地形は急峻で、かつ複雑な形相でありトンネル延長が長くなる。

また発電所は地下式となり、開閉所は掘削土量が多い屋外開閉所となるため工事費が高くなる。

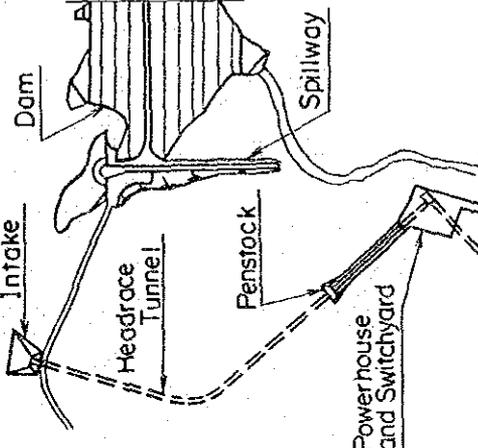
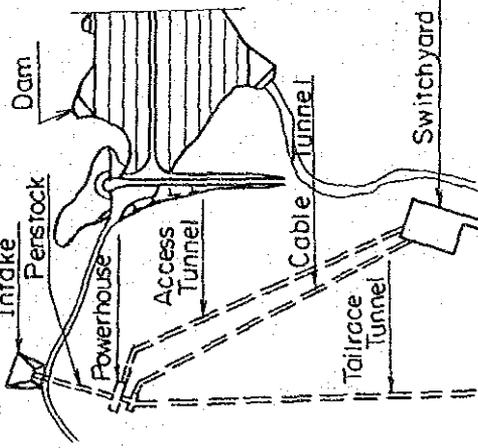
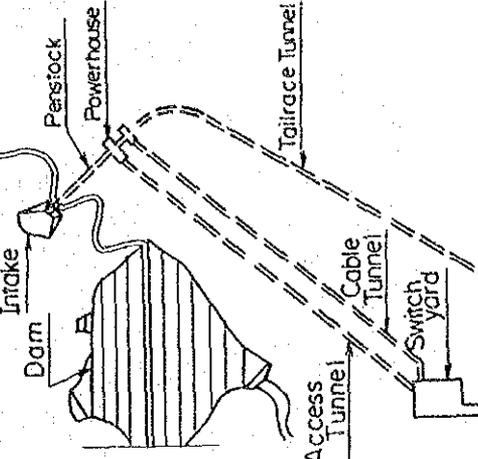
Table 10-2は、右岸案と左岸案の比較を示すが、この表から判明するように右岸案が優れており、水路および発電所を右岸に設置した。

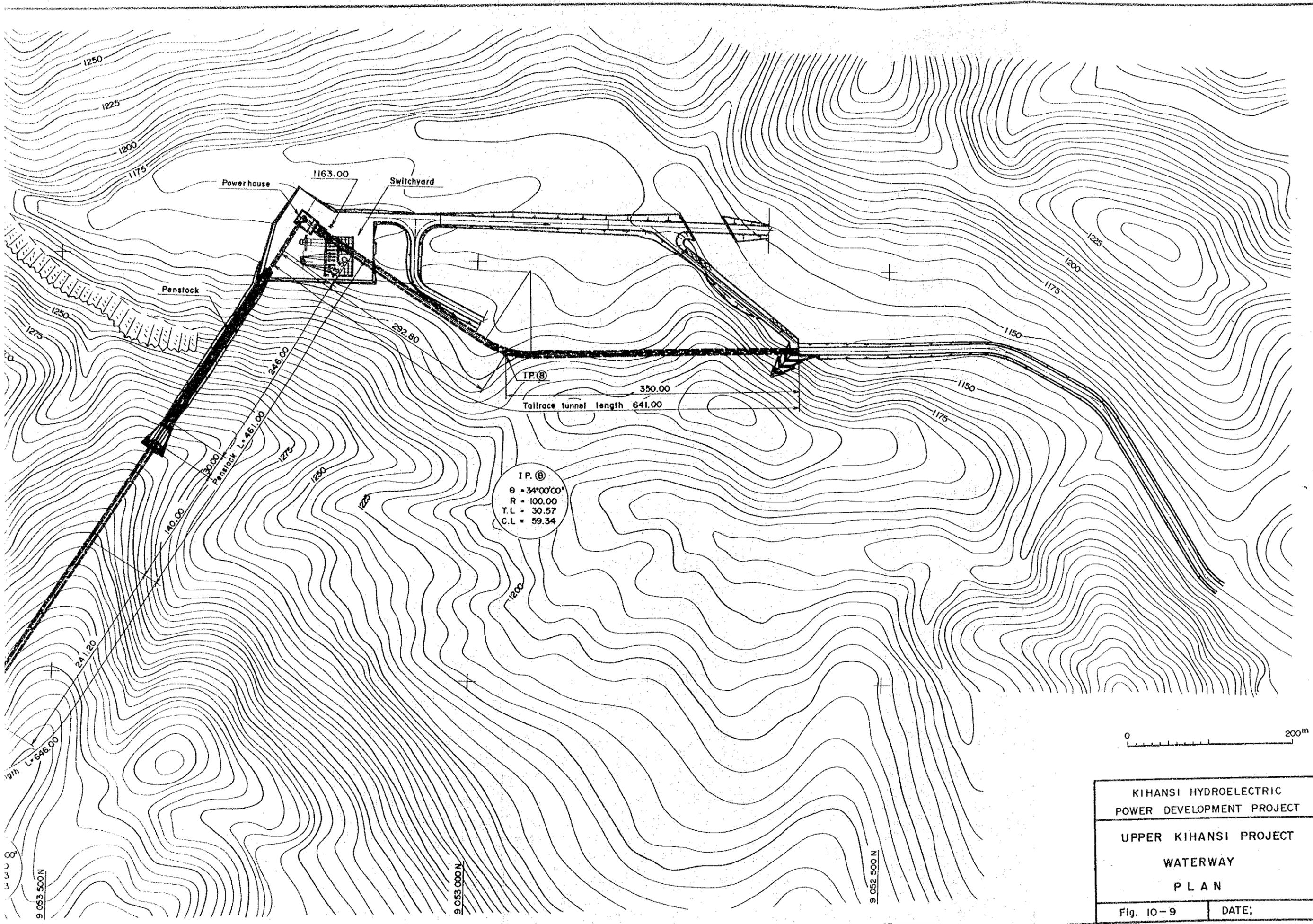
上記により決定された右岸案に対して発電所の位置を半地下式にするか地下式にするかを比較した結果Table 10-2に示すようになり、以下に示す理由から半地下式を採用した。

- i) 工事費は半地下式が 10%安く経済的である。
- ii) 地下式はトランス室が発電所に接して設置されるから、屋外開閉所までの高圧ケーブルが必要となる。
- iii) 地質調査工事が十分になされていないため地下発電所の空洞の安定に対する問題が発生する可能性がある。
- iv) 施工条件は地下式に比べて半地下式が容易となる。

Fig. 10-9～Fig. 10-12 には右岸案の半地下発電所案と地下発電所案を示す。

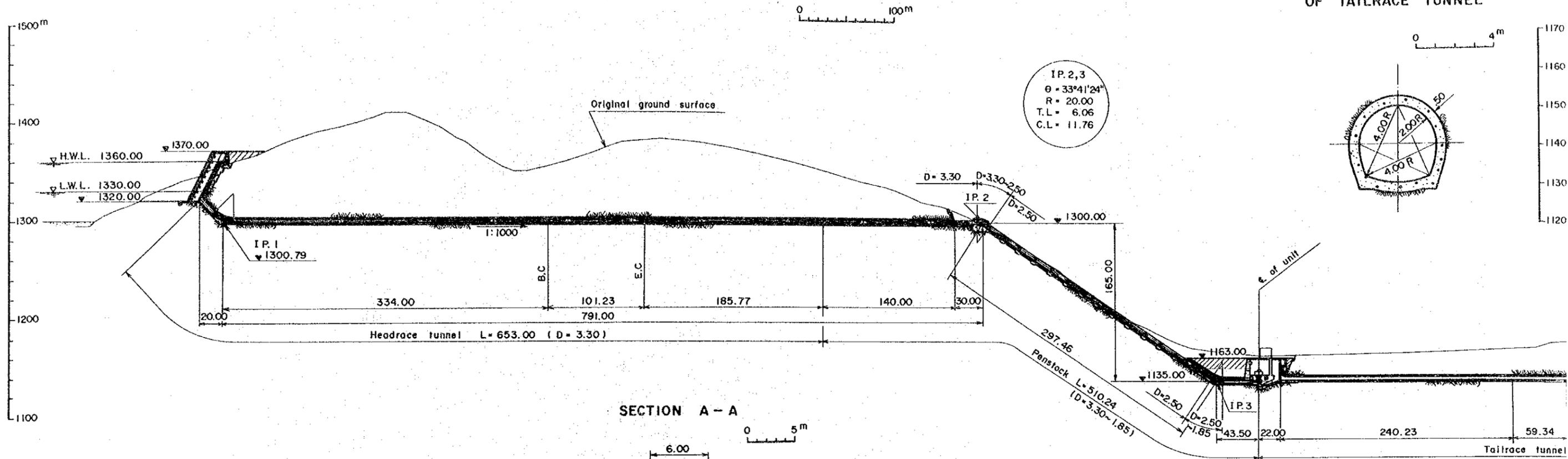
Table 10-2 Comparison of Waterway

Item	Right Bank (Semi underground Type)	Right Bank (Underground Type)	Left Bank (Underground Type)
Plan			
Total Length of Waterway	1,804 m	1,471 m	2,300 m
Construction	Good	Good	Good
Construction Cost	20.4 × 10 ⁶ US\$	22.4 × 10 ⁶ US\$	28.0 × 10 ⁶ US\$
Ratio of Construction Cost	1.00	1.10	1.37

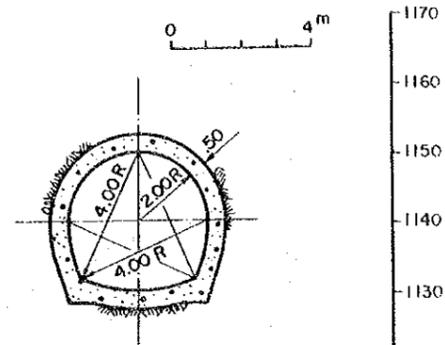


KIHANSI HYDROELECTRIC
 POWER DEVELOPMENT PROJECT
 UPPER KIHANSI PROJECT
 WATERWAY
 PLAN
 Fig. 10-9 DATE:

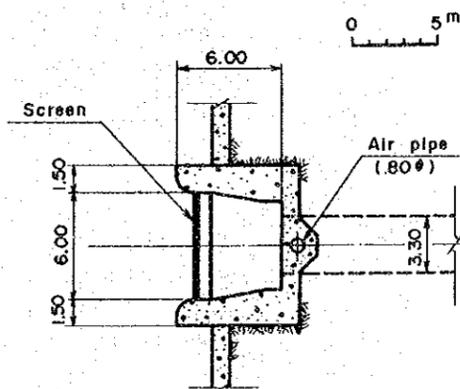
PROFILE OF WATER WAY



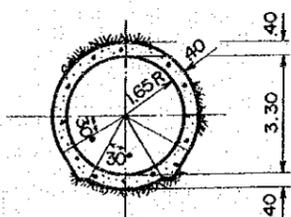
TYPICAL CROSS SECTION OF TAILRACE TUNNEL



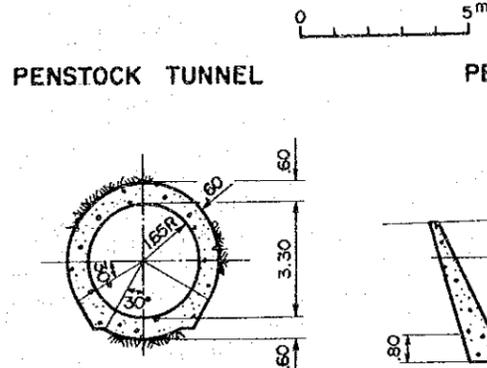
SECTION A - A



HEADRACE TUNNEL

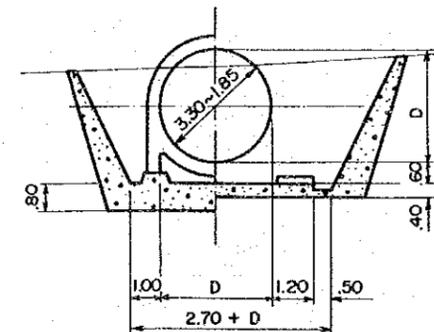


TYPICAL CROSS SECTION

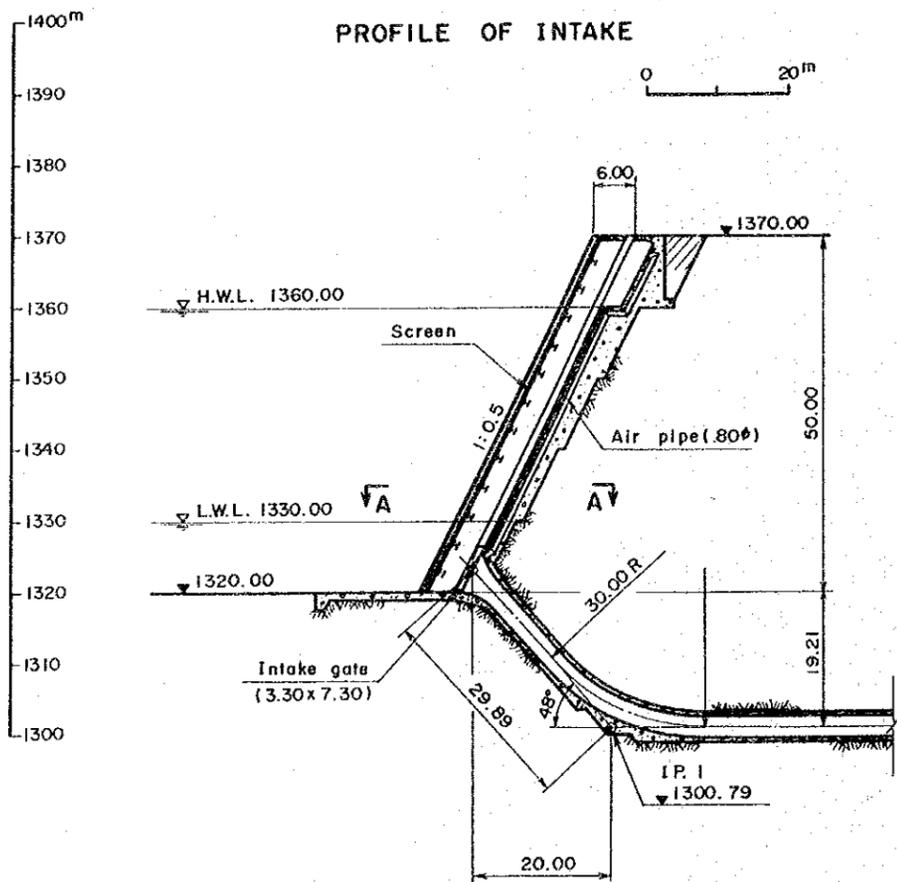


PENSTOCK TUNNEL

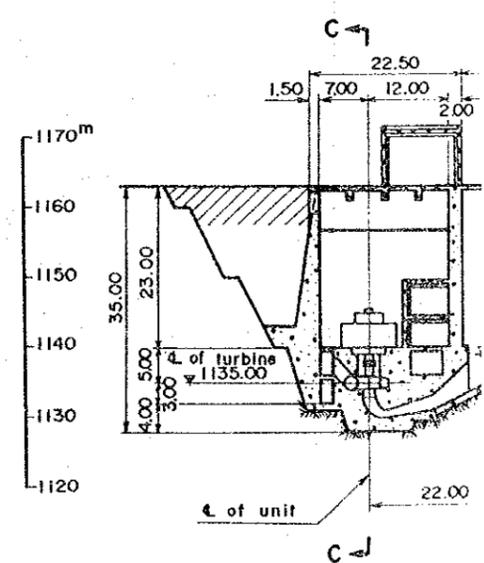
PENSTOCK (OPEN)



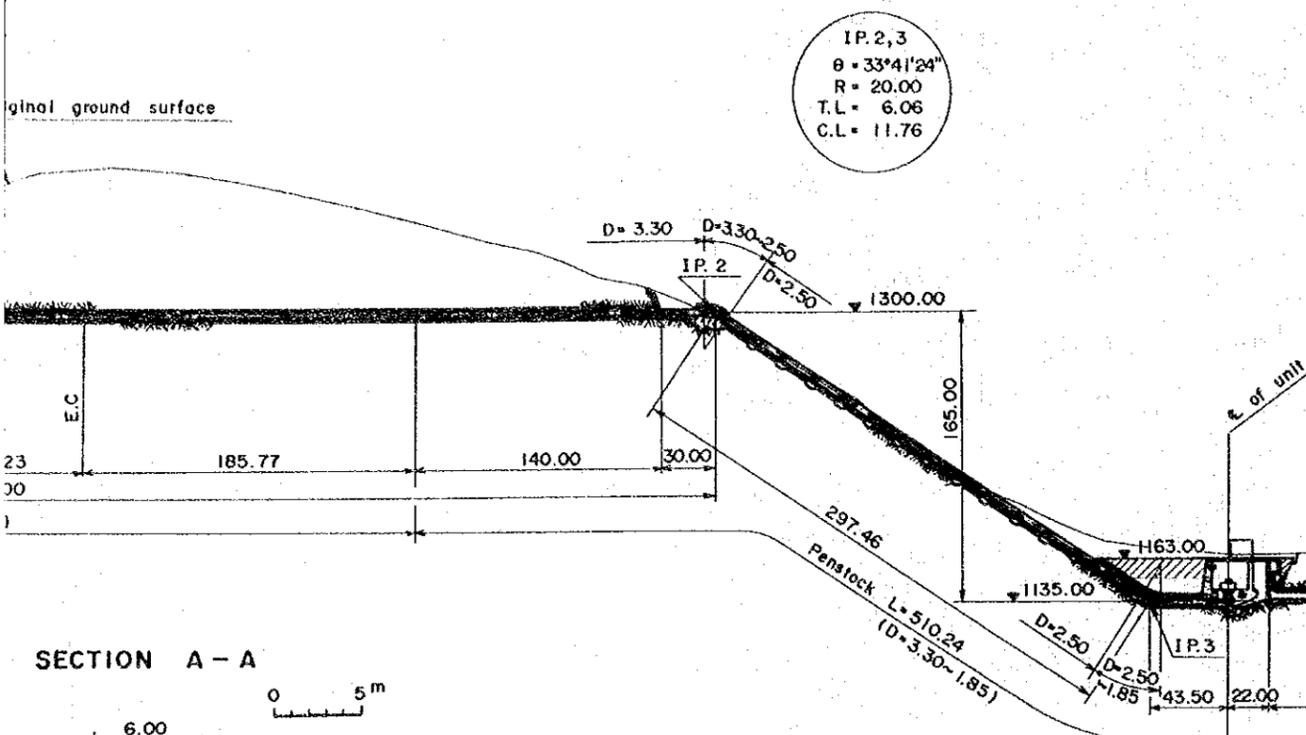
PROFILE OF INTAKE



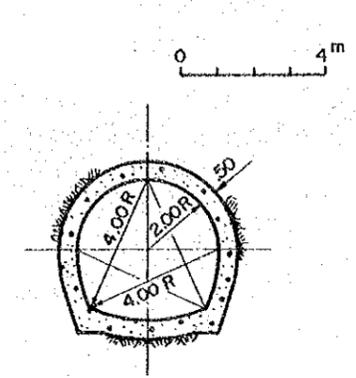
SECTION B - B



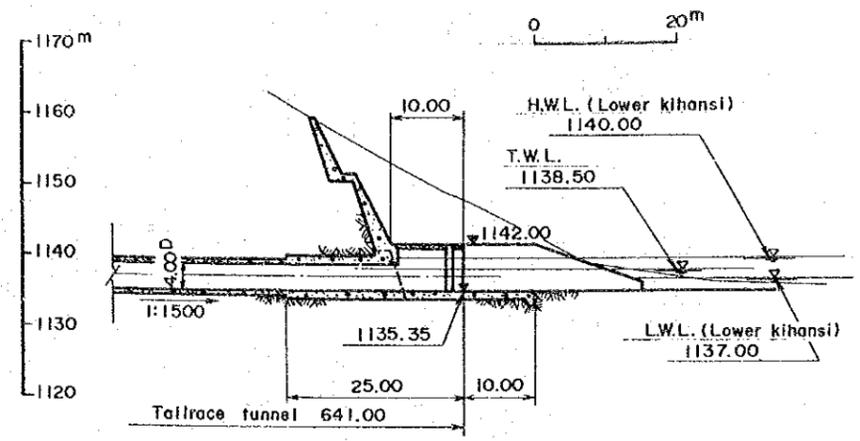
FILE OF WATER WAY



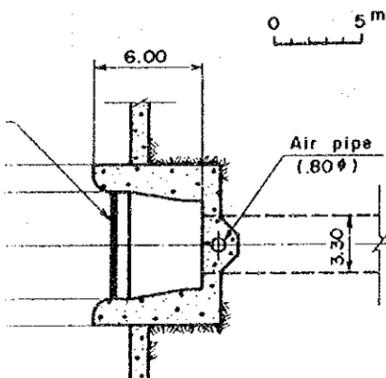
TYPICAL CROSS SECTION OF TAILRACE TUNNEL



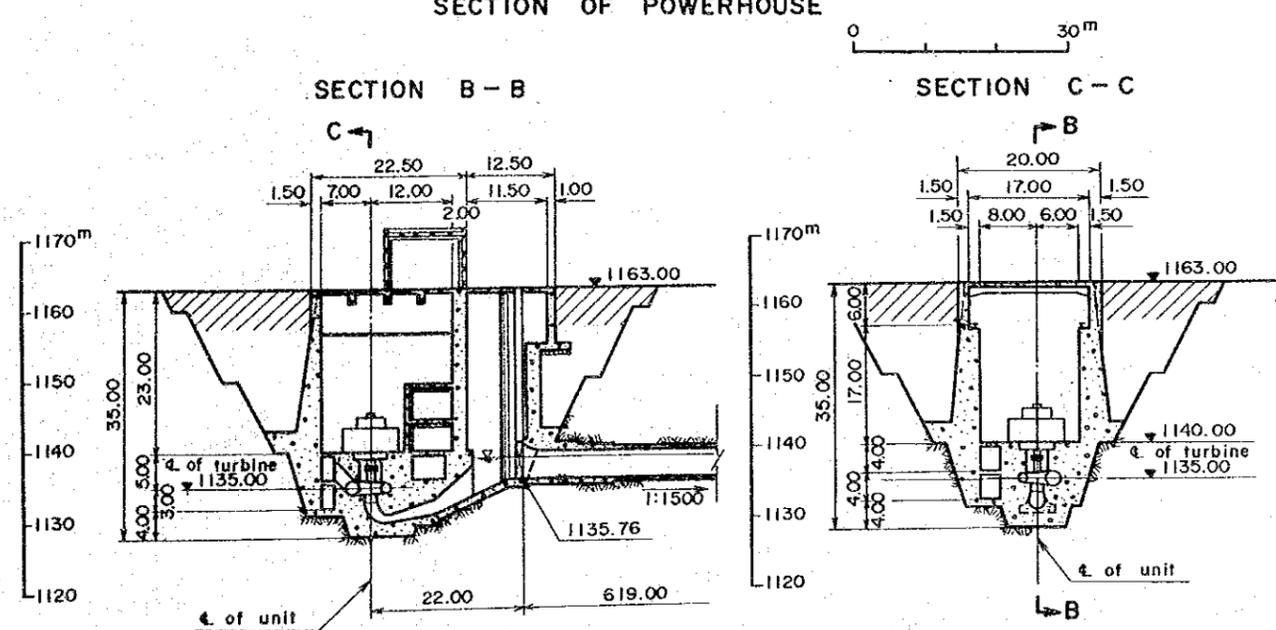
PROFILE OF OUTLET



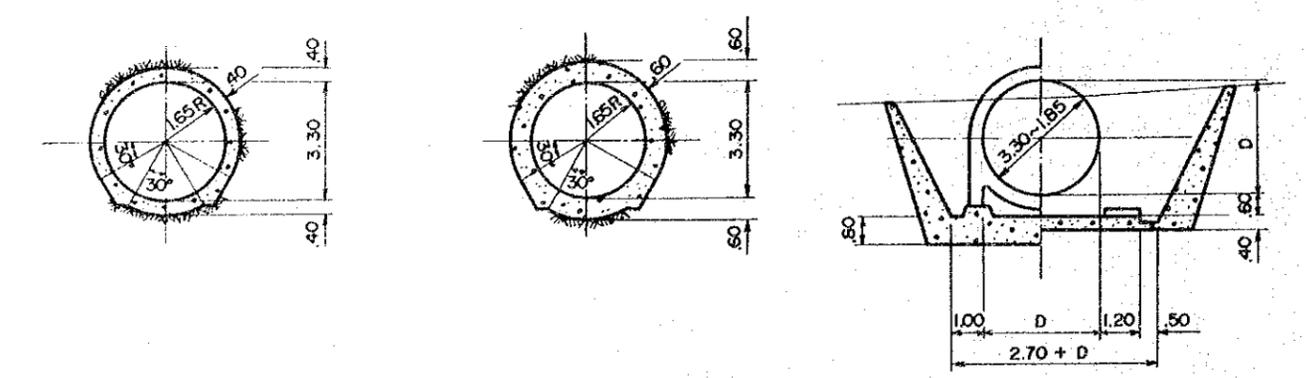
SECTION A - A



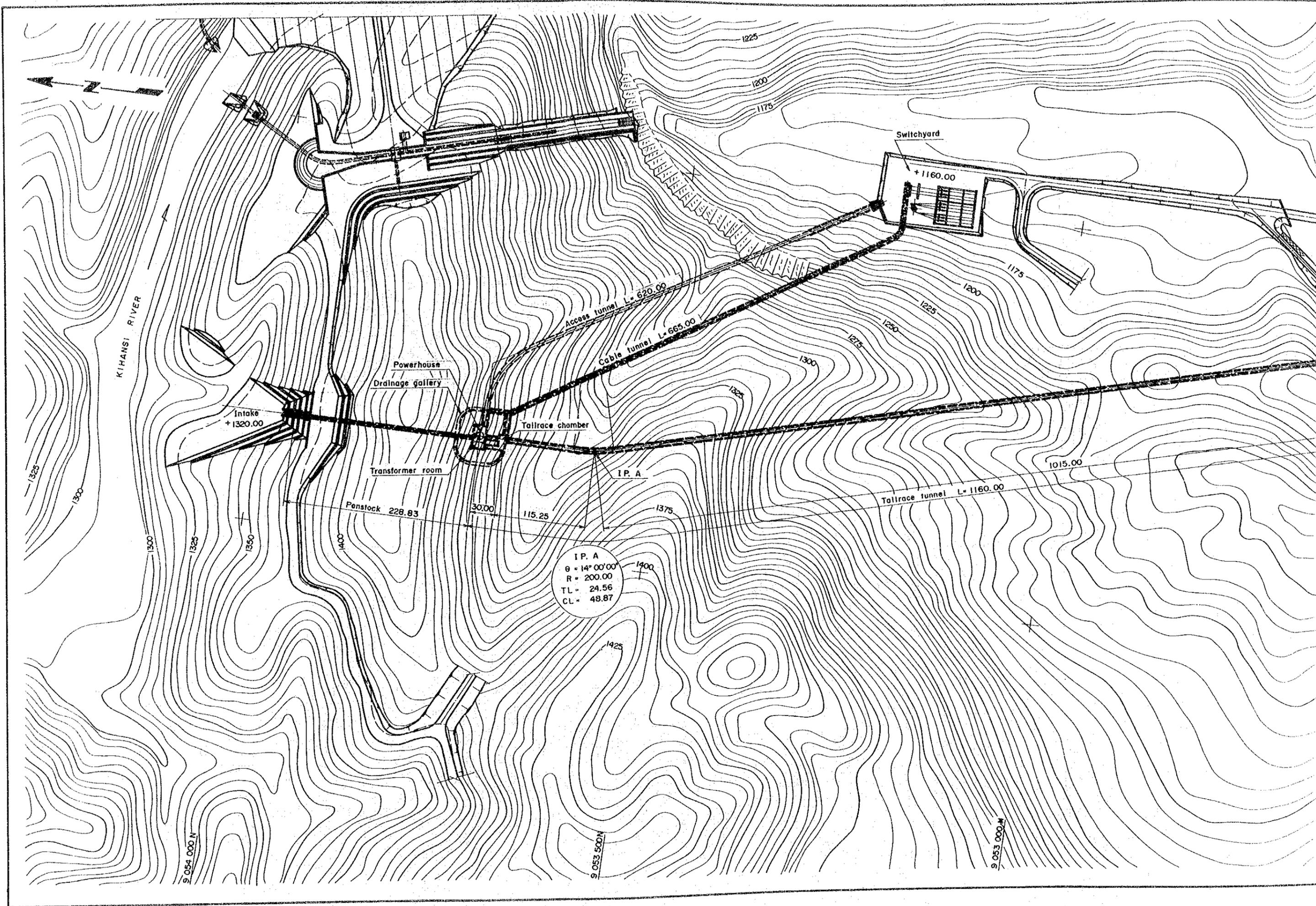
SECTION OF POWERHOUSE

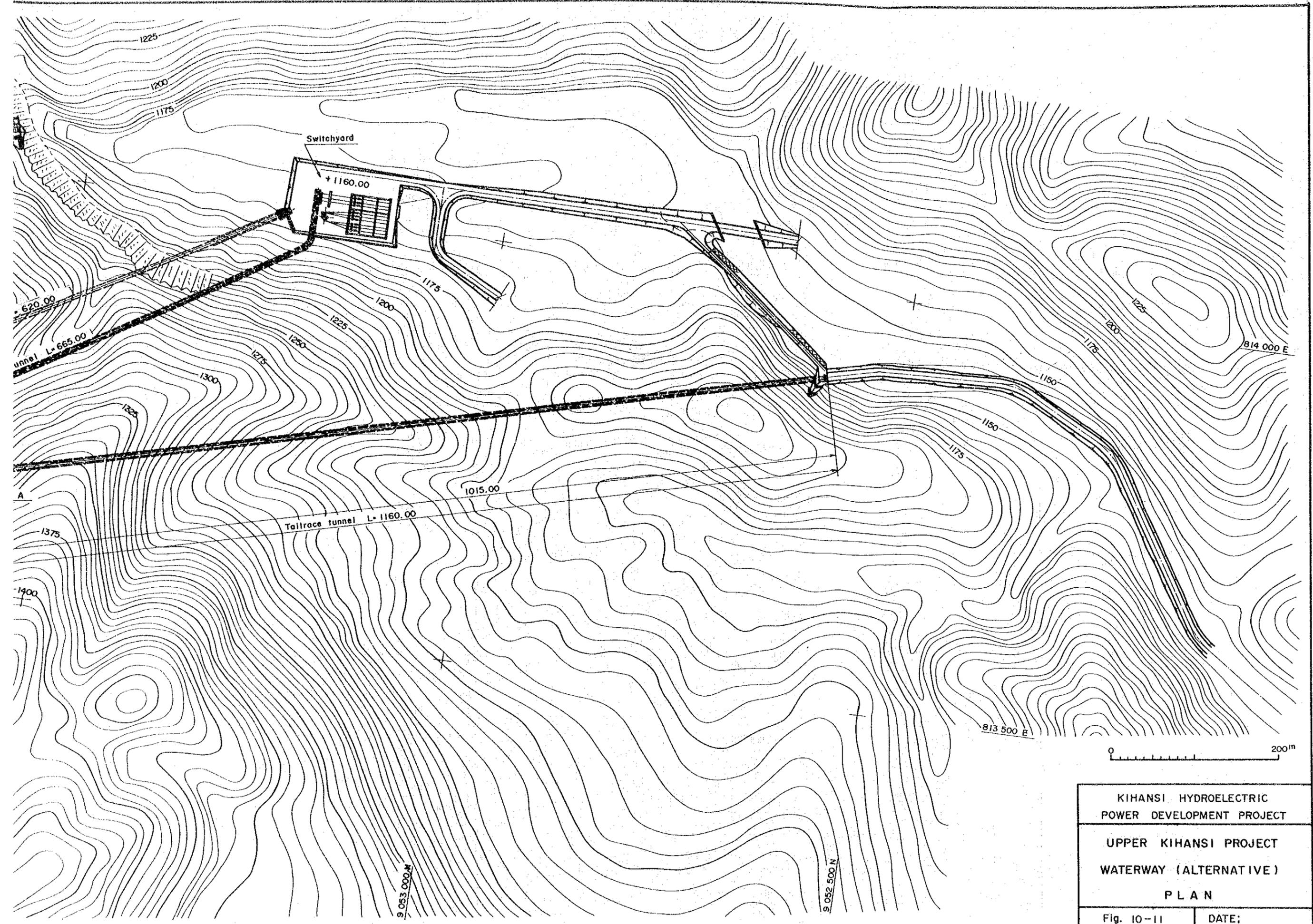


TYPICAL CROSS SECTION HEADRACE TUNNEL PENSTOCK TUNNEL PENSTOCK (OPEN)



KIHANSI HYDROELECTRIC
POWER DEVELOPMENT PROJECT
UPPER KIHANSI PROJECT
WATERWAY
PROFILE AND SECTIONS
Fig. 10-10 DATE:

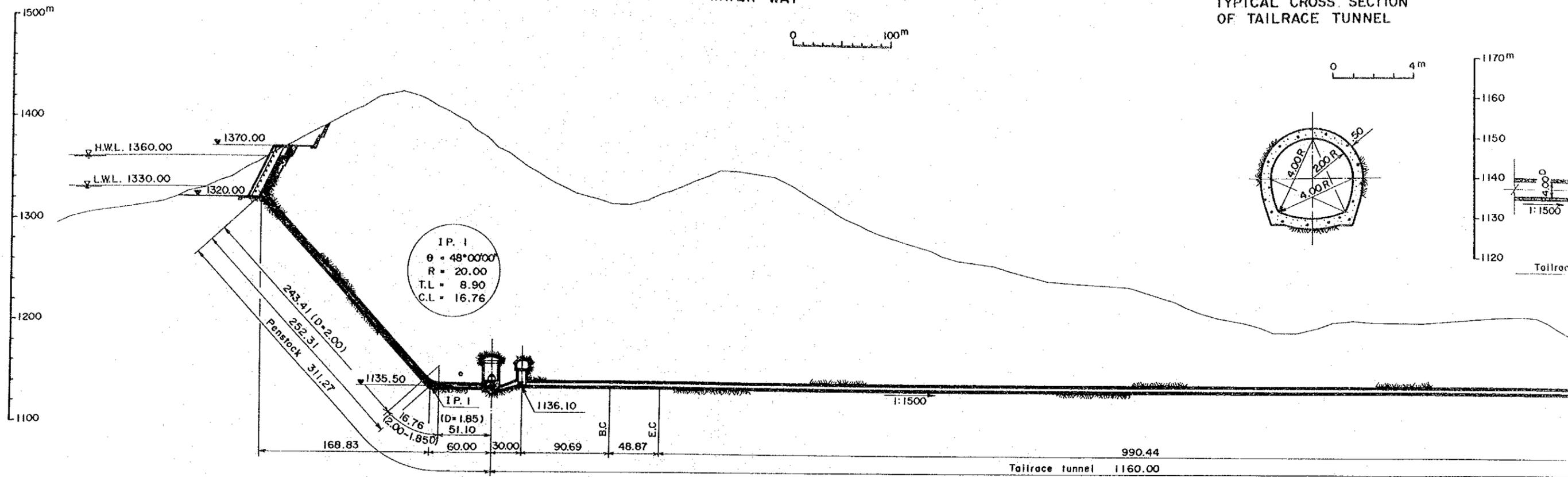




KIHANSI HYDROELECTRIC POWER DEVELOPMENT PROJECT	
UPPER KIHANSI PROJECT WATERWAY (ALTERNATIVE)	
P L A N	
Fig. 10-11	DATE:

PROFILE OF WATER WAY

TYPICAL CROSS SECTION OF TAILRACE TUNNEL

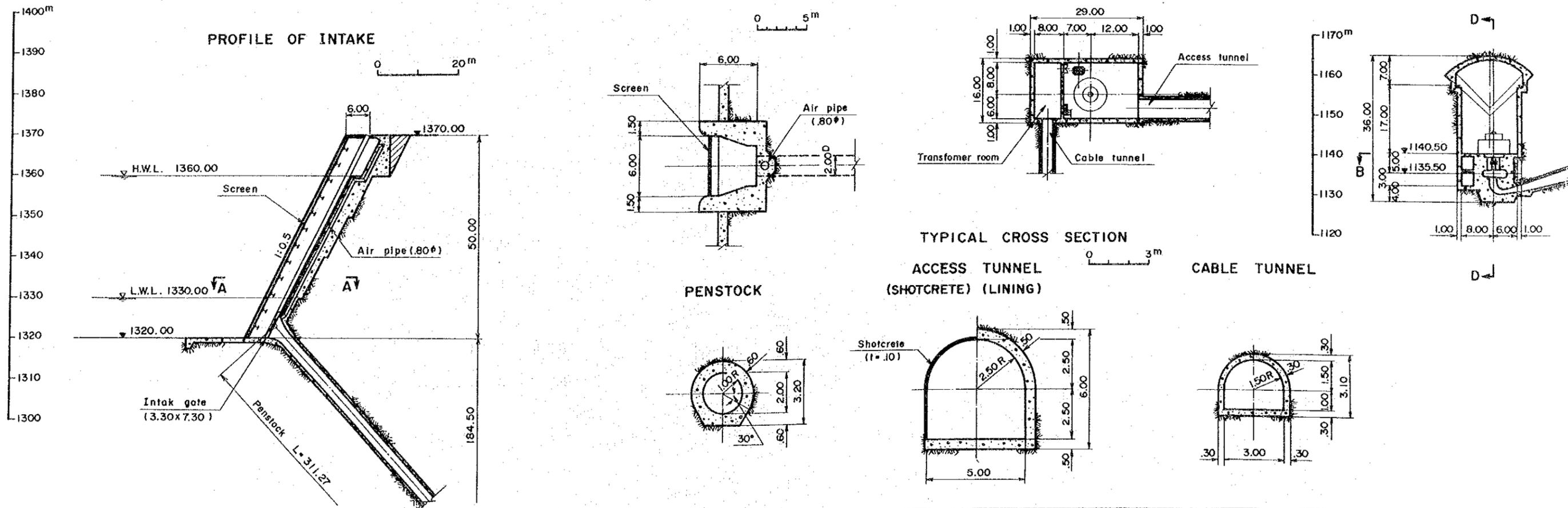


PROFILE OF INTAKE

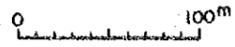
SECTION A - A

SECTION B - B

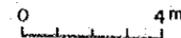
SECTION OF POWERHOUSE
SECTION C - C



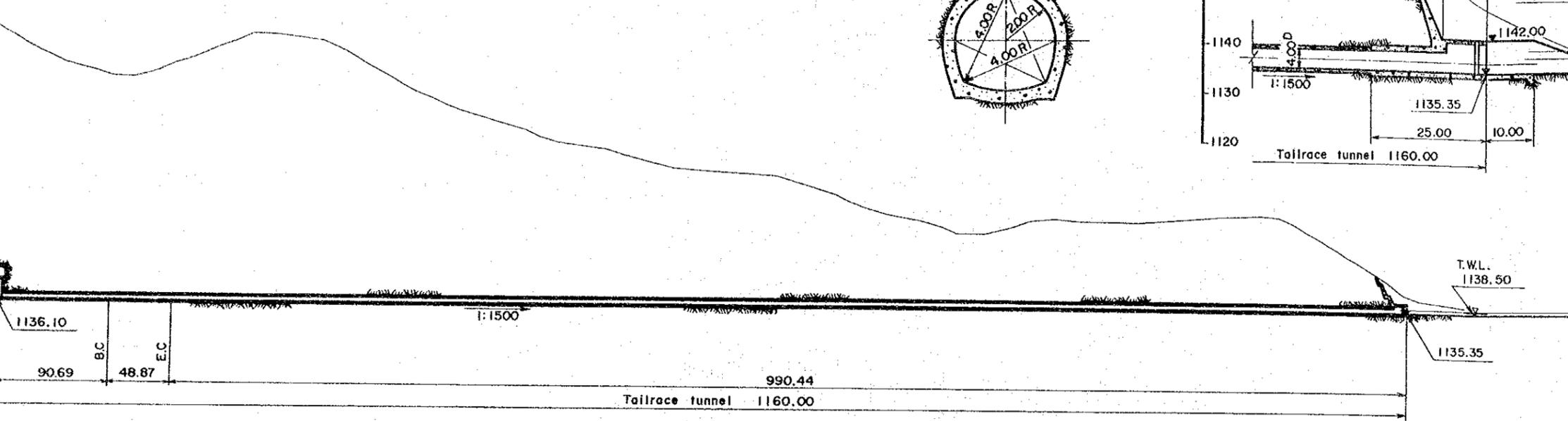
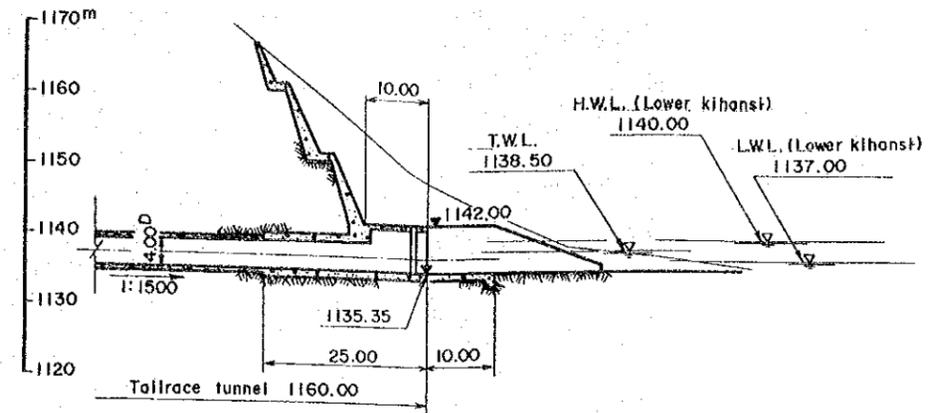
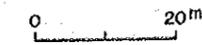
PROFILE OF WATER WAY



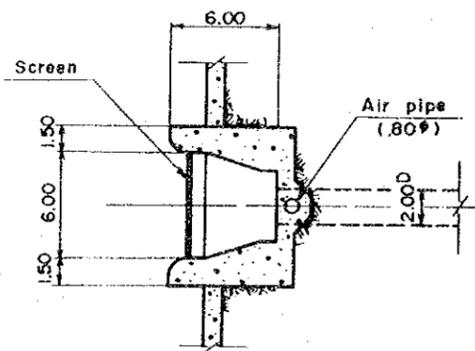
TYPICAL CROSS SECTION OF TAILRACE TUNNEL



PROFILE OF OUTLET

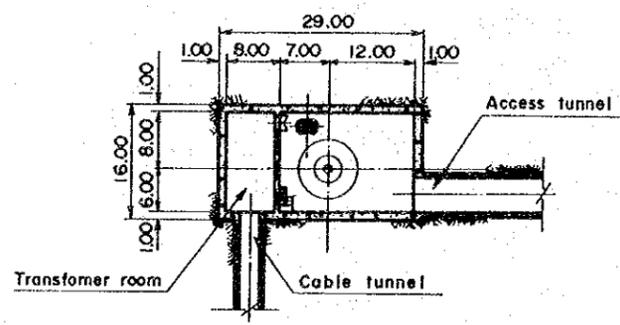


SECTION A - A



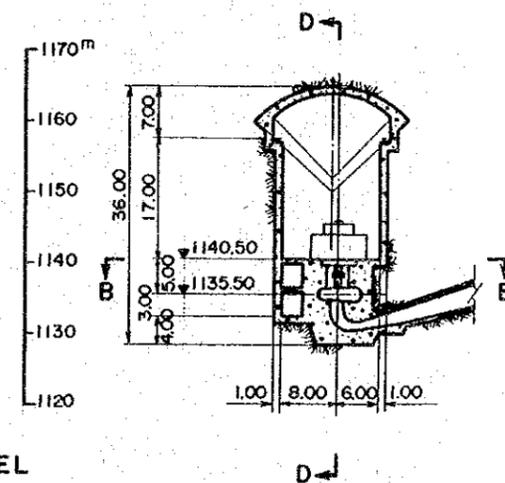
PENSTOCK

SECTION B - B

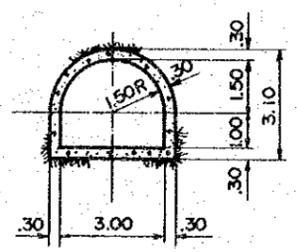
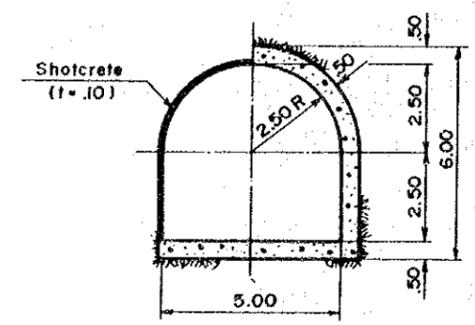
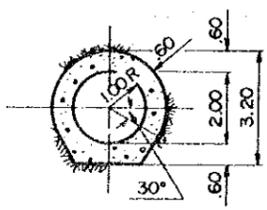
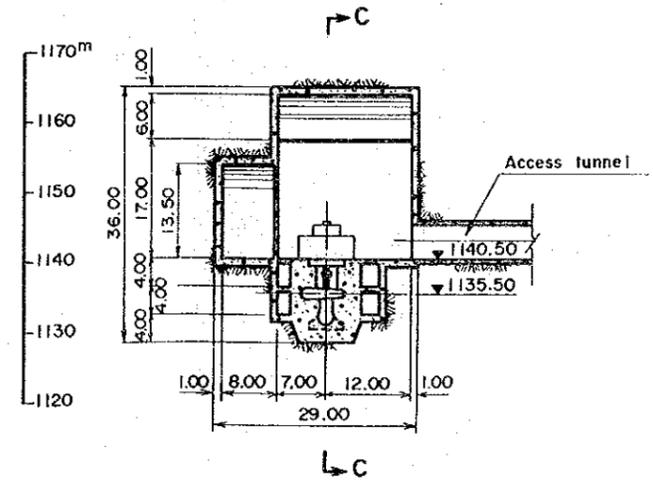


TYPICAL CROSS SECTION ACCESS TUNNEL (SHOTCRETE) (LINING)

SECTION OF POWERHOUSE SECTION C - C



SECTION D - D



KIHANSI HYDROELECTRIC POWER DEVELOPMENT PROJECT	
UPPER KIHANSI PROJECT WATERWAY (ALTERNATIVE)	
PROFILE AND SECTIONS	
Fig. 10-12	DATE;

(2) 取水口

取水口は洪水吐から約500m西寄りの、本流が南から東に向きを変える地点に設置した。地点は以下の理由から選定した。

- i) 取水口設置条件である地形、地質上の問題点はダム洪水吐から約1km区間は同一であること。
- ii) ダム下流右岸は地形上、深く入り込んだ沢がある。導水路トンネルの通過地点はこの沢を回避する必要がある。
- iii) 取水口から発電所までの距離は最短距離を選定し、構造物の安全性、経済性を考慮して、取水口地点を決定した。

取水口地点の地形、地質は第7章で述べた通りである。取水口構造物は基礎岩盤までの表土が深いこと、地表勾配が約22~25°と緩やかであること、および構造物を支持する地質条件が不明確であることから、タワー型式等の特殊構造物をやめて全体で支持する傾斜式とした。

取水口呑口標高は貯水池推砂面の標高1,300.00m以上であること、貯水池低水位の標高1,330.00mでも十分な取水能力を有していること等を考慮して標高1,320.00mと決定した。また取水口天端は傾斜式取水口であり、取水口ゲート休止室を満水位以上に確保することから標高1,370.00mとした。

(3) 導水路トンネル

導水路トンネルは(2)取水口で述べたように取水口から発電所までの間を安全でかつ経済的に通水する全長653.00mトンネルであり、巻立コンクリートで最大内外圧を負担する構造とした。なお、トンネルの一部から発電所までの明り区間は全圧力を水圧鉄管で負担する水圧管路とした。

導水路トンネルの中心標高1,300.00mは貯水池低水位においてトンネル内の圧力変動において負圧が生じない標高であること、および最大内圧を鉄筋コンクリートで負担することが出来る高さとした。

トンネル径の決定は調圧水槽を省略することから圧力変動に対する水の補給が容易になるよう、平均流速を3.00m/sec 以下とすることとし、内径を3.30mとした。

(4) 調圧水槽の省略

調圧水槽は通常以下の理由から導水路トンネルと水圧管路の接合部に設置される。

- i) 貯水池からの導水路トンネルが圧力水路であり、その長さが相当長いこと。
- ii) 水車が急停止した場合の水撃作用によって圧力トンネル内に異常な圧力上昇を生ずる。この圧力上昇を少なくする。
- iii) 発電所の負荷の増減に応じた水量の補給、吸収を行う。

しかしながら、上部計画における水路には種々の検討を加えて調圧水槽を省略した。

Table 10-3には、調圧水槽を設置した場合と省略した場合の比較を示す。

調圧水槽を省略するには、別途付属設備が必要となる。その付属設備はFig. 10-13に示す制圧機と調圧バルブである。

Fig. 10-13 Detail of Pressure Control Relief Valve

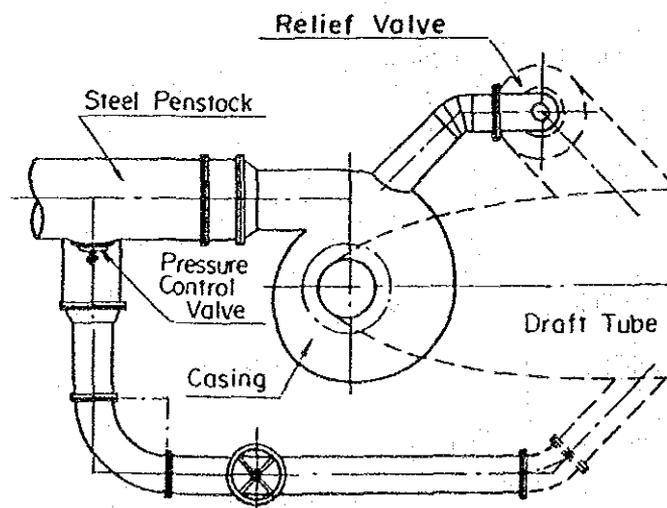
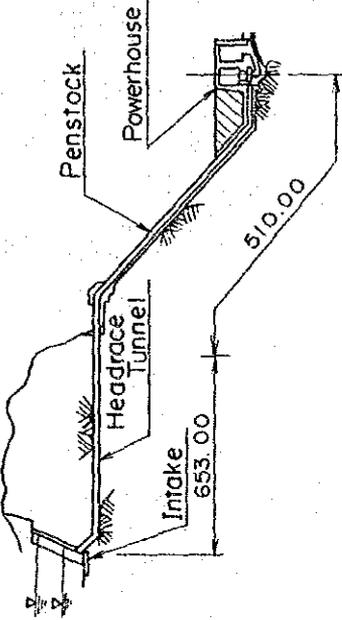
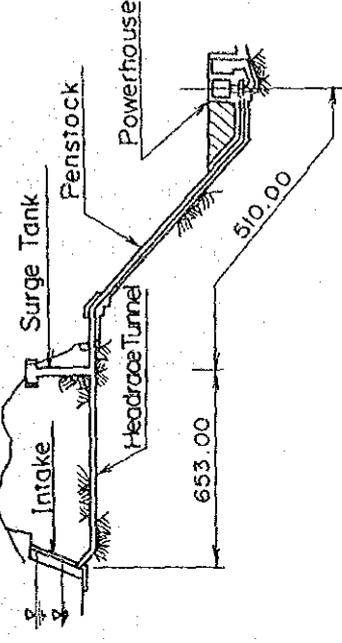


Table 10-3 Comparison of Surge Tank

Item	Without Surge Tank	With Surge Tank
Profile		
Maximum Water Hammer	15 m (7%)	49 m (36%)
Penstock	480 ton	540 ton
Construction Cost	11.7 × 10 ⁶ US\$	17.5 × 10 ⁶ US\$
Ratio of Construction Cost	1.00	1.50
Stability	Good	Good

調圧水槽を省略する条件は以下の通りである。

- i) 導水路トンネル延長が653.00m であり、極端に長くないこと。
- ii) 水槽を設置した場合でも水面の安定上必要な立坑断面積は最少でよいこと。
当地点は導水路トンネルと同じく内径は3.30m でよい。
- iii) 水車付近に二重の安全装置を有し緊急時の対応が十分可能であること。
- iv) 水槽を省略することにより経済性が増すこと。

また、水車の制御方法は以下の通りである。

- i) 通常の運転時においては、水車のガイドベーンと連動して制圧機が開閉するため導水路トンネル、水圧管路に異常な圧力や水位変動は生じない。
- ii) 制圧機はガイドベーン閉鎖開始までの不動時間である0.25秒より0.05秒遅れて作動し、閉鎖時間は共に6.0秒とした。
- iii) 制圧機がガイドベーンと連動して作動しない場合は、ガイドベーンの閉鎖時間を6.0秒から200秒に切替え可能とした。
- iv) 電気、機械的に制御が不可能となり、水圧管路に異常な圧力が上昇した場合は、調圧バルブが開いて圧力を開放する。

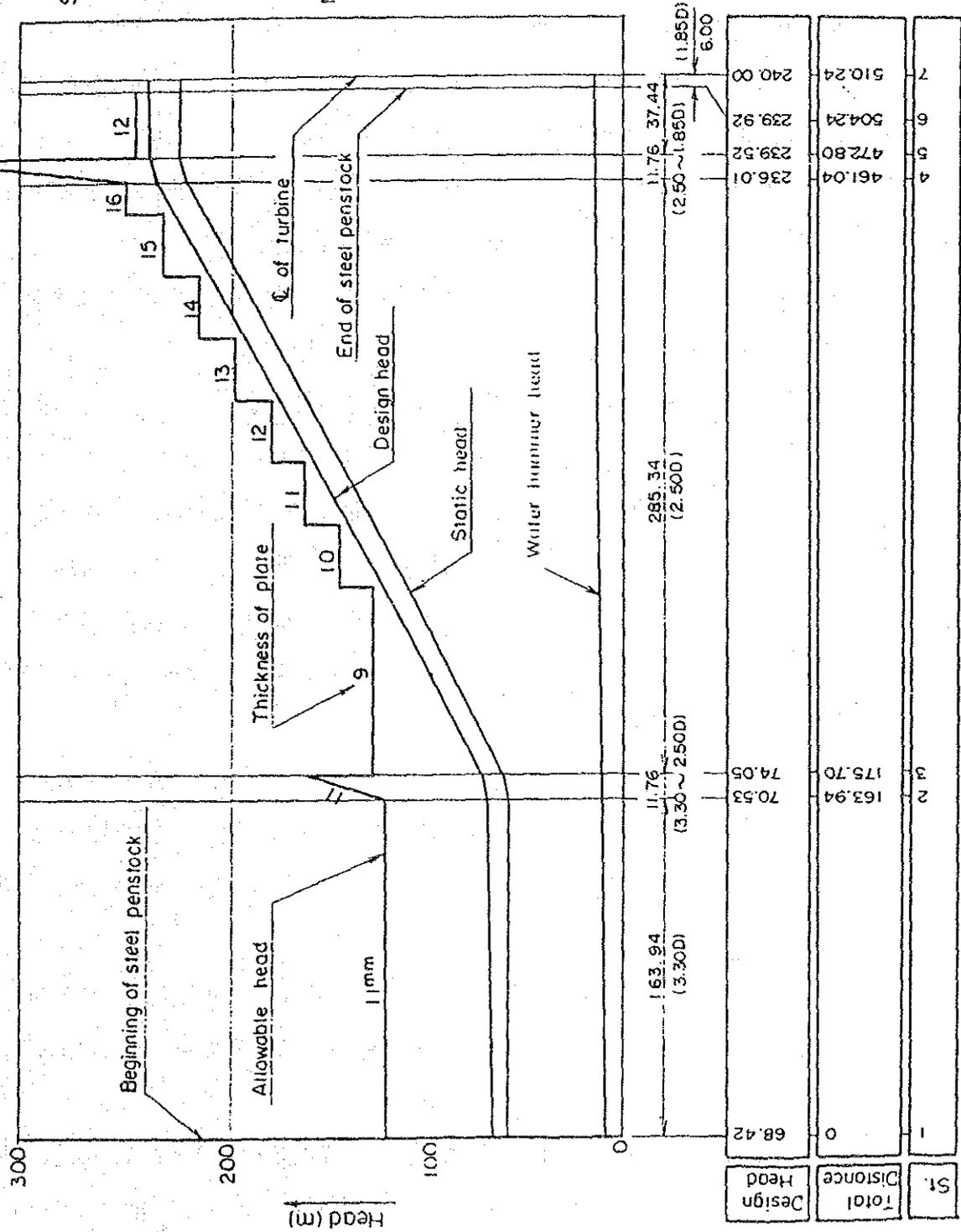
(5) 水圧管路

Fig. 10-9 および Fig. 10-10 に示すように水圧管路のうち、140m区間は水平のトンネルとし、残りは明りで固定台および小支台で支持され、約34°の勾配で発電所に連絡される。

この地点の地形、地質状況は第7章に示す通りであり、構造物に重大な支障を与えるような問題点は見当たらない。

水圧管路は全水圧を水圧鉄管で負担し、その圧力および鉄管厚さは Fig. 10-14に示す。なお、水圧鉄管の設計条件は以下に示す通りである。

Fig. 10-14 Steel Penstock Design Head Diagram



Specification

Maximum discharge 25.7 m³/sec

Maximum static head 225m

Water hammer (at turbine) 15m

Closing time 6.25sec

Material

Allowable tensile stress 2400kg/cm²

Welding efficiency 90%

Corrosion allowance 1.5mm

- i) 静水圧は貯水池満水位と水圧鉄管中心標高の差を全水頭とする。
- ii) 水撃圧はガイドベーンと制圧機の作動時間差、0.05秒を用いて計算した圧力に予裕を加えた約7%である15mを水車中心に作用し、管路延長に比例し貯水池で0にする直線変化とした。
- iii) トンネル部の全線および明り部の一部は最少板厚で決定される。

(6) 発電所および開閉所

発電所および開閉所はFig. 10-9およびFig. 10-10に示すように、ダム地点より約0.6km下流右岸の台地に位置している。

この地点の地形、地質は第7章で述べた通りである。地形的には標高1,160.00mから標高1,170.00mで平坦地であり、現在は畑、または荒地である。

地質は地表から10m前後までは堆積物で覆われているが、それ以深では基礎岩盤として問題はないと思われる。

発電所は(1)水路ルート of 検討の項で決定した半地下式発電所とし、水車発電機は1台で、発電機室における所要寸法は幅14.00m、長さ19.00mである。

水車中心は放水口水位から、必要な押し込み水頭を考慮して標高1,135.00mとした。

また、発電機室および組立室は水車中心から決められそれぞれ標高1,140.00mおよび1,149.50mとした。一方発電所周辺の仕上げ標高は、地形上から標高1,163.00mとした。これは河床の高さが標高1,155.00m前後であり、洪水時における安全性と経済性から決定した。

発電所周辺の標高と発電機室または組立室までの高低差は約15~20mであり、直接資機材を搬入するには周辺の河床より深くに入る必要があり進入道路が長くなること。

洪水時に対する対策が必要であることから、搬入クレーンを別途地表に設置する構造とした。

なお、発電所の全掘削高さは35.00mとなり、工事中において水圧管路、放水路トンネル、ドラフトゲート室と交錯するが、地質条件や施工条件を考慮すると地山が崩壊する可能性はないと考えられる。

開閉所は発電所横に設置し、主トランスまでの距離を最短距離とすると同時に将来の保守、点検が容易になる位置を選定した。所要面積は発電所および放水口ゲート室を含めて、幅80m、長さ130mである。

(7) 放水路トンネル

放水路トンネルは発電所地点の河床標高約1,155.00mと下部調整池水位までの高低差約15mを有効に利用するために設けたトンネルであり、ルートおよび形状はFig. 10-9およびFig. 10-10に示す通りである。

この下部調整池水位までの高低差約15mを利用する方法にはi) 全線をトンネルとする案、ii) 一部をトンネル、一部を明りで現河床を掘削する案、およびiii) 全線を明りで現河床を掘削する案、がある。この3案を比較した結果はTable 10-4 に示す通りである。

表からも判明するようにii) 案を採用した。この案は発電所から約650mをトンネルで残りの500mを明りで現河床を掘削する案である。この案の特徴は、最も経済的であること、完成後の洪水等による保守、点検が容易であること。および施工性からも問題が少ないことである。

放水路トンネルにおける通水量計算はマンニングの式で行った。通水容量、流速等はFig. 10-15 に示す通りであり、最大通水量 $Q=25.7\text{ m}^3/\text{s}$ は十分通水可能である。

Table 10-4 Comparison of Tailrace

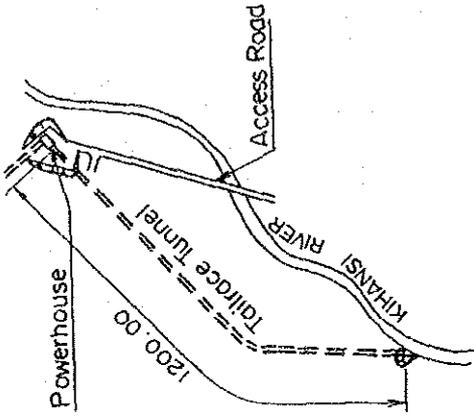
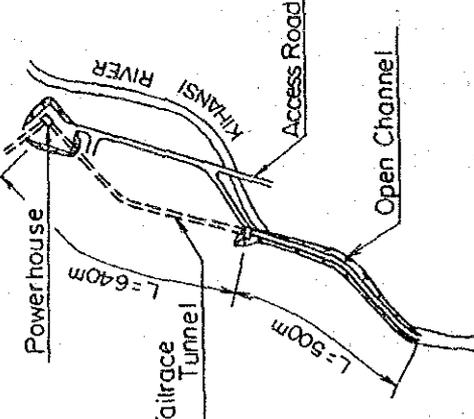
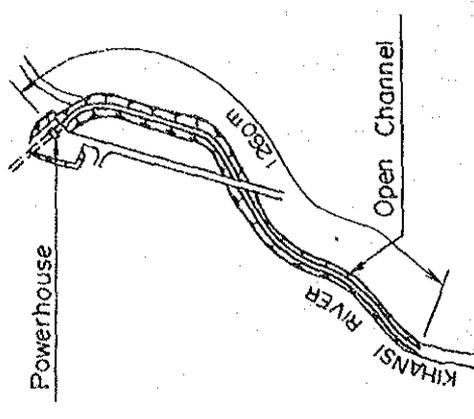
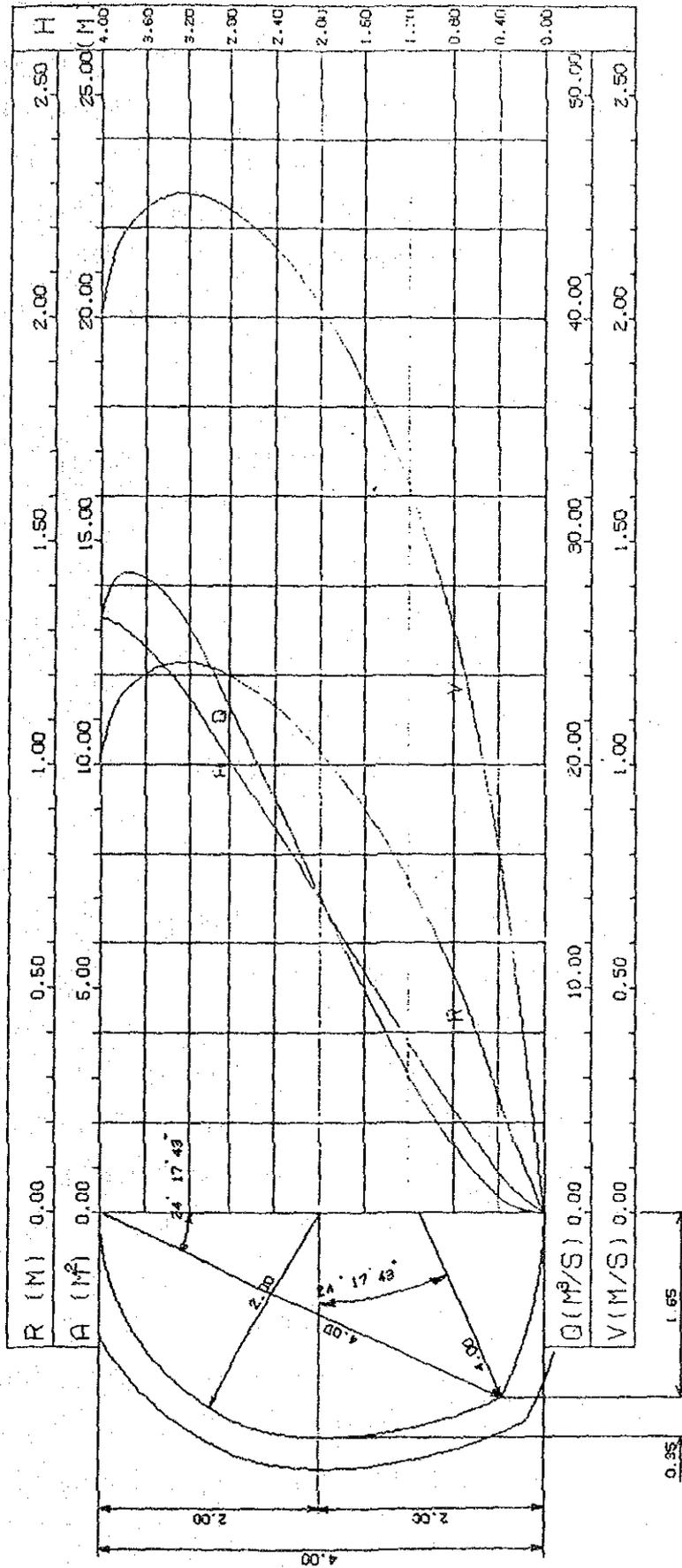
Item	Tunnel Type	(Tunnel + Open) Type	Open Type
Plan			
Excavation Volume	28,000 m ³	63,000 m ³	288,000 m ³
Construction Cost	4,700,000 US\$	3,300,000 US\$	3,400,000 US\$
Construction	Good	Good	Good
Maintenance	Good	Good	Fine

Fig. 10-15 Rating Curve in Tailrace Tunnel



- V : VELOCITY (M/S)
- Q : DISCHARGE (M³/S)
- A : CROSS-SECTIONAL AREA OF FLOW (M²)
- R : HYDRAULIC RADIUS (M)
- N : COEFFICIENT OF ROUGHNESS (NC=0.0130)
- I : CHANNEL GRADE (1:1500)
- H : WATER LEVEL (M)

FORMULA

$$Q = A \cdot V$$

$$= A \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2} / N$$