

mm(10月)である。

5.1.4 風

これまでに記録された最大瞬間風速は、1962年2月28日のサイクロン「Jenny」による162mph(72.4m/sec)である。

5.1.5 サイクロン

サイクロンは11月から5月にかけて南インド洋上に発生し、北西に進路をとって進み、モーリシャス島附近で北東に進路を変えるのが一般的である。

サイクロンがモーリシャス島を直撃するか、接近して通過した場合には、モーリシャス国に激しい風雨をもたらしている。1964年1月17~19日にモーリシャスを直撃したサイクロンDanielの場合には、779.9mmの降雨量を記録している。

5.2 水 文

本節の内容は想定ルートに関する橋梁と道路排水構造物の設計に必要な諸水文量の調査と分析について述べたものである。

究極的に集約される水文量は河川の計画高水位と降雨強度であり、河川高水位も降雨強度に支配されるものである。

5.2.1 河川状況

島全体が地形形成の青年期にあるので、河川源流では際だって狭隘なV字形であり、上・中流では突出部が連鎖しているのが特徴である。

乾季の河川はほとんど渇水する程であるが、雨季の降雨時やサイクロン時には大流量の水流となる。

なお多くの河川では、潮位や水流のためにデルタの形成が妨げられているが、G.R.N.W.では河口にデルタが形成されている。

主な分水嶺が西よりであるため、西側に流れる河のほうが東側のものよりも短い。

5.2.2 降雨強度

(1) サイクロンの降雨資料表(Ⅶ.5.1)により確率日雨量を求め、任意継続

時間における降雨強度を推定すると表(Ⅶ・5・2)のようになり、これをグラフ化すると図(Ⅶ・5・1)のようになる。

(2) 過去85年最大日雨量から降雨強度を推定したもの及び過去85年、20年の降雨記録表(Ⅶ・5・3)をそのままプロットしたものを図(Ⅶ・5・1)に加えたものが図(Ⅶ・5・2)である。

(3) 過去85年における最大日雨量(490mm)は、100年確率における日雨量(467.3mm)とほぼ同一の値である。

(4) 以上により、河川の計画には100年確率降雨強度を用い、道路排水計画には20年間最大降雨強度を外挿して用いる。

時間	降雨強度	降雨強度	降雨強度	降雨強度	降雨強度	降雨強度	降雨強度	降雨強度	降雨強度
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0	0	0	0
5	0	0	0	0	0	0	0	0	0
6	0	0	0	0	0	0	0	0	0
7	0	0	0	0	0	0	0	0	0
8	0	0	0	0	0	0	0	0	0
9	0	0	0	0	0	0	0	0	0
10	0	0	0	0	0	0	0	0	0
11	0	0	0	0	0	0	0	0	0
12	0	0	0	0	0	0	0	0	0
13	0	0	0	0	0	0	0	0	0
14	0	0	0	0	0	0	0	0	0
15	0	0	0	0	0	0	0	0	0
16	0	0	0	0	0	0	0	0	0
17	0	0	0	0	0	0	0	0	0
18	0	0	0	0	0	0	0	0	0
19	0	0	0	0	0	0	0	0	0
20	0	0	0	0	0	0	0	0	0
21	0	0	0	0	0	0	0	0	0
22	0	0	0	0	0	0	0	0	0
23	0	0	0	0	0	0	0	0	0
24	0	0	0	0	0	0	0	0	0
25	0	0	0	0	0	0	0	0	0
26	0	0	0	0	0	0	0	0	0
27	0	0	0	0	0	0	0	0	0
28	0	0	0	0	0	0	0	0	0
29	0	0	0	0	0	0	0	0	0
30	0	0	0	0	0	0	0	0	0
31	0	0	0	0	0	0	0	0	0
32	0	0	0	0	0	0	0	0	0
33	0	0	0	0	0	0	0	0	0
34	0	0	0	0	0	0	0	0	0
35	0	0	0	0	0	0	0	0	0
36	0	0	0	0	0	0	0	0	0
37	0	0	0	0	0	0	0	0	0
38	0	0	0	0	0	0	0	0	0
39	0	0	0	0	0	0	0	0	0
40	0	0	0	0	0	0	0	0	0
41	0	0	0	0	0	0	0	0	0
42	0	0	0	0	0	0	0	0	0
43	0	0	0	0	0	0	0	0	0
44	0	0	0	0	0	0	0	0	0
45	0	0	0	0	0	0	0	0	0
46	0	0	0	0	0	0	0	0	0
47	0	0	0	0	0	0	0	0	0
48	0	0	0	0	0	0	0	0	0
49	0	0	0	0	0	0	0	0	0
50	0	0	0	0	0	0	0	0	0
51	0	0	0	0	0	0	0	0	0
52	0	0	0	0	0	0	0	0	0
53	0	0	0	0	0	0	0	0	0
54	0	0	0	0	0	0	0	0	0
55	0	0	0	0	0	0	0	0	0
56	0	0	0	0	0	0	0	0	0
57	0	0	0	0	0	0	0	0	0
58	0	0	0	0	0	0	0	0	0
59	0	0	0	0	0	0	0	0	0
60	0	0	0	0	0	0	0	0	0
61	0	0	0	0	0	0	0	0	0
62	0	0	0	0	0	0	0	0	0
63	0	0	0	0	0	0	0	0	0
64	0	0	0	0	0	0	0	0	0
65	0	0	0	0	0	0	0	0	0
66	0	0	0	0	0	0	0	0	0
67	0	0	0	0	0	0	0	0	0
68	0	0	0	0	0	0	0	0	0
69	0	0	0	0	0	0	0	0	0
70	0	0	0	0	0	0	0	0	0
71	0	0	0	0	0	0	0	0	0
72	0	0	0	0	0	0	0	0	0
73	0	0	0	0	0	0	0	0	0
74	0	0	0	0	0	0	0	0	0
75	0	0	0	0	0	0	0	0	0
76	0	0	0	0	0	0	0	0	0
77	0	0	0	0	0	0	0	0	0
78	0	0	0	0	0	0	0	0	0
79	0	0	0	0	0	0	0	0	0
80	0	0	0	0	0	0	0	0	0
81	0	0	0	0	0	0	0	0	0
82	0	0	0	0	0	0	0	0	0
83	0	0	0	0	0	0	0	0	0
84	0	0	0	0	0	0	0	0	0
85	0	0	0	0	0	0	0	0	0
86	0	0	0	0	0	0	0	0	0
87	0	0	0	0	0	0	0	0	0
88	0	0	0	0	0	0	0	0	0
89	0	0	0	0	0	0	0	0	0
90	0	0	0	0	0	0	0	0	0
91	0	0	0	0	0	0	0	0	0
92	0	0	0	0	0	0	0	0	0
93	0	0	0	0	0	0	0	0	0
94	0	0	0	0	0	0	0	0	0
95	0	0	0	0	0	0	0	0	0
96	0	0	0	0	0	0	0	0	0
97	0	0	0	0	0	0	0	0	0
98	0	0	0	0	0	0	0	0	0
99	0	0	0	0	0	0	0	0	0
100	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Table VII.5.1 Cyclone Rainfall

Year	Period	Cyclone	Station	Total Rainfall	Rainfall per Day
1959	Nov. 14	-	Pamplémousses	254.0 mm	254.0 mm
1960	Feb. 27 ~ 28	Carol	Vacoas	453.4	226.7
1961	Dec. 23 ~ 25	Beryl	"	716.1	238.7
1964	Jan. 17-19	Daniel	"	779.9	260.0
1967	Jan. 13-14	Gilberte	"	420.6	210.3
1968	Feb. 15	Ida	"	104.1	104.1
1970	Mar. 27-29	Louise	"	217.4	72.5
1971	Feb. 7-8	Helga	"	314.3	157.2
1972	Feb. 7	Dolly	"	146.3	146.3
1975	Feb. 5-6	Geruaise	"	408.6	204.3

Table VII.5.2 Rainfall Intensity

Unit : mm

Probable Year	100	75	50	30	20	10	7	5	3	2
24-Hour Rainfall	467.3	446.3	416.3	379.3	350.1	300.3	274.1	249.2	209.5	174.5
Duration										
1 Hour	162	155	144	131	121	104	95	86	73	60
2 "	102	97	91	83	76	66	60	54	46	38
3 "	78	74	69	63	58	50	46	42	35	29
4 "	64	61	57	52	48	41	38	34	29	24
12 "	31	30	28	25	23	20	18	16	14	12
24 "	19	19	17	16	15	13	11	10	9	7

Table VII 5.3 Some Maximum Rainfall

Period	85 year		20 year			
Station	Pamplemousses Vacoas		Pamplemousses		Plaisance	
Duration	R (mm)	I (mm/h)	R (mm)	I (mm/h)	R (mm)	I (mm/h)
15 minutes	-	-	25	100	25	100
30 minutes	-	-	46	92	45	90
35 minutes	61	105	-	-	-	-
1 hour	82	82	76	76	79	79
2 hours	110	55	-	-	-	-
3 hours	150	50	-	-	-	-
4 hours	180	45	-	-	-	-
12 hours	250	21	-	-	-	-
24 hours	490	20	-	-	-	-

Fig. VII.5.1 Probable Rainfall Intensity

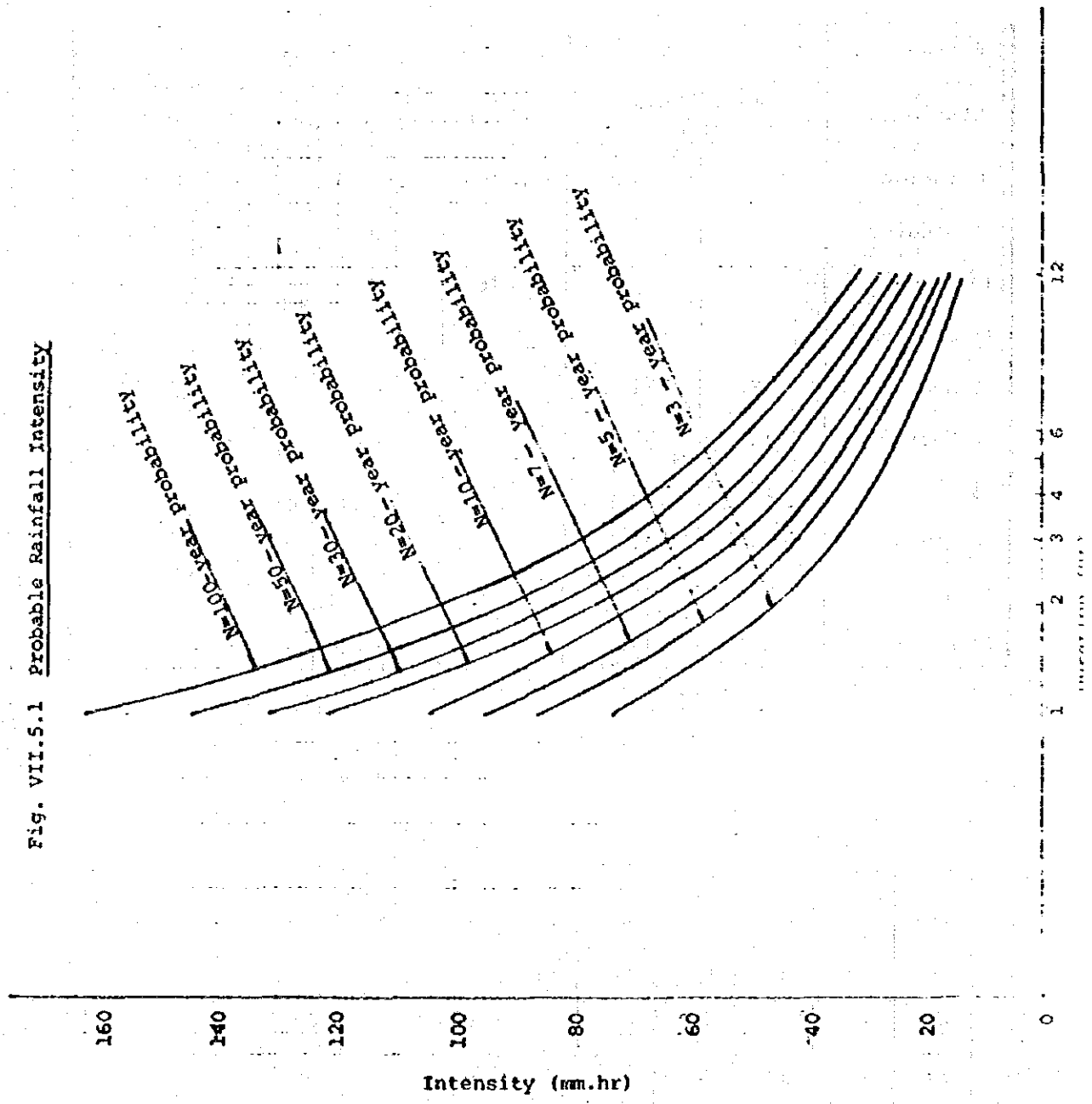
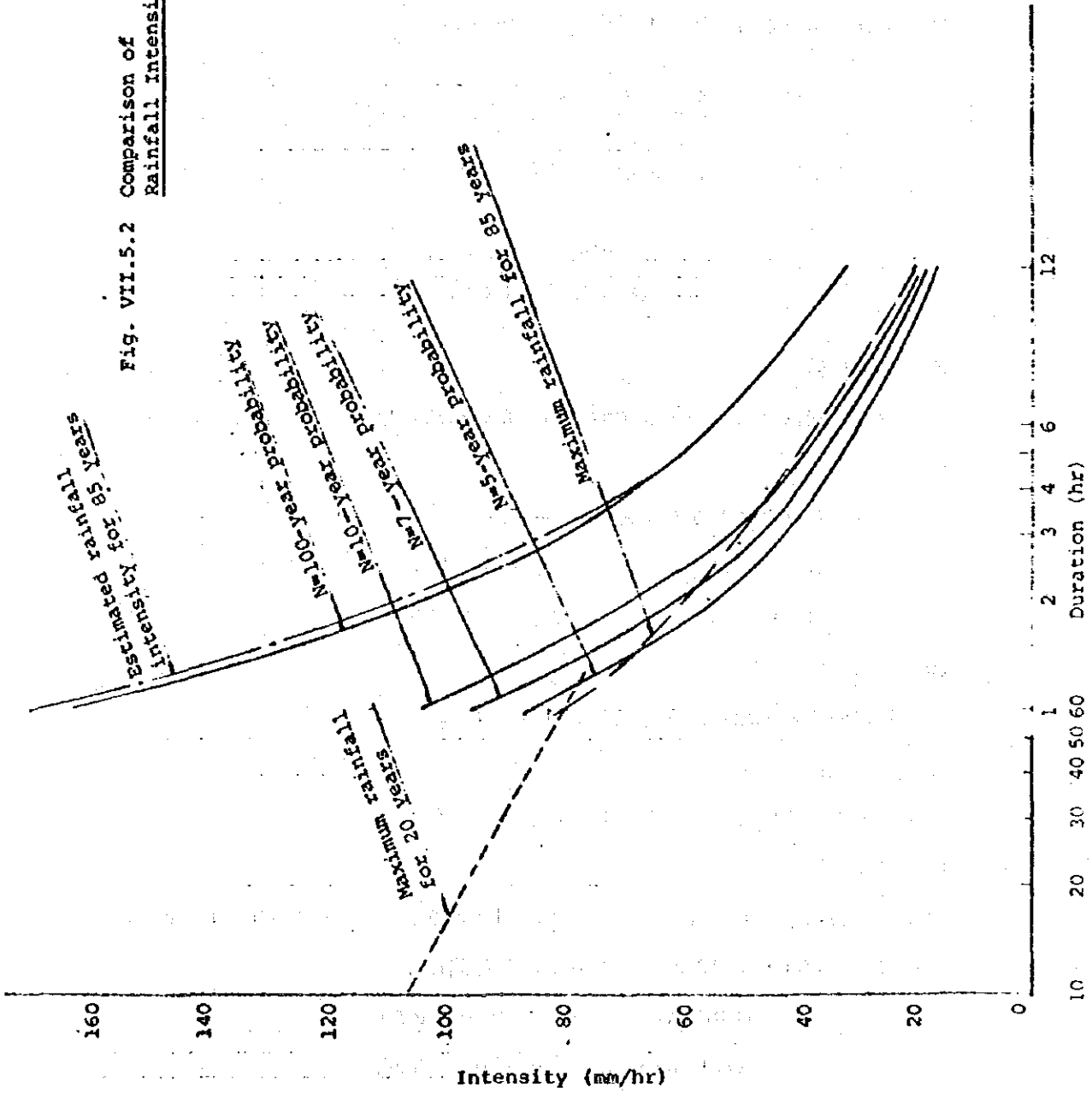


Fig. VII.5.2 Comparison of Rainfall Intensity



5.2.3 計画高水流量

Grand River North West と St. Louis 川 について 100年確率降雨強度を用いて計画高水流量を求める。

(1) 計画高水流量算出式として合理式を用いる。

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

Q : 計画高水流量 (m^3/sec)

f : 流出係数

γ : 降雨強度 (mm/h)

A : 流域面積 (km^2)

(2) 流出係数

対象地域は透水性の土壌で樹木の少ない畑地と想定し、 $f = 0.2$ とする。

(3) 流域面積

流域面積は次のとおりである。

G.R.N.W. $A_1 = 116.8 km^2$

St. Louis 川 $A_2 = 13.7$

(4) 流入時間

将来の土地利用状況を考慮し20分とする。

(5) 流達速度

地形勾配 $1/100$ 以上のため $3.5 m/sec$ とする。

(6) 流達時間

流路長は、G.R.N.W.については $L_1 = 17,000 m$ 、St. Louis River については $L_2 = 8,200 m$ であることから、流達時間は、

G.R.N.W. 101分

St. Louis 川 59分

(7) 計画高水量の算定

100年確率降雨強度より、計画高水量を計算すると次のようになる。

G.R.N.W. $Q = 740 m^3/sec$

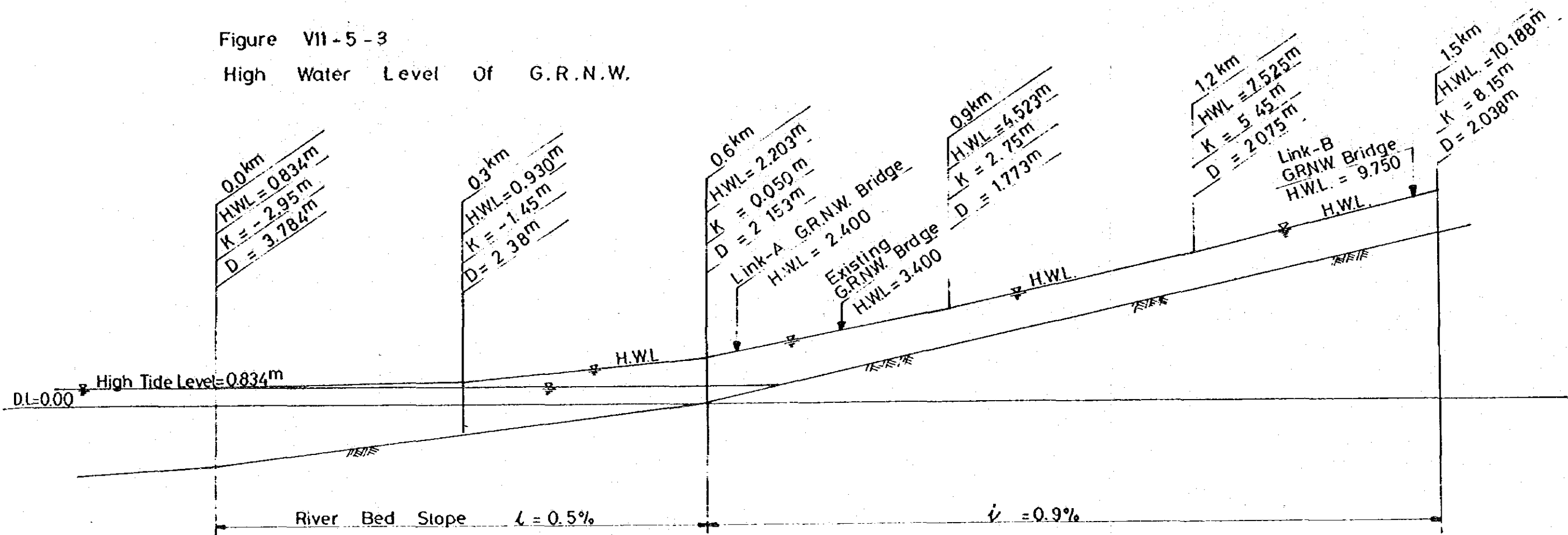
St. Louis 川 $Q = 130 m^3/sec$

5.2.4 Q.R.N.Wの計画高水位

計画高水量から不等流計算により，計画高水位を求めると（図Ⅶ.5.3）のようになる。

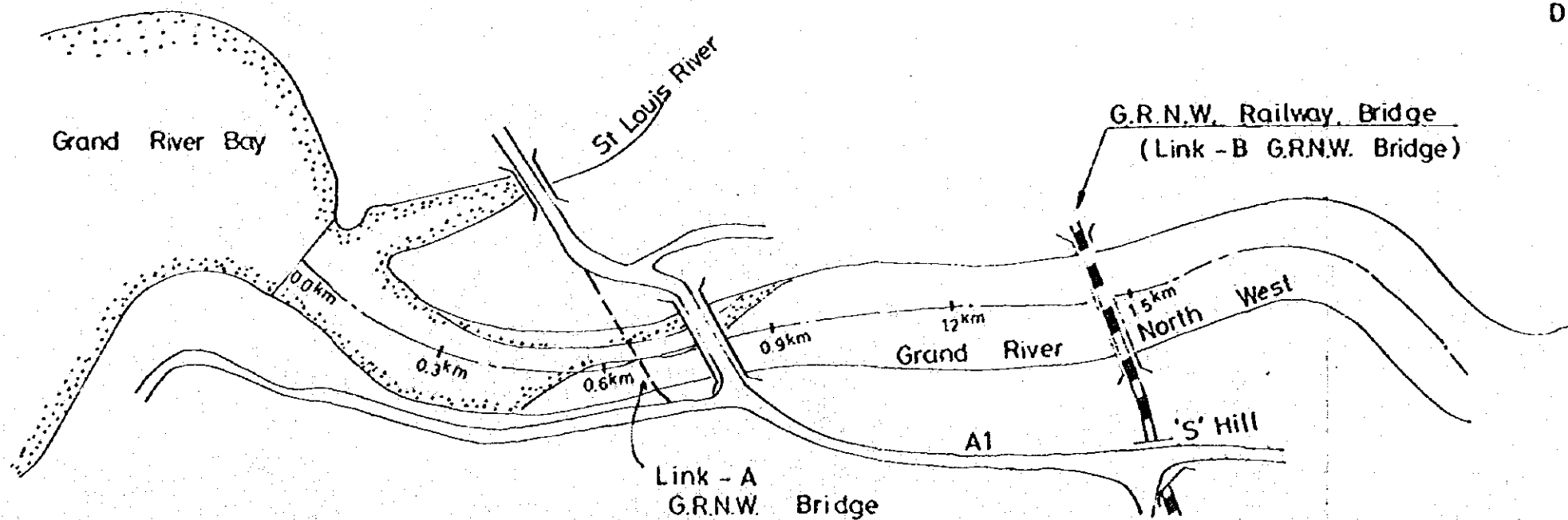
Figure VII-5-3

High Water Level Of G.R.N.W.



Note :

- H.W.L = Elevation Of High Water Level
- K = Elevation Of River Bed
- D = Depth Of Water (H.W.L. - K)



6 構造物

本節の内容は、構造物に関する現況の調査結果を示すものであるが、鉄道廃線敷上の G.R.N.W 鉄道橋、St. Louis 鉄道橋、その他の構造物に大別して記すものとする。

6.1 G.R.N.W 鉄道橋

本橋は、7連の単純下路橋で、1911～1913年の昔に鉄道単線軌道用に架設された。上部工形式は2主桁鋼橋であり、下部工は粗石コンクリート（無筋）を張石で防護した躯体を待つ直接基礎形式である。

(1) 上部工

a. 橋梁寸法測定

寸法測定には、ステイプルテープ、コンヴェックス、ノギス、超音波厚さ計を用いた。結果の代表的諸元は、表(VI・6・4)に示す通りである。

b. 腐食調査

腐食調査では、ワイヤブラシ、ハンマーにより浮き錆の除去を行ってから損傷の程度を判定した。保存状態・損傷状態の程度により基準を設定して損傷箇所を分類した。

- 基準
- A 表面の保存状態が良好で、断面欠損がほとんど見られない。
 - B 錆が生じているが、板厚欠損が表面1mm程度か、または損傷が応力方向のもの。
 - C 板厚欠損が2mm程度に達し、かつ応力直角方向に伸展しているため断面欠損が著しいと見られるもの。
 - D 損傷が板断面を貫通しているか、リベットの欠落等が見られるもの。

以上の基準により、各スパンの主桁フランジを重点的に調査した結果を、表(VI・6・1)に示す。

なお、本橋の上部工を再利用する場合の対策については、K・3.2 節で言及するが、沓の保存状態は極めて悪く再利用には耐え難い。またリベットヘッドの状態は特別の欠損部を除いては、ほぼ良好と認められ、最悪の部分でも5%程度の本数に損傷を認める程度であった。

c. テストピース

Port Louis 側の橋台上、主桁端補剛材よりテストピース(45cm×6cm)6片を

ガス切断により採取した。各2片を各々引張試験，溶接性試験，曲げ試験に供し，破断後の2片をもって化学成分分析試験に供した。結果は，表3（附. 6.2）に示す。

この鋼材は，London County Council (General Powers) Act, 1909 の規定にある極限引張強度 $28.0 \sim 33.0 \text{ ton/in}^2$ ($4400 \sim 5197 \text{ kg/cm}^2$) に合致するものと思われ，更に同L.C.C規定中の許容応力 Tension/Compression/Bending 7.5 ton/in^2 (1181 kg/cm^2) と定められたものに従っていると考えられる。

BS 153 PARTS 3 B & 4: 1972 では，降伏点に従って許容応力を規定しているので，該当する鋼材の級は，Grade 43・280 (降伏点強度 $280 \text{ N/mm}^2 \div 2746 \text{ kg/cm}^2$) であるが，炭素量 (0.27) は Grade 43A (Semikilled, As rolled) 級 (0.30 以下) と目される。

炭素当量は BS 4360, 1972 の 1.6.3 項によれば

$$CE = C + \frac{Mn}{6} + \frac{Cr + Mo + V}{5} + \frac{Ni + Cu}{15}$$

$$= 0.265 + \frac{0.54}{6} = 0.355$$

なので，Grade 43 の C/D 級に規定された値 (0.41) を超えていない。

燐 (P) は，Grade 43 級 (0.050~0.060) を超えないが，JIS の SM41/SM50 級の値 (0.040) より大きい。

また硫黄 (S) は，Grade 43 級の (0.050~0.060) を大巾に超えるもので，高温割れ，切欠靱性などの点で溶接性が劣ると云える。

Table VII 6.1 G.R.N.W. Disused Railway Bridge Corrosion Checks

Members	Span		1st span	2nd span	3rd span	4th span	5th span	6th span	7th span	Total
		Port Louis side							"S" Hill side	
Upper flange (lower)	C	2	5	3	9	17	6	2	44	
	D	2	0	0	0	0	0	0	2	
Lower flange (upper)	C	7	2	1	1	0	1	2	14	
	D	5	0	0	0	0	0	0	5	
Stiffener	C	1	0	0	0	0	0	0	1	
	D	7	8	2	1	0	0	0	18	
Bearing shoes	C	0	0	0	0	0	0	0	0	
	D	4	4	4	4	4	4	4	28	

Note: 1) Flange corrosion was noted mostly in locations where stiffeners were attached due perhaps to accumulation of water and dust.

2) Stiffener corrosion is presumably attributable to the presence of residual stress concentration in the being process.

3) Water and dust tend to accumulate near the bearing shoes, promoting corrosion. Most of the shoes have been virtually fixed and need to be replaced.

Table VII 6.2 Tabulation of Material Test Results

i) Tensile test

Test Piece	Dimensions			Tensile Test				Elongation	
	Gauge Length	Sectional Area		Yield Point		Tensile Strength		Actual	
		m/m	Thickness width	mm ²	Load (kg)	kg/mm ²	Load (kg)		
No. 1	200	16.1x40.5	652.1	19,100	29	30,200	46	251	26
No. 2	200	16.1x40.4	650.0	19,100	29	29,900	46	256	28

ii) Bending test

Test Piece	At Room Temperature		Cracking	Remarks
	Radius of Curvature	Bending Angle		
	(R)	(°)		
No. 3	1.5 t	180°	Nil	
No. 4	1.5 t	180°	Nil	

iii) Weldability test

Test Piece	Dimensions		Tensile Test		Cutting Location
	Sectional Area		Tensile Strength		
	Thickness x width	mm ²	Load (kg)	kg/mm ²	
No. 5	15.9x40.2	639.2	30,800	48	Welded part
No. 6	15.8x40.2	635.2	31,100	49	Welded part

iv) Chemical composition analysis

Test Piece	C (%)	Si (%)	Mn (%)	P (%)	S (%)	Ni (%)	Cr (%)	Mo (%)
No. 1	0.27	0.01	0.53	0.045	0.082	-	-	-
No. 2	0.26	0.01	0.55	0.047	0.078	-	-	-

(2) 下部工

a. 橋台・橋脚の寸法測定

ステイルテープ，コンヴェックスを用いて代表的寸法を測定した。結果の諸元は，図（IX・2.4）に示す他，IX・2.5.2を参照されたい。

b. 構造・工法調査

橋脚を2基（ P_1 , P_2 ）選んで周辺を掘削し，直接基礎形式であることを確認し，表面張石の一部をブレーカーで除去して，躯体内部が粗石コンクリート（無筋）であることも確認した。

c. ボーリング／テストピット

Beau Bassin 側橋台付近でボーリングを行なった他， P_2 付近でテストピットを行い，岩層，地質の性状把握に努めた。これ等の結果は，VII. 3.3 節に詳述されている。

d. 洗掘／水深

P_1 ， P_2 周辺で水深測定を行った。結果を P_2 について示すと 図 VII. 6.1 の如くである。こゝ10年程は大型サイクロンの襲来もなく，苔の付着した大きな礫も散見されるところから，現在のところ洗掘の状況は軽微と判断して良いが，何らかの洗掘対策が将来は必要と思われる。この対策についてはIX. 2 節で言及する。

e. 強度測定

シュミットハンマーにより橋脚天端のコンクリート， P_2 躯体内部の粗石コンクリートの強度測定を行った。おおよその強度は橋脚天端コンクリートが240kg/cm²，粗石コンクリートが120kg/cm²という値であった。

躯体は，表面を石張りで保護されており，粗石コンクリートの劣化はみられず，良好な状態である。

道路橋として利用する場合においてもコンクリートに作用する圧縮応力は $\sigma_c = 15\text{kg/cm}^2$ 以下であり，コンクリート強度に対する不安は無い。

(3) 考 察

本橋は，完成後半世紀もの長年月の間，鉄道橋としての使命を果たしたものである。部分的に補修の要はあるものの，引続き活用し得る保存状態にあったと云える。崩材試験結果から橋体全部の強度も十分保証可能であり，下部工も相応の強度が期待でき

るので、道路橋転用の可能性は、力学的・経済的に検討の上で、判断されるべきものである。

6.2 St. Louis 鉄道橋

本橋は、鉄道複線軌道用の上路橋であるが、単線用の2主桁を2連併置してある。主桁の構造詳細と保存状態は、上流側と下流側では若干異なっている。

(1) 調査

上部工については、G.R.N.W鉄道橋と同様に、寸法測定/腐食について調査を行い、下部工については代表的寸法の確認に止めた。

上流側、下流側の各々の上部工寸法については、表(VII.6.4)に、腐食箇所についての結果は、表(VII.6.3)に記した。

本橋の上流側の上部工は完成年度が下流側より古いと見られ、構造形式も現在の設計技術の視点からは、あまり強固な構造とは云い難い。

Table VII.6.3 St. Louis 川 旧鉄道橋腐食調査結果表

単位：カ所

	腐食度	上流側2主桁	下流側2主桁	計
上フランジ	C	4	20	24
上 側	D	2	26	28
沓	C	0	0	0
	D	4	4	8

Note :

1) 上フランジに横桁を取りつけているため、取付部での腐食が進んでいる。

フランジ応力直角方向の腐食であるため補修が必要である。

2) 沓は、G.R.N.W.旧鉄道橋の状態と同様であり、取りかえが必要である。

6.3 他の構造物

(1) 一般

上述した以外の他の構造物についても、設計図の閲覧、視察、寸法測定などの調査を行った。

対象構造物は、鉄道廃線敷沿線、A₁沿線、M₂沿線であり、これらの代表的なものは一覽表として表(Ⅷ・6.4)に示した。またそれら橋梁位置を図(Ⅷ・6.2)に示した。

(2) G.R.N.W河口附近

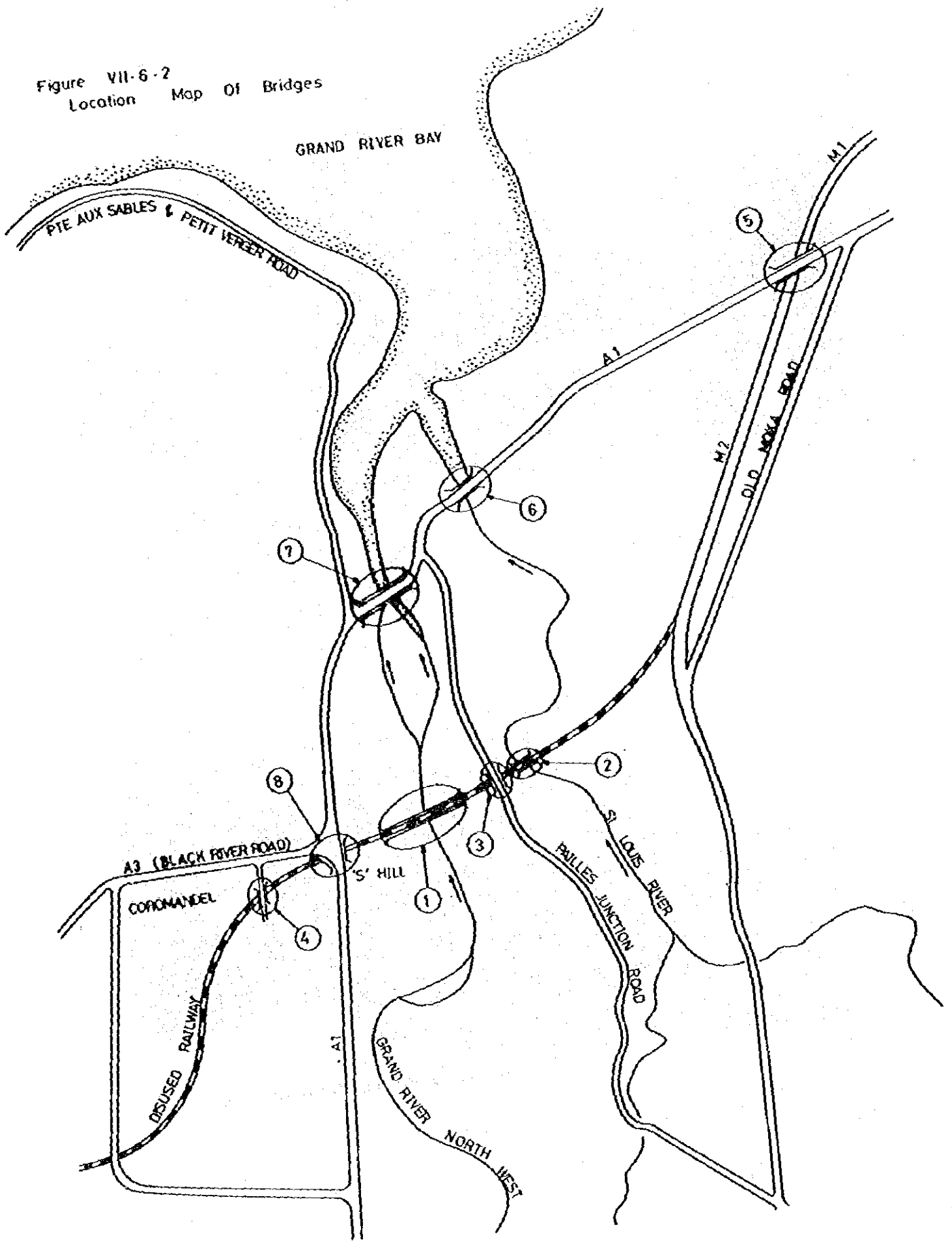
G.R.N.Wの現道A₁上の道路橋の下流には、新ルート of 代替案設定の可能性があったので、ボーリングを行なうなどの調査を追加した。

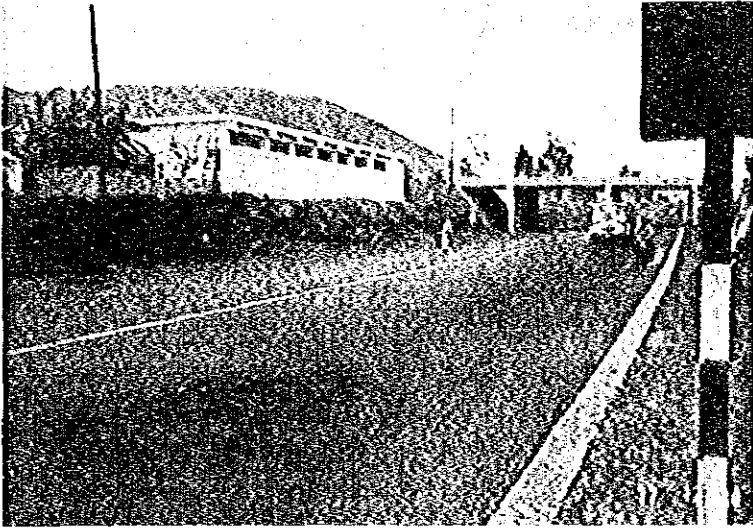
なお、新橋の可能性との関連から、スパン割り検討に資するためPl. Louis 港の潮位差を調べたところ、中等水位に対し満潮時 2.753' (0.84m)、干潮時 -0.645' (-0.20m) (1月) という情報を得ている。

Table VII 6.4 Current Status on Bridges

Route	No.	Bridge Name	Type	Length (m)	Span (m)	Width (m)	Height of Substructure (m)	Present Conditions
Along the Disused Right of Railway	1	C.R.M.W. Railway Bridge	Steel plate girder for simply-supported bridge	193.0	7 @ 26.1	-	20.7 ~ 25.35	Refer to
	2	St. Louis Railway Bridge	Steel plate girder for simply-supported deck bridge	28.0	26.1	-	15.5	Refer to
	3	Pailles Over Bridge	Simply-supported reinforced concrete (T girder)	12.3	11.75	4.74	6.6	<ul style="list-style-type: none"> - Many cracks have been produced in the girder. - Concrete has been chipped off. - Concrete-reinforcing rails are in part exposed. - Cracks have been produced in the wing ab wall.
	4	Coromandel Over Bridge	Simply-supported reinforced concrete slab bridge	5.8	5.3	3.45	5.7	<ul style="list-style-type: none"> - Slabs and abutments are stained with soot generated by the locomotive.
Along the A-1 Road	5	Route Royal Bridge	Pretensioning slab bridge	50.9	8.4 + 2 @ 16.9 + 8.4	10.8 (Footpath) 2 @ 1.9	7.3	Satisfactory
	6	Roussel Bridge	Pretensioning slab bridge	24.3	4.3 + 15.1 + 4.3	9.55 (Footpath) 1.2	2.5	Satisfactory
	7	G.P.M.W. Bridge	Main span: simply-supported, curved-chord truss bridge Side span: stone arch bridge	137.3	48.9 + 3 @ 15.5	Main span 5.75 Side span 8.50	7.0 ~ 9.3	<ul style="list-style-type: none"> - The interior of truss panel points, bearing shoes and floor plates have been badly corroded.
	8	"S" Mill Over Bridge	Slab bridge with trough steel plate Reinforced concrete slab bridge	6.0	5.5	19.3	6.06 ~ 6.65	<ul style="list-style-type: none"> - Slabs and abutments are stained with soot generated by the locomotive.

Figure VII-6-2
Location Map Of Bridges

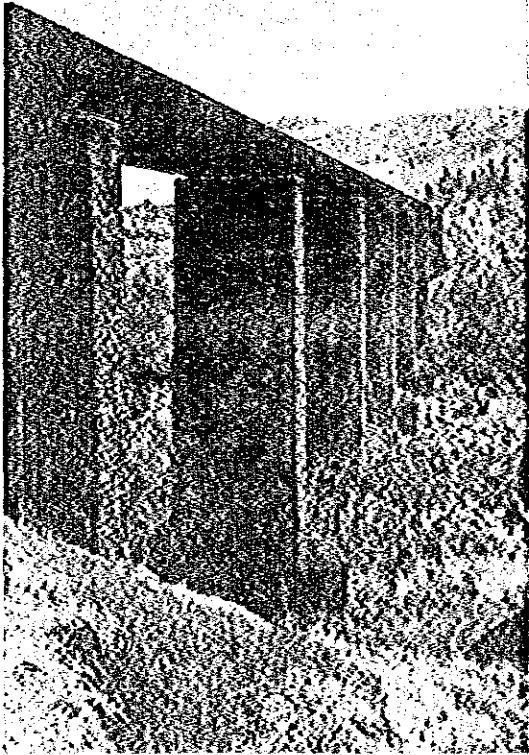




Motorway Flyover Bridge 附近



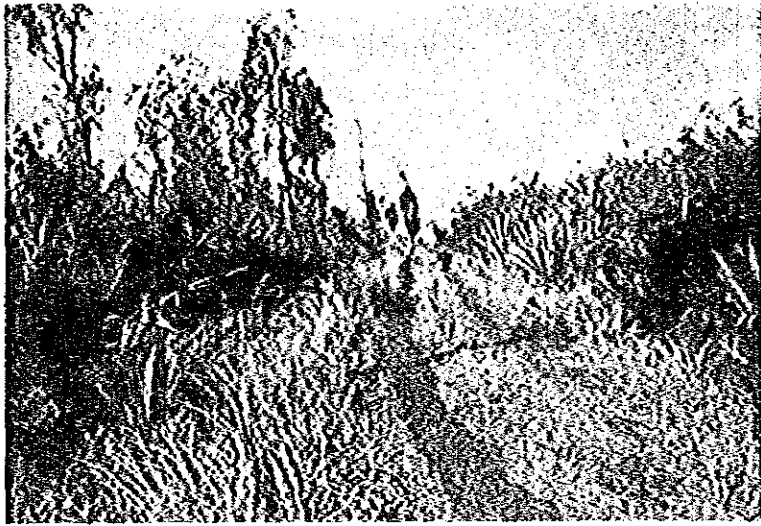
Motorway Belle Village 附近



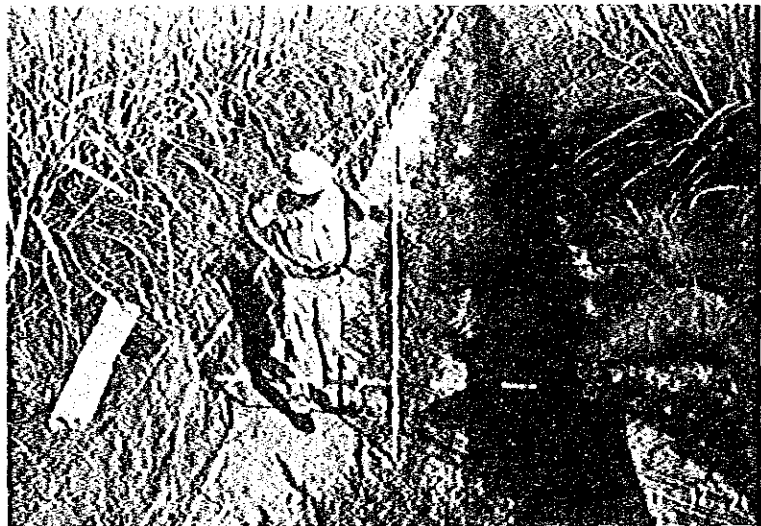
旧 鉄 道 橋



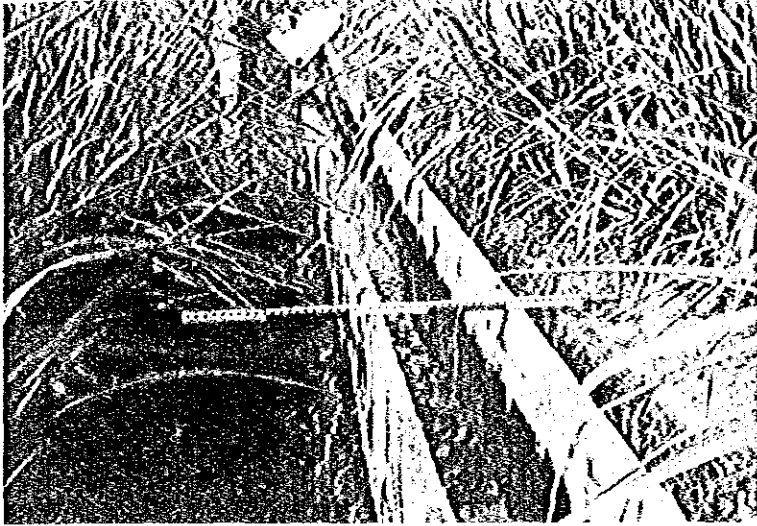
Coromandel 西側の鉄道廃線敷



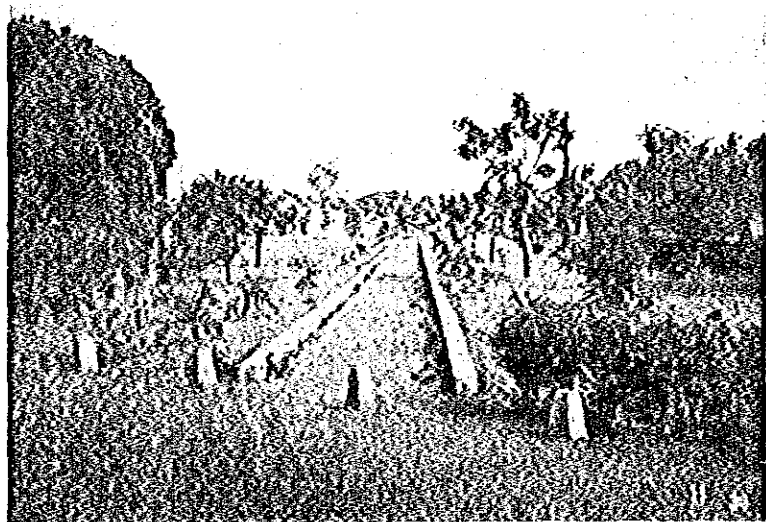
救 線 廢 道 鐵



路 水 用 業 農



農 業 用 水 路



Beau Bassin のラウンドアバウト
の近くの鉄道廃線敷

第 VIII 章 交通量予測

1	予測の方法	VIII- 1
2	将来交通量需要の予測	
2.1	ベース交通量	VIII- 7
2.2	バス交通量	VIII-12
2.3	砂糖貨物交通量	VIII-12
2.4	空港関連交通量	VIII-15
2.5	リンク内交通量	VIII-17
3	交通量配分	
3.1	配分の方法と条件	VIII-18
3.2	配分対象ネットワーク	VIII-27
3.3	配分結果	VIII-28

第Ⅷ章 交通量予測

本章では、現況交通量の分析結果及びこれから導き出された交通量配分モデルをもとに、対象とする比較ネットワーク上の将来交通量を推定することを目的としている。

1 予測の方法

交通量予測の方法は、図Ⅷ-1-1の交通分析全体フレームの後半部分にそのアウトラインが示されており、以下これに則って説明を加える。

① 将来交通需要の推計

バス、タクシー、空港、砂積、リンク内、開発交通量について将来発生量とその分布を推計する。推定の対象年次は、1982、1987、1992、及び2002年の4年次とした。交通量増加率は、Ⅳ章で分析された、経済諸指標の将来予測値をベースに推定されている。

(1) ベース交通量

第Ⅴ章で推定された1977年のベース交通量（乗用車及び貨物車）の総発生集中量は、第Ⅳ章2節で推定された重種別の総走行台キロの伸びで将来に拡大した。各ゾーンの発生集中量は、時間帯によって、夜間人口、従業者数の何れか又はこの両方の伸びで拡大した。分布交通量は、ゾーンペア間の輸送条件に将来とも大きな変化はないと予想されることから、「現在パターン法」を用い「フレーター法」によって収れん計算を行い、これを求めた。現在パターン法は、現在の分布交通量を将来の発生交通量に一致させるように、反復修正計算を行って、将来の分布交通量を求める方法で収れん計算を開始する際の初期値として、現在の分布交通量を入力することから、現在パターン法と呼ばれている。フレーター法は、次に示されるものである。

$$Q_{ij}^t = Q_{ij}^{t-1} \cdot F_i^{t-1} \cdot F_j^{t-1} \cdot \left(\frac{L_i^{t-1} + L_j^{t-1}}{2} \right)$$

Q_{ij}^t : 収れん計算 t 回目の ij 間交通量（初期値は現在交通量）

F_i^t : t 回目のゾーン i の修正係数

L_i^t : t 回目のゾーン i のロケーション・ファクター

$$F_i^t = \frac{K_i}{Q_i^t}$$

K_i : ゾーン i の将来の発生交通量 (コントロール・トータル)
(外生)

Q_i^t : t 回目のゾーン i の発生交通量

$$Q_i^t = \sum_j Q_{ij}^t$$

$$L_i^t = \frac{Q_i^t}{\sum_j (Q_{ij}^t \cdot F_j^t)}$$

そして、 $L_i^t = 1.00$ となるまで計算をくりかえす。

(2) バス交通量：

バス交通量については、将来とも路線系統に変化はないものとし、現在の交通量の水準が、全国のバス台キロの伸びで増加するものとした。

(3) 空港関連交通量：

空港関連交通量については、空港移転及びこれに伴う新しいアクセス道路の建設に関するフェージビリティスタディが、1975年に行われた。空港に関連する交通量は、量的にも特に大きくなく、系路もMotorwayを利用するものが多いと推定されることから、ベース交通量とは切り離して検討するが、将来交通量については、同調査の結果を用いている。

(4) 砂糖交通量：

砂糖交通量は、将来の生産量を推定し、これを輸送する貨物車タイプを現地調査の結果によって定め、交通量に換算した。分布については、全量がPort Louisに起終点を持つものとした。季節変動は考慮されている。

(5) リンク内交通量：

リンク内交通量については、全国の車種別走行台キロの伸びで現在交通量の水準が拡大されるものと考えた。

(6) 開発交通量

この交通分析全体の方法の中で、将来のあらゆる開発プロジェクトは、従業者、人口の伸びというかたちで考慮されており、プロジェクトエリアの中の開発プロジェクト(Pointe aux Sables) についても、当該ゾーンの将来人口、従業者の中にインプットされている。従って、一連の分析過程の中ではベース交通量に含まれるものと考え、開発交通量の発生によるプロジェクト道路への影響は、ベース交通量から開発交通量と推定される分をとり出して、検討を加える。

② 交通量配分

推定された将来交通量、リンク上の将来交通量を対象とする比較ネットワークに配分し、各ネットワークを構成する各リンクの、交通量、走行速度、走行台キロ、

走行台時間を推定する。

(1) 配分モデルの考え方

OD交通は、当然のことながら自己にとって犠牲量最小の経路を指向する。しかし各リンクには一定の容量があり、最短経路（時間距離）に多くのトリップが集中すれば、混雑のために速度が低下し、結局まわり道の方が速いという結果になる。従ってここでは、こうした現実の交通の流れを反映させるべく、それぞれのリンクに対し、交通量/容量と走行速度の関係を主要な道路規格毎に定め、OD交通量を分割して配分する方法を用いた。分割配分法ではOD交通量を全部一度に配分しないで、数個ないしは数十個に分割して一部分ずつ配分する。各リンクには、従って次第に交通量が累積し、リンク抵抗が徐々に大きくなってゆく（即ち、リンクの混雑度が大きくなってゆく）。リンク抵抗が回を追うごとに変化するので、最短経路もそれにつれて変化してゆくため、次の回に出発したトリップは、必ずしも前回に出発したトリップと同じ経路を通らず、別の経路を選択する。

OD交通量の分割には、様々な方法があるが、一種の収れん計算であり、分割数が多い程妥当な結果が得られる。

(2) 交通量/容量-走行速度式（Q/V式）

交通量/容量-走行速度の関係については、種々の調査がなされており、ここでは、日本の道路構造令、アメリカのHighway Capacity Manualをベースに現地での地点速度調査の結果を加味して、主要道路タイプ別にこれを定めた。

(3) 配分OD交通量

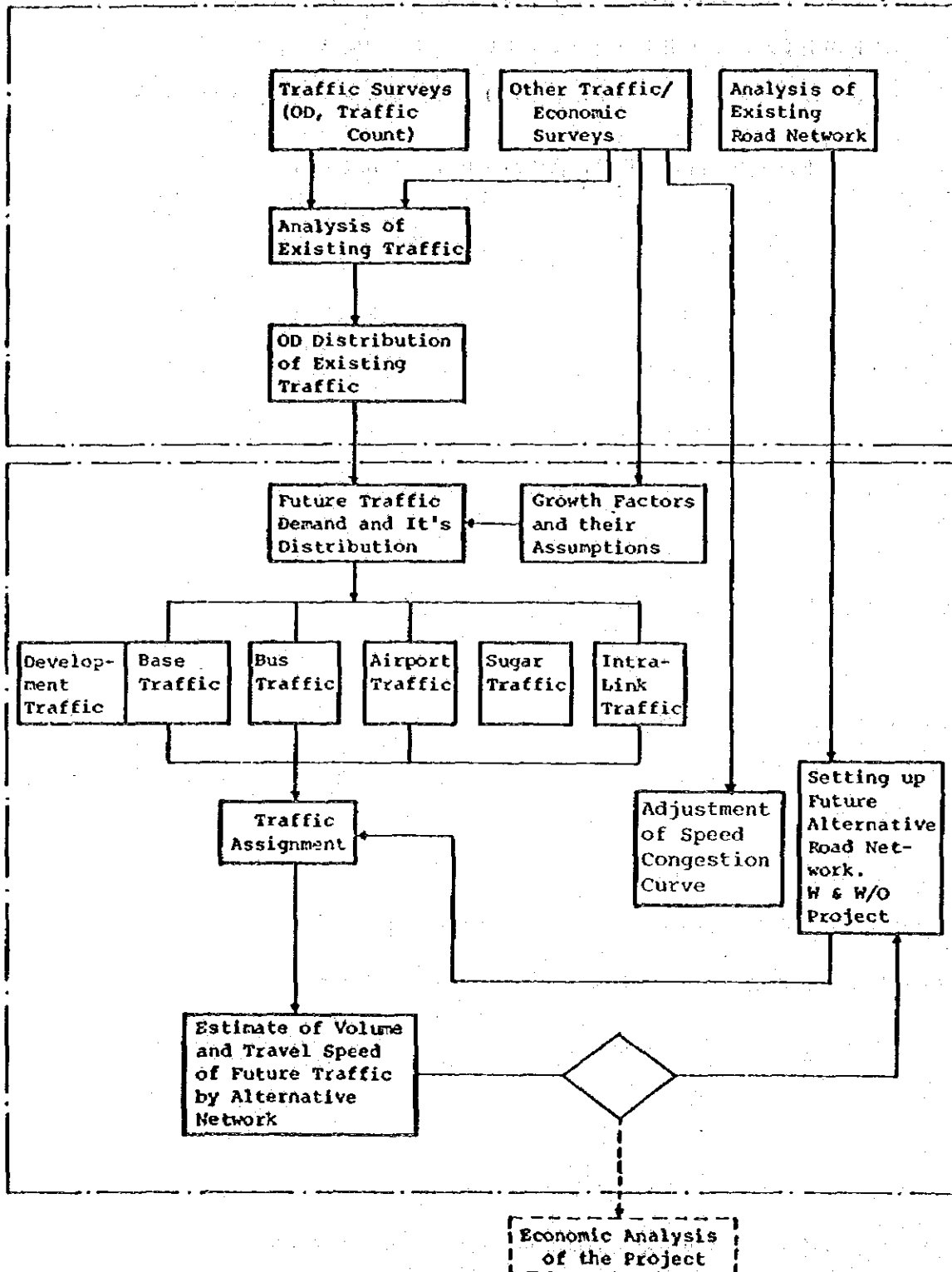
プロジェクト道路の役割りが、主として混雑緩和に置かれていることから、時間帯別のOD交通量を配分に用いた。時間帯は、現地調査の結果から朝ピーク、夕ピーク、オフピークの3時間帯とした。OD交通量の分割回数は5回とした。

③ 配分対象ネットワークの設定

プロジェクトの各比較ケースを組み込んだ、比較道路ネットワーク、及びプロジェクトが全くなかった場合の道路ネットワークを配分対象ネットワークとしている。最適比較ケースをみつけ出すために、12の比較ネットワークを分析対象とした。

以上の詳細と計算過程は、次節以下に述べられている。

Fig. VIII.1.1 Methodology of Traffic Analysis



2 将来交通需要の予測

ここでは、各タイプの交通量の将来発生集中量、及び将来分布交通量の推計過程について述べている。

2.1 ベース交通量

1) 将来の総トリップ数

将来の交通量の水準は、人口、経済活動の水準によって規定されるものと考えることができる。第IV章2節で行われた、将来の自動車保有台数、台マイルの予測は、人口と1人当りGDPをベースに行われており、従ってベース交通量の将来総トリップ数は、車種別の将来総台・マイルの伸びによって説明されるものとし、次表Ⅷ-2-1の結果を得た。時間帯による伸び率の違いはないものとしている。

Table VIII-2-1-1 Prediction of Total Trips^V

Type of Vehicles	Period of Hour	1977	1982	1987	1992	2002
Car Taxi	Morning Peak	2,544	3,745	5,403	7,609	14,162
	Evening Peak	2,511	3,618	5,221	7,352	13,684
	Off-Peak Hours	13,992	20,596	29,719	41,850	77,893
Van	Morning Peak	198	320	461	642	1,168
	Evening Peak	168	269	387	538	979
	Off-Peak Hours	1,797	2,908	4,187	5,828	10,602
Truck	Morning Peak	214	296	394	523	923
	Evening Peak	150	208	276	366	647
	Off-Peak Hours	1,924	2,663	3,538	4,700	8,298

^V 12 hour daily average excluding Sunday.

2) ゾーン別将来発生集中量

各ゾーンの将来発生集中量は、時間帯、車種によって、必ずしも一定の増加率で説明することはできない。例えば、朝のピーク時の乗用車類は、発生量は人口で説明され得るが、集中量は従業人口で説明される一方、夕方のピーク時は、発生量は従業人口で、集中量は人口で説明される。そして貨物車類は何れの時間帯の発生量も集中量も、従業人口でよりよく説明されると考えられる。従って各ゾーンの将来発生集中量は、次表Ⅷ-2-2に示される指標の伸び(第IV章2.2項参照)で予測し、その合計は、料米の総トリップ数に一致するように調整されている。又各ゾーンの将来発生集中量の推計結果は、Appendix Table Ⅷ-1に示されている。

Table VIII-2-1-2 Parameters used for Estimating the Growth of Zonal Traffic

Period of Hour	Type of vehicle	Originating Traffic	Terminating Traffic
Morning Peak	Passenger	Population	No. of jobs
	Freight	No. of jobs	No. of jobs
Evening Peak	Passenger	No. of jobs	Population
	Freight	No. of jobs	No. of jobs
Off-peak Hours	Passenger	Population	Population
	Freight	No. of jobs	No. of jobs

3) 将来分布交通量

将来のベース交通量の分布については、本章 1 節で述べたフレーター取れん法により、これを推計した。車種別、時間帯別、年次別に行い、1992年の結果の内12時間交通量の分布を表Ⅷ-2-2からⅧ-2-5に示してある。この詳細は、Appendix Table Ⅷ-2に示されている。

Table VIII-2-2 Distribution of 1992 Traffic ^{1/} (Cars)

O/D	Vehicles																		
	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	12	13	14	15	16	17	18	Total
01	16	1,514	1,629	2,330	3,123	2,023	2,657	1,651	27	127	128	41	4,562	261	481	185	86	2	20,855
02	1,736	-	-	-	-	-	779	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	215	2,730
03	2,561	-	-	-	-	-	265	-	-	-	-	-	-	-	-	-	55	209	3,090
04	2,763	-	-	-	-	-	341	-	-	-	-	-	-	-	-	-	100	210	3,414
05	3,766	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	539	4,305
06	2,539	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	316	2,855
07	2,893	905	710	427	183	260	-	788	-	-	60	-	-	-	-	-	143	256	6,533
08	1,514	-	-	-	-	-	713	-	-	-	-	-	324	-	261	-	229	114	3,155
09	134	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	38	172
10	301	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	24	325
11	103	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	125	-	23	251
12	95	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	103	198
13	3,378	-	-	-	-	-	-	287	-	-	-	-	-	-	-	-	-	488	4,153
14	449	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	73	522
15	862	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	129	991
16	327	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	72	399
17	89	153	38	55	66	32	37	28	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	498
18	5	276	192	317	319	122	435	262	23	24	10	42	265	-	72	-	-	-	2,364
Total	23,531	2,543	2,577	3,123	3,691	2,343	5,227	3,016	59	151	199	83	5,151	261	820	310	613	2,811	36,810

Table VIII-2-3 Distribution of 1992 Traffic ^{1/} (Vans)

O/D	Vehicles																		
	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	12	13	14	15	16	17	18	Total
01	1	741	190	286	206	213	370	211	-	15	23	20	227	87	204	62	8	-	2,864
02	784	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	112	896
03	152	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	30	182
04	181	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	76	23	280
05	211	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	39	250
06	235	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	16	251
07	76	558	36	-	-	-	-	55	-	18	-	-	-	-	-	-	22	3	768
08	99	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	215	-	-	-	-	15	329
09	12	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	12
10	23	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	23
11	32	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	21	43
12	10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	10
13	372	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	53	425
14	45	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	8	53
15	194	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	194
16	28	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	28
17	11	-	-	-	-	-	24	67	-	-	38	-	-	-	-	-	-	-	140
18	-	79	29	15	15	16	79	-	-	2	4	15	-	8	3	-	-	-	265
Total	2,466	1,378	255	301	221	229	473	333	-	35	65	35	442	95	207	62	106	310	7,013

^{1/} 12 hour daily average excluding Sunday.

Table VIII-2-4 Distribution of 1992 Traffic ^{1/} (Trucks)

D 0	Vehicles																		Total	
	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	12	13	14	15	16	17	18		
01	1	373	114	135	192	208	240	151	8	10	5	18	190	86	177	51	-	-	1,959	
02	430	-	-	-	-	-	162	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	183	775	
03	105	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	7	27	133	
04	119	-	-	-	-	-	52	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	8	179
05	218	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	43	261
06	311	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	58	369
07	161	155	-	61	-	-	-	84	-	34	-	-	-	-	-	-	28	69	592	
08	223	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	17	23	263	
09	2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	19	-	-	-	21	
10	28	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1	29
11	48	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	48
12	11	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	10	21
13	188	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	4	192
14	47	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	6	53
15	128	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	4	132
16	51	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	51
17	5	75	-	9	-	-	16	13	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	118
18	-	116	26	8	37	39	32	33	-	5	32	-	34	11	4	10	-	-	-	387
Total	2,076	719	140	213	223	247	502	281	8	49	37	18	224	97	200	61	52	436	5,589	

Table VIII-2-5 Distribution of 1992 Traffic ^{1/} (Total)

D 0	Vehicles																		Total	
	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	12	13	14	15	16	17	18		
01	18	2,628	1,933	2,751	3,521	2,450	3,267	2,013	35	152	156	79	4,979	434	868	298	94	2	25,678	
02	2,950	-	-	-	-	-	941	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	510	4,401	
03	2,818	-	-	-	-	-	265	-	-	-	-	-	-	-	-	-	62	266	3,411	
04	3,063	-	-	-	-	-	393	-	-	-	-	-	-	-	-	-	176	241	3,873	
05	4,195	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	621	4,816	
06	3,085	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	390	3,475	
07	3,130	1,618	754	488	183	160	-	927	-	52	60	-	-	-	-	-	193	328	7,893	
08	1,836	-	-	-	-	-	713	-	-	-	-	-	539	-	261	-	246	152	3,747	
09	148	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	19	-	-	38	205	
10	352	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	25	377	
11	183	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	125	-	34	342
12	116	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	113	229
13	3,938	-	-	-	-	-	-	287	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	545	4,770
14	541	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	87	628
15	1,184	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	333	1,317
16	406	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	72	478
17	105	228	38	64	66	32	77	108	-	-	38	-	-	-	-	-	-	-	-	756
18	5	471	247	340	371	177	546	295	23	31	46	57	299	19	79	10	-	-	-	3,016
Total	28,073	4,945	2,972	3,643	4,141	2,819	6,202	3,630	58	235	300	136	5,817	453	1,227	433	771	3,557	69,412	

^{1/} 12 hour daily average excluding Sunday.

2.2 バス交通量

バス交通量の推計に当っては、次のような考え方を基本にしている。

- (1) バスルートの変更は、料米とも基本的にはない。
- (2) バス交通量の伸びは、全島のバスの将来走行台・キロの伸びに比例する。

プロジェクトの実施によって、当然新規のバス路線が、部分的に、あるいはプロジェクト道路全線にわたって新設されたり、現行のルートが改編される状況が起ってくるものと考えられる。しかし、こうした状況をプロジェクトの比較ケース毎に推定することは、バス会社の経営方針、政府の政策等もからんで、計算過程が非常に複雑になり、多くの労力が必要となるわりには、正確な予測を期待することはできない。人口分布、都市構造がドラスティックに変わることは予想されていないので、本作業では、現在のバスルートが将来とも主たるルートであるとの考え方にたっている。

バス交通量の伸びは、人口分布の変化に伴って、バスサービスの頻度の変化によって規定されるものと考えられる。プロジェクトエリア内の将来人口もゾーンによって伸びが異なるが、バスルートは特定のゾーンの人口にサービスするものではなく、ある一定の範囲の人口にサービスされるものであり、プロジェクトエリア全体の人口の伸びは、全島の人口の伸びとそれ程大きな差はないため、第VI章2.2項で検討した、将来の全島のバス走行台・キロの伸びで、バス交通量の将来予測を行っている。

以上の結果、主要道路区間における将来バス交通量を Appendix Table Ⅲ-3 に示されるものと推定した。

2.3 砂糖貨物交通量

砂糖貨物交通量は、次のような理由により、個別に推計することとした。

- (1) 交通量調査時点が必ずしも平均的な貨物交通量の動きを表わす時点ではない。
- (2) 砂糖の動きは、比較的是っきりした輸送形態によっており、ODもはっきりしている。

砂糖生産量は、過去5年間1975年のサイクロンの被害による年を除けば、平均698万トン/年であり、殆んど一定している。耕地面積の拡大が期待できないことから今後の生産増は、土壌改良、灌漑面積の拡大、施肥、害虫・病疫の防除等による生産

性の向上に依存している。5ヶ年計画(1975年-80年)の中で政府はこうした一連の施策を実施し、1980年までに平均年率3%の生産増によって800,000トンの砂糖生産を目標としている。この1975年の災害の影響もあり、必ずしも計画通り達成されていないが、基本的には生産増のための諸施策がとられるものとし、将来の増加率を次表欄-2-6のように仮定し生産高を推定した。各ゾーンの砂糖生産量は、全国生産の伸びに比例するものとし、この結果をAppendix Table VIII-4に示す。

Table VIII.2.6 Forecasted Sugar Production

	Base Year (1976)	1982	1987	1992	2002
Cane production (000 tons) ¹	6,231				
Sugar production (000 tons)	698	790	851	894	940
Average annual growth rate (%)		2.0	1.5	1.0	0.5

1 Cane production was estimated by applying the same sugar recovery rate as of that of 1976.

砂糖の生産量に対する精蜜の生産量の割合は、何れのゾーンも一定とし、目的地は全てPort Louisとした。砂糖は12トンのトラックトレーラー、精蜜は7.5トンのタンク車で運ばれるのが最もポピュラーであり、生産量の貨物車台数への換算はこれによって行った。砂糖、精蜜以外の肥料等、工場へのインプットは砂糖輸送の帰り車で行われるものとした。この結果はAppendix Table Ⅷ-4に示されている。

2.4 空港関連交通量

現在の Plaisance の空港は、近い将来 Placg ディストリクトの北部 (Belle Vue Maurcl 付近) に移転する予定であり、現在の空港関連交通は、パターンが大きく変化してしまう可能性があり、このために下記のフィージビリティスタディが実施されているため推計は次のような方法を採用することにした。

- (1) 空港により生ずる交通量は、' Access Road to the New Airport — Feasibility Study ' (Bureau Central D' Etudes pour les Equipments D' Outre — Mer , BCEOM 作成の報告書) の推計結果に従う (Table VIII — 2 — 7 参照) 。
- (2) 新空港への移転を 1985 年頃と考え、1987、1992、2002 年の推計は、新空港があるものとして行う。この際交通量の分布は、前記報告書のパターンに従う。但し、ゾーニングがこの調査とはかなり異なるため、トリップの目的別に次の指標により交通量を配分し、ゾーンを再編成する。

- ツーリスト —— ホテルのベッド数 (表 III — 3 — 4 参照)
- 非ツーリスト旅客 — 人口 (表 VI — 2 — 4 参照)
- 空港立寄客 —— 人口 (表 VI — 2 — 4 参照)
- 空港スタッフ —— 人口 (表 VI — 2 — 4 参照)
- 貨物 —— 従業者数 (表 VI — 2 — 6 参照)

なお、バスについては、交通量分布を推定するための基礎資料がなく、また台数も比較的少ないため、無視することとした。

ゾーン別・年次別の空港関連交通量分布は Appendix 表 VIII — 5 に示されている。

- (3) 1982 年の空港関連交通量推計は、前記報告書の推計交通量を現在の分布パターン (表 V — 3 — 12 参照) により配分して分布を求めた。

Table VIII-2-7 Forecast of Airport Generated Traffic^{1/}

		vehicles/day			
Passenger Type	Vehicle Type	1982	1987	1992	2002
Tourist	Car	379.0	496.0	570.0	670.0
	Bus	39.6	51.6	59.0	76.0
Non-Tourist Passenger	Car	508.0	837.2	1,264.4	2,236.4
	Bus	2.8	4.8	6.8	10.8
Visitor	Car	353.2	533.0	731.0	1,151.0
	Bus	2.4	3.4	4.4	6.4
Airport Staff	Car	224.8	320.4	451.2	757.2
	Bus	6.8	8.0	8.0	8.0
Goods	Truck	21.4	50.4	144.2	490.2
Total	Car	1,465.0	2,186.6	3,016.6	4,814.6
	Truck	21.4	50.4	144.2	490.2
	Bus	51.6	67.8	78.2	101.2

^{1/} in average daily two-way traffic

Source: Modification of the Results of "Access Road to the New Airport - Feasibility Study" (BCEOM)

2.5 リンク内交通量

リンク内交通量は、第IV章 2.2項で推定された、車種別の走行台・キロの伸びに比例して増加するものと考えた。

リンク内交通量は、必ずしも当該リンクの中だけで動く交通量だけではなく、以上までの交通量に含まれない交通量の総てをさしており、例えば Beau Bassin から Curepipeの間を動くような交通量も、それぞれのリンク内の交通量として扱われている。基本的には、局地的な動きをする交通量は当該地域の人口又は従業者で説明され、トリップが長い交通量は、全島の走行台・キロで説明されると考えられるが、リンク内交通量の内訳がわかっていないため、ここでは前記のような方針をとった。

以上の結果は、Appendix Table Ⅷ-6に示される。

3 交通量配分

3.1 配分の方法と条件

1) 配分の方法

交通量配分の基本的な考え方は、既に本章1節で述べてあるが、実際に行われた方法は、次図Ⅷ-3-1により詳細に示されている。

配分は大きく2つのステップにわけて行われており、第1のステップでは、バス交通量、砂糖貨物交通量、空港関連交通量、リンク内交通量を配分した。この内、バス交通量とリンク内交通量については、リンクの混雑度によって経路は変らないものとし、各リンクに第Ⅷ章2節で予測された結果を割り付け、砂糖貨物交通量と空港関連交通量については、需要配分法によって配分を行った。需要配分法は、設定された道路規格別初期速度（図Ⅷ-3-2参照）によって、時間距離最短のルートに各OD交通量を配分する方法である。これらの交通量の時間帯別交通量については、バス交通量とリンク内交通量については、現在の時間変動パターンを参考に、空港関連交通量と砂糖貨物交通量については、オフピーク時に配分されている。

ステップ2では、ステップ1で配分された、時間帯別、リンク別交通量を初期交通量として、ベース交通量を実際配分法によって交通量配分を行っている。ベース交通量は、各時間帯について5分割して配分されている。この実際配分に当たって問題となる、乗用車換算式、 $Q-V$ 式、配分対象ネットワーク、リンク条件、交通容量算定式等については、次項以下で詳述されている。又こうした配分法は、1977年の交通量と前記諸条件をもとに検証されており、この概要はAppendixⅧ-7に示されている。

配分の結果としては、

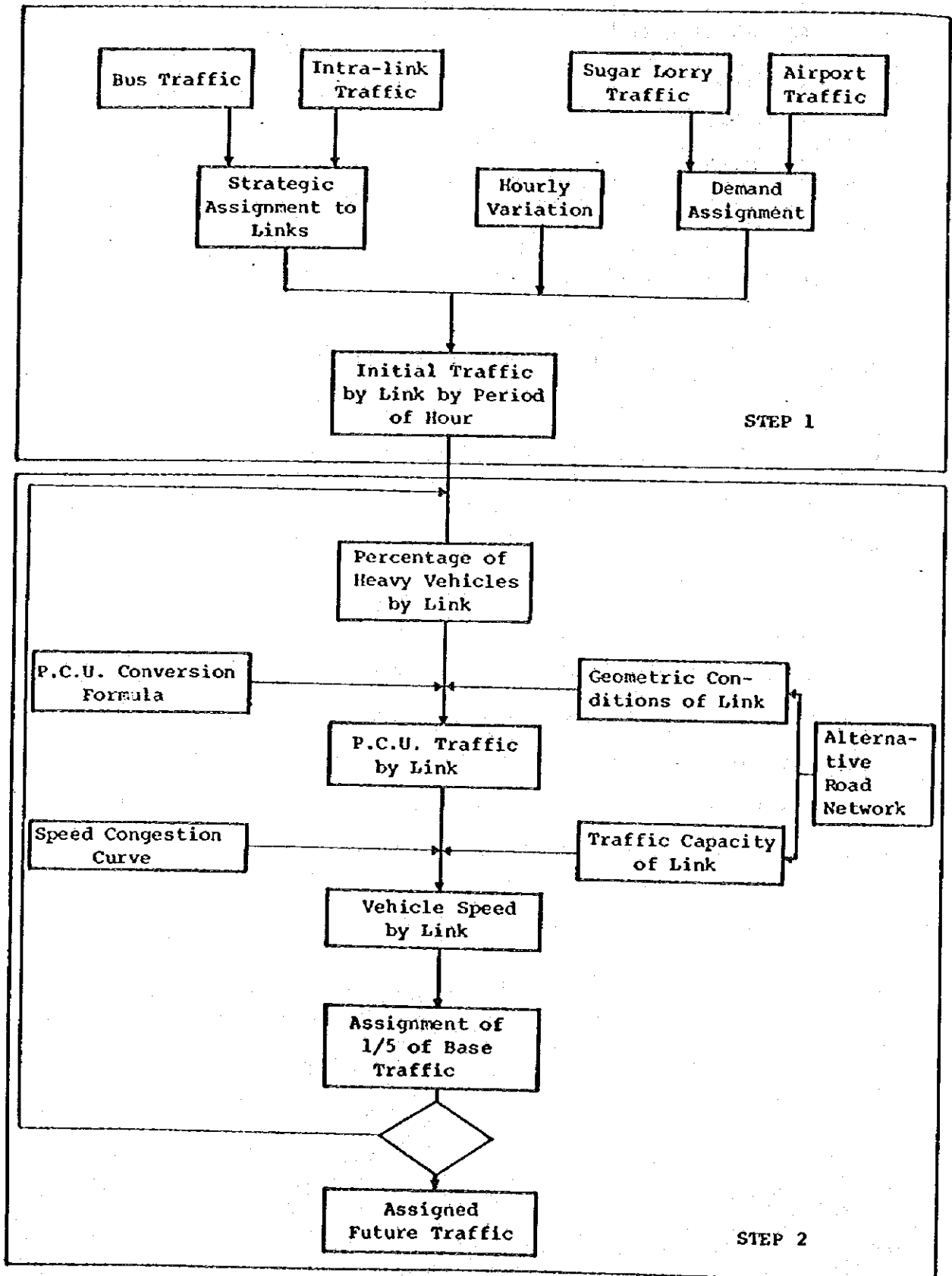
- (1) 年次：1982, 1987, 1992, 2002年
- (2) 時間帯：朝ピーク, 夕ピーク, オフピーク
- (3) 車種：乗用車（タクシー含む）, バン, トラック
- (4) リンク：比較案毎に数が異なる

のそれぞれの組合せについて

- (a) 交通量（実台数）
- (b) 乗用車換算交通量
- (c) 走行速度
- (d) 混雑度
- (e) 走行台時間
- (f) 走行台・キロ

等がアウトプットされている。

Fig. VIII.3.1 Methodology of Traffic Assignment



2) 乗用車換算式

この配分法では、異なった車種の交通量を一旦乗用車に換算する必要がある。Appendix Table VII-8 に示される大型車の乗用車換算値をもとに、重回帰分析を行って次の回帰式を得た。この式では、大型車の乗用車への換算は、道路の縦断勾配、勾配長、大型車混入率によって異なるものとしており、Appendix Table VII-8 は日本における各種の調査から導き出されたものである。

2車線道路

$$K = 1.1272 + 0.3906C + 0.3431L - 0.8429M$$

($r = 0.9565$)

多重線道路

$$K = 0.7599 + 0.3626C + 0.3121L - 0.2871M$$

($r = 0.9520$)

ここで K : 乗用車換算係数
C : 縦断勾配 (%)
L : 縦断勾配長 (km)
M : 大型車混入率

3) 交通容量の算定

道路の交通容量の算定は次式を用いている。

$$Q = B \times \alpha \times \beta \times C$$

Q : 交通容量 台/時
B : 基本交通容量 台/時
 α : 重線車員による補正率
 β : 側方余裕による補正率
C : 沿道条件による補正率

(a) 基本交通容量(Q)としては次の値とする。

2方向2車線道路の往復合計	2,500台/時
多重線道路の1車線当り	2,500台/時

(b) 車線巾員による補正率(α)として次の値をとる。

車線巾員(m)	3.5	3.25	3.0	2.75
補正率	1.0	0.94	0.85	0.77

(c) 側方余裕による補正率(β)は、車道端から路側の障害物までの距離を側方余裕とし、次の値をとる。

		側方余裕(m)	1.75	1.50	1.25	1.00	0.75	0.50	0
2車線 道路	片側不足		1.00	0.98	0.96	0.93	0.91	0.88	0.85
	両側不足		1.00	0.96	0.92	0.86	0.81	0.75	0.70
多車線 道路	片側不足		1.00	1.00	0.99	0.98	0.97	0.95	0.90
	両側不足		1.00	0.99	0.98	0.97	0.94	0.90	0.81

(d) 沿道条件による補正率(γ)は、沿道の市街化の程度によって次の値とする。

市街化の程度	補正率
市街化していない	1.00
幾分市街化している	0.90
市街化している	0.80

交通容量の算定に当っては、特に登坂車線の取り扱いについて次のように考えた。

2車線+登坂車線

交通容量は2車線道路と同様とするが、大型車は登坂車線を利用すると思われ、上り方向の大型車混入による容量低下(=交通量の増加)は、軽減すると思われる。

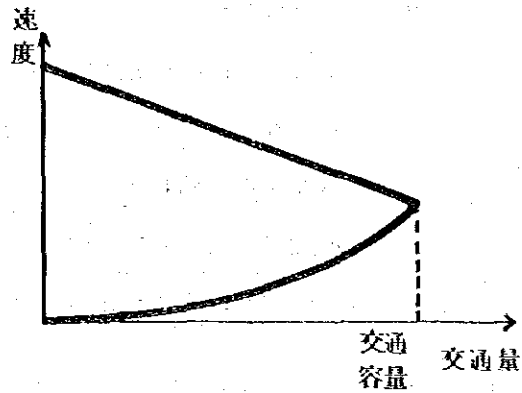
そこで、上り方向については、大型車1台を乗用車1台と換算し、下り方向については、2車線道路における乗用車換算式を用いる。

4車線+登坂車線

前記と同様の考え方で、交通容量は4車線道路と同様で、上り方向の大型車1台は乗用車1台と換算し、下り方向については、多車線道路における乗用車換算式を用いる。

4) 速度-混雑度曲線(Q-V式)

一般的に車輛の平均的な速度は、その道路の交通量の水準と強い関係があり、交通量の増加とともに速度は低下し、その道路の交通容量まで増加すると、交通量は低下し、速度も低下する。この関係は、上図のような形で表わされる。しかしこの関係は、道路の規格、道



路状況等によって異なるため、前述したようにA₁道路（G.R.N.W橋及びCoromandel）とMotorwayにおいて、速度調査を実施した。その結果、特に、概に混雑がみられるA₁道路のG.R.N.W橋では、交通量の増大によって速度が低下し、交通容量の1.5倍程度の交通量で、走行速度は15km程度と観測された。しかし、G.R.N.W橋の区間は短く、この現象も5分間交通量の観測結果によるもので、実際のピーク1時間の混雑度（交通量÷交通容量）は1.26であり、この時間帯で時に渋滞が発生していることも事実である。

そこで、調査された速度-混雑度の関係を参考としながら、Appendix VIII-7に示される、現況OD交通量の現況道路網への配分結果が、現実の観測交通量に近づくように、速度-混雑度曲線を調整し、図VIII-3-2に示される結果を得た。

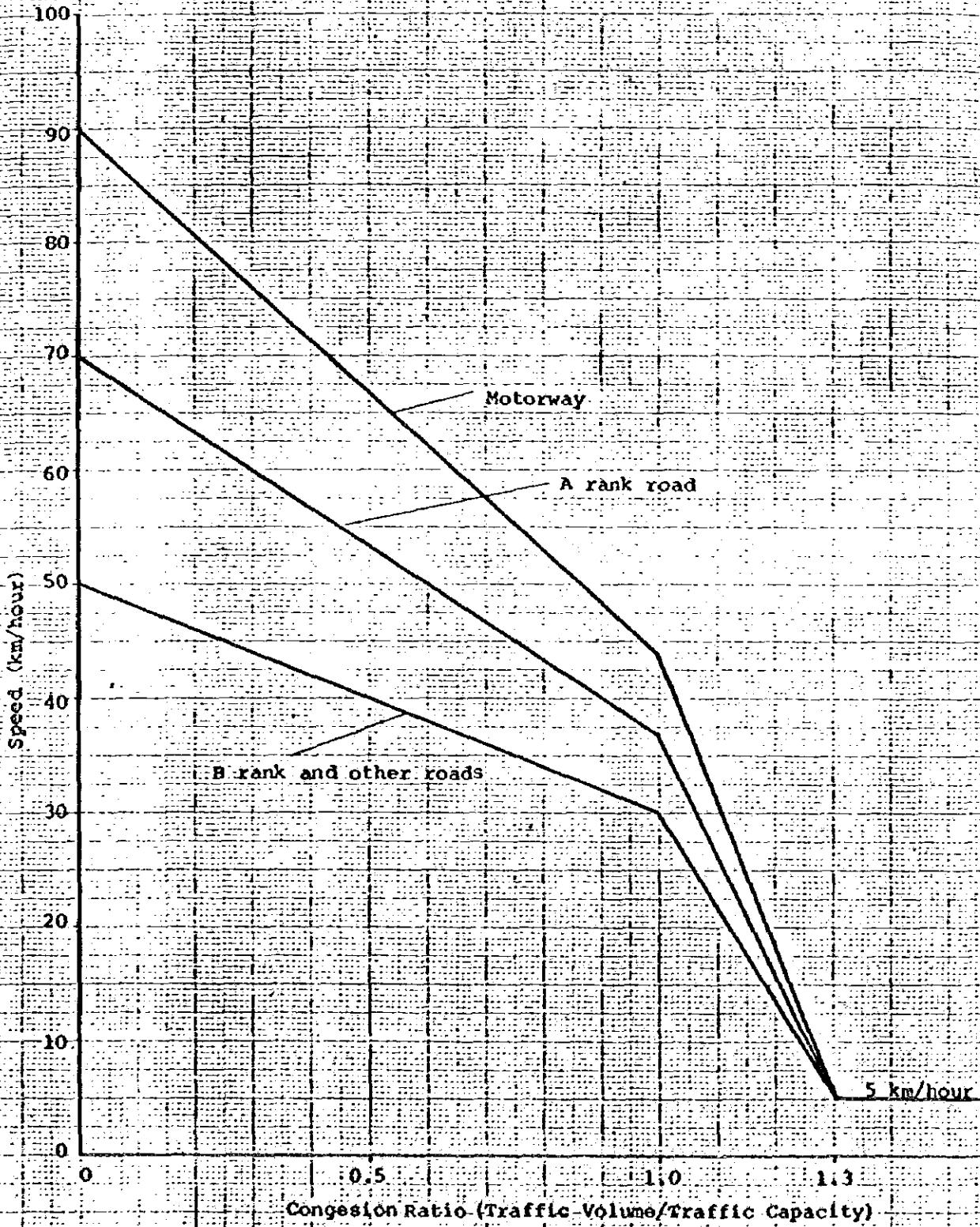
この結果は、道路の規格によって3種類のカーブで表わされているが、どれも混雑度が大きくなるにつれ速度は低下してゆくが、混雑度が1.0以上になったあとは急激に速度が低下し、混雑度1.3で遂に速度は5.0km/時になる。これによれば現在のG.R.N.W橋での混雑度1.26は、約10km/時の走行速度で通行し得る状態であり、こうした点からもこのカーブは実際的であるといえよう。走行速度が5km/時になったあとは、現実には交通量が増加することはあり得ず、交通量は発現し得ず潜在化してしまう。しかし交通量が発現し得ないという状態における、経済的な損失を計量することは、非常に困難であり、ここでは、混雑度が1.3以上になっても時速5kmで、交通量は増加し続けるものとし、混雑による走行費用増の増分が、交通が発現し得ないという状態時における経済的損失とみなしている。

5) 関連プロジェクトの実施

配分に当って、各種関連プロジェクトは次のように扱われている。

- (1) 空港の移転：1985年に新空港が開設される。
- (2) Point aux Sables 開発：漸次開発が進み、1992年までに、全域の開発が完了する。

Fig. VIII-3-2 Speed-Congestion Curve



3.2 配分対象ネットワーク

配分対象ネットワークは、既存道路ネットワークに各プロジェクトの比較ケースを付け加えたものと、既存道路ネットワークの合計8の比較ケースとしている。

これらの各対象ネットワークは、道路条件が比較的均質と思われる区間（リンク）に細分されている。

配分対象ネットワーク及び各リンクの条件（車線数、リンク長、縦断勾配、車線巾員、側方余裕、沿道条件、交通容量、登坂車線の有無）については、Appendix Fig VII-9及びAppendix Table VII-10に示されている。

Table VIII-3-1 Alternative Network for Traffic Assignment

Alternative Case	Description
W.O.	o existing network.
P2	o existing network with a new two-lane road link between Belle Village (M2) and Beau Bassin via S.Hill.
P4	o existing network with a new dual carriageway road link between Belle Village and Beau Bassin.
PA	o existing network with a new G.R.N.W. bridge in replacement of the existing road bridge along A1 Road.
P2 + PA	o alternative network case P2 with a new G.R.N.W. bridge but without the existing bridge.
P4 + PA	o alternative network case P3 with a new G.R.N.W. bridge but without the existing bridge.

3.3 配分結果

各比較ネットワークについての交通量と混雑率は Appendix Figure VII-11及び VII-12にそれぞれ示されている。

1) 主要地点の交通量

主要地点についての将来交通量の水準は表VII-3-2に示されている。

Motorwayの Belle Village では、何れの比較ケースでも交通量は同じような割合で増加しており、比較ケースによる差もそれ程多くない。

これは当然のことながら、プロジェクト道路の建設が比較的短いトリップの交通量の利用を目的としており、Motorwayはより長いトリップの交通量に利用されているためである。

現況ネットワークの中で最大の隘路となつている G.R.N.W 橋における交通量は、比較ケース W.O. では順次増加しており、2002年にはついに、現在の約3倍近くまでなる。これだけの交通量が流れることは実際には不可能な状態であるが、代替可能なルートが他にないために発生した状態である。各比較ケースの差をみると、比較ケース W.O.、P_A が同じように交通量が増加するのに比して、他のケースでは、1992年の結果まで現在の交通量より減少しており、交通量の転換が明確であるとともに、この区間については、混雑状況が改善されている。

A: 道路の Coromandel における交通量は、計画道路が全線開通した比較ケース P₂、P₄、P₂+P_A、P₄+P_Aにおいて、1982年交通量が現況交通量より少ない他は、各ケースともに交通量は増加している。即ち、この地点では、Motorwayと Beau Bassin 全線が結ばれない限りは、交通量の軽減は期待されないとということである。

計画道路の G.R.N.W 新橋における交通量の推移は、比較ケース P₁、P₁+P_A は同じような交通量の推移で増加しているのに比較して、比較ケース P₂、P₄、P₂+P_A、P₄+P_A においては、年々の交通量が増加しており、現況ネットワークからの交通量の転換が多いと言える。しかし、2002年の結果を除けば、2車線全線開通と4車線全線開通との交通量の差はこの区間においてはほとんどない。

Table VIII-3-1 Estimated Future Traffic^{1/} at Major Sections of Alternative Network

Alternative Network (Case No.)	Year	Coromandel (A ₁)	G.R.N.W. Bridge (A ₁)	Belle Village (M ₂)		G.R.N.W. New Bridge (Project road)	
				to P. Louis	from P. Louis	to P. Louis	from P. Louis
W.O. (Existing Network)	1977	10,014	15,829	8,321	8,218	-	-
	1982	22,492	20,902	14,426	13,660	-	-
	1987	26,118	26,873	20,943	20,504	-	-
	1992	27,936	34,466	28,973	28,287	-	-
	2002	32,679	59,910	49,623	49,427	-	-
PA (with New G.R.N.W. Bridge)	1977	-	-	-	-	-	-
	1982	22,861	21,260	14,144	13,614	-	-
	1987	26,690	28,007	20,693	19,995	-	-
	1992	28,348	36,221	28,521	27,885	-	-
	2002	32,679	59,720	49,715	49,684	-	-
P2 (with two-lane road between M2 and Beau Bassin)	1977	-	-	-	-	-	-
	1982	15,897	6,683	13,692	13,150	15,115	-
	1987	20,392	9,183	19,298	18,584	22,706	-
	1992	23,179	12,620	25,612	24,904	32,930	-
	2002	29,174	38,447	43,221	43,081	40,058	-
P4 (with dual-carriage way road between M2 and Beau Bassin)	1977	-	-	-	-	-	-
	1982	15,897	6,683	13,589	13,018	7,578	7,210
	1987	20,369	9,122	19,130	18,407	11,385	11,043
	1992	22,845	10,460	25,542	24,675	17,466	17,044
	2002	29,174	17,221	45,467	42,811	32,814	33,633
P2+PA	1977	-	-	-	-	-	-
	1982	15,897	6,683	13,692	13,150	15,115	-
	1987	20,392	9,183	19,298	18,584	22,706	-
	1992	23,179	12,723	25,632	24,904	32,835	-
	2002	29,174	41,318	42,706	42,109	39,672	-
P4+PA	1977	-	-	-	-	-	-
	1982	15,897	6,683	13,589	13,018	7,578	7,210
	1987	20,368	9,122	19,130	18,407	11,385	11,043
	1992	22,845	10,460	25,542	24,675	17,466	17,044
	2002	29,174	19,467	43,746	42,811	32,713	31,597

^{1/} 12 hour-traffic in P.C.U.

Traffic volume of two lane road includes that of both direction.

2) ネットワークの評価

プロジェクトの実施の影響は、単に前記地点だけでなくネットワーク全体に及んでいる。これを各リンクの混雑度（交通量/道路容量）という形で表わしたものが、

Appendix Fig VII-12に示されている。

既に述べたように混雑度 1.0 という状態は、混雑度がこれより大きくなるにつれて、急激に走行速度が低下してゆくことを表わし、混雑度 1.3 で車輛の平均走行速度は 5 Km/時となり渋滞が発生する。従って、各比較ネットワークを評価するに当たって次のような基準を設けた。

- (1) オフピークにおいて、混雑度が 1.0 以上となるリンクは、正常な機能を果たさない。
- (2) ピーク時において、混雑度が 1.3 以上となるリンクは、正常な機能を果たさない。

こうした状態となるリンクがボトルネックを形成するが、このリンク数は、各比較ネットワークについて次表VIII-3-2のようになる。

Table VIII.3.2 Number of Bottleneck Links on Major Roads by Alternative

Year	Road	Alternative Network Case					
		W.O.	PA	P2	P4	P2+PA	P4+PA
1982	A1 Road	2	1	0	0	0	0
	Motorway	0	0	0	0	0	0
	Project Road	-	0	0	0	0	0
1987	A1 Road	7	7	0	0	0	0
	Motorway	0	0	0	0	0	0
	Project Road	-	0	0	0	0	0
1992	A1 Road	10	8	5	2	3	2
	Motorway	1	1	0	0	0	0
	Project Road	-	0	4	0	4	0
2002	A1 Road	18	17	18	16	17	15
	Motorway	6	6	6	3	6	4
	Project Road	-	0	9	0	9	0

これによれば次のようなことが言える。

- (1) 現在の道路だけでは、ボトルネックの数は年とともに増え続ける。

他の比較ケースと較べて、それ程数に大きな差はないが、これは配分上、時速5kmであれば無限に交通量が通れるとしたためで、ボトルネック区間の混雑度は他と較べてはるかに大きい。従って実際には、もっと広範囲にボトルネックが拡がる。

- (2) 比較ケース P_A の P_1 Road の既存 G.R.N.W. 橋の新設だけでは、若干混雑が解消されるだけで、抜本的な解決にはならない。

- (3) 比較ケース P_2 の Belle Village - Cormandel - Beau Bassin を 2 車線で結ぶ案は、1987年の交通量には対応できるが、1992年までには、ボトルネックが A_1 Road だけでなく、プロジェクト道路にまで発生する。

- (4) 比較ケース P_4 の上記(3)で述べた区間を分離4車線で結ぶ案は、1992年の2つのボトルネックの内ひとつは、S. Hill Junction を立体化することで解消され、あとの1ヶ所も Rose Hill 市内のピーク時に混雑度1.4となるだけのものであり、1992年の交通量には対応できるものとなっている。

- (5) 比較ケース $P_2 + P_A$, $P_4 + P_A$ は比較ケース P_2 , P_4 に比較ケース P_A を加えたものであり、全体としてみれば、混雑緩和に僅かしか寄与していない。即ち、(2)で述べたことと併せて A_1 道路の現在の最大のボトルネックのひとつである G.R.N.W. 道路橋架替の効果は、本プロジェクトの主目的である Port Louis - Beau Bassin 間の交通混雑緩和という点からは、十分に期待できるものでないと結論づけられる。

- (6) 何れの比較ケースも2002年の交通量には対応できず、多くのボトルネックが発生し、比較ケース P_4 , $P_4 + P_A$ を除いて、 A_1 , Motorway 及びプロジェクト道路の全部にボトルネックが生じる。

- (7) 比較ケース P_4 , $P_4 + P_A$ における2002年のボトルネックは、Motorway では Belle Village Junction - Cassis Fly Over 区間(混雑度ピーク1.5)と、あとは大部分 Beau Bassin から Rose Hill 及び St. Jean Roundabout にかけての A_1 Road 及びこの周辺道路にある。

⑧) 以上から、ボトルネックの発生を避けつつプロジェクトを実現してゆくためには、最小限、次のようなステージで考えられる必要がある。

① 1987年までに比較ケース P_2 の実現(1985年頃)

② 1992年までに比較ケース P_1 の実現(1990年頃)

第K章 概略設計

1 道路の概略設計	K - 1
1.1 序	K - 1
1.2 設計基準	K - 2
1.3 路線選定	K - 4
1.4 舗装設計	K - 15
1.5 排水施設及び用水路の設計	K - 20
1.6 交差点設計	K - 21
2 橋梁の概略設計	K - 31
2.1 序	K - 31
2.2 構造物種別比較案	K - 31
2.3 重点検討項目	K - 33
2.4 設計基準	K - 35
2.5 比較選定	K - 35

第IX章 概略設計

1 道路の概略設計

1.1 序

本章では、本プロジェクトの経済評価の最大の要素の一つである工事費算出のための概略設計について述べられている。特に鉄道敷利用という面から旧鉄道橋利用の可能の是非が重要な点であるので、道路と橋梁の二つの節に分けられて述べられている。

概略設計にあたっては、次の諸点に注意を払って行なった。

- モーリシャスで在来使われている設計基準を尊重する。
- モーリシャス国の交通規則や車の運転手の交通習慣。
- モーリシャス国で容易に、かつ廉価に入手出来る建設資機材を利用する。
- 道路は既存の Motorway 程度の規格で設計を実施する。

1.2 設 計 基 準

適用すべき設計基準については Southern Entrance road, Access road to the New Airport 等の類似プロジェクトの基準を検討した。その結果、おゝむね英国の Roads in Urban Areas, Layout of Roads in Rural Areas に準拠していることが判明した。此の国の地勢的条件から英国の基準を適用することが難しい点が見られたが、以下に示す各種の基準を参考にして本道路設計に適用すべき設計基準を検討した。

- 1) Roads in Urban Areas (Ministry of Transport Scottish Development Department, The Welse Office)
- 2) Layout of Roads in Rural Areas (Ministry of Transport Scottish Development Department, The Welse Office)
- 3) A Policy on Geometric Design of Rural Highways (AASHO)
- 4) A Policy on Design of Urban Highways and Arterial Streets (AASHO)
- 5) Road Structure Ordinance (Government of Japan)

次に、主たる設計基準について、Ministry of Works の技師とも協議を行ない、基準を決定した。

以下にその経緯の概略と基準を示す。

(a) 最小曲線半径

鉄道敷を利用することが第 1 の条件になっているので、出来るだけ鉄道敷にのっていきこうとすると

$$R_{\min} = 500 \text{ m}$$

となる。

(b) 最急縦断勾配

標準最急勾配は乗用車が平均走行速度で登坂できるようにし、重量当り馬力 10ps / ton の性能をもつ大型車がほぼ設計速度の $1/2$ の速度で登坂できるように勾配を指す。此の島の地勢的特徴からもそのような勾配に規制することは困難なので一応の目安として $i_{\max} = 5\%$ を採用した。なお地形上からやむを得ない区間については 5% 以上の区間も設けることも可とした。又急勾配区間には登坂車線を設けることとした。

(c) 設計速度

設計速度はモーリシャス国の希望で $V = 100 \text{ km/h}$ とするが、Roundaboutの附近や Coromandel の立体交差点などの特殊な箇所では設計速度を適宜落して考えることとする。

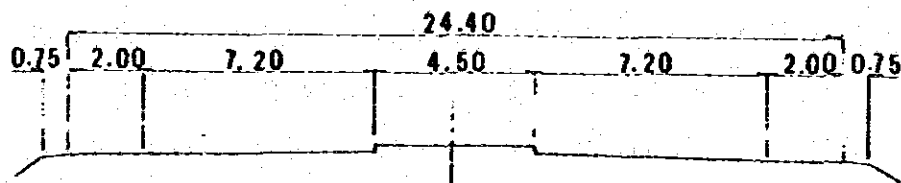
従って、設計基準は下記の表のとおりとなる。

設計速度	100 km/h
道路用地 (道路端より)	15 m
車道幅員	7.2 m
路肩	2.0 m
視 距	200 m
最小曲線半径	500 m
最大縦断勾配	5%
車道横断排水勾配	2.5%
建築限界	H = 5.5 m
橋梁設計荷重	BS-153
橋上車道幅員	7.2 m
歩道幅員	0.60 ~ 1.35 m

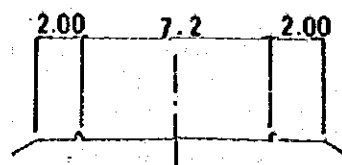
幅員構成は下記に示すとおりである。

標準横断図は図面集に記載した。

(1) 本 線



(2) Beau-Bassin・アクセス道路



1.3 路線選定

ここでは既に抽出されている各々の比較案について具体的に路線位置及び幾何構造の決定を行なった。

検討に当っては主として下記の点に留意し、また現地調査による技術分析結果を反映させた。

路線選定における留意事項

1. 地 形
2. 地 質
3. 気象・水文
4. 土地利用との整合性
5. 長大構造物の必要性
6. 環境保全
7. 幾何構造
8. 施工性

なお路線選定は、縮尺1:2500の地形図を用いて行なった。選定された路線位置については、別冊・図面集に示されるとおりであるが、以下に各リンク毎の路線の概要を示すものとする。ただし、LINK④については巻末Appendixに示す。

LINK ⑧

このリンクはMotorwayからルートA₁・S・Hillまでを結ぶリンクである。

MotorwayのBelle Village (St. Louis Generating Power Station 横) 付近でMotorwayから分岐、旧鉄道敷を利用してS・Hillに至る。この際St. Louis川とGrand River North Westに架かっている旧鉄道橋を利用する。(鉄道橋の利用方法は、橋梁の技術分析の結果から、橋台、橋脚を補修のうえ利用するというものである。)この場合、鉄道橋は道路橋として利用する場合、2車線の幅員しか設置できないため、将来、4車線道路とするためには、残り2車線分について別に架橋地点をみつけないとばならない。

新たな架橋地点選定のコントロールポイントとして第1にMotorwayとの分岐点は前述の2車線分の分岐点と同一地点であること、第2にBeau Bassin方向への延長を考慮するとS・Hillを、鉄道橋利用の2車線分と並んで通過するのが良いこと、などである。このうち特にS・Hillの通過に当っては、A₁道路の路面高と縦断勾配に対して新設道路のクリアランスを確保することを考えると、旧鉄道敷との交差位置に接した南側(Beau Bassin寄り)を通過すべきである。さらにS・HillとG.R.N.W左岸までの距離が約200^mと短かく、その間に平面線形を振ることは走行上、好ましくないため、G.R.N.W Railway Br.の直近の上流側を通過することが良いと考えられる。なお、現橋に近接して橋脚を施工する場合、技術的検討の結果、2車線橋梁の中心線間距離を18^m以上確保すべきとの結果が得られた(IX-2、橋梁・概略設計参照)ため、後の2車線分は、G.R.N.W左岸寄り橋脚部で、中心線間距離を18^mとする。

また、A₁道路の下を通過する際は、この道橋の橋長を短かくすることを考慮して、極力標準幅員に近くなるようにする。こうした場合、新橋は現橋に対して、いく分斜になる。すなわち、G.R.N.W右岸側の中心線間距離が約20^m程度となる。このためこれよりPort Louis側の平面線形は、若干、旧鉄道敷より南側へ移り、最も遠くなるSt. Louis River Bridge付近の中心線間距離が30^m程度となる。

これらのことから、このリンクの線形は、Port Louis行きの車線として全面的に旧鉄道橋敷が利用されることになり、Beau Bassin行き車線が、それより南側に近接して設置されることになる。

このため、平面線形要素としては、Port Louis行きの車線がR=1000^mの曲線

となり、Beau Bassin 行きの線形は、 $R = 1000^m$ と $R = 1300^m$ のコンパウンド曲線となる。

縦断線形は、Motorway の路面高に、すりつく接線ではじまり、ほぼ鉄道敷高に沿ったものとなる。旧鉄道敷の縦断線形は St. Louis 川～G. R. N. W 間がほぼ水平であるため、計画も、同区間は水平とし、計画高は舗装厚を考慮して鉄道敷高に 50^m 程度加えたものとする。

このリンクは Port Louis 側端部で Motorway と、また、Beau Bassin 側端部で A_1 道路と交差することになる。

Motorway との交点は、Roundabout 形式とし、将来、Port Louis Ring Road が完成する段階では、計画道路と Motorway の Roundabout に対し Ring Road と計画道路を結ぶリンクが立体交差できる可能性を持つものとする。

A_1 道路との交差は、旧鉄道と A_1 道路が現在、立体交差の型をとっているため、計画道路においても、 A_1 道路を Under Pass するものとなる。

この場合、 A_2 道路と計画道路とのアクセスについては、基本的には、ランプ型式で、接続をさせるものとする。しかし交差点には、現在、 A_1 道路と A_3 道路の交差点が存在し、この既存の交通処理に合せて、計画道路からの交通を処理することはきわめて煩雑な交通流を生ずることとなり、良い方法とは言いがたい。このため、ここでは Port Louis ～ Beau Bassin 間の交通に対するサービスに重点をおき計画道路からのランプを、計画道路～ Beau Bassin 方向の交通流に対してのみ、設置することとする。

LINK ③

このリンクは、A₁ 道路の S. Hill から旧鉄道敷を利用する型式で始まり Richelieu Approach Roadとの交点南側から旧鉄道敷をショートカットして Beau Bassin の Barkly C H A Housing Estate 西側において再び旧鉄道敷と交差するリンクである。

この間、Coromandel 工業地帯の西側は、ほぼ旧鉄道敷を利用（このため曲線半径は $R = 500^m$ となる）し、Richelieu Approach Road と交差する。（Richelieu Roundabout）この付近では計画道路左側の Ministry of Agriculture & Natural Resources 及び計画道路右側の "Water" がコントロールポイントとなり、そのどちらにも影響を及ぼさぬ様、両者の中間を通過する。その後、S. Hill から約 2.2^{Km} の地点に畜産農場があるため、これを避けてこの西側を通過する。このため、S. Hill から 1.7^{Km} 地点で旧鉄道敷を西側にはずれ、 2.2^{Km} 地点で大きく西側へカーブしている鉄道敷と交差する。

ここから旧鉄道敷のふくらみをショートカットして S. Hill から約 3.2^{Km} 地点で Chebel Branch Road と交差する。（Chebel Branch Road Roundabout）この区間では 3.1^{Km} 地点の家屋がコントロールポイントとなるが、これを避けて東側を通るものとする。この地点の東側は約 350^m の幅で、Private Lands (Planters With More than 100 arpents) となつているため、この Private Lands を分断しないように、注意した。

ここからは、ほぼ南北の向きで Barkly をめざし、リンク終点で旧鉄道敷と交差する。この間 3.7^{Km} 付近に "Water" があるためこれを避けて西側を通過する。旧鉄道敷との交差地点は、Barkly C H A Housing Estate の西側約 300^m となる。また、この交差は将来 T 字路となるためチャンネルリゼーションによる交差点とする。（Barkly Junction）

縦断線形としては S. Hill における A₁ 道路のアンダーパスから台地にかかるため Richelieu Roundabout までは 3.5% の上り勾配となる。

また 2.1^{Km} 地点から南側で、Chebel Branch Road Roundabout の先、 0.5^{Km} の区間は地形が急勾配なため縦断勾配も 5.0% となる。この区間は登坂車線の設置が必要と考えられるため後にその検討を行なう。

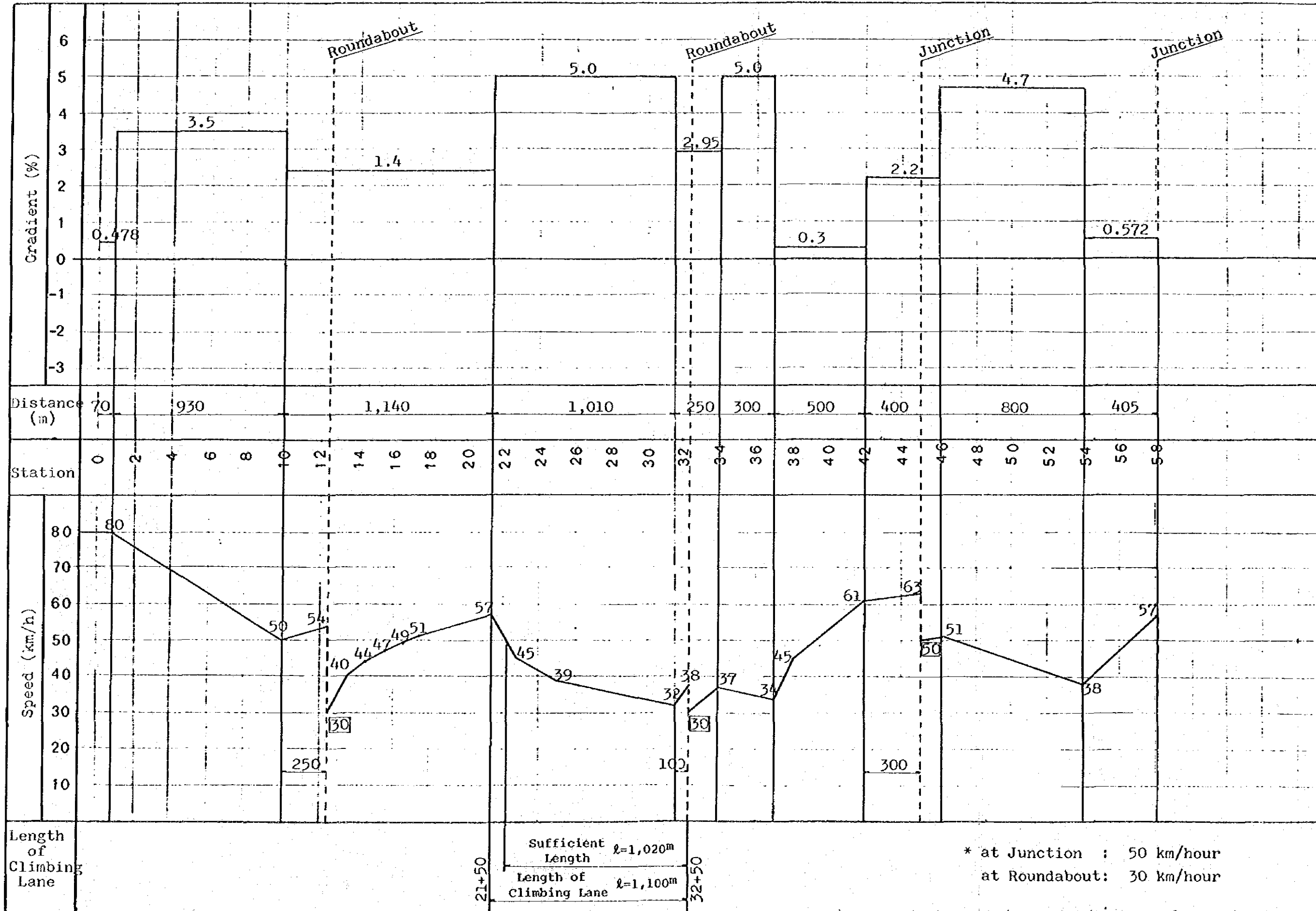
なお、Chebel Branch Road Roundabout 付近の縦断勾配は、5%では急なため、Roundabout の区間は、3.0%以下の勾配区間を設けるものとする。

Chebel Branch Road Roundabout の先 0.5^{Km} 地点から Barkly Junction までは地形条件もそれほど急ではなく、勾配も 0.3%程度となる。そして、Barkly Junction 付近では Beau Bassin へのアクセス道路(リンクE)や Lower Plains Wilhems Cemetery Roadへのリンク(リンクF)の切土高が大きくなるに、計画高を上げる必要があるため交差点に悪影響を及ぼさない程度に、また、盛土高があまり高くない程度に、ということ considering して 2.2%の縦断勾配とした。

以下に登坂車線の必要長さの検討図表を示す。

Fig. IX-1-1 Estimated Figure for Climbing Lane Length

Link - C



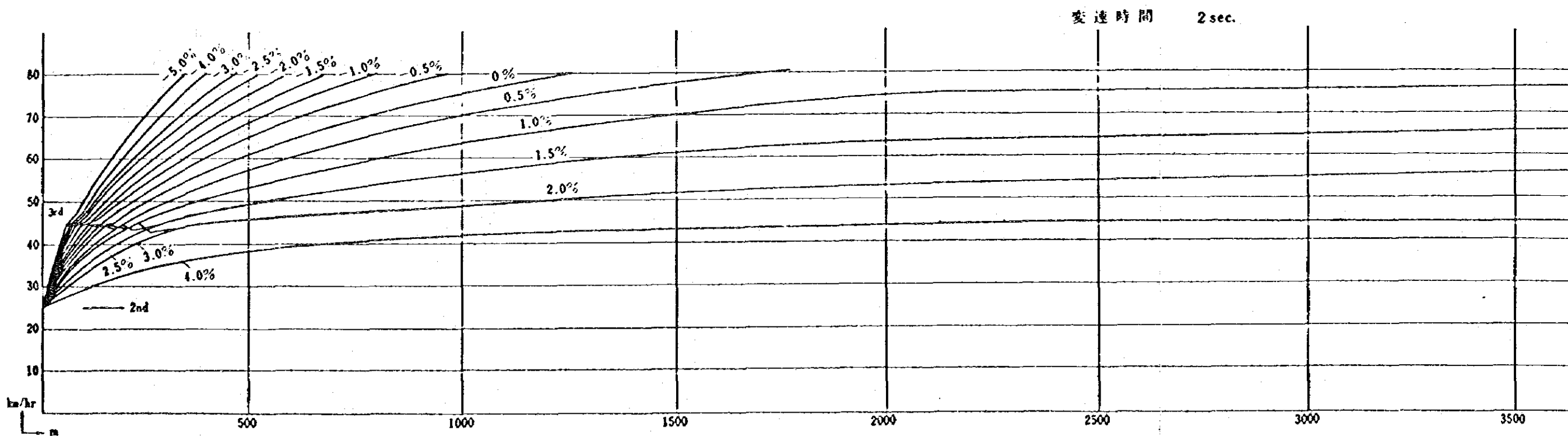
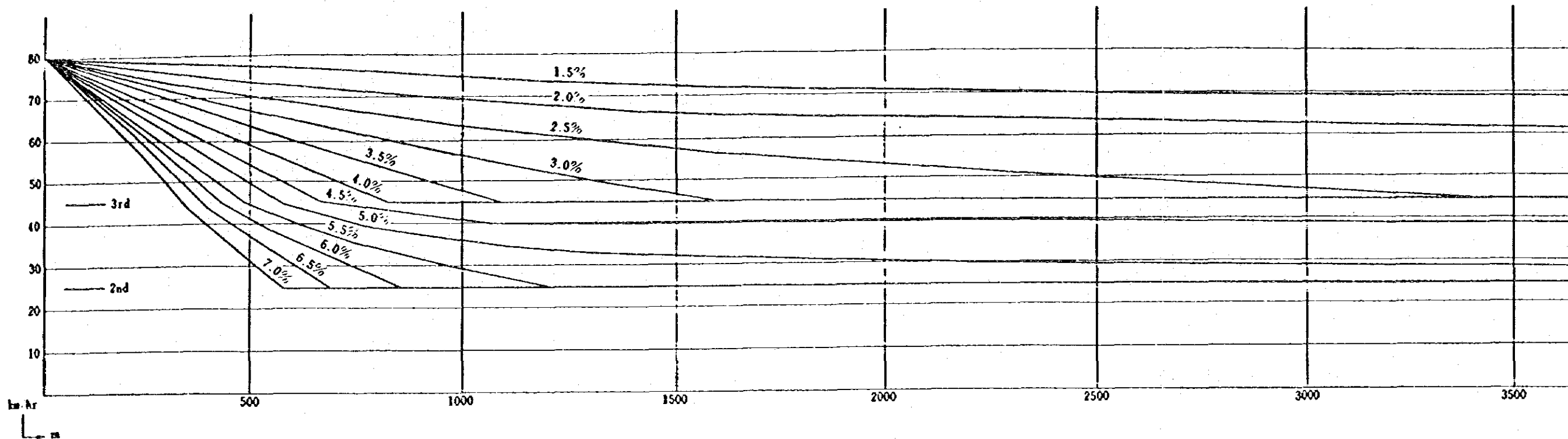


Figure IX 1. 2 . 雙板性能曲線

トシ当り出力 10PS/ton
 轉 率 Top 99% 3rd 2nd 85%, low 80%
 最高速度 80km/h (Top)
 抗 伏 $r = 10 + 10i + 0.0016 i^2$
 変 速 比 1 = 1,773: 3,000: 5,553

LINK ①

このリンクは、リンク③の比較案として選定されたリンクである。

したがって、S. Hillを起点としBarklyを終点とすることはリンク③と同じである。

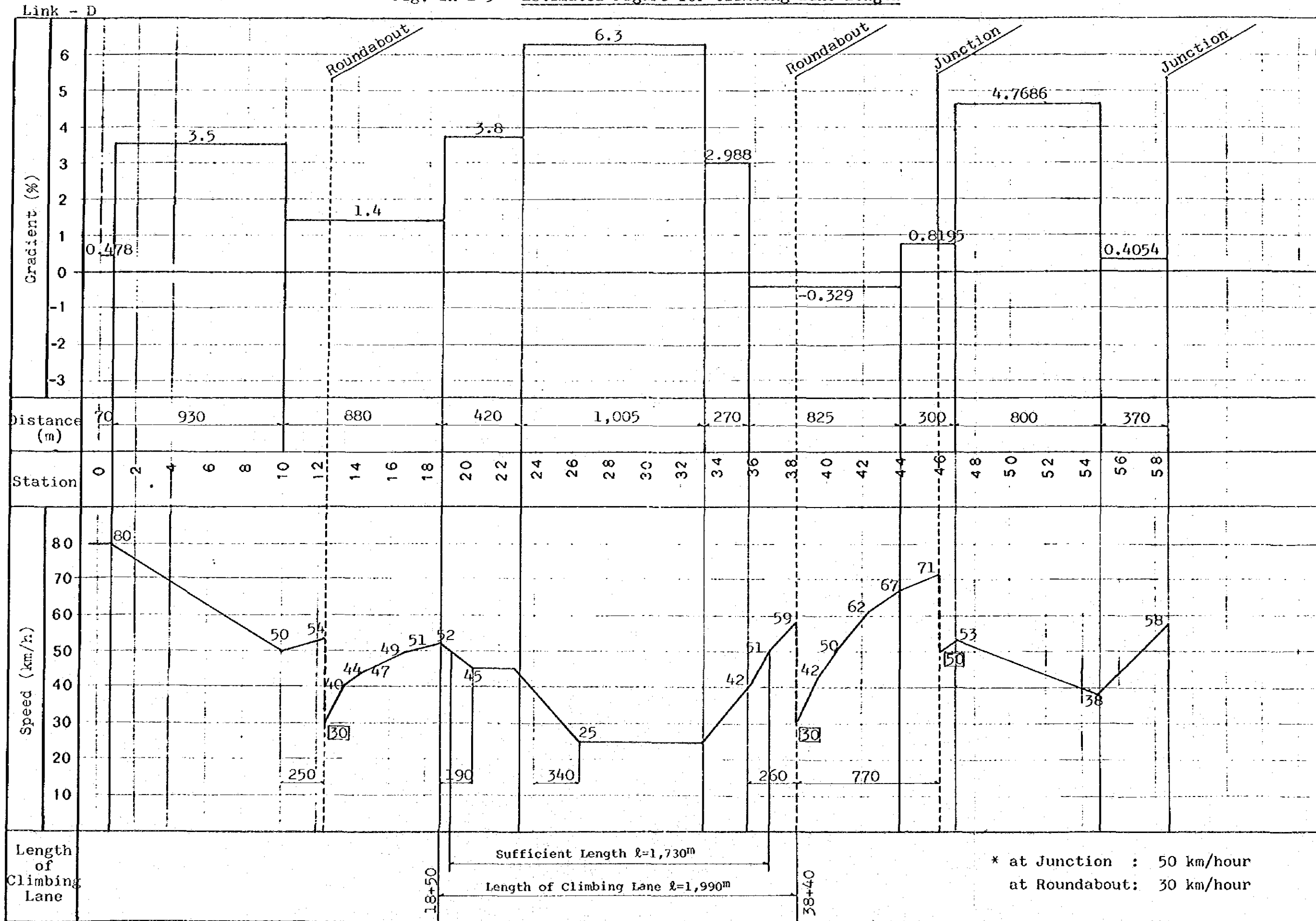
S. HillからRichelieu Roundabout までは、リンク③と同じ位置を通り、このラウンドアバウト通過後、リンク③より東側を通過する。すなわちラウンドアバウトの位置から旧鉄道敷を東側にはずれ、リンク③でコントロールポイントとなった畜産農家の東側を通過する。この地点が S. Hillから2.5^{Km}進んだ地点である。この先2.8^{Km}地点付近でPetite Malabar 山の西端部と、リンク③でもコントロールポイントになったPrivate Lands の東端とにはさまれた地域をほゞ南に向いて通過する。この辺りでの位置は、リンク③より約500^m程東側に寄ったものとなる。これから先は、S. Hillから約3.8^{Km}の地点でChebel Branch Roadと交差(Chebel Branch Road Roundabout)した後、西側に少し振れて、リンク③より100^m程東側の位置で旧鉄道敷と交差する。(Barkly Junction)の間では3.6^{Km}地点で住居が有り、この東側を通したこと及びBarkly Junction の位置をCHA Housing Estateから200^m程度離れたことなどがコントロールポイントである。

縦断線形としては、Richelieu Roundabout まではリンク③と同じく3.5%の上り勾配となり、ラウンドアバウトを過ぎたところから、リンク③と同じ1.4%で1.9^{Km}地点まで進む。ここから3.8%で約400^m進みPetite Malabar 山西側辺りからChebel Branch Road Roundabout 付近まで6.3%の急勾配となる。これは通過地点の地形が急勾配な為である。

Chebel Branch Road Roundabout からは0.329%の下り勾配となりBarkly Junctionに至る。

このリンクも急勾配部があり、登坂車線の検討を行っている。これを以下に示す。

Fig. IX-1-3 Estimated Figure for Climbing Lane Length



LINK ⑤

このリンクは Barkly Junction から Beau Bassin のラウンドアバウトまで、すなわち Beau Bassin 市街地中心部へのアクセスリンクである。

路線位置は旧鉄道敷を全面的に利用するものとなる。

この旧鉄道敷沿道には、既に住居がかなり建てられており歩道を有する2車線道路とするのが限度と考えられる。

計画高は、ほぼ旧鉄道敷高を尊重したものとし舗装厚を考慮して現地盤より50^{cm}程度上げたものとする。

したがって勾配はほぼ3.5%程度の上り勾配となる。

LINK ⑥

このリンクは Barkly Junction から Lower Plains Wilhems Cemetery Road に至るまでのリンクである。

路線位置は将来 Beau Bassin 以南への延伸を考慮して Beau Bassin 市街部の CHA Housing Estate や Central Prison の西側 $300^m \sim 350^m$ を通過するように選定した。また、この路線より西側には Grand Malabar 山が位置するためこの東側山裾を通過するものとした。

縦断線形としては、Barkly Junction から約 900^m 間が 4.7% の上りとなり、これから Lower Plains Wilhems Cemetery Road にかけての約 400^m は約 0.5% の上り勾配となる。

なお、リンク終点、Lower Plains Wilhems Cemetery Road の交差点 (St. Martin Junction) は当面 T 字路となるが、将来計画道路が南へ延伸される場合には、十字路となるので、これを考慮して十字路になっても対応できるような大きさを有するものとする。

1.4 舗装設計

舗装構造設計に当っては数種の設計方法で検討を行った。

設計方法は「AASHTO INTERIM GUIDE FOR DESIGN OF PAVEMENT STRUCTURES 1972」

「日本道路協会「アスファルト舗装要綱」1975」等を採用した。

設計条件

交通量	$\frac{1}{2} (7,939 + 35,432)$	=21,686 台/日
大型車混入率		10 %
大型車交通量		2,170 台/日 一方向
等値換算単軸荷重		8.2 ^t (18 Kips)

AASHTO法による検討

AASHTO法は路面のサービス指数 (PI), 路床支持値 (S), 舗装厚指数 (SN) 舗装構成材料相対強度係数 (an), 地域係数 (R) 等を用いて設計を行なう。

路面のサービス指数	PI = 2.5
路床支持値	S = 4.9 (CBR = 9.0%)
(路床支持値・CBR値相対図表より)	

地域係数	R = 0.5 ~ 1.0
舗装厚指数	SN = 4.0 (R = 0.5)
	SN = 4.4 (R = 1.0)

舗装構成	厚サ	舗装厚指数	SN
表層 (二層)	10cm	0.44	1.8
上層路盤 (アスファルト安定処理)	8"	0.34	1.1
下層路盤	35"	0.11	1.5
	53cm		4.4

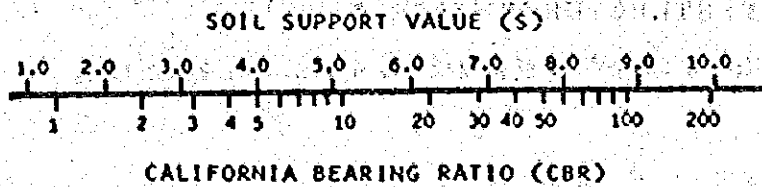


Figure IX 1, 4. Correlation Between Soil Support Value and CBR, Utah Department of Highways

Table IX 1, 1.

Structural Layer Coefficients Proposed by AASHO Committee on Design,
October 12, 1961

Pavement Component	Coefficient ^a
<i>Surface Course</i>	
Roadmix (low stability)	0.20
Plantmix (high stability)	0.44*
Sand Asphalt	0.40
<i>Base Course</i>	
Sandy Gravel	0.07 ^b
Crushed Stone	0.14*
Cement-Treated (no soil-cement)	
Compressive strength @ 7 days	
650 psi or more ^c (4.48MPa)	0.23 ^b
400 to 650 psi (2.76 to 4.48MPa)	0.20
400 psi or less (2.76MPa)	0.15
Bituminous-Treated	
Coarse-Graded	0.34 ^b
Sand Asphalt	0.30
Lime-Treated	0.15-0.30
<i>Subbase Course</i>	
Sandy Gravel	0.11*
Sand or Sandy Clay	0.05-0.10

^a Established from AASHO Road Test Data

^b Compressive strength at 7 days.

^c This value has been estimated from AASHO Road Test data, but not to the accuracy of those factors marked with an asterisk.

^d It is expected that each state will study these coefficients and make such changes as experience indicates necessary.

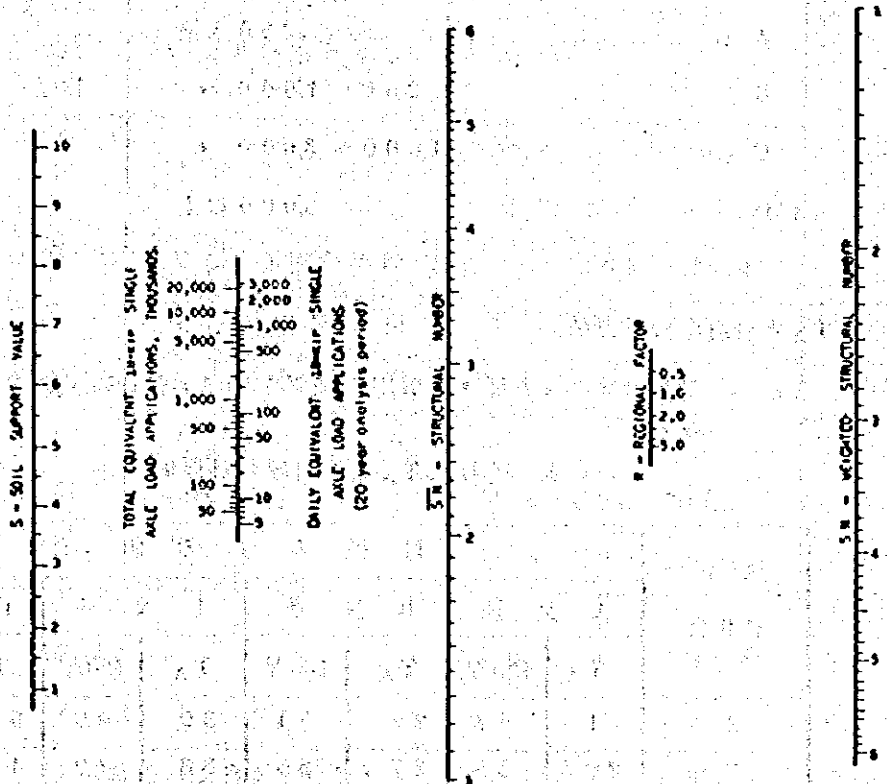


Figure IX 1.5. Design Chart for Flexible Pavements, P_t - 2.5

アスファルト舗装要綱による方法

アスファルト舗装要綱による方法は、一日一方向当りの大型車交通量と路床土の設計 CBR などをもとにして、舗装厚指数を使って設計する。

交通量の区分	大型車交通量(台/日・一方向)
A	250未満
B	250～1,000
C	1,000～3,000
D	3,000以上

T_Aと合計厚の目標値

T_A : 舗装をすべて表層・基層用加熱アスファルト混合物で行なう場合の必要な厚さ。

表-IX 1.2. T_Aと合計厚の目標値

設計 CBR	目標とする値 cm							
	A 交通		B 交通		C 交通		D 交通	
	T _A	合計厚	T _A	合計厚	T _A	合計厚	T _A	合計厚
2	21	62	29	74	39	90	51	105
2.5	20	55	27	66	36	79	48	92
3	18	49	25.5	58	34	70	45	82
3.5	17.5	45	24.5	54	32.5	65	43.5	76
4	17	41	23.5	50	31	61	42	70
5	15.5	35	22	43	29.5	54	39	60
6	14.5	30	21	38	28	48	36	53
8	13.5	27	19	33	26	40	33	47
10以上	12.5	23	17.5	29	24	34	31	40

設計 CBR = 9 %

交通量区分 : C

T_A = 25 最小舗装合計厚 = 37 cm

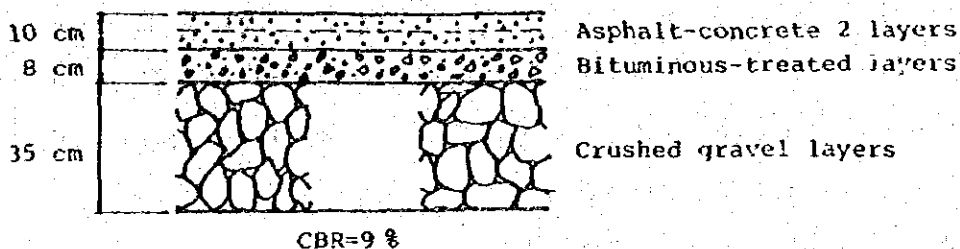
舗装厚等値換算係数は次表のとおりである。

表-IX1.3.T_Aの計算に用いる等値換算係数

使用する位置	工法・材料	条件	等値換算係数
表層 基層	表層基層用加熱アスファルト混合物		1.00
上層 路盤	歴青安定処理	安定度 350Kg	0.80
		安定度 250~350Kg	0.65
	セメント安定処理	一軸圧縮強さ 30Kg/cm ²	0.55
	粒度調整	修正 CBR 80以上	0.35
	浸透式 マカダム		0.35
下層 路盤	切込碎石, 砂利, 砂など	修正 CBR 30以上	0.25
		修正 CBR 20~30	0.20

舗装構成	厚さ	等値換算係数	T _A
表層 (アスコン二層)	10 cm	1.0	10 cm
上層路盤 (歴青安定処理)	8 cm	0.8	6.4 cm
下層路盤 (切込碎石)	35 cm	0.25	8.7 cm
	53 cm		25.1 cm

舗装厚は以上の二つの設計方法の結果を採用した。



1.5 排水施設及び用水路の設計

(1) 排水溝

排水溝は次の3種類を採用した。

- a) 素溝側溝 : 流水により洗掘されるおそれのない縦断勾配が3%未満の区間に使用する。
- b) コンクリート張側溝 : 流水により洗掘されるおそれがあり縦断勾配が3%以上の区間に使用する。
- c) 中央分離帯排水溝 : 片勾配区間において中央分離帯にU字型コンクリート側溝を設置する。

(2) カルバート

道路横断用水路や排水路は次の2種類のカルバートを使用した。

- a) パイプカルバート : パイプはコンクリートパイプとし、その径は清掃時を考慮して $\phi = 0.9 \text{ m}$ 以上とした。
- b) ボックスカルバート : 用水路用の横断函梁としてはコンクリートボックスカルバートを使用した。

1.6 交差点設計

ここでは計画道路と交差する主要幹線道路との交差点について述べる。検討内容は交差点の位置、形状と交通容量についてである。またこれにより作成された幾可構造平面図を別冊図画集に示すものとする。

1.6.1 交差点の位置と形状

計画道路上にできる主要な交差点及びその位置はFigure IX・1・7に示すとおりで、各々交差点の位置や交差道路名などからFigure IX・1・7に示す名称とする。以下に交差点と交差道路を整理する。

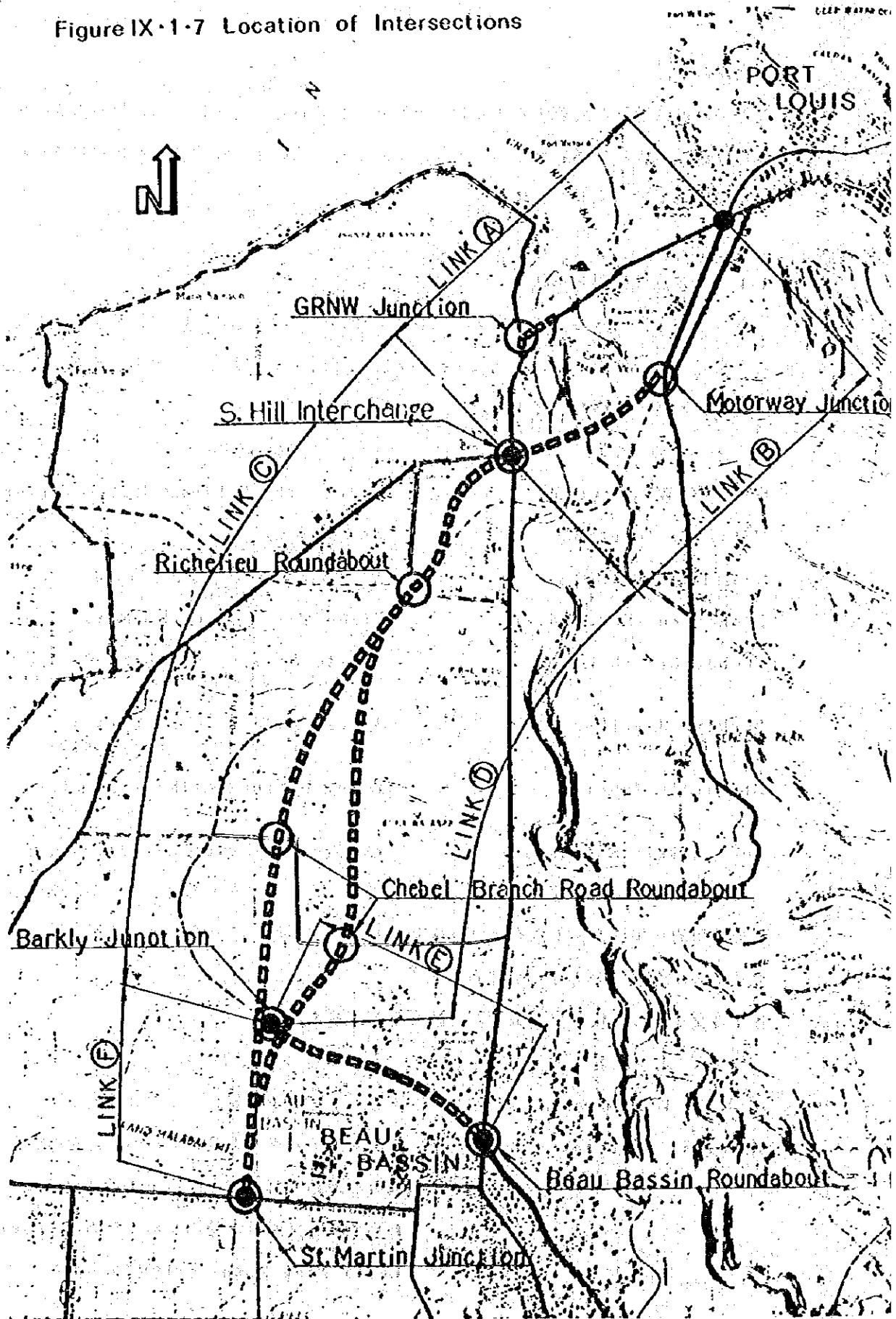
交 差 点 名	交 差 道 路
G・R・N・W Junction	: Pointe Aux Sables & Petit Verger Road
Motorway Junction	: Motorway
S・Hill Interchange	: A ₁ Road ₁ (Royal Road)
Richelieu Roundabout	: Richelieu Approach Road
Chebel Branch Road Roundabout	: Petite Riviere Approach Road or Chebel Branch Road
Barkly Junction	: Access Road to Beau Bassin Roundabout
St. Martin Junction	: Lower Plaines Wilhems Cemetery Road
Beau Bassin Roundabout	: A ₁ Road ₁ (Royal Road)

交差方式は基本的に平面交差とし、処理方式はランドアバウト方式とするが、交通需要や地形的な条件がある場合には立体交差とする。また三枝交差の場合はチャンネリゼイションを施した平面交差点とする。

各々の交差点の形状と交通処理の方針を以下に示す。

交 差 点 名	交 通 処 理 方 針
G. R. N. W Junction	: チャンネリゼイションによる3枝交差
Motorway Junction	: ラウンドアバウト方式とするが、計画道路と同等の道路(Motorway)との交差であり、きわめて多い交通量が見込まれるため、将来Port Louis Ring Roadとの接続を考慮して、

Figure IX-1-7 Location of Intersections



- 立体化の可能性を残す。
- S. Hill Interchange** : 計画道路は旧鉄道敷利用でありそもそも
A₁ 道路と立体交差していたのでこれを踏襲
する。右左折交通に対するサービスは主たる
交通流の方向であるら Motorway Junction
— 当 Junction-Beau Bassin 方向のみに
対して行なうものとする。このサービス方式
はランプウェイによるものとする。
- Richelieu Roundabout** : ラウンドアバウトによる平面交差
- Chebel Branch Road Roundabout**: ラウンドアバウトによる平面交差
- Barkly Junction** : チャンネリゼーションによる3枝交差
- St. Martin Junction** : チャンネリゼーションによる3枝交差とする
が将来、リング道路が Beau Bassin 以南へ
延伸されることを考慮して、4枝交差のラウ
ンドアバウトを予想、その内側に入る大きさ
とする。
- Beau Bassin Roundabout** : ラウンドアバウトによる平面交差とする。
既存のラウンドアバウトに新たにアクセス道
路が開口する形になる。
このラウンドアバウトは既成の市街地にあり
銀行や商店が既に隣接して建っているため、
現況を大巾に改良することは不可能である。
しかし現在 Beau Bassin アクセス道路と平
行に南側にある細街路をアクセス道路に合流
させることにより現在の脚数が変更されるこ
とはない。
また、このことによりラウンドアバウトの形
状が南北に細長いものとなるが同時に Post
Office と Sacré-Coeur Church の前庭を
若干切り欠くことにより各ウービングセク

ジョンを2車線確保するように改良する。

1.6.2 交差点の将来交通量

第8章、交通量予測においていろいろのケースについての子測がなされている。道路の計画年次と供用車線数によりその交通量は変化しているが、ここでは実現の可能性が有りそうな2つの代表的なケースを選出、その各々について交差点付近の単路部交通量(P.C.U.)と交差点別方向別交通量(P.C.U.)を示す。

交通量は最も大きいモーニングピークの時間交通量を示すものとする。

なお、2つの代表的なケースとは次のとおりである。

・ Alternative (D)₂ ・ 1987

道路開通5年後(1987年)において、比較案の西側案(リンク(B)+(C)+(E))が Motorway Junction から Bean Bassin Roundabout まで2車線で供用されているとした場合のモーニングピーク交通量。

・ Alternative (D)₁ ・ 1992

道路開通10年後(1992)において比較案の西側案(リンク(B)+(C)+(E)+(F))が Motorway Junction から Bean Bassin Roundabout と St Martin Junction まで4車線で供用されているとした場合のモーニングピーク交通量

なお参考までに上記の1992年の供用区間に加えてRoute A₁ のG, R, N, W橋が架え替えられている場合の交通量を Appendix Figure IX・2に示す。

1.6.3 交差点の交通容量の検討

前項で述べたような交差形式に対する交通容量は各種の方法で求められることが提案されている。ここでは、英国における算定方法を用いて検討を行う。

なお、交通量は下記の資料にもとづくものである。

資料1 TECHNICAL MEMORANDUM H2/75

ROUNDAABOUT DESIGN

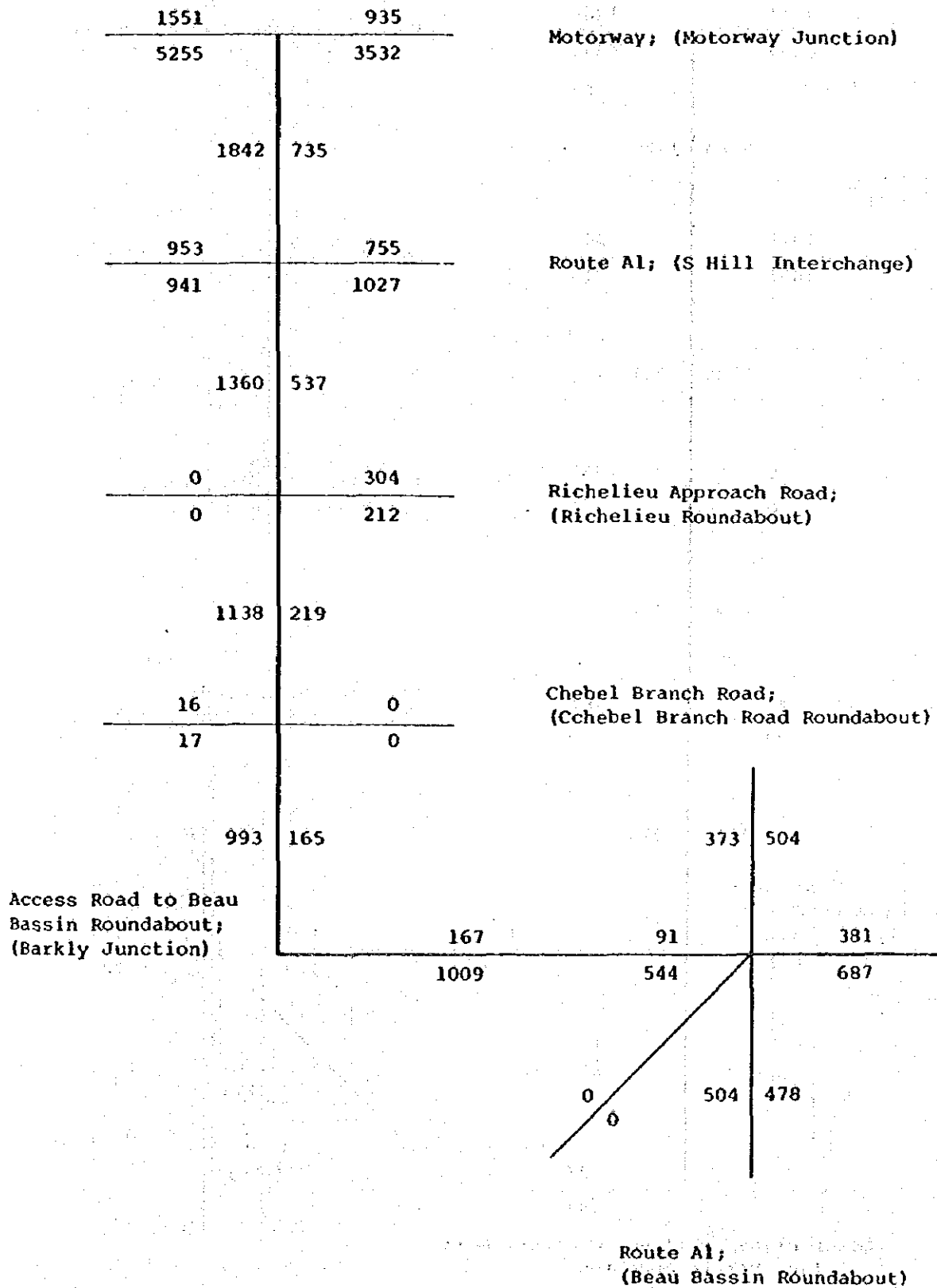
資料2 ROADS IN URBAN AREAS

MINISTRY OF TRANSPORT

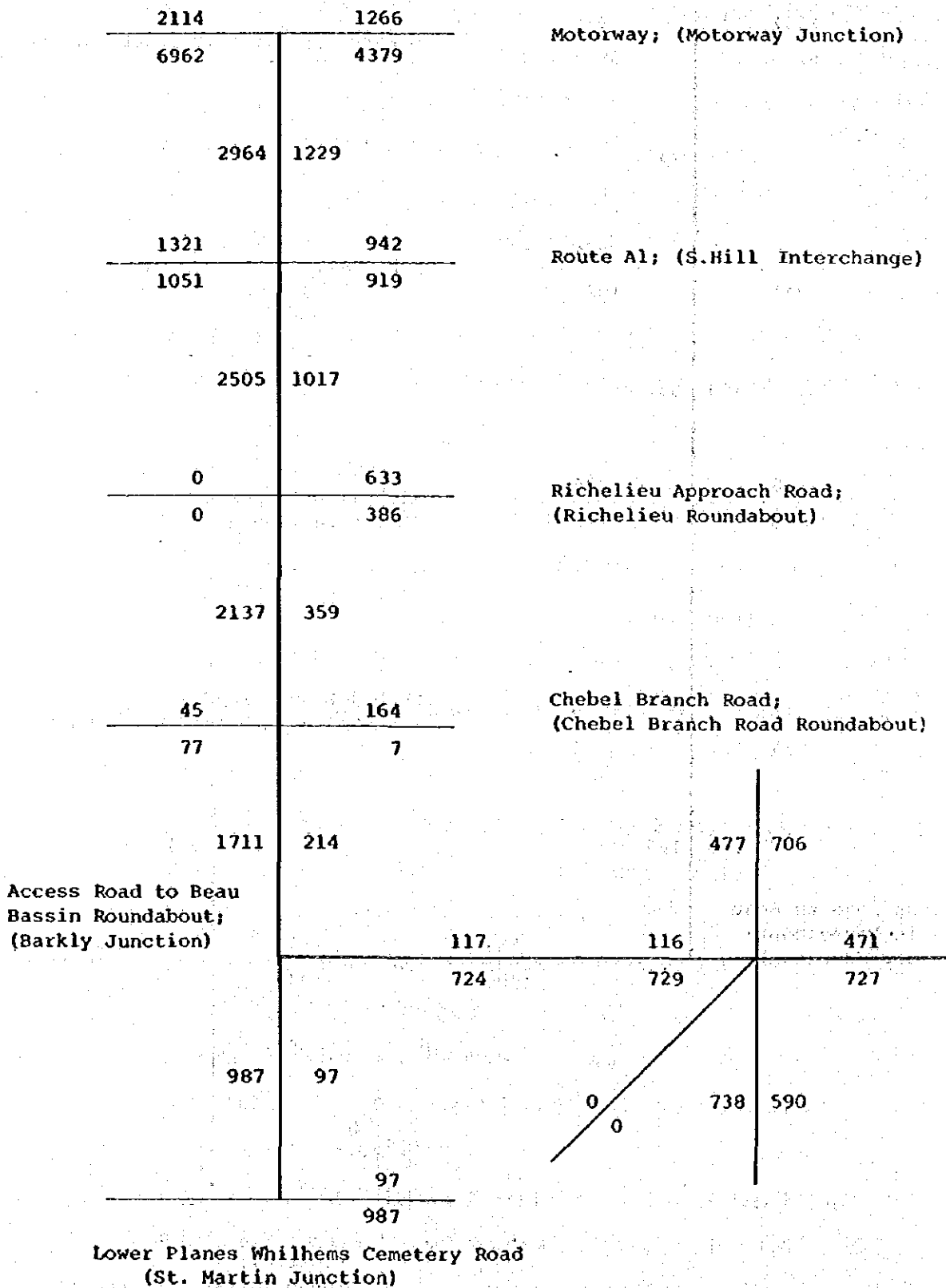
a) 一時停止交差点の交通容量

見通しの良、否、4車線道路か2車線道路かという各条件毎に優先道路の交通量に応じた非優先道路の流入可能交通量を規定している。これによると、見通しの良い4車線道路への流入交通量はほゞ次のとおりである。

Traffic Flow at Morning Peak Hour in 1987
 (Alternative P₂ West) (P.C.U.)

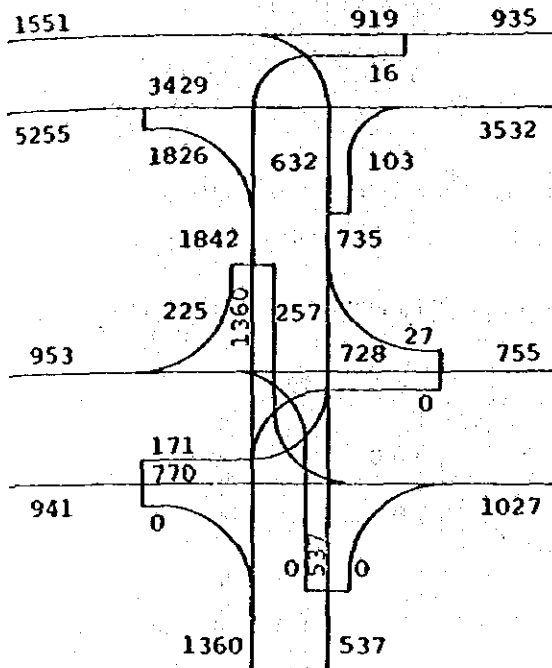


Traffic Flow at Morning Peak Hour in 1992
 (Alternative P₃ West) (P.C.U.)



Junction Traffic Flow at Morning Peak Hour
(P.C.U.)

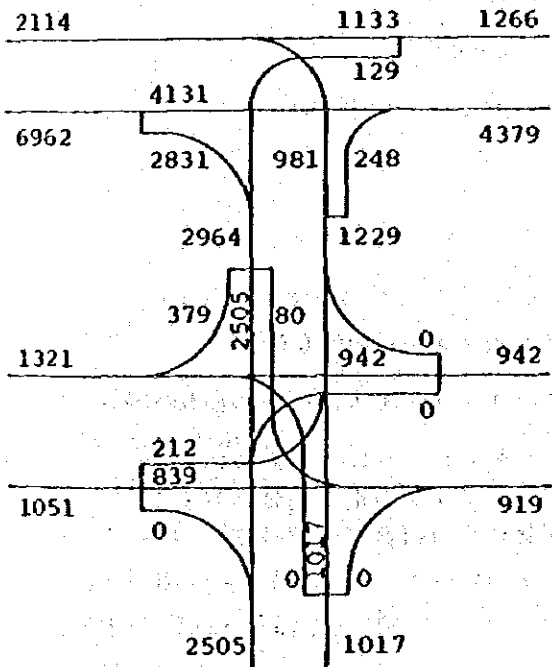
<1987- P₂ West>



Motorway; (Motorway Junction)

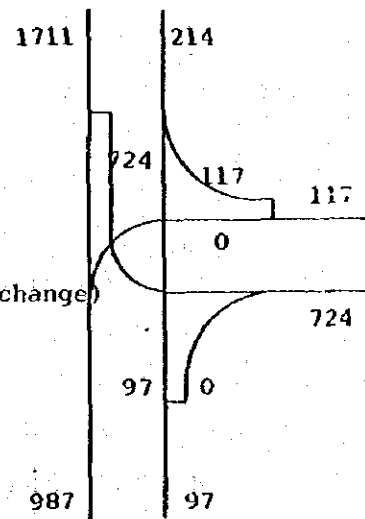
Route A1; (S. Hill Interchange)

<1992- P₃ West>



Motorway; (Motorway Junction)

Route A1;
(S. Hill Interchange)



(Barkly Junction)

優先道路交通量

非優先道路の流入可能交通量

1500台/hr	160台/hr
1000 "	330 "
600 "	540 "

b) 小型ラウンドアバウト

ラウンドアバウトは外周の直径が20m~50mのものに対しては小型ラウンドアバウトとして次の様な容量が与えられている。

Arms	:	Design Flow Range	Total All Arms Veh/hr(PCU)
3 ways	:	up to	5,500
4 ways	:	"	4,000
5 ways	:	"	3,500

c) コンベンショナル (Conventional) ラウンドアバウト

一般的に用いられているラウンドアバウトについては基本的に次の容量があるとされているが、更に、ウィーピングセクションにおける容量の検討が必要である。

Design Flow Range	Total All Arms Veh. /hr (P. C. U.)
3 ways	5000 + α
4 ways	3500 + α
5 ways	3000 + α

・ウィーピングセクションにおける容量 (Q_p)

$$Q_p = \frac{86w(1 + \frac{e}{w})(1 - \frac{p}{3})}{1 + \frac{w}{L}}$$

ここに w : ウィーピングセクションの幅員 (feet)

e : ウィーピングセクション流入部の車道幅員の平均値 (feet)

L : ウィーピングセクションの長さ (feet)

p : ウィーピングセクションの全交通量に対する

P : ウィーピング交通量の割合 (0.4~1.0)

d) ランプ (Ramp)

ランプの交通容量は、ランプ単路部、本線との分合流部及び接続道路との分合流

部における交通容量のうち最も小さいもので決定される。ランプの各部分毎の交通容量は以下のとおりである。

・ランプ単路部の交通容量

1200 P.C.U/lane/hr

・本線との合流部交通容量

本線との合流部における交通容量は、その部分の本線交通量とランプ交通量との相関々係で変化する。それは以下の図から求められる。

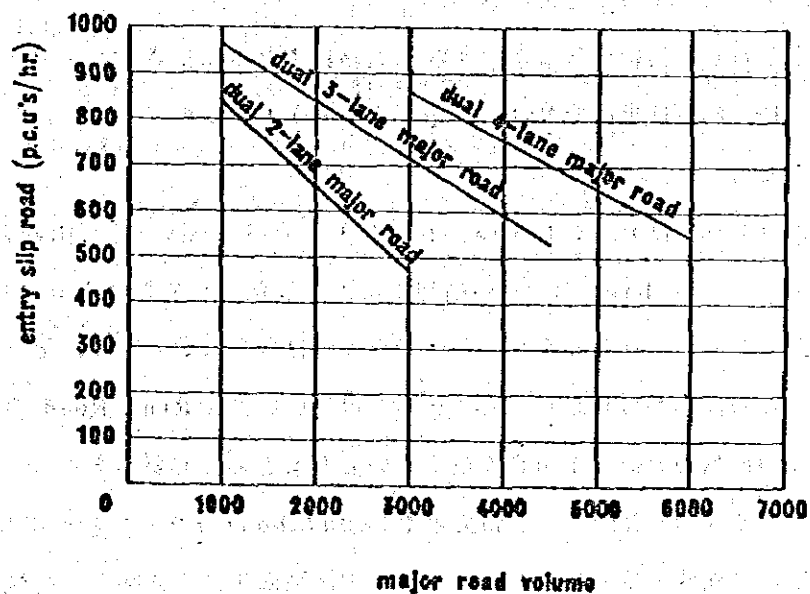


Figure IX- upstream of entry slip road (p.c.u's/hr)

上記の基本交通容量をふまえて IX-1.6.2 に示す交通量にもとづき各交差点毎の交通状況を診断すると以下のとおりである。

交 差 点 名	混 雑 度 (C)	
	1987年(2-lane)	1992年(2-lane)
Motorway Junction	C ≈ 1.08	C ≈ 1.37
S. Hill Interchange	C < 1.0	C < 1.0
Richelieu Roundabout	C < 1.0	C < 1.0
Chebel Branch Road Roundabout	C < 1.0	C < 1.0
Barkly Junction	-	C < 1.0
St. Martin Junction	-	C < 1.0
Bean Bassin Roundabout	C < 1.0	C < 1.0

上表は前述の交通容量に照らして、各々混雑度 ($C = \text{TrafficFlow}/\text{Capacity}$) の形で表示したものである。なお、Motorway Junction については別途交通容量の計算を行なつた。これを巻末、Appendix IX-4 に示す。

上表によると Motorway Junction においては 1987 年で交通量がほぼ交通容量に達しており、1992 年では 1.37 倍と、平面交通処理の限界を示している。

Motorway Junction においては、Motorway・Port Louis → 計画道路・S. Hill への流れと Motorway・Pailles → Motorway・Port Louis 方面への流れによるウィーピングが大きな問題点となっており、1992 年時点では立体交差化などの交通処理を必要とすると考えられる。

すなわち、南側から 2 本の 4 車線道路によりもたらされる交通量に対し Port Rouis 側へは現在の Motorway (4 車線) 1 本のサービスということに無理がある訳である。

この地点には Port Louis 市街地に対するバイパスとして山側を通る予定の Port Louis Ring Road の構想がある。したがってこの Junction の立体化の計画は充分にこれを勘案したものでなくてはならない。また、そればかりでなく、交通量の推移から判断してできるだけ早い時点で Ring Road の検討を行ない、立体的に処理を行なう場合の望ましい姿をもとめる必要がある。

よって今回の計画では平面交差 (Roundabout) としての提案だけにとどめ、立体化の可能性を示す案の 1 つとして、別添図面集に立体案の幾可構造平面図を添付するものである。

他の交差点に対しては検討の結果、交通容量としての問題点はないものと考えられた。

2 橋梁の概略設計

2.1 序

本節の内容は「Ⅳ. 比較案の抽出と選定」で選ばれたルート上の構造物の比較概略設計を行う過程における重点検討課題となった事項について述べながら、最適案の選定を行っている。

まず検討すべき構造比較案を述べ、技術的分析を加え最終的に工費という経済性に判断基準を求めている。

2.2 構造物種別比較案

第Ⅳ章で残されたルート案は鉄道廃線敷ルート案である。この案では、G, R, N, W 旧鉄道橋、St. Louis 旧鉄道橋の改良による再利用または新設、鉄道敷上の各跨線橋の改良という課題があり、各々について比較案を想定する。旧鉄道橋グループについてはG, R, N, W 橋をもって検討対象の中心とし、St. Louis 橋については、それ独自の問題を付加する。

Table K-2-1

橋 梁	想 定 条 件	構 造 比 較 案
1. 旧鉄道橋 (G.R.N.W橋)	a. 上下部工とも現橋 利用 縦断線形との調整	上部 メタル(非合成桁) 下部 粗石コンクリート 支間 27 m 巾員 7.2 + 0.6 m
	b. 上部工新設, 下部 工は現橋利用 縦断線形との調整 上部工に関するメ タル案とPC案の比 較を行う	上部 メタル(合成桁) PC; ポステン T桁 下部 粗石コンクリート 支間 27 m 巾員 7.2 + 1.35 m
	c. 上下部工とも新設 基本的スパン構成 検討	上部 7径間単純桁 PC; ポステン T桁 支間 27 m 5径間単純桁 PC; ポステン T桁 支間 38 m 3径間連続桁 PC; デビダーク 箱桁 支間 59 + 7.38 + 59 m 下部 鉄筋コンクリート 巾員 7.2 + 1.35 m
	d. 2車線分の分離増 設	b, c案の結果を利用する

橋 梁	想 定 条 件	構 造 比 較 案
2. St. Louis 橋	1. d. に相当する2重線分 離増設	形式 高橋台単径間 低橋台3径間
3. 跨 道 橋 Pailles S. Hill Coromandel	標準形式として共通の一案 を作成	形式 単純ブレン スラブ桁

2.3 重点検討項目

各構造比較案の検討基本手順は、基本条件の設定に始まり、主要部材構造と基本寸法を決定し、数量概算と施工法の検討を経た後、コスト算出をもって終る。この手順(フロー)を示したものが、Figure (K. 2.1)である。

こゝでは、各比較案の検討作業中に特に介在した課題について箇条書きにして注意を喚起しておこう。

- (1) 1. a のケースでは、腐食損傷を応力照査上でどのように処理すべきか、補修方法を材料の性質に合わせてどのようにすべきか。
- (2) 同じケースで、将来の洗掘対策をどのように立案すべきか。
- (3) 同じケースで、本質的な残存寿命をどのように考えるべきか。
- (4) 1. b のケースでは、上部工に関しては、メタルとPCIのどちらが経済的か。
- (5) 1. c のケースでは、本来、最も経済的なスパン構成は何か。
- (6) 将来2重線下部工増設の場合、近接施工の限界はどの程度か。
- (7) 維持、管理の最も経済的な形式は何か。

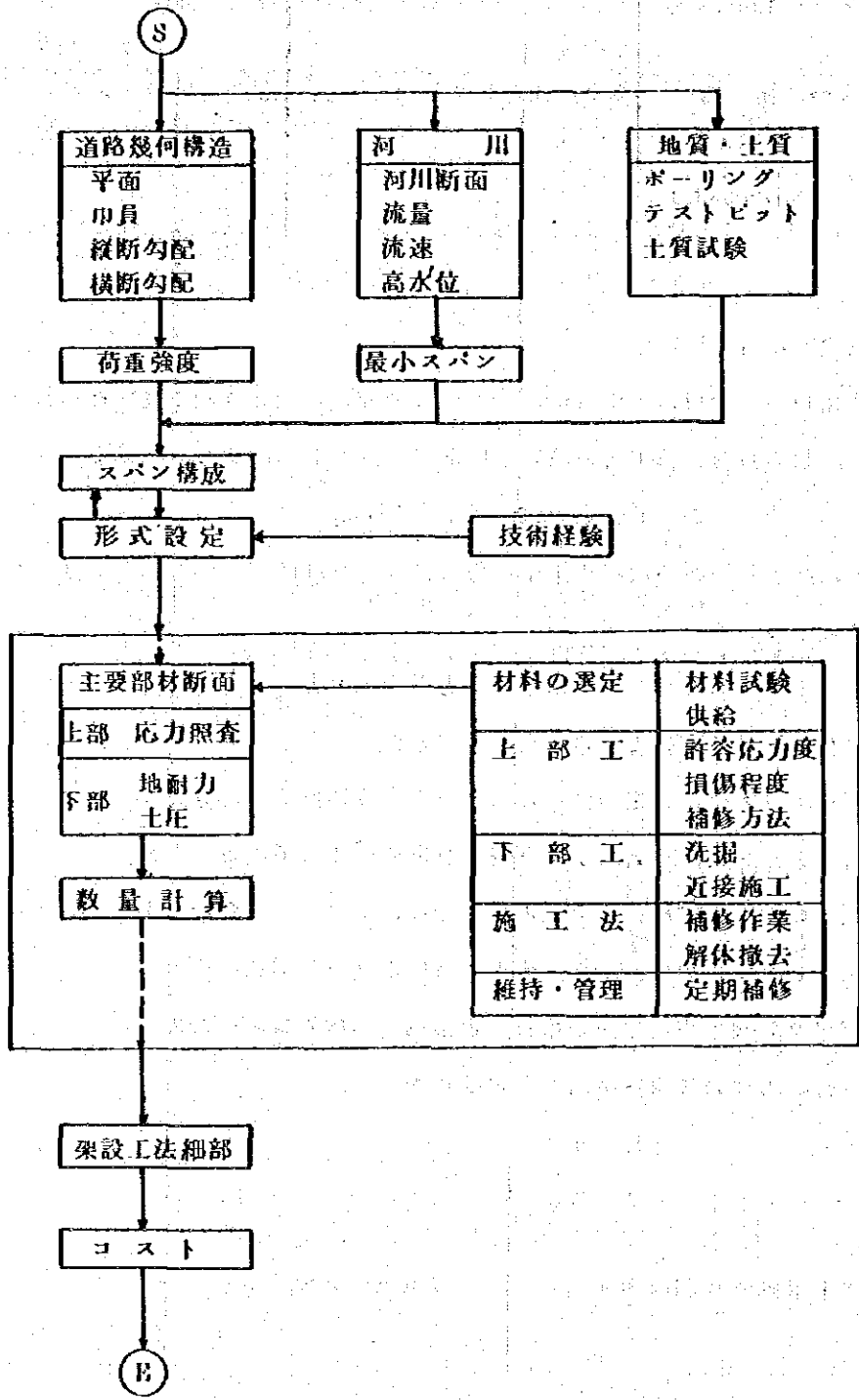


Figure X. 2.1 構造案検討手順