

### 6.1.8 降雨貯留型ダムからのかんがい計画

San Carlos地域のうちSan Carlos地区において降雨貯留型の小規模ダムを造成して水田草地輪換地にかんがいをする計画を策定する。

#### 1) 開発可能地とダム位置の選定

AyEE(Agua y Energia Electrica:水力庁)が調査した「Aguapey川流域調査」資料から次の基本方針により1/100,000地形図から水田草地輪換地開発可能地とダム予定地を選定した。

- i) 水稻作付面積は1戸当り200haであり、水稻200ha:輪換草地200ha:人工草地25haの水田草地輪換地計画となることからダム1箇所当り425ha以上が確保できること。
- ii) Aguapey川沿岸は資料を参考とし、洪水湛水域(1/5年)を求め、洪水湛水域からさらに500mは湛水危険区域として水田可能地から除外する。
- iii) 農地開発計画から水田可能地は勾配1.10%以内の地形を対象とする。

表 6.1.29 降雨貯留型ダム諸元

ダム番号	ブロック面積 (ha)	潰地率 (%)	灌漑率 (%)	灌漑面積 (ha)	流域面積 (km <sup>2</sup> )	貯水面積 (ha)	堤長 (m)
1	919	9.8	47.1	390	9.8	287	1,700
2	1,234	9.8	47.1	524	17.0	140	1,200
3	772	9.8	47.1	328	8.0	210	2,200
4	612	9.8	47.1	260	6.3	240	1,500
5	863	9.8	47.1	366	22.2	280	2,500
6	1,073	9.8	47.1	455	22.0	250	1,300
7	1,133	9.8	47.1	481	11.7	170	1,800
8	1,294	9.8	47.1	549	15.2	170	1,400
9	757	9.8	47.1	321	12.0	130	1,300
合計	8,657			3,674	124.2	1,877	14,900

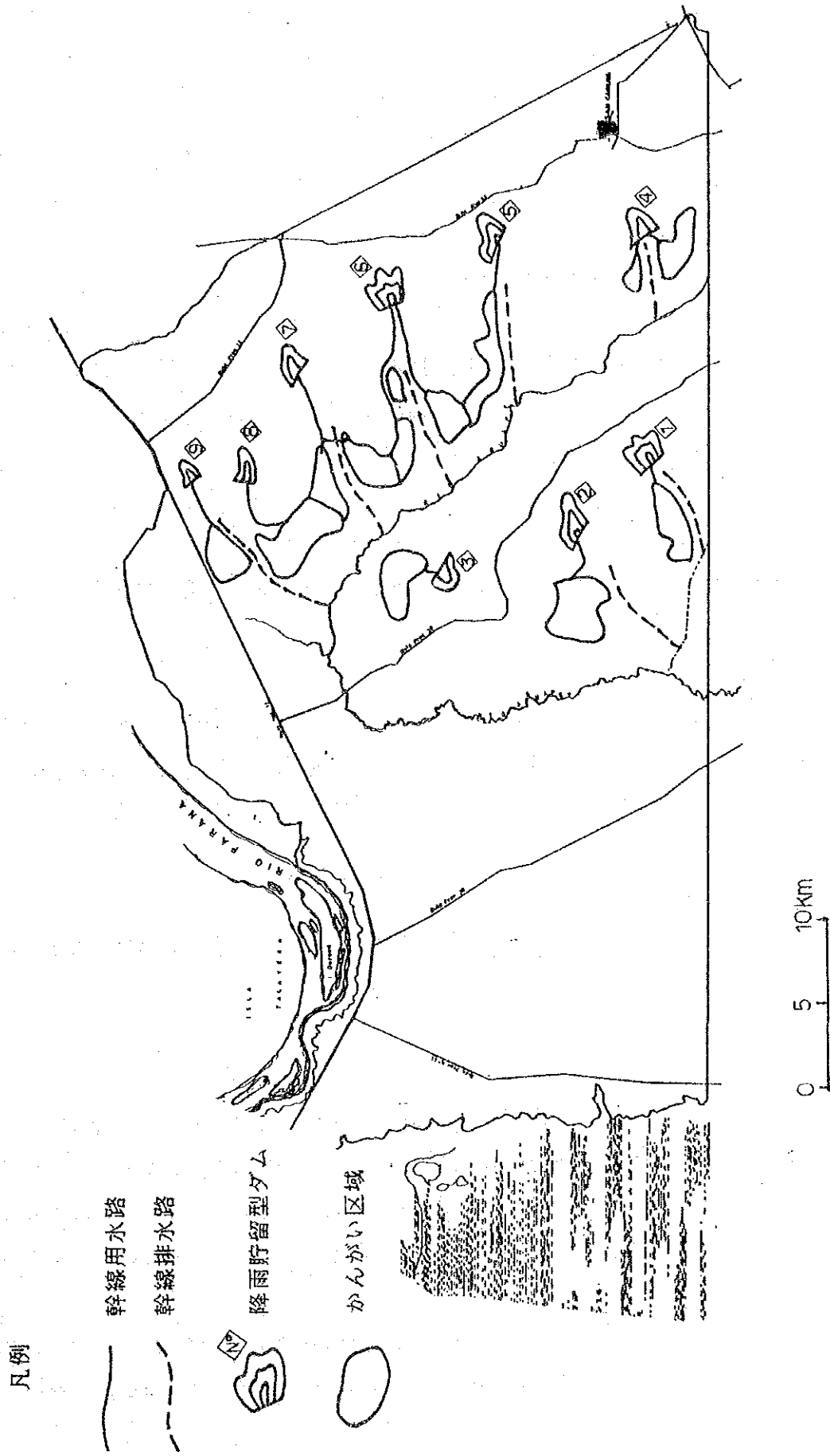
この中で流域面積が比較的大きいダム番号5、6、7の3箇所について自然取水によるかんがい計画を検討したが、流量観測結果はいずれも不可能であった。

以下、流域面積が平均的なダム番号1をモデルにしてかんがい計画を策定する。

#### 2) 貯水量

- i) 常時満水位を103.5mとし、有効貯水深は6.0mとする。
- ii) 1/50,000地形図から有効貯水面積を求め貯水量を計算すると5,100千m<sup>3</sup>となる。

图 6.1.12 用水路及び排水路の位置 (San Carlos地区)



### 3) 計画単位用水量

計画単位用水量は 6.1.3 で述べた通りである。

### 4) ダムの水収支

#### (1) 水収支計算

ダムの実貯留量は次式により求める。

実貯留量 =

流域からの流出量 + 貯水面の直接降水量 - ダムからの放水量 - 貯水面からの蒸発量

但し、1号ダムの実貯留量の上限は5,100千 $m^3$ である。

期別の水収支の計算結果を表 6.1.30に示す。

#### (2) ダムへの流出率

流域の土地利用は主として丘陵地の耕作畑であることから流域の流出率は0.6とする。

#### (3) 水収支の検討

表 6.1.30では非かんがい期の5月から10月までに満水しないが、かんがい期間中は降雨による補給があり、全期間を通じて112千 $m^3/s$ の余剰水が生じる。したがって水田作付面積390 haは栽培可能である。

#### (4) 計算基準年

使用した基準年は、1977年4月11日～1978年4月10日である。これはかんがい期(11月～4月)有効雨量の1/5年にあたる。

### 5) 草地へのかんがい

降雨貯留型ダムからのかんがい地域にあつては水稲かんがい期にダムの貯留水を利用する。非かんがい期において水収支計算の基準年以上の降雨がある場合、ダムの貯水容量を超える降雨については余水吐より無効放流されることとなる。非かんがい期にかんばつ被害が生じるおそれのあるときには輪換草地、人工草地へのかんがいを行ない、かんばつによる減収の防止を図ることが可能である。

また、Yacyretá ダム下流地域と同様、水田草地輪換地においては、水田と草地は同一の用水系統が利用できるため、維持管理のうえからも草地へのかんがいは問題はない。

表 6.1.30 降雨貯留型ダム(1号)の水収支

池敷面積:287ha

流域面積:984ha

作付面積:398ha

計算期間:1977年5月~1978年4月

月	日	純用水量 mm/day	半旬 累加量 mm	かん がい 効率	圃場 用水量 mm	総用 水量 1000m <sup>3</sup>	月用 水量 1000m <sup>3</sup>	有効 雨量 1000m <sup>3</sup>	降雨量 mm	流入量		貯水面 蒸発量 1000m <sup>3</sup>	収支計	貯水量 1000m <sup>3</sup>
										流域分 1000m <sup>3</sup>	池敷分 1000m <sup>3</sup>			
5-10		0.0	0.0	0.544	0.0	0	0	0	687	4,057	1,972	562	1,000	1,000
	11	0.7	2.1	0.544	3.8	15						1,291	4,738	4,738
	15	1.8	8.9	0.544	16.3	63								
	20	3.0	16.0	0.544	27.6	108						153		
	25	5.6	28.1	0.544	51.6	201		203	261		1,543	351	2,058	6,797
12	30	8.0	40.0	0.544	73.4	286	673	790			750			5,100
	5	10.1	50.5	0.544	92.8	362								
	10	11.6	58.0	0.544	106.6	416								
	15	13.2	66.0	0.544	121.3	473								
	20	14.1	70.5	0.544	129.6	505						180		
1	25	14.4	72.0	0.544	132.4	516		170	212	1,261	608	413	-685	4,415
	31	14.5	72.5	0.544	133.3	520	2,792	661						
	5	12.9	64.5	0.544	118.6	462								
	10	12.1	60.5	0.544	111.2	434								
	15	12.1	60.5	0.544	111.2	434								
2	20	12.0	60.0	0.544	110.3	430		43	66	389	189		-2,262	2,153
	25	12.0	60.0	0.544	110.3	430								
	31	11.9	59.5	0.544	109.4	427	2,617	169						
	5	11.1	55.5	0.544	102.0	398								
	10	11.0	55.0	0.544	101.1	394								
3	15	10.9	54.5	0.544	100.2	391								
	20	10.8	54.0	0.544	99.3	387		86	123	726	353	138	-1,087	1,066
	25	10.7	53.5	0.544	98.3	384						318		
	28	10.7	32.1	0.544	59.0	230	2,184	335						
	5	9.1	45.7	0.544	83.9	327								
4	10	8.1	40.3	0.544	74.1	289								
	15	6.9	34.3	0.544	63.0	246								
	20	5.7	28.5	0.544	52.4	204		48	65	384	187	124	-874	192
	25	4.6	22.8	0.544	41.9	163						285		
	31	3.3	16.5	0.544	30.3	118	1,348	188				31		
5	5	1.8	8.9	0.544	16.3	63		5	7	40	19	71	-80	112
	10	0.7	3.4	0.544	6.3	24	88	20						

② = ① × 半旬日数    ④ = ② ÷ ③    ⑤ = ④ × 398ha × 10    ⑦: 月有効雨量(上段数字(mm)) × 398ha × 10  
 ⑨ = ⑤ × 984ha × 10 × 0.6    ⑩ = ⑥ × 287ha × 10    ⑪: 月蒸発量(上段数字(mm)) × 287ha × 10 × 0.8  
 ⑫ = -(⑥ - ⑦) + ⑨ + ⑩ - ⑪  
 ⑬ n = ⑬ n-1 + ⑬ n(但し、11月末に5,100千mmを超えるので12月初めで調整)

## 6) 施設計画

### (1) ダム本体の設計

#### a) 貯水池諸元

貯水池諸元は次の通りである。

常時満水位 EL.103.5m、最低取水水位 EL.97.5m、総貯水量  $V=5,100\text{千m}^3$

#### b) ダム天端標高

ダム天端標高は、貯水池内最高水位に余裕高を加えて求める。

ここで、貯水池内最高水位 = 常時満水位 + 越流水頭 =  $103.5\text{m} + 0.7\text{m} = 104.2\text{m}$

余裕高 =  $0.05H + 1.0 = 0.05 \times 11.7 + 1.0 \approx 1.6\text{m}$

H : 基礎地盤から計画最高水位までの高さ  $H = 104.2 - 92.5 = 11.7\text{m}$

したがって、ダム天端標高 =  $104.2 + 1.6 = 105.8\text{m}$  となる。

#### c) 基礎掘削

堤敷部は、表層に分布する不良土を約2.0m掘削して除去する。

#### d) 築堤材料

築堤材料は左右岸の地山部に分布する材料を利用する。

#### e) ダムタイプ

ダムタイプは地形・地質条件、ダム規模、築堤材料等を考慮して、均一型フィルダムとする。

#### f) 斜面勾配

上流部の法面勾配は2.5割を標準とし、基礎地盤が軟弱であるため、堤高の中央付近から押え盛土として5.0割に勾配変化させる。下流法面勾配は2.0割を標準とし、中央付近に小段を設け、小段より下部は4.0割とする。

#### g) 安定計算

築堤材料について、十分な調査、試験が実施されていないため、設計数値は安全を見

込んで下記のように決定する。

乾燥重量	$r_d = 1.90 \text{ t/m}^3$
含水比	$w = 13\%$
比重	$G_s = 2.7$
間隙比	$e = (G_s/r_d) - 1 = (2.7/1.90) - 1 = 0.42$
湿潤重量	$r_t = r_d(1+w) = 1.90 \times (1+0.13) = 2.15 \text{ t/m}^3$
飽和重量	$r_{sat} = (G_s + e)/(1+e) = (2.7+0.42)/(1+0.42) = 2.20 \text{ t/m}^3$
水中重量	$r_{sub} = r_{sat} - 1 = 1.20 \text{ t/m}^3$
せん断強度	$C = 2.0 \text{ t/m}^2$ 、 $\phi = 10^\circ$

本ダムでは、盛土の基礎地盤が軟弱であるため、基礎を含めたダムの安定性について検討する。計算条件は、ダム完成後の貯水時について検討する。ただし、地震力は考慮しないで行なう。計算方法は、円形滑り面法を用いる。

計算の結果は上流の安全率が1.309、下流の安全率が1.225であり、ともに安全率の目標値である1.20を上回っている。

## (2) ダム余水吐の設計

### a) 設計洪水流量

洪水流量算定の手法は各種用いられているが、本計画では流域面積が10~20km<sup>2</sup>程度と比較的小さいこと、流域の地目も同様であることから下記の合理式により求める。

$$Q = 1/3.6 \times f \times r \times A$$

Q:洪水ピーク流量(m<sup>3</sup>/s)、f:ピーク流出係数(本地区では丘陵地の0.6を使用)

r:洪水到達時間内の平均降雨強度(mm/hr)、A:流域面積(km<sup>2</sup>)

### b) 洪水到達時間

本計画では流域面積が比較的小さく、また流路延長も短いことから次のRzahaの式により求める。

$$T = L/W \quad W = 20 \times (h/L)^{0.6}$$

T:洪水到達時間(s)、L:流路長(m)、W:洪水到達速度(m/s)、h:標高差(m)

地形図よりL=5300m、h=30mとして計算の結果、洪水到達時間を1.64hrとする。

### c) 設計洪水量算定基準雨量

アースダムの設計洪水量を算定する場合、日本の大ダムにおいては200年確率降雨に

よる流出等を基準にしている。しかしながら本計画においては、堤高が15m未満と低いこと、流域面積が小さいこと、下流の開発状況などを考慮して1/50年確率の降雨日雨量179.7mmを採用する。

また本地区内では時間雨量の気象観測データが得られないので日雨量から時間降雨強度を算定する。換算式については各種提案されているが本計画では次式によった。

$$r_t = R_{24} \div 24 \times (24/t)^n = 179.7 \div 24 \times (24/1.64)^{2/3} = 45 \text{ mm/hr}$$

$r_t$ : t時間の雨量強度(mm/hr)、 $R_{24}$ : 24時間雨量強度(mm/day)

$$\text{以上により } Q = 1/3.6 \times f \times r \times A = 1/3.6 \times 0.6 \times 45 \times 9.84 = 74 \text{ m}^3/\text{s}$$

#### d) 余水吐の型式、位置

余水吐の型式は地形条件より側溝越流式とする。位置は地形条件より左岸側地山部に設ける。

#### e) 越流水深と越流セキ長

越流水深は、 $H=0.5\text{m}$ とする。この時のセキ長は下式により求まる。

$$Q = C \cdot L \cdot H^{3/2}$$

$Q$ : 設計洪水量( $74\text{m}^3/\text{s}$ )、 $C$ : 越流水頭( $2.1\text{m}$ )、 $L$ : セキ長(m)、 $H$ : 越流水深( $0.5\text{m}$ )

よって、越流セキ長は、

$$L = Q / C H^{3/2} = 74 / (2.1 \times 0.5^{3/2}) = 99.7 \approx 100\text{m}$$

### (3) 取水設備

#### a) 取水量

最大取水量は、 $Q = 0.309(\text{m}^3/\text{s}/100\text{ha}) \times 390(\text{ha}) = 1.21(\text{m}^3/\text{s})$

#### b) 位置及び型式

取水設備の位置は、洪水吐と競合しないように右岸に設ける。取水方式は、貯水池規模及び地形から、ドロップインレット方式とし、底樋によって貯水池下流へ導入する。

#### c) 導水管径の決定

導水管径は、管理の可能な  $\phi = 1,000\text{mm}$ とする。

d) 放流ゲート径の決定

放流ゲート径は、下記の損失水頭を考慮し決定する。

表 6.1.31 降雨貯留型ダム1号の放流ゲートの諸元

損失ロス名	管径(mm)	$A_i^2(m^2)$	損失係数	係数	$f_i/A_i^2$
流入	1,000	0.617	ベルマテウス形	0.2	0.324
摩擦	1,000	0.617	$124.5 \times 0.013^2 \times 120 / 1.0^{4/3}$	2.52	4.084
ゲート	500	0.039	—	0.05	1.282
流出	500	0.039	自由流出	1.0	25.641

計 31.331

$$Q = \frac{1}{\sum (f_i/A_i^2)} \sqrt{2gH} = \frac{1}{31.331} \times \sqrt{19.6 \times (97.5 - 95.0)} = 1.264 \text{ m}^3/\text{s} > 1.21 \text{ m}^3/\text{s}$$

$f_i$ :各部損失係数、 $A_i$ :各部断面積

上記の結果、放流ゲート径はφ500とする。

また放流ゲート配置は、取水放流ゲートと非常放流ゲートを考慮して、下図のように計画する。

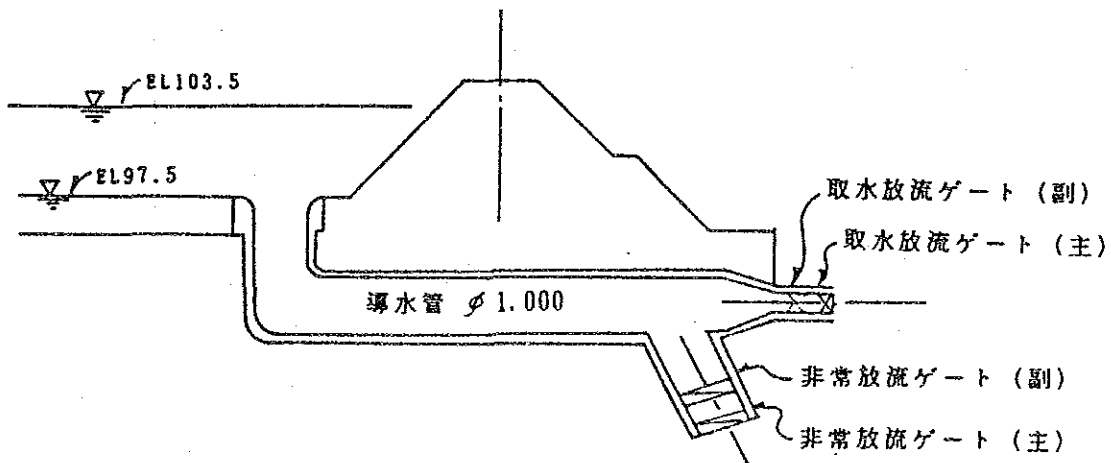


図 6.1.13 降雨貯留型ダム1号の放流ゲート



(4) 用水路

降雨貯留型ダムから水田までの用水路は幹線用水路として位置付け、本章で施設計画を行なう。施設計画の基本方針はYacyretá ダム下流地域と同一方針により行なうが、用水路の勾配が1/1,000と比較的急であること及び水田作付面積が390ha程度と小規模であることから水路の余裕高は0.5mとする。

以上に基づいて水理計算を行なった結果を表 6.1.32に示す。計算は等流計算によった。

表 6.1.32 幹線用水路の計算（降雨貯留型ダム）

距離	流量	水深	底幅	流速	勾配	地盤高	水路底 標高	水面 標高	水路堤防	
									天端 標高	天端 幅
m	m/s	m	m	m/s		m	m	m	m	m
0	1.21	0.5	3.0	0.3	1/1000	97.5	97.5	98.0	98.5	4
500	1.21	0.5	3.0	0.3	1/1000	97.0	97.0	97.5	98.0	4

(5) 放水工、分水工

用水路の放水工、分水工は 6.1.5 に準じて計画する。用水路に係る構造物を表 6.1.33 に示す。

表 6.1.33: San Carlos地区用水路主要構造物

ダム 番号	水路 延長 Km	分水工 (幹線-支線) 箇所	放水工 m <sup>3</sup> /s	備 考
1	0.5	2	5.0	
2	3.5	2	5.0	
3	0.5	1	5.0	
4	1.8	1	5.0	
5	2.8	2	5.0	
6	13.7	2	5.0	
7	3.2	2	5.0	
8	6.2	2	5.0	
9	12.0	1	5.0	

### 6.1.9 Rincon Sta.Maria地区单独のかんがい計画

Rincon Sta.Maria地区のみにYacyretá ダムからかんがいする場合のかんがい計画を策定する。

単位用水量等かんがい計画諸元は 6.1.3 において述べたものと同一である。また、施設野菜畑へのかんがい計画は諸元・面積とも変更ない。

#### 1) かんがい対象面積

かんがいブロックの範囲は変わらないものの、用水路幅の変動による潰地面積の縮小により、かんがい面積はLoreto地域まで含めてかんがいする場合より増加する。修正したかんがい面積を表 6.1.34に示す。

表 6.1.34 Rincon Sta. Maria地区单独のかんがい対象面積

区 分	ブロック名	ブロック面積 (ha)	潰地率 (%)	灌漑率 (%)	灌漑面積 (ha)
Rincon Sta.Maria 地区	水田草地輪換地				
	1	1,738	9.8	47.1	738
	2	1,114	9.8	47.1	473
	小計	2,852			1,211
	施設野菜畑	497			124
	計	3,349			1,335

#### 2) 計画用水量及び計画用水系統

修正したかんがい面積に基づいて用水量を再計算した結果を表 6.1.35に示す。

表 6.1.35 Rincon Sta. Maria地区单独の計画用水量

区 分	ブロック名	灌漑面積 (ha)	ピーク単位用水量 (m <sup>3</sup> /s/100ha)	ピーク用水量 (m <sup>3</sup> /s)
Rincon Sta.Maria 地区	水田草地輪換地			
	1	738	0.309	2.28
	2	473	0.309	1.46
	小計	1,211		3.74
	施設野菜畑	124	0.054	0.07
	計	1,335		3.81

#### 3) かんがい施設計画

用水路の施設設計諸元は全体計画と同じである。ただし、Rincon Sta.Maria地区のみを重力かんがいとする場合は基幹用水路を設けず幹線用水路2条によりかんがいをする。

以上に基づき水理計算を行なった結果の水理系統模式図を図 6.1.14に示す。また関連する主要施設を表 6.1.36に示す。

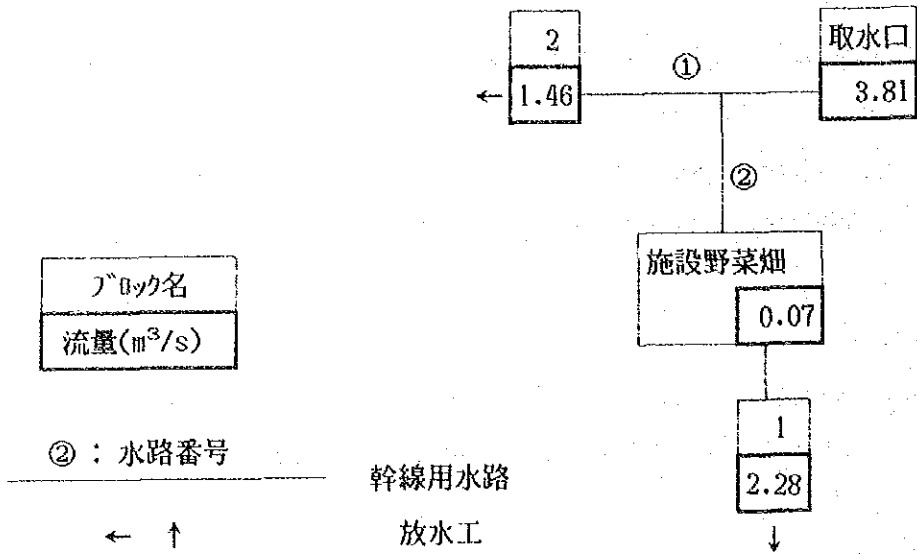


図 6.1.14 かんがい系統模式図 (Rincon Sta. Maria地区単独)

表 6.1.36 Rincon Sta. Maria地区単独の場合の主要構造物

水路区分	距離 Km	底幅 m	分水工		放水工 m3/s	道路横断延長 m	落差工 (H) m
			基幹-幹線 m3/s	基幹-支線 箇所			
幹線 1	0.0	5	2.35	2	1.46	20 8	1.3 1.3
	1.1	5					
	1.2	5					
	3.0	5					
	5.6	5					
	9.4	5					
10.0	5						
幹線 2	0.0	3		3			
	1.5	3				9	
	9.0	3			2.35		

#### 6.1.10 Rincon Sta.Maria地区+Loreto東部地区のかんがい計画

Rincon Sta.Maria地区及びLoreto東部地区にYacyretá ダムからかんがいがする場合のかんがい計画を策定する。

単位用水量等かんがい計画諸元は 6.1.3 において述べたものと同一である。また、施設野菜畑へのかんがい計画は用水計画諸元、面積とも変更ない。露地野菜畑については州道17号線沿いの団地のみが計画対象となるが、用水計画諸元、団地内の畑地の面積については変更ない。

##### 1) かんがい対象面積、計画用水量及び計画用水系統

かんがいブロックの範囲は変わらない。また、用水路幅の変動による潰地面積の縮小についてはRincon Sta.Maria地区単独の場合と異なり、かんがい面積はLoreto西部地区まで含めてかんがいする場合と大きな差は無い。したがって、かんがい対象面積、計画用水量及び計画用水系統は全体計画の中からLoreto西部地区を除いたものとし、数量等は表 6.1.1、表 6.1.8、図 6.1.6を参照することとする。

##### 2) かんがい施設計画

用水路の施設設計諸元は全体計画と同じであり、関連する主要施設を表 6.1.37に示す。

表 6.1.37 Rincon Sta. Maria地区 + Loreto東部地区主要構造物

水路区分	距離 Km	底幅 m	分水工			余水吐 m <sup>3</sup> /s	放水工 m <sup>3</sup> /s	道路横延長 m	落差工 (H) m	備考
			基幹線 - 幹線 m <sup>3</sup> /s	基幹線 - 支線 (道路横断) 箇所	幹線 - 支線 (道路横断) 箇所					
基幹	0.0	30						2.22	Rincon Sta. Maria地区	
	1.1	30						2.22		
	1.2	30					50	2.13		
	3.0	30	2.31	2			50			
	5.6	30					50			
	9.4	30				3.75				
	10.0	30					50			
	13.5	30					50			
	46.2	30			6					
	47.2	30			2					
49.5	30							Loreto東部地区 (21.8km地点 ~43.3km地点 水路底ラインダク)		
55.5	25	5.97								
61.5	25	2.53								
65.7	15	4.65			18.85		25			
70.0	15	5.63+4.42								
72.0	15	3.68			13.80					
0.0	3									
1.5	3									
9.0	3									
0.0	10									
0.1	10									
6.0	10									
0.0	4									
0.1	4									
3.0	4									
0.0	4									
10.3	4									
0.0	3									
8.1	2									
9.7	2									
0.0	2									
6.5	2									
0.0	4									
8.7	4									
幹線1									Rincon Sta. Maria地区	
幹線2										
幹線3										
幹線4										
幹線5										
幹線6										
幹線7										

### 6.1.11 Loreto地域への揚水かんがい計画

Loreto地域へのかんがい方法について、重力かんがい計画(現計画)との比較案としてParaná 河からのポンプ揚水によるかんがい計画を策定する。

#### 1) 基本構想

- i)Paraná 河のミヨ筋(流れの中心)が川岸に接して、安定した取水が可能な地点を4箇所選定した。
- ii)現計画におけるかんがい面積、かんがい配水ブロックは変更しないものとして計画した。
- iii)Paraná 河より揚水後、開水路により現計画の基幹・幹線用水路へ送水した後、現計画と同じ配水系統により配水する。

揚水機場と計画用排水路の位置図を図 6.1.15に示す。

#### 2) 用水量

基幹・幹線用水路の見直しによる潰地面積の変動はないものとして、各々の機場ごとの用水量を表 6.1.38に示す。

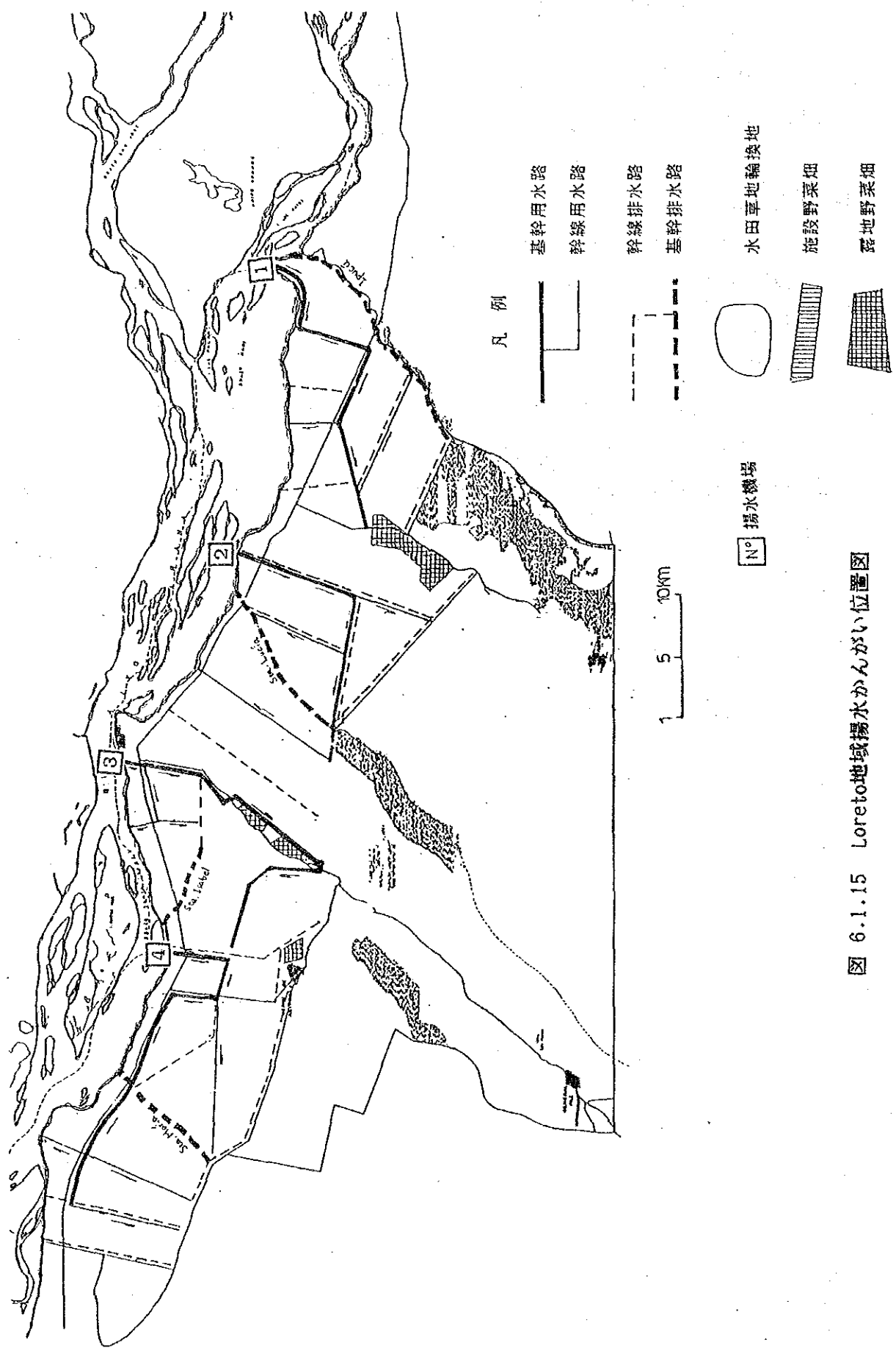


图 6.1.15 Loretoto地域揚水かんがい位置图

表 6.1.38 Loreto地域に揚水かんがいする場合の計画用水量

区 分	ブロック名	灌漑面積 ha	ヒ°-ク単位用水量 m3/s/100ha	ヒ°-ク用水量 m3/s	
第1揚水機場	水田草地輪換地				
	1	2,046	0.292	5.97	
	2	866	0.292	2.53	
	3	456	0.292	1.33	
	4	1,495	0.292	4.37	
	5	1,594	0.292	4.65	
	小計	6,457		18.85	
第1揚水機場	露地野菜畑 州道17号沿	118	0.061	0.07	
	計	6,575		18.92	
第2揚水機場	水田草地輪換地				
	6	1,928	0.292	5.63	
	7	1,259	0.292	3.68	
	8	1,515	0.292	4.42	
	9	1,660	0.292	4.85	
	10	2,541	0.292	7.42	
計	8,903		26.00		
第3揚水機場	水田草地輪換地				
	11	1,071	0.292	3.13	
	12	504	0.292	1.47	
	13	840	0.292	2.45	
	14	924	0.292	2.70	
	15	798	0.292	2.33	
	16	588	0.292	1.72	
	17	588	0.292	1.72	
	18	1,554	0.292	4.54	
	19	1,660	0.292	4.85	
	小計	8,527		24.91	
	第3揚水機場	露地野菜畑 州道13号沿①	24	0.061	0.01
		州道13号沿②	34	0.061	0.02
小計		58		0.03	
計	8,585		24.94		
第4揚水機場	水田草地輪換地				
	20	1,261	0.292	3.68	
	21	1,828	0.292	5.34	
	22	1,429	0.292	4.17	
	23	1,554	0.292	4.54	
	24	2,017	0.292	5.89	
	25	1,492	0.292	4.36	
	26	1,261	0.292	3.64	
	27	945	0.292	2.76	
	小計	11,787		34.38	
	第4揚水機場	露地野菜畑 Ber.de As.近郊	18	0.061	0.01
計		11,805		34.39	
合計		35,868		104.25	



### 3) 揚程

#### (1) 計画取水水位

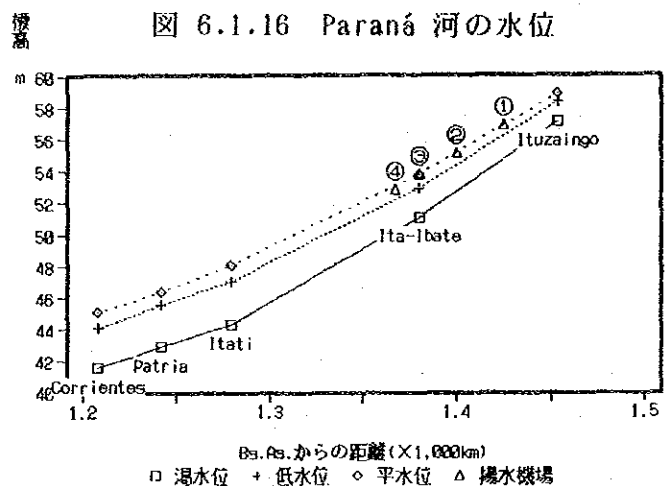
Itatí、Itá Ibaté、Ituzaingó におけるParaná 河の水位観測結果を使用して計画取水水位を決定する。各観測地点における1985年までの60～85年間にわたる水位観測データ(長期データ)を分析した。

その結果、Paraná 河は近年濁水位が上昇する傾向にあり、長期データの平水位と最近11年間(1975～1985)の下から第2位の濁水位の位置する階層がほぼ等しい。

したがって、ここでは長期データにおける平水位を最近年における5年確率濁水位として採用する。観測地点からの距離により第1～第4揚場における計画取水水位(最近年の1/5濁水位=長期データの平水位)を求めると表 6.1.39及び図 6.1.16のようになる

表 6.1.39 計画取水水位

揚場名	計画取水水位 (m)
第1揚水揚場	56.9
第2揚水揚場	55.2
第3揚水揚場	53.8
第4揚水揚場	53.0



#### (2) 計画実揚程

Paraná 河からの用水計画に対応した用水路計画から吐水位を求め、そこから計画取水水位を差し引いて計画実揚程を求めた結果を表 6.1.40に示す。

表 6.1.40 計画実揚程

揚場名	取水水位 (m)	吐水位 (m)	実揚程 (m)
第1揚水揚場	56.9	74.0	17.1
第2揚水揚場	55.2	73.0	17.8
第3揚水揚場	53.8	73.0	19.2
第4揚水揚場	53.0	71.0	18.0

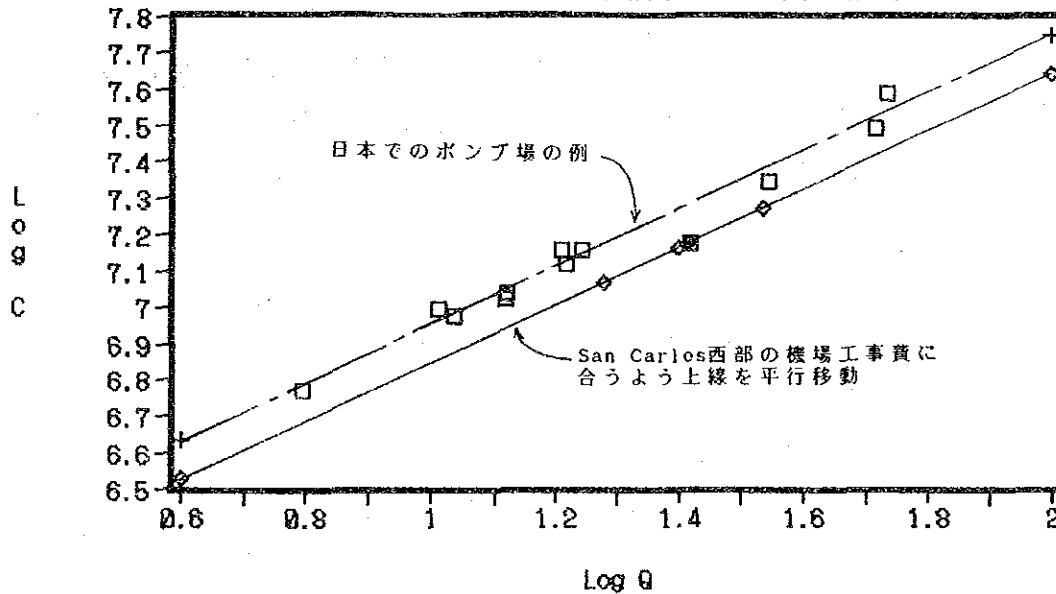
#### 4) 工事費積算

以上のように揚水量、揚程とも第2フェーズにおいて計画したSan Carlos西部地区の揚水機場に近いことから、ほぼ同様のポンプ設計となることが予想される。また、現場条件がSan Carlos西部地区のポンプ場予定地と大きな違いがないことから、建物、水槽等の周辺設備もほぼ同様のものとなると思われる。そこで、各々の揚水機場の工事費をSan Carlos西部地区の揚水機場の積算結果をもとに、日本でのポンプ場の事業例も参考に相関により求めた。計算の結果を表 6.1.41及び図 6.1.17に示す。

表 6.1.41 揚水量と揚水機場の工事費の相関

機場名	揚水量 [Q] (m <sup>3</sup> /s)	Log(Q)	Log(C)	工事費 [C] (A)
San Carlos	26.2	1.4183	7.1783	15,076,593
第1揚水機場	18.9	1.2765	7.0653	11,623,058
第2揚水機場	26.0	1.4150	7.1757	14,984,847
第3揚水機場	25.0	1.3979	7.1621	14,523,937
第4揚水機場	34.4	1.5366	7.2725	18,728,432

図 6.1.17 揚水量と揚水機場の工事費の相関



#### 5) 結論

事業費の検討の結果、揚水機場の工事費のみで約60百万円となり、重力かんがいの場合より大幅な増となる。揚水機場の場合にはポンプ運転に要する電気料金、機器の補修等の維持管理費などの経費も重力かんがいの場合よりも割高となるので経済性の点から揚水によるかんがいは不利である。

## 6.1.12 San Carlos西部地区(旧称)への揚水かんがい計画

第2フェーズにおいて計画されたSan Carlos西部地区へのYacyretá ダム貯水面からのポンプ揚水によるかんがい計画を記述する。

San Carlos西部地区はParaná 河左岸の段丘上からAguapey川流域に位置しており、Yacyretá ダムからの重力かんがいは不可能な地域である。そこでYacyretá ダムの貯水面から直接揚水して地区内へ重力かんがいをする計画として第2フェーズにおいて計画された。最終的にはかんがい地域がYacyretá ダム下流地域及び降雨貯留型ダムからのかんがい地域に限定されたため、San Carlos西部地区への揚水かんがいは計画から除外されたが、6.1.11 においてYacyretá ダム下流地域へのかんがいの比較対象案としてSan Carlos西部地区の揚水機場を引用していることから、揚水機場の概略について記述することとする。

### 1) 揚水施設の概要

揚水機はParana河のIsla-Mborebi南端の対岸の標高80.5m、吐水槽は標高95.5mに設置、その後重力かんがいにより配水される。

#### (1) 揚水機

吐出量はピークで $26.18\text{m}^3/\text{s}$ であるが、ポンプはかんがいの時間的な水量変動幅、危険分散を考慮し3台とし、1台当り吐出量は $8.73\text{m}^3/\text{s}$ で、全揚程は20mである。ポンプの型式は立軸斜流、口径2,000mmとし、部品に互換性をもたせるため3台とも同口径とした。

i) 実揚程	15m
ii) 総揚程	20m
iii) 揚水量	$26.18\text{m}^3/\text{sec}$
iv) 台数及び吐出量	3台 (1台当り $8.73\text{m}^3/\text{sec}$ )
v) ポンプ型式及び口径	立軸斜流ポンプ 2,000m
vi) 原動機	電力 1,850KW/H 立軸誘導電動機
vii) 送水管	口径 2,600mm

#### (2) 機場

立軸斜流ポンプの寸法からポンプ場建屋の寸法は下記の通り。

i) ポンプ室の梁間	17,000mm
ii) ポンプ室の高さ	13,300mm

iii)ポンプ室の長さ 35,000mm

iv)ポンプ場の基礎 PC杭打込み工法

ポンプ場予定地の地質は標高40m以下は玄武岩、そこから標高80mまでは砂質となっている。  
そのため、ポンプ場の基礎は、この砂質層に長さ25mのRC杭を打込み、マサツ杭として支持させるものとする。

## 6.2 排水計画

### 6.2.1 排水計画基本構想

#### 1) 排水計画の目的

排水不良のために低位利用の状況にある本地域を、排水改良によって、土地の汎用化と安定した生産をはかれるようにする。また、道路の冠水をなくすことにより、集落の生活環境の改善をはかれるようにする。

#### 2) 排水計画対象地域

排水計画の対象地域を次のように選定した。

- i) 調査地域外の河川改修を必要とする排水計画はこの計画から除く。
- ii) 排水計画は、かんがい計画とあわせて計画する。
- iii) Parana河への排水が可能な区域において、排水路の改修と新設により、自然排水による排水改良を計画する。
- iv) Aguapey 川の支流域において、小規模ダムによるかんがい・排水計画を計画する。

### 6.2.2 計画排水系統

計画排水系統の概要を「図 6.2.1 ～図 6.2.2 計画排水系統図」、および「表6.2.2 計画排水系統」に示す。

#### 1) Loreto地域

##### (1) Parana河への排水

Loreto地域の計画排水計画は、基本的にはParana河に流出する自然河川を基幹排水路として改修し、これから幹線排水路を分岐する。しかし、この自然河川からの距離が遠く、また、用水路との関係から排水路が必要な場所には、Parana河に直接流出する幹線排水路を配置する。基幹排水路とは、Sta.Maria 川、Sta.Isabel川、Sta. Lucia 川、Ipucu 川の4川である。Parana河に直接流出する新設幹線排水路は、7条である。

Parana河の水位と開発対象地域の地盤高との標高差は、高水位においても約7mあり、自然排水は十分に可能である。（「表 6.2.1 Parana河の水位」 参照）

##### (2) 開発対象地域界の侵入水対策

Loreto地域の計画排水系統は、一部流域変更をとまなう。それぞれの計画流域の、流域外からの侵入水対策については、地形が平坦なので、用水路の築堤、道路の盛土、及び排水路の堤防によって阻止できるから、特別な対策を必要としない。

(3) Parana河沿岸のエロージョン対策

国道12号から南側は、5,000～10,000分の1の平坦な地形であるからエロージョンは見られない。国道12号から北側はParana河に向かって傾斜していて、河底勾配は約500分の1程度であり、またParana河沿岸は10～15mの段丘となっている。このため、Parana河に流出している川は、国道12号から北側のエロージョンが激しい。

改修および新設する計画排水路のParana河への出口には、ふとん籠による落差工を配置した。

2) San Carlos地域

Rincon Sta.Maria地区の計画排水系統は、基幹用水路が地区の中央部を縦断することの外は、現況排水系統からの大きな変更はない。

San Carlos地区の小規模ダムかんがいによる開発計画は、Aguapey川の支流流域のなかに9か所の開発適地を選定したものであり、現況排水系統の変更はない。

6.2.3 排水計画諸元

1) 基準降雨量

圃場排水計画の基準降雨量は、再帰年5年の確率雨量とし、Loreto地域は、Corrientes空港観測所の気象観測データ、San Carlos地域は、Posadas空港の気象観測データによるものとする。（「表 6.2.3 確率降雨量」、および「表 6.2.4 降雨量データ」参照）

2) 計画排水日数

耕作畑の区域は、1日降雨1日排水とする。

水田・草地輪換の区域は、3日降雨3日排水とする。

3) 計画排水量

計画排水量は、合理式の考え方によって計画排水比流量を6.2.1式により求めた。

調査地域の地形は平坦であり、表流水は凹地に湛水しながら流出するので、現状の流出は複雑である。しかし、計画の排水路網を配置すれば、小排水路、支線排水路、幹線・基幹排水路のそれぞれの排水能力に応じて、表流水は流出するようになる。排水路の能力を越えた降雨量は、圃場に一時湛水する。その湛水状況の検討は「6.2.5 排水解析」で述べる。

$$Q = (r \times 10^{-3} \times A \times 10^6 \times f) / (N \times 24 \times 3600) / A$$
$$= (r \times f) / (N \times 24 \times 3.6) \quad \dots\dots\dots 6.2.1$$

ここに

Q: 計画排水比流量 (m<sup>3</sup>/sec/km<sup>2</sup>)

r: 基準降雨量 (mm/N日)

A: 流域面積 (km<sup>2</sup>)

f : 流出率  
N : 計画排水日数 (日)

(1) Loreto地域

a) 耕作畑

基準降雨量  $r = 138.8$  (mm/ N日)

流出率  $f = 0.5$

計画排水日数  $N = 1$  日

よって計画排水比流量は次のとおりである。

$$Q = (138.8 \times 0.5) / (1 \times 24 \times 3.6) \\ = 0.80 \text{ (m}^3 \text{/sec/ km}^2 \text{)}$$

b) 水田・草地輪換地

基準降雨量  $r = 195.7$  (mm/ N日)

流出率  $f = 0.5$

計画排水日数  $N = 3$  日

よって計画排水比流量は次のとおりである。

$$Q = (195.7 \times 0.5) / (3 \times 24 \times 3.6) \\ = 0.38 \text{ (m}^3 \text{/sec/ km}^2 \text{)}$$

(2) San Carlos地域

a) 耕作畑

基準降雨量  $r = 131.3$  (mm/ N日)

流出率  $f = 0.5$

計画排水日数  $N = 1$  日

よって計画排水比流量は次のとおりである。

$$Q = (131.1 \times 0.5) / (1 \times 24 \times 3.6) \\ = 0.76 \text{ (m}^3 \text{/sec/ km}^2 \text{)}$$

b) 水田・草地輪換地

基準降雨量  $r = 174.1$  (mm/ N日)

流出率  $f = 0.5$

計画排水日数  $N = 3$  日

よって計画排水比流量は次のとおりである。

$$Q = (174.1 \times 0.5) / (3 \times 24 \times 3.6) \\ = 0.34 \text{ (m}^3 \text{/sec/ km}^2 \text{)}$$

6.2.4 排水施設計画

## 1) 排水路

### (1) 排水路の配置

幹線排水路は、農家の営農規模、水田区画の大きさ、地形、及びLandsat による排水状況を検討して、幹線用水路との間隔を約5kmとした。

圃場の排水管理に直接関係する支線排水路・小排水路は、農用地開発計画で扱う。

### (2) 排水路の深さと断面

幹線排水路の深さは2m以上とする。この幹線排水路からの排水を受ける基幹排水路の深さは、3～4mとする。

圃場からの排水を直接管理する支線排水路の深さは、1～1.4mである。また、地形はほとんど平坦であるが、プラス・マイナス0.3m程度の凹凸が1～数kmの間隔で断続的にある。こうした支線排水路の深さと地形条件からして、幹線排水路の深さは2m以上が必要である。

排水路の断面は、法面勾配を1:1.5の素堀りとし、その深さと底幅は、計画排水量によって算定した。（「図6.2.3 排水路の断面」参照）

### (3) 排水路の断面設計

#### a) 平均流速公式

排水路の断面は、Manningの平均流速公式によって求める。

$$Q = A \cdot V$$

$$V = \frac{1}{n} \cdot I^{1/2} \cdot R^{2/3}$$

ここに、Q：流量(m<sup>3</sup>/s)、A：通水断面(m<sup>2</sup>)、V：平均流速(m/s)、

n：粗度係数、I：水路底勾配、R：径深(m)

#### b) 粗度係数

州道13号、及び15号沿いの人工排水路を見ると水草が茂っている。新設する排水路も、おおむねこうした状況になることを予想して、n = 0.040とする。

#### c) 水路底勾配

水路底勾配は、1/100,000地形図から、上流部の標高と下流部の標高を求め、勾配が不足するところは、下流側を掘り下げ、地形修正を行って必要な水路勾配を求める。

#### d) 排水路断面の大きさの選定

n = 0.040、I = 0.0001として、あらかじめ深さ1m、2m、3m、4mの各深さの排水路について、水路底幅1m、2m、3m、……40mまで、mきざみの排水能力表を作成した。



この排水能力をQとすれば、nとIが違ふときの排水能力Q'は次の式によつて求めることができる。

$$Q' = (0.040 / n') \times (I / 0.0001)^{1/2} \times Q$$

この排水能力表と換算式により、計画排水量に見合う計画断面を、水路底幅 mきごみで選定した。（「付表 6.2.5 排水路排水能力表」参照）

#### e) 排水路断面の検討位置

幹線排水路の始点は深さ 2m、底幅 2m、とした。支線排水路の標準的集水域である 250ha分の排水量がこの始点の両側から流入することを予定した。

計画排水量を求め、それに必要な排水路断面を検討した位置は、幹線排水路の合流点、基幹用水路・幹線用水路から余水が放流される位置、用水路・道路と交差し構造物を設置する位置、および排水路末端である。

排水路延長上のその他の中間点については、排水路断面の検討を省略している。

#### (d) 排水路掘削土量の計算

地形が一樣なので、検討して決めた排水路断面を土量計算の断面として使用した。排水路掘削土量は、区間の両端断面積を平均してこれに区間延長を乗じて求めた。

（「表 6.2.6 排水路断面計算」および「表 6.2.7 排水路線別排水面積および勾配」参照）

#### 2) 主要構造物

排水路の主要構造物として次のものがある。（「表 6.2.8 排水路主要構造物」参照）

水路橋 基幹排水路または幹線排水路と、基幹用水路との交差。5か所

道路橋 基幹排水路または幹線排水路と、国道12号または地方道との交差。13か所

落差工 基幹排水路及び幹線排水路の Parana 河への出口部分。11か所

国道12号または基幹用水路と、排水路との交差構造物の通水断面設計には、50年確率雨量を用いる。（「表 6.2.3 確率降雨量」参照）

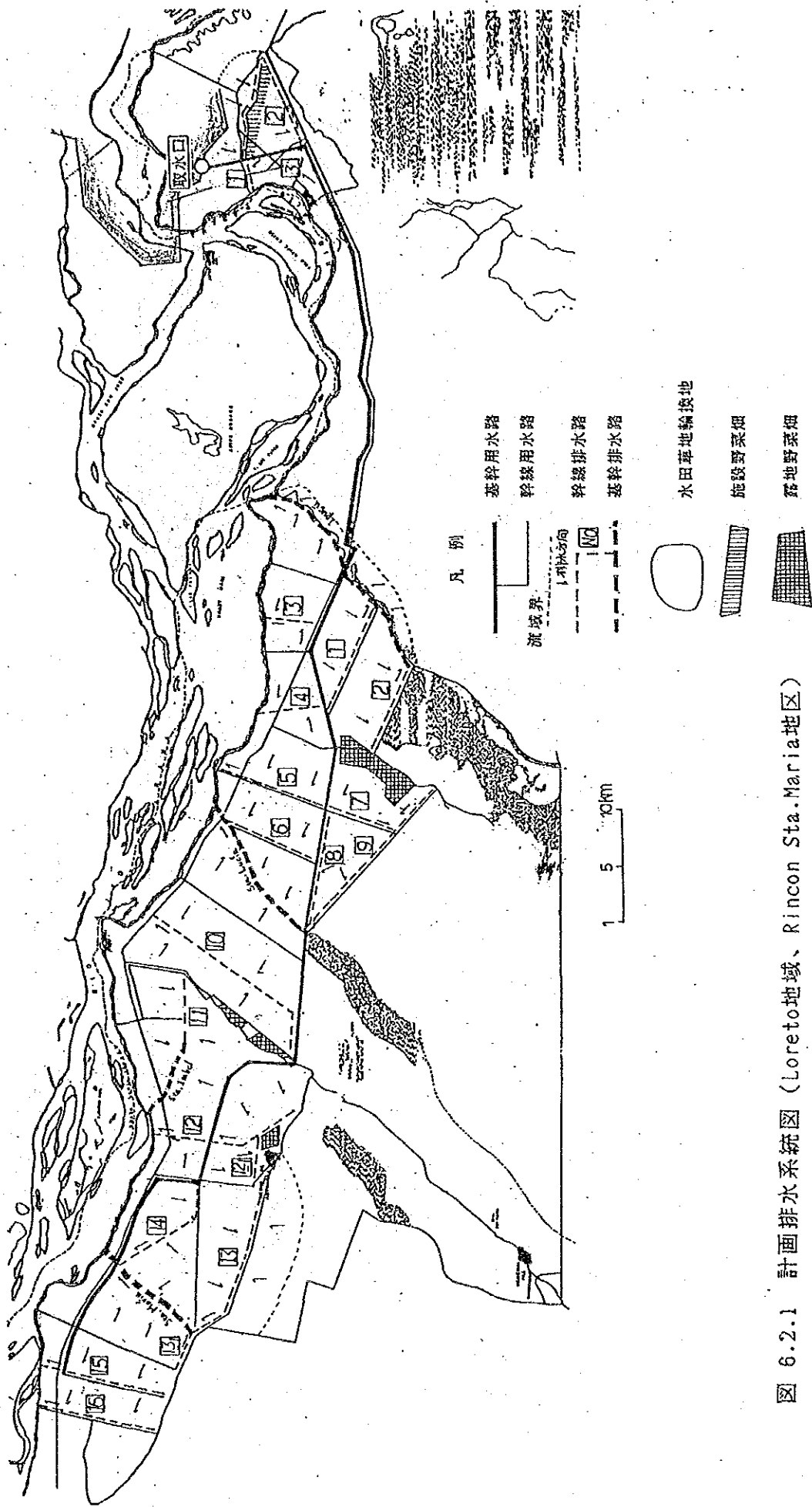


图 6.2.1 計画排水系統图 (Loreto地域、Rincon Sta. Maria地区)

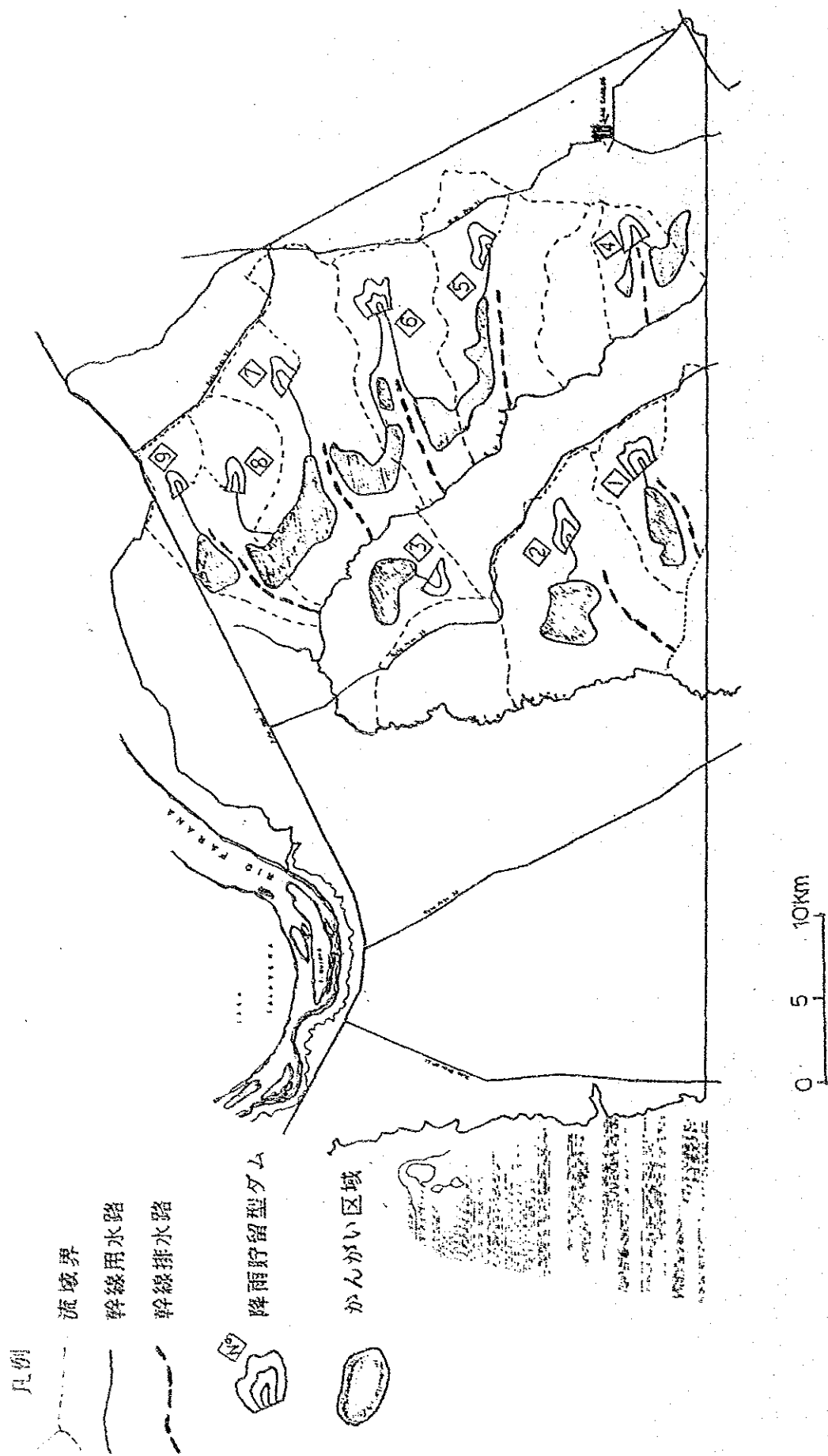
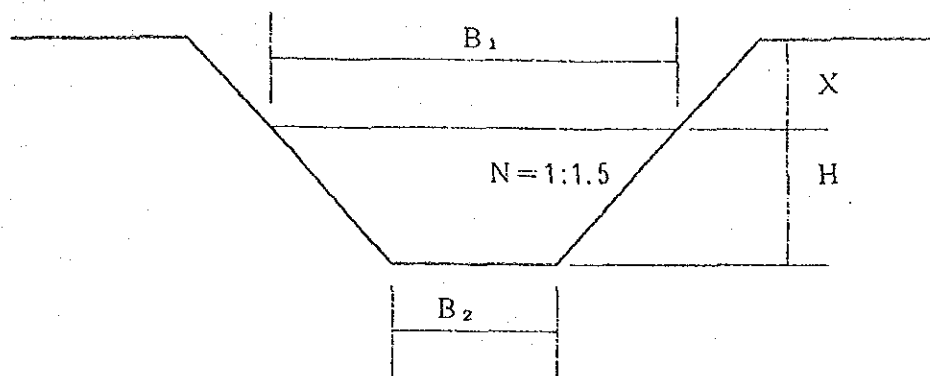


图 6.2.2 計画排水系統図 (San Carlos地域)



	Canal Maestro (基幹排水路)	Canal Principal (幹線排水路)
$B_1$ : Ancho Superficial (上幅)	14m ~ 42 m	8m ~ 41 m
$B_2$ : Ancho de Fond (下幅)	5m ~ 27 m	2m ~ 23 m
H : Profundidad (深さ)	3m ~ 4 m	2m ~ 3 m
X : Dismonte (地形修正)	1m ~ 2 m	1m ~ 2 m
N : Pendiente de Talud (のり面勾配)	1 : 1.5	1 : 1.5

図 6.2.3 Sección del Canal de Drenaje (排水路の断面)

表5.2.1 Paracá 河の水位

観測位置	(LJAJAJA) 距離 km	0点標高 (ICM)	高水位 Max. max H 1	豊水位 Altas H 65	平水位 Medias H 182	低水位 Bajos H 278	濁水位 Min. min H 365	附近の農地の標高	摘要
① Corrientes	1,208	41.84	水位計9.02 標高50.86	4.59 46.43	3.23 45.07	2.24 44.08	-0.28 41.56	地域外	アルゼンティン = 日本 Aguas minima minimo = 濁水位 H 365 Aguas Bajos = 低水位 H 275 H 278 Aguas Ordigarias = 平水位 H 182 H 65 Aguas Altas = 豊水位 H 95 maximo H 1 maximo H 1~2
② Patria	1,242	43.27	9.54 52.81	4.66 47.92	3.10 46.37	2.24 45.51	-0.41 42.86	"	
③ Itatí	1,279	45.10	8.68 53.78	4.61 49.71	2.98 48.08	1.94 47.04	-0.85 44.25	"	
④ Itá-Ibaté	1,380	51.87	8.24 60.11	3.36 55.23	1.90 53.77	1.08 52.95	-0.82 51.05	68.6	
⑤ Ituzaingo	1,454	57.43	6.35 63.78	2.53 59.96	1.45 58.88	0.95 58.38	-0.31 57.12	70.0	
⑥ Valle	1,511	66.19	5.58 77.77	2.30 68.49	1.45 67.64	1.05 67.24	-0.19 66.00	91.1	
⑦ Garapé	1,522	66.92	5.40 72.32	2.41 69.33	1.47 68.39	1.09 68.01	-0.06 66.86	90.0	
⑧ Posadas	1,583	73.10	7.32 80.42	2.85 75.95	1.49 74.59	0.94 74.04	-0.73 72.37	地域外	

\* ダムの計画洪水水位は、EL. 84.50

PODER EJECUTIVO NACIONAL  
 MINISTERIO DE OBRAS Y SERVICIOS PUBLICOS (公共事業省)  
 SUB-SECRETARIA DE TRANSPORTE FLUVIAL Y MARITIMOS (河川港湾局)  
 DIRECCION NACIONAL DE CONST. PORTUARIAS Y VAIS NAVEGABLES  
 DEPARTAMENTO DISTRITO PARANA SUPERIOR (パラナ管区長)

日数区分は、日本とアルゼンティンによってちがうが、左の表は、アルゼンティンの日数区分によった。

表6.2.2 計画排水系統

区分	排水系統	排水面積		計画排水量		排水路延長	
		本流域	支流域	本流域	支流域	基幹	幹線
		km <sup>2</sup>	km <sup>2</sup>	m <sup>3</sup> /S	m <sup>3</sup> /S	km	km
Rincon Sta. Maria	幹線排水路 1号	3.0		1.02			3.0
	" 2号		( 26.5 )		( 9.01 )		10.5
	" 3号	64.0		37.75			11.5
	小計	67.0		38.77			25.0
Loreto	Ao. Ipucu	133.8		55.49		17.5	
	幹線排水路 1号		( 41.0 )		( 15.58 )		10.0
	" 2号		( 44.8 )		( 17.02 )		7.5
	" 3号	30.4		11.55			4.5
	" 4号	38.7		33.56			5.8
	" 5号	25.6		9.68			9.8
	Ao. Sta. Lucia	195.8		103.05		13.5	
	幹線排水路 6号		( 42.0 )		( 29.76 )		9.0
	" 7号		( 42.9 )		( 16.30 )		6.3
	" 8号		( 16.2 )		( 6.16 )		10.0
	" 9号		( 75.3 )		( 43.03 )		17.5
	" 10号	114.0		71.14			19.1
	Ao. Sta. Isabel	91.0		50.13		7.0	
	幹線排水路 11号		( 36.0 )		( 22.73 )		6.4
	" 12号	87.5		33.25			17.5
	Ao. Sta. Maria	214.2		128.66		11.7	
幹線排水路 13号		( 112.2 )		( 42.63 )		18.0	
" 14号		( 45.0 )		( 39.96 )		11.0	
" 15号	45.0		37.92			11.0	
" 16号	26.4		10.03			9.0	
小計		1,002.4		544.46		49.7	172.4
San Carlos	幹線排水路 1号	28.5		9.69			5.3
	2号	68.0		23.12			6.1
	3号	—		—			—
	4号	19.2		6.53			3.8
	5号	68.0		23.12			6.4
	6号	71.7		24.38			7.2
	7号	90.4		30.72			7.0
	8号	—		—			—
	9号	90.0		30.60			5.0
小計		435.8		148.16			40.8
計		1,531.7		731.39		49.7	238.2

注 1. 計画排水量には、用水路からの放水量と開発地域外からの流入量を含む。

2. 基幹排水路の支流域である幹線排水路の排水面積と計画排水量は、本流域のそれらに含まれているので、計は算出していない。

表 6.2.3 確率降雨量

確率年	日 雨 量	2 日連続降雨量	3 日連続降雨量	備 考
2	105.6 100.5	121.3 132.8	137.4 138.7	POSADAS 空港観測所 CORRIENTES "
5	131.3 138.3	153.3 186.0	174.1 195.7	"
10	147.2 163.4	177.1 220.6	197.8 233.4	"
15	155.8 177.6	191.4 239.9	211.0 254.5	"
20	161.7 187.6	201.7 253.4	220.2 269.4	"
30	169.7 201.5	216.6 263.8	233.0 290.1	"
40	175.4 211.4	227.5 285.5	242.1 304.8	"
50	179.7 219.0	236.1 295.7	249.0 316.1	"

統計期間：1970～1985年

表 6.2.4 降雨量データ (年別連続最大降雨量)

年	日降雨量	順位	2日連続降雨量	順位	3日連続降雨量	順位	備 考
1970	95.5 98.2	11 11	99.9 113.3	13 10	108.0 113.5	13 11	POSADAS 空港観測所 CORRIENTES "
1971	115.0 59.9	6 14	154.7 96.1	4 13	164.7 130.3	6 10	" "
1972	98.5 117.7	10 7	117.9 190.8	9 5	139.7 191.1	8 5	" "
1973	124.7 174.5	4 1	125.9 194.3	8 4	125.3 194.3	9 4	" "
1974	85.3 78.5	14 12	92.8 99.0	16 12	96.3 106.0	15 13	" "
1975	91.3 143.3	12 2	134.9 144.0	6 6	172.9 144.0	4 7	" "
1976	99.0 110.0	9 9	100.0 110.0	12 11	110.3 110.0	12 12	" "
1977	75.8 51.2	15 16	101.9 70.0	11 15	120.3 70.0	10 15	" "
1978	87.4 55.0	13 15	98.1 65.4	14 16	105.0 67.4	14 16	" "
1979	101.7 134.5	8 4	111.2 134.5	10 9	114.5 134.5	11 9	" "
1980	120.8 65.3	5 13	168.1 81.7	3 14	169.8 83.7	5 14	" "
1981	71.5 134.3	16 5	94.4 140.2	15 8	94.4 140.2	16 8	" "
1982	131.2 131.0	3 6	132.5 242.0	7 1	161.1 249.0	7 2	" "
1983	209.0 137.0	1 3	209.0 211.0	1 3	216.5 211.0	1 3	" "
1984	109.1 117.3	7 8	190.2 233.4	2 2	201.9 276.4	2 1	" "
1985	132.7 104.0	2 10	145.3 141.9	5 7	193.7 161.1	3 6	" "



表 6.2.5 排水路排水能力表

1. Análisis de agua en metros CALCULO DE CANALES

BASE	PERIMETRO	AREA	RADIO HIDRAULICO	VELOCIDAD		CAUDAL
				V	Q'	
B	P	A	R	(R) <sup>2/3</sup>	V	Q'
1	4.606	2.50	0.5428	0.6554	0.1653	0.4159
2	5.606	3.50	0.6243	0.7205	0.1826	0.6392
3	6.606	4.50	0.6812	0.7742	0.1938	0.8710
4	7.606	5.50	0.7231	0.8056	0.2014	1.1077
5	8.606	6.50	0.7553	0.8294	0.2073	1.3477
6	9.606	7.50	0.7808	0.8479	0.2120	1.5898
7	10.606	8.50	0.8014	0.8628	0.2157	1.8326
8	11.606	9.50	0.8185	0.8750	0.2188	2.0782
9	12.606	10.50	0.8329	0.8853	0.2213	2.3238
10	13.606	11.50	0.8452	0.8939	0.2235	2.5701
11	14.606	12.50	0.8558	0.9014	0.2254	2.8159
12	15.606	13.50	0.8651	0.9079	0.2270	3.0641
13	16.606	14.50	0.8732	0.9136	0.2284	3.3116
14	17.606	15.50	0.8804	0.9186	0.2296	3.5595
15	18.606	16.50	0.8868	0.9230	0.2308	3.8075
16	19.606	17.50	0.8926	0.9270	0.2318	4.0558
17	20.606	18.50	0.8978	0.9306	0.2327	4.3042

注)

- 表の利用方法
  - 計画排水量を求める (Q' とする)。
  - 水路底勾配を定める (I' とする)。
  - 粗度係数を定める (n' とする)。
  - 排水路の深さを求める。
  - 計画排水量を次のように調整して Q' を求める。  
 $Q_p = 0.04/n' (I'/0.0001)^{1/2} Q'$   
 実際には、粗度係数は変更しないから、次のようになる。  
 $Q_p = 0.04/n' (I'/0.0001)^{1/2} Q_p$
  - Q' ≥ Q, ' となる最小の Q を表から求める。この行の排水路底幅 B が求める排水路の大きさである。
  - チェックのために、排水能力 Q' と流速 V' を求める。  
 $Q' = (I'/0.0001)^{1/2} \cdot Q$   
 $V' = (I'/0.0001)^{1/2} \cdot V$

実際には粗度係数は変更しないから、次のようになる。

$$Q' = (I' / 0.0001)^{1/2} \cdot Q$$

$$V' = (I' / 0.0001)^{1/2} \cdot V$$

2) 表とその利用方法の説明

この表は、築造り排水路の断面の大きさと流量の関係を示す Manning の平均流量公式から求めたものである。

$$Q = V \cdot A$$

$$= 1/n \cdot I^{1/2} \cdot R^{2/3} \cdot A \dots\dots\dots(1)$$

ここに

Q: 流量, V: 断面平均流速, A: 流水断面積, I: 水路勾配,  
R: 径深, n: 粗度係数

また、表の周辺 (P)、断面積 (A)、および径深 (R) は、排水路底幅 (B) との  
り面勾配 (N、ここでは N = 1.5 とした) から次の式によって求めた。

$$A = (B + N \cdot H) H \dots\dots\dots(2)$$

$$P = B + 2 H (1 + N^2)^{1/2} \dots\dots\dots(3)$$

$$R = A/P \dots\dots\dots(4)$$

表の Q は、n = 0.04, I = 0.0001 とした場合の排水能力である。したがって排水路の状況によって n と I が異なれば、排水能力 (Q') も変わる。その関係式は次のとおりである。

$$Q' = (0.04/n') (I' / 0.0001)^{1/2} \cdot Q \dots\dots\dots(5)$$

$$Q' \geq Q, \dots\dots\dots(6)$$

(5) 式を (6) 式に代入して、Q' に対応する Q を求める。

$$Q \geq (n' / 0.04) (0.0001 / I')^{1/2} \cdot Q, \dots\dots\dots(7)$$

粗度係数 (n) は、排水計画の設計基準値であり、特別の場合でなければ変更しないから、計画排水量 Q、の調整は、勾配 I による調整だけすればよい。  
 $Q \geq (0.0001 / I')^{1/2} \cdot Q, \dots\dots\dots(8)$   
 (7) 式または (8) 式を満たす最小の Q を求め、その行の排水路底幅 (B) が求める排水路の大きさである。

2 =altura de agua en metros

CALCULO DE CANALES

BASE m	PERIMETRO m	AREA m <sup>2</sup>	RADIO HIDRAULICO m	VELOCIDAD m/s	CAUDAL m <sup>3</sup> /s	(R) <sup>2</sup> /3		
						A	R	Q
1	8.212	8.00	0.9742	0.9827	1.9654			
2	9.212	10.00	1.0855	1.0552	2.6405			
3	10.212	12.00	1.1751	1.1136	3.3407			
4	11.212	14.00	1.2487	1.1596	4.0585			
5	12.212	16.00	1.3102	1.1974	4.7894			
6	13.212	18.00	1.3624	1.2290	5.5303			
7	14.212	20.00	1.4073	1.2558	6.2789			
8	15.212	22.00	1.4462	1.2789	7.0338			
9	16.212	24.00	1.4804	1.2989	7.7935			
10	17.212	25.00	1.5105	1.3165	8.5574			
11	18.212	26.00	1.5374	1.3321	9.3246			
12	19.212	30.00	1.5615	1.3450	10.0947			
13	20.212	32.00	1.5832	1.3584	10.8572			
14	21.212	34.00	1.6029	1.3696	11.6417			
15	22.212	36.00	1.6207	1.3798	12.4180			
16	23.212	38.00	1.6371	1.3890	13.1959			
17	24.212	40.00	1.6521	1.3975	13.9750			
18	25.212	42.00	1.6659	1.4053	14.7554			
19	26.212	44.00	1.6786	1.4124	15.5368			
20	27.212	46.00	1.6904	1.4191	16.3191			
21	28.212	48.00	1.7014	1.4252	17.1022			
22	29.212	50.00	1.7116	1.4309	17.8861			
23	30.212	52.00	1.7212	1.4352	18.6706			
24	31.212	54.00	1.7301	1.4412	19.4558			
25	32.212	56.00	1.7385	1.4458	20.2414			
26	33.212	58.00	1.7464	1.4502	21.0276			
27	34.212	60.00	1.7538	1.4542	21.8142			
28	35.212	62.00	1.7608	1.4581	22.6012			
29	36.212	64.00	1.7674	1.4618	23.3886			
30	37.212	66.00	1.7736	1.4652	24.1764			
31	38.212	68.00	1.7795	1.4685	24.9644			
32	39.212	70.00	1.7852	1.4716	25.7528			
33	40.212	72.00	1.7905	1.4745	26.5414			
34	41.212	74.00	1.7956	1.4773	27.3303			
35	42.212	76.00	1.8004	1.4800	28.1194			

3 =altura de agua en metros CALCULO DE CANALES

BASE m	PERIMETRO m	AREA m <sup>2</sup>	RADIO HIDRAULICO m	VELOCIDAD m/s	CAUDAL m <sup>3</sup> /s	(R) <sup>2</sup> /3		
						A	R	Q
1	11.818	16.50	1.3962	1.2492	0.3123			
2	12.818	19.50	1.5213	1.3227	0.3307			
3	13.818	22.50	1.6283	1.3841	0.3460			
4	14.818	25.50	1.7209	1.4360	0.3590			
5	15.818	28.50	1.8017	1.4807	0.3702			
6	16.818	31.50	1.8730	1.5195	0.3799			
7	17.818	34.50	1.9362	1.5535	0.3884			
8	18.818	37.50	1.9928	1.5836	0.3959			
9	19.818	40.50	2.0436	1.6104	0.4026			
10	20.818	43.50	2.0895	1.6344	0.4086			
11	21.818	46.50	2.1313	1.6561	0.4140			
12	22.818	49.50	2.1693	1.6758	0.4189			
13	23.818	52.50	2.2042	1.6937	0.4234			
14	24.818	55.50	2.2363	1.7101	0.4275			
15	25.818	58.50	2.2659	1.7251	0.4313			
16	26.818	61.50	2.2932	1.7390	0.4347			
17	27.818	64.50	2.3185	1.7518	0.4380			
18	28.818	67.50	2.3423	1.7637	0.4409			
19	29.818	70.50	2.3643	1.7748	0.4437			
20	30.818	73.50	2.3850	1.7851	0.4463			
21	31.818	76.50	2.4043	1.7947	0.4487			
22	32.818	79.50	2.4225	1.8037	0.4509			
23	33.818	82.50	2.4395	1.8122	0.4530			
24	34.818	85.50	2.4556	1.8202	0.4550			
25	35.818	88.50	2.4708	1.8277	0.4569			
26	36.818	91.50	2.4852	1.8347	0.4587			
27	37.818	94.50	2.4988	1.8414	0.4604			
28	38.818	97.50	2.5117	1.8478	0.4619			
29	39.818	100.50	2.5240	1.8538	0.4634			
30	40.818	103.50	2.5356	1.8595	0.4649			
31	41.818	106.50	2.5468	1.8649	0.4662			
32	42.818	109.50	2.5573	1.8701	0.4675			
33	43.818	112.50	2.5674	1.8750	0.4687			
34	44.818	115.50	2.5771	1.8797	0.4699			
35	45.818	118.50	2.5863	1.8842	0.4710			

4 = altura de agua en metros CALCULO DE CANALES

BASE m	PERIMETRO m	AREA m <sup>2</sup>	RADIO HIDRAULICO m	VELOCIDAD m/s	CAUDAL m <sup>3</sup> /s	
B	P	A	R	(R) <sup>2</sup> /3	Q	
1	15.424	28.00	1.8154	1.4881	6.3720	10.4169
2	16.424	32.00	1.9484	1.5600	0.3900	12.4797
3	17.424	36.00	2.0651	1.6222	0.4055	14.5998
4	18.424	40.00	2.1711	1.6767	0.4192	16.7658
5	19.424	44.00	2.2652	1.7248	0.4312	18.9730
6	20.424	48.00	2.3502	1.7677	0.4419	21.2120
7	21.424	52.00	2.4272	1.8061	0.4515	23.4789
8	22.424	56.00	2.4973	1.8407	0.4602	25.7698
9	23.424	60.00	2.5615	1.8721	0.4680	28.0814
10	24.424	64.00	2.6204	1.9007	0.4752	30.4109
11	25.424	68.00	2.6745	1.9268	0.4817	32.7661
12	26.424	72.00	2.7248	1.9508	0.4877	35.1452
13	27.424	76.00	2.7713	1.9730	0.4932	37.4866
14	28.424	80.00	2.8145	1.9934	0.4984	39.8688
15	29.424	84.00	2.8548	2.0124	0.5031	42.2608
16	30.424	88.00	2.8925	2.0301	0.5075	44.6655
17	31.424	92.00	2.9277	2.0465	0.5116	47.0701
18	32.424	96.00	2.9608	2.0619	0.5155	49.4855
19	33.424	100.00	2.9919	2.0763	0.5191	51.9080
20	34.424	104.00	3.0211	2.0898	0.5225	54.3360
21	35.424	108.00	3.0488	2.1026	0.5256	56.7694
22	36.424	112.00	3.0749	2.1146	0.5286	59.2077
23	37.424	116.00	3.0996	2.1259	0.5315	61.6505
24	38.424	120.00	3.1230	2.1365	0.5341	64.0974
25	39.424	124.00	3.1453	2.1467	0.5367	66.5481
26	40.424	128.00	3.1664	2.1563	0.5391	69.0023
27	41.424	132.00	3.1866	2.1654	0.5414	71.4592
28	42.424	136.00	3.2057	2.1741	0.5435	73.9203
29	43.424	140.00	3.2240	2.1824	0.5456	76.3836
30	44.424	144.00	3.2415	2.1903	0.5476	78.8495
31	45.424	148.00	3.2582	2.1978	0.5494	81.3179
32	46.424	152.00	3.2742	2.2050	0.5512	83.7885
33	47.424	156.00	3.2895	2.2118	0.5530	86.2512
34	48.424	160.00	3.3041	2.2184	0.5546	88.7359
35	49.424	164.00	3.3182	2.2247	0.5562	91.2125

BASE m	PERIMETRO m	AREA m <sup>2</sup>	RADIO HIDRAULICO m	VELOCIDAD m/s	CAUDAL m <sup>3</sup> /s	
B	P	A	R	(R) <sup>2</sup> /3	Q	
36	50.424	168.00	3.3317	2.2307	0.5577	93.5909
37	51.424	172.00	3.3447	2.2365	0.5591	96.1709
38	52.424	176.00	3.3572	2.2421	0.5605	98.8524
39	53.424	180.00	3.3693	2.2475	0.5619	101.6354
40	54.424	184.00	3.3809	2.2526	0.5632	103.6198
41	55.424	188.00	3.3920	2.2576	0.5644	106.1095
42	56.424	192.00	3.4028	2.2623	0.5656	108.5924
43	57.424	196.00	3.4132	2.2669	0.5667	111.0805
44	58.424	200.00	3.4233	2.2714	0.5678	113.5697
45	59.424	204.00	3.4330	2.2757	0.5689	116.0500
46	60.424	208.00	3.4423	2.2798	0.5700	118.5512
47	61.424	212.00	3.4514	2.2838	0.5710	121.0424
48	62.424	216.00	3.4602	2.2877	0.5719	123.5365
49	63.424	220.00	3.4687	2.2915	0.5729	126.0304
50	64.424	224.00	3.4770	2.2951	0.5738	128.5252
51	65.424	228.00	3.4850	2.2986	0.5747	131.0207
52	66.424	232.00	3.4927	2.3020	0.5755	133.5170
53	67.424	236.00	3.5002	2.3053	0.5763	136.0140
54	68.424	240.00	3.5075	2.3085	0.5771	138.5117
55	69.424	244.00	3.5146	2.3116	0.5779	141.0100
56	70.424	248.00	3.5215	2.3147	0.5787	143.5090
57	71.424	252.00	3.5282	2.3176	0.5794	146.0085
58	72.424	256.00	3.5347	2.3204	0.5801	148.5085
59	73.424	260.00	3.5411	2.3232	0.5808	151.0093
60	74.424	264.00	3.5472	2.3259	0.5815	153.5104

表6.2.6 排水路断面計算表 (1)

(計画排水量)

(排水路断面)

(掘削土量)

路	線	区	間	排水面積 km <sup>2</sup>	排水比流量 m <sup>3</sup> /sec/km <sup>2</sup>	排水量 m <sup>3</sup> /sec ⑤=②×④	用水路から の放流量 m <sup>3</sup> /sec ⑥	計画排水量 m <sup>3</sup> /sec ⑦=⑤+⑥	延長 km ⑧	勾配 √ ⑨	配深 m ⑩	底さ m ⑪	中 m ⑫	断面 (下端) m <sup>2</sup> ⑬	流量 m <sup>3</sup> /sec ⑭	排水能力 m <sup>3</sup> /sec ⑮	断面積 (上端) ⑯	平均面積 ⑰=⑱/2 ⑲=⑳×㉑	掘削土量	構 造	物	
1	Rincon Sta. Maria			3.0	0.34	1.02	—	1.02	3.0	√ 0.00200	承水路 (1.0)	承水路 (1.0)		2.5	0.74	1.86	2.5	2.5	7.500	なし		
2		上流端		7.5	"	2.55	—	2.25	3.5	√ 0.0001	2.0	2.0		10.0	0.26	2.64	10.0	10.0	35.000	道路橋		
		旧12道路																				
		下流端		28.5	"	9.01	—	9.01	7.0	√ 0.000142	2.0	9.0		24.0	0.39	9.27	10.0	17.0	119.000	なし		
																			(154.000)			
3		No.2		26.5	"	9.01	① 2.24	11.25		√ 0.000264	2.0	8.0		22.0	0.52	11.39						
		基幹用水 アクセス道		51.0	"	17.34	2.24	19.58	8.5	√ 0.000264	3.0	7.0		34.5	0.63	21.70	22.0	28.25	240.125	水絡橋 道路橋		
		下流端		64.0	"	21.76	地区外から 10.0取込心		3.0	√ 0.000333	4.0	6.0		48.0	0.81	38.72	34.5	41.25	123.750	橋梁工		
							① 2.54 基用 3.75	37.75												(353.875)		
3	条								25.0											(252.375)		

排水路断面計算表 (計断面水量)

(排水路断面)

(原別土量)

区	湖	排水面積 ha	排水比係数 m <sup>3</sup> /sec/ha	排水量 m <sup>3</sup> /sec	用水路から の放流量 m <sup>3</sup> /sec	計断排水量 m <sup>3</sup> /sec	延長 km	勾配 %	深さ m	底中 m	断面積 (下流) m <sup>2</sup>	流速 m/sec	排水能力 m <sup>3</sup> /sec	断面積 (上流)	平均面積 $\frac{\text{⑬}+\text{⑭}}{2}$	原別土量 ⑮=⑯×⑰	構造物	
①	②	③	④	⑤=③×④	⑥	⑦=⑤+⑧	⑧	⑨	⑩	⑪	⑫	⑬	⑭	⑱	⑲=⑱×⑲			
Loreto																		
1		41.0	0.38	15.58	--	15.58	10.0	√ =0.0134	3.0	6.0	31.5	0.54	16.02	10.0	20.75	207.500	なし	
2		44.8	"	17.02	--	17.02	7.5	√ =0.0171	3.0	5.0	28.5	0.60	18.04	H=2.0 B=2.0 10.0	19.25	144.375	なし	
IPICU	上流側 No. 2合流	89.8	"	34.12	④ 4.65	38.77	5.8	√ =0.0124	4.1+1.1 (地形修正)	11.0	69+27.1 =95.1	0.60	40.62	No. 2 28.5	61.8	358.440	なし	
"	8 12	102.8	"	39.06	4.65	43.71	5.2	√ =0.0124	4.0+2.0	13.0	76+56 =132.0	0.61	46.48	95.1	113.55	590.460	道路橋	
"	Paraná	123.8	"	50.84	4.65	55.49	6.5	√ =0.0158	4.0	13.0	76.0	0.79	59.22	132.0	104.0	676.000	落着工	
	(小計)															(1,624,900)		

排水路断面计算表 (3)

(計画排水量)

(排水路断面)

(掘削土量)

路線	区	間	排水面積 hef	排水比流量 m/sec/hef	排水量 m/sec	⑤=②×④	③=②×③	④	⑤=④×③	用水路から の放水量 m/sec	⑥=⑤+⑦	延 長 km	勾 配	深 さ m	底 座 m	巾 m	断面積 (下側) m <sup>2</sup>	流速 m/sec	排水能力 m/sec	断面積 (上側) m <sup>2</sup>	平均面積 $\frac{⑩+⑪}{2}$	掘削土量 ⑩=⑪×⑫	構 造 物
3			30.4	0.38	11.55					—	11.55	4.5	0.00022 √ =0.0149	2.0	10.0	26.0	0.49	12.69	10.0	18.0	81.000	落差工	
4	上流端									蒸餾用水 18.85	18.85		0.000465 √ =0.0215	3.0	4.0	25.5	0.77	19.68					
"		R 12	31.7	"	12.05					蒸餾用水 18.85	30.90	4.3	0.000465 √ =0.0215	4.0	3.0	36.0	0.87	31.39	25.5	30.75	132.225	道路橋	
"		R 12 Paraná	38.7	0.38	14.71					蒸餾用水 18.85	33.56	1.5	0.000465 √ =0.0215	4.0	4.0	40.0	0.90	36.04	36.0	38.0	57.000	落差工	
		(小計)																				(189, 225)	
5	上流端	R 12	24.6	"	9.35					—	9.35	7.9	0.000253 √ =0.0159	3.0	2.0	19.5	0.53	10.25	10.0	14.75	116.525	道路橋	
"																							
"		Paraná	25.6	"	9.68					—	9.68	1.9	0.000253 √ =0.0159	3.0	2.0	19.5	0.53	10.25	19.5	19.5	37.050	落差工	
		(小計)																				(153, 575)	

排水断面計算表 (4)  
(計測排水量)

(排水路断面)

(掘削土量)

段	区	断面	排水面積 km <sup>2</sup>	排水比降 m/sec/km	排水量 m <sup>3</sup> /sec ⑤=①×④	用水路から の放流量 m <sup>3</sup> /sec ⑥	計測排水量 m <sup>3</sup> /sec ⑦=⑤+⑥	延長 km ⑧	勾配 ⑨	配管 ⑩	深さ m ⑪	底中 m ⑫	断面積 (下欄) m <sup>2</sup> ⑬	流速 m/sec ⑭	排水能力 m <sup>3</sup> /sec ⑮	断面積 (上欄) m <sup>2</sup> ⑯	平均面積 $\frac{⑯+⑰}{2}$	掘削土量 ⑱=⑯×⑲	構造物
6	上流端					13.80 基幹用水	13.80		√	0.00222 =-0.0149	3.0	5.0	23.5	0.55	15.71				
"	下流端		42.0	0.38	15.96	13.80 基幹用水	29.76	9.0	√	0.00222 =-0.0149	4.0	6.0	48.0	0.66	31.60	23.50	38.25	344,250	なし
7			42.9	"	16.30	-	16.30	6.3	√	0.00285 =-0.0169	3.0	5.0	28.5	0.62	17.83	10.0	19.25	121,275	なし
8			16.2	"	6.16	-	6.16	10.0	√	0.00630 =-0.0173	2.0	4.0	14.0	0.50	7.02	10.0	12.0	120,000	なし
9	上流端	排水路						5.0	√	0.0001 =-0.01	2.0	2.0	10.0	0.26	2.64	10.0	10.0	50,000	なし
"	No.7合流		42.9		16.30	4.42	20.72		√	0.00291 =-0.0173	3.0	7.0	34.5	0.66	22.91				
"	No.8合流		59.1		22.46	4.42	26.88	11.0	√	0.00253 =-0.0159	3.0	9.0	40.5	0.69	27.88	34.5	37.5	412,500	なし

排水路断面計算表(5)

(計画排水量)

(排水路断面)

(掘削土量)

路	区	間	排水面積 ha	排水比流量 m <sup>3</sup> /sec/ha	排水量 m <sup>3</sup> /sec ⑤=③×④	用水路から の流量 m <sup>3</sup> /sec ⑥=⑤+⑦	延 長 km ⑧	勾 配 ⑨ √ =0.0182	深 さ m ⑩	底 巾 m ⑪	断 面 積 (下 端) m <sup>2</sup> ⑫	流 速 m/sec ⑬	流 池 m/sec ⑭	排水能力 m <sup>3</sup> /sec ⑮	断 面 積 (上 端) m <sup>2</sup> ⑯	平均面積 $\frac{⑯+⑰}{2}$	掘削土量 ⑱=⑰×⑲	掘 削 土 量	物 種	
9	No. 5 合流	流	75.3	0.38	28.61	⑥ 4.42		√ =0.0182	3.0	11.0	46.5	0.75	0.75	35.94						
	基幹用水		75.3	"	28.61	⑥ 4.42 地区外から 11.0を算定	1.5	√ =0.0182	3.0	14.0	55.5	0.78	0.78	43.18	46.5	51.0	76.500	水路橋		
																	(539.000)			
Sta. Luccia No. 9	上流端		75.3	"	28.61	⑥ 地区外 14.42		0.000315 √ =0.0177	3.0	14.0	55.5	0.78	0.78	43.18						
			153.8	"	58.44	14.42 4.85	12.0	0.000315 √ =0.0177	4.0+2.0	16.0	88.0+82.0 =150.0	0.88	0.88	79.05	55.5	102.75	1.233.000			
	No. 6合流																			
	No. 6合流					10.0														
	から		195.8	"	74.40	4.85 13.80	0.7	0.000315 √ =0.0177	4.0+2.0	22.0	112.0+74 =186.0	0.94	0.94	104.79	186.0	186.0	136.200	道路橋		
	Paramá		195.8	"	74.40	28.65	0.8	0.000315 √ =0.0177	4.0	22.0	112.0	0.94	0.94	104.79	186.0	149.6	119.200			
																	(1.482.400)			
10	上流端					27.82 蒸用	2.8	0.0001 √ =0.01	4.0	9.0	50.0	0.47	0.47	28.08	60.0	60.0	160.000	7L		



排水断面計算表(6)  
(計劃排水量)

(排水断面)

(規則土量)

路	区	間	排水断面 km	排水比流量 m/sec/km	排水量 m/sec	用水から 放出量 m/sec	吐瀉排水量 m/sec	延長 km	不均 配	深さ m	底 m	巾 m	断面積 (下端) m <sup>2</sup>	流速 m/sec	排水能力 m/sec	断面積 (上端) m <sup>2</sup>	平均面積 $\frac{\text{⑬}+\text{⑭}}{2}$	規則土量 ⑮=⑬×⑯	積 造	物	
①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑩	⑪	⑫	⑬	⑭	⑰	⑱	⑲	⑳	㉑	㉒	㉓	㉔	
10	5																				
	R 12		113.0	0.38	42.94	27.32	70.76	15.7	0.00014 √ =-0.0118	4.0-2.0	23.0	116.76 = 192.9	0.63	72.74	60.0	126.0	1.978,200	道路橋			
	1																				
	Parana		114.0	"	43.32	27.82	71.14	0.6	0.00014 √ =-0.0118	4.0	23.0	116	0.63	72.74	192.0	154.0	92,400	港築工			
																	(2,238,600)				
11	上流端					港幹用水 7.33	7.33		0.000312 √ =0.0177	2.0	5.0	16.0	0.53	8.43							
"			36.0	0.38	13.68	港幹用水 7.33	22.73	6.4	0.000312 √ =-0.0177	3.0	7.0	34.5	0.66	23.58	16.0	25.25	161,600	44			
	No 11 Swa, Isabel		36.0	0.38	13.68	港⑩ 9.05	22.73		0.000312 √ =-0.0177	3.0	7.0	34.5	0.68	23.58							
	R 12		91.0	"	34.58	港幹用水 13.35	50.13	5.0	0.00034 √ =-0.0184	4.0	9.0	60.0	0.90	51.67	34.5	43.08	215,400	道路橋			
	Parana		"	"	"	15.35	50.13	2.0	0.00034 √ =-0.0184	4.0	9.0	60.0	0.90	51.67	60.0	60.0	120,000	港築工			
	(小計)																635,400				

排水路断面計算表(7)  
(計画排水量)

(排水路断面)

(照削土量)

線区	間	排水面積 km <sup>2</sup>	排水比流量 m <sup>3</sup> /sec/km <sup>2</sup>	排水量 m <sup>3</sup> /sec	用水路からの 排水量 m <sup>3</sup> /sec	計画排水量 m <sup>3</sup> /sec	延長 km	勾配 %	深さ m	底幅 m	断面積 (下端) m <sup>2</sup>	流速 m/sec	排水能力 m <sup>3</sup> /sec	断面積 (上端)	平均面積 $\frac{\text{⑬}+\text{⑭}}{2}$	照削土量 ⑬=⑭×⑮	構造物	
①	②	③	④	⑤=③×④	⑥	⑦=⑤+⑥	⑧	⑨	⑩	⑪	⑫	⑬	⑭	⑮	⑯=⑰×⑱			
12-1		25.0	0.38	9.50	—	9.50	4.5	0.00022 √=0.0149	3.0	2.0	19.5	0.49	9.60	10.0	14.75	66.375	なし	
12	上流端 12-1合流 点から	21.0	"	7.98	—	7.98	4.5	0.00044 √=0.0211	2.0	4.0	14.0	0.61	8.56	10.0	12.0	54.000	なし	
"	12-1合流 点から	46.0	"	17.48	—	17.48		0.00022 √=0.0149	3.0	6.0	31.5	0.57	17.82					
"	葦幹用水	67.0	"	25.46	—	25.46	4.5	0.00022 √=0.0149	3.0	10.0	43.5	0.61	26.48	31.5	37.5	188.750	水陸橋	
"	R 12 Paraná	87.5	"	33.25	—	33.25	4.0	0.00075 √=0.0393	4.0	5.0	44.0	0.83	36.61	43.5	43.75	175.000	遊路橋落工	
13	12-1、12 (小計)	112.2	"	42.63	—	42.63	16.0	0.00020 √=0.0141	4.0	10.0	64.0	0.67	43.80	10.0	37.0	592.000	遊路橋	
13-1					葦幹用水 10.00	10.00	2.0	0.000250 √=0.0158	2.0	8.0	22.0	0.48	11.11	22.0	22.0	44.000	(636.000)	
14	上流端				葦幹用水 22.96	22.96		0.000227 √=0.0151	3.0	8.0	37.5	0.63	23.45					
"		45.0	"	17.00	22.96	22.96	11.0	0.000227 √=0.0151	3.0	16.0	61.5	0.66	40.37	37.5	49.5	544.500	なし	

排水路断面計算表 (99)

(計断排水量)

(排水路断面)

(冠削土量)

標高	区間	断水面積 km <sup>2</sup>	排水比 m <sup>3</sup> /sec/km <sup>2</sup>	排水量 m <sup>3</sup> /sec	排水量 m <sup>3</sup> /sec × ④	用水路から の放流量 m <sup>3</sup> /sec	計断排水量 m <sup>3</sup> /sec	延長 km	勾配	深さ m	底幅 m	巾 m	断面積 (下端) m <sup>2</sup>	流速 m/sec	排水能力 m <sup>3</sup> /sec	断面積 (上端) m <sup>2</sup>	平均面積 $\frac{\text{⑬} + \text{⑭}}{2}$	冠削土量 ⑮ = ⑬ × ⑯	構造物
Sta. María	上流端	No.13 112.2	0.38	42.63	⑤ = ③ × ④	⑥ = ⑦ + ⑧	62.75		√	4.0	16.0	16.0	88.0	0.75	66.09				
	14谷流まで	167.7	"	63.73		⑩ = ⑨ + ⑪	83.86	10.0	√	4.0 + 1.0	21.0	108 + 34.5 = 142.5	88.0	0.78	84.02	88.0	115.25	1.152.500	なし
	R 12	214.2	"	81.40		⑫ = ⑩ + ⑪	128.66	1.0	√	4.0 + 1.0	27.0	132 + 40.5 = 172.5	172.5	0.98	129.34	172.5	172.5	172.500	遊路橋
	1					取用	4.17												
	Paraná	214.2	"	81.40		"	128.66	0.7	√	4.0	27.0	132.0	132.0	0.98	129.34	172.5	152.25	166.575	落差工
	(小計)																	(1,431.575)	
15	上流端					⑬ = ⑭ + ⑮	3.64		√	2.0	2.0	10.0	10.0	0.37	3.73				
	R 12	43.0	"	16.34		⑯ = ⑰ + ⑱	19.98	10.0	√	3.0 + 1.0	8.0	37.5 + 18.5 = 56.0	37.5 + 18.5 = 56.0	0.56	20.83	10.0	33.0	330.000	
		43.0	"	16.34		取用	37.16	-	√	3.0 + 1.0	16.0	61.5 + 26.5 = 88.0	61.5 + 26.5 = 88.0	0.61	37.70				遊路橋
	Paraná	45.0	"	17.10		⑲ = ⑳ + ㉑	37.82	1.0	√	3.0	15.0	58.50	58.50	0.68	39.86	88.0	73.28	73.280	落差工
	(小計)																	(403.280)	



排水断面計算表

(計測排水量)

(排水断面)

(規制土量)

地区	区	間	排水面積 ld	排水比流量 m <sup>3</sup> /sec/ld	排水量 m <sup>3</sup> /sec	用水路から の放流量 m <sup>3</sup> /sec	計測排水量 m <sup>3</sup> /sec	延長 ka	勾配 ⑤	深さ m	巾 m	断面積 (下流) m <sup>2</sup>	流速 m/sec	排水能力 m <sup>3</sup> /sec	断面積 (上流) ⑥	平均面積 $\frac{⑥+⑦}{2}$	規制土量 ⑧=⑥×⑨	構造物
①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩	⑪	⑫	⑬	⑭	⑮	⑯	⑰	⑱	⑲
San Carlos	地区																	
1			15.8	0.34	5.37	-	5.37	5.3	√	2.0	1.0	8.0	1.16	9.35				なし
2			28.5	"	9.69	-	9.69	5.3	√	2.0	2.0	10.0	1.25	12.56	8.0	9.0	47.700	
4			18.0	"	6.12	-	6.12	6.1	√	2.0	2.0	10.0	0.68	6.76	10.0	19.0	115.900	
5			68.0	"	23.12	-	23.12	6.1	√	2.0	11.0	28.0	0.85	23.87				
6			10.5	"	3.57	-	3.57	3.8	√	2.0	1.0	8.0	0.69	7.13	8.0	9.0	34.200	
7			19.2	"	6.53	-	6.53	3.8	√	2.0	2.0	10.0	0.96	9.58				
9			35.0	"	11.96	-	11.96	6.4	√	2.0	3.0	12.0	1.09	13.19				
計			68.0	"	23.12	-	23.12	6.4	√	2.0	7.0	20.0	1.24	24.80	12.0	16.0	102.400	
			41.5	"	14.11	-	14.11	7.2	√	2.0	3.0	12.0	1.23	14.73				
			71.7	"	24.38	-	24.38	7.2	√	2.0	6.0	18.0	1.35	24.39	12.0	15.0	108.000	
			57.4	"	19.52	-	19.52	7.0	√	2.0	8.0	22.0	0.94	20.60				
			90.4	"	30.74	-	30.74	7.0	√	2.0	13.0	32.0	0.99	31.84	22.0	27.0	189.000	
			20.0	"	6.80	-	6.80	4.0	√	2.0	2.0	10.0	0.83	8.34				
			60.0	"	20.40	-	20.40	4.0	√	2.0	8.0	22.0	1.01	22.23	10.0	16.0	64.000	
			90.0	"	30.60	-	30.60	5.0	√	2.0	12.0	30.0	1.06	31.90	22.0	26.0	130.000	
計																	194.000	

表6.2.7 排水路線別排水面積及び勾配 (1)

路 線 ①	排水面積		延長 ③	上流標高 ④	下流標高 ⑤	標高差 ⑥	水陥深さの 差 ⑦	地形修正 ⑧	水陥底の標高差 ⑨=⑥+⑦+⑧	勾配 ⑩=⑨/⑪	√ ⑪	備 考
	② 面積	内 積										
No.	ka	ka	km	m	m	m	m	m	m	m		
Rincon Sta. Maria												
1	3.0	3.0	3.0	標高線判読	5.0/2.500					0.002	0.0447	
2	7.5	7.5	3.5	判読不可		1.0				0.0001	0.01	
"	26.5	7.5 19.0	7.0	73.5	72.5	1.0	1.0		2.25	0.000142	0.0119	
3	51.0	26.5 24.9	8.5	72.5	71.5	1.25	1.0		1.0	0.000264	0.0162	
"	64.0	51.0 13.0	3.0	71.25	71.25	0	1.0		1.0	0.000333	0.0183	
Loreto												
1	41.0	41.0	10.0	72.0	71.2	0.8	1.0		1.8	0.00018	0.0134	
2	44.8	44.8	7.5	71.2	70.0	1.2	1.0		2.2	0.000293	0.0171	
Ipucu												
"	89.8	No 2合流点 44.8 36.5	5.8	70.0	71.2	- 1.2	1.0	1.1	0.9	0.000154	0.0124	
"	102.8	R12. 41.0 44.8 17.0	5.2	71.2-1.1	71.3	- 1.2	0	2.0	0.8	0.000154	0.0124	
"	133.8	Paraná 102.8 25.0		=70.1								
3	30.4	6.0	6.5	71.3		等高級判読	i=1/400 とする			0.00025	0.0158	
4	31.7	30.4	4.5	71.5	70.5	1.0	1.0		1.0	0.000222	0.0149	
"	38.7	R12 31.7	4.3	72.0	71.0	1.0	1.0		2.0	0.000465	0.0215	
5	24.6	Paraná 31.7 7.0	1.5	71.0	(60.0)			上流と同一勾配とする	2.0	0.000465	0.0215	
"	25.6	R12 24.6	7.9	72.0	71.0	1.0	1.0		2.0	0.000253	0.0159	
6	42.0	Paraná 24.6 1.0	1.9	71.0	(60.0)			上流と同一勾配とする	2.0	0.000253	0.0159	
7	42.9	42.0	9.0	70.0	69.0	1.0	1.0		2.0	0.000222	0.0149	
8	16.2	42.9	6.3	72.0	71.2	0.8	1.0		1.8	0.000285	0.0169	
9	59.1	16.2	10.0	72.0	69.0	3.0	1.0		3.0	0.00030	0.0173	
	75.3	No 8合流点まで16.2 42.9	11.0	71.2	69.0	2.2	1.0		3.2	0.000291	0.0170	
		基幹用水 59.1 16.2	1.5	69.0	68.5	0.5			0.5	0.000333	0.0182	

表6.2.7 排水路線別排水面積及び勾配 (%)

路線 ①	排水面積		延長 ③	上流標高 ④	下流標高 ⑤	標高差 ⑥	水深深さの 差 ⑦	地形修正 ⑧	水深盛の標高差 ⑨=⑥+⑦+⑧	勾配 ⑩=⑨/⑪	√ ⑪	備 考
	②面積 km <sup>2</sup>	②水面積 km <sup>2</sup>										
No Sta. Lucía	75.3	上流端 75.3 No. 6合流まで 75.3 32.5 46.0	12.0 } 0.7	68.5	67.5	1.0	1.0	2.0	4.0	0.000315	0.0177	
10	195.8	No. 6合流まで R12 75.3 32.5 46.0 42.0 Parana		67.5-2.0 =65.5	68.8	(60.0)	上流と同一勾配とする	上流と同一勾配とする	2.0	2.2	0.000140	0.0177
11	113.0	R12 113.0	0.6	68.6	(60.0)	0.2	1.0	2.0	2.2	0.000140	0.0118	
Sta. Isabél	36.0	Parana 113.0 1.0	6.4	68.6-2.0 =66.6	68.0	1.0	1.0	2.0	1.7	0.000312	0.0177	
12-1	91.0	R12 91.0	5.0	68.0	67.3	0.7	1.0	0	2.0	0.000340	0.0184	
12	91.0	Parana	2.0	67.3	(60.0)	上流と同一勾配とする	上流と同一勾配とする	0	1.0	0.000340	0.0184	
"	25.0	25.0	4.5	68.0	68.0	0	1.0	0	2.0	0.00022	0.0149	
"	21.0	No.12-1合流 21.0	4.5	70.0	68.0	2.0	0	0	2.0	0.000444	0.0211	
"	46.0	No.12-1合流 21.0 25.0										
"	67.0	基幹用水 67.0	4.5	68.0	67.0	1.0	0	0	1.0	0.000222	0.0149	
"	87.5	Parana 67.0 20.5	4.0	67.0	66.5	0.5	1.0	0	1.5	0.000375	0.0193	
13	112.2	112.2	16.0	67.4	66.2	1.2	2.0	0.5	3.2	0.00020	0.0141	
13-1	45.0	幹用12から放水	2.0	66.2	66.2	0	0	0	0.5	0.00025	0.0158	
14	112.2	45.0	11.0	67.5	65.0	2.5	0	0	2.5	0.000227	0.0151	
Sta. María	112.2	上流端 112.2	10.0	66.2	65.0	1.2	1.0	0	2.2	0.000220	0.0148	
"	167.7	No.14合流まで112.2 55.5										
15	214.2	No.14合流 } R12 167.7 45.0 1.5 Parana	1.0	65.0	(57.0)	I C A縦断面から 1/3,000とする				0.000333	0.0182	
16	43.0	R12 43.0	10.0	65.0	65.0	0	1.0	1.0	2.0	0.00020	0.0141	
	45.0	Parana 43.0 2.0	1.0	65.0	(55.0)	0	i = 1/4,000 とする	1.0	2.0	0.00025	0.0158	
	23.4	R12 23.4	7.5	65.0	65.0	0	1.0	1.0	2.0	0.000266	0.0163	
	23.4	Parana	1.5	65.0	(55.0)	0	上流と同一勾配とする	1.0	2.0	0.000266	0.0163	

表6.2.7 排水路線別排水面積及び勾配 (3)

路 線 ①	排水面積		延長 ③	上流標高 ④	下流標高 ⑤	標高差 ⑥	水路深さの 差 ⑦	地形修正 ⑧	水路底の標高差 ⑨=⑥+⑦+⑧	勾配 ⑩=⑨/③	√ ⑪	摘 要
	② 面積	② 内積										
No	km <sup>2</sup>	km <sup>2</sup>	km	m	m	m	m	m	m	m		
San Carlos												
1	15.8	上流端 15.8	5.3	95.0	83.0	12.0	-	-	12.0	0.002264	0.0476	
	28.5	下流端 28.5										
2	18.0	上流端 18.0	6.1	84.0	80.0	4.0	-	-	4.0	0.000655	0.0256	
	68.0	下流端 68.0										
3		不要										
4	10.5	上流端 10.5	3.8	115.0	110.0	5.0	-	-	5.0	0.00132	0.0363	
	19.2	下流端 19.2										
5	35.0	上流端 35.0	6.4	110	100	10.0	-	-	10.0	0.00155	0.0395	
	68.0	下流端 68.0										
6	41.5	上流端 41.5	7.2	108.0	94.0	14.0	-	-	14.0	0.000194	0.0441	
	71.7	下流端 71.7										
7	57.4	上流端 57.4	7.0	99.0	93.0	6.0	-	-	6.0	0.000857	0.0293	
	90.4	下流端 90.4										
8		不要										
9	20.0	上流端 20.0	4.0	95.0	91.0	4.0	-	-	4.0	0.00100	0.0316	
	60.0	8号合流 60.0	5.0	91.0	86.0	5.0	-	-	5.0	0.00100	0.0316	
	90.0	下流端 90.0										
1		上流端 15.8										
		下流端 28.5										
Zanja Jesuítica	272.0	1. 合流点 272.0	5.3	140.0	95.0	12.0	-	-	12.0	0.002264	0.0476	
	392.0	2. 合流点 272.0+120.0	4.1	95.0	83.0	3.0	-	-	3.0	0.00073	0.02705	
"	442.0	全線 271.0+120.0+50.0	4.0	83.0	80.0	4.0	-	-	4.0	0.0010	0.03162	



表 6.2.8 排水路構造物

位置	排水路断面形式	構造物
Pinson Sta. Marion 地区	<p>50年確率降雨 <math>R_{50.0} = 247.0 \text{ mm/30}</math>                      5年確率降雨 <math>R_{5.0} = 174.1 \text{ mm/30}</math>                      流量 <math>Q_{50.0} / R_{50.0} = 249.0 / 174.1 = 1.43</math></p> <p><math>A = \frac{2.0+8.0}{2} \times 2.0 = 10.0, \sqrt{C} = 0.01</math>  <math>Q_5 = 2.55, V_5 = 0.126</math>  <math>Q_{50} = 2.55 \times 1.43 = 3.65</math></p>	<p>排水路中心道沿線と交差する場合は、50年確率降雨の排水を流下する排水路断面の幅員を、上流との排水路断面の幅員より幅員を大きくする。</p> <p>構造物なし</p>
新橋排水路No.1	<p>R5断面</p> <p>道路有効幅員 9m</p>	<p>R/C床及道沿橋</p> <p><math>B = 9 \text{ m}</math>  <math>L = 11 \text{ m}</math>                      仮道幅員 7.0m</p>
新橋排水路No.2 旧国道12号との交差	<p>R5断面</p> <p>道路有効幅員 9m</p>	<p>R/C床及道沿橋</p> <p><math>B = 9 \text{ m}</math>  <math>L = 11 \text{ m}</math>                      仮道幅員 7.0m</p>
新橋排水路No.3 と 基幹排水路との交差	<p>R5断面</p> <p>道路有効幅員 9m</p>	<p>新橋排水路(PUCU)と基幹排水路との交差</p> <p><math>A = \frac{7.0+16.0}{2} \times 3.0 = 34.5, \sqrt{C} = 0.0162</math>  <math>Q_5 = 17.34 + 2.58 = 19.92, V_5 = 0.63</math>  <math>Q_{50} = 17.34 \times 1.43 + 2.58 = 27.38</math></p> <p>R50断面</p> <p><math>A = 42.5, Q = 24.99, V = 0.66</math></p> <p>基幹排水路幅 65m  <math>PH = 71.02, WH = 3.10, GH = 71.52</math>  <math>L = 65 + 2 + 3.10 + 1 = 72.2</math></p> <p>上と同じ                      道路有効幅員 10m</p>

位置	排水路断面形式	構造物
新橋排水路No.3 と 2x2x9.77x2.5 道路との交差	<p>R5断面</p>	<p>仮道幅員 8.0m</p> <p>小断面中心道差工  <math>18 \text{ m} \times 0.3 \text{ m} \times 4.0</math>  <math>1.2 \times 0.3 \times 4.0</math>                      11.0個積み</p>
新橋排水路No.3 旧国道12号との交差	<p>R5断面</p>	<p>R/C床及道沿橋</p> <p><math>B = 9 \text{ m}</math>  <math>L = 11 \text{ m}</math>                      仮道幅員 7.0m</p>
新橋排水路No.3 と 2x2x9.77x2.5 道路との交差	<p>R5断面</p>	<p>R/C床及道沿橋</p> <p><math>B = 9 \text{ m}</math>  <math>L = 11 \text{ m}</math>                      仮道幅員 7.0m</p>
新橋排水路No.3 と 2x2x9.77x2.5 道路との交差	<p>50年確率降雨量 <math>R_{50.0} = 316.1 \text{ mm/30}</math>                      5年確率降雨量 <math>R_{5.0} = 195.7 \text{ mm/30}</math>                      比率 <math>R_{50.0} / R_{5.0} = 316.1 / 195.7 = 1.62</math></p> <p>R5断面</p> <p><math>A = \frac{12.0+31.0}{2} \times 4 = 76.0, \sqrt{C} = 0.0124</math>  <math>Q_5 = 39.06 + 4.65 = 43.71, V = 0.66</math>  <math>Q_{50} = 39.06 \times 1.62 + 4.65 = 67.93</math></p> <p>R50断面</p> <p><math>Q = 74.9, A = 102.0, V = 0.65</math></p> <p>基幹排水路幅 55m  <math>PH = 68.90, GH = 72.50, WH = 3.96</math>  <math>L = 55 + 3.96 \times 2 + 1 = 62.9</math></p>	<p>新橋排水路(PUCU)と基幹排水路との交差</p> <p>2x2x9.77x2.5排水路橋                      幅員 9.77m 高 2.5m  <math>L = 62.9 \text{ m}</math></p>

位置	排水断面图及计算公式	构造物
幹線排水路No.5 と国道12号の交差	<p> <math>A = \frac{2+11}{2} \times 3 = 19.5</math>  <math>Q_5 = 9.35 \quad \sqrt{I} = 0.0159 \quad V = 0.53</math>  <math>Q_0 = 9.35 \times 1.62 = 15.15</math> </p>	PCT排水路橋 $B = 11 \text{ m}$ $L = 15 \text{ m}$ 仮設道路 11.5 m
幹線排水路No.5 下流端	<p> <math>A = \frac{14+23}{2} \times 3 = 55.5 \quad \sqrt{I} = 0.0122 \quad V = 0.28</math>  <math>Q_5 = 28.61 \times 14.42 = 413.03</math>  <math>Q_{50} = 28.61 \times 1.62 + 14.42 = 60.77</math> </p>	小比心路差工 幅m 高さm 長さm $1.2 \times 0.5 \times 4.0$ 110個積み
幹線排水路No.5 と星野排水路との交差	<p> <math>Q = 62.49</math>  <math>A = 76.50</math>  <math>V = 0.92</math> </p> <p>幹線排水路橋幅 55 m  <math>PH = 68.38 \quad \text{OH} = 68.75 \quad \text{WH} = 3.91</math>  <math>L = 55 + 3.41 \times 2 + 1 = 62.8</math> </p>	ボツアスファルト水路橋 幅m 高さm 長さm $5.0 \times 4.0 \times 5$ $L = 62.8 \text{ m}$
幹線排水路No.5 と国道12号の交差	<p> <math>A = \frac{22+34}{2} \times 4 = 112 \quad \sqrt{I} = 0.0177 \quad V = 0.64</math>  <math>Q_5 = 94.4 + 28.65 = 123.05</math> </p>	星野排水路No.5 と国道12号の交差

位置	排水断面图及计算公式	构造物
星野排水路No.1 と国道12号の交差	<p> <math>A = \frac{3+15}{2} \times 4 = 36.0 \quad \sqrt{I} = 0.0205</math>  <math>Q_5 = 12.05 + 18.85 = 30.90 \quad V = 0.87</math>  <math>Q_{50} = 12.05 \times 1.62 + 18.85 = 38.37</math> </p>	PCT排水路橋 $B = 11 \text{ m}$ $L = 20 \text{ m}$ 仮設道路 120 m
星野排水路No.1 下流端	<p> <math>Q = 40.09</math>  <math>A = 44.0</math>  <math>V = 0.92</math> </p>	小比心路差工 幅m 高さm 長さm $1.2 \times 0.5 \times 4.0$ 110個積み
幹線排水路No.1 No.2		
幹線排水路No.3 下流端		
幹線排水路No.4 と国道12号の交差		
幹線排水路No.4 下流端		

位置	排水断面形式	构造物
基幹排水站 Sta. LucCa 下流箇所	$Q_{50} = 74.4 \times 1.62 + 27.65 = 149.77$  $R_{50}$ 断面 	PCT桁道路橋 $B = 11 \text{ m}$ $L = 25 \text{ m} + 25 \text{ m}$ 取桁道路 700mm  小比心落差工 幅 m 高さ m 長さ m 1.2 0.5 4.0 210個積み
幹線排水路No.10と国道12号交差点	 $A = \frac{23.35}{2} \times 4 = 116 \quad \overline{V} = 0.018 \quad V = 0.63$ $Q_5 = 42.94 + 27.82 = 70.76$ $Q_{50} = 42.94 \times 1.62 + 27.82 = 97.38$  $R_{50}$ 断面  $R_5$ 断面  $A = \frac{9.21}{2} \times 4 = 60.0 \quad \overline{V} = 0.0184$ $Q_5 = 44.58 + 15.55 = 60.13 \quad V = 0.90$ $Q_{50} = 34.58 \times 1.62 + 15.55 = 71.57$	PCT桁道路橋 $B = 11 \text{ m}$ $L = 25 \text{ m} + 25 \text{ m}$ 仮設道幅 150m  小比心落差工 幅 m 高さ m 長さ m 1.2 0.5 4.0 210個積み  構造物なし
幹線排水路No.10下流箇所	 $R_5$ 断面 	小比心落差工 幅 m 高さ m 長さ m 1.2 0.5 4.0 210個積み  構造物なし
基幹排水站 Sta. Isabélと国道12号交差点	 $A = \frac{23.35}{2} \times 4 = 116 \quad \overline{V} = 0.018 \quad V = 0.63$ $Q_5 = 42.94 + 27.82 = 70.76$ $Q_{50} = 42.94 \times 1.62 + 27.82 = 97.38$  $R_{50}$ 断面  $R_5$ 断面  $A = \frac{9.21}{2} \times 4 = 60.0 \quad \overline{V} = 0.0184$ $Q_5 = 44.58 + 15.55 = 60.13 \quad V = 0.90$ $Q_{50} = 34.58 \times 1.62 + 15.55 = 71.57$	小比心落差工 幅 m 高さ m 長さ m 1.2 0.5 4.0 210個積み

位置	排水断面形式	构造物
基幹排水路Sta. Isabél 下流箇所	 $R_{50}$ 断面 $Q = 72.35$ $A = 90.0$ $V = 0.92$ 国道12号交差点と同じ断面   $R_{50}$ 断面 $A = \frac{10.29}{2} \times 3 = 42.5 \quad \overline{V} = 0.0149 \quad V = 0.60$ $Q_5 = 25.46$ $Q_{50} = 25.46 \times 1.62 = 41.25$  $R_{50}$ 断面 $Q = 42.07$ $A = 64.50$ $V = 0.65$	現場の橋の幅が230mあり、既設不要なため  小比心落差工 幅 m 高さ m 長さ m 1.2 0.5 4.0 210個積み  PCT桁道路橋 幅 m 高さ m 長さ m 5.0 4.0 5 $L = 40.7 \text{ m}$
幹線排水路No.12と基幹排水路との交差点	基幹排水路幅 35m $PH = 68.50 \quad GH = 69.0 \quad WH = 2.34$ $L = 35 + 2.34 \times 2 + 1 = 40.7$  $R_{50}$ 断面 $A = \frac{5.17}{2} \times 4 = 44.0$ $Q_5 = 33.25 \quad \overline{V} = 0.0193 \quad V = 0.83$ $Q_{50} = 33.25 \times 1.62 = 53.87$  $R_{50}$ 断面 $Q = 59.20$ $A = 60.0$ $V = 0.90$	小比心落差工 幅 m 高さ m 長さ m 1.2 0.5 4.0 210個積み  PCT桁道路橋 $B = 11 \text{ m}$ $L = 25 \text{ m}$ 仮設道幅 120m  小比心落差工 幅 m 高さ m 長さ m 1.2 0.5 4.0 210個積み
幹線排水路No.12と国道12号交差点	 $R_{50}$ 断面 $A = \frac{5.17}{2} \times 4 = 44.0$ $Q_5 = 33.25 \quad \overline{V} = 0.0193 \quad V = 0.83$ $Q_{50} = 33.25 \times 1.62 = 53.87$  $R_{50}$ 断面 $Q = 59.20$ $A = 60.0$ $V = 0.90$	小比心落差工 幅 m 高さ m 長さ m 1.2 0.5 4.0 210個積み  PCT桁道路橋 $B = 11 \text{ m}$ $L = 25 \text{ m}$ 仮設道幅 120m  小比心落差工 幅 m 高さ m 長さ m 1.2 0.5 4.0 210個積み

位置	排水断面形式	排水断面图	构造物
幹線排水路15 比國道12号との 交差			PCT形道路橋 B=11 m L=30 m 仮設道 130 m  小比んか心落差工 幅 m 高さ m 長さ 1.2 0.5 4.0 110個横切
幹線排水路15 下流端			PCT形道路橋 B=11 m L=20 m 仮設道 120 m  小比んか心落差工 幅 m 高さ m 長さ 1.2 0.5 4.0 110個横切
幹線排水路16 比國道12号との 交差			

位置	排水断面形式	排水断面图	构造物
幹線排水路13 比國道12号との 交差			PCT形橋 B=9 m L=25 m  構造物なし
幹線排水路14			ボツ7スカルカ心排水路橋 幅 m 高さ m 長さ 6.0 5.0 8 L=32.3 m
基幹排水路Sta. Marica と國道12 号との交差			小比んか心落差工 幅 m 高さ m 長さ 1.2 0.5 4.0 210個横切
幹線排水路15 比國道12号との 交差			

## 6.2.5 排水解析

### 1) 目的

この排水解析の目的の1は、計画排水量のチェックである。モデル地区は、San Carlos地域の西部の一部から選んだ。このモデルはLoreto地域にも適用できると考えられる。

目的の2は、本計画をSan Carlos地域で実施したとき、降雨流出がAguapey川流域に与える影響を検討し、計画降雨による河川水位の上昇を推定することである。

### 2) 解析の方法

以下の手法を用いて現況の排水解析を行い、水位・流量の実測データと照合して基礎諸元および流出状況の確認を行ったのち、排水シミュレーションを行い、計画後の流況を把握する。

解析した流域は、Caa Carai から上流の Aguapey川流域約1700km<sup>2</sup> である。（「図 6.2.4 Aguapey川排水系統図（現況）」および「図 6.2.5 Aguapey 川排水系統図（開発シミュレーション）」 参照）

#### (1) 流出解析

流出量の解析は、流域をいくつかの斜面とみなした特性曲線法により行う。なお降雨流出の運動方程式としては、Manning 式を用いる。

#### (2) 流況解析

流況解析は、Aguapey川の水位、流速、流量及び湛水深等を明らかにするため同河川の流れを不定流とした数理モデルにより行う。このモデルは運動方程式と連続方程式からなり、差分法により双方の連立方程式を解いて水理解析を行うものである。

### 3) 排水解析諸元

#### (1) 基準降雨量

Posadas 空港の気象観測データにより、5年確率3日連続降雨量を採用する。

基準降雨量：174.1mm/72時間

なお排水解析に用いる基準降雨量は、時間単位の降雨分布を求める必要がある。ここでは、時間降雨記録が少ないので、シャーマン式を適用し配分した。

#### (2) 降雨損失量

雨水の流出量は、累加降雨量と累加損失雨量の差によって表される。損失雨量の大きさは、地形条件と土壌条件に依存している。

本地域における1986～1987年の降雨量および流出量から累加損失雨量（ $\Sigma R_L$ ）を求め、累加降雨量（ $\Sigma R$ ）との関係を求めると

$$\Sigma R_L = \Sigma R (1 - 0.00377 \cdot \Sigma R)$$

となる。なお一定値を越える累加降雨量に対しては、累加損失雨量は一定となる傾向がみられる。ここでは、 $\Sigma R \geq 132.6\text{mm}$  のとき、 $\Sigma R_L = 66.3\text{mm}$  で一定となる。本地域は 86%が現況原野であり、ここで求めた関係式を原野の損失雨量として採用する。

水田については、適当な現地調査資料が得られなかったので、日本国内の類例から次のとおりとする。

$$\Sigma R_L = \Sigma R (1 - 0.00833 \cdot \Sigma R)$$

ただし、 $\Sigma R \geq 60.0\text{mm}$  のとき、 $\Sigma R_L = 66.3\text{mm}$  で一定とする。

畑についても適当な資料を得られなかった。日本国内からの類例によると、

$$\Sigma R_L = \Sigma R (1 - 0.00333 \cdot \Sigma R)$$

と、上で求めた原野の損失雨量よりわずかに大きい。しかし開発によって、損失雨量が大きくなると推定することは危険なので、この解析では畑の損失雨量は原野の損失雨量と同じものとして扱うことにする。

#### 4) 流出解析

##### (1) 流出モデル

対象区域について、地形図で流域を区分し、流域面積、斜面長、斜面勾配、水路延長、水路勾配を求めて、区域を斜面と水路を組み合わせた系として流出モデル化する。（「図 6.2.6 Aguapey 川の流出モデル（現況）」、および「図 6.2.7 Aguapey 川の流出モデル（開発シミュレーション）」参照）

##### (2) 等価粗度

等価粗度は斜面および河川の降雨流下の難易を表す係数である。本計画では、現地流量観測結果から、原野の斜面  $N = 0.6$ 、自然河川  $N = 0.1$ 程度と推定できる。水田と排水路については、日本の類例から、水田  $N = 1.0$ 、排水路  $N = 0.05$  とする。

##### (3) 基底流量

流出量の観測結果から、原野および畑地の基底流量は  $0.0043\text{m}^3/\text{sec}/\text{km}^2$  とする。水田については、観測資料が得られなかったので、日平均減水深と蒸発散量との差から推定すると、

$$Q_b = 2.8 \times 1000 / (3600 \times 24) = 0.032 \text{ m}^3 / \text{sec} / \text{km}^2$$

となる。

#### 5) 流況解析

数理モデルシミュレーションを行うためには、排水河川の系統図、断面形、粗度係数、支配面積等をモデル化する必要がある。設定したモデルに対し、特性曲線法で解析した降雨流出量を与え計算を行う。

(1) 排水系統

Aguapey 川を主要排水路として、排水系統をモデル化する。なお排水路の計算距離間隔は 1000 m とした。（「図 6.2.8 Aguapey 川数理モデル（現況）」および「図 6.2.9 Aguapey 川数理モデル（開発シミュレーション）」参照）

(2) 粗度係数

流出量の観測結果から Aguapey川の粗度係数は 0.05 程度と推定できる。

(3) 横流入量

Aguapey 川への流入量は、特性曲線法によって計算した流出量をデータとして入力する。なお直接流入域については、特性曲線法で求めた単位排水量をそれぞれのメッシュの支配面積に乗じて得た流出量を与える。

(4) 湛水位

河川内の水位が圃場面標高以上に上昇したとき、湛水が生じる。その場合は圃場面の水路横断方向の勾配にしたがって湛水域が広がるのでその範囲を求めることができる。この湛水域の外側を開発適地とする。

6) 解析手法

(1) 流出解析（特性曲線法による流出解析）

降雨流出に当たって、斜面と開水路の流れは等流であるものとすれば、流れの運動方程式は Manning式を使い下記のとうり表示することができる。

$$Q = V \cdot A$$
$$= (1/n) \cdot A \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2} \dots\dots\dots (1)$$

$$\partial A / \partial t + \partial Q / \partial x = qx \dots\dots\dots (2)$$

ここに

- Q : 流量
- A : 流水断面積
- I : 水路勾配
- qx : 横流入量
- V : 断面平均流速
- R : 径深
- n : Manning の粗度係数

ここで、(1) 式の対数をとって時間 t で偏微分し (2) 式に代入すると、運動方程式は次ぎのとおりとなる。

$$(\partial Q / \partial t) + (Q/A) \{1 + (2/3)(A/R)(\partial R / \partial A)\} (\partial Q / \partial x) - (Q/A) \{1 + (2/3)(A/R)(\partial R / \partial A)\} \cdot qx = 0 \dots\dots\dots (3)$$

本計画では、この運動方程式を特性曲線法により解く。すなわち、特性基礎曲面上における特性基礎曲線の関係は、双曲線型偏微分方程式を

$$F(x, y, u, \partial u / \partial x, \partial u / \partial y) \dots\dots\dots (4)$$

$$u = \phi(x, y) \dots\dots\dots (5)$$

として、以下のとおり表示できる。

$$dx/F_p = dy/F_q = d\sigma \quad (6)$$

ここで、

$$x = x(\sigma), y = y(\sigma), u = u(\sigma) \\ p = \partial u / \partial x = p(\sigma) \quad (7)$$

$$q = \partial u / \partial y = q(\sigma)$$

$$F_p = \partial F / \partial p, F_q = \partial F / \partial q$$

である。(6) 式の関係をもとに、 $u, p, q, \sigma$  関係を求めると以下のとおりである。

$$dx/d\sigma = F_p(x, y, u, p, q) \\ dy/d\sigma = F_q(x, y, u, p, q) \\ du/d\sigma = p \cdot F_p + q \cdot F_q \quad (8)$$

$$dp/d\sigma = -F_x - p \cdot F_u$$

$$dq/d\sigma = -F_y - q \cdot F_u$$

(3) 式の運動方程式は、結局 (8) 式で示される特性曲線  $\sigma$  に沿って解くことができる。

ここで、

$$x \rightarrow x \\ y \rightarrow t \\ u \rightarrow Q \\ p \rightarrow \partial Q / \partial x = Q \\ q \rightarrow \partial Q / \partial t = Q$$

として変数を変換すると、(3)、(8) 式から以下の関係式が得られる。

$$dx/d\sigma = FQ = (Q/A) \{ 1 + (2/3)(A/R)(\partial R / \partial A) \} \\ dt/d\sigma = FQ = 1 \quad (9) \\ dQ/d\sigma = Q \cdot FQ + QF_\sigma \\ = (Q/A) \{ 1 + (2/3)(A/R)(\partial R / \partial A) \} q_x$$

$$dx/dt = C = (Q/A) \{ 1 + (2/3)(A/R)(\partial R / \partial A) \} \\ dQ/dx = q_x \quad (10) \\ dQ/dt = (Q/A) \{ 1 + (2/3)(A/R)(\partial R / \partial A) \} q_x$$

ここに

C: 洪水波の伝ば速度

設定する流出解析のもとに、電算機によって許容誤差内に達するまで反復計算を行い、流出量を算定する。

## (2) 流況解析 (数理モデル)

流れの水理計算は、運動方程式と連続方程式を連立に解いて行われる。河川流などの一方向流についての運動方程式と連立方程式は、次のように表される。なお、 $x, U$  は河口を原点として上流に向かって正とする。

$$(1/g)(\partial U / \partial t) + (1/g)(\partial (U^2/2) / \partial x) + I + (\partial h / \partial x) + \\ (n^2 \cdot |U| \cdot U) / h^{4/3} = 0 \quad (11)$$



$$(\partial A / \partial t) + (\partial Q / \partial x) - q = 0 \quad \text{-----} (12)$$

ここに

g : 重力の加速度	U : 流速
i : 河床勾配	h : 水深
n : 粗度係数	x : 距離
t : 時間	A : 通水断面積
Q : 通過流量	q : 横流入量 (単位幅当り)

この方程式を解くためには、基礎方程式 (11)、(12) を差分式で表示し、与えられた地形条件、外水位条件、流入条件のもとに数値積分する。以下に本計画で採用した距離  $x$ 、時間  $t$  にかかわる中心差分式を示す。

$$\begin{aligned} \partial U / \partial t &= (U_{i,j} - U_{i,j-2}) / \Delta t \\ \partial h / \partial x &= (h_{i,j} - h_{i-2,j}) / \Delta x \\ \partial U^2 / \partial x &= (U^2_{2i+2,j-2} - U^2_{2i-2,j-2}) / (2 \cdot \Delta x) \\ I &= (Z_{i+1} - Z_{i-1}) / \Delta x \\ h &= (h_{i+1,j-1} + h_{i-1,j-1}) / 2 \\ U &= (U_{i,j} + U_{i,j-2}) / 2 \end{aligned}$$

ここに、

i : 距離差分	j : 時間差分
Z : 基準面からの河床高	

## 7) 解析の結果

### (1) 計画排水量の検討

6.2.3. 3) で行った水田草地の計画排水量の適否をシミュレーション解析により検討した。

計画排水比流量を、次の3ケースについてチェックした。ケース2が本計画の計画排水量である。。

ケース1	計画排水比流量 : 0.25/sec/km <sup>2</sup>
ケース2	計画排水比流量 : 0.34/sec/km <sup>2</sup>
ケース3	計画排水比流量 : 0.50/sec/km <sup>2</sup>

ケース1では、計画基準降雨 (174.1mm/3日) があつたとき、30cm以上の湛水が発生し、その面積は開発面積の約60%で、湛水時間は60~90時間となる。(「図6.2.10 最大湛水分布模式図(ケース1)」参照)

ケース2では、30cm以上の湛水は開発面積の約10%の範囲で6時間程度である。(「図6.2.11 最大湛水分布模式図(ケース2)」参照)

ケース3では、30cm以上の湛水は発生しない。(「図6.2.12 最大湛水分布模式図

(ケース3)」 参照)

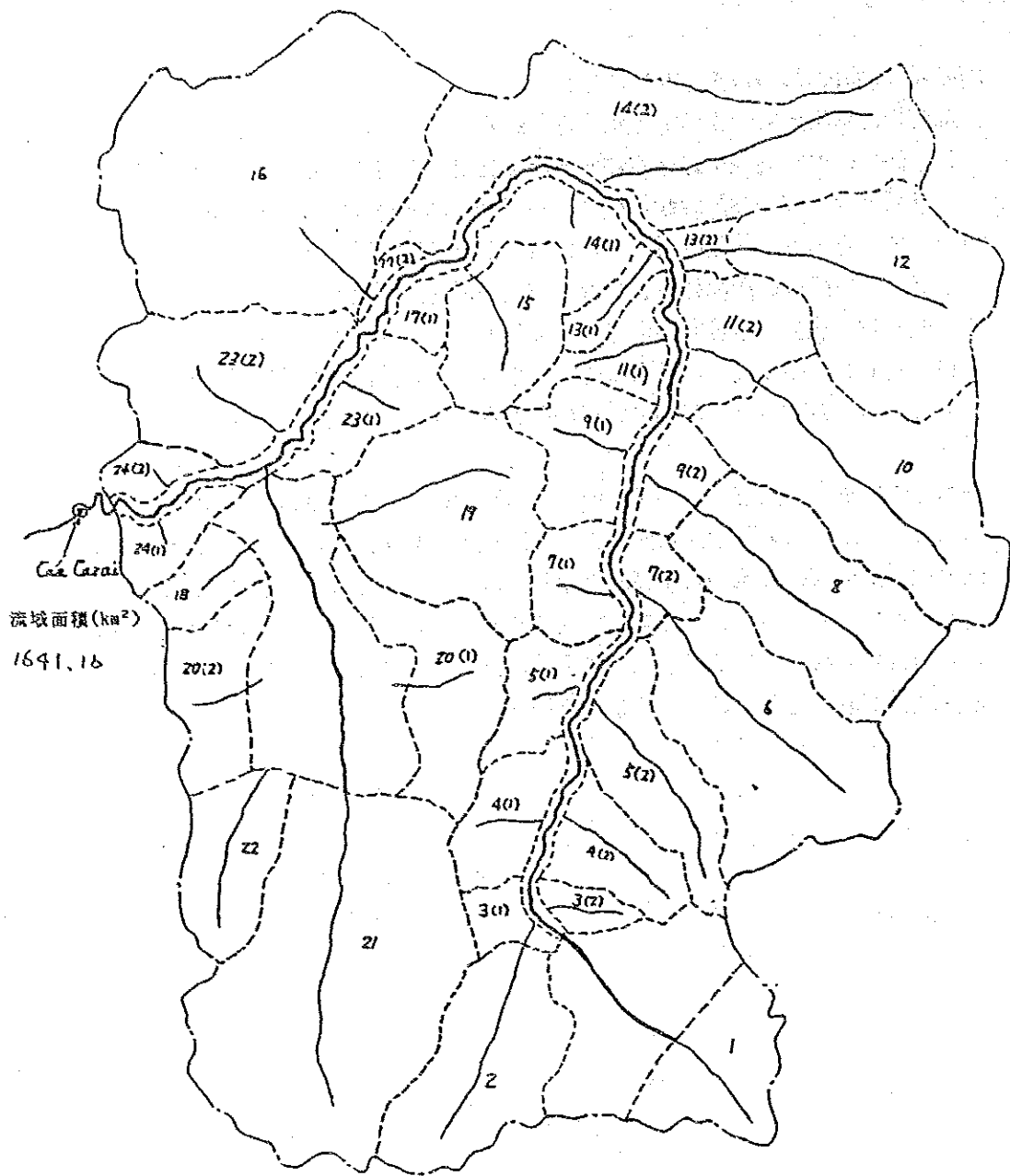
以上の3つのケースから判断して、本計画で用いた計画用水量(ケース2)は、経済的に妥当なものであるといえる。

(2) 開発が Aguapey川の流出に及ぼす影響

流況解析の結果から以下のことが推定される。

- i) Caa Carai 地点におけるピーク流出量は現況地形において  $162.0 \text{ m}^3 / \text{sec}$ 、計画後は  $169.3 \text{ m}^3 / \text{sec}$ となり、 $7.3 \text{ m}^3 / \text{sec}$ (4.5%)の増となる。
- ii) 同地点の最大水位は現況地形において 5.36m、計画後は 5.5m である。またピーク時間は降雨開始後、現況で 282時間、計画後で 284時間となる。(「図 6.2.13 流量・水位時間変化」 参照)
- iii) 当事業の開発による洪水時の河川水位の上昇分は、最大でも 10cm 程度である。(「表 6.2.9 Aguapey 川の最大湛水深」 参照)

なおこの解析は、第2フェーズで行ったものなので、San Carlos西部地区における Yacyretaダムからの揚水かんがいによる開発計画を含んでいる。最終的にはSan Carlos西部地区の揚水かんがい計画は除かれた。したがって、調査地域内の Aguapey 川流域に対する水田開発の面積比率は当初 30.4%であったものが、最終的には 7.0% となった。それ故開発による Aguapey川への流出の影響は、San Carlos西部地区が減った分だけ少なくなっている。

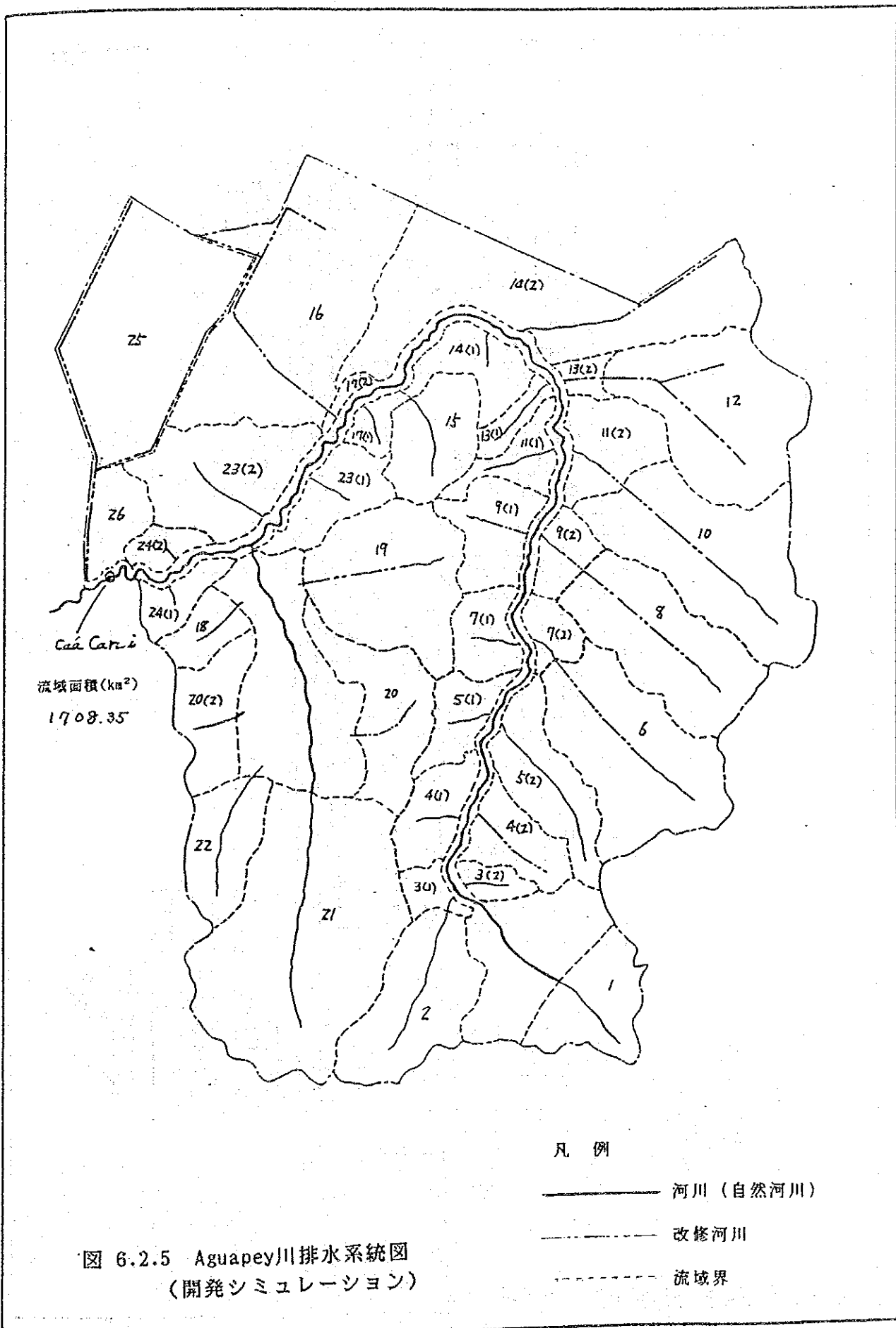


凡例

—— 河川 (自然河川)

- - - 流域界

图 6.2.4 Aguapey川排水系統图 (現況)



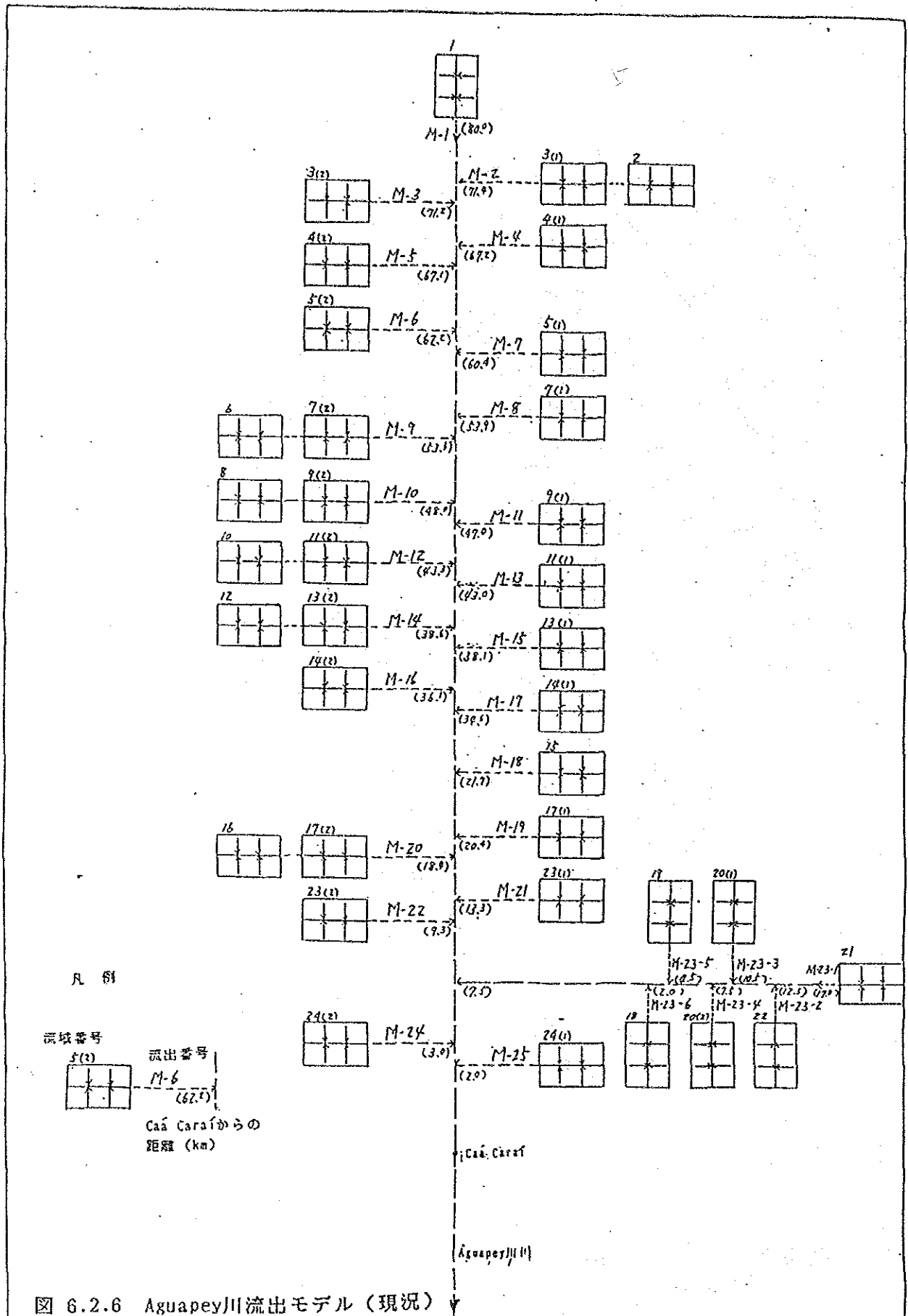


図 6.2.6 Aguapey川流出モデル (現況)

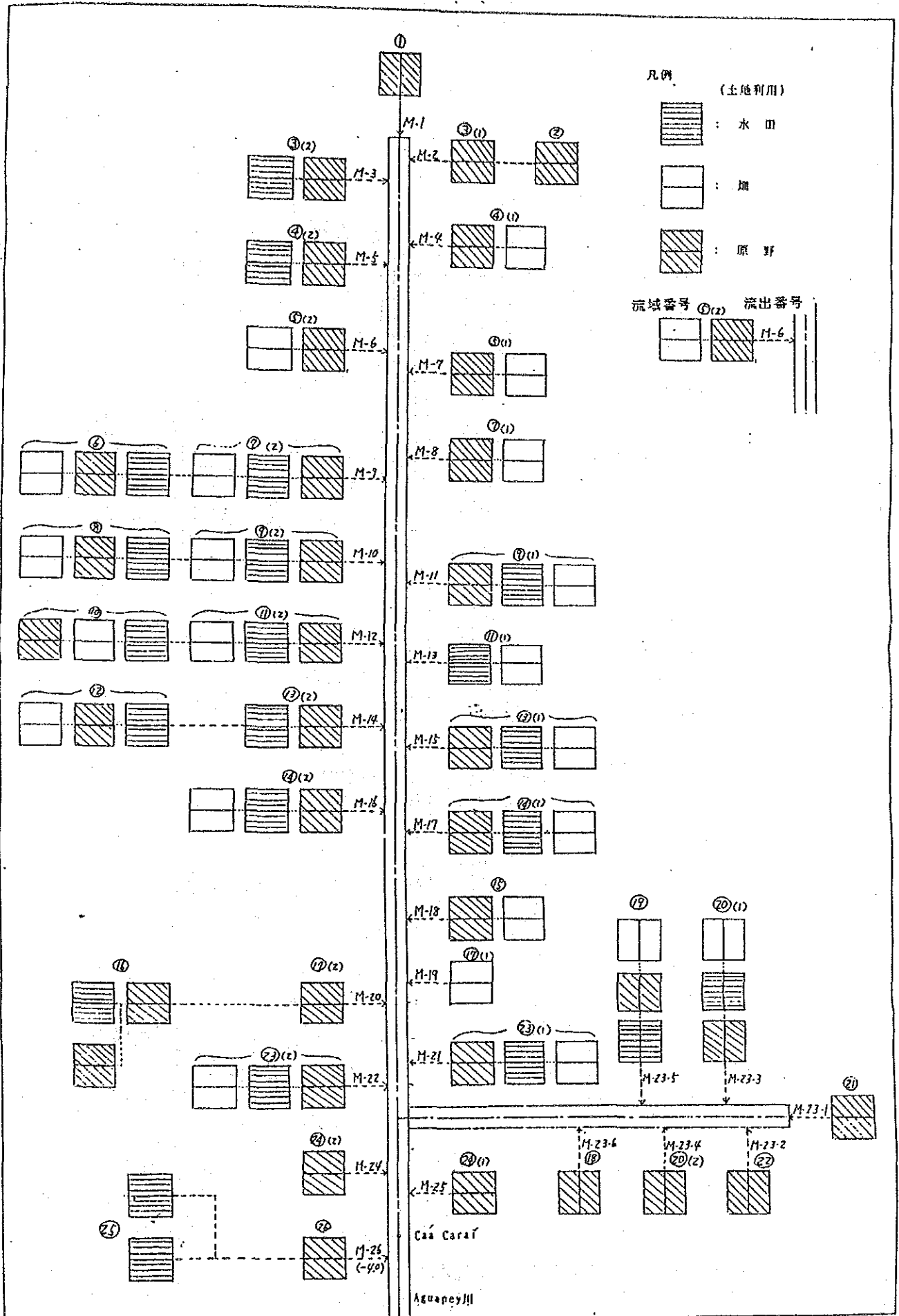


図 6.2.7 Aguapey川流出モデル (開発シミュレーション)

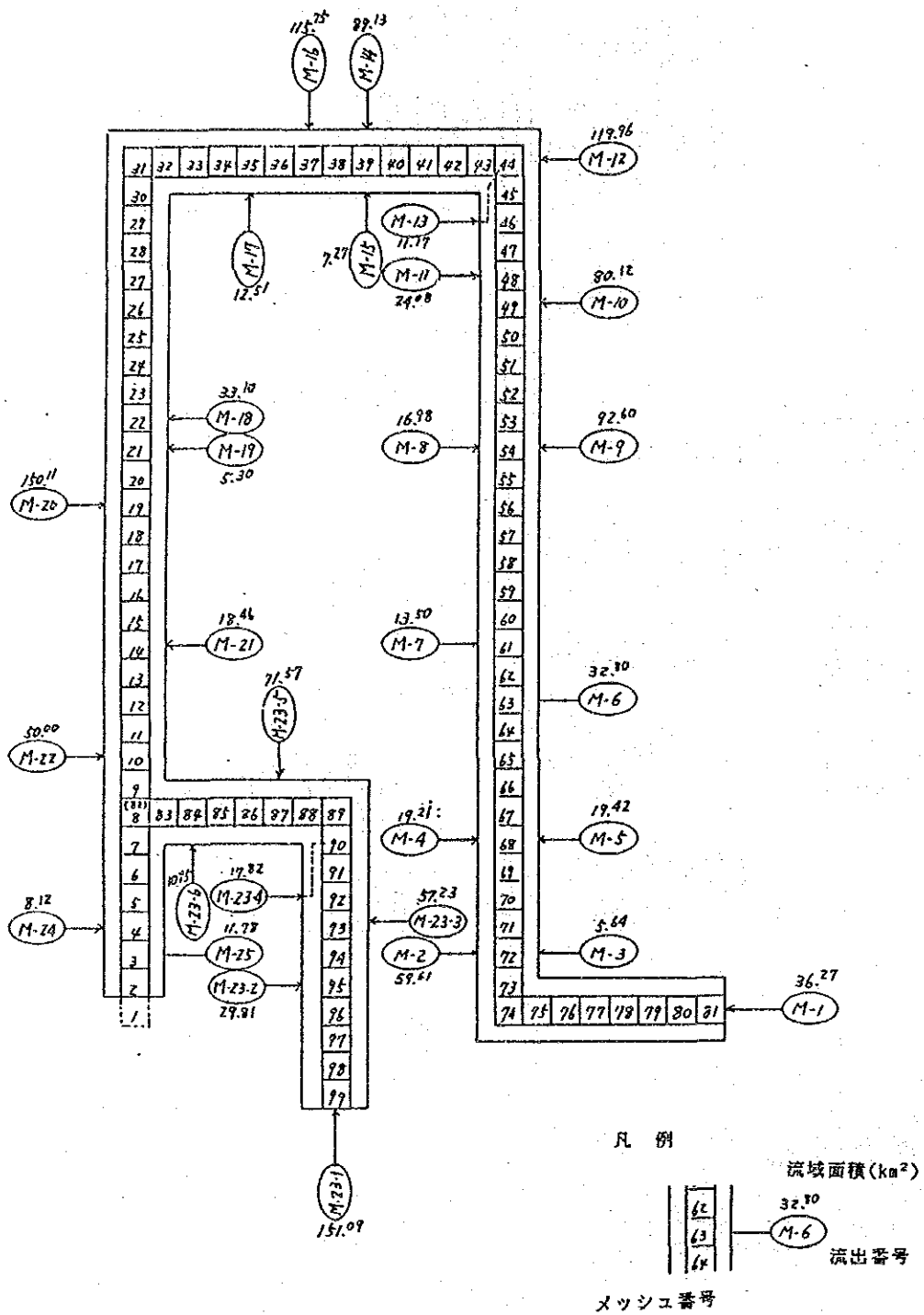


図 6.2.8 Aguapey川数値モデル (現況)

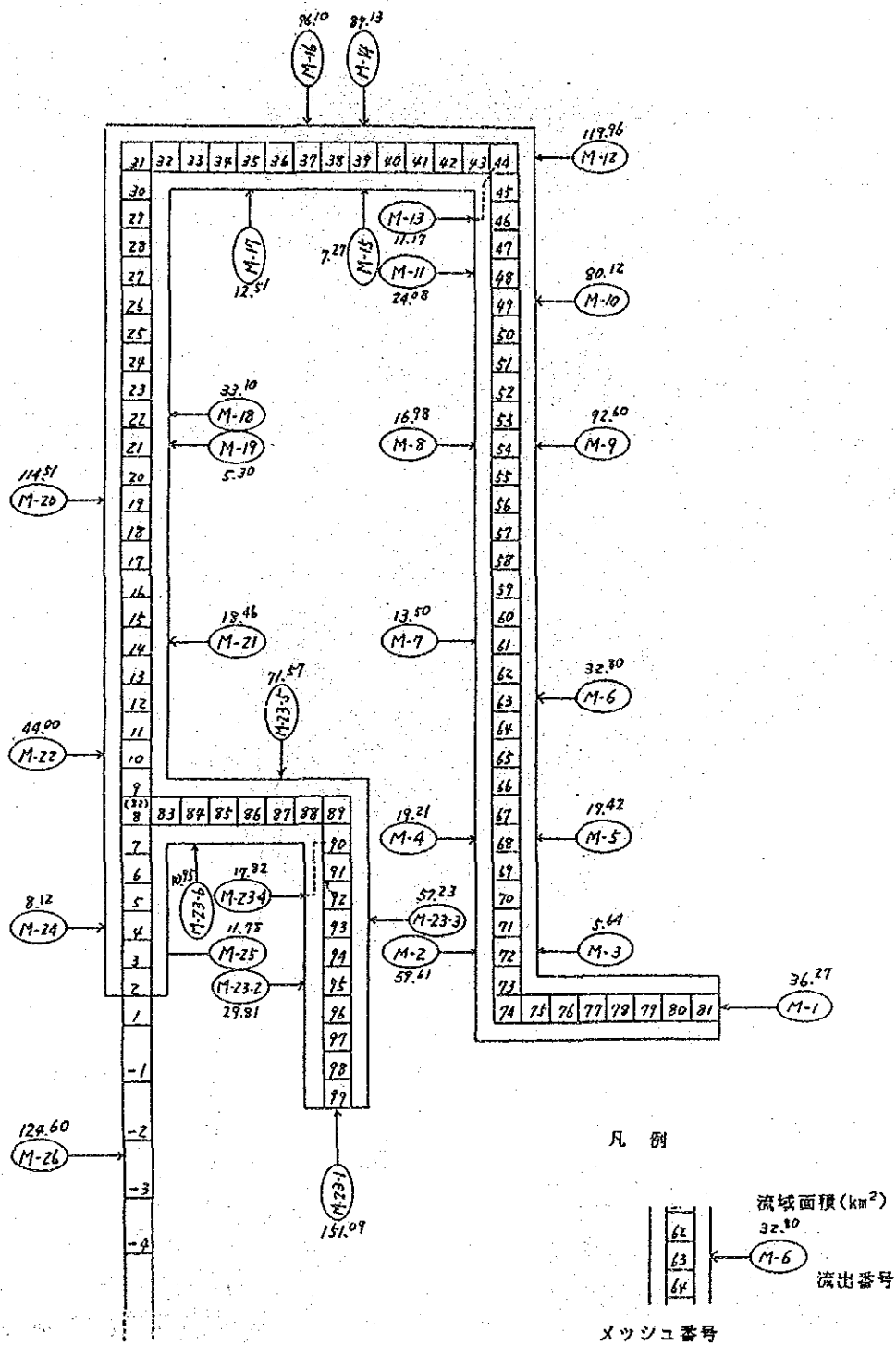


図 6.2.9 Aguapey川数理モデル (開発シミュレーション)



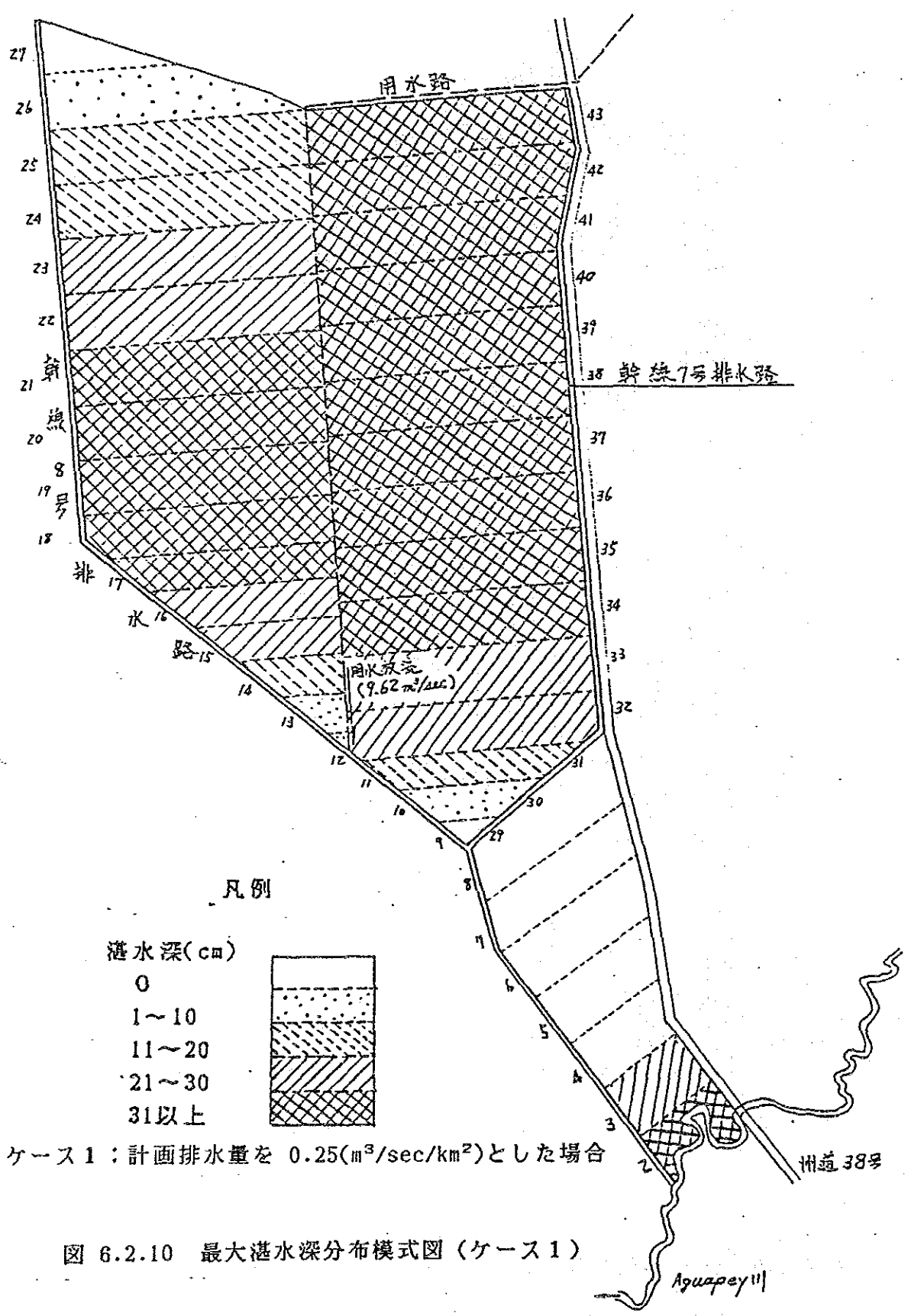
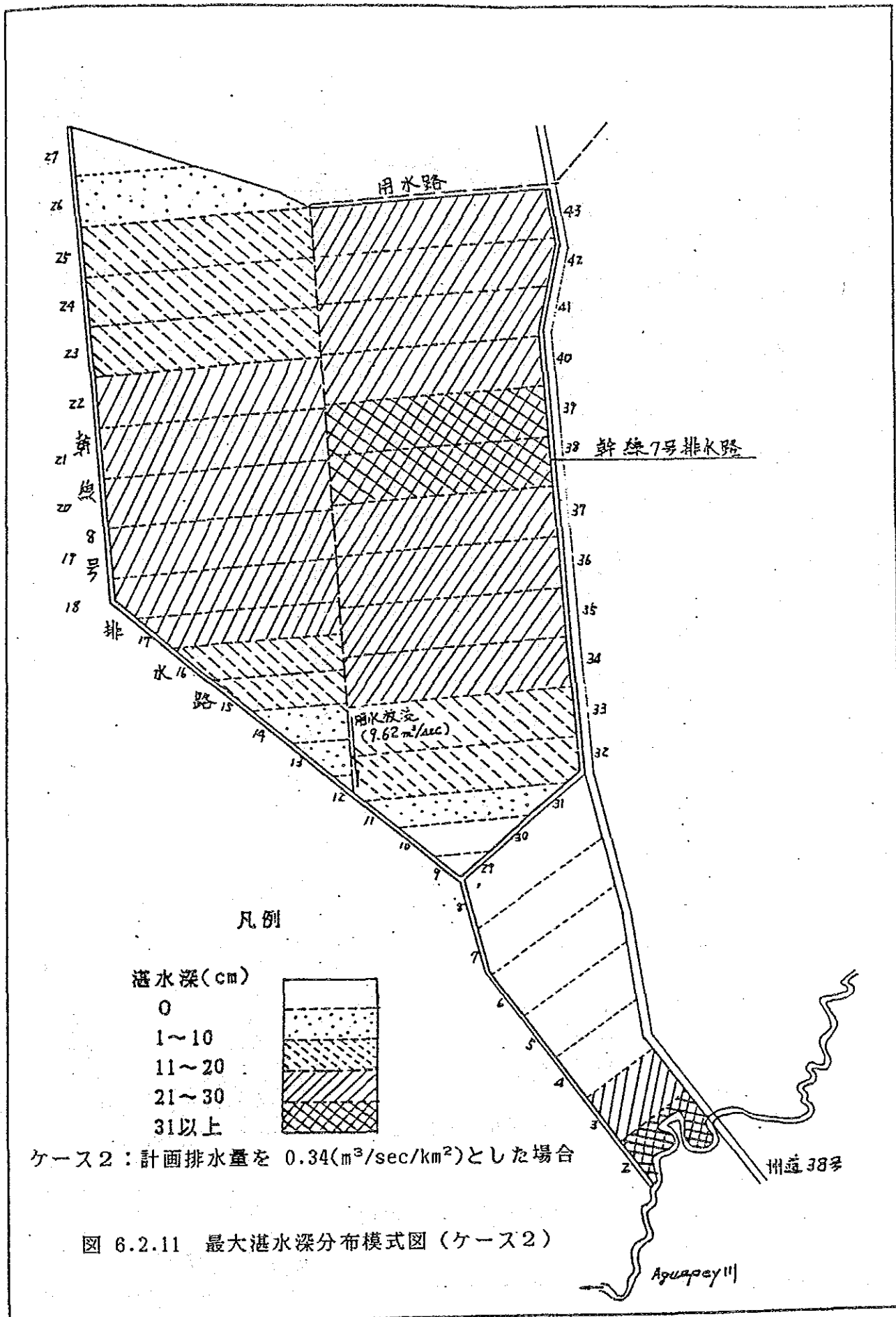


図 6.2.10 最大湛水深分布模式図 (ケース1)



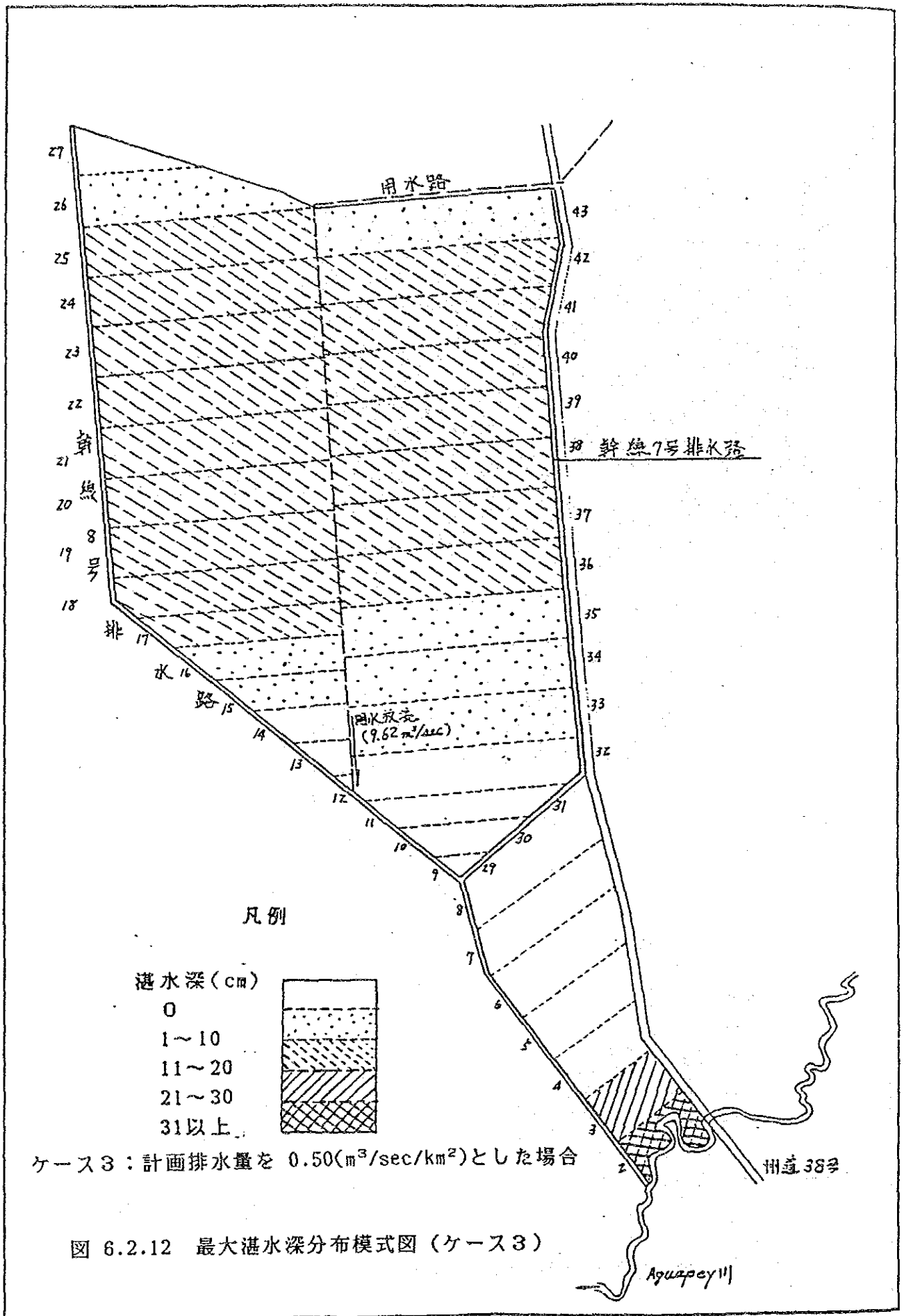


図 6.2.12 最大湛水深分布模式図 (ケース3)

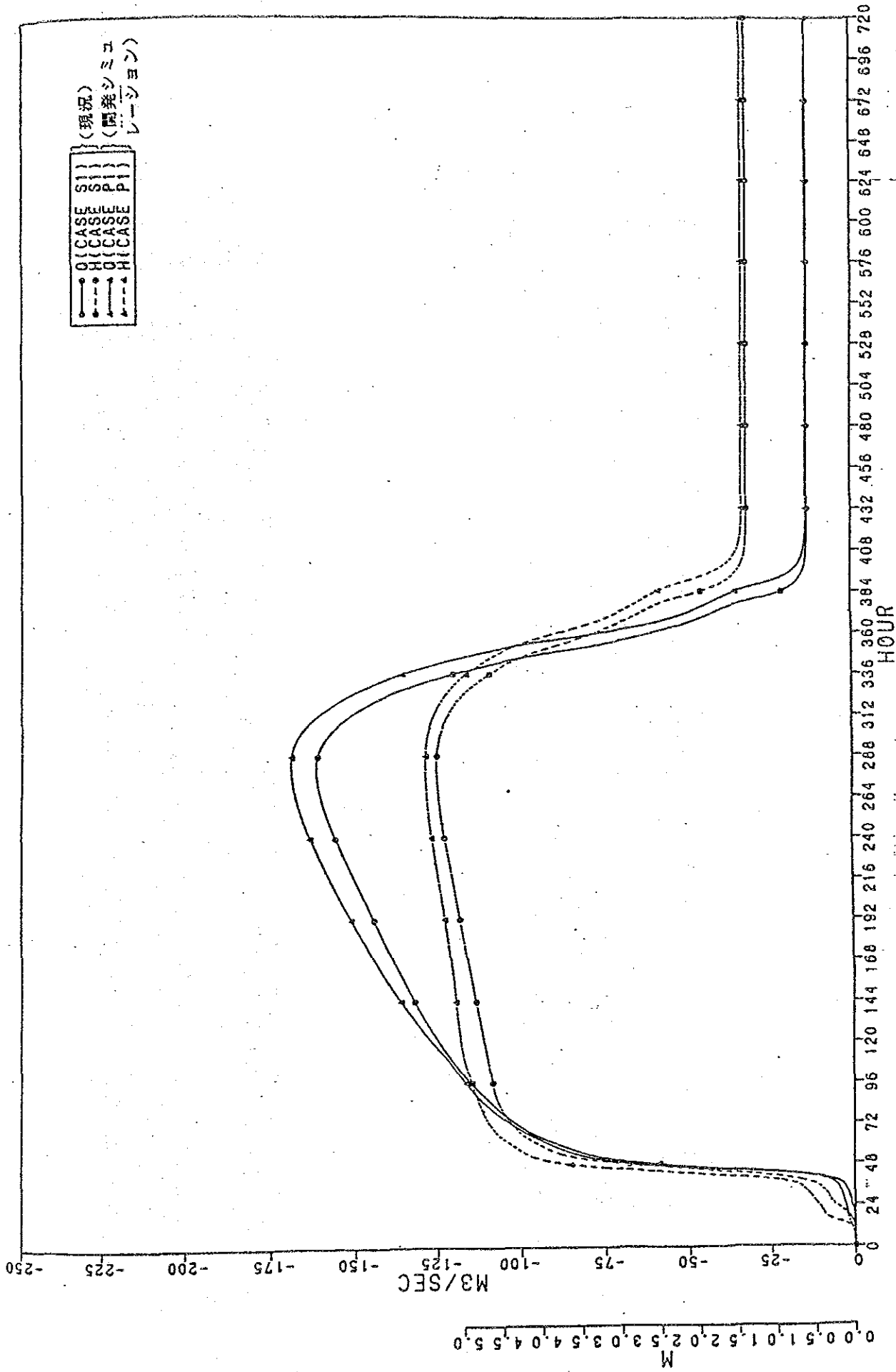


図 6.2.13 流量・水位時間変化 (Aguapey川 Caá Carai地点)

表 6.2.9 Aguapey川最大湛水深

Po. Caá Carái

MESH	現況	計画
1	126	140
2	126	140
3	136	150
4	157	170
5	182	195
6	185	197
7	163	175
8	143	155
9	119	132
10	98	110
11	78	90
12	71	82
13	87	96
14	95	105
15	108	116
16	123	131
17	233	240
18	158	164
19	158	164
20	162	169
21	158	164
22	146	151
23	145	151
24	137	142
25	133	137
26	141	145
27	141	145
28	178	182
29	220	223
30	249	253
31	287	291
32	255	258
33	221	224
34	187	189
35	155	156
36	121	122
37	88	88
38	49	50
39	11	12
40	0	0

Po. Pikada

Po. Tirante

Po. Cerrito

Po. Amaro

MESH	現況	計画
41	0	0
42	0	0
43	0	0
44	0	0
45	0	0
46	0	0
47	31	29
48	103	100
49	111	110
50	82	84
51	84	85
52	85	86
53	109	110
54	139	138
55	93	95
56	58	62
57	26	31
58	8	10
59	0	0
60	0	0
61	0	0
62	0	0
63	0	0
64	0	2
65	30	37
66	55	63
67	94	102
68	79	87
69	69	80
70	93	105
71	98	111
72	126	142
73	60	76
74	61	77
75	68	89
76	61	84
77	70	95
78	69	97
79	0	18
80	0	0
81	0	0

## 6.2.6 DDA解析

### 1) DDA解析

(Depth, Duration, Area Analysis)

幹線・基幹排水路のそれぞれの排水面積は、小さなもので  $3\text{km}^2$  から、大きなもので Sta. Maria 川の  $214\text{km}^2$  の範囲にある。幹線排水路の位置間隔は  $5\text{km}$ 、延長は  $10\text{km}$  前後であるから、その排水面積は  $50\text{km}^2$  程度のもが多い。

ところで流域内の平均降雨量は、流域面積が大きくなるほど小さくなる。この関係について Horton 式、および Fretcher 式により検討する。(参考「農業土木ハンドブック改訂4版 pp 967 ~968」)

#### (1) Horton式

$$R = R_0 \cdot \exp(-K \cdot A^n)$$

ここに

$R$  : 流域面積  $A$ 平方マイルの 24 時間最大降雨量 (インチ/ 24時間)

$R_0$  : 対象となる流域の観測最大降雨量 (インチ/ 24時間)

( $K=0.1$ ,  $n=0.2$  程度の値)

##### i) メートル法データへの換算

$$R' = (1/25.4)R_0' \cdot \exp(-0.1 \cdot (A/1.609^2)^{0.2})$$

ここに

$R'$  : 流域面積  $A\text{km}^2$  の 24 時間最大降雨 (mm/ 24時間)

$R_0'$  : 対象となる流域の観測最大口雨量 (mm/ 24時間)

ii)  $A=0$  のときの  $R'$  を 1として、流域面積に対応する  $R'$  の比は次のようになる。

$A(\text{km}^2)$	0	1	3	5	10	30	50	100	300	500
$R$ の比	1.000	0.921	0.902	0.892	0.877	0.849	0.835	0.813	0.772	0.751

#### (2) Fretcher式

$$R_{\text{MAX}} = D^{1/2} (a + b/(A^{1/2} + c)) \quad (\text{mm})$$

ここに

$R_{\text{MAX}}$  : 流域の広さが  $A(\text{km}^2)$ 、降雨継続時間が  $D(\text{hr})$ であるときの面積雨量の最大値 (mm)

( $a=0.13$ ,  $b=10,000$ ,  $c=30.9$ )

i)  $A=0$  のときの  $R_{\text{MAX}}$  を 1として、流域面積に対応する  $R_{\text{MAX}}$  の比は次のようになる。

$A(\text{km}^2)$	0	1	3	5	10	30	50	100	300	500
$R_{\text{MAX}}$ の比	1.000	0.970	0.949	0.935	0.910	0.855	0.820	0.764	0.653	0.595

#### (3) 結論

Horton式、Fretcher式の計算結果は、30～50ha付近で近似していて、面積雨量は約15%小さくなることが予想される。しかし、実際の観測データが少ないことと、安全側への適当な値と判断されるので、面積雨量の調整は省略した。

## 6.3 道路計画

### 6.3.1 調査地域内の道路整備の状況

調査地域内の道路網は、基幹道路として国道および州道を併せ11路線、総延長405kmが設置されており、これらの道路の舗装率は約59%である。

これは、州全体の道路の舗装率の約2.3倍に当たっているため、本地域の道路網の整備状況はかなり高い水準にあるといえる。

このうち、開発対象地域には未舗装の州道が6路線あり、基幹道路として本計画にかかわる重要な路線は、Loreto地域では州道13号線(約20km区間)と15号線(約10km区間)であり、San Carlos地域では州道34号線(約40km区間)と39号線(約38km区間)である。

これらの道路を改修・舗装等の整備をするためには盛土が必要であり、また、碎石等の舗装材料を確保する必要がある。この地域の土質は、表層は砂質土であるが、下層はItuzaingo層と呼ばれる粘質土である。

この粘質土は道路の盛土に適していることから、現地では道路の盛土材として一般的に利用されている。しかし、良質土の存在場所は限られており、Loreto地域では州道13号、17号線沿いとBeron de Astrada、San Carlos地域では丘陵地の高台部に存在している。特に、低地に造成する道路では運搬盛土量が多くなることから、運搬土量および運搬距離等について十分に検討することが重要である。

また本地域には、碎石がほとんど産出されず遠距離からの運搬が必要となる。

### 6.3.2 基本構想

本計画では、開発対象地域内において生産される農産物ならびに生産資材の円滑な流通と、地域住民の社会生活の向上を図ることを目的として、道路計画を策定する。計画の策定にあたっての基本方針は、以下のとおりである。

#### 1) 既存州道の整備

本計画において未舗装州道の改修・舗装等について検討した。その結果、対象となる路線にかかわる開発対象面積が比較的少ないこと、また、多額の経費を要することなどから、Corrientes州政府と協議を行い、本計画にかかわる未舗装の州道の改修・舗装等の整備は、本マスタ



ープランに影響がないようCorrientes州政府が行うこととした。また、本計画では、基幹道路については既存の国道および州道を利用することとし、新たな路線の設置は行わない。

## 2) 計画対象道路

以上のことから、本計画では主として農地開発計画に対応した道路計画を策定することとし、その対象は幹線道路および支線道路とする。また、路線計画に当っては、将来増産される農産物の流通に最も貢献する路線を選定するとともに、既存の道路をできるだけ利用するなどして、道路造成費用の低減化を図るものとする。なお、支線道路のうち、農地開発計画の圃場モデルのなかのものについては、農地開発計画で策定する。

### 6.3.3 路線計画

#### 1) 幹線道路

幹線道路は、基幹道路と支線道路とを連絡することを主な役割とし、農産物および営農にかかわる生産資材等の輸送のための農業用道路である。また、基幹、幹線用排水路の維持管理機能も併せ備えた道路である。したがって、通行車両の目的は主として営農にかかわるもので、一般通行車両は極めて少ないものと予想される。このことから、通行車両は、農産物および生産資材輸送のためのトラック、農作業機械、通作および水管理のための車両等である。

本計画の対象となる地域は、道路設置にかかわる諸条件が異なるため、以下の検討を行い計画した。

#### (1) Loreto地域

本地域に関連する乾燥・貯蔵施設等は、国道12号線沿いのValencia、Ita Ibate、Beron de Astrada、州道17号線沿の地区南端の4箇所に計画されている。本地域の既存の道路網は、基幹道路として東西方向に走る国道12号線と南北方向に走る州道13号、15号、17号線があるが、東西方向に州道を結ぶ路線がない。このため、乾燥・貯蔵施設等への輸送経路として、州道13号線と17号線を幹線道路により結ぶことが必要である。また、本地域は道路に使用する砕石等が少なく割高であるため、現地に存在する良質土を路盤材の一部として利用するが、この良質土の存在する場所は限られており、本地域では州道13号、17号線沿いの微高地と、Beron de Ast

radaに存在する。このようなことから、本地域の幹線道路は良質土の運搬土量および運搬距離等も考慮したうえで、1路線(27.5km)を計画した。

なお、この道路は基幹用水路に沿って配置し、道路を横断する構造物は灌漑計画の分水工を利用するなどして、付帯構造物の削減を図るとともに、用水路の維持管理機能も兼ねさせる。幹線道路の配置および延長は、図 6.3.1、表 6.3.1に示す。

## (2) San Carlos地域

本地域のうち、Rincon Santa Maria地区は既存の道路網が高い密度で整備されているので、新たな幹線道路は必要としない。

San Carlos地区の水田開発および畑地開発区域は、地形上小さいプロツクに分けられており、既存の州道を除いてはほとんど道路がない。また、本地区に関連する乾燥・貯蔵施設は、州道34号線沿いのSan Carlosに1か所計画されており、この施設への輸送経路は、主に州道34号、39号線が利用される。州道39号線を利用する区域は、39号線から国道14号線、州道34号線を経由して輸送することとなるため時間的ロスが多い。このため、州道34号線と39号線を幹線道路により結ぶことが必要である。

このようなことから、本地区の幹線道路は、3路線(72.0km)を計画した。

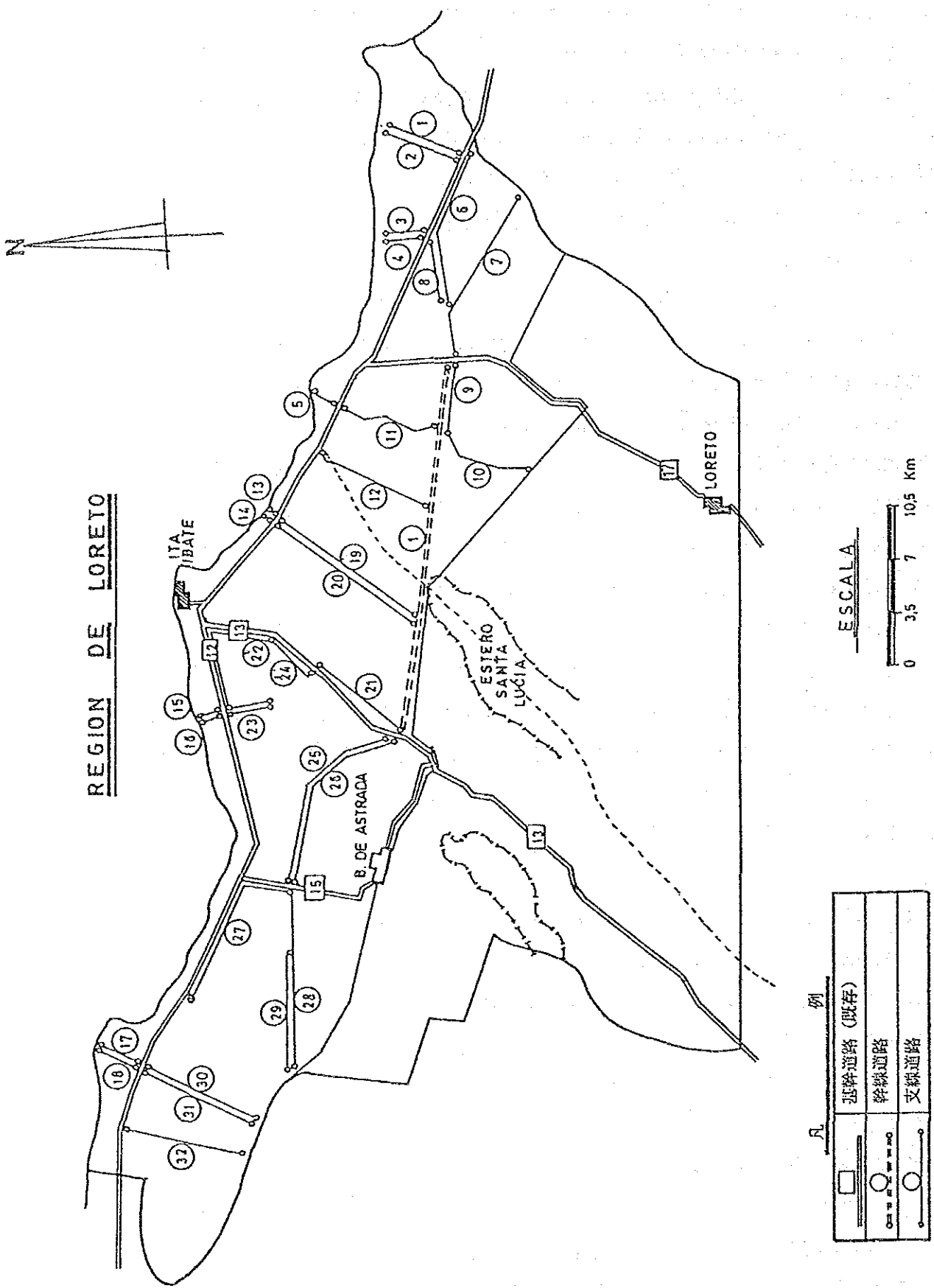
なお、この道路の配置は、別に計画する支線道路に接続するとともに、地形条件および全体のバランス等についても考慮した。幹線道路の配置および延長は、図 6.3.2、表 6.3.1に示す。

## 2) 支線道路

支線道路は、基幹あるいは幹線道路と圃場を連絡することを主な役割とし、農産物および営農にかかわる生産資材等の輸送のための農業用道路である。また、末端の用排水路の維持管理機能も併せ備えた道路である。従って、通行する車両は、農産物及び生産資材輸送のためのトラック、農作業用機械、通作及び水管理のための車両等である。このことから、路線の配置は次のとおりとした。

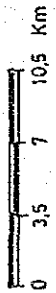
### (1) 水田区域の圃場周辺道路

水田区域の圃場周辺に必要とする支線道路は、基幹あるいは幹線用水路に沿って配置し、構造物の削減を図る。また、原則として各圃場ごとに配置して、農地開発計画の圃場モデル計画



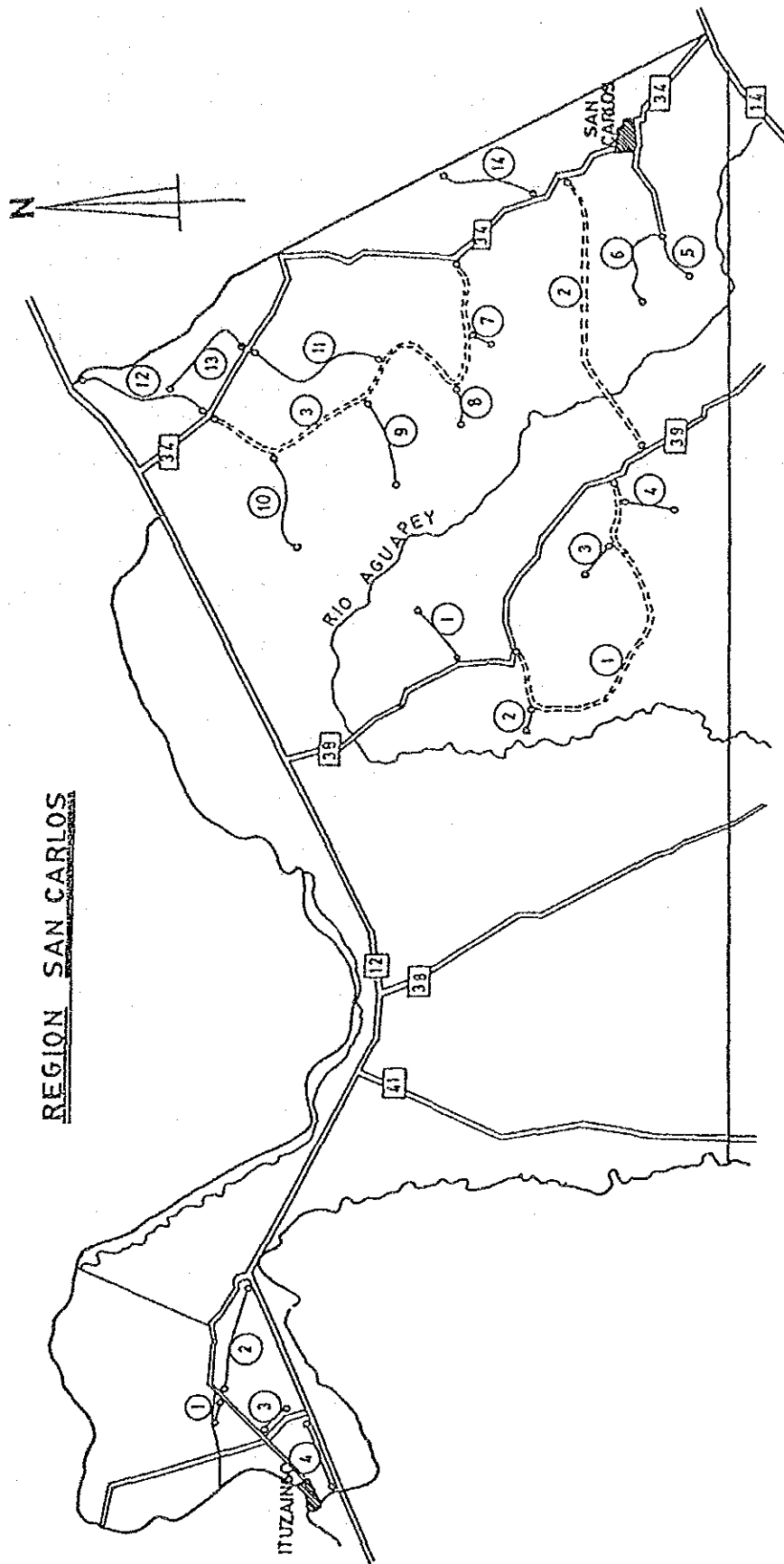
REGION DE LORETO

ESCALA



凡	支線道路 (既存)
例	幹線道路
○	支線道路

6.3.1 道路配置計画図 (Loreto地域)



REGION SAN CARLOS

凡例

	基幹道路 (既存)
	幹線道路
	支線道路

ESCALA



6.3.2 道路配置計画 (San Carlos 地域)

表6.3.1 幹線道路延長調書

( Loreto及び  
san Carlos地域 )

地区名	路線名	仕様・規格	延長 km	備考
Loreto東部地区 (水田区域)	幹線道路1号	全幅9.5m、有効幅 6.5m碎石舗装	27.50	基幹用水路沿い
計			27.50	
San Carlos地区 (水田・畑区域)	幹線道路1号	全幅9.5m、有効幅 6.5m選定した良 質土	25.00	
" (畑区域)	" 2号	"	20.00	
" (水田・畑区域)	" 3号	"	27.00	
計			72.00	
合計			99.50	