

6.1.8 Plan de Riego mediante Pequeñas Represas (Cuenca del Río Aguapey)

A continuación se presenta el plan de riego de Región de San Carlos (en la Cuenca del Río Aguapey) mediante la construcción de pequeñas represas.

1) Selección de las tierras desarrollables y localización de las represas

Se tomó como material de referencia el estudio efectuado por AyEE (Estudio de la Cuenca del Río Aguapey). Se efectuó un estudio sobre un plano escala 1/100.000 y en base a él se determinó la localización de 9 lugares para la construcción de pequeñas represas. (Figura A6.1.12) Las características de las mismas se muestran en el Cuadro A6.1.29.

- i) De acuerdo al plan de administración agrícola, la superficie de explotación de cada finca será de 425 ha, distribuidas en 200 ha de arroceras, 200 ha de pasturas y 25 ha de pasturas artificiales. Es decir, cada represa tendrá una superficie de dominio superior a las 425 ha mencionadas.
- ii) Para el estudio de las áreas adyacentes al curso del Río Aguapey, se utilizó como material de referencia al estudio efectuado por AyEE. El área inundable se determinó tomando como base un período de recurrencia de 5 años, extendiéndose de dicho límite 500 m más considerándose a esta área como franja con peligro de inundación. Esta franja fue excluida del área de cultivo de los arrozales.
- iii) De acuerdo con lo que se determina en el plan de desarrollo de tierras agrícolas, las tierras aptas para arrozales son aquellas que tienen una pendiente igual o inferior a 1,10%.

Cuadro A6.1.29: Características de las Pequeñas Represas

N° de Represa	Sup. de Bloque (ha)	Inaice de Tierras Benefic. (%)	Inaice de Riego (%)	Área de Riego (ha)	Extensión de la Cuenca (km ²)	Espejo de Agua (ha)	Longit. del Paredón (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
Total	8,657			3,674	124.2	1,877	14,900

Entre las 9 represas planificadas, con respecto a las Nro 5,6 y 7, se estudió la posibilidad de efectuar el riego a través de tomas naturales de agua, pero de acuerdo a los resultados obtenidos del análisis de los caudales, se llegó a la conclusión de que dicha forma no es posible en ninguna de las 3 represas.

De las 9 represas planificadas se tomó como modelo a la represa No 1, que abarca una cuenca cuya extensión es aproximadamente la media comparada con el resto, y en base a ésta se delinearon las características del riego.

2) Capacidad de Contención

Teniendo en cuenta la estructura de la represa No. 1, el nivel del espejo de agua ha sido calculada en 103,5m (sobre el nivel del mar) y la profundidad efectiva en 6,0 m.

A partir del análisis de un plano topográfico escala 1/50.000 se calculó la superficie del espejo en el nivel de contención efectiva, y en base a ella se extrajo la capacidad de contención de la represa que alcanza a 5.100.000 m³.

3) Requerimiento por Unidad de Superficie de Riego

El caudal unitario requerido es el que se ha expuesto en el apartado 6.1.3.

4) Balance hídrico de la represa (contención del agua)

(1) Cálculo del volumen de contención

El volumen efectivo de almacenamiento de agua de la represa se ha calculado aplicando la siguiente fórmula.

$$\text{Volum.retenc.efect.} = (\text{vol.escurrim.del área}) + (\text{vol.precipit. direct.sobre el espejo de agua}) - (\text{caudal de salida}) - (\text{vol.evaporación})$$

El límite del volumen de contención es de 5.100.000 m³. En el Cuadro A6.1.30 se indican los resultados de los cálculos.

(2) Coeficiente de escurrimiento hacia la represa

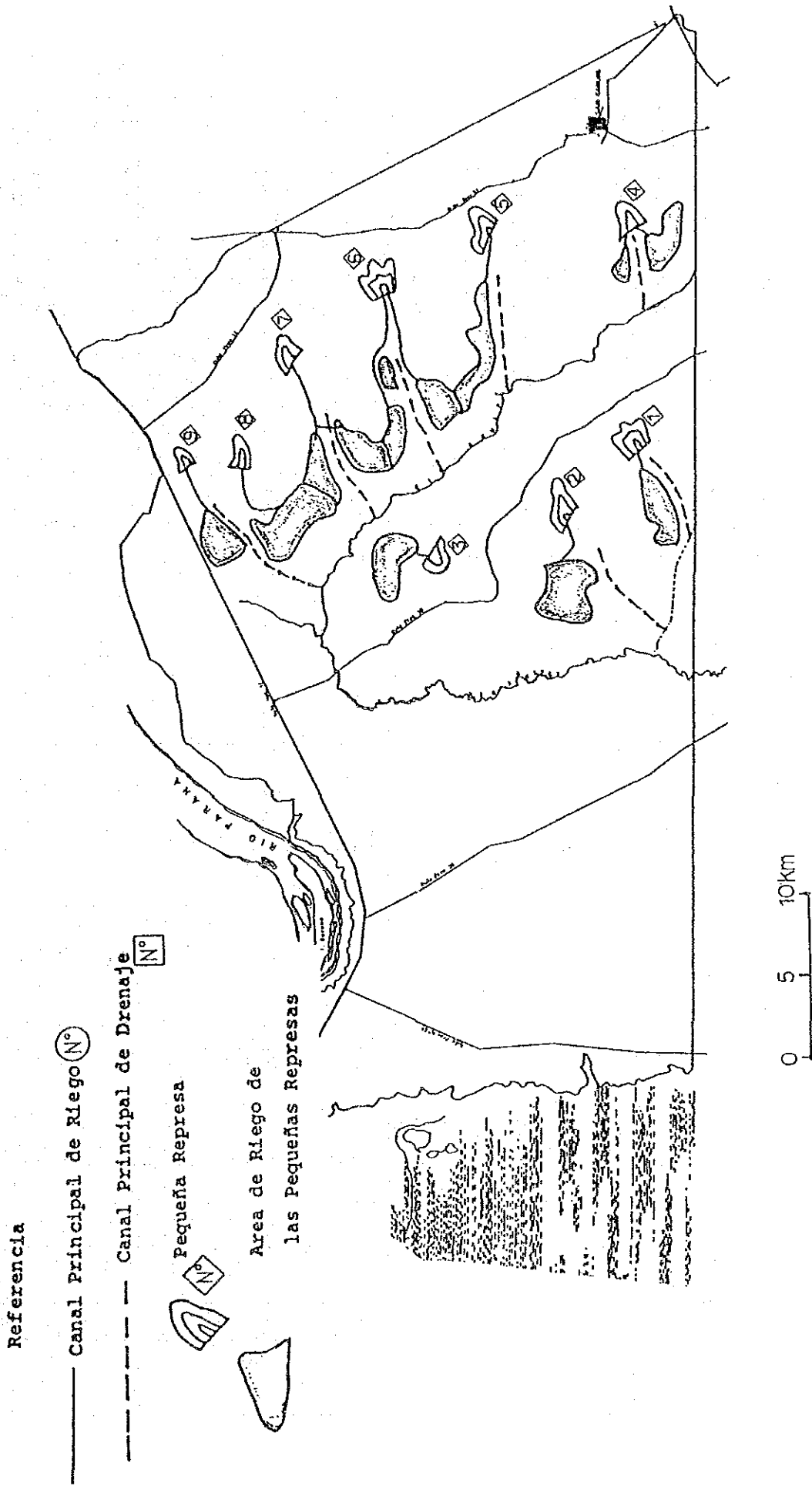
Según el plan de uso de suelo esta zonas es destinada principalmente a los cultivos de secano. Debido a ello, y considerando que se trata de terrenos ondulados, el coeficiente de escurrimiento ha sido estimado en 0,6.

(3) Análisis del balance hídrico

Según el Cuadro A6.1.30, entre los meses de mayo y octubre en los que no se efectúa riego, no se alcanza a completar el volumen total de contención, pero en el período en que se efectúa el riego, el caudal de contención se complementa con el aporte de las precipitaciones pluviales, observándose un excedente de 112.000 m³ en todo dicho período.

Consecuentemente, las 390 ha establecidas para el cultivo del arroz pueden ser irrigadas en su totalidad.

Figura A6.1.12: Localización de las pequeñas represas, canales de riego y drenaje en la Cuenca del Río Aguapey (Región de San Carlos)



Cuadro A6.1.30: Balance hidrico de la pequena represa No.1

Superficie de cultivo: 398ha Sup. de la cuenca: 984ha Sup. espejo de agua: 287ha
 Periodo del calculo: Mayo 1977 - Abril 1978

Mes	Dia	Requerimiento neto mm/dia	Acumulacion 5 dias del riego	Eficiencia del riego	Req. de parcela total mm	Req. mensual total 1000m3	Precipitacion mm	Caudal aportado Por la cuenca sup. de la repr. 1000m3	Evaporacion superficial 1000m3	Balance	Volumen almacenado 1000m3
5-10	11	0.0	0.0	0.544	0.0	0	687	4.057	1.291	4.738	4.738
	10	0.7	2.1	0.544	3.8	15			562		
	15	1.8	8.9	0.544	16.3	63					
	20	3.0	15.0	0.544	27.6	108					
	25	5.6	28.1	0.544	51.6	201	203		153		
	30	8.0	40.0	0.544	73.4	286	790	1.543	351	2.058	5.797
1	5	10.1	50.5	0.544	92.8	362					
	10	11.6	58.0	0.544	106.6	416					5.100
	15	13.2	66.0	0.544	121.3	473					
	20	14.1	70.5	0.544	129.6	505					
	25	14.4	72.0	0.544	132.4	516	170		180		
	31	14.5	72.5	0.544	133.3	520	561	1.251	413	-685	4.415
2	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					
	20	12.0	60.0	0.544	110.3	430					
	25	12.0	60.0	0.544	110.3	430	43		171		
	31	11.9	59.5	0.544	109.4	427	169	389	392	-2.262	2.153
3	5	11.1	55.5	0.544	102.0	398					
	10	11.0	55.0	0.544	101.1	394					
	15	10.9	54.5	0.544	100.2	391					
	20	10.8	54.0	0.544	99.3	387					
	25	10.7	53.5	0.544	98.3	384	86		138		
	28	10.7	32.1	0.544	59.0	230	335	726	318	-1.087	1.066
4	5	9.1	45.7	0.544	83.9	327					
	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					
	25	4.6	22.8	0.544	41.9	163	48		124		
	31	3.3	16.5	0.544	30.3	118	188	384	285	-874	192
10	5	1.8	8.9	0.544	16.3	63	5	40	31	-80	112
	10	0.7	3.4	0.544	6.3	24	20	19	71		

① = ① X 5 dias ④ = ② ÷ ③ ⑤ = ④ X 398ha X 10 ⑦ = Precip. aprov. mensual (No. superior (mm)) X 398ha X 10
 ② = ⑤ X 984ha X 10 X 0.6 ⑥ = ③ X 287ha X 10 ⑧ = ⑤ X 287ha X 10 ⑨ = Evaporacion mensual (No. superior (mm)) X 287ha X 10 X 0.8
 ⑩ = (⑥ - ⑦) + ⑧ + ⑨ - ⑩
 ⑪ n = ⑫ n - 1 + ⑬ n (Como a fines de Nov. supera los 5.100 miles de m3, sera ajustado a principios de Dic.)

(4) Año base del cálculo

Se utilizó el período a contar desde el 11 de abril de 1977 al 10 de abril de 1978 como base para los cálculos. Esto corresponde a un período de recurrencia de 5 años con respecto al período de riego (noviembre a abril).

5) Riego de pasturas

En la zona a ser irrigadas con las pequeñas represas, se aprovechará el agua acumulada en las mismas durante el período de riego del arroz. Durante el período en el cual no se efectúa el riego, si se registra una precipitación superior a la del año base considerado en el análisis del balance hídrico de las represas, el caudal excedente que supere la capacidad de almacenamiento de la represa será evacuada por los vertederos como caudal no aprovechable. Cuando existan riesgos de daños por sequías en las pasturas durante el período en que no se efectúa el riego en las arroceras, será posible irrigar las pasturas en rotación (ex-arroceras) y pasturas artificiales para evitar la disminución de la receptividad de las mismas.

En la zona de arroceras en rotación con pasturas de la cuenca de las pequeñas represas se puede utilizar el mismo sistema aplicado en la Cuenca Inferior de la Represa de Yacyretá, y por lo tanto en el riego de pasturas tampoco hay inconvenientes en los aspectos de manejo y mantenimiento.

6) Plan de infraestructura para riego

(1) Diseño de la represa

a) Características de la represa:

Nivel máximo normal: cota 103,5 m

Nivel mínimo de toma: cota 97,5 m

Volumen total de almacenamiento de agua: $V = 5.100.000\text{m}^3$

b) Cota en el coronamiento del talud de la represa

La cota en el coronamiento del talud de la represa se determinó tomando la cota máxima permanente y adicionando a éste una tolerancia.

Cota máxima = cota máxima permanente + tolerancia =

$$= 103,50 + 0,5 = 104,0 \text{ m}$$

Tolerancia =

$$= 0,05 H + 1,0 \text{ m} = 0,05 \times 11,5 + 1,0 = 1,575 = 1,6 \text{ m aprox.}$$

H = diferencia de altura entre la cota máxima planificada y la cota en la base

$$H = 104,2 - 92,5 = 11,7 \text{ aprox.}$$

Consecuentemente la cota en el coronamiento es de:

$$: 104,2 + 1,6 = 105,8 \text{ m}$$

c) Excavación para las fundaciones

Se efectuará una excavación de base en la presa para eliminar unos 2,0 m del estrato superficial que corresponde a suelo no apto para fundación.

d) Material para los terraplenes

Se usarán los materiales existentes en las lomadas de ambos márgenes para la construcción de la presa.

e) Tipo de represa

Considerando las condiciones topográficas y geológicas, magnitud de la represa, materiales a emplear y otros aspectos, se determinó que la presa será de tierra, de tipo uniforme.

f) Pendiente del talud

La pendiente del talud, del lado superior de la represa (aguas arriba), será en principio del 25%. Pero, debido a la flojedad del estrato de las bases, a partir de la mitad de la altura de la presa se efectuará el terraplenado con compactación, haciendo variar la pendiente hasta un 50%.

La pendiente del talud, del lado inferior de la represa (agua abajo), será en principio del 20%. En la parte media de la altura de la presa, se construirá una grada y a partir de ésta hacia abajo, la pendiente será del 40%.

g) Cálculo de Estabilidad

Con respecto al material a emplearse en los terraplenes aún no se han efectuado estudios ni experimentaciones suficientes, y por ello el cálculo de estabilidad se ha efectuado incluyendo un margen de seguridad.

$$\text{Peso en seco: } r_d = 1,90 \text{ t/m}^3$$

$$\text{Porcentaje de humedad incorporado: } w = 13\%$$

$$\text{Peso específico: } G_s = 2,7 \text{ (t/m}^3\text{)}$$

$$\text{Índice de porosidad: } e = (G_s/r_d) - 1 = (2,7/1,90) - 1 = 0,42$$

Peso húmedo:

$$r_t = r_d (1+w) = 1,90 \times (1+0,13) = 2,15 \text{ t/m}^3$$

Peso saturado:

$$r_{\text{sat}} = (G_s + e/1 + e) = (2,7 + 0,42)/(1 + 0,42) = 2,20 \text{ t/m}^3$$

Peso sumergido:

$$r_{\text{sub}} = r_{\text{sat}} - 1 = 1,20 \text{ t/m}^3$$

Resistencia al corte:

$$C = 2,0 \text{ t/m}^2$$

$$\phi = 10^\circ$$

Las bases de esta represa son débiles. Se calcula su estabilidad incluyendo el cálculo de los cimientos. El cálculo se efectúa considerando a la represa con agua. No se consideran los efectos de sismos. El cálculo de estabilidad se ha efectuado a través del método que considera el deslizamiento circular.

De acuerdo a los cálculos de estabilidad, el coeficiente de seguridad del talud del lado superior de la represa es de 1,309 y del lado inferior es de 1,225, superando en ambos casos el valor meta de seguridad que es de 1,20.

(2) Diseño del vertedero de la represa

- i) De acuerdo a los cálculos efectuados aplicando la ecuación racional, el caudal de la inundación del diseño será:

$$Q = 1/3,6 \times f \times r \times A = 1/3,6 \times 0,6 \times 45 \times 9,84 = \\ = 74 \text{ m}^3/\text{seg}$$

en donde:

Q = caudal máximo de inundación (m^3/seg)

f = coeficiente de escurrimiento máximo (para esta zona se empleó 0,6, valor que corresponde a tierras con lomadas)

r = intensidad media de la precipitación durante el tiempo de llegada de la inundación (mm/hora)

A = Superficie de la cuenca de aporte (km^2)

- ii) Considerando las condiciones topográficas del lugar, se determinó que el vertedero sería del tipo corriente vertiente lateral. El mismo estará ubicado en la margen izquierda, junto a la parte más elevada del relieve.
- iii) La profundidad de la corriente vertiente será de $H = 0,5 \text{ m}$ y la longitud de la boca de descarga libre será de $L = 100 \text{ m}$.

(3) Instalaciones de la toma

- i) El caudal máximo de la toma será de:

$$Q = 0,309 \text{ (m}^3/\text{seg}/100\text{ha)} \times 390 \text{ (ha)} = 1,21 \text{ (m}^3/\text{seg)}$$

- ii) La toma estará ubicada en la margen derecha para evitar que coincida con el vertedero. Considerando el tipo y la escala de la represa, se determinó que la toma será del tipo "drop inlet" y se evacua a través de una tubería localizada debajo del terraplén.
- iii) El diámetro de la tubería para la alimentación del canal de riego y para la salida de emergencia, se fija en D = 1.000 mm, dimensión que permite el control adecuado de la misma.
- iv) El diámetro de la boca de salida para la alimentación del canal de riego se determina en 500mm.

(ver Cuadro A6.1.31 y Figura A6.1.13)

Cuadro A6.1.31: Características de la boca de salida en la represa No1.

Causa de la pérdida	Diámetro tubería mm	Ai ² m ²	Cálculo coef. de pérdida	Coefic.	fi/Ai ²
Ingreso del caudal	1,000	0,617	Sistema Belmauss?	0,2	0,324
Fricción	1,000	0,617	124,5 x 0,013 ² x 120/1,04 ^{1/3}	2,52	4,084
Compuerta	0,500	0,039	-	0,05	1,282
Salida del caudal	0,500	0,039	salida libre	1,0	25,641

Nota:

$$Q = \frac{1}{\sum (f_i / A_i^2)} \sqrt{2gH} = \frac{1}{30.651} \times \sqrt{19.6 \times (97.5 - 95.0)} = 1.264 \text{ m}^3/\text{s} > 1.21 \text{ m}^3/\text{s}$$

fi = Coeficiente de pérdida en cada lugar
Ai = Sección en cada punto

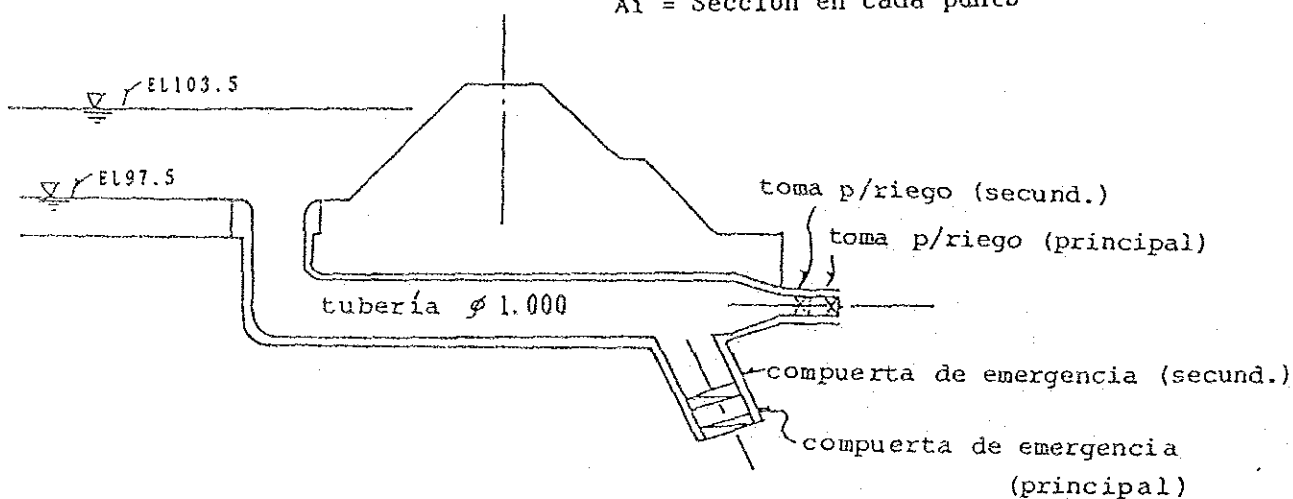


Figura A6.1.13: Pequeña Represa No 1. Compuertas

(4) Canales de riego en las pequeñas represas

Los canales de riego que conducen el agua desde las pequeñas represas hasta las arroceras son considerados como canales principales. En este Capítulo será elaborado el plan sobre los mismos. Se seguirán los mismos lineamientos básicos que en los canales de la Cuenca Inferior de la Represa de Yacyretá (Rincón Santa María + Región de Loreto). Sin embargo, la diferencia de altura entre el nivel del agua y el coronamiento será de 0,5 m, debido a que la pendiente de los canales es de 1/1.000, es decir comparativamente más pronunciada que en aquella cuenca, y además, porque la extensión de las arroceras es más reducida (unas 390 ha). (Cuadro A6.1.32)

Cuadro A6.1.32: Cálculo de los canales de riego para las pequeñas represas

Dist.	Caud.	Prof.	Ancho	Veloc.	Pend.	Cota terreno	Cota Fondo canal	Cota agua	Talud	
									Alt.	Ancho
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) Boca de descarga y derivadores

Estas obras serán planificadas de acuerdo a los lineamientos mencionados en apartado 6.1.5. Las características de las obras de arte relacionados con los canales de drenaje se muestran en el Cuadro A6.1.33.

Cuadro A6.1.33: Principales obras de riego en la Cuenca del Río Aguapey (Región de San Carlos)

Represa No	Longitud de canal de riego Km	Derivador (canal principal a canal secundario) Cantidad	Capacidad de las bocas de descarga m ³ /seg	Observ
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 Plan de Irrigación de la Zona Rincón Santa María (Plan independiente)

Aquí se delinea el caso en que se efectúe el riego tomando el agua desde la Represa de Yacyretá y por gravedad, limitando al proyecto a la zona de Rincón Santa María solamente.

Las características tales como la forma de riego, el requerimiento de agua por unidad de superficie de riego, etc. son similares a las expuestas para el caso en que se efectúa el proyecto incluyendo a todas las zonas. Por ello, estos temas se obviarán en el presente apartado.

1) Area de riego

Cuadro A6.1.34: Area de Riego en Rincón Santa María (Plan independiente)

Zona	Bloque	Superfic. (ha)	Area Beneficic. (%)	Indice de Riego (%)	Superfic. de Riego (ha)
Zona Rincon Sta. Maria	Rotacion Arroz-Pastura				
	1	1,738	9.8	47.1	738
	2	1,114	9.8	47.1	473
	Sub-Total	2,852			1,211
	Hortalizas Bajo Plastico	497			124
	Total	3,349			1,335

2) Requerimiento total y requerimiento máximo de agua

El requerimiento máximo de agua es como se indica en el Cuadro A6.1.35.

Cuadro A6.1.35: Caudal planificado en Rincon Sta. Maria (Plan independiente)

Zona	Bloque	Superfic. de Riego ha	Caudal Maximo Unitario m3/s/100ha	Caudal Maximo de Liego m3/s
Zona Rincon Sta. Maria	Rotacion Arroz-Pastura			
	1	738	0.309	2.28
	2	473	0.309	1.46
	Sub-Total	1,211		3.74
	Hortalizas Bajo Plastico	124	0.055	0.07
	Total	1,335		3.81

3) Plan de Obras de Infraestructura para Riego

(1) Selección del trazado de los canales

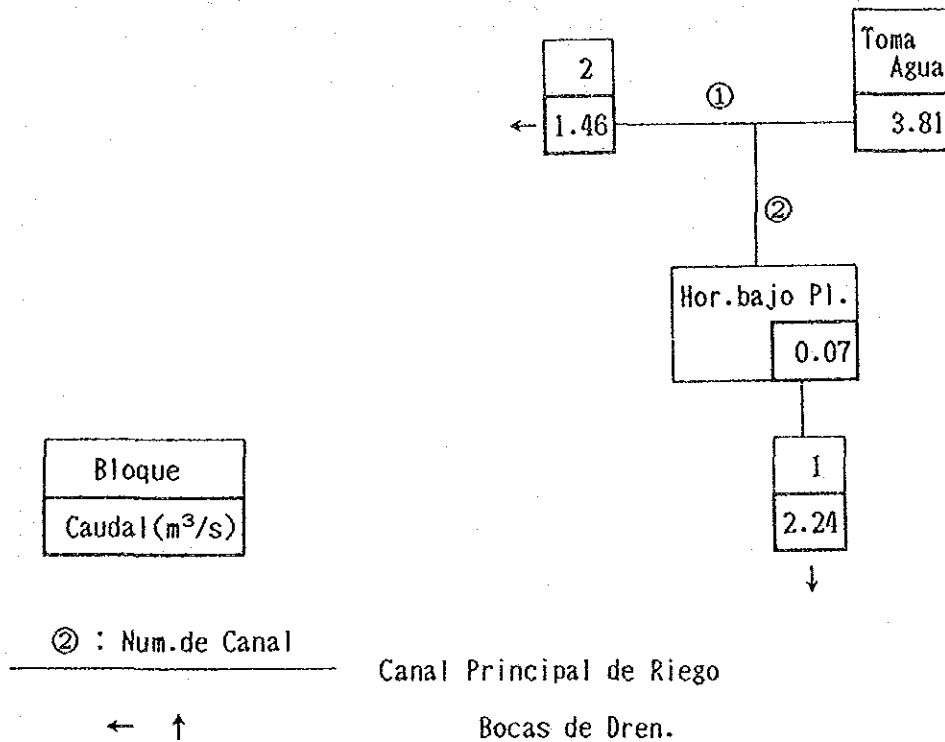
En el supuesto de que se efectúe el riego solamente en la zona de Rincón Santa María, no se construiría el canal maestro y a cambio se podría efectuar el riego por gravedad a través de dos canales principales.

Las características del diseño de las obras de arte son iguales que las expuestas en el caso en que se efectúa el proyecto completo.

En base a lo expuesto se efectuaron los cálculos hidráulicos correspondientes, obteniéndose los resultados que se muestran en la Figura A6.1.14.

(d) Los cálculos correspondientes a las principales obras de arte se muestran en el Cuadro A6.1.36.

Figura A6.1.14: Trazado de los canales en Rincón Santa María (Plan independiente)



Cuadro A6.1.36: Principales Obras en los Canales de Riego en Rincon Sta. Maria (Plan independiente)

Canal	Distancia Km	Ancho m	Derivaciones		Bocas. de Dren. m3/s	Caminos Long. m	Disip. Energ. (H) m
			ppal. -ppal. m3/s	ppal. -sec. cant.			
Ppal.1	0.0	5	2.35	2	1.46	22 19	2.0 2.4
	1.1	5					
	1.2	5					
	3.0	5					
	5.6	5					
	9.4	5					
10.0	5						
Ppal.2	0.0	3		3	2.31	12	
	1.5	3					
	9.0	3					

6.1.10 Riego de la Zona Rincón Santa María + Este de Loreto

Como una alternativa se ha analizado el caso de riego limitado a la zona de Rincón Santa María y la Zona Este de Loreto.

Los datos básicos son similares a los expuestos en el apartado 6.1.3.

1) Area de riego, requerimiento de agua y red de canales.

Estos aspectos se muestran en los apartados anteriores, en los Cuadros A6.1.1, A6.1.2 y Figura A6.1.6.

2) Plan de obras de infraestructura

Se muestra en el Cuadro A6.1.37

Cuadro A6.1.37: Principales obras de estructura en el caso Rincon Sta. Maria + Zona Este de Loreto

Canal	Distancia Km	Ancho del fondo m	Derivadora		Verted. m3/s	Bocas de Dren. m3/s	Caminos Long. m	Disip. Energ. (H) m	Observ.
			Maest. - Ppal. m3/s	Maest. - Sec. (Caminos) Cant.					
Maestro	0.0	30							Zona Rincon Sta. Maria
	1.1	30					2.22		
	1.2	30					2.22		
	3.0	30	2.31	2			50		
	5.6	30					50		
	9.4	30					50		
	10.0	30			3.75	5.00	50		
	13.5	30					50		
	46.2	30				105.00	50		
	47.2	30		6			50		
49.5	30	5.97						Zona Este de Loreto (21.8km ~ 43.3km fondo revestido)	
55.5	25	2.53	2						
61.5	25	4.65				25			
65.7	15			18.85	20.00				
70.0	15	5.63+4.42							
72.0	15	3.68							
				13.80	10.00				
Ppal.1	0.0	3							Zona Rincon Sta. Maria
	1.5	3				9			
Ppal.2	9.0	3							Zona Este de Loreto
	0.0	10							
	0.1	10							
	6.0	10							
Ppal.3	0.0	4							Zona Este de Loreto
	0.1	4							
	3.0	4							
Ppal.4	0.0	4							Zona Este de Loreto
	10.3	4							
Ppal.5	0.0	3							Zona Este de Loreto
	8.1	2							
	9.7	2							
Ppal.6	0.0	2							Zona Este de Loreto
	6.5	2							
	0.0	2							
Ppal.7	0.0	4							Zona Este de Loreto
	8.7	4							

6.1.11 Riego de la Región de Loreto por bombeo.

1) Lineamientos Básicos

Fueron seleccionados cuatro (4) puntos en donde el centro del canal del río se encuentra en la costa del mismo y permite una toma de agua estable.

La superficie de riego y los bloques de drenaje del plan original no fueron modificados.

Una vez tomadas las aguas del Río Paraná mediante el bombeo, la distribución de las aguas se hará con el mismo sistema que en el plan original.

La localización de la planta de bombeo y el trazado de los canales se muestran en la Figura A6.1.15.

2) Caudal de Riego

Se muestra en el Cuadro A6.1.38.

Cuadro A6.1.38: Caudal planificado en el Caso de Riego de la Region de Loreto por el Sistema de Bombeo

Nombre Estacion	Bloque	Superficie de Riego ha	Caudal Maximo Unitario m3/s/100ha.	Caudal Maximo de Riego m3/s	
Estacion Bombeo N° 1	Rotacion Arroz-Pastura				
	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	
	Sub-Total	6,457		18.85	
Hortalizas al Aire Libre R. Prov. N° 17		118	0.061	0.07	
	Sub-Total	6,575		18.92	
Estacion Bombeo N° 2	Rotacion Arroz-Pastura				
	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	
Sub-Total	8,903		26.00		
Estacion Bombeo N° 3	Rotacion Arroz-Pastura				
	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	
	Sub-Total	8,527		24.91	
	Hortalizas al Aire Libre R. Prov. N° 13①		24	0.061	0.01
		R. Prov. N° 13②	34	0.061	0.02
		Sub-Total	58		0.03
		Sub-Total	8,585		24.94
Estacion Bombeo N° 4	Rotacion Arroz-Pastura				
	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	
	Sub-Total	11,787		34.38	
	Hortalizas al Aire Libre Ber.de Astrada		18	0.061	0.01
Sub-Total		11,805		34.39	
Total		35,868		104.25	

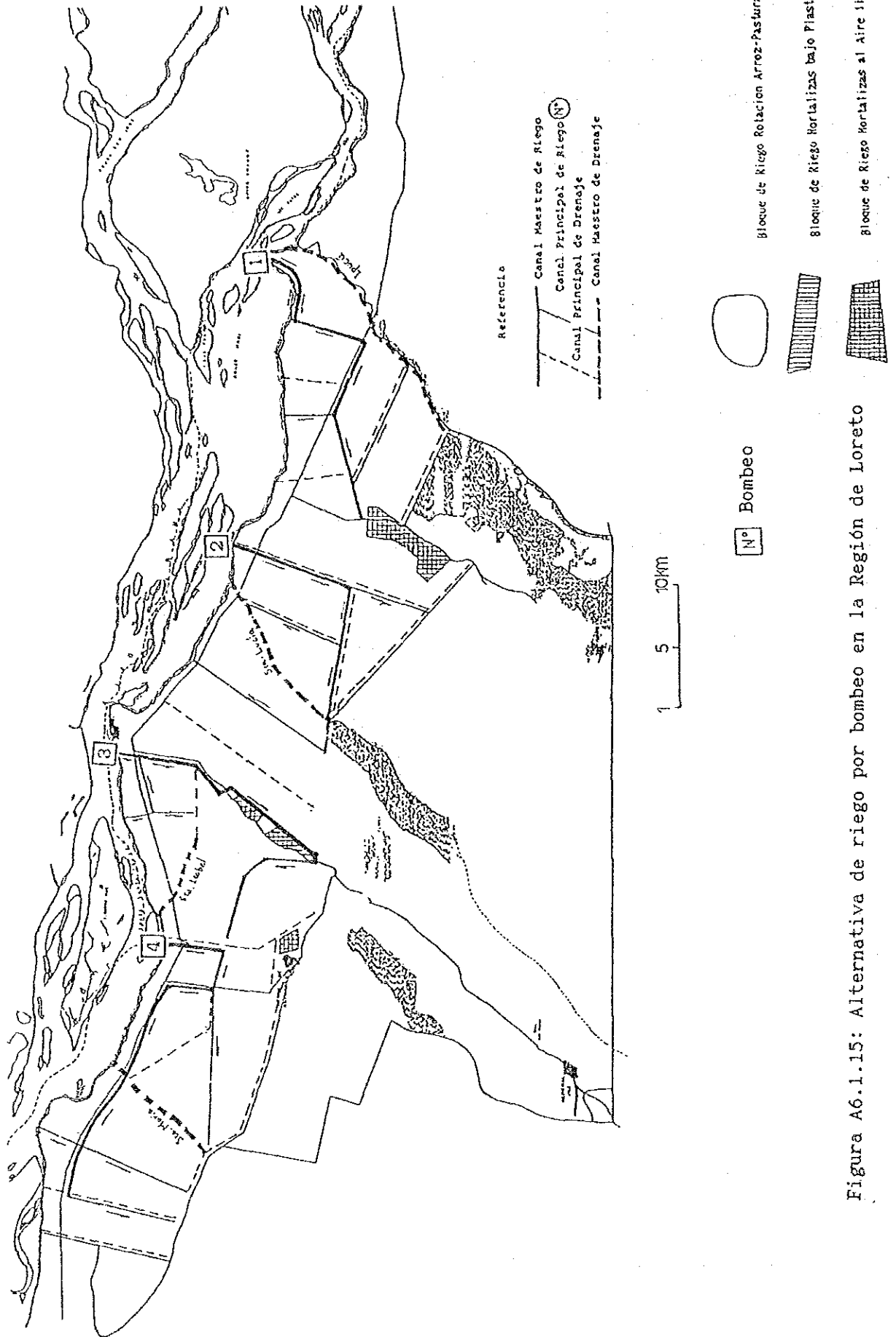


Figura A6.1.15: Alternativa de riego por bombeo en la Región de Loreto

3) Carga de Bombeo

(1) Determinación del Nivel de Toma de Agua

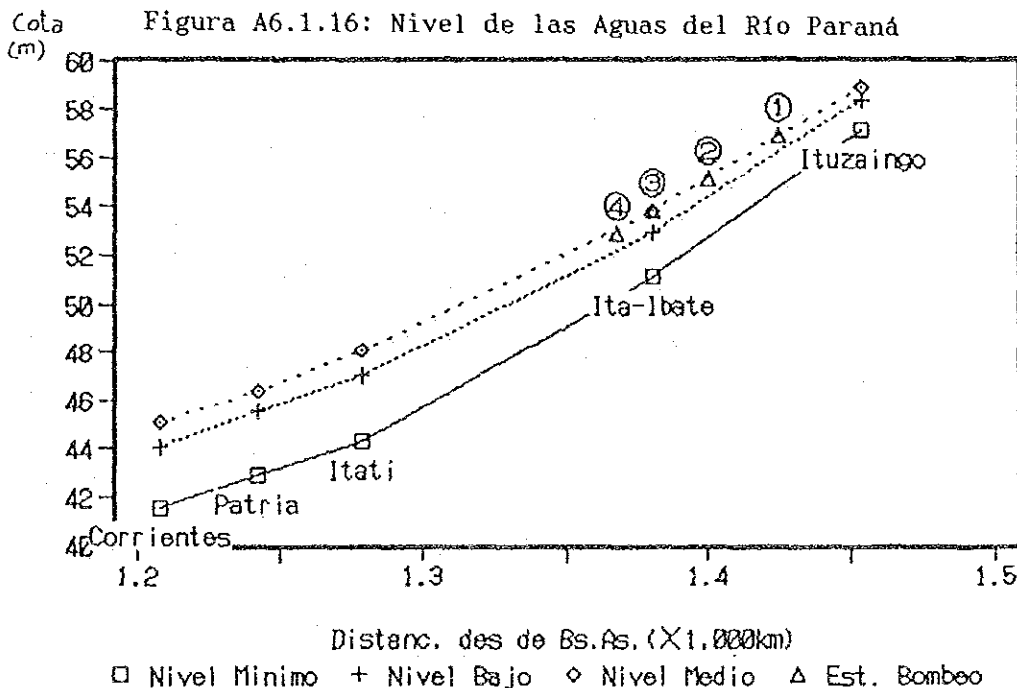
El nivel de toma de agua se determinó empleando los resultados de observación de nivel del Río Paraná instalados en Itatí, Itá Ibaté e Ituzaingó. En primer término se analizaron los datos de nivel de un periodo de 85 años (hasta el año 1985) de cada uno de los puestos de observación.

De ello resulta que el nivel mínimo del río Paraná tiende a aumentar en los últimos años. Comparado con el nivel medio del 85 años analizados, se observa que éste es igual al segundo nivel mínimo de los últimos 11 años (1975-1985).

En consecuencia, en el presente se empleará el nivel medio del largo periodo considerado como el nivel mínimo con un periodo de recurrencia de cinco (5) años. En la Figura A6.1.16 se presenta el nivel de las aguas durante el periodo de 85 años. En el Cuadro A6.1.39 se presenta el nivel de las aguas de las 4 estaciones de toma localizadas a cierta distancia de los puntos de observación.

Cuadro A6.1.39: Nivel de Toma de Agua Planificado

Nombre Estacion	Nivel de Toma Planificada (m)
Est. Bombeo N° 1	56.9
N° 2	55.2
N° 3	53.8
N° 4	53.0



(2) Boca de Toma

El nivel de la boca de toma puede ser obtenido del plan de canales de riego, acorde con el bombeo que se realizará del Río Paraná, pero a partir del nivel de la boca de toma se planificará la carga de bombeo real, descontando el nivel de toma de agua planificado.

Cuadro A6.1.40: Plan de bombeo

Nombre Estacion	Nivel Toma de Agua (m)	Nivel Boca de Toma (m)	Carga de Bombeo Real (m)
Est. Bombeo N° 1	56.9	74.0	17.1
N° 2	55.2	73.0	17.8
N° 3	53.8	73.0	19.2
N° 4	53.0	71.0	18.0

4) Costo de las Obras

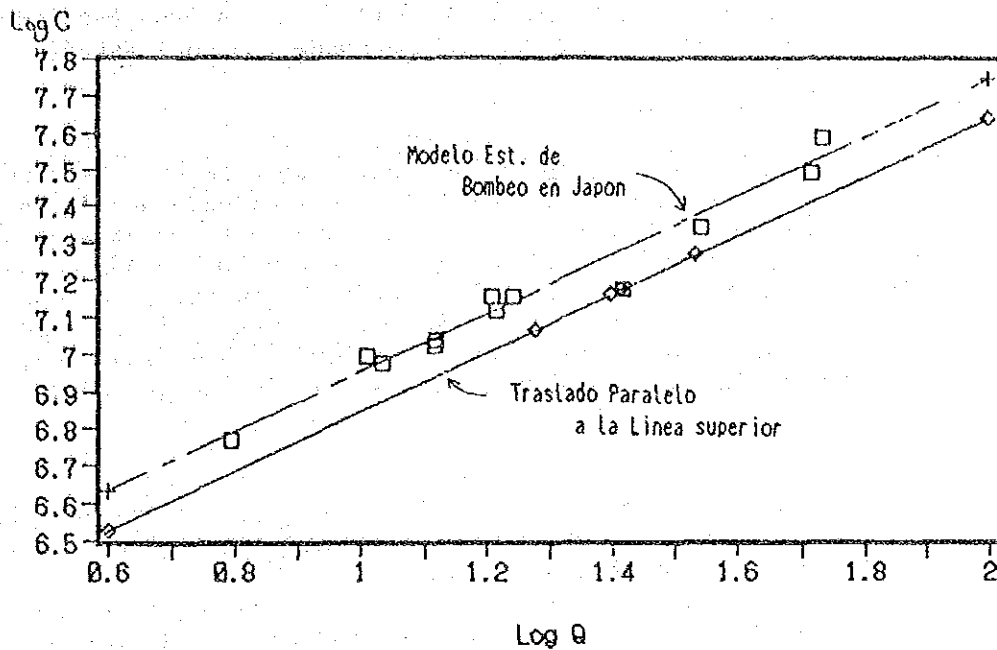
Se estima que el diseño de las estaciones de bombeo será similar al de las planificadas para la zona de San Carlos en la Segunda Fase, debido a el volumen de riego y la carga de bombeo son prácticamente iguales en ambos. Además, las condiciones del lugar para las obras como las instalaciones accesorias no difieren mucho de aquéllas previstas para la Zona de San Carlos. Por lo tanto, el cálculo de costos de cada una de las estaciones de bombeo fueron efectuadas en base a los resultados de los cálculos efectuados para las estaciones de bombeo de San Carlos, tomando como referencia a los ejemplos de estaciones de bombeo del Japón.

Los resultados se muestran en el Cuadro A6.1.41 y en la Figura A6.1.17.

Cuadro A6.1.41: Correlación de los Costos de Construcción de Estaciones de Bombeo

Nomble Estacion	Volumen de Bombeo [Q] (m ³ /s)	Log(Q)	Log(C)	Costo [C] (A)
San Carlos	26.2	1.4183	7.1783	15,076,593
Est. Bombeo N° 1	18.9	1.2765	7.0653	11,623,058
N° 2	26.0	1.4150	7.1757	14,984,847
N° 3	25.0	1.3979	7.1621	14,523,937
N° 4	34.4	1.5366	7.2725	18,728,432

Figura A6.1.17: Correlación de los Costos de Construcción de Estaciones de Bombeo



5) Conclusiones del caso del bombeo

Como resultado, se tiene que los costos son sumamente elevados en comparación con el sistema de riego por gravedad, ya que los costos de las estaciones de bombeo solamente ascienden a 60 millones de Australes. Además de ello, en el caso del sistema de riego por bombeo se deberá adicionar un costo anual de manejo de las bombas, con lo cual las obras se encarecerán aún más.

6.1.12 Plan de riego de la zona oeste de San Carlos

A continuación se explicará el plan de riego de la zona oeste de San Carlos que fuera estudiada durante la Segunda Fase del Estudio.

1) Características generales

La Zona Oeste de San Carlos se encuentra ubicada en la ribera izquierda del Río Paraná cuyo nivel es más elevado que la toma de la Represa de Yacretá. Por ello en esta zona no se puede efectuar el riego por gravedad, y se planea la irrigación bombeando el agua desde el cauce de la represa. Las bombas se instalarían sobre el Río Paraná, en la ribera opuesta de la Isla Mborebí, con las tomas a una altura de EL 80,5m, y las bocas de salida se ubicarían a una altura de EL 95,5m. De allí la irrigación se efectúa por gravedad.

(1) Bombas

El volumen pico de bombeo es de 26,18m³/seg, cifra que dividido por tres (para 3 bombas) resulta 8,73m³/seg (523,8m³/seg). La altura total de bombeo es de 20 m. Las bombas a emplear son con motor con eje vertical y expulsión de agua lateral. Considerando las fluctuaciones en el caudal de bombeo y la distribución del riego, se determinó en 3 el número de bombas necesarias, con un diámetro de 2.000 mm en cada boca de salida. A los fines de facilitar el recambio de los repuestos las bocas de las tres bombas serán iguales. Las características del bombeo son como sigue:

- (a) Altura efectiva de bombeo: 15m
- (b) Altura total de bombeo: 20 m
- (c) Caudal de agua bombeado: 26,18m³/seg
- (d) Cantidad de bombas y capacidad de las bocas de salida:
3 bombas, con 8,73m³/seg en cada bomba
- (e) Tipo de bomba y diámetro: motor con eje vertical y
expulsión de agua lateral, y
diámetro de salida de 2000 mm
- (f) Fuente de energía: electricidad, 1850 kw/h, con motor con
eje vertical e inductor
- (g) Tuberías: 2.600 mm de diámetro

(2) Forma de Bombeo

La forma de bombeo es con motor con eje vertical y expulsión lateral. En base a ello se determinaron la localización de las tomas y de las instalaciones de las bombas.

- (a) Luz entre columnas en la sala de bombas: 17.000mm

- (b) Altura de la sala de bombas: 13.300 mm
- (c) Longitud de la sala de bombas: 35.000 mm
- (d) Cimientos de la sala de bombas: hormigón comprimido
martillado

Según planos de suelo del EBY, el suelo de las zonas adyacentes al lugar previsto para la localización de las bombas tiene basalto a partir de un EL 40,0m, y una capa de arena a partir de allí hasta un EL 80m. Por ello se determinó que para las bases de la sala de bombas se insertarán pilotes de hormigón comprimido de unos 25 m de longitud, para asegurarlas.

6.2 PLAN DE DRENAJE

6.2.1 Lineamientos básicos del plan de drenaje

1) Objetivo del plan de drenaje

El objetivo del plan de mejoramiento del drenaje en el Proyecto es ampliar las posibilidades de uso de aquellas tierras que actualmente no están siendo explotadas debidamente a causa de los problemas de drenaje. Además, se considera necesario solucionar el problema del anegamiento de las carreteras a fines de mejorar las condiciones de vida de los pobladores rurales.

2) Area objeto del plan de drenaje

El plan de drenaje abarca las siguientes áreas:

- i) En el plan se excluyen los estudios de las obras de mejoramiento del drenaje que requieran trabajos fuera del Area de Estudio.
- ii) El plan de drenaje será elaborado conjuntamente con el plan de riego.
- iii) En las zonas en las que es posible drenar hacia el Río Paraná se planea mejorar el drenaje natural a través de canales nuevos o bien efectuando tareas de mejoramiento en los canales preexistentes.
- iv) En la cuenca del Río Aguapey se elabora un plan de riego y drenaje en base a las pequeñas represas.

6.2.2 Cuencas en el Plan de Drenaje

Los lineamientos generales del sistema de drenaje del plan se muestran en las Figuras A6.2.1 y A6.2.2, y en el Cuadro A6.2.2.

Cuadro A6.2.1: Nivel del agua del Río Paraná

Observatorio	Distancia de Bs.As. km	Cota del punto 0 (IGM)	Alto nivel Max, max H 1	Medio nivel Altas H 65	Medio nivel Medias H 182	Bajo nivel Bajos H 278	Extremo nivel Min-min H 365	Cota de tierra agric próx	Resúmen
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	Argentina Aguas minima minimo = H 365 Jaón 極水位 H 365
② Patria	1.242	43.27	9.54 52.81	4.66 47.93	3.10 46.37	2.24 45.51	-0.41 42.86	"	Aguas Bajos 低水位 H 275
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	"	H 278
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 Ituzaingó	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	Aguas Ordigarias Aguas Medias H 182 平水位 H 185
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	H 65 maximo maximo H 1 高水位 H 95
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	
* Nivel de inundación de la represa El. 84.50									
<p>PODER EJECUTIVO NACIONAL MINISTERIO DE OBRAS Y SERVICIOS PUBLICOS (公共事業省) SUB-SECRETARIA DE TRANSPORTE FLUVIAL Y MARITIMOS (河川港灣局) DIRECCION NACIONAL DE CONST. PORTUARIAS Y VAIS NAVEGABLES DEPARTAMENTO DISTRITO PARANA SUPERIOR (パラナ管区長)</p>									

Los intervalos de días entre Argy Japón no son iguales. El cuadro de la izquierda corresponde a la división de Argentina.

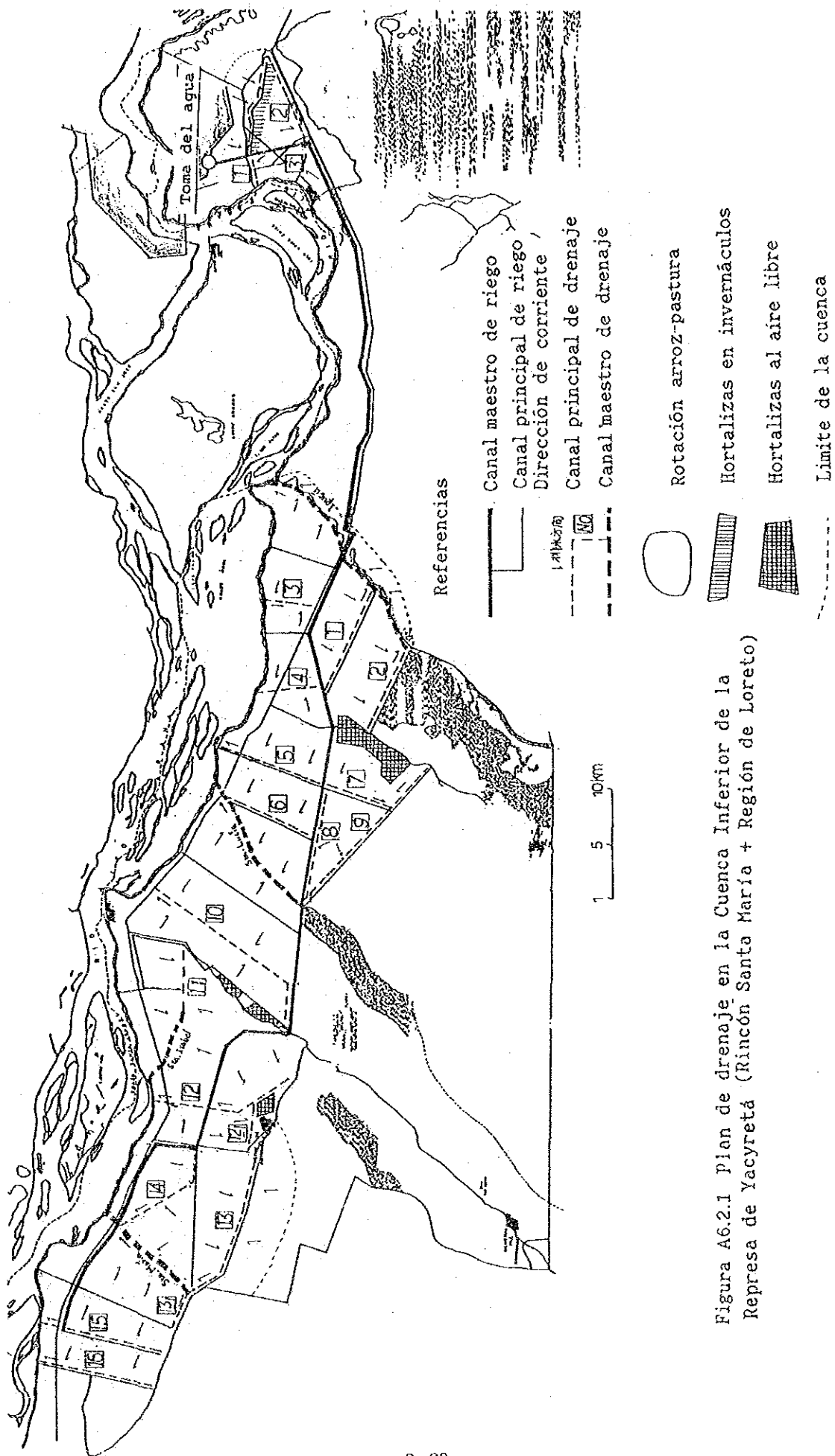


Figura A6.2.1 Plan de drenaje en la Cuenca Inferior de la Represa de Yacyretá (Rincón Santa María + Región de Loreto)

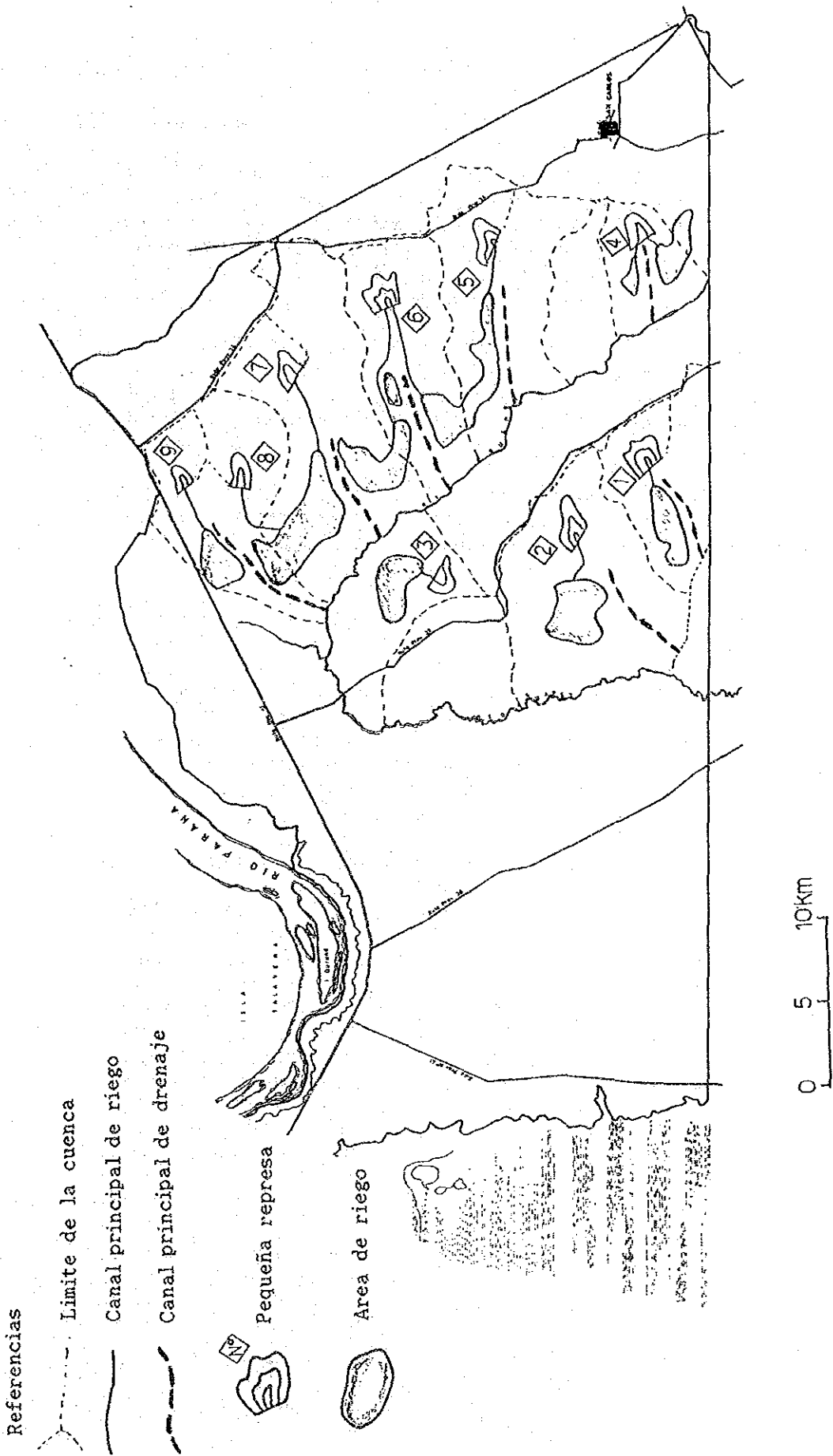


Figura A6.2.2 Plan de drenaje en la Cuenca del Río Aguapey (Región de San Carlos)

1) Región de Loreto

(1) Drenaje hacia el Río Paraná

El sistema de drenaje planificado para la Región de Loreto consiste básicamente en utilizar los arroyos naturales como canales maestros de drenaje, al cual desembocan los canales de drenaje principales. Pero en las zonas planas donde el drenaje natural se torna difícil, se ha planificado construir canales principales que drenan directamente al cauce del Río Paraná.

Los canales maestros de drenaje son 4, correspondiendo a los arroyos Santa María, Santa Isabel y Santa Lucía, y el canal Ipucú que se encuentra en el extremo oeste de la región. Además se han diseñado 7 canales principales nuevos que drenan directamente al Río Paraná.

La cota de las tierras a ser desarrolladas y la de las aguas del Río Paraná tienen una diferencia de cerca de 7 m. Por lo tanto, el drenaje puede ser efectuado sin inconvenientes en este sentido. (Cuadro A6.2.1)

(2) Medidas contra las aguas provenientes de zonas externas al área de desarrollo

El sistema de drenaje proyectado para la Región de Loreto provocará ciertos cambios en la cuenca. Debido a la topografía plana que se observa en la región, se puede prevenir la afluencia del agua de zonas externas a la cuenca planificada mediante la construcción de terraplenes en los bordes de los canales de riego y drenaje, y de los caminos.

(3) Medidas contra la erosión en la margen izquierda del Río Paraná

En lado sur de la Ruta Nacional No 12 presenta una topografía plana con pendientes de 1/5.000 a 1/10.000, por lo que no hay erosión del suelo. En cambio, el lado norte presenta una inclinación hacia el Río Paraná, con una pendiente del lecho del cauce de unos 1/500. Por otro lado, la margen izquierda del Río Paraná está conformada por albardones de 10 a 15 m. Por esta razón, los cauces que afluyen al Río Paraná están provocando intensas erosiones en el lado norte de la Ruta Nacional No 12. Ante esta situación, serán instalados disipadores de energía con caída de gabiones en las bocas de los canales de drenaje a ser construidos o reformados.

2) Región de San Carlos

El sistema de drenaje diseñado para Rincón Santa María no modifica significativamente la cuenca respectiva, excepto la construcción del canal maestro de riego que atraviesa la parte central de esta zona.

Por su parte, el plan de riego con pequeñas represas en la Región de San Carlos (9 represas en la Cuenca del Río Aguapey) no modifica el sistema actual de drenaje en dicha cuenca.

Cuadro A6.2.2 Características del plan de drenaje

region o zona	cuenca de drenaje	superficies de cuenca		caudal de drenaje de proyecto.		longitud	
		cuenca total	cuenca afluente	cuenca total	cuenca afluente	canal maestro	canal principal
Rincon Sta. María	canal pp No 1	3.0		1.02			3.0
	canal pp No 2		(26.5)		(9.01)		10.5
	canal pp No 3	64.0		37.75			11.5
	sub total	67.0		38.77			25.0
Loreto	Ao. Ipuquí	133.8		55.49		17.5	
	canal pp No 1		(41.0)		(15.58)		10.0
	canal pp No 2		(44.8)		(17.02)		7.5
	canal pp No 3	30.4		11.55			4.5
	canal pp No 4	38.7		33.56			5.8
	canal pp No 5	25.6		9.68			9.8
	Ao. Sta. Lucia	195.8		103.05		13.5	
	canal pp No 6		(42.0)		(29.76)		9.0
	canal pp No 7		(42.9)		(16.30)		6.3
	canal pp No 8		(16.2)		(6.16)		10.0
	canal pp No 9		(75.3)		(43.03)		17.5
	canal pp No10	114.0		71.14			19.1
	Ao. Sta. Isabel	91.0		50.13		7.0	
	canal pp No11		(36.0)		(22.73)		6.4
	canal pp No12	87.5		33.25			17.5
	Ao. Sta. María	214.2		128.66		11.7	
canal pp No13		(112.2)		(42.63)		18.0	
canal pp No14		(45.0)		(39.96)		11.0	
canal pp No15	45.0		37.92			11.0	
canal pp No16	26.4		10.03			9.0	
sub total	1.002.4		544.46		49.7	172.4	
San Carlos	canal pp No 1	28.5		9.69			5.3
	canal pp No 2	68.0		23.12			6.1
	canal pp No 3	—		—			—
	canal pp No 4	19.2		6.53			3.8
	canal pp No 5	68.0		23.12			6.4
	canal pp No 6	71.7		24.38			7.2
	canal pp No 7	90.4		30.72			7.0
	canal pp No 8	—		—			—
	canal pp No 9	90.0		30.60			5.0
sub total	435.8		148.16			40.8	
total	1.531.7		738.11		49.7	238.2	

NOTA

1. Caudal de drenaje de proyecto (incluye caudal de riego no utilizado y caudal de aporte del area externa del proyecto)
2. Los valores de la superficie y del caudal de drenaje de proyecto de la cuenca del afluente del canal maestro estan incluidos en los valores de la superficie y del caudal de drenaje de proyecto de la cuenca total, respectivamente.

6.2.3 Componentes básicos del plan de drenaje

1) Volumen básico de precipitaciones

El volumen básico de precipitaciones que se utiliza para el cálculo del drenaje de las fincas se ha estimado sobre la base de un período de recurrencia de 5 años.

En los cálculos para la Región de Loreto se han utilizado los datos de la Estación Meteorológica Corrientes Aero y para la Región de San Carlos los de la Estación Meteorológica Posadas Aero (Cuadro A6.2.3 y A6.2.4).

2) Días de drenaje

En las tierras destinadas a los cultivos de secano se ha calculado en base al volumen de precipitaciones de 1 día para drenar en 1 día.

En las tierras destinadas a la rotación de arroz - pasturas los cálculos se han efectuado en base al volumen de precipitaciones de 3 días para hacer drenar en 3 días.

3) Caudal específico de drenaje en el plan

La estimación del caudal específico de drenaje se ha efectuado a través de la llamada fórmula racional, empleando la ecuación que se explica más abajo (*).

Las aguas superficiales actualmente se acumulan en las hondonadas que se observan en las planicies y de allí fluyen a terrenos más bajos, y así sucesivamente. Por ello, el flujo de las corrientes es complejo. Sin embargo, en el plan se plantea la construcción de una red de drenaje, y por lo tanto el agua superficial fluiría de acuerdo a la capacidad de los canales secundarios y principales y de los canales maestros.

La precipitación que supera la capacidad de los drenes se acumula momentáneamente en las parcelas. El estudio de este tipo de anegamiento se muestra en el punto 6.2.5. (Análisis de drenaje)

$$Q = [(r \times 10^{-3} \times A \times 10^6 \times f) / (N \times 24 \times 3600)] / A = \\ = (r \times f) / (N \times 24 \times 3,6) \dots\dots\dots(*)$$

donde:

- Q = Caudal específico de drenaje de diseño (m³/seg/km²)
- r = Precipitación base (mm en N días)
- A = Extensión de la cuenca (km²)
- f = Coeficiente de escurrimiento
- N = Días de drenaje planificado (días)

(1) Región de Loreto

a) Tierras destinadas a cultivos de secano y hortalizas

Precipitación base: $r = 138,8$ (mm en N días, o sea mm en 1 día)
Coeficiente de escurrimiento: $f = 0,5$
Días de drenaje planificado: 1 día

En consecuencia, el caudal específico de drenaje planificado es:

$$Q = (138,8 \times 0,5) / (1 \times 24 \times 3,6) = \\ = 0,80 \text{ (m}^3\text{/seg)/km}^2$$

b) Tierras destinadas a la rotación arroz-pasturas

Precipitación base: $r = 195,7$ (mm en N días, o sea mm en 3 días)
Coeficiente de escurrimiento: $f = 0,5$
Días de drenaje planificado: 3 días

En consecuencia, el caudal de drenaje específico planificado es:

$$Q = (195,7 \times 0,5) / (3 \times 24 \times 3,6) = \\ = 0,38 \text{ (m}^3\text{/seg)/km}^2$$

(2) Región de San Carlos

a) Tierras destinadas a cultivos de secano y hortalizas

Precipitación base: $r = 131,3$ (mm en N días, o sea mm en 1 día)
Coeficiente de escurrimiento: $f = 0,5$
Días de drenaje planificado: 1 día

En consecuencia, el caudal específico de drenaje planificado es:

$$Q = (131,1 \times 0,5) / (1 \times 24 \times 3,6) = \\ = 0,76 \text{ (m}^3\text{/seg)/km}^2$$

b) Tierras destinadas a la rotación arroz-pasturas

Precipitación base: $r = 174,1$ (mm en N días, o sea mm en 3 días)
Coeficiente de escurrimiento: $f = 0,5$
Días de drenaje planificado: 3 días

En consecuencia, el caudal específico de drenaje planificado es:

$$Q = (174,1 \times 0,5) / (3 \times 24 \times 3,6) = \\ = 0,34 \text{ (m}^3\text{/seg)/km}^2$$

Cuadro A6.2.3: Precipitaciones para el período de recurrencia

Período de recurrencia (años)	Precipitac. diaria	Precipitac. continua 2 días	Precipitac. continua 3 días	Observaciones
2	105,6 100,5	121,3 132,8	137,4 138,7	Posadas Aero Corrientes Aero
5	131,3 138,3	153,3 186,0	174,1 195,7	Posadas Aero Corrientes Aero
10	147,2 163,4	177,1 220,6	197,8 233,4	Posadas Aero Corrientes Aero
15	155,8 177,6	191,4 239,9	211,0 254,5	Posadas Aero Corrientes Aero
20	161,7 187,6	201,7 253,4	220,2 269,4	Posadas Aero Corrientes Aero
30	169,7 201,5	216,6 263,8	233,0 290,1	Posadas Aero Corrientes Aero
40	175,4 211,4	227,5 285,5	242,1 304,8	Posadas Aero Corrientes Aero
50	179,7 219,0	236,1 295,7	249,0 316,1	Posadas Aero Corrientes Aero

Datos: 1970 a 1985

Cuadro A6.2.4: Estadísticas sobre precipitaciones (días continuos de lluvia)

Año	Precipitac. diaria	Posi- ción	Precipitac. continua 2 días	Posi- ción	Precipitac. continua 3 días	Posi- ción	Observac.
1970	95,5 98,2	11 11	99,9 113,3	13 10	108,0 113,5	13 11	Posadas A. Corrient.A
1971	115,0 59,9	6 14	154,7 96,1	4 13	164,7 130,3	6 10	Posadas A. Corrient.A
1972	98,5 117,7	10 7	117,9 190,8	9 5	139,7 191,1	8 5	Posadas A. Corrient.A
1973	124,7 174,5	4 1	125,9 194,3	8 4	125,3 194,3	9 4	Posadas A. Corrient.A
1974	85,3 98,5	14 12	92,8 99,0	16 12	96,3 106,0	15 13	Posadas A. Corrient.A
1975	91,3 143,3	12 2	140,9 144,0	6 6	172,9 144,0	4 7	Posadas A. Corrient.A
1976	99,0 110,0	9 9	100,0 110,0	12 11	110,3 110,0	13 12	Posadas A. Corrient.A
1977	95,8 51,2	15 16	101,9 70,0	11 15	120,3 70,0	10 15	Posadas A. Corrient.A
1978	87,4 55,0	13 15	98,1 65,4	14 16	105,0 67,4	14 16	Posadas A. Corrient.A
1979	101,7 134,5	8 4	111,2 134,5	10 9	114,5 134,5	11 9	Posadas A. Corrient.A
1980	120,8 65,3	5 13	168,1 81,7	3 14	169,8 83,7	5 14	Posadas A. Corrient.A
1981	71,5 134,3	16 5	94,4 140,2	15 8	94,4 140,2	16 8	Posadas A. Corrient.A
1982	131,2 131,0	3 6	132,5 242,0	7 1	161,1 249,0	7 2	Posadas A. Corrient.A
1983	209,0 137,0	1 3	209,0 211,0	1 3	216,5 211,0	1 3	Posadas A. Corrient.A
1984	109,1 117,3	7 8	190,2 233,4	2 2	201,9 276,4	2 1	Posadas A. Corrient.A
1985	132,3 104,0	2 10	145,3 141,9	5 7	193,7 161,1	3 6	Posadas A. Corrient.A

6.2.4 Plan de instalaciones de drenaje

1) Canales de drenaje

(1) Distribución de los canales de drenaje

Considerando la escala de las explotaciones, el tamaño de las parcelas, la topografía y las condiciones actuales del drenaje según los estudios del LANDSAT, los canales principales de drenaje fueron proyectados de tal forma que queden a una distancia aproximada de 5 km de los canales principales de riego.

Los canales de drenaje secundarios y menores que se relacionan directamente con el manejo del drenaje a nivel de parcelas serán tratados en el plan de desarrollo de tierras agrícolas.

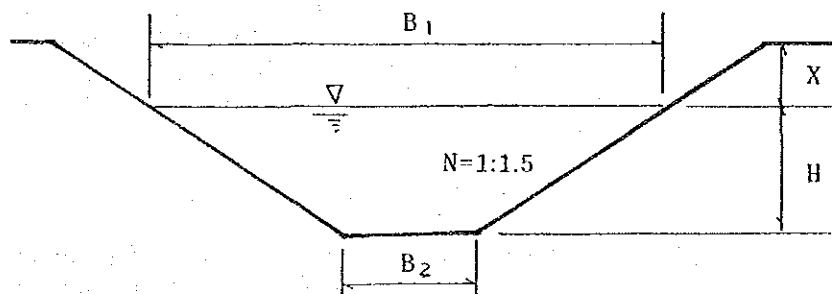
- (2) La profundidad de los canales de drenaje principales tendrán más de 2 m. La profundidad de los canales maestros de drenaje que reciben el agua evacuada por los canales principales tendrán entre 3 y 4 m.

La profundidad de los canales de drenaje secundarios, que reciben el agua evacuada de las parcelas será de 1 a 1,4 m.

Cabe acotar además que la topografía del área se caracteriza por ser prácticamente una planicie, pero se observan ondulaciones de $\pm 0,30$ m que se repiten en distancias de unos pocos kilómetros. Atendiendo la profundidad de los canales secundarios de drenaje y las condiciones topográficas antes mencionadas, los canales principales necesitarán de una profundidad mayor de 2 m.

Los canales de drenaje se construirán mediante excavación en suelo y tendrán una sección transversal con talud de 1:1,5 de pendiente. El ancho y la profundidad fueron determinados de acuerdo al caudal de drenaje necesario. (Figura A6.2.3, sección de los canales de drenaje)

Figura A6.2.3: Sección de los canales de drenaje



	Canal maestro	Canal principal
B_1 : Ancho superficial	14m ~ 42m	8m ~ 41m
B_2 : Ancho de fondo	5m ~ 27m	2m ~ 23m
H : Profundidad	3m ~ 4m	2m ~ 3m
X : Desmorte	1m ~ 2m	1m ~ 2m
N : Pendiente de talud	1:1.5	1:1.5

(3) Cálculo del perfil del canal de drenaje

- a) Las medidas del perfil de los canales de drenaje fueron determinadas conforme a la Fórmula de Manning, para una velocidad media de fluido que se expresa como sigue:

$$Q = A.V$$

donde:

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

Q = caudal (m³/seg)

V = velocidad media de flujo (m/seg)

I = pendiente del fondo del canal

A = sección transversal hidráulica (m²)

n = coeficiente de rugosidad

R = radio hidráulico (m)

- b) Coeficiente de rugosidad

Los canales artificiales de drenaje construidos a lo largo de la Rutas Provinciales No.13 y 15 están cubiertos de malezas y se estima que la mayor parte de los canales a ser construidos quedarán también en una situación similar. De esta forma se previó un coeficiente de rugosidad de $n = 0,040$

- c) Pendiente del fondo del canal

La pendiente fue calculada a partir de un plano topográfico en escala 1/100.000. Se determinaron las cotas superiores e inferiores del perfil longitudinal de la traza del canal, y cuando resultó necesario se plantearon desmontes y se efectuaron las correspondientes correcciones de las cotas topográficas.

- d) Determinación de las secciones de los canales de drenaje

Tomando $n = 0,040$, $I = 0,0001$, se ha confeccionado el cuadro de la capacidad de drenaje para cada metro de ancho del canal a partir de 1m hasta 40 m, para las profundidades de 1 m, 2 m, 3 m y 4 m. Siendo Q esta capacidad de drenaje, cuando n e I son diferentes, la capacidad de drenaje Q' podrá ser calculada por la siguiente fórmula.

$$Q' = (0,040/n') \times (I/0,0001)^{1/2} \times Q$$

Mediante el uso del cuadro mencionado y la fórmula para conversión han sido determinados las secciones de los canales que corresponden a cada caudal de diseño, por cada metro de ancho. (Cuadro A6.2.5)

- e) Ubicación del punto de estudio de las secciones de los canales

Se toma como punto inicial del canal de drenaje principal, el lugar donde tiene una profundidad de 2m, y el ancho de 2m. Se

ha supuesto que afluye por los dos costados de este punto el caudal de drenaje que corresponde a 250 ha que es el área de explotación típica de los canales secundarios de drenaje.

Los lugares donde fueron calculados los caudales de diseño y donde fueron estudiadas las secciones necesarias para tales caudales son, la confluencia de los canales principales de drenaje, puntos donde estarán ubicados los vertederos del agua excedente de los canales maestro y principales, lugares donde serán ubicadas las obras de arte para el cruce de los canales de riego y de los caminos, y los extremos de los canales de drenaje. Con respecto a los demás puntos intermedios situados a lo largo de los canales de drenaje, fueron suprimidos los estudios de secciones.

(4) Cálculos del volumen de tierras extraídas de las excavaciones de los canales de drenaje

Por la uniformidad de la topografía, se han tomado las secciones de los canales de drenaje como secciones para cálculos del volumen de tierras. El volumen de tierras ha sido calculado promediando las secciones de los extremos de cada tramo, y multiplicando por la longitud de éste. (Cuadro A6.2.6 y A6.2.7)

Cuadro A6.2.5: Capacidad de drenaje de los canales - 1 -

CALCULO DE CANALES

h = altura de agua en metros

BASE	PERIMETRO	AREA	RADIO HIDRAULICO	VELOCIDAD	CAUDAL
B	P	A	R	V	Q
			(R) ^{2/3}		
1	4.606	2.50	0.5428	0.6654	0.1663
2	5.606	3.50	0.6243	0.7305	0.1826
3	6.606	4.50	0.6812	0.7742	0.1935
4	7.606	5.50	0.7231	0.8056	0.2014
5	8.606	6.50	0.7553	0.8294	0.2073
6	9.606	7.50	0.7808	0.8479	0.2120
7	10.606	8.50	0.8014	0.8628	0.2157
8	11.606	9.50	0.8185	0.8750	0.2188
9	12.606	10.50	0.8329	0.8853	0.2213
10	13.606	11.50	0.8452	0.8939	0.2235
11	14.606	12.50	0.8558	0.9014	0.2254
12	15.606	13.50	0.8651	0.9079	0.2270
13	16.606	14.50	0.8732	0.9136	0.2284
14	17.606	15.50	0.8804	0.9186	0.2296
15	18.606	16.50	0.8868	0.9230	0.2308
16	19.606	17.50	0.8926	0.9270	0.2318
17	20.606	18.50	0.8978	0.9306	0.2327

Nota

1) Forma de uso de la tabla

(1) Se determina el caudal de drenaje de diseño (Qp).

(2) Se determina la pendiente del fondo de canal (I').

(3) Se determina el coeficiente de rugosidad (n').

(4) Se determina la profundidad del canal de drenaje.

(5) Ajustando el caudal del drenaje de diseño y se calcula Qp.

$Qp = (n' / 0.04) (0.0001 / I')^{1/2} \cdot Qp$
 En la práctica, el coeficiente de rugosidad es invariable, por eso

adaptará la siguiente forma.

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

(6) En la tabla se busca el Q más pequeño para que resulte $Q \geq Qp$. El valor de B que corresponde al mismo será el ancho del fondo del canal que se busca.

(7) Para los efectos del control serán calculados los valores de la capacidad de drenaje Q' y la velocidad de flujo V'.

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

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

Como en la práctica el coeficiente de rugosidad es invariable, se tendrá como sigue.

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

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

2) Explicación sobre la tabla y forma de uso de la misma

Esta tabla indica la relación entre la magnitud de las secciones de los canales de drenaje sin revestimiento y el caudal, calculado por la ecuación de caudales medios de Manning indicada en (1)

$$Q = V \cdot A$$

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

$$(1)$$

En donde, Q: Caudal, V: Velocidad media del flujo en la sección, A: Sección transversal del flujo, I: Pendiente del canal, R: Radio hidráulico, n = Coeficiente de rugosidad.

Por otro lado, el perímetro mojado (P), sección (A) y el radio hidráulico (R) fueron calculados a partir del ancho del fondo y la pendiente del talud (N =

Cuadro A6.2.5: Capacidad de drenaje de los canales - 2 -

2 = altura de agua en metros CALCULO DE CANALES

BASE m	PERIMETRO m	AREA m ²	RADIO HIDRAULICO m	VELOCIDAD m/s	CAUDAL m ³ /s
B	P	A	R	(R) ^{2/3}	Q
1	8.212	8.00	0.9742	0.9827	1.9554
2	9.212	10.00	1.0855	1.0562	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	7.0335
9	16.212	24.00	1.4804	1.2989	7.7935
10	17.212	26.00	1.5106	1.3165	8.5574
11	18.212	28.00	1.5374	1.3321	9.3246
12	19.212	30.00	1.5615	1.3460	10.0947
13	20.212	32.00	1.5832	1.3584	10.8672
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

1.5) mediante las siguientes fórmulas.

$A = (B + N H) H$ (2)

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

$R = A/P$ (4)

Dos valores de Q de tabla indican la capacidad de drenaje que se tiene cuando $n=0.04$ e $I=0.0001$. En consecuencia, si varía n, I , según la condición del canal, también variará (Q) . Esta relación se indica de la siguiente manera

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

En esta fórmula, la capacidad de drenaje Q' deberá ser mayor que el caudal de drenaje de diseño Q_p .

$Q' \geq Q_p$ (6)

Haciendo sustituciones con (5), se

3 = altura de agua en metros CALCULO DE CANALES

BASE m	PERIMETRO m	AREA m ²	RADIO HIDRAULICO m	VELOCIDAD m/s	CAUDAL m ³ /s
B	P	A	R	(R) ^{2/3}	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	0.3450
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	2.3186	1.7519	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	0.4453

calculará el valor de Q que corresponde a Q_p .

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

El coeficiente de rugosidad (n) es un valor fundamental de diseño del plan de drenaje por lo que no será modificado salvo casos especiales. Por tanto, el ajuste de Q_p se podrá realizar haciendo variar solamente I.

$Q \geq (0.0001/I)^{1/2} \cdot Q_p$ (8)

Se calcula el Q mínimo que satisfaga las condiciones de las fórmulas (7) u (8) y el valor de (B) que corresponde a esa

hilera es el ancho del canal buscado.

Cuadro A6.2.5: Capacidad de drenaje de los canales - 3 -

4 - altura de agua en metros CALCULO DE CANALES

BASE m	PERIMETRO m	AREA m ²	RADIO HIDRAULICO m	VELOCIDAD m/s	CAUDAL m ³ /s
36	50.424	158.00	3.3317	2.2307	93.6909
37	51.424	172.00	3.3447	2.2365	96.1709
38	52.424	176.00	3.3572	2.2421	98.6524
39	53.424	180.00	3.3693	2.2475	101.1354
40	54.424	184.00	3.3809	2.2526	103.6198
41	55.424	188.00	3.3920	2.2576	106.1055
42	56.424	192.00	3.4028	2.2623	108.5924
43	57.424	196.00	3.4132	2.2669	111.0805
44	58.424	200.00	3.4233	2.2714	113.5697
45	59.424	204.00	3.4330	2.2757	116.0600
46	60.424	208.00	3.4422	2.2798	118.5512
47	61.424	212.00	3.4514	2.2838	121.0434
48	62.424	216.00	3.4602	2.2877	123.5365
49	63.424	220.00	3.4687	2.2915	126.0304
50	64.424	224.00	3.4770	2.2951	128.5252
51	65.424	228.00	3.4850	2.2986	131.0207
52	66.424	232.00	3.4927	2.3020	133.5170
53	67.424	236.00	3.5002	2.3053	136.0140
54	68.424	240.00	3.5075	2.3085	138.5117
55	69.424	244.00	3.5146	2.3116	141.0100
56	70.424	248.00	3.5215	2.3147	143.5090
57	71.424	252.00	3.5282	2.3176	146.0085
58	72.424	256.00	3.5347	2.3204	148.5085
59	73.424	260.00	3.5411	2.3232	151.0092
60	74.424	264.00	3.5472	2.3259	153.5104

BASE m	PERIMETRO m	AREA m ²	RADIO HIDRAULICO m	VELOCIDAD m/s	CAUDAL m ³ /s
1	15.424	28.00	1.8154	1.4881	10.4159
2	16.424	32.00	1.9484	1.5600	12.4797
3	17.424	36.00	2.0661	1.6222	14.5998
4	18.424	40.00	2.1711	1.6767	16.7658
5	19.424	44.00	2.2652	1.7243	18.9730
6	20.424	48.00	2.3502	1.7677	21.2120
7	21.424	52.00	2.4272	1.8061	23.4789
8	22.424	56.00	2.4973	1.8407	25.7698
9	23.424	60.00	2.5615	1.8721	28.0814
10	24.424	64.00	2.6204	1.9007	30.4109
11	25.424	68.00	2.6746	1.9268	32.7561
12	26.424	72.00	2.7248	1.9508	35.1152
13	27.424	76.00	2.7713	1.9730	37.4866
14	28.424	80.00	2.8145	1.9934	39.8688
15	29.424	84.00	2.8548	2.0124	42.2608
16	30.424	88.00	2.8925	2.0301	44.6615
17	31.424	92.00	2.9277	2.0465	47.0701
18	32.424	96.00	2.9608	2.0619	49.4856
19	33.424	100.00	2.9919	2.0763	51.9080
20	34.424	104.00	3.0211	2.0898	54.3360
21	35.424	108.00	3.0488	2.1028	56.7694
22	36.424	112.00	3.0749	2.1146	59.2077
23	37.424	116.00	3.0996	2.1259	61.6505
24	38.424	120.00	3.1230	2.1366	64.0974
25	39.424	124.00	3.1453	2.1467	66.5481
26	40.424	128.00	3.1664	2.1563	69.0023
27	41.424	132.00	3.1866	2.1654	71.4598
28	42.424	136.00	3.2057	2.1741	73.9203
29	43.424	140.00	3.2240	2.1824	76.3836
30	44.424	144.00	3.2415	2.1903	78.8495
31	45.424	148.00	3.2582	2.1978	81.3179
32	46.424	152.00	3.2742	2.2050	83.7885
33	47.424	156.00	3.2895	2.2118	86.2612
34	48.424	160.00	3.3041	2.2184	88.7359
35	49.424	164.00	3.3182	2.2247	91.2125

Cuadro A6.2.6: Cálculo de las secciones de los canales - 1 -

Trazado	Tramo	(Caudal de diseño)				(Sección del canal)				(Excavación de tierra)				Obras de arte		
		Sup. drenaje kd ③	Caudal específico dren. m ³ /seg/kd ④	Caudal de drenaje m ³ /seg ⑤ = ③ × ④	Descarga canal de riego m ³ /seg ⑥	Caudal dren. diseño m ³ /seg ⑦ = ⑤ + ⑥	Longitud km ⑧	Pendiente ⑨	Pro- fundidad m ⑩	Ancho del fondo m ⑪	Sección (Extremo aguas abajo) m ² ⑫	Vel. flujo m/seg ⑬	Capac. drenaje m ³ /seg ⑭		Sección (Extremo aguas arriba) m ² ⑮	Sección media m ² ⑯ = ⑮ + ⑰ 2
1	Rincon Sta. Maria															
		3.0	0.34	1.02	-	1.02	3.0	0.00200 $\sqrt{f} = 0.0447$	Dren inter- ceptor (1.0)	2.5	0.74	1.86	2.5	2.5	7.500	No tiene
2	Extremo aguas arriba	7.5	"	2.55	-	2.25	3.5	0.0001 $\sqrt{f} = 0.01$		10.0	0.26	2.64	10.0	10.0	35.000	Cruce con camino Puente
	Ex ruta No.12															
"	Extremo aguas abajo	26.5	"	9.01	-	9.01	7.0	0.000142 $\sqrt{f} = 0.0119$		24.0	0.39	9.27	10.0	17.0	119.000	No tiene
															(154.000)	
3	No.2	26.5	"	9.01	① 2.24	11.25		0.000264 $\sqrt{f} = 0.0162$	2.0	22.0	0.52	11.39				
	Canal maestro riego Camino de acceso.	51.0	"	17.34	2.24	19.58	8.5	0.000254 $\sqrt{f} = 0.0162$	3.0	34.5	0.63	21.70	22.0	28.25	240.125	Cruce de canales Cruce con camino Puente
"	Extremo aguas abajo	64.0	"	21.76	10.0 desde fuera del area	37.75	3.0	0.000333 $\sqrt{f} = 0.0183$	4.0	48.0	0.81	38.72	34.5	41.25	123.750	Disipador de energía
					① 2.54 Canal maestro riego 3.75	37.75									(363.875)	
3 trazado							25.0								(252.875)	

Cuadro A6.2.6: Cálculo de las secciones de los canales - 2 -

Trazado	Tramo	(Caudal de diseño)				(Sección del canal)				(Excavación de tierra)				Obras de arte			
		Sup. drenaje km ² ③	Caudal dren. específico m ³ /seg/km ² ④	Caudal de drenaje m ³ /seg ⑤ = ③ × ④	Descarga canal de riego m ³ /seg ⑥	Caudal dren. diseño m ³ /seg ⑦ = ⑤ + ⑥	Longitud km ⑧	Pendiente √ ⑨	Profundidad m ⑩	Ancho del fondo m ⑪	Sección aguas abajo m ² ⑫	Vel. flujo m/seg ⑬	Capac. drenaje m ³ /seg ⑭		Sección (Extremo aguas arriba) m ² ⑮	Sección media m ² ⑯ = $\frac{⑫+⑮}{2}$	Volumen de excavación m ³ ⑰ = ⑯ × ⑧
Loreto																	
1		41.0	0.38	15.58	-	15.58	10.0	0.000180 √ = 0.0134	3.0	6.0	31.5	0.54	16.03	10.0	20.75	207.500	No tiene
2		44.8	"	17.02	-	17.02	7.5	0.000293 √ = 0.0171	3.0	5.0	28.5	0.60	18.04	H=2.0 B=2.0	19.25	144.375	No tiene
IPUCI	Extremo aguas arriba y Confluencia No.2	89.8	"	34.12	④	38.77	5.8	0.000155 √ = 0.0124	4.1+1.1	11.0	68+27.1 = 95.1	0.60	40.62	H=2.0 B=2.0 No.2	61.8	358.440	No tiene
"	R 12	102.8	"	39.06	4.65	43.71	5.2	0.000154 √ = 0.0124	4.0+2.0	13.0	76+56 = 132	0.61	46.68	95.1	133.55	590.460	Cruce con camino Puente
"	Parana	133.8	"	50.84	4.65	55.49	6.5	0.00025 √ = 0.0158	4.0	13.0	76.0	0.79	59.22	132.0	104.0	676.000	Disipador de energía
	(Sub-total)															(1.824.900)	

Cuadro A6.2.6: Cálculo de las secciones de los canales - 3 -

Trazado	Tramo	(Caudal de diseño)										(Sección del canal)					(Excavación de tierra)				
		Sup. drenaje km ² ③	Caudal específico dren. m ³ /seg/km ² ④	Caudal de drenaje m ³ /seg ⑤ = ③ × ④	Descarga canal de riego m ³ /seg ⑥	Caudal dren. diseño m ³ /seg ⑦ = ⑤ + ⑥	Longitud km ⑧	Pendiente $\sqrt{}$ ⑨	Profundidad m ⑩	Ancho del fondo m ⑪	Sección aguas arriba m ² ⑫	Vel. flujo m/seg ⑬	Capac. drenaje m ³ /seg ⑭	Sección (Extremo aguas arriba) m ² ⑮	Sección media m ² ⑯ = $\frac{⑮ + ⑫}{2}$	Volumen excavación m ³ ⑰ = ⑯ × ⑧	Obras de arte				
3		30.4	0.38	11.55	-	11.55	4.5	0.00022 $\sqrt{}$ =0.0149	2.0	10.0	26.0	0.49	12.69	10.0	18.0	81.000	Disipador de energía				
4	Extremo aguas arriba				Canal maestro riego 18.85	18.85		0.000465 $\sqrt{}$ =0.0215	3.0	4.0	25.5	0.77	19.68								
"	R 12	31.7	"	12.05	Canal maestro riego 18.85	30.90	4.3	0.000465	4.0	3.0	36.0	0.87	31.39	25.5	30.75	132.225	Puente				
"	R 12 Parana	38.7	0.38	14.71	Canal maestro riego 18.85	33.56	1.5	0.000465 $\sqrt{}$ =0.0215	4.0	4.0	40.0	0.90	36.04	36.0	38.0	57.000	Disipador de energía				
	(Sub-total)															(189.225)					
5	Extremo aguas arriba R12	24.6	"	9.35	-	9.35	7.9	0.000253 $\sqrt{}$ =0.0159	3.0	2.0	19.5	0.53	10.25	10.0	14.75	116.525	Puente				
"	Parana	25.6	"	9.68	-	9.68	1.9	0.000253 $\sqrt{}$ =0.0159	3.0	2.0	19.5	0.53	10.25	19.5	19.5	37.050	Disipador de energía				
	(Sub-total)															(153.575)					

Cuadro A6.2.6: Cálculo de las secciones de los canales - 5 -

Trazado	Tramo	(Caudal de diseño)						(Sección del canal)						(Excavación de tierra)			
		Sup. drenaje No6	Caudal específico dren. m ³ /seg/m ²	Caudal de drenaje m ³ /seg	Descarga canal de riego m ³ /seg	Caudal dren. diseño m ³ /seg	Longitud km	Pendiente	Pro- fundidad m	Ancho del fondo m	Sección extremo aguas abajo m ²	Vel. flujo m/seg	Capac. drenaje m ³ /seg	Sección aguas arriba m ²	Sección media m ²	Volúmen de excavación m ³	Horas de arte
9	Confluencia No2	75.3	0.38	28.61	4.42	33.03		0.000333 $\sqrt{=0.0182}$	3.0	11.0	46.5	0.75	35.04				
	§																
	Canal maestro riego	75.3	"	28.61	4.42	43.03	1.5	0.000333 $\sqrt{=0.0182}$	3.0	14.0	55.5	0.78	43.18	46.5	51.0	76.500	Cruce de canales
	Extremo aguas arriba No9	75.3	"	28.61	4.42	43.03		0.000315 $\sqrt{=0.0177}$	3.0	14.0	55.5	0.78	43.18			(539.000)	
	Confluencia No6	153.8	"	58.44	14.42	77.71	12.0	0.000315 $\sqrt{=0.0177}$	4.0-2.0	16.0	88.0-62.0 =150.0	0.88	79.05	55.5	102.75	1.233.000	
	Confluencia No6	195.8	"	74.40	13.80	103.05	0.7	0.000315 $\sqrt{=0.0177}$	4.0-2.0	22.0	112.74 =186.0	0.94	104.79	186.0	186.0	130.200	Puente
	§																
	Parana	195.8	"	74.40	28.65	103.05	0.8	0.000315 $\sqrt{=0.0177}$	4.0	22.0	112.0	0.94	104.79	186.0	149.0	119.200	
	§															(1.482.400)	
10	Extremo aguas arriba				Canal maestro riego 27.82	27.82	2.8	0.0001 $\sqrt{=0.01}$	4.0	9.0	60.0	0.47	28.08	60.0	60.0	168.000	No tiene
	§																

Cuadro A6.2.6: Cálculo de las secciones de los canales - 7 -

Trazado	Tramo	(Caudal de diseño)										(Sección del canal)					(Excavación de tierra)				
		Sup. drenaje km ² ③	Caudal específico dren. m ³ /seg/km ² ④	Caudal drenaje m ³ /seg ⑤ = ③ × ④	Descarga canal de riego m ³ /seg ⑥	Caudal dren. diseño m ³ /seg ⑦ = ⑤ + ⑥	Longitud km ⑧	Pendiente ⑨	Profundidad m ⑩	Ancho del fondo m ⑪	Sección (Extremo aguas abajo) m ² ⑫	Vel. flujo m/seg ⑬	Capac. drenaje m ³ /seg ⑭	Sección (Extremo aguas arriba) m ² ⑮	Sección media m ² ⑯ = $\frac{⑮+⑭}{2}$	Volumen de excavación m ³ ⑰ = ⑯ × ⑧	Obras de arte				
12-1		25.0	0.38	9.50	-	9.50	4.5	0.00022 $\sqrt{s} = 0.0149$	3.0	2.0	19.5	0.49	9.60	10.0	14.75	66.375	No tiene				
12	Extremo aguas arriba Conf. 12-1	21.0	"	7.98	-	7.98	4.5	0.00044 $\sqrt{s} = 0.0211$	2.0	4.0	14.0	0.61	8.56	10.0	12.0	54.000	No tiene				
"	Desde conf. 12-1	46.0	"	17.48	-	17.48		0.00022 $\sqrt{s} = 0.0149$	3.0	6.0	31.5	0.57	17.82								
"	Canal maestro riego R 12	67.0	"	25.46	-	25.46	4.5	0.00022 $\sqrt{s} = 0.0149$	3.0	10.0	43.5	0.61	26.48	31.5	37.5	168.750	Puente				
"	Parana	37.5	"	33.25	-	33.25	4.0	0.000375 $\sqrt{s} = 0.0193$	4.0	5.0	44.0	0.83	36.61	43.5	43.75	175.000	Puente y Disipador				
	12-1, 12 (Sub-total)															464.125					
13		112.2	"	42.63	-	42.63	16.0	0.00020 $\sqrt{s} = 0.0141$	4.0	10.0	64.0	0.67	43.00	10.0	37.0	592.000	Puente				
														H=2.0 B=2.0							
13-1					Canal princ. riego No. 12 10.00	10.00	2.0	0.000250 $\sqrt{s} = 0.0158$	2.0	8.0	22.0	0.48	11.11	22.0	22.0	44.000					
																(636.000)					
14	Extremo aguas arriba				Canal maestro de riego 22.96	22.96		0.000227 $\sqrt{s} = 0.0151$	3.0	8.0	37.5	0.63	23.45								
"		45.0	"	17.00	22.96	22.96	11.0	0.000227 $\sqrt{s} = 0.0151$	3.0	16.0	61.5	0.66	40.37	37.5	49.5	544.500	No tiene				

Cuadro A6.2.6: Cálculo de las secciones de los canales - 8 -

Trazado	(Caudal de diseño)				(Sección del canal)							(Excavación de tierra)					
	Tramo	Sup. drenaje ha	Caudal específico dren. m³/seg/ha	Caudal de drenaje m³/seg	Descarga canal de riego m³/seg	Caudal dren. diseño m³/seg	Longitud km	Pendiente	Profundidad m	Ancho del fondo m	Sección (extremo aguas abajo) m²	Vel. flujo m/seg	Capac. drenaje m³/seg	Sección (extremo aguas arriba) m²	Sección media m²	Volúmen de excavación	Obras de arte
Sta. María	Extremo aguas arriba	112.2	0.38	42.63	10.25	62.76		0.000220 $\sqrt{-0.0148}$	4.0	15.0	88.0	0.75	66.09				
	Hasta conf. 14	167.7	"	63.73	20.13	83.86	10.0	0.000220 $\sqrt{-0.0148}$	4.0+1.0	21.0	188+34.5 =142.5	0.78	84.02	32.0	115.25	1.152.500	No tiene
	R 12	214.2	"	81.40	20.13	128.66	1.0	0.000333 $\sqrt{-0.0182}$	4.0+1.0	27.0	132+40.5 =172.5	0.98	129.34	172.5	172.55	172.500	Puente
	Parana	214.2	"	81.40	"	128.66	0.7	0.000333 $\sqrt{-0.0183}$	4.0	27.0	132	0.98	129.34	172.5	152.25	106.575	Dissipador energía
	(Sub-total)														(1.431.575)		
15	Extremo aguas arriba	43.0	"	16.34	3.64	3.64		0.000200 $\sqrt{-0.0141}$	2.0	2.0	10.0	0.37	3.73				
	R 12	43.0	"	16.34	3.64	19.98	10.0	0.000280 $\sqrt{-0.0141}$	3.0+1.0	8.0	37.5+18.5 =56.0	0.56	20.93	10.0	33.0	330.000	
	Parana	45.0	"	17.10	20.82	37.16	1.0	0.000200 $\sqrt{-0.0141}$	3.0+1.0	16.0	61.5+26.5 =88.0	0.61	37.70				Puente
	(Sub-total)															73.280	Dissipador de energía
																(403.280)	

Cuadro A6.2.6: Cálculo de las secciones de los canales - 9 -

(Caudal de diseño)					(Sección del canal)						(Excavación de tierra)					
Trazado	Tramo	Sup. drenaje kd ③	Caudal específico dren. m³/sec/kd ④	Caudal de drenaje m³/sec ⑤=③×④	Descarga canal de riego m³/sec ⑥	Caudal dren. diseño m³/sec ⑦=⑤+⑥	Longitud km ⑧	Pendiente $\sqrt{=0.0163}$ ⑨	Profundidad m ⑩	Ancho de fondo m ⑪	Sección aguas arriba m² ⑫	Sección (Extremo aguas arriba) m² ⑬	Capac. drenaje m³/sec ⑭	Sección med. $\frac{⑬+⑭}{2}$	Volúmen de excavación	Obras de arte
16	Extremo aguas arriba-R12	23.4	0.33	8.89	-	8.89	7.5	$\sqrt{=0.0163}$	3.0+1.0	2.0	19.5+12.5 =32.0	10.51	10.51	21.0	157.500	Puente
	Parana	26.4	"	10.03	-	10.03	1.5	$\sqrt{=0.0163}$	3.0	2.0	19.5	10.51	10.51	25.75	38.625	Disipador
	(Sub-total)														(196.125)	

Cuadro A6.2.6: Cálculo de las secciones de los canales - 10 -

Trazado	Tramo	(Caudal de diseño)										(Sección del canal)					(Excavación de tierra)			
		Sup. drenaje ha (3)	Caudal específico m³/seg/ha (4)	Caudal de drenaje m³/seg (5) = (3) X (4)	Descarga canal de tierra m³/seg (6)	Caudal dren. m³/seg (7) = (5) + (6)	Longitud km (8)	Pendiente (9)	Pro- fundidad m (10)	Ancho del fondo m (11)	Sección (Extremo abajo) m² (12)	Vel. flujó m/seg (13)	Capac. drenaje m³/seg (14)	Sección (Extremo arriba) (15)	Sección media (16) = (12) + (15) 2	Volumen de excavación (17) = (16) X (8)	Obras de arte			
	San Cárlos																			
1		15.8	0.34	5.37	-	5.37	5.3	$\sqrt{-0.0476}$	2.0	1.0	8.0	1.16	9.35	8.0	9.0	47.700	No tiene			
2		28.5	"	9.69	-	9.69	6.1	$\sqrt{-0.0256}$	2.0	2.0	10.0	1.25	12.56	10.0	19.0	115.000	"			
4		18.0	"	6.12	-	6.12	3.8	$\sqrt{-0.0363}$	2.0	1.0	8.0	0.89	7.13	8.0	9.0	34.200	"			
5		68.0	"	23.12	-	23.12	6.4	$\sqrt{-0.0395}$	2.0	3.0	12.0	1.09	13.19	12.0	16.0	162.400	"			
6		10.5	"	3.57	-	3.57	7.2	$\sqrt{-0.0441}$	2.0	2.0	12.0	1.23	14.73	12.0	15.0	108.000	"			
7		19.2	"	6.53	-	6.53	7.0	$\sqrt{-0.0293}$	2.0	8.0	22.0	0.94	20.66	22.0	27.0	189.000	"			
9		35.0	"	11.90	-	11.90	4.0	$\sqrt{-0.0316}$	2.0	10.0	0.9	0.83	8.34	10.0	16.0	64.000	"			
		68.0	"	23.12	-	23.12	5.0	$\sqrt{-0.0316}$	2.0	12.0	22.0	1.01	22.23	22.0	26.0	130.000	"			
		90.4	"	30.74	-	30.74			2.0		30.0	1.06	31.90			194.000				
		20.0	"	6.80	-	6.80														
		60.0	"	20.40	-	20.40														
		90.0	"	30.60	-	30.60														
	total																			

Cuadro A6.2.7: Superficie de drenaje y pendiente - 1 -

Trazado	Sup. drenaje		Longitud	Cota aguas arriba	Cota aguas abajo	Diferencia de cotas	Dif. profund. canal	Modific. topograf.	Dif. cotas fondo de canal	Pendiente	√	Resumen
	Superficie	Detalles										
No	km ²	km ²	km	m	m	m	m	m	m	m	m	
Rincón Sta. Maria												
1	3.0	3.0	3.0	Lectura de cotas	5.0/2.500				0.002	0.0447		
2	7.5	7.5	3.5	Lectura imposible					0.0001	0.01		
"	26.5	7.5 19.0	7.0	73.5	1.0				0.000142	0.0119		
3	51.0	26.5 24.9	8.5	72.5	1.25		1.0		0.000264	0.0162		
"	64.0	51.0 13.0	3.0	71.25	0		1.0		0.000333	0.0183		
Loreto												
1	41.0	41.0	10.0	72.0	0.8		1.0		1.8	0.00018	0.0134	
2	44.8	44.8	7.5	71.2	1.2		1.0		2.2	0.000293	0.0171	
Ipuca												
"	89.8	Conf. No.2 44.8 36.5	5.8	70.0	-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	-1.2		0	2.0	0.8	0.000154	0.0124	
"	133.8	Parana 102.8 25.0	6.5	=70.1								
3	30.4	6.0	4.5	71.3	1.0		1.0			0.00025	0.0158	
4	31.7	30.4	4.3	71.5	1.0		1.0		1.0	0.000222	0.0149	
"	38.7	R12 31.7	1.5	72.0	1.0		1.0		2.0	0.000465	0.0215	
5	24.6	Parana 31.7 7.0	7.9	71.0	(60.0)		1.0	Misma pend. ag. arriba		0.000465	0.0215	
"	25.6	R12 24.6	1.9	72.0	1.0		1.0	Misma pend. ag. arriba	2.0	0.000253	0.0159	
6	42.0	Parana 24.6 1.0	9.0	71.0	(60.0)		1.0			0.000253	0.0159	
7	42.9	42.0	6.3	70.0	1.0		1.0		2.0	0.000222	0.0149	
8	16.2	42.9	10.0	72.0	0.8		1.0		1.8	0.000285	0.0169	
9	59.1	16.2	11.0	72.0	3.0		1.0		3.0	0.00030	0.0173	
	75.3	Hasta conf. No.8 16.2 42.9	1.5	71.2	2.2		1.0		3.2	0.000291	0.0170	
		Canal maestro riego 59.1 16.2		69.0	0.5				0.5	0.000333	0.0182	

Cuadro A6.2.7: Superficie de drenaje y pendiente - 2 -

Trazado	Sup. drenaje		Longitud	Cota aguas arriba	Cota aguas abajo	Diferencia de cotas	Dif. profund. canal	Modific. topograf.	Dif. cotas fondo de canal	Pendiente	Resumen
	Superficie	Detalles									
No	km	km	km	m	m	m	m	m	m	m	
Sta. Lucia	75.3	Extremo ag. arriba 75.3									
	153.8	Hasta confl. No.6 75.3 32.5 46.0	12.0	68.5	67.5	1.0	1.0	2.0	4.0	0.000315	0.0177
	195.8	Hasta confl. No.6 R12 75.8 32.5 46.0 42.0	0.7								
	195.8	Parana	0.8	67.5-2.0 =65.5	(60.0)	Misma pend. ag. arriba					0.0177
10	113.0	R12 113.0	15.7	68.8	68.6	0.2	1.0	2.0	2.2	0.000140	0.0118
	114.0	Parana 113.0 1.0	0.6	68.6-2.0 =66.6	(60.0)	Misma pend. ag. arriba					0.0118
11	36.0		6.4	69.0	68.0	1.0	1.0	2.0		0.000312	0.0177
Sta. Isabel	91.0	R12 91.0	5.0	68.0	67.3	0.7	1.0		1.7	0.000340	0.0184
	91.0	Parana	2.0	67.3	(60.0)	Misma pend. ag. arriba					0.0184
12-1	25.0		4.5	68.0	68.0	0	1.0		1.0	0.00022	0.0149
12	21.0	Antes de confl. 21.0	4.5	70.0	68.0	2.0	0	0	2.0	0.000444	0.0211
"	46.0	Despues de confl. 12-1 21.0 25.0									
"	67.0	Canal maestro riego 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		1.5	0.000375	0.0193
13	112.2		16.0	67.4	66.2	1.2	2.0		3.2	0.00020	0.0141
13-1		Descarga canal riego No.12	2.0	66.2	66.2	0		0.5	0.5	0.00025	0.0158
14	45.0		11.0	67.5	65.0	2.5			2.5	0.000227	0.0151
Sta. Maria	112.2	Extremo ag. arriba 112.2									
"	167.7	Hasta confl. No.14 112.2 55.5	10.0	66.2	65.0	1.2	1.0		2.2	0.000220	0.0148
	214.2	Hasta confl. No.14, 167.7 confl. R12 Parana } 45.0 1.5	1.0	65.0	(57.0)	1/3.000. segun perfil longit. ICA					0.0182
15	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)		$i = 1/4.000$ とする				0.0158
16	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		Misma pend. ag. arriba				0.0163

Cuadro A6.2.7: Superficie de drenaje y pendiente - 3 -

Trazado	Sup. drenaje		Longitud	Cota aguas arriba	Cota aguas abajo	Diferencia de cotas	Dif. profund. canal	Modific. topograf.	Dif. cotas fondo de canal	Pendiente	Resumen
	Superficie	Detalles									
Nº	km²	km	km	m	m	m	m	m	m	m	
San Carlos											
1	15.8	Extremo ag. arriba 15.8	5.3	95.0	83.0	12.0	-	-	12.0	0.002264	0.0476
	28.5	Extremo ag. abajo 28.5									
2	18.0	Extremo ag. arriba 18.0	6.1	84.0	80.0	4.0	-	-	4.0	0.000655	0.0256
	68.0	Extremo ag. abajo 68.0									
3		No se necesita									
4	10.5	Extremo ag. arriba 10.5	3.8	115.0	110.0	5.0	-	-	5.0	0.00132	0.0363
	19.2	Extremo ag. abajo 19.2									
5	35.0	Extremo ag. arriba 35.0	6.4	110	100	10.0	-	-	10.0	0.00156	0.0395
	68.0	Extremo ag. abajo 68.0									
6	41.5	Extremo ag. arriba 41.5	7.2	108.0	94.0	14.0	-	-	14.0	0.000194	0.0441
	71.7	Extremo ag. abajo 71.7									
7	57.4	Extremo ag. arriba 57.4	7.0	99.0	93.0	6.0	-	-	6.0	0.000857	0.0293
	90.4	Extremo ag. abajo 90.4									
8		No se necesita									
9	20.0	Extremo ag. arriba 20.0	4.0	95.0	91.0	4.0	-	-	4.0	0.00100	0.0316
	60.0	Confluencia No8 60.0	5.0	91.0	86.0	5.0	-	-	5.0	0.00100	0.0316
	90.0	Extremo ag. abajo 90.0									
1		Extremo ag. arriba 15.8		140.0	95.0						
		Extremo ag. abajo 28.5	5.3	95.0	83.0	12.0					
Zanja Jesuitica	272.0	1. Confluencia 272.0		188.0	83.0						
"	392.0	2. Confluencia 272.0+120.0	4.1	83.0	80.0	3.0					
"	442.0	Total del area 271.0+120.0+50.0	4.0	80.0	76.0	4.0					

2) Principales obras de arte

Entre las principales obras de arte de los canales de drenaje pueden ser mencionadas las siguientes (ver Cuadro A6.2.8)

Estructura de cruce de canales:

En las intersecciones de los canales de drenaje maestros y principales con el canal de riego maestro. (5 cruces)

Puentes para el cruce con los caminos:

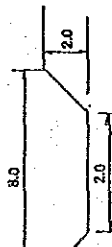
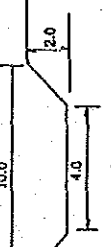
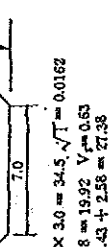
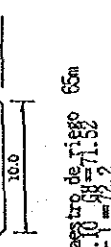



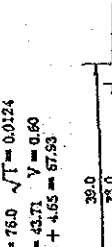
En las intersecciones de los canales de drenaje maestros y principales con la Ruta Nacional No 12. (13 cruces)

Caída de gabiones:

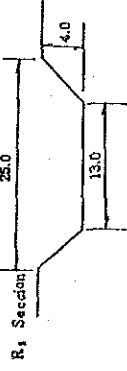
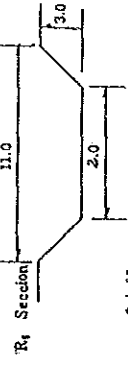
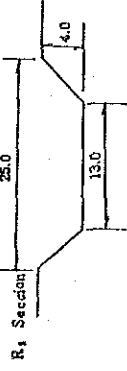
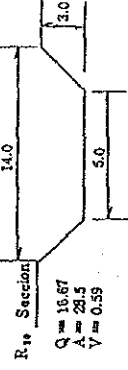
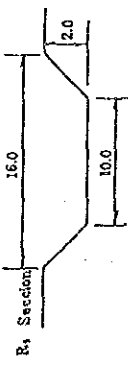
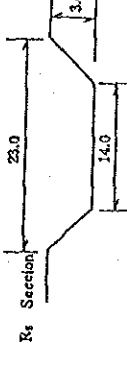
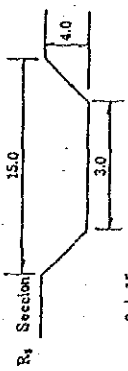
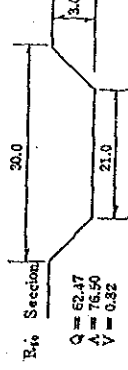
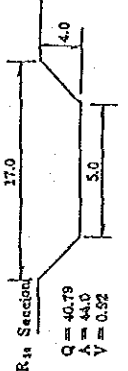
En la boca de descarga de los canales de drenaje maestros y principales hacia el Río Paraná. (11 lugares)

Para el diseño de las secciones hidráulicas transversales de las estructuras de cruce de los canales de drenaje con la Ruta Nacional No 12 y con el canal maestro de riego, se emplearon los valores de las precipitaciones correspondientes a un período de recurrencia de 50 años. (ver Cuadro A6.2.3, precipitaciones)

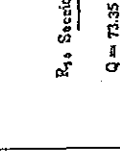
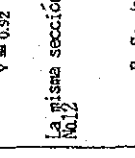
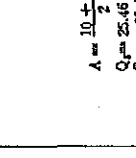
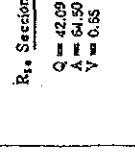
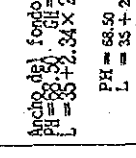
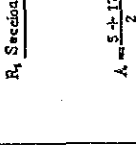
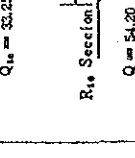
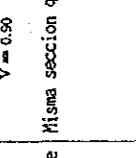
Cuadro A6.2.8: Principales obras de estructura - 1-

Ubicación	Secc. canal de drenaje y fórmulas	Obras de arte
Rincon Santa María	<p>Precip. recurrencia 50 años $P = 50.3$ $\frac{1}{m^3}$ días Precip. recurrencia 5 años $P = 5.3$ $\frac{1}{m^3}$ días Proporción $P = 50.3 / 5.3 = 9.5$ $\frac{1}{m^3}$ días</p>	<p>Obras de arte</p> <p>Cuando el camino cruza con un canal, se dará el ancho necesario para que la sección permita el escurrimiento de 50 años de recurrencia y la obra de arte también será de igualitud concordeante con el mismo.</p>
Canal principal de drenaje N01	 <p>$A = 2.0 \pm 8.0 \times 2.0 = 10.0$ $\sqrt{T} = 0.01$ $Q = 2.55$ $V = 0.25$ $Q_{10} = 2.55 \times 1.43 = 3.65$</p>	<p>Sin obras de arte</p>
Cruce entre canal princ. de drenaje N02 y ex ruta N012	 <p>$A = 14.00$ $Q = 4.05$ $V = 0.29$</p>	<p>RC Loga Puente $P = 9m$ $L = 11m$ Camino provisorio</p>
Cruce del canal principal de drenaje N03 con el canal maestro de riego	 <p>Ancho efectivo del camino 9m</p> <p>$A = 7.0 \pm 15.0 \times 3.0 = 34.5$ $\sqrt{T} = 0.0162$ $Q = 17.34 + 2.58 = 19.92$ $V = 0.63$ $Q_{10} = 17.34 \times 1.43 + 2.58 = 27.38$</p>	<p>RC Loga Puente $P = 9m$ $L = 11m$ Camino provisorio</p>
Cruce del canal principal de drenaje N03 con la ruta de acceso a la Represa de Yacretá	 <p>$A = 42.5$ $Q = 28.79$ $V = 0.66$</p>	<p>Alcantarilla Ancho Altura Cantidad $5.0 \times 4.0 \times 4$ $L = 72.2m$</p>
Cruce del canal principal de drenaje N03 con la ruta de acceso a la Represa de Yacretá	<p>Ancho del canal maestro de riego 65m</p> <p>$P = 71.02$ $WH = 3.10$ $CH = 71.52$ $L = 65 + 2 + 3.10 + 1 = 71.2$ $PH = 71.02$ $WH = 3.10$ $CH = 71.52$ $L = 65 + 2 + 3.10 + 1 = 72.2$</p> <p>Igual que el anterior</p> <p>Ancho efectivo del camino 10m</p>	<p>Pct. Viga puente $P = 11m$ $L = 2m$</p>
Ubicación	Secc. canal de drenaje y fórmulas	Obras de arte
Cruce del canal principal de drenaje N03 con la ruta de acceso a la Represa de Yacretá	 <p>$A = 13 \pm 25 \times 4 = 76.0$ $\sqrt{T} = 0.0124$ $Q = 39.06 + 4.65 = 43.71$ $V = 0.60$ $Q_{10} = 39.06 \times 1.62 + 4.65 = 67.53$</p>	<p>Camino provisorio 80m</p>
Canal principal de drenaje N03 extremo aguas abajo	 <p>Precip. recur. 50 años $P = 50.3$ $\frac{1}{m^3}$ días Precip. recur. 5 años $P = 5.3$ $\frac{1}{m^3}$ días Proporción $P = 50.3 / 5.3 = 9.5$ $\frac{1}{m^3}$ días</p>	<p>Caída de bombas Ancho $= 4.0m$ largo $= 1.2 \times 4.0 = 4.8m$ Cantidad 10</p> <p>Puente losa RC $P = 9m$ $L = 11m$ Camino provisorio 70m } 4 lugares</p>
Cruce del canal secundario de drenaje con la ex-ruta N012	 <p>$A = 70.39$ $A = 106.0$ $V = 0.65$</p>	<p>Alcantarilla Ancho Altura Cantidad $6.0 \times 5.0 \times 5$ $L = 63.9m$</p>
Cruce Canal maestro de drenaje P-000 con el Canal maestro de riego	 <p>$PH = 66.90$ $CH = 72.50$ $WH = 3.96$ $L = 65 + 3.96 \times 2 + 1 = 63.9$</p>	<p>Alcantarilla Ancho Altura Cantidad $6.0 \times 5.0 \times 5$ $L = 63.9m$</p>
Cruce del canal principal de drenaje N03 con la ruta de acceso a la Represa de Yacretá	<p>Ancho del canal maestro de riego 55m</p> <p>$P = 68.81$ $WH = 3.96$ $CH = 72.77$ $L = 65 + 3.96 \times 2 + 1 = 63.9$</p>	<p>Alcantarilla Ancho Altura Cantidad $6.0 \times 5.0 \times 5$ $L = 63.9m$</p>

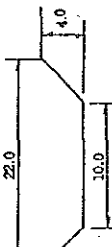
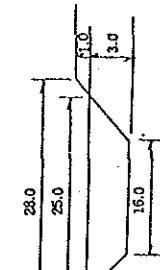
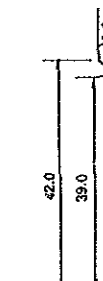

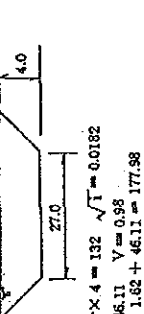
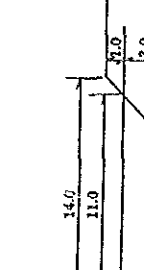
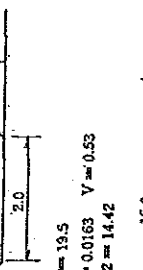
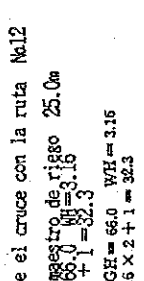
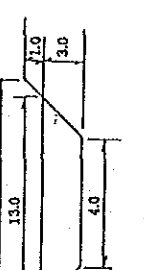
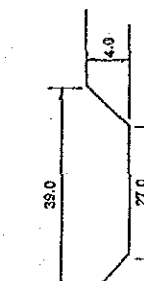
Cuadro A6.2.8: Principales obras de estructura - 2-

Ubicación	Secc. canal de drenaje y fórmulas	Obras de arte	Ubicación	Secc. canal de drenaje y fórmulas	Obras de arte
Cruce Canal maestro de riego con la ruta nacional No.12	<p>R 5) La sección es igual que en el cruce con el canal maestro de riego.</p> 	<p>PCT Viga puente $b = 1.5m$ Camino provisorio 700m</p>	Cruce del canal principal de drenaje No.5 con la ruta nacional No.12	<p>R₁ Sección</p>  <p> $A = \frac{2+11}{2} \times 3 = 19.5$ $Q = 9.95 \sqrt{T} = 0.0159 \quad V = 0.53$ $Q_{10} = 9.95 \times 1.62 = 16.15$ </p>	<p>PCT Viga puente $b = 1.5m$ Camino provisorio 115m</p>
Canal maestro de drenaje No.11 Extremo aguas abajo	<p>R₁ Sección</p> 	<p>Caída de gabiones Ancho $m \times 0.5m$ largo m Cantidad 210</p>	Canal principal de drenaje No.5 Extremo aguas abajo	<p>R₁₀ Sección</p>  <p> $Q = 16.67$ $A = 28.5$ $V = 0.59$ </p>	<p>Caída de gabiones Ancho $m \times 0.5m$ largo m Cantidad 110</p>
Canal principal de drenaje No.2	<p>Sin obras de arte</p>	<p>Sin obras de arte</p>	Canal principal de drenaje No.5 Extremo aguas abajo	<p>Misma sección que el cruce con la ruta No.12</p>	
Canal principal de drenaje No.3 Extremo aguas abajo	<p>R₁ Sección</p> 	<p>Caída de gabiones Ancho $m \times 0.5m$ largo m Cantidad 110</p>	Cruce del canal principal de drenaje No.5 con el canal maestro de riego	<p>R₅ Sección</p>  <p> $A = \frac{14+23}{2} \times 3 = 55.5 \quad \sqrt{T} = 0.0182 \quad V = 0.78$ $Q = 23.61 + 14.42 = 43.03$ $Q_{10} = 23.61 \times 1.62 + 14.42 = 60.77$ </p>	
Cruce del canal principal de drenaje No.4 con la ruta nacional No.12	<p>R₃ Sección</p>  <p> $A = \frac{3+15}{2} \times 4 = 36.0 \quad \sqrt{T} = 0.0215$ $Q = 12.05 + 18.85 = 30.90 \quad V = 0.87$ $Q_{10} = 12.05 \times 1.62 + 18.85 = 38.37$ </p>	<p>PCT Viga puente $b = 1.5m$ Camino provisorio 120m</p>	Cruce del Canal maestro de drenaje Sta. Lucia con la ruta nacional No.12	<p>R₆ Sección</p>  <p> $Q = 62.47$ $A = 76.50$ $V = 0.82$ </p>	<p>Alcantarilla Ancho $m \times 0.5m$ largo m $L = 62.8m$</p>
Canal principal de drenaje No.4 Extremo aguas abajo	<p>R₁₀ Sección</p>  <p> $Q = 40.79$ $A = 44.0$ $V = 0.92$ </p>	<p>Caída de gabiones Ancho $m \times 0.5m$ largo m Cantidad 110</p>		<p>Ancho del canal principal de riego 55m $PH = 68.3$ $CH = 68.75$ $L = 55 + 3.41 \times 2 + 1 = 62.8$ $PH = 68.38 \quad CH = 68.75 \quad WH = 3.41$ $L = 55 + 3.41 \times 2 + 1 = 62.8$ </p>	

Cuadro A6.2.8: Principales obras de estructura ~ 3-

Ubicación	Secc. canal de drenaje y fórmulas	Obras de arte
Canal maestro de drenaje Santa Isabel Extremo aguas abajo	$Q_{10} = 74.4 \times 1.62 + 26.85 = 149.19$  R_1 Sección $Q = 152.68$ $A = 156.0$ $V = 0.98$ R_2 Sección $Q = 152.68$ $A = 156.0$ $V = 0.98$	<p>PCT Viga puente $B = 11m + 25m$ Camino provisorio 700m</p> <p>Caída de gabiones Ancho m 2×0.5 x largo m Cantidad 210</p>
Cruce del canal principal de drenaje No.10 con la ruta nacional No.12	$A = 23 \pm 35 \times 4 = 116 \sqrt{T} = 0.0118 \quad V = 0.63$ $Q_{10} = 42.94 + 27.82 = 70.76$ $Q_{12} = 42.94 \times 1.62 + 27.82 = 97.38$  R_1 Sección $Q = 98.87$ $A = 152.0$ $V = 0.65$	<p>PCT Viga puente $B = 11m + 25m$ Camino provisorio 150m</p> <p>Caída de gabiones Ancho m 2×0.5 x largo m Cantidad 210</p>
Canal principal de drenaje No.10 Extremo aguas abajo	$A = 50.0$  R_1 Sección $Q = 98.87$ $A = 152.0$ $V = 0.65$	<p>Sin obras de arte</p>
Canal principal de drenaje No.11	$A = 9 \pm 21 \times 4 = 60.0 \sqrt{T} = 0.0184$ $Q_{10} = 34.58 + 15.55 = 50.13 \quad V = 0.90$ $Q_{11} = 34.58 \times 1.62 + 15.55 = 71.57$  R_1 Sección $Q = 54.20$ $A = 60.0$ $V = 0.90$	<p>Cruce del Canal maestro de drenaje Sta. Isabel con la ruta nacional No.12</p>
Canal maestro de drenaje Santa Isabel Extremo aguas abajo	<p>La misma sección que en el cruce con la ruta nacional No.12</p>  R_1 Sección $Q = 73.35$ $A = 80.0$ $V = 0.92$	<p>En los puentes existentes existe un espacio libre de 30m, por lo que no será necesaria la reforma.</p> <p>Caída de gabiones Ancho m 2×0.5 x largo m Cantidad 210</p>
Cruce del canal principal de drenaje No.12 con el canal maestro de riego	$A = 10 \pm 19 \times 3 = 49.5 \sqrt{T} = 0.0149 \quad V = 0.69$ $Q_{12} = 25.46$ $Q_{10} = 25.46 \times 1.62 = 41.25$  R_1 Sección $Q = 42.09$ $A = 64.50$ $V = 0.65$	<p>Alcantarilla Ancho m 5.0 x largo m 4.0 Cantidad 5 $L = 40.7m$</p>
Cruce del canal principal de drenaje No.12 con la ruta nacional No.12	<p>Ancho del fondo del canal maestro de riego 35m</p> $PH = 68.50 \quad GH = 69.0 \quad WH = 2.34$ $L = 35 + 2.34 \times 2 + 1 = 40.7$  R_1 Sección $Q = 33.25$ $A = 60.0$ $V = 0.83$	<p>PCT Viga puente $B = 11m + 25m$ Camino provisorio 120m</p>
Canal principal de drenaje No.12 Extremo aguas abajo	<p>Misma sección que en el cruce con la ruta No.12</p>  R_1 Sección $Q = 54.20$ $A = 60.0$ $V = 0.90$	<p>Caída de gabiones Ancho m 2×0.5 x largo m Cantidad 110</p>

Cuadro A6.2.8: Principales obras de estructura - 4-

Ubicación	Secc. canal de drenaje y fórmulas	Obras de arte	Ubicación	Secc. canal de drenaje y fórmulas	Obras de arte
Cruce del canal principal de drenaje con caminos secundarios	<p>R₁ Sección</p>  <p>Se dará el mismo tratamiento que los cimientos principales y no se adoptará la precipit. con 50 años de recarga.</p>	<p>PCT Viga puente B = 9 m L = 25 m</p>	Cruce del canal principal de drenaje No.15 con la ruta nacional No.12	<p>R₁₀ Sección</p>  <p>Q = 48.39 A = 75.50 V = 0.63</p>	<p>PCT Viga puente B = 11 m L = 30 m Camino provisorio 130m</p>
Canal principal de drenaje No.14	<p>R₁ Sección</p>  <p>A = 27 + 39 x 4 = 132 $\sqrt{I} = 0.0182$ Q₁ = 81.4 + 46.11 V = 0.98 Q₁₅ = 81.4 x 1.62 + 46.11 = 177.98</p>	Sin obras de arte	Canal principal de drenaje No.13 Extremo aguas abajo	<p>R₁₄ Sección</p> 	<p>Caída de gabiones Ancho m = 1.0 m largo m = 2.0 Cantidad 110</p>
Cruce del Canal maestro de drenaje Sta. María con la ruta No.12	<p>R₁₀ Sección</p>  <p>Q = 179.55 A = 176.0 V = 1.02</p>	<p>PCT Viga puente B = 27.5m + 27.5m Camino provisorio 700m</p>	Cruce del canal principal de drenaje No.12 con la ruta nacional No.12	<p>R₁ Sección</p>  <p>A = 2 + 11 x 3 = 35 Q₁ = 8.89 $\sqrt{I} = 0.0163$ V = 0.53 Q₁₀ = 8.89 x 1.62 = 14.42</p>	<p>PCT Viga puente B = 11 m L = 20 m Camino provisorio 120m</p>
Cruce del canal maestro de drenaje Sta. María con el canal maestro de riego	<p>Misma sección que el cruce con la ruta No.12</p> <p>Ancho del canal maestro de riego 25.0m L = 50.0m PH = 66.0 L = 25 + 3.16 x 2 + 1 = 32.3</p> <p>PH = 65.50 GH = 66.0 WH = 3.15 L = 25 + 3.16 x 2 + 1 = 32.3</p>	<p>Alcantarilla Ancho 6.0 m x 3.0 m L = 32.3m Cantidad 8</p>	Canal principal de drenaje No.16 Extremo aguas abajo	<p>R₁₄ Sección</p>  <p>Q = 14.92 A = 23.5 V = 0.56</p>	<p>Caída de gabiones Ancho m = 1.0 m largo m = 2.0 Cantidad 110</p>
Canal maestro de drenaje Sta. María Extremo aguas abajo	<p>R₁ Sección</p> 	<p>Caída de gabiones Ancho m = 1.0 m largo m = 2.0 Cantidad 210</p>		<p>R₁ Sección</p> 	
Cruce del canal principal de drenaje con la ruta nacional No.12	<p>R₁ Sección</p>  <p>A = 15 + 25 x 3 = 61.5 $\sqrt{I} = 0.0141$ Q₁ = 16.34 + 20.82 = 37.16 V = 0.60 Q₁₅ = 16.34 x 1.62 + 20.82 = 47.29</p>				

6.2.5 Análisis del drenaje

1) Objetivos

Uno de los objetivos del análisis de drenaje consiste en el chequeo del caudal de drenaje planificado. Para este fin se ha escogido como área modelo, una sección de la zona este de la Región de San Carlos. También se considera que este modelo puede ser aplicado en la Región de Loreto.

El otro objetivo es analizar la influencia que ejerce el escurrimiento de las precipitaciones en la cuenca del Río Aguapey para estimar la elevación del nivel de su cauce con el volumen de precipitaciones del plan.

2) Método de análisis

En base al método que se explica más adelante, se efectuó el análisis de efluencia, resultados que fueron estudiados también con relación a las cotas y volúmenes de agua. Después de comprobar datos básicos y las condiciones actuales de la escorrentía, se efectuó una simulación del plan.

La cuenca analizada es la del Río Aguapey ubicada aguas arriba de Caá Carái, de unas 1700 km² de extensión (Figura A6.2.4 y A6.2.5)

(1) Análisis de la escorrentía

El análisis del caudal de las aguas fue realizado con el método de curvas características que provee la hidrología en algunas pendientes tipo que se observan en la región. Para el análisis del momento de la escorrentía se utilizó la fórmula de Manning.

(2) Análisis de la corriente

El análisis de las aguas del Río Aguapey incluye el análisis de las cotas, velocidad del agua, caudal, profundidad, etc., para lo cual se ha tomado un modelo matemático considerando al caudal de dicho río como irregular. Este modelo está compuesto de una fórmula de momento dinámica y una fórmula lineal, las cuales se vinculan mutuamente a través de un análisis diferencial.

3) Datos sobre el análisis del drenaje

(1) Precipitaciones básicas

Se toman como datos básicos las precipitaciones registradas en la Estación Meteorológica Posadas Aero. El cálculo se ha efectuado en base a un período de recurrencia de 5 años, y tomando el volumen de precipitaciones de 3 días consecutivos.

Precipitación básica: 174,1 mm/72 hs

Por otro lado, para el análisis del drenaje es necesario desglosar el volumen de las precipitaciones básicas según la hora. En esta región, los registros pluviométricos desglosados por hora son muy escasos, y por ello se ha decidido tomar la fórmula Sherman.

(2) Coeficiente de escurrimiento

El coeficiente de escurrimiento surge de la relación entre el volumen acumulado de precipitaciones y el volumen acumulado de pérdidas. El volumen de pérdidas depende de las condiciones topográficas, las condiciones del suelo, etc.

Tomando los datos de precipitaciones de esta región en los años 1986-87, y analizando las relaciones entre el volumen acumulado de precipitaciones y el volumen acumulado de pérdidas surge lo siguiente:

$$\Sigma R_L = \Sigma R (1 - 0,00377 \cdot \Sigma R)$$

Por otro lado, pasando un volumen determinado de precipitaciones acumuladas se observa que el volumen acumulado de pérdidas tiende a ser constante. Aquí queda de la siguiente manera:

$$\text{en } \Sigma R > 132,6 \text{ mm}, \Sigma R_L = 66,3 \text{ mm queda constante}$$

En esta región, el 86% de las tierras son campos naturales, y por ello, en el presente análisis la relación que se utilizará será sobre esa base.

Con respecto a las arroceras, debido a que no se ha podido obtener información suficiente in situ, se han tomado ejemplos que se observan en el Japón. De dicho análisis surge lo siguiente:

$$\Sigma R_L = \Sigma R (1 - 0,00833 \Sigma R), \text{ pero con la condición de que}$$

$$\Sigma R > 60 \text{ mm es constante en } \Sigma R_L = 30 \text{ mm}$$

Con respecto a los cultivos de secano tampoco se pudo obtener información suficiente. En base a los datos disponibles en el Japón surge lo siguiente:

$$R_L = (1 - 0,00333 R)$$

Como puede observarse es levemente superior al volumen acumulado de pérdidas que se mostró anteriormente para los campos naturales. Sin embargo, es difícil aseverar que el volumen de pérdidas se ha de incrementar con el desarrollo de tierras para cultivos de secano. Por ello, en el presente análisis el volumen de pérdidas para las tierras para cultivos de secano serán consideradas iguales al de las tierras de campos naturales.

4) Análisis de la escorrentía

(1) Modelo de escorrentía

Para analizar la escorrentía, se elabora un modelo a través del cual se divide el área en un mapa topográfico, se determinan la superficie de la cuenca, las pendientes de los planos, la longitud de los canales, la pendiente de los canales, y se combinan las pendientes y los canales.

(2) Coeficiente de rugosidad

El coeficiente de rugosidad se vincula con la facilidad o dificultad que tienen las aguas para fluir sobre el terreno o en el cauce de los ríos y arroyos. En el presente, después de estudios in situ, se tomaron los siguientes valores estimativos:

- . en campos naturales $N = 0,6$
- . en ríos y arroyos $N = 0,1$

Con respecto a los coeficientes de rugosidad de los canales de riego y drenaje se tomaron los valores que se observan en el Japón, que son los siguientes:

- . canales de riego $N = 1,0$
- . canales de drenaje $N = 0,05$

(3) Caudal de base

El caudal de base que se pudo estimar después de la comprobación in situ tanto para los campos naturales como para las tierras destinadas a los cultivos de secano ha sido el siguiente:

$$0,0043 \text{ m}^3/\text{seg}/\text{km}^2$$

Para el caso de los arrozales, no se ha podido obtener información suficiente para el cálculo del mismo. De allí, se estimó a partir del valor promedio diario de percolación y de evapotranspiración:

$$Q_b = 2,8 \times \frac{1000}{3.600 \times 24} = 0,032 \text{ m}^3/\text{seg}/\text{km}^2$$

5) Análisis de la corriente

A los fines de efectuar la simulación del modelo matemático es necesario tomar un mapa del sistema de drenaje de la cuenca, la topografía, el coeficiente de rugosidad, superficie del cuenco, etc. El cálculo se efectúa aplicando el volumen de precipitaciones sobre el método de curvas de características.

(1) Drenaje de la cuenca

Se define el modelo tomando al Río Aguapey como el principal

canal de drenaje de la cuenca. La longitud que se toma para los canales de drenaje es de 1.000 m.

(2) Coeficiente de rugosidad

De acuerdo a los resultados de los estudios realizados se estima que el coeficiente de rugosidad en el Río Aguapey es de aproximadamente 0,05.

(3) Caudal de influjo lateral

Para determinar el caudal que drena directamente en el Río Aguapey (influjo lateral) se utilizan el volumen unitario de drenaje obtenido a través del cálculo efectuado con las curvas de características, valor que se aplica a las áreas adyacentes al río distribuidas en cuadros.

(4) Profundidad en crecientes

Cuando el nivel de las aguas de los ríos suben y alcanzan el nivel de las tierras de cultivo, se produce anegamiento por crecidas. En estos casos, el área de inundación se extiende de acuerdo a la pendiente del terreno, pudiéndose calcular el mismo. El área desarrollable excluye estas franjas de inundación.

6) Método de análisis

(1) Análisis de la escorrentía

Análisis de la escorrentía con curvas de características

Con respecto a la escorrentía de las aguas pluviales, si se consideran que el flujo sobre el terreno y sobre el canal abierto como uniformes cuando se calcula la escorrentía, y se aplica el tiempo como un incremento diferencial constante (2), la ecuación de movimiento puede ser representada de la siguiente manera siguiendo la fórmula de Manning.

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

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

- donde : Q = caudal
v = velocidad promedio
A = sección transversal
R = radio hidráulico
I = pendiente del canal
n = coeficiente de rugosidad Manning
qx = caudal de influjo lateral

Si se toma el resultado que se muestra en (1) y se hace el cálculo diferencial parcial con el tiempo t, y al sustituirse en la fórmula (2) la ecuación del movimiento queda de la siguiente forma:

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

En el presente plan se resuelve la ecuación del movimiento a través de las curvas de las características. En otras palabras, la relación de la curva característica básica sobre la superficie de la curva característica básica, tomando como ecuación diferencial parcial del tipo hiperbólico las siguientes fórmulas:

$$F(x, y, u, \partial u/\partial x, \partial u/\partial y) = 0 \dots\dots\dots (4)$$

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

Esto se puede expresar de la siguiente forma:

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

Donde resulta que:

$$\left. \begin{aligned} x &= x(\sigma), y = y(\sigma), u = u(\sigma) \\ p &= \partial u/\partial x = p(\sigma) \\ q &= \partial u/\partial y = q(\sigma) \\ F_p &= \partial F/\partial p, F_q = \partial F/\partial q \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (7)$$

Si sobre la fórmula expresada en (6) se buscan las relaciones con u, p, q, ó queda de la siguiente forma:

$$\left. \begin{aligned} dx/d\sigma &= F_p(x, y, u, p, q) \\ dy/d\sigma &= F_q(x, y, u, p, q) \\ du/d\sigma &= p \cdot F_p + q \cdot F_q \\ dp/d\sigma &= - F_x - p \cdot F_u \\ dq/d\sigma &= - F_y - q \cdot F_u \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (8)$$

La ecuación del movimiento (3) se puede resolver en torno a la superficie de la curva característica ó que se indica en la fórmula (8). Al tomarse aquí:

$$\begin{aligned} x &\rightarrow x \\ y &\rightarrow t \\ u &\rightarrow Q \\ p &\rightarrow \partial Q/\partial x = Q(x) \\ q &\rightarrow \partial Q/\partial t = Q(x) \end{aligned}$$

y convertirse las variables de las fórmulas (3) y (8) se obtiene la siguiente fórmula de relación.

$$\begin{aligned}
 dx/d\sigma &= FQ = (Q/A) \{1 + (2/3) (A/R) (\partial R/\partial A)\} \\
 dt/d\sigma &= FQ = 1 \\
 dQ/d\sigma &= Q \cdot FQ + QF\sigma \\
 &= (Q/A) \{1 + (2/3) (A/R) (\partial R/\partial A)\} q_x
 \end{aligned}
 \left. \begin{array}{l} \\ \\ \\ \end{array} \right\} \dots\dots\dots (9)$$

$$\begin{aligned}
 dx/dt &= C = (Q/A) \{1 + (2/3) (A/R) (\partial R/\partial A)\} \\
 dQ/dx &= q_x \\
 dQ/dt &= (Q/A) \{1 + (2/3) (A/R) (\partial R/\partial A)\} q_x
 \end{aligned}
 \left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} \dots\dots\dots (10)$$

donde C: velocidad de propagación de anegamiento

Concretamente el caudal de escorrentía se calcula realizando repeticiones de cálculos en computadoras hasta obtener un valor que esté dentro de la tolerancia permisible.

(2) Análisis de la corriente

Modelo matemático

El cálculo matemático de la corriente se realiza resolviendo simultáneamente la ecuación del movimiento y la ecuación lineal. La ecuación de movimiento y la ecuación lineal con respecto al flujo unidireccional de la corriente de los ríos, se expresa como sigue. Además, los valores x y U serán positivos en dirección aguas arriba tomando como referencia la desembocadura.

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

$$(\partial A/\partial t) + (\partial Q/\partial x) - q = 0 \dots\dots\dots (12)$$

donde:

- g = aceleración de la gravedad
- U = velocidad de la corriente
- I = pendiente del lecho del río
- h = profundidad del agua
- n = coeficiente de rugosidad
- x = distancia
- t = tiempo
- A = superficie de la sección transversal del paso del agua
- Q = caudal de paso
- q = caudal de afluencia lateral (unidad de ancho)

Para resolver esta ecuación se indican las ecuaciones básicas (11) y (12), por la fórmula de diferencia se integra el valor según las condiciones topográficas, nivel de las aguas superficiales y las condiciones de escorrentía dadas. A continuación se describe la fórmula de diferencia central relativa a la distancia x y el tiempo t adoptado para el Proyecto.

$$\partial U / \partial t = (U_{i,j} - U_{i,j-2}) / \Delta t$$

$$\partial h / \partial x = (h_{i,j} - U_{i,j-2}) / \Delta x$$

$$\partial U^2 / \partial x = (U^2_{2i+2, j-2} - U^2_{2i-2, j-2}) / (2 \cdot \Delta x)$$

$$I = (Z_{i+1} - Z_{i-1}) / \Delta x$$

$$h = (h_{i+1, j-1} + h_{i-1, j-1}) / 2$$

$$U = (U_{i,j} + U_{i,j-1}) / 2$$

donde:

i = diferencia de distancia

j = diferencia de tiempo

z = altura del lecho del río desde la superficie de referencia

3) Resultados del análisis

(1) Estudio del caudal de drenaje planificado

Mediante una simulación se ha estudiado el grado de conveniencia del caudal de drenaje planificado determinado en el punto 6.2.3, 3).

Se ha efectuado un chequeo de los 3 casos de caudales específicos de diseño. El caso 2 corresponde al caudal de drenaje del presente plan.

Caso 1: caudal específico de drenaje planif: 0,25 (m³/seg)/km²

Caso 2: caudal específico de drenaje planif: 0,35 (m³/seg)/km²

Caso 3: caudal específico de drenaje planif: 0,50 (m³/seg)/km²

En el caso 1, si se registra una precipitación básica equivalente a la planificada (174,1 mm/3 días), se originará una inundación de más de 30 cm, abarcando aproximadamente un 60% del área de desarrollo. El tiempo de inundación será de 60 a 90 horas.

(Ver Figura 6.2.10)

En el caso 2, la inundación de más de 30 cm abarcará aproximadamente el 10% del área de desarrollo con un tiempo de inundación de unas 6 horas. (Ver Figura 6.2.11)

En el caso 3 no se origina una inundación superior a los 30 cm. (Ver Figura 6.2.12)

A juzgar de los 3 casos mencionados, se puede considerar que el

caudal de diseño empleado en el presente plan (Caso 2) es el más conveniente desde el punto de vista económico.

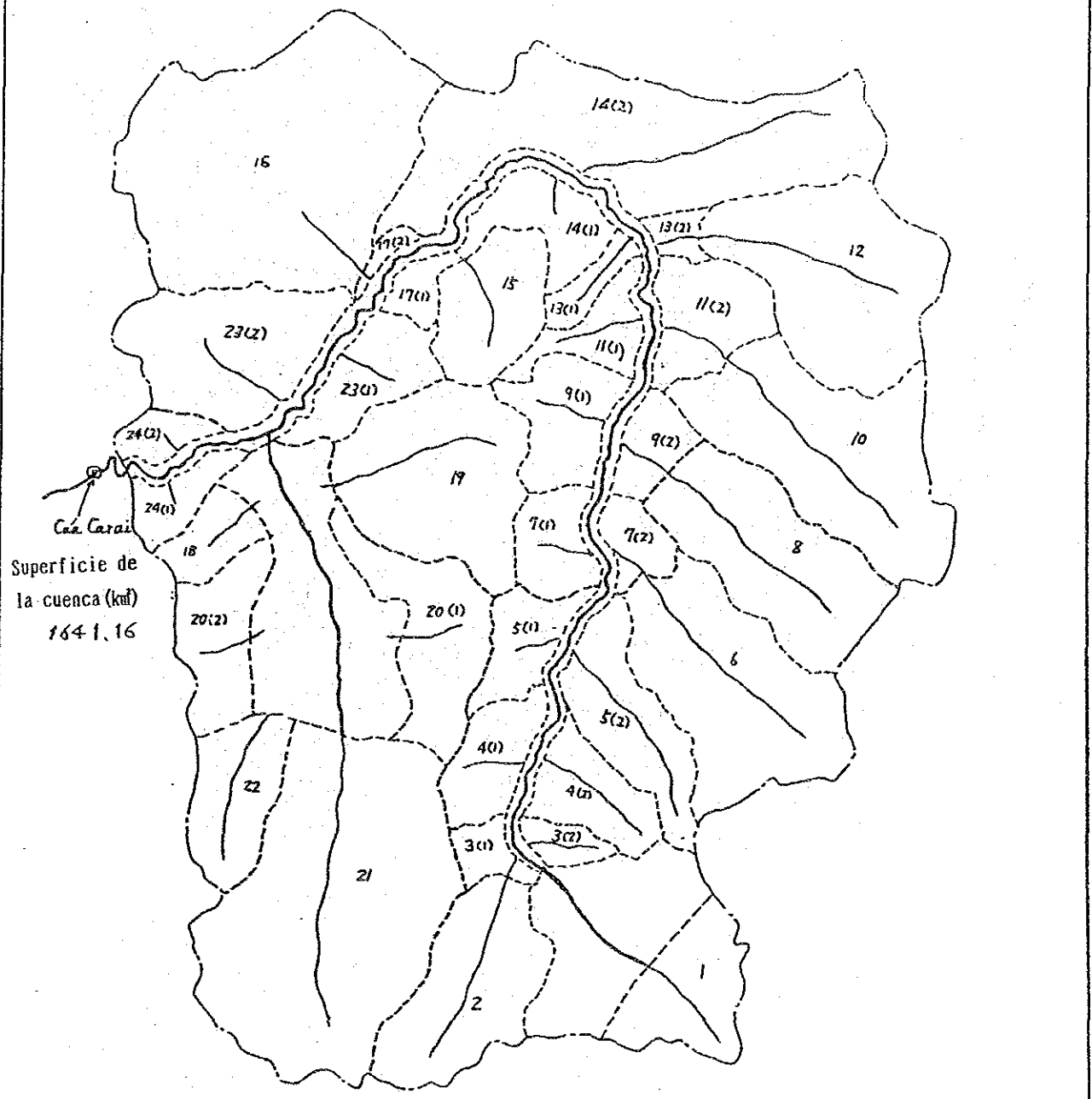
(2) Influencias que ejercerá el desarrollo sobre el caudal de Río Aguapey

De acuerdo a los resultados del análisis, se puede suponer las siguientes situaciones.

- i) El caudal máximo de escurrimiento en Caá Carai con la topografía actual es de 162,0 m³/seg, mientras al implementarse el plan, el mismo experimentará un incremento de 7,3 m³/seg (4,5%) llegando a 169,3m³/seg.
- ii) El nivel máximo de agua en el mismo punto es de 5,36 m, mientras que con el plan llegará a 5,5 m. El tiempo para que se registre el caudal máximo es de 282 horas, después de haber iniciado las precipitaciones en la situación actual, mientras que con el plan el mismo será de 284 horas (Figura A6.2.13)
- iii) La elevación del nivel de agua de los cauces durante la inundación, debido a la implementación del Proyecto, será de unos 10 cm como máximo (Cuadro A6.2.9)

Este análisis ha sido efectuado durante la Segunda Fase del Estudio, por lo que está incluido el plan de desarrollo mediante el riego por bombeo desde la Represa de Yacyretá hacia la Región de San Carlos (plan eliminado posteriormente).

El plan de riego con el aprovechamiento de las aguas de la Represa de Yacyretá finalmente ha sido limitado a Rincón Santa María y la Región de Loreto (Cuenca Inferior de la Represa de Yacyretá), excluyéndose el plan de riego por bombeo en la zona Oeste de la Región de San Carlos. En consecuencia, la proporción de la extensión de arrocetas a ser desarrolladas con respecto a la superficie de la cuenca del Río Aguapey, que en un principio era del 30,4% se redujo a un 7,0%. Por esta razón, la influencia que ejercerá el desarrollo sobre el caudal del Río Aguapey se redujo también en forma proporcional a la extensión de arrocetas.



Superficie de la cuenca (km²)
1641,16

Referencias

- Curso del Rio (Cauce natural)
- - - - - Loimito de la cuenca

Figura A6.2.4 Sistema de drenaje del Rio Aguapey (Situacion actual)

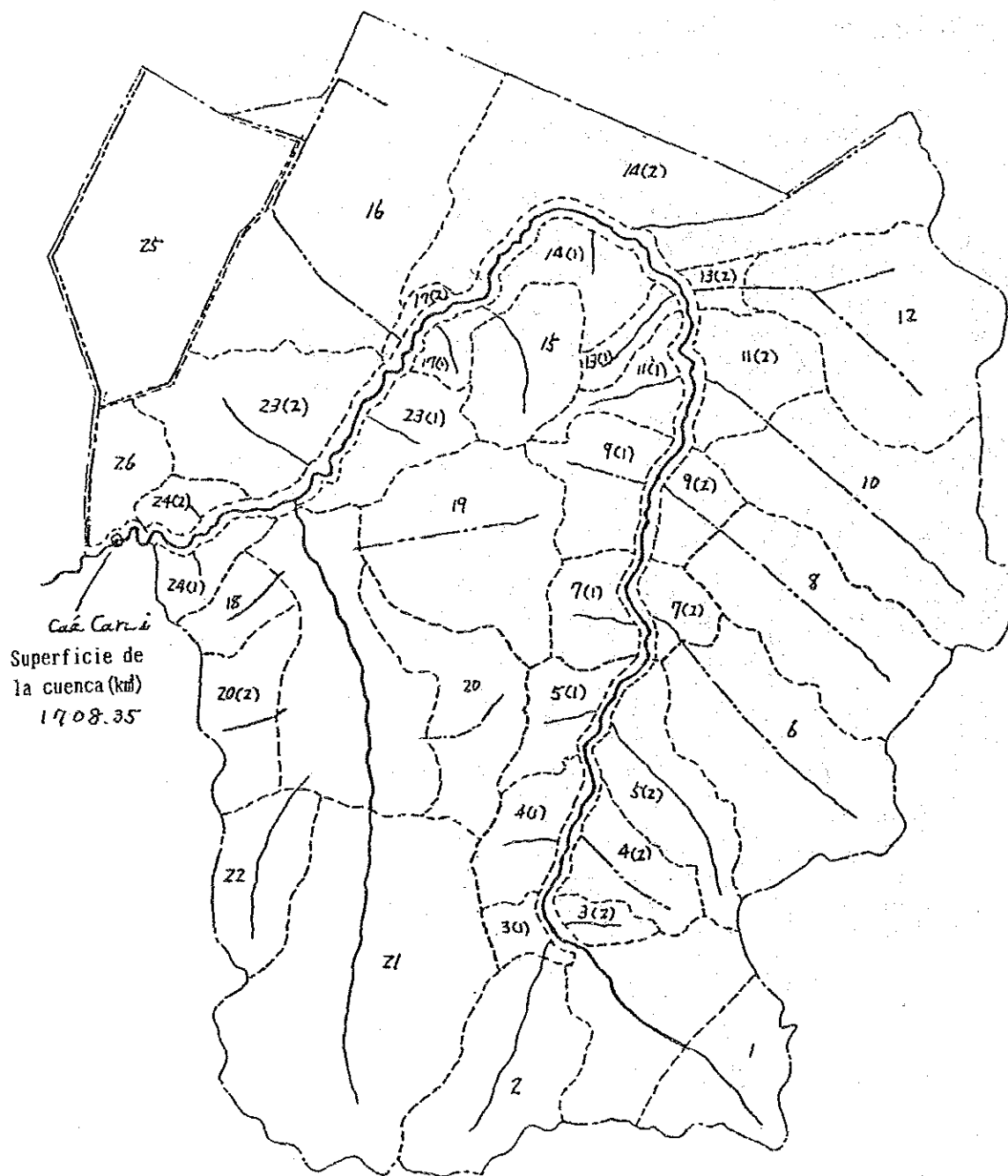
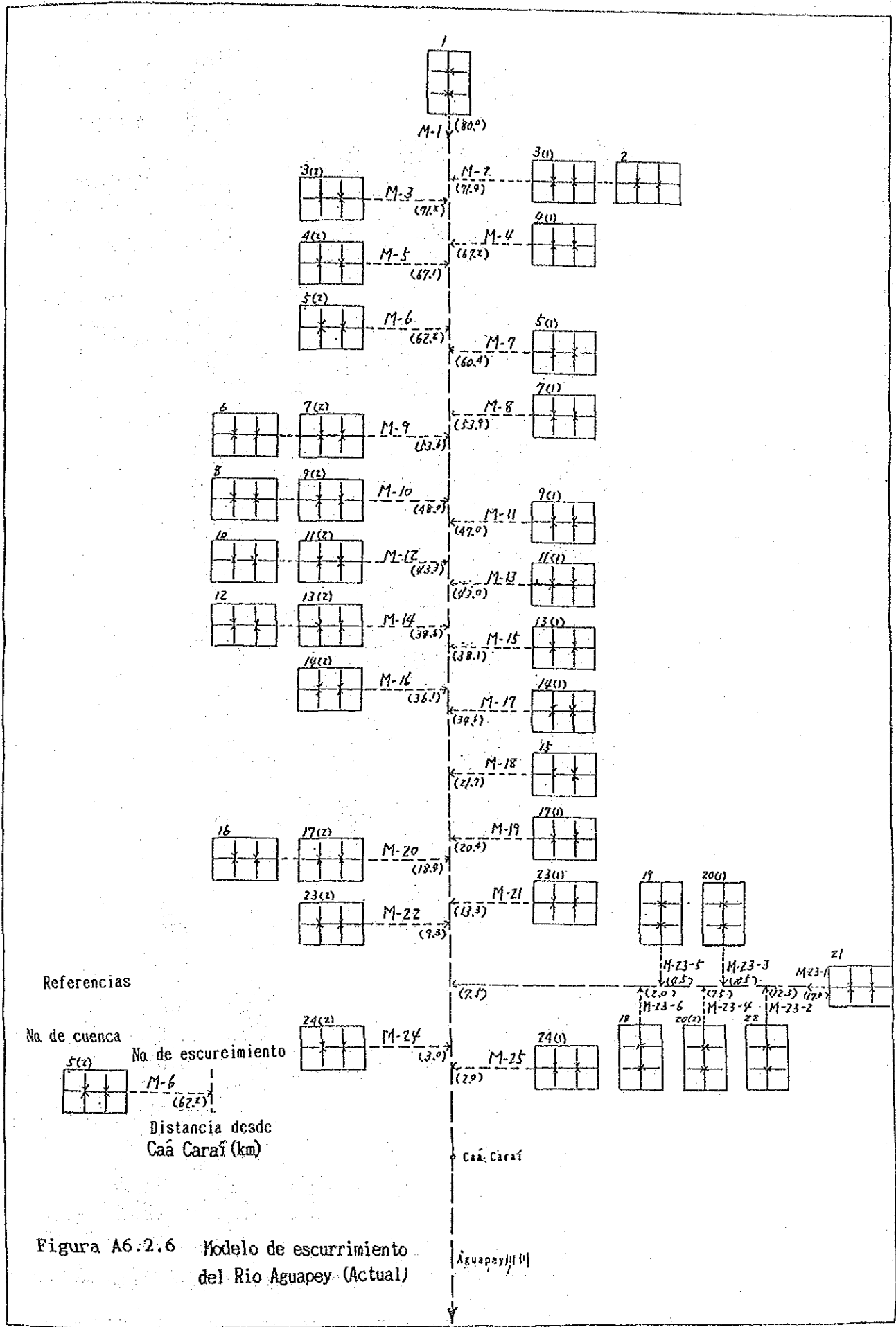
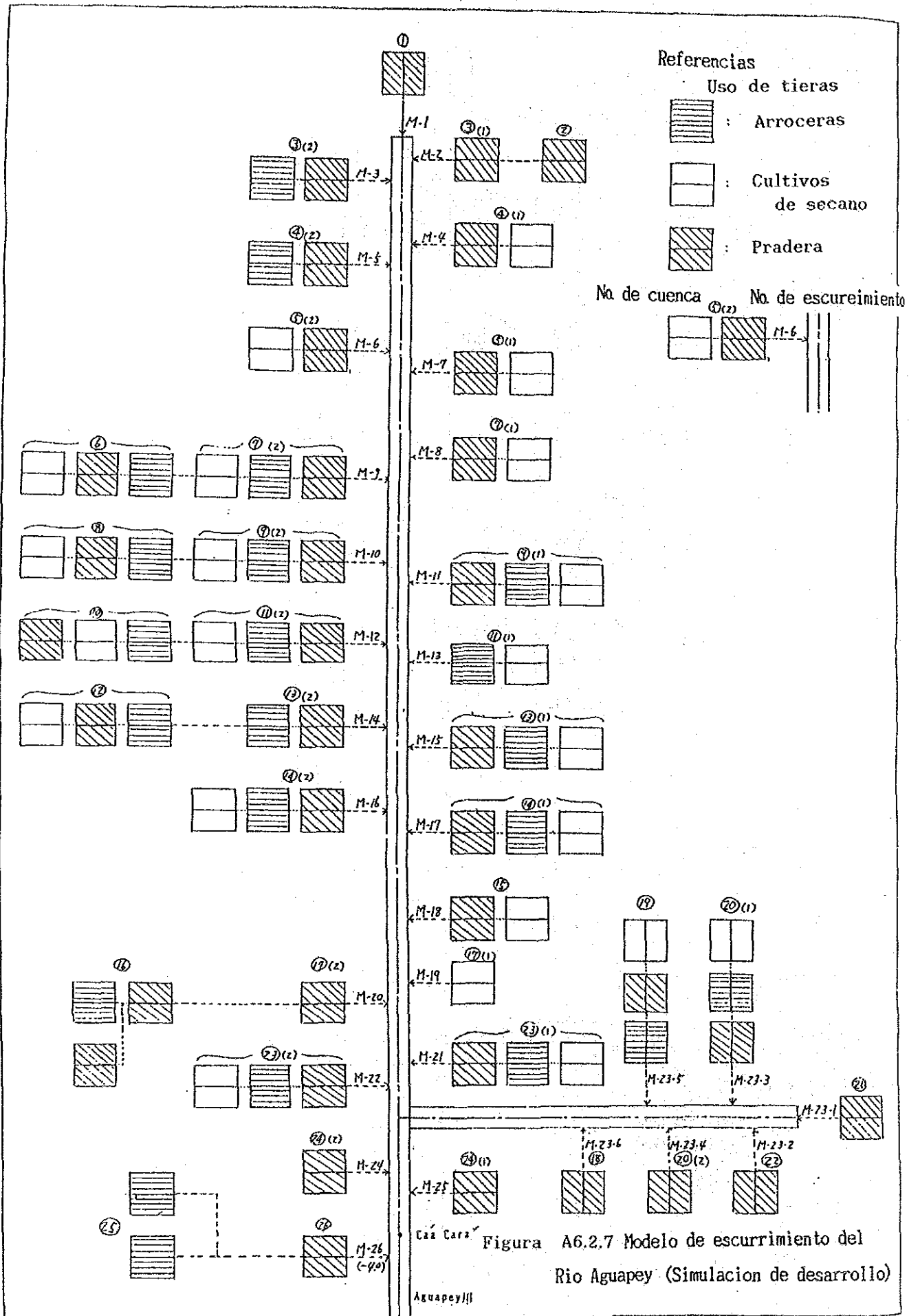


Figura A6.2.5 Sistema de drenaje del Rio Aguapey
(Simulacion de desarrollo)

Referencia

- Curso del Rio
(Cauce natural)
- Curso mejorado
- Leimite de la arena





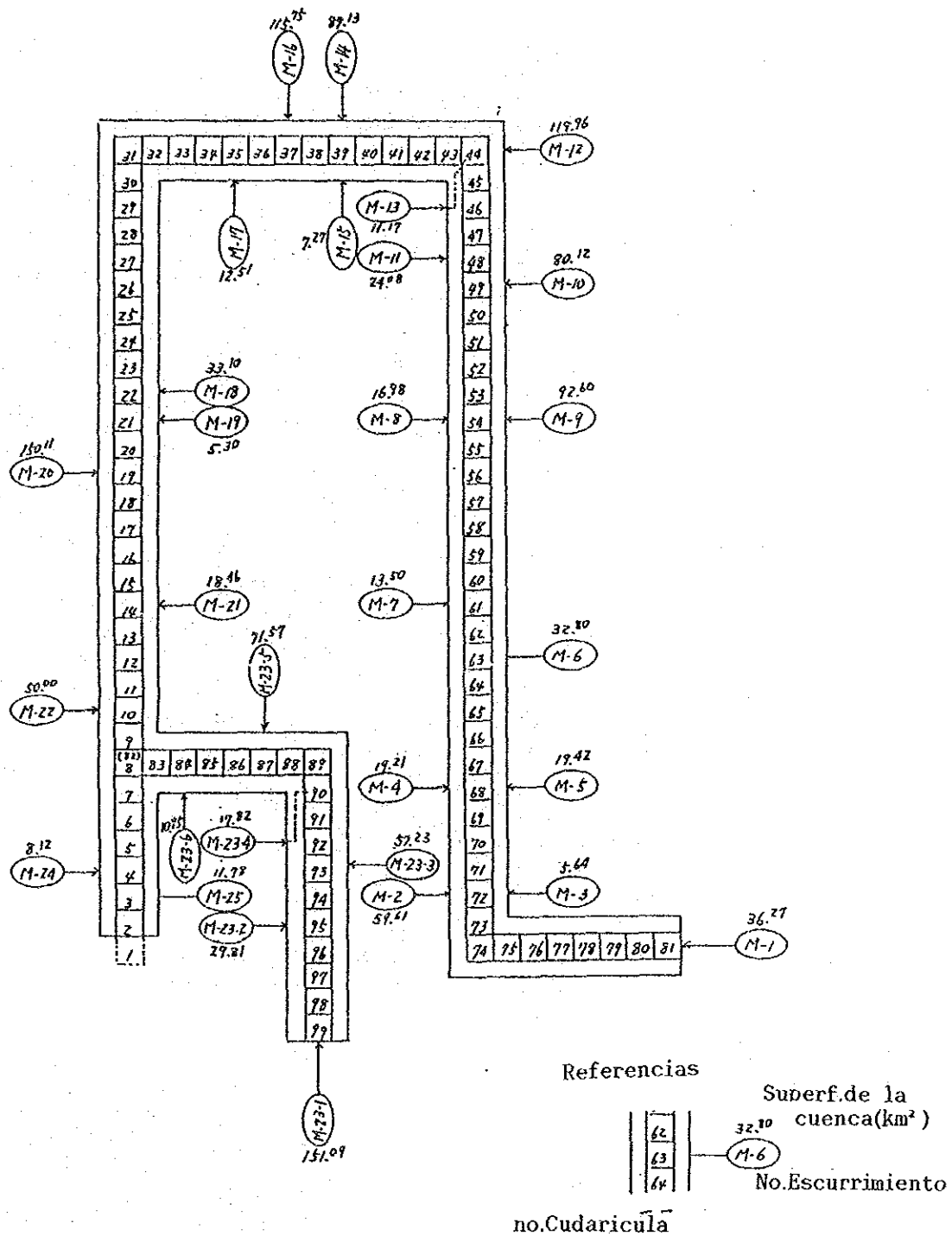


Figura A6.2.8 Modelo matemático del Río Aguapey (Situación actual)

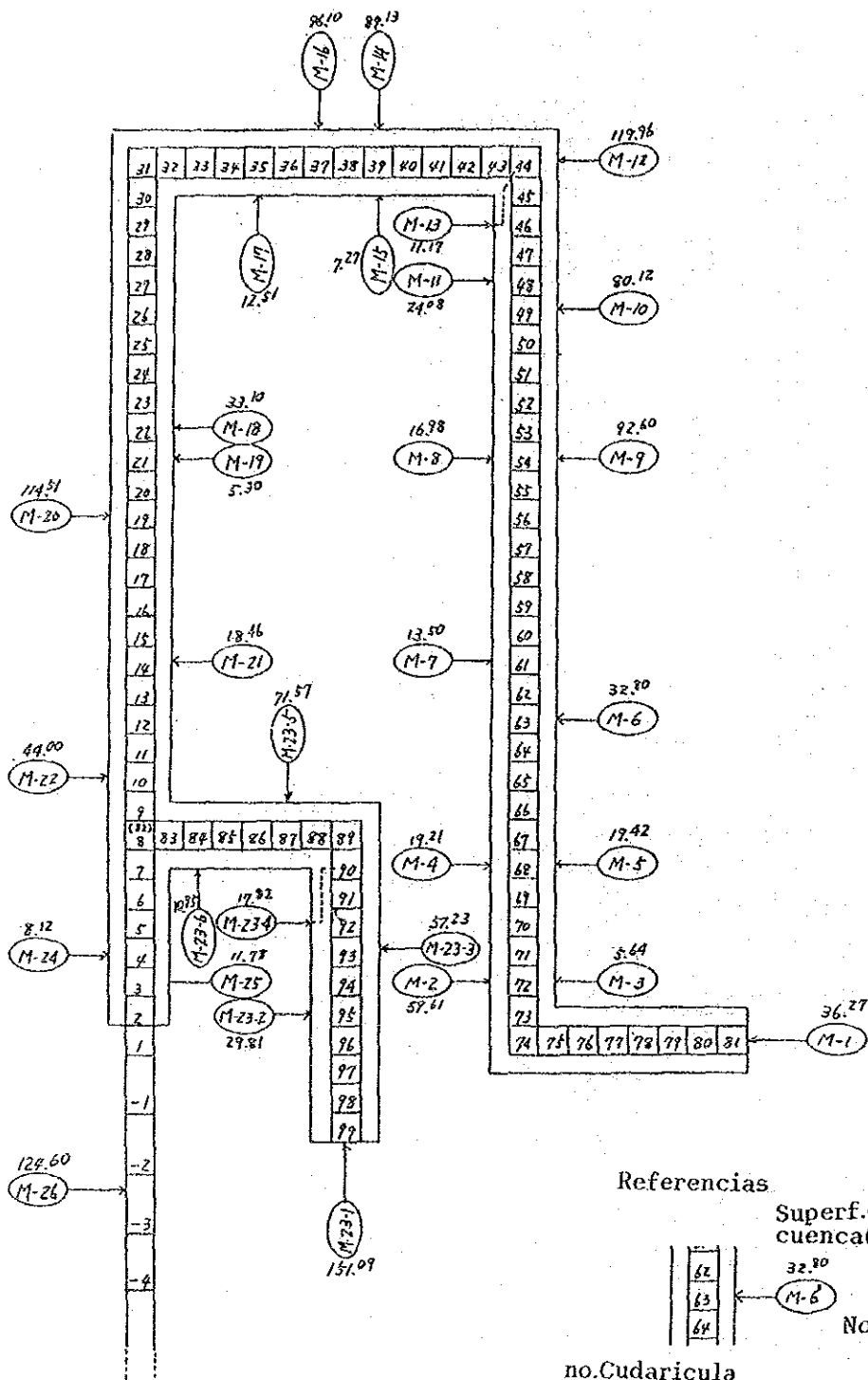


Figura A6.2.9 Modelo matemático del Río Aguapey (Simulación del desarrollo)

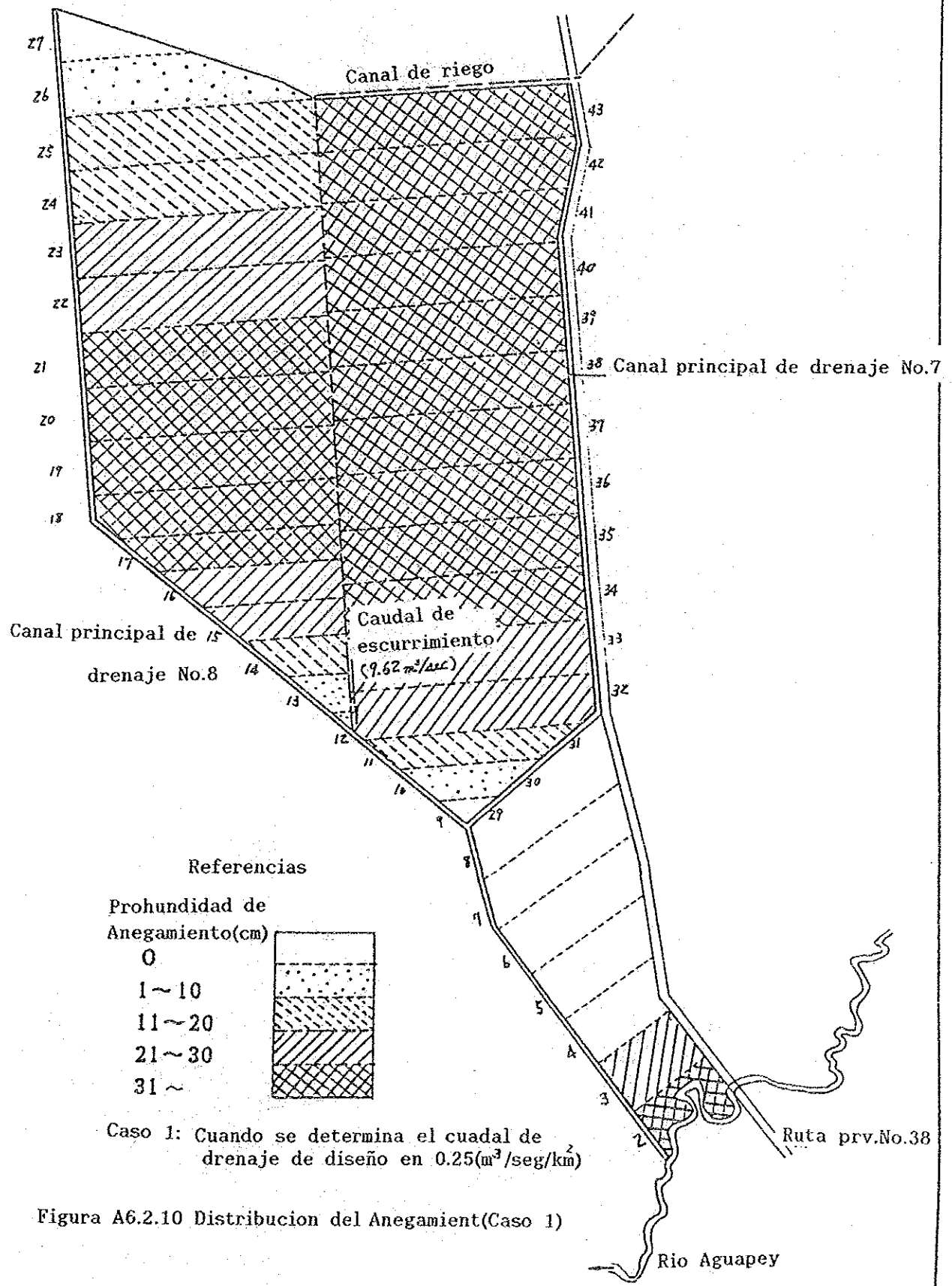
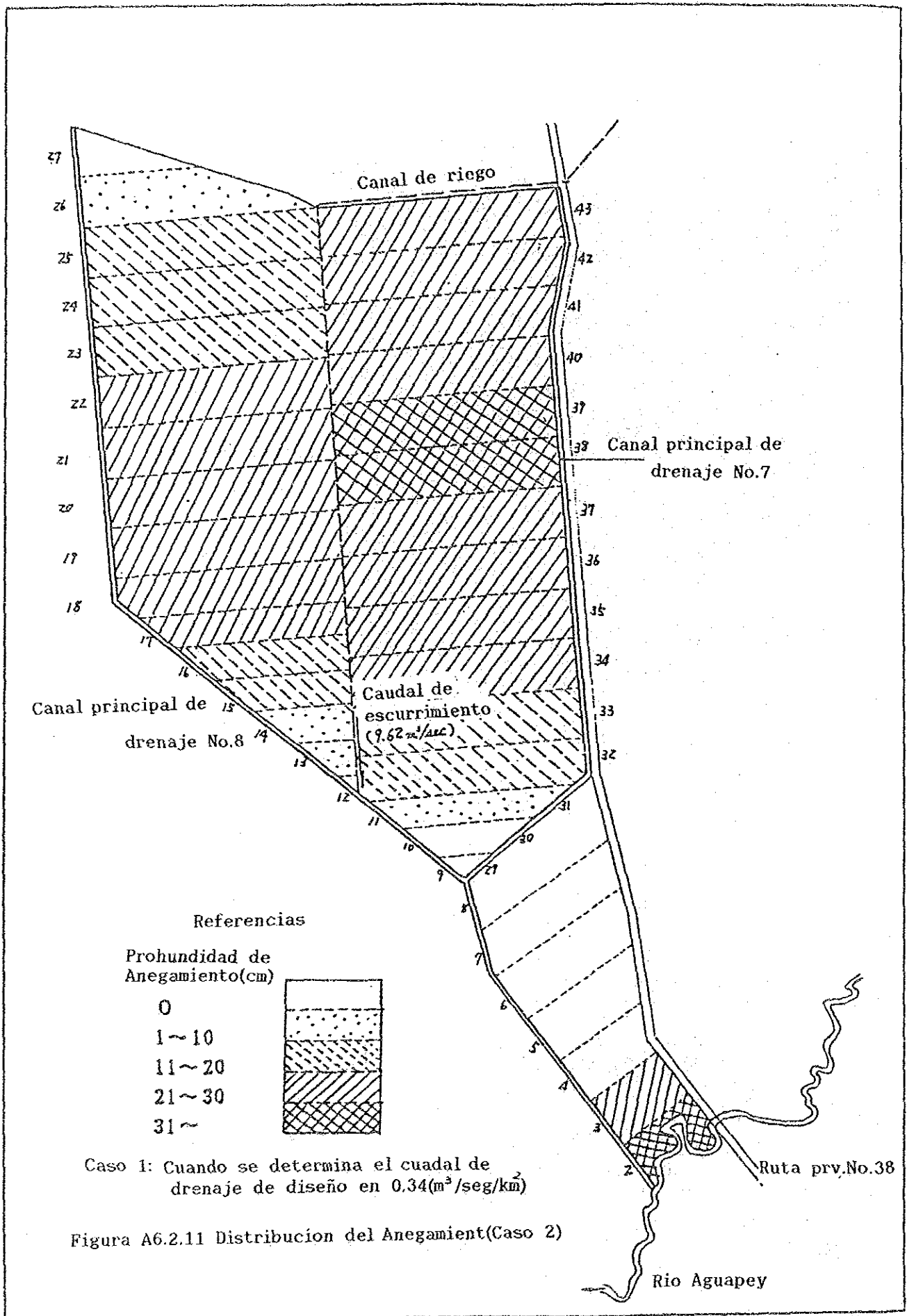


Figura A6.2.10 Distribucion del Anegamiento(Caso 1)



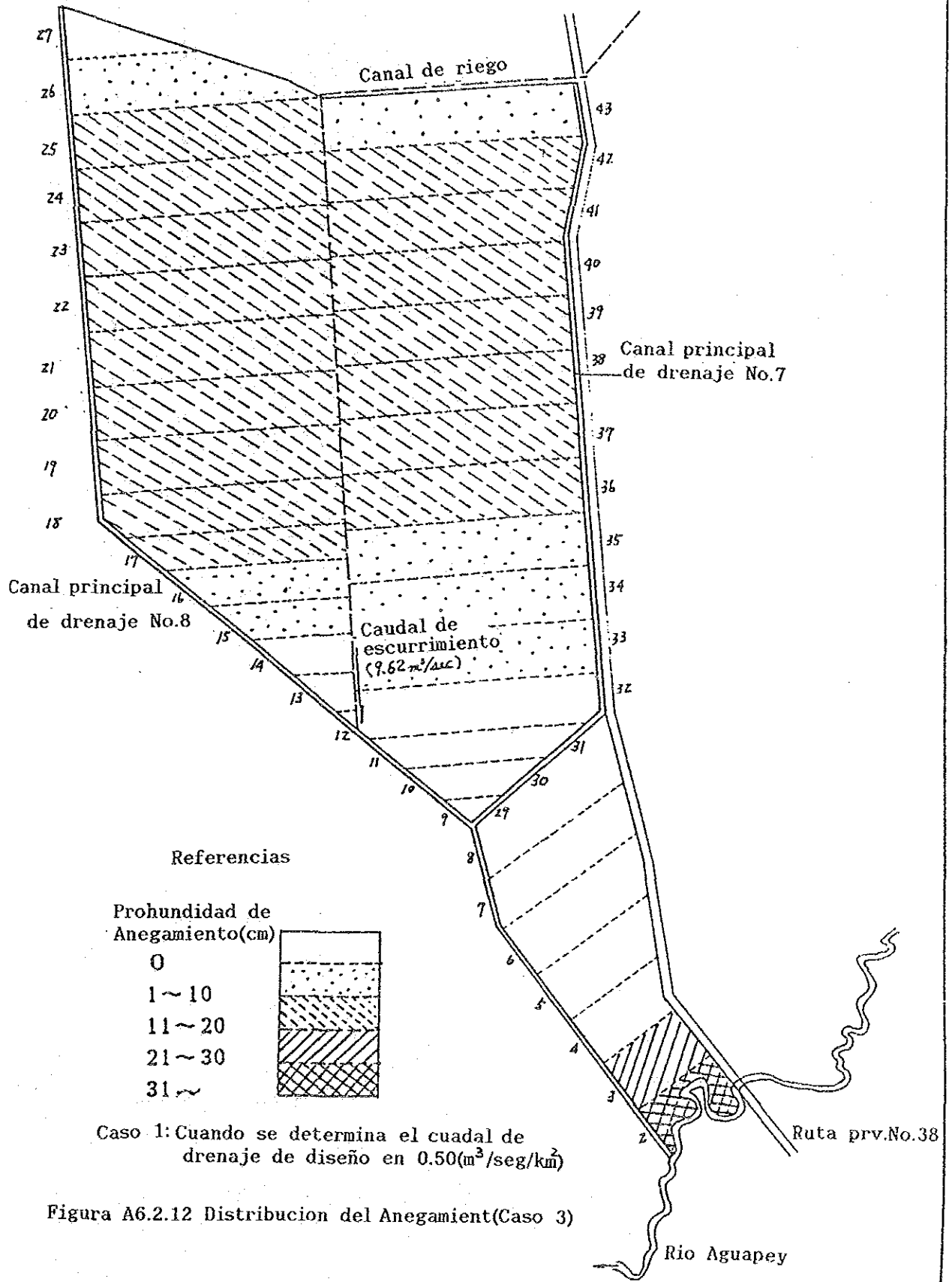
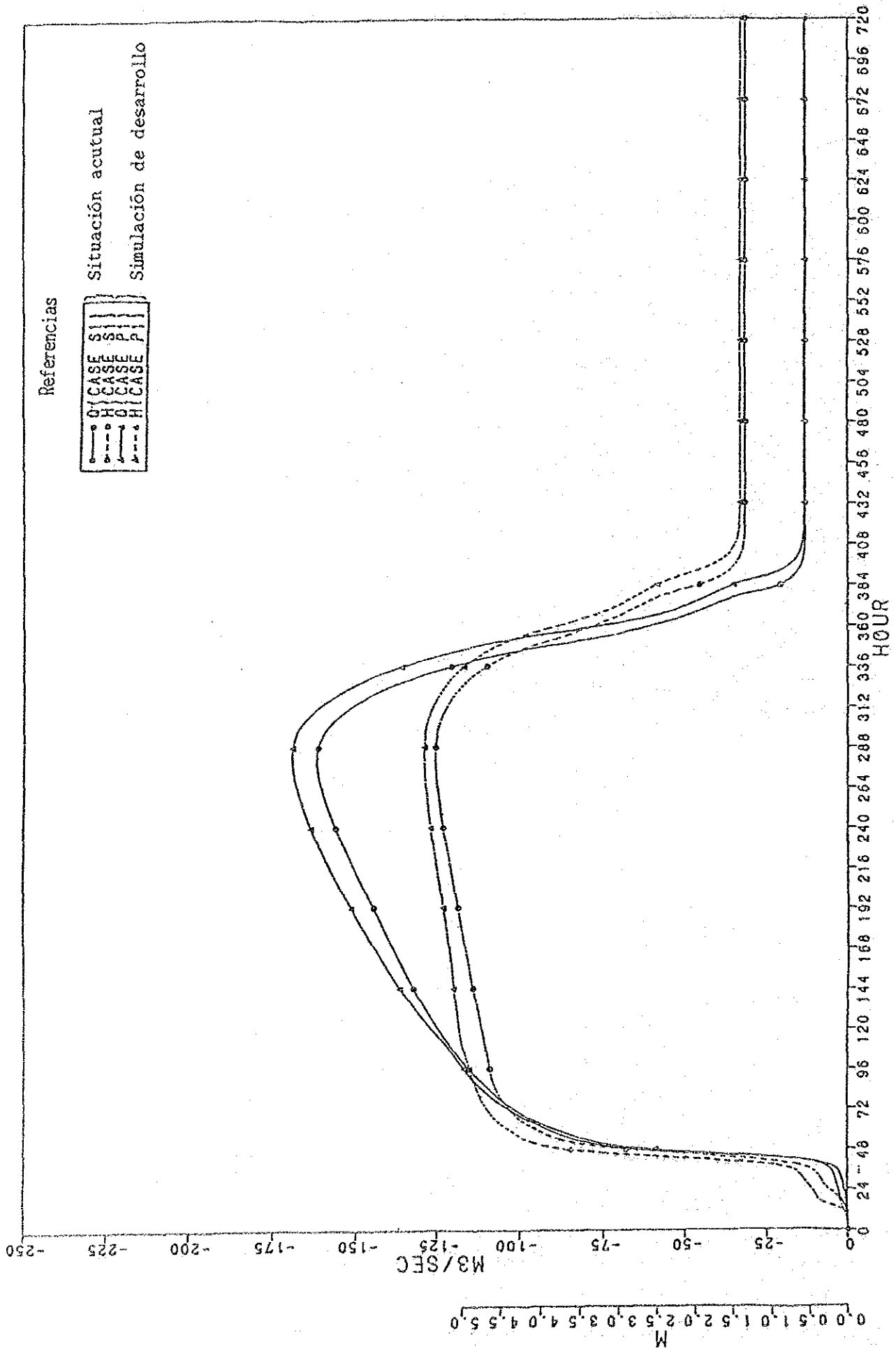


Figura A6.2.12 Distribucion del Anegamiento(Caso 3)



Referencias

○	CASE S	
●	CASE S	
△	CASE P	
▲	CASE P	

Situación actual

Simulación de desarrollo

Figura A6.2.13 Fluctuaciones del caudal y cota (Rio Aguapey, en Caá Carai)

Cuadro A6.2.9 Profundidad Maxima de Anegamiento

Po. Caá Carai

MESH	actual	plan
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	actual	plan
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 Análisis DDA

1) Análisis DDA (Depth, duration, area analysis)

Las superficies de drenaje de los canales principales y maestro son pequeñas. La más pequeñas es de 3 km², hasta la más grande que es del Arroyo Santa María, con 214 km². Como los canales principales están separados entre sí unos 5 km, y sus longitudes son del orden de los 10 km, la mayoría de las superficies son de unos 50 km². Por otra parte, la precipitación media de la cuenca se reduce a medida que la superficie de la misma se incrementa. Esta relación fue estudiada mediante las fórmulas de Horton y de Fretcher.

(1) Fórmula de Horton

$R = R_o \cdot \exp(-K \cdot A^n)$, en donde

R = Precipitación máxima en 24 horas en la cuenca de A millas cuadradas (pulg/24 horas)

R_o' = Precipitación máxima registrada en la cuenca (pulg./24 horas)

($K = 0,1$, $n = 0,2$ aprox).

i) Conversión al sistema métrico

$R' = (1/25,4) R_o' \cdot \exp[-0,1 \cdot (1/1.6092) \cdot A^{0,2}]$

en donde:

R' = Precipitación máxima en 24 horas en la cuenca de A km² (mm /24 horas)

R_o' = Precipitación máxima registrada en la cuenca (mm/24 horas)

ii) Cuando $A = 0$ y considerando como 1 el valor de R' , la proporción de R' que corresponde a la superficie de la cuenca será como se indica a continuación.

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

(2) Fórmula de Fretcher

$$R \text{ max} = D^{1/2} \cdot (a + b / (A^{1/2} + c)) \text{ (mm)}$$

donde:

R max = Valor máximo de precipitación (mm) que se registra en la cuenca de extensión A (km²) y tiempo continuo de precipitación D (h)

$$(a = 0,13, b = 10.000, c = 30,9)$$

Cuando A = 0, y considerando como 1 el valor de R max, la proporción de R max que corresponde a la superficie de la cuenca será:

A(km ²)	0	1	3	5	10	30	50	100	300	500
Proporción de R max	1.000	0.970	0.949	0.935	0.910	0.855	0.820	0.764	0.653	0.595

(3) Conclusiones

Los resultados de los cálculos hechos por las fórmulas de Horton y de Fretcher se asemejan en las proximidades de 30 a 50 ha, y se supone que la precipitación por unidad de superficie se reducirá en un 15%. Pero, debido a que se disponen de pocos datos de observación, y además pueden ser considerados como seguros, se ha suprimido el ajuste de los valores de la precipitación.

6.3 PLAN VIAL

6.3.1 Situación actual de los caminos en el área de desarrollo

Dentro del Área de Desarrollo atraviesan en total 11 rutas nacionales y provinciales que son las carreteras más importantes de la región, con una extensión de 405 km. El 59% de éstas se encuentran pavimentadas. Esta proporción es 2,3 veces superior al promedio de todo el territorio de la Provincia y por ello puede decirse que las condiciones de la red vial dentro del Área de Desarrollo es bastante buena.

Entre las rutas provinciales que atraviesan el Área de Desarrollo hay 6 rutas que no se encuentran mejoradas. Dentro de ellas, las más importantes para el Proyecto son la 13 y 15 en la Región de Loreto y la 34 y 39 en la Región de San Carlos.

Por otro lado, la gran mayoría de los caminos troncales y los caminos secundarios existentes no se encuentran mejorados. Para el mejoramiento de estos caminos es necesario construir terraplenes y obtener suelos para núcleo, suelos seleccionados, piedra partida y ripio.

El suelo de esta región es arenoso en la capa superficial y arcilloso en las inferiores. En las lomadas de las rutas 13, 17 y Berón de Astrada, se encuentran suelos arenosos (Formación Ituzaingó), apto para la construcción de terraplenes, el que es normalmente utilizado actualmente como suelo seleccionado. Debido a que no se encuentran yacimientos de esta unidad en todas partes y no hay afloramientos rocosos para obtener piedra partida, el tener que transportarlo de distancias considerables, obliga a un análisis cuidadoso de distintos aspectos tales como el volumen del movimiento de suelo y el transporte del material, ya que para la construcción y mejoramiento de los tramos ubicados en zonas bajas, requieren volúmenes importantes de movimiento de suelo.

En la Región de San Carlos, los suelos son predominantemente arcillosos (lateríticos) y areno-limosos en las partes bajas, con afloramientos de unidades rocosas y suelos seleccionados preferentemente en las lomadas, permitiendo la construcción de las mejoras bajo condiciones de transporte más favorables.

6.3.2 Lineamientos básicos

El objetivo del presente es delinear un plan de mejoramiento vial para lograr un fluido transporte de los productos y de los insumos agropecuarios y también para el mejoramiento de la vida comunitaria de la región. A los efectos del estudio, los caminos han sido clasificados de la siguiente manera: rutas principales (que corresponden a las rutas nacionales y provinciales), caminos troncales (que comunican las rutas principales con los caminos secundarios), los caminos secundarios (que comunican los caminos principales con las parcelas) y los caminos secundarios internos (que son aquéllos que se encuentran distribuidas dentro de las parcelas).

Analizando las rutas principales, se observa que en el Área de Desarrollo hay algunas rutas provinciales que no se encuentran pavimentadas. Se consideró el mejoramiento de éstas, pero en definitiva