V. 道路及び交差点設計

A. 概　　要

B. 幾何構造設計基準

C. 線形設計

D. 標準横断図

E. 交差点設計

F. 排水設計

G. 舗装設計

H. 附帯工設計

I. 照明設計

A．概　　要

本章では道路及び交差点の詳細設計にあたり採用した設計基準及び設計要領等について述べてある。

道路設計基準は，モーリシャスにおいて採用されている英国の道路設計基準（Layout of Ro Roads in Rural Area）をベースにAASHTOのA POLYCY ON GEOMETRIC DESIGN OF RURAL HIGHWAYS 及び日本の道路構造令等を参考にし，さらにMinistry of Worksの技術者と協議の上で決定した。

B．幾行構造設計基準

1. 平面線形

a．本　線

設計速度	100～ 80km/H
最小曲線半径	640～440 m
最大片勾配	7 %

b．ボーバッサンへのアクセス道路

設計速度	60km/H
最小曲線半径	150 m
最大片勾配	7 %

c．ランプ

設計速度	40km/H
最小曲線半径	30 m
標準最大片勾配	7 %
最大片勾配	10 %

d．ラウンドアバウト

設計速度	25～30km/H
最小曲線半径	25 m
片勾配	2.5%

2. 縦断線形

a．本　線

最小勾配	0.3 %
標準最大勾配	3.0 %
最大勾配	5.0 %
アクセス道路及びその他の道路	
最小勾配	0.3 %
標準最大勾配	5.0 %

b．ランプ

最小勾配	0.3 %

標準最大勾配	4.0 %
最大勾配	8.0 %
ラウンドアバウト	
最小勾配	3.3 %
標準最大勾配	4.0 %
最大勾配	5.0 %
c．その他の道路	
最小勾配	0.3 %
標準最大勾配	5.0 %
上り最大勾配	10.0 %
下り最大勾配	12.0 %

3. 視　　距（Table Ⅴ－1参照）

4. 幅員車線

a．本　　線	3.6 m
b．アクセス道路	3.6 m
c．ランプ及ラウンドアバウト	Table．Ⅴ－3参照
d．登坂車線	3.0 m

5. 中央分臨帯幅員

a．本　　線	
標準幅員	4.5 m
最小幅員	1.5 m
b．その他の道路	
標準幅員	1.5 m
最小幅員	1.0 m

6. 路肩幅員

	左　側	右　側
a．本　線		
盛土及び切土区間	2.0 m	—
橋梁区間	1.2 m	0.5 m
b．ランプ	2.0 m	0.5 m
c．ラウンドアバウト	0.5 m	0.5 m

7. 用　地　巾

a．本線，その他の道路　　車線端から15.0 m

構造物端から2.0 m

8. 横断勾配

a．車　線	2.5 %
b．路　肩	4.0 %

9. ランプターミナル

a．流入ランプターミナル

テーパ流入角　　40：1

b．流出ランプターミナル

テーパ流出角　　25：1

10. 建築限界

a．本　線

高さの建築限界	5.1 m
車線の左端から構造物までの建築限界	2.0 m
車線の右端から構造物までの建築限界	0.75 m

b．その他の道路

高さの建築限界	5.1 m
側方建築限界	1.2 m

Fig. V-1

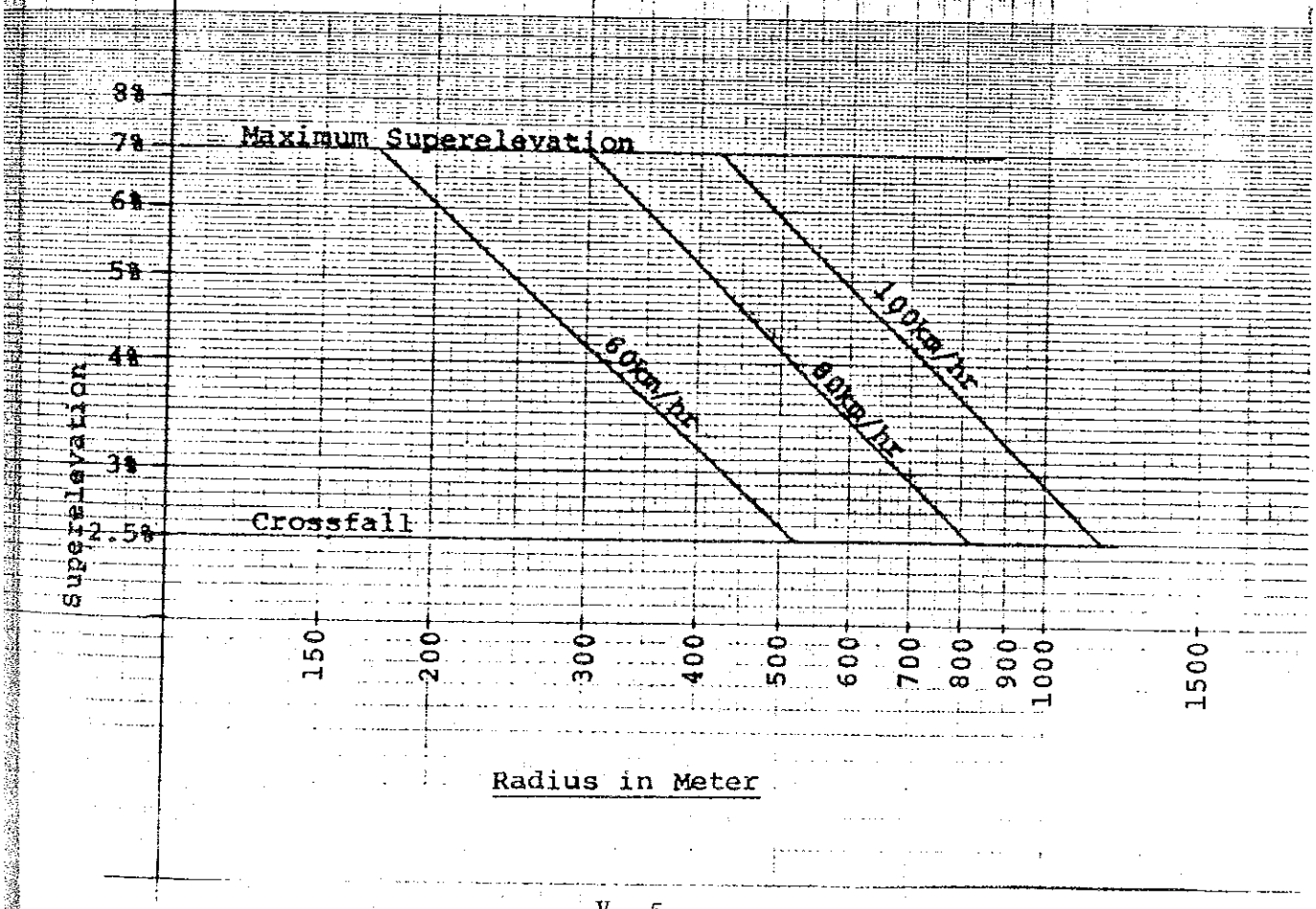
Minimum Radius

60 km/hr	1100 m
80 km/hr	2000 m
100 km/hr	3100 m

$$Re = \frac{V^2}{127(i+f)} \qquad i = -0.025 \quad f = 0.05$$

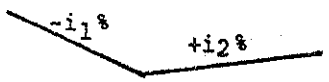
i : cross fall

f : side friction factor



Design Table V – 1

Design Speed km/hr	Minimum Stopping Sight Distance m	Minimum Overtaking sight Distance m	Minimum Desirable Radius m	Absolute Minimum Radius with Maximum Superelevation m	Minimum Radius for Curves without Transitions m	Stopping Sight Distances K values for Crests m	Stopping Sight Distances K values for Sags m	Overtaking Sight Distances K values for Crests on Single Carriage ways m
100	200	420	640	330	1,370	45	45	210
80	130	360	440	230	1,220	20	30	150
60	90	290	270	150	600	10	15	90



Sight Distance = $\{(-i_1) + (+i_2)\} \times K$

Table V-2 Speedchange lane

Design Speed km/h	Visibility Distance at junction m	Acceleration Lane length including nose m	Deceleration Lane length including nose m	Right turn Deceleration Lane lengh including taper m
100	210	270	150	150
80	180	210	135	135
60	150	150	120	120

Table V-3 Width of lane

Inner Radius m	Design Speed m	Single lane width m	Single lane width with space to pass stationary vehicle m	Two lane width for one or two way traffic m
10.7	19	5.5	10.2	11.4
15.2	24	5.2	9.3	10.5
22.9	29	4.9	8.4	9.6
30.5	32	4.6	7.8	9.0
38.1	35	4.3	7.5	8.7
45.7	40	4.3	7.2	8.4
60.0	45	4.3	6.9	8.1
90.0	56	4.3	6.9	8.1
120.0	61	4.3	6.6	7.8
150.0	64	4.3	6.3	7.5
∞		4.3	6.1	7.2

C．線形設計

1. 平面線形

平面線形設計はフイジビリティスタディで選定された線形をベースに次の諸点を考慮して行った。

a．プロジェクト道路が砂糖キビ畑を通過するので，かんがい用の施設（貯水池，用水路等）をそこなわないようにする。

b．既存の住宅を極力避ける。

c．公共施設をそこなわないよう極力避ける。

d．極端な切土・盛土のないような線形とする。

e．縦断線形が急勾配になるような線形は避ける。

f．小さな曲線半径は避け，本線の最小曲線半径はR＝５００m（旧鉄道敷の半径に等しい）におさえた。

g．緩和曲線には現在最も良いとされているクロソイド曲線を採用した。

2. 縦断線形

a．平面線形との組み合せでバランスのとれたものにするよう努めた。

b．極端な切土・盛土がなく，かつ切・盛のバランスを可能なかぎり考慮した縦断線形とした。

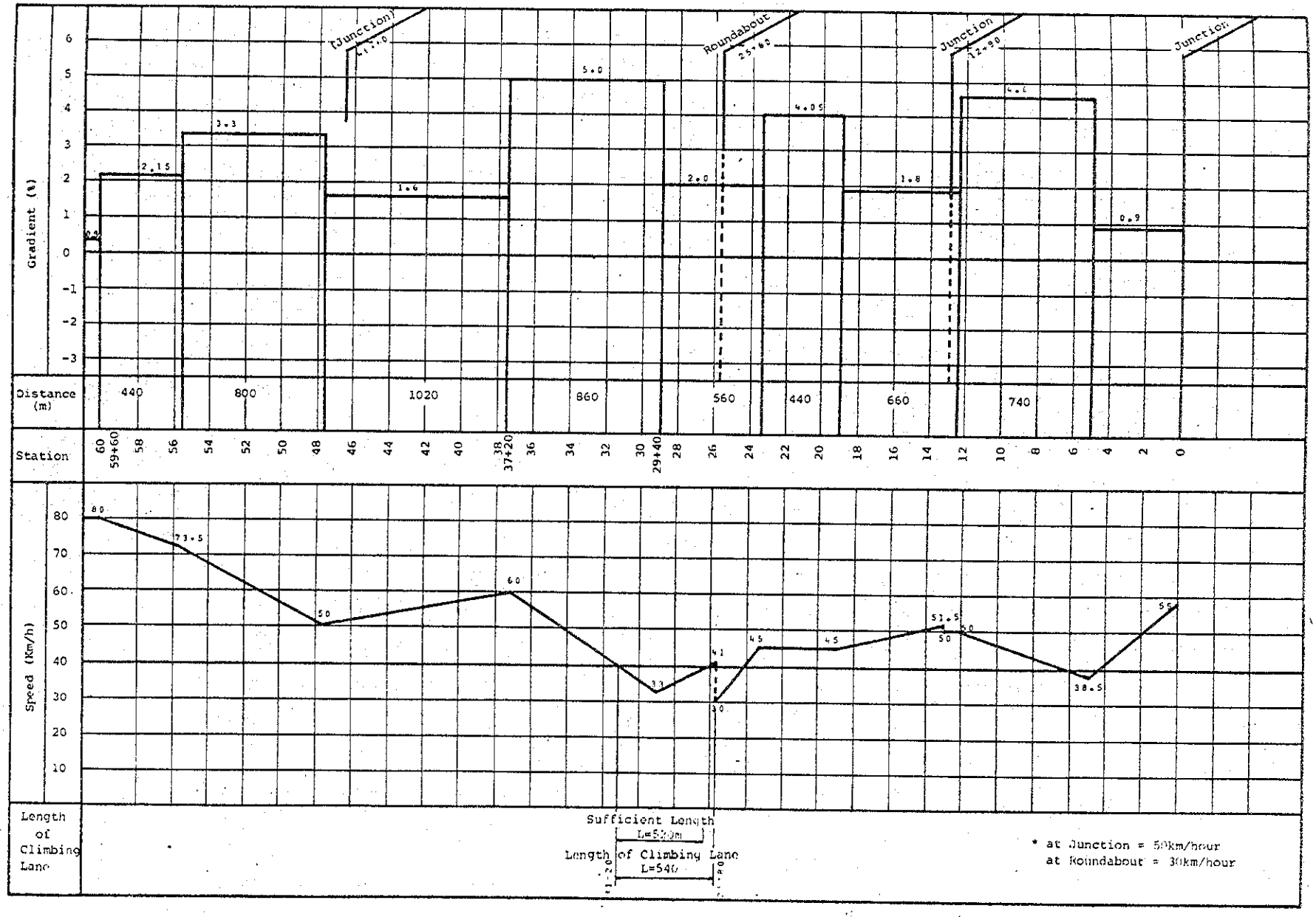
c．現地形が平均４％の勾配（部分的には１０％を越えるケ所もある）を有しているので，地形に合せた縦断線形にすると１０％を越えるケ所も出てくるのでトラック・バス等の大型車輛の走行を考慮してMax.5％におさえるように努めた。

d．用水路が本線を横断する場合は，サイフォンや逆サイフォンで横断することのないように検討しながら縦断線形を決めた。

3. 登坂車線

大型車輛は急勾配の坂路を走行する際にその走行速度が低下して，後続の車輛の進行を妨げるので本プロジェクト道路においても登坂時の走行速度が通常走行速度の半分以下（40km/h）に低下し，その低下速度走行区間が５００mになるような区間には登坂車線を設けた。（Fig. Ⅴ－２参照）

Fig. V—2 Estimated Figure for Climbing Lane Length



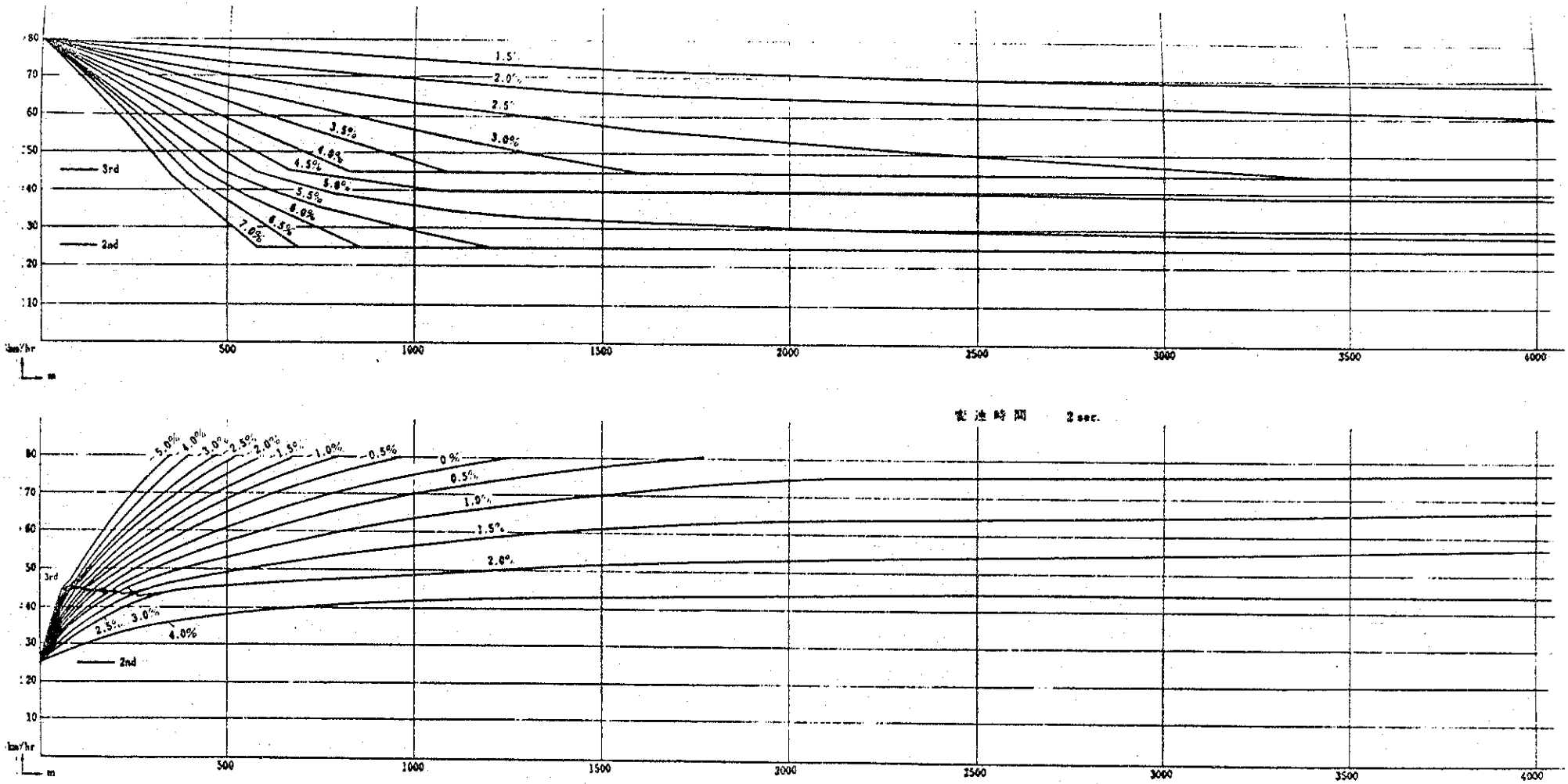


Fig. V—3 [illegible]

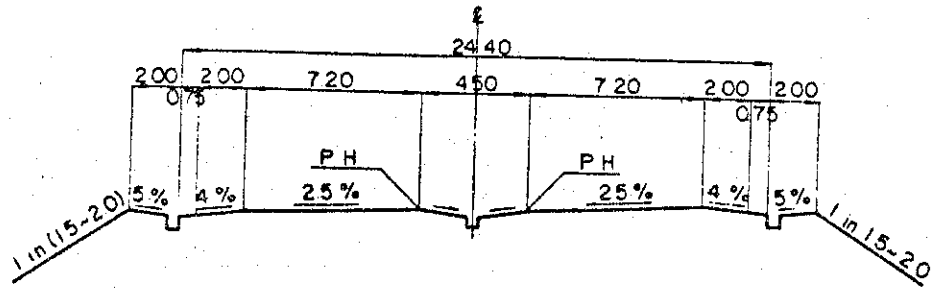
トンネル出力 10PS 100
勾 配 Top [illegible]% 3rd 2nd [illegible]%, low [illegible]%
経過速度 80km/h (Top)
抵 抗 [illegible]
変 速 比 1 : 1.778 : 3.200 : 5.333

D. 標 準 横 断 図

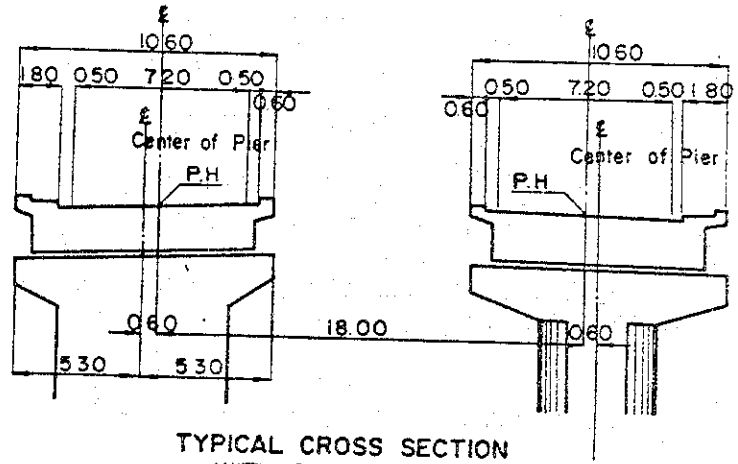
TYPICAL CROSS SECTIONS

Unit meter

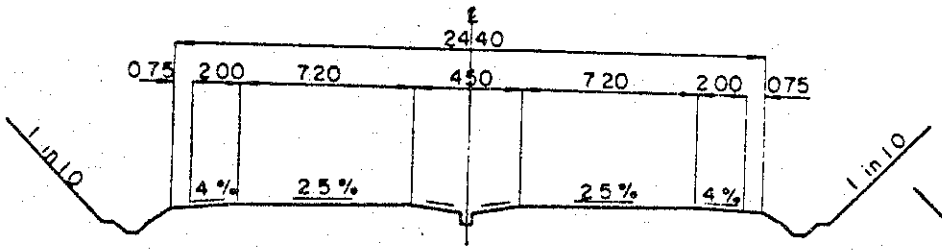
EMBANKMENT



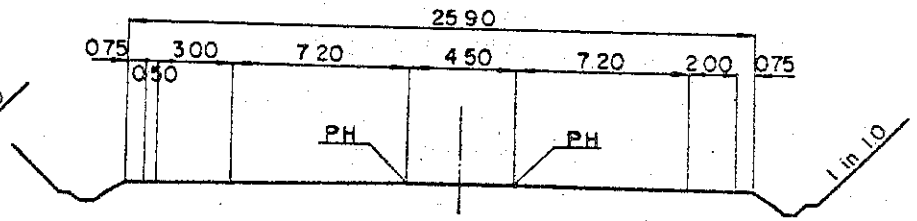
G.R.N.W & S.T RIVER SECTION



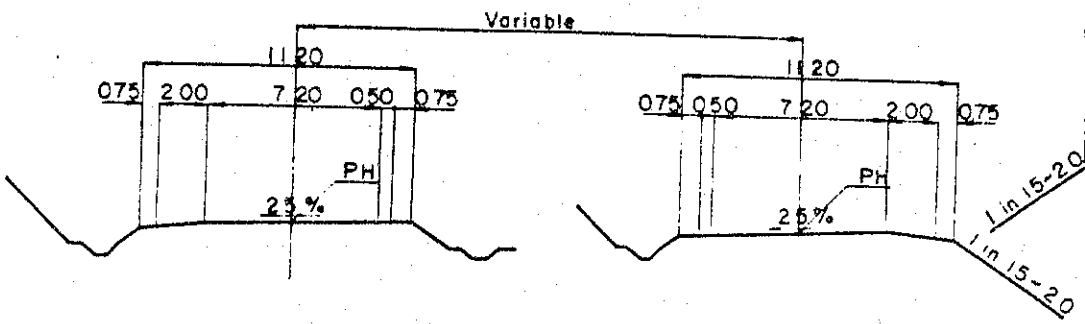
CUT



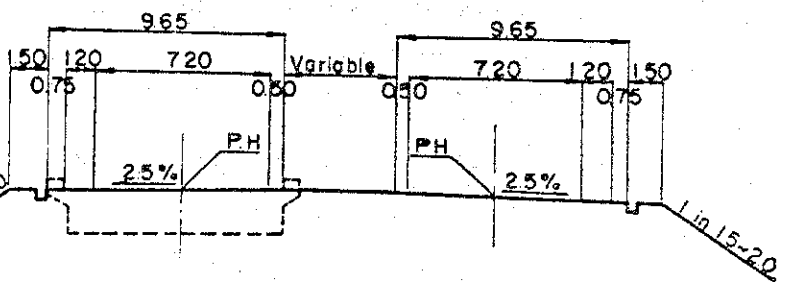
TYPICAL CROSS SECTION WITH CLIMBING LANE



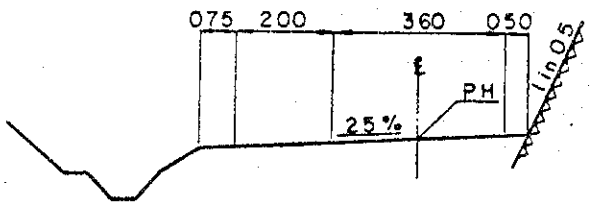
SEPARATE SECTION

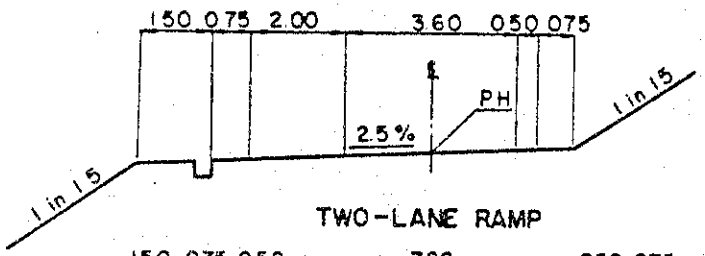


CROSS SECTION OF RING ROAD

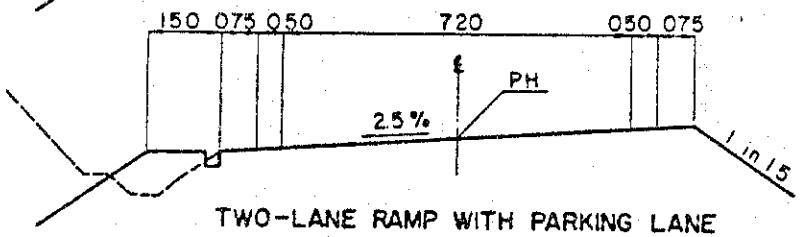


SINGLE LANE RAMP

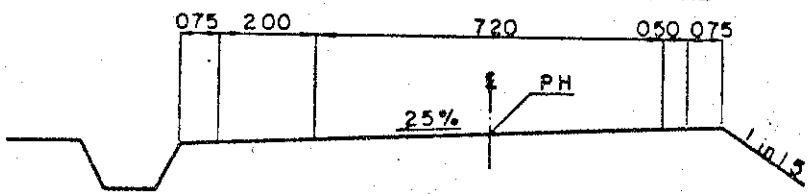




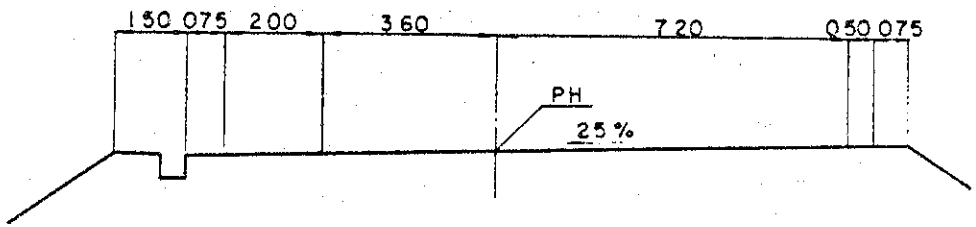
TWO-LANE RAMP



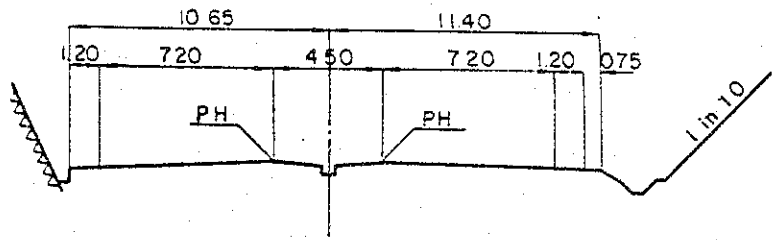
TWO-LANE RAMP WITH PARKING LANE



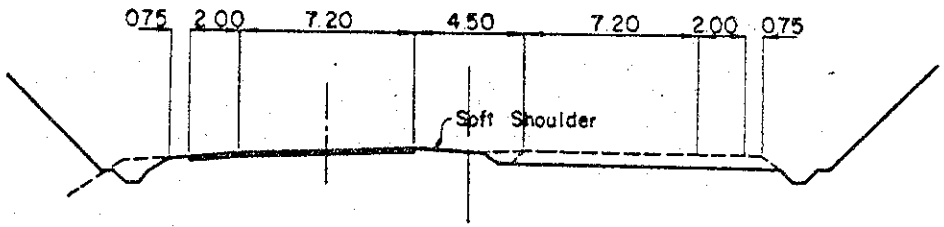
WEAVING SECTION WITH PARKING LANE



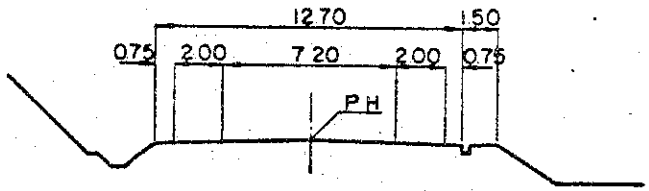
M1,M2 ROAD (UNDER SECTION)



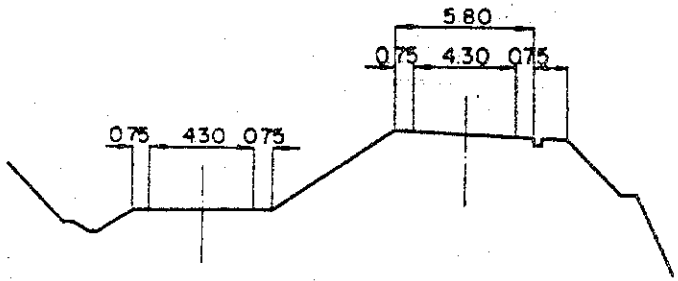
MAIN ROAD (BARKLY~St. MARTIN)



ACCESS ROAD TO BEAU BASSIN

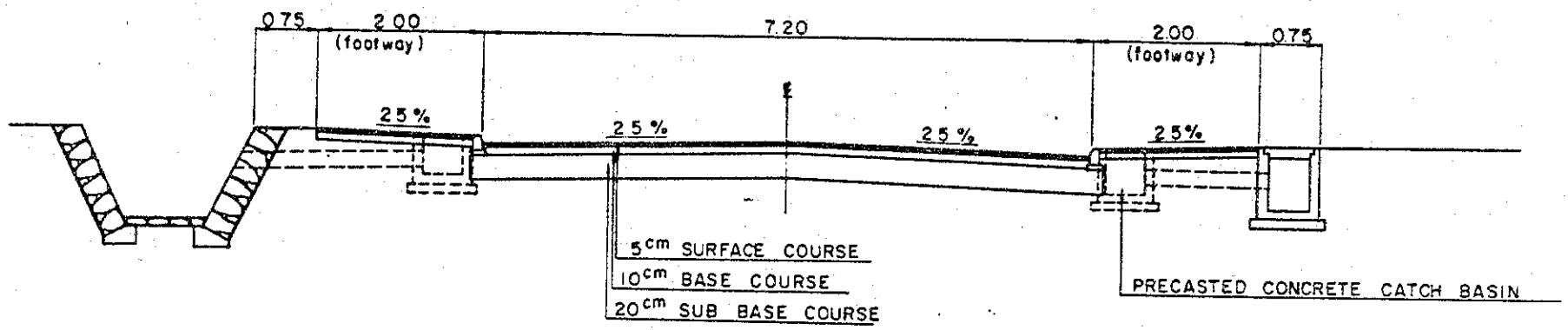


ENTRANCE ROAD TO MOKA ROAD

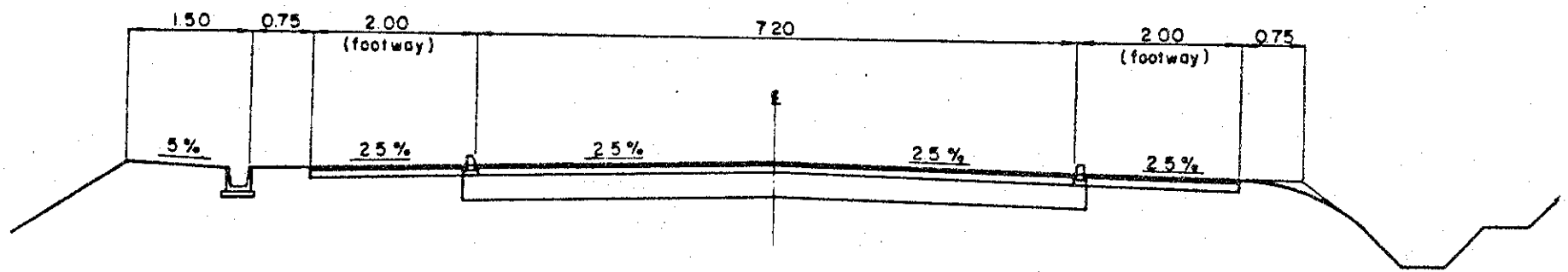


ACCESS ROAD TO BEAU BASSIN

TYPICAL CROSS SECTION TYPE-A



TYPICAL CROSS SECTION TYPE-B



E．交差点設計

交差点の設計に当っては，Point aux Sables 地区の開発計画及びPort Louis Ring Road（現在計画中）による交通量を考慮にいれ各交差点における交通量のみ直しを行って実施した。

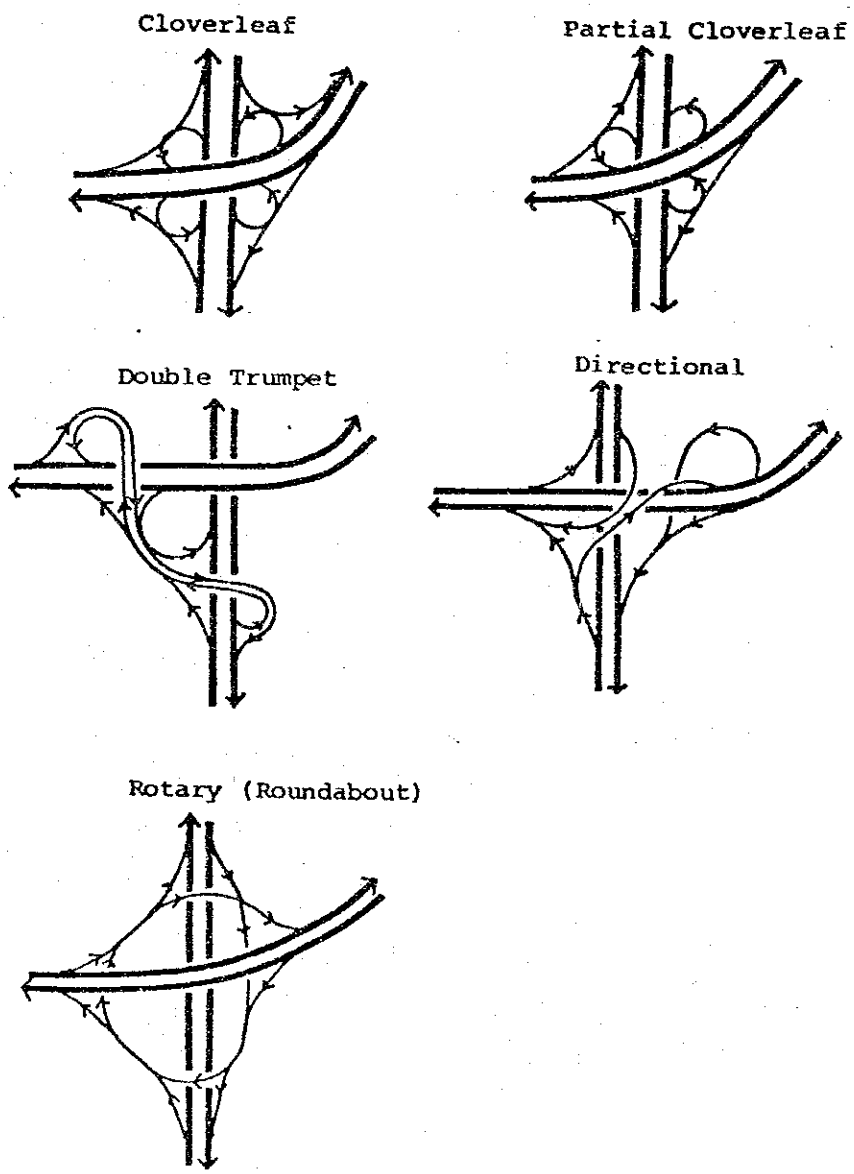
以下に，各交差点の設計を実施するに当っての基本的な考え方を述べる。

1. Motorway Junction

２００２年におけるMotorway Junction の将来流入総交通量は，１３９,０００p.c.u./12hs と推定されている。

従って，Motorway Junction の最も適した交差点方式は立体交差と考えられる。即ち，以下に示すような種々のタイプについて検討した。

Fig. V－4　Different Types of Junction



種々の立体交差方式のうち，次の理由からMotorway Junction のタイプは次の条件から決定した。

a．Motorway Junction は地形条件及び現在の土地利用現況から限定される。

b．Port Louis Ring Road の建設時期が当該プロジェクト道路の建設時期と異なることから，Motorway Junctionの建設が段階施工方式を取り易いこと，Ring Roadの線形が変更された場合にMotorway Junctionがそれにうまく対応できるタイプであること，かつ初期投資の少ないタイプであること。

二つのタイプについて詳細な技術的検討の結果，（次頁の比較表参照），Roundabout タイプの交差方式を採用し設計した。

さらに，選定した Roundabout タイプは段階施工を取るのでいかなる変更に対しても工費の増大という問題を抜きに対処出来る。

交通容量及び設計基準に関する技術的検討の結果Motorway Junction の車線数及びウィービング長をFig V－5に示すように決定した。

Table V－4.　比　較　表

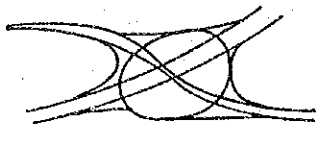
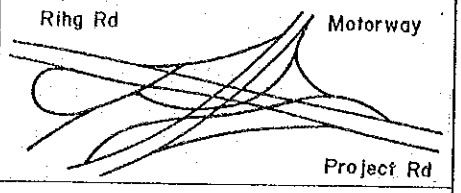
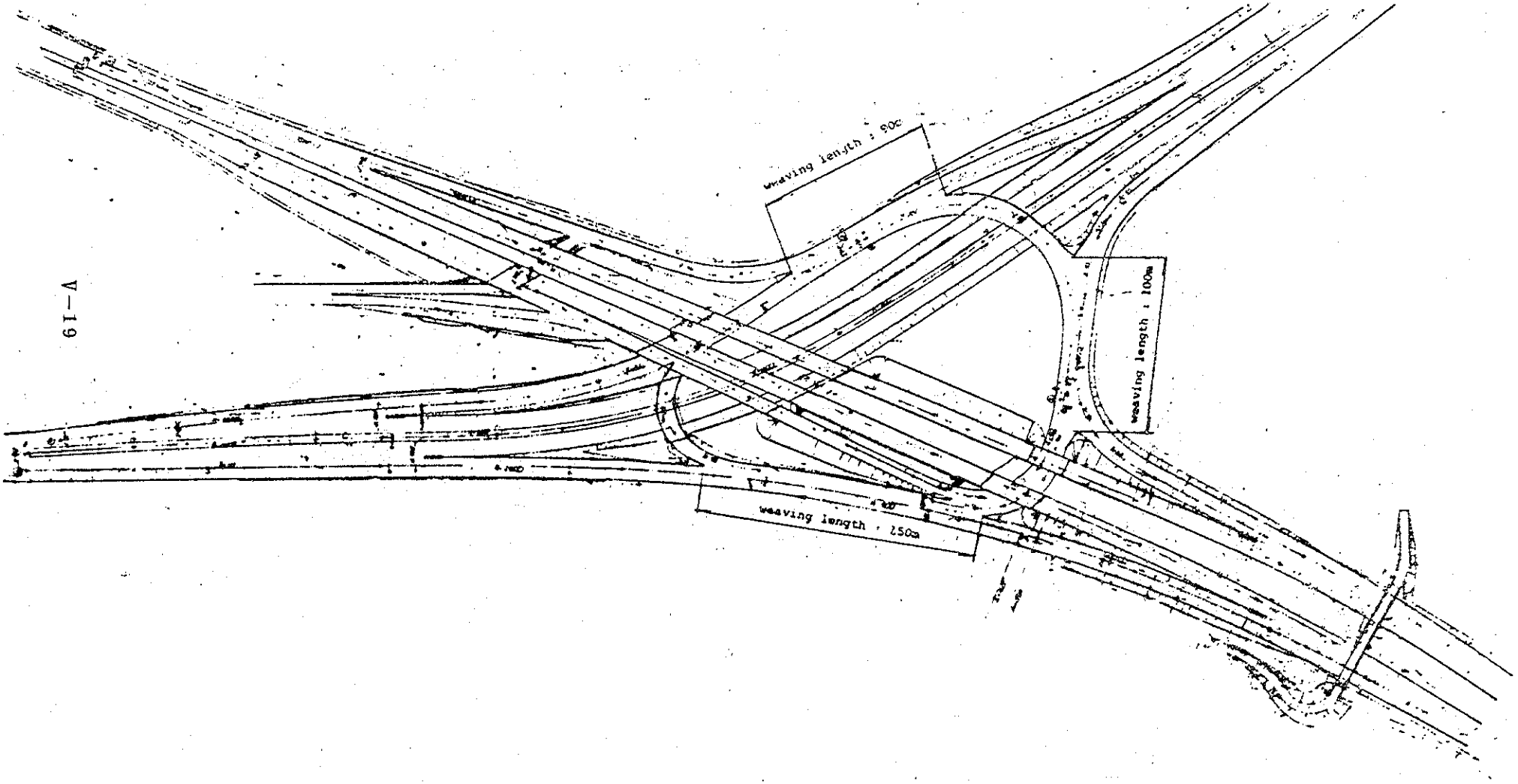
項　目	Plan　A	Plan　B
Type		
線形上の問題と走行性	Roundabout　の容量に問題が残るが走行慣習から考えて危険は少ない。	全ての流出入が直結されているが，この部分のみ高規格にすることは，全体のバランス上不経済と考えられる。
構造物の型式と施工性	橋梁数３ケ所（簡単），Stage可能，Box ２ケ所 Stage可能でRing Roadの施工時期との調整が可能。	橋梁数４ケ所（複雑）Stage不可 2Ring　Roadと事前に調整が必要である。
排　　水	特に問題なし	特に問題なし
維持管理	橋梁数型式が簡単なため問題なし。	橋梁が複雑なため expansion 等に問題あり。
土地利用	外廻り道路がG.Lにあるため出入可能であり良好。	外側ランプが高架，盛土となり周辺地区の土地利用が分断される。
環　境　上	縦断勾配に無理がないため騒音gasに比較的問題なし。	縦断急でありＡ案に対しおとる。
経済性（工費）	構造物が少なく小さい。	構造物が複雑かつ多いため大きい。
将来計画との調整	非常にやりやすい。	やりにくい。
周辺道路構造又交通運用との関連	バランスがとれている。	高規格すぎて unバランス
用地面積	小　　A＜B	大　　B＞A
総合評価	周辺道路とのバランス，Stage Constの可能，施工性，工費，地域全体との整合性等非常に良好である。	交通容量上はスムーズであるが，全体のバランスStage Constから先行投資Ring Roadとの調整等問題が多い。

Fig. V-5 Motorway Junction



2. S・Hill Junction

ＪＩＣＡのフィジビリティ・スタディによると，S・Hill Junction においては，プロジェクト道路とA_1道路をリンクし，Beau Bassinと Port Louis の両方向への交通に対して連絡ランプを計画している。

しかしながら，ランプを建設することは，地形上からむずかしいことと，新規に建設される Coromandel Junction がBeau Bassin と，Port Louis へのアクセスを可能にしていることから，この Junctionは新めて，Port Louisから Beau Bassin 方向へのためのランプのみを計画した。

3. Coromandel Junction

Coromandel Junction は Pointe aux Sables 開発計画に伴う交通量ばかりでなく，既存の Coromandel 工業地帯にかかわる交通量を処理することになる。さらに，この Junction は Pointe aux Sables 及びCoromandel 両地区を結ぶことによって二つの開発計画下の工業団地の効力をより効果的なものにすることになる。

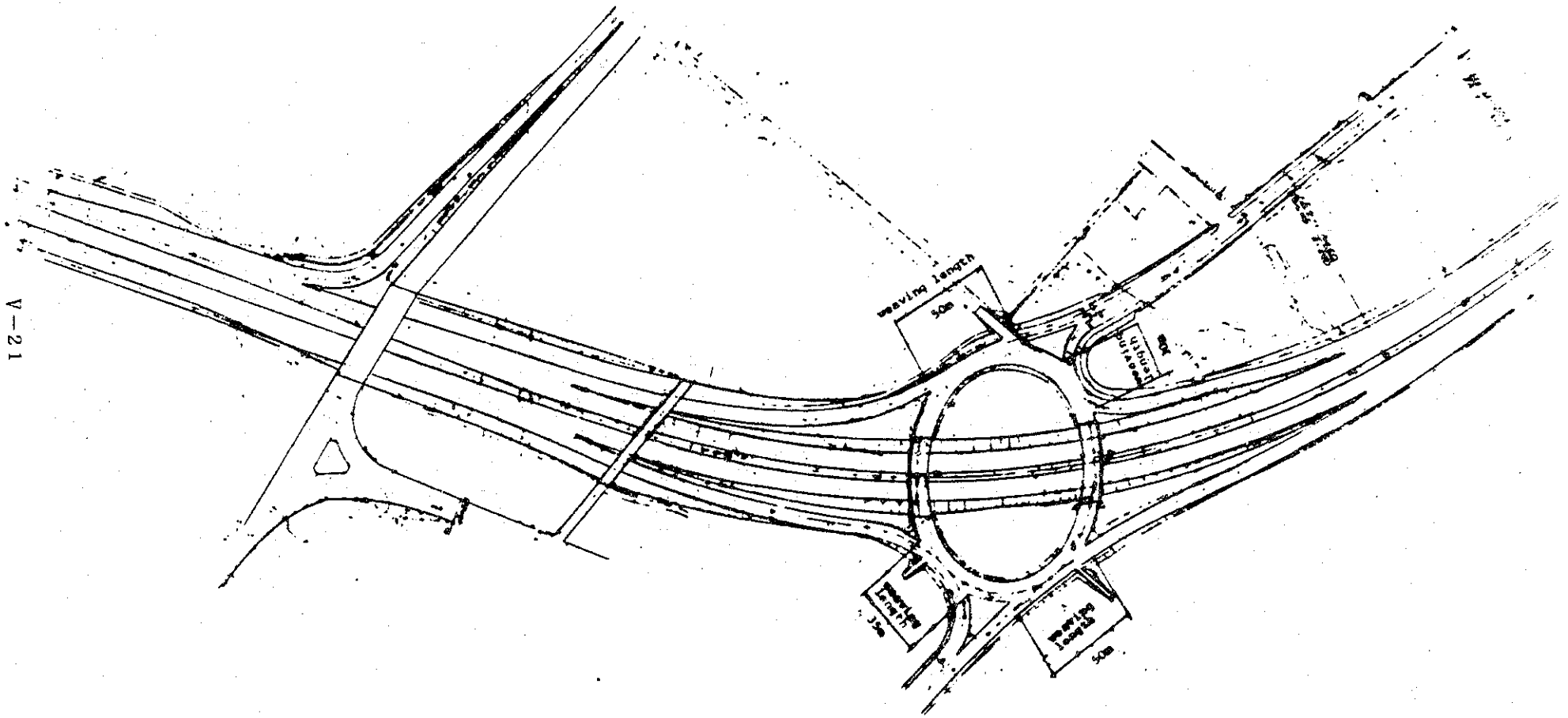
技術的検討の結果Coromandel Junctionは，立体交差形式の Roundabout に計画した。又，交通容量，設計基準，車線数，ウィービング長等は Fig Ｖ－６に示すとおりである。

4. Richelieu Junction

Richelieu Junction における交通量は Coromandel Junction の完成と同時に明らかに減少すると判断される。

従って，この Junctionは本線を横切る車輛の安全を確保する意味で広い幅員の中央分離帯をもつ平面交差点とした。

Fig. V-6 Coromandel Interchange



5. Chebel Branch Road Junction

Chebel Branch Road と Project Road との交差型式は F/S においては Roundabout 型式とした。

しかし，修正された交通量より検討すると１９９２年の交通量には対処し得るが，2002年の交通量に対しては処理し得ない。

そこで，次のような対応策が考えられる。

(a) １９８２年の供用開始時において２００２年の交通量にも対処し得る立体交差とする。

(b) １９９２年の交通には平面交差（Roundabout）型式で処理し，２００２年には立体化を計画する。

ここで(a)については，初期投資が大きな割にその効用が最大になる時期が使用開始後２０年以後になることより，(b)が妥当と思われる。

しかし，この場合でも立体化が可能な Roundabout を計画する。具体的には次の２案が考えられるが，

(b)－1. Project Road の through way の交通量が最も多いことより，Project Road を立体化する。

(b)－2. Project Road をカットし，Port Louis 方向に合流する交通量が多いため，平面処理が困難となっている。従ってこの交通量を立体化するものとし，具体的には Chebel Branch Road を立体化する。

投資効果及び速行の安全性より(b)－２とする。

6. Barkly Junction

Barkly Junction の交差型式は F/S においては導流化された平面交差としたが，修正された交通量より検討すると１９９２年の交通には対処し得るが２００２年においては対処し得ない。

これは，Beau Bassin から Port Louis に向かう交通量が Project Road の Through way を横切るためである。また Roundabout 型式での対応も限界であることより，立体化の必要がある。

従って当面は平面交差で対応し，立体化の対応策としては右折立体で初期投資を生かしたものとする。

7. Beau Bassin Roundabout

設計されたBeau Bassin Roundabout における将来交通量は，以下のようである。

Fig. V－7. Beau Bassin Roundabout

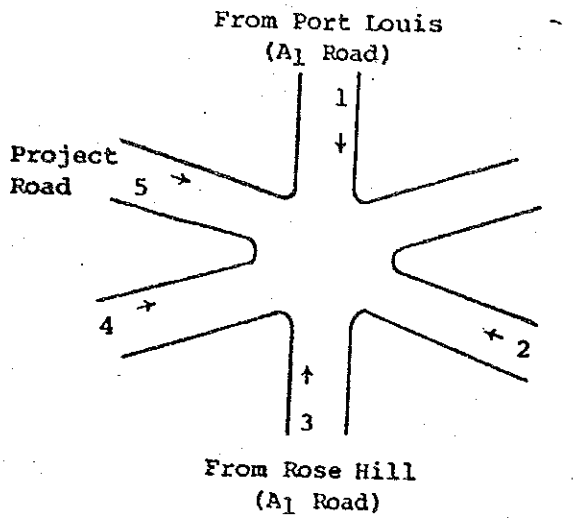


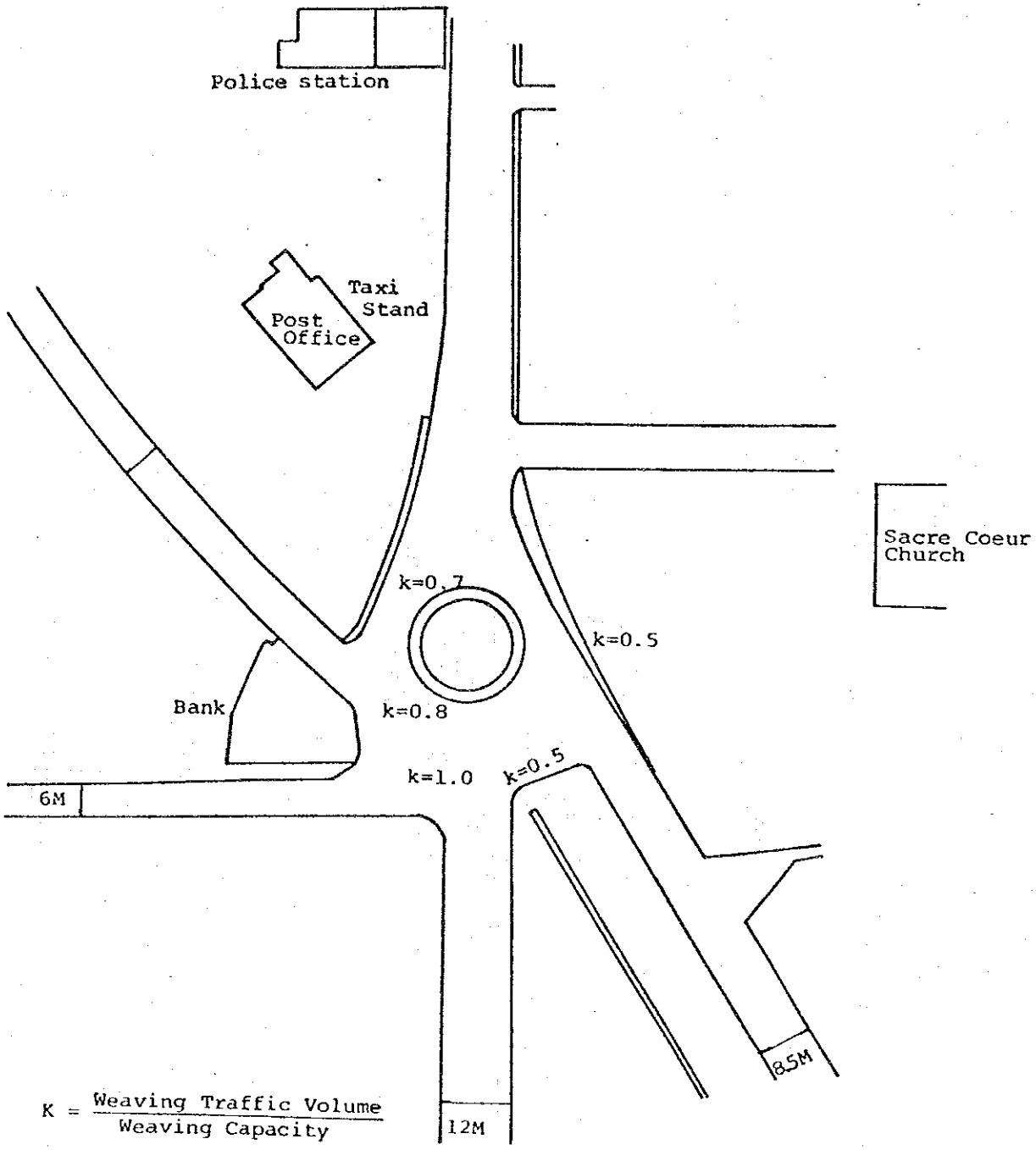
Table V－5. Future Traffic Volume during the Morning Peak Hours P.C.U/hr

Direction	Year 1992	2002
1	800	900
2	500	700
3	700	1,100
4	-	-
5	100	300
Total	2,100	3,000

ところで多枝交差（５枝）のRoundabout における交通容量は，Conventional Roundabout の総流入容量が３０００＋２p.c.u/hr であり，２００２年の交通量を処理することが可能である。

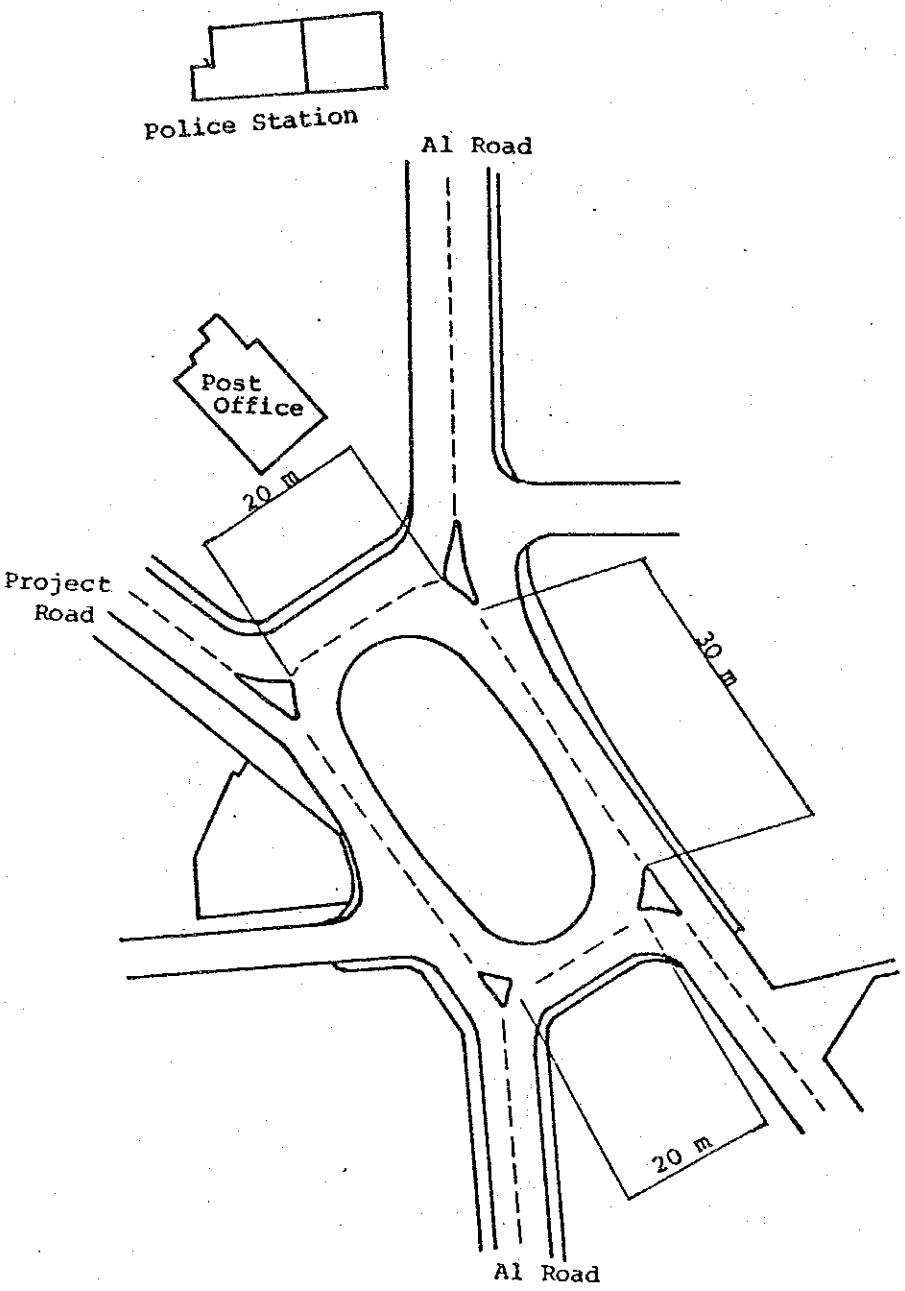
ウィーピング区間の交通容量の技術的検討の結果，Beau Bassin Round about の形状はＪＩＣＡによるフィージビリティ・スタディのものとは Fig Ｖ－９に示すように変ったものになった。

Fig.V — 8. Beau Bassin Roundabout
Present Situation



$$K = \frac{\text{Weaving Traffic Volume}}{\text{Weaving Capacity}}$$

Fig.V — 9 An Improvement Plan of the Beau Bassin Roundabout



F．排水設計

排水設計を行うに当りモーリシャス国の過去の降雨データを収集し，短時間降雨強度式の推定を行なった。次に，集水区域の設定を行ない，本線横断水路への流入量を計算し，横断水路構造物を設計した。横断水路構造物は出来るだけ鉄筋コンクリートパイプを使用し，大断面が必要なケ所には鉄筋コンクリートボックスカルバートを採用した。

道路の法尻側溝がかんがい用水路に合流するジョイント部にはCatch Pit を設置し，ごみが用水路に流入するのを防止した。

水線の路面雨水は，中央分離帯に設けた側溝と路肩側溝及び法尻側溝で排水を行うことにした。

なお，中央分離帯には芝を張るため，数年で芝が盛り上り分離帯の中央に設けた溝では排水が十分に行われなくなる。よって，当道路では中央分離帯の溝は車線の端に接して設置するようにした。又，側溝の形状は，車の走行安全性の面から皿型側溝とした。このタイプの側溝は近年日本の高速道路でも採用され，その安全性及び排水能力の面からも良好な実績をもつものである。

1. 短時間降雨強度式の推定

a．降雨資料

日雨量資料から確率計算した確立日雨量を基に物部式によって計算した1時間雨量。

Table V－6.

確　率　年	1時間雨量
2年	60 mm/hr
3 〃	73 〃
5 〃	85 〃
7 〃	95 〃
10 〃	104 〃
20 〃	121 〃
30 〃	131 〃
50 〃	144 〃
75 〃	155 〃
100 〃	162 〃

Pamplemousses ，Vacoas 測候所における過去３５年間の最大値

Table. Ⅴ－７

降雨継続時間	降　雨　量	降雨強度
３５分	６１ mm	１０４ mm/hr
６０分	８２ mm	８２ mm/hr

Pamplemousses における１９５９年１１月１４日の記録

Table. Ⅴ－８

降雨継続時間	降　雨　量	降雨強度
１５分	２５ mm	１００ mm/hr
３０分	４５ mm	９２ mm/hr
６０分	７５ mm	７５ mm/hr

Vacoas における１９５１年３月４日の記録

Table. Ⅴ－９

降雨継続時間	降　雨　量	降雨強度
１５分	２５ mm	１００ mm/hr
３０分	４５ mm	９０ mm/hr
６０分	７９ mm	７９ mm/hr

b．短時間降雨強度式の算定

降雨強度式は前項で設定した各時間の雨量強度をもとに特性係数法にて求める。

$$I = \beta \cdot R$$

ここで，　I ；　降雨強度式（mm/hr）

β ；　特性係数

R ；　１時間雨量（mm）

特性係数（β）の算出

特性係数式形には基本的な次の多式形がある。

- タルボット形　$\beta = \dfrac{a'}{t+b}$
- シャーマン形　$\beta = \dfrac{a'}{t^m}$
- 久野，石黒形　$\beta = \dfrac{a'}{t \pm b}$

各係数a′，b，nは，t＝６０分にてβ＝1.0という条件によってそれぞれ求められる。

タルボット形とした場合

$$a' = b + 60$$

$$b = \frac{60 - \beta^t, t}{\beta^t - 1}$$

β^tは特性係数値とよび，それぞれ同一確率年の６０分強度に対するｔ分強度の比である。

ここではｔ＝１５分とすると，$\beta^t = \dfrac{105\ mm}{80\ mm} = 1.3125$となる。

よって，

$$b = \frac{60 - 1.3125 \times 15}{1.3125 - 1} = 129$$

$$a' = 129 + 60 = 189$$

降雨強度式

$$I = \frac{189}{t + 129} \times 80 = \frac{15,120}{t + 129}$$

シャーマン形とした場合

$$\log a' = \frac{\log \beta^t \cdot \log 60}{\log 60 - \log t}$$

$$n = \frac{\log a'}{\log 60}$$

と同様に，$\beta^t = 1.3125$　ｔ＝１５を代入すると

$$\log a' = \frac{\log 1.3125 \times \log 60}{\log 60 - \log 15} = 0.3488$$

$$\therefore a' = 2.233$$

$$n = \frac{0.3488}{\log 60} = 0.2$$

よって，降雨強度式

$$I = \frac{2.233}{t^{0.2}} \times 80 = \frac{179}{t^{0.2}}$$

久野，石黒形とした場合

$$a' = \sqrt{60} \pm b$$

$$b = \frac{\sqrt{60} - \beta^t \sqrt{t}}{\beta^t - 1}$$

$\beta^t = 1.3125$　　$t = 15$ を代入すると，

$$b = \frac{\sqrt{60} - 1.3125\sqrt{15}}{1.3125 - 1} = 8.5$$

$$a' = \sqrt{60} + 8.5 = 16.246$$

よって，降雨強度式

$$I = \frac{16.246}{\sqrt{t} + 8.5} \times 80 = \frac{1300}{\sqrt{t} + 8.5}$$

c．最適降雨強度式の決定

以上３式形について各々算定したが，これ等の内本地域で最も適した式を選定する。その選定方法としては各式の３０分強度を求め３０分でも所定の強度（９５㎜/hr）に最も近い値を示す式が最適式形と考えその式を選定する。

タルボット形の３０分強度

$$I = \frac{15{,}120}{t + 129} = \frac{15{,}120}{30 + 129} = 95.1 \text{ ㎜/hr}$$

シャーマン形の３０分強度

$$I = \frac{179}{t^{0.2}} = \frac{179}{30^{0.2}} = 90.7 \text{ ㎜/hr}$$

久野，石黒形の３０分強度

$$I = \frac{1{,}300}{\sqrt{t} + 8.5} = \frac{1{,}300}{\sqrt{30} + 8.5} = 93.0 \text{ ㎜/hr}$$

前記計算結果よりタルボット形とした時が所定の３０分強度９５㎜/hrに最も近いのでタルボット形の降雨強度式が最適である。よって，短時間降雨強度式としては次式とする。

$$I = \frac{15,120}{t+129}$$

d．排水計算

(1) 流出量の算定

ラショナル式を使用する。

$$Q_1 = \frac{1}{3.6 \times 10^6} \cdot C \cdot I \cdot a$$

Q_1 ： 雨水流出量（m^3/sec）

C ： 流出係数

I ： 降雨強度 （㎜/h）

a ： 集水面積 （m^2）

(2) 降雨強度

短時間降雨強度式は下記のとおりとし路面，小規模な法面など一般の道路排水に適用する。

但し，３０分以内は全て９５㎜/hとする。

$$I = \frac{15,120}{t+129}$$

I ： 降雨強度 （㎜/h）

t ： 流入時間 （ min ）

(3) 道路横断排水施設

１０年確率降雨強度を使用する。

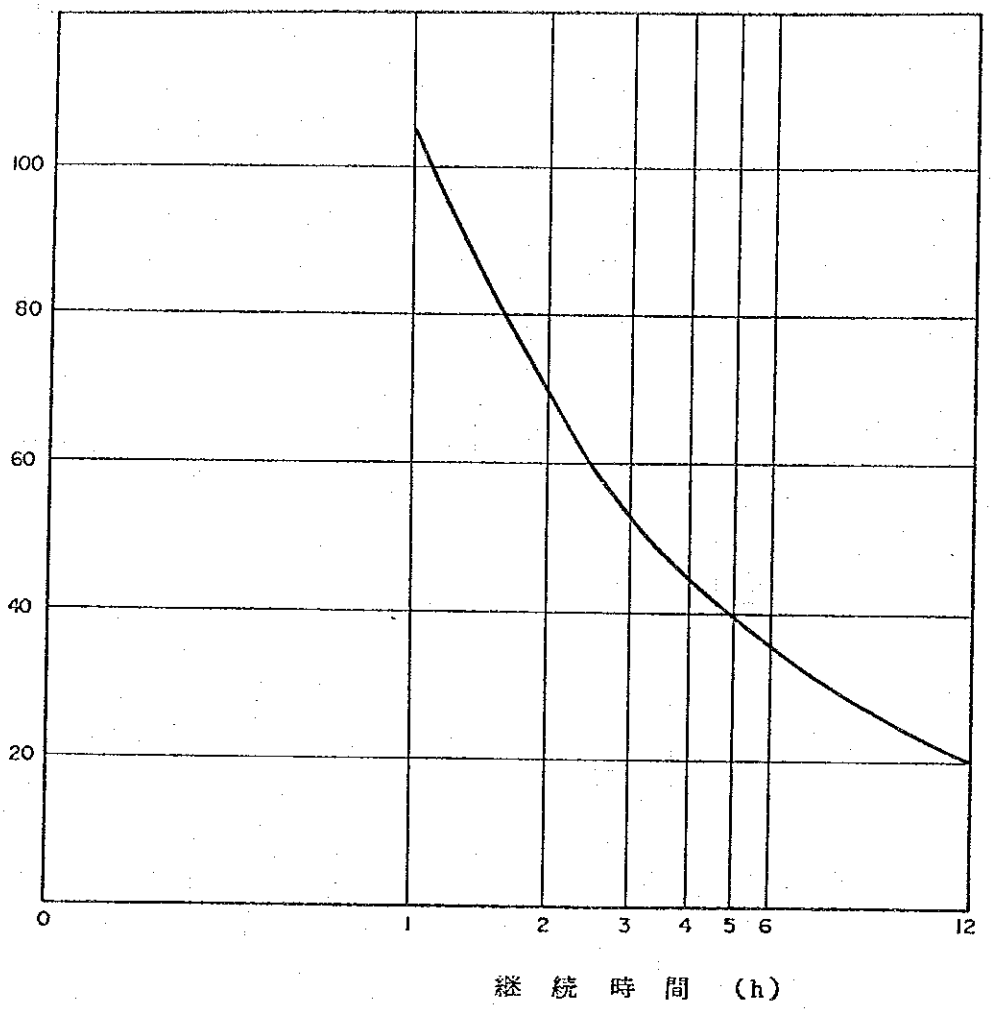


Fig. V－10　１０年確立と継続時間とに対する降雨強度

(4) 流出係数　C

Table. V－10

地表面の種類	流出係数
路　　面	0.9
の　り　面	0.6
砂糖きび畑その他樹林	0.3
間地庭園の多い住宅地域	0.4

(5) 流達時間

流達時間(t)は集水区域の最達点から排水施設に達する時間（流入時間（t_1））と管渠など流れて懸案地点に達するまでの時間（流下時間（t_2））に分けられる。

路面排水の場合　　$t = t_1$

排水管・カルバートの場合　$t = t_1 + t_2$

流入時間　（t_1）

$$t_1 = \left\{ \frac{2}{3} \times 3.28 \times L \times \frac{nd}{\sqrt{S}} \right\}^{0.467}$$

t_1 ： 流入時間 (*min*)

L ： 集水区域最達点からの流路長 (*m*)

S ： 集水区域の勾配

nd： 遅滞係数

Table. V－11

地覆状態	nd
セメントコンクリート	0.015
法　　面	0.02
砂糖きび畑その他草地	0.4

(6) 流下時間

$$t_2 = \frac{L}{V}$$

t_2 ： 流下時間 （sec）

L ： 流路長 （ m ）

V ： 流 速 （m/sec）

(7) 通水量の算定

$$Q_2 = 1/n \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2} \cdot A$$

Q_2 ： 通水量 （m^3/sec）

n ： 粗度係数

R ： 経深深（m）

I ： 勾 配

A ： 断面積（m^2）

Table. V－12 粗度係数nの値

種	別	n
素 堀	土	0.02
	岩 盤	0.03
現場打コンクリート		0.015
工場製コンクリート		0.013

Fig. V-12 Runoff Area

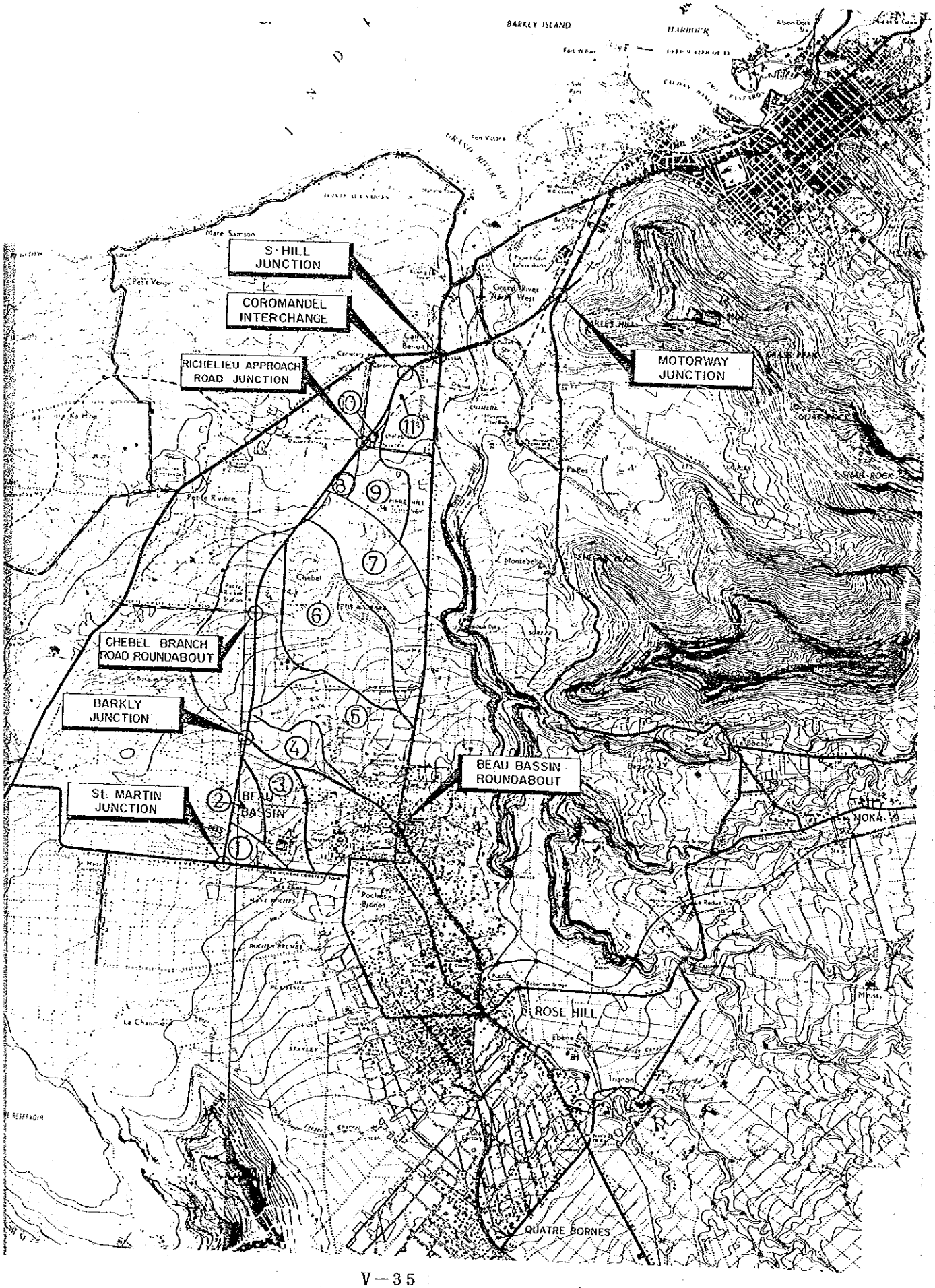


Table V-13 Results of Runoff Calculations

Location	(1) STA3+95	(2) STA8+48	(3) STA13+18	(4) STA15+13.4	(5) STA15+66	(6) STA36+25
Type of Drainage Structure	Pipe ø1.066	Pipe ø0.762	Pipe ø1.066	Box culvert 2,500x1,500	Box culvert 2,500x1,500	Pipe ø1.066 x 2
Slope of Drainage Structure (%)	1.4	5.0	4.0	1.5	1.8	4.5
Capacity of Drainage Structure (m^3/sec)	2.689	2.077	4.545	14.77	16.18	12.052
Catchment Area (m^2)	160,000	145,000	512,500	1,050,000	1,200,000	1,292,000
Runoff Coefficient "C"	0.4	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
Time for Overland Flow (min)	50	50	61	73	81	69
Distance Remote Point to Inlet (m)	900	900	1,500	2,100	2,300	2,250
Coefficient of Retardation	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4
Rainfall Intensity "I" (mm/hr)	105	105	105	100	93	96
Runoff "Q" (m^3/sec)	1.867	1.269	4.484	8.750	9.300	10.366

Location	(7) STA39+35	(8) STA44+80	(9) STA46+44	(10)	(11)
Drainage Structure Type (mm)	Pipe ø1.066 x 2	Pipe ø1.066	Pipe ø1.066		
Structure Grade (%)	2.0	0.5	1.0		
Capacity of Drainage Structure (m^3/sec)	8.035	1.607	2.273		
Catchment Area (m^2)	1,031,000	59,000	259,000	52,800	66,000
Runoff Coefficient	0.3	0.3	0.3		
Inlet time (minutes)	77	60	51	20	60
Maximam Length of Flow (m)	2,750	400	1,050		
Delay Coefficient	0.4	0.4	0.4		
Rainfall Intensity of Ten Years (mm/hr)	91	105	105	95	105
Runoff (m^3/sec)	7.818	0.516	2.266	0.557	0.770

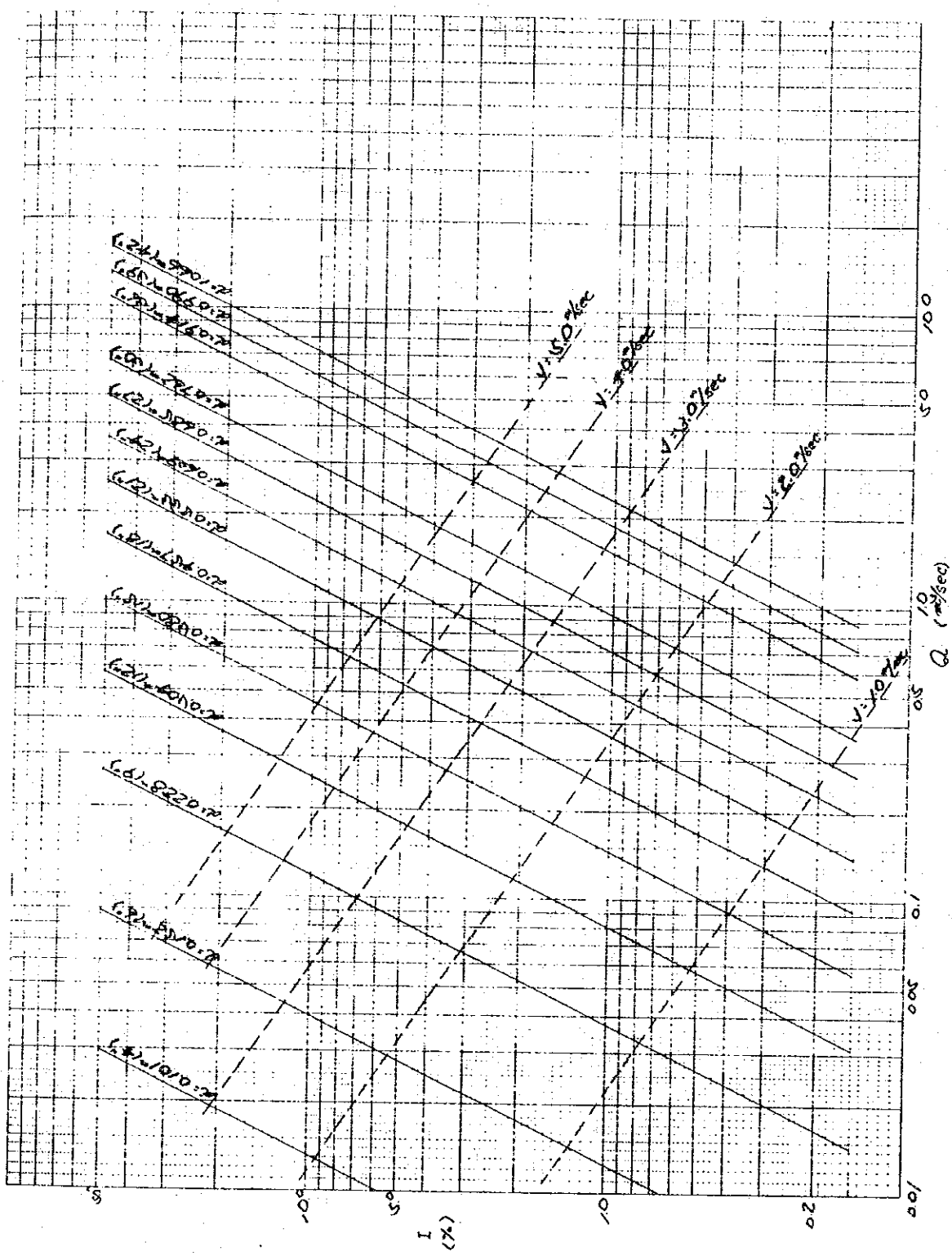


Fig V－12　流量－勾配－流速（P(H)）

G. 舗装設計

舗装設計の方法については，英国ではRoad Note №29，米国ではAASHTOの方法，日本ではアスファルト舗装要綱等がある。各設計方法は，その国の自然，気候，交通条件に合せて考案されたものである。従って，モーリシャス国においても，モーリシャスの自然風土，気候，交通条件等に最も合致した設計方法で舗装設計されるべきである。しかし，現時点では，未だそれに類するモーリシャス独自の設計方法がないので，前述の各種の方法による試し設計を行ない，その結果について検討を行ない，さらにM.O.Wの技術者と協議を行った上でAASHTO法による舗装構造を採用した。

以下に，その結果を示す。

〔本　線〕

プロジェクトライフ通過大型車輛台数	15,856,000台
設計CBR	7.5％
舗装構造指数	4.4％
表　　層	
密粒式アスファルトコンクリート層	5 cm
粗粒式　〃	5 cm
上層路盤	10 cm
下層路盤	30 cm

〔Beau Bassinアクセス道路〕

プロジェクトライフ通過大型車輛台数	1,580,000台
設計CBR	7.5％
舗装厚指数	3.2％
表　　層	5 cm
上層路盤　アスファルト安定処理層	10 cm
下層路盤　砕石層	20 cm

H. 附　帯　工　設　計

1. パイプカルバート設計要領

a．管の種類

使用する管は遠心力鉄筋コンクリート管とする。

b．継　　手

ソケット付遠心力鉄筋コンクリート管とする。

c．使用する管径

i）本線及びランプを横断する地域の排水を受持つパイプ……φ1066mm

ii）その他道路内排水の横断管渠……φ457mm以上

iii）側道等重要でない道路の横断管渠……φ304mm以上

d．パイプの埋設状態

i）溝型（Ditch Type）とする。

ii）土被り

道路の下に布設する場合　　1.20m以上

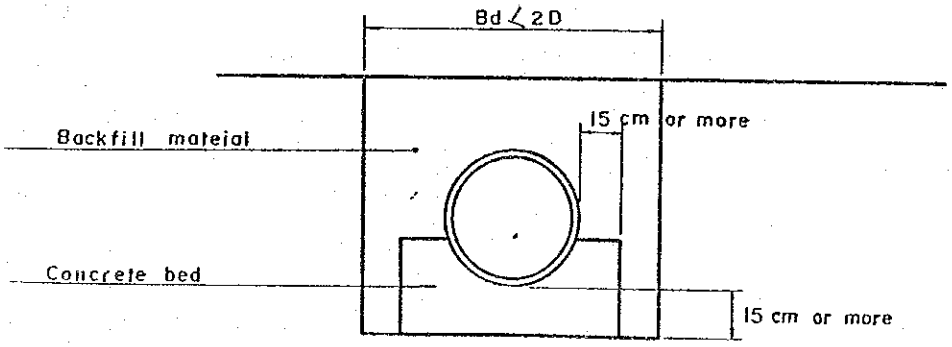
道路以外のところに布設する場合　0.90m　〃

上記土被りを確保出来ない場合は，15cm厚以上のコンクリートでパイプ全体を囲むものとする。

iii）パイプの基礎は，全てコンクリート基礎とする。

基礎形状は原則として下図による。

Fig. V−13



e．荷　重

(1) 活荷重

パイプに働く活荷重の計算は次式を用いる。

$$W_{TL} = C_L \times B_C$$

$$C_L = \frac{10.62}{2H + 0.0375} \quad (\text{HB Load} \quad 150\ \text{unit})$$

W_{TL}　活荷重　(t/m)

C_L　荷重強度　(t/m²)

Bc　パイプ外径 (m)

H　土被り高さ (m)

(2) 土被り荷重

$$W_{DL} = \gamma_t \cdot H \cdot \frac{(B_c + B_d)}{2} \qquad B_d \fallingdotseq 2B_c \text{ とする。}$$

W_{DL}　土被り荷重　(t/m)

γt　土の単位重量 (18 t/m³)

H　土被り高さ　(m)

Bd　溝の巾

Bc　パイプの外径

b．パイプの設計は，i）ii）で求めた荷重にもとづき，次式によって行う。

$$L_c \geqq F_s \left(\frac{W_{TL}}{1.5} + \frac{W_{DL}}{L_f} \right)$$

Lc　パイプの外圧強さ　(Kg/m)

Fs　安全率　1.0 とする。

Lf　埋設状態及び基礎形式による荷重係数

Table. V－14　荷重係数 Lf の値

$\frac{H}{Bc}$	コンクリート基礎120°のLf
0.5	8.52
1.0	5.96
1.5	5.41
2.0	5.30
3.0	5.18
5.0	4.96
10.0	4.80
15.0	4.69

Table. V－15　パイプの外圧強さ（BS 556 Part2 1972）

Unit　Kg/m

Normal Bore of Pipe	Standard Pipe		Extra Strenath of Pipe					
			Class L		Class M		Class H	
	Proof	Ultimate	Proof	Ultimate	Proof	Ultimate	Proof	Ultimate
300mm	2010	2380					2380	2980
450 〃	2010	2380			3570	4460	4170	5210
600 〃	2010	2380			4610	5760	5510	6870
750 〃	2010	2380	3870	4840	5360	6700	6550	8190
900 〃	2010	2380	4610	5760	6850	8560	8630	10790
1.050 〃	2010	2380	5210	6500	7740	9670	9820	12280

2.　ボックスカルバート設計

ボックスカルバート設計に当っては，次の要領で実施した。

a．許容応力度

許容応力度はＨＢ荷重を載荷するため，２５％増とする。

(1)　コンクリート

(i)　許容曲げ圧縮応力度　σ_{ca}

$$\sigma_{ca} \leqq \frac{\sigma_{ck}}{3} \times 1.25 = \frac{255}{3} \text{kg/cm}^2 \times 1.25 = 85 \times 1.25 = 106 \text{kg/cm}^2$$

σ_{ca}　許容応力度

σ_{ck}　２８日圧縮強度

(ii) 許容セン断応力度

8.2×1.25＝10.25㎏/㎠

(2) 鉄　筋　(Mild Steel)

(i) 許容引張応力度

1428㎏/㎠×1.25＝1785㎏/㎠

b．荷　重

(1) 死荷重及び土圧

(i) 頂版荷重

カルバート上面に作用する鉛直荷重は，式(b−1)によって計算する。

$Pv = \alpha \cdot \gamma \cdot D$　……式(b−1)

Pv　カルバート上面に作用する鉛直土圧 (t/m²)

γ　〃　上部の土の単位重量　1.9 t/m³

D　〃　の土被り　m

Bo　〃　の外巾　m

α　鉛直土圧係数

αの値は，D/Bo の値に応じTable V−16の値をとる。

Table. V−16

D/Bo	D/Bo<1	1≦D/Bo<2	2≦D/Bo<3	3≦D/B<4	4 ≦D/Bo
α	1.0	1.2	1.35	1.5	1.6

頂版自重は式(b−2)によって計算する。

$Wd = \gamma c \cdot T_1$　……(b−2)

Wd　頂版自重　(t/m²)

γc　鉄筋コンクリートの単位体積重量(t/m³)

$\gamma c = 2.4$ t/m³とする。

T_1　頂版厚

(ii) カルバート底面に作用する荷重

カルバート底面に作用する荷重は式（b－3）によって計算する。

$$qd = Pv + Wd + \frac{2T_3 \cdot H \cdot \gamma_c}{Bo} \quad \cdots\cdots\cdots 式（b－3）$$

qd	カルバート底面に作用する荷重		（t/m²）
T_3	〃	の側壁厚	（m）
H	〃	の内空高さ	（m）
Bo	〃	の外巾	（m）

(iii) 水平土圧

カルバートの側面に作用する土圧は式（b－4）によって計算する。（Fig. V－15）

$$Ph = K \cdot \gamma \cdot Z = 0.6 \cdot \gamma \cdot Z \quad \cdots\cdots\cdots 式（b－4）$$

Ph	カルバート側面に作用する水平土圧	（t/m²）
K	静止土圧係数（0.6）	
Z	舗装面より任意の点までの深さ	（m）

Fig. V－14

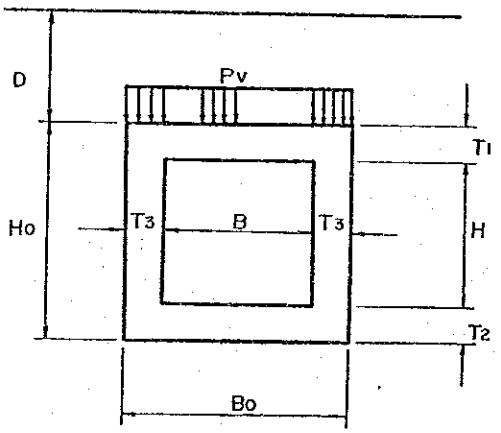
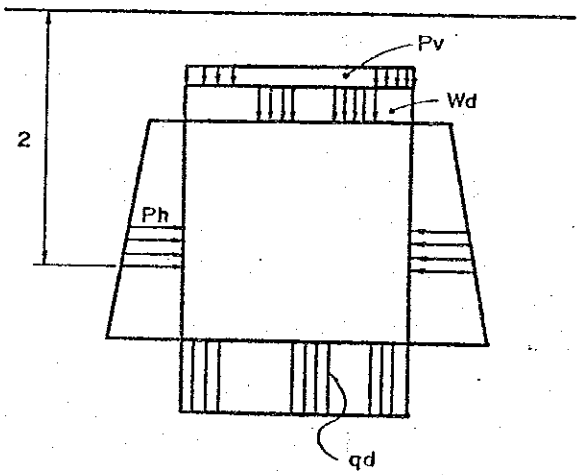


Fig. V－15

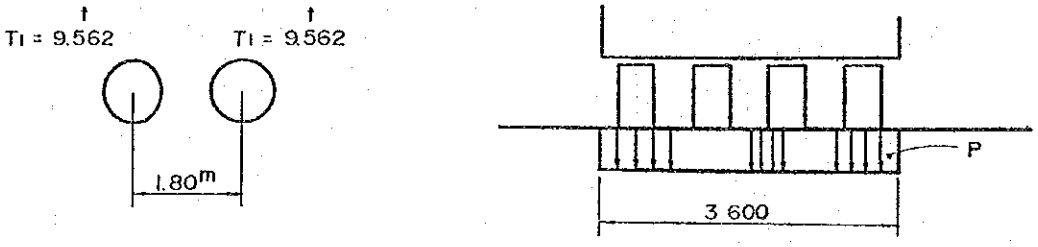


(2) 活荷重

(i) 活荷重

活荷重は，ＨＢ荷重（１５０units）を載荷するものとする。

Fig. V－１６　荷　重　条　件



ＨＢ（１５０units）によるカルバート縦方向単位長さ当り荷重は下記の式によって計算する。

$$P=\frac{4\times T_1}{3.60}=\frac{4\times 9.562}{3.60}=10.62\ (t/m)$$

但し，Ｐ縦方向単位長さ当り荷重（t/m）

活荷重の分布は接地圧0.075mで支間方向にのみ45°に分布するものとする。

(ii) 鉛直荷重および側面荷重

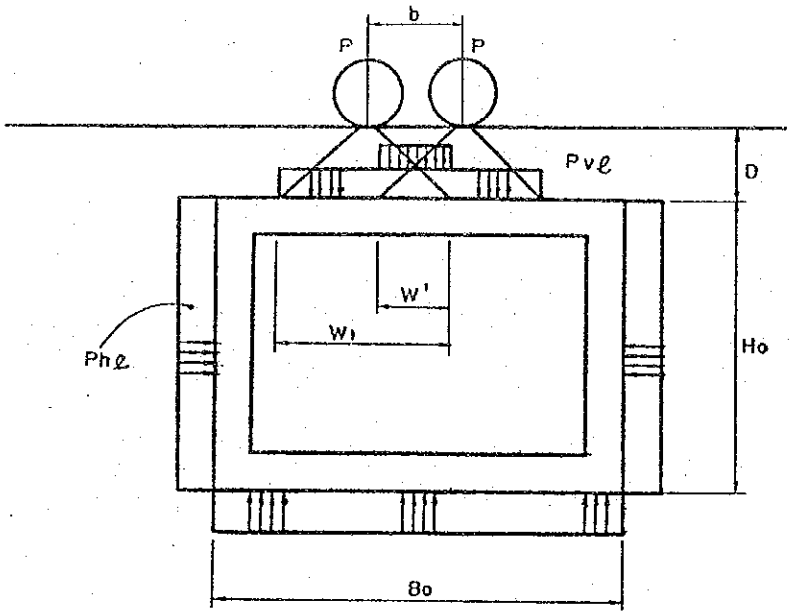
① 土被り４m未満の場合

カルバート上面に作用する活荷重は下記の式によって計算する。（Fig. V－１７）

$$Pv\ell=\frac{P(1+i)}{W_1}=\frac{P(1+i)}{0.075+2D}$$

$Pv\ell$	カルバート上面に作用する活荷重による鉛直荷重（t/m²）	
W_1	活荷重の分布巾（$W_1=2D+0.075$）	(m)
D	土　被　り	(m)
i	衝撃係数	ＨＢ荷重の場合は考慮しない

Fig. V－17



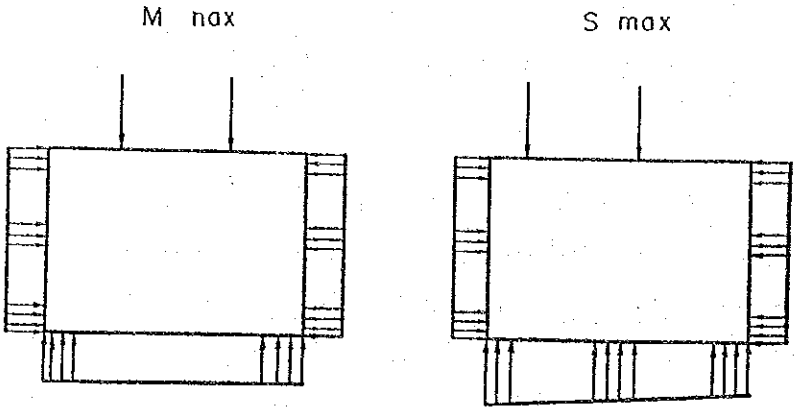
またカルバート底面に作用する活荷重は式（ｂ－５）によって計算する。

$$q\ell = \frac{\Sigma\ Pv\ell}{Bo} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots \quad 式（b－5）$$

但し，ｑℓカルバート底面に作用する活荷重（ｔ／m^2）カルバートの側壁に作用する水平荷重（Ｐｈℓ）は深さＺに関係なく一様に，0.6×1.66 t／m^2＝1.00 t／m^2

以上の様に計算した鉛直荷重を着目断面に対して最大応力の生ずる位置に配置して断面力を計算するものとする。

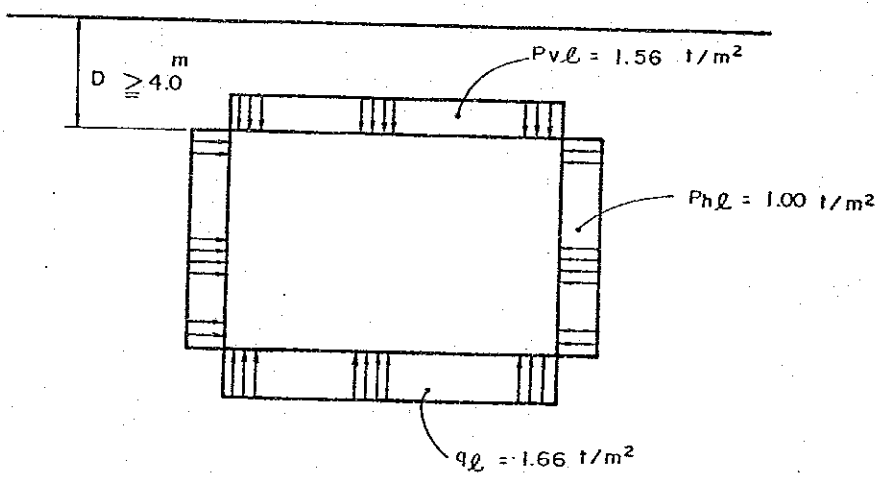
Fig. V−1 8



② 土被り 4 m 以上の場合

土被り 4 m 以上の場合の鉛直荷重及び側面水平荷重は下図に示す一定荷重を考えるものとする。

Fig. V−1. 9



(3) 温度変化及び乾燥収縮の影響

地中にあるため，これは考慮しない。

(4) 荷重の組合せ

カルバートの断面力の計算に用いる荷重の組合せは土被り 4.0 m 未満と 4.0 m 以上の二通りに分けて考える。

(i) 土被り 4.0 m 未満の場合

土被り 4.0 m 未満の場合には下図に示す 2 種の荷重について計算を行い，求まった

断面力のうちいずれか大きい方で断面計算を行うものとする。

Fig. V−2 0　Maximum Bending Moment on the Slabs

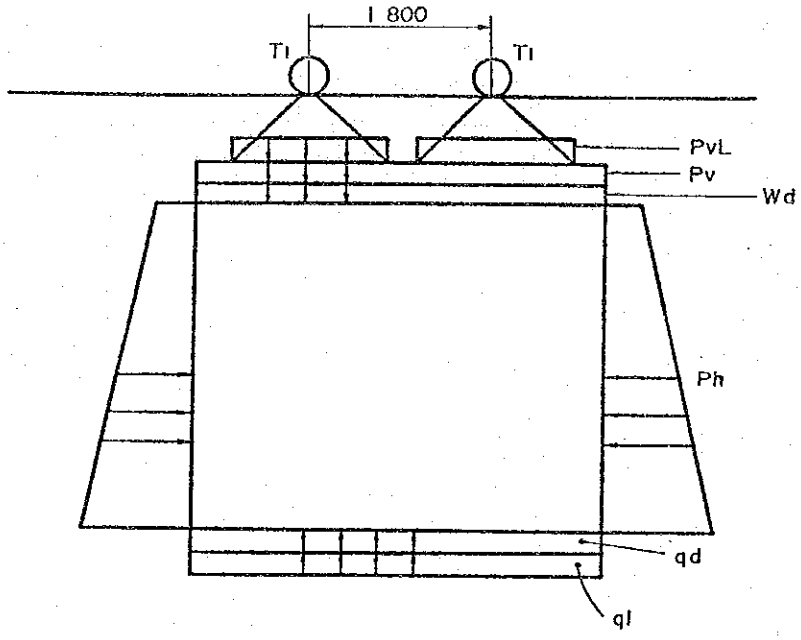
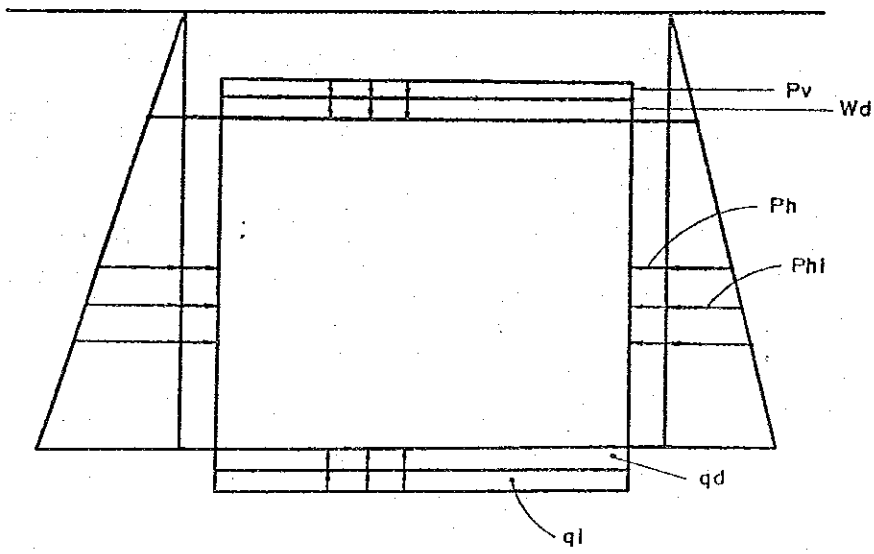


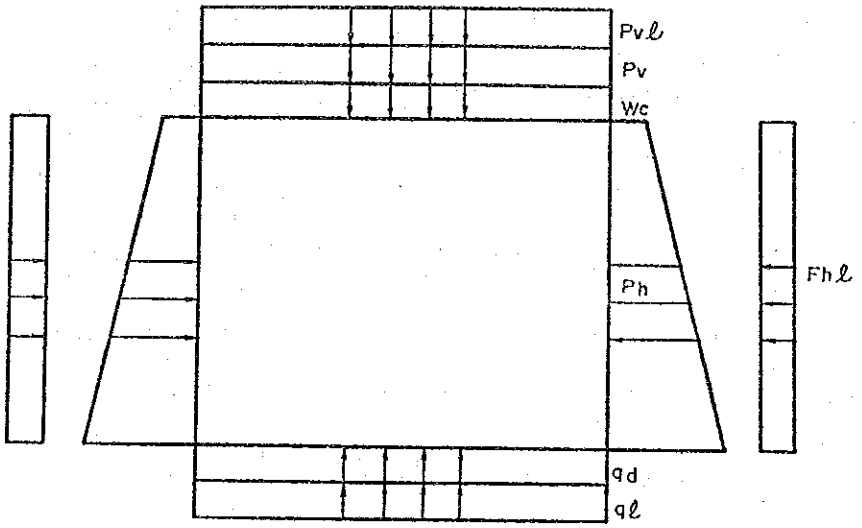
Fig. V−2 1　Maximum Bending Moment on the Side Wall



(ii) 土被り 4.0 m以上の場合

土被り 4.0 m以上の場合には，下図の様な１種の荷重により断面計算を行う。

Fig. V−2 2



I. 照明設計

プロジェクト道路の照明設備はモーリシャス政府当局者と協議の上モーターウェイジャンクション，及びコロマンデルインタチェンジに設置することとした。

以下に設計条件及び設計基準を呈示する。

A．設計条件

1. 供用開始５年後の推定交通量（日交通量）

a．本線交量通	モータウェイ	J．C	25,000 台/日
	コロマンデル	I．C	18,000 台/日
b．出入交通量	モータウェイ	J．C	18,000 台/日
	コロマンデル	I．C	15,500 台/日

2. 舗装の種類　アスファルト

3. 設計速度　80 Km/h

4. 道路規格　高速自動車道

※ ５年後交通洋＝0.65×（1992年 交通量）

B．設計基準

設計基準については「高速道路調査会　道路照明設計指針」に従うものである。

1.　路面の平均輝度及び輝度均斉度

a．インターチェンジ，ジャンクション等の車線内路面の平均輝度は下記の通りとする。

設計速度	Km/h	80
平均輝度	nit	1.0以上

アスファルトであり
15 ℓxとする。

b．車線内の輝度均斉度は40％以上とする。

2.　照明規模

電力節減のため照明規模を決める道路照明であることから，交通量によって決定するが少なくても5年先まで使用できるように供用開始5年後の推定交通量（台/日）（本線及び出入交通量）によることにする。

3.　保守率

保守率は，D.クラス附図参照及び市街地であることから，

M＝0.7とする。

4.　照明方式

道路灯による分散照明方式とする。

道路照明方式として多く採用されている照明方式で道路の規模に応じて10M～12Mの照明ポールを30M～40Mの間隔で配置して照明する方式である。

5.　光　　源

螢光水銀ランプとする。

(a)　効率は400Wで約47. ℓm/W である。

(b)　色は白色である。

(c)　演色性は普通で，その平均演色評価数 Ra≒50である。

(d)　始動時間は約8分である。

(e)　再始動はやや時間を要す。

6. 照明器具

道路灯器具，セミカットオフ形とする。

市街地であることからセミカットオフでよい。

7. 配　　線

スチールコルゲートのSC−VVケーブル直埋方式とする。

（GL600㎜下とする）

8. 電源引込

電源の引込はインターチェンジの中心附近がよい。

引込地点までの配電はモーリシャスで行うこととする。

Fig V－23 照明規模 B

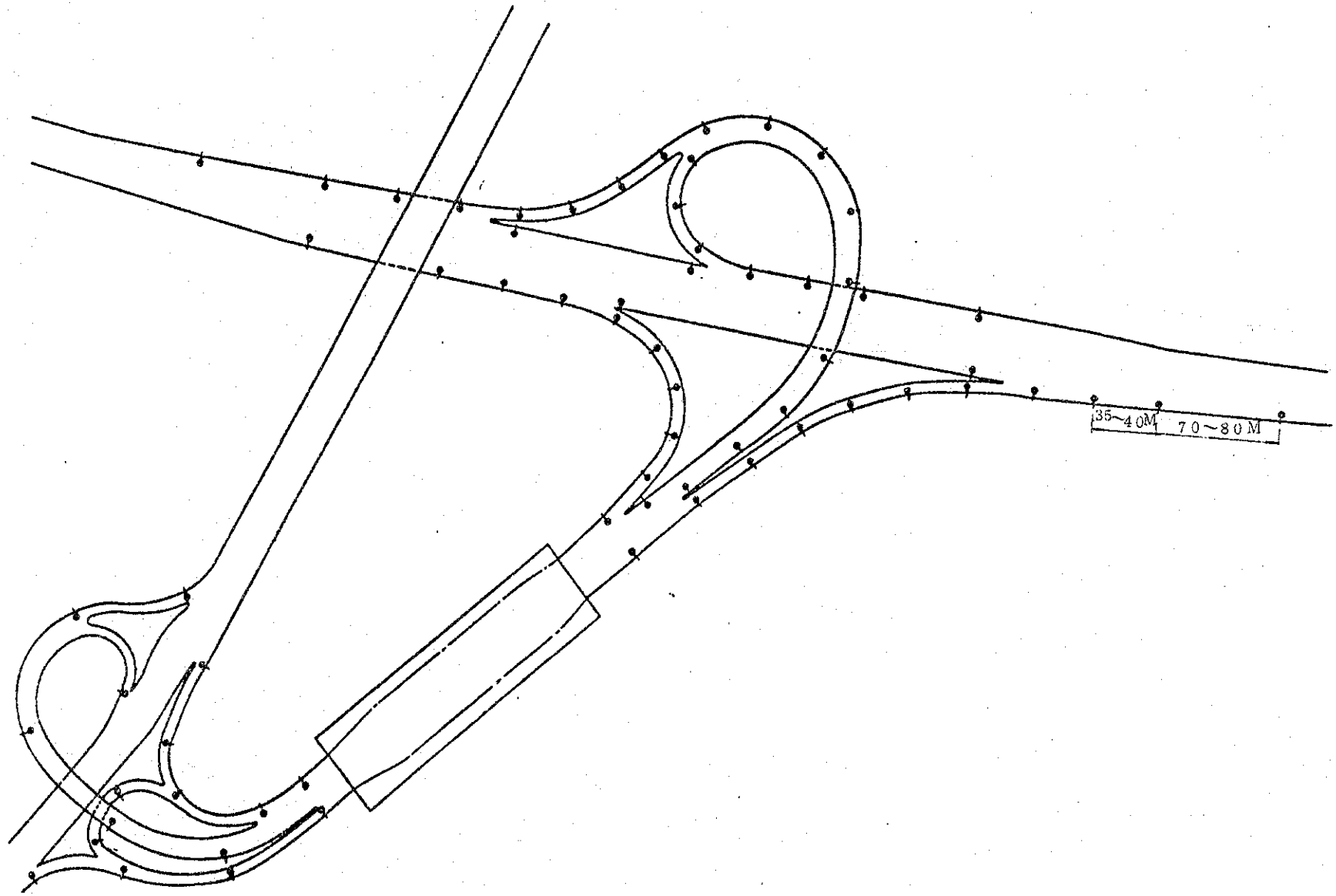


Fig V－24 照明規模 C

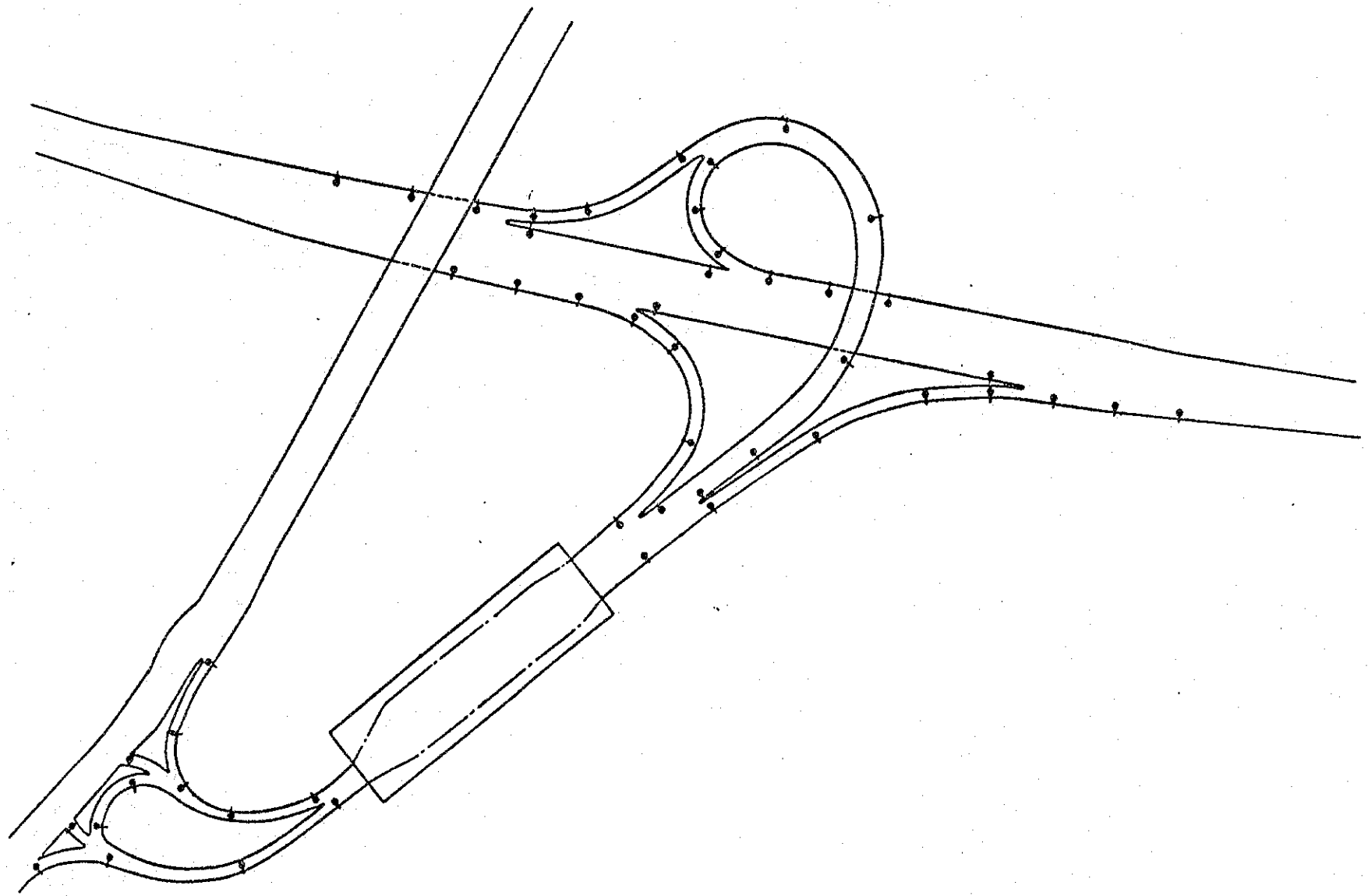
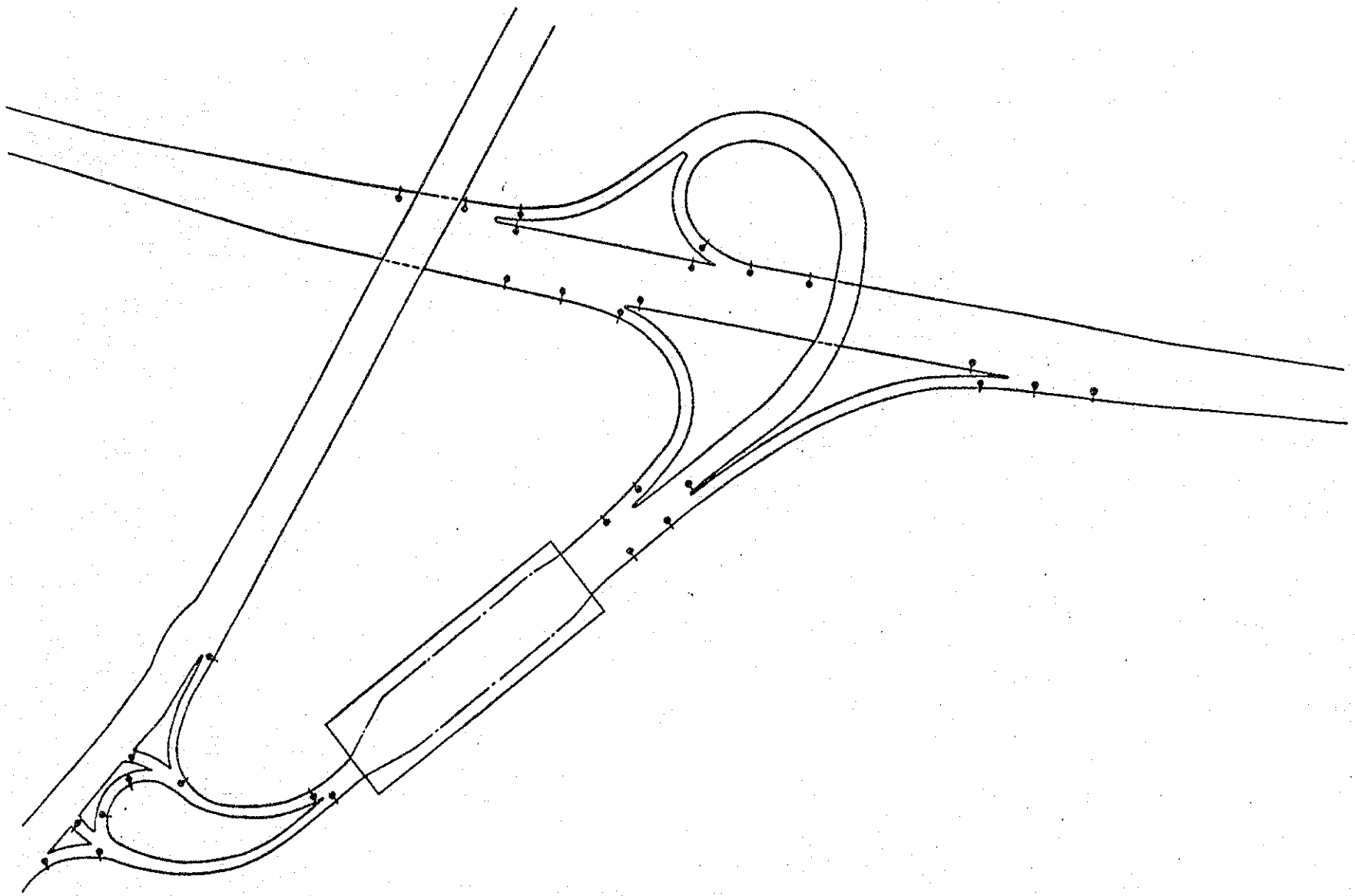


Fig V－25 照明規模 D



VI 橋梁設計

A. 橋梁計画の概要

B. 計画の基本条件

1. 道路線形

2. 地形・地質条件

3. 設計計画の基本条件

a. 河川条件

b. 交差道路の建築限界

c. 荷重条件

C. 橋梁の計画検討

1. LINK ROAD BRIDGES

2. MOTORWAY JUNCTION BRIDGES AND RAMPWAY BRIDGES

a. MOTORWAY JUNCTION BRIDGES

b. RAMPWAY BRIDGES

3. OVER BRIDGES

4. PEDESTRIAN BRIDGES

5. AQUADUCTS

6. 既設鉄道橋の使用に関する検討

D. 橋梁設計条件

1. 荷　　重

2. 材料と許容応力度

3. 設計手法の概要

E. 附属品の検討

1. 高　　欄

2. 沓

3. 伸縮継手

4. 排水装置

5. 添 加 物

付録：曲線中空床版橋の検討

A. 橋梁計画の概要

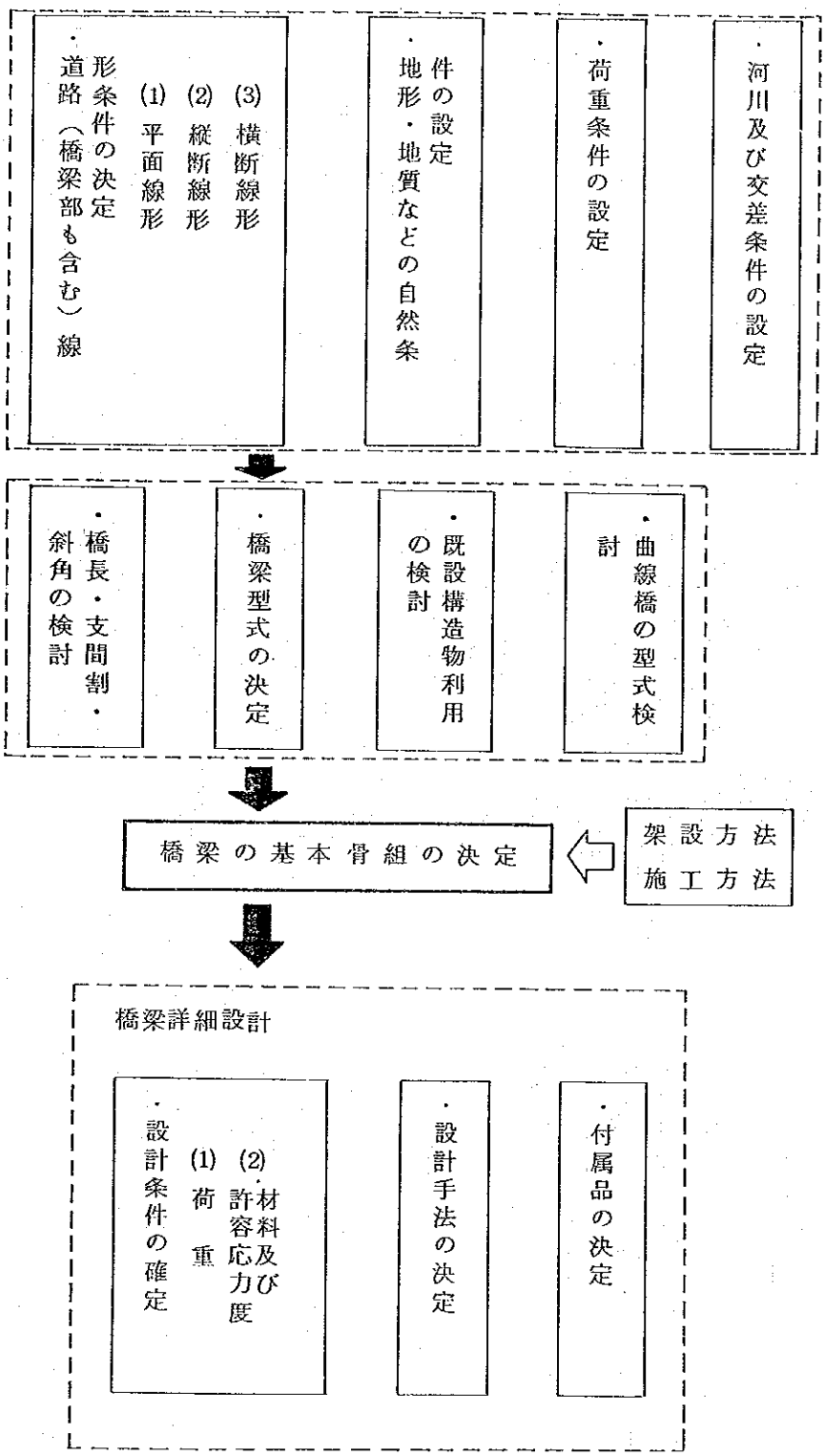
橋梁計画は先に行なわれた道路計画の成果を踏まえて行なう。計画橋梁は，4－LINK ROAD BRIDGES，4－RAMPWAY BRIDGES，7－MOTERWAY JUNCTION BRIDGES，5－OVER BRIDGES，2－PEDESTRIAN BRIDGESと2－AQUADUCTSの合計24－BRIDGESである。

橋梁構造物計画は，道路計画の基本路線に沿い，計画上の基本条件である道路線形，地形・地質，設計荷重，河川及び交差条件を明確にした後，橋長検討，橋梁形式検討，その他の検討を行ない基本形式を確定する。詳細設計に当っては，詳細な設計条件を決定するとともに，設計手法を確定して，計算を行なう。本プロジェクトの内のその他の検討とは，既設鉄道橋下部工の利用検討と，曲線RCスラブ橋の解析手法検討である。既設鉄道橋下部工の調査と検討の結果，下部工の利用は可能と判断された。

橋梁設計に当っての標準示方書はBritish standardに依った。

BS 153	Part 3A	1972（荷重）
BS 5400	Part 7	1978（材料）
CP 114	Part 2	1969（鉄筋コンクリート）
CP 115	Part 2	1969（プレストレスコンクリート）
CP 116	Part 2	1969（プレキャストコンクリート）
CP 110	Part 1	1972（コンクリート）
CP 2004		1972（基礎）

次に構造物計画及び詳細設計の流れを示す。



B. 計画の基本条件

1. 道路線形

a. LINK ROAD BRIDGES

平面線形	半径＝∞	
縦断勾配	i（勾配）＝0.3 %	
幅　員	主車線	3.6 m × 2 ＝ 7.2 m
	路　肩	0.5 m × 2 ＝ 1.0 m
	歩　道	1.5 m

詳細線形は道路図面参照

b. RAMPWAY BRIDGE AND MOTORWAY JUNCTION BRIDGES

MOTORWAY JUNCTIONとCOROMANDEL INTERCHANGEに計画される橋梁の内，曲線部に位置する橋梁をRAMPWAY BRIDGES，直線部に位置する橋梁をMOTORWAY JUNCTION BRIDGESと称す。

(1) 本線部

平面線形	半径＝∞		
縦断勾配	i＝		
幅　員	主車線		3.6 m × 2 ＝ 7.2 m
	路　肩	左側	1.2 m
		右側	1.5 m

(2) 直線部のランプ

平面線形	半径＝∞		
縦断勾配	最大勾配＝8 %		
幅　員	車　線		3.6 m
	路　肩	左側	2.0 m
		右側	0.5 m

(3) 曲線部のランプ（ラウンドアバウト）

設計速度	25 ～ 30 Km/H
平面線形	半径＝30，60，100 m

幅員について道路計画を参照の事。

詳細な線形については道路図面を参照の事。

c. OVER BRIDGES

設計速度	40 Km/H
平面線形	半径＝∞
縦断勾配	最大勾配＝10％
幅　員	各橋梁図面参照の事

d. 歩道橋

平面線形	半径＝∞
縦断勾配	i＝2.5％，又は0.3％放物線
幅　員	2.4 m
横断勾配	1.5％ 1.5％

尚，橋梁計画に使用する測量図は，地形平面図を拡大（ s＝1/1000 → s＝1/200 ）したものである。コントラクターは，詳細測量を行ないOVER BRIDGESの縦断計画，橋長計画などをチエックすることが肝要である。

2. 設計計画の基本条件

a. 河川条件

・計画高水量（ 100年確率降雨強度より ）

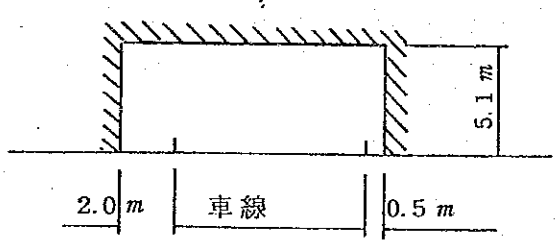
G.R.N.W.	Q＝740 m^3/sec
St. Louis River	Q＝130 m^3/sec

・計画高水位

G.R.N.W.	H.W.L＝9.750 m
	（最大深水＝2.04 m）

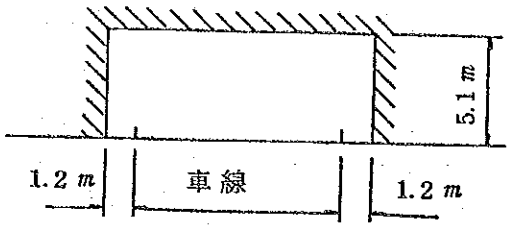
b. 交差道路の建築限界

・本　線



Fig－VI－1

・その他の道路



Fig－VI－2

c. 荷重条件

橋梁設計のための荷重条件はBS 153 Steel girder bridge Part 2 Loads に依る。

C. 検討事項

各適応スパンに対する型式選定の目安を Fig Ⅵ－3 とする。上部工・下部工ともFeasibility studyの検討結果よりコンクリート構造とする。

1. LINK ROAD BRIDGES

Feasibility studyの検討結果を以下に示す。

Table Ⅵ－1

橋　　名	橋　長	支　間　割	形　式
G.R.N.W. A－Le. Br.	192.5 m	7 × 27.5	PC T－Girder
G.R.N.W. B－Le. Br.	192.5 m	7 × 27.5	同　上
st. L.Ri. A－Le. Br.	27.5 m	27.5	同　上
st. L.Ri. B－Le. Br.	69.5 m	21.0＋27.5＋21.0	同　上

G.R.N.W. A－Le. Br.と st. L.Ri. A－Le. Br.は既存の下部工を使用することにより，橋長，支間割が決定される。G.R.N.W. B－Le. Br.はA－Le. Br.に隣接する橋梁であり，A－Le. Br.と同じ橋長，支間割として計画した。st. L.Ri. B－Le.Br.の比較検討結果はFig Ⅵ－4，5の通りである。即ち，スパン割を 21.0 m＋27.5 m＋21.0 m を 3 × 27.5 m とする。

上部工型式は計画支間長より2形式が選定される。2形式の比較表は Fig Ⅵ－6，7の通りである。したがってPC ポスチン T形桁 非合成 とする。

橋台形式は，橋台の高さより，Fig Ⅵ－8の如く選定される。

橋脚形式は，G.R.N.W. B－Le. Br.では小判形柱，st. L.Ri. B－Le. Br. 円形柱を選定する。（Fig Ⅵ－9を参照の事）

基礎型式は地表又は河床より浅い深さで支持層となり得るため直接基礎形式とする。但し Fig Ⅵ－10のような洗掘を考慮して根入れを決定する。

a. Superstructure

Fig. VI-3 Comparison of Superstructure Type

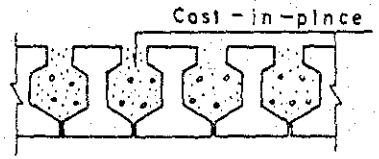
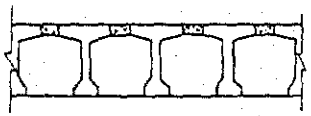
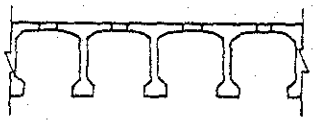
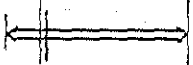
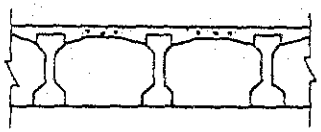
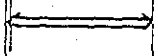
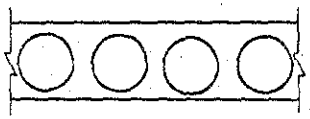
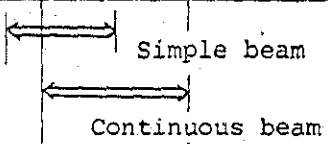
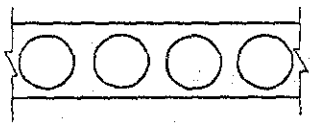
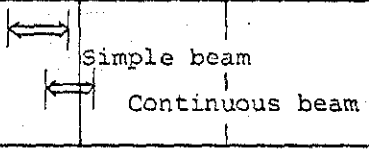
	Type	Cross Section	Available Span (m) 10 20 30 40 50	Comment
Prestressed Concrete Pre-tension Type	Slab			Both Fabrication and Erection are easy. Short span (up to 17 m) is available.
	T-Girder			Both Fabrication and Erection are easy. 15.0 m - 20.0 m is available.
Prestressed Concrete Post-tension Type	T-Girder non-composite			Both Fabrication and Erection are easy. Over 20.0 m is available
	T-Girder composite			- ditto -
	Hollow Slab			All staging method
Reinforced Concrete	Hollow Slab			All staging Method

Fig. VI-4 St. Louis Bridge

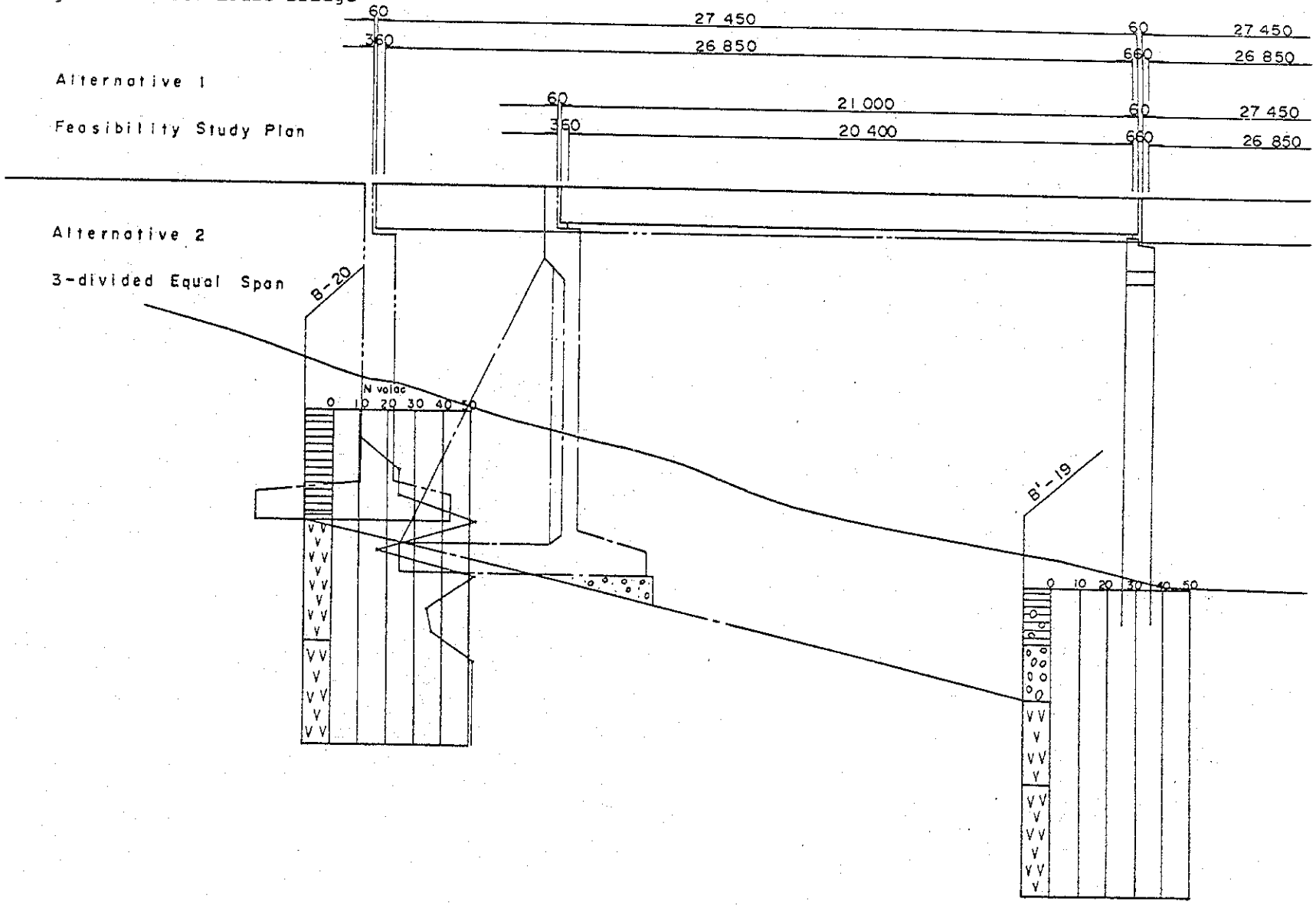


Fig. VI-5 Comparison Table

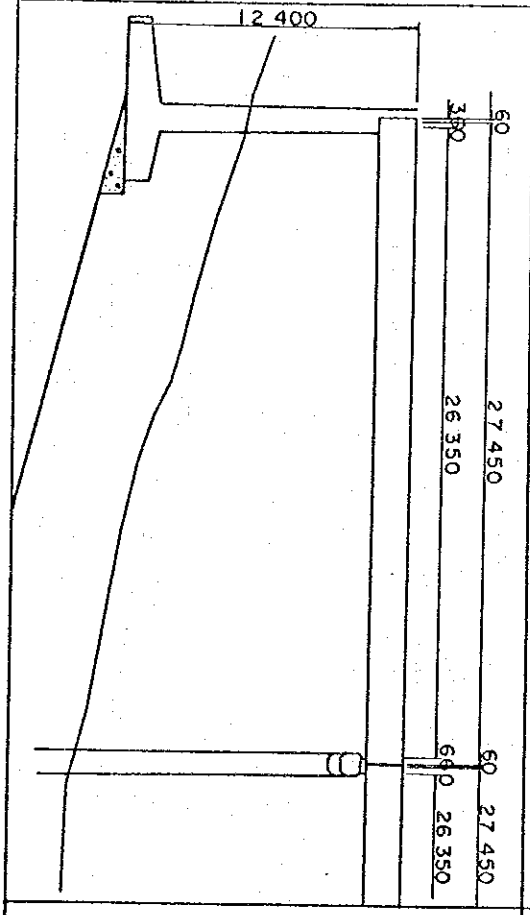
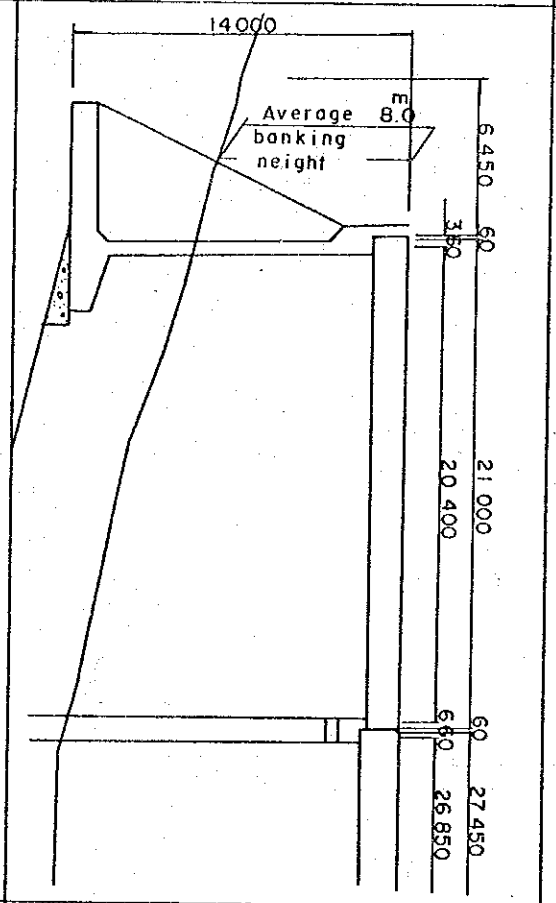
	Alternative-2	Alternative-1
		
Bridge Length	82.590 m 60+27450+60+27450+60+27450+60	69.690 m 60+21000+60+27450+60+21000+60
Characteristic	Girder height is equal, so side view is a good feature. Abutment Type is L-shaped, so it is economical and banking volume is little.	Abutment Type is buttess.
Cost Estimate	thousand yen Superstructure 5,600 Substructure 15,800 Banking 0 21,400	thousand yen Superstructure 0 Substructure 22,700 Banking 1,000 23,700
Judge-ment	○	×

Fig. VI-6 Comparison Table between Non-Composite Girder and Composite Girder

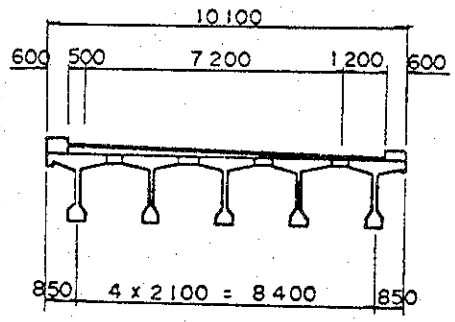
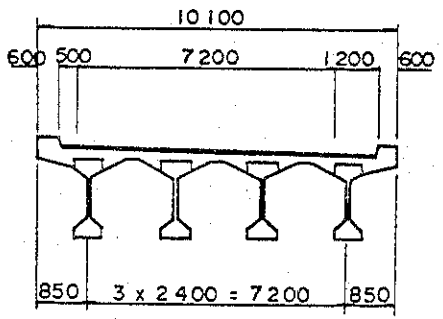
Type	Cross Section	Construction	Erection	Cost Estimate	Remarks
Prestressed T Girder Non-composite		Fabrication No problem Cross Frame It is necessary for Deck slab and Girder prestressing (Transverse)	Girder Erection	96,000 yen/m^2	Girder span 20 - 50 m is available. Structure height is more favorable than prestressed composite Girder. Construction period is short.
Prestressed I Girder Composite		Fabrication No problem Construction Reinforcement arrangement and concrete work is necessary at site	Girder Erection	92,500 yen/m^2	It is available for any dimension. (Plan geometry) It is necessary to care at Girder transfer and erection. Construction period is long.

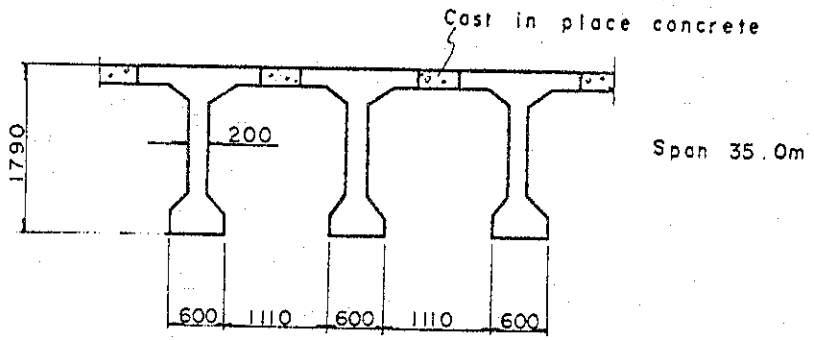
Fig. VI-7

Construction of PC T-Girder

1. Fabricate Precast Girder at yard and set on Piers.
2. After setting of cross-frame formwork, carry out cross-frame concrete work. And after having the required strength of concrete, carry out prestressing work of cross-frame and carry out prestressing work of deck slab.
3. Concrete work between T-section Girders.
4. Curing of concrete.
5. Road surfacing.
6. Opening.

Period of Works 120 days

(Total width 18.0 m, span 35 m)



Construction of PC Composite Girder

1. Fabricate Precast Gilder at yard and set on Piers.
2. After setting of cross-frame formwork, carry out cross-frame concrete work. And after having the required strength of concrete carry out prestressing work of cross frame.
3. Arrangement of formwork of Deck Slab.
4. Arrangement of reinforcement and concrete work.
5. Curing of concrete.
6. Read srufacing.
7. Opening.

Period of Works 150 days

(Total width 18 m, span 35 m)

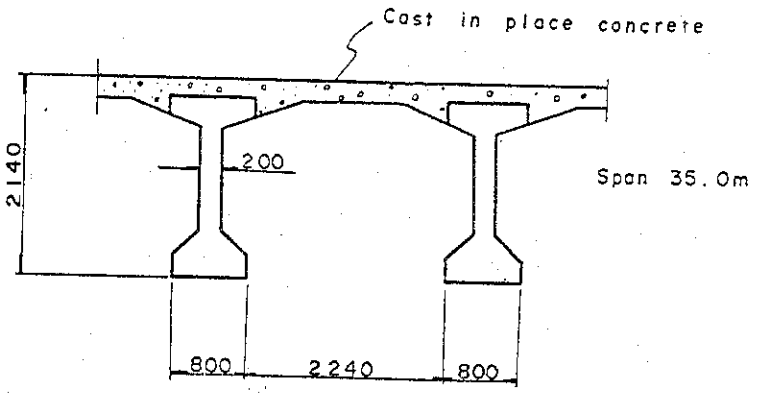


Fig. VI-8

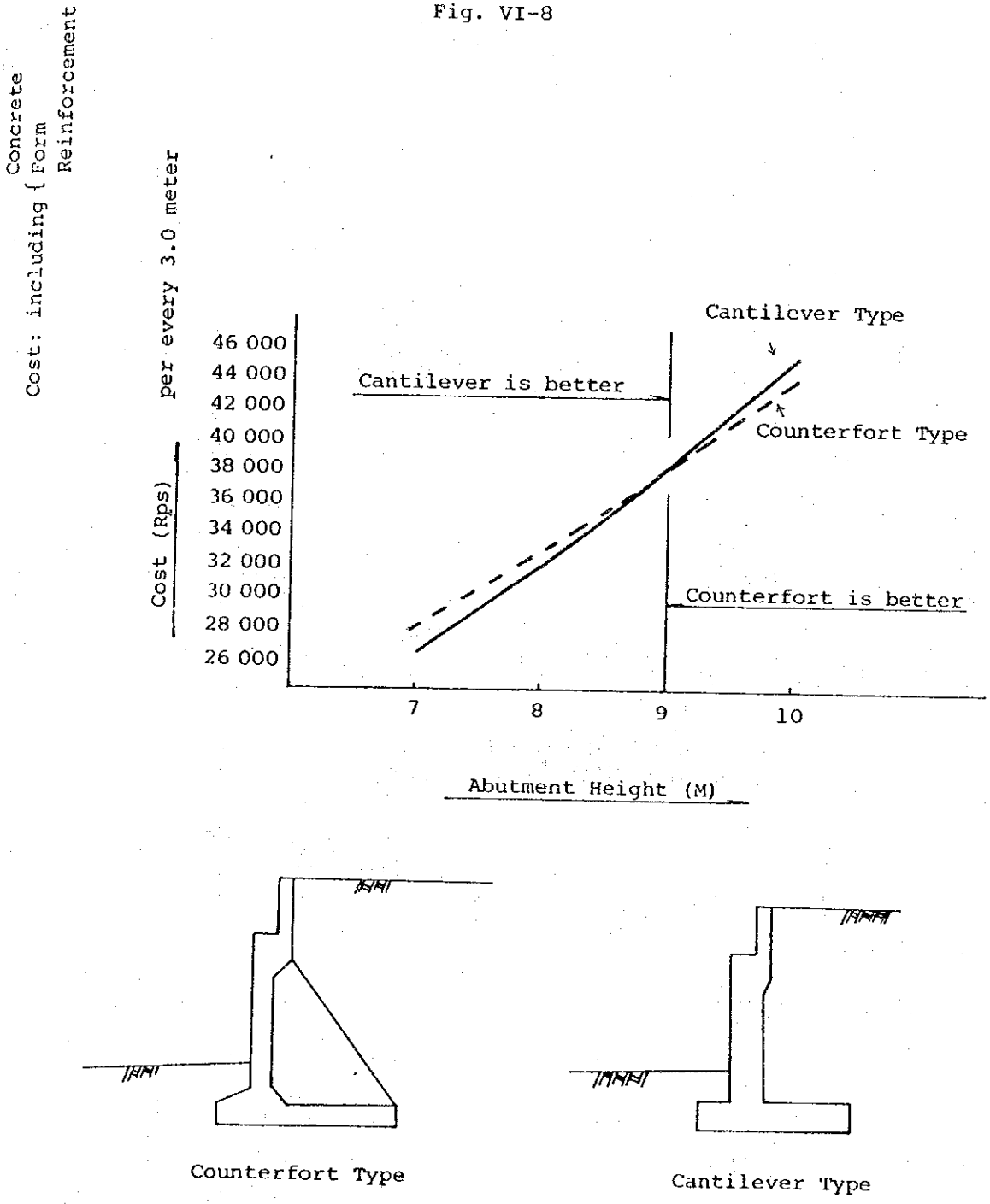

Cost: including { Concrete Form Reinforcement
Cost (Rps) per every 3.0 meter
46 000
44 000
42 000
40 000
38 000
36 000
34 000
32 000
30 000
28 000
26 000
Cantilever Type
Cantilever is better
Counterfort Type
Counterfort is better
7
8
9
10
Abutment Height (M)
Counterfort Type
Cantilever Type

Fig. VI-9 Pier Type 2 : St. Louis and G.R.N.W. Br.
Comparison Table

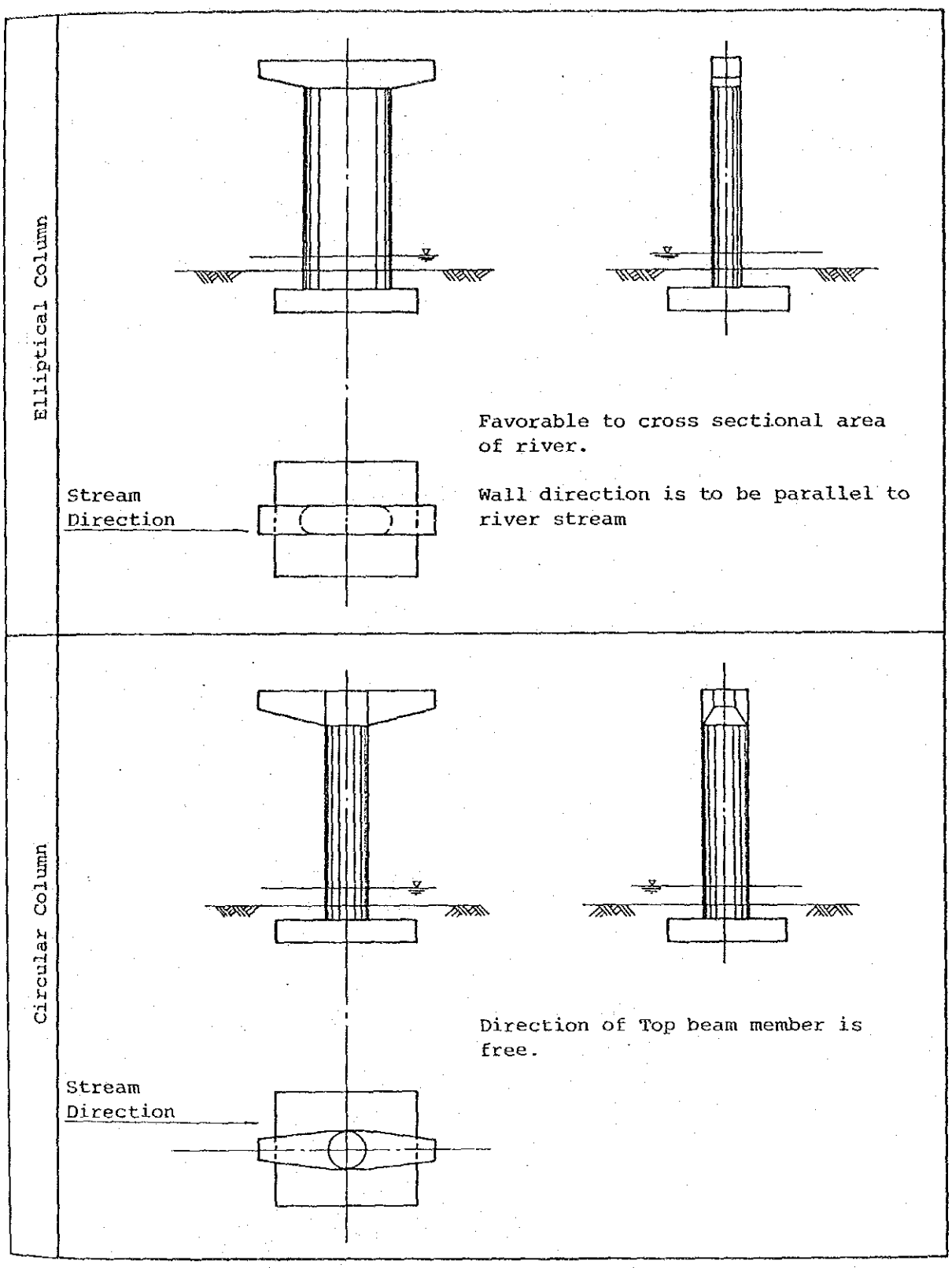
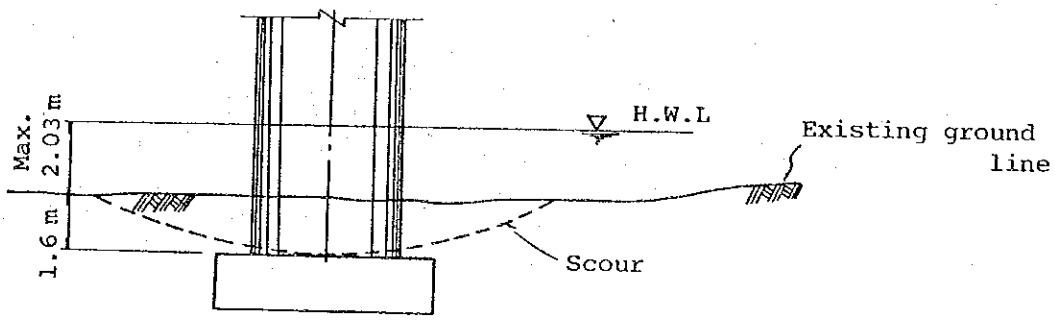


Fig. VI-10



基礎地盤の支持力は，CP 2004 や日本道路協会下部構造設計指針を参考として 50 t/m^2 とする。

2. RAMPWAY BRIDGES AND MOTORWAY JUNCTION BRIDGES

a. MOTORWAY JUNCTION BRIDGES

橋梁の前後は盛土工区間であり，橋梁工費と盛土工費の比較結果より，交差道路の建築限界を犯さない限り橋長を短かくする方が経済的である。

A－Le. 1 Br. と B－Le. 1 Br. は交差道路の B－RAMP，E－RAMPを一跨ぎする 1 SPAN橋梁となる。橋長は，交差道路の視距及び桁長統一を考慮して決定する。その結果，橋長は A－Le. 1 Br. で 30.1 m，B－Le. 1 Br. で 21.2 m として計画した。

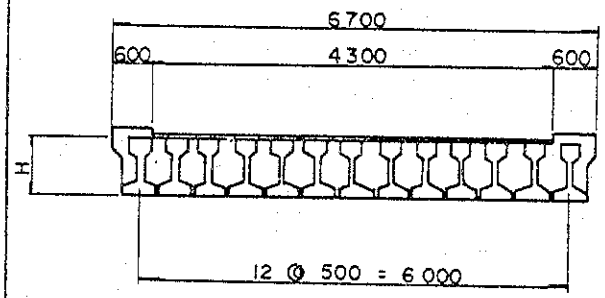
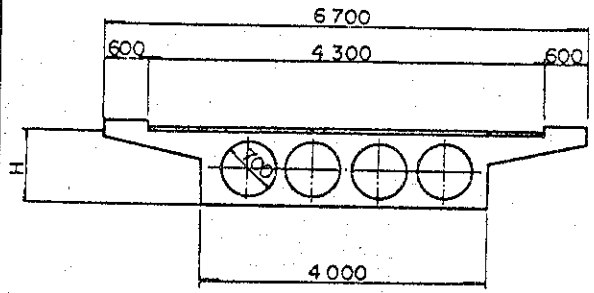
A－Le. 3 Br. と B－Le. 3 Br. も H－RAMPを一跨ぎする 1 span 橋梁である。橋長は 17.0 m となる。

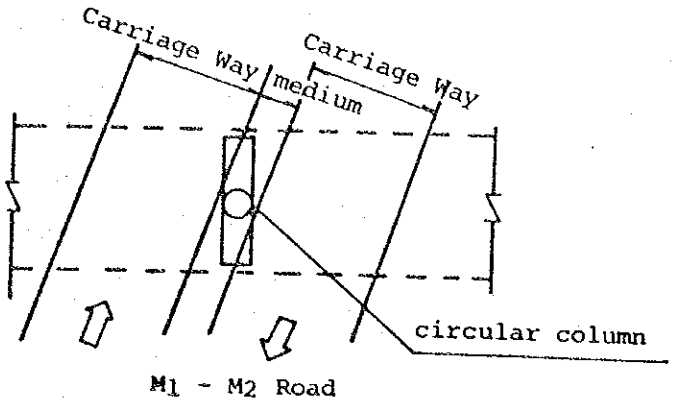
A－Le. 2 Br.，B－Le. 3 Br. と E－Rp. Br. は，交差道路である M_1－M_2 ROAD と B－RAMPを跨ぐものである。したがって計画橋長は 85m～90mのものとなる。 それぞれの橋長は支間割と桁長の統一を考えて決定する。支間割は M_1－M_2 ROAD の中央分離帯の位置と，M_1－M_2道路と B－RAMPの中間に脚を設ける 3 径間とする。その結果は図面に示す通りである。

上部工形式は，適応支間から A－Le. 1 Br.，B－Le. 1 Br.，A－Le. 2 Br.，B－Le. 2 Br. と E－Rp. Br. の 5 橋については Post－tensioned T－Girder non compsite Type とする。A－Le. 3 Br.，B－Le. 3 Br. の2橋は，Fig Ⅵ－ 11の比較表の結果より R.C.Voided slab bridge とする。尚 T－Girder bridge では連続するスパンの桁高の統一を考慮する。

橋台形式は Fig Ⅵ－ 8 より決定する。橋脚形式は円形柱とする。（ Fig Ⅵ－ 12 参考の事）

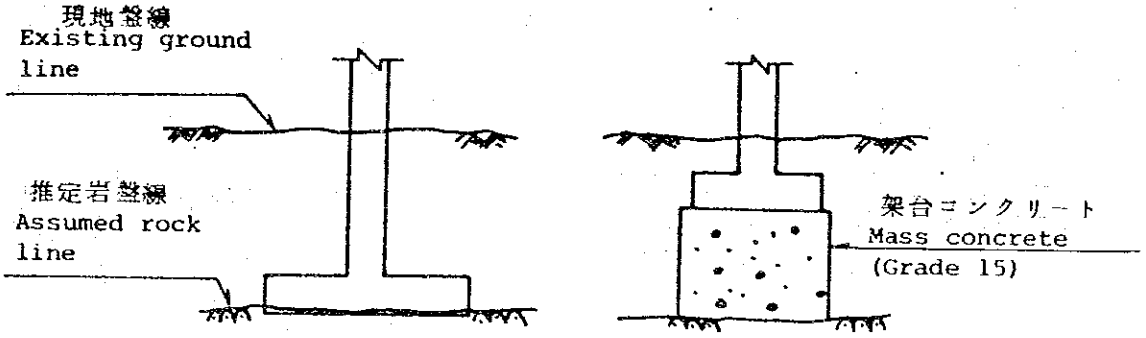
Fig. VI-11 Comparison between Pre-tension Slab Br. and Reinforced Concrete Voided Slab Br.

	Cross Section	Ratio L/H	Cost Estimate	Characteristic
PC Pre-tension Slab		H = (1/20)xL L; span length (m) H; structure height (m)	85,000 yen/m^2	. Working period is short . Pre-cast concrete . Truck crane erection . Construction is easy
Reinforced Concrete Voided Slab		H = (1/16)xL (for continuous) H = (1/12)xL (for simple)	75,000 yen/m^2	. Working period is long . Available for curved bridge . All staging method . Structure height is higher than PC pre-tension slab . Formwork is complicated, however work is not difficult



FigVI-12

基礎型式は，地表より浅い部分から支持層と考えられる層が存在するため，直接基礎とする。但し，根入れが深くなる場合には架台コンクリートを置いた基礎型式とする。（FigVI-13参照）



FigVI-13

支持層と考えた新期溶岩層の許容支持力は60 t/m² として計画した。

b. RAMPWAY BRIDGES

考えられる橋長はFigVI-14 に示す通りであり，比較検討の結果（FigVI-15，16を参照） Open end Span を選出する。

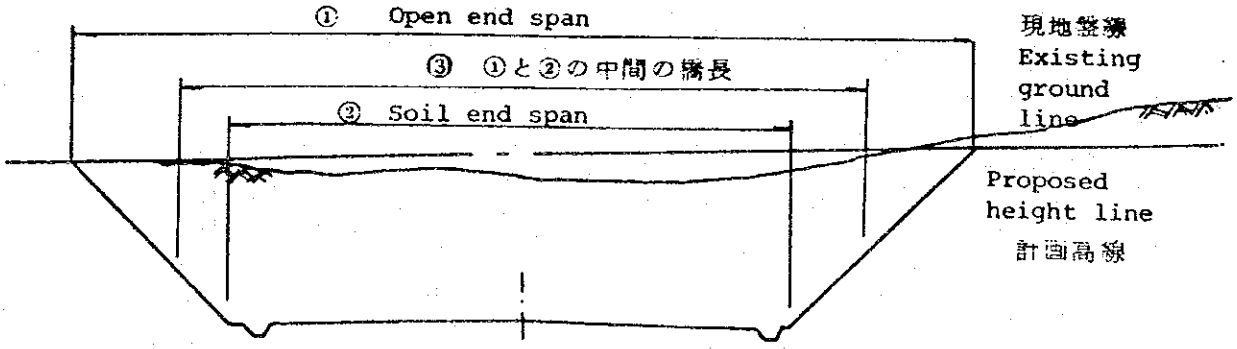


Fig. VI-14

Fig. VI-15 Rampway Bridge
Comparison of Bridge Length

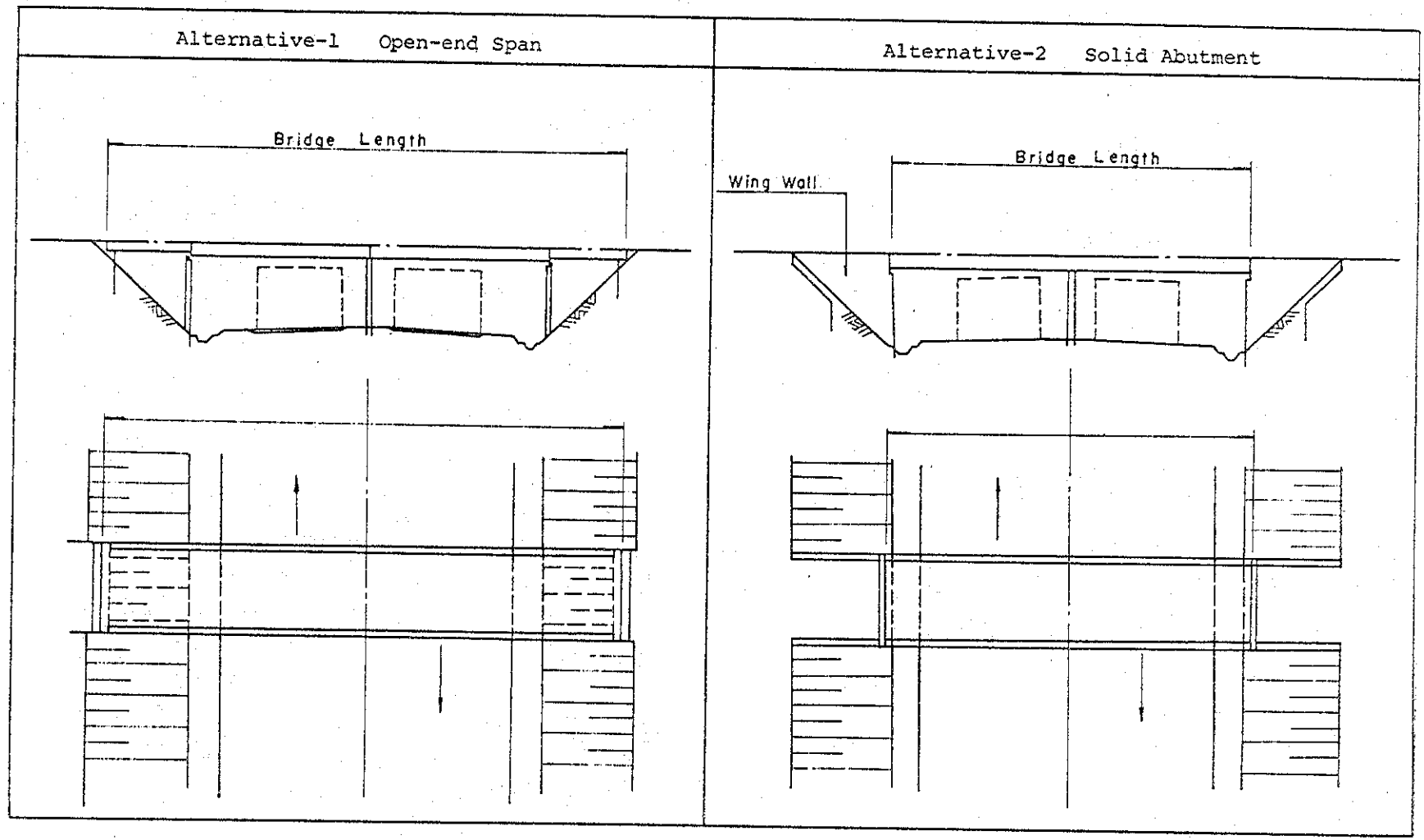


Fig. VI-16 Comparison Table

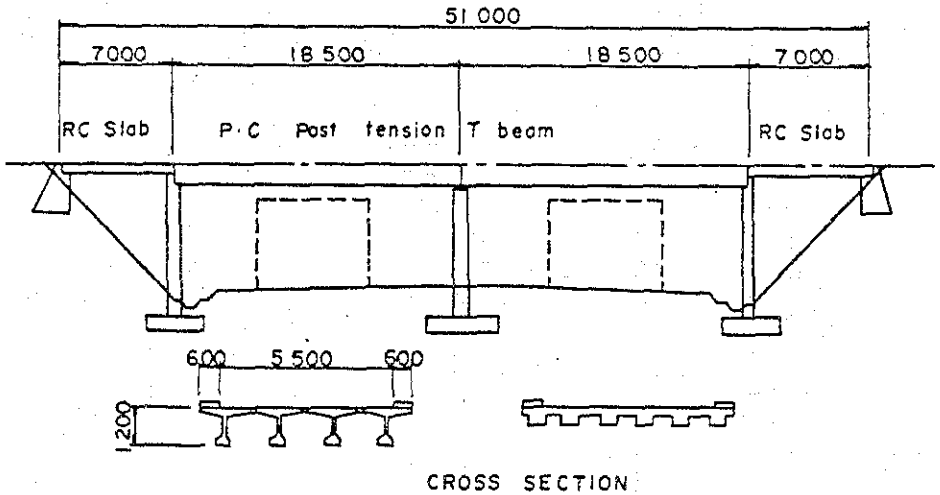
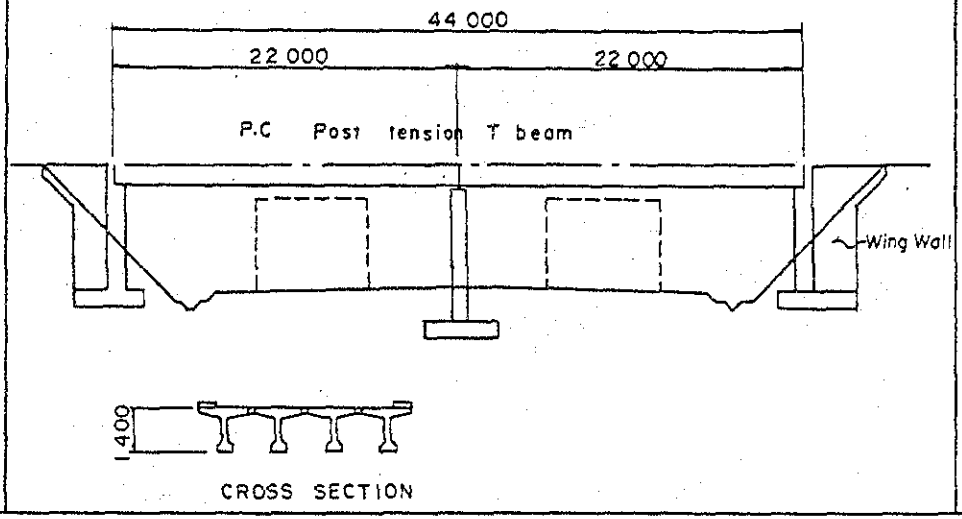
		Featuring Point	Construction Cost	
4-spans		Abutment is small	(thousand yen) Super 25,300 Sub 12,500 Bank 37,800	O
2-spans		Abutment is rather large	(thousand yen) Super 23,700 Sub 15,300 Bank 300 39,300	x

Fig. IV-17 Comparison Table of Super Structure Type

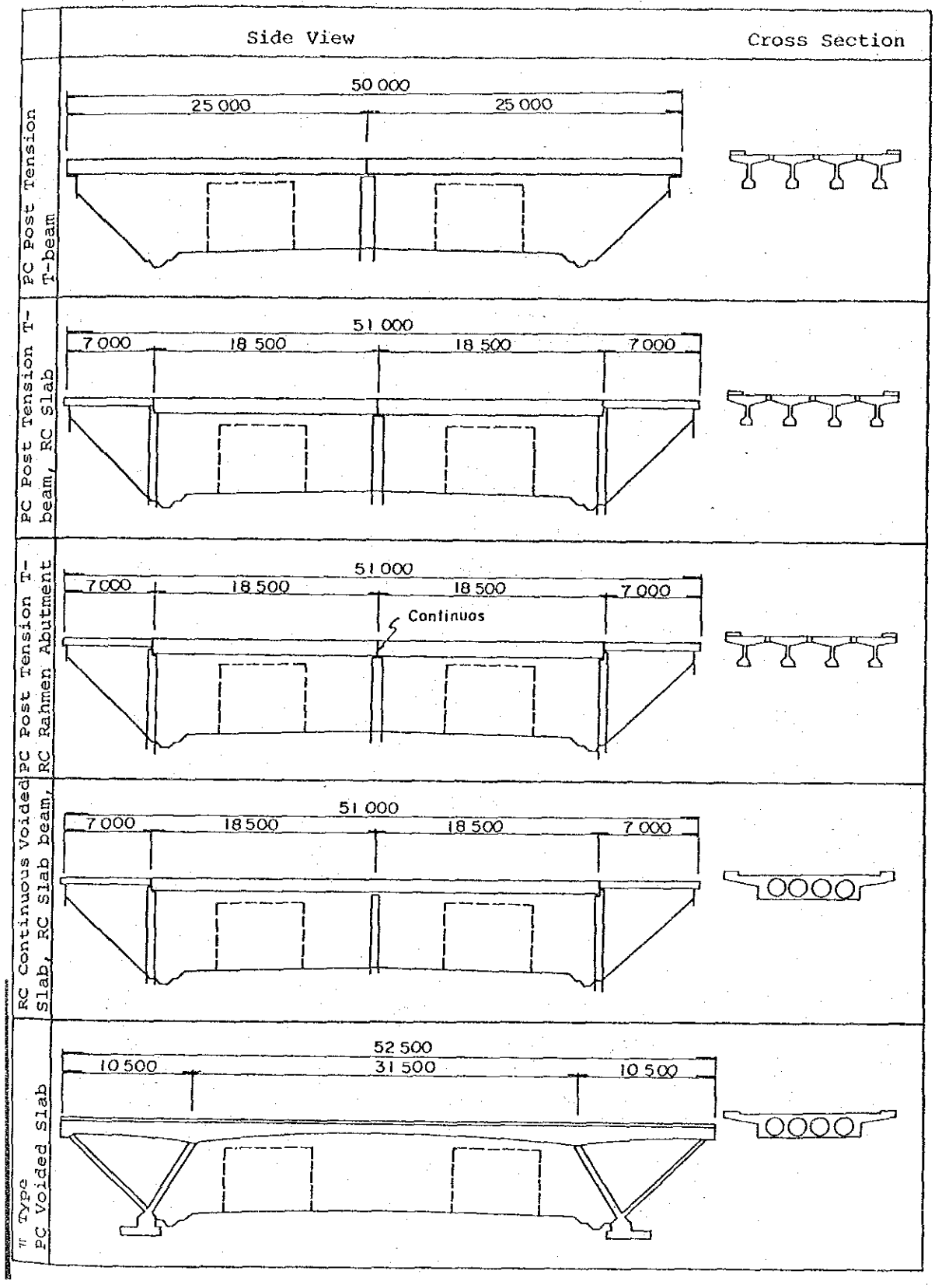
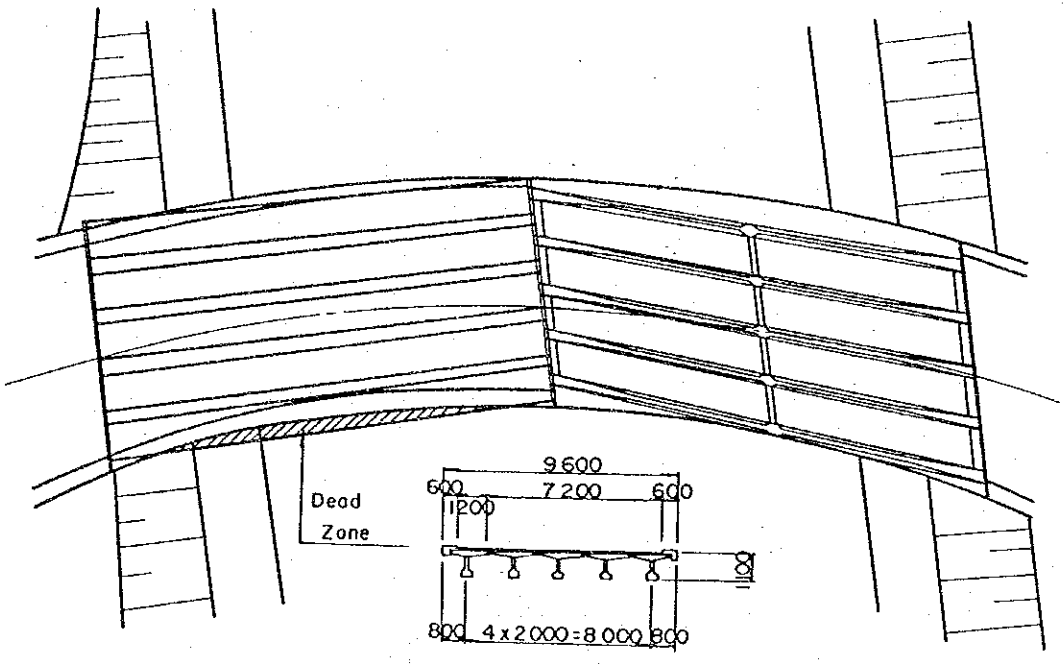
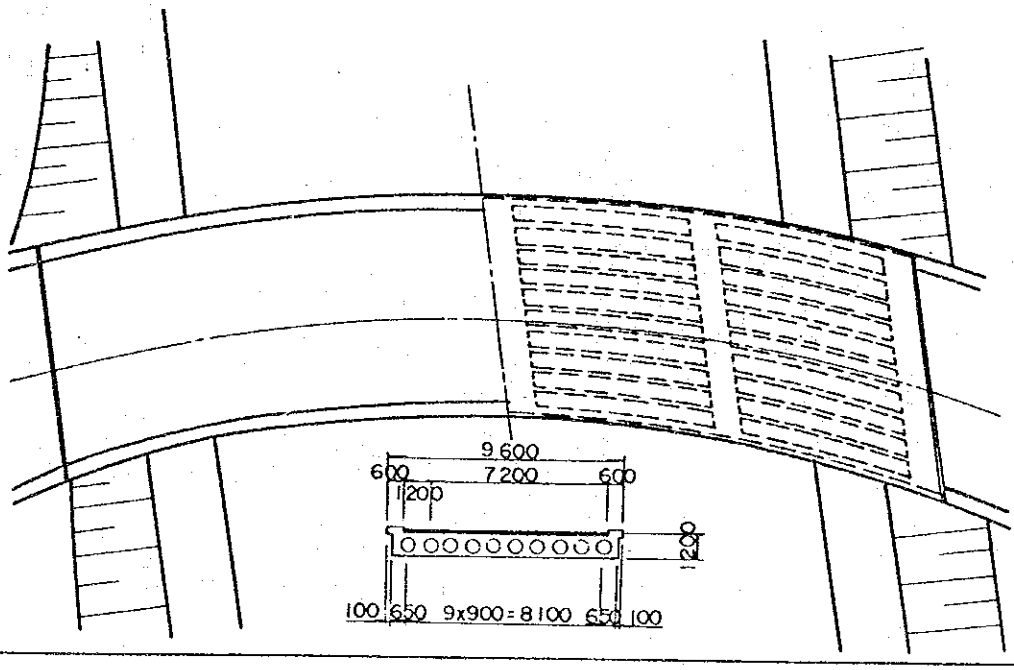


Fig. VI-18 Curved Bridge
Comparison Table of Curved Bride

	Girder Arrangement	No Scale
Non Composite T Beam Girder		
Continuous RC Voided Slab		

支間割と上部工形式の比較案をFig－17に示す。経済性と施工性が優れるPost－tensioned T－Girder＋RC Solid slabとRC Continuous Voided Slab＋RC Solid slabが比較対象となる。RAMPWAY BRIDGEは曲線橋であるため，RC Continuous Voided Slab＋RC Solid Slabを採用する。（Fig Ⅵ－18参照）

橋脚形式は，張り出しを有する壁式とラーメン式が考えられるが，橋脚高に対しする橋梁幅員の比率が大きいため，ラーメン式を採用する。

橋台形式は，地表からの支持層の位置が浅いため，橋台の高さが3～4.0 mとなり，これに適する形式として重力式橋台を採択する。支持層は，礫混り粘性土層と考え許容支持力を30 t/m² として設計する。

G－Rp. Br. Ⓐ₇とE－Rp. Br. Ⓟ₂とが近接するため，これらの橋台と橋脚のフーチングは一体とした。尚G－Rp. Br.とE－Rp. Br.の施工時期が多少異なるため，E－Rp. Br. Ⓟ₂でFig Ⅵ－19に示すような処理を行なう。

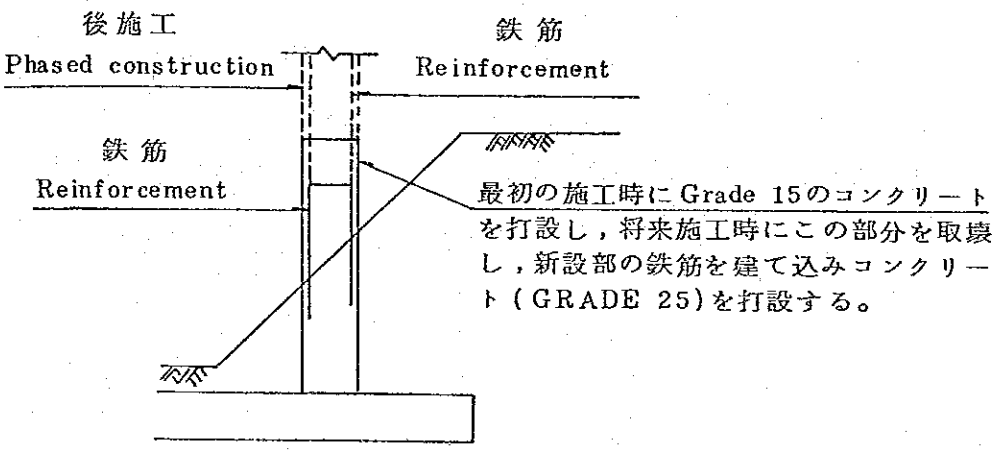


Fig Ⅵ－19

3. OVER BRIDGES

橋長の決定についてRAMPWAY BRIDGEと同じ考え方でOpen end Span とする。上部工形式は1径間が20以上のものはPost－tensioned T－Girder Bridge とし，1径間が20未満のものはRC Voided Slab bridgeとする。

4. PEDESTRIAN BRIDGES

Hindu Temple Ped. Br.では2径間連続のRC BOX GIRDER BRIDGEとしBeau Bassin Ped.では単純のRC BOX GIRDER BRIDGEとする。基礎地盤の支持力は，

地質を礫混りシルト層と仮定して許容支持力30 t/m^2 として設計する。

5. AQUADUCT

既存の水路をLINK ROADがSTA.22付近とSTA.57付近で分断する。橋長はSTA.22で47.0 m，STA.57で62.0 m 前後となる。支間割は，LINK ROAD の中央分離帯に脚を設ける2径間案とする。

上部工形式は，Post－Tensioned U－Girder Bridge で連続桁とする。

6. 既設鉄道橋の利用に関する検討

a. 調査項目と結果

(1) 橋脚の外観観察

外側をとりまく石ブロックは，ひび割れなどの変状はなく，又多大な応力が働いて変形した形跡もない。健全な状態と言える。

(2) 内部コンクリートの観察及びシュミットハンマーによるテスト

内部コンクリートは肉眼観察より劣化していない模様である。シュミットハンマーによるテストの結果，コンクリートの強度は120 kg/cm^2 程度と推定される。

(3) ボーリング調査

強度に関しては弱いコンクリートであり，コアー採取率は悪い所で50％である。

(4) ボーリングコアーによる室内試験

一軸圧縮試験	94 kg/cm^2 ～ 143 kg/cm^2 （Fig Ⅵ－21）
中性化試験	コンクリートの劣化はない。

b. 結果の解釈及び結論

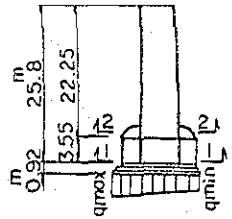
(1) 橋脚は建設当時より現在まで健全な状態に保たれている。

(2) コンクリートの強度はほぼ100 kg/cm^2 と考えて良い。

(3) ボーリング時のコアー採取率が悪いのはコンクリートの性質すなわち，特に粗骨材の径が20～30 cm と大きいこと，及び粗骨材とモルタルの強度差が大きいことから当然であると思われ，採取率が悪いと言って強度が低いこととはならない。

(4) 既設橋脚の鉄道橋として使用されていた時のコンクリートに働いていた応力と，今回道路橋として計画した時のコンクリートに働く応力との比較はFig Ⅵ－20 の通りである。Fig Ⅵ－20により圧縮応力は2.2 kg/cm^2 増であり，引張応力は減少することとなる。故に応力的な問題はない。

Fig. VI-20 List of Stresses



σ ; kg/cm^2

q ; t/m^2

		Sect - 1		Sect - 2		Soil reaction		Percentage of Unit Stress
		σmax	σmin	σmax	σmin	qmax	qmin	
Railway Bridge	Dead + Live + Trac.	7.0	2.0	9.2	2.6	49.4	19.8	100%
	Dead + Wind (1)					40.7	14.5	125%
	Dead + Wind (2)	7.3	-0.3	9.4	-0.6	54.6	0.6	125%
	Dead + Live + Trac. + Wind (1)					60.2	9.0	125%
	" + Wind (2)	98	-0.8	13.0	-1.2	69.5	-0.3	125%
Highway Bridge	Dead + Live(HA) + Trac.	7.3	3.7	10.0	5.0	53.2	30.8	100%
	Dead + Live(HB) + Trac.	9.1	2.7	11.1	3.7	58.3	25.1	125%
	Dead + Wind (1)					49.7	25.1	125%
	Dead + Wind (2)	8.6	1.0	11.2	1.8	63.5	11.7	125%
	Dead + Live(HA) + Trac + Wind (1)					64.1	19.9	115%
	Dead + Live(HA) + Trac. + Wind (2)	10.4	0.6	14.1	0.9	70.1	13.9	115%
	Dead + Live(HB) + Trac. + Wind (1)					69.2	14.2	130%
	Dead + Live(HB) + Trac. + Wind (2)	11.2	-0.4	15.2	-0.4	75.2	8.2	130%

Wind (1) Transverse direction

Wind (2) Longitudinal direction

σcr: Concrete strength about 100 kg/cm^2

qa: Permissible soil reaction 60 t/m^2

qmax = 70.1 ≒ 60 x 1.15 = 69

Fig. VI-21 Test Resultant for Compressive Strength of Concrete

Sample name ; Mauritius Link Road Project

Date ; 26th April, 1979

Numbers of specimens ; 4 specimens (Diameter ø=7.5 cm)

Specimen name	specimen dimensin (c.m.)					$\frac{h}{d}$	modified factor	compressive strength	
	diameter d				height h			maximum load (ton)	compressive strength (kg/cm^2)
	Upper part	Middle part	Bottom part	mean diameter					
No.25 1.8^m-2.0^m	7.58	7.55	7.50	7.54	12.17	1.61	0.97	6.60	143
No.25 2.1-2.6	7.58	7.57	7.57	7.57	14.88	1.97	1.00	4.22	93.8
B - 6 9.6-9.85	7.25	7.26	7.27	7.26	15.63	2.15	-	5.93	143
B - 16 7.4-7.65	7.51	7.55	7.55	7.54	12.99	1.72	0.98	4.89	107

Note;

No.25 G.R.N.W.Br. Pier

B - 6 G.R.N.W.Br. Abutment

B - 16 St. Louis River Br. Abutment

1.8^m-2.0^m shows boring depth

以上の事より，既設橋脚は道路橋の橋脚として使用に耐え得るものと判断される。

D. 橋梁設計条件

1. 荷　　重

設計荷重は「BS 153 Part 3A Loads」に従う。応力計算する場合に次にあげる荷重を考慮する。

a. 死 荷 重

b. 活 荷 重

c. 衝撃荷重

d. 橋軸方向力

e. 月の影響

f. 温度の影響

g. 防護柵への衝突荷重

a. 死 荷 重

単位重量はBS 648又は「Reinforced Concrete Designer's Hand book」による。

鉄筋コンクリート	23.6 KN/m^3
無筋コンクリート	22.6 KN/m^3
アスファルト	22.6 KN/m^3
鋼　　材	76.9 KN/m^3
土	18.6 KN/m^3

b. 活 荷 重

活荷重はBS 153 Part 3Aに依る。

・Type HA Loadingはすべて橋梁に適用する。

・Type HB LoadingはCOROMANDEL Ov. Br., Cor. Int. H−Rp. Ov. Br.とSTA. 22 Ov. Br.を除いたすべて橋梁に適用する。

・HB LoadingのUnitsは37.5とする。

・歩道荷重　　5 KN/m^2

荷重載荷の注意点を以下に述べる。

・HAとHB荷重に対するNotional Laneの数は路肩及びVergeを含めた車道幅に対して決定する。

・HB車輛が2つのレーンにまたがっている場合，またがっているレーンの載荷部の残りの部分にはいかなる荷重も載荷しない。他のレーンには 1/3 HA 荷重を載荷する。上記の要求は BS 5400 の 6.4.2.2 章を参考とした。

・歩道部には 40 KNの輪荷重を考慮する。

c. 衝撃荷重

BS 153 Part 3A の Appendix A で与えられる HA，HB 荷重は衝撃を含んでいる。

d. 橋軸方向力

「BS 153 Part 3A 10. Logitudunal force on highway bridges」による。

e. 風の影響

最大1時間当り平均風速は 38 m/sec とする。この風速はモーリシャスの気象庁の記録より決定した。BS 153 では風荷重に対する詳細な載荷方法が記述されていないため BS 5400 Part 2 を参考とする。G.R.N.W. 橋では BS 5400 に基づいて通風係数を 1.1 とする。

f. 温度の影響

(1) 温度変化

温度変化は「Climate of Mauritius」を参考とし当プロジェクトの Mauritius 内での地域性を考慮して常温を 25 ℃とし，温度上昇＋20 ℃，温度下降－12 ℃とする。

(2) 温 度 差

もし設計上で温度差を考慮する時は BS 5400 に従うものとする。

g. 防護柵への衝突荷重

荷重の大きさについては「National Association of Austrian State Road Authorities」(NAASRA) の SECTION 2 DESIGN LOADS に依る。但し防護柵の設計は「TECHNICAL MEMORANDUM (BRIDGE) NO. BE 5」(Department of the Enviroment) に依る。

2. 材料及び許容応力度

a. 材　　料

(1) コンクリート

コンクリートは BS 5400 に従ったものを用いる。

Table Ⅵ－ 2

		コンクリートのグレード	特性強度
プレストレスコンクリート	プレキャスト部材（主桁）	40	40.0 N/mm²
	場所打ち部材（横桁及びスラブ）	30	30.0 N/mm²
鉄筋コンクリート	上部工	30	30.0 N/mm²
	下部工	25	25.0 N/mm²
無筋コンクリート	重力式橋台及び重力式擁壁	25	25.0 N/mm²
	勾配コンクリート	30	30.0 N/mm²
	押しコンクリート及び架台コンクリート	15	15.0 N/mm²

(2) ＰＣ鋼材

Table Ⅵ－ 3

	公称径	規定特性強度 Asp・fpu	公称断面積 Asp
より線	12.5 mm	165 KN	94.2 mm²
鋼線	7 mm	60.4 KN	38.5 mm²
鋼線	5 mm	30.8 KN	19.6 mm²

(3) 鉄筋

Table Ⅵ－ 4

	公称径	規定特性強度 fy
Hot rolled high yield (BS 4449)	10 mmから32 mm	410 N/mm²
Hot rolled mild steel (BS 4449)	すべてのサイズ	250 N/mm²

b. 許容応力度

以下の通達を参照の事

・BE 1/73 Reinforced concrete for highway structures

・BE 2/73　Prestressed concrete for highway structures

(1)　プレストレスコンクリート

(i)　グレード40

Table VI－5

	設計荷重作用時	導　入　時
曲げ圧縮許容応力度	0.33×40.0＝13.0 N/mm²	0.5×(0.85×40.0)=17.0 N/mm²
曲げ引張許容応力度	0.0 N/mm²	－1.0 N/mm²
限界主引張応力度	－1.0 N/mm²	－2.4 N/mm²

(ii)　グレート30

Table VI－6

	設計荷重作用時	導　入　時
曲げ圧縮許容応力度	0.33×30.0＝9.9 N/mm²	0.5×(0.85×30.0)=13.0 N/mm²
曲げ引張許容応力度	0.0 N/mm²	－1.0 N/mm²

(2)　鉄筋コンクリート

(i)　グレート30

Table VI－7

		設計荷重時
曲げ圧縮許容応力度		10.0 N/mm²
許容剪断応力度	梁	0.87 N/mm²
	スラブ	鉄筋量による

(ii)　グレート25

Table VI－8

		設計荷重時
曲げ圧縮許容応力度		8.3 N/mm²
許容剪断応力度	梁	0.80 N/mm²
	スラブ	鉄筋量による

(3) 鉄　筋

Table Ⅵ－9

			設計荷重時
High－yield	引張許容応力度		230 N/mm²
	剪断鉄筋		170 N/mm²
Mild steel	引張許容応力度	≯ 径 40 mm	140 N/mm²
		＞ 径 40 mm	125 N/mm²

(4) 許容地盤支持力

BS 2004 及び日本道路協下部構造設計指針による。

Table Ⅵ－10

			許容地盤支持力
Moterway Junction 橋梁；橋台，橋脚，擁壁 但し重力式橋台は含まない			60 t/m²
G. R. N.W. と St. L. Ri. 橋梁；橋台，橋脚			50 t/m²
Rampway と Over 橋梁	ラーメン式橋脚基礎		50 t/m²
	重力式橋台，擁壁	高さ 3.5 m，3.0 m	30 t/m²
		高さ 4.0 m	35 t/m²
歩道橋			30 t/m²

(5) 許容応力の割り増し

Table Ⅵ－11

荷重組合せ	(%)
死荷重	0
死荷重＋HA荷重	0
死荷重＋HA荷重＋風荷重	15
死荷重＋風荷重	15
死荷重＋HB荷重	25
死荷重＋HB荷重＋風荷重	30

3. 設計手法の概要

a. 上 部 工

(1) 単純P.C.T.桁

解析方法は変形法による格子構造理論とし電算プログラムを使用して解析した。

(2) 曲線2径間連続RC Voided スラブ橋

本橋はVoid 間の部分を主桁線と仮定する格子桁構造として解析する。

但し，曲線橋の曲率が大きい時，格子構造解析は実際の挙動を正確に反映していないと考えられるため，R=30 の場合でスラブを有限要素法解析より得られた係数によって格子構造解析結果を多少修正して設計している。詳細は曲線スラブ桁の検討の項（附録）を参照の事。

(3) その他のR.C Voided スラブ橋

Void 間の部分を主桁線と仮定する格子桁構造として解析した。

(4) 歩道橋（R.C Box girder BR.）

単純梁及び連続梁として解析した。

(5) 側径間RC充実スラブ橋

幅員方向の単位幅当りの梁として解析した。

b. 下部工及び擁壁

橋梁下部工は，上部工より伝達される荷重及び下部工自重，土圧，浮力，下部工に作用する風荷重に対して設計する。下部工の安定条件は次の三項目を照査することによって判定する。

(1) 基礎地盤の支持力度

(2) 偏心量に対する規定

(3) 滑動に対する安全度

(1) 基礎地盤の支持力度

既存のボーリングデータ－及びCP 2004" Code of Practice for Foundations" を参考とし，前述した許容地盤応力度として設定した。設計々算上の作用応力度が許容値を上廻らないように設計する。

(2) 偏心量に対する規定

HA荷重載荷時は核内に作用力の中心があるものとする。又どのような荷重組合せにおいても作用の中心が B/B（B；基礎の幅）以内に入るものとする。

(3) 滑動に対する安全度

安全度は次に示すような安全係数にて評価する。

$$F = \frac{Hu}{H}$$

Hu；基礎の水平抵抗力

H；基礎に作用する水平力

HA荷重の場合上記の安全係数が1.5以上とする。又どのような荷重組合せにおいても安全係数は1.2を下廻らないものとする。

又，水平抵抗力は基礎前面の受働抵抗土圧を無視し，底面の摩擦抵抗力のみ期待する。底面の摩擦係数は土層条件を考慮して0.6（歩道橋のみ0.45）とする。

c. P.C桁断面設計要領

(1) 曲げモーメントに対する応力照査

部材は許容応力度法により，CP.115の許容応力を，満足する様に応力チェックするとともに終局荷重時についてもBE 2/73 TECHINICAL MEMORANDAM に従ってその安全性を確認する。

プレストレスは，死荷重＋HA荷重（or HB荷重）状態でコンクリートに引張応力度が発生しない様に導入する。

終局荷重時の抵抗曲げモーメントはCP 110 4.3.3.1 に与えられた仮定を基に解析する。

(2) せん断力に対する応力照査

引張主応力の応力チェックを設計作用荷重時及び終局荷重時について行う。引張主応力の許容値を超えるものに対して補強鉄筋を配置して抵抗する。（CP115に従った方法）補強鉄筋は以下の式に依る。

$$Aw = \frac{S' \cdot a}{\delta s \cdot d}$$

S′；S－Sp（終局荷重時セン断力－プレストレスせん断分力）

a；補強鉄筋の配置間隔

δs；$0.8 \times \delta sy = 0.8 \times 4180 = 3344$ kg/cm²

d；有効高

d. 鉄筋コンクリート断面設計要領

鉄筋コンクリートの断面計算は弾性設計（elastic design）法とする。鉄筋とコンクリートのヤング係数比は15とする。

但し，せん断応力の計算については下記の考え方とする。

(1) 上部工 R.C スラブBR.

この場合弾性設計法によらず，CP 110に従った終局強度法によった。

$$v = \frac{V}{b \cdot d}$$

V；終局荷重によるせん断力

b；断面の幅

d；有効高さ

尚，終局荷重の計算方法はBE 2/73を参考として次のようにした。

HA LOADING　1.5×Dead load＋2.5×Live load

or　2×(Dead load＋Live load)

の内小さい方

HB LOADING　1.5×Dead load＋2.0×Live load

又スターラップの計算式は以下の通り

$$\frac{Asv}{Sv} \geqq \frac{b(v - vc)}{0.87 fyv}$$

Asv；スターラップの足の断面積

Sv；　〃　の間隔

v,vc；断面に作用するせん断応力度及び終局せん断応力度

fyv；スターラップの特性強度 410N/mm²

(2) 上部工 R.C Solid slab BR.

次のような慣用法による。

$$v = \frac{V}{b \cdot j \cdot d}$$

V；作用せん断力

v；作用応力度

又，許容せん断応力度はBE 1/73による。

又，スターラップの計算式は次式とする。

$$\frac{Asv}{Sv} \geqq \frac{b \times (v - va)}{fsa}$$

va ；許容せん断応力度

fsa ；鉄筋の許容引張応力度　175 N/mm² = 1780 kg/cm²
（スターラップ用）

(3)　下部工

下部工も慣用法による。ここで壁やフーチングはスラブとしての許容せん断応力度とし，ピアーの張出し梁部や柱はビームとしての許容せん断応力度とする。

E. 附属品の検討

1. 高　欄

高欄形式についてはTechnical Memorandum（Bridges）№BE5に規定するParapet Group Designation P・1，P・2及びP・4の3種類によって計画した。

Table Ⅵ－12

	Application	Containment for which Designed
P・1	Vehcle parapets for bridges Carrying motorways, or roads to motorway standards. (Excluding culverts, cattle creeps and motorway Bridges over railways.)	1.5 t vehcle at 113 Km/h and 20° angle of incidence.
P・2	Vehicle Pedestrian parapets for bridges carrying all purpose roads and for accomodation bridges. (Excluding bridges over railways.)	1.5 t vehicle at 80 Km/h and 20° angle of incidence (See also Clause 202(a)(i)).
P・4	Pedestrian parapets for use on footbridges.	Horizontal loads of 700 N/m to 1400 N/m, acting at a height of 1.00 m above the level of footway. The value taken to be at the discretion of the Engineer. (The maximum value will only occur in extreme cases of crowd loading). See also Clause 202.b.ii.

2. 沓

沓構造については計画の段階においてConcrete hinges，Rubber Pad及びRing shoeの3タイプについて検討を行った。

コンクリートヒンジについては構造解析上の煩雑さ，施工精度及び維持管理面を考慮して除外した。

Ring shoe及びRubber Padの使用区分としてはP·C桁及び反力100ｔを超過する部分についてはRing shoeを使用し，それ以外についてはRubber Padとした。

ゴム支承体の機能としては温度変化，クリープ，乾燥収縮等の常時の変形に対しては両端が可動支承であり，橋軸及び橋軸直角方向力に対しては支承体とコンクリート構造物間の接触面に発生する摩擦力によって抵抗するものとした。

またゴム支承体の設計手順は日本道路協会発行の「道路橋支承便覧」によるがゴム支承体の許容圧縮応力度は70㎏とする。

3. 伸縮続手

伸縮継手装置は橋梁構造物のなかにあって維持管理の面で最も苦労するところである。従って本装置の選定及び施工に当っては十分な検討が必要となる。

従って伸縮継手装置の選定に当っては以下の項目について検討した。

a. 走行性

b. 騒　音

c. 維　持

d. 水密性

e. 設置と取替え

f. 緩衝と防振

g. 経済性

h. 耐久性

i. 施工実績

以上の検討結果から本線橋とMotorway Junction内の9橋のうちB－Ramp，G－Rampを除く7橋についてはトランスフレックスを採用し，その他の橋梁についてはカットオフジョントを採用した。

4. 排水装置

排水装置の計画に際しては各々の橋梁について流出量を算定し排水桝間隔を決定した。流出量の計算式は以下の通りである。

$$q = \frac{1}{3.6 \times 10^3} \cdot C \cdot I \cdot W \quad (\ell/\mathrm{sec}/m)$$

ここで　q：単位長さ当り流出量（$\ell/\mathrm{sec}/m$）

C：流出係数＝ 0.9

I：降雨強度＝ 95 mm/h

W：道路の集水巾 (m)

$$Ls = \frac{r \cdot Q}{q}$$

ここで　Q：　許容通水量 $(m^3/\mathrm{sec}) = A \cdot v$

A：　側溝通水面積 (m^2)

v：　平均流速 $(m/\mathrm{sec}) = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot i^{1/2}$

R：　$\frac{A}{P}$＝径深

n：　粗度係数＝ 0.013

i：　水面勾配

r：　落下率＝ 0.25 ～ 0.6

Ls：　排水マスの最大間隔 (m)

5. 添加物

既設のコロマンデルのOVER BRIDGE には，下水管が添加されている。下水管の添加計画は桁の間を通して床版からつるし，十分な固定度を有するものとする。又必要な時にはすぐ付け変えが可能な添加方法とする。

既知のもしくは未知の他の添加物は示様書に従ってコントラクターによって十分調査される必要がある。一般的な添加物については，歩道の下に埋め込むものとする。

付　録：曲線中空床版橋の検討

1．まえがき

曲線橋は，力学的には版としての挙動を示すため，一般には設計々算に乗り難く，形状に曲率や斜角を有すると版としての検討が欠かせなくなる。

ここでは，G－ランプ中にあるR＝３０mの２－スパン連続R．C中空スラブ橋を取りあげて検討を行う。検討結果はR＝６０mのものにも準用する。

荷重は，BS－１５３のType－HA荷重に準じて検討する。

尚，実際の設計々算は，中空床版を格子桁に置換して計算することを考えている。

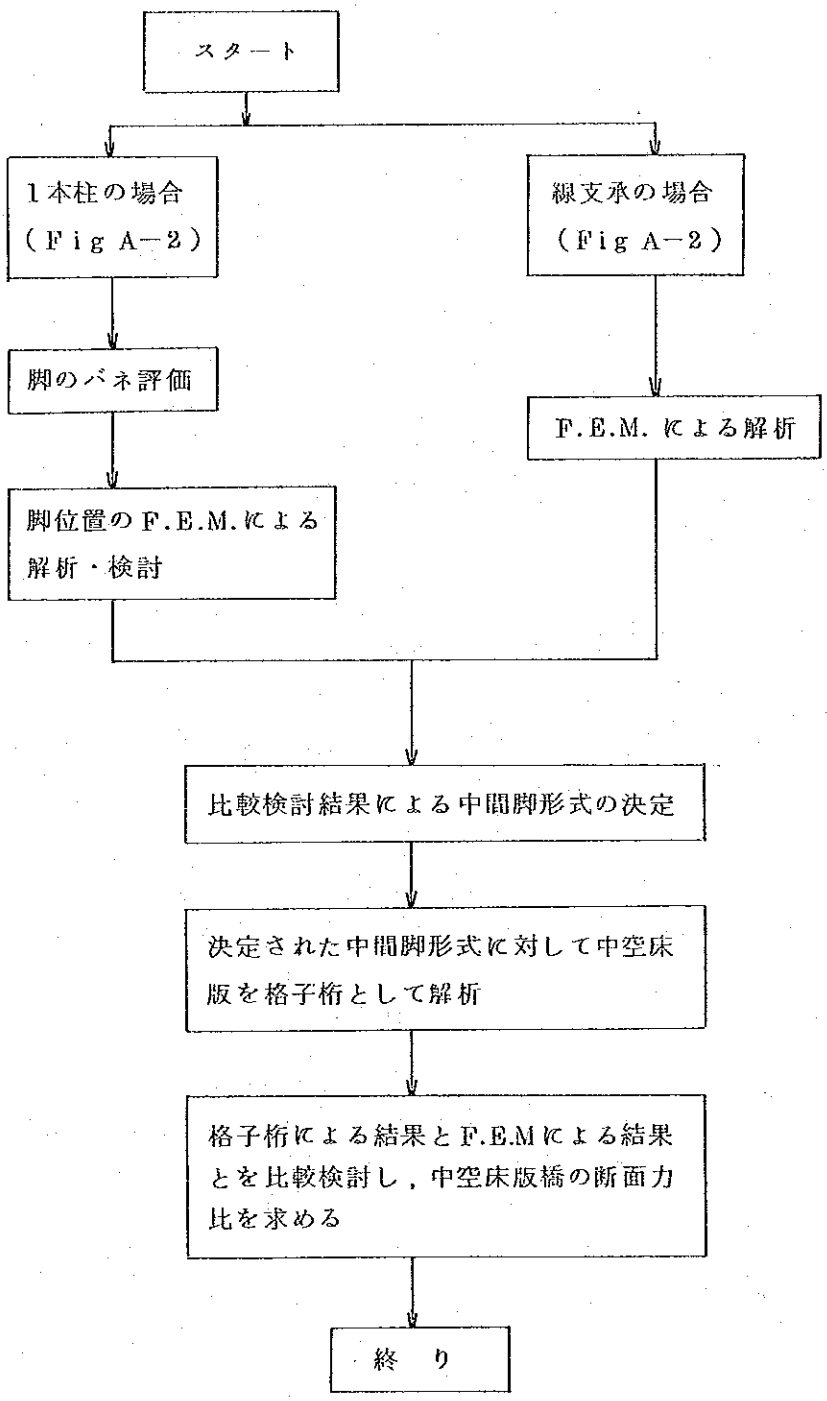
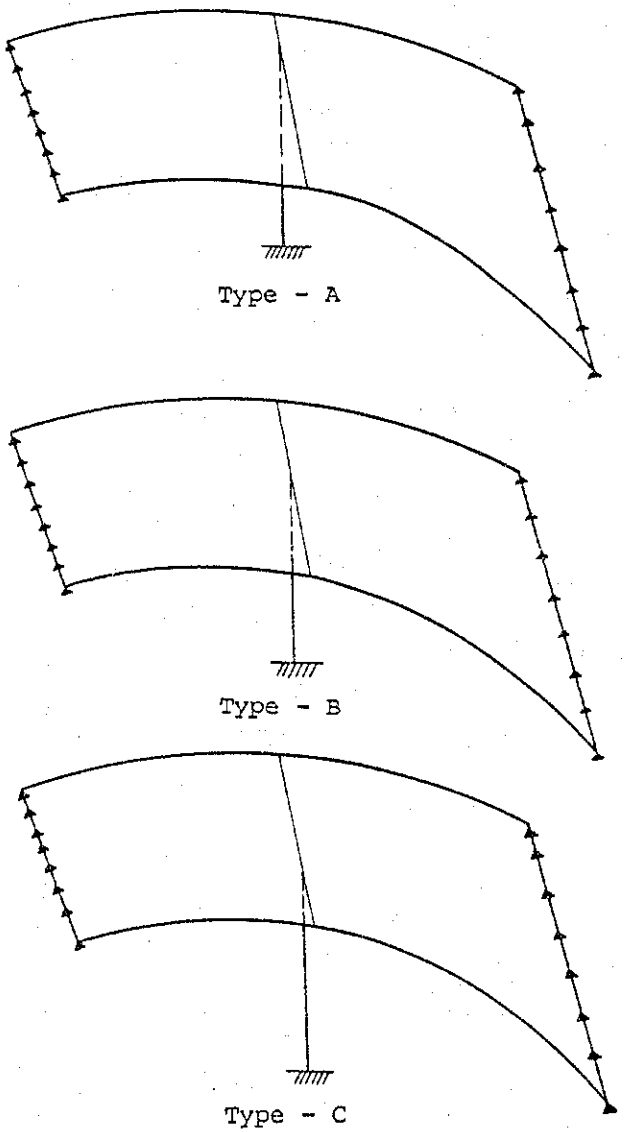
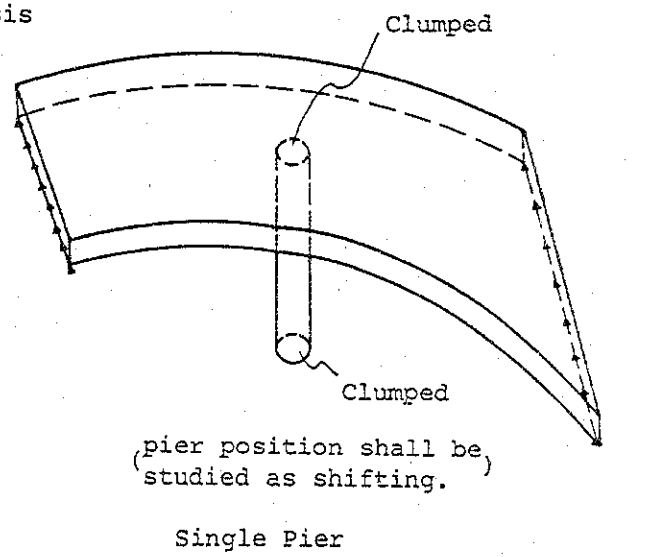

スタート
1本柱の場合
（Fig A−2）
線支承の場合
（Fig A−2）
脚のバネ評価
F.E.M. による解析
脚位置のF.E.M.による
解析・検討
比較検討結果による中間脚形式の決定
決定された中間脚形式に対して中空床
版を格子桁として解析
格子桁による結果とF.E.Mによる結果
とを比較検討し，中空床版橋の断面力
比を求める
終　り

Fig A−1　作業流れ図

Fig. A-2 Case of Analysis





2. 中間橋脚形式の比較結果

主応力の最大値及び中間脚，橋台の最大反力をTable A－1に示す。Type－A，B，Cに関してはFig A－2を参照の事。

Table A－1

			Type－A	Type－B	Type－C
Maximum reaction force	Int pier		426.1 ton	407.8 ton	466.3 ton
	Abut	positive	35.6 〃	45.7 〃	88.4 〃
		negative	15.1 〃	0.0 〃	2.3 〃
Maximum principal bending moment		Major	199.5 t·m/m	160.5 t·m/m	186.2 t·m/m
		Minor	262.0 〃	187.6 〃	204.4 〃

又，1本柱のType Bと線支承の主応力の比較表は，Table A－2に示される如くである。

Table A－2

	Single pier	Line Bearing
Streams of Stresses	They are very complicated near pier.	They flow smoothly along longitudinal direction of the bridge as a whole.
Dimension of Bending Moment	Major Max.＝160.5 t.m./m Minor Max.＝187.6 t.m./m	Major Max.＝35.4 t.m./m Minor Max.＝65.7 t.m./m
Distribution of stresses	It is higher than others near pier	It becomes higher near intermediate pier, but it is distributed uniformly
Arrangement of reinforcing bars	The direction of stresses is complicated near the pier and the stresses are high. Consequently, the arrangement of bars may become very complicated. The arrangement may become more difficult and extremely eomplicatec if considering punching shear force of slab due to pier.	Even providing reinforcement near the intermediate pier, the arrangement may not become vety complicated.

3. 結　　論

以上の結果より，1本柱の場合，中空床版橋にとってType－B が最も有利となることがわかる。次の結論も又得られる。

美観という点から考えると1本柱の方が良いと思われる。又検討している橋の前後にある橋の脚は1本柱であることを考えると，本橋も1本柱の方が統一がとれる。しかしながら，比較表からもわかるように応力的には1本柱は極めて不利で，特に，脚付近の配筋は施工上からも極めて困難であると思われる。

したがって，本橋の中間脚は線支承タイプとする。

4. 格子桁解析結果と有限要素法（FEM）解析結果の比較検討

結果は表A－3に示される如くである。

実際の設計に際しては，設計応力は格子桁解析による応力にr倍したものとして与えられる。

Table A－3

	kind of stress	place		r
main girder	bending moment			1.0
	shear force	outside girder	near abut.	1.3
			near pier	1.0
		inside girder	near abut.	1.0
			near pier	1.3
	reaction	at pier		1.0
		at abut.		3.0
cross beam	bendingmoment	on pier		1.0*
		on abut.		1.0
		between A－1 and P－1		3.5
		between P－1 and A－2		2.0

note ; design stress in main girder = r Sm.

design stress in cross beam = r Sc.

But, at cross beam on pier*

design stress in cross beam = r′ Sm.

Where,

Sm ; stress in main girder calculated by Grillage girder

Sc ; stress in cross beam calculated by Grillage girder