

緑岩や閃緑岩の節理方向を示すものと考えられる。

この地域の地質は輝緑岩、閃緑岩から形成され、地質状況は現道沿いの輝緑岩と安山岩の境界付近を除けば普通である。

#### 4.5 トンネルに対する地質調査

地質調査はトンネル設計や施工上の問題点を明らかにするために必要な基礎データを得る目的で実施した。

調査項目はボーリング調査、弾性波探査、ボーリング孔を利用した透水試験、および岩石試験である。

なお計画路線として、計画されたダルトンパストンネルは延長1870mでダルトンパスの西側約500mの地点をN-S方向に採貫している。またダルトンパスとの標高差は約200mである。

##### 4.5.1 トンネル付近の地形、地質の概要

###### (1) 地形の概要

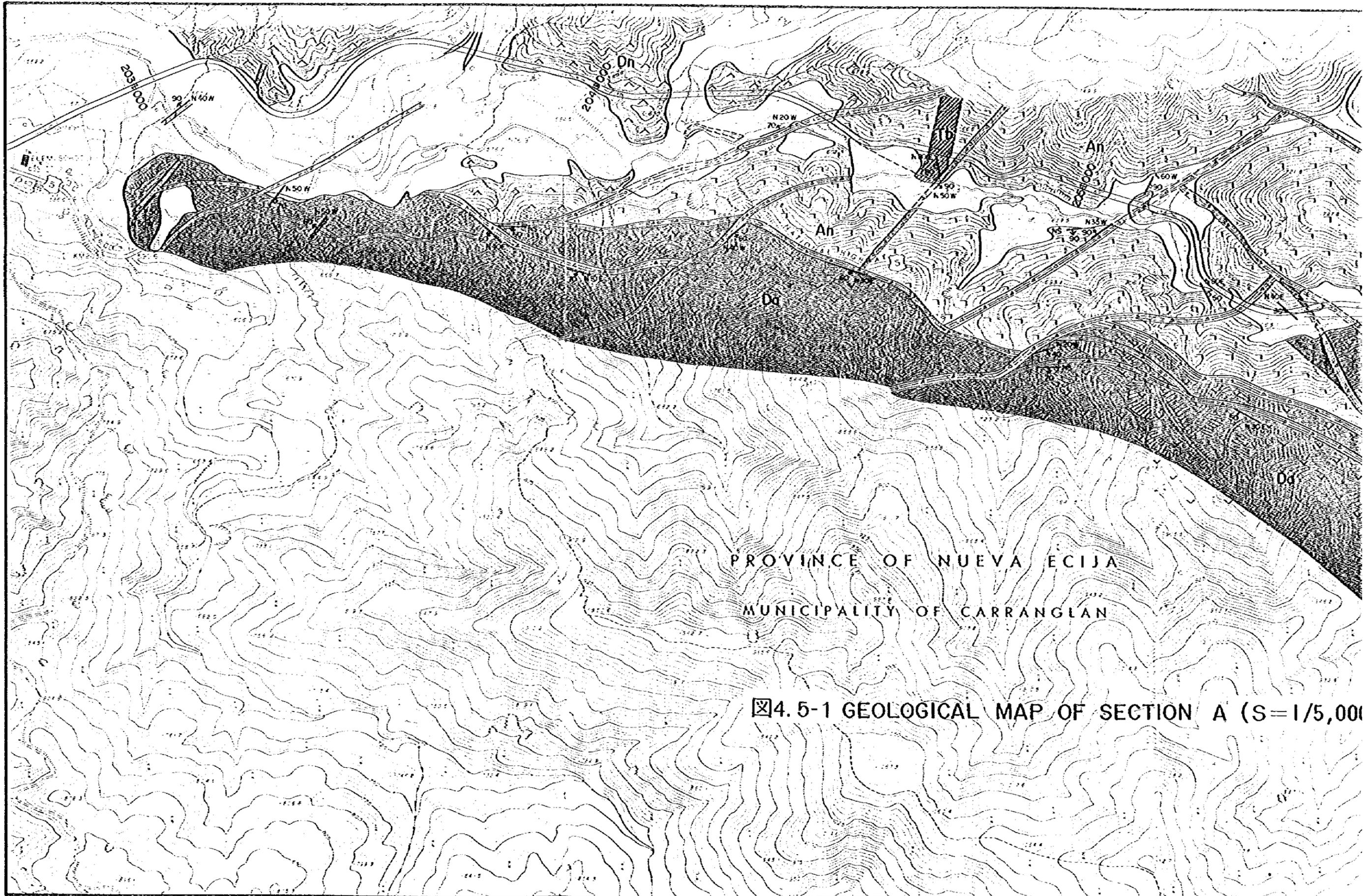
- 1) 南側坑口周辺部の地形は急斜面よりなる山岳地形から構成されており、河川の流路方向と同方向を示す尾根部がN-S方向に伸長しながら発達している。当地区周辺の尾根や河川方向が直線状に延びる傾向の著しいことから断層、破砕帯や変質帯を含んだ構造線が存在しN-S方向に伸びる可能性が高い。
- 2) 北側坑口周辺の地形は平坦な水田からなる緩傾斜地が顕著に発達し、さらに地形に乱れが多く地すべり地形と考えられる。またこの平坦地には湧水地点や湿地等も存在しているので当地域の地下水位は浅い。したがって坑口の地形としては良好ではない。

###### (2) 地質の概要

S=1/5,000の地形図を用いて実施した地表踏査から作成した図4.5-1の地質図によれば、計画トンネルの地質状況は以下の通りである。

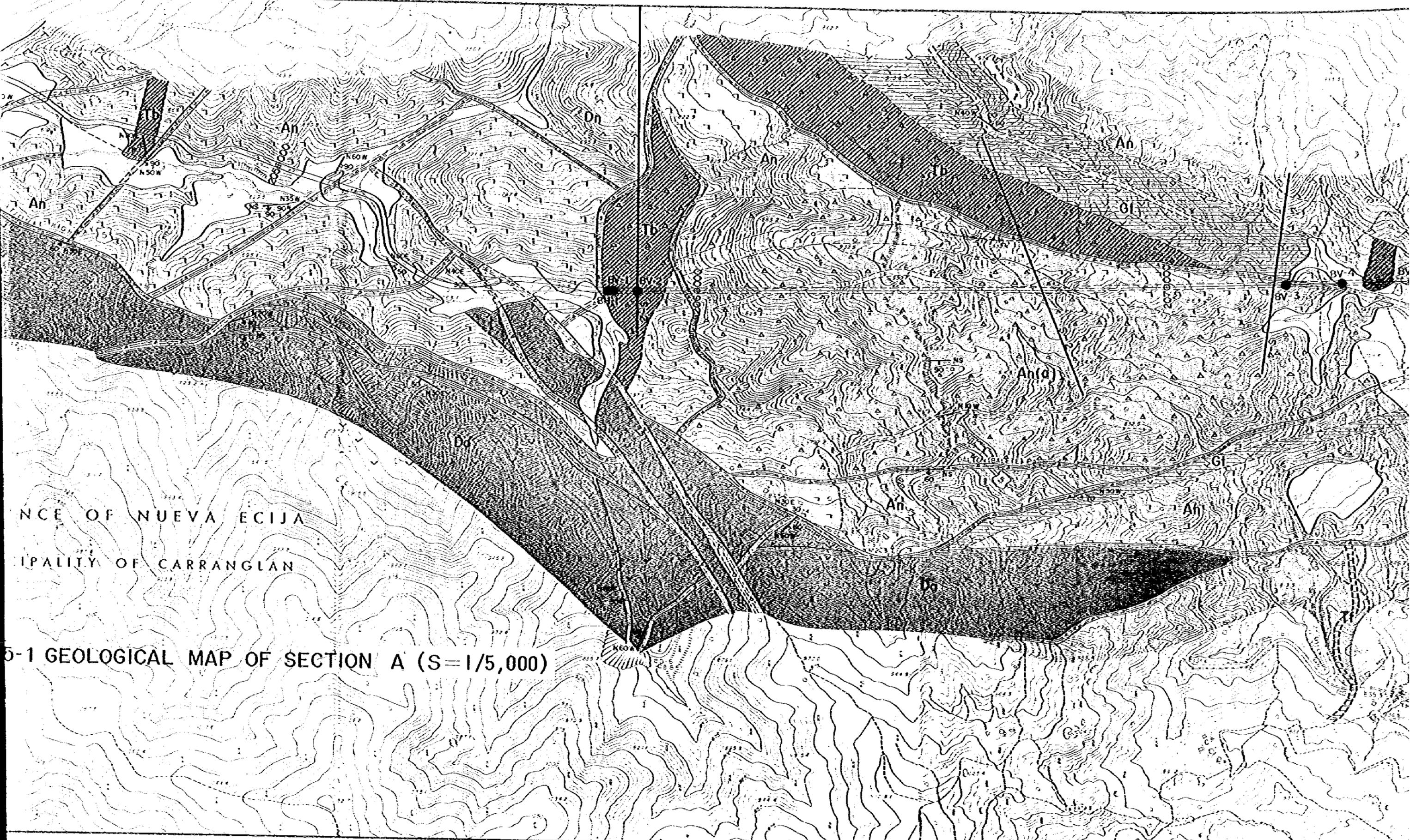
基盤岩は中生代末～漸新世の時代の火成活動によって形成されたCaraballo層の安山岩類と凝灰角礫岩から構成されている。露頭の観察によれば、安山岩は凝灰角礫岩より堅硬ではあるが、非常に亀裂の発達が著しく、閉口した節理、割れ目に富んでいる一方凝灰角礫岩は亀裂は非常に少ないが風化が著しく脆弱であり、容易に砕けやすい。

計画トンネル施工面における地質状況は大部分が安山岩から構成されている。しかし両坑口周辺部では凝灰角礫岩や自破砕質安山岩等が安山岩熔岩と互層状をなして発達しさらに断層や破砕帯、変質帯を含んだ構造線の存在がkm206+100、km207+300付近に予想される。この点を考慮するとkm206+100、km207+300～km207+700の地質状況は不良であると考えられる。その理由として以下の点があげられる。



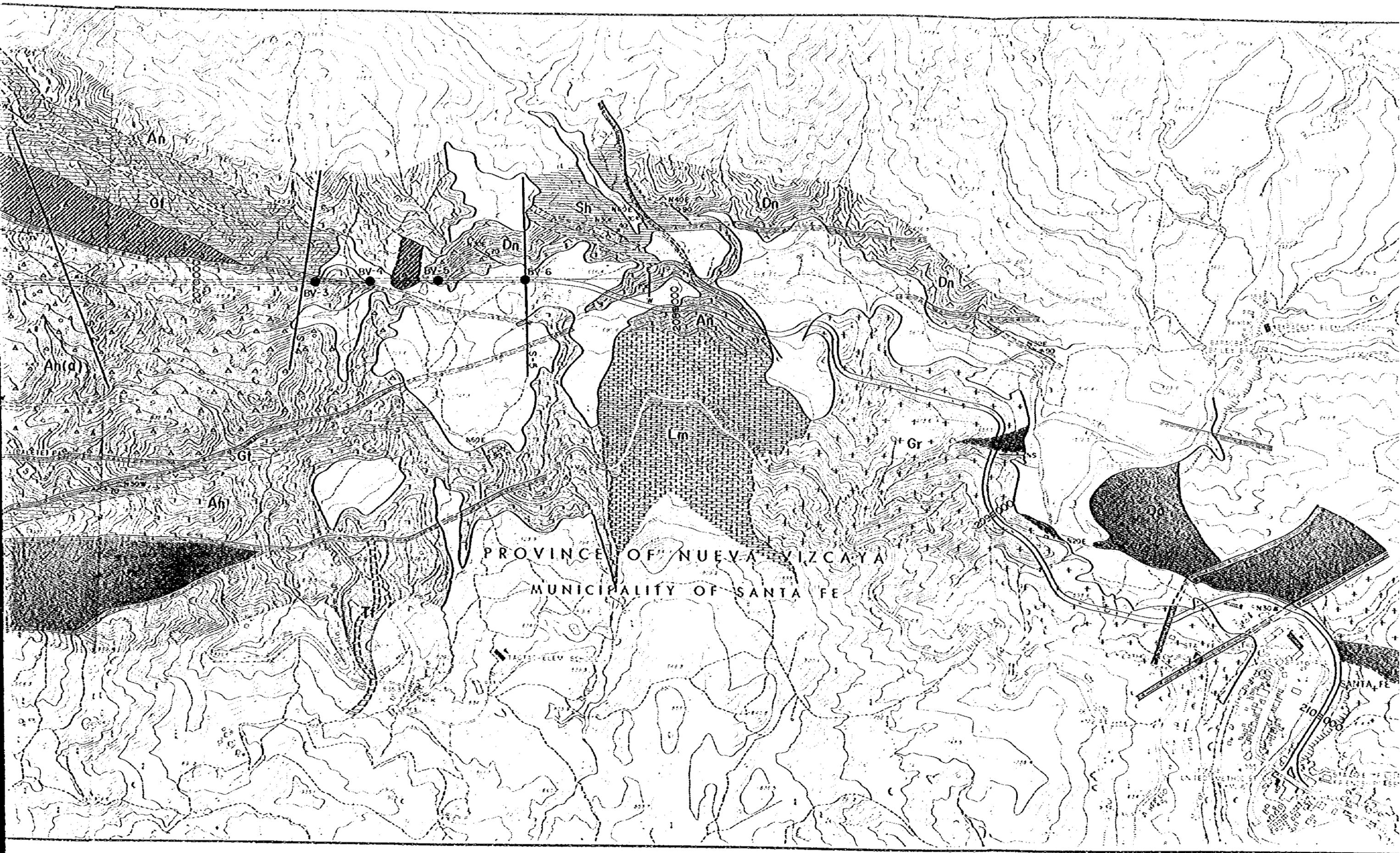
PROVINCE OF NUEVA ECIIJA  
MUNICIPALITY OF CARRANGLAN

4.5-1 GEOLOGICAL MAP OF SECTION A (S=1/5,000)

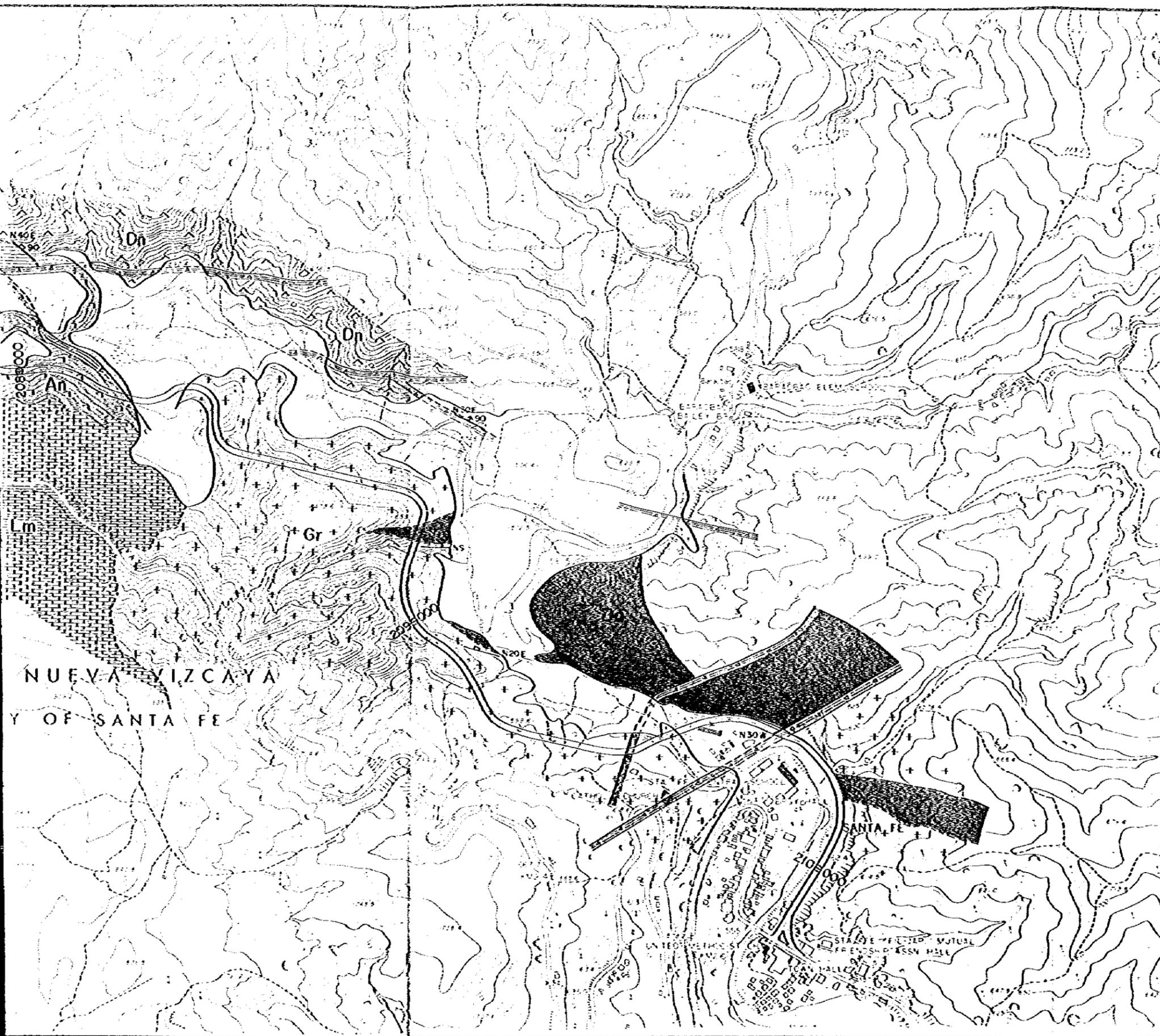


ANCE OF NUEVA ECIJA  
IPALITY OF CARRANGLAN

5-1 GEOLOGICAL MAP OF SECTION A (S=1/5,000)



PROVINCE OF NUEVA VIZCAYA  
MUNICIPALITY OF SANTA FE



**LEGEND**

- DI** River Deposit  
(Include Talus, Terrece Deposit)
- Lm** Limestone
- Dn** Dacitic Andesite
- Sh** Shale
- Tf** White Tuff
- Gt** Green Tuff
- Tb** Tuff Breecia
- An** Andesite
- An(a)** Auto Clastic Andesite
- Do** Diabase
- Gr** Granite
- Shear Zone
- Bedding
- Joint
- Altered Zone

- ・ km206+100ではトンネル方向と破砕帯は直交するので施工的には問題は少ないが破砕帯より多量の湧水が予想されること。
- ・ km207+300～km207+700ではトンネル方向と破砕帯の方向が30°前後で交錯し、この区間全体が破砕されている可能性が強く不良岩盤である。

#### 4.5.2 トンネル部に対する調査の計画

最終路線のトンネル部に対し、設計、竣工に必要な基礎データを得るために垂直ボーリング、水平ボーリング、弾性波探査、およびボーリング孔を利用した透水試験、ボーリングコアを用いた岩石試験を計画した。その数量は表4.5-1の通りである。

##### (1) 計画位置および数量

###### 1) ボーリング調査および試験

ボーリング名	位 置	深 度	岩石試験	透水試験	備 考
BH-1	km205+815	70 <sup>m</sup>	2ヶ	0箇所	水平, 南側坑口
BV-1	km205+830	20	0	1	垂直 "
BV-2	km205+880	30	1	1	" "
BV-3	km207+250	40	3	1	" 北側坑口
BV-4	km207+370	35	2	1	" "
BV-5	km207+510	30	1	1	" "
BV-6	km207+700	25	2	1	" "
		250	11	6	

###### 2) 弾性波探査

測線石	測線長	備 考
S <sub>1</sub>	2420 <sup>m</sup>	主測線
S <sub>2</sub>	660	副測線
S <sub>3</sub>	605	"
S <sub>4</sub>	440	"
S <sub>5</sub>	440	"
	4565	

表 4.5 - 1 調査数量表

### 4.5.3 地質調査結果

#### (1) ボーリング調査

##### 1) ボーリング孔の概要

ボーリング調査の結果は図4.5-2調査結果図およびボーリングコア写真として示した。また調査結果の要約は以下の通りである。

##### ① BH-1 (km205+815)

BH-1は南側坑口付近のkm205+815から実施した水平ボーリングである。ボーリングコアは地表より深度2.7mまでは小角礫を含んだ砂質土状の表土である。

2.7m~10.0mまでは凝灰角礫岩、安山岩やその他異質の礫を含んだ古期砂礫が確認された。

深度10.0m~70.0mまでは破砕帯や安山岩の岩床等を含んだ凝灰角礫岩から構成されている。基盤岩である凝灰角礫岩は非常に脆弱であり、亀裂に富んでいるので容易に砕け、棒状コアとはならない。したがってコアは少量の短柱状コアを含むが全体的には破片状である。

39.5m~46.0m間は破砕帯と考えられ、粘土化や緑泥石化が著しく、また46.0m~50.0m、69.5m~69.80m間では凝灰角礫岩中に貫入した堅硬な安山岩の岩床が存在している。コアは非常に堅硬である。

##### ② BV-1 (km205+830)

BV-1ボーリングは南側坑口において行われ、その深度は20.0mである。深度3.0mまではコアは表土であり、6.0mまでは砂質土状をした風化土から構成されている。6.0mにて基盤岩である凝灰角礫岩が確認され、以後20.0mまでの凝灰角礫岩の状態は非常に脆弱で風化が著しく、容易に砕けやすい。たゞ深度10.0mから15.0mの間にて5cm以下の短柱状コアも部分的にみられるが全体に破片状であり、岩盤状況は良好とはいえない。

##### ③ BV-2 (km205+880)

BV-2ボーリングはkm205+880にて行い、その掘進深度は30.0mである。地表部より2.5mまでは表土であり、2.5mにてBV-1と同様に凝灰角礫岩よりなる基盤岩に達した。2.5m~7.5m間の基盤岩の状態は破片状の角礫を含むが全体が土砂化した風化土であり、7.5m~10.5m間は粘土化し、破砕帯状を示している。

10.5m~25.5m間ではボーリングコアは短柱状コアを含んだ破片状コアが主体となっており、風化岩である。また25.5m~30.0m間では採取され

たコアはコア長5~10cmのものが多く、岩盤状況はやゝ安定している。  
BV-1, BV-2ボーリングの調査結果をもとにすれば、南側坑口の地質状況は不良であると考えられる。しかも調査地点周辺の露頭の状況をみると凝灰角礫岩は脆弱で、風化が著しく、砕けやすい岩盤状況である。

④ BV-3 (km207+250)

BV-3はkm207+250において実施し、その掘進深度は40.0mである。  
地表面より深度2.2mまでは2~5cmの小角礫を含んだ表層土であり、混雑率は10~20%、膠結部は粘性土である。  
深度2.2mにて基盤岩である安山岩が確認され、2.2m~3.0mのコア状況は風化安山岩で亀裂に富んでいる。コアは殆んどが破片状であり亀裂面は酸化により褐色となっている。深度3.0m~4.0m, 6.0m~7.0m, 15.0m~30.0m間の採取されたコアは軟質であり、緑泥石化を蒙り、破片状を呈している。特に深度25.0m~27.0m間では粘土化を強く蒙りコア状況は破砕帯状を示している。  
全体的にみたコア状況は5~20cmの短柱状~棒状コアが主体であり、岩盤状況は普通と考えられるが、当ボーリング付近に地表踏査により確認された破砕帯の賦存が予想される。

⑤ BV-4 (km207+370)

BV-4はkm207+370にて実施され、その掘進深度は35.0mである。ボーリング結果によれば深度7.0mまでは崖縫や河床砂礫から構成されており、6.7m以深は当地域における基盤岩と考えられる安山岩が確認された。この安山岩も深度6.7mから10.0m間では風化安山岩であり、コアは亀裂面が酸化により褐色となった破片状のコアである。深度10.0mから35.0m間にて採取されたコアは5cm以上の短柱状ないし棒状コアから構成されており、安定岩盤であるが棒状コアの亀裂面に沿って、褐色をした酸化のあとがみられ、亀裂面に地下水の存在することを示している。

⑥ BV-5 (km207+510)

BV-5はkm207+510において実施し、その深度は30.0mである。調査地域の周辺部には基盤岩である安山岩の露頭が観察される。

地表面より1.20mにて安山岩を確認し、深度1.2mから4.0mまでの基盤岩は風化安山岩であり、亀裂に富んでいる。この間の採取されたコアは破片状であり、深度4.0mから9.0m間は5cm以上の短柱状コアが主体であるが毛状亀裂の発達著しく、砕けやすい。また開口亀裂が予想され、亀裂面の酸化から地下水の存在が考えられる。深度9.0mから20.0mまでの採取コアは安山岩の破片状コアで

ある。深度20.0～30.0 m間は短柱状ないし棒状コアが主体となっている。

⑦ BV-6 (km207+700)

BV-6は北側坑口で実施し、その掘進深度は25.0 mである。当地域においては、現地形は緩斜面を呈し、地すべり地形を示している。したがって表土層の層厚は10.0 m以上を有するものと予想された。調査結果によれば、地表面から14.0 mまでは崖錐層である。この崖錐層は稜まじり角礫、砂礫が主体であるが基盤岩と崖錐層の境界付近に白色粘土が存在し、地すべり粘土となりやすい。したがって北側坑口付近の地形は地すべりや土石流の繰り返しにより形成されたものと考えられる。深度14.0 mにて基盤岩を構成している安山岩が確認された。14.0 m～20.3 mまでは亀裂に富んだ風化安山岩であり、コアは破片状となっている。深度20.3 m～25.0 m間は部分的に破片状コアが存在するが、大部分の採取されたコアは棒状であり、良好な状態を示している。

トンネル北側におけるボーリング調査の結果はトンネル施工面の地質が安山岩から構成されていることが明らかで岩質的には問題は少ないが地表部の地形が地すべり地形を呈し、湧水に富むことを考慮するならば湧水に対する適切な処置が必要となり、排水処理を十分に実施するならばトンネル施工に際しては大して問題はない。たゞ詳細設計の時点では地すべりも含めた詳細な調査が必要である。

2) RQDと基盤岩の状況との関連性

掘削ボーリングコアの長さを用いて検討した各ボーリングのRQDは図4.5-3に示した通りである。

① 評価の方法

一般にRQDによる基盤岩の評価は表4.5-2に示す比率で表示するものとした。

表4.5-2 RQDと基盤岩の状況との関係

RQD (%)	基盤岩の状況
0～25	非常に悪い
25～50	悪い
50～70	普通
70～90	良い
90～100	非常に良い

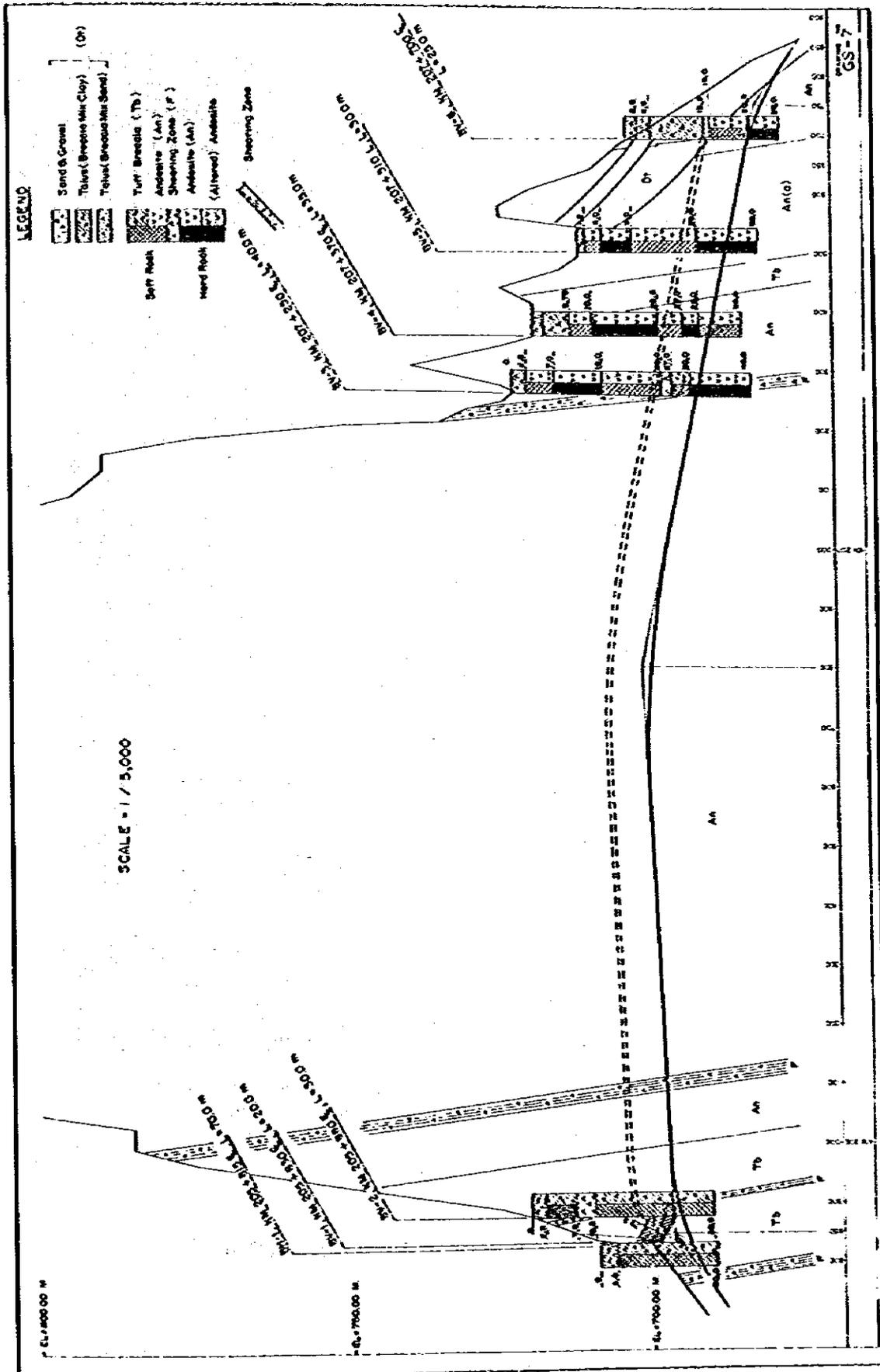


図 4.5 - 2 ボーリング結果図 ( S = 1 / 500 )

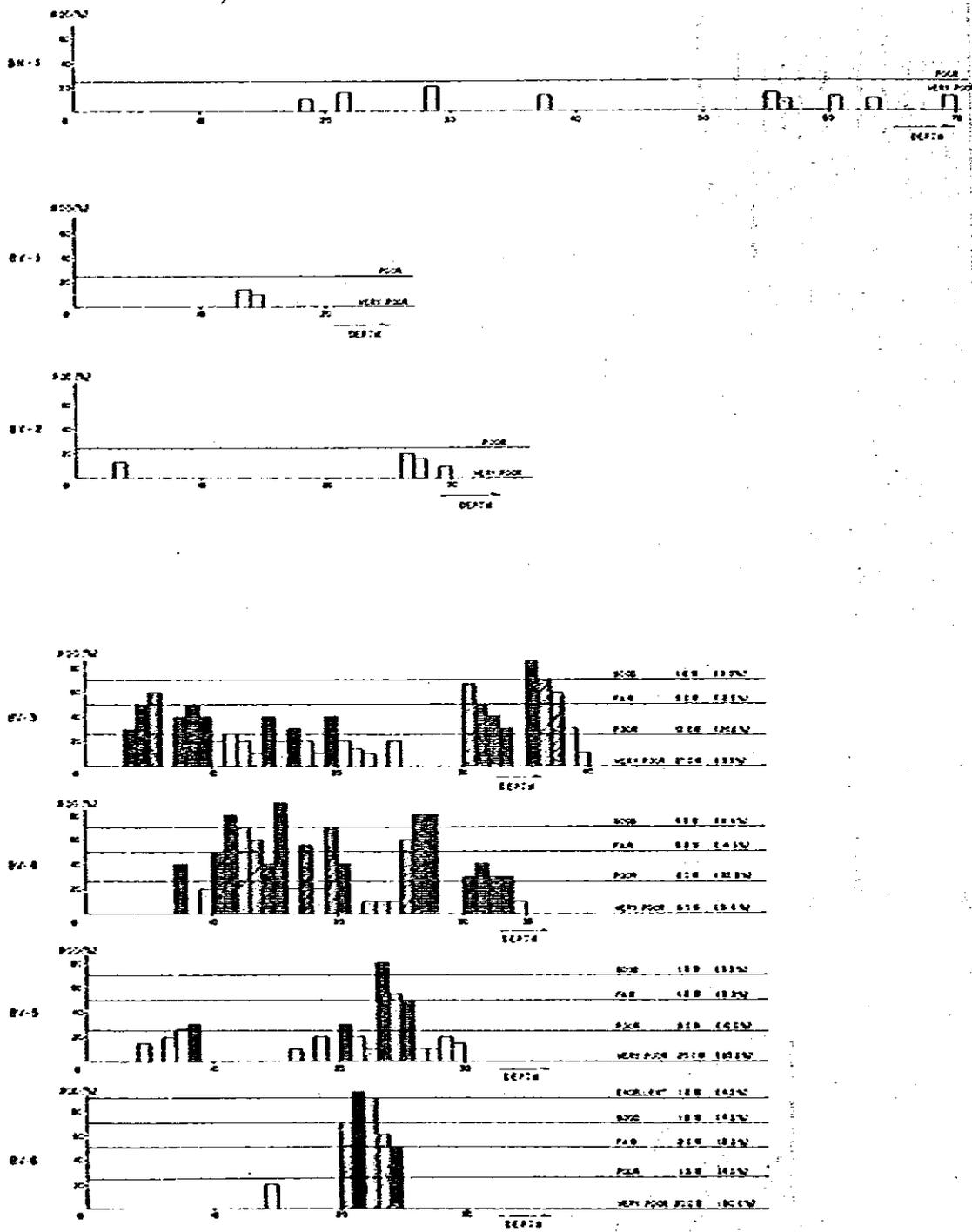
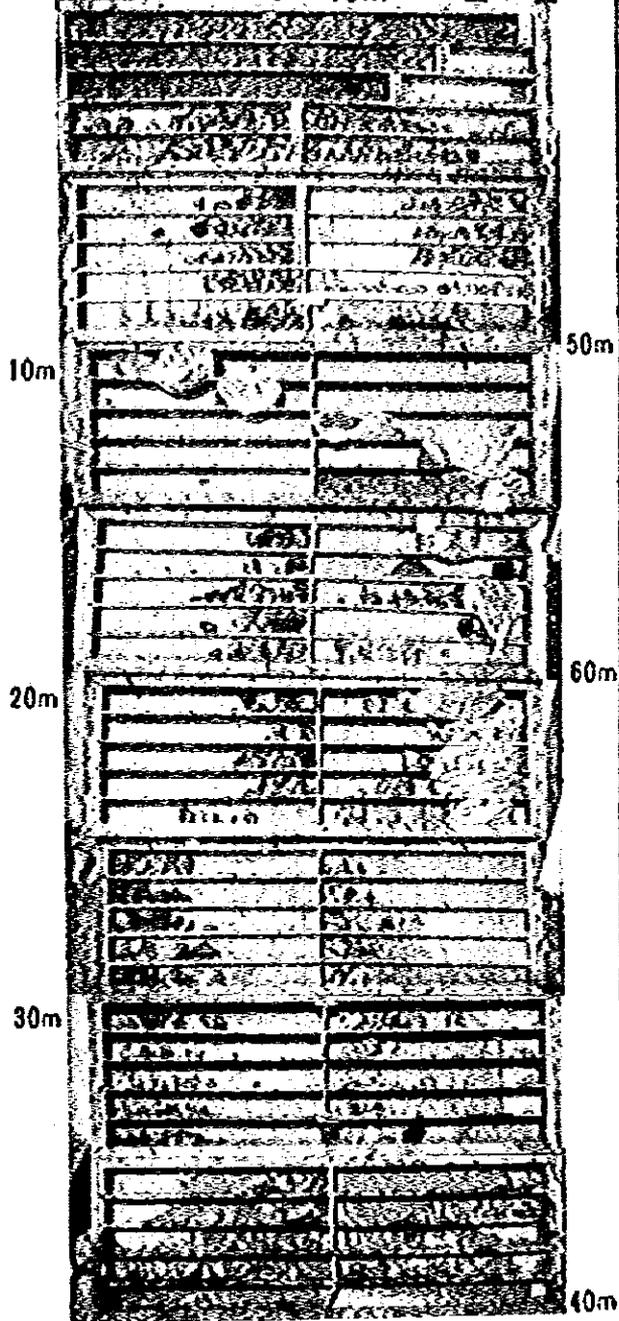
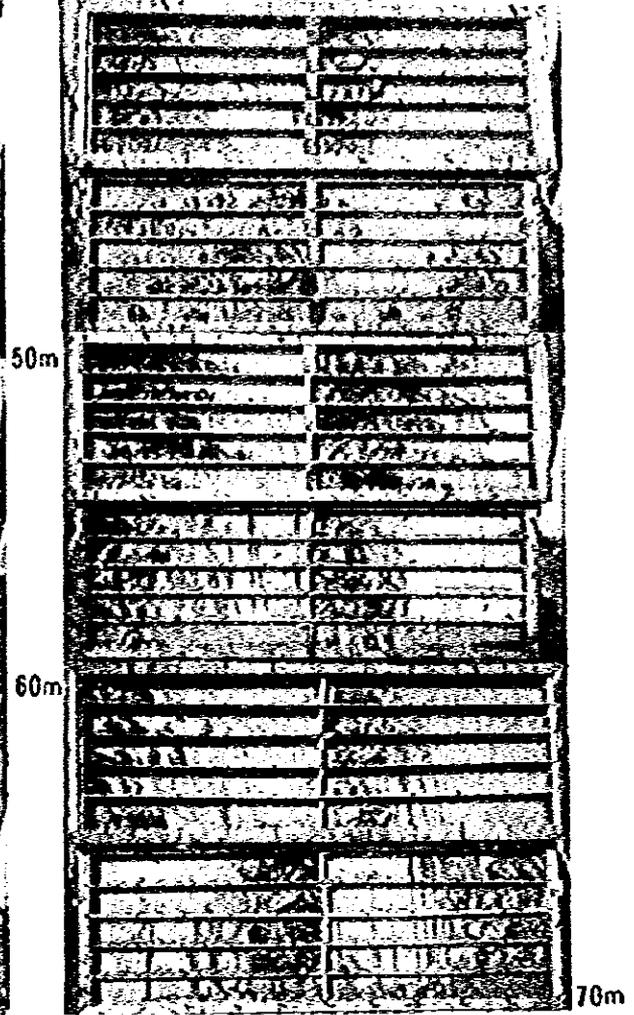


図4.5-3 ボーリングコアによるRQD

BH-1  $l=0\sim 40m$

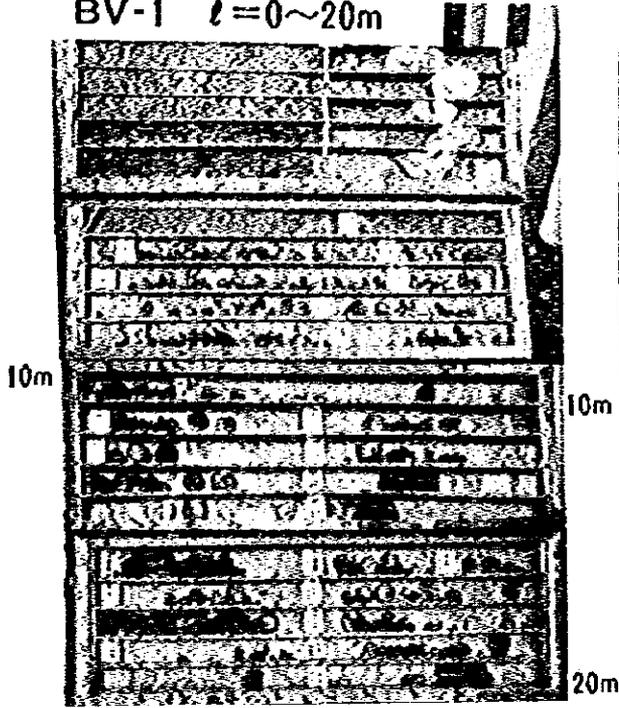


BH-1  $l=40\sim 70m$

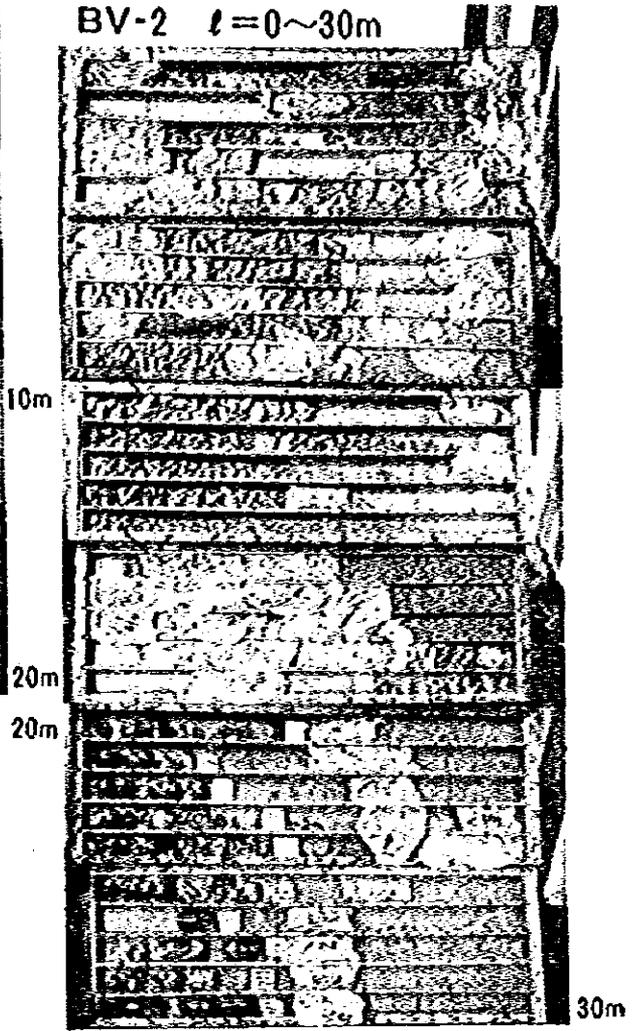




BV-1  $l=0\sim 20\text{m}$

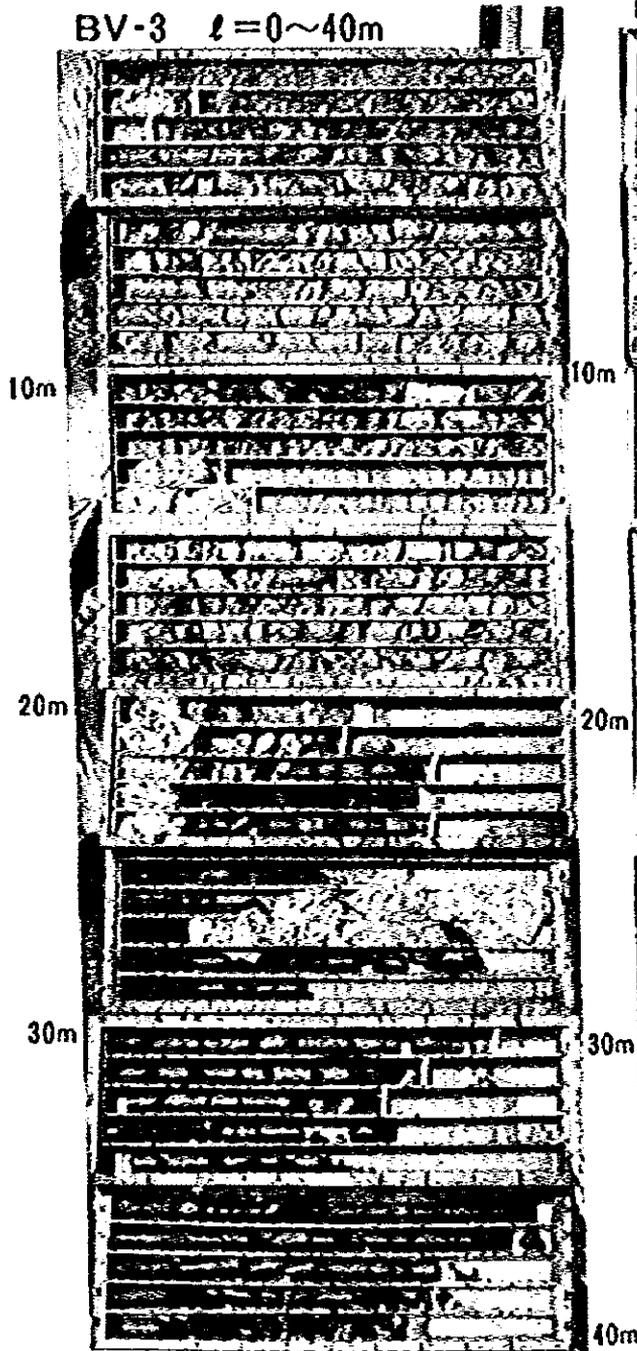


BV-2  $l=0\sim 30\text{m}$

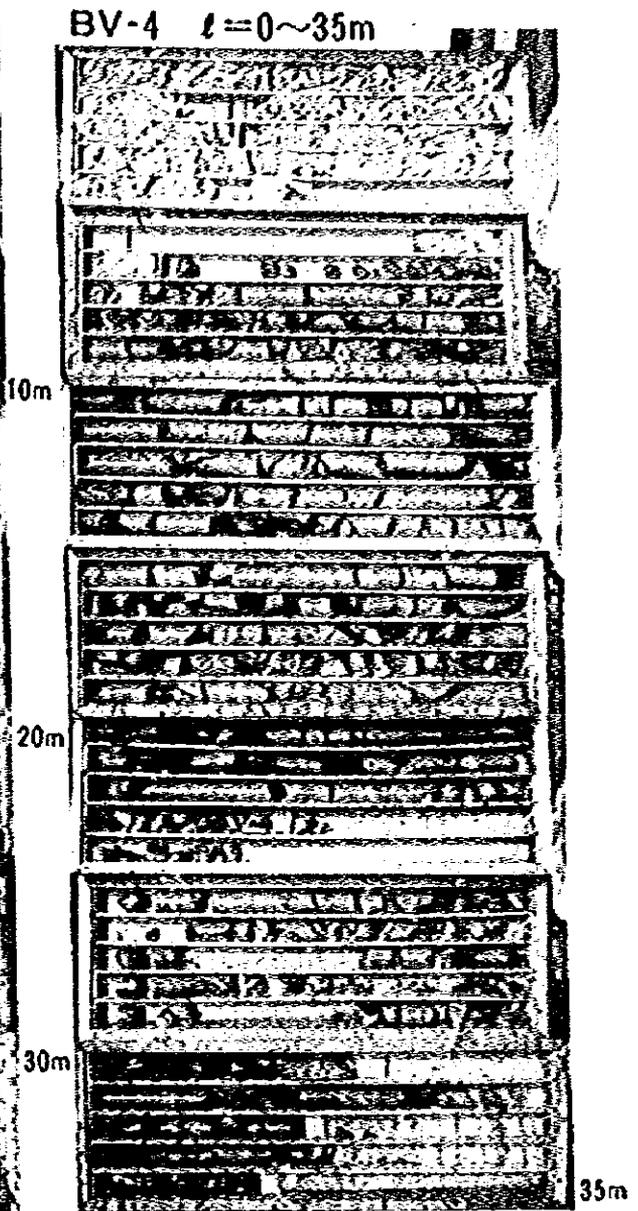




BV-3  $l=0\sim 40m$

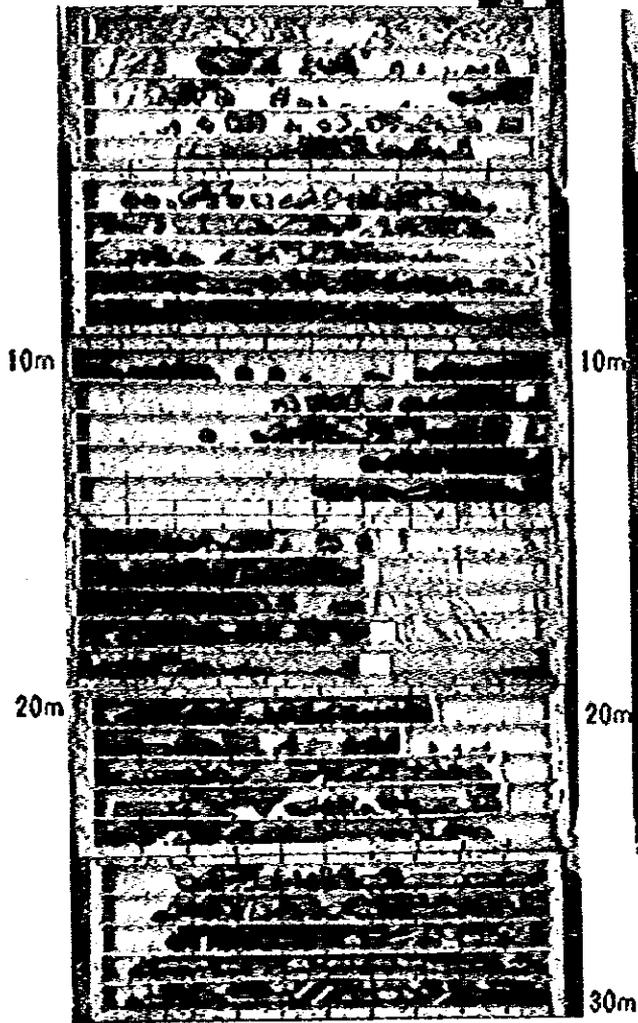


BV-4  $l=0\sim 35m$

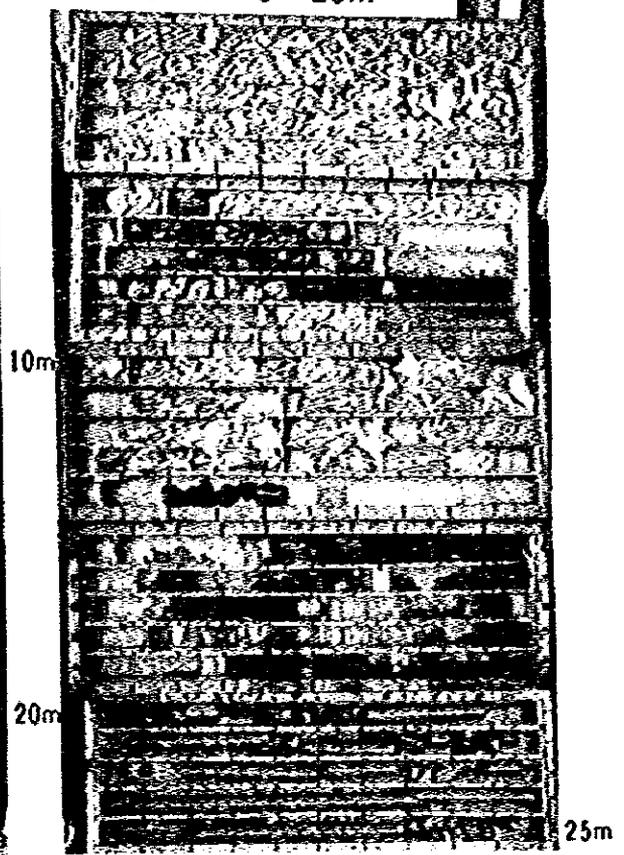




BV-5  $l=0\sim 30m$



BV-6  $l=0\sim 25m$





② 評価の結果

a) 南側坑口

BH-1, BV-1, BV-2ともにRQDは10%以下であり、岩盤状況は非常に悪い。このことは凝灰角礫岩が風化しており棒状コアとなりにくいことによるものである。

b) 北側坑口

北側坑口に分布する安山岩の各ボーリングによるRQDは表4.5-3の通りである。

RQD (%)	土砂	0~25	25~50	50~70	70~90	90~100
BV-3	0~3.0	10.0~30.0	3.0~10.0 3.0~3.5 3.8~4.0	3.5~3.8		
BV-4	0~2.0	2.0~10.0 2.1~2.5 2.8~3.0	3.0~3.5	1.0~2.1	2.5~2.8	
BV-5	0~2.0	2~2.3 2.6~3.0		2.3~2.6		
BV-6	0~1.4	1.4~2.0		2.0~2.5		
計	(16%) 21	(50%) 65	(15%) 19	(17%) 22	(2%) 3	

表4.5-3 安山岩のRQD

上表よりみると安山岩のRQDは、非常に悪いが全延長の50%を占め、普通または良いが全延長の20%となっている。

このことから当地域の安山岩が亀裂に富み、風化のすすんでいることが予想出来る。

(2) 弾性波探査

弾性波探査はトンネル施工面におけるP波の速度を把握するために実施したものである。

1) 速度層の分布

弾性波探査の結果によれば速度層は4速度層に区分され、調査測線における各速度とその岩盤状況の因係は表4.5-4~表4.5-8に示してある。

1) S-1測線

表4.5-4 S-1測線における速度層の分布

速度層	P波速度(km/s)	層厚(m)	岩盤状況
第1速度層	0.2	< 5.0	表土、風化土
第2 "	0.8~1.6	5~30	下部崖錐層
第3 "	2.7~3.3		風化帯
低速度帯	1.0~1.8	20~40	基盤岩
			4ヶ所にて弱線部が予想

2) S-2測線

表4.5-5 S-2測線における速度層の分布

速度層	P波速度(km/s)	層厚(m)	岩盤状況
第1速度層	0.2	< 5.0	表土
第2速度層	0.5~1.1	5~25	風化帯
第3速度層	2.3~3.3		基盤岩
低速度帯	1.6	25	弱線部

3) S-3測線

表4.5-6 S-3測線における速度層の分布

速度層	P波速度(km/s)	層厚(m)	岩盤状況
第1速度層	0.2	< 5.0	表土
第2速度層	0.4~0.9	5~20	風化帯
第3速度層	2.0~2.8		基盤岩
低速度帯	0.7~1.2	15~30	3ヶ所の弱線部

4) S-4 測線

表 4.5-7 S-4 測線における速度層の分布

速度層	P波速度(km/s)	層厚(m)	岩盤状況
第1速度層	0.2	< 5.0	表土
第2速度層	0.4~0.9	5~20	風化帯
第3速度層	2.0~2.8		基盤岩
低速度帯			なし

5) S-5 測線

表 4.5-8 S-5 測線における速度層の分布

速度層	P波速度(km/s)	層厚(m)	岩盤状況
第1速度層	0.2~0.3	< 5.0	表土
第2速度層	0.8~1.7	3~30	風化帯
第3速度層	2.5~2.8		基盤岩
低速度帯			なし

また弾性波探査により確認された低速度帯は南坑口付近、おいびダルトンバス付近に分布し、トンネル方向と30~40°で交錯しながらNE~SW, NW~SE方向に伸びることが予想された。またトンネル延長における速度区分は表4.5-9の通りである。

表 4.5-9 トンネル施工面における速度層の区分

速度(km/s)	延長(m)	比率(%)
2.5~3.0	700	37.4
3.0以上	1,110	59.4
低速度帯	60	3.2
計	1,870	100

トンネル施工面においては、基盤岩の弾性波速度が3.0 km/s以上を有する延長がトンネル延長の60%を占めており、この点からみて、トンネルの岩盤状況は普通であると考えられる。

### (3) 透水試験

#### 1) 概要

透水試験はトンネル施工面付近の岩盤の透水係数を求めるために計画した。なお透水試験は圧入方式により実施し、透水係数は次式により計算された。

$$K = \frac{Q}{2\pi R \cdot L \cdot H} L_n \frac{L}{r}$$

ここで

K; 透水係数 (m/min)

Q; 圧入水量 (ℓ/min)

L; 測定区間 (m)

H; 圧入水頭 (m)

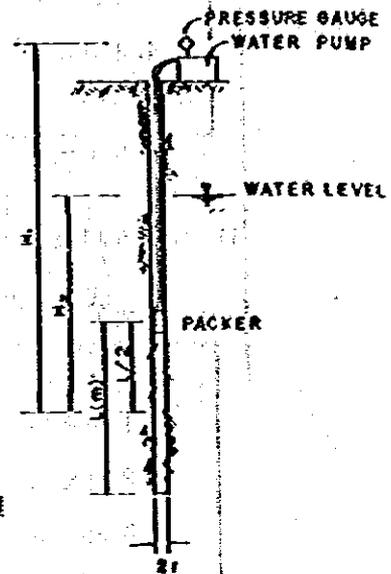
r; ボーリング孔の半径 (m)

$$H = H_1 - H_2 + H_3$$

H<sub>1</sub>; ゲージから測定区間の中心までの距離

H<sub>2</sub>; 地下水面から測定区間の中心までの距離

H<sub>3</sub>; 注入圧力 (kg/cm<sup>2</sup>)



#### 2) 透水試験結果

各垂直ボーリングにおける平均透水係数は表 4.5 - 10 に示した通りである。

表 4.5 - 10 各垂直ボーリングにおける透水試験の結果

ボーリング番号	パッカーの位置 (m)	透水係数 (m/min)	試験区間の地質
BV-1	10	$1.545 \times 10^{-5}$	凝灰角礫岩
BV-2	20	$1.293 \times 10^{-5}$	"
BV-3	30	$5.75 \times 10^{-6}$	安山岩
BV-4	25	$4.64 \times 10^{-6}$	"
BV-5	20	$9.22 \times 10^{-6}$	"
BV-6	15	$1.147 \times 10^{-5}$	"

上記の表 4.5 - 10 によれば凝灰角礫岩の透水係数は安山岩の透水係数よりやや大きな値を示しており、このことは凝灰角礫岩が多孔質であることに原因するものと考えられる。

#### (4) 岩石試験

棒状のボーリングコアを用いて一軸圧縮試験を実施した。その結果は表4.5-11の通りである。

表4.5-11 岩石試験結果

ボーリング番号	採取深度 (m)	圧縮強度(kg/cm <sup>2</sup> )	含水比(%)	湿潤密度(g/cm <sup>3</sup> )	地質
BH-1	27.50~27.60	262.15	2.7	2.59	安山岩
	69.50~69.70	197.21	3.2	2.56	"
BV-1	26.10~26.30	144.92	7.4	2.46	"
BV-3	7.30~7.50	48.05	6.4	2.49	"
	14.80~15.00	151.61	6.1	2.51	"
	30.70~30.80	139.45	5.7	2.41	"
	21.20~21.50	90.85	8.8	2.54	"
BV-4	30.00~30.20	58.81	5.7	2.42	"
BV-5	25.30~25.50	100.75	4.6	2.42	"
BV-6	14.30~14.50	126.10	7.3	2.49	"
	22.60~22.60	254.08	7.2	2.56	"

岩石試験の結果は安山岩の圧縮強度が100~250 (kg/cm<sup>2</sup>)であることを示しており、この値は安山岩の一般的な圧縮強度に比較すると小さい。このことは試験に用いたコアに毛状亀裂などが存在していたためと考えられる。

## 4.6 調査結果の応用

### 4.6.1 トンネル施工面における岩盤区分

一般に日本においては、トンネル設計における岩質分類は弾性波速度（P波）、地質分類、亀裂、割目状況、風化の程度をもとに行われている。表4.6-2に岩質分類の概要と地質、風化程度もまとめてある。

この表をもとにして、トンネル施工面における岩盤分類を行うと、表4.6-1の通りである。

表4.6-1 トンネル施工面における岩質分類

岩 盤 分 類	延 長 ( m )	比 率 ( % )
A	0	0
B	890	47.6
C	750	40.1
D	170	9.1
E ( 低速度帯 )	60	3.2
	1,870	100

表4.6-1によればトンネル施工面における基盤岩は大部分が岩盤区分B、Cであり、この状況からみるとトンネルの状況は普通であると考えられる。また図4.6-1にトンネル施工面における岩盤速度分布図を示した。

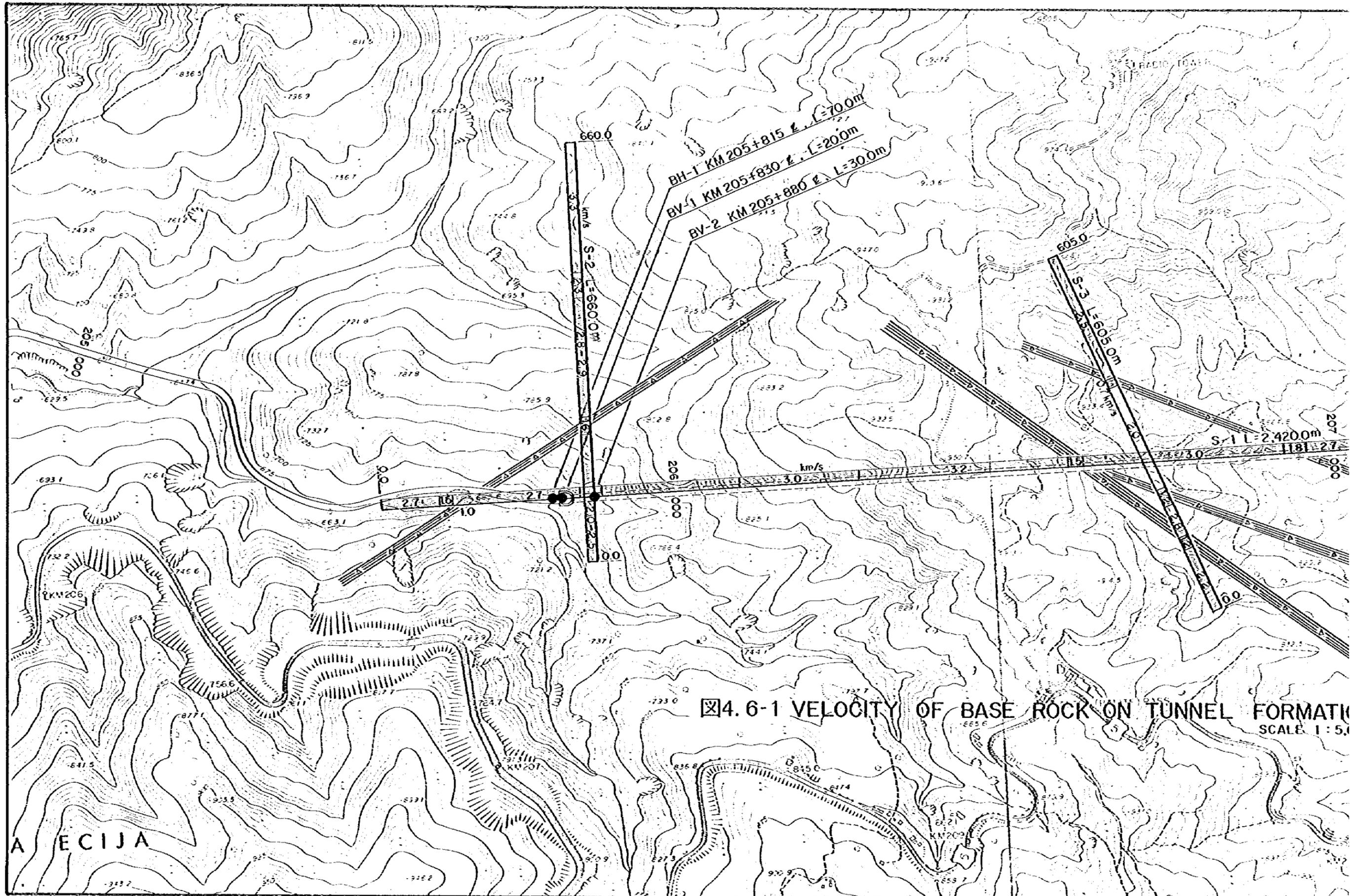
### 4.6.2 トンネル湧水

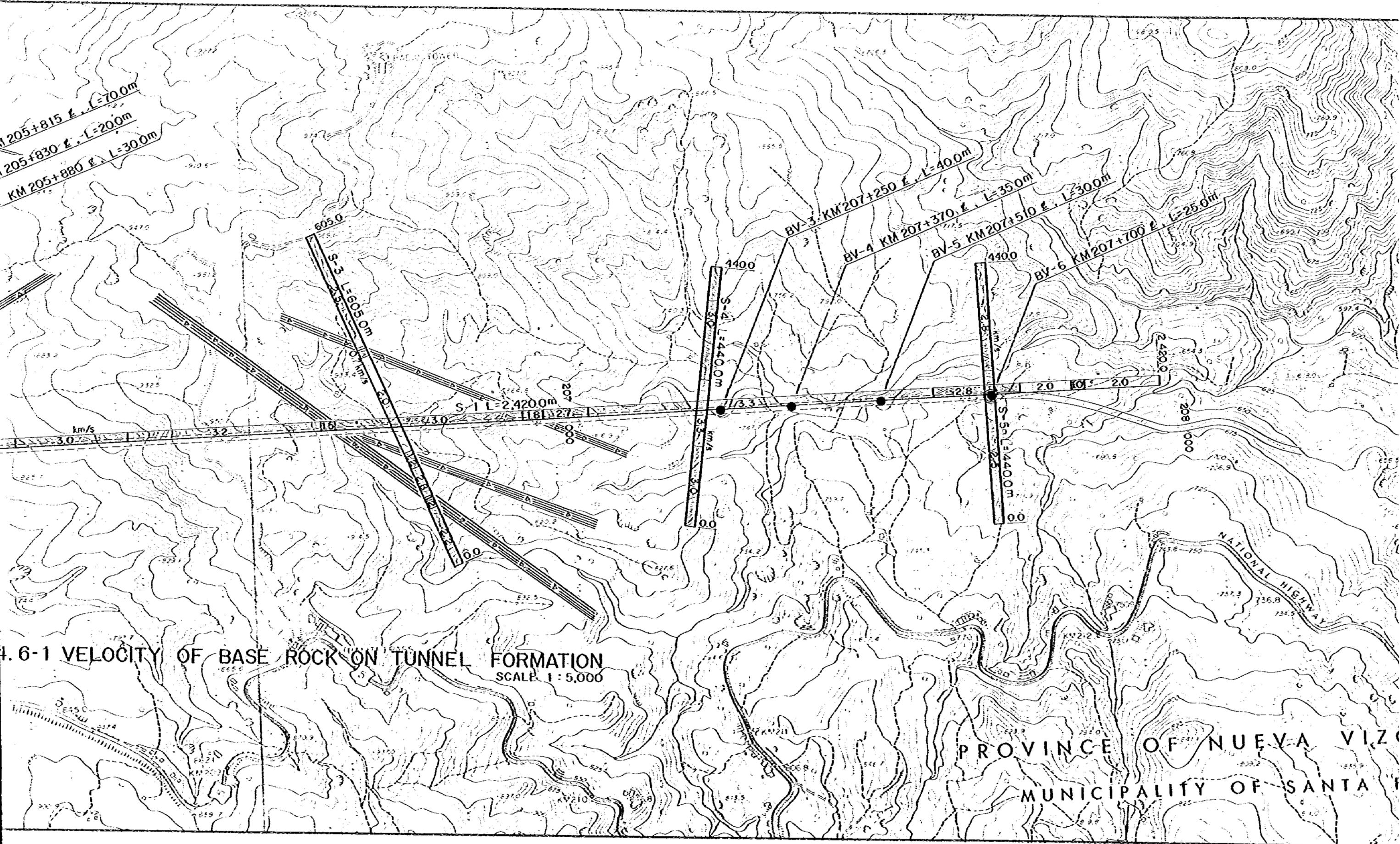
トンネル施工において予想される主なる問題の一つに湧水、地下水の湧出があり、トンネルにおける排水計画は建設時における最も重要な課題である。

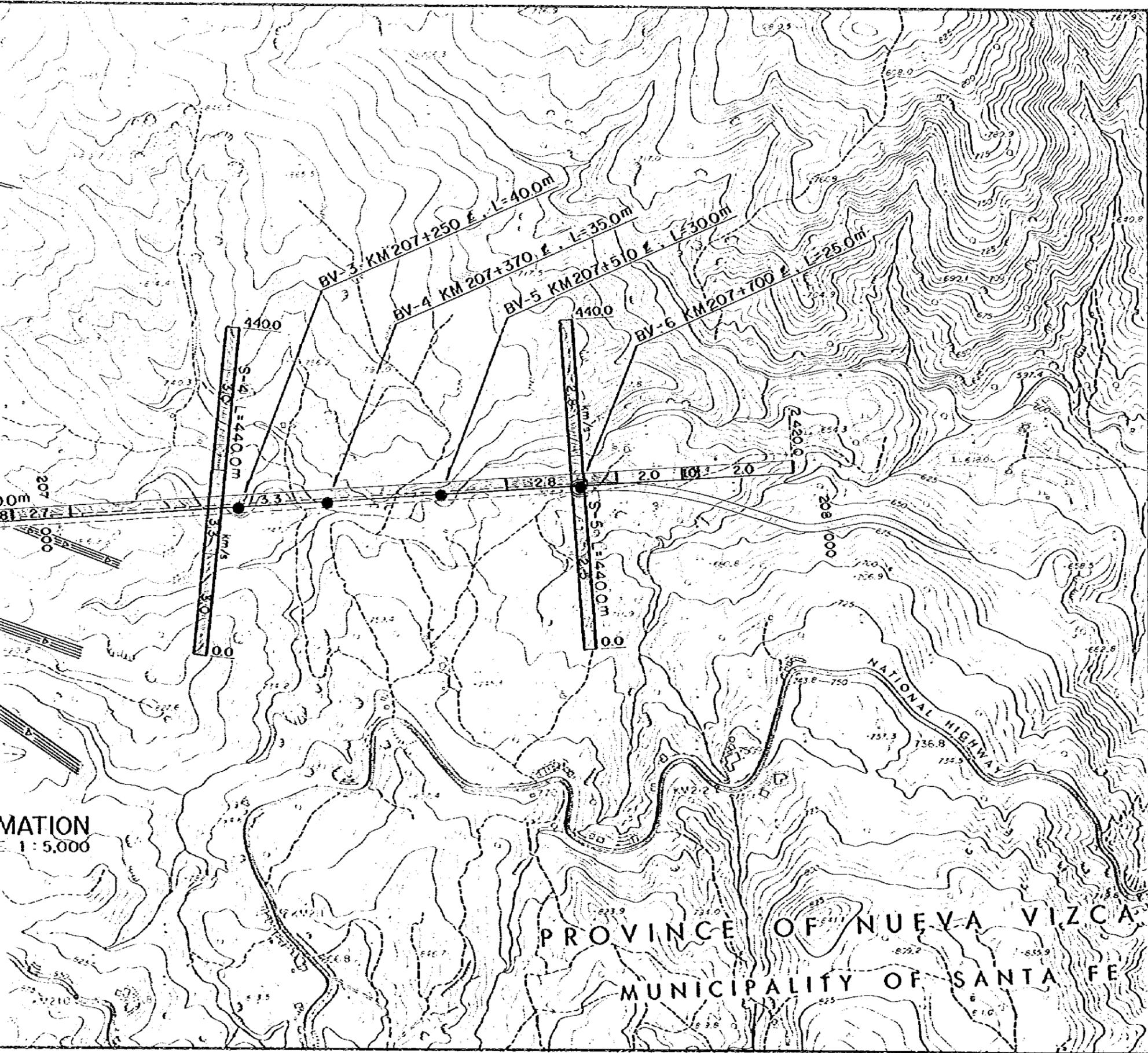
それ故にトンネル掘削時に予想される湧水量の概算を把握するためには長期間にわたる事前調査が必要である。今回は資料がないので仮定の数値を用いて計算するものとし、日本における一般的な手法により行うこととした。

#### (1) 計 算 方 法

簡単にするため、以下の計算方法をフローチャートに示した。(図4.6-2)





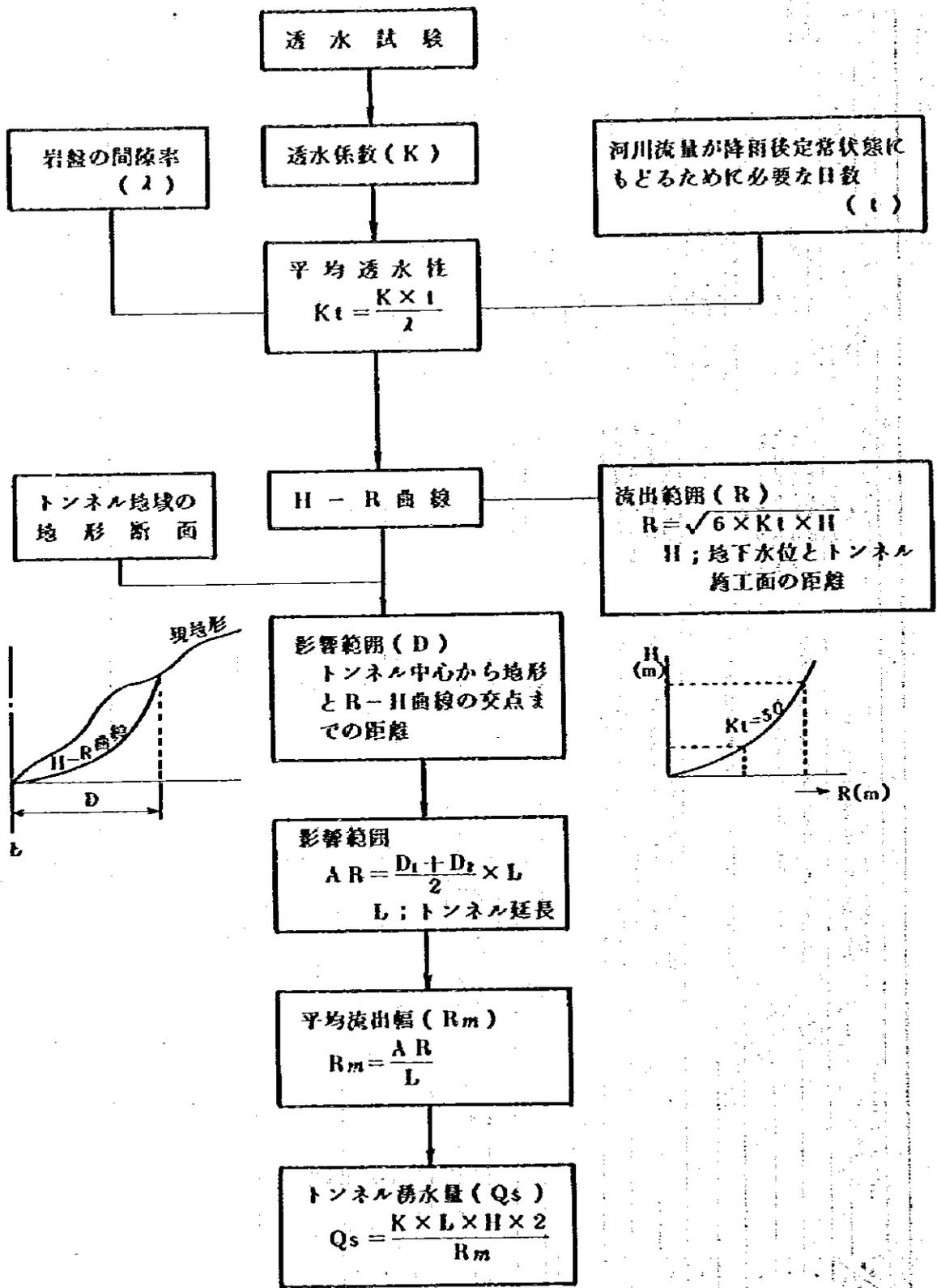


INFORMATION  
1:5,000

PROVINCE OF NUEVA VIZCA  
MUNICIPALITY OF SANTA FE



図4.6-2 トンネル湧水量計算のフローチャート



(2) 計算結果

1) 透水係数 (K)

さきに記載した計算結果を下記の表 4.6-3 に示した。

表 4.6-3 各ボーリングの透水試験結果

ボーリング番号	試験深度 (M)	地 質	透水係数 (m/min)
BV-1	10~20	凝灰角礫岩	$1.54 \times 10^{-5}$
BV-2	20~30	"	$1.27 \times 10^{-5}$
BV-3	30~40	安山岩	$5.75 \times 10^{-6}$
BV-4	25~35	"	$4.65 \times 10^{-6}$
BV-5	20~30	"	$1.12 \times 10^{-6}$
BV-6	15~25	"	$1.15 \times 10^{-5}$

基盤岩の透水係数は地質、風化状況、亀裂の状態に影響されることが普通であり、それ故に求められた透水係数は地質毎に区分し、その平均値を算出することが妥当である。

したがって、地質毎に求めた透水係数の平均値は以下のようになる。

凝灰角礫岩  $K = 1.4075 \times 10^{-5}$  (m/min)

安山岩  $K = 8.2665 \times 10^{-6}$  (m/min)

2) 間隙率 (λ)

間隙率はコア採取率や採取された完全なコア状況等を基礎にして以下のよう  
に仮定した。

凝灰角礫岩  $\lambda = 20\%$

安山岩  $\lambda = 15\%$

3) 降雨後河川流量が定常状態に戻るのに必要な日数 (t) は以下のよう  
に仮定した。

$t = 25$  日

4) 計算の結果

平均透水柱  $Kt = \frac{K \cdot t}{\lambda}$

凝灰角礫岩  $Kt = \frac{1.4075 \times 25 \times 24 \times 60 \times 10^{-5}}{0.20}$

$= 2.53 \text{ m}$

$$\text{安山岩 } Kt = \frac{8.2665 \times 25 \times 24 \times 60 \times 10^{-6}}{0.15}$$

$$= 1.98 \text{ m}$$

・平均流出範囲 (R)  $R = \sqrt{6 \times Kt \times H}$

凝灰角礫岩  $R = \sqrt{6 \times 2.53 \times H}$

安山岩  $R = \sqrt{6 \times 1.98 \times H}$

上記の R 値を用いて H-R 曲線を作成し、トンネル延長 (L)、影響範囲 (AR)、平均流出幅 (R<sub>m</sub>) を求め、次式からトンネル湧水量 (Q<sub>s</sub>) を計算した。

$$Q_s = \frac{K \times L \times Hw}{R_m}$$

Hw ; トンネル施工面と地下水位間の距離

計算したトンネル湧水量は表 4.6-4 に示した。

表 4.6-4 トンネル湧水量の計算結果

区 間	流出面積 (m <sup>2</sup> )	トンネル区間長 (m)	平均流出幅 (m)	透 水 係 数 (m/min)	水 位 (m)	湧 水 量 (m <sup>3</sup> )
1	8,400	210	40	$1.4075 \times 10^{-5}$	40	0.012
2	39,775	430	93	$8.2665 \times 10^{-6}$	100	0.382
3	40,500	450	90		100	0.413
4	18,975	330	58		55	0.142
5	9,000	450	20		20	0.074
計		1,870				1.023

上記の調査結果から、問題となる区間は主に南坑口付近および地質状況から破砕帯の存在が予想される付近である。北坑口付近の岩盤は亀裂に富んではいるが普通の岩盤状況と考えられる。一方南側坑口付近の細片化した凝灰角礫岩は施工時に砕けやすいので十分な注意が必要であろう。

ボーリング調査により推定したトンネルからの湧水量は、施工に際しては大した問題とはならない。たゞ施工時のトンネル排水については、留意が必要である。計算結果によるトンネル湧水量は普通であろう。

トンネル路線の弾性波速度はトンネル施工面において  $V_p = 3.0 \sim 3.5 \text{ km/s}$  の地山速度を示し、普通の地質状況であることを示している。

## 5. 路線検討

### 5.1 路線検討の概要

km 202+00のCapintalnからkm 217+00のSTA. Fe間15kmのA区間についてはトンネル計画も含めた計画路線の選定およびその路線についての設計、施工、工費等について詳細計画を行うことを最終目的とした。

この目的遂行のために次の9項目を核幹にして実施した。

- (1) 資料収集
- (2) 現地踏査
- (3) 比較路線の選定
- (4) 比較路線の概略計画
- (5) 比較路線の工費算定
- (6) 計画路線の選定
- (7) 計画路線の詳細計画
- (8) 施工計画と施工工程
- (9) 建設費、維持費の算定

#### 5.1.1 資料収集および現地調査

資料収集としては現道の維持補修に関する資料、電力関係の資料収集に重点をおいて実施した。また現地調査は地質、砂防、現道の現況調査等について行い本文または別添資料としてまとめた。

### 5.2 計画路線の選定

計画路線の選定は実現可能な比較線について概略計画および建設費の算定を行い、比較検討を行って決定した。

#### 5.2.1 比較路線の検討

- (1)  $S=1/50,000$ の地形図を用い、現地調査および地形、地質に関する基礎データ等の資料を総合的に検討し図5.2-1に示す7本の比較線を選定した。

なおこれら比較線の選定にあたっては路線の始点を国道5号線のkm 202+00とし、終点をkm 217+00に固定した。

- (2) 選定した7本の路線に対し、路線延長、新設延長、改良延長、トンネル延長等による延長別の比較、最急勾配、最小半径等による線形からみた比較、全体的にみた路線の地形地質また地すべり地形や崩壊地の分布等の検討、計画路線のトンネル坑口の地形地質の問題点、砂防からみた浸透対策などについて表5.2-1に示す比較表を作成

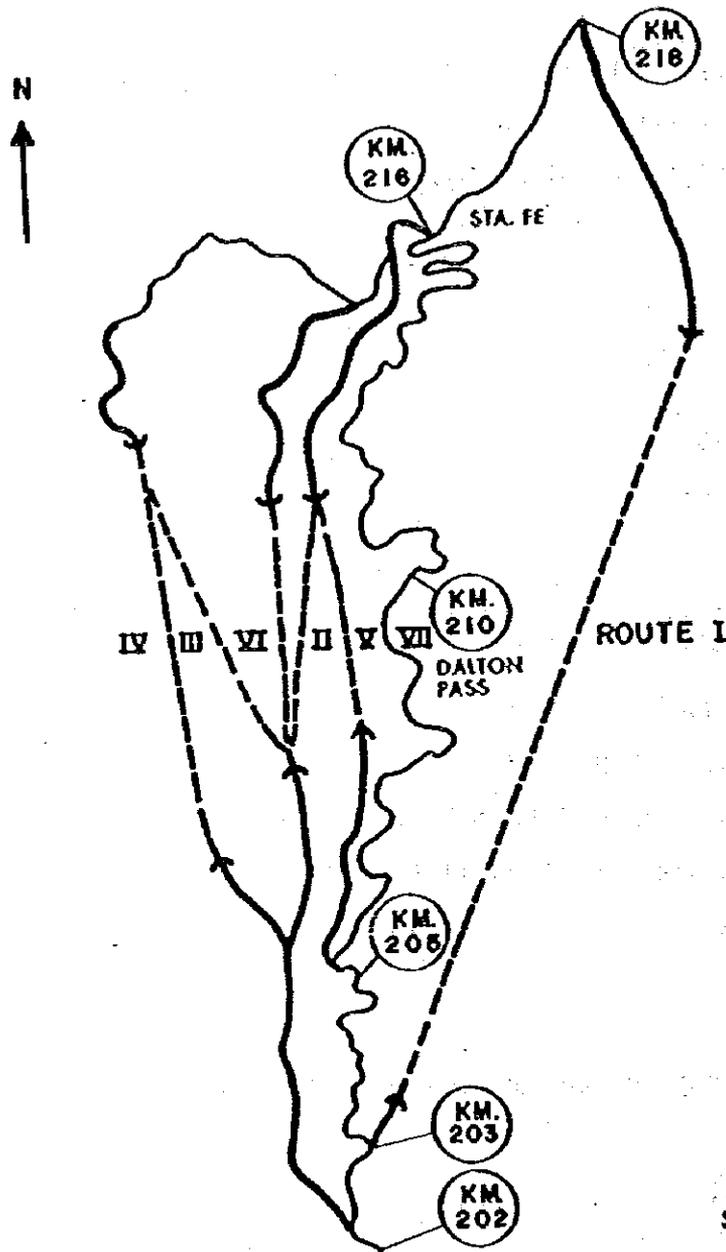


図5.2-1 比較線ルートI~VII

表 5. 2 - 1 比較線の特徵

ITEM	ROUTES	NEW ROAD							EXISTING ROAD
		I	II	III	IV	V	VI	VII	
SECTION	DESCRIPTION								
	TOTAL LENGTH	(km)	10.17	12.43	10.17	10.17	10.80	12.87	16.00
	NEW CONSTRUCTION SECTION	(km)	6.97	6.63	6.50	6.57	6.90	2.80	0
	TUNNEL SECTION	(km)	2.28	2.30	3.00	2.00	2.07	2.12	0
	EARTHWORK SECTION	(km)	3.99	3.08	2.15	2.07	3.88	0.78	0
SECTION	TO-BE IMPROVED SECTION	(km)	3.20	5.00	3.80	3.60	3.70	10.07	16.00
	EXISTING NATIONAL HIGHWAY ROUTE 5	(km)	2.80	2.80	2.80	2.80	2.80	10.07	16.00
SECTION	EXISTING FOREST ROAD	(km)	0	3.00	3.00	0.00	0.00	0	0
ALIGNMENT	MAXIMUM GRADE (%)		7%	7%	8%	7%	8%	7%	10%
STRUCTURES	LONG BRIDGES (SITES)		6 (700 m)	6 (600 m)	5 (600 m)	3 (600 m)	6 (600 m)	2 (300 m)	0
	MEDIUM AND SHORT BRIDGES (SITES)		4 (100 m)	6 (150 m)	5 (150 m)	3 (100 m)	4 (150 m)	2 (75 m)	0
TOPOGRAPHY AND GEOLOGY	DISTRIBUTION OF LANDSLIDE SECTION		FEW	AVERAGE	AVERAGE	FEW	MUCH	MUCH	
	FAULT & SLEAVED ZONE FAILURE		FEW	SOME	SOME	MANY	SOME	MANY	
	LENGTH PASSING THROUGH ROFT GROUND AREA		NONE	FEW	FEW	FEW	NONE	FEW	
	TOPOGRAPHY OF NATURAL SLOPE		NONE	FEW	FEW	FEW	NONE	FEW	
	GEOLOGY AND GEOLOGICAL STRUCTURES		DIABASE	ANDSINITE	ANDSINITE	DIABASE & ANDSINITE	ANDSINITE	DIABASE	
TUNNEL	TOPOGRAPHY & GEOLOGY AT PROPOSED SITE OF TUNNEL		RIDGE	RIDGE	RIDGE	RIDGE	RIDGE	RIDGE	
	DIFFICULTY IN CONSTRUCTION		AVERAGE	AVERAGE	AVERAGE	AVERAGE	AVERAGE	DIFFICULT	
HAZARD	PROBLEMS ON RELATIONSHIP WITH RIVER		FEW	SOME	SOME	SOME	SOME	SOME	
	PROBLEMS OF CONDITIONS OF CHONINGOYAMA CREEK		AVERAGE	MANY	MANY	MANY	MANY	MANY	
	EXPECTED DISASTER SITE		FEW	SOME	SOME	MANY	SOME	MANY	
	EVALUATION		GOOD	FAIR	VERY BAD	FAIR	VERY BAD	VERY BAD	BAD
REMARKS		THE LANDSLIDE IN ROUTE V DISTRIBUTED ALONG THE EXISTING HIGHWAY IS EXPECTED TO BE PREVENTED BY APPROPRIATE COUNTER MEASURES.							

し、検討を行った。

### 5.2.2 計画路線の選定

表5.2-1に示す比較線の検討から、トンネル延長が2.0km以上になる路線(Route I, IV)多発崩壊地を通過する路線(Route VI),地質的に危険である区域を通過する路線(Route VII)等を除外し、現道西側約500mの範囲にて再度路線を選定することとし図5.2-2に示す5路線が選定された。これらの比較路線については $S=1/5,000$ の地形図によって各路線の概略計画を行い、概算数量を算出し、工費の積算を行った。各比較線の概要は表5.2-2の通りである。

表 5.2 - 2 各比較線の概要

ルート	総延長km	橋 梁		トンネル延長	
		ヶ所	延 長		
Route II	9.560	10	760	1870	トンネル南側は片切、片盛り トンネル北側は切土が主体
V	10.88	8	1,035	1840	トンネル南側切土主体でかつ 破砕帯多し
II'	10.13	11	760	2110	ルートIIの比較線
II''	10.06	10	795	2380	"
II+V	10.85	9	990	1870	トンネル南側はVルートであ り地質不良箇所を高架で通過

### 5.2.3 路線に対する概略計画

比較路線に対する評価を次の要領により実施した。

- ・ 工種別の延長
- ・ トンネル坑口周辺部の地形、地形の状況
- ・ 長大橋、その他の主な構造物
- ・ 盛土、切土
- ・ 施工上の問題区間
- ・ 施工の難易
- ・ 建設費の算定

#### (1) 数量算出基準

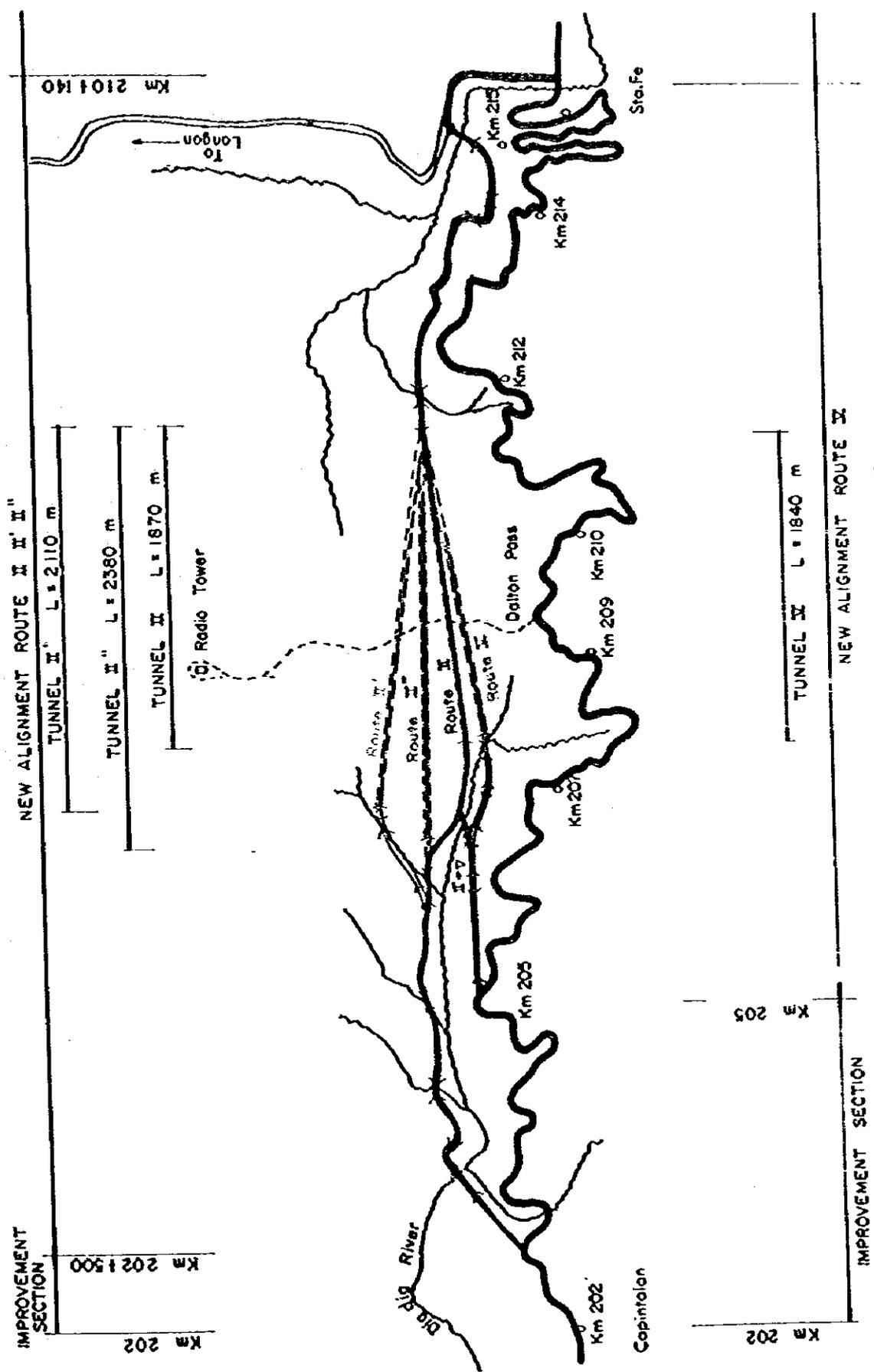


图 5.2 - 2 路 线 图



1) 土 工：切土、盛土の数量は $S=1/5,000$ の地形図を用いて200m間隔にて横断図を作成し計画断面により数量を算出した。なお地形の変化等により必要な箇所については間隔にとらわれず横断図を作成した。

2) のり面保護工：のり面保護工は原則として次のように積算した。

- ・ 盛土のり面：植生
- ・ 切土のり面 土砂：植生、擁壁  
軟岩：コンクリート吹付、のり枠

3) 構造物

- ・ 重力式擁壁 高さ 1.0~5.0 m
- ・ 逆T式擁壁 高さ 3.0~7.0 m
- ・ 石 積 のり尻の保護、Sta. Fe川の護岸

4) セメント舗装

- ・ コンクリート舗装板 23cm
- ・ 路 盤 20cm

5) 排 水

- ・ 路肩側溝 切土部全線 0.5×0.5
- ・ パイプ 全長 150 m  $\varphi=1.20$
- ・ ガルバート 全長 300 m 1.5×1.5

6) トンネル

- ・ 巻 厚 良好な岩盤 0.45 m  
不良な岩盤 0.60 m
- ・ 換 気：シャフトタイプ
- ・ 照 明：日本の基準を参考にして決定

7) 橋 梁

- ・ RCDG 10m, 12m, 13m, 15m各スパン
- ・ PCG 20m, 25m, 30m, 35m各スパン
- ・ ST 40m, 50m, 60m, 70m各スパン
- ・ PCSG 40m, 50m, 60m, 70m各スパン
- ・ アバット高さ 5m, 7m, 9m, 11m
- ・ ピアー高さ 10m, 15m, 20m, 30m, 35m

8) 砂 防：主なものは Sta. Fe川の護岸およびDigdig川の砂防ダム

9) 現道の改良工事 アスファルト、コンクリートによるオーバーレーおよび側溝の新設

表 5.2-3 数量及び建設費一覧表  
(P 1,000)

as of Jan. 1981

DESCRIPTION	Route Item Units	II		II'		II''		Y		II+Y		Remarks
		Quantity	Cost	Quantity	Cost	Quantity	Cost	Quantity	Cost	Quantity	Cost	
1. Earthwork			20,919.0		20,684.0		20,815.0		16,320.0		16,884.0	
Surplus Material of Excavation	m <sup>3</sup>	532,330	12,563.0	478,851.0	11,282.0	536,647.0	12,665.0	538,090.0	13,170.0	513,350.0	12,110.0	
Embarkment	m <sup>3</sup>	245,835	8,356.0	215,725.0	9,402.0	239,065.0	8,150.0	92,370.0	3,150.0	140,000.0	4,774.0	
2. Slope Protection			8,663.0		7,942.0		7,659.0		4,948.0		1,836.0	
Placing	m <sup>2</sup>	12,327	2,188.0	17,818.0	2,097.0	17,822.0	2,014.0	42,827.0	1,633.0	24,178.0	358.0	
Structure	m <sup>2</sup>	23,535	6,475.0	21,305.0	5,845.0	21,205.0	5,645.0	12,165.0	3,295.0	5,900.0	1,260.0	
3. Minor Structures			7,918.0		7,433.0		7,433.0		6,808.0		6,367.0	
Retaining Wall	m	790.0	7,140.0	695.0	6,655.0	695.0	6,655.0	725.0	6,808.0	725.0	6,365.0	
Stone Masonry	m	630.0	778.0	630.0	778.0	630.0	778.0	0.0	0.0	150.0	62.0	
4. General Concrete Pavement	m	7,459.0	10,681.0	7,450.0	10,639.0	7,345.0	10,459.0	5,192.5	7,115.0	5,640.0	7,768.0	
5. Drainage			8,379.0		8,249.0		8,064.0		4,264.0		4,617.0	
Pipe Culvert	m	583.0	765.0	555.0	720.0	516.0	677.0	349.0	458.0	371.0	417.0	
Box Culvert	m	252.0	868.0	240.0	826.0	223.0	768.0	151.0	530.0	161.0	554.0	
Others	m	5,204.5	5,145.0	5,329.0	4,695.0	5,127.0	4,559.0	3,782.0	3,266.0	4,127.0	3,376.0	
6. Tunnel	m	1,870.0	233,000.0	2,110.0	266,000.0	2,380.0	291,000.0	1,840.0	230,000.0	1,870.0	233,000.0	
Main Work			134,000.0		152,000.0		171,000.0		133,000.0		134,000.0	
Traffic Safety and Control			88,000.0		103,000.0		109,000.0		86,000.0		88,000.0	
Distribution Line			11,000.0		11,000.0		11,000.0		11,000.0		11,000.0	
7. Bridge	m	760.0	21,954.0	750.0	22,057.0	795.0	23,025.0	1,165.0	33,010.0	905.0	43,020.0	
Long Span (L>50m)	m	675.0	19,223.0	635.0	18,815.0	710.0	20,254.0	85.0	50,270.0	85.0	40,280.0	
Short and medium Span (L<50m)	m	85.0	2,731.0	115.0	3,242.0	85.0	2,771.0	1,280.0	2,740.0	920.0	2,740.0	
8. Sub	each		20,000.0	6	20,000.0	6	20,000.0	6	20,000.0	6	20,000.0	
9. Improvement			1,376.0		1,376.0		1,376.0		13,954.0		13,954.0	
Overlay	m	500.0	375.0	500.0	375.0	500.0	375.0	3,000.0	4,875.0	3,000.0	4,875.0	
Others	m	1,926.0	1,001.0	1,926.0	1,001.0	1,195.0	1,001.0	1,926.0	12,199.0	1,926.0	12,199.0	
10. Direct Cost			331,320.0		362,420.0		364,001.0		356,749.0		347,287.0	Total 1 to 9
11. Miscellaneous Minor Work			49,699.0		56,343.0		56,340.0		53,512.0		52,093.0	10+0.15
12. Sub Total			381,019.0		418,763.0		420,341.0		410,261.0		399,380.0	10+11
13. Right-of-Way			754.0		682.0		560.0		622.0		576.0	
14. Sub Total Cost			381,773.0		419,445.0		420,901.0		410,883.0		399,956.0	12+13
15. Design & Supervision			53,344.0		58,645.0		63,549.0		57,524.0		55,994.0	12+0.14
16. Total Cost			435,117.0		478,090.0		504,450.0		468,407.0		455,950.0	14+15

表 5. 2 - 4 各ルートの特徴

ITEM	ROUTE					
	II	II'	II''	V	II+V	
<b>LENGTH</b>						
Total Length	(m)	10,160.0	10,130.0	10,060.0	10,882.5	10,850.0
New Construction Section	(m)	8,240.0	8,210.0	8,140.0	6,462.5	6,430.0
Tunnel	(m)	1,870.0	2,110.0	2,380.0	1,840.0	1,870.0
Cut	(m)	1,992.0	1,879.0	1,912.0	1,552.0	1,647.0
Embankment	(m)	1,797.5	2,090.0	1,750.0	1,112.0	1,090.0
Cut and Embankment	(m)	1,820.5	1,371.0	1,303.0	678.0	833.0
Bridge	(m)	760.0	760.0	795.0	1,270.0	990.0
Short & Medium Span	(m) each	85.0 (3)	125.0 (4)	85.0 (3)	85.0 (3)	85.0 (3)
Long Span	(m) each	675.0 (7)	635.0 (7)	710.0 (7)	1,185.0 (9)	905.0 (6)
Section to be Improved	(m)	1,920.0	1,920.0	1,920.0	4,420.0	4,420.0
National Highway	(m)	1,920.0	1,920.0	1,920.0	4,420.0	4,420.0
Forest Road	(m)	(450.0)	(450.0)	(450.0)	(450.0)	(450.0)
Forest Road is included in the New Construction Section						
<b>ALIGNMENT</b>						
Open Section						
Minimum Radius of Curve	(m)	R=50	R=50	R=50	R=50	R=50
Curve Section R ≤ 50 m	(m)	1,000	950	1,000	2,100	2,150
Maximum Gradient	(%)	7	7	7	7	7
Steep Gradient i ≥ 5%	(m)	2,250	1,850	2,100	2,400	2,400
Tunnel Section						
Minimum Radius of Curve	(m)	R=∞	R=2,000	R=∞	R=∞	R=∞
Gradient						
<b>TOPOGRAPHIC FEATURE</b>						
South Side Open Section						
Moderate	(m)	3,880	3,500	3,220	4,582.5	4,520
Steep	(m)	2,900	2,500	2,700	200	2,000
North Side Open Section						
Moderate	(m)	930	1,060	520	4,382.5	4,360
Steep	(m)	4,460	4,460	4,460	4,460	4,460
Tunnel						
South Portal		stream	ridge	ridge	ridge	ridge
North Portal		talus	talus	talus	talus	talus
<b>GEOLOGICAL FEATURE</b>						
South Side Open Section						
Geology		andesite	dacite	andesite	andesite	andesite
Collapsed or Landslide Site	(each)	4	2	3	6(3)*	4(3)*
Number of Faults Crossed		7	6	5	12	12
Crossing Angle (30°-90°)		7	4	5	10	10
Crossing Angle (0°-30°)		0	2	0	2	2
North Side Open Section						
Geology		granite	granite	granite	granite	granite
Collapsed or Landslide Site	(each)	3	3	3	3	3
Number of Fault Crossed		3	3	3	3	3
Crossing Angle (30°-90°)		3	3	3	3	3
Crossing Angle (0°-30°)		0	0	0	0	0
Tunnel						
Geology		andesite	andesite	andesite	andesite	andesite
Number of Fault		2	3	3	1	1
Crossing Angle (30°-90°)		2	3	2	1	1
Crossing Angle (0°-30°)		0	0	1	0	0
Number of Valleys						
Crossing Angle (30°-90°)		4	4	4	4	4
Crossing Angle (0°-30°)		1	1	1	1	1
*number on existing highways						

## (2) 算出数量および概要工費

数量算出基準にしたがって各比較線の数量を

- ・ 土工
- ・ のり面保護工
- ・ 構造物
- ・ 舗装
- ・ 排水
- ・ トンネル
- ・ 橋梁
- ・ 砂防
- ・ 現道改良工事

上記9項目にまとめて積算し、建設費を算出した。建設費一覧表は表5.2-3に示した。なお建設費算出に用いた工種、工法の基準単価はフィリピンにおける単価とし、また単価のないトンネル等については日本のものを参考とした。

### 5.2.4 計画路線の選定

各路線に対し、さきくのべた項目について概略検討を行い、表5.2-4にまとめた。その結果、ルートIIを計画路線とした。ルートIIは

- ・ トンネル延長は1.87kmである。
- ・ Baliling~Sta. Fe間の災害を避けることが出来る。
- ・ 路線の地形は他のルートに比較して、地形的に平坦または緩傾斜地が多く、施工的に容易である。
- ・ 建設費が最低である。

## 5.3 計画路線の概略計画

### 5.3.1 標準横断面

#### 1) 道路

現在フィリピンでは道路構造が統一されていない。

そこで、フィリピン側と協議し当地域の地形条件と類似するThe Philippine-Japan Highway Loan Project-Phase II (Laosg-Allacapan Road Project)のものを使用することとしその標準図を図5.3-1に、また適用した構造規格を表5.3-1に示した。

表 5.3 - 1 設 計 規 格

ITEM	TERRAIN	FLAT	ROLLING	MOUN- TAINOUS	EMBANKMENT SECTION
1. Design Speed (Km/h)		70	60	50	30
2. Pavement width (m)		6.7	6.7	6.7	6.7
3. Shoulder width (m)		2.5	2.5	1.0 to 2.0	1.0 to 2.0
4. Right-of-Way (m)		20 to 30	30	*40	*40
5. Non-passing Sight Distance		90	80	60	30
6. Minimum Radius (m)		170	120	80	30 (*15)
7. Maximum Superelevation (%)		10	10	10	10
8. Maximum Grade (%)		3	5	10	10
9. Minimum Length of Vertical Curve (m)		60	60	60	30
10. Minimum K for Crest Vertical Curve (m)		1500	1200	1000	300
11. Minimum K for Sag Vertical Curve (m)		1500	1000	800	300
12. Vertical Clearance for Superstructures		4.80	4.80	4.8	4.80

NOTE 1 = \*Variable

2 = For hair-pin curves, a radius of 15m. is allowable, exceptionally

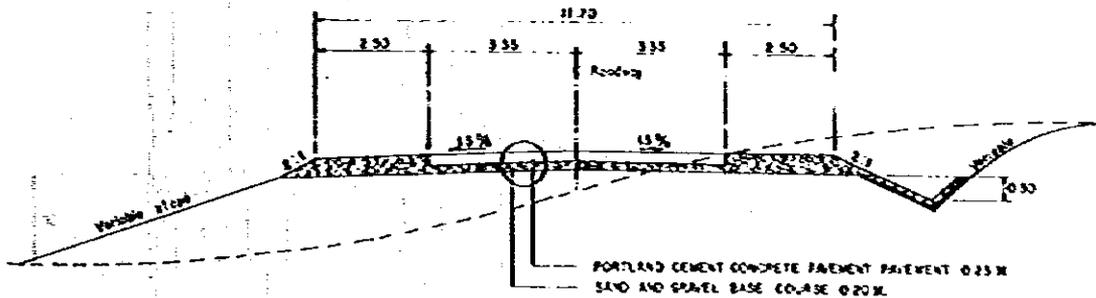


図 5.3 - 1(a) 標準横断面 (平地及び丘陵部)

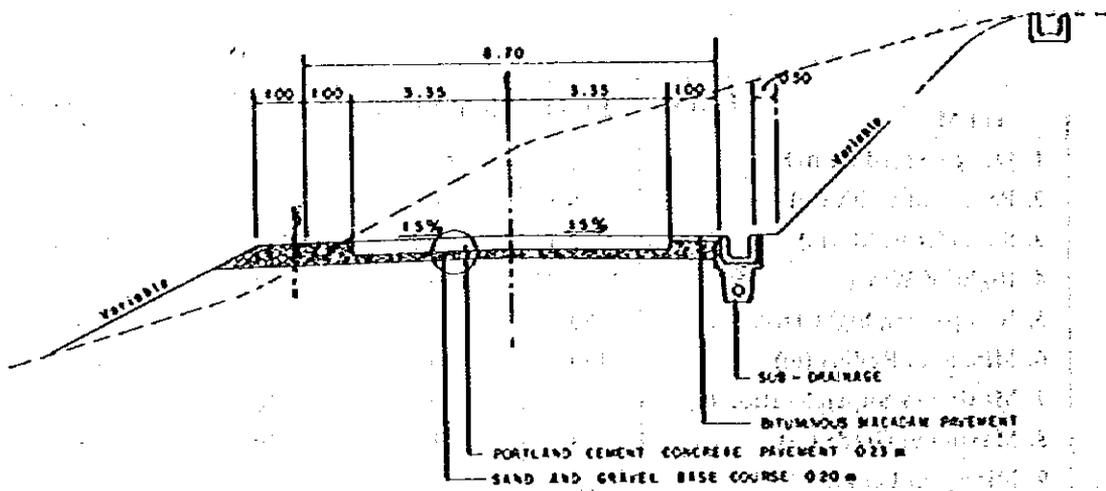


図 5.3 - 1(b) 標準横断面図 (山地部)

2) 橋 梁

橋梁については AASHTO-1977 を用いることとしたが、一部は現況に合せ修正した。

なお標準断面は図 5.3 - 2 の通りである。

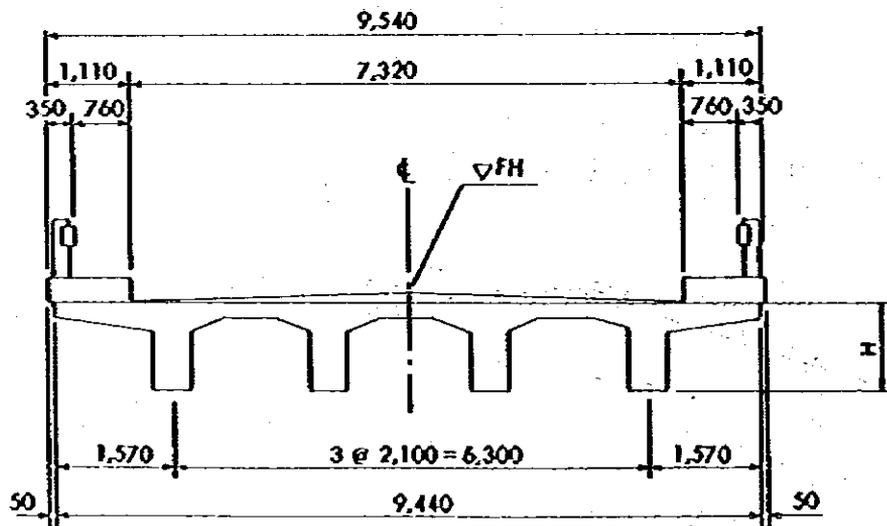


図 5.3 - 2 橋梁標準横断面図

3) 排水構造物

排水構造物については 25 年確率時間降雨量をベースにして計算し、その断面を決定した。

#### 4) トンネル

トンネルについては日本における3種3級を基準にして検討した。断面の決定にあたっては将来車種別交通量に対する換気方式、監査路、フィリピンにおける余裕高さ、防災施設等を考慮して図5.3-3に示す必要断面を決定した。

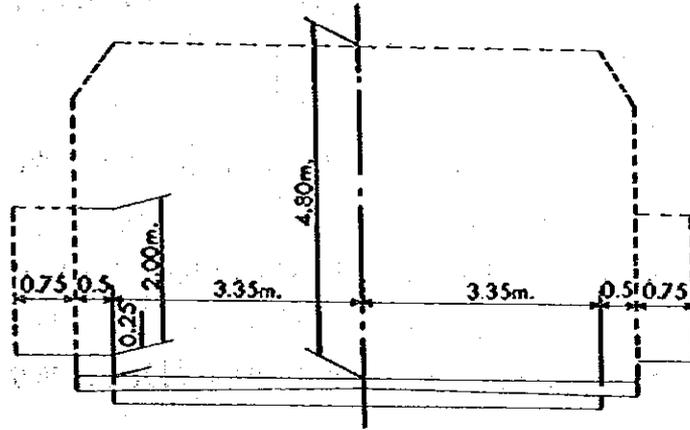


図5.3-3 トンネル必要断面

さらにこの必要断面を確保するために必要な掘削断面については、覆工厚さが45cm、60cmの2種類を施工するものとして、図5.3-4に示す標準断面を決定した。

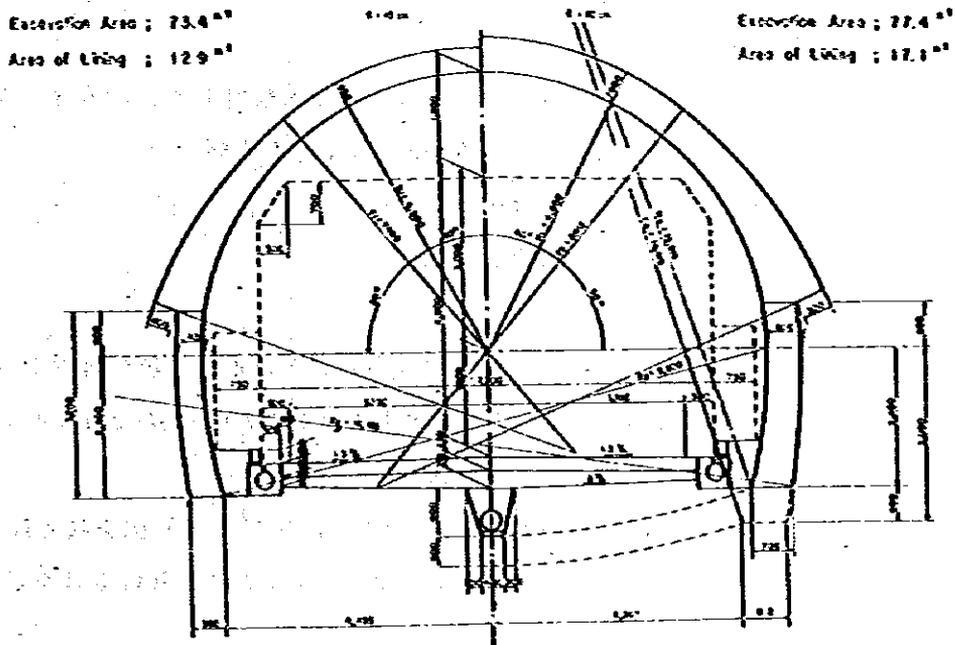


図5.3-4 トンネル標準断面図

### 5.3.2 計画路線の線形について

計画路線の位置する地形は90%が山岳地形であり、走行速度は30~50km/hが適用される。また設計に用いた地形図が $S=1/5,000$ であるため、最小半径 $R_{min}=50m$ 、最急勾配 $D_{max}=7\%$ が限度であるとした。

なお地形図が $S=1/5,000$ であることからクロソイドを用いる必要性がなく、詳細設計の時点で再検討することとした。

#### (1) 平面線形に対する検討

計画路線の選定において次の点を考慮し、平面線形を検討した。

- 1) 国道5号線と計画路線との取付位置
- 2) Digdig川の渡河地点とDigdig川に対する保護
- 3) Digdig川の支流部の渡河地点
- 4) km204+500~km205+000に存在する断層地形、地すべり地形に対し、切土を小さくする。
- 5) 南斜坑口周辺部の砂防
- 6) 北斜坑口の地すべり地形
- 7) STA. Fe川の護岸

#### (2) 縦断勾配に対する検討

(1) トンネル延長を出来る限り短くするために縦断勾配6%の区域を多用した。その延長は約3000mである。

(2) 6%を多く用いたため、登坂車線や視距についても検討した。図5.3-5登坂能力曲線図参照。その結果走行速度が30km/h以下となる区間は

(a) km207+540~km208+240

(b) km208+900~km209+200

の2区間である。

(a)区間についてはトンネル内まで登坂車線が必要となるが北坑口付近のスペースを利用して非常駐車帯を計画することによりkm207+780~km208+870の橋梁手前で登坂車線を打ち切ることが可能

(b)区間については、設置区間が300mと短かく、橋梁にて前後を挟まれているので、切土寄を利用しkm208+850~km209+100に非常駐車帯を計画すれば登坂車を省略出来る。

#### (3) Digdig川および支流の渡河地点(橋梁5.4.10)



- (4) Digdig 川に近接する盛土のり尻の保護工
  - (5) 長大切土は出来るだけ少なくする。必要な場合はそのり面保護工の選択
- (3) 非常駐車帯および事故防止のためのスペース

1) 非常駐車帯

急勾配の連続する区間では、登坂車線が不必要な場合でも車輛事故等を考慮して、図 5.3-6 のような非常駐車帯を km 204+750, km 205+600, km 207+750, km 208+100, km 209+100 の 5ヶ所に計画した。

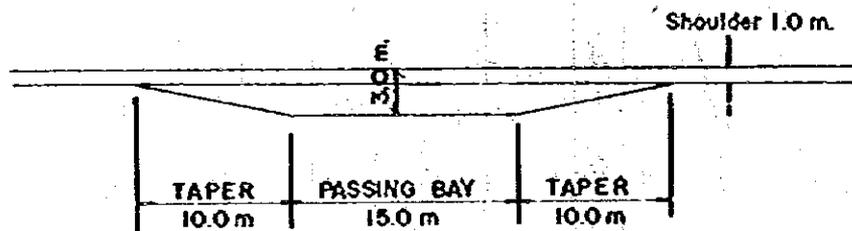


図 5.3-6 非常駐車帯

2) 事故防止のためのスペースの確保

急な下り勾配で平面線形が小さな km 208+350 地点の縦断勾配 6.9%, 平面線形 R=50m に事故防止のためスペースを図 5.3-7 に示すように計画した。

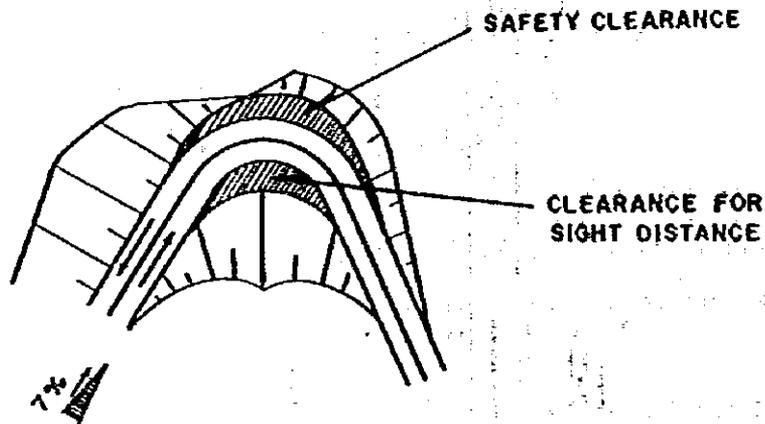


図 5.3-7 事故防止のためのスペース

#### (4) STA. Feにおける現道との交差

STA. Feにおける現道と最終路線との交差を図5.3-8のように計画した。

交差はT字型となるが、Aparri方向が現道利用より非常に多くなる。たゞ地域住民へのサービスとしてSTA. Fe橋の改良、現道へのランプ等も計画した。

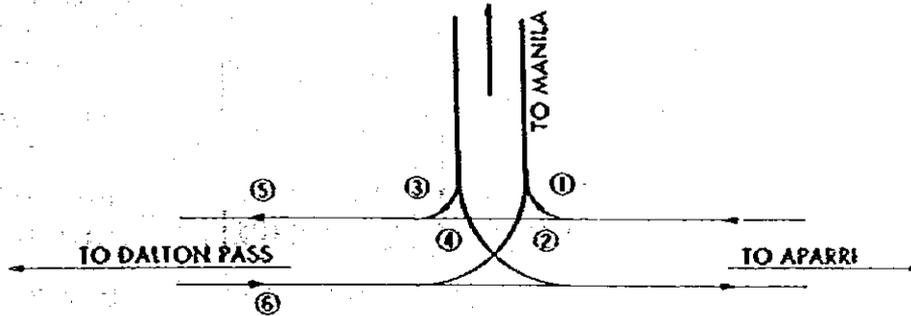


図5.3-8 STA. Feジャンクション

#### 5.3.3 橋梁計画

水理計算結果をもとにして、図5.3-9による方法により最終路線の橋梁タイプ、余裕高さ等を決定した。(表5.3-2)

#### 5.3.4 砂防

##### (1) 水文、水理調査

当地域はダルトンパスを含み、東西方向に伸長する分水嶺により2分され北側ではSTA. Fe川、南側ではDigdig川が本流を形成して北流、南流し、これらの本流と合流する支川が羽状に発達しながら各地で道路を横断している。

したがって、横断構造物の設計に際して流域面積を算出しパイプ、カルバート、の選択を行った。

一方STA. Fe川、Digdig川共に100~300畝の広大な流域面積を有するが計画道路の位置が河床部より高く河積不足による浸水の危険性は殆んどない。

##### (2) 2時間以内の短時間雨量強度の推定

当地域の短時間雨量強度を推定するためにCabanaatuan(ダルトンパス南側)とTuguegarao(カガヤンバレー、ダルトンパス北側)の観測雨量データを用い降雨、強度と到達時間との関係をプロットし、図5.3-10、5.3-11に示すような10年、25年における降雨強度曲線を作成した。なお比較するためにフィリピンにおける多雨地域であるBaguioのデータも参考とした。

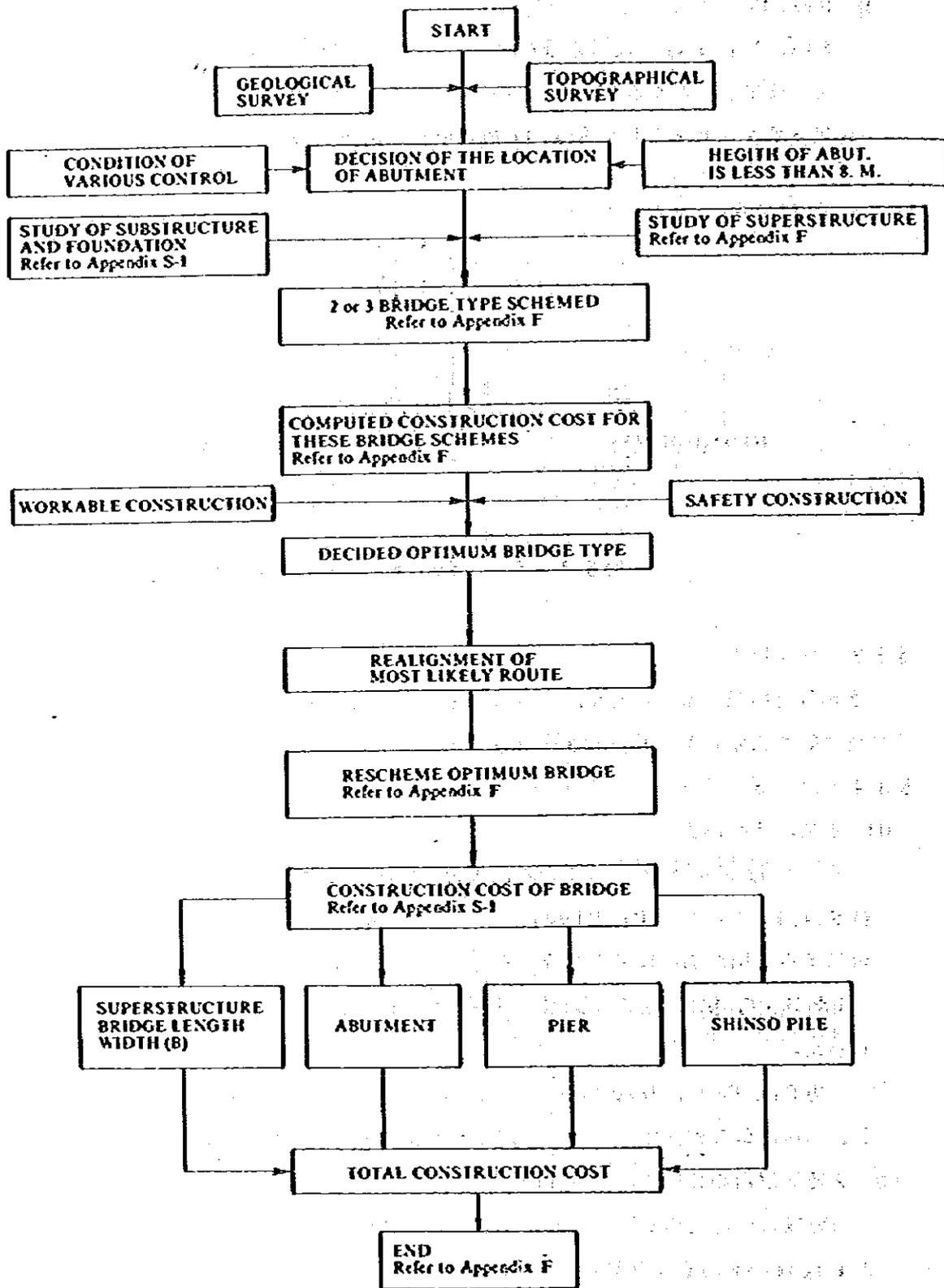


図 5.3 - 9 橋梁タイプ決定のフローチャート

表 5.3 - 2 橋 梁 一 覽 表

STA. (Km)	BRIDGE NAME	TYPE	LENGTH (m)	REMARKS
202+560.0	S.D.P No. 1	PCG	220	
203+702.5	S.D.P No. 2	PCG	90	
204+180.0	S.D.P NO. 3	PCG	90	
205+095.0	S.D.P NO. 4	RCDG PCG	115	
SUB-TOTAL			515	
207+900.0	N.D.P NO. 1	RCDG	45	
208+474.0	N.D.P NO. 2	PCG	48	
208+872.0	N.D.P NO. 3	RCDG PCG	55	SHINSO PILE
209+160.0	N.D.P NO. 4	PCG	60	SHINSO PILE
209+558.5	N.D.P NO. 5	PCG	155	
209+830.0	N.D.P NO. 6	RCDG	30	
216+400.0	STA. FE	PCG	30	
SUB-TOTAL			423	
GRAND TOTAL			938	

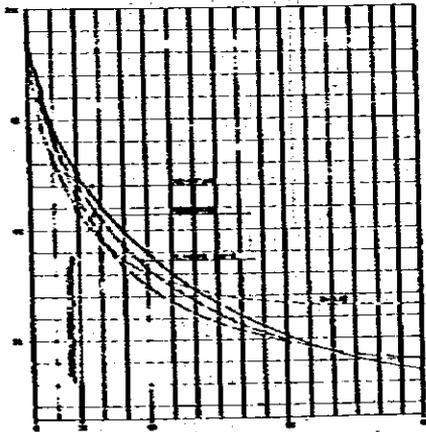


圖 5.3 - 10 降 雨 強 度 曲 線 ( 10 年 )

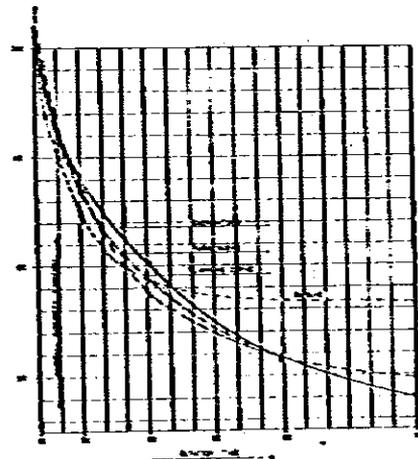


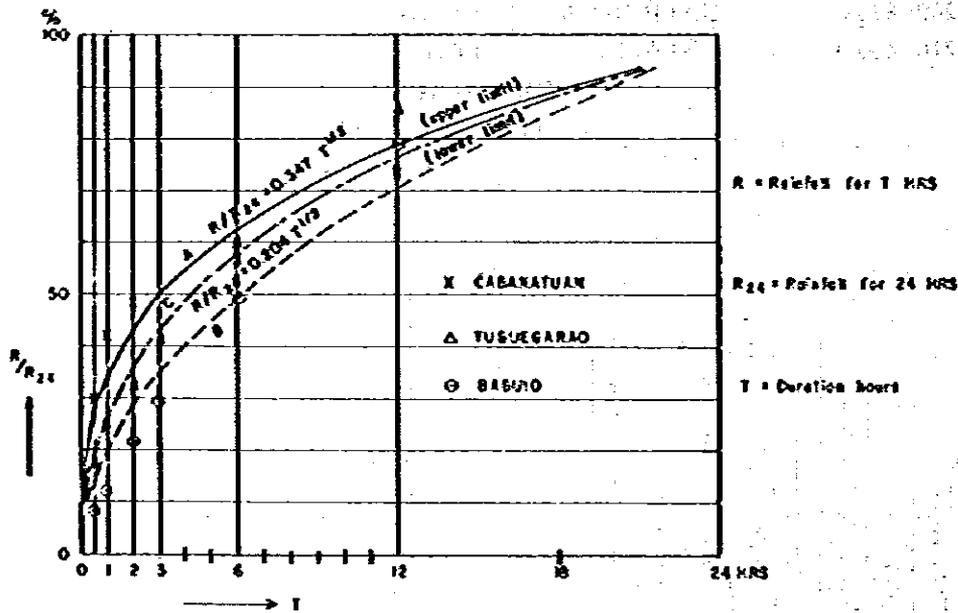
圖 5.3 - 11 降 雨 強 度 曲 線 ( 25 年 )

検討結果によると、到達時間が60分以内の継続雨量については3地区とも同様な傾向で大差はないが120分、180分の雨量については、Cabanatuan, Tuguegaraoは大差はないがBaguioは非常に大きく異なった傾向を示している。したがってダルトンパスの北側と南側とでは地域的な差が少ないと考え、その中間値を計画曲線とすることに決定した。

(3) 日雨量と数時間雨量との関係

観測雨量のデータを用い日雨量(R)と数時間雨量(T)との関係をプロットして、上限を示す曲線Aと下限を示す曲線Bを決定し図5.3-12に示した。またこの中間を示す曲線Cを推定し、これを計画曲線とした。

A  $R/R_{24} = 0.347 T^{\frac{1}{2}}$   
 B  $R/R_{24} = 0.204 T^{\frac{1}{2}}$   
 C  $R/R_{24} = 0.276 T^{0.42}$

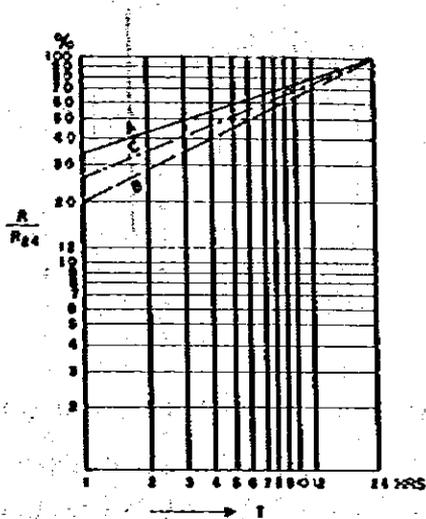


NOTE :

A - curve shows upper limit,  
 B - curve shows lower limit of the relation, and intermediate curve  
 C - shows the fitting relation to be considered proper for the objective area.

$R/R_{24} = 0.276 T^{0.42}$

図 5.3 - 1 2(a) 日雨量(R)と数時間雨量(T)との関係



NOTE:

- R = Amount of rainfall in the time T hour
- R<sub>24</sub> = Amount of daily rainfall
- T = Time of the duration
- A - Line shows  $R/R_{24} = 0.347 T^{1/3}$  (upper limit)
- B - Line shows  $R/R_{24} = 0.204 T^{1/2}$  (lower limit)
- C - Line shows  $R/R_{24} = 0.276 T^{0.42}$  (mean)

図 5.3 - 1 2(b) 日雨量(R)と数時間雨量(T)との関係

(4) 確率日雨量の計算

洪水予報センターの資料によると Cabanatuan, Tuguegarao, Baguio の 10 年、25 年の確率日雨量は表 5.3 - 3 の通りであるが、当地域とは降雨パターンがすてにのべたように異なるので適用することは出来ない。

表 5.3 - 3 ルソン北部地域の確率日雨量

地 域	確率日降雨量	
	10 年	25 年
Cabanatuan	209 mm/H	249.6
Tuguegarao	295.1	371.6
Baguio	673.7	852.4

そこでダルトンバスク近接した Tayabo (San Jose) と Consuelo (Sra. Fe) の日雨量観測データを用い Gumbel の方法により確率日雨量を求め、その結果を表 5.3 - 4 に示した。

表 5.3-4 ダルトンバス近接地域の確率日雨量(mm/日)

	確 率 日 雨 量	
	10 年	25 年
Tayabo	348	443
Consuelo	475	*610

\* 使用不適

しかし表 5.3-5 から明らかなように Consuelo における 1980 年 11 月の台風 Aring による日雨量は 732 mm/日と非常に大きな値を示し、これが確率雨量計算に影響を与えている。また表 5.3-6 によればこの同時期における Tayabo の日雨量は 280 mm/日と約 1/3 であり、大きな相違を示している。したがってダルトンバス地域を一括した確率降雨量としては Consuelo の 610 mm/日は適当ではなく、Tayabo の日降雨量 443 mm/日を計算に使用するものとした。

### 5.3.5 土石流の対策工検討

計画路線を横断する多数の渓流、河川について調査を行い土石流の規模をあらかじめ把握して、その結果を道路設計に反映させることが必要となった。

特に Digdig 川の左岸には大規模な地すべり、崩壊地が発達し、また Sta. Fe 川では堆砂が著しく、しばしば洪水が誘発されている。

#### (1) 土石流、土砂流の調査

一般に“土石流は溪床勾配が元溪床勾配の 1/2 に達した時あるいは、元溪床幅が 2~3 倍に拡大した場合に発生”するといわれている。

そこで下図に示す項目について調査を行った。

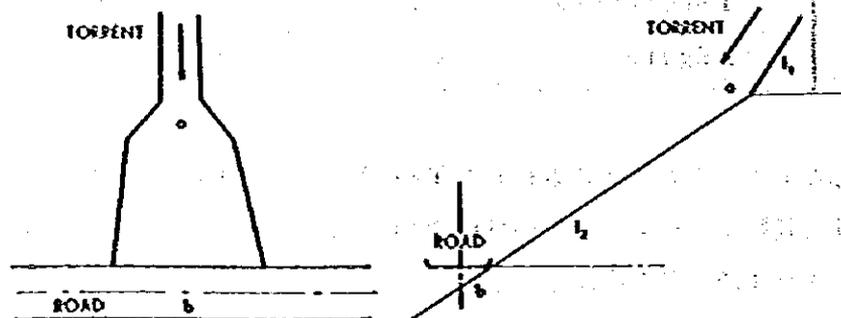


表 5.3 - 5 Consuelo, Sta. Feにおける確率雨量  
の計算 (PAG-ASAの資料による)

ORDER NO.	$X_i$	DATE OF OCCURRENCE	$X_i$	COMPUTATION REMARKS	
1	732.0	NOV. 5, 1959	535,824	$s = \sqrt{\frac{N}{N-1} \left[ \frac{\sum X_i^2}{N} - \left( \frac{\sum X_i}{N} \right)^2 \right]}$ $= \sqrt{\frac{11}{11-1} (87,369.82 - (238.62)^2)}$ $= 112.99$ $K = 0.7797 \times 112.99 = 112.67$ $U = 238.62 - 0.5772 \times 112.67$ $= 156.27$ $X = Ky + U$ $= 112.67Y + 156.27$	
2	401.8	MAY 24, 1976	161,443		
3	228.6	SEPT. 11, 1970	52,258		
4	209.6	OCT 16, 1974	43,932		
5	193.0	JULY 28, 1972	37,249		
6	190.3	AUG. 24, 1978	36,214		
7	168.9	OCT. 15, 1973	28,527		
8	165.4	OCT. 2, 1979	27,357		
9	127.0	OCT. 4, 1971	16,129		Where: Y=-2
10	119.3	NOV. 14, 1977	14,232		-1
11	83.9	AUG. 10, 1975	7,903		0
$\sum X_i = 2624.8$ $\sum X_i^2 = 961,068$ $X_n = \frac{\sum X_i}{N} = \frac{2624.8}{11} = 238.62$ $X_n^2 = 56,938.64$					
				1	
				2	
				3	
				4	
				5	

表 5.3 - 6 Tayabo, San Joséにおける確率雨量  
の計算 (PAG-ASAの資料による)

ORDER NO.	$X_i$	DATE OF OCCURRENCE	$X_i^2$	COMPUTATION REMARKS
1	424.9	MAY 22, 1976	180,540	$s = \sqrt{\frac{N}{N-1} \left[ \frac{\sum X_i^2}{N} - \left( \frac{\sum X_i}{N} \right)^2 \right]}$ $= \sqrt{\frac{7}{7-1} (46,589.43 - (179.99)^2)}$ $= 122.68$ $K = 0.7797 \times 122.68 = 100.33$ $U = 179.99 - 0.5772 \times 100.33$ $= 122.08$ $X = Ky + U$ $= 100.33Y + 122.08$
2	280.2	NOV. 5, 1980	78,512	
3	156.7	JUNE 10, 1974	24,555	
4	125.0	AUG. 24, 1978	15,625	
5	117.4	JUNE 7, 1979	13,783	
6	100.1	AUG. 2, 1977	10,020	
7	55.6	AUG. 24, 1975	3,091	
$\sum X_i = 1259.9$ $\sum X_i^2 = 326,126$ $X_n = \frac{\sum X_i}{N} = \frac{1259.9}{7} = 179.99$ $X_n^2 = 32,394.86$				
				Where: Y=-2
				-1
				0
				1
				2
				3
				4
				5

(2) 計画洪水量の推定

1) 洪水伝達時間

対象流域は平均勾配  $1/100$  以上の急勾配、小流域渓流であるので、洪水伝達速度  $T$  は次式により求めた。

$$T = \frac{L}{60W + 20} = \frac{L}{210 + 20} \text{ (分)}$$

$W = 3.5 \text{ m/S}$  (Kraevn の値を使用)

20: 地表水が流路に入るまでの時間 (分)

$L$ : 常時溪谷をなしている地点から計画地点までの流路延長 (m)

2) 計画洪水量

計画洪水量  $Q_{\max}$  ( $\text{m}^3/\text{sec}$ ) は次式により求める。

$$Q = \frac{1}{3.6} f \cdot r \cdot A$$

$f$ : 流出係数で、山地部は  $f = 0.65 \sim 0.75$

$r$ : 25 年確率日降雨量 ( $\text{mm}/\text{日}$ )

$A$ : 流域面積 ( $\text{ha}$ )

各渓流に対する最大洪水量の把握は、道路構造物の流積を確保するために必要であり、土砂流については、清水流量に 20 ㊢程度の余裕を考慮することにより対処出来るものとした。

(3) 発生土砂量

一回の土石流の発生により、どの程度の土砂量が流出するかという問題点については、次式によりその規模を推定することが出来る。

$$D = \alpha \cdot (A \times R_{25} \times I_{xc})^2$$

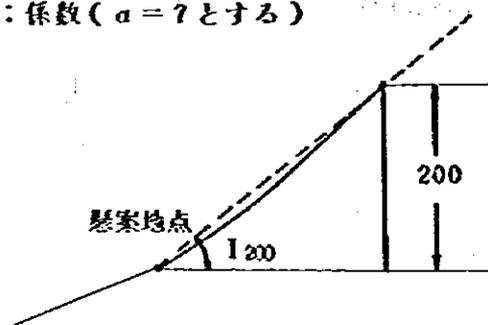
$D$ : 一回の土石流により流下する土量 ( $\text{m}^3$ )

$A$ : 流域面積 ( $\text{ha}$ )

$R_{25}$ : 日雨量 ( $\text{mm}$ )

$I_{xc}$ : 溪谷平均勾配

$\alpha$ : 係数 ( $\alpha = 7$  とする)



(4) その他

流域の地形、地質や植生状態も土石流、土砂流の発生に關係する指標であるので、ランク分けを行った。

(5) 調査結果のまとめ

土石流、土砂流の調査結果、洪水量の推定結果、現地の地形、地質、植生状態等を表 5.3-7 にまとめ対策工検討の基礎資料とした。

表 5.3-7 土石流、洪水量の推定結果

	CATCHMENT (Km. <sup>2</sup> )	DEBRIS FLOW COEFFICIENT			FEATURES OF WATERSHED		HYDRAULIC CONDITIONS		REMARKS
		L (m)	$\frac{L_2}{L_1}$	$\frac{W_2}{W_1}$	GEO-TOPO STATUS	VEGE- TATION	Q (m <sup>3</sup> /sec)	D (m)	
Km. 202+950 Km. 203+170	2127		1/49	35	F	S	596	852,000	Big failure in right side of river BR. II-1
Km. 203+647.5 Km. 203+747.5	634	250	$\frac{1/15}{1/8}$	25; 15	B	T	178	544,730	Terrace deposit in left side of river BR. II-2
Km. 204+135 Km. 204+225	299	300	$\frac{1/20}{1/15}$	25; 15	S	T	84	121,150	Many failures in upper stream BR. II-3
Km. 205+328 Km. 205+379	224	100	$\frac{1/12}{1/8}$	25; 15	B	T	62	74,979	Fault valley, big failure in upper stream BR. II-4
Km. 207+872.5 Km. 207+932.5	0.70	100	$\frac{1/10}{1/6}$	15; 10	B	P	19.6	17,000	Fault valley, fan deposit BR. II-5
Km. 208+450 Km. 208+500	0.07	-	$\frac{1/12}{1/15}$	-	B	P	2	1,660	Old fan deposit, Boulder on stream BR. II-6
Km. 209+532 Km. 209+587	0.07	-	$\frac{1/18}{1/12}$	-	B	P	2	1,060	Boulder of limestone, granitic rocks (mass) failure in upper stream BR. II-7
Km. 209 Km. 209	0.30	-	$\frac{1/8}{1/2}$	-	B	P	8.4	9,430	Failure along the stream Granitic rock (mass) BR. II-8
Km. 209 Km. 209	0.02	50	$\frac{1/4}{1/2}$	10; 5	B	P	0.6	600	Small failure in upper stream Granitic rock (mass) PIPE 1200 φ PIPE 1200 φ
Km. 209 Km. 210	0.23	100	$\frac{1/6}{1/4}$	15; 8	B	P	7.8	7,570	BOX CULVERT 2x2 BR. II-9
Km. 210+030 Km. 210+180	14.80	800	$\frac{1/60}{1/20}$	30; 20	F	T	535	922,030	Outcrop in river bed Granitic rock (mass)
Km. 210+800 Km. 210+810	0.16	20	$\frac{1/18}{1/6}$	20; 8	B	S	85	760	Granitic rock (mass) BR. II-10

## (6) 溪流砂防計画

### 1) ダルトンパス南部

計画路線はDigdig川の本流を横断後、トンネル南坑口までの約2600m間で支川を3ヶ所横断する。これら支川の流域面積は2~6km<sup>2</sup>と小規模ではあるが土石流や土砂流の停止条件を満足していない。

そのためこの土石流に対する山腹工、浚路工等による生産抑制、流送調節は行わず橋梁により対処するものとしてスパン割り、クリアランス等を十分に検討した。

km 204+800~km 205+400にかけては地すべり性の崩壊地がDigdig川の左岸に発達し、土砂流出によつては自然堰堤の形成される可能性があり、これが原因で路線のり尻を洗掘、流出し道路破壊につながることも予想されるので、5基の砂防ダムを計画し、本線を保護するとともに施工時の切土による河川汚濁防止、トンネル研捨場造成等に利用することを計画した。

### 2) ダルトンパス北部

計画路線はトンネル北坑口以後Sta. Fe川の支流を8ヶ所にて横断する計画であり、橋梁にて安全に渡河することとした。なお当地域は風化マツ土の分布が著しく、表層崩壊が多発しているので、盛土工にて横断することは道路の崩壊につながり問題である。

Sta. Fe川にかゝるSta. Fe橋は、台風時にはしばしば災害を受け交通止めの原因となっている。この要因としては河床部が流出土砂により上昇し、かつ流積が常に圧迫されていること、上流に屈曲部があつて河状が圧迫されていることが考えられる。

本線は上記のような危険地帯をkm 209+00~km 210+00間で横断、並走するので災害により道路崩壊の危険性がある。そのため河状を改良するために、砂防ダムを構築して流出土砂を抑制するとともに、下流に床固工、帯工をもつて浚路工を計画した。

なお両地域に対する設計、計画は別冊付図を参照されたし。

## 5.3.6 トンネル設計

トンネル計画は地形、地質、交通量、環境等の調査資料をもとにして実施した。さらに本設計がフィリピンにおける最初の道路トンネルであり、かつ長期間にわたり、官民一体となつて熱望したダルトンパス地域の災害から道路を守るという技術的、経済的な要望のもので行われた。

なおトンネル計画は下記の各項目について行った。

- ・ 換気施設の設計
- ・ トンネル本体

・ トンネル施設

(1) 換気施設の設計

1) 換気計画

換気計画はトンネルの内空断面を決定するために実施するもので、本トンネルの所要換気量を計算し換気方式、設備の規模を決定、かつ通過交通量との関連性を考慮した段階施工についても検討した。

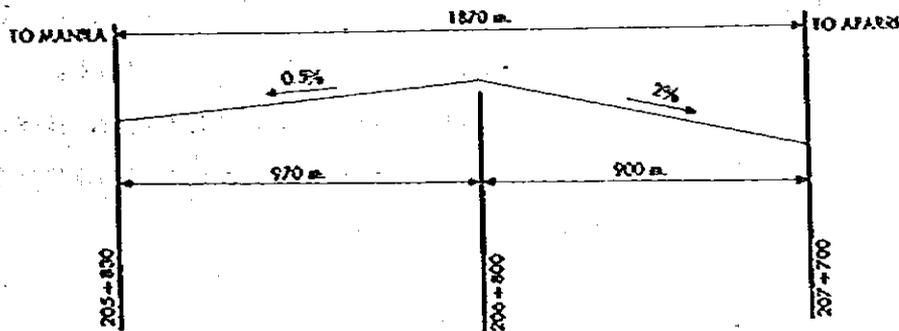
(a) トンネルの所要換気量

トンネルの所要換気量の計算については以下の計算条件をもとにして実施した。

計算条件

交通条件	対面2車線
道路構造基準	3種3級地方部山地
設計速度	50 km/h
許容濃度	
煤煙透過率	$\tau = 40\%$
CO	$K = 100 \text{ ppm}$
2015年時推定交通量	7,910台/日、1100台/時
	ピーク係数 $K = 14\%$
混入率	
大型車混入率	68% (年平均)
設計大型車混入率(煤煙)	$68 \times 0.8 = 54\%$
ディーゼル車混入率	77% ( " )
大型車	99% ( " )
小型車	30% ( " )

縦断形状



• 計算結果

上記の計算条件により計算した結果、所要換気量は  $430 \text{ m}^3/\text{sec}$  である。

(b) 換気方式と特徴

機械換気による方式は車道内の空気の流れから3タイプに区分される。

タイプ1 縦流換気方式…ジェットファン式、サッカルド式、集中排気式

タイプ2 半横流換気方式…送気半横流式、排気半横流式

タイプ3 横流式

上記の各換気方式の特長をまとめたものが表5.3-8である。

検討結果から当地域に適用可能な方式としては、集中排気式と送気半横流式の2方式が考えられる。

(c) 換気設備計画

汚染空気を坑外に排除するためには換気用の立坑または斜坑の掘削が必要である。

• 立坑方式による換気設備

立坑はその施工上地質の良好な地点を選ぶ必要があり、かつ施工用仮設備を設置するために  $3000 \text{ m}^2$  程度の立坑口広場を造成する必要がある。また立坑は地形、地質によりその掘削地点が限定されるために抽気点と立坑を直結するための排気用横坑が必要である。さらにトンネル内の汚染空気を抽気坑から強制的に排気するため、排風機や付属施設を設置するための地下換気所が必要である。立坑の断面は円形で径  $5.50 \text{ m}$  断面積は  $23.758 \text{ m}^2$  である。

• 斜坑方式による換気設備

立坑の場合と同様地質の良好なところを掘削することが望ましく、かつ坑口付近に施工用仮設備を配備するための敷地を造成しうる位置であることが必要である。また換気所は斜坑口に設置出来るので、この点は経済的である。断面形状は馬蹄形であり幅  $7.10 \text{ m}$ 、断面積は  $23.346 \text{ m}^2$  と立坑断面と略同じである。

また施工はトンネル交通とは別に単独で施工が可能である。

なお、立坑、斜坑の建設費は日本の単価で計算した場合、ほぼ同額で大差はない。この意味から施工性、施工後の管理態勢から有利な斜坑を換気設備と決定した。(表5.3-9参照)

表 5.3-8 換気方式の特徴（対面交通トンネルの場合）

換気方式	縦流式	横流式	単横流式	縦流式
縦流式	シャフトファン式	ファン式	集排気式	排気機横流式
送風の原理	シャフトファン機の排圧による	噴流送風の排圧による	同排気口吸込み、中央集排気式	トンネル内シャフトによる排気
換気系統				
風道風速				
風速分布				
一説的弊害	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. 送風延長は1000m以下が標準。送風量が少い場合は1000m以上にしても運用出来る。</li> <li>2. トンネル使用後でもファンの設備が容易である。</li> <li>3. 設備費が少い。</li> <li>4. 延長が長くなり、送風量が少くなる。設置台数が急激にふえるので維持管理上難点がある。</li> <li>5. ファンを運転することにより、送風方向の換気が可能である。</li> <li>6. 風路として風道を用いるから損失が少く、プロットが不要のため、トンネル断面が小さくて済む。</li> <li>7. ファンの設置について検討が必要である。</li> </ol>	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. 送風延長はシャフトファン式と同じ。</li> <li>2. 送風方向の換気が容易である。</li> <li>3. 噴流が送風距離に及ぶ影響を考慮する必要がある。</li> <li>4. 換気方向が1方向に限られる。</li> </ol>	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. 送風延長は3000m以下が標準である。</li> <li>2. 送風方向の換気が容易である。</li> <li>3. 自然風の影響が少ない。</li> </ol>	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. 送風延長は2000m以上が有効である。</li> <li>2. 送風方向の換気が容易である。</li> <li>3. 送風方向の換気が容易である。</li> <li>4. 火災時に有効な換気が可能である。</li> </ol>

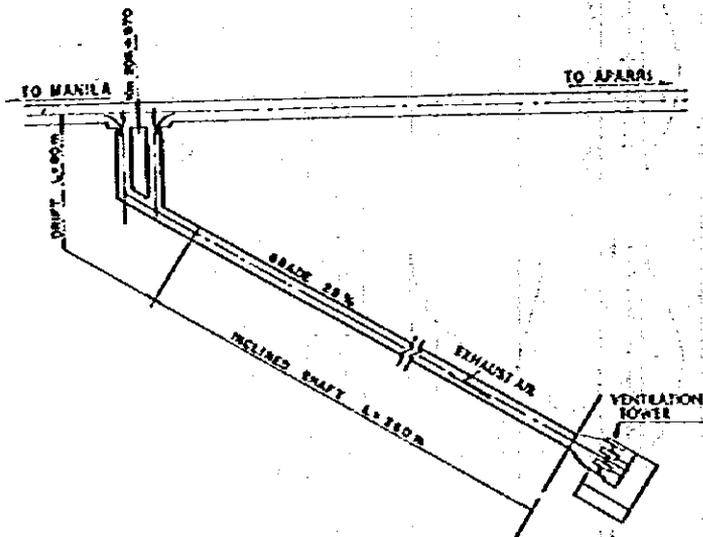


図5.3-13 斜坑の概略図

表5.3-9 立坑, 斜坑の概算建設費 (P)

項目	立坑方式	斜坑方式
換気坑坑	8,701,300	4,206,600
立坑	8,613,450	
斜坑		19,065,200
地下換気坑	12,789,150	
地上換気坑		2,413,400
掘削工事費	30,095,900	31,665,000
経路費	8,382,100	8,066,000
取付通路	3,080,000	1,600,000
換気機費	25,982,000	22,936,000
合計	62,551,000	65,067,000

(d) 換気設備の段階施工

トンネルの換気設備を集中排気縦流式方式に決定したが、この方式は2015年における交通量7910台/日を目標とした最終計画である。またすでに概算した如く建設総工事費がP65,000,000と多額の金額が必要となっている。

そこで換気設備を交通量の伸びに合わせて漸増出来るジェットファンタイプとし、交通量が換気能力の限界に達した時点で、集中排気縦流式の換気設備に切える段階施工とすることについて検討した。その結果トンネル内交通量に対応するジェットファンの設置台数は以下の通りであり表5.3-10に示した。(図5.3-14参照)

表5.3-10 ジェットファンの所要台数

時間当り交通量(台/分)	ジェットファン所要台数(台)
1200	69.41
1000	45.79
750	24.76
500	11.34
200	4.06

なお計算に使用した計算条件は次の通りである。

- トンネル内空断面積  $A_t = 53.2 \text{ m}^2$
- トンネル代表寸法  $D_j = 7.562 \text{ m}$
- 設計交通量  $N = 1100 \text{ 台/Hr (7900 台/B)}$
- 自動車等価抵抗面積  $A_c = 3.5 \text{ m}^2$
- 車速  $U_f = 50 \text{ km/hr (13.9 m/s)}$
- ジェットファン仕様
  - 口径  $1030 \text{ mm } \phi$  (大型ジェットファン)
  - 吐出し速度  $V_j = 30 \text{ m/s}$
  - 吐出し風量  $Q_j = 25 \text{ m}^3/\text{s}$
  - 断面積  $A_q = 0.83 \text{ m}^2$

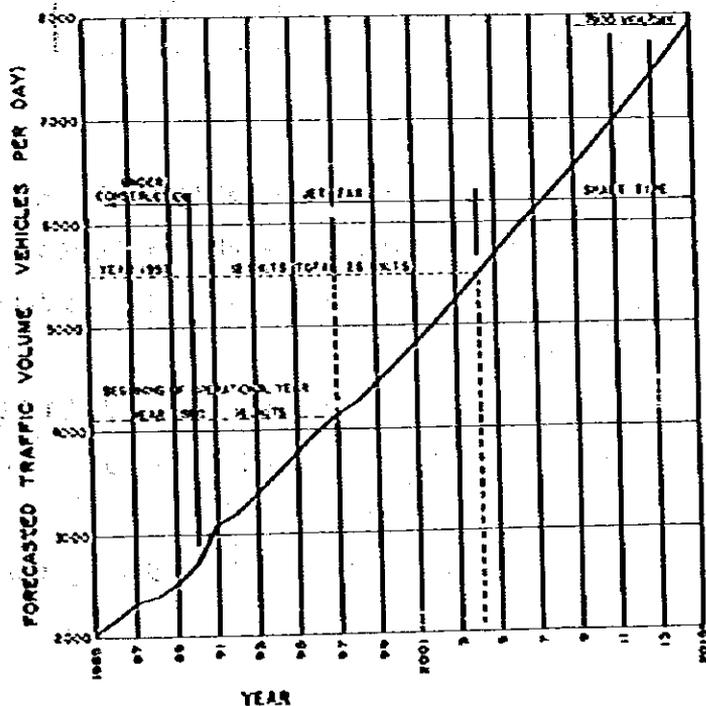


図5.3-14 トンネル内交通量に対応する所要ジェットファン

## (2) トンネル本体工

### 1) 鋼アーチ支保工

トンネル掘削後直ちに岩盤を支持しないと肌落ち、落盤によって地山を緩め、さらに地質によっては盤ぶくれなどによって土圧が大きく働き、トンネル周壁に押し出しや変形を生じてトンネルの崩壊を招くこととなる。このために覆工が完了するまでの肌押えとして鋼アーチ支保工が用いられる。

トンネルに作用する地山荷重については、岩盤の種類、風化度、亀裂の多寡、間隔、湧水等により異なるが現時点ではテルツァギーの方式により岩質区分にしたがって土荷重を推定し支保工の種類、間隔を決定している。

岩区分による鋼アーチ支保工の種類と間隔は表5.3-11に示した通りである。

表5.3-11 岩区分による鋼アーチ支保工の種類と間隔

岩質区分	支保工の種類	建込み間隔(m)
A	H-175	150
B	H-175	110
	H-200	120
C	H-200	100
D	H-200	75

### 2) 非常駐車帯

トンネル内を走行中の一般車輛が、パンク、ガソリン切れ、その他の故障でトンネル内に停車することが発生した場合、トンネル内は路肩も狭く、対面二車線が確保されているだけであるから故障車により通行が遮断されるばかりでなく、追突等による重大災害を誘発する恐れがある。

このため路肩を含めて幅3.0mの非常駐車帯(掘削断面積100<sup>2</sup>)を計画した。また非常駐車帯の配置は通常の長大トンネル( $l=1500$ m以上)に施工されている間隔750mを適用するものとした。

非常駐車帯の決定した標準断面および平面形状を図5.3-15、5.3-16に示した。



### 3) 坑門工の設計

トンネル坑口付近の地山は一般に崖錐層により被覆されている場合が多く、岩盤も風化、脆弱で、しばしば地表水や地下水の影響を受けやすい。

当地域のトンネルも同様にマニラ側は山地地形を形成してはいるが基盤岩である稜層角礫岩は風化が著しく土砂化しやすく、侵蝕による小沢の発達が顕著であるので、地下水の滞水が予測される。一方 STA. Fe 側は地形全体が緩傾斜、階段状の地すべり地形を形成し、湿地、湧水地が分布している。土層はボーリング結果によると約10~14mの崖錐層、土石沈堆積物から構成され、基盤岩との境界付近には粘土層が夾在されている。

坑口位置の選定には具体的な方法はないが、坑口を山腹深く切込むと地山のバランスを崩り、地すべり、崩壊を惹起することとなる。特に STA. Fe 側ではこの危険性が予想される。

そこで本トンネルの坑門工として切土を出来るだけ少なくし、かつ自然環境との調和を考慮した Bell Mouth タイプの坑門工とすることに決定した。

Bell Mouth タイプの坑門工は Bell Mouth 部分を明り巻きで構築し、地山と同じ土質材料で盛立て、安定こう配の法面で仕上げる工法であり、周囲の景観を損ねることが少なく、かつ運転者に与える重圧感が少ない利点がある。

Sta. Fe 側坑口は崖錐層の発達著しく、地形も緩傾斜であるので Bell Mouth が最適であり、またマニラ側も地層が脆弱で、地形も小沢の発達が顕著なため、整形の必要が生ずるので Bell Mouth タイプが好ましいと考えた。

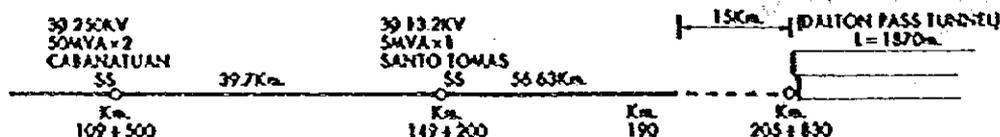
### (3) 附帯施設の設計

#### 1) 電力計画

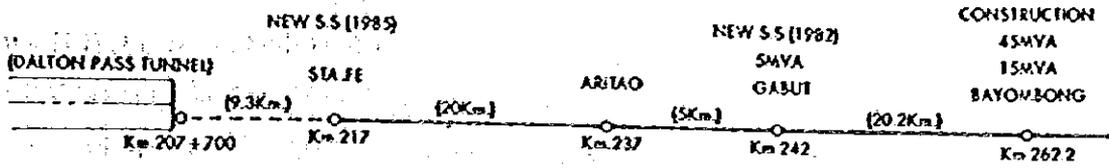
##### a) 現況

トンネルの施工、供用後の維持施設の運転のためには、相当量の電力を必要とすることは当然であるが、現在ダルトンパス地域には電力設備は完備されていない。そこで当地域への電力計画についての資料収集、現地調査を行い、その結果ダルトンパスの南部、北部で次の事が明らかになった。

##### ・ ダルトンパス南側



・ ダルトンバス北側



b) 負荷設備容量

本計画について、必要な負荷容量に見合う設備容量 (kW) を年毎に示すと図 5.3-17 のようになる。

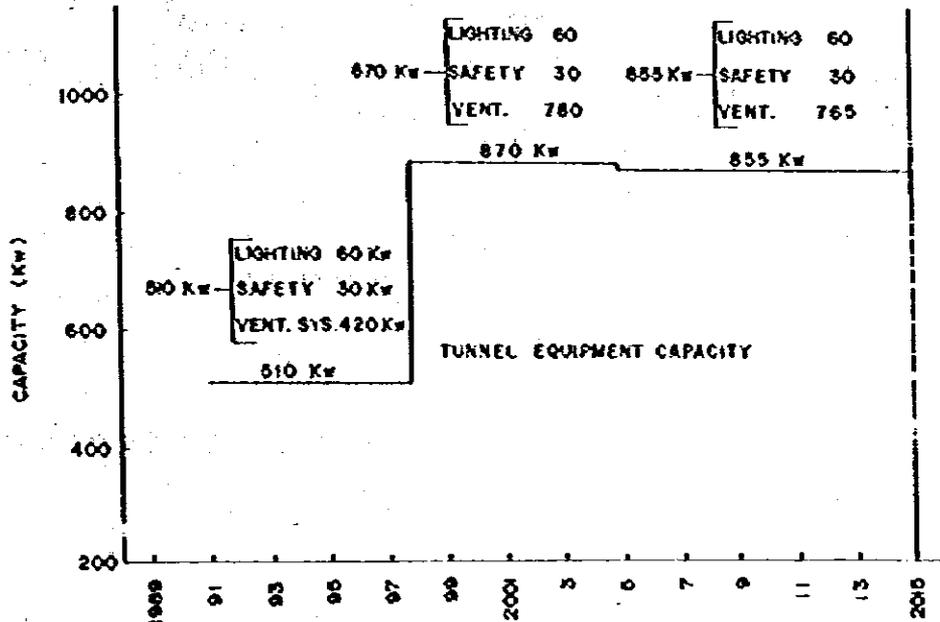


図 5.3-17 年度別設備容量

c) 電力確保

ダルトンバストンネルの設備のために必要な電力は最大で約 1000kW である。

電力の確保を

- ・ トンネルに至るまでの配電距離
- ・ 現時点における配電布設状況
- ・ 電力会社変電所の供給余裕容量と維持管理
- ・ 電力会社の将来計画

• その他

等について考慮した結果電力の確保はトンネル北坑口側で行うべきと判断した。

電力の確保は1982年に建設が予定されている Gabut 変電所(容量5000kW)まで約35km間に3相3線式, 60Hz, 13200V, の架空配電線路の建設を行いこの配電線路より必要な電力を得る計画である。この計画の電力確保を図5.3-18に示した。

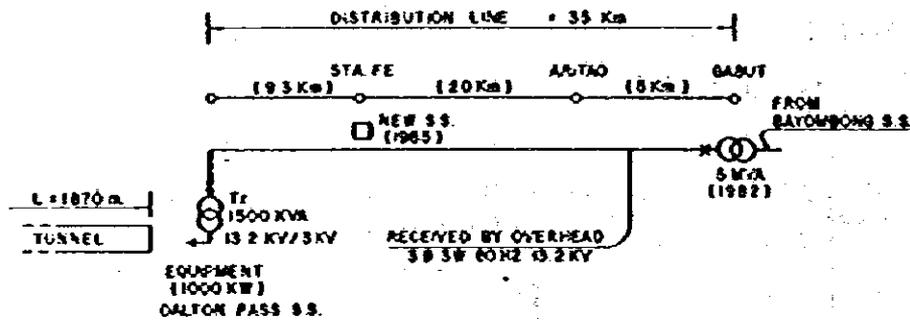


図 5.3 - 18 電力確保計画図

d) 電力受電設備の経済比較

ダルトンパス・トンネルの電力受電の対称となる、自家発電設備と配電線路建設についての経済比較を表5.3-12に示した。

表 5.3 - 1 2 電力受電施設の経済比較

IN THOUSAND YEN

a) GENERATOR SYSTEM				b) DISTRIBUTION LINES			
ITEM	QUANTITY	UNIT PRICE	PRICE	ITEM	QUANTITY	UNIT PRICE	PRICE
750 KVA (900PS) ACCESSORIES	1 SET		¥ 91,000	DISTRIBUTION LINES	35Km	41,000/Km	¥143,500
1250 KVA (1500PS) ACCESSORIES	1 SET		143,000	TRANSFORMER 1.5 MVA	1 UNIT	15,000	15,000
BUILDING	1 SET		30,000	HIGH VOLTAGE SWITCH GEAR	2 UNITS	6,000	12,000
				HIGH VOLTAGE CONTROL BOX	1 UNIT	5,000	5,000
SUB-TOTAL			264,000	SUB-TOTAL			175,500
ORIENTATION ADJUSTMENT	1 SET		29,000	ORIENTATION ADJUSTMENT	1 SET		33,500
TOTAL			¥293,000	TOTAL			¥209,000

上表に示すように自家発電設備の建設の方が配電線路の建設よりも高い。また建設後は自家発電の場合、冷却水と燃料の補給と維持管理、さらに、定期的に行う分解点検、修理による部品交換等配電線路の維持管理に比べて遙かに費用がかかることは明らかである。以上の理由からダルトンパストンネルの電力確保は配電線路を建設して電力会社の供給変電所から得ることとした。

2) トンネル照明設備計画

トンネル内の照明については以下の点について検討し、決定した。

- 平均路面照度：日本の例を参考にして設計速度 60 km/h の場合の路面輝度 2.3 (cd/m<sup>2</sup>) とする。コンクリート舗装、照明換算係数 1.3 lx/cd/m<sup>2</sup> を用いると平均路面照度は 3.0 lx となる。
- 光源：排気ガスによる見え方、効率等を考慮し低圧ナトリウム灯とした。
- 灯具の取付高さ：車両の視線誘導、灯具の清掃を考慮し路面から 4.7 m の高さとした。
- 灯具の配列：夜間減光時の輝度分布を考慮し向き合せ配列とした。図 5-3-19 にトンネル照明灯具の配置図を示す。



カキャンパーレ地域を直結する幹線道路であることを考慮し、A級に相当するものとした。

たゞA級に相当する非常施設のうち、火災検知器、排煙設備、その他の設備（表中△印のもの）については保守の困難性、事故時における処理対策等を考えて計画から除外した。

なおトンネル内には非常駐車帯が設置されるので、こゝには給水栓を設置するものとした。

表 5.3 - 1 3 トンネル等級別防災設備

EMERGENCY FACILITIES		CLASS				
		AA	A	B	C	D
COMMUNICATION AND ALARM SYSTEM	EMERGENCY TELEPHONE	○	○	○	○	
	MANUAL COMMUNICATION EQUIPMENT	○	○	○	○	
	AUTOMATIC FIRE DETECTOR	○	△			
	EMERGENCY ALARM SYSTEM	○	○	○	○	
FIRE-EXTINGUISHING FACILITY	FIRE EXTINGUISHER	○	○	○		
	FIRE HYDRANT	○	○			
REFUGE	GUIDE BOARD	○	○	○		
	SMOKE - SUCTIONING FACILITY	○	△			
OTHERS	HYDRANT	○	△			
	RAPID COMMUNICATION SYSTEM	○	△			
	LOUD-SPEAKER	○	△			
	SPRINKLER	○	△			
	SURVEILLANCE SYSTEM	○	△			

LEGEND: ○ REQUIRED AS A RULE  
△ REQUIRED DEPENDING ON SITUATION

b) その他の非常施設の設置計画

その他の非常施設として、通報設備、警報設備を計画した。これに相当する設備は以下の通りである。

・ 通報設備

非常電話：電話器，標示灯

ボタン式通報装置：ボタンスイッチ，標示灯，表示

・ 警報設備

警報標示板，点滅灯，警報音発生装置，制御部

### c) 消火設備

#### ・ 消火栓

40mm型消火栓，放水圧力は3.0kg/cm以上，筒先1個の放水量は130ℓ/min以上であるような圧力を有するもの。

#### ・ ホース，筒先

消火栓には長さ30mのホースと噴霧切替ノズルを連結，ホースは消火栓箱内に収納する。

配置はトンネル進行方向右側50m間隔にて設置する。

#### ・ 給水栓

66mm型給水栓，放水圧3.0kg/cm以上，筒先1個の放水量が400ℓ/min以上であるような圧力を有するもの。

配置はトンネル両坑口付近およびトンネル内非常駐車帯箇所とする。

通報設備からその他の設備にいたる非常用施設のトンネル内での配置を図

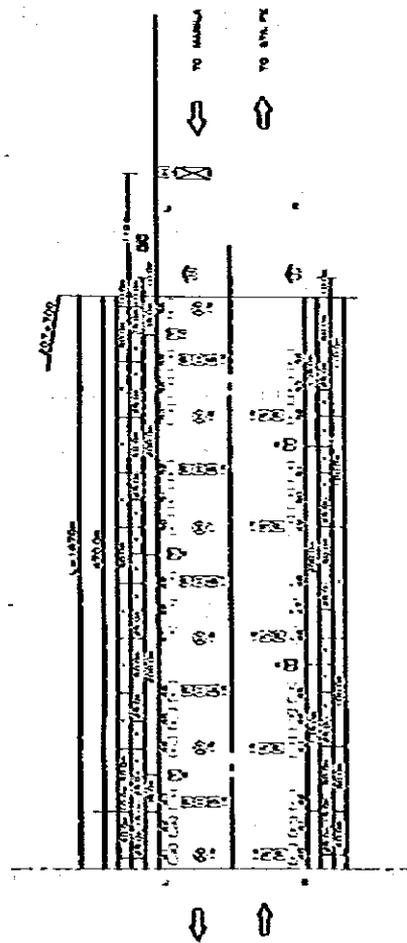
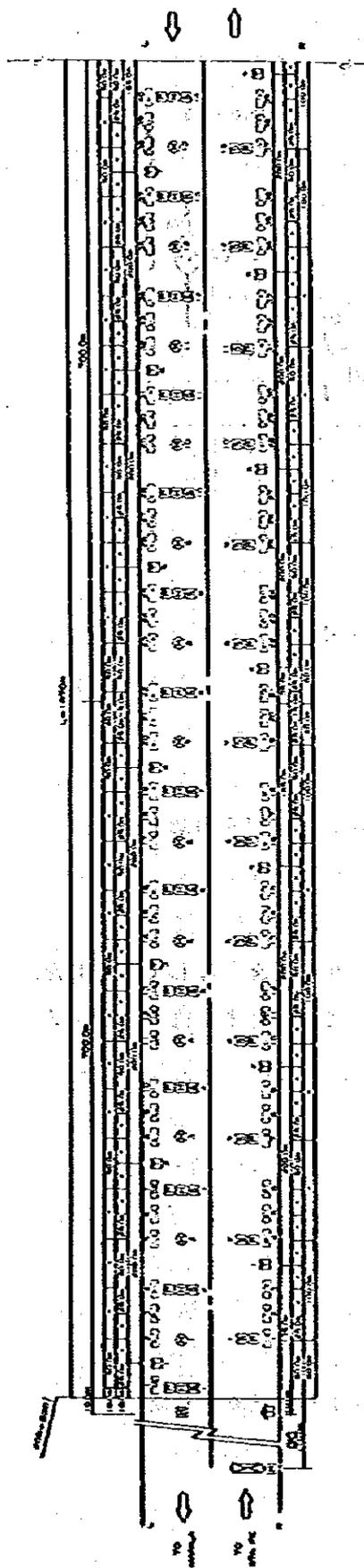
5.3-21に示した。

### 4) トンネル配電設備計画

トンネル内の換気，照明，防災等の負荷容量を一括して，トンネル北坑口から配電する場合とトンネルを2分して両坑口から配電する場合についての配電計画を行い，その経費比較を行った。

経費比較の結果では，両坑口から配電を行った方が北側の片坑口から配電を行う場合より約3,400万円安くなり，したがって両坑口から配電を行うこととした。

図5.3-22に両坑口配電の系統を図示した。



SYMBOL	NAME	QUANTITY		
		L	R	TOTAL
☎	TELEPHONE BOX	10	9	19
☑	GUIDE PANEL	56	54	110
⊕	PUSH BUTTON HYDRANTS ELECTRIC ROOM	19	-	19
⊖	PUSH BUTTON EXTINGUISHER	-	18	18
⊙	HYDRANTS	19	-	19
⊗	ROAD INFORMATION PANEL	1	1	2
⊞	CONTROL BOX	1	1	2
⊠	ELECTRIC ROOM	1	1	2

図 5.3-21 トンネル内非常用施設の配設

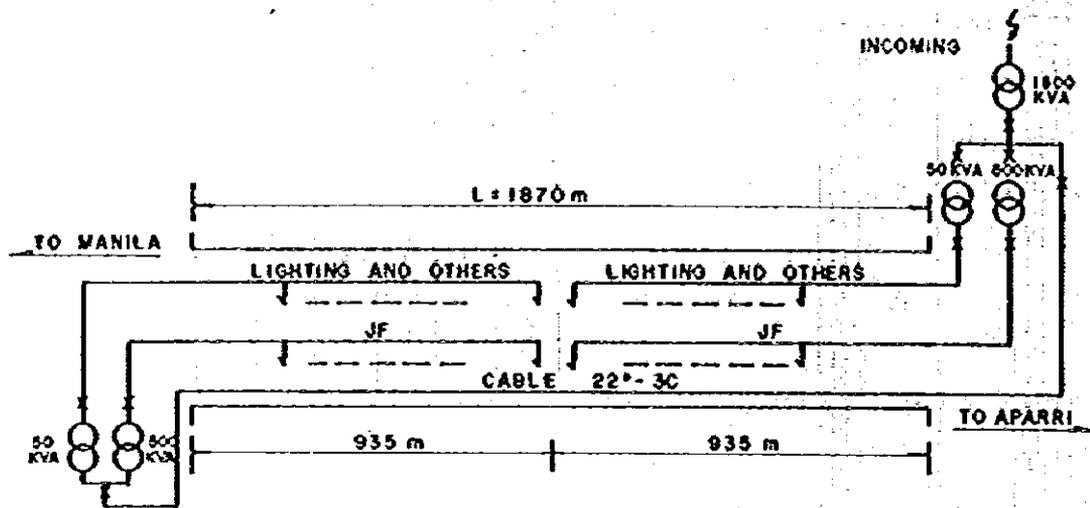


図 5.3 - 2 2 両坑口配電の系統図

#### 5.4 工費の積算

計画路線について、概略設計を実施し各工区別、各工種毎に数量を積算し表 5.4 - 1 に示す単価を用いて総建設費を算定した。

##### 5.4.1 数量計算

各工種に対する数量計算は概略設計における平面図、断面図を基にして積算した。

積算した数量は表 5.4 - 2 にまとめたが、トンネルおよびトンネル施設に関する数量は表 5.4 - 3 に一括した。

##### (i) 土工数量計算の手法

1) 切土部における土砂、軟岩、硬岩の比率は

土 砂	40%
軟 岩	30%
硬 岩	30%

とした。

2) 切土、トンネルによる掘削土砂別の変化率は表 5.4 - 4 通りとした。

表 5.4-4 掘削土砂の変化率

		切 土	トンネル
土	砂	0.9	1.0
軟	岩	1.1	1.3
硬	岩	1.3	1.5

3) 盛土：横断面を基準にして積算した。また盛土、切土のバランスについては図 5.4-1 のマスタイヤグラムに示した。

(2) のり面保護工

のり面の地質状況を考慮して工種を決定し、各工種別の数量にまとめた。

(3) 構造物

構造物は擁壁、石積みで区分

(4) 舗装

標準横断を基にして、数量を積算（コンクリート舗装）

(5) 排水設備

- ・パイプカルバート：横断排水構造物
- ・ボックスカルバート：溪流の横断面所または主要排水施設として積算
- ・側溝：0.5×0.5のコンクリート側溝を切土のり面に施工

(6) トンネル（表 5.4-3、5.4-4 参照）

換気施設、建設計画により積算

(7) 橋梁：各種梁別に積算（表 5.4-5 参照）

(8) 砂防：砂防施設別に積算

(9) 改良工事：概略計画により積算

(10) 雑工事

工事用通路、安全施設等を含む、直接工事費の15%を積算

(11) 用地幅

最低40m幅を確保

5.4.2 積算に用いた単価

- (1) 積算に用いた単価はMPWHが1981年発注した建設工事の費料のうち適用出来る項目のものを選択し使用した。（表 5.4-1 参照）
- (2) トンネルについてはフィリピンには資料がなく、当地域の地質状況、トンネル延長、など比較的条件的に類似した日本のトンネルの積算例を参考にして積算した。
- (3) 用地費についてはフィリピン側の資料を参考とした。（表 5.4-6 参照）

平地(未開墾地)	2.5 P/m <sup>2</sup>
耕地	6.0 "
森林	7.5 "
島地	13.0 "
住宅地	44.0 "

#### 5.4.3 総工事費

(1) 1870 mのトンネルを含んだ当プロジェクトの総工事費は

₱ 521,751,000

であり、その各工種別、工区別の工事費は表 5.4-2 に示した通りである。

(2) 表 5.4-2 からみると直接工事費は、₱404,326,000 でありトンネル本体および施設費を含んだトンネルの工事費は、₱308,428,000 で全体の76%を占めている。

残りの24%、₱95,000,000 が土工および砂防、橋梁である。

(3) 雑工事費は直接工事費の15%

(4) 詳細設計、施工管理は直接工事費の12%

(5) プロジェクトの経済コストは₱474,800,000

#### 5.4.4 外貨、内貨の区分

各工種に対する外貨および内貨の区分を以下の要領により区分した。

(1) 外貨分

- ・ 輸入機器および付属部品
- ・ 輸入材料
- ・ 特殊技能者
- ・ 外国企業の管理費と利益

(2) 内貨分

- ・ 輸出材料
- ・ 地方労働者
- ・ 国内企業の管理費、利益、税金

上記の区分により分類した外貨、内貨の内訳が表 5.4-7 である。

上表によると外貨が全体の75%を占め、フィリピンにおける他のプロジェクトに比較し高い比率を示している。この理由としてトンネルの外貨依存度がトンネル建設費の80%を占めていることに原因がある。

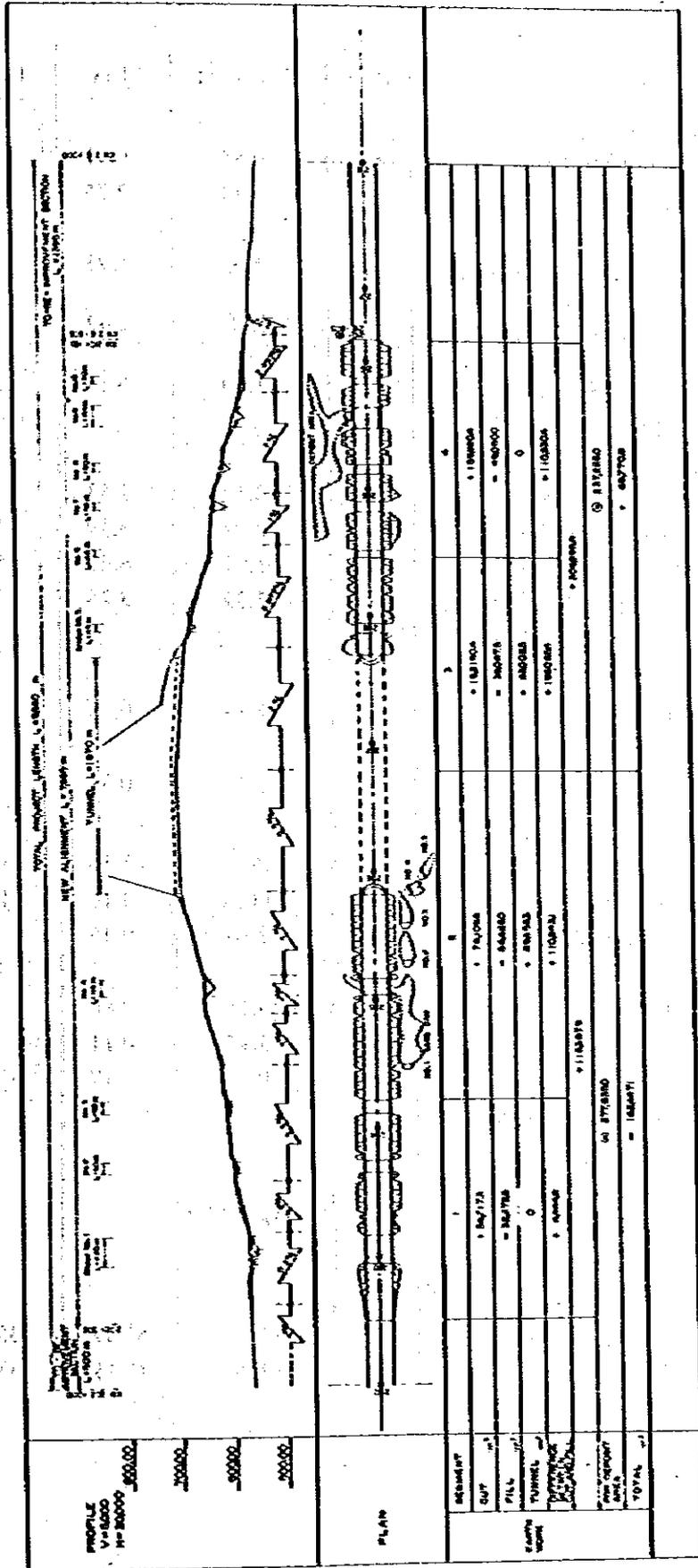


図 5.4-1 マス・ダイヤグラム

表 5.4 - 1 積算に用いた単価

Item No.	Items	Unit	Financial	Tax	Economic
1	<b>EARTH WORK</b>				
100	Clearing and Grubbing	m <sup>2</sup>	0.85	0.11	0.74
102	Stripping	m <sup>3</sup>	20.83	2.75	18.08
105(2)	Excavation of Common Surplus Material	m <sup>3</sup>	13.05	1.93	11.12
105(3)	Excavation of H-Rock Surplus	m <sup>3</sup>	16.36	2.42	13.94
105(4)	Excavation of S-Rock Surplus	m <sup>3</sup>	41.40	6.13	35.27
109(1)	Formation of Embankment from Roadway Excavation in Common Material	m <sup>3</sup>	18.19	2.53	15.66
109(2)	In Soft Rock Material	m <sup>3</sup>	22.92	3.19	19.73
109(3)	In Hard Rock Material	m <sup>3</sup>	61.05	8.49	52.56
109(4)	Formation of Embankment from Borrow Excavation in Common Material	m <sup>3</sup>	23.39	3.25	20.14
113(1)	Compaction of Existing Ground	m <sup>2</sup>	2.83	0.38	2.45
113(2)	Compaction of Cut Section	m <sup>2</sup>	2.25	0.31	1.94
I-1	<b>SLOPE PROTECTION</b>				
Sp13(1)	Gabions	each	455.85	63.36	392.49
	Matted Gabions	each	533.51	74.16	459.35
	Clearing of Boulder Stone	m <sup>2</sup>	2.60	0.36	2.24
512(2)	Placing Topsoil	m <sup>2</sup>	6.18	0.86	5.32
512(3)	Seeding	m <sup>2</sup>	0.97	0.11	0.86
Sp1	Planting Work	L.M.	180.30	20.19	160.11
II	<b>MINOR STRUCTURES</b>				
106(1)	Retaining wall H=3	m <sup>3</sup>			
	Retaining wall H=4				
	Retaining wall H=5				
	Retaining wall H=6				
	Retaining wall H=7				
500(1)	Stone Masonry	m <sup>3</sup>	412.35	52.39	359.98
(2)	Grouted Riprap	m <sup>3</sup>	383.84	48.75	335.09

表 5.4 - 2 工種別, 工區別工事費

DESCRIPTION	SEGMENT ITEM	1		2		3		4		Total		Remarks
		Quantity	Cost	Quantity	Cost	Quantity	Cost	Quantity	Cost	Quantity	Cost	
<b>1. EARTH WORK</b>												
1) Clearing and Grubbing	Sq M	10,770	9,237	25,354	4,661	24,563	21	32,406	28	93,733	80	
2) Stripping	Cu M	1,877	72	2,589	54	2,466	51	3,241	47	9,373	134	
3) Surplus Material of Excavation	Cu M	44,445	195	119,843	2,678	126,065	4,677	119,330	2,614	422,363	9,968	
4) Embankment	Cu M	322,723	1161	56,625	1,931	29,098	1,333	49,650	1,673	171,836	6,838	
5) Compaction of Cut Section	Sq M	0	0	16,104	36	10,721	23	0	0	26,325	59	
<b>2. SLOPE PROTECTION</b>												
1) For Embankment by Planting	Sq M	8,633	31	19,297	69	11,802	42	18,155	63	57,797	207	
2) For Cut by Planting	Sq M	3,250	175	15,125	909	3,730	274	21,790	1,266	43,635	2,614	
3) For Embankment by Structure	Sq M	12,216	1,832	12,240	1,958	13,902	2,188	456	68	38,824	6,066	
<b>3. MINOR STRUCTURES</b>												
1) Retaining Wall	M	0	0	105	790	0	0	315	2,955	420	3,695	
2) Stone Masonry	M	0	0	250	319	719	1,060	750	1,440	1,720	2,830	
<b>4. PAVEMENT</b>												
1) Pavement	M	1,325	1,872	2,450	3,313	1,665	2,578	1,267	2,817	6,757	9,992	Including side work and check-up work
<b>5. DRAINAGE</b>												
1) Pipe Culvert	M	54	72	1117	156	97	129	69	92	1,317	469	
2) Box Culvert	M	0	0	0	0	0	0	39	2,145	39	2,145	
3) Side ditch and etc.	M	1,265	845	1,745	1,119	81	575	1,092	795	4,920	3,404	
<b>6. TUNNEL</b>												
1) Main Work				935	143,714	935	150,714			1,870	209,428	
2) Traffic Safety and Control					15,960		65,390				171,960	
3) Distribution Line					60,734		60,734				121,468	See Table 5-4-3
					0		11,000				11,000	
<b>7. BRIDGE</b>												
1) Long Span (≥30m)	M	400	9,627	115	2,465	45	963	378	9,525	936	22,600	See Table 5-4-4
2) Short and Medium Span (<30m)	M	0	0	0	0	45	963	168	2,447	153	3,419	
<b>8. SAFO</b>												
1) For Dig of River	each			5	12,685					5	12,685	
2) For Sata Fe River	each							2	10,169	2	10,169	
3) Others								1	150	1	150	
<b>9. IMPROVEMENT</b>												
1) Overlay	M	500	375	0	0	0	0	0	0	500	375	
2) Others (Drainage etc.)	M	500	132	0	0	0	0	1,650	1,820	2,150	1,761	
3) Sata Fe Intersection	each							1	427	1	427	
<b>10. DIRECT COST</b>												
			14,258		176,479		174,540		37,069		424,328	Total of 10-9
<b>11. MISCELLANEOUS WORK</b>												
			2,435		24,471		26,140		5,560		45,896	10-8-15
<b>12. S.L.B. TOTAL</b>												
			11,823		262,950		200,726		42,629		454,872	10-11
<b>13. RIGHT-OF-WAY</b>												
	Sq M	51,000	318	51,600	351	28,200	71	54,120	137	195,530	177	See Table 5-4-5
<b>14. S.L.B. TOTAL COST</b>												
			11,951		263,301		200,797		42,766		455,849	12-13
<b>15. DESIGN &amp; SUPERVISION</b>												
			2,278		24,796		24,965		5,132		55,967	13-8-12
<b>16. TOTAL COST</b>												
			21,230		227,697		224,935		47,898		521,754	14-5

表 5.4-3 トンネルの工事費

Classification	Method	Unit	Quantity	Unit price	Amount	Note
Direct cost cost					139,167,130	
Excavation					92,521,100	
Top heading	Classification "B"	CUM	24,630	436	12,191,850	Pattern (I)
Heading	Classification "C"	CUM	25,390	525	13,324,500	Pattern (II)
Heading	Classification "D"	CUM	2,150	380	1,252,800	Pattern (III)
Heading	Classification "D"	CUM	25,250	640	16,160,000	Pattern (III/IV) INVERT
Bench	Classification "B"	CUM	21,550	250	5,387,500	
Bench	Classification "C"	CUM	21,920	235	5,858,000	
Bench	Classification "D"	CUM	1,830	330	585,600	
Bench	Classification "D"	CUM	12,850	150	1,927,500	
Side drift	Classification "D"	CUM	14,690	735	10,797,150	INCLUDE SUPPORT
Invert	Classification "D"	CUM	2,630	350	917,000	
Steel support	H-300	SET	1,980	7,715	15,275,700	
Substituted method	(GROUP)	CUM	2,100	4,285	8,998,500	220m <sup>2</sup> ×0.12×80cm
Concrete lining					38,565,850	
Arch concrete		CUM	20,990	810	16,993,800	Pattern (I)-(IV)
Side wall		CUM	11,080	1,105	12,243,400	
Invert		CUM	2,790	930	2,585,400	
Arch form		SQM	25,190	155	3,904,450	
Wall form		SQM	12,690	235	2,838,800	
Drainage & side wall		m	1,870	2,320	4,338,400	
Portal		SET	2	535,710	1,071,420	COMMON MACHINE
Pre-stress		m	1,870	1,425	2,670,300	
Materials minor works		SET	1		34,791,870	COMMON MACHINE Yard of temporary Facilities
Total cost					173,959,000	
(I) First stage				50,150,000		(YEAR 1991)
Tunnel lighting					3,310,000	
Lighting fixture	450V	SET	516	5,126	(2,645,000)	
Cable	35 <sup>2</sup> -3C	m	9,900	17	(165,000)	
Hard ware		SET	516	969	(500,000)	
Ventilation					15,400,000	
Jet fan	30VW	SET	11	1,825,57	11,240,000	
Cable	22 <sup>2</sup> -3C	m	12,430	54	674,000	
Cable rack	φ=300mm	SET	1,250	1,218	1,520,000	
Measuring meter	VI CO	m	2	437,000	874,000	
Cable	VI CO	m	3,120	62	200,000	
Control board		SET	1	92,000	92,000	
Protection against						
Cables					6,815,000	
Hydrant box	OUT DOOR	SET	40	40,800	1,632,000	
Push button	OUT DOOR	SET	16	4,544	365,000	
Guide plate		SET	110	2,411	296,000	
Road information panel	OUT DOOR	SET	2	3,630.0	726,000	
Control box	OUT DOOR	SET	3	47,526	1,425,800	
Pump		SET	3	21,000	63,000	
Pipe	150mm	m	1,000	437	437,000	
Wiring		m	10,830	66	662,000	
Control board	PUMP	SET	1	64,000	64,000	
Water tank	FRP 1m <sup>3</sup>	SET	1	33,000	33,000	
Power supply					11,000,000	
Cable	OUT DOOR	SET	3	371,000	1,113,000	
Cable	0.500 KVA. Tr.	SET	1		969,000	
Distribution box		R.M.	36	311,543	10,511,000	
Distribution equipment					13,140,000	
Cable	IN DOOR	SET	2	325,600	651,200	
Cable	500 KVA. Tr.	SET	1	379,000	399,000	
Cable	3X KVA. Tr.	SET	2	284,500	569,000	
Control board	JET FAN	SET	1	836,600	836,600	
Building	CONCRETE	m <sup>2</sup>	200	9,130	1,826,000	
Cable	IN DOOR	SET	1	325,600	325,600	
Cable	3KV CU 22 <sup>2</sup> -C	m	2,000	122	244,000	
Measuring meter	VI	SET	1	325,600	325,600	
Control board	LIGHTING	SET	2	646,800	1,293,600	
Inverted board	15KVA	SET	1	3,845,000	3,845,000	
Cable	15 KVA. Tr.	SET	2	194,000	388,000	
Emergency equipment	15 KVA	SET	1	788,000	788,000	
Cable	TELETYPE	SET	1	1,440,000	1,440,000	
Cable		m	200	150,000	150,000	

表5.4-4 トンネルの工事費

Classification	Method	Unit	Quantity	Unit price	Amount	Note
(2) Second stage					11,760,000	(YEAR 1998)
Ventilation					10,213,000	
To Fan	30 YW	SET	12	803,000	9,636,000	
Cable	2P-3C	m	10,245	54	572,000	
Distribution equipment					1,567,000	
Cabinet	INDOOR	SET	1	326,000	326,000	
Cabinet	500w. Tr	SET	1	401,000	401,000	
Control board	FAN	SET	1	840,000	840,000	
(3) Last stage					11,827,000	(YEAR 2000)
Electrical equipment					676,000	
Ventilation					4,600,000	
Cabinet	MOTOR	SET	9	3,202,22	2,882,000	
Control board	FAN	SET	1	375,000	375,000	
Measuring meter	VI	SET	1	422,000	422,000	
Crate	INDOOR	SET	1	661,000	661,000	
Wiring	WCO.	m	3,000	18	54,000	
Distribution equipment					1,960,000	
Cabinet	INDOOR	SET	3	381,500	1,144,500	
Cable	3w-60	m	1,500	130	195,000	
Cabinet	TELEMEFE	SET	1	750	750,000	
Cable	TELEMEFE	m	2,000	75	150,000	
Construction cost					42,131,000	
Direct cost cost					31,665,000	
Drift					4,206,400	
Excavation					2,090,000	INCLUDE SUPPORT
Concrete lining		CUM	3,700	710	(1,329,000)	INCLUDE FORM
Invert concrete		CUM	930	1,430	1,339,700	
Inclined shaft		CUM	150	1,150	172,500	
Excavation					19,045,200	
Concrete lining		CUM	11,100	1,150	12,765,000	
Invert concrete		CUM	3,000	1,140	3,420,000	
Ventilation building		CUM	530	1,150	609,500	
Flatness of the					1,413,400	
Building		SQM	3,430	90	308,700	
Air duct		CUM	6,750	1,120	7,567,500	
Miscellaneous		CUM	680	625	424,000	
Access road	MINOR WORK	SET			1,850,000	
Earth work		m	200	2,000	400,000	
Bridge		m	100	12,000	1,200,000	
Ventilation equipment					22,936,000	
Fan			3	4,829,000	14,487,000	
Dumper			3	431,000	1,293,000	
Motor			3	1,311,000	3,933,000	
Miscellaneous work			3	1,311,000	3,933,000	

表5.4-5 橋梁の工事費

STA. (KM.)	BRIDGE NAME	TYPE	LENGTH (m)	DIRECT COST (F)	F/m <sup>2</sup>
202 +560.0	S.D.P. No. 1	PCG	220	5,355,000	3010
203 +702.5	S.D.P. No. 2	PCG	90	2,130,800	2930
204 +180.0	S.D.P. No. 3	PCG	90	2,140,800	2940
205 + 95.0	S.D.P. No. 4	RCDG	115	2,484,500	2670
		PCG			
	SUB-TOTAL	e	515	12,111,600	
207 +900.0	N.D.P. No. 1	RCDG	45	963,200	2650
208 +474.0	N.D.P. No. 2	PCG	48	1,035,300	2670
208 +872.0	N.D.P. No. 3	RCDG	55	1,695,700	3820
		PCG			
209 +160.0	N.D.P. No. 4	PCG	60	1,811,400	3740
209 +558.5	N.D.P. No. 5	PCG	155	3,570,900	2850
299 +830.0	N.D.P. No. 6	RCDG	30	566,900	2460
216 +400.0	Sta. Fe	PCG	30	814,800	3360
	SUB-TOTAL		423	10,488,200	
	GRAND TOTAL		938	22,599,800	

表 5.4 - 6 用地買収及び補償費

SEG	STA. KILO-POST	LENGTH	LAND			BLDG. Nipa P44/m <sup>2</sup>	
			Uncultivated P2.5/m <sup>2</sup>	Cultivated P6/m <sup>2</sup>	Forest P7.5/m <sup>2</sup>		
1	202+500	450.0	(0)	108,000	(0)	1 ( 44.0)	
	202+950						
	203+170	487.5		117,000			
	203+657.5						
	203+747.5	387.5		3,000			
	204+135						
SUB-TOTAL		(0)	(318,000)	(0)	3 (132.0)		
2	204+225	275.0	(27,500)	162,600	(161,250)		
	204+500						
	205+037.5	537.5					161,250
	205+152.5						
	205+830	677.5					
SUB-TOTAL		(27,500)	(162,600)	(161,250)			
3	207+700	177.5	(70,500)				
	207+877.5						
	207+922.5	527.5					52,750
	208+450						
SUB-TOTAL		(70,500)					
4	208+488	347.0	136,800				
	208+845						
	208+890	231.0					23,100
	209+130						
	209+180	291.0					29,100
	209+481						
	209+636	179.0					17,900
	209+815						
	209+845	320.0					32,000
	210+165						
SUB-TOTAL		136,800					
		TOTAL	234,800	480,600	161,250	3 (132.0)	

Note: The width of the right-of-way shall be 40 m.

表 5.4-7 工事費の外貨、内貨の内訳

DESCRIPTION	COMPONENTS (P1000)				PERCENTAGE (%)		
	FOREIGN	LOCAL	TAX	TOTAL	FOREIGN	LOCAL	TAX
<b>EARTH WORK</b>							
Clearing and Grubbing	49	21	10	80	60.7	26.8	12.5
Stripping	119	49	26	194	61.4	25.4	13.2
Surplus Material of Excavation	6,698	1,794	1,476	9,968	67.2	18.0	14.8
Embankment	4,124	1,075	839	6,038	68.3	17.8	13.9
Compaction of Cut Section	39	12	8	59	66.8	19.6	13.6
<b>TOTAL</b>	<b>11,029</b>	<b>2,951</b>	<b>2,359</b>	<b>16,339</b>	<b>67.5</b>	<b>18.1</b>	<b>14.4</b>
<b>SLOPE PROTECTION</b>							
For Embankment by Mounting	25	159	23	207	12.2	76.6	11.2
For Cut by Planting	319	2,002	293	2,614	12.2	76.6	11.2
For Embankment by Structure	4,157	1,683	845	6,685	68.3	17.8	13.9
<b>TOTAL</b>	<b>4,501</b>	<b>3,244</b>	<b>1,162</b>	<b>8,907</b>	<b>50.5</b>	<b>36.4</b>	<b>13.1</b>
<b>MINOR STRUCTURES</b>							
Retaining Wall	1,991	1,223	491	3,695	53.6	33.1	13.3
Stone Masonry	1,534	937	359	2,830	54.2	33.1	12.7
<b>TOTAL</b>	<b>3,515</b>	<b>2,160</b>	<b>850</b>	<b>6,525</b>	<b>53.9</b>	<b>33.1</b>	<b>13.0</b>
<b>PAVEMENT</b>	<b>5,206</b>	<b>3,327</b>	<b>1,459</b>	<b>9,992</b>	<b>51.1</b>	<b>33.3</b>	<b>14.6</b>
<b>DRAINAGE</b>							
Pipe Culvert	263	123	63	449	58.6	27.3	14.1
Box Culvert	1,150	710	285	2,145	53.6	33.1	13.3
Side Ditch and Others	1,532	1,358	514	3,404	45.0	39.9	15.1
<b>TOTAL</b>	<b>2,945</b>	<b>2,191</b>	<b>862</b>	<b>5,998</b>	<b>49.1</b>	<b>36.5</b>	<b>14.1</b>
<b>TUNNEL</b>							
Main Work	144,735	16,874	12,351	173,960	83.2	9.7	7.1
Traffic Safety and Control	101,062	11,782	8,624	121,468	83.2	9.7	7.1
Distribution Line	7,969	3,454	1,547	13,000	61.3	26.8	11.9
<b>TOTAL</b>	<b>253,766</b>	<b>32,110</b>	<b>22,522</b>	<b>308,408</b>	<b>82.3</b>	<b>10.4</b>	<b>7.3</b>
<b>BRIDGE</b>	<b>13,696</b>	<b>5,198</b>	<b>3,706</b>	<b>22,600</b>	<b>60.6</b>	<b>23.0</b>	<b>16.4</b>
<b>SABO</b>	<b>10,959</b>	<b>9,167</b>	<b>2,843</b>	<b>22,974</b>	<b>47.7</b>	<b>39.9</b>	<b>12.4</b>
<b>IMPROVE-MENT</b>							
Overlay	195	125	55	375	52.1	33.3	14.6
Others (Drainage, etc.)	923	512	326	1,761	52.4	29.1	18.5
Sta. Fe Intersection	288	77	62	427	67.5	18.1	14.4
<b>TOTAL</b>	<b>1,406</b>	<b>714</b>	<b>443</b>	<b>2,563</b>	<b>54.9</b>	<b>22.9</b>	<b>17.2</b>
<b>DIRECT COST</b>	<b>307,023</b>	<b>61,092</b>	<b>36,211</b>	<b>404,326</b>	<b>75.9</b>	<b>15.1</b>	<b>9.0</b>
<b>MISCELLANEOUS WORK</b>	<b>46,030</b>	<b>9,158</b>	<b>5,458</b>	<b>60,646</b>	<b>75.9</b>	<b>15.1</b>	<b>9.0</b>
<b>SUB TOTAL</b>	<b>353,053</b>	<b>70,250</b>	<b>41,669</b>	<b>465,972</b>	<b>75.9</b>	<b>15.1</b>	<b>9.0</b>
<b>RIGHT-OF-WAY</b>	<b>0</b>	<b>877</b>	<b>0</b>	<b>877</b>	<b>0</b>	<b>100.0</b>	<b>0</b>
<b>SUB TOTAL COST</b>	<b>353,053</b>	<b>71,127</b>	<b>41,669</b>	<b>465,849</b>	<b>75.8</b>	<b>15.3</b>	<b>8.9</b>
<b>DESIGN AND SUPERVISION</b>				<b>55,902</b>			<b>7 (9%)</b>
<b>TOTAL COST</b>				<b>521,751</b>			

Note: Economic Construction Cost = P521,751,000 × 0.91 = P474,794,000

### 5.4.5 維持管理費

国道5号線のダルトンバス地域が年間に使用する維持管理費は資料によるとP36,000/km/年である。

したがって単純に計算するとA区間15kmで年間に必要とする維持管理費の総額はP540,000/年となる。

一方トンネル建設後に必要となるトンネルの維持管理費は日本の経験をもとにして積算すると表5.4-8に示すように供用直後でも総額で現在の維持管理費よりも約2倍以上の維持管理費が必要であり、コストの面のみを考えれば経費の節約とはならない。

表 5.4-8 トンネルの維持管理費

P1000

YEAR	MAINTENANCE COST					ELECTRICAL COST LIP/KWH				
	LIGHT-ING	EMERGENCY FACILITIES	VENTI-LATION (JET FAN)	ELECIR-CAL EQUIP-MENT	SUB-TOTAL	LIGHT-ING	EMERGENCY FACILITIES	VENTI-LATION (JET FAN)	SUB-TOTAL	TOTAL
1991	35	10	23	20	88	209	7.4	809.6	1028.0	1114.9
92	35	10	24	20	89	209	7.4	843.7	1052.1	1149.1
93	35	10	26	20	91	209	7.4	892.7	1109.6	1200.6
94	35	10	27	20	92	209	7.4	943.8	1160.2	1252.2
95	35	10	29	20	94	209	7.4	994.4	1214.3	1304.1
96	35	10	30	20	95	209	7.4	1012.0	1228.4	1323.4
97	35	10	39	45	129	209	7.4	1503.7	1720.1	1849.1
98	35	10	41	45	131	209	7.4	1534.5	1750.9	1881.9
99	35	10	42	45	132	209	7.4	1597.2	1811.6	1945.6
2000	35	10	44	45	134	209	7.4	1659.9	1876.3	2000.3
1	35	0	46	45	136	209	7.4	1722.6	1939.0	2075.0
2	35	10	48	45	138	209	7.4	1816.1	2032.5	2170.5
3	35	10	50	45	140	209	7.4	1878.8	2095.2	2235.2
4	35	10	57	70	202	209	7.4	1259.5	1475.9	1677.9
5	35	10	90	70	265	209	7.4	1321.1	1537.5	1742.5
6	35	10	94	70	209	209	7.4	1381.6	1598.0	1807.0
7	35	10	98	70	213	209	7.4	1412.4	1620.8	1842.8
8	35	10	99	70	214	209	7.4	1474.0	1683.3	1906.4
9	35	10	104	70	219	209	7.4	1504.8	1721.2	1940.2
10	35	10	107	70	222	209	7.4	1566.4	1782.0	2004.0
11	35	10	112	70	227	207	7.4	1628.0	1844.4	2071.4
12	31	10	115	70	230	209	7.4	1681.5	1904.9	2134.9
13	35	10	118	70	233	209	7.4	1720.4	1936.8	2169.8
14	35	10	123	70	238	209	7.4	1782.0	1998.4	2236.4
15	35	10	126	70	241	209	7.4	1842.5	2058.9	2299.9

#### 5.4.6 労働者の確保

建設工事5年間に必要な労働者数は表5.4-9に示したように総数1,002,978人であり月間労働日数を20日とすると1日約840人が必要となる。

なお、主要項目についての積算根拠は表5.4-10の通りである。

表5.4-9 工事に必要な労働者数

<b>BRIDGE WORK</b>		
Concrete	$10,663 \text{ m}^3 \times 3.14$	= 33,450
Excavation	$10,787 \text{ m}^3 \times 3.14$	= 12,632
Reinforcing Steel Bar	$973.71 \times 6.4$	= 6,179
Others	$5 \times 20 \times 12 \times 2 \times 4$	= 9,600
	yr. day mo. seg.	63,861 persons
<b>SABO WORK</b>		
Concrete	$20,300 \times 3.14$	= 63,742
Excavation	$30,450 \times 1.17$	= 35,627
Channel work	$1100 \times 4.5 \times 3.16 \times 2$	= 31,284
Others	$5 \times 20 \times 12 \times 2 \times 2$	= 4,800
		135,453 persons
<b>EARTHWORK</b>		
Excavation	$426,957 \times 1.17$	= 499,540
Concrete	$19,845 \times 3.14$	= 62,313
Others	$5 \times 20 \times 12 \times 2 \times 4$	= 9,600
		571,453 persons
<b>TUNNEL WORK</b>		
Excavation	$149,600 \times 0.77$	= 115,192
Concrete	$40,392 \times 2.60$	= 105,019
Others	$5 \times 20 \times 12 \times 5 \times 2$	= 12,000
		232,211 persons
<b>TOTAL</b>		= 1,002,978 persons

工種	積算根拠	
	土 工	トンネル
コンクリート工	3~14人/㎡	2.6人/㎡
鉄筋工	0.6人/100kg	
掘削	1.17人/㎡	0.77人/㎡
護岸工事	3.16人/㎡	

表5.4-10 積算根拠

## 5.5 施工計画と工程

### 5.5.1 工事用道路

プロジェクトを施工工程、施工期間、施工方法を基にして4工区した。また各工区別の土量配分等についてはすでに図5.4-1のマスダイアグラムに示した通りである。ここでは各工区についての工事用道路について検討することとした。なお、図5.5-2に工区割りを示した。

#### (1) 第1工区

Digdig川の河床部を利用する。

#### (2) 第2工区

図5.5-1(a)に示すように①砂防ダムNo.3を最初に施工し②区間の切土を捨土する。砂防ダムNo.2を施工し④区間の切土を捨土する。最後に本線寄を完了させると同時に第1工区の工事用道路よりDigdig川を渡り、トンネル機材を搬入しトンネル工事を着工する。なおDigdig川の左岸平坦部も工事用資材置場として利用する。

#### (3) 第3工区

工事用道路としてはSta.Fe川支流に沿うものと、国道5号線から直接、トンネル北坑口に至る2つの工事用道路が考えられる。(図5.5-1(b)参照)

#### (4) 第4工区

林道が利用可能である。

### 5.5.2 トンネルの施工計画

#### (1) 掘削工法

別添図面集に示すようにトンネル施工面の地質は両坑口を除き、弾性波速度 $VP > 3.0$  km/sの安山岩中を掘削するが亀裂、節理が発達するため掘進中に割れ、崩壊を発生し破砕帯周辺より湧水することも考えられる。

また北側坑口450m間は崖層が厚く、基盤岩である安山岩は亀裂に富み風化を受けまた並行する破砕帯の存在していることが、ボーリング調査から明らかである。一方南側坑口付近は岩質が凝灰角礫岩で風化脆弱となっており、破砕帯も存在するので両坑口とも地質状況は良好とは言えない。

以上のような地質状況を考慮し、北側坑口から450m、南側坑口から140m間は施工時に生ずるアーチの沈下や崩壊の防止、水抜き効果を期待して側壁導坑方式を採用し、この区間のトンネル掘削が完了した時点で上部半断面先進方式に切り換えることとする。

図5.5-3 上部半断面先進方式、図5.5-4 側壁導坑方式の施工順序を示したものである。





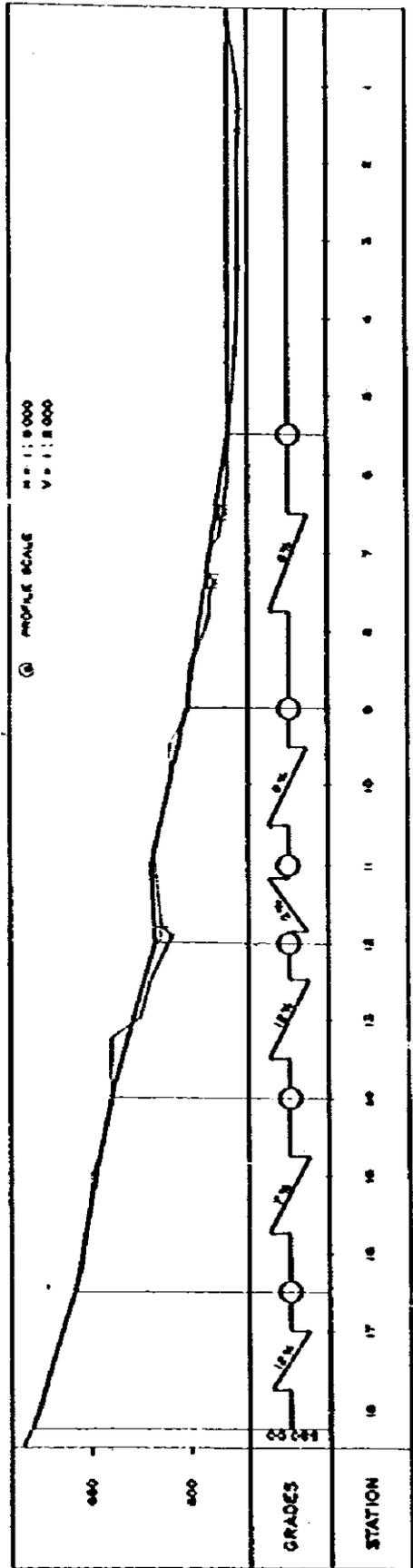


图 5.5 - 1 (b) 工事用道路 (Sta. 10 側)



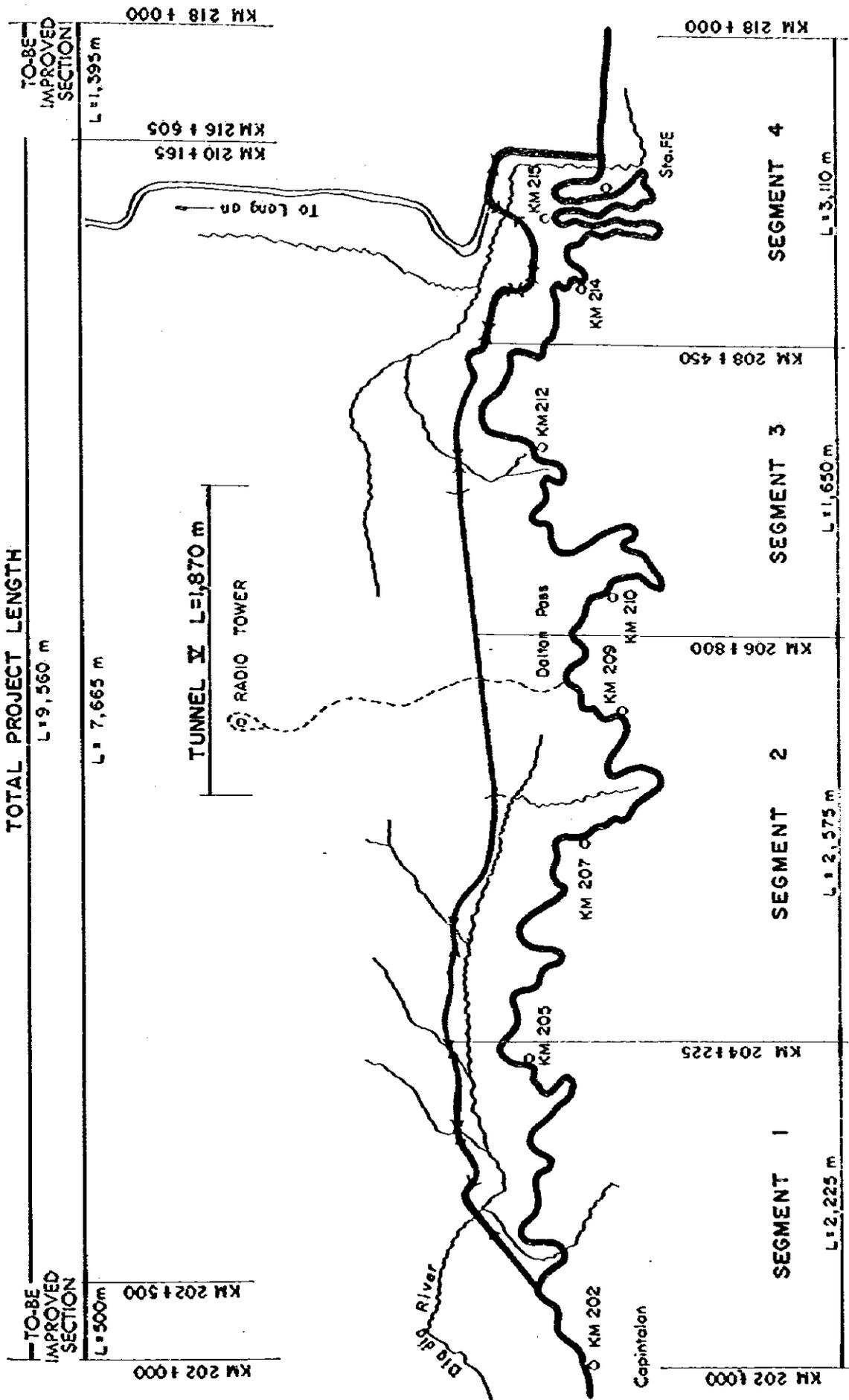
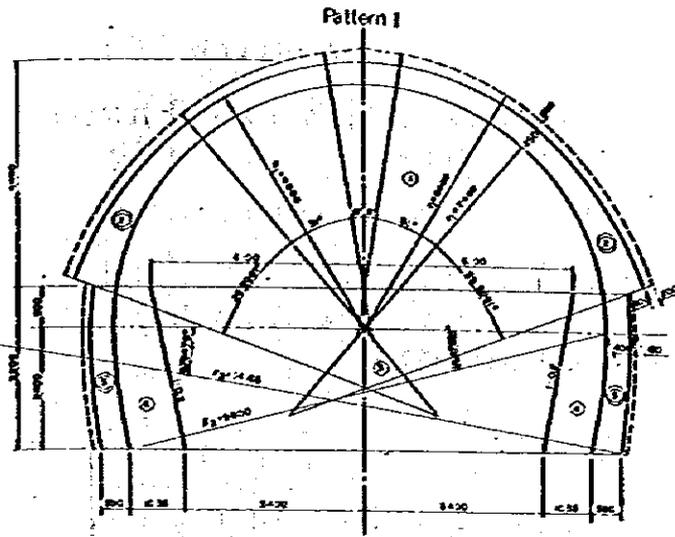


图 5.5 - 2 工 区 图

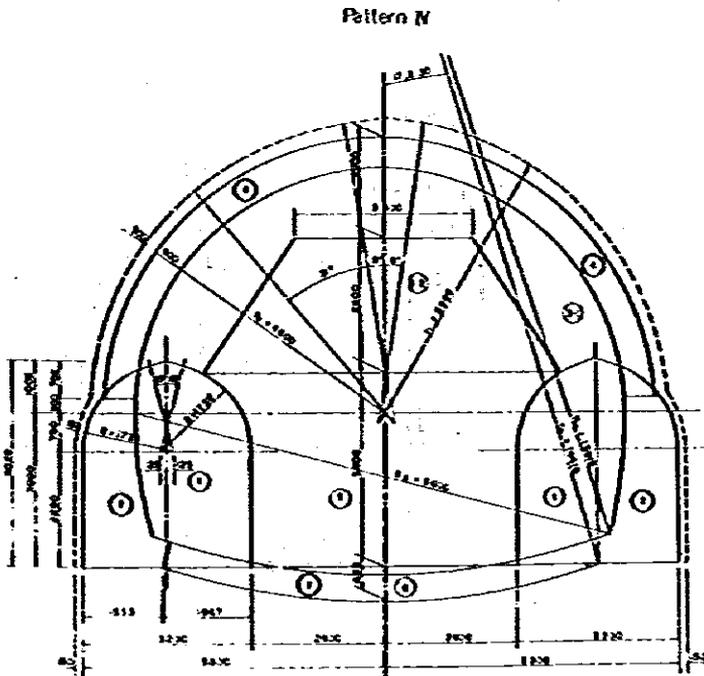




SECTIONAL AREA OF TUNNEL

No.	Contents of Work	Net Area (sq. ft.)	Area (sq. ft.)	Remarks
①	Open cut heading	359	391	
②	Concrete lining of arch	74	89	
③	Excavation of bench	242	242	
④	Excavation of heel	90	100	
⑤	Concrete lining of side walls	50	40	
EXCAVATION		681	735	
CONCRETE LINING		124	129	

图 5.5 - 3 上部半断面先进方式



SECTIONAL AREA OF TUNNEL

No.	Contents of Work	Net Area (sq. ft.)	Area (sq. ft.)	Remarks
①	Excavation of side drifts	228	245	
②	Concrete lining of side walls	70	83	
③	Open cut heading	375	428	Req. for 25 ft. x 25 ft. Concrete
④	Concrete lining of arch	93	124	
⑤	Excavation of bench	236	226	
⑥	Excavation of heel	57	57	
⑦	Open cut heading	43	43	
EXCAVATION		847	929	
CONCRETE LINING		243	258	

图 5.5 - 4 侧壁导坑方式

(2) 仮設電力計画

1) 電力設備の設置場所

設置場所は両坑口とも仮設スペースが確保出来るので、電力設備もこれに併せ両坑口に設置する。

2) 仮設備容量と変圧器容量

施工計画による仮設備容量は表 5.5 - 1 の通りである。

表 5.5 - 1 施工計画による仮設備容量

機 器	仕 様	南 坑 口		北 坑 口	
		個 数	容 量	個 数	容 量
コンプレッサー	150kW	2	300	2	300
そ の 他	式	18	255.5	14	240.7
計		20	55	16	540.7

上記機器の配置図を図 5.5 - 5 に示した。

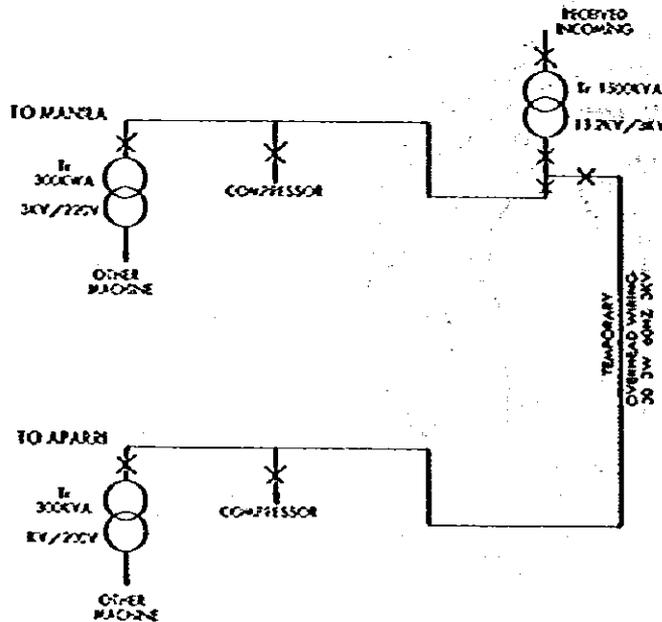


図 5.5 - 5 仮設備機器の配置図

### 5.5.3 NATM工法

在来工法は鋼支保工と厚肉コンクリートによる覆工を主体にした支保工形式であり、トンネル掘削による緩み土荷重をこれらの支保部材の強度によって支える工法である。

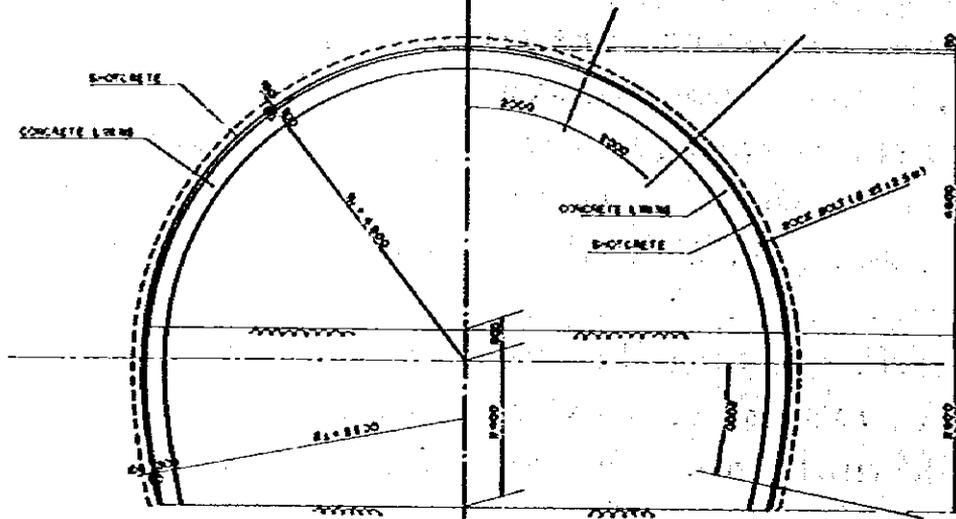
一方、近年急速に普及しつつあるNATM工法は周辺地山の持つ抵抗力を最大限に利用出来るように、ロックボルトと吹付コンクリートによって、地山の弱点を補強または増強することによって、地山自体にトンネル支保の役割を果たさせる工法であり、トンネル周辺の地山が早期に平衡状態になるように地山と支保材によって構成される作用効果を期待する工法である。

現時点では、岩盤特性を把握出来る資料が不足しているので、参考までに岩盤区分別の支保形成を示すと図5.5-6、図5.5-7のようになる。

なおNATMは地山の特性を利用した合理的な工法であるので、検討の価値のある工法である。

PATTERN	ALLOWANCE OF DEFORME			PAT LINE	ROCK BOLT			SHOTCRETE			STEEL SUPPORT
	Arch	6-25 Ball	10-25		Length	Arch	6-25	10-25	Thickness	Arch	
A	0	0	0	10	15	15	15	10	5	—	

PATTERN	ALLOWANCE OF DEFORME			PAT LINE	ROCK BOLT			SHOTCRETE			STEEL SUPPORT
	Arch	6-25 Ball	10-25		Length	Arch	6-25	10-25	Thickness	Arch	
B	0	0	0	15	15	15	15	10	5	—	



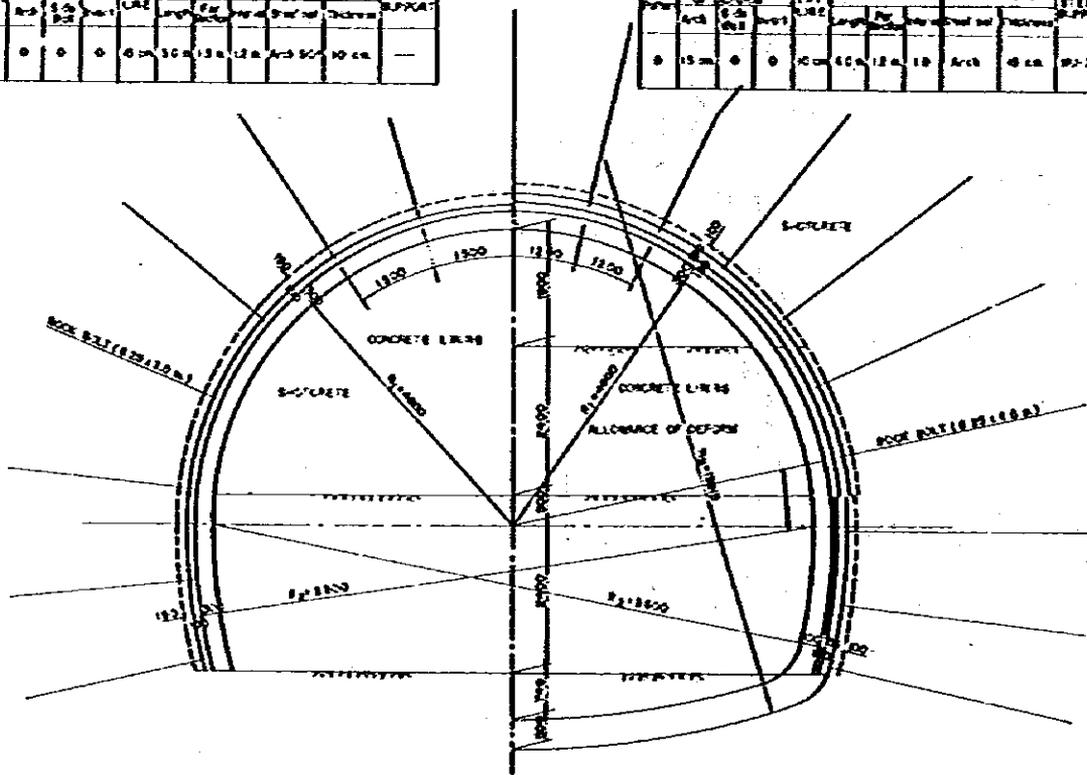
PATTERN A

PATTERN B

図 5.5 - 6 NATM(1) の標準断面

PATTERN	ALLOWANCE OF DEFORME			PAT LINE	ROCK BOLT			SHOTCRETE			STEEL SUPPORT
	Arch	6-25 Ball	10-25		Length	Arch	6-25	10-25	Thickness	Arch	
C	0	0	0	10	15	15	15	10	5	—	

PATTERN	ALLOWANCE OF DEFORME			PAT LINE	ROCK BOLT			SHOTCRETE			STEEL SUPPORT
	Arch	6-25 Ball	10-25		Length	Arch	6-25	10-25	Thickness	Arch	
D	15	0	0	10	15	15	15	10	5	10-20	



PATTERN C

PATTERN D

図 5.5 - 7 NATM(2) の標準断面