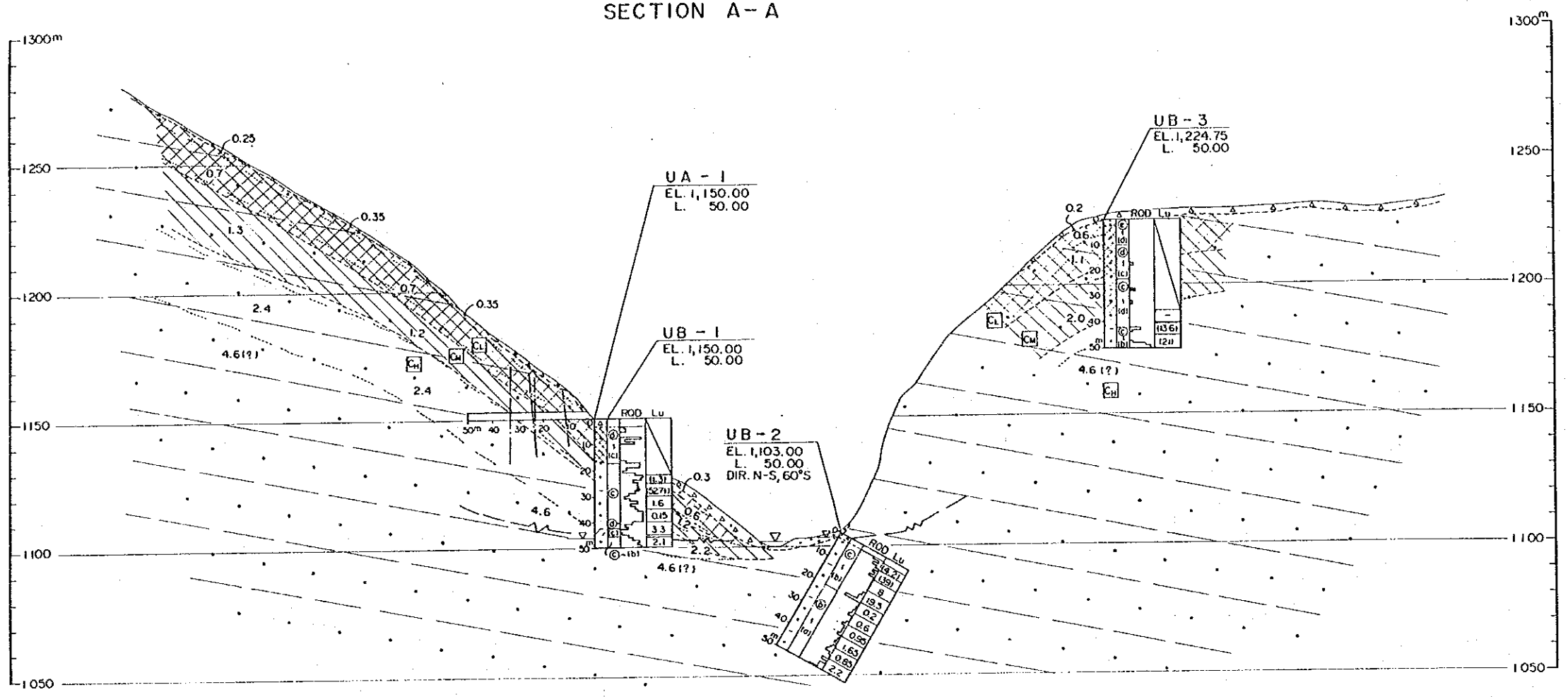




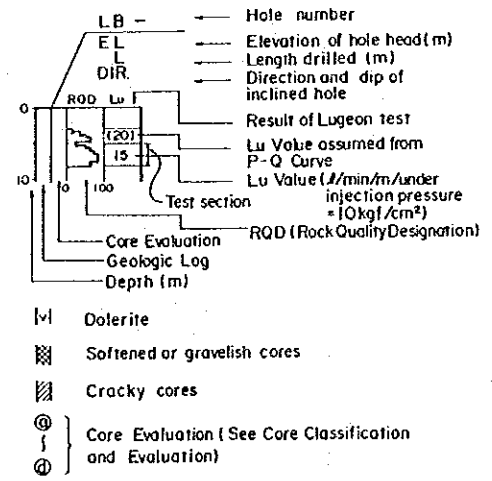
SECTION A-A



LEGEND

- Riverbed deposits
- Talus deposits (Partly topsoil)
- Sandstone (Interbedded with siltstone and shale)
- Continuous joint/crack
- Geologic boundary
- Boundary of rock mass classification
- Ground water level

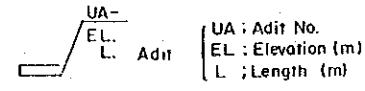
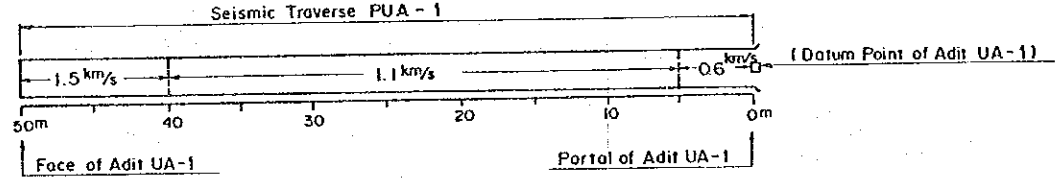
(Drillhole Log)



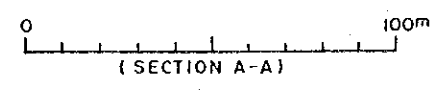
(Rock Mass Classification)

- Somewhat cracky but not loosened rocks
- Somewhat cracky and slightly loosened rocks
- Cracky and loosened rocks due to weathering and/or creeping
- Soft or brittle rocks due to weathering or shearing

(Seismic Velocity Distribution in Adit)

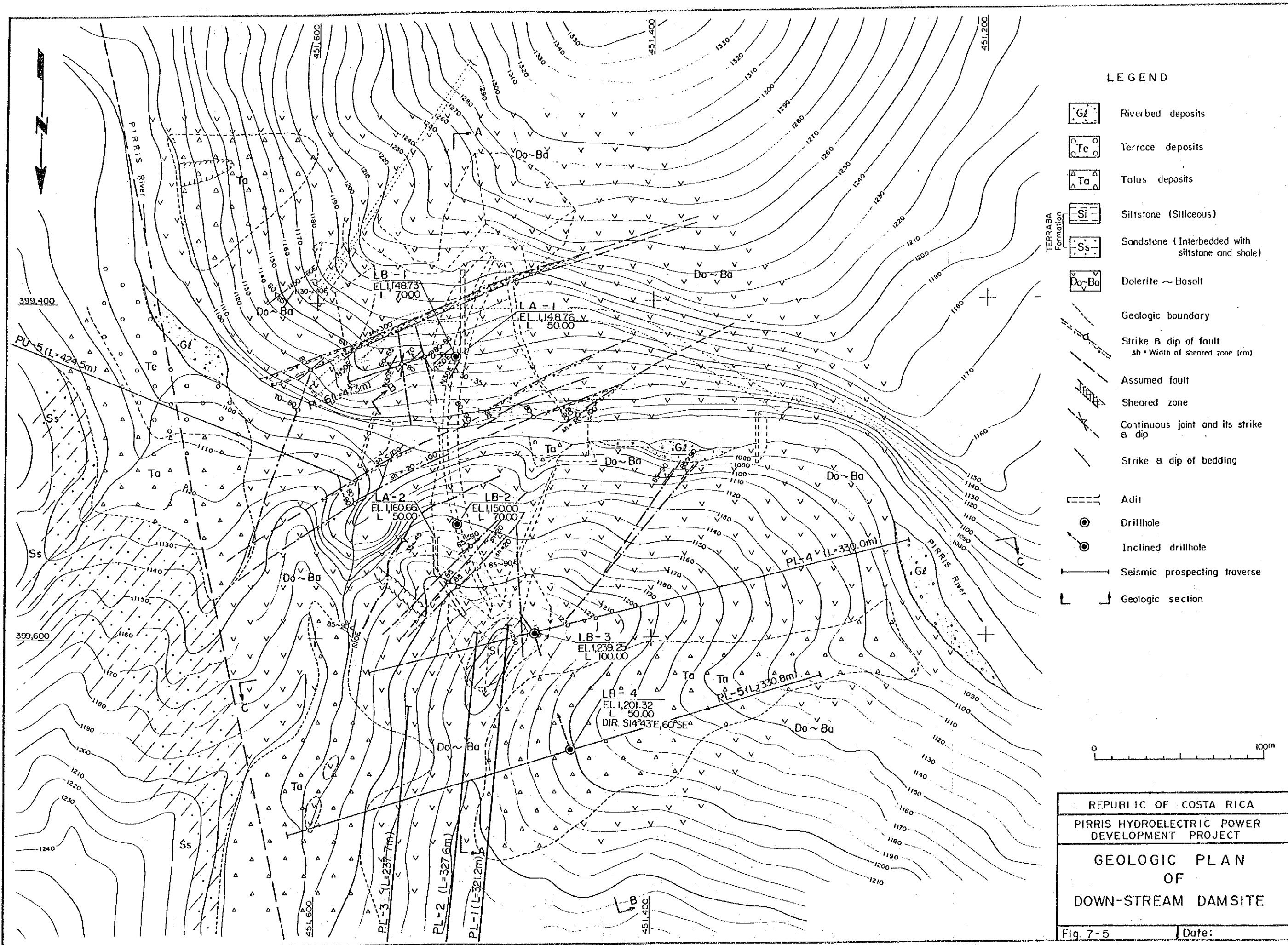


(Seismic Velocity Distribution)  
 2.4 Velocity (km/s) and boundary of velocity layer  
 4.6



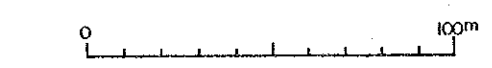
REPUBLIC OF COSTA RICA	
PIRRIS HYDROELECTRIC POWER DEVELOPMENT PROJECT	
GEOLOGIC SECTION OF UP-STREAM DAMSITE	
Fig. 7 - 4	Date:





LEGEND

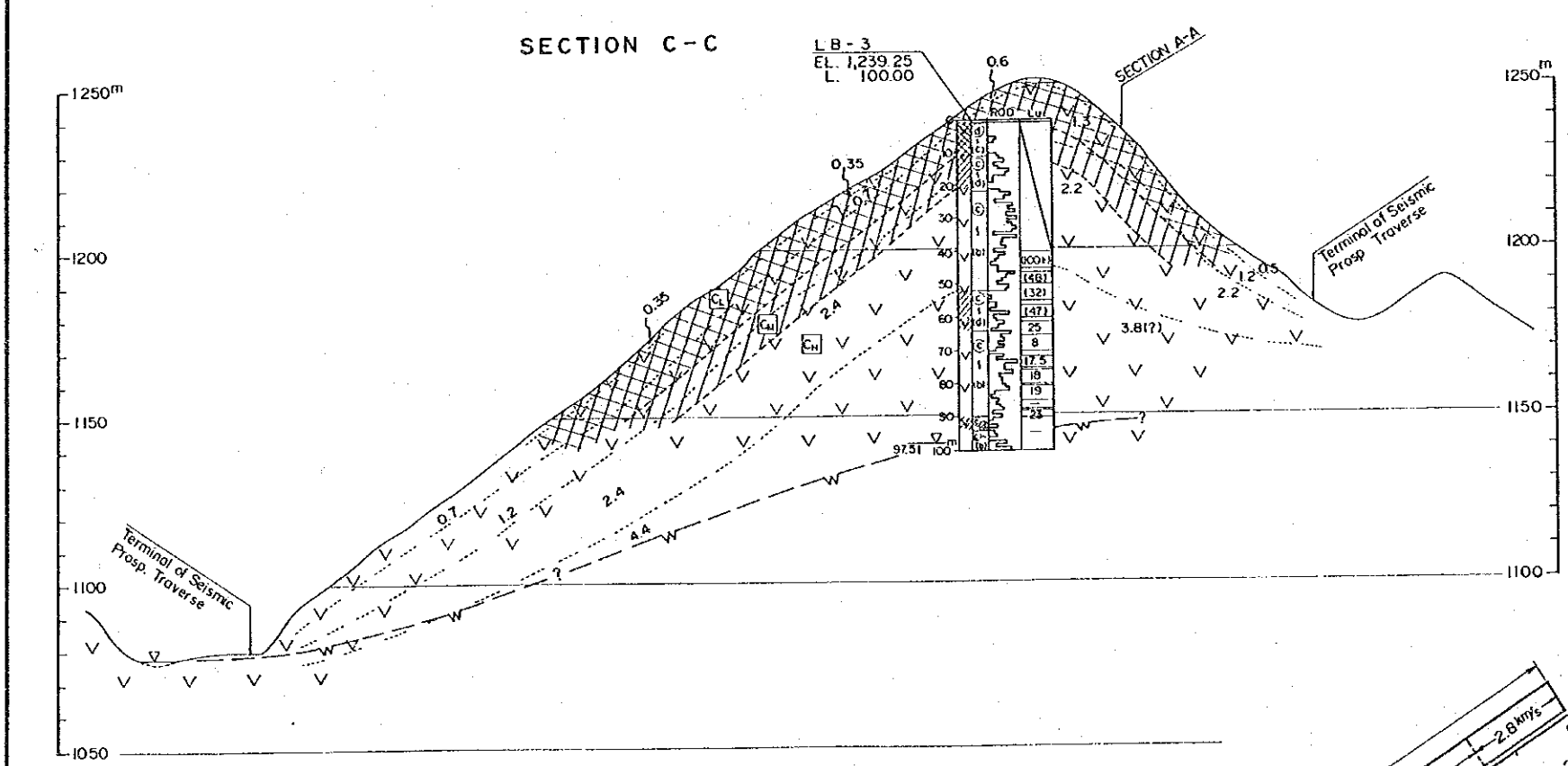
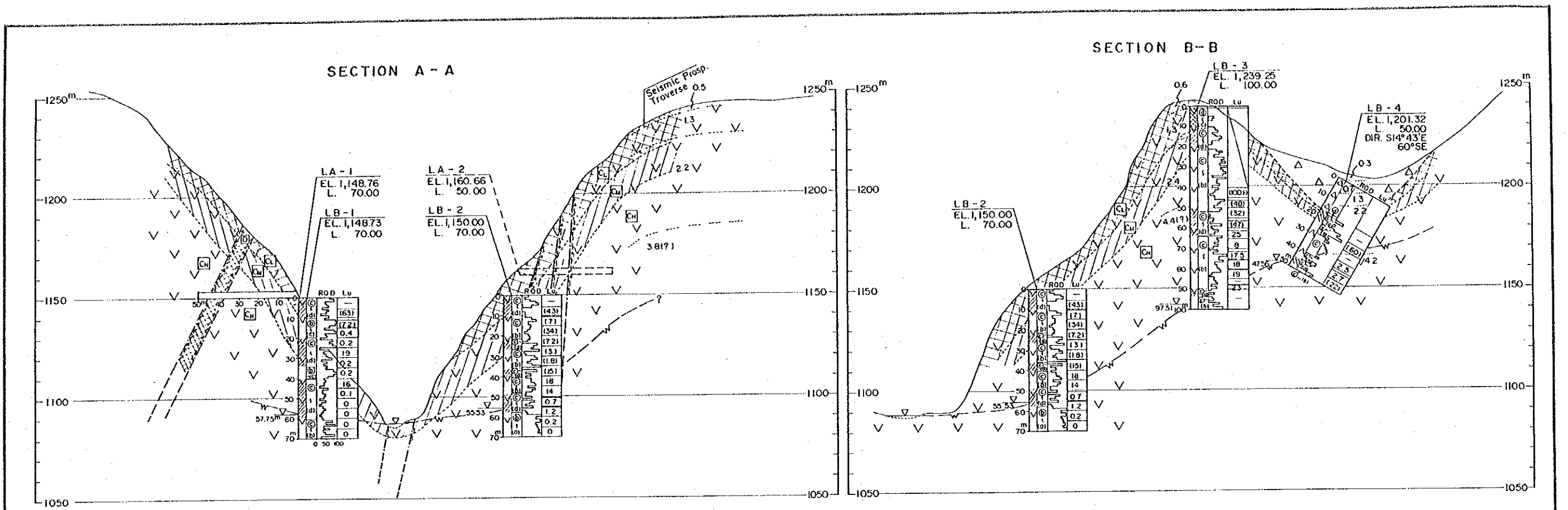
- Gd Riverbed deposits
- Te Terrace deposits
- Ta Tolus deposits
- Si Siltstone (Siliceous)
- Ss Sandstone (Interbedded with siltstone and shale)
- Do-Ba Dolerite ~ Basalt
- Geologic boundary
- Strike & dip of fault  
sh = Width of sheared zone (cm)
- Assumed fault
- Sheared zone
- Continuous joint and its strike & dip
- Strike & dip of bedding
- Adit
- ⊙ Drillhole
- ⊙ Inclined drillhole
- Seismic prospecting traverse
- ⊥ Geologic section



REPUBLIC OF COSTA RICA  
 PIRIS HYDROELECTRIC POWER  
 DEVELOPMENT PROJECT  
 GEOLOGIC PLAN  
 OF  
 DOWN-STREAM DAMSITE

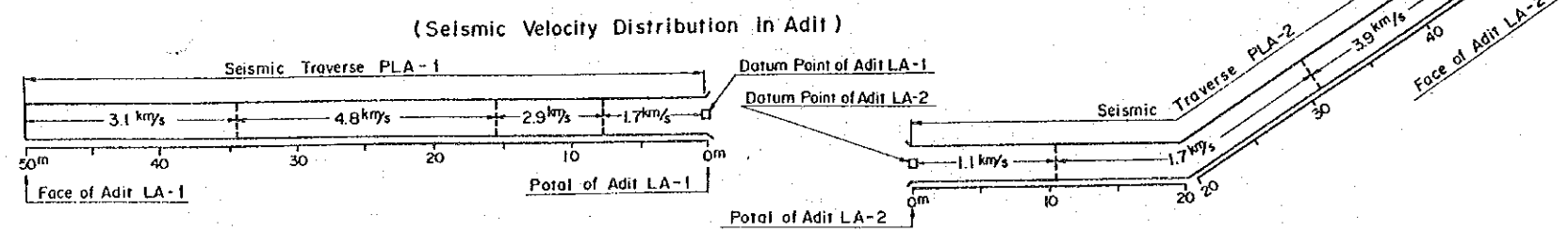
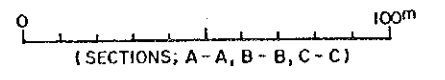
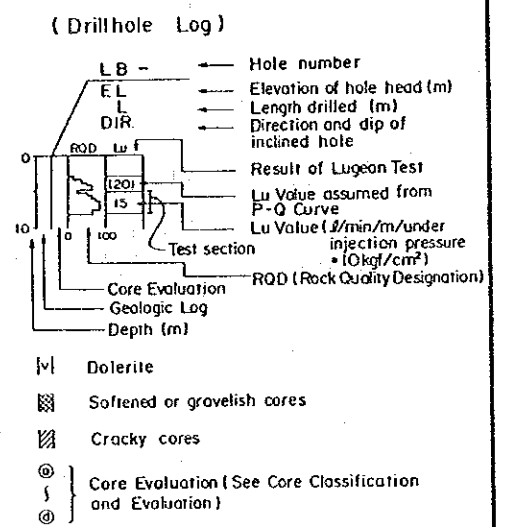
Fig. 7-5      Date:





**LEGEND**

- Talus deposits
- Dolerite ~ Basalt
- Fault
- Geologic boundary
- Boundary of rock mass classification
- Ground water level
- Adit (LA: Adit No., EL: Elevation (m), L: Length (m))
- (Seismic Velocity Distribution) Velocity (km/s) and boundary of velocity layer
- (Rock Mass Classification)



REPUBLIC OF COSTA RICA

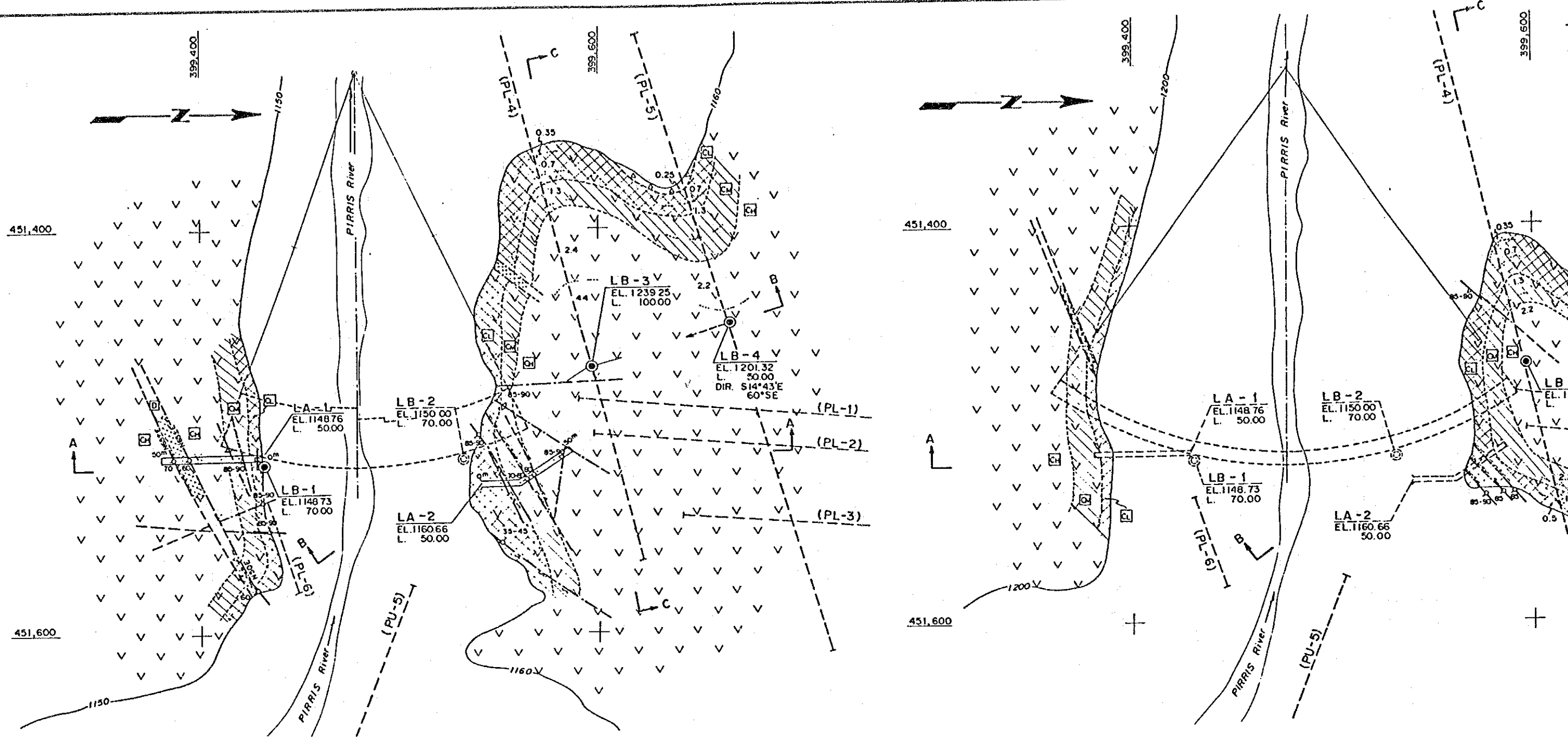
PIRRIS HYDROELECTRIC POWER DEVELOPMENT PROJECT

**GEOLOGIC SECTIONS OF DOWN-STREAM DAMSITE**

Fig. 7-6 Date:







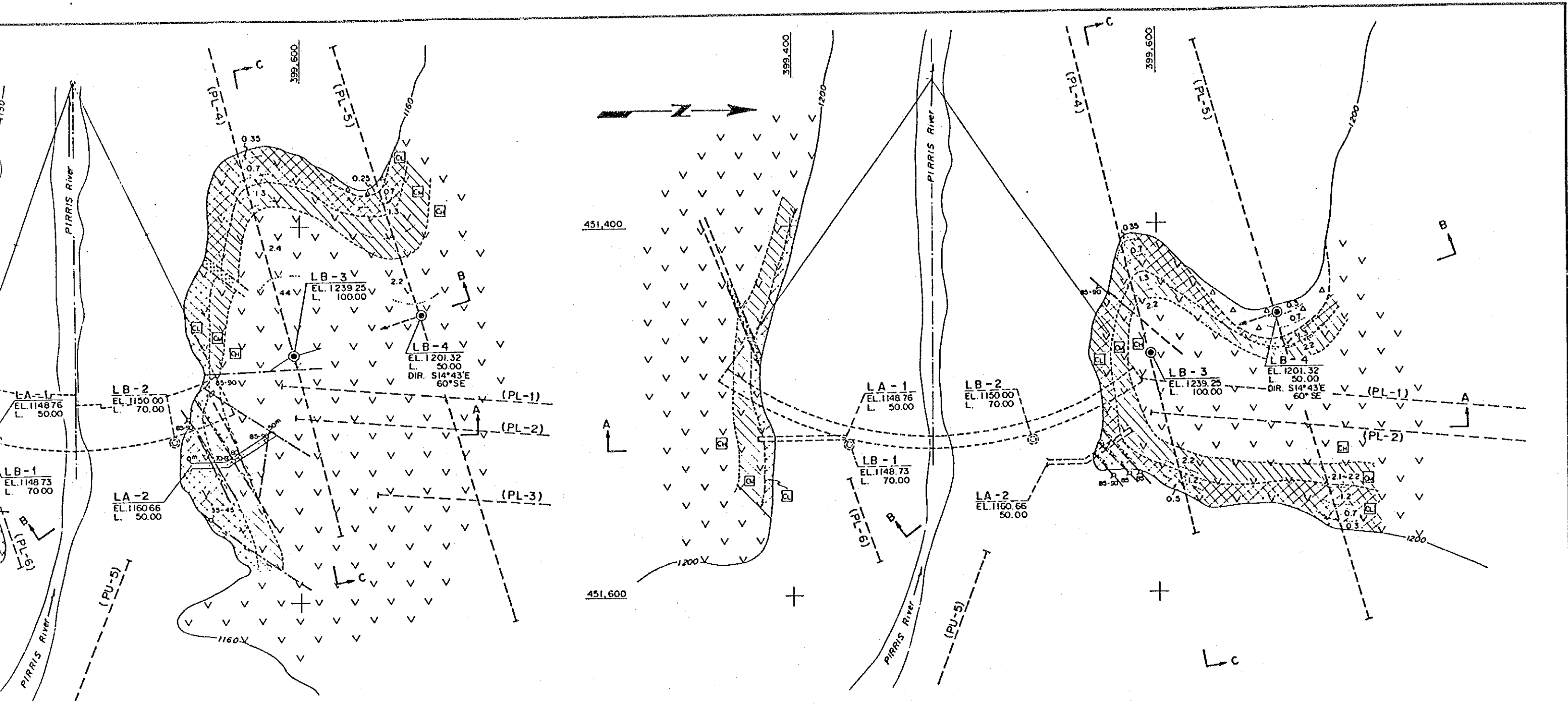
**LEGEND**

- Talus deposits
- Diorite ~ Basalt
- Fault and its strike and dip
- Joint and its strike and dip
- Geologic boundary
- Boundary of rock mass classification
- Boundary of seismic velocity (km/s)

- LB-  
EL.  
L.  
Drillhole
- LB-  
EL.  
L.  
Drillhole (Projected)
- LA-  
EL.  
L.  
Adit
- LA-  
EL.  
L.  
Adit (Projected)
- (PL- )  
Seismic prospecting traverse (Projected)
- LB - Drillhole No.
- LA - Adit No.
- PL - Traverse No.
- EL. Elevation (m)
- L. Length (m)
- DIR. Direction of inclined hole

**(Rock Mass Classification)**

- C<sub>H</sub> Somewhat crackly but not loosened rocks
- C<sub>M</sub> Somewhat crackly and slightly loosened rocks
- C<sub>L</sub> Crackly and loosened rocks due to weathering and/or creeping
- D Salt or brittle rocks due to weathering or shearing

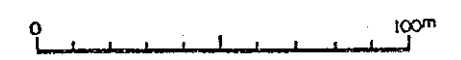


**LEGEND**

- Alluvial deposits
- Andesite ~ Basalt
- Fault and its strike and dip
- Joint and its strike and dip
- Geologic boundary
- Boundary of rock mass classification
- Boundary of seismic velocity (km/s)
- Drillhole
- Drillhole (Projected)
- Adit
- Adit (Projected)
- Seismic prospecting traverse (Projected)
- LB - Drillhole No.
- LA - Adit No.
- PL - Traverse No.
- EL - Elevation (m)
- L - Length (m)
- DIR. - Direction of inclined hole

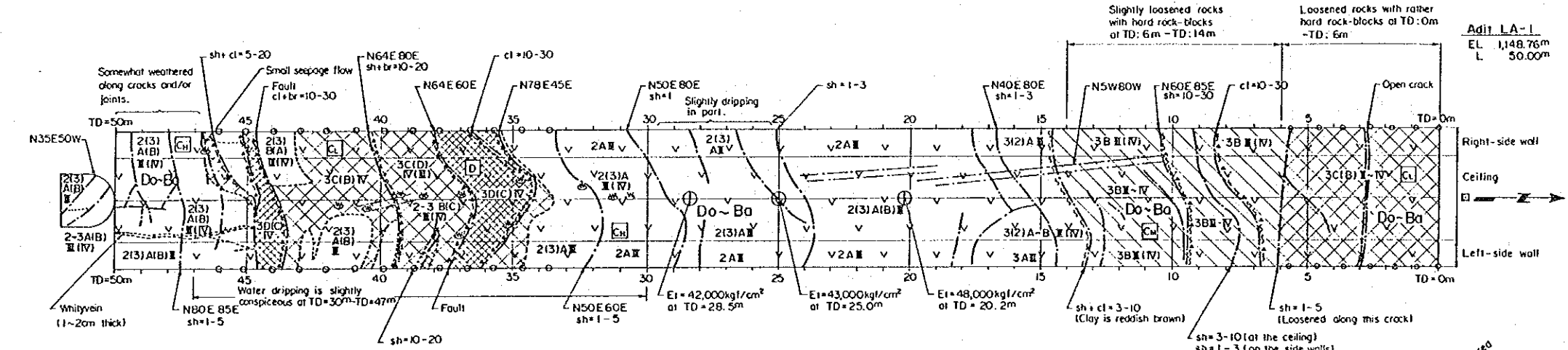
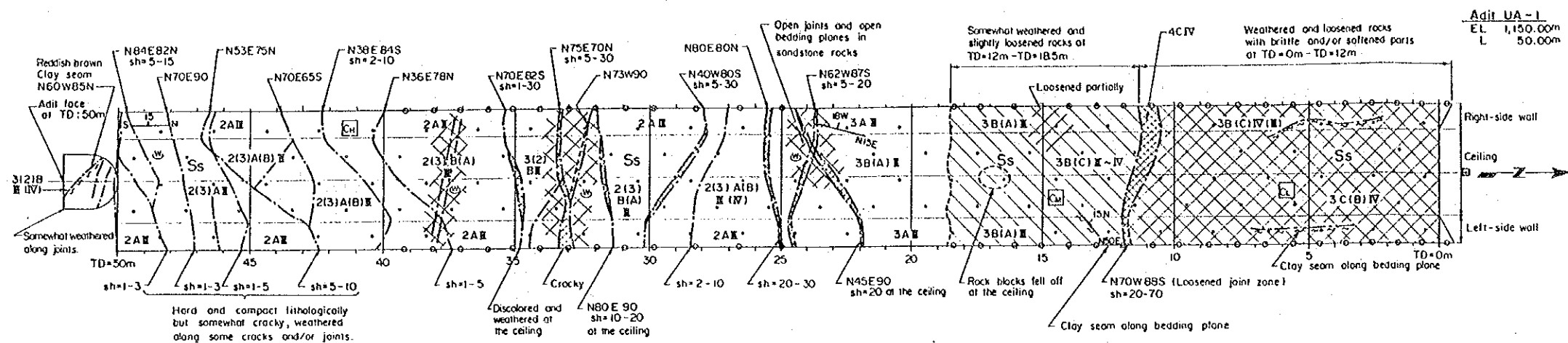
**(Rock Mass Classification)**

- Somewhat cracky but not loosened rocks
- Somewhat cracky and slightly loosened rocks
- Cracky and loosened rocks due to weathering and/or creeping
- Soft or brittle rocks due to weathering or shearing

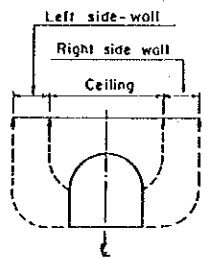


REPUBLIC OF COSTA RICA	
PIRRIS HYDROELECTRIC POWER DEVELOPMENT PROJECT	
<b>GEOLOGIC HORIZONTAL SECTIONS OF DOWN-STREAM DAMSITE</b>	
Fig. 7-7	Date:



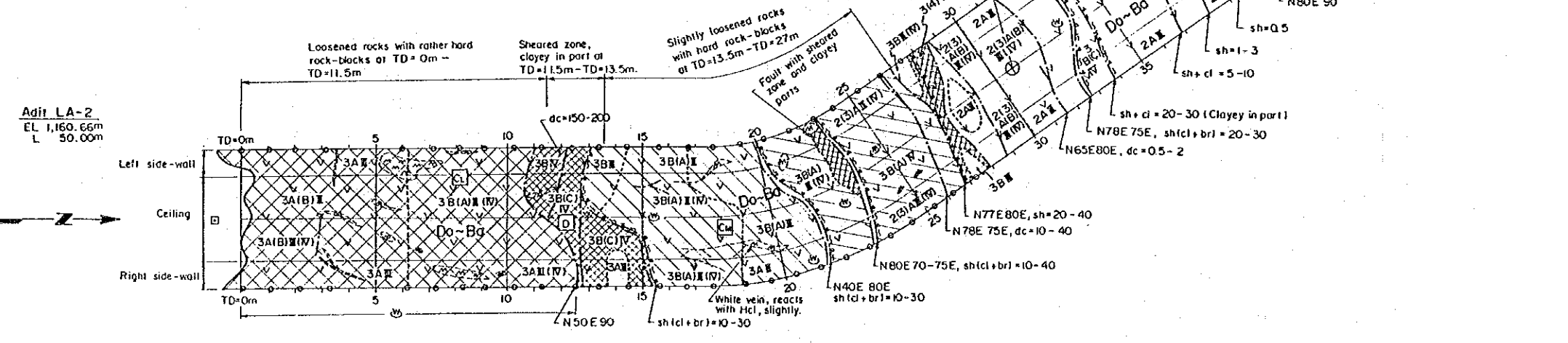


Development of Adit Walls and Ceiling



STANDARD OF ROCK CLASSIFICATION FOR ADIT

Weathering		Hardness		Interval of Cracks
1	Very fresh. No weathering mineral components.	A	Very hard. Broken into knife-edge pieces by strong hammer blows.	I Over 100cm
2	Fresh. Some minerals are weathered slightly. Usually no brown cracks.	B	Hard. Broken into pieces by strong hammer blows.	II 40 - 100cm
3	Fairly fresh. Some minerals are weathered. Cracks are stained and with weathered materials.	C	Brittle. Broken into pieces by medium hammer blows.	III 20 - 40cm
4	Weathered. Fresh portions still remain.	D	Very brittle. Easy broken into pieces by medium hammer blows.	IV 5 - 20cm
5	Strongly weathered. Most minerals are weathered and altered to second minerals.	E	Soft. Able to dig with hammer.	V Under 5cm

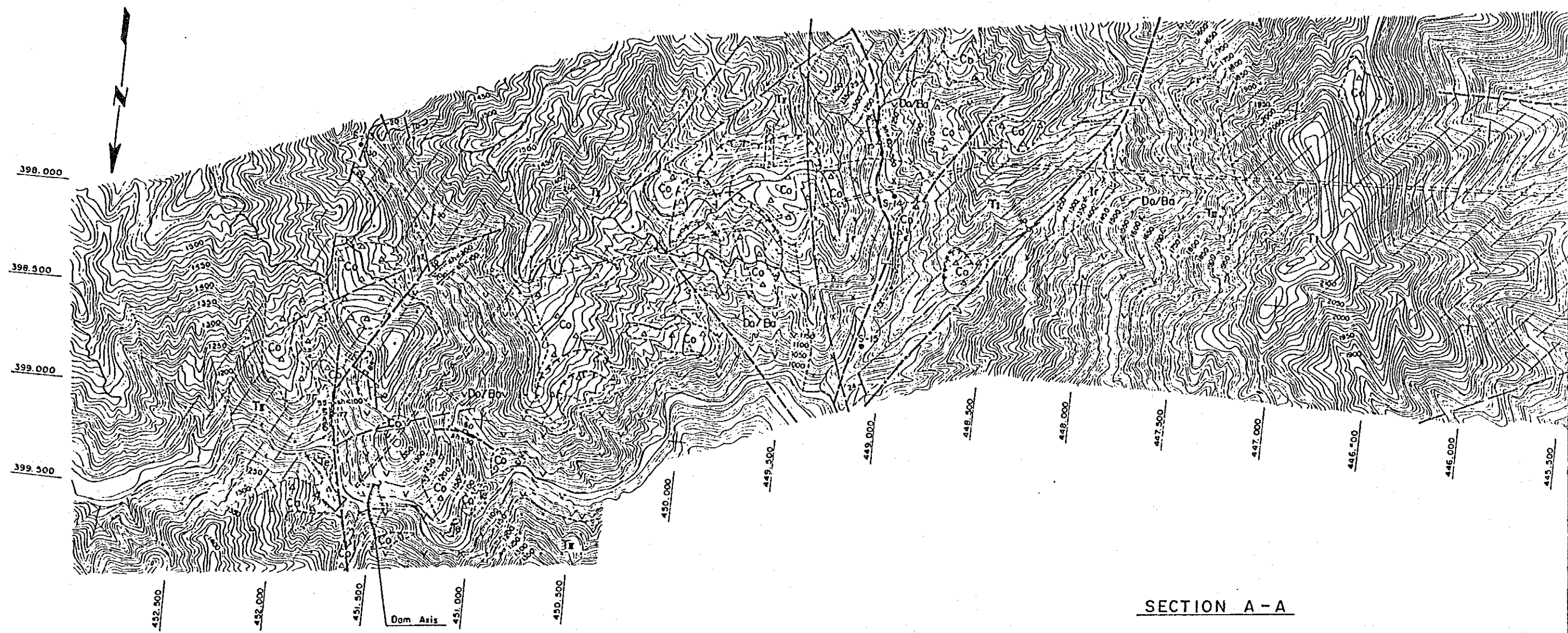


LEGEND

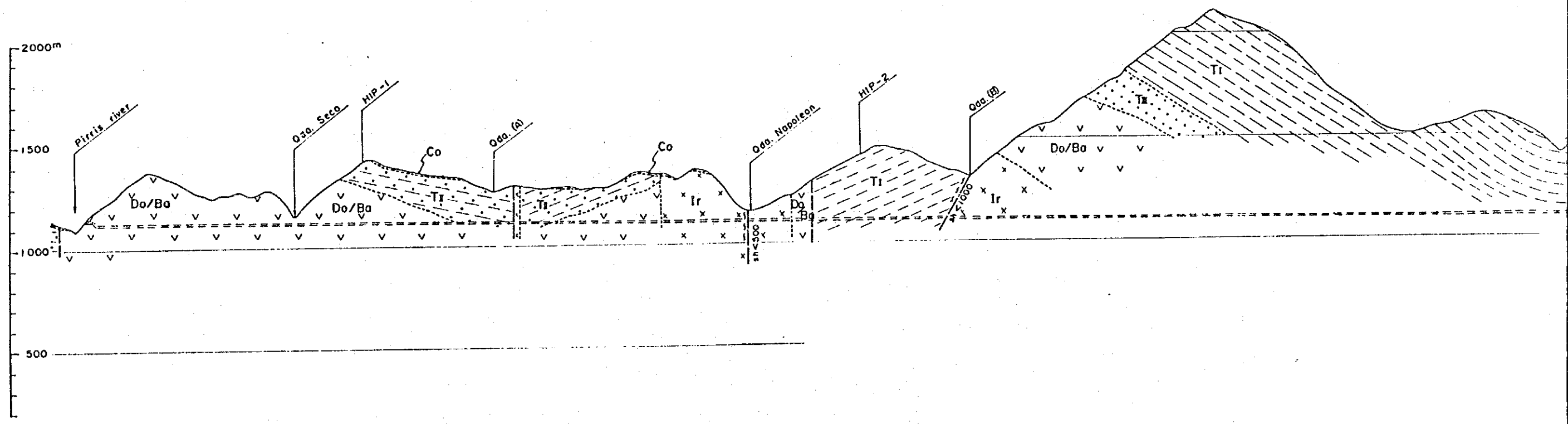
- Sandstone
  - Dolerite Basalt
  - Vein
  - Fault  
sh = sheared zone (width in cm)  
cl = clay (width in cm)  
br = breccia (width in cm)
  - Crack and/or joint
  - Lithologic boundary
  - Strike and dip of bedding
  - Dripping water
  - Rock classification and its boundary
  - Tunnel (Adit) distance (m) from its portal
  - Supporting of adit
  - Location of datum point
- (Rock Mass Classification)
- Somewhat cracky but not loosened rocks
  - Somewhat cracky and slightly loosened rocks
  - Cracky and loosened rocks due to weathering and/or creeping
  - Soft or brittle rocks due to weathering or shearing
- Location of plate jack test and its test result (E1: Tangential elastic modulus)

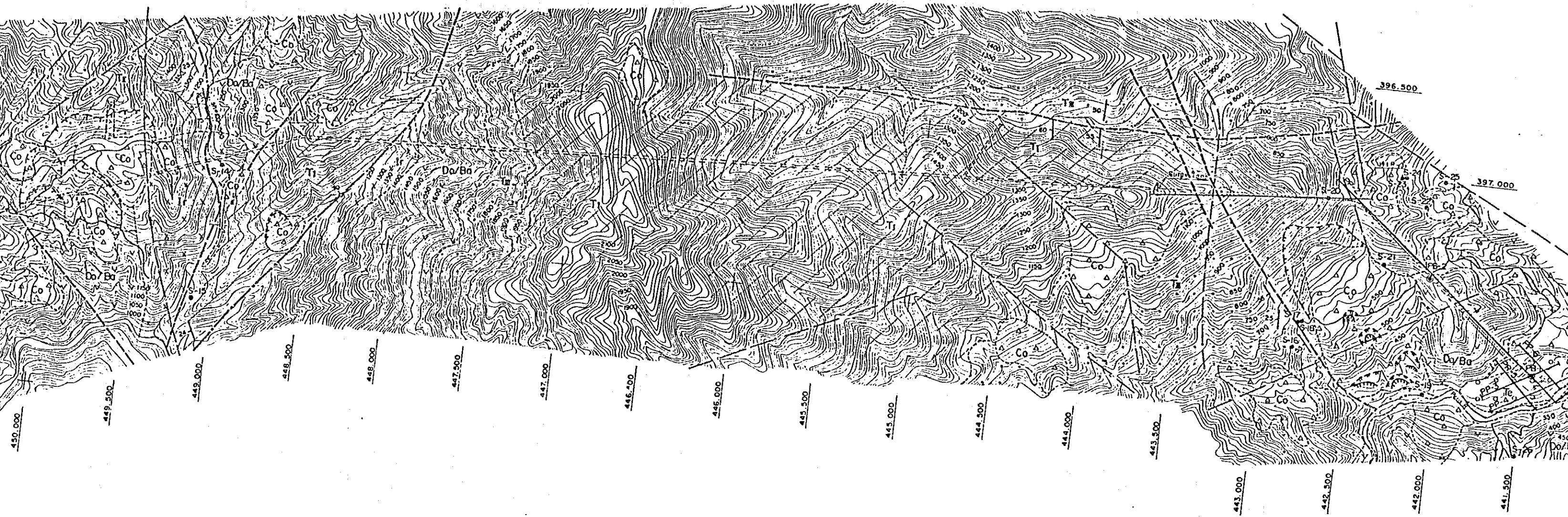
REPUBLIC OF COSTA RICA  
 PIRRIS HYDROELECTRIC POWER DEVELOPMENT PROJECT  
 GEOLOGIC LOG OF ADIT  
 (Adits UA-1, LA-1 and LA-2)  
 Fig 7-8      Date:



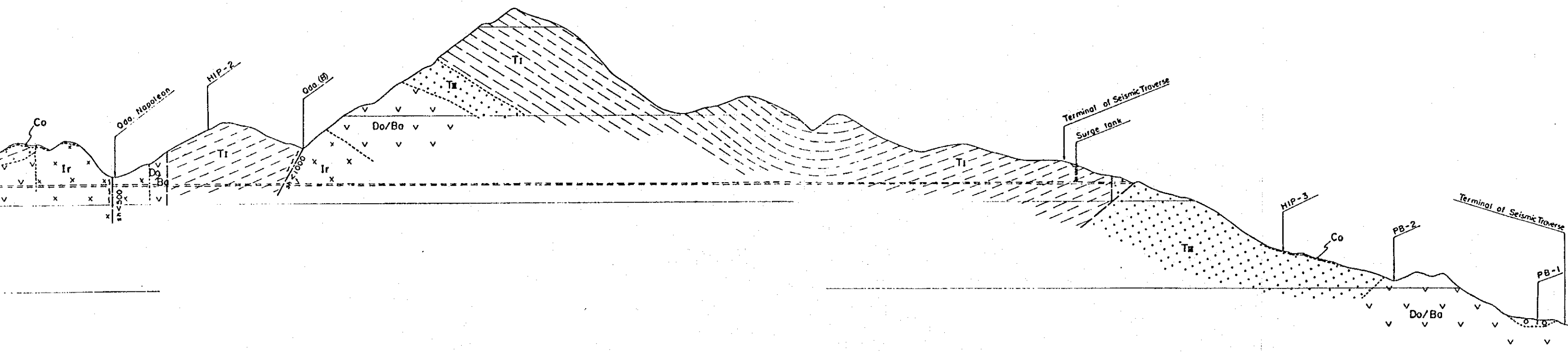


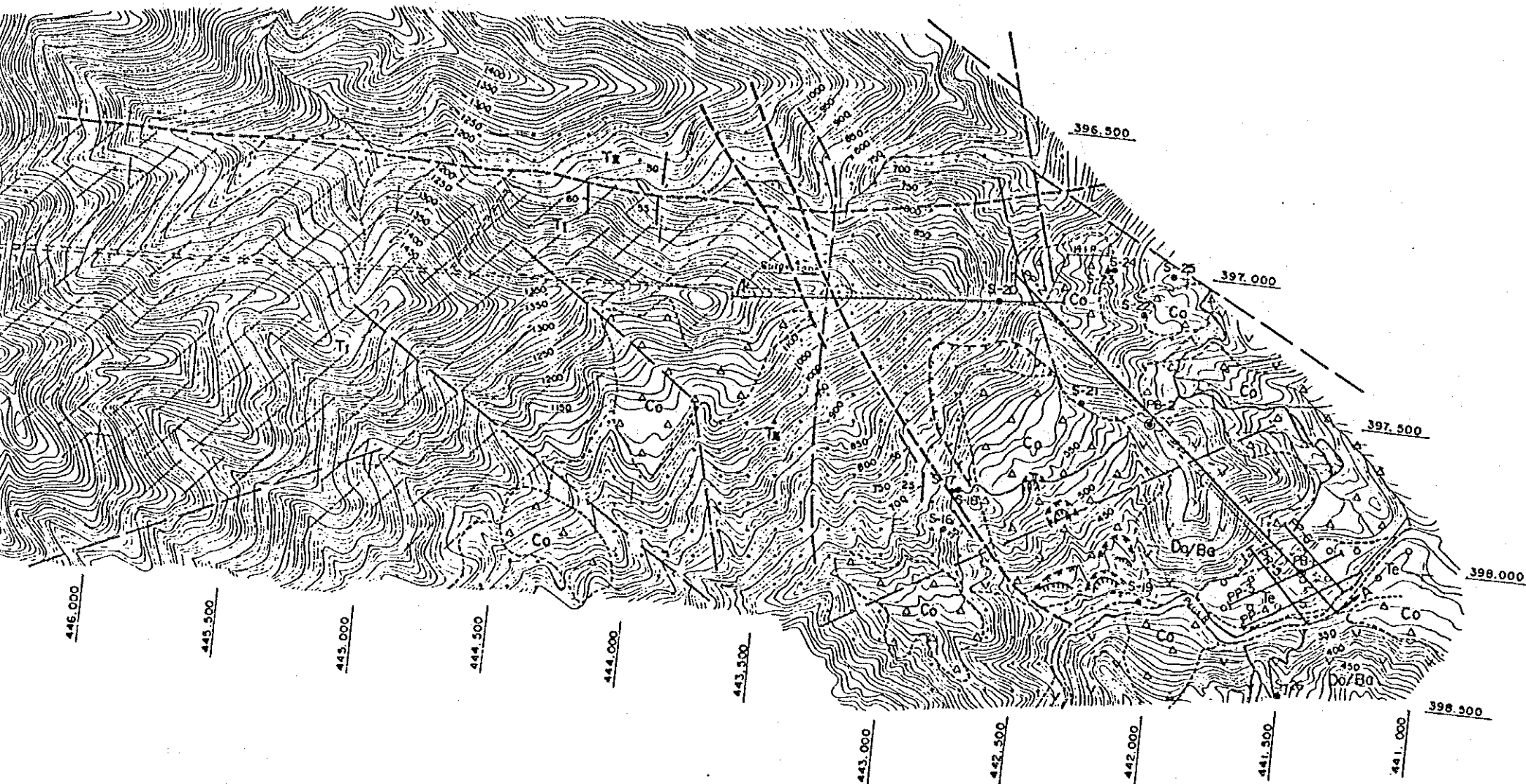
**SECTION A-A**





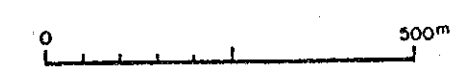
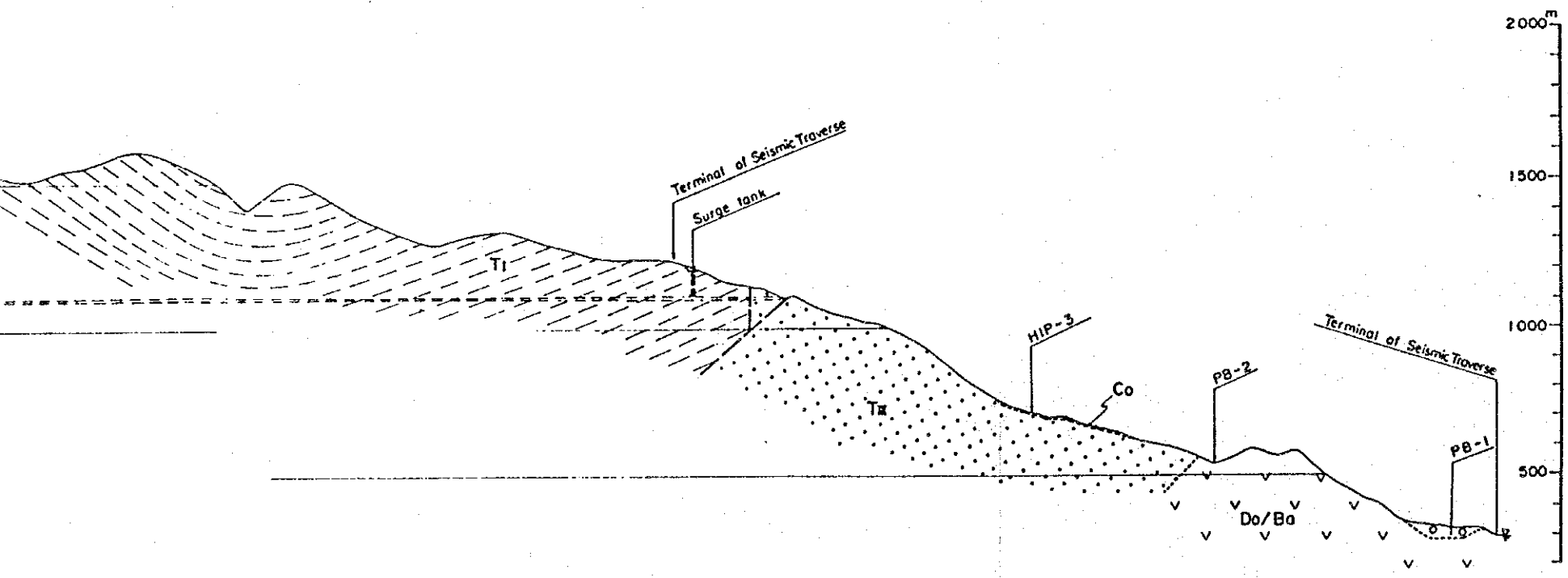
**SECTION A - A**





**LEGEND**

- |  |  |  |
|--|--|--|
| Quaternary   |  | Riverbed deposits                      |
|  |  | Colluvial deposits                     |
|  |  | Terrace deposits                       |
| Tertiary<br>Oligocene - Pleistocene<br>Terraba Formation |  | Intrusive rocks                        |
|  |  | Siltstone and claystone                |
|  |  | Sandstone with shale and conglomerate  |
|  |  | Sandstone, volcanic sandstone and tuff |
|  |  | Dolerite ~ Basalt                      |
|  |  | Dolerite ~ Basalt                      |
- 
- Geologic boundary
  - Strike and dip of bedding
  - Strike and dip of joint
  - Strike and dip of fault  
sh: width of sheared zone in cm
  - Assumed fault
  - Lineament pattern  
by aero-photo interpretation
  - Landslide and/or slope failure
  - Potential landslide and/or slope failure
  - Probable landslide and/or slope failure  
by aero-photo interpretation
  - Drillhole
  - Seismic prospecting traverse
  - Sampling locality
  - Geologic section
  - Headrace intersection point
  - Quebrada (Rovine or small valley)



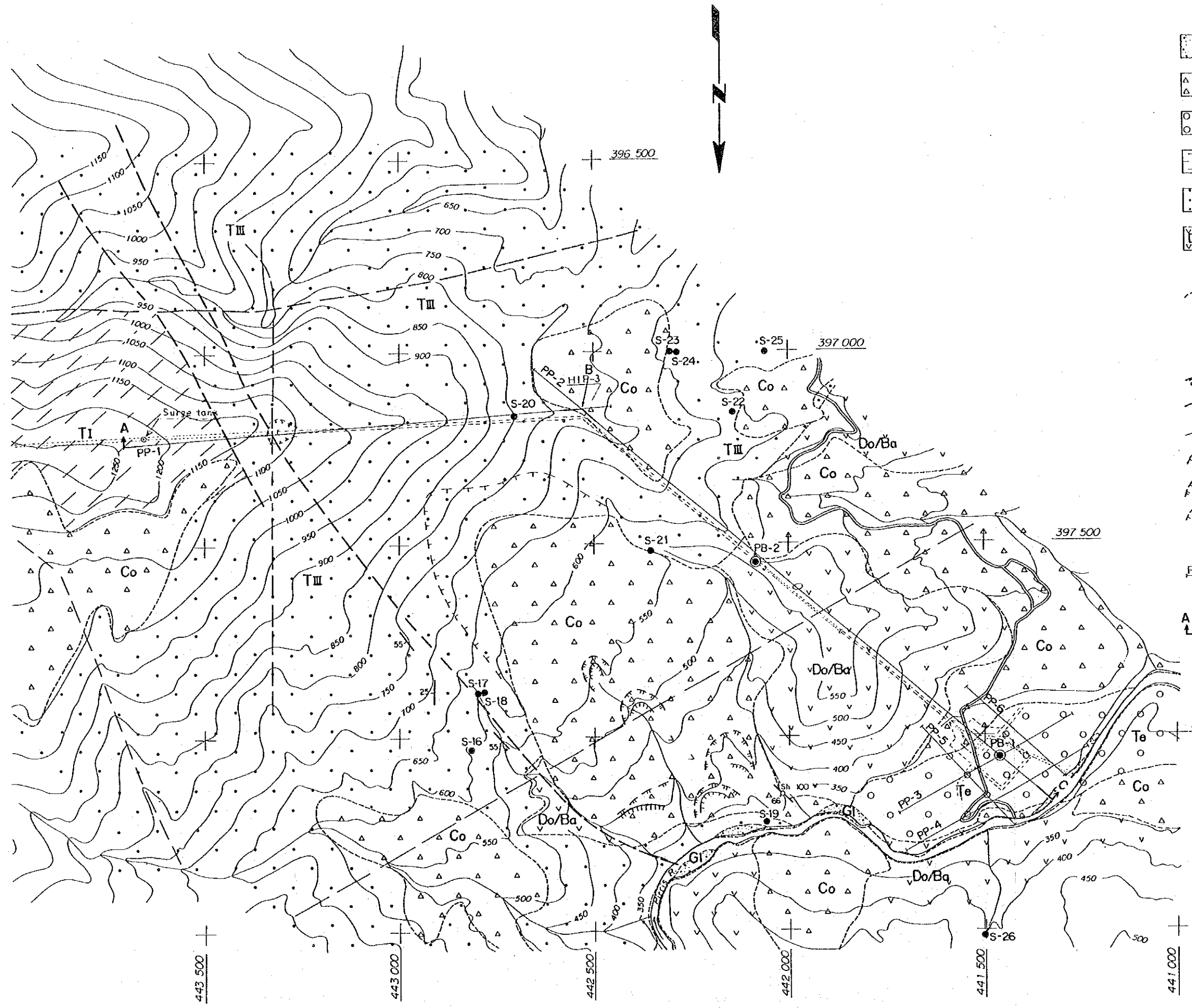
REPUBLIC OF COSTA RICA	
PIRRIS HYDROELECTRIC POWER DEVELOPMENT PROJECT	
GEOLOGIC PLAN AND PROFILE OF WATER WAY ALIGNMENT	
Fig. 7-9	Date:





LEGEND

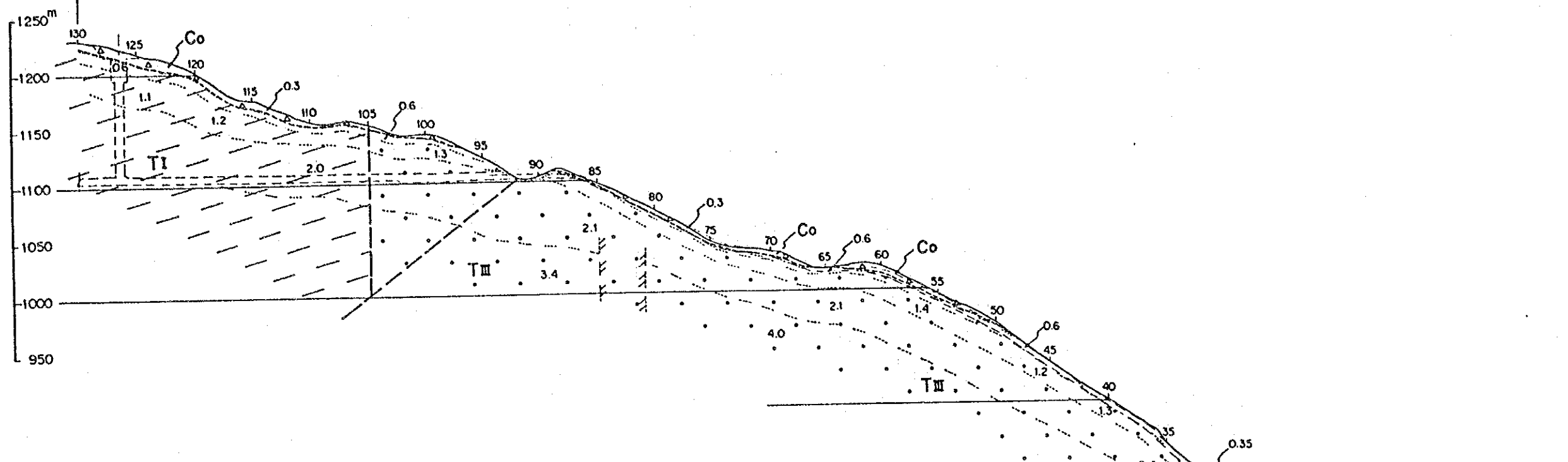
- GI Riverbed deposits
- △ Co △ Colluvial deposits
- Te ○ Terrace deposits
- T I Siltstone and claystone
- T II Sandstone, Volcanic sandstone and tuff
- Do/Ba Dolerite ~ Basalt
- Geologic boundary
- Strike and dip of bedding
- Strike and dip of joint
- Strike and dip of fault  
Sh: Width of sheared zone in cm
- Assumed fault
- Lineament pattern by aero-photo interpretation
- Landslide and/or slope failure
- Potential landslide and/or slope failure
- Probable landslide and/or slope failure by aero-photo interpretation
- PB Drillhole
- PP- Seismic prospecting traverse
- S Sampling locality
- A B Geologic section



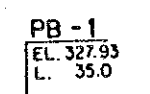
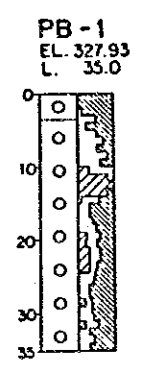
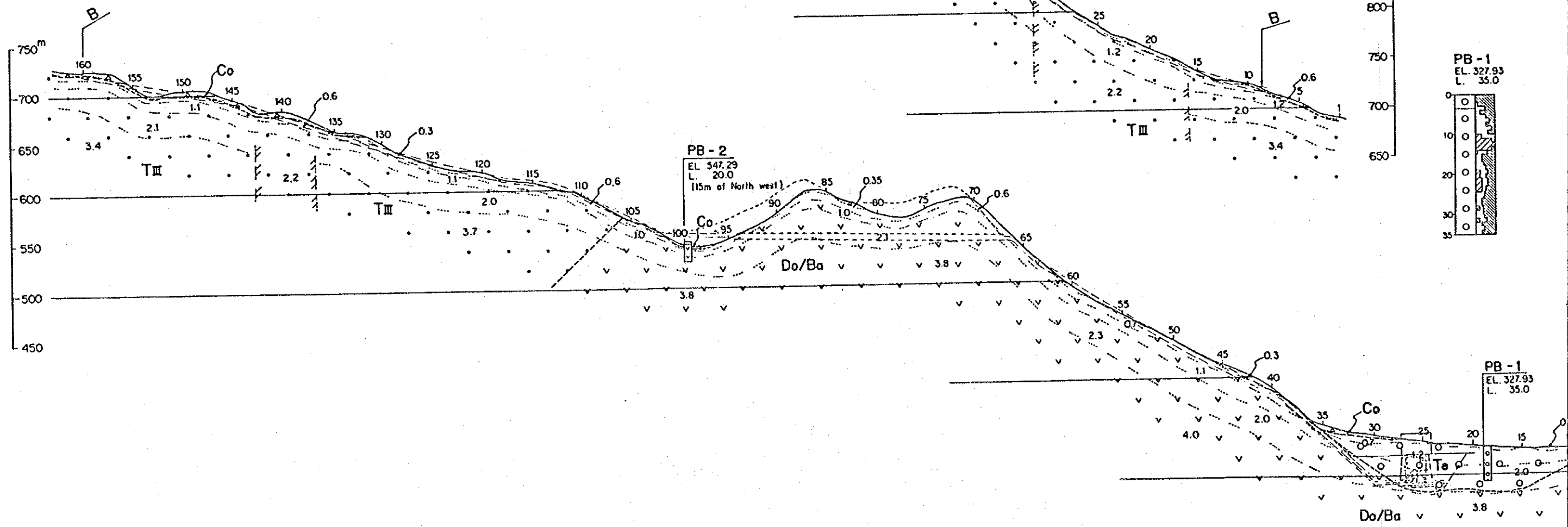
REPUBLIC OF COSTA RICA	
PIRRIS HYDROELECTRIC POWER DEVELOPMENT PROJECT	
GEOLOGIC PLAN OF PENSTOCK ROUTE AND POWERSTATION SITE	
Fig. 7 - 10	DATE:



SECTION A-B



SECTION B-C









## 7.7 ダム地点の原位置岩盤試験

### 7.7.1 緒言

原位置平板載荷試験は Pirris ダム下流地点の試掘横坑内の岩盤を対象として実施された。試験は基礎岩盤の変形係数や弾性係数等の変形特性を求めるためのものである。これらの試験は現地請負業者である RIVAS VARGAS & ASOCIADOS S. A. と契約し、JICA調査団が作成した技術仕様書の試験方法に基づいて、ICE および JICA 調査団の協力と指導によって実施された。試験は下流ダム地点の左、右岸試掘横坑内（延長50m）で、それぞれ3点ずつ2カ所、計6点が実施された Fig.7.-5 参照。

試掘横坑内の岩盤は左、右岸とも Dolerite - Basalt であり、ダムの基礎岩盤に適する領域の岩盤等級は 7.5.4 で述べたように概ね2種（ $C_H$ 、 $C_M$  級）に大別できる。一つは、割れ目または節理が少なく、岩盤が全体として良く締まっている堅固な領域である（ $C_H$  級）、他の一つは割れ目または節理が多く、Open Cracks も見られる等、岩体は堅いものの岩盤がややゆるみをもつ領域である（ $C_M$  級）。

### 7.7.2 平板載荷試験

#### (1) 試験位置の選定

試験位置は、最初に左右岸の試掘横坑内の地質調査結果を考慮し、ダムの基礎岩盤に適すると判断される代表的な岩盤等級  $C_H$  級および  $C_M$  級の2種について実施することとし、試掘横坑内に試験予定区間を選定した。

試験予定区間は、 $C_H$  級をダム左岸試掘横坑内（LA-1）17.5～33.0mの区間とし、地質は新鮮・堅硬なDolerite-Basaltからなる岩盤である。割れ目は平均20-30cm間隔にあり比較的少ない、一部褐色を呈するが密着している。 $C_M$  級をダム右岸試掘横坑内（LA-2）30.0～45.0mの区間とし、地質は新鮮・堅硬なDolerite-Basaltからなる岩盤である。割れ目は平均10-20cm間隔にあり比較的多い、一部褐色を呈するが密着している。

最終的な試験位置は、試験予定区間の現地岩盤状況を詳細に観察すると共に、試験作業等も考慮した上で、それぞれの岩盤等級で3点ずつ計6点を選定した。

試験位置および測点名の詳細は、Table 7-15 および Fig.7-8 に示す。また、試験地点の詳細スケッチ図は APPENDIX A-4 (Fig.A-4-6) に添付した。



## (2) 試験方法

平板載荷試験は岩盤のもつ変形特性を把握するために実施するものである。試験は技術仕様書に示された載荷パターンに基づいて実施された。試験内容は Fig. 7-12 に示すように予備荷重、階段荷重、持続荷重および最大荷重を岩盤に与え、荷重と岩盤の変位を測定し、岩盤の変形係数 (D)、割線弾性係数 (Es)、接線弾性係数 (Et) およびクリープ率 (Cf) 等の変形特性を得るものである。

載荷装置は Fig. 7-13 に示すとおり 50ton 油圧ジャッキ、直径 30cm の載荷板および変位測定用ダイヤルゲージ (精度 1/100mm) を使用した。

最大荷重は一般的には岩盤中に生ずる設計応力の 1~2 倍を標準とするが、目安として 100m 級のダムで 60kg/cm<sup>2</sup> 程度あれば十分であるので、ジャッキ能力一杯の 65kg/cm<sup>2</sup> とした。

クリープ荷重は 60kg/cm<sup>2</sup> とし、クリープ時間は全体の試験時間を考慮し 6 時間とした。したがって、1 測点の試験時間は 10 時間余となった。

### 7.7.3 試験の結果と評価

ダムサイトの左、右岸試掘横坑内で実施した原位置平板載荷試験の結果と評価は以下の通りである。

#### (1) 岩盤の支持力

岩盤の支持力は岩盤等級 C<sub>H</sub>、C<sub>M</sub> 級ともに 65kg/cm<sup>2</sup> 以上の支持力が十分にあることが Appendix A-4 に示す平板載荷試験の荷重と変形量図から確認できる。荷重と変形量の関係はほぼ直線であり、降伏を示すような性状は全く見られない。試掘横坑内の C<sub>H</sub>、C<sub>M</sub> 級の岩盤は割れ目または節理を伴うものの岩塊は硬く、堅硬な岩盤であることを示している。

#### (2) 平板載荷試験

岩盤の変形特性を示す平板載荷試験の結果を Table 7-15、Fig. 7-14、7-15 および 7-16 に示す。

岩盤の変形係数 (D) は階段荷重 15、30、45、60 kg/cm<sup>2</sup> の区間で求め、割線弾性係数 (Es) および接線弾性係数 (Et) は最大荷重レベル (65 kg/cm<sup>2</sup>) の最終ループの中の直線部分 20~60 kg/cm<sup>2</sup> 区間で求めた。

なお、各種係数を算出するに当たっての岩盤のポアソン比については、試験地点が硬岩（目安として、岩石の一軸圧縮強度が、 $500\text{kg}/\text{cm}^2$ 以上）に相当するので、0.2を用いている。一般的に硬岩の場合はポアソン比を0.2に仮定することが多い。仮にポアソン比の値を0.05増加させた場合の各種係数の変化は、概ね $1000\text{kg}/\text{cm}^2$ 減少する程度である。

試験結果の岩盤特性をみると、全変形量に対する塑性変形量の割合は  $C_H$  級で約37%を示し、 $C_M$  級では58%と  $C_H$  級に比べ1.5倍多い変形特性を示している。このことは  $C_M$  級の方がより多く割れ目または節理の影響を受けて、塑性変形量が多いことを示している。

変形係数 (D) は  $C_H$  級で  $28,000 \sim 31,000 \text{ kg}/\text{cm}^2$ 、 $C_M$  級で  $12,000 \sim 30,000 \text{ kg}/\text{cm}^2$  であるが、総合的な判断による代表値としては  $C_H$  級で  $30,000 \text{ kg}/\text{cm}^2$ 、 $C_M$  級で  $14,000 \text{ kg}/\text{cm}^2$  である。

接線弾性係数 (Et) は  $C_H$  級で  $42,000 \sim 48,000 \text{ kg}/\text{cm}^2$ 、 $C_M$  級で  $36,000 \sim 48,000 \text{ kg}/\text{cm}^2$  を示しているが、代表値としては  $C_H$  級で  $43,000 \text{ kg}/\text{cm}^2$ 、 $C_M$  級で  $38,000 \text{ kg}/\text{cm}^2$  と見るのが妥当である。また、これらの値は一般的な岩盤等級の  $C_H$  級および  $C_M$  級の弾性係数値とも良く一致している。なお、一般的に弾性係数とえば、この接線弾性係数 (Et) を指している。

割線弾性係数 (Es) の代表値としては  $C_H$  級で  $38,000 \text{ kg}/\text{cm}^2$ 、 $C_M$  級で  $35,000\text{kg}/\text{cm}^2$  である。

クリープ量は、 $C_H$  級で  $0.04 \sim 0.06 \text{ mm}$ 、 $C_M$  級で  $0.06 \sim 0.16 \text{ mm}$  を示している。 $C_H$  級は  $C_M$  級の約50%の値である。一般的な値と比べてやや多いが、これは割れ目または節理の影響によるものと推測される。

クリープの収束性状は、 $C_H$  級では全クリープ量に対しクリープ開始より1時間後は、およそ60%、3時間後は85%の収束率であるが、 $C_M$  級ではおよそ50%、75%とそれぞれ  $C_H$  級より遅い収束率を示している。また、6時間のクリープ量は、 $C_H$  級はほぼ最終収束値と見られるが、 $C_M$  級では前述の変形性状から推測すると最終収束値の90%程度の値であると見られる。

クリープ率 (Cf) は、クリープ直前の弾性変形量に対するクリープ量の割合であるが、平均値で  $C_H$  級では15%、 $C_M$  級で31%を示しており一般的な値と大差がない。

これらのクリープ量、収束性状およびクリープ率 (Cf) 等の変形特性は岩盤等級

の違いを良く表している。

以上の平板載荷試験結果のみで判断した場合、以下のことが言えよう。

岩盤の等級付けについては、何れの特性を見ても一般的な岩盤等級の C<sub>II</sub> 級および C<sub>III</sub> 級の標準値と同等またはそれ以上の値を示しており適切な分類である。

岩盤強度および変形特性は、割れ目または節理の影響がややあるものの、総合的には堅硬な岩盤であることを示しているので、ダム基礎としての十分な岩盤特性を持っていると判断される。

June & July, 1991

Table 7-15 Result of Plate Bearing Test

Adit	Rock Grade	Measuring Point	Accumulated Distance (m)	Maximum Deformation (1/100mm)	Final Deformation (1/100mm)	$\Sigma \delta p$ (%) ----- $\Sigma \delta$	Modulus of Deformation (kg/cm <sup>2</sup> )	Secant Modulus of Elasticity (kg/cm <sup>2</sup> )	Tangential Modulus of Elasticity (kg/cm <sup>2</sup> )	Creep Deformation (1/100mm)	Creep Factor (%)	Remarks
LA-1	CH	PBT-L1	20.20	66	33	50	28,000	42,000	48,000	6	19	Sound. Little cracks and joint, but tight. Water Nothing.
	CH	PBT-L2	25.00	50	13	26	31,000	38,000	43,000	4	12	
	CH	PBT-L3	28.50	57	20	35	30,000	38,000	42,000	5	15	
		Average		58	22	37	30,000	39,000	44,000	5	15	
LA-2	CM	PBT-R1	30.80	131	91	69	14,000	30,000	36,000	16	38	Sound. Many cracks and joint. Water a little sp-ringing.
	CM	PBT-R2	40.00	57	17	30	30,000	35,000	38,000	6	18	
	CM	PBT-R3	42.00	130	98	75	12,000	43,000	48,000	10	37	
		Average		106	69	58	19,000	36,000	41,000	11	31	

Fig. 7-12 Loading Diagram

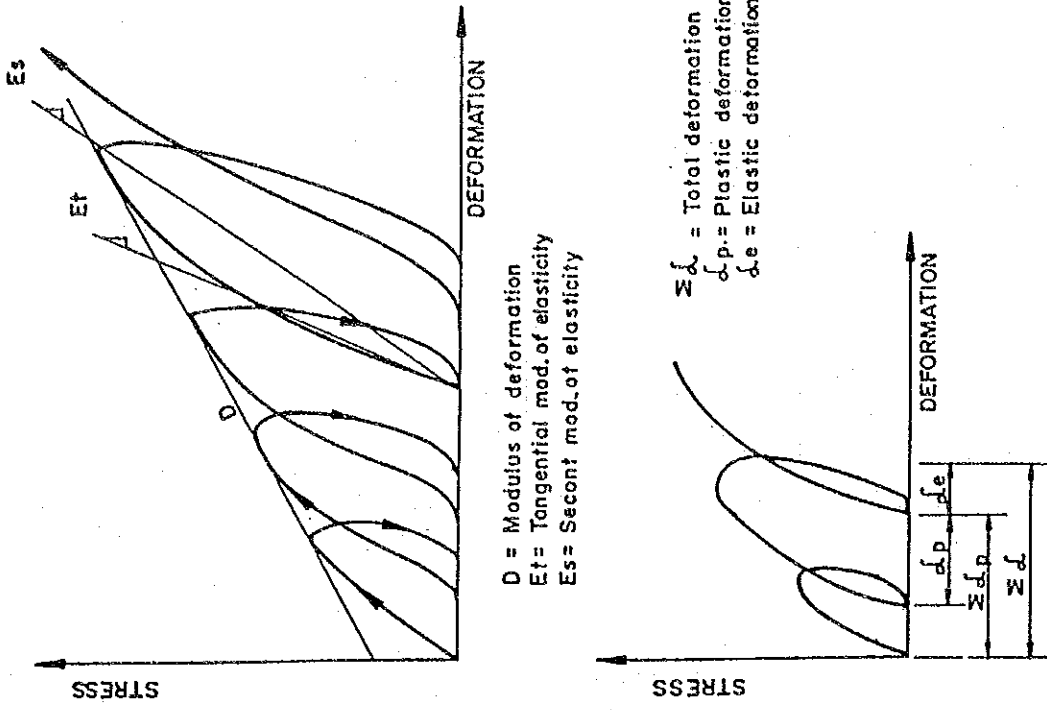
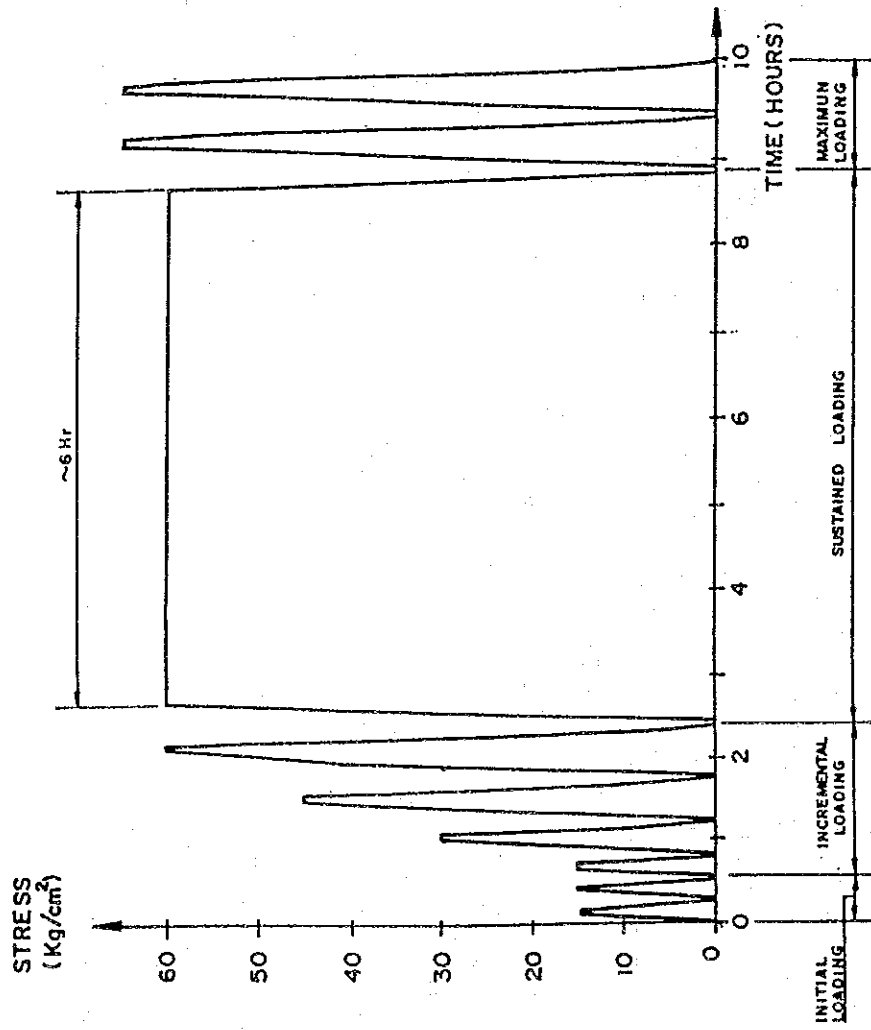


Fig. 7-13 Plate Bearing Test Apparatus

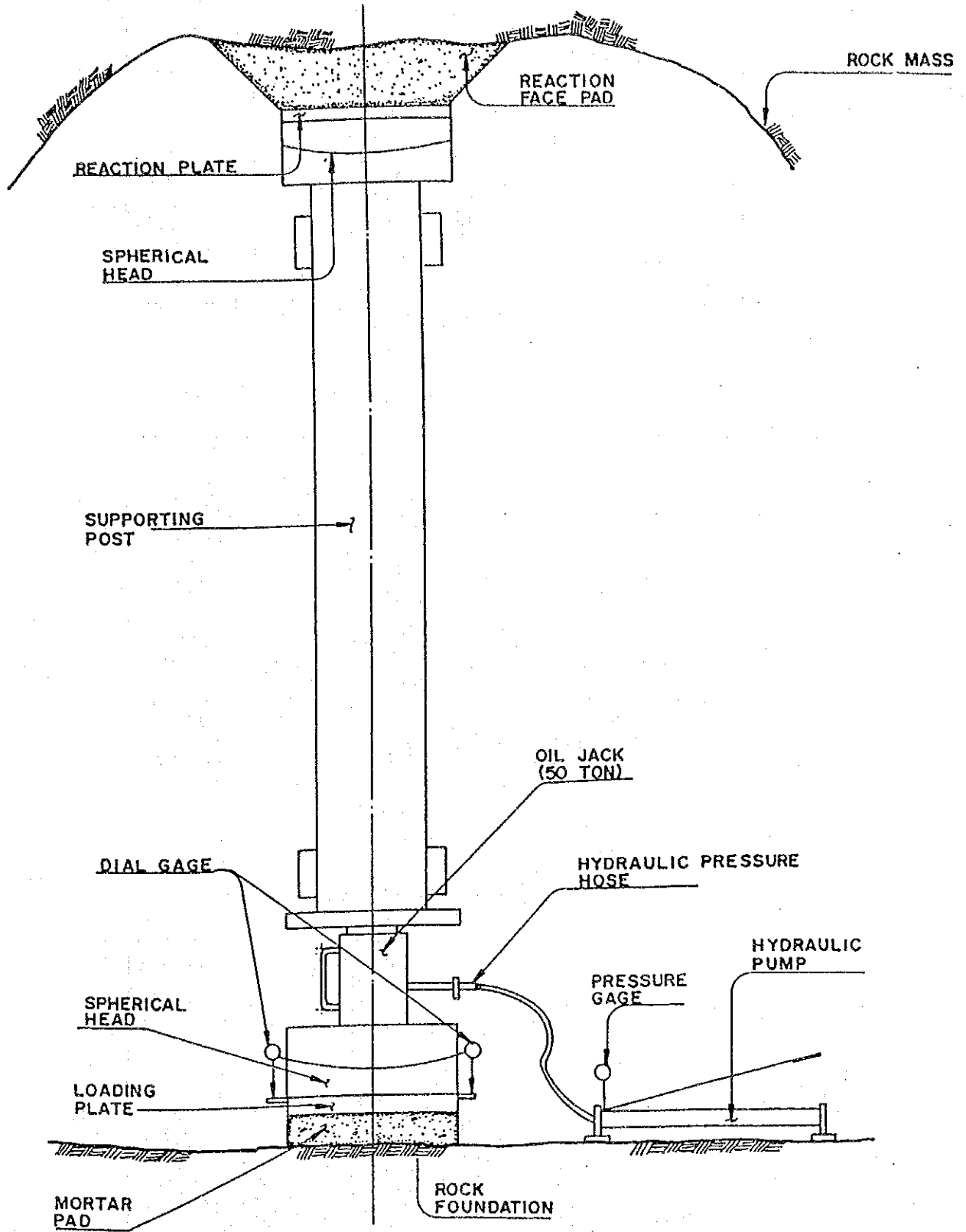


Fig. 7-14 Modulus Characteristics of Rock Foundation

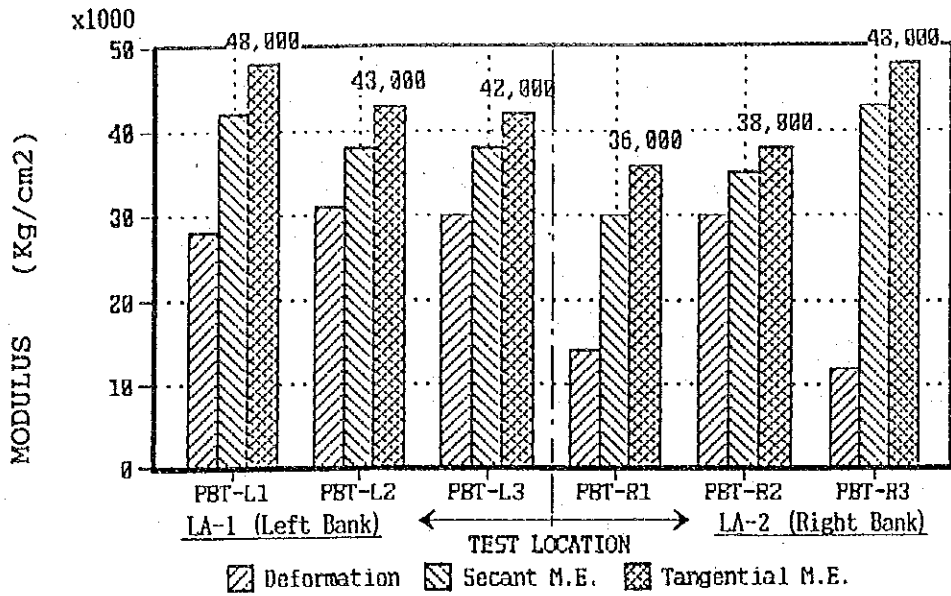


Fig. 7-15 Deformation Characteristics of Rock Foundation

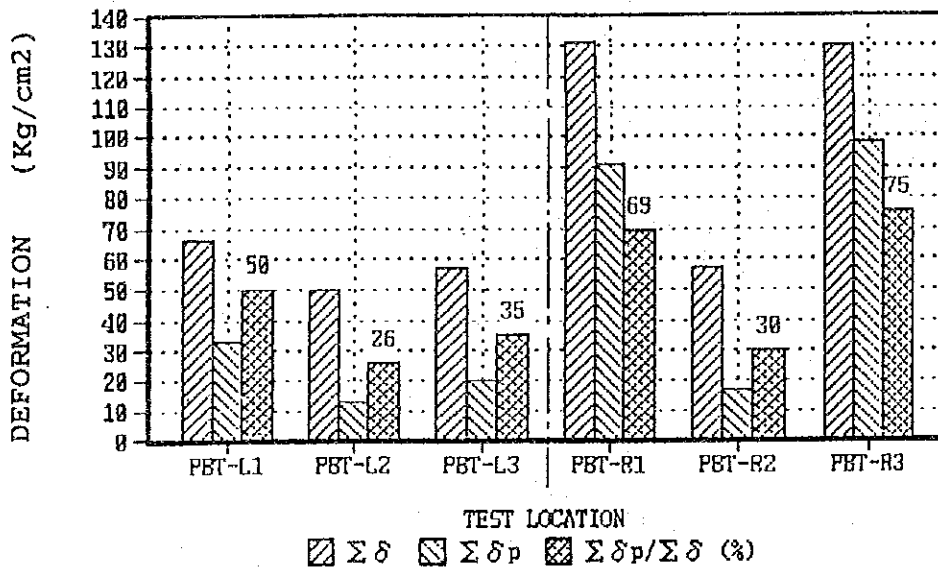
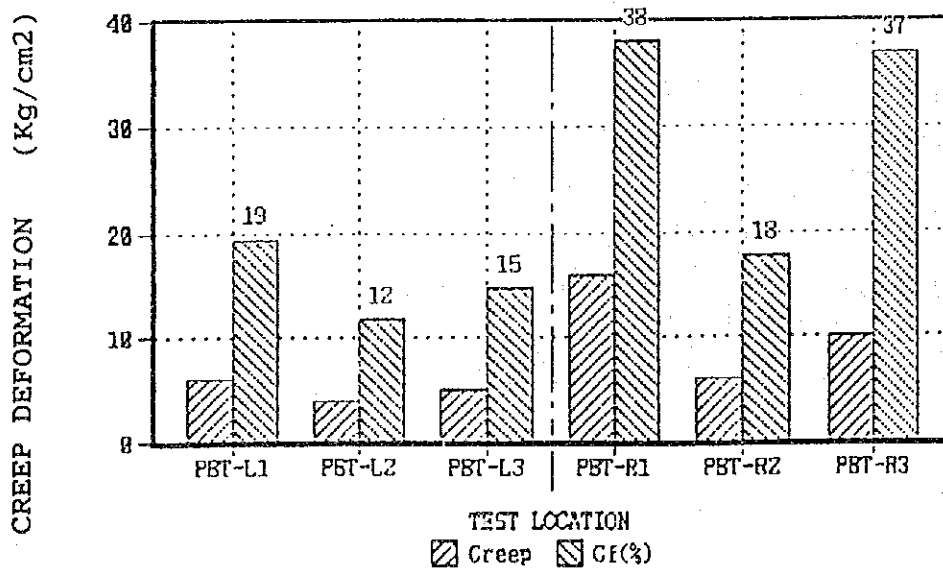


Fig. 7-16 Creep Characteristics of Rock Foundation



## 7.8 ダムおよび発電所地点の物理探査

### 7.8.1 緒言

ダム地点と、水圧管路・発電所（以下、発電所地点と呼ぶ。）の地質状態を地表から探査することを目的として地表弾性波探査が、またダム地点の岩盤の性状を把握する目的で上流ダム地点および下流ダム地点で掘削された横坑内で坑内弾性波探査が、共にICEにより実施された。

測定作業はICEによって実施され、解析についてはJICA調査団の協力によりICEが行い、調査結果の評価はJICA調査団によって行われた。

### 7.8.2 調査位置の選定

#### (1) 調査位置の選定

地表弾性波探査はダム地点および発電所地点で実施された。

ダム地点の測線は、Appendix A-5-1 に示すとおり、上流ダム地点に6本、下流ダム地点に6本の合計12本が配置された。このうちPU-4とPU-5、PL-1～PL-5は建設材料採取地の調査を兼ねている。

発電所地点の測線はAppendix A-5-2 に示すとおり、水圧管路沿いに2本、発電所が予定される段丘面上に4本の合計6本が配置された。

坑内弾性波探査は上流ダム地点左岸の横坑UA-1および下流ダム地点左岸の横坑LA-1および右岸の横坑LA-2（両岸）で実施された。それら横坑の位置はFig.7-3 および Fig.7-5 に示されている。

#### (2) 調査数量

各地点に於ける弾性波探査の各測線長、および各測線の始点・終点の座標と標高とをまとめてAppendix A-5-3 に示す。

### 7.8.3 調査方法

#### (1) 測定方法

地表弾性波探査はTable 7-16 に示す測定機器類を用い、以下の方法により実施された。



Table 7-16 List of Seismic Prospecting Instrument

Name	Specification	Remarks
Amplifier	No. of channels : 24 Frequency Response : 2 - 300 Hz Gain : 120 dB	SIE (RA-44A)
Recorder	No. of channels : 26 Paper drive speed : 6 - 24 ips Timing line : 5 or 10 ms	SIE (R-6B)
Geophone	Frequency : 14 Hz Coil resistance : 350 - 400 $\Omega$	Geo - Source
Blaster	Capacitor discharge type (170 VDC) Test circuit Timebreak circuit	SIE (PCD-49)
Takeout cable	12 takeouts x 2 Spacing : 20 m	
Signal Processing and Enhancement Seismographs	No. of channels : 12 Record Length : 48 to 4,800 ms Record Resolution : 959 samples per channel Enhancer resolution 16 bits Input memory resolution 8 bits Gain : 24 to 108 db in 6 db step Display : Cathode Ray Tube (228 mm) Hard Copy : Thermal Printer (110 mm wide) Power Requirements : 12 volts, DC	BISON (8012A)
Geophone	Frequency : 14 Hz	Mark Products
Triger	Solid state triger	BISON
Takeout cable	12 takeouts	NINBUS

Note: \* These instruments were used for in-adit prospecting.

受振点はスタジア測量により、ダム地点で約5m（水平距離）毎に、発電所地点で約10m毎に測線上に設置された。一展開当たりの発破点数は最低4箇所とした。発破点間隔はダム地点で約60m、発電所地点で70~110mとした。起振には爆薬を用い、これを地中または水中で爆破させ弾性波を発生させた。一展開長はダム地点が約110m、発電所地点が約220mである。

坑内弾性探査には Table 7-16 に示す測定機器を用い、以下の方法により実施された。

測線は岩盤の緩みが少ない坑壁際の底盤沿いとした。受振点は測線上に2.5m（水平距離）毎に設置された。発破点は測線の両端とその中間に配置された。起振には、底盤をハンマーにより強打する方法を用いた。起振エネルギーが人力のため小さいので、入力信号を適切なレベルまで信号加算装置を用いて加算・重合した。

## (2) 解析方法

弾性波探査は物性の違いから生じる速度変化を捕らえて、地下構造を推定する方法である。その精度は測定技術以外にも、速度が垂直方向に漸移的に変化する等の地質特性や複雑な地形・地質構造などの要因により左右される。これ等の要因に対して、解析理論は十分対応しきれていないため、解析された速度や速度層の形状は平均化されたものとなるのが一般的である。

本調査の解析には、土木建造物の基礎を対象とした屈折法探査に一般によく適用されている萩原の方法およびその拡張法を用いた。

### 7.8.4 調査の結果と評価

#### (1) 地表弾性波探査

各測線の解析断面図を Appendix A-5-4 の Sheet No.1～Sheet No.16に、また走時曲線図を Appendix A-5-5 の Sheet No.1～Sheet No.14に示す。解析断面図では解析の確度を以下の方法により表した。

- ・深度走時を求めることができ、且つ確度の高い解析結果の場合には、層境界を実線で表す。
- ・基盤の深度走時が求まらない場合は、隣接する深度走時が求まっている箇所の速度走時を延長し、深度走時を推定して深度を求めた。この場合、基盤の境界を破線で表す。
- ・地形の起伏が著しい場合や地質構造が複雑な場合、また測定誤差が大きい場合等で解析が困難な場合は、交差測線や他の地質調査史料を参考にして解析し、その結果を一点破線で表す。

解析結果から調査地の地下は4～5の速度層に区分された。各測線の速度層区分を Table 7-17 に示すと共に、以下に各測線の速度層について述べる。

なお、各測線の“始点”と“終点”は Appendix A-5-5 に示される各測線の走時曲線図上に示されているので参照されたい。

Table 7-17 Classification of Velocity Layer

Line	Layer	1st Layer	2nd Layer	3rd Layer	4th Layer	Basement	Low Velocity Zone
PU-1 (PS-12)	Velocity Thickness	0.35 ~ 0.4km/s ~ 5.0m	0.8 ~ 0.85km/s 0.5 ~ 10m	1.3 ~ 1.4km/s ~ 21m	2.3 ~ 2.4km/s 4.0 ~ 36m	4.4km/s	--
PU-2 (PS-11)	Velocity Thickness	0.25 ~ 0.35km/s ~ 5.0m	0.6 ~ 0.7km/s 4.0 ~ 13m	1.2 ~ 1.3km/s ~ 25m	2.2 ~ 2.4km/s 5.0 ~ 25m	4.6km/s	--
PU-3 (PS-10)	Velocity Thickness	0.35 ~ 0.4km/s ~ 7.0m	0.5 ~ 0.7km/s 1.0 ~ 9.0m	1.2km/s ~ 23m	2.2 ~ 2.3km/s 4.5 ~ 26m	4.6km/s	--
PU-4 (PS-9)	Velocity Thickness	0.2 ~ 0.3km/s ~ 3.0m	0.5 ~ 0.6km/s ~ 6.0m	1.0 ~ 1.2km/s 4.5 ~ 17m	2.0 ~ 2.1km/s 8.5 ~ 32m	4.6km/s	--
PU-5 (PS-8)	Velocity Thickness	0.2km/s ~ 2.0m	0.45 ~ 0.6km/s ~ 8.5m	0.9 ~ 1.0km/s 2.0 ~ 20m	2.0 ~ 2.4km/s 6.0 ~ 27m	4.6, 4.9km/s	2.4km/s
PU-6 (PS-13)	Velocity Thickness	0.15 ~ 0.3km/s ~ 1.5m	0.6km/s 1.5 ~ 5.5m	1.2km/s ~ 8.0m	2.2km/s 11 ~ 16m	4.4km/s	2.5km/s
PL-1 (PS-1)	Velocity Thickness	0.15 ~ 0.25km/s ~ 3.0m	0.5 ~ 0.6km/s 1.0 ~ 11m	1.2 ~ 1.3km/s 9.0 ~ 15m	2.1km/s 22 ~ 42m	3.6km/s	--
PL-2 (PS-2)	Velocity Thickness	0.15km/s ~ 2.0m	0.5km/s ~ 3.0m	1.0 ~ 1.3km/s 3.0 ~ 17m	2.0 ~ 2.2km/s 17 ~ 36m	3.8km/s	--
PL-3 (PS-3)	Velocity Thickness	0.2km/s ~ 1.5m	0.4 ~ 0.6km/s 0.5 ~ 4.0m	1.1 ~ 1.2km/s 3.0 ~ 10m	2.0 ~ 2.1km/s 12 ~ 27m	3.8km/s	--
PL-4 (PS-4)	Velocity Thickness	0.3 ~ 0.35km/s ~ 3.0m	0.5 ~ 0.7km/s ~ 7.0m	1.2 ~ 1.3km/s ~ 17m	2.2 ~ 2.4km/s 4.0 ~ 38m	(3.8), 4.4km/s	--
PL-5 (PS-6)	Velocity Thickness	0.25 ~ 0.3km/s ~ 4.0m	0.6 ~ 0.7km/s 1.5 ~ 5.0m	1.2 ~ 1.3km/s 2.5 ~ 13m	2.0 ~ 2.2km/s 4.5 ~ 32m	(3.8), 4.2km/s	2.7km/s
PL-6 (PS-7)	Velocity Thickness	0.4km/s ~ 1.5m	--	1.1km/s 2.5 ~ 5.0m	1.7km/s	--	--
PP-1 (P-7)	Velocity Thickness	0.3 ~ 0.35km/s ~ 11m	0.6 ~ 0.7km/s ~ 9.0m	1.1 ~ 1.4km/s ~ 28m	2.0 ~ 2.4km/s 17 ~ 58m	3.4 ~ 4.1km/s	2.2, 2.6km/s
PP-2 (P-5)	Velocity Thickness	0.3 ~ 0.35km/s ~ 5.0m	0.6 ~ 0.7km/s ~ 8.0m	1.0 ~ 1.2km/s ~ 25m	2.0 ~ 2.3km/s 10 ~ 30m	3.4 ~ 4.0km/s	--
PP-3 (P-3)	Velocity Thickness	--	0.5 ~ 0.65km/s 1.0 ~ 4.0m	1.1 ~ 1.4km/s 12 ~ 19m	2.0 ~ 2.1km/s 22 ~ 45m	4.1km/s	--
PP-4 (P-4)	Velocity Thickness	--	0.4 ~ 0.5 km/s ~ 4.0m	1.1 ~ 1.2km/s ~ 12m	2.0 ~ 2.3km/s 5.0 ~ 27m	4.1, 4.2km/s	--
PP-5 (P-2)	Velocity Thickness	--	0.5 ~ 0.6km/s ~ 7.0m	1.2 ~ 1.3km/s ~ 20m	2.1 ~ 2.2km/s 6.0 ~ 30m	4.1, 4.2km/s	--
PP-6 (P-1)	Velocity Thickness	--	0.5 ~ 0.6km/s ~ 10m	1.0 ~ 1.1km/s ~ 30m	2.0 ~ 2.2km/s 18 ~ 41m	4.1km/s	--

○上流ダム地点

PU-1 (PS-12) : 左岸側

本測線の地質構造は速度値から5層に区分される。

第1層の速度は0.35~0.4km/sである。本層は測線の前半(斜面基部付近)で部分的に欠如する。その層厚は測線の終点付近(斜面上部)で厚くなり、最大で5.0mとなる。

第2層の速度は0.8~0.85km/sである。その層厚は0.5~10mで、測線の始点付近で極めて薄く、終点に向かって厚くなる。

第3層の速度は1.3~1.4km/sである。本層は測線の始点付近で欠如する。その層厚は測線の前半で約7mであるのに対し、測線の後半では厚くなり最大で21mとなる。

第4層の速度は2.3~2.4km/sである。その層厚は4.0~36mで、測線の始点付近で薄く、終点に向かって厚くなる。

第5層は本測線の基盤で、その速度は4.4km/sである。

PU-2 (PS-11) : 左岸側(ダム軸上)

本測線の地質構造は速度値から5層に区分される。

第1層の速度は0.25~0.35km/sである。本層は測線の始点付近(斜面基部)で欠如する。その層厚は測線の終点付近(斜面上部)で厚くなり、最大で5.0mとなる。

第2層の速度は0.6~0.7km/sである。その層厚は4.0~13mで、測線の前半に比べ後半がより厚くなる。

第3層の速度は1.2~1.3km/sである。その層厚は測線の始点付近で極めて薄く、終点に向かって厚くなる。最大層厚は25mである。

第4層の速度は2.2~2.4km/sである。その層厚は測線の始点付近で6.0mと薄くなる他は、ほぼ一様で約20mである。最大層厚は25mである。

第5層は本測線の基盤で、その速度は4.6km/sである。

PU-3 (PS-10) : 左岸側

本測線の地質構造は速度値から5層に区分される。

第1層の速度は0.35~0.4km/sである。本層は測線の始点付近(斜面基部)で欠如する。その層厚は測線の終点付近(斜面上部)で最大の7.0mとなる他は、ほぼ一様で約2mである。

第2層の速度は0.6~0.7km/sである。その層厚は1.0~9.0mで、測線の前半に比べ後半がより厚くなる。

第3層の速度は1.2km/sである。その層厚は測線の始点付近で極めて薄く、終点に向かって厚くなる。最大層厚は23mである。

第4層の速度は2.2~2.3km/sである。その層厚は測線の始点付近で4.5mと薄くなる他は、ほぼ一様で約20mである。最大層厚は26mである。

第5層は本測線の基盤で、その速度は4.6km/sである。

PU-4 (PS-9) : 右岸側

本測線の地質構造は速度値から5層に区分される。

第1層の速度は0.2~0.3km/sである。本層は測線の前半を占める斜面の基部で一部が欠如する。その層厚は測線の始点付近の平坦面で約0.5mと薄い他は、ほぼ一様で約2mである。最大層厚は3.0mである。

第2層の速度は0.5~0.6km/sである。本層は前述の平坦面で欠如する。その層厚は受振点番号50付近で約2mと薄くなる他は、ほぼ一様で約4mである。最大層厚は6.0mである。

第3層の速度は1.0~1.2km/sである。その層厚は平坦面で約4mと薄い、斜面では厚くなる。最大層厚は斜面中腹の17mである。

第4層の速度は2.0~2.1km/sである。その層厚は8.5~32mで、測線の始点付近で薄く、終点に向かって厚くなる。

第5層は本測線の基盤で、その速度は4.6km/sである。

PU-5 (PS-8) : 右岸側(洪水吐中心線上)

本層の地質構造は速度値から5層に区分される。

第1層の速度は0.2km/sである。本層は測線の終点付近を占める斜面頂部付近にのみ分布する。その層厚は1~2mである。

第2層の速度は0.45~0.6km/sである。本層は測線の前半を占める平坦面で部分的に欠如する。その層厚は平坦面で1~2mと薄いのに対し、測線の後半を占める斜面では平均5mと厚くなる。最大層厚は8.5mである。

第3層の速度は0.9~1.0km/sである。その層厚は2.0~21mで、第2層と同様に平坦面では薄く、斜面で厚くなる。

第4層の速度は2.0~2.4km/sで、平坦面から斜面に向かって低速になる傾向を示す。その層厚は6.0~27mで、上位層と同様に平坦面では薄く、斜面で厚くなる。

第5層は本測線の基盤である。その速度は測線のほぼ中央に分布する低速度帯を境に、始点側で4.9km/s、終点側で4.6km/sである。低速度帯の速度と幅はそれぞれ2.4km/sと20mである。

#### PU-6 (PS-9) : 左岸側

本測線の地質構造は速度値から5層に区分される。

第1層の速度は0.15~0.3km/sである。本層は測線の始点付近と測線の後半とを占める斜面および斜面頂部に分布し、河床部では欠如する。その最大層厚は1.5mである。

第2層の速度は0.6km/sである。その層厚は1.5~5.5mで、測線の中央部で厚く、両端部で薄くなる。

第3層の速度は1.2km/sである。本層は測線後半の斜面頂部にのみ分布する。その最大層厚は8.0mである。

第4層の速度は2.2km/sである。その層厚はほぼ一様で約13mである。第5層は本測線の基盤で、その速度は4.4km/sである。測線のほぼ中央には速度2.5km/s、幅22mの低速度帯の存在が推定される。

#### ○ 下流ダム地点

#### PL-1 (PS-1) : 右岸側

本測線の地質構造は速度値から5層に区分される。

第1層の速度は0.15~0.25km/sである。本層は主に測線の中央部に分布し、測線の両端付近では部分的に欠如する。その最大層厚は3.0mである。

第2層の速度は0.5~0.6km/sである。その層厚は、1.0~11mで、測線の中央部で厚く、測線の両端部で薄くなる。

第3層の速度は1.2~1.3km/sである。その層厚はほぼ一様で約12mである。

第4層の速度は2.1km/sである。その層厚は22~42mで、地形の凸地でやや厚くなる傾向を示す。

第5層は本測線の基盤で、その速度は3.6km/sである。

#### PL-2 (PS-2) : 右岸側 (ダム軸上)

本測線の地質構造は速度値から5層に区分される。

第1層の速度は0.15km/sである。本層は測線の前半に部分的に分布する。その最大層厚は2.0mである。

第2層の速度は0.5km/sである。本層は測線の終点付近で一部が欠如する。その最大層厚は3mである。

第3層の速度は1.0~1.3km/sで、測線の始点側ほどより速い。その層厚は測線の終点付近で最小の3.0mとなる他は、ほぼ一様で約13mである。最大層厚は17mである。

第4層の速度は2.0~2.2km/sである。その層厚は17~36mで測線の始点付近で最大となり、終点に向かって薄くなる。

第5層は本測線の基盤で、その速度は3.8km/sである。

#### PL-3 (PS-3) : 右岸側

本測線の地質構造は速度値から5層に区分される。

第1層の速度は0.2km/sである。本層は測線の後半にのみ分布し、その最大層厚は1.5mである。

第2層の速度は0.4~0.6km/sで、測線の終点側ほどより速い。その層厚は0.5~4.0mである。

第3層の速度は1.1~1.2km/sである。その層厚は測線の終点付近で最小の3.0mとなる他は、ほぼ一様で約8mである。最大層厚は10mである。

第4層の速度は2.0~2.1km/sである。その層厚は12~27mで測線の始点付近で最大となり、終点に向かって薄くなる。

第5層は本測線の基盤で、その速度は3.8km/sである。

#### PL-4 (PS-4) : 右岸側

本測線の地質構造は速度値から5層に区分される。

第1層の速度は0.3~0.35km/sである。本層は下流側斜面(測線の終点側)に分布し、上流側斜面と尾根部では欠如する。その最大層厚は3.0mである。

第2層の速度は上流側斜面(測線の始点側)で、0.5km/s、下流側斜面で0.7km/sである。その層厚は上流側斜面に比べ下流側斜面の方がより厚い。最大層厚は7.0mである。

第3層の速度は1.2~1.3km/sである。その層厚は尾根部で最大の17mとなり、両斜面の基部に向かって薄くなる。

第4層の速度は2.2~2.4km/sである。その層厚は尾根部で最大の38mとなり、両斜面の基部に向かって薄くなる。

第5層は本測線の基盤で、その速度は下流側斜面が4.4km/sであり、上流側斜面および尾根部については交差測線から3.8km/sと推定される。

#### PL-5 (PS-6) : 右岸側

本測線の地質構造は速度値から5層に区分される。

第1層の速度は0.25~0.3km/sである。本層は上流側斜面の基部(測線の始点側)および下流側斜面の一部で欠如する。その最大層厚は4.0mである。

第2層の速度は0.6~0.7km/sである。その層厚は1.5~5.0mで、下流側斜面の中腹で比較的厚くなる。

第3層の速度は1.2~1.3km/sである。その層厚は尾根部で最大の13mとなり、上流側斜面の基部で最小の2.5mとなる。下流側斜面の層厚はほぼ一様で約9mである。

第4層の速度は2.0~2.2km/sである。その層厚は4.5~32mで、尾根部で最大となり、両斜面の基部に向かって薄くなる。

第5層は本測線の基盤で、その速度は下流側斜面が4.2km/sであり、尾根部および上流側斜面については交差測線から3.8km/sと推定される。下流側斜面の中



中央には速度2.7km/s、幅34mの低速度帯の存在が推定される。

PL-6 (PS-1) : 左岸側

本測線の地質構造は速度値から3層に区分される。本測線では、他測線の第2層に相当する速度層は分布しない。また、測線が短いために、第5層に相当する基盤は検出されなかったと推測される。

第1層の速度は0.4km/sである。本層は測線の後半のみに分布する。その最大層厚は1.5mである。

第3層の速度は1.1km/sである。本層は測線の前半で地表に露出している。その層厚は2.5~5.0mで、測線の前半に比べ後半の方がやや厚い。

第4層は本測線の見かけ上の基盤で、その速度は1.7km/sである。

○発電所地点

PP-1 (P-7) : 上部水圧管路

本測線の地質構造は速度値から5層に区分される。

第1層の速度は0.3~0.35km/sである。本層は地形の凹地や斜面の一部で欠如する。その層厚は測線の終点付近で特に厚く、最大で11mに達する。

第2層の速度は0.6~0.7km/sである。本層は測線の後半で一部(受振点番号26~41)が欠如する。その層厚は測線の終点付近で最大の9.0mとなる他は、ほぼ2~3mである。

第3層の速度は1.1~1.4km/sである。本層は測線の後半にある凹地(受振点番号91)で欠如する。その層厚は測線の終点付近で28mと特に厚くなる他は、ほぼ一様で約14mである。

第4層の速度は2.0~2.4km/sである。その層厚は17~58mで、測線の前半で薄く、後半で厚くなる。受振点番号16~31に分布する低速度帯箇所では下位の低速度帯に連続した速度層となっている。

第5層は本測線の基盤である。その速度は基盤中に分布する2つの低速度帯を境に異なり、低速度帯に挟まれた中央部分が4.0~4.1km/s、低速度帯の外側の部分がそれぞれ3.4km/sである。低速度帯は受振点番号16~32および81~85に分布し、その速度と幅はそれぞれ2.2km/sと155m、2.6km/sと40mである。

PP-2 (P-5) : 下部水圧管路および発電所地点

本測線の地質構造は速度値から5層に区分される。

第1層の速度は0.3~0.35km/sである。本層は主に測線の後半に分布し、その他では断片的に分布するにすぎない。その最大層厚は5.0mである。

第2層の速度は0.6~0.7km/sである。本層は測線の始点付近(段丘崖)で欠如する。その層厚はほぼ3~8mの範囲にある。

第3層の速度は1.0~1.2km/sで、測線の始点付近(段丘面)で最も速い。本層は河床付近で欠如する。その層厚は段丘面上で厚く、測線の中央部で薄くなる。最大層厚は25mである。

第4層の速度は2.0~2.3km/sである。その層厚は10~30mであるが、河床際では薄くなっていると推定される。

第5層は本測線の基盤で、その速度は受振点番号137~143に分布する低速度帯を境に、始点側では3.7~4.0km/s、終点側では3.4km/sである。低速度帯の速度と幅はそれぞれ2.2km/sと60mである。

PP-3 (P-3) : 発電所地点

本測線の地質構造は速度値から4層に区分され、他測線の第1層に相当する速度層が欠如している。発電所地点に配置されたPP-4~PP-6も同様に第1層が欠如している。以下、最上位層である第2層から順に各速度層について述べる。

第2層の速度は0.5~0.65km/sである。その層厚は、1.0~4.0mで、測線の中央部で厚く、その両端付近では薄くなる。

第3層の速度は1.1~1.4km/sで、測線の終点側ほどより速い。その層厚はほぼ一様で約16mである。

第4層の速度は2.0~2.1km/sである。その層厚は22~45mで、PP-2との交点付近と測線の終点付近とで薄くなる。

第5層は本測線の基盤で、その速度は4.1km/sである。

PP-4 (P-4) : 発電所地点

第2層の速度は0.4~0.5km/sである。本層は断片的な分布形態を示し、主に地形の凹地で欠如している。その最大層厚は4mである。

第3層の速度は1.1~1.2km/sである。本層は測線の終点で欠如する。その層厚は測線の終点付近を除きほぼ一様で約18mである。

第4層の速度は2.0~2.3km/sである。その層厚は測線の終点付近が5~10mであるのに対し、その他では20~25mと厚くなる。

第5層は本測線の基盤で、その速度は4.1~4.2km/sである。

PP-5 (P-5) : 発電所地点

本測線の地質構造は速度値から4層に区分される。

第2層の速度は0.5~0.6km/sである。本層は河床付近(測線の始点)で欠如する。その層厚は段丘面上で4~6mである。本層は河床付近(測線の始点)で欠如する。その層厚は段丘面上で4~6mであるのに対し、測線の終点付近の斜面では2m以下となる。

第3層の速度は1.2~1.3km/sである。その層厚は河床付近が3~8mであるのに対し、その他ではほぼ一様で約18mである。最大層厚は20mである。

第4層の速度は2.1~2.2km/sである。その層厚は河床付近で6~10m、段丘面上ではほぼ一様で約24m、斜面ではやや厚くなり約30mである。

第5層は本測線の基盤で、その速度は4.1~4.2km/sである。

PP-6 (P-1) : 発電所地点

本測線の地質構造は速度値から4層に区分される。

第2層の速度は0.5~0.6km/sである。本層は河床付近(測線の始点)で欠如する。その層厚は測線の終点付近で最大の10mとなる他は、ほぼ5mである。

第3層の速度は1.0~1.1km/sである。その層厚は測線の前半が3~10mであるのに対し、後半は20~30mである。

第4層の速度は2.1~2.2km/sである。その層厚は河床付近と受振点番号20~25とで20~25mと薄くなる他は、ほぼ30~40mである。

第5層は本測線の基盤で、その速度は4.1km/sである。

(2) 坑内弾性波探査

上流ダム地点の横坑UA-1内に於ける弾性波探査結果によると、全体の速度レベルは地表探査結果のそれより全体的に低く、坑口より40m以深の部分でも速度値は1.5km/sにすぎない。これは、本横坑周囲の岩盤が掘削される時、非常に緩められたことに起因するものであり、一方ではその岩盤はダイナマイトによる掘削で後述する。下流ダム地点の岩盤より緩みやすいことをものがたっている。

下流ダム地点の横坑LA-1では坑口より奥に向かって7.5mまで、横坑LA-2では坑口より奥に向かって31.0mまで、夫々速度は1.7km/sかまたはそれ以下で、それより以深は、前者では速度が2.9km/s~4.8km/s、後者では2.8km/s~3.9km/sとなっている。この結果は、下流ダム地点の基礎岩盤は、左岸側より右岸側の方が、その表面からの緩みが深部にまで及んでいることを示している。

3箇所横坑内で実施された坑内弾性波探査の走時曲線図と解析図をAppendix A-5-6に示す。解析結果から各横坑内の岩盤は4~5の速度区間に区分された。調査結果をTable 7-18に示す。

Table 7-18 Seismic Velocity Distribution in Adits of the Pirris Damsites

Adit No.	Distance (m) (m)	Seismic Velocity (km/s)	Remarks
P U A - 1	0 ~ 5.0	0.6	On the left bank of up-stream damsite
	5.0 ~ 40.0	1.1	
	40.0 ~ 50.0	1.5	
P L A - 1	0 ~ 7.5	1.7	On the left bank of down-stream damsite
	7.5 ~ 17.5	2.9	
	17.5 ~ 37.5	4.8	
	37.5 ~ 50.0	3.1	
P L A - 2	0 ~ 10.5	1.1	On the right bank of down-stream damsite
	10.5 ~ 31.0	1.7	
	31.0 ~ 42.5	3.9	
	42.5 ~ 50.0	2.8	

## 7.9 建設材料

### 7.9.1 建設材料および試験 (Fig. 7-17 参照)

建設材料の調査および試験については、採取可能地点の地表調査が JICA 調査団および ICE によって実施され、各地点より採取された試料の室内試験が ICE によって行われた。

室内試験は、コンクリート骨材、ボーリング・コア、ロック材料および土質材料試験について実施された。このうちボーリング・コア試験はダムサイトの基礎岩盤強度の調査を含むものである。コンクリート骨材、ボーリング・コア、ロック材料および土質材料の試料採取地点の位置図を Fig. 7-17 に示す。また、採取された試料の試験数量および試験項目を Table 7-19 に示す。

コンクリート骨材試料については、河床堆積物等の天然骨材を採取する所が無いので、Fig. 7-17 に示すように、原石山より採取する砕石骨材候補地点として、上流ダム地点の右岸側山体砂岩層 Quarry Site (UB-2, UB-3 を含む)、および下流ダム地点の右岸側山体の Dolerite-Basalt である LA-2 試験横坑内の計 2 カ所より採取された。

ボーリング・コア試験試料は、上流ダム地点の砂岩層に位置する UB-1, -2, -3 および下流ダム地点の右岸側山体の Dolerite-Basalt に位置する LB-1, -2, -3, -4 のボーリング・コアより採取された。

ロック材およびフィルター材試料は、本計画のダムタイプに、ロックフィルタータイプが選定された場合を考え、下流ダム地点に分布する Dolerite-Basalt である LA-2 試験横坑内より採取された。

土質材 (コア) 試料は、上流案ダムサイトより約 2 km 上流の右岸側斜面の表土、崖錐部の CP-1, -2, -3 テストピットより採取された。

ICE によって実施された材料の室内試験データは、APPENDIX A-6 に添附した。

### 7.9.2 コンクリート骨材

コンクリート骨材試験の結果をまとめたものを Table 7-20 に示す。これらの結果についての評価を以下に述べる。

- (1) 上流案ダムサイトの砂岩および下流案ダムサイトの右岸側山体の Dolerite-Basalt の比重は 2.49~2.93 であり、この値はコンクリート骨材としての標準的範囲内にあるものである。

- (2) 吸水率は0.5～5.1%であるが、大半の値が一般的な骨材の吸水率0.3～3.0%の範囲内にあり問題ない。
- (3) 安定性は2.4～9.5%を示しており、10%以下なので問題ない。
- (4) すりへり抵抗は粒径の範囲A区分(10～40mm)において、14.7～16.4%と低く、十分に40%以下であり良好である。
- (5) 耐久性試験による試料減量は少なく、Slake Durability Indexは97.2～98.7%と高い値を示しており良好である。
- (6) アルカリ骨材反応試験は化学法で行われたが、反応性判定図(Appendix A-6)に示す通り問題ない。
- (7) 碎石試験の1回の碎石後の粒度分布は、粗骨材の粒径区間40～5mmおよび細骨材の粒径区間5mm以下に渡り、概ね骨材の標準粒度の範囲内であり良好である。
- しかし、2回の碎石後の値で評価すると、今回の試験結果ではやや細粒化し過ぎる傾向も見られる。
- 骨材粒形については、偏平度が0.44とやや扁平形状が見られる。また、偏長度が1.86とこれもやや細長い形状である。骨材粒形は球形に近いほど単位水量が少なくてワーカビリティが良いとされているので、偏平度および偏長度ともに値は1.0に近い程良い骨材と云える。
- (8) 超音波速度は5.25～5.57km/sec、静弾性係数は236,000～272,000kg/cm<sup>2</sup>および圧縮強度は694～1,530kg/cm<sup>2</sup>と岩石は堅固であり、コンクリート骨材としての強度を十分持っている。
- (9) 各試験結果の相互関係も一般的な関係値と良く合っている。例えば、比重と吸水率、吸水率と安定性、吸水率とすりへり減量、比重と圧縮強度および吸水率と圧縮強度等の関係があるが、これらの関係が比較的一致していることは試験の結果としての信頼性も高いと言えよう。

全般に、上流ダム地点の右岸側山体砂岩層および下流ダム地点の右岸側山体のDolerite-BasaltであるLA-2試掘横坑内、これらの採取試料の物性値はコンクリート骨材として良好であり、使用可能な材料である。

今後は、詳細な全体のコンクリート量を把握し、これに必要なコンクリート骨材の所要量を算出するとともに、原石山候補地からの採取可能量についてより詳細な調査、および人工碎石に関する調査ならびに試験が必要と考えられる。

### 7.9.3 ロック材料

ロック材料試験結果は、下流ダム地点に分布するDolerite-BasaltであるLA-2 試験横坑内より採取した試料、および下流ダム地点の右岸側山体のDolerite-Basaltに位置するLB-1, -2, -3, -4 のボーリング・コア試料の試験結果を合わせて考察した。これらの試験結果は Table 7-20 および Table 7-21 に示すが、評価は以下の通りである。

- (1) 比重は、2.80～2.93であり良好である。
- (2) 吸水率は、0.58～1.70%と低い値であり問題ない。
- (3) 圧縮強度は、856～1,530kg/cm<sup>2</sup>であり良好である。
- (4) その他の材質として、変形性が静弾性係数で230,000～272,000kg/cm<sup>2</sup>、安定性が2.4%と低く、耐久性が98.7%と大きく、すべての性質が良好である。

したがって、本材料は硬くて重い緻密な岩塊であり、ロック材および細粒分はフィルター材の原石として適切である。

### 7.9.4 土質材料

土質材（コア）試験は、上流ダム地点より約2 km上流の右岸側斜面の表土、崖錐部のテストピット3ヶ所より採取された試料について実施した。試験結果は Table 7-21 に示すが、評価は以下の通りである。

- (1) 比重は、2.68～2.73であり良好である。
- (2) 自然含水比は23.0～30.8%であり、これは通常の湿潤土の値である。最適含水比も19.2～28.2%であり、自然含水比よりやや低めの一般的な値である。
- (3) 自然粒度分布は概ね良好であり、土質材料の標準粒度分布範囲にも包含されているので問題はない。
- (4) 液性限界（LL）が34～65%と塑性図上でB線を中心に分布している。塑性指数（PI）が6～27%とA線の下側に分布している。土質分類記号ではSMが大半であり、他はMHまたはMLである。SM分類の材料は一般のフィルタイプダムの土質材（コア材）としても良く使用されているものであり充分である。
- (5) 締固め試験の結果は、最適含水比時で単位体積重量が1.439～1.608 t/m<sup>3</sup>とやや軽い値もあるが、大半が1.550 t/m<sup>3</sup>以上の値を示しているため、締固めエネルギー

ギ-を考慮すればもっと高くなると考えられ問題ない。

(6) 透水試験結果は、 $3.40 \sim 0.95 \times 10^{-7}$  cm/secと所定の $10^{-5}$  cm/secを十分に下まわり遮水性は良好である。

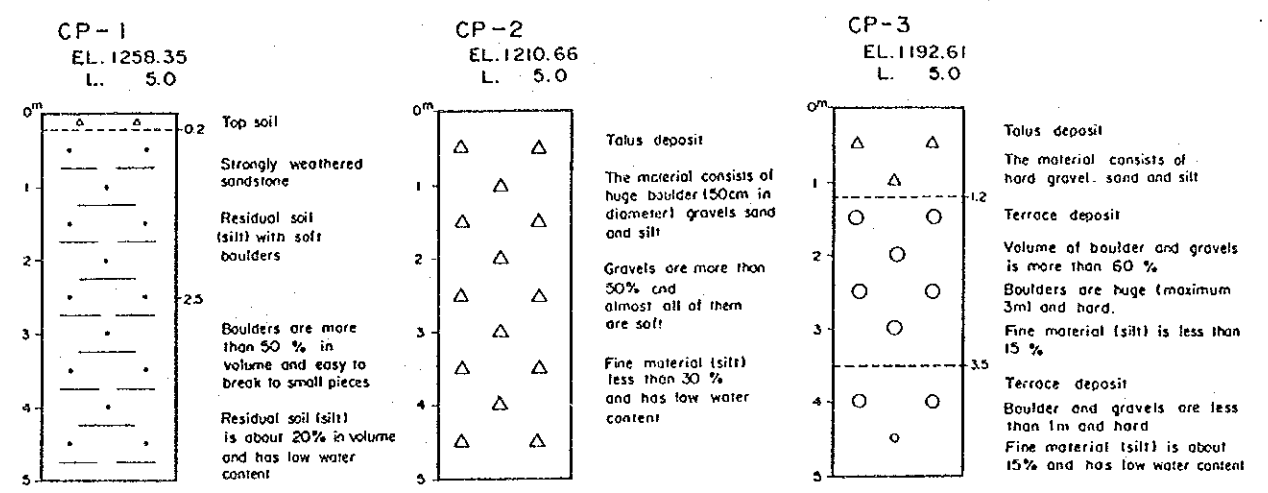
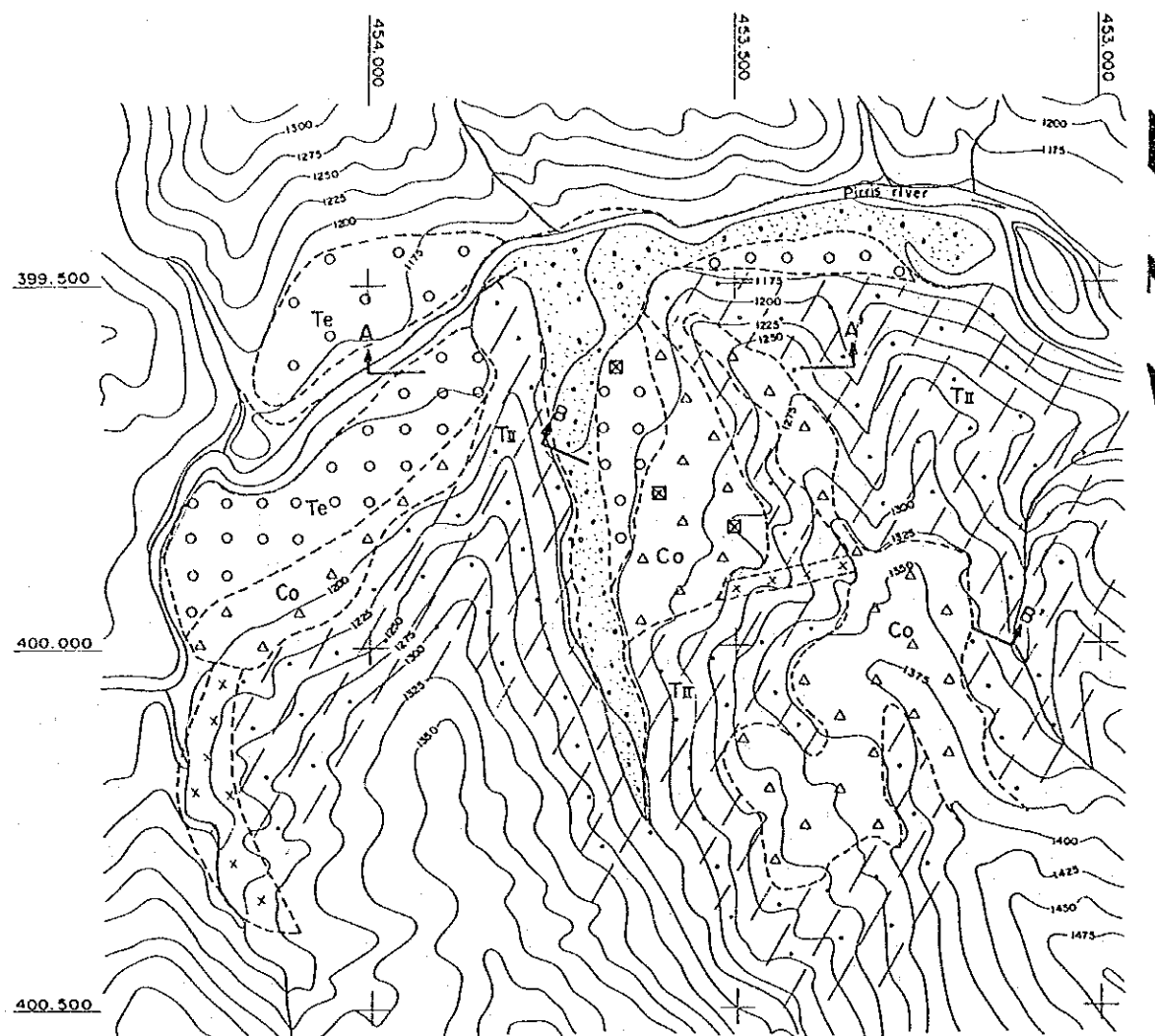
(7) 三軸試験はCU試験（圧密、非排水で間隙水圧を測定）を実施し、有効応力法による剪断強さ定数は、Cが $0.4 \sim 1.2$  kg/cm<sup>2</sup>、tan φが $0.21 \sim 0.35$ である。tan φがやや小さい値であるが、これは試料に含まれる細粒土がやや多く、細粒の礫、砂分が少ないためと考えられる。

以上が土質材の試験結果であるが全般的な特性をまとめると、塑性指数がやや低く、単位体積重量がやや軽いものの、不透水性材料としては使用可能である。



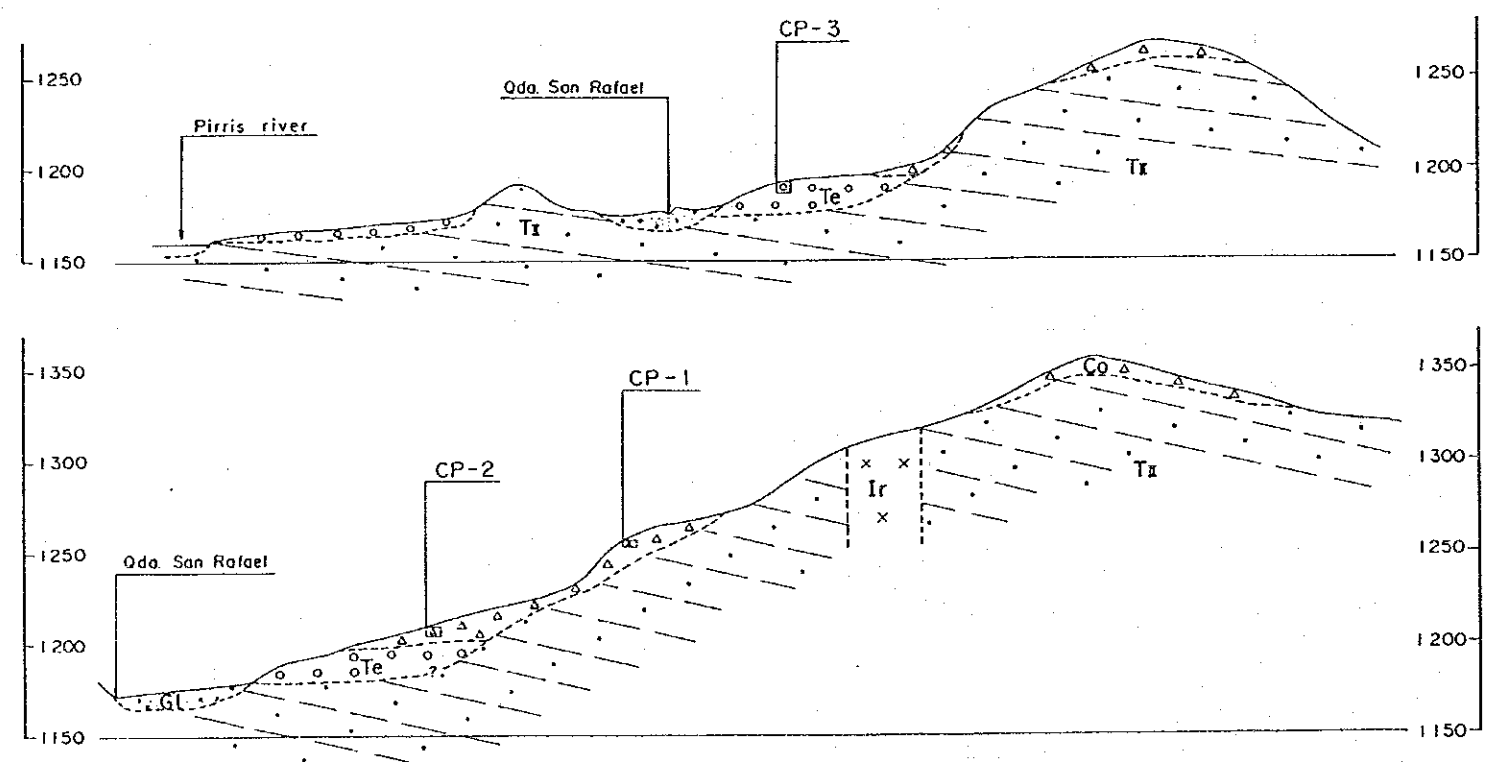
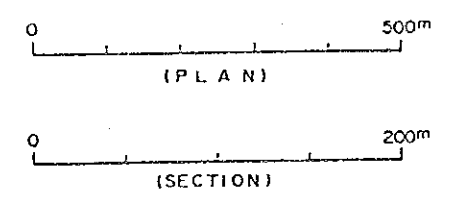






**LEGEND**

- River bed deposits
- Colluvial deposits (includes residual soil)
- Terrace deposits
- Sandstone with shale and conglomerate
- Intrusive rock
- Geologic boundary
- Test Pit
- Geologic section



REPUBLIC OF COSTA RICA	
PIRRIS HYDROELECTRIC POWER DEVELOPMENT PROJECT	
GEOLOGY OF BORROW AREA	
Fig. 7-17	DATE:





Table 7-19 Quantity and Sampling Location of Laboratory Tests

Test Item	ASTM	Quantity	Sampling Location
<b>1. Concrete Aggregate</b>			
(1) Specific gravity and absorption	C 127-84	2	Quarry Site (Right Bank of Upstream Dam site)  and  Right Bank Adit of Downstream Dam site. (LA-2 Adit)
(2) Soundness test	C 128-84	2	
(3) Abrasion Loss Test	C 88-83	2	
(4) Slake Durability Test	C 131-81	2	
(5) Alkali Aggregate Reaction Tests	D 4644-87	2	
(6) Crushing Test	C 289-81 C 227-81	2	
<b>2. Laboratory Test of Boring Core</b>			
(1) Specific gravity, absorption Tests	T. S.-L. T	2	UB-1, UB-2, UB-3  and  LB-1, LB-2, LB-3, LB-4
(2) Ultrasonic Test	C 127-84 C 128-84	7	
(3) Unconfined Compression Test	D 2845-83	7	
(4) Tensile Test	D 2938-79	7	
<b>3. Rock Materials</b>			
(1) Specific gravity and absorption	D 3967-81	7	Right Bank Adit of Downstream Dam site. (LA-2 Adit)
(2) Unconfined Compression Test	C 127-84 C 128-84	1	
<b>4. Soil Materials</b>			
(1) Specific gravity Test	D 2938-79	1	CP-1, CP-2, CP-3 and  CP-M (Mixture CP-1, -2, -3)
(2) Moisture Test	C 127-84 D 854-83	4	
(3) Grain-size Analysis Test	D 2216-80	4	
(4) Liquid Limit & Plastic Limit Test	D 422-63	4	
(5) Compaction Test	D 4318	4	
(6) Permeability Test	D 698-78	4	
(7) Triaxial Compression Test	T. S.-L. T	4	

Table 7-20 Result of Concrete Aggregate and Drilling Core on Laboratory Tests

Sampling Location	Test Item	Specific Gravity	Absorption (%)	Soundness (%)		Abrasion Loss (A) (%)	Slake Durability (%)	Alkali Reaction	Crushing	Remarks	
				Vp (km/sec)	Vs (km/sec)						
1. Concrete Aggregate	Quarry Site (Right bank of Upstream Dam site)	2.51 (Co)	3.7 (Co)	3.5 (Coarse) 9.5 (Fine)		16.4	97.2	Innocuous	0.44 (FL) 1.86 (SL)	(Co= Coarse) (Fi= Fine) (FL= Flatness) (SL= Slenderness)	
	LA-2 Adit (Right bank of Downstream Dam site)	2.80 (Co) 2.49 (Fi)	1.7 (Co) 5.1 (Fi)	2.4 (Coarse) 4.0 (Fine)		14.7	98.7	Innocuous	---		
Sampling Location	Test item	Specific Gravity	Absorption (%)	Modulus of Elasticity			Unconfined Compression Strength (kg/cm <sup>2</sup> )	Tensile Strength (kg/cm <sup>2</sup> )	Remarks		
				Dynamic (kg/cm <sup>2</sup> )	Static (kg/cm <sup>2</sup> )	Unconfined Compression Strength (kg/cm <sup>2</sup> )					
2. Laboratory Test of Boring Core	UB-1 (Left bank of U. Dam site)	2.71	0.50	5.25	3.00	488,000	250,000	781	---		
	UB-2 (Right bank of U. ' ' ' )	2.70	0.76	5.31	2.92	433,000	236,000	694	---		
	UB-3 ( ' ' ' of U. ' ' ' )	2.72	0.93	---	---	---	---	---	---		
	LB-1 (Left bank of D. Dam site)	2.87	1.25	5.36	2.99	484,000	261,000	856	80		
	LB-2 (Right bank of D. ' ' ' )	2.90	0.58	5.57	2.99	484,000	265,000	1,089	96		
	LB-3 ( ' ' ' of D. ' ' ' )	2.88	0.59	5.53	3.05	502,000	272,000	1,065	93		
	LB-4 ( ' ' ' of D. ' ' ' )	2.93	1.02	5.27	2.93	433,000	230,000	1,530	---		

Table 7-21 Result of Rock and Soil Materials on Laboratory Tests

Test Item	Specific Gravity	Absorption (%)			Unconfined Compression (kg/cm <sup>2</sup> )						Remarks	
		Optimum Moisture (Natural) (%)	Grain-size Analysis	Liquid Limit (%)	Plasticity Index PI (%)	Compaction (kg/m <sup>3</sup> )	Permeability x10 <sup>-6</sup> (cm/sec)	Triaxial Compression C (kg/cm <sup>2</sup> )	Classification of Soils			
Sampling Location			-0.005 (mm)	-0.074 (mm)	-4.8 (mm)							
3. Rock Materials LA-2 Adit (Right bank of Downstream Dam site)	2.88	1.03										
4. Soil Materials												
CP-1 (Right bank of Upstreamward)	2.73	28.2 (30.8)	16~31	65~79	73~80	46~65	19~27	1,439	0.095	0.40	19° 30'	MH
CP-2 ( ' of ' )	2.68	22.2 (23.5)	8~14	37~52	75~85	34~38	6~11	1,608	0.340	1.12	13° 25'	SM
CP-3 ( ' of ' )	2.68	19.2 (23.0)	4~11	17~36	27~59	34~38	6~11	1,580	-----	1.20	12° 00'	SM
CP-M ( ' of ' )	-----	24.3 (-----)	-----	-----	-----	-----	-----	1,550	-----	-----	-----	-----



## 7.10 ボーリング・コア試験

ボーリング・コア試験は、上流ダム地点の砂岩層および下流ダム地点の右岸側山体のDolerite-Basaltについて実施した。

試験結果は Table 7-20 に示すが、評価は下記の通りである。

上流案ダムサイトの砂岩について (UB-1, -2, -3)

- (1) 比重は、2.70~2.72であり、下流案ダムサイトのDolerite-Basaltに比べるとやや低いものの、砂岩としては重くて良好である。
- (2) 吸水率は0.50~0.93%であり、比較的小さく良好である。
- (3) 超音波速度(Vp)は5.25~5.31km/secであり、砂岩としては早く緻密である。
- (4) 静弾性係数は236,000~250,000kg/cm<sup>2</sup>であり、一般的な値であろう。
- (5) 圧縮強度は694~942kg/cm<sup>2</sup>であり、ダム基礎としての岩石強度は充分持っている。

下流ダム地点の Dolerite - Basaltについて (LB-1, -2, -3, -4)

- (1) 比重は、2.83~2.90であり、Dolerite-Basaltとしては重くて良好である。
- (2) 吸水率は0.58~1.25%であり、比較的小さく良好である。
- (3) 超音波速度(Vp)は5.27~5.57km/secであり、一般的な速度である。
- (4) 静弾性係数は230,000~272,000kg/cm<sup>2</sup>であるが、一般的にはやや低い値である。
- (5) 圧縮強度は856~1,530kg/cm<sup>2</sup>と幅があるが、ダム基礎としての岩石強度は充分持っているので問題ない。
- (6) 引張強度は80~96kg/cm<sup>2</sup>と安定した良い結果が得られている。

以上の結果をまとめると、上流ダム地点の砂岩層および下流ダム地点のDolerite-Basalt岩盤の岩石は、ダム基礎としての岩石強度を充分持っているものである。

## References

- (1) Mapa Geologico de Costa Rica (1/200,000), M.I.E.M. 1982
- (2) Estudio Geologico de Parte de la Cuenca Media del Rio Pirris, ICE, 1984
- (3) Informe Geotechnico Prelinar No. 1 Sitio de Presa y Tuberia de Presion Project Hidroelectrico Pirris, ICE, 1984
- (4) Manual del Geologia de Costa Rica, Volumen I Estratigrafia, Peter Sprechmann, Universidad de Costa Rica, 1984
- (5) Analisis Geologico-Geomorfologico de la Cuenca del Rio Pirris, ITC, 1985
- (6) Informe Final Mapa Geologico de Costa Rica (1/500,000), ICE, 1988

## 第 8 章 地 震



## 第8章 地震

	頁
8.1 Costa Rica国の地震概説 .....	8-1
8.1.1 概要 .....	8-1
8.1.2 Costa Rica国周辺地域の地震活動性 .....	8-2
8.2 Pirris地点における最大加速度の推定と設計震度 .....	8-4
8.2.1 Pirris地点周辺域の歴史地震 .....	8-4
8.2.2 確率論的手法に基づく地震危険度解析 .....	8-7
8.2.3 Pirrisダム地点で想定される最大加速度値 .....	8-18
8.2.4 設計水平震度 .....	8-19
8.3 あとがき .....	8-20

## List of Figures

- Fig. 8-1 Seismo-tectonics in Central-South America
- Fig. 8-2 Seismicity around Costa Rica during 1904-1991
- Fig. 8-3 Historical Earthquakes in the Vicinity of Pirris Project Site
- Fig. 8-4 Seismic Risk Analysis Techniques  
(Stochastic Technique and Deterministic Technique)
- Fig. 8-5 Return Period for Maximum Acceleration calculated by Eq. (1)
- Fig. 8-6 Return Period for Maximum Acceleration calculated by Eq. (2)
- Fig. 8-7 Return Period by Maximum Acceleration calculated by Eq. (3)
- Fig. 8-8 Return Period by Maximum Acceleration calculated by Eq. (4)
- Fig. 8-9 General Procedure of Earthquake Resistant Design for Dam

## List of Tables

- Table 8-1 Recent Earthquake Disasters in Costa Rica
- Table 8-2 Seismicity in Pirris Project Area  
( $M \geq 5.5$ ,  $D \leq 200$  km)
- Table 8-3 Historical Earthquakes in the Vicinity of Pirris Project Site
- Table 8-4 Annual Number of Earthquakes during 1904-1991  
( $D \leq 1,000$  km, D: Epicentral Distance)
- Table 8-5 Distribution of Magnitude and Epicentral Distance of Earthquakes during 1904-1991
- Table 8-6 Annual Maximum Accelerations during 1904-1991
- Table 8-7 Maximum Accelerations for Six Return Periods
- Table 8-8 Design Horizontal Seismic Coefficient for Dam



## 第 8 章 地 震

### 8.1 Costa Rica 国の地震概説

#### 8.1.1 概 要

環太平洋地震帯の中に位置する Costa Rica 国では、これまでに幾度となく地震災害が発生している。最近の代表的な地震被害例は Table 8-1 に示すとおりである。

このように、Costa Rica 国は地震活動性の高い自然環境下にあるため、電力設備の設計においては、地震に対して十分な評価検討を行い、適切な配慮を計ることが肝要である。

ここでは、水力発電施設の耐震設計を実施する際の必須の基本条件である、地震荷重を評価するための基本検討として、確率論的手法に基づく地震危険度解析を行い、ダム地点における最大加速度値の推定および設計震度の評価を実施した。

Table 8-1 Recent Earthquake Disasters in Costa Rica

Earthquake Disaster			Damage		
Date	Type	Location	Killed	Affected	Homeless
04-14-73	Earthquake	S. of Laguna Arenal	21	3,563	84
			Comments: 98 Injured		
04-02-83	Earthquake	SE of San José	1	475	475
			Comments: 200 Injured		
07-03-83	Landslides (due to earthquake)	San José Province	1	5,000	0
22-04-91	Earthquake (Ms=7.4)	SW of Limon (9° 36, 88' N 83° 9, 48' E)	48 Comments	6,840 585 Injured	6,752

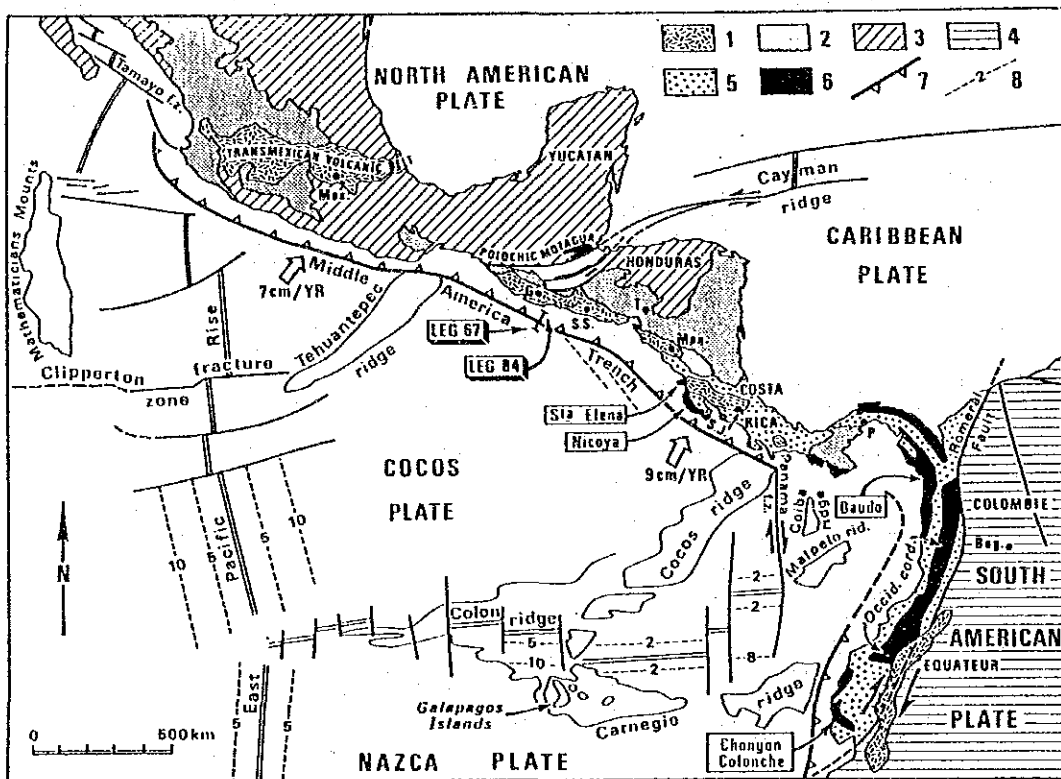
Source : OFDA Disaster History on file at the Office of U.S. Foreign Disaster Assistance in Washington, DC. Covers 1900 to the present.



### 8.1.2 Costa Rica国周辺域の地震活動性

#### (1) サイズモ・テクトニクス (地震地帯構造)

MexicoからColombia、Ecuador、Peruにかけての中南米地域は、Fig. 8-1 に示すように、北米プレート、太平洋プレート、Cocosプレート、Caribbeanプレート、Nazcaプレート、南米プレートが複雑にぶつかりあう変動帯となっている。Costa Rica国の太平洋側地域は、CocosプレートがCaribbeanプレートの下に沈み込むプレート境界となっており、このプレート境界では、過去に数多くの地震が発生している。ちなみに、CocosプレートとCaribbeanプレートとの相対速度は、年間約9 cmと推定されている。



Tectonic setting of the Santa Elena and Nicoya Peninsulas (Costa Rica) and of Legs 67 and 84 off Guatemala. Present-day plate motions from Minster and Jordan (1978). 1 = Pliocene and Pleistocene volcanism; 2 = Oligocene and Miocene volcanism; 3 = North American plate; 4 = South American plate; 5 = Cenozoic formations of ophiolitic Andes and southern Central America; 6 = Mesozoic and Cenozoic ophiolitic complexes; 7 = subduction zones; 8 = magnetic anomalies.

Fig. 8-1 Seismo-tectonics in Central-South America

(2) 歴史地震

1900年から1991年の期間に、Pirris計画地点から半径1,000km以内で発生した地震の震央を Fig. 8-2 に示す。同図より明らかなように、Costa Rica国の近傍では、プレート境界域である太平洋沿岸域で地震が多発している。

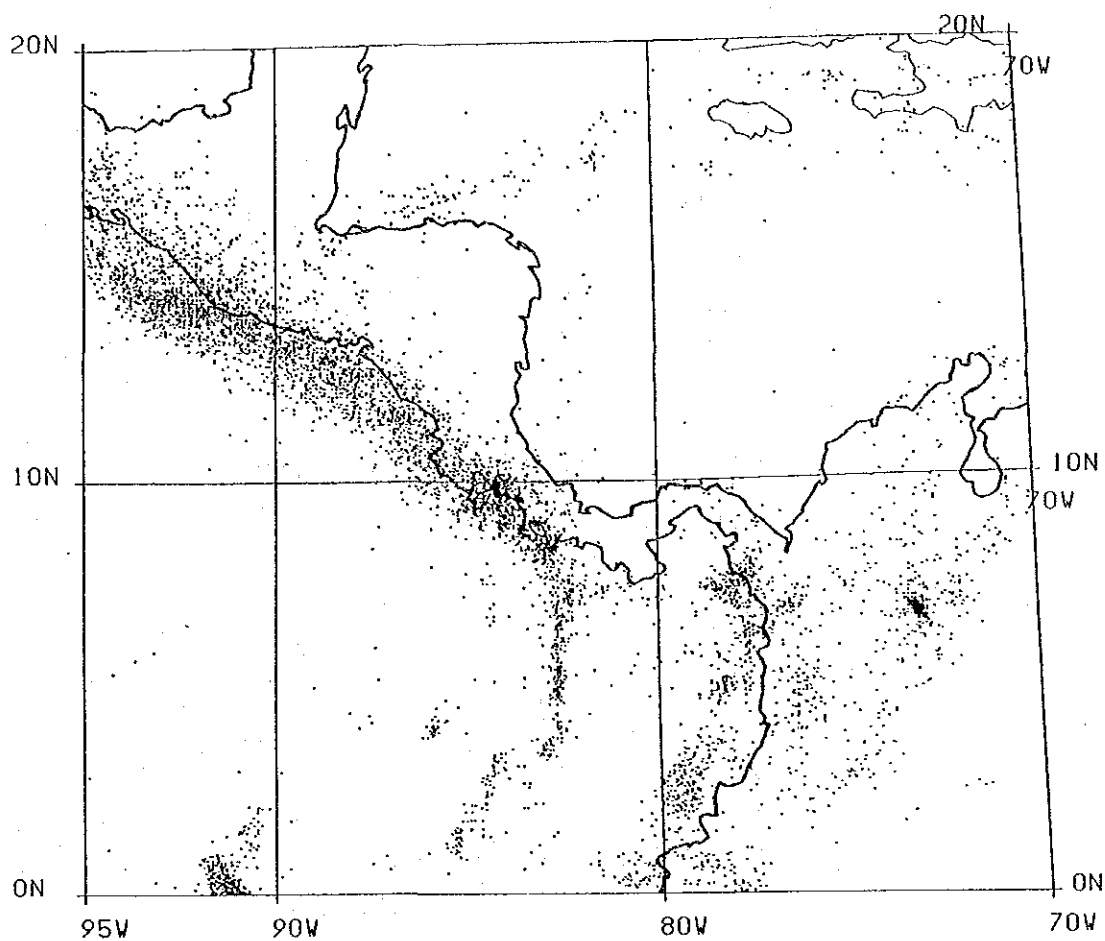


Fig. 8-2 Seismicity Around Costa Rica During 1900-1991

## 8.2 Pirris地点における最大加速度の推定と設計震度

### 8.2.1 Pirris地点周辺域の歴史地震

Pirris水力地点から半径200km以内で発生したマグニチュード5.5以上の地震の一覧を Table 8-2 に示す。この表は、米国の国立地球物理データセンターのNOAA (National Oceanic and Atmospheric Administration) 地震データファイルより、該当する過去の地震事象を抽出して作成したものである。

これによれば、Pirris計画地点の周辺域で、これまでに発生した地震の最大のマグニチュードは、1904年12月20日5時44分18秒に発生した $M_L$ :8.3 (ローカルマグニチュード) (震源深さ60km、震央距離177km) である。また、マグニチュード5.5以上の地震の中で計画地点の最も近くで発生した地震は、1924年3月4日10時7分42秒に発震した震央距離14km (震央:北緯9.7度、西経84.0度、 $M_L$ :7.0) であった。

Table 8-2 Seismicity in Pirris Project Area ( $M \geq 5.5$ ,  $D \leq 200$ km)

Date					Epicenter		Magnitude		H	D	R	
Year	month	day	Time		N. Lat.	Long. W	$M_s$	$M_L$	(km)	(km)	(km)	
1904	12	20	5	44	18	8.50	83.00	7.7	8.3	25	177	178
1909	08	16	8	58	00	10.00	84.30	7.0	7.1	60	44	74
1916	04	24	8	02	08	11.00	85.00	7.3	7.6	60	178	188
1916	04	24	8	02	12	11.00	85.00	7.1	7.3	30	178	180
1916	04	26	2	21	30	10.00	85.00	7.1	7.3	30	104	108
1924	03	04	10	07	42	9.70	84.00	6.9	7.0	30	14	33
1931	12	20	14	59	42	11.00	84.50	6.1	5.7	280	155	320
1936	03	20	18	46	28	11.00	84.00	6.0	5.8	30	150	152
1937	03	09	15	40	20	9.00	83.50	6.5	6.4	30	99	103
1939	06	18	16	46	05	10.00	83.00	6.6	6.5	70	128	146
1939	12	21	20	54	48	10.00	85.00	7.1	7.3	30	104	108
1939	12	22	4	44	00	10.00	84.50	6.8	6.7	30	57	64
1940	10	05	14	36	43	9.50	84.20	6.4	6.2	30	19	35
1940	10	27	5	35	37	9.70	84.50	6.8	6.7	30	42	52
1941	12	05	20	46	58	8.50	83.00	7.2	7.5	30	177	179
1941	12	06	1	25	01	10.50	85.20	6.3	6.0	30	151	154
1941	12	06	21	24	40	8.50	84.00	6.8	6.9	30	128	131
1948	11	19	1	04	24	10.00	83.50	6.9	7.0	80	78	112
1949	08	18	13	33	25	8.50	83.00	6.6	6.5	30	177	179
1950	10	05	16	09	31	11.00	85.00	7.4	7.7	30	178	180
1950	11	11	13	51	10	10.40	85.70	7.4	5.7	30	192	194
1952	04	25	6	02	00	8.10	83.20	6.1	6.3	30	199	201
1952	05	13	19	31	45	10.30	85.30	6.5	6.9	64	148	162
1952	09	09	12	54	42	9.20	84.20	6.8	6.8	30	51	59
1956	07	19	23	28	25	9.50	84.50	6.8	6.0	30	45	54
1957	04	08	20	18	09	8.50	83.00	6.3	6.5	30	177	179
1958	04	15	3	52	35	8.00	84.50	6.7	6.7	30	187	190
1958	06	06	9	11	14	8.00	84.50	6.8	6.6	30	187	190
1961	05	23	3	40	24	9.80	84.00	5.9	5.3	93	21	95
1966	03	27	18	53	41	8.80	83.50	5.9	5.7	41	116	123
1966	04	09	2	42	11	9.50	84.10	5.7	5.6	49	17	52
1972	02	07	19	14	47	8.54	83.87	5.5	5.9	14	125	126
1973	04	14	8	34	00	10.67	84.75	5.7	6.5	33	134	138
1974	02	28	20	10	10	9.33	84.08	5.8	6.2	46	35	58
1976	12	20	10	18	56	9.27	83.93	5.5	5.1	66	47	81
1978	08	23	38	32		10.20	85.22	5.7	7.2	56	136	147
1979	07	01	20	38	04	8.31	82.94	5.5	6.7	28	199	198
1979	08	24	4	26	54	8.95	83.48	6.1	6.5	40	104	111
1983	04	03	2	50	01	8.71	83.12	6.5	7.2	37	150	155
1983	04	03	3	04	18	8.65	83.32	5.5	5.1	33	140	144
1983	07	03	17	14	23	9.65	83.68	5.9	6.7	33	47	57
1983	09	23	23	44	30	8.42	83.39	5.0	5.2	42	158	163
1988	03	02	07	13	19	9.53	84.86	5.5	5.1	31	83	88
1988	03	11	03	44	56	8.88	83.11	5.7	5.4	51	138	147
1990	03	25	13	22	55	9.58	84.93	6.5	6.5	24	89	92
1990	03	25	13	16	05	9.55	84.95	5.7	5.4	23	92	94
1990	04	27	01	23	09	8.06	83.65	5.7	5.4	24	120	122
1990	04	28	01	23	09	8.88	83.61	5.6	5.2	28	120	123
1990	07	23	05	27	04	9.33	84.80	5.5	5.1	25	82	86
1990	12	22	17	27	54	9.91	84.31	5.9	5.6	5	36	37
1990	12	22	17	28	45	9.85	84.31	5.5	5.1	5	31	31
1991	04	22	01	00	00	9.61	83.15	6.5	6.5	10	106	106
1991	04	22	02	00	00	9.61	83.15	7.0	7.3	10	106	106

(Note)  $M_s$  : Body Wave Magnitude  
 $M_s$  : Surface Wave Magnitude  
 $M_L$  : Local Magnitude  
H : Focal Depth (km)  
D : Epicentral Distance (km)  
R : Hypocentral Distance (km)

なお、Table 8-3 および Fig. 8-3 に示したのは、Costa Rica国のInstituto Costarricense Electricidad (ICE)により調査された、Pirris水力地点周辺域で発生した歴史地震である。

この調査では、概ね、計画地点から震央距離90km以内で発生した地震がピックアップされている。この調査結果によれば、Pirris水力地点の近傍で発生した地震の最大のマグニチュードは1916年4月24日〔震央距離73km〕および1939年12月21日〔震央距離70km〕の $M_s$ :7.3（表面波マグニチュード）である。また、サイトに最も近い場所で発生した地震は震央距離：27km（1910年4月13日、 $M=5.2$ ）であった。

Table 8-3 では、地震の形態を、プレートの沈み込み境界で発生したプレート境界地震と、内陸の地震断層で発生した内陸地震とに分類している。表よりマグニチュード7.0を越える地震は、いずれもプレート境界地震（記号：S）であることが理解できる。

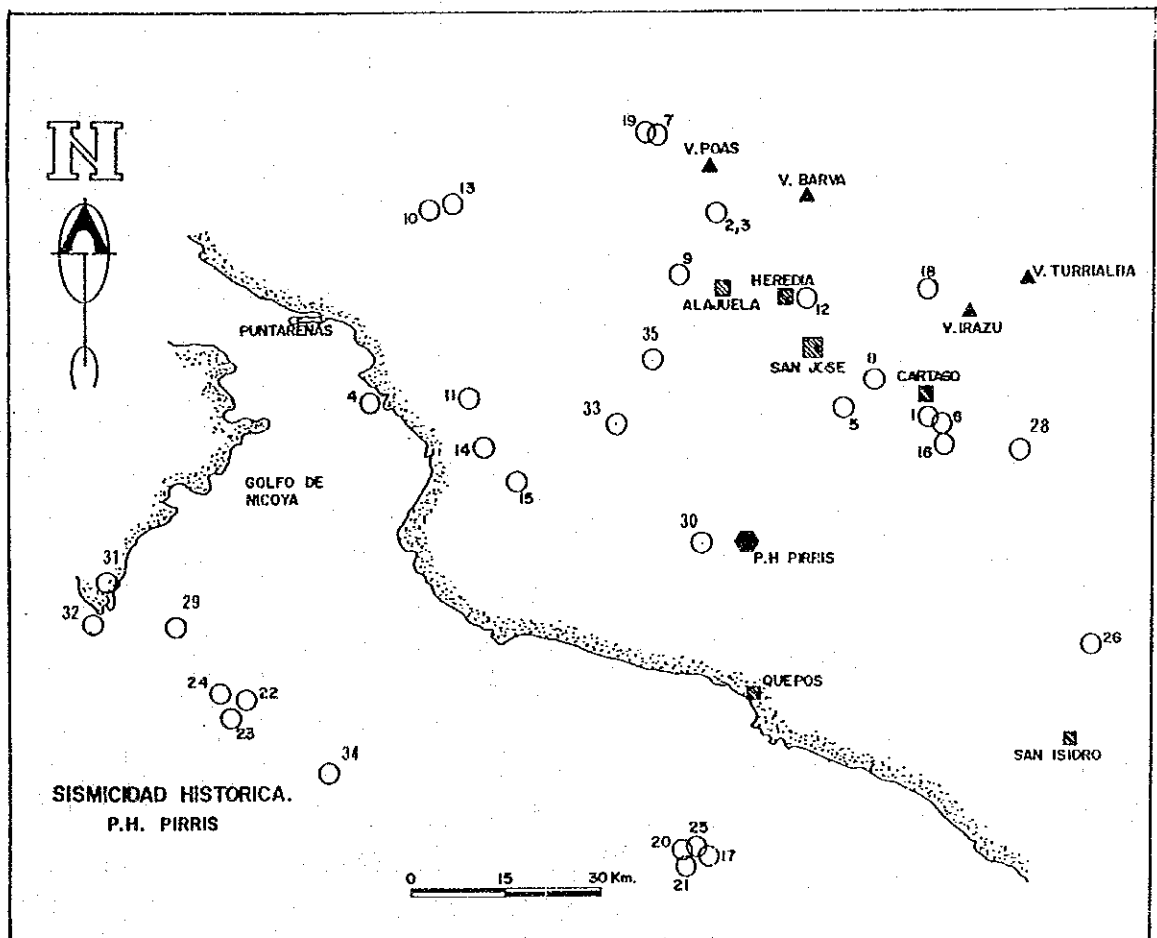


Fig. 8-3 Historical Earthquakes in the Vicinity of Pirris Project Site

Table 8-3 Historical Earthquakes in the Vicinity of Pirris Project Site

No.	Fecha	Lat. N	Long. W.	Mag.	Fuente	Dist (km)
01	02/09/1841	09 50.50	83 54.60	M =5.8	F	41
02	18/03/1851	10 08.00	84 11.70	M =5.5	F	50
03	30/12/1888	10 08.00	84 11.70	M =5.2	F	50
04	20/01/1905	09 51.00	84 40.80	Ms=6.7	S	64
05	13/04/1910	09 50.10	84 01.60	M =5.2	F	27
06	04/05/1910	09 50.50	83 54.60	M =5.5	F	40
07	29/08/1911	10 14.00	84 18.00	M =5.5	F	65
08	21/02/1912	09 52.00	84 00.00	M =5.0	F	38
09	06/06/1912	10 01.50	84 16.50	M =5.5	F	42
10	24/04/1916	10 08.40	84 37.80	Ms=7.3	S	73
11	04/03/1924	09 51.00	84 33.60	Ms=7.0	S	48
12	18/06/1939	10 00.00	84 06.00	Ms=6.5	F	46
13	21/12/1939	10 08.40	84 36.00	Ms=7.3	S	70
14	22/12/1939	09 48.00	84 31.80	Ms=6.7	S	45
15	27/10/1940	09 45.00	84 30.00	Ms=6.7	S	37
16	21/08/1951	09 48.05	83 52.90	M =5.0	F	34
17	09/09/1952	09 12.00	84 12.00	Ms=7.0	S	48
18	30/12/1952	10 01.50	83 54.50	M =5.5	F	49
19	01/09/1955	10 14.00	84 19.60	M =5.8	F	67
20	09/04/1966	09 12.00	84 14.40	Mb=5.3	S	48
21	05/08/1971	09 12.60	84 15.00	Mb=5.0	S	49
22	04/08/1973	09 27.60	84 51.60	Mb=5.1	S	83
23	25/11/1976	09 25.80	84 52.80	Mb=5.1	S	81
24	01/12/1976	09 27.00	84 55.90	Mb=5.3	S	82
25	17/08/1982	09 12.60	84 14.40	Mb=5.4	S	47
26	03/07/1983	09 30.60	83 40.02	Ms=6.2	F	55
27	25/09/1985	09 02.63	84 02.57	Mb=5.2		56
28	31/01/1988	09 47.24	83 47.68	Mb=5.4		40
29	02/03/1988	09 31.77	84 52.30	Mb=5.5		89
30	26/02/1989	09 38.97	84 13.26	Mb=5.4		25
31	25/03/1990	09 35.17	84 56.26	Mb=6.5		93
32	25/03/1990	09 32.53	84 56.66	Mb=5.7		95
33	30/06/1990	09 49.50	84 22.86	Mb=5.4		36
34	23/07/1990	09 20.24	84 47.61	Mb=5.5		86
35	22/12/1990	09 54.66	84 18.77	Mb=5.9		37

\* Fuentes: F = Falla, S = Proceso de subduccion

## 8.2.2 確率論的手法に基づく地震危険度解析

### (1) 解析概要

地震危険度解析の評価手法は、Fig. 8-4 に示すように、確率論的手法と確定論的手法とに大別される。

確率論的手法は、過去に発生した歴史地震資料に基づき、アッテネーションモデルと統計確率モデルを用いて、任意の再来期間に期待される最大地震動を推定する方法である。この手法は、地震資料が多い場合には、信頼性も向上し、現在の最も一般的な方法である。なお、この手法は地震断層の位置と長さが既知の場合、断層の長さからマグニチュードを推定することにより、断層に基づく地震危険度にも適用することができる。

一方、確定論的手法は、地震活動度（余震域、周期性）・活断層の分布・地殻変動等に基づき、将来発生するであろう地震の断層モデルを設定し、地下構造を考慮した上で、評価対象地点で想定される地震動を数値解析的に推定する方法である。この方法は、解析に必要な条件設定が適確にできる場合に合理的な結果を得ることが可能であるが、一般的には、断層パラメータの推定、地下構造の推定等が難しい場合が多く、また、現時点では、短周期成分（概ね1秒以下）の周期領域の推定が十分にはできないことから、研究目的で適用される例はあるが、実用的な目的では必ずしも一般的な方法ではない。

以上のような解析手法の長所短所を踏まえ、Pirris水力地点に関しては、過去の地震資料が豊富であることから、ここでは確率論的手法による地震危険度解析を実施することとした。

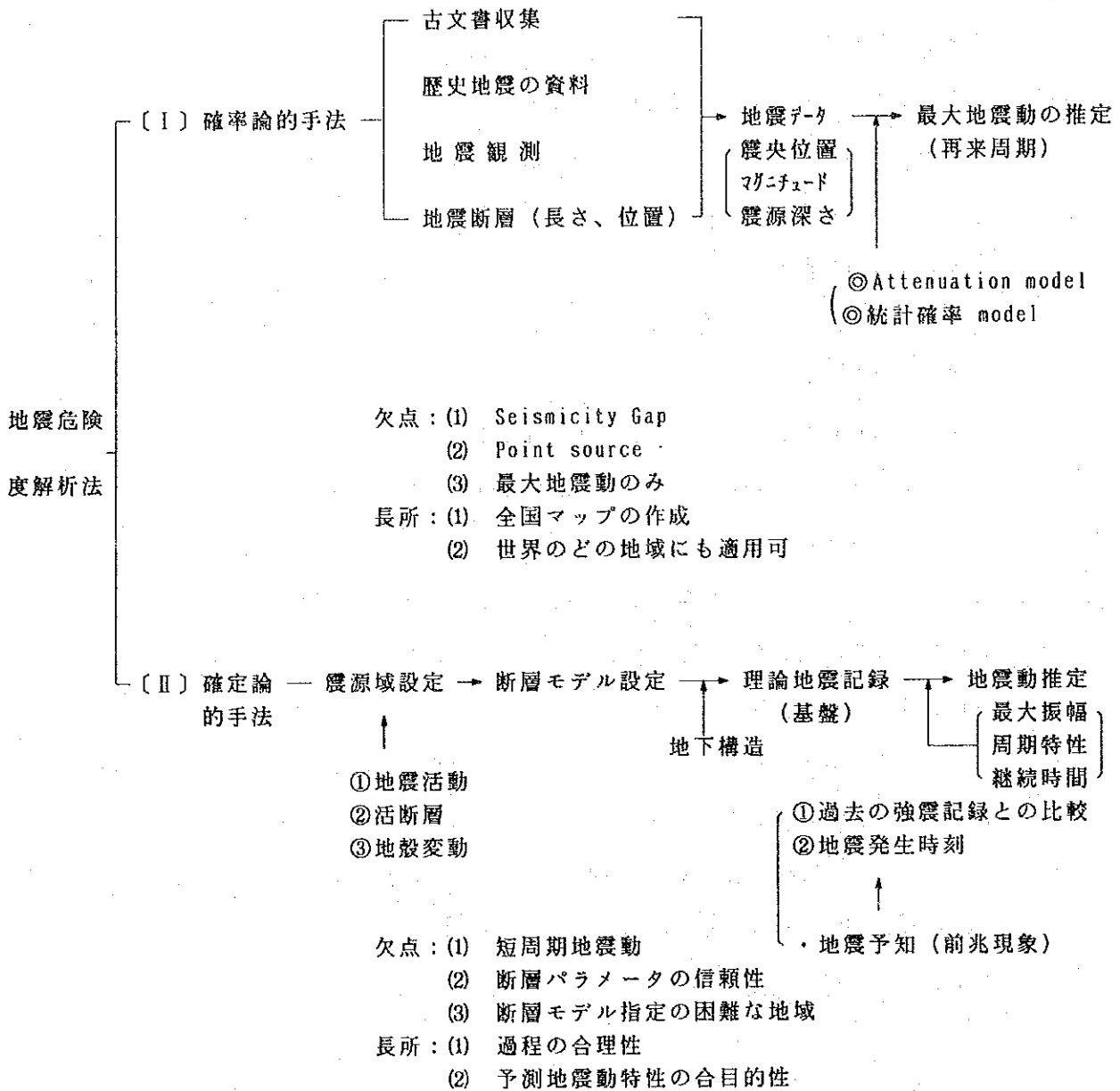


Fig. 8-4 Seismic Risk Analysis Techniques  
(Stochastic Technique and Deterministic Technique)

## (2) 解析方法

### (i) Gumbelの極値理論

確率変数  $X$  が確率関数  $G(X)$  に従うと仮定すれば、

$$G(X) = Q(X \leq x)$$

$x$  が  $X_1, X_2, \dots, X_n$  のいずれよりも大きい確率は次のように定義される。

$$P_n(x) = Q(X_1 \leq X, X_2 \leq X, \dots, X_n \leq X) = G_n(X)$$

この時、再来周期:  $T(x)$  と変換変数:  $Z$  は次式のように表される。

$$P(x) = 1 / \{1 - P_n(x)\}$$

$$Z = -1/n \{-1/n P_n(x)\}$$

Gumbelの極値理論(1958)は、確率変数の原分布が既知できなくても適用できるが、地震事象に対して極値理論を適用する場合は、次のような仮定条件が満足されることを前提に、地震の発生頻度、および再来周期を予測評価することができる。

仮定① 過去における地震の発生状況は将来も確実に継続する。

仮定② 与えられた時間間隔の中で観測された最大地震事象は、独立事象である。

仮定③ 与えられた時間間隔の中の将来における最大地震の発生動向は、過去における発生動向と同様である。

Gumbelの極値理論では、確率変数の最大値の挙動特性に応じて3種類の極値漸近分布が提案されている。

第一漸近分布  $P_n(x) = \exp\{-\exp(-\alpha n)(x-V)\}$

第二漸近分布  $P_n(x) = \exp\{-(V-\epsilon)/(x-\epsilon)\}^k$

第三漸近分布  $P_n(x) = \exp\{-(W-x)/(W-V)\}^k$

第1漸近分布では、確率変数に対する上限も下限も設定されていない。第2漸近分布では、確率変数に対する下限があると仮定されており、第3漸近分布では上限があると仮定されている。

ところで、ここで検討しているプロジェクト計画地点で想定される最大加速度の確率関数は未知である。しかし、任意の地点における地震動の最大振幅には上



限があると考えられる事から、第3漸近分布を適用するのが合理的であると判断される。第3漸近分布式の中で、 $W$ は最大振幅の上限、 $k$ は形状係数、 $V$ は特性最大値、そして $x$ はランダムな確率変数を示す。ある地点の単位期間の最大地震振幅を $A_{max}$ とすれば $x$ は次式で表される。

$$x = \log A_{max}$$

また、単位期間の最大地震振幅のプロット位置は、次式で求められる。

$$P(m) = (N - m + 1) / (N + 1)$$

$N$ は解析対象とした単位期間の個数、 $m$ は最大値からの序列順を示す。

## (ii) 地震データ

ここでの地震危険度評価では、米国の国立地球物理データセンターのNOAA (National Oceanic and Atmospheric Administration) 地震データファイルにより提供された地震データを利用した。

Pirris計画地点から半径1,000km以内に発生した地震は、1900年から1991年までの期間に5,191回を数えた。

評価対象としてここでは半径1,000kmを設定したが、この設定は地震動の最大加速度の減衰特性を考慮すれば、十分な評価対象範囲である。1900年から1991年までの期間の各年の地震発生数はTable 8-4に示したとおりである。また、統計確率解析に使用した地震のマグニチュード、震央距離の分布概要はTable 8-5に示したとおりである。

Table 8-4 Annual Number of Earthquakes during 1900-1991  
 $D \leq 1,000$  km ( $D$  = Epicentral Distance)

YEAR	N	SUM of N	YEAR	N	SUM of N
1902	2	2	1952	14	194
1904	4	6	1953	5	199
1906	2	8	1954	11	210
1907	1	9	1955	6	216
1909	1	10	1956	12	228
1910	1	11	1957	9	237
1912	1	12	1958	7	244
1913	1	13	1959	9	253
1914	2	15	1960	10	263
1915	2	17	1961	12	275
1916	5	22	1962	11	286
1919	4	26	1963	101	387
1920	2	28	1964	171	558
1921	4	32	1965	166	724
1924	5	37	1966	147	871
1925	5	42	1967	139	1010
1926	6	48	1968	80	1090
1927	2	50	1969	96	1186
1929	2	52	1970	113	1299
1930	1	53	1971	75	1374
1931	10	63	1972	87	1461
1932	5	68	1973	132	1593
1933	11	79	1974	188	1781
1934	13	92	1975	116	1897
1935	4	96	1976	237	2134
1936	2	98	1977	106	2240
1937	6	104	1978	118	2358
1939	10	114	1979	209	2567
1940	4	118	1980	141	2708
1941	11	129	1981	112	2820
1942	7	136	1982	168	2988
1943	6	142	1983	135	3123
1944	3	145	1984	124	3247
1945	4	149	1985	132	3379
1946	3	152	1986	125	3504
1947	2	154	1987	189	3693
1948	2	156	1988	220	3913
1949	2	158	1989	311	4224
1950	8	166	1990	924	5148
1951	14	180	1991	43	5191

Table 8-5 Distribution of Magnitude and Epicentral Distance of Earthquakes during 1900-1991

M \ D	0<=D<50	<100	<200	<300	<400	<500	<600	<700	<800	<1000	1000<=	TOTAL
0<M<3.0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
<3.5	377	319	133	17	1	1	0	0	0	0	0	848
<4.0	153	131	120	39	8	5	17	13	14	83	0	583
<4.5	56	56	77	87	83	63	103	103	171	357	0	1156
<5.0	37	45	94	103	151	102	145	160	222	556	0	1615
<5.5	13	14	33	41	59	45	46	59	72	203	0	585
<6.0	6	0	7	13	15	11	11	7	11	48	2	131
<6.5	2	0	5	13	17	14	13	11	12	40	0	127
<7.0	4	6	9	7	16	12	9	7	6	32	0	108
<7.5	0	0	9	2	4	3	0	6	3	3	0	30
<8.0	0	0	2	0	0	0	0	0	0	4	0	6
8.0<=	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2	0	2
UNKNOWN	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
TOTAL	648	571	489	322	354	256	344	366	511	1328	2	5191

D : Epicentral Distance (Km)  
M : Magnitude

(iii) 距離減衰モデル

最大加速度の予測評価に適用した距離減衰式は、すでに提案されているものの中から次の4つの式を用いた。

なお、式中の“A”は最大加速度 (gal)、“M”は地震のマグニチュード、“R”は震源距離 (km)を示す。

$$\text{Log } A = 3.090 + 0.347 M - 2 \text{ Log } (R + 25) \dots\dots\dots (1)$$

Proposed by C. Oliveira

$$\text{Log } A = 2.647 + 0.278 M - 1.301 \text{ Log } (R + 25) \dots\dots\dots (2)$$

Proposed by R. K. McGuire

$$\text{Log } A = 2.041 + 0.347 M - 1.6 \text{ Log } R \dots\dots\dots (3)$$

Proposed by L. Esteva and E. Rosenblueth

$$\text{Log } A = 2.308 + 0.411 M - 1.637 \text{ Log } (R + 30) \dots\dots\dots (4)$$

Proposed by T. Katayama

(3) 解析結果

統計確率解析による最大加速度の予測評価では、1900年から1991年までの92年間に発生した5,191回の地震データを使用した。ここではGumbelの“極値理論”に基づく確率モデルの等時間間隔を一年にとることにより設定した。ダム計画地点において予想される最大加速度の確率関係は未知であるが、前述のように、ある地点における最大加速度の値には上限があると考えるのが合理的であることから、第3漸近分布を仮定した。

Oliveiraの式、McGuireの式、Esteva-Rosenbluethの式、片山の式を用いて評価したピリス水力地点の最大加速度に関して、1900年から1991年までの92年の各年における最も大きな最大の最大加速度値を Table 8-6 に示す。

そして、再来周期に対する最大加速度の解析結果を、Fig. 8-5 (Oliveira式) Fig. 8-6 (McGuire式)、Fig. 8-7 (Esteva-Rosenblueth式) および Fig. 8-8 (Katayama式) に示す。

Table 8-6 (1) Annual maximum Accelerations during 1900 - 1991.

YEAR	ATTENUATION MODEL			
	OLIVEIRA	MCGUIRE	ESTEVA & ROSENBLUETH	KATAYAMA
1900	0.0	0.0	0.0	0.0
1901	0.0	0.0	0.0	0.0
1902	0.71	9.33	1.01	4.29
1903	0.0	0.0	0.0	0.0
1904	14.30	66.01	13.21	48.85
1905	0.0	0.0	0.0	0.0
1906	0.76	10.28	1.14	5.12
1907	2.23	18.14	2.41	8.89
1908	0.0	0.0	0.0	0.0
1909	32.80	103.36	29.32	74.07
1910	0.64	8.27	0.87	3.43
1911	0.0	0.0	0.0	0.0
1912	0.28	4.56	0.41	1.53
1913	1.25	11.61	1.37	4.69
1914	0.69	8.44	0.90	3.43
1915	0.87	10.37	1.16	4.73
1916	20.08	76.31	17.70	52.55
1917	0.0	0.0	0.0	0.0
1918	0.0	0.0	0.0	0.0
1919	2.07	16.40	2.15	7.34
1920	1.56	13.13	1.63	5.31
1921	1.37	13.30	1.61	6.10
1922	0.0	0.0	0.0	0.0
1923	0.0	0.0	0.0	0.0
1924	91.11	199.47	101.68	159.03
1925	2.10	16.82	2.21	7.75
1926	1.96	16.40	2.12	7.69
1927	0.95	10.22	1.15	4.27
1928	0.0	0.0	0.0	0.0
1929	1.86	14.71	1.90	6.11
1930	0.55	6.79	0.69	2.39
1931	2.18	16.33	2.18	6.95
1932	2.12	16.93	2.23	7.81
1933	3.05	20.27	2.92	9.08
1934	5.51	33.92	5.46	20.25
1935	0.66	7.63	0.80	2.77
1936	4.81	26.49	4.35	12.11
1937	13.80	55.82	12.15	32.64
1938	0.0	0.0	0.0	0.0
1939	33.77	102.59	30.75	70.53
1940	57.76	140.13	62.50	95.94
1941	11.99	52.95	10.68	32.31
1942	0.88	9.32	1.01	4.29
1943	0.90	9.99	1.12	4.19
1944	1.25	11.34	1.34	4.42
1945	5.80	33.25	5.48	18.44
1946	0.27	4.39	0.39	1.42
1947	1.69	15.15	1.90	7.11
1948	16.45	65.52	14.52	42.29
1949	5.75	31.87	5.32	16.66
1950	10.36	51.13	9.58	33.58
1951	1.41	12.22	1.46	5.33
1952	41.04	117.60	37.99	84.20
1953	0.39	5.86	0.56	2.20
1954	1.27	12.05	1.43	5.06

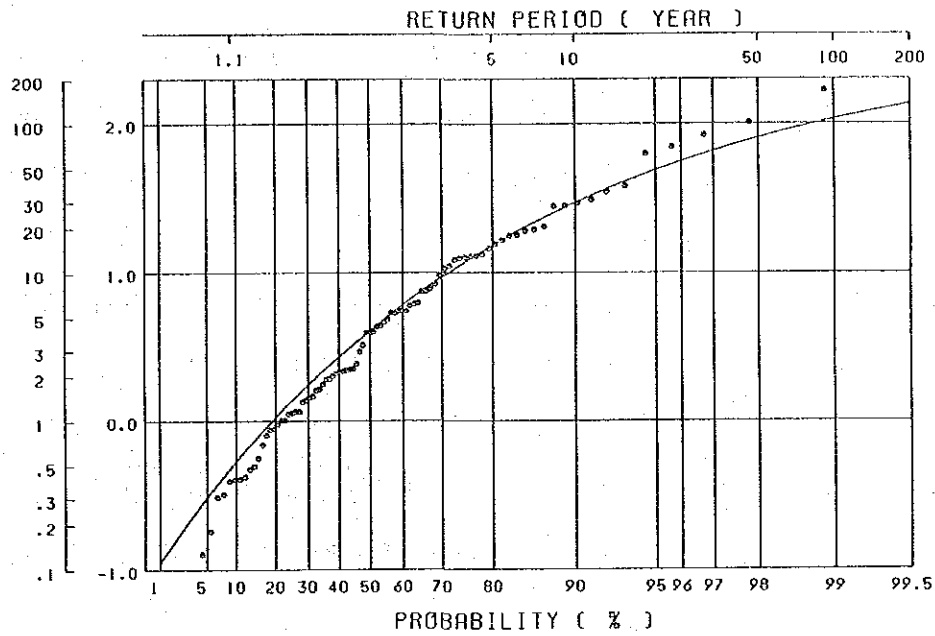
Table 8-6 (2) Annual Maximum Accelerations during 1900-1991

YEAR	ATTENUATION MODEL			
	OLIVEIRA	MCGUIRE	ESTEVA & ROSENBLUETH	KATAYAMA
1955	0.81	8.70	0.95	3.26
1956	29.62	89.03	27.90	54.61
1957	5.75	31.87	5.32	16.66
1958	5.87	32.87	5.48	17.73
1959	1.92	15.45	2.00	6.73
1960	1.98	16.10	2.09	7.26
1961	9.40	40.25	8.28	19.69
1962	4.53	27.75	4.33	14.39
1963	5.09	22.58	4.63	7.54
1964	6.41	25.60	6.18	8.43
1965	6.02	24.01	5.94	7.81
1966	19.84	63.97	18.90	33.10
1967	1.80	13.60	1.76	5.14
1968	3.65	19.78	3.22	7.27
1969	11.77	38.95	12.92	14.33
1970	6.41	25.91	6.09	9.19
1971	19.30	60.60	20.30	29.31
1972	4.42	23.52	3.92	9.60
1973	14.33	45.91	15.49	18.44
1974	18.84	62.61	17.56	32.88
1975	4.43	20.61	3.97	6.77
1976	12.79	43.65	12.72	18.09
1977	8.12	32.49	7.44	12.76
1978	20.65	57.51	27.78	23.41
1979	8.80	39.56	7.76	19.98
1980	7.75	30.04	7.41	10.79
1981	5.30	23.17	4.84	8.05
1982	16.99	55.78	16.46	26.59
1983	20.70	67.37	19.33	36.54
1984	12.33	42.13	12.41	17.02
1985	11.85	43.09	11.07	18.87
1986	4.47	22.00	3.95	7.97
1987	12.08	40.58	12.66	15.65
1988	22.48	67.34	34.51	33.49
1989	38.97	96.30	83.43	50.65
1990	45.41	98.31	165.51	57.43
1991	45.52	105.65	69.22	55.42

【Attenuation Model】

- [1] :  $\text{Log}A = 3.09 + 0.347M - 2\text{Log}(R+25)$  (by Oliveira)
- [2] :  $\text{Log}A = 2.674 + 0.278M - 1.301\text{Log}(R+25)$  (by McGure)
- [3] :  $\text{Log}A = 2.041 + 0.347M - 1.6\text{Log}(R)$  (by Esteva & Rosenblueth)
- [4] :  $\text{Log}A = 2.308 + 0.411M - 1.637\text{Log}(R+30)$  (by Katayama)

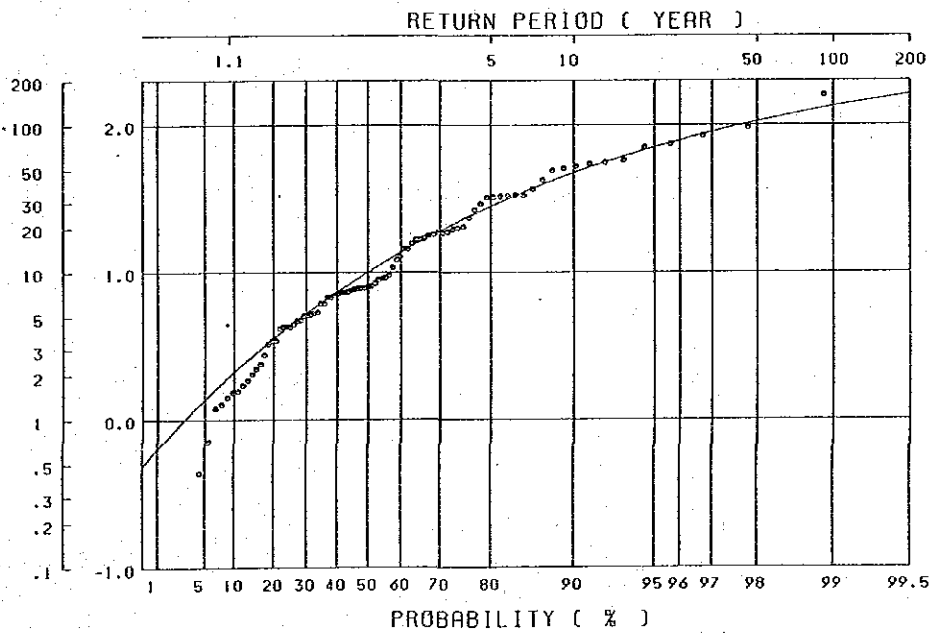




3:  $\text{LOG } A = 2.041 + 0.347M - 1.6\text{LOG}(R)$

( L. ESTEVA & E. ROSENBLUETH )

Fig. 8-7 Return Period for Maximum Acceleration calculated by Eq. (3)



4:  $\text{LOG } A = 2.308 + 0.411M - 1.637\text{LOG}(R+30)$

( T. KATAYAMA )

Fig. 8-6 Return Period for Maximum Acceleration calculated by Eq. (4)



### 8.2.3 Pirrisダム地点で想定される最大加速度値

歴史地震に基づき、Oliveira式、McGuire式、Esteva-Rosenblueth式、片山式を適用して、再来周期50年、100年、200年、500年、1000年、そして10000年に対するPirris水力地点における最大加速度を統計確率的に推定した結果をTable 8-7に示す。

McGuire式と片山式に基づく評価結果は、Oliveira式、Esteva-Rosenblueth式に基づく評価結果に比して、大きな最大加速度を与えている。こうした差異はアッテネーションモデルが導き出される基礎となった地震データが得られた地点の地盤条件に依存していると考えられる。

すなわち、Oliveira式は、堅硬な岩盤表面で得られた地震データに基づき提案されている。また、Esteva-Rosenblueth式は、硬質地盤表面の式を岩盤表面の式に修正して提案されている。

一方、McGuire式および片山式は、硬質から軟質までのさまざまな地盤表面で得られた地震データに基づき提案されている。こうした理由から、McGuire式、片山式は、Oliveira式、Esteva-Rosenblueth式に比して大きい値の最大加速度を与える傾向がある。

このように適用するアッテネーションモデルにより、計画地点で想定される最大加速度の値は異なった結果になるが、Pirris計画地点に関しては、Costa Rica国の地震活動度が基本的に高いことから、今回得られた結果を包括するような値、すなわち、「290gal」を想定するほうが適切であろうと判断した。

なお、この290galという値は、統計確率解析の結果の上では、概ね再来周期10000年に対応する。

Table 8-7 Maximum Accelerations for Six Return Periods

Attenuation Model (Eq. No.)	Return Period (Year)					
	50	100	200	500	1000	10000
(1) C. Oliveira	75.3	99.7	124.7	156.7	179.1	236.8
(2) R. K. McGuire	150.1	178.0	203.6	233.1	251.8	294.9
(3) Esteva & Rosenblueth	79.9	107.0	135.2	172.1	198.3	268.1
(4) T. Katayama	104.8	132.5	168.3	195.2	219.4	282.3

(unit ; gal)

## 8.2.4 設計水平震度

### (1) 計画地点における地盤の設計水平震度

地震動の水平最大加速度と設計水平震度との関係については、一般に次式が成り立つ。

$$K_h = R \frac{A_{max}}{980} \dots\dots\dots (5)$$

ここに  $K_h$  : 設計水平震度

$R$  : 変換係数

$A_{max}$  : 地震動の水平最大加速度 (gal)

上式の設計水平震度は、実効震度あるいは等価震度と呼ばれるもので、日本における研究では、つぎのような提案がなされている。

①  $K_h = (0.35 \sim 0.42) A_{max} / 980$  (定常正弦波の実効値)  $\dots\dots (6)$

②  $K_h = 0.33 (A_{max} / 980) \%$  (野田<sup>4)</sup>, 1975)  $\dots\dots (7)$

③  $K_h = 0.072 + 0.332 (A_{max} / 980)$  (松尾<sup>5)</sup>, 1984)  $\dots\dots (8)$

④  $K_h = (0.13 \sim 0.34) A_{max} / 980$  (伯野<sup>6)</sup>, 1984)  $\dots\dots (9)$

⑤  $K_h = (0.50 \sim 0.60) A_{max} / 980$  (渡辺<sup>7)</sup>, 1984)  $\dots\dots (10)$

1987年に公表された日本の原子力発電所耐震設計技術指針<sup>6)</sup>では、これらの研究事例を踏まえた上で、総合的な評価考察を加えた結果として、次式が提案されている。

$$K_H = (0.40 \sim 0.60) A_{max} / 980 \dots\dots (11)$$

実効震度(等価震度)という概念は、地震動によって励起される地盤・構造物内の応力の大きさが、動的な取扱い(地震動入力による動的解析)をした場合と静的な取扱い(設計震度を用いた静的解析)をした場合とで等価になるようにするために考案されたものである。実効震度(等価震度)を算出するために必要となる変換係数は、入力地震動の周波数特性に大きく依存するものである。すなわち、長周期成分が卓越する地震動に対しては、変換係数の値は大きく(例えば0.6)とるべきであり、また、短周期成分が卓越する地震動に対しては変換係数の値は小さく(例