

los registros de las estaciones de medición de San Javier, Santa Cruz, Montero, Trinidad, San Ignacio y San Borja.

#### 4.3.1.4 Cálculo de Lluvias Promedio en la Cuenca

El promedio de precipitación pluvial en la Cuenca fue calculado utilizando el Método del Polígono de Thiessen, expresado por la siguiente fórmula:

$$r = (a_1 \times r_1 + a_2 \times r_2 + \dots + a_n \times r_n) / A \dots \dots \dots (4)$$

donde, r = Promedio de precipitación pluvial de la Cuenca

a<sub>1</sub>, a<sub>2</sub>  
..... a<sub>n</sub> = Area de un polígono formado alrededor de cada estación de medición por las bisectrices perpendiculares de las líneas rectas que conectan las estaciones.

r<sub>1</sub>, r<sub>2</sub>  
..... r<sub>n</sub> = Precipitación pluvial registrada en cada estación de medición, con complemento para los datos que faltan.

n = Número de estaciones de medición de precipitaciones pluviales

A = Area total de captación.

La Figura 4.3-2 muestra los polígonos Thiessen y la ubicación de las estaciones de medición utilizadas para estimar la precipitación pluvial media en la Cuenca. Entre las diecinueve estaciones de medición seleccionadas para la recolección de datos, se utilizó el Método de Polígono Thiessen para los datos de dieciseis estaciones. Los datos de las restantes tres estaciones fueron utilizados para completar los datos que faltaban en los registros de las estaciones principales.

La Tabla 4.3-6 muestra los coeficientes de Thiessen estimados que expresan los pesos (equivalentes a las áreas de control) de las principales estaciones de medición. Con el uso de estos coeficientes de Thiessen, se calculó la precipitación pluvial

promedio de la Cuenca en términos de distribuciones mensuales y anuales y de probables precipitaciones anuales como se describe a continuación:

(1) Distribución Mensual

Se calculó las precipitaciones pluviales mensuales de la Cuenca utilizando un promedio de treinta y dos años desde 1950 a 1982, como se muestra en la Tabla 4.3-7. Esto se efectuó para las cuencas de ríos dentro del Area de Estudio.

Como se muestra en el Tabla 4.3-7, el período seco es de Mayo a Octubre, y los períodos de lluvia son de Enero a Abril y de Noviembre a Diciembre. Alrededor del setenta y cinco por ciento de la precipitación pluvial anual ocurre durante los períodos de lluvia. De acuerdo a esto, se supone que un año hidrológico en el Area de Estudio puede empezar en cada Octubre cuando el volumen de almacenaje de la Cuenca llega a ser mínimo en un año, y termina en cada Septiembre del año siguiente.

(2) Distribución Anual

Se estimó el promedio de precipitación pluvial anual de la Cuenca para los años hidrológicos de 1951 a 1982, como se muestra en la Tabla 4.3-8. Como se estableció previamente, el año hidrológico comienza en Octubre y termina en Septiembre.

El promedio anual de precipitación pluvial de todo el área de estudio es de aproximadamente 1.330 mm. entre los años hidrológicos 1951 y 1982. Durante este período, la máxima precipitación pluvial ocurrió en 1982, midiéndose 1.830 mm. de precipitación pluvial para todo el área de estudio.

(3) Probable Precipitación Pluvial Anual

Las probables precipitaciones pluviales anuales fueron calculadas con el Método Gumbel y se utilizaron muestras de treinta y dos estaciones para el período entre 1951 y 1982.

Tabla 4.3-6 COEFICIENTE DE THIESEN

Estación	CUENCA RIO IBARE		CUENCA RIO MAMORE		CUENCA RIO TIJAMUCHI		CUENCA ENTERA	
	Area del Poligono Thiessen (km <sup>2</sup> )	Coeficiente de Thiessen	Area del Poligono Thiessen (km <sup>2</sup> )	Coeficiente de Thiessen	Area del Poligono Thiessen (km <sup>2</sup> )	Coeficiente de Thiessen	Area del Poligono Thiessen (km <sup>2</sup> )	Coeficiente de Thiessen
Trinidad	6,720	1.00	4,290	0.03	640	0.10	11,040	0.06
San Ignacio			5,835	0.04	5,620	0.90	11,455	0.06
San Borja			2,555	0.02			2,555	0.01
San Javier			4,520	0.03			4,760	0.03
Montero			16,365	0.10			16,365	0.09
Santa Cruz			17,470	0.10			17,470	0.10
Todos Santos			16,110	0.09			16,110	0.09
P. Villaroel			20,575	0.12			20,945	0.11
Vallegrande			15,370	0.09			15,370	0.09
V. Serrano			11,735	0.07			11,735	0.07
Camili			3,640	0.02			3,640	0.02
Sucre			7,515	0.05			7,515	0.04
Totora			10,350	0.06			10,350	0.06
Mizqui			11,110	0.07			11,110	0.06
Cochabamba			13,695	0.08			13,695	0.08
Oruro			5,295	0.03			5,295	0.03
<b>Total</b>	<b>6,720</b>	<b>1.00</b>	<b>166,430</b>	<b>1.00</b>	<b>6,260</b>	<b>1.00</b>	<b>179,410</b>	<b>1.00</b>

Tabla 4.3-7 · DISTRIBUCION MENSUAL Y ESTACIONAL DE LLUVIAS PROMEDIAS DE TREINTA Y TRES ANOS  
(1950-1982)

Mes/ Período	CUENCA RIO IBARE		CUENCA RIO MAMORE		CUENCA RIO TIJAMUCHI		CUENCA ENTERA	
	Lluvia Mensual/ Periódica (mm)	Relación a Lluvia Anual (%)	Lluvia Mensual/ Periódica (mm)	Relación a Lluvia Anual (%)	Lluvia Mensual/ Periódica (mm)	Relación a Lluvia Anual (%)	Lluvia Mensual/ Periódica (mm)	Relación a Lluvia Anual (%)
Feb.	322.	17.5	215.	16.5	307.	16.2	219.	16.5
Mar.	278.	15.1	187.	14.4	292.	15.4	192.	14.4
	214.	11.6	152.	11.7	254.	13.4	156.	11.8
	135.	7.3	100.	7.7	136.	7.2	102.	7.7
Mayo	90.	4.9	61.	4.7	93.	4.9	63.	4.7
Jun.	62.	3.3	49.	3.8	73.	3.8	50.	3.8
Jul.	44.	2.4	35.	2.7	39.	2.1	35.	2.6
	43.	2.3	38.	2.9	54.	2.8	38.	2.9
Sep.	87.	4.7	51.	4.0	70.	3.7	53.	4.0
Oct.	133.	7.2	106.	8.2	154.	8.1	108.	8.1
Nov.	189.	10.2	127.	9.8	172.	9.0	130.	9.8
	248.	13.4	179.	13.8	256.	13.5	182.	13.7
Estación Seca	459.	24.9	340.	26.2	483.	25.4	347.	26.1
Estación Lluviosa	1385.	75.1	959.	73.8	1417.	74.6	981.	73.9
Annual	1844.	100.0	1299.	100.0	1900.	100.0	1328.	100.0

Nota: La Estación Seca es de Mayo a Octubre; los Períodos de Lluvias son de Enero a Abril y de Noviembre a Diciembre.

Tabla 4.3-8 PRECIPITACION MEDIA ANUAL POR CUENCAS

Unidad: mm/año

Año Hidro-lógico	Cuenca Río Ibare	Cuenca Río Mamoré	Cuenca Río Tijamuchi	Cuenca Entera
1951	1923.	1235.	2004.	1270.
1952	1867.	1267.	1890.	1300.
1953	1643.	1196.	1642.	1223.
1954	1833.	1363.	1966.	1390.
1955	1432.	1264.	1492.	1281.
1956	2051.	1496.	2260.	1537.
1957	2149.	1287.	2000.	1328.
1958	2172.	1285.	1908.	1329.
1959	2130.	1442.	2278.	1480.
1960	1607.	1214.	1491.	1236.
1961	1387.	1076.	1484.	1099.
1962	2047.	1206.	1787.	1248.
1963	1525.	1221.	1407.	1235.
1964	2076.	1364.	2174.	1404.
1965	1720.	1306.	1810.	1328.
1966	2090.	1370.	1697.	1405.
1967	1701.	1223.	1441.	1245.
1968	1563.	1085.	1726.	1112.
1969	1826.	956.	1876.	994.
1970	1631.	1121.	1773.	1154.
1971	1668.	1113.	1584.	1144.
1972	1407.	1238.	1820.	1254.
1973	1701.	1156.	1840.	1181.
1974	1716.	1274.	1901.	1295.
1975	1959.	1462.	2077.	1491.
1976	2036.	1280.	2204.	1317.
1977	1815.	1576.	1989.	1600.
1978	1739.	1314.	2000.	1338.
1979	1782.	1459.	1820.	1475.
1980	1830.	1356.	2106.	1382.
1981	2188.	1495.	2071.	1512.
1982	2259.	1802.	2789.	1834.
Promedio	1827.	1297.	1885.	1326.

Los resultados de este estudio se muestran en la Tabla 4.3-9 y en las Figs. 4.3-5 a 4.3-8. De acuerdo con esta estimación, se determinó un período de retorno de 100 años para el año hidrológico 1982, cuando se produjo la más fuerte precipitación pluvial desde 1951.

#### 4.3.1.5 Cálculo de Evaporación Promedio en la Cuenca

##### (1) Variaciones Mensuales y Regionales en los Evaporómetros

Los registros diarios de los evaporómetros de cuatro estaciones están consignados en la Tabla 4.3-10. El valor de cada estación de medición está expresado como el promedio de varios años consecutivos durante el período de registro.

Juzgando en base a la Tabla 4.3-10, los registros de evaporación diaria tienen variaciones mensuales, pero las variaciones regionales son bastante pequeñas. El promedio diario de evaporación de la Cuenca se expresará, en consecuencia, "por mes". Este se estimará calculando las medias aritméticas de los registros de los evaporómetros en todas las estaciones de medición, sin tomar en cuenta sus variaciones regionales.

##### (2) Relación de la Evaporación de Registro con la Evaporación Real

La evaporación real de la cuenca es generalmente menor que el valor de la evaporación registrada en los evaporómetros; la evaporación real es aproximadamente equivalente a la pérdida de agua anual en un área de captación, que puede ser estimada por el balance hidrológico entre los valores de la cantidad total de precipitación pluvial y el caudal de la corriente en un área hidrológico (de Octubre a Septiembre siguiente).

La estimación del balance hidrológico fue realizada utilizando los siguientes datos para el año hidrológico 1981 y 1982:

Tabla 4.3-9 PROBABLE PRECIPITACIÓN ANUAL EN LAS ZONAS MAS ALTAS DE LA CARRETERA PROPUESTA

Período Retorno (años)	Cuenca Río Ibare (mm/año)	Cuenca Río Mamoré (mm/año)	Cuenca Río Tijamuchí (mm/año)	Cuenca Fluvial Entera (mm/año)
2	1,780	1,270	1,840	1,300
5	2,000	1,420	2,090	1,450
10	2,140	1,510	2,260	1,540
20	2,280	1,610	2,430	1,630
30	2,360	1,660	2,520	1,690
50	2,460	1,730	2,640	1,760
100	2,590	1,820	2,800	1,850

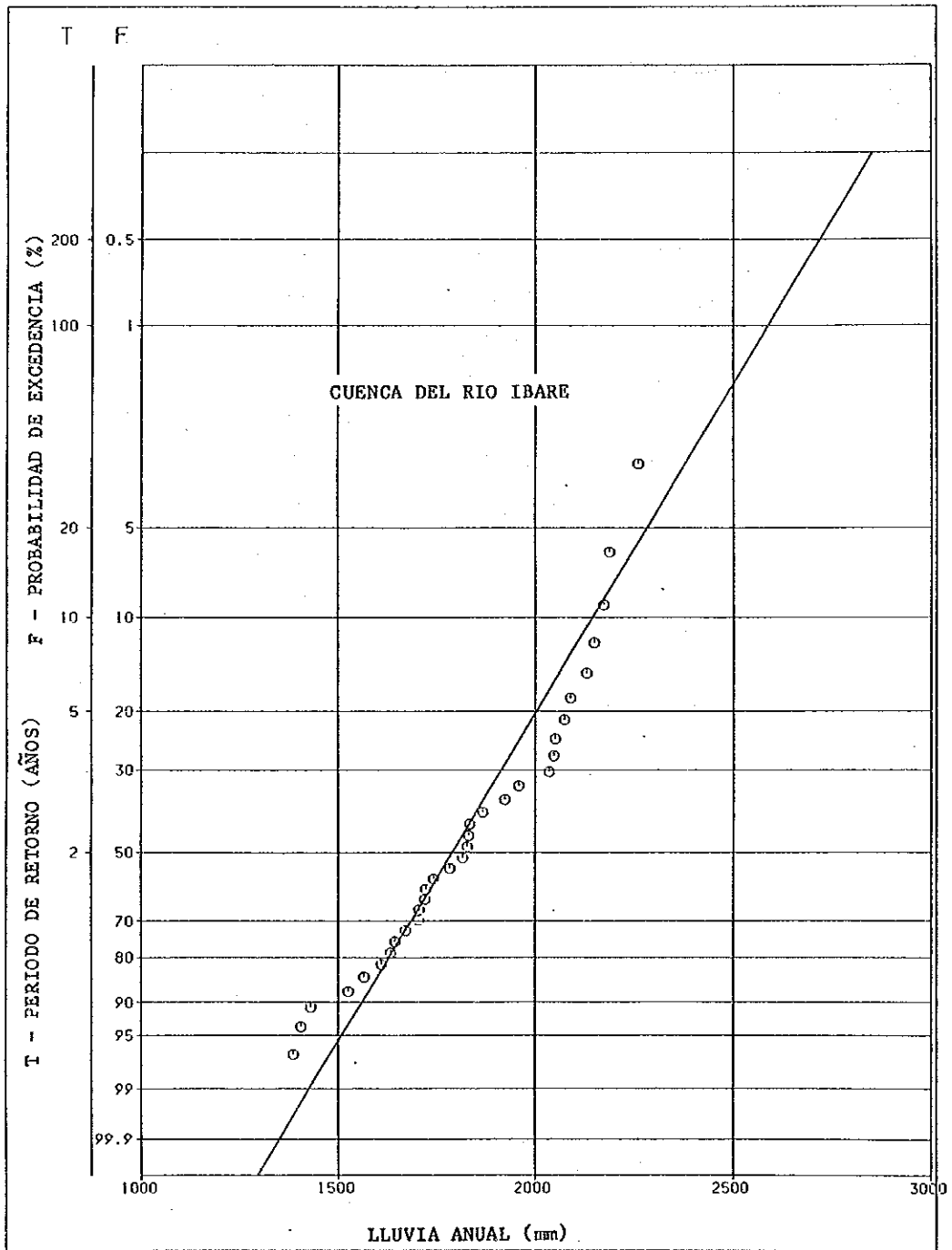


Fig. 4.3-5 PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA DE LLUVIAS ANUALES EN LA CUENCA DEL RIO IBARE



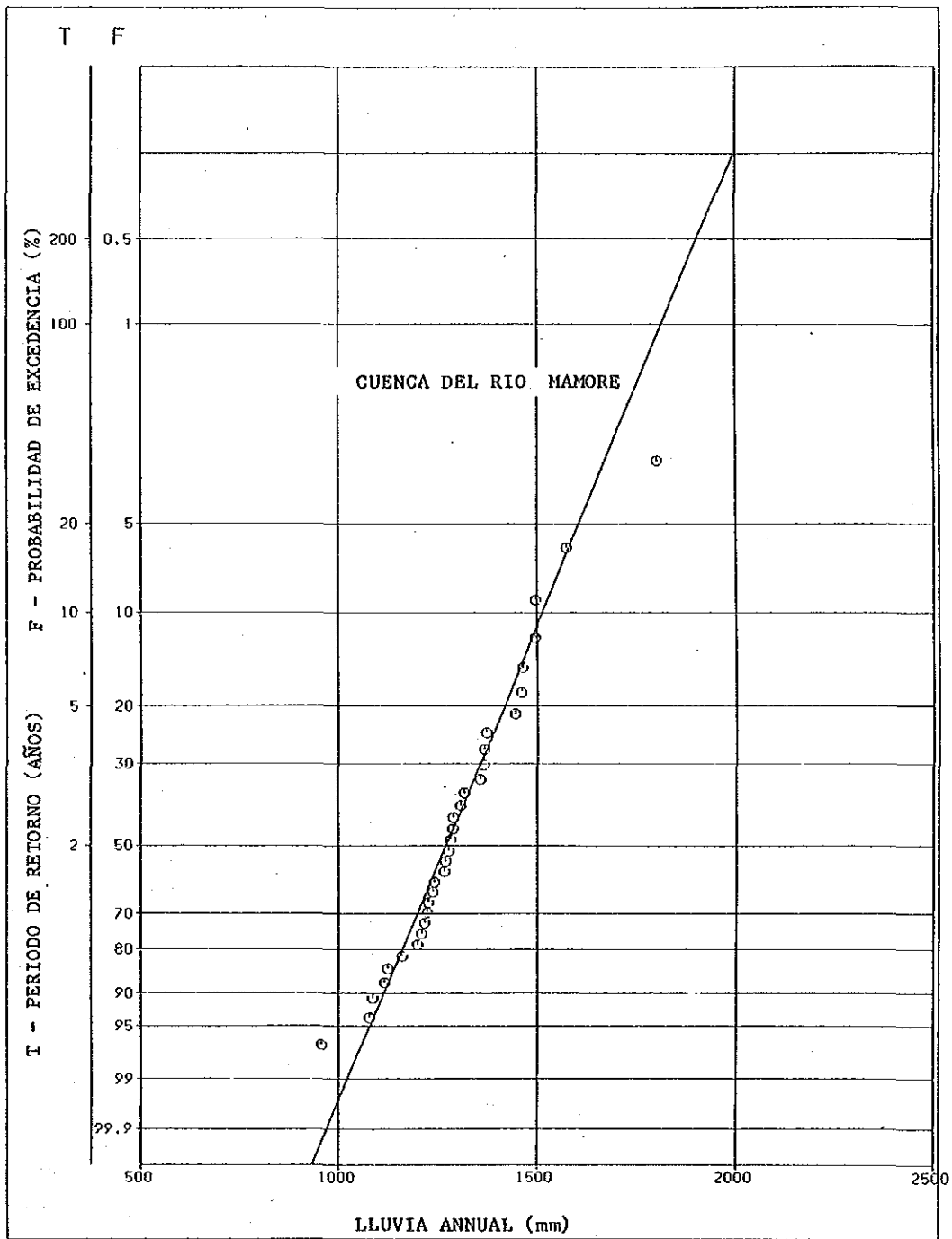


Fig. 4.3-6 PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA DE LLUVIAS ANUALES EN LA CUENCA DEL RIO MAMORE

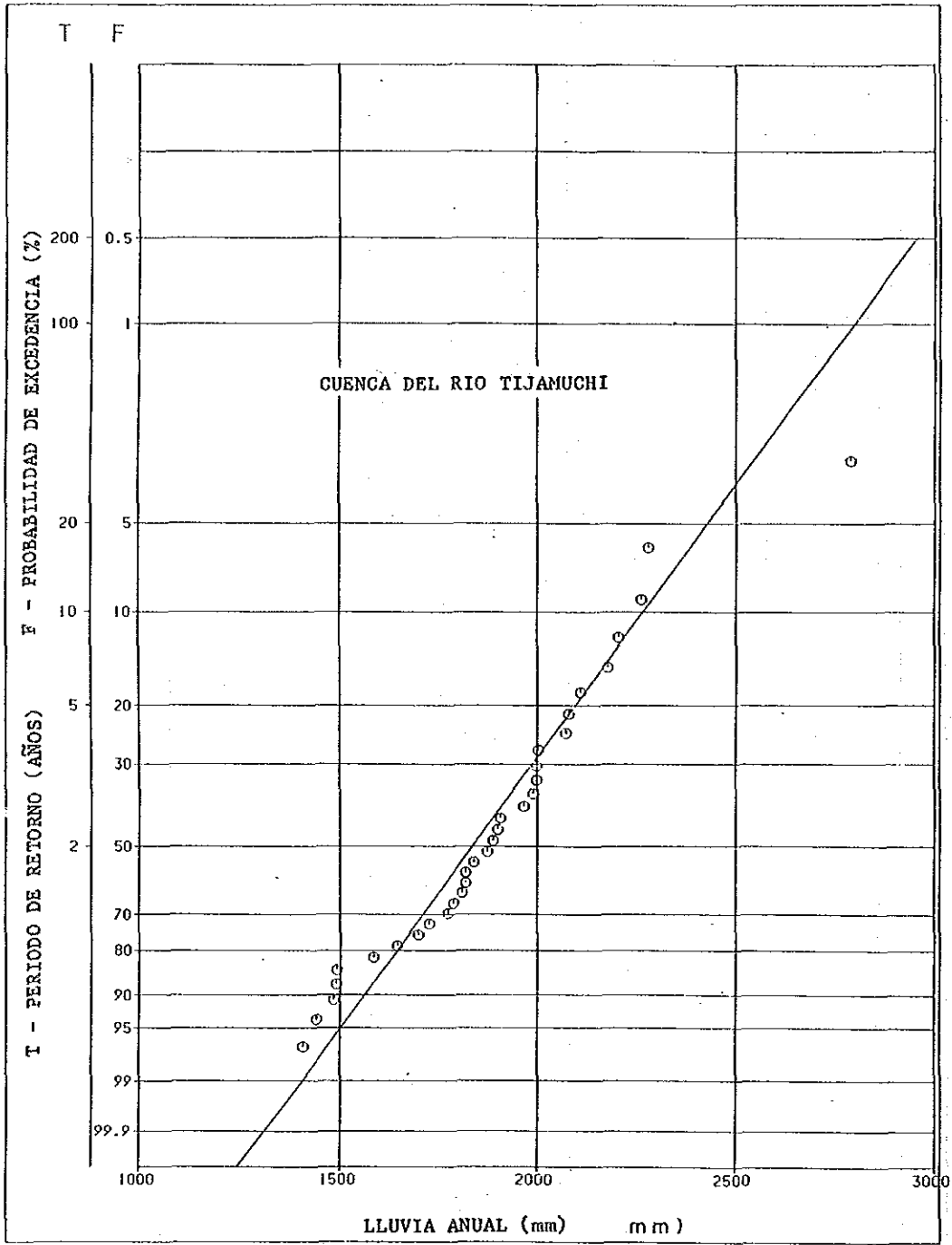


Fig. 4.3-7 PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA DE LLUVIAS ANUALES EN LA CUENCA DEL RIO TIJAMUCHI

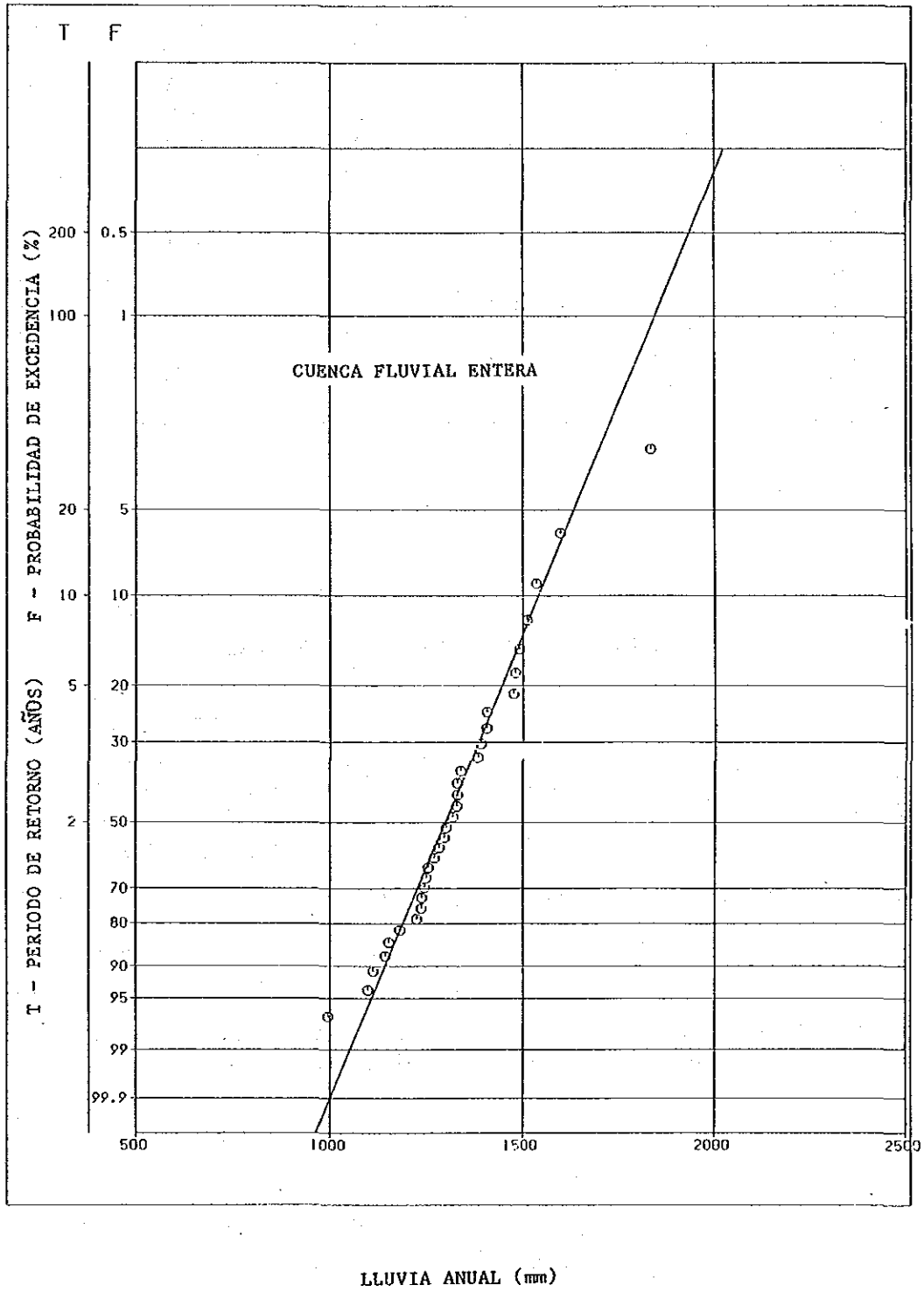


Fig. 4.3-8 PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA DE LLUVIAS ANUALES EN LA CUENCA FLUVIAL ENTERA

Tabla 4.3-10 EVAPORACION DE ARTESA (EVAPOROMETRO) DIARIA PROMEDIA

(Unidad: mm/dfa)

Mes	Trinidad	Santa Cruz	Sucre	Cochabamba	Promedio de 4 Est.
Ene.	5.6	5.3	5.0	5.5	5.4
Feb.	5.6	5.0	4.8	5.0	5.1
Mar.	5.2	4.9	3.7	4.8	4.7
Abr.	4.6	4.2	4.4	4.8	4.5
Mayo	3.6	3.3	4.4	4.1	3.9
Jun.	4.0	2.9	4.3	3.7	3.7
Jul.	5.0	4.2	4.6	4.1	4.5
Ago.	5.2	5.3	5.2	4.9	5.2
Sep.	6.4	5.8	5.7	5.7	5.9
Oct.	6.6	6.0	6.2	6.7	6.4
Nov.	6.2	5.8	6.1	6.9	6.3
Dic.	5.6	5.3	5.8	6.0	5.7

Tabla 4.3-11 BALANCE HIDROLOGICO

Cuenca del Río	Período Estimación	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
		Lluvia (mm)	Descarga de Salida* (mm)	(1)-(2) (mm)	Evaporación de Artesa (mm)	(3)/(4) (mm)
Mamoré	Oct. '80-Sep. '81	1,512	745	767	955	0.80
Mamoré	Oct. '81-Sep. '82	1,834	1,101	733	897	0.82

\* Estimado en base a los niveles de agua diarios observados en Puerto Ganadero para la Cuenca del Río Mamoré

- 1) Precipitación pluvial anual en las zonas más altas del Río Mamoré a partir de Puerto Ganadero.
- 2) Caudal de corriente anual estimado a partir de los niveles de agua diarios, de la curva de caudales (curva de correlación entre el nivel del agua y el caudal de la corriente) observado en Puerto Ganadero.

En consecuencia, como se muestra en la Tabla 4.3-11, los balances hidrológicos anuales de 1981 y 1982 tienen casi un valor constante de alrededor de 750 mm. el cual será considerado como la evaporación anual real aproximada en el Area de Estudio.

Utilizando los siguientes métodos, se estimó, también que las evaporaciones anuales de los evaporómetros en los años hidrológicos 1981 y 1982 eran casi constantes, de 930 mm. (Ver Tabla 4.3-11).

- 1) Los promedios diarios de los evaporómetros de la cuenca fueron calculados utilizando la media aritmética de los datos recogidos de cuatro estaciones de medición.
- 2) Los datos diarios de los evaporómetros fueron tomados bajo condiciones de buen tiempo, no cuando el tiempo era malo.

La relación entre la evaporación de los evaporómetros y la evaporación real fue de alrededor del ochenta por ciento. Esta cifra fue extractada del balance hidrológico anual de 750 mm. dividido por la evaporación anual de los evaporómetros de 930 mm.

Por lo tanto, el promedio diario de evaporación de la cuenca es ochenta por ciento de la evaporación diaria de los evaporómetros. Esta fue promediada aritméticamente de los datos de cuatro estaciones de medición bajo condiciones de buen tiempo.

#### 4.3.2 Análisis de Comportamiento del Agua en el Area de Inundación

##### 4.3.2.1 Hidráulica del Area de Inundación

El análisis de esta sección se presenta en base al estudio de la condición de río en la Subsección 2.1.3, las observaciones sobre condiciones de la corriente y la medición del caudal de la corriente (descrita en la Sección 3.2).

Esta área es considerada como un depósito regulado en los períodos de lluvias. Las inundaciones allí controladas son drenadas hacia abajo de la carretera a través de los canales de río, las secciones de rebalse y las alcantarillas de tubería. Esto ocurre debido a las siguientes razones:

- 1) Los hidrogramas de inundación en Puerto Ganadero y Puerto Almacén fueron comparativamente regulares, aunque sus correspondientes precipitaciones pluviales variaron de día a día. Este fenómeno puede ser explicado por el efecto regulador de esta área de inundación (Referirse a la Subsección 4.3.3).
- 2) No se puede asumir que esta área sea un canal ancho de río, debido a que no hay velocidad de flujo excepto en los canales de río y en pequeños canales.

Había un máximo de diferencia en el nivel del agua de cerca de 50 cm. entre los lados aguas arriba y aguas abajo de la Carretera en Proyecto durante este período de lluvias. Por lo tanto, se puede decir que la carretera existente ha actuado como una represa al aumentar el efecto de regulación de esta área de inundación como un reservorio.

#### 4.3.2.2 Condiciones de la Inundación y de la Evacuación de las Aguas

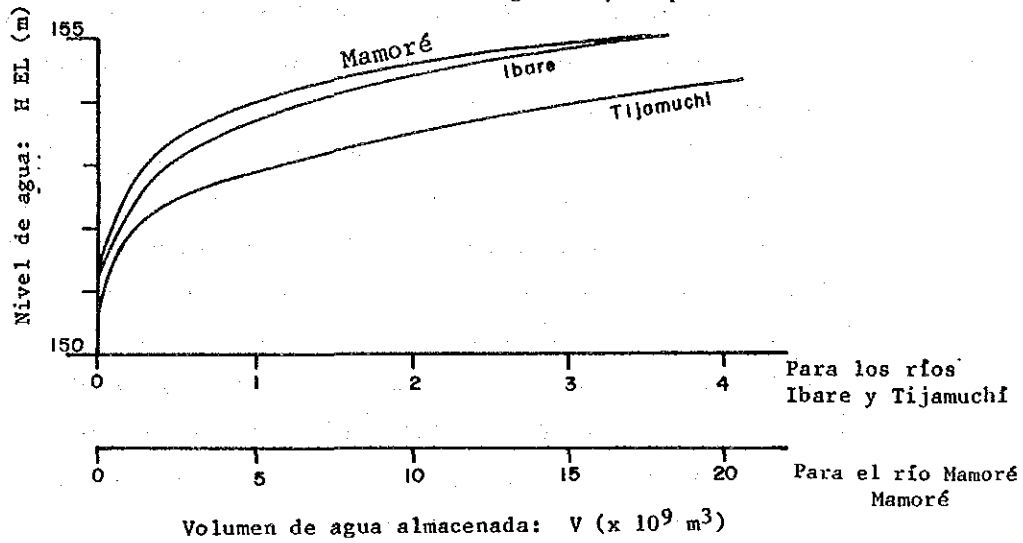
##### (1) Condición de la Inundación

Partiendo de las secciones transversales topográficas de los ríos, y las observaciones durante el período de lluvias, las aguas de inundación primero inundan los lagos crecientes en sus diques naturales y los pantanos en las pampas, y luego se expanden sobre toda la extensión del área de inundación (como se muestra en la Fig. 2.1-4). Cada inundación en el Ibare, Mamoré y Tijamuchí es independiente de las otras hasta que uno de los niveles de agua suba por encima del tope del dique natural circundante más bajo. Luego, las áreas de inundación se combinan entre ellas para constituir un reservorio. Esta condición se muestra en la Fig. 4.3-9, junto con las curvas del nivel de depósito de las aguas de las áreas de inundación de los ríos Ibare, Mamoré y Tijamuchí. Las elevaciones de los diques naturales y de las pampas que se muestran en la Fig. 4.3-9 están determinadas por el levantamiento de 10 km. de sección transversal para el Río Mamoré.

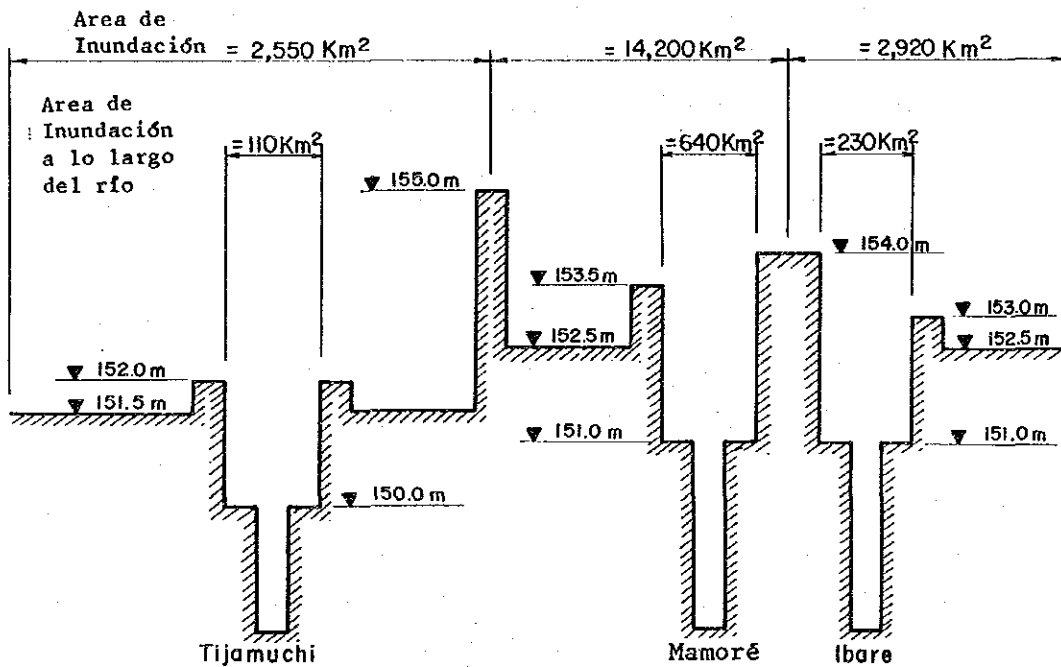
##### (2) Condiciones de la Evaluación de Aguas de la Carretera en Proyecto

Los canales de los ríos Ibare, Mamoré y Tijamuchí drenan las aguas de inundación. La medida de estas descargas puede ser determinada a partir de los niveles de agua en el reservorio, utilizando las curvas de caudales elaboradas en base a los resultados de la medición de los caudales de corriente (Referirse a sección 3.2). Los caudales de corriente sobre la carretera existente y a través de las alcantarillas de tuberías existentes también se han derivado de los niveles de agua de entrada con las curvas de caudales ya citadas.

Nota: Los niveles de agua de Pto. Almacén, Pto. Varador y Pto. Tijamuchi representan a los ríos Ibare, Mamoré y Tijamuchi, respectivamente.



Curvas H-V de Areas de Inundación



b. Sección Transversal del Area de Inundación a lo largo de la Carretera en Proyecto

Fig. 4.3-9 MODELO HIDRAULICO DEL AREA DE INUNDACION



### 4.3.3 Simulación del Escurrimiento para el Area de Inundación

#### 4.3.3.1 Datos Básicos

Los datos del nivel diario de las aguas en el sitio del proyecto pueden ser obtenidos de los registros en Puerto Gadero sobre el Río Mamoré, y Puerto Almacén sobre el Río Ibaré. Sin embargo, el periodo de registro de los datos es menor a cinco años y es difícil definir la inundación de diseño para la carretera propuesta basándose solamente en estos datos. En consecuencia, se realizó una simulación de escurrimiento de la inundación para calcular el caudal de escurrimiento permanente de la inundación utilizando los siguientes datos:

- Promedio diario de precipitación pluvial y de evaporación de la cuenca en las zonas más altas de la ruta propuesta para la carretera (Referirse a la Subsección 4.3.1). Estos serán utilizados como datos de entrada de la simulación.
- Datos de nivel de agua diarios registrados en Puerto Ganadero y Puerto Almacén, junto a las curvas de caudales observados (Referirse a la Subsección 4.3.2). Estos datos serán utilizados para verificar los hidrogramas simulados de descarga de la corriente.
- Descargas máximas anuales de corriente obtenidas en Guayaramerín sobre el Río Mamoré y en el Angosto Del Bala sobre el Río Beni. Estos datos también serán utilizados para verificarlas descargas máximas anuales simuladas por unidad de área de drenaje.
- Las curvas de correlación entre el nivel de agua y el volumen de almacenaje en las áreas de inundación de las cuencas de los Ríos Ibaré, Mamoré y Tijamuchi (Referirse a la Subsección 4.3.2). Estos datos fueron utilizados para calcular el efecto de regulación en las áreas de inundación.

El promedio diario de precipitación pluvial de la cuenca está disponible para los años hidrológicos de 1951 a 1982. Aunque los datos de precipitación pluvial fueron recolectados para el período que se extiende hasta 1985, faltan muchos datos entre 1984 y 1985 (Referirse a la Subsección 4.3.1). Por tanto no se utilizaron los datos de 1984 y 1985.

Los inventarios y localizaciones de las estaciones de medición antes mencionadas en Puerto Ganadero, Puerto Almacén, Guyaramerin y Angosto Del Bala se muestran en la Tabla 4.3-12 y la Fig. 4.3-10.

#### 4.3.3.2 Verificación de los Datos de Nivel de Agua

Fue necesario examinar la confiabilidad de los niveles de agua registrados en Puerto Ganadero y Puerto Almacén debido a que los registros eran de una confianza cuestionable. Los datos diarios de nivel del agua en los registros sólo representan las lecturas de los medidores sin ninguna explicación clara de los niveles de comparación. Se nos informó que la medida "cero" fue frecuentemente cambiada debido a las reparaciones de los medidores.

Como consecuencia de este problema, las lecturas de los medidores fueron cuidadosamente reproducidas revisando las notas de campo, y entrevistando a los observadores. Un levantamiento de nivelación fue también realizado por nuestro equipo de topografía. Nuestro trabajo de nivelación confirmó que las cotas de los bancos de nivel "RN-53" y "BK-5", localizados cerca de las estaciones de medición de agua de Puerto Ganadero y Puerto Almacén, eran EL. 153.76 m. y EL. 153.57 m., respectivamente. Estos valores son ligeramente más bajos que los resultados previos de un levantamiento de la DGHB, de EL. 153.94 m. y EL. 153.66 m.

En base a estas investigaciones y trabajos, se confirmaron los datos de niveles de los postes de medición previamente instala-

Tabla 4.3-12 INVENTARIO DE LAS ESTACIONES DE MEDICION DIARIA  
DE AGUAS UTILIZADAS PARA EL ESTUDIO

Nombre de la Estación	Oficina de Administrac.	Cuenca Río y Área de Captación	Localización			Años de Registro
			Latitud	Longitud	Altitud (El. m)	
Pt. Ganadero	DGHM	Mamoré 166,400km <sup>2</sup>	14°46'	65°01'	154	1980-1983
Pt. Almacén	DGHM	Ibare 6,720 km <sup>2</sup>	14°50'	64°58'	154	1978-1979 & 1981-1982
Guayaramerín	Brasil	Mamoré 651,600km <sup>2</sup>	10°48'	65°24'	120	1971-1982
Angosto Del Bala	ENDE	Beni 66,677km <sup>2</sup>	14°30'	67°34'	284	1968-1973 & 1976-1983

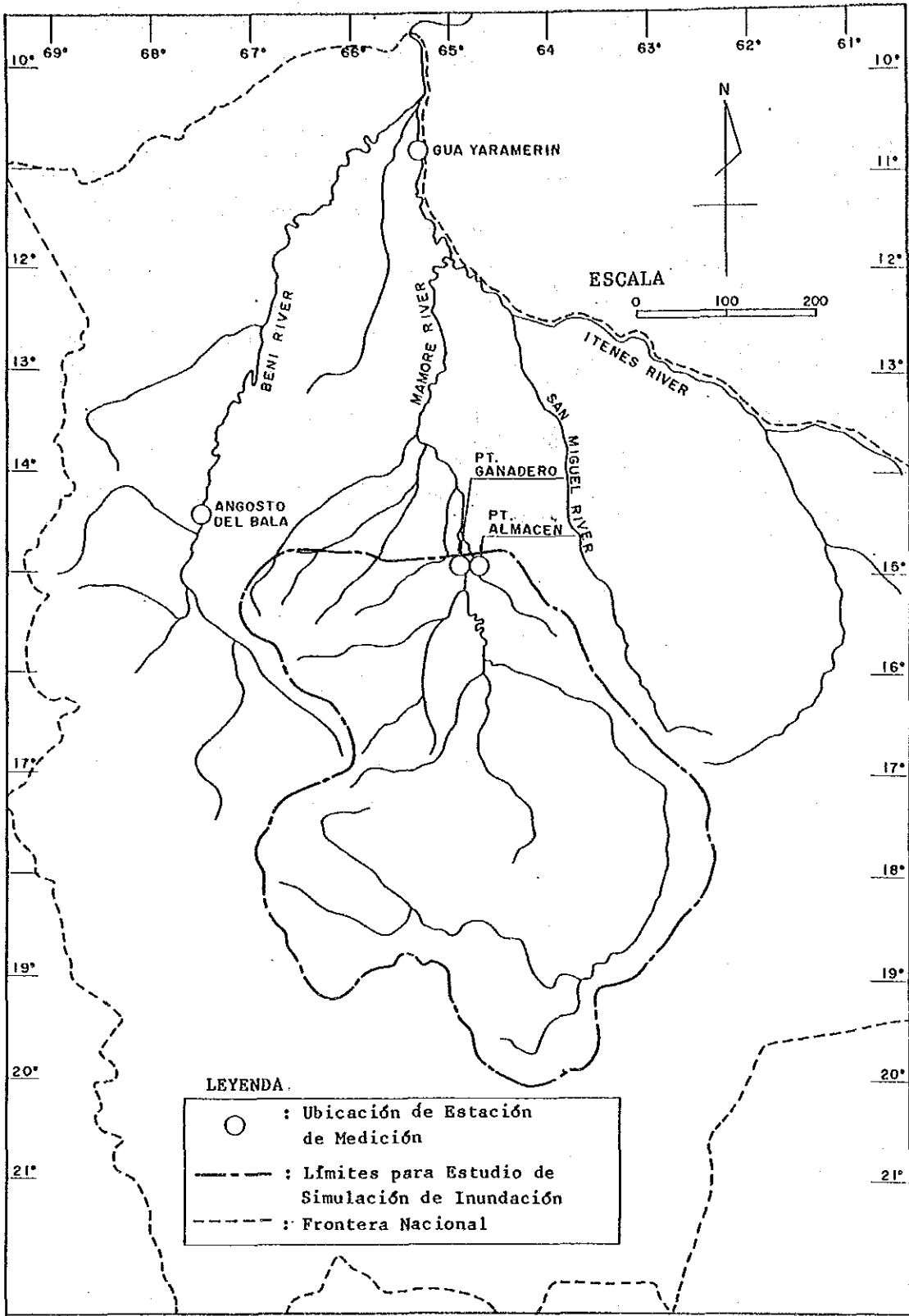


Fig. 4.3-10 MAPA DE UBICACION DE LAS ESTACIONES DE MEDICION

dos en Puerto Ganadero y Puerto Almacén, como se muestra en la Tabla 4.3-13. Además, se estimó también las altitudes máximas de nivel de agua, como se muestra en la Tabla 4.3-14. El Equipo de Estudio también confirmó la altitud de las marcas de inundación que indican los máximos niveles de agua anuales del Río Ibare entre 1979 y 1985. Esta información se presenta en la Tabla 4.3-14. Las marcas de inundación fueron detectadas en la columna de la casa de medición en Puerto Almacén.

Como se describió en la Subsección 4.3.2, se ha observado que las áreas de inundación de las cuencas del Río Ibare y del Río Mamoré, se combinan para formar un reservorio que tiene casi los mismos niveles de agua cuando los niveles del agua de cualquiera de las áreas de inundación del Río Mamoré o del Ibare exceden la cota de 154.0 m. Los registros de Puerto Ganadero son, por tanto, generalmente confiables, puesto que hay consistencia entre el nivel de aguas máximo anual en el área de inundación del Ibare y los registros de Puerto Ganadero en el área de inundación del Mamoré.

Sin embargo, los niveles de agua máximo anuales de Puerto Almacén en el área de inundación del Ibare son bastante diferentes de aquéllos de Puerto Ganadero. Esta diferencia se debe probablemente al error en la fijación de los niveles de comparación.

Por ejemplo, hay una diferencia de 0.79 m. entre los niveles de agua máximos anuales de Puerto Ganadero y Puerto Almacén en sus registros de 1982, pero el hidrograma de nivel de agua de 1982 de Puerto Almacén coincide bien con el Puerto Ganadero. Esto se muestra en la Fig. 4.3-11.

Las siguientes conclusiones sobre la materia fueron obtenidas de la investigación antes mencionada.

Tabla 4.3-13 DATOS DE NIVEL DE LOS LIMNIMETROS INSTALADOS EN  
PUERTO GANADERO Y PUERTO ALMACEN

Año	Puerto Ganadero		Puerto Almacén	
	Altitud del CEROM sobre el Limnómetro		Altitud del CEROM sobre el Limnómetro	
	Informado por DGHN	Confirmado por Equipo Estudio	Informado por DGHN	Confirmado por Equipo Estudio
1978	-	-	145.61	145.52
1979	-	-	144.60	144.51
1980	-	-	-	-
1981	144.36	144.18	-	-
1982	145.83	145.65	144.63	144.54
1983	143.58	144.40	144.63	144.54
1984	143.58	143.40	-	-
1985	143.58	143.40	-	-

La investigación del Equipo de Estudio confirmó que la cota es 153.76, en base al Banco de Nivel RN-53

La altitud es El. 153.57, en base al Banco de Nivel BK-5

Tabla 4.3-14 NIVEL DE AGUAS MAXIMAS ANUALES

Año	Registros en Pto. Ganadero	Registros en Pto. Almacén	(Unidad: El. m)
			Marcas Inundación sobre Pilar Casa en Pto. Almacén
1978	-	154.27	-
1979	-	154.26	154.14
1980	-	-	154.20
1981	154.21	-	154.26
1982	154.43	155.22	154.52
1983	153.47	153.40	154.45
1984	154.56	-	154.66
1985	154.32	-	154.38

Nota: En base a los datos de nivel de comparación confirmados por el Equipo de Estudio.

- 1) Los datos de nivel de agua diarios registrados en Puerto Ganadero serán muy útiles para la simulación del escurrimiento de la inundación, excepto para la de 1983.
- 2) Todos los datos registrados en Puerto Almacén pueden tener errores, por tanto estos datos no serán utilizados para la simulación de escurrimiento de la inundación.

#### 4.3.3.3 Modelo de Simulación

El modelo de simulación está compuesto de dos elementos. Uno es el Modelo de Tanque Serial para estimar el caudal de escurrimiento generado de la precipitación en el área de captación. El caudal de escurrimiento aguí es considerado como el caudal afluente en las áreas de inundación localizadas en las zonas más altas a la Carretera en Proyecto. El segundo elemento es un Modelo de Regulación de la Inundación utilizado para estimar los caudales del flujo de salida regulados por las áreas de inundación.

##### (1) Modelo de Tanque Serial

El área de captación de la Carretera en Proyecto es muy grande, midiendo aproximadamente 180.000 km<sup>2</sup>. Los caudales del flujo de salida de la inundación no sólo se componen de la corriente superficial sino también de las corrientes subterráneas intermedia y profunda. Para simular este sistema de flujo, el Modelo de Tanque Serial es el más apropiado entre varios métodos aplicables.

En el Modelo de Tanque Serial, se utilizan tanques de captación con varios orificios de escurrimiento e infiltración, a sus lados y en su fondo, como se muestra en la Fig. 4.3-12. El tanque superior es para la precipitación pluvial y la evaporación. El segundo, tercero y cuarto tanques, debajo del primero, reciben agua a través del orificio de infiltración, y parte del agua es descargada a través de los orificios de

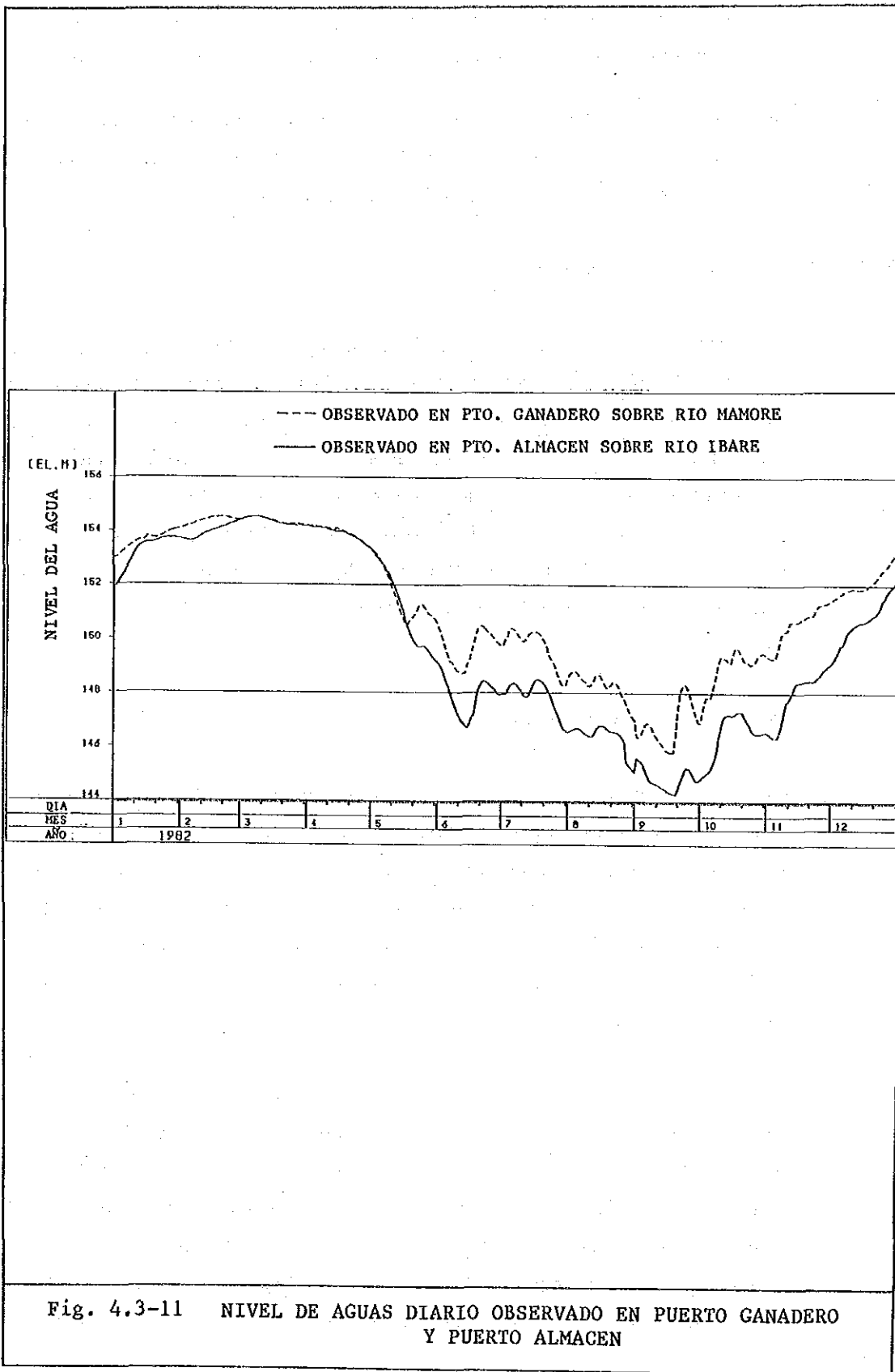


Fig. 4.3-11 NIVEL DE AGUAS DIARIO OBSERVADO EN PUERTO GANADERO Y PUERTO ALMACEN



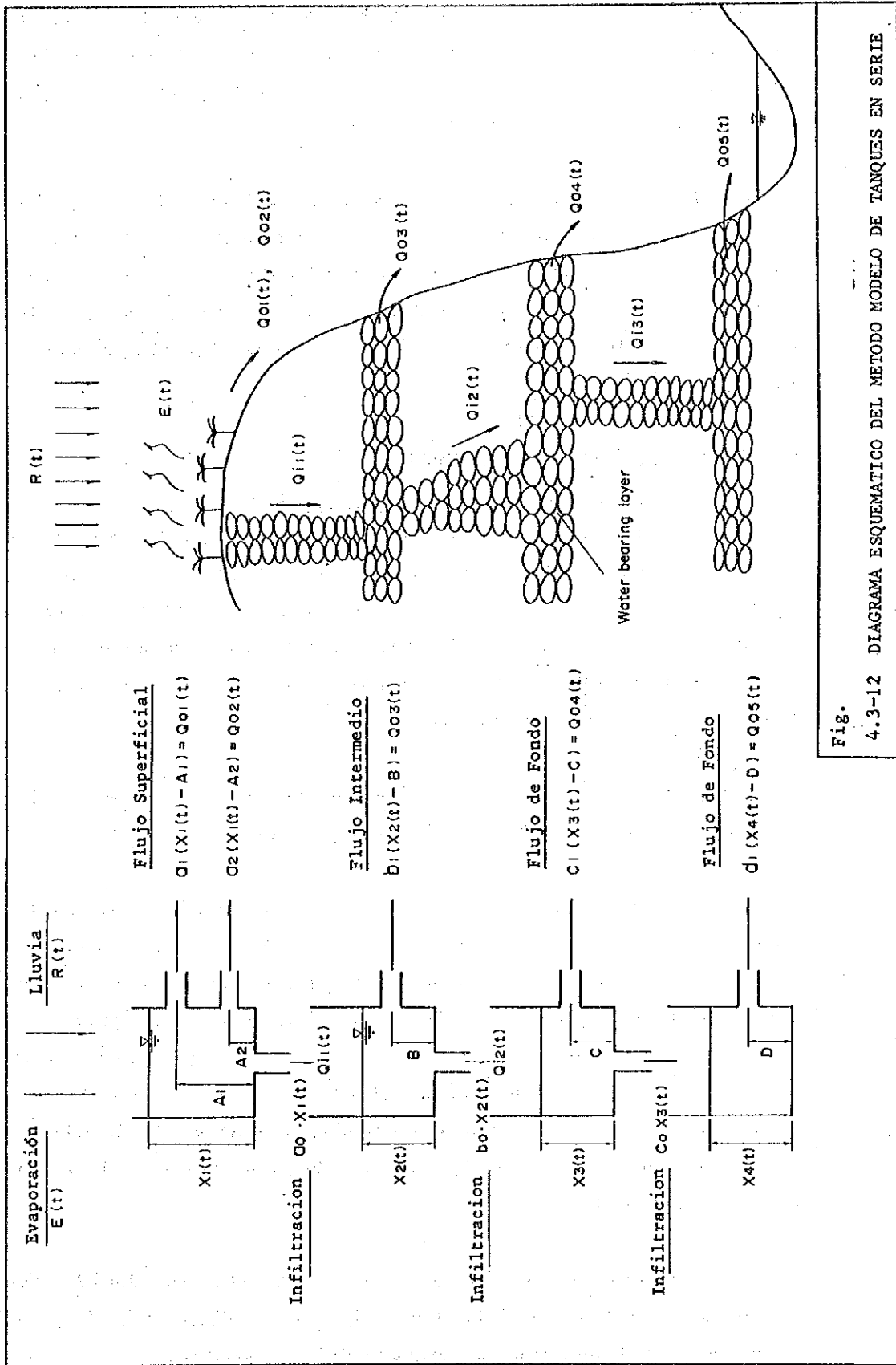


Fig.

4.3-12 DIAGRAMA ESQUEMATICO DEL METODO MODELO DE TANQUES EN SERIE

escurrimiento, dependiendo de la altura del agua almacenada en el tanque. Así, el modelo puede expresar el sistema de tal modo que la precipitación pluvial por secuencias se infiltre al sub-suelo, y luego se escurre de cada nivel.

El Modelo de Tanque Serial asumido para cada cuenca de río tiene parámetros que deben ser determinados por cálculos de tanteo. El flujograma de los cálculos de tanteo para determinar los parámetros se muestra en la Fig. 4.3-13, y los detalles de los parámetros son descritos en la subsección siguiente:

## (2) Modelo de Regulación de la Inundación

Como se estableció en la Subsección 4.3.2 se puede asumir que el área inmediatamente aguas arriba de la Carretera en Proyecto funciona como un reservorio. El caudal de flujo afluente calculado por el Modelo de Tanque Serial es almacenado en el área de inundación y drenado ya sea a través del canal del río o escurriendo sobre la carretera.

Se considera que las áreas de inundación en las cuencas de los ríos Ibare, Mamoré y Tijamuchí son separadas.

Se asume que las aguas de inundación serán almacenadas independientemente por cada área de inundación hasta que el nivel del agua de cada área de inundación alcance la altura del dique natural adyacente. Estas son EL. 154.0 m. (entre las áreas de inundación del Ibare y del Mamoré) y EL. 155.0 m. (entre las áreas de inundación del Mamoré y del Tijamuchí). Si el nivel del agua excede a los diques, las aguas de inundación se almacenan juntas en las áreas de inundación del Ibare, Mamoré o Tijamuchí.

El mencionado proceso de regulación de la inundación fue reemplazado por el modelo mostrado en la Fig. 4.3-14. Se describe a continuación un bosquejo de este modelo:

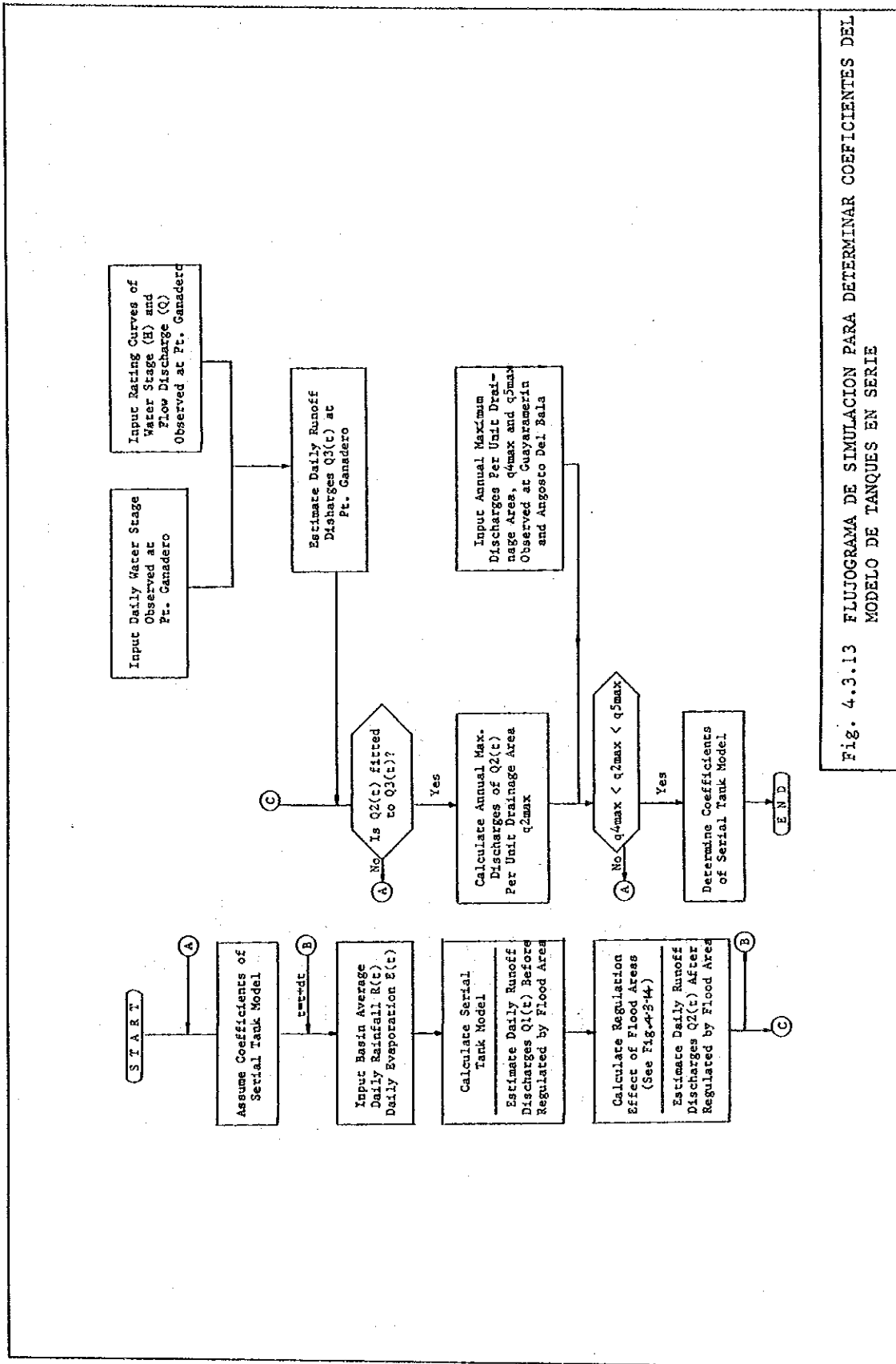


Fig. 4.3.13 FLUJOGRAMA DE SIMULACION PARA DETERMINAR COEFICIENTES DEL MODELO DE TANQUES EN SERIE

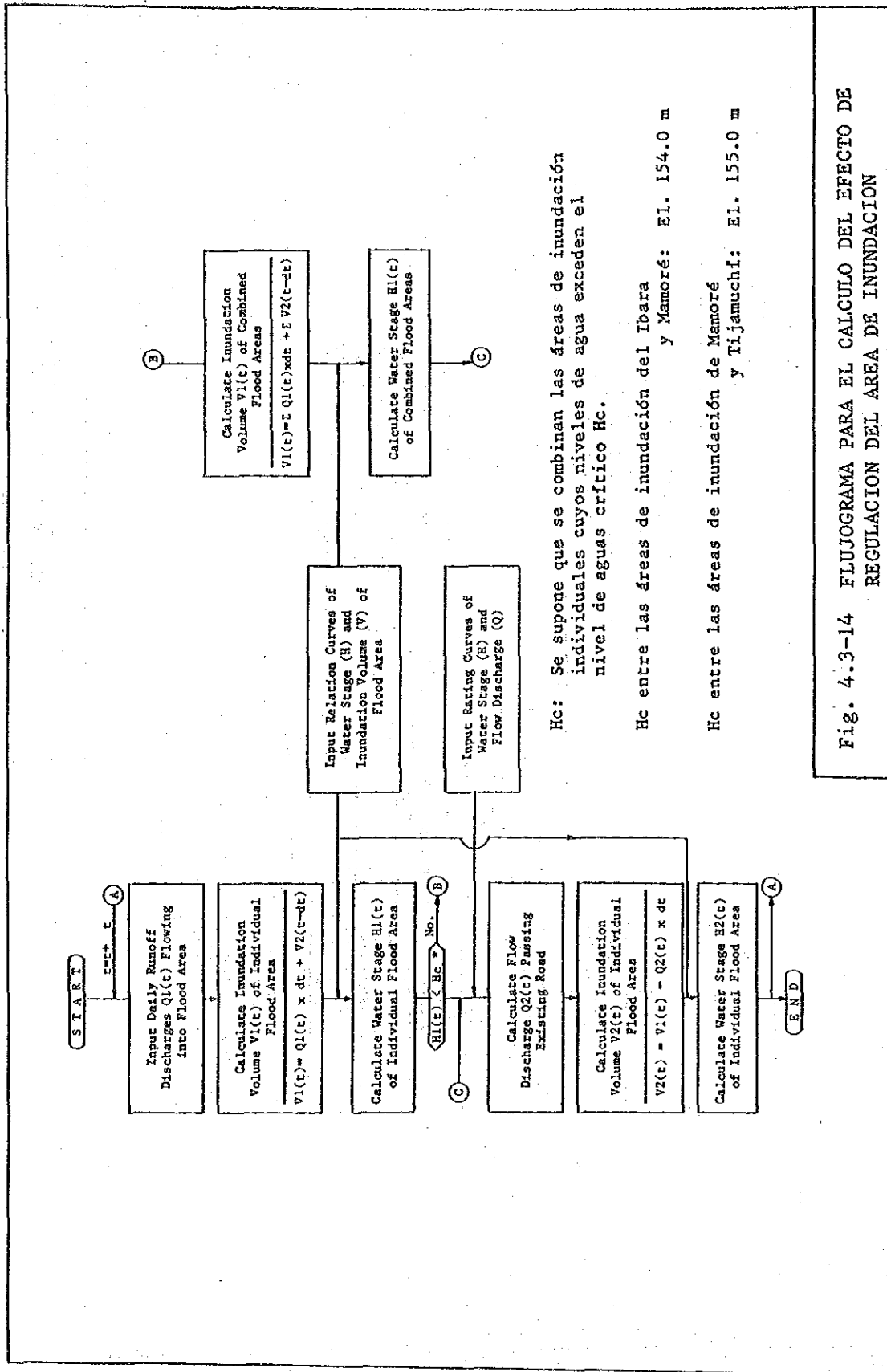


Fig. 4.3-14 FLUJOGRAMA PARA EL CALCULO DEL EFECTO DE REGULACION DEL AREA DE INUNDACION

- 1) El caudal afluente es almacenado en las áreas de inundación de tal modo que el volumen acumulado en el área de inundación aumenta con el volumen del afluente.
- 2) El nivel de agua del área de inundación subirá de acuerdo al incrementado volumen almacenado. Se puede estimar el nivel del agua de las curvas de relación entre el nivel del agua y el volumen almacenado en cada área de inundación. Las curvas de relación son mostradas en la Fig. 4.3-9 (Referirse a la Subsección 4.3.2).
- 3) El caudal drenado del área de inundación es estimado como el valor correspondiente al nivel del agua. Se puede hacer esta estimación por las curvas de caudales de la medición del caudal de corriente (Referirse a la Sección 3.2).

#### 4.3.3.4 Determinación de Parámetros

Los parámetros del Modelo de Tanque Serial para la Cuenca del Río Mamoré fueron determinados por cálculos de tanteo. Como se muestra en la Fig. 4.3-13, los cálculos de tanteo fueron realizados asumiendo varios parámetros, hasta que los hidrogramas simulados de los caudales de escurrimiento fueron bien ajustados con los hidrogramas observados. Los hidrogramas fueron calculados de los niveles de agua diarios y de la curva de caudales observados en Puerto Ganadero.

El período para los cálculos de tanteo fue fijado entre los años hidrológicos 1981 y 1982, durante los cuales los datos estaban disponibles tanto para la precipitación pluvial como los registros de niveles de agua. Los datos de lluvias estaban disponibles para 1982, y los datos sobre nivel de agua estuvieron disponibles desde 1981.

Después de varios cálculos de tanteo, se logró un buen ajuste entre los hidrogramas simulados y los observados para el punto de Puerto Ganadero, como se muestra en la Fig. 4.3-15. Los pa-

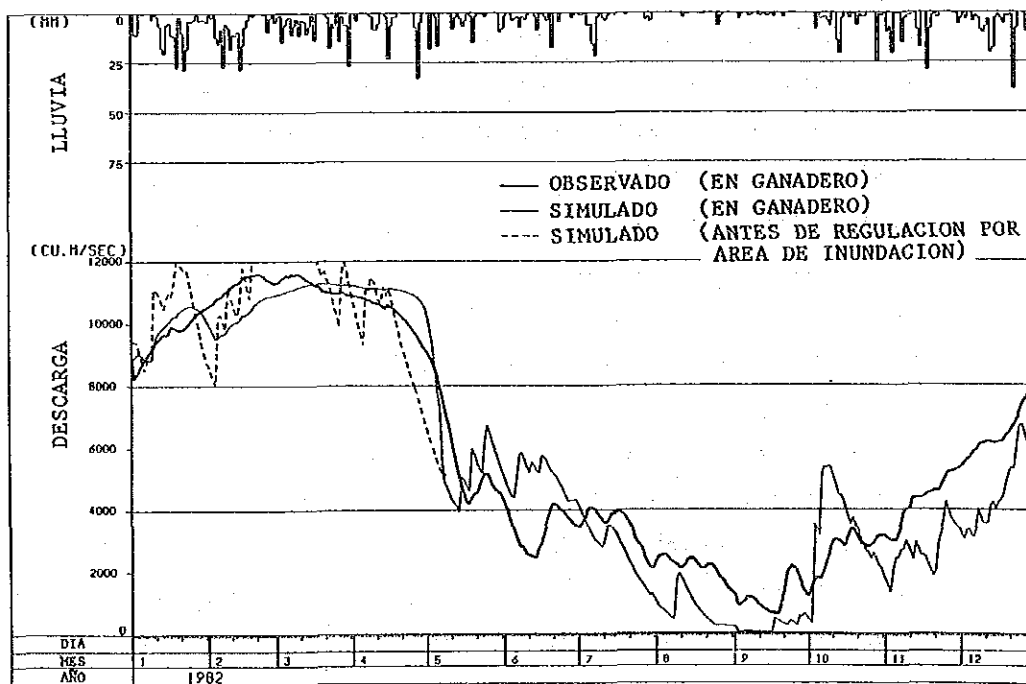
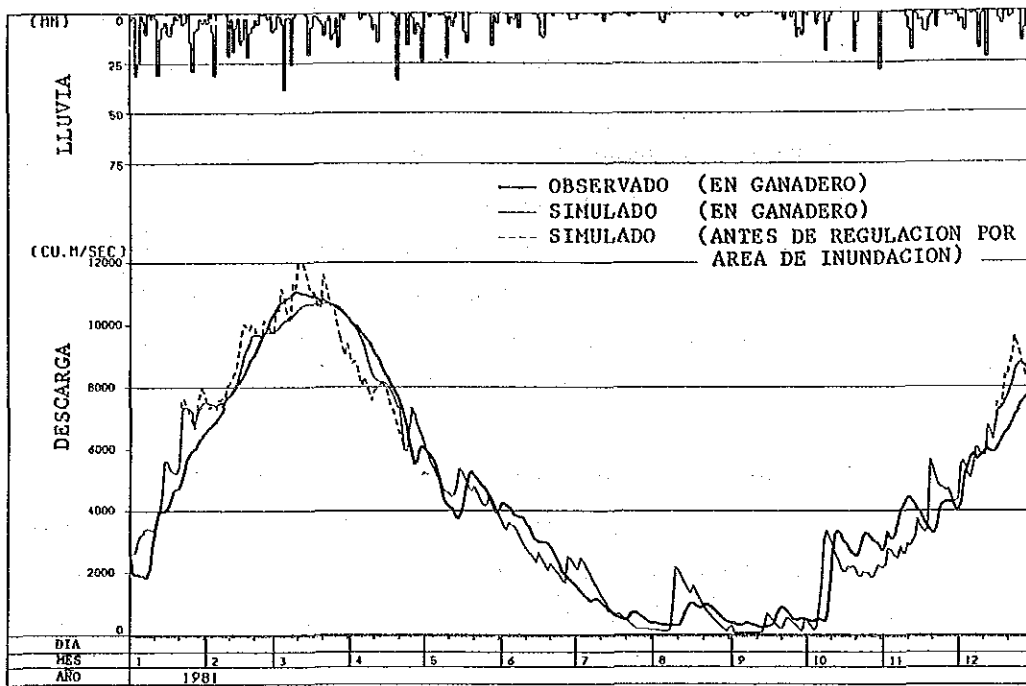


Fig. 4.3-15 CAUDAL DE ESCURRIMIENTO DIARIO OBSERVADO Y SIMULADO EN PUERTO GANADERO

rámetros consignados en la Tabla 4.3-15 fueron adoptados como los valores finales para el Modelo de Tanque Serial de la Cuenca del Río Mamoré. Utilizando estos parámetros, también se simularon los caudales máximos anuales para Puerto Ganadero (área de drenaje de 166.400 km<sup>2</sup>) para varios años consecutivos. Estas estimaciones fueron comparadas con los máximos anuales observados en Guayaramerín sobre el Río Mamoré (área de drenaje de 651.600 km<sup>2</sup>) y Angosto Del Bala sobre el Río Beni (área de drenaje de 66.677 km<sup>2</sup>). Se realizaron comparaciones, en términos de valor por unidad de área de drenaje, como se muestra en la Tabla 4.3-16. De acuerdo a la comparación de esta Tabla, tanto los caudales máximos anuales simulados como los observados corresponden bien a la escala de su área de drenaje.

Para los parámetros de las cuencas de los Ríos Ibare y Tijamuchi, estos cálculos de tanteo no fueron realizados puesto que no hay un hidrograma disponible para verificar el simulado. En reemplazo de los cálculos de tanteo, los parámetros para el coeficiente multiplicador fueron tomados de los valores estimados para la cuenca del Río Mamoré utilizando la siguiente fórmula. La fórmula fue propuesta por Masami Sugawara, como el método apropiado para estimar el valor aproximado de los parámetros.

$$X_i = X_{Mi} \times \sqrt{a_m/a}$$

donde,  $X_i$  = multiplicador de escurrimiento/orificio de infiltración para la cuenca del río objeto del análisis.

$X_{Mi}$  = multiplicador de escurrimiento/orificio de infiltración estimado para la Cuenca del Río Mamoré.

$a_m$  = área de drenaje para la Cuenca del Río Mamoré

$a$  = área de captación de la cuenca del río objeto de análisis.

Tabla 4.3-15 PARAMETROS ESTIMADOS DEL MODELO DE SIMULACION PARA LAS CUENCAS DE LOS RIOS MAMORE, IBARE Y TIJAMUCHI

Item de Parámetro	Símbolo*	Cuenca Río Mamoré (166,430 m <sup>2</sup> )	Cuenca Río Ibare (6,720 m <sup>2</sup> )	Cuenca Río Tijamuchi (6,260 m <sup>2</sup> )
<b>A. Multiplicador</b>				
1. 1er. Tanque				
- Orificio de Salida (Superior)	a1	0.014	0.070	0.072
- Orificio de Salida (Inferior)	a2	0.009	0.045	0.046
- Orificio de Infiltración	a0	0.002	0.010	0.010
2. 2do. Tanque				
- Orificio de Salida	b1	0.002	0.010	0.010
- Orificio de Infiltración	b0	0.002	0.010	0.010
3. 3er. Tanque				
- Orificio de Salida	c1	0.0005	0.0025	0.0026
- Orificio de Infiltración	c0	0.0005	0.0025	0.0026
4. 4to. Tanque				
- Orificio de Salida	d	0.0002	0.0002	0.0002
<b>B. Altura del Orificio de Escurrimiento (mm)</b>				
1. 1er. Tanque				
- Superior	A1	30	30	30
- Inferior	A2	10	10	10
2. 2do. Tanque				
	B	10	10	10
3. 3er. Tanque				
	C	10	10	10
4. 4to. Tanque				
	D	0	0	0
<b>C. Altura de Almacenamiento Inicial (mm)* *</b>				
1. 1er. Tanque				
	X1	0	0	0
2. 2do. Tanque				
	X2	0	0	0
3. 3er. Tanque				
	X3	0	0	0
4. 4to. Tanque				
	X4	165	165	165

\* Ver Fig. 4.3-12

\* \*Asumido cada 1o. de Octubre cuando el almacenamiento de la cuenca está al mínimo.



Tabla 4.3-17 COMPARACION DE CAUDALES MAXIMOS ANUALES OBSERVADOS Y SIMULADOS POR UNIDAD DE AREA DRENADA

Año Hidrológico	Observado en	Simulado en	(Unidad: m <sup>3</sup> /s/ha)
	Guayaramerín sobre Rfo Mamoré A.D.=651,600 km <sup>2</sup>	Pto. Ganadero sobre Rfo Mamoré A.D.=166,400 km <sup>2</sup>	Observado en Angosto del Bala sobre Rfo Beni A.D.=66,677 km <sup>2</sup>
1968	-	5.91	25.54
69	-	4.43	11.24
70	-	4.24	16.33
71	1.83	4.73	17.42
72	1.92	4.69	24.50
73	2.01	4.44	19.64
74	2.63	6.50	-
75	2.12	5.74	-
76	2.48	6.21	14.91
77	2.29	6.42	14.96
78	2.29	5.71	34.81
79	2.82	6.71	11.21
80	2.63	5.73	15.54
81	2.43	6.42	15.12
82	3.46	6.77	23.57
Promedio	2.41	5.64	18.83

A.D. = Area Drenada  
 Observado por Brasil  
 Observado por ENDE

Los parámetros para la altura de los orificios de escurrimiento fueron los mismos valores estimados para la Cuenca del Río Mamoré. Todos los parámetros estimados para las cuencas de los ríos Ibare y Tijamuchí son aquéllos que se consignan en la Tabla 4.3-15.

De acuerdo con la simulación utilizando los parámetros dados por la fórmula antes expuesta, se estimó que el nivel máximo de agua en Puerto Tijamuchí era EL. 153.54 m., el cual coincide con el nivel máximo de agua previo. Esto fue confirmado por nuestra investigación de marcas de inundación cerca de Puerto Tijamuchí. Por tanto, se puede considerar que los parámetros dados anteriormente son confiables.

#### 4.3.3.5 Flujo Máximo Anual Simulado y Nivel de Agua

Los hidrogramas de caudal de escurrimiento y nivel de agua fueron simulados para los años hidrológicos de 1951 a 1982 por el modelo anteriormente determinado. Se estimó los caudales máximos y los niveles de agua y los resultados son presentados en las Tablas 4.3-17 a 4.3-19. El proceso detallado de esta simulación se muestra en el flujograma de la Fig. 4.3-16. En base a esta simulación se describen varias características de la inundación en los siguientes párrafos.

Como se muestra en las tablas, el máximo anual ya sea del caudal o del nivel de agua de 1982 es el mayor entre los valores desde 1951 a 1982 para las Cuencas de los Ríos Ibare, Mamoré y Tijamuchí. El máximo nivel de agua de 1982 es EL. 154.5 m. en las Cuencas de los Ríos Ibare y Mamoré, y EL. 153.5 m. en la Cuenca del Río Tijamuchí. Sin embargo, se ha notado en base a la investigación de las marcas de inundación en la Cuenca del Río Ibare que la inundación de 1984 puede haber sido mayor que la de 1982. El nivel máximo de agua de 1984 es considerado como el nivel más alto experimentado y está estimado aproximadamente en EL. 154.7 m. en las Cuencas de los Ríos Ibare y Mamoré.

Tabla 4.3-17 CAUDAL DE FLUJO MÁXIMO ANTES Y DESPUÉS DE LA REGULACION DEL AREA DE INUNDACION EN LOS LIMITES SUPERIORES DE LA CARRETERA EN PROYECTO (BAJO CONDICIONES DE LA CARRETERA EXISTENTE)

Año Hidrológico	Cuenca Río Ibare			Cuenca Río Mamoré			Cuenca Río Tijamuchi		
	Caudal Máximo		Volumen Regulado	Caudal Máximo		Volumen Regulado	Caudal Máximo		Volumen Regulado
	Antes (m <sup>3</sup> /s)	Después (m <sup>3</sup> /s)	Máximo (10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )	Antes (m <sup>3</sup> /s)	Después (m <sup>3</sup> /s)	Máximo (10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )	Antes (m <sup>3</sup> /s)	Después (m <sup>3</sup> /s)	Máximo (10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )
1951	1312.	811.	321.	9438.	9094.	576.	1148.	761.	357.
1952	1202.	762.	254.	10882.	9734.	887.	2252.	1221.	961.
1953	979.	660.	147.	8193.	7633.	142.	1232.	804.	404.
1954	1210.	764.	258.	10026.	9422.	664.	1204.	781.	379.
1955	852.	614.	113.	10431.	9552.	737.	1219.	768.	366.
1956	1204.	909.	526.	14235.	11106.	4420.	1704.	1097.	760.
1957	1525.	809.	317.	9341.	8739.	477.	1489.	910.	527.
1958	780.	595.	103.	9159.	8291.	346.	1141.	699.	296.
1959	1249.	833.	358.	12450.	10498.	1593.	1839.	962.	590.
1960	700.	524.	78.	8646.	7895.	224.	1249.	683.	283.
1961	807.	526.	79.	8253.	7840.	207.	1173.	672.	274.
1962	2519.	811.	320.	10158.	9515.	706.	1863.	1022.	659.
1963	749.	609.	109.	10368.	9733.	886.	1149.	669.	271.
1964	1349.	795.	299.	11015.	10192.	1255.	2548.	1217.	954.
1965	1366.	814.	324.	9805.	8657.	454.	1156.	701.	298.
1966	1013.	635.	128.	8062.	7717.	168.	1375.	848.	451.
1967	823.	632.	126.	7143.	7143.	0.	805.	633.	24.
1968	1107.	700.	182.	10666.	9834.	969.	1769.	891.	50.
1969	1018.	601.	105.	7626.	7373.	58.	1193.	727.	319.
1970	877.	653.	141.	7060.	7060.	0.	783.	472.	143.
1971	1100.	739.	227.	8648.	7873.	217.	1329.	809.	409.
1972	893.	549.	87.	8343.	7801.	195.	1345.	803.	403.
1973	921.	681.	166.	7683.	7391.	64.	1250.	759.	355.
1974	921.	872.	434.	12559.	10813.	2429.	1528.	966.	594.
1975	1168.	686.	170.	10080.	9554.	739.	1796.	960.	587.
1976	852.	788.	290.	11584.	10335.	1367.	1657.	1077.	733.
1977	1289.	857.	405.	13317.	10691.	2030.	1323.	754.	350.
1978	1201.	734.	221.	9891.	9502.	695.	1399.	881.	494.
1979	1223.	916.	555.	15327.	11165.	4925.	1033.	728.	320.
1980	1337.	811.	321.	10344.	9532.	720.	1774.	1152.	834.
1981	1271.	855.	402.	12465.	10679.	1992.	1430.	944.	568.
1982	1541.	930.	608.	13699.	11277.	5868.	2709.	1297.	1171.
1982	1541.	930.	608.	13699.	11277.	5868.	2709.	1297.	1171.
Promedio	1136.	734.	255.	10216.	9176.	1125.	1464.	865.	496.

Tabla 4.3-18 CAUDAL DE FLUJO MAXIMO QUE CRUZA LA CARRETERA EN PROYECTO (BAJO CONDICIONES EXISTENTES)

Año Hidro Lógico	Cuenca Río Ibare			Cuenca Río Mamoré			Cuenca Río Tijamuchi			Total	(Unidad: m <sup>3</sup> /s)	
	Canal Río	Rebalse Camino F(1)	Total	Canal Río	Rebalse Camino F(2)	Total	Canal Río	Rebalse Camino F(4)	Total			
1951	714.	97.	811.	7933.	12.	9094.	377.	120.	9094.	377.	264.	761.
1952	678.	83.	762.	8502.	39.	9734.	453.	265.	9734.	453.	503.	1221.
1953	603.	57.	660.	6591.	0.	7633.	385.	133.	7633.	385.	287.	804.
1954	680.	84.	764.	8226.	24.	9422.	380.	126.	9422.	380.	275.	781.
1955	569.	46.	614.	8342.	30.	9552.	378.	122.	9552.	378.	268.	768.
1956	783.	126.	909.	9685.	137.	11106.	434.	225.	11106.	434.	438.	1097.
1957	712.	96.	809.	7611.	4.	8739.	403.	165.	8739.	403.	341.	910.
1958	554.	41.	595.	7200.	0.	8291.	365.	102.	8291.	365.	232.	699.
1959	729.	103.	833.	9167.	88.	10498.	412.	182.	10498.	412.	368.	962.
1960	498.	26.	524.	6834.	0.	7895.	362.	97.	7895.	362.	224.	683.
1961	499.	26.	526.	6783.	0.	7840.	360.	94.	7840.	360.	219.	672.
1962	714.	97.	811.	8309.	28.	9515.	3422.	201.	9515.	3422.	399.	1022.
1963	564.	44.	609.	8501.	39.	9735.	359.	93.	9735.	359.	217.	669.
1964	702.	92.	795.	8902.	66.	10192.	452.	264.	10192.	452.	501.	1217.
1965	716.	98.	814.	7537.	2.	8657.	365.	102.	8657.	365.	234.	701.
1966	584.	51.	635.	6669.	0.	7717.	392.	146.	7717.	392.	309.	848.
1967	582.	50.	632.	7143.	0.	7143.	352.	83.	7143.	352.	199.	633.
1968	633.	67.	700.	8589.	44.	9834.	400.	160.	9834.	400.	332.	391.
1969	558.	43.	601.	6351.	0.	7373.	370.	110.	7373.	370.	247.	727.
1970	598.	55.	653.	7060.	0.	7060.	316.	39.	7060.	316.	117.	472.
1971	662.	77.	739.	6813.	0.	7873.	385.	135.	7873.	385.	289.	809.
1972	517.	31.	549.	6747.	0.	7801.	384.	133.	7801.	384.	286.	803.
1973	619.	62.	681.	6368.	0.	7391.	376.	119.	7391.	376.	263.	759.
1974	757.	115.	872.	9437.	112.	10813.	412.	183.	10813.	412.	370.	966.
1975	623.	63.	686.	8343.	30.	9554.	411.	181.	9554.	411.	367.	960.
1976	697.	90.	788.	9026.	76.	10335.	430.	218.	10335.	430.	428.	1077.
1977	747.	110.	857.	9332.	102.	10691.	375.	118.	10691.	375.	261.	754.
1978	658.	76.	734.	8297.	143.	9502.	398.	156.	9502.	398.	326.	881.
1979	788.	128.	916.	9736.	143.	11165.	370.	110.	11165.	370.	247.	728.
1980	714.	97.	811.	8323.	29.	9532.	442.	242.	9532.	442.	467.	1152.
1981	745.	110.	855.	9322.	102.	10679.	409.	176.	10679.	409.	359.	944.
1982	798.	132.	930.	9830.	153.	11277.	464.	290.	11277.	464.	543.	1297.
Promedio	656.	77.	734.	8047.	40.	9176.	393.	153.	9176.	393.	318.	865.

Nota: F(1): Sección desde Trinidad hasta el Río Ibare  
 F(2): Sección desde el Río Ibare hasta el Río Mamoré  
 F(3): Sección desde el Río Mamoré hasta la Est. No. B-4  
 F(4): Sección desde la Est. No. B-4 hasta el Río Tijamuchi  
 F(5): Sección desde el Río Tijamuchi hasta la Est. No. 28

Tabla 4.3-19 NIVELES DE AGUAS MAXIMAS A LO LARGO DE LA CARRETERA  
PROPUESTA (BAJO CONDICIONES DE LA CARRETERA EXISTENTE)

(Unidad: EL. M)

Año Hidrológico	Cuenca Río Ibare	Cuenca Río Mamoré	Cuenca Río Tijamuchi
1951	153.97	153.27	152.35
1952	153.75	153.64	153.39
1953	153.27	152.34	152.46
1954	153.76	153.46	152.40
1955	153.04	153.54	152.37
1956	154.38	154.38	153.14
1957	153.96	153.05	152.72
1958	152.93	152.77	152.18
1959	154.06	154.06	152.84
1960	152.54	152.51	152.13
1961	152.55	152.47	152.10
1962	153.97	153.52	152.98
1963	153.01	153.64	152.09
1964	153.90	153.90	153.38
1965	153.98	153.00	152.18
1966	153.14	152.39	152.57
1967	153.13	152.73	151.98
1968	153.46	153.70	152.68
1969	152.97	152.16	152.25
1970	153.24	152.67	151.43
1971	153.65	152.50	152.48
1972	152.68	152.45	152.46
1973	153.37	152.17	152.34
1974	154.23	154.23	152.85
1975	153.40	153.54	152.84
1976	153.87	153.97	153.10
1977	154.16	154.16	152.33
1978	153.62	113.51	152.65
1979	154.41	154.41	152.26
1980	153.97	153.53	153.25
1981	154.16	154.16	152.80
1982	154.47	154.47	153.54
Promedio	153.59	153.32	152.58

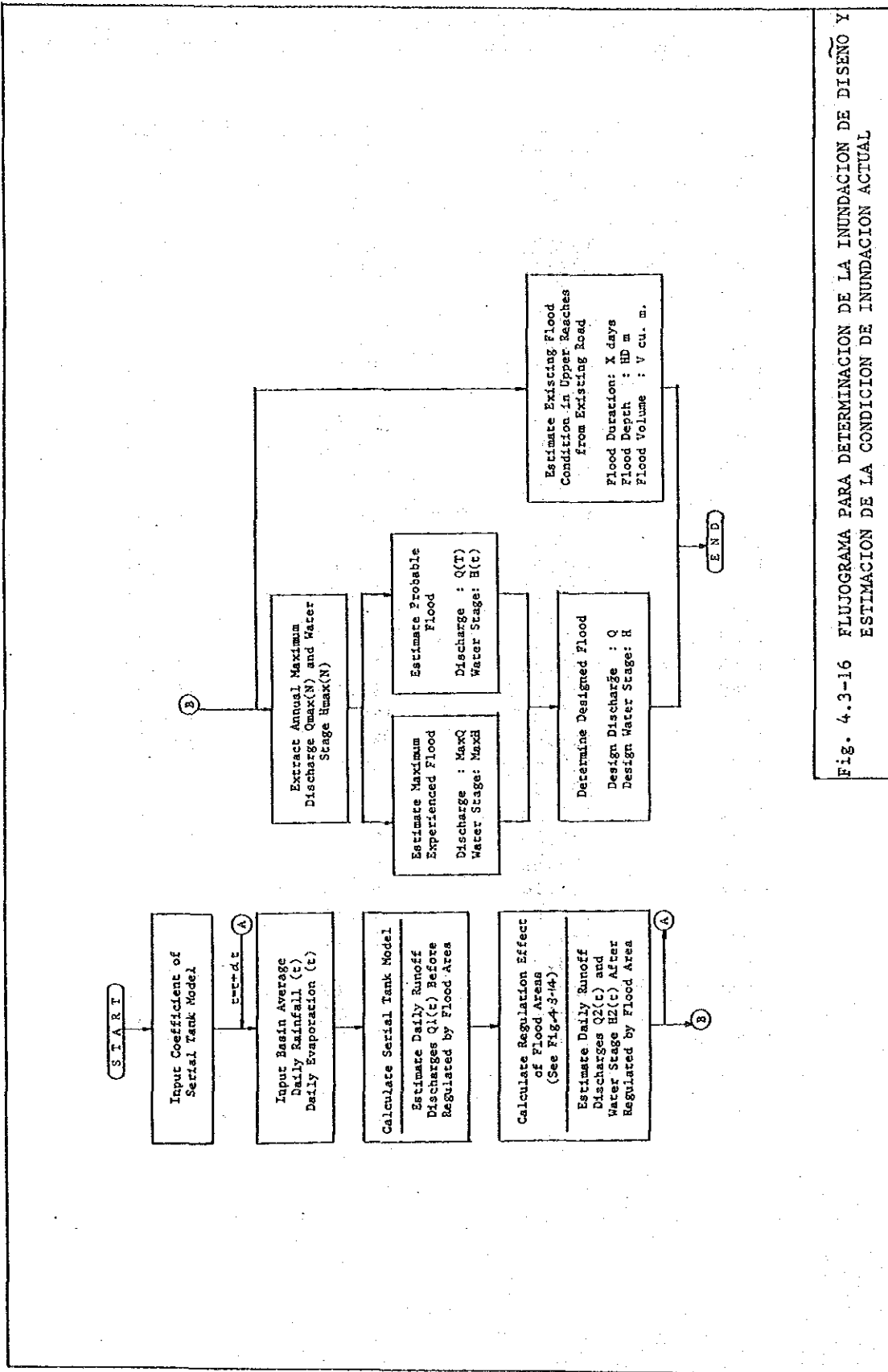


Fig. 4.3-16 FLUJOGRAMA PARA DETERMINACION DE LA INUNDACION DE LA INUNDACION DE DISEÑO Y ESTIMACION DE LA CONDICION DE INUNDACION ACTUAL

Los niveles de agua máximos anuales de las Cuencas de los Ríos Ibare y Mamoré ocasionalmente excedieron la cota EL. 154.0 m. que es la altura del dique natural que separa las áreas de inundación de las cuencas de estos ríos. Los niveles de agua máximos anuales de las Cuencas de los Ríos Mamoré y Tijamuchí nunca excedieron la cota EL. 155.0 m. que es la altura del dique natural que separa sus áreas de inundación. En consecuencia, el área de inundación de la Cuenca del Río Tijamuchí no puede haberse combinado totalmente con otras áreas de inundación.

Los niveles de agua de la Cuenca del Río Tijamuchí tienden a ser considerablemente más bajos que los de las Cuencas de los Ríos Ibare y Mamoré. Los niveles de agua máximos anuales de las Cuencas de los Ríos Ibare y Mamoré fueron estimados en EL. 153.6 m. y EL. 153.3 m. durante el período de simulación. La elevación para el Tijamuchí fue EL. 152.6 m.

Los caudales de inundación de las Cuencas de los Ríos Ibare y Tijamuchí son mucho menores al de la Cuenca del Río Mamoré. Los caudales máximos anuales de las Cuencas de los Ríos Ibare y Tijamuchí son menores en un 10% con respecto de aquél de la Cuenca del Río Mamoré.

#### 4.3.4 Determinación del Criterio Hidráulico

##### 4.3.4.1 La Sección entre Trinidad y San Ignacio

###### (1) Plan de Drenaje

- 1) En lo que se refiere al tramo de más o menos 50 km. hacia el lado de San Ignacio, en la sección entre Trinidad y San Ignacio, la Carretera en Proyecto pasará por tierras relativamente altas sin cruzar ningún río destacable ni tampoco algún área de inundación. Por lo tanto, no se necesitarán allí instalaciones de drenaje de gran escala. En consecuencia, no se estudió un plan de drenaje particular para este tramo.

Por otra parte, la Carretera en Proyecto cruzará a través de un área de inundación causado por los ríos Mamoré, Ibare y Tijamuchi en el otro tramo de aproximadamente 40 kms. en el lado de Trinidad. De acuerdo a nuestras entrevistas de investigación para el área de inundación, los ranchos aguas arriba de la Carretera en Proyecto no podrían sufrir inundaciones más serias que al presente.

Partiendo de lo expuesto, se estudiaron varias alternativas para el tramo, como se verá más adelante, para seleccionar el plan de drenaje óptimo; ésto es, los anchos óptimos de los canales del río y las escalas de diseño de las facilidades de drenaje a ser instaladas. Las premisas para el estudio se establecieron como sigue: los niveles de agua pico y los días de inundación aguas arriba de la Carretera en Proyecto, después de la construcción deberías ser confinados dentro de aquéllos de la condición existente para los caudales de escurrimiento en cada año hidrológico entre 1951 y 1982.

Así, se probó que los máximos caudales objetivos y los niveles de agua para el plan de drenaje debían ser los de la inundación de 1982 que corresponden aproximadamente a un período de retorno de 10 años, ya que esa inundación fue la más grande en el período señalado.

Se considera que este período de retorno objetivo es conveniente tomando en cuenta la importancia de las facilidades de drenaje y durabilidad de la Carretera en Proyecto.

## 2) Planes Alternativos de Drenaje

En la Tabla 4.3-20 se muestran seis planes alternativos de drenaje: Los contenidos y las razones seleccionadas son los siguientes.

Se sugirieron los planes alternativos 1 al 3 para determinar el ancho de abertura del Mamoré, ésto es, el tramo del servicio de transbordador, en conexión con el



estudio comparativo de las facilidades de transbordador en el Rfo Mamoré que se describe en la Sección 4.5. En el Plan Alternativo 1, sólo el canal del Rfo Mamoré es abierto en la condición existente. Para el Plan Alternativo 2, el canal del Rfo Mamoré y el Area de Inundación III son abiertos, mientras que en el Plan Alternativo 3, el canal del Rfo Mamoré y las Areas de Inundación II y III están abiertos. En todos estos planes, los canales de los rfos Ibare, Tijamuchi están abiertos como en condiciones existentes debido a que los puentes se extenderán sobre estos canales, y las Areas de Inundación I, IV y V son cerradas por la elevación de la carretera existente, de tal modo que las inundaciones ya no podrían escurrir sobre la superficie de la carretera.

Los planes alternativos 4 a 6 fueron sugeridos para determinar las escalas de diseño de las facilidades de drenaje a ser instaladas a lo largo de la Carretera en Proyecto en adición al Plan Alternativo 3, que fue el plan óptimo entre los Planes Alternativos 1 al 3, con respecto al ancho de abertura del Mamoré como se describe en 3) de esta Subsección. De acuerdo a ésto, se presume que las facilidades de drenaje serán construídas en el tramo de las Areas de Inundación I, IV y V. La cantidad de facilidades de drenaje se muestra en la Tabla 4.3-20 para los planes alternativos 4 a 6. La capacidad de flujo de una facilidad de drenaje es calculada mediante la fórmula presentada en la Fig. 4.3-17.

Se realizó un cálculo hidrológico para los planes alternativos de drenaje anteriores, del mismo modo que aquéllos mencionados en la Subsección 4.4.3. Y los niveles de agua pico, los días de inundación, etc., aguas arriba de la Carretera en Proyecto fueron estimados para caudal de escurrimiento de 1951 a 1982. Luego, los resultados fueron comparados con los de las condiciones existentes que ya fueron dados en la Subsección 4.3.3.

### 3) Resultados del Estudio Comparativo

Los resultados del estudio comparativo para la inundación de 1982, que es la más grande de las 32 inundaciones desde 1951 a 1982, sólo son mostrados en la Tabla 4.3-20 debido a que la inundación de cada año tendía a tener casi la misma diferencia entre Condición Existente y los planes alternativos. De acuerdo a la tabla, los resultados del estudio comparativos son resumidos más adelante.

Finalmente se hizo comparación para las cuencas de los ríos Mamoré e Ibare, excepto la cuenca del río Tijamuchi; cuya condición de inundación para cada plan alternativo fue diferente de aquella de las cuencas de los ríos Mamoré e Ibare debido a la existencia de un dique natural que separa al Tijamuchi de la cuencas de los ríos Ibare y Mamoré. En los planes alternativos 1 a 3 que fueron sugeridos para determinar el ancho de abertura del Mamoré, el nivel de agua pico y los días de inundación del Plan Alternativo 1, sólo fueron abiertos los canales de los ríos Ibare y Mamoré y fueron aproximadamente 30 cm. más altos y de 20 a 30 días más prolongado que aquéllos de la Condición Existente. En consecuencia, se juzga que este plan no es aconsejable debido a su seria influencia sobre el área de inundación aguas arriba de la Carretera en Proyecto.

En el Plan Alternativo 2, el Area de Inundación III es abierta en adición a los canales de río del Mamoré y del Ibare, el nivel de agua pico y los días de inundación fueron 3 cm. más alto y aproximadamente 5 días más prolongado que la Condición Existente. Así, la apertura del Area de Inundación III es efectiva para reducir la investigación aguas arriba de la Carretera en Proyecto.

Aún más, esta Area debería ser abierta desde el punto de vista de la transición del curso del río Mamoré; el Río Mamoré con frecuencia ha escurrido por ese lugar. Sin embargo, el Plan Alternativo 2 es todavía insuficiente para confinar la inundación dentro de la Condición Existente.

En el Plan Alternativo 3, el Area de Inundación II es también abierto en adición al Plan Alternativo 2, el nivel de agua pico y los días de inundación fueron 2 cm. más alto y 3 días más prolongado que la Condición Existente. Por tanto, la condición de inundación, aguas arriba de la Carretera en Proyecto, no está tan modificada por la apertura del Area de Inundación II. Sin embargo, se considera que esta parte será prácticamente abierta para cualquier plan de carretera, ya que la mayor parte del caudal escurre en el Mamoré sobre el lado del Area de Inundación II, donde se excavará un canal para el servicio de transbordador, considerando la transición del curso del Río Mamoré (Referirse a la Sección 4.5).

En consecuencia, el Plan Alternativo 3 es el más conveniente entre los Planes Alternativos 1 a 3 sobre el ancho de abertura del canal del río Mamoré.

El Plan Alternativo 3, por sí mismo, puede mitigar la condición de inundación aguas arriba de la Carretera en Proyecto hasta casi el mismo nivel de la Condición Existente. Sin embargo, se planea facilidades de drenaje a ser instaladas a lo largo de la extensión del Area de Inundación I por las siguientes razones:

- Si no se instala ninguna facilidad de drenaje a lo largo de la extensión del Area de Inundación I, de más o menos 8 km. entre el Río Ibare y Trinidad, el nivel del agua del lado de Trinidad se elevará más que los resultados del cálculo hidráulico anterior, donde se asumió que el nivel del agua era plana a lo largo del tramo; y
- Aunque aún ahora están instaladas alrededor de 15 tuberías de drenaje con diámetros menores de 2 m. en este tramo, la inundación rebasa la superficie de la carretera existente en los periodos de lluvia.

En los planes alternativos 4 a 6, se presumió varias escalas de facilidades de drenaje a ser instaladas en la extensión del Area de Inundación I, en adición al Plan

Alternativo 3. Los Planes Alternativos 5 y 6 podrían satisfacer la condición de que la situación de inundación sea el mismo nivel que la Condición Existente.

Por lo tanto, se recomienda el Plan Alternativo 5, como el plan económicamente óptimo. De acuerdo con este plan, los criterios de diseño para las facilidades de drenaje a lo largo de la extensión del Area de Inundación I son los que siguen:

- Caudal de diseño : 120 m<sup>3</sup>/s
- Nivel de agua, aguas arriba de la Carretera en Proyecto. : EL 154.5 m.
- Diferencia de nivel de agua entre los lados aguas arriba y aguas abajo de la Carretera en Proyecto. : 0.01 m.

En forma secundaria para la Cuenca del Río Tijamuchi en los Planes Alternativos 1 a 3, el canal del río Tijamuchi fue abierto y las Areas de Inundación IV y V fueron cerradas para la elevación de la carretera existente, que resultó en las mismas condiciones de inundación cuyo nivel de agua y días de inundación fueron aproximadamente 0.6 m. más alto y 100 días más prolongado que en la Condición Existente.

Por lo tanto, facilidades de drenaje deberían ser instaladas a lo largo de la extensión de las Areas de Inundación IV y V, con el objeto de confinar la condición de inundación dentro de la Condición Existente. De acuerdo a la comparación de los Planes Alternativos 4 a 6 con varias escalas de facilidades de drenaje el Plan Alternativo 5 fue seleccionado como el plan económicamente óptimo.

En consecuencia, considerando las facilidades de drenaje a lo largo de la extensión de las Areas de Inundación IV y V. Los criterios de diseño fueron establecidos como sigue:

- Caudal del diseño : 840 m<sup>3</sup>/s
- Nivel de agua, aguas arriba de la Carretera del Proyecto : EL 153.5 m
- Diferencia del nivel de agua entre los lados aguas arriba y aguas abajo de la Carretera en Proyecto. : 0.10 m.

(2) Nivel de Aguas Altas de Diseño

El nivel de aguas altas de diseño es utilizado como criterio básico para determinar la altura de la Carretera en Proyecto y de los puentes en la sección del área de inundación, y para evitar los desbordes que cruzan sobre la carretera ocasionados por un cierto nivel de inundación. El patrón o norma del nivel de aguas altas de diseño fue definido dentro de la extensión que cubra tanto las escalas de posibles inundaciones originadas por probables recurrencias de períodos de 10 a 20 años y las escalas de las inundaciones experimentadas notables.

Las figuras 4.3-18 a 4.3-20 muestran las probabilidades de excedencia del nivel de agua en las áreas de inundación, las cuales fueron estimadas por el Método de Gumbel con un tamaño de muestra de treinta y dos (32 niveles de agua máximos anuales tomados de los resultados de la simulación para la condición de la carretera existente). En base a las posibilidades de excedencia se estimaron los niveles de agua de inundaciones probables correspondientes a varios períodos de retorno, como se muestra en la Tabla 4.3-21, de los cuales se han extractado los valores que corresponden a períodos de retorno de 10 y 20 años, como se muestra en la siguiente tabla.

---

Este nivel de agua es aplicado directamente para el Área de Inundación IV, mientras que para el Área de Inundación V el nivel de agua está subiendo en proporción a la distancia, desde la cota. EL 153.5 m. en el Río Tijamuchí hasta EL. 154.2 m. en N<sup>o</sup> B-28 (Est. 35 + 400) con respecto a los resultados de la observación de las marcas de inundación en este período de lluvias.

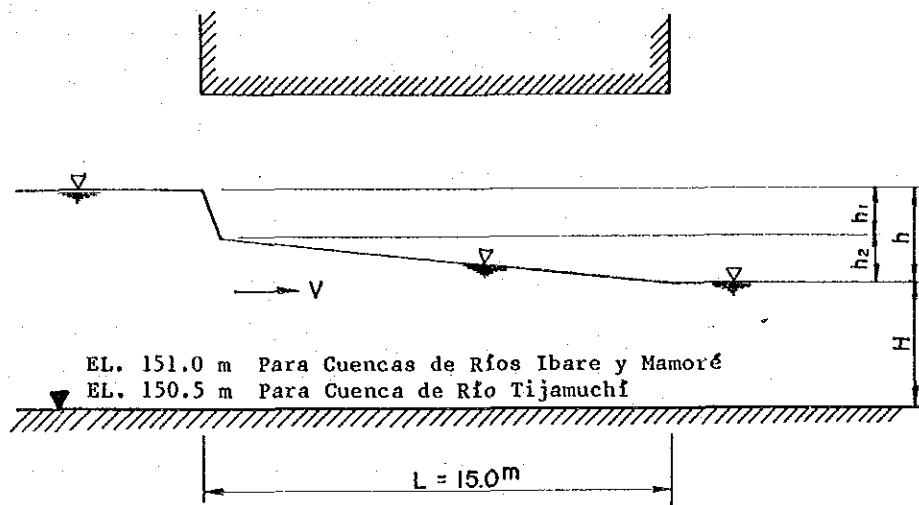
Tabla 4.3-20 RESULTADOS DEL ESTUDIO COMPARATIVO PARA CADA PLAN ALTERNATIVO (INUNDACION 1982)

Caso del Estudio	Condiciones										Resultados de Cálculo (continúa abajo)									
	Cuenca Río Ibare					Cuenca Río Mamore					Cuenca Río Tijemuchi					Máximo o Total Para las Ties Cuenca de Río				
	Area de Inundación I	Río Ibare	Area de Inundación II	Río Mamore	Area de Inundación III	Area de Inundación IV	Area de Inundación V	Río Tijemuchi	Area de Inundación VI	Area de Inundación VII	Area de Inundación VIII	Máximo Nivel de Agua Pico	Total Caudal Pico	Máxima Profundidad de Inundación	Total Agua macenada de Inundación	Máximo de días				
F(I)	I	F(II)	M	F(III)	F(IV)	F(V)	T	F(VI)	F(VII)	F(VIII)	EL (m)	(m <sup>3</sup> /s)	/2 Pico (m)	/3 Volumen (10 <sup>9</sup> m <sup>3</sup> )	(dias)					
Condición Existente	abierto	abierto	abierto	abierto	abierto	abierto	abierto	abierto	abierto	abierto	154.47	13,410	1.77	7.65	164					
Plan 1	cerrado	abierto	cerrado	abierto	cerrado	cerrado	abierto	cerrado	cerrado	cerrado	154.76	11,680	2.07	16.68	259					
Plan 2	cerrado	abierto	cerrado	abierto	abierto	cerrado	abierto	abierto	cerrado	cerrado	154.50	12,510	2.07	11.01	259					
Plan 3	cerrado	abierto	abierto	abierto	abierto	cerrado	abierto	abierto	cerrado	cerrado	154.49	12,530	2.07	10.76	259					
Plan 4	15 tubos	abierto	abierto	abierto	abierto	/4	abierto	abierto	50 tubos	abierto	154.48	13,370	1.78	8.02	168					
Plan 5	25 tubos	abierto	abierto	abierto	abierto	/4	abierto	abierto	70 tubos	abierto	154.47	13,420	1.77	7.80	164					
Plan 6	40 tubos	abierto	abierto	abierto	abierto	/4	abierto	abierto	100 tubos	abierto	154.46	13,450	1.76	7.58	163					

Nivel de Agua Pico EL (m)	Resultados de Cálculo (continúa de arriba)																		
	Caudal Pico /2 (m <sup>3</sup> /s)					Profundidad Inundación /3 Pico (m)					Agua Almacenada Pico Volumen (10 <sup>3</sup> )								
	I	M	T	F(II)	F(III)	F(IV)	T	F(V)	F(VI)	F(VII)	F(VIII)	I	M	T	I	M	T		
154.47	154.47	153.54	130	800	60	9,830	1,300	290	460	540	1.73	1.73	1.77	0.61	5.87	1.17	135	141	164
154.76	154.76	154.13	-	850	-	10,320	-	510	-	-	1.88	1.88	2.07	1.07	11.77	3.84	155	172	259
154.50	154.50	154.13	-	810	-	9,890	1,300	510	-	-	1.75	1.75	2.07	0.66	6.51	3.84	139	146	259
154.49	154.49	154.13	-	800	60	9,860	1,300	510	-	-	1.74	1.74	2.07	0.64	6.28	3.84	138	144	259
154.48	154.48	153.55	100	800	60	9,850	1,300	470	790	-	1.74	1.74	1.78	0.62	6.15	1.25	135	142	168
154.47	154.47	153.53	120	800	50	9,850	1,300	460	840	-	1.74	1.74	1.77	0.62	6.02	1.16	134	141	164
154.46	154.46	153.50	170	800	50	9,830	1,290	460	850	-	1.73	1.73	1.76	0.60	5.89	1.09	131	141	163

/1 En el lado aguas arriba de la Carretera en Proyecto  
/2 A través de la Carretera en Proyecto  
/3 Sobre el promedio en el Area de Inundación  
/4 Incluido en F(V)



donde:

- B : ancho (3m)
- N : coeficiente de rugosidad (0.04)
- V : velocidad de la corriente (m/s)
- Q : caudal de la corriente (m<sup>3</sup>/s)

(1) pérdida de entrada:  $h_1$

$$h_1 = 0.4 \times \frac{V^2}{2g}$$

(2) pérdida por fricción:  $h_2$

$$h_2 = \left\{ \frac{H \times V}{\left( \frac{H \times B}{2H} \right)^{2/3}} \right\}^2 \times L \dots \dots \text{de la fórmula de Manning}$$

(3) pérdida total:  $h$

$$h = h_1 + h_2 = \left\{ \frac{0.4}{2g} \frac{N^2 \times L}{\left( \frac{H \times B}{2H} \right)^{4/3}} \right\} \times V^2$$

En consecuencia,

$$V = \sqrt{\frac{h}{\frac{0.4}{2g} \frac{N^2 \times L}{2H \left( \frac{H \times B}{B} \right)^{4/3}}}}$$

$$Q = V \times B \times \left( H - \frac{h_2}{2} \right)$$

Fig. 4.3-17 CARACTERISTICAS HIDRAULICAS DE LAS ALCANTARILLAS DE TUBERIAS EN ARCO (ABOVEDADAS)

(Condición de la Carretera Existente)

Período de Retorno	Nivel del agua en las Áreas de Inundación del Ibare y del Mamoré	Nivel de Agua en el Área de Inundación del Tijamuchí
20 años	EL. 154.8 m.	El. 153.6 m.
10 años	El. 154.4 m.	EL. 153.3 m.

En lo que se refiere a las inundaciones experimentadas destacables, agüellas de los años 1984 y 1982 pueden ser señaladas como la primera y la segunda más grandes entre las inundaciones experimentadas desde 1951. Los niveles de agua en aquellos años fueron confirmados como se describen en la Subsección 4.3.3. y se resume a continuación:

(Condición de la Carretera Existente)

Año de Ocurrencia	Nivel del agua en las Áreas de Inundación del Ibare y del Mamoré	Nivel de Agua en el Área de Inundación del Tijamuchí
1984	EL. 154.7 m.	El. 153.6 m.
1982	El. 154.5 m.	EL. 153.5 m.

Confirmado con las marcas de inundación  
Estimados en base a la simulación de escurrimiento de la inundación.

Integrando los niveles de agua mencionados, se recomienda que para toda la extensión del área de inundación, el nivel de aguas altas de diseño sea EL. 154.8 m., que es el nivel de agua que corresponde al período de retorno de 20 años en las áreas de inundación del Ibare y del Mamoré, en la condición de la carretera existente. Se juzga que este nivel de aguas altas de diseño es adecuado por las siguientes consideraciones:

- 1) La cota 154.8 m. es más alta que el nivel de agua correspondiente a un período de retorno de 20 años en la sección del área de inundación del Tijamuchí; sin embargo, ésta no se aplica solamente a la sección de las áreas de inundación del Ibare y el Mamoré sino también al área de inundación del Tijamuchí. Las diferencias de niveles de agua entre el área de inundación del Tijamuchí y las otras



áreas son causadas por la existencia del actual dique natural que es bastante inestable y la diferencia puede no ser permanente. De acuerdo a ésto, el nivel común de aguas altas de diseño debería ser aplicado en todas las secciones de las áreas de inundación del Ibare, Mamoré y Tijamuchí.

- 2) Se estimó que el indicado nivel de aguas altas de diseño de EL. 154.8 m. corresponde al período de retorno de inundación de 20 años, basado solamente en la premisa de la condición de la carretera existente.

No obstante, fue imposible simular la condición de drenaje del plan óptimo de drenaje debido a la falta de datos de la precipitación pluvial que justamente corresponden al período de retorno de inundación de 20 años, o sea el Plan Alternativo 5 (Referirse a (1) en esta Subsección). Para la inundación, también se concluyó que el mencionado nivel de aguas altas de diseño es aplicable aún al plan de drenaje óptimo, tomando en cuenta la siguiente consideración.

Sobre la analogía de los resultados del cálculo hidráulico para la inundación de 1982, que se muestran en la Tabla 4.3-20, la distribución de caudales del período de retorno de la inundación de 20 años, puede ser como sigue en el caso del plan óptimo de drenaje así como también para la condición de la carretera existente: alrededor del 95% del caudal total fluye hacia abajo a través de los canales del Ibare, Mamoré y Tijamuchí y las Areas de Inundación II y III, y sólo el 5% restante a través de las Areas de Inundación I, IV y V. Y los primeros tramos serán dejados intactos aún en el plan óptimo de drenaje, mientras que para los últimos tramos las facilidades de drenaje serán previstas en el plan óptimo de drenaje para prevenir que las inundaciones rebalsen a la Carretera en Proyecto en la condición de la carretera existente. De acuerdo con ésto, no hay diferencia en las capacidades de flujo de los primeros trechos para el nivel de agua de EL. 154.8 m. que corresponde a un período de retorno de inundación de 20 años, entre las condiciones de la carretera existente y el plan óptimo de drenaje.

Esto, aún si hay una pequeña diferencia en las capacidades de flujo de los últimos tramos para el nivel de agua entre las dos condiciones\*, el nivel de agua, aguas arriba de la Carretera en Proyecto en el plan óptimo de drenaje, difícilmente puede estar sobre la cota EL. 154.8 m. en la condición de la carretera existente, en el total del área de inundación.

---

\* Como se afirmó en (1) de esta Subsección, se confirmó por el cálculo hidráulico que el plan óptimo de drenaje puede mantener casi las mismas capacidades de flujo para los últimos tramos que la condición de la carretera existente, contra todas las inundaciones que ocurrieron de 1951 a 1982. Puesto que el caudal de escurrimiento del período de retorno de inundación de 20 años excede ligeramente al de la más grande inundación simulada que ocurrió en 1982, hay probablemente poca diferencia en las capacidades de flujo de los últimos tramos, entre las condiciones de la carretera existente y el plan óptimo de drenaje, aún para el período de retorno de inundación de 20 años.

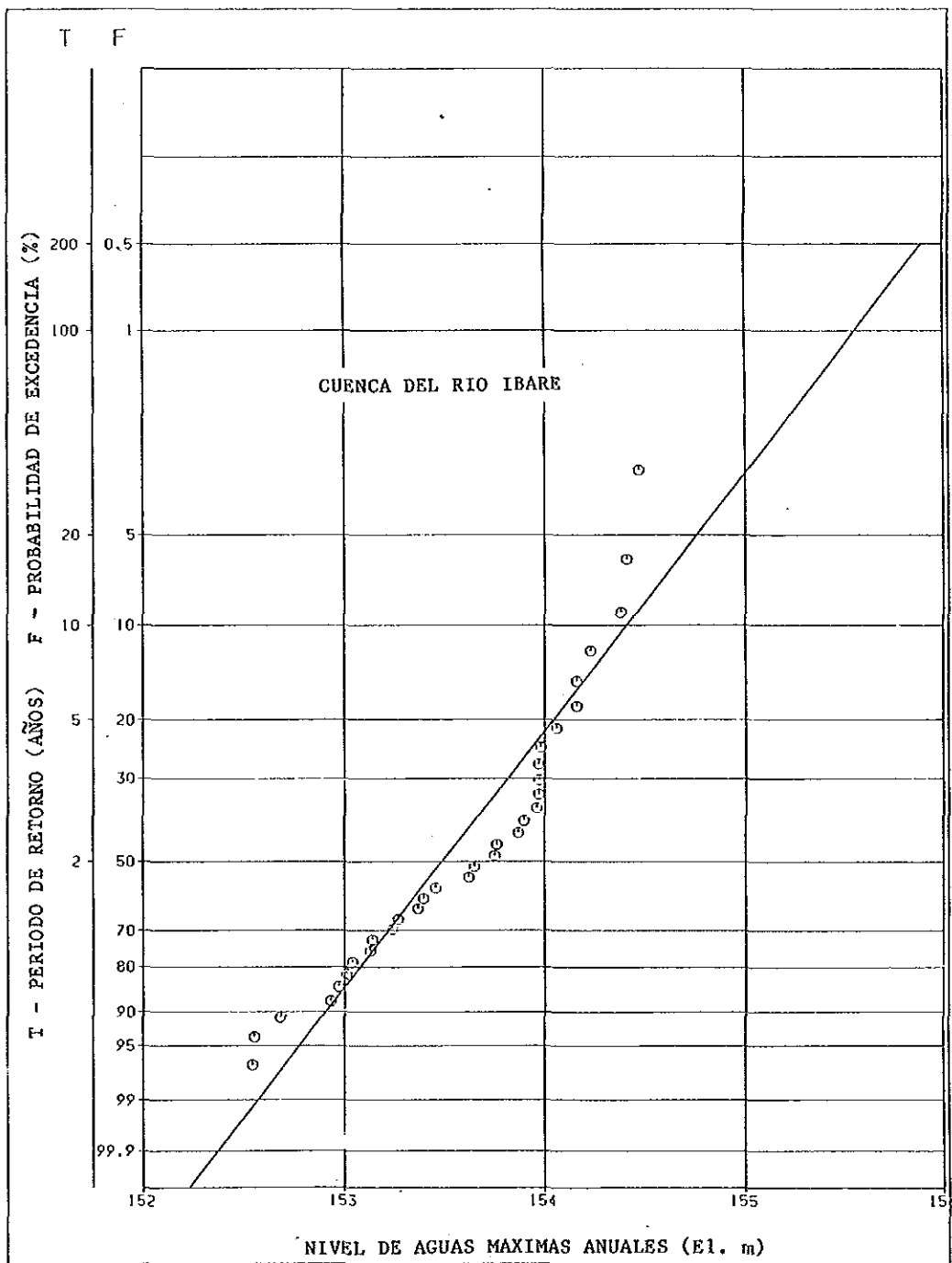


Fig. 4.3-18 PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA DEL NIVEL DE AGUAS MAXIMAS ANUALES EN LA CUENCA DEL RIO IBARE

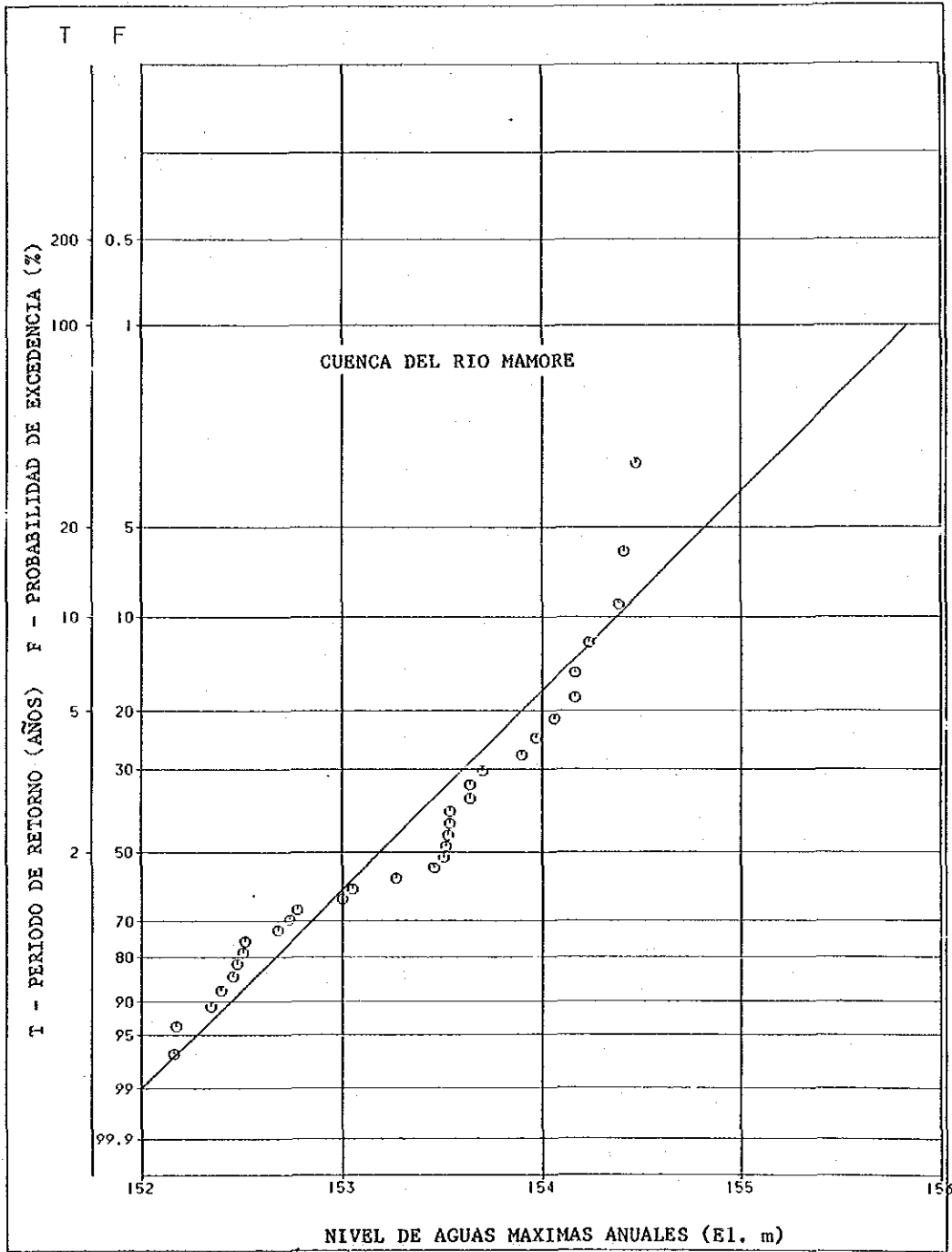


Fig. 4.3-19 PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA DEL NIVEL DE AGUAS MAXIMAS ANUALES EN LA CUENCA DEL RIO MAMORE

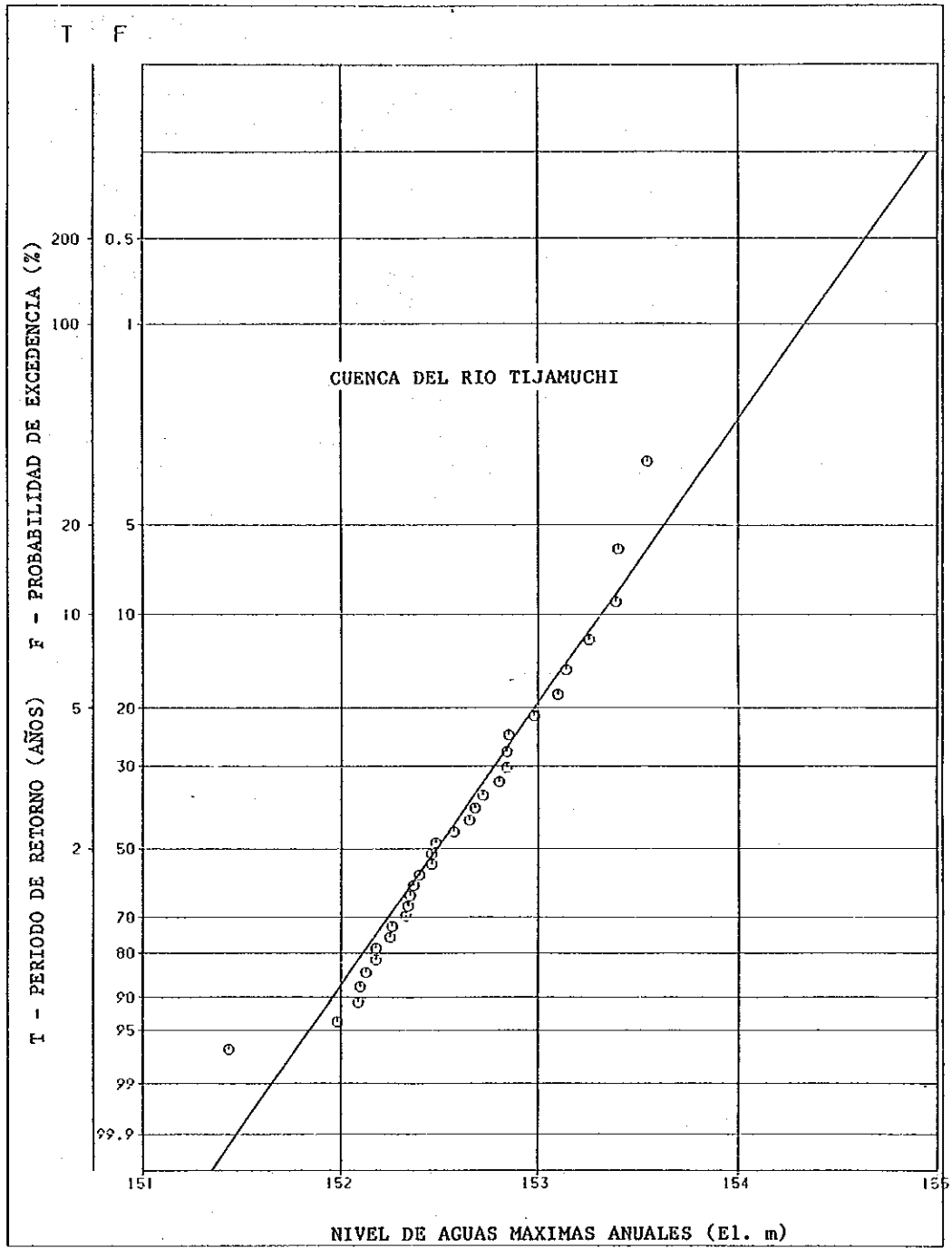


Fig. 4.3-20 PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA DEL NIVEL DE AGUAS MAXIMAS ANUALES EN LA CUENCA DEL RIO TIJAMUCHI

Tabla 4.3-21 PROBABLE NIVEL DE AGUAS DE INUNDACION  
EN EL AREA DE INUNDACION

(Unidad: El. m)

Periodo de Retorno (años)	Nivel de Agua		
	Cuenca del Rfo Ibare	Cuenca del Rfo Mamoré	Cuenca del Rfo Tijamuchí
2	153.5	153.2	152.5
5	154.0	153.9	153.0
10	154.4	154.4	153.3
20	154.8	154.8	153.6
30	155.1 *	155.1	155.1 *
50	155.4 *	155.4	155.4 *
100	155.8 *	155.8	155.8 *

\* Se asume los mismos niveles de agua de la cuenca del río Mamoré, considerando que todas las áreas de inundación están unidas.

#### 4.3.4.2 La Sección entre San Ignacio y San Borja

##### (1) Plan de Drenaje

###### 1) Caudal de Diseño

Los caudales de diseño fueron estimados para los Ríos Apere-Matos y Maniquí, en los puntos en que la Carretera en Proyecto cruza los ríos.

La estimación fue realizada por el Modelo de Tanque Serial con los siguientes supuestos:

- Todos los parámetros de un modelo de tanque, excepto para el orificio de infiltración, fueron establecidos como se muestra en la Tabla 4.3-22 por la fórmula utilizada para estimar los parámetros del modelo de tanque del Tijamuchi (Referirse a la Subsección 4.3.3). En vez del valor estimado por la fórmula, el valor del menor multiplicador del orificio de escurrimiento en el primer tanque fue aplicado al multiplicador del orificio de infiltración del primer tanque del Maniquí, puesto que la Cuenca del Río Maniquí está localizada en el área montañosa y se asume que su efecto de infiltración es mucho mayor que en las otras áreas de inundación. Esto se aplica generalmente en casos donde el área es montañosa.
- Se consideró que la precipitación pluvial y la evaporación de las cuencas de los Ríos Apere-Matos y Maniquí son iguales a las de la Cuenca del Río Tijamuchi.
- Se asumió que el efecto de regulación de la inundación del Apere-Matos fue aproximadamente el mismo que el del área de inundación del Tijamuchi, así que el caudal afluente pico en el área de inundación del Apere-Matos es regulado y el caudal pico de escurrimiento de salida puede resultar ser sesenta (60) por ciento del caudal pico afluente. En lo que se refiere a la Cuenca del Río Maniquí el efecto de regulación de la inundación no fue considerado porque no existe área de inundación.

En base a los supuestos anteriores, se calcularon los caudales de inundación probable que corresponden a varios periodos de retorno, como se muestra en la Tabla 4.3-23. Los caudales de diseño para el plan de drenaje fueron considerados como el valor equivalente a los caudales de inundación de un periodo de retorno de 10 años en conformidad con el plan de drenaje para la sección entre Trinidad y San Ignacio.

En consecuencia, se adoptaron los siguientes valores como caudales de diseño para el plan de drenaje en esta sección:

- Cuenca del Río Apere-Matos : 1.410 m<sup>3</sup>/s
- Cuenca del Río Maniquí : 850 m<sup>3</sup>/s

## 2) Facilidades de Drenaje Necesarias

Los ríos están clasificados bajo dos cuencas: la Cuenca del Río Apere-Matos y la Cuenca del Río Maniquí. Varios ríos en la primera forman un área de inundación en los periodos de lluvias, drenando conjuntamente aguas de inundación en las cuencas de río (Referirse a la Fig. 2.1-6). Por tanto, el concepto básico para el plan de drenaje es drenar conjuntamente la inundación de diseño correspondiente a un periodo de retorno de 10 años a través de los canales de río y las facilidades de drenaje recientemente instaladas en cada cuenca.

Se calculó las capacidades de flujo de los canales de río como se muestra en la Tabla 4.3-24 bajo el supuesto que:

- Los niveles de aguas altas justo aguas arriba de la carretera estaban 0.3 m. por debajo de las marcas de inundación -(referirse a la Tabla 2.1-2), considerando que el nivel de aguas altas del periodo de retorno de 10 años estaba 0.3 m. por debajo de la marca de inundación de 1984 correspondiente al periodo de retorno de 20 años en la Cuenca del Río Tijamuchi, y
- Los coeficientes de rugosidad fueron 0.050 para los ríos Apere, Cuberene y Maniquí y 0.060 para los otros ríos,



con referencia a los de los ríos Ibare y Tijamuchi (referirse a la Subsección 3.2.2).

El canal de río en la Cuenca del Río Maniqui puede drenar su caudal de diseño por sí mismo, así que allí no se requiere ninguna facilidad de drenaje (Referirse a la Tabla 4.3-24). Por el contrario, las capacidades de los flujos combinados de los canales de río en la Cuenca del Río Apere y Matos es pequeña, de alrededor de 600 m<sup>3</sup>/s, comparada con el caudal de diseño que fluirá hacia abajo del tramo entre San Ignacio y el Río Mururita, debido a la topografía.

En consecuencia, se determinó los criterios de diseño para las facilidades de drenaje como sigue:

- Caudal de diseño : 600 m<sup>3</sup>/s
- Nivel de agua, aguas arriba de la Carretera en Proyecto : EL. 160.3 m. \*
- Diferencia del nivel de agua entre los lados aguas arriba y aguas abajo de la Carretera en Proyecto : 0.15 m. \*\*

## 2) Nivel de Aguas Altas de Diseño

En la sección entre San Ignacio y San Borja, los niveles de aguas altas de diseño de los canales de río son utilizados para determinar las alturas de la Carretera en Proyecto y de los puentes. Este debe ser en correspondencia al nivel de agua del período de retorno de 20 años, en conformidad con aquél de la sección entre Trinidad y San Ignacio. La marca de inundación de 1984 correspondió al nivel de agua del período de retorno de 20 años en la Cuenca del Río Tijamuchi. En lo que se refiere a los canales de los ríos entre San Ignacio y San Borja, las marcas de inundación

---

\* Correspondiente a los niveles de aguas altas del período de retorno de 10 años, en los canales de ríos entre San Ignacio y el Río Mururita.

\*\* Determinado en relación al resultado de la observación de 0.3 m. en este período de lluvias.

también pueden ser consideradas como el nivel de aguas altas de diseño correspondiente al nivel de agua del periodo de retorno de 20 años. Los niveles de aguas altas de diseño o las marcas de inundación son extractadas a continuación de la Tabla 2.1-2.

- Río Apere	: EL. 160.5 m.
- Río Cuverene	: EL. 160.6 m.
- Río Mururita	: EL. 160.6 m.
- Río Museruna	: EL. 161.9 m.
- Río Chevejecure	: EL. 163.3 m.
- Río Matos	: EL. 171.8 m.
- Río Curirabita	: EL. 188.2 m.
- Río Curiraba	: EL. 189.6 m.
- Río Maniqui	: EL. 193.5 m.

Tabla 4.3-22. PARAMETROS ESTIMADOS DEL MODELO DE SIMULACION DEL ESCURRIMIENTO EN LAS CUENCAS DE LOS RIOS APERE-MATOS Y MANIQUI

Item de Parametro	Smbolo	Cuenca Rfo Mamoré (166,430 m <sup>2</sup> )	Cuenca Rfo Ibare (6,720 m <sup>2</sup> )
<b>A. Multiplicador</b>			
1. 1er. Tanque			
- Orificio de Salida (Superior)	al	0.068	0.102
- Orificio de Salida (Inferior)	a2	0.044	0.066
- Orificio de Infiltracion	a0	0.010	0.066
2. 2do. Tanque			
- Orificio de Salida	b1	0.010	0.015
- Orificio de Infiltración	b0	0.010	0.015
3. 3er. Tanque			
- Orificio de Salida	c1	0.002	0.004
- Orificio de Infiltración	c0	0.002	0.004
4. 4to. Tanque			
- Orificio de Salida	d	0.0002	0.0002
<b>B. Altura del Orificio de Escurrimiento (mm)</b>			
1. 1er. Tanque			
- Superior	A1	30	30
- Inferior	A2	10	10
2. 2do. Tanque	B	10	10
3. 3er. Tanque	C	10	10
4. 4to. Tanque	D	0	0
<b>C. Altura de Almacenamiento Inicial (mm)</b>			
1. 1er. Tanque	X1	0	0
2. 2do. Tanque	X2	0	0
3. 3er. Tanque	X3	0	0
4. 4to. Tanque	X4	165	165

Ver Fig. 4.3-12

Asumido cada 1o. de Octubre cuando el almacenamiento de la cuenca está al mínimo.

Tabla 4.3-23 PROBABLE CAUDAL DE INUNDACION EN LAS CUENCAS DE LOS RIOS APERE-MATOS Y MANIQUI

Período de Retorno	Caudales de Inundación Probables (m <sup>3</sup> /s)			
	Cuenca Río Apere-Matos		Cuenca Río Maniqui	
	Antes de Regulado por Area Inund.	Después de Regulado por Area Inund.	Antes de Regulado por Area Inund.	Después de Regulado por Area Inund.
10	2,350	1,410	850	850
20	2,650	1,590	980	980
30	2,830	1,700	1,110	1,110
50	3,050	1,830	1,180	1,180
100	3,350	2,010	1,280	1,280

El área de inundación del Río Apere-Matos está estimado en 1.300 km<sup>2</sup>.  
 El área de inundación del Río Maniqui es nada (cero).

Tabla 4.3-24 CAPACIDADES DE FLUJO DE LOS RIOS ENTRE SAN IGNACIO Y SAN BORJA

Cuenca de los Ríos Apere-Matos:	Coeficiente de aspereza N	Pendiente Longi- tudinal I	Nivel Aguas Altas EL (m)	Area de Flujo A (m <sup>2</sup> )	Perf- metro Mojado S (m)	Radio Hidrául- lico R (m)	Veloci- dad de Flujo V (m/s)	Capaci- dad de Flujo Q (m <sup>3</sup> /s)	Caudal de Diseño QD (m <sup>3</sup> /s)
- Río Apere	0.050	1/5,000	160.2	490	82	5.98	0.93	457 )	1,410
- Río Cuverene	0.050	1/5,000	160.3	252	58	4.34	0.75	190 )	
- Río Mururita	0.060	1/3,500	160.3	36	18	2.00	0.45	16 )	
- Río Miseruna	0.060	1/3,500	161.6	66	25	2.64	0.54	36 )	
- Río Chevejecure	0.060	1/3,500	163.0	47	20	2.35	0.50	23 )	
- Río Matos	0.060	1/3,500	171.5	85	36	2.35	0.50	42 )	
- Río Curirabita	0.060	1/3,000	187.9	38	20	1.99	0.47	18 )	
- Río Curiraba	0.060	1/3,000	189.3	57	29	1.97	0.48	27 )	
Río Maniqui	0.050	1/2,500	193.2	687	126	5.45	1.24	852	
								809	

/1 Correspondiente a un período de retorno de inundación de 10 años.

#### 4.4 Comparación Económica entre Alcantarillas de Tubería y Puentes como una Facilidad para el Drenaje Transversal

##### 4.4.1 Generalidades

El análisis hidrológico en 4.3 determinó el volumen de agua que debe ser descargado a través de los terraplenes de la carretera para cada sección de la Carretera en Proyecto. Las máximas capacidades de descarga del Mamoré y de otros ocho ríos principales sobre los que serán construidos puentes, también son dadas en 4.3 (Ver Tabla 4.3-20 y 4.3-24).

La diferencia entre la cantidad requerida de descarga y la capacidad de descarga de los ríos corresponde a la cantidad de agua que debe ser drenada de la Carretera en Proyecto a través de otras facilidades.

Las facilidades de drenaje tales como las alcantarillas de metal corrugado, alcantarillas tipo cajón de concreto y los puentes de concreto suministrarán esta capacidad de drenaje que falta.

Si la topografía local es conveniente para la construcción de puente o si el volumen de descarga requerido es muy grande, la mejor alternativa será una estructura de puente de concreto. En este caso, un análisis de detalle sería evitado.

En esta sección, se asume que el volumen de caudal requerido no es tan grande y, por lo tanto, se realiza una comparación económica entre alcantarillas de metal corrugado y un puente de concreto. El propósito del análisis en esta sección es determinar la correspondencia entre el volumen de descarga requerido y la estructura de drenaje más económica.

##### 4.4.2 Condiciones del Lugar

En esta sección, el análisis es realizado para las cuatro subsecciones de la Carretera en Proyecto porque todas ellas son diferentes una de otra.

En base a los resultados del análisis hidrológico descrito en 4.3, las condiciones del lugar son sintetizadas a continuación en la Tabla 4.4-1.

Tabla 4.4-1 CONDICIONES DEL SITIO\*

Sub-Sección	Trinidad-Ibare	Mamoré-Tijamuchí	Tijamuchí-Fátima	San Ignacio-Museruna
Volumen de Caudal Requerido Q m <sup>3</sup> /s	120	840		600
		280	560	
Nivel de Agua Maximo Esperado WL m	154.5	153.5		160.3
** Profundidad del Agua WD m	2.9	1.9	2.5	1.0
Diferencia de Alturas de Agua h m	0.01	0.1		0.15

\* Correspondiente a un período de retorno de 10 años

\*\* Profundidad promedio del agua en los lugares donde se pueden construir algunas facilidades de drenaje

#### 4.4.3 Comparación de Estructuras

##### (1) Alcantarillas de Metal Corrugado

1) Sólo se toma en cuenta para la comparación una alcantarilla de tubería corrugada (que es la más utilizada en Bolivia).

2) El diámetro de la alcantarilla de tubería es determinado por la siguiente ecuación:

(Profundidad del agua WD)\* < 0.9 x (diámetro de la tubería).

\* Ver Tabla 4.4-1

De la ecuación, los diámetros de tubería a ser adoptados en cada sección de la carretera fueron calculados como sigue:

Trinidad - Ibare	d = 3.5 m.
Mamoré - Tijamuchí	d = 2.5 m.
Tijamuchí - Fátima	d = 3.0 m.
San Ignacio - Museruna	d = 1.5 m.

- 3) Aunque el volumen de descarga admisible sería incrementado notablemente al instalar tuberías adicionales, no se considera práctico, en términos de construcción más de cuatro o cinco tuberías en un punto.

(2) Puente de Concreto

- 1) Debido a que se asume que el volumen de descarga en un lugar es mayor de  $300 \text{ m}^3/\text{s}$ , se debe tomar en consideración los dos tipos de puentes siguientes:
  - Puentes de Vigas T - de hormigón armado  
(de aquí en adelante denominado como puente RC)
  - Puente de Vigas I - de hormigón pretensado  
(de aquí en adelante denominado puente PC)
- 2) Las dimensiones de los tramos de puente son determinadas por la combinación de las longitudes de las vigas y las dimensiones standard encontradas en Bolivia.
- 3) La altura libre debajo de las vigas del puente debe ser más de un metro sobre el nivel de agua estimado para un período de inundación de 20 años.

(3) Alcantarilla Cajón de Concreto

En este análisis son eliminadas las alcantarillas tipo cajón de hormigón armado, debido a que no tienen ventajas en el sitio del Proyecto.

Además el costo del concreto es muy alto.

Se ha calculado que los volúmenes de concreto requerido por unidad de volumen de descarga de agua para las alcantarillas de cajón y los puentes RC, son aproximadamente  $5 \text{ m}^3$ . y  $3 \text{ m}^3$ , respectivamente.



#### 4.4.4 Resultados

Los resultados del cálculo para determinar la relación entre el volumen de descarga admisible y el costo de construcción de cada tipo de estructura se muestran las Figuras 4.4-1 a 4.4-4.

En resumen, los tipos recomendados de drenaje para cada sección de la carretera son presentados a continuación.

1) Trinidad - Ibare

(alcantarilla corrugada) < (Q = 15 m<sup>3</sup>/s) (puente RC)  
(puente RC) < (Q = 19) < (puente PC)

2) Mamoré - Tijamuchi

(alcantarilla corrugada) < (Q = 52 m<sup>3</sup>/s) < (puente PC)

3) Tijamuchi - Fátima

(alcantarilla corrugada) < (Q = 60 m<sup>3</sup>/s) < (puente PC)

4) San Ignacio - Museruna

(alcantarilla corrugada)

Utilizando estos resultados, se realizaron en 5.2-2 los diseños preliminares para las facilidades de drenaje en cada subsección de la carretera.

Trinidad - Ibare F (I) & F (II)

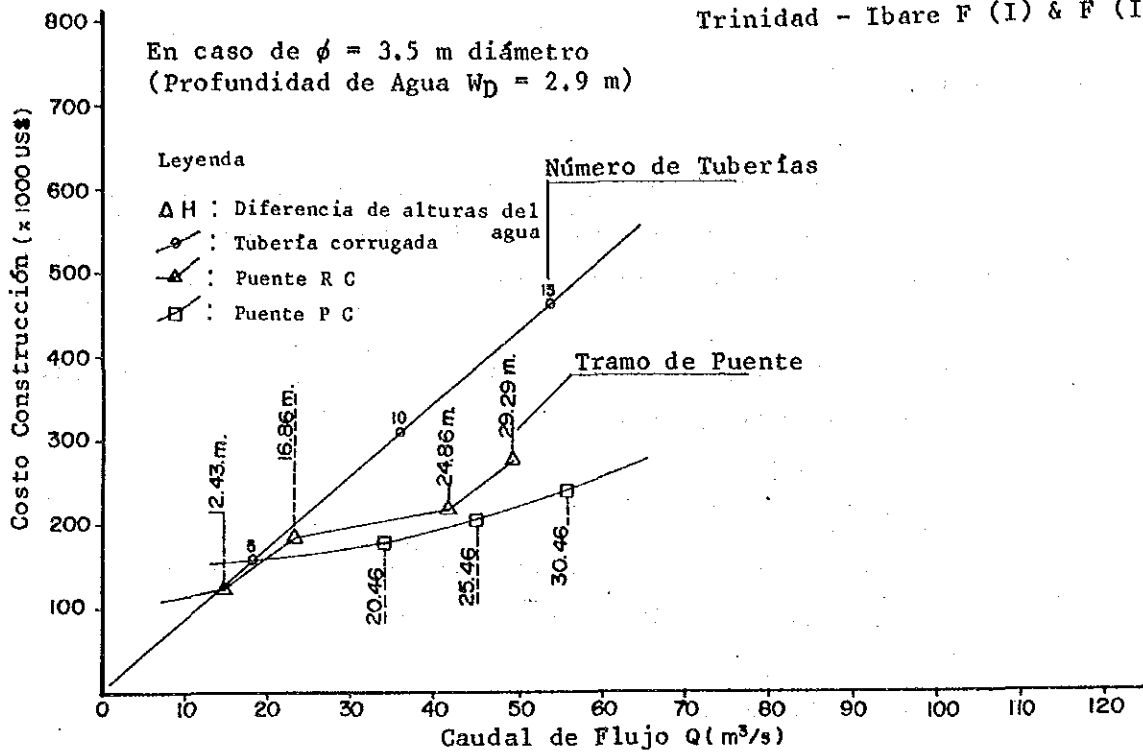


Fig. 4.4-1 COSTO COMPARADO CON LA CAPACIDAD DE DESCARGA - 1  
(Profundidad del Agua = 2.9 m)

Mamoré - Tijamuchí F (IV)

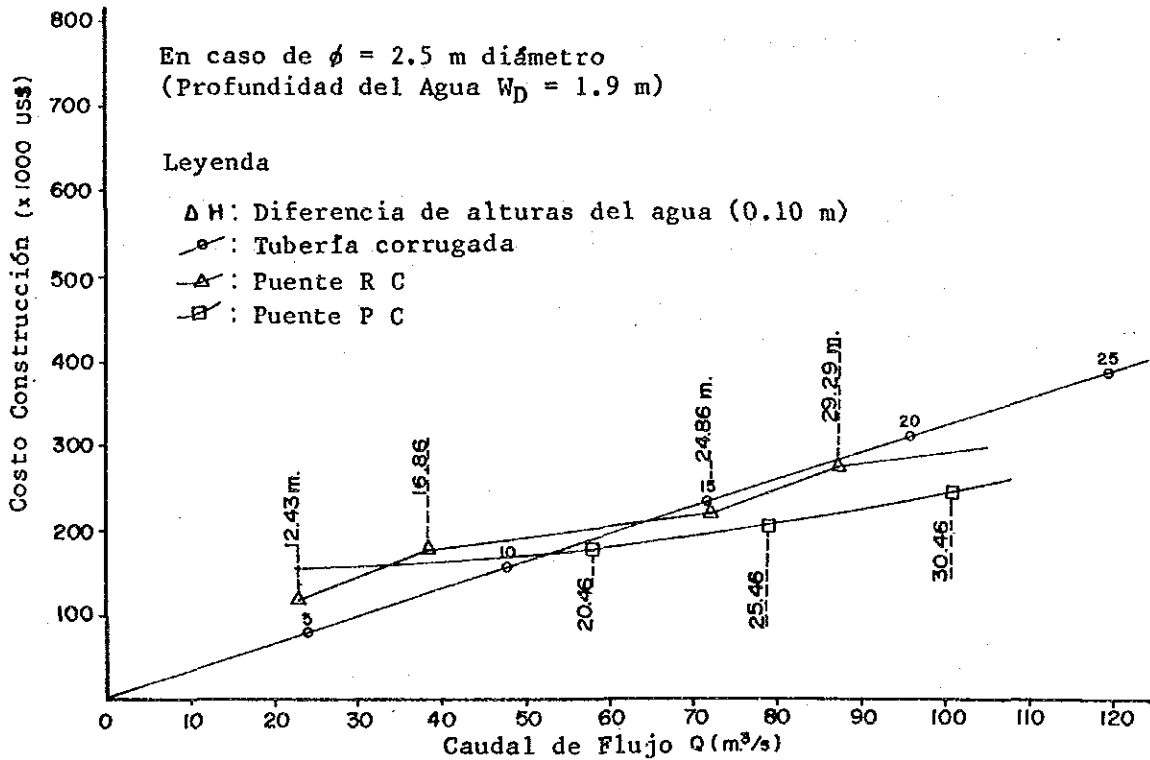


Fig. 4.4-2 COSTO COMPARADO CON LA CAPACIDAD DE DESCARGA - 2  
(Profundidad del Agua = 1.9 m)

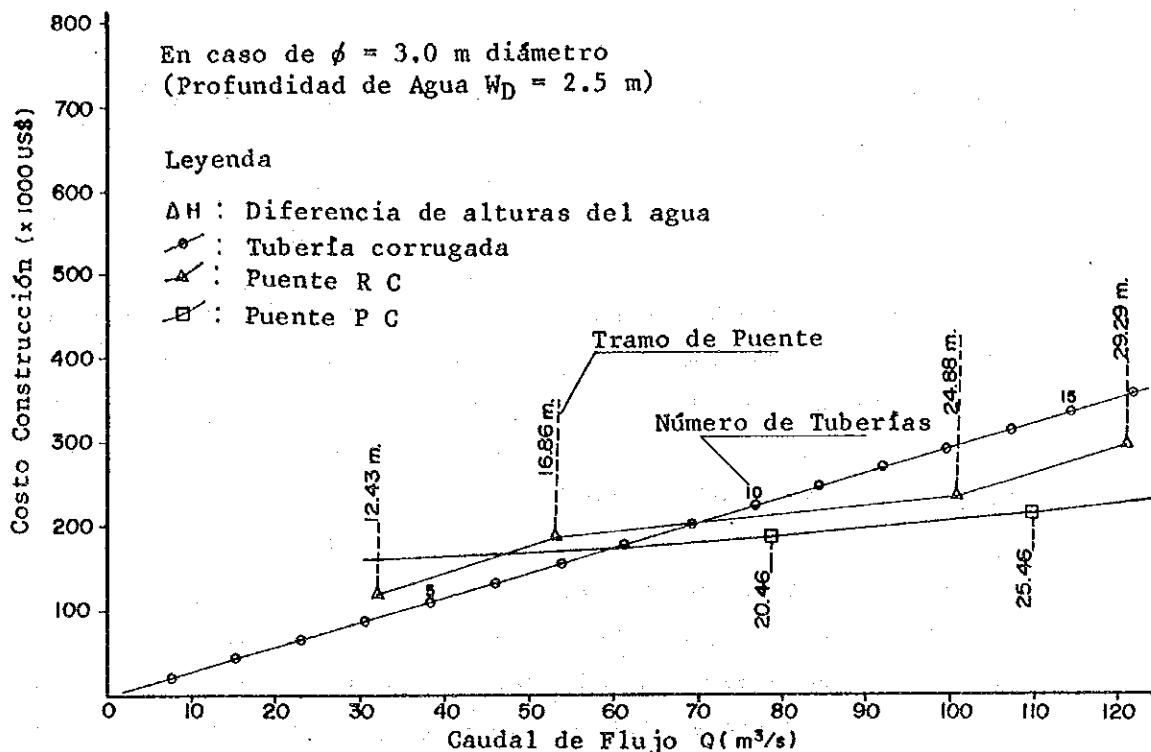


Fig. 4.4-3 COSTO COMPARADO CON LA CAPACIDAD DE DESCARGA - 3  
(Profundidad del Agua = 2.5 m)

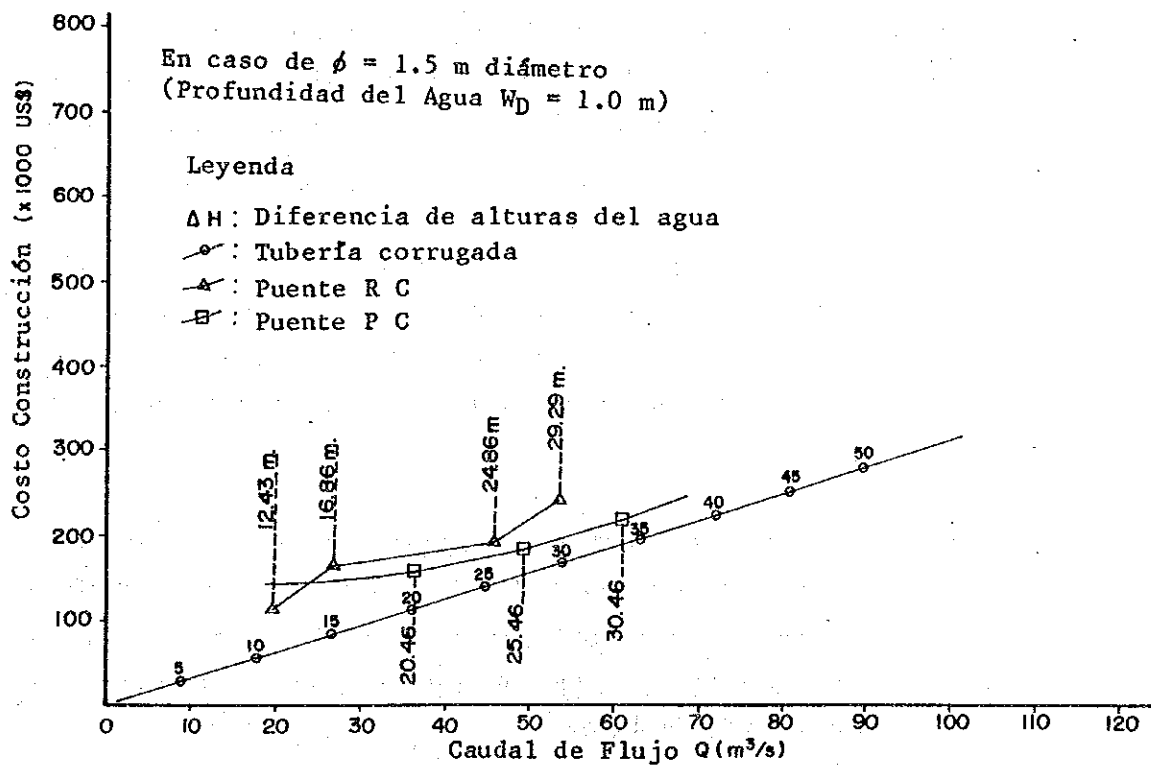


Fig. 4.4-4 COSTO COMPARADO CON LA CAPACIDAD DE DESCARGA - 4  
(Profundidad del Agua = 1.0 m)

#### 4.5 Estudio Comparativo del Servicio de Transbordador en el Río Mamoré

##### 4.5.1 Descripción del Río Mamoré

El Río Mamoré es un río de corriente serpenteante y tranquila. En la vecindad de Puerto Varador el ancho promedio del río es 420 - 450 m. en el periodo seco y el lecho del río está alrededor de 15 - 20 m. por debajo del nivel de Puerto Varador (154.0 sobre el nivel del mar).

En Marzo de 1986 se realizó un Estudio de Observación del caudal del Mamoré. En este tiempo, la máxima velocidad de la corriente superficial fue de aproximadamente 2.0 m/seg. y la proporción de descarga fue estimada en 8.240 m<sup>3</sup>/seg. El nivel del agua estaba por encima del nivel de Puerto Varador.

Hay dos puertos en el Río Mamoré en el presente. Puerto Varador en la margen derecha del río y Puerto Ganadero en la ribera izquierda. La distancia entre los dos puertos es alrededor de 3.5 kms. Actualmente, transbordadores privados cruzan el río entre ellos transportando bienes, vehículos, personas, etc., y el tiempo de viaje en un solo sentido es de 40 minutos.

Aunque el Río Mamoré parece ser un río de corriente tranquila, su flujo cambia diariamente. En el periodo de investigación de campo de 2 - 3 semanas, el equipo de Estudio confirmó que el río barrió con más de 5 m. del muro de muelle en Puerto Ganadero.

El nivel de agua en el periodo de lluvias es alrededor de 0.7 - 0.8 m. más alto que el nivel del terreno, pero en el periodo seco la profundidad del agua llega a ser de 5 - 6 m. y la diferencia en el nivel de agua entre el periodo de lluvias y el seco llega a ser más de 10 m.

El curso del río cambia mucho desde el final del período de lluvias al principio del período seco, produciendo lagos de forma creciente (semicircular).

La variación del curso del río en el Río Mamoré en los últimos 27 años ha sido estudiada utilizando fotografías aéreas obtenidas de I.G.M. (Instituto Geográfico Militar), y de fotografías aéreas tomadas durante esta investigación. Ver Fig. 2.1-5.

De acuerdo con esta figura, el ancho del Río Mamoré ha cambiado en 4.0 - 5.0 km. en un período de 27 años. No existen fotografías aéreas u otros datos disponibles anteriores a 1957; sin embargo, se revelaron los siguientes hechos por entrevistas con el personal de CORDEBENI.

Antes de 1550 existían muchas sendas del Imperio Incaico en las áreas ahora conocidas como Puerto Varador y Puerto Ganadero, pero la mayor parte fueron borradas por el curso cambiante del río Mamoré. Ahora sólo existen dos sendas conocidas en los lugares mostrados en la Fig. 2.1-5. Se asume que el río ha oscilado entre estos dos puntos en los últimos 400 años.

El movimiento del lecho del río en las últimas cuatro centurias puede ser trazado a través de las fotografías aéreas de los lagos de forma creciente, la ubicación de los diques naturales y la localización de los vestigios remanentes del Inca. Ver Fig. 2.1-5.

#### 4.5.2 Comparación de Alternativas

##### (1) Ideas Básicas del Servicio de Transbordador

Como se muestra en la Fig. 2.1-5, el Río Mamoré tiene una cuenca de captación de 170.000 km<sup>2</sup> y tiene un curso de río serpenteante. Debido al alto costo de los trabajos de control de las riberas y otros, el curso del río ha sido dejado sin

control. Aún más, un puente tendría que ser de aproximadamente 5.0 km. y también requeriría grandes costos de construcción. Ya se ha establecido en este estudio la necesidad de cruzar el Río Mamoré.

El volumen de tráfico pronosticado que cruzará el Río Mamoré se muestra en la Tabla 4.1-17. Los planes básicos para el servicio de transbordador consistirán de las siguientes características:

- 1) Debería satisfacer el futuro volumen de tráfico que cruce el Río Mamoré.
- 2) Debería estar disponible un servicio constante durante el período de lluvias y de estiaje.
- 3) Los costos de construcción, incluyendo el trabajo de operación y mantenimiento, deberían ser pequeños.

## (2) Presentación de Alternativas

En base al estudio del actual servicio de transbordadores y los resultados de la investigación de campo, se proponen las siguientes alternativas:

### (3) Alternativa 1 (Ver Fig. 4.5-1)

- 1) Establecer un servicio de transbordador sin construir caminos dentro la extensión histórica del curso del río en los últimos 400 años.
- 2) El servicio de transbordador, se basará en el actual tamaño de los ríos y de los lagos de forma creciente (semi-circular), minimizando la construcción de nuevos canales.
- 3) Los puertos del transbordador en ambas riberas de los ríos serán estructuras permanentes.

- 4) Para el trabajo de mantenimiento del servicio de transbordador, se deberá proveer una draga para dragar la arena sedimentada. Cuando se necesite la draga también debería trabajar en los canales, y también corregir desviaciones del curso del río.

(4) Alternativa 2 (Ver Fig. 4.5-2)

- 1) Establecer un servicio de transbordador sin construir caminos dentro la extensión histórica del curso del río en los últimos 27 años.
- 2) El servicio de transbordador se basará en el actual tamaño de los ríos y de los lagos de forma creciente en lo que sea posible, y minimizará la construcción de nuevos canales.
- 3) Los puertos de transbordador en ambas riberas de los ríos serán estructuras permanentes.
- 4) Para el trabajo de mantenimiento del servicio de transbordador se proveerá una draga para dragar la arena sedimentada, canales y también corregir desviaciones en el curso del río.

(5) Alternativa 3 (Ver Fig. 4.5-3)

- 1) Acortar la distancia del servicio de transbordador.
- 2) Las facilidades dentro la extensión histórica del movimiento del río en los últimos 27 años serán facilidades temporales.
- 3) La ubicación de la terminal deberá ser removida de acuerdo al movimiento del curso del río, durante este tiempo el acceso hacia el transbordador será reconstruido.

- 4) Para evitar la intercepción del agua como indica el estudio hidrológico, se construirá un camino temporal con capa de grava sin terraplén.



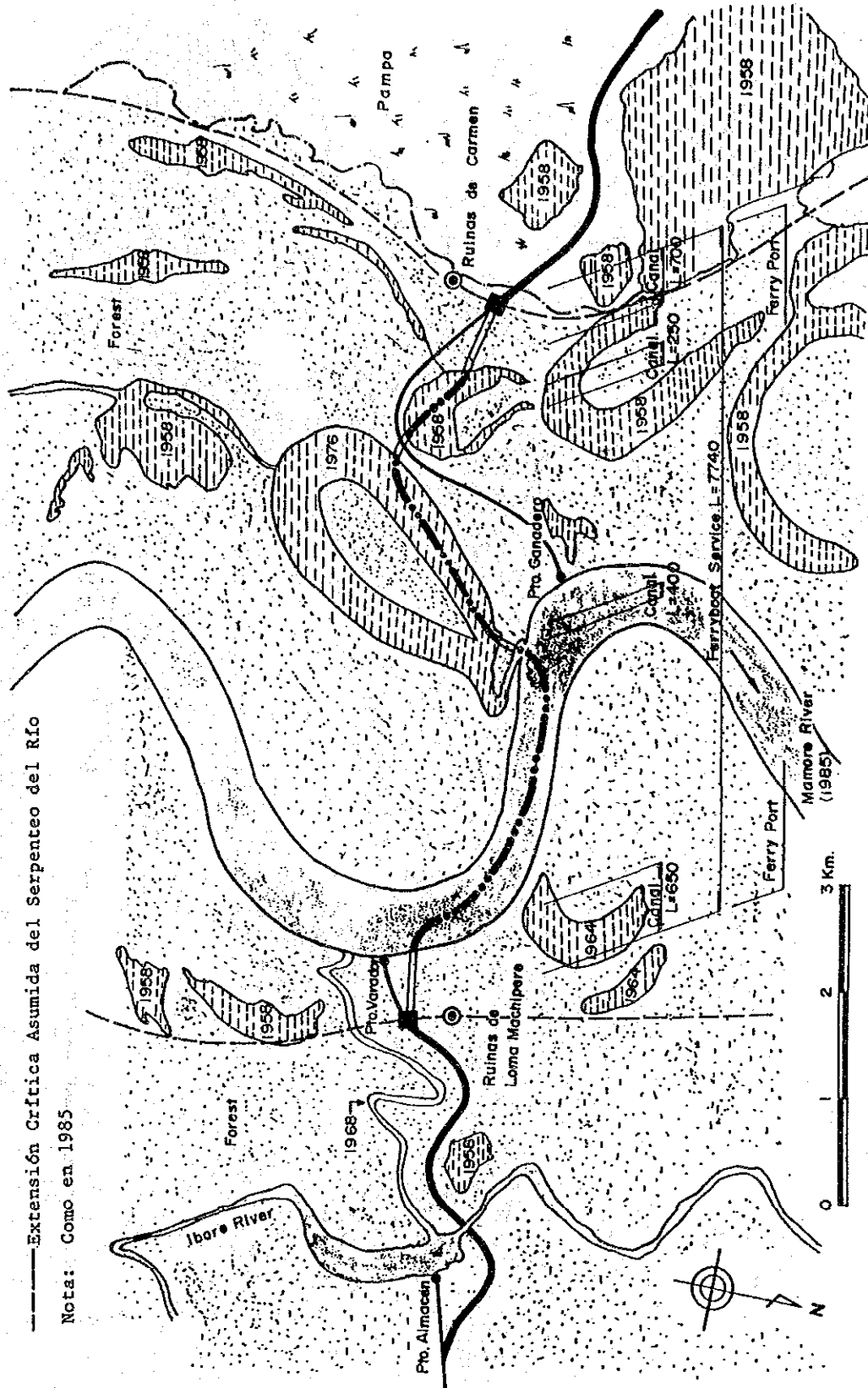


Fig. 4.5-1 PLAN DE NAVEGACION DEL TRANSBORDADOR (ALTERNATIVA - 1)

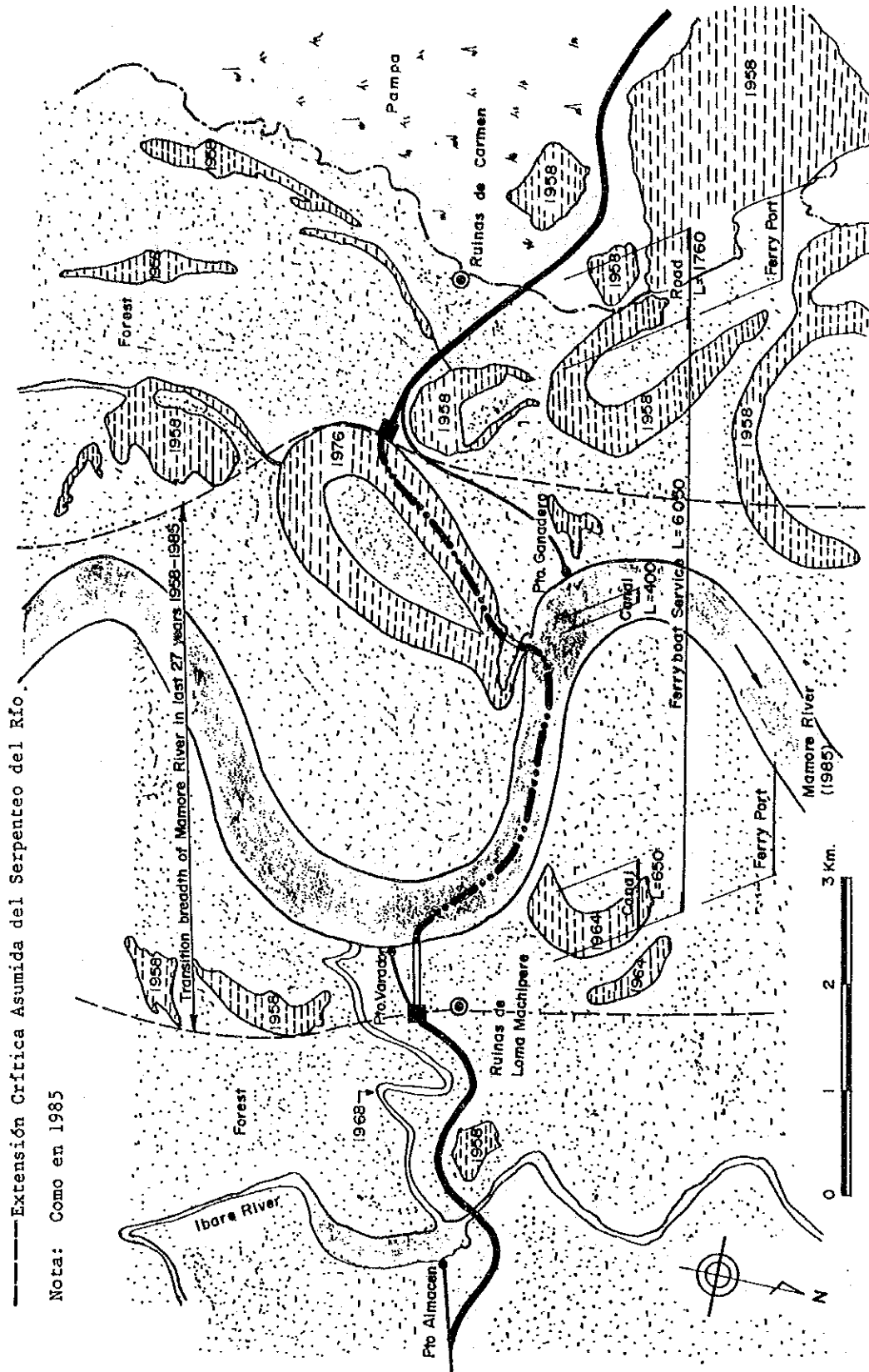
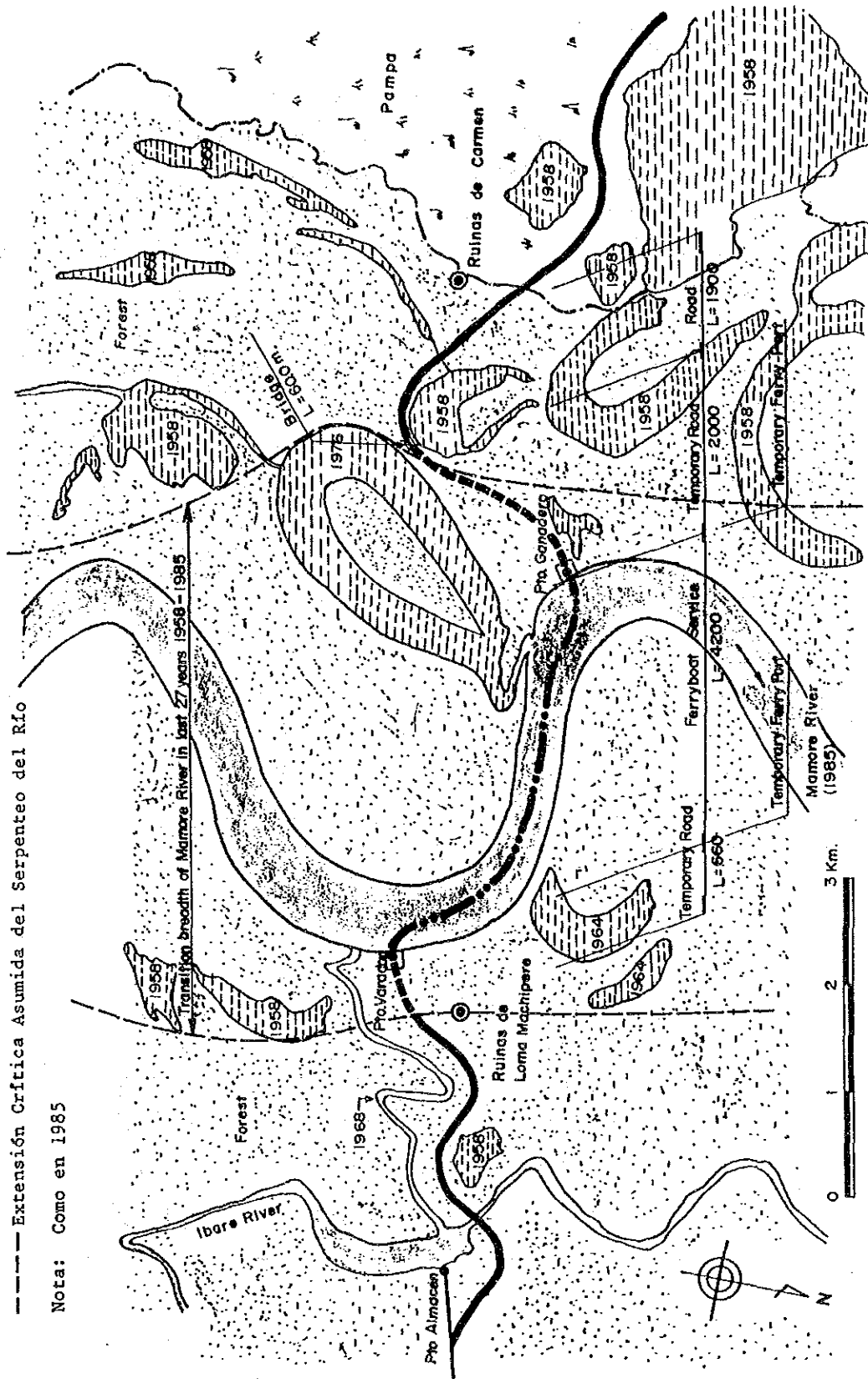


Fig. 4.5-2 PLAN DE NAVEGACION DEL TRANSBORDADOR (ALTERNATIVA - 2)



----- Extensión Crítica Asumida del Serpenteo del Río

Nota: Como en 1985

Fig. 4.5-3 PLAN DE NAVEGACION DEL TRANSBORDADOR (ALTERNATIVA - 3)

#### 4.5.3 Estudio del Transbordador

(1) Se considera que el volumen de tráfico horario es de aproximadamente el 10% del volumen de tráfico diario. Los volúmenes de tráfico del primer, quinto, décimo y vigésimo años se muestran en la Tabla 4.5-1 y la Fig. 4.5-4. El volumen de tráfico por hora, en una sola dirección, es calculado por la siguiente ecuación:

$$\text{Volumen de tráfico horario} = \text{Volumen de tráfico diario} \times 1/2 \times 0.10$$

Tabla 4.5-1 VOLUMEN DE TRAFICO HORARIO EN UNA DIRECCION

Año	Volumen de Tráfico Diario				Volumen de Tráfico Horario en una Dirección
	Camión Pequeño	Camión Mediano	Camión Grande	Total	
1992	39	9	54	102	6
1996	52	11	63	126	7
2001	72	16	75	163	9
2011	142	31	111	284	15

Tabla 4.5-2 AREA OCUPADA POR UN VEHICULO CARGADO

	Camión Pequeño	Camión Mediano	Camión Grande
Ancho	2.0 <sup>m</sup>	2.5 <sup>m</sup>	3.0 <sup>m</sup>
Largo	5.0 <sup>m</sup>	7.0 <sup>m</sup>	13.0 <sup>m</sup>

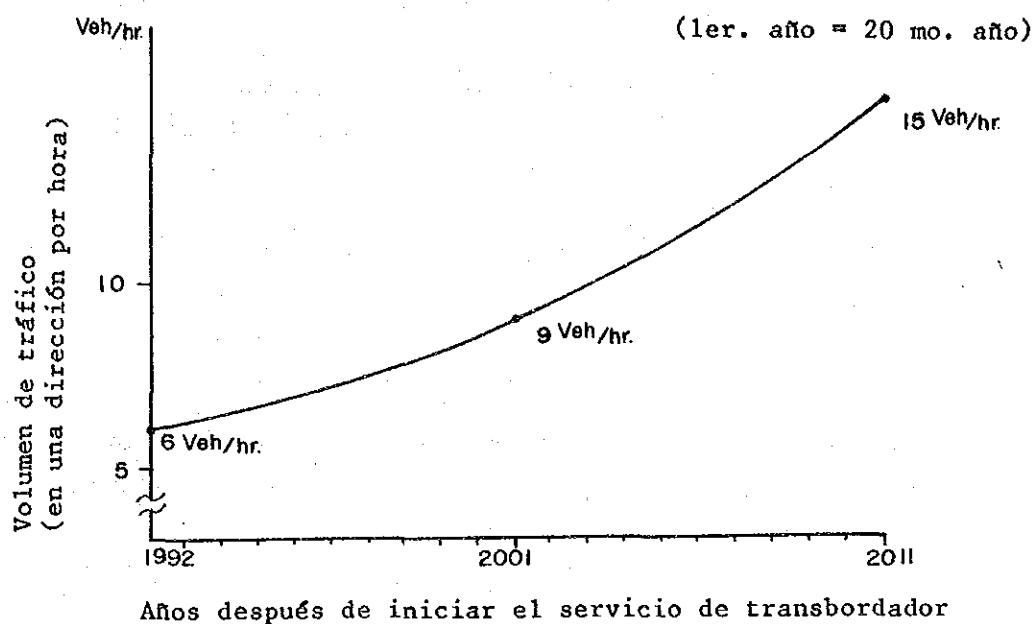


Fig. 4.5-4 NAVEGACION Y TRAFICO EN UNA DIRECCION EN EL RIO MAMORE

- (2) Capacidad de Carga y Tamaño de los Transbordadores. Se han estudiado dos alternativas de capacidades de carga de los transbordadores.

La capacidad de carga de los transbordadores y sus dimensiones se muestran en la Tabla 4.5-3; éstos han sido medidos cuando las barcas estaban llevando vehículos bajo varios casos de carga. Ver el Apéndice 4.1 para detalles.

Un transbordador pequeño promedio carga tres camiones y un transbordador de clase grande carga en promedio seis camiones.

Tabla 4.5-3 DIMENSIONAMIENTO DEL ESPACIO DE CARGA

	TRANSBORDADOR TIPO CLASE REQUEÑO	TRANSBORDADOR TIPO CLASE GRANDE
ANCHO	3.0 <sup>m</sup>	6.0 <sup>m</sup>
LARGO	26.0 <sup>m</sup>	26.0 <sup>m</sup>
CAPACIDAD DE CARGA	3 Veh.	6 Veh.

Las dimensiones de los transbordadores son determinadas por el tamaño requerido bajo condiciones de carga, más un espacio adicional.

Tabla 4.5-4 MEDIDAS Y ESPECIFICACIONES DE TRANSBORDADORES

	TRANSBORDADOR PEQUEÑO	TRANSBORDADOR GRANDE
Peso del Cuerpo	56 <sup>t</sup>	135 <sup>t</sup>
Peso de la Carga	40 <sup>t</sup>	80 <sup>t</sup>
Caballos Fuerza	70 hp	150 hp
Velocidad F.B.	13 km/hr (7 nud.)	13 km/hr (7 nud.)
Consumo Combust.	1.15 Km/I	0.53 Km/I
Ancho	5.0 <sup>m</sup>	9.0 <sup>m</sup>
Largo	28.0 <sup>m</sup>	30.0 <sup>m</sup>
Calado	0.7 <sup>m</sup>	0.92 <sup>m</sup>

La velocidad máxima de los transbordadores en el Río Mamoré es aproximadamente de 2 m/s (7.2 km/hr). Por tanto, se requieren transbordadores con velocidades mayores de 7 nudos (13 km/hr).

Los diagramas de los transbordadores son mostrados en el Apéndice 4.2.

(3) Número Requerido de Transbordadores

La capacidad de transporte por hora de un transportador se muestra en la Tabla 4.5-5.

Tabla 4.5-5 CAPACIDAD DE TRANSPORTE POR HORA PARA LA NAVEGACION DE TRANSBORDADORES

Alternativa		1	2	3
Distancia de navegación (km)		7.74	6.05	4.20
Tiempo de navegación (Velocidad del F.B. = 13 km/hr)		36 min	28 min	20 min
F.B. Tipo Clase pequeña	Tiempo de carga + Tiempo de amarre	1.5 min +	2 min =	3.5 min
	Tiempo de descarga + Tiempo de amarre	2.5 min +	2 min =	3.5 min
F.B. Tipo Clase grande	Tiempo de carga + Tiempo de amarre	2.5 min +	2 min =	4.5 min
	Tiempo de descarga + Tiempo de amarre	4.5 min +	2 min =	6.5 min
Tiempo de navegación en una dirección (t)	F.B. Tipo Clase pequeño	44 min	36 min	28 min
	F.B. Tipo Clase grande	47 min	39 min	28 min
Capacidad de Transporte de un F.B. por hora (W)	F.B. Tipo Clase pequeño	2.05 Veh/hr	2.50 Veh/hr	3.21 Veh/hr
	F.B. Tipo Clase grande	3.83 Veh/hr	4.62 Veh/hr	5.81 Veh/hr

Nota: F.B. : Transbordador (Ferry Boat)

Capacidad de transporte por hora de un transbordador: W

$$W = (\text{Número de vehículos cargados}) \times 60 \text{ min.} / (t \times 2)$$

La relación entre el número requerido de transbordadores y el número de años de servicios requeridos para transportar el volumen de tráfico mostrado en la Fig. 4.5-4, está tabulado en la Tabla 4.5-5.

Número requerido de transbordadores: N

$$N = \text{Volumen horario de tráfico} / W$$

Tabla 4.5-6 NUMERO DE TRANSBORDADORES Y AÑOS DE SERVICIO

		Alternativa - 1		Alternativa - 2		Alternativa - 3	
		Capacidad de Transporte	Año	Capacidad de Transporte	Año	Capacidad de Transporte	Año
Tipo	1 Barco	2.1 Veh/hr		2.5 Veh/hr		3.2 Veh/hr	
Clase	2 Barcos	4.1 Veh/hr		5.0 Veh/hr		6.4 Veh/hr	Hasta 1992
Peque-	3 Barcos	6.2 Veh/hr	Hasta 1992	7.5 Veh/hr	Hasta 1997	9.6 Veh/hr	Hasta 2002
ño	4 Barcos	8.2 Veh/hr	Hasta 1999	10.0 Veh/hr	Hasta 2003	12.8 Veh/hr	Hasta 2008
	5 Barcos	10.3 Veh/hr	Hasta 2004	12.5 Veh/hr	Hasta 2007	16.1 Veh/hr	Desde 2011
	6 Barcos	12.7 Veh/hr	Hasta 2008	15.0 Veh/hr	Hasta 2011	19.3 Veh/hr	Desde 2011
Tipo	1 Barco	3.8 Veh/hr		4.6 Veh/hr		5.8 Veh/hr	
Clase	2 Barcos	7.7 Veh/hr	Hasta 1997	9.2 Veh/hr	Hasta 2001	11.6 Veh/hr	Hasta 2006
Grande	3 Barcos	11.5 Veh/hr	Hasta 2004	13.9 Veh/hr	Hasta 2009	17.4 Veh/hr	Hasta 2011
	4 Barcos	15.3 Veh/hr	Hasta 2011	18.5 Veh/hr	Desde 2011	23.2 Veh/hr	Desde 2011
	5 Barcos	19.1 Veh/hr	Desde 2011	23.3 Veh/hr	Desde 2011	29.1 Veh/hr	Desde 2011
	6 Barcos	23.0 Veh/hr	Desde 2011	27.7 Veh/hr	Desde 2011	34.9 Veh/hr	Desde 2011



(4) Distancia del Servicio de Transbordador

Tabla 4.5-7 DISTANCIA DEL SERVICIO DE TRANSBORDADOR

(Unidad: km/dfa)

	Alternativa-1		Alternativa-2		Alternativa-3	
	Tipo	Tipo	Tipo	Tipo	Tipo	Tipo
	Clase	Clase	Clase	Clase	Clase	Clase
	Pequeño	Grande	Pequeño	Grande	Pequeño	Grande
Año 1992	263.16	139.32	205.70	108.90	142.80	75.60
Año 1996	325.08	170.28	254.10	133.10	176.40	92.40
Año 2001	433.44	216.72	338.80	169.40	235.20	117.60

Para mayores detalles sobre los cálculos, referirse al Apéndice 4.3.

4.5.4 Dimensiones del Canal y de la Terminal para el Transbordador

(1) Dimensiones del Canal

Las dimensiones requeridas del canal de las Alternativas 1 y 2 están determinadas por el ancho mínimo para que los transbordadores puedan cruzar entre sí. La profundidad del canal está determinada por la profundidad del calado de un transbordador más 1.0 m. adicional.

Se utilizará una pendiente de 1:30 en las paredes del canal de ambos lados para que no ocurra erosión por las olas producidas por el paso de los transbordadores.

Tabla 4.5-8 DIMENSIONES DEL CANAL

	Transbordador Clase Pequeño	Transbordador Clase Grande
Ancho lecho del río	12.0m	21.0m
Profundidad excavación	11.2m	11.4m
Pendiente de taludes	1:3.0	1:3.0
Sección transversal de la Excavación	259.8m <sup>2</sup>	370.2 m <sup>2</sup>

(2) Dimensiones de la Terminal del Transbordador  
(Alternativas 1 y 2)

El ancho de la rampa para la terminal de transbordador será de 7 m., que es el mismo ancho de la faja de tráfico de la carretera. Se adoptará un ancho de 9.0 m. para el amarre de los transbordadores de clase grande.

Se construirá una rampa de 20% para el acceso de camiones grandes.

Para prevenir la erosión por las olas o la sedimentación de la arena, la superficie de la rampa será construida con un entramado de bloque de concreto y con ladrillos.

Un pavimento de concreto, que es durable contra el agua, será utilizado para construir el fondo de la rampa de acceso.

Espesor del concreto  $t = 250$  mm

Espesor de la subbase  $t = 250$  mm

(3) Dimensiones de la Terminal Temporal del Transbordador

La terminal temporal de transbordador requerida en la Alternativa 3 debería ser construida de acuerdo a la configuración del río.

Un cargador tipo camión será utilizado para los trabajos de operación y mantenimiento de la terminal temporal del transbordador.

Los taludes laterales de la terminal serán 1:1 para minimizar el área de la sección transversal. El ancho de la rampa será de 9.0 m. tomando en cuenta la cantera de arena al pie de la rampa.

La pendiente de la rampa será del 15%. Para esta construcción, la grava será traída de un lugar remoto y, por tanto, tendrá un

alto costo. Para el pavimento de la rampa, se utilizará una plataforma metálica removible de acuerdo al cambio de ubicación de la terminal. El ancho de este pavimento será de 4 m.

(4) Sección Transversal de los Caminos (Alternativas 2 y 3)

El ancho de la carretera desde el Río Mamoré a Trinidad es de 12 m. y del Río Mamoré a San Ignacio, el ancho es 10 m. Sin embargo, en este estudio comparativo, se asume que el ancho de la carretera en ambos lados del Río Mamoré será de 11 m. para simplificar los cálculos. El costo de construcción de la carretera en este análisis es tan bajo que la influencia de este supuesto puede no tomarse en cuenta.

La primera fase de la construcción de la carretera será hasta el nivel de sub-base (Ver el Plan de Implementación). La altura del terraplén será de 60 cm. por encima del nivel de aguas altas (H.W.L.) para condiciones de tráfico normal (Ver 5.1).

(5) Sección Transversal del Camino Temporal (Alternativa 3)

Se pondrán 10 cm. de grava en los 7 m. de ancho del camino. Esta grava debería ser colocada después del periodo de lluvias.

(6) Las Figuras 1-5 se referían al Apéndice 4.4.

4.5.5 Dimensionamiento, Costo Estimado de Construcción y Costos de Operación y Mantenimiento

Referirse al Apéndice 4.5 para el cómputo de volúmenes y costos unitarios.

El SNC ha iniciado el proceso de compra de transbordadores para el Río Mamoré. El SNC ha confirmado lo siguiente:

a) Los transbordadores iniciarán su operación en 1989

b) Las especificaciones para los transbordadores todavía no han sido decididas.

c) El plan de adquisición de transbordadores será ejecutado después que el Estudio de Factibilidad haya sido concluido.

Como se describió anteriormente, el precio de los transbordadores no está incluido en el costo de la inversión inicial para el servicio de transbordador debido a que aún hay muchos factores desconocidos. El precio de adquisición de los transbordadores será asumido en este estudio comparativo.

Tabla 4.5-9 SUMARIO DE ESPECIFICACIONES PARA LOS PUERTOS

		Unid.	Alter-nativa-1	Alter-nativa-2	Alter-nativa-3
Distancia de Navegación del F.B.		m	7,740	6,050	4,200
Longitud de Construcción de canal		m	2,000	1,050	0
Puerto del Transbordador (F.B.)		Pl.	2	2	0
Puerto Temporal del Transbordador		Pl.	0	0	2
Longitud total de construcción de camino		m	0	1,760	1,900
Longitud total de construcción de camino temporal		m	0	0	2,000
Número requerido de F.B.	F.B. Tipo clase Requeña	barco.	5	4	3
	F.B. Tipo clase Grande	barco.	3	2	2
Distancia Total de navegación del F.B.	F.B. Tipo clase Pequeña	km	433.44	338.80	235.20
	F.B. Tipo clase Grande	km	216.72	169.40	117.60
Matenimiento de oficina		hs.	2	2	2
Draga		barco.	1	1	0
Grupo de Mantenimiento y Operación	F.B. Tipo clase Pequeña	pers.	14	12	12
	F.B. Tipo clase Grande	pers.	11	11	10
Cargadora tipo camión (100HP)		unid	0	0	2
Acopio de grava para operación y mantenimiento		m <sup>3</sup>	0	0	1,400
Puente		m	0	0	60
Consumo de combustible del F.B.	F.B. Tipo clase Pequeño	1	137,570	107,532.	74,650
	F.B. Tipo clase Grande	1	149,251	116,662	80,989

Nota: El número requerido de transbordadores, la distancia de navegación y O/M son considerados para el período de 10 años.

Tabla 4.5-10 COSTO INICIAL DE INSTALACION

Unidad: US\$

	Uni- Costo	Alternativa 1						Alternativa 2						Alternativa 3						Observa- ciones
		F.B. Clase Pequeña		F.B. Clase Grande		F.B. Clase Pequeña		F.B. Clase Grande		F.B. Clase Pequeña		F.B. Clase Grande		F.B. Clase Pequeña		F.B. Clase Grande				
		Vol.	Cost	Vol.	Cost	Vol.	Cost	Vol.	Cost	Vol.	Cost	Vol.	Cost	Vol.	Cost	Vol.	Cost			
Construcción de canal	m	664	2000	1,328,000	-	-	1050	697,200	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
	m	820	-	-	2000	1,640,000	-	-	-	1050	861,000	-	-	-	-	-	-	-		
Puerto del Transbordador	Pl	42,480	2	84,960	-	-	2	84,960	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
	Pl	51,340	-	-	2	102,680	-	-	-	2	102,680	-	-	-	-	-	-	-		
Puerto temporal de F.B.	Pl	12,540	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0	25,080	2	25,080	-		
Construcción de camino	m	219	-	-	-	1760	385,440	1760	385,440	1900	416,100	1900	416,100	1900	416,100	1900	416,100	-		
Const de caminotemporal	m	62	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2000	124,000	2000	124,000	-		
Mantenimiento de Oficina	hs	17,500	2	35,000	2	35,000	2	35,000	2	35,000	2	35,000	2	35,000	2	35,000	2	35,000		
Costo directo de Const.			1	1,447,960	1	1,777,680	1	1,202,600	1	1,384,420	1	1,384,420	1	600,480	1	600,480	1	600,480		
Gastos Generados			1	364,990	1	444,420	1	300,680	1	346,080	1	450,045	1	150,045	1	150,045	1	150,045		
Costo Const. de puente	m	10,000	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
Total costo construcción			1,809,950	2,222,100	1,503,250	1,730,150	1,350,225	1,350,225	1,350,225	1,350,225	1,350,225	1,350,225	1,350,225	1,350,225	1,350,225	1,350,225	1,350,225	1,350,225		
F.B. (clase pequeño)		95,600	3	286,800	-	-	3	286,800	-	-	-	-	-	2	191,200	-	-	-		
F.B. (clase grande)		230,500	-	-	2	461,000	-	-	2	461,000	-	-	-	-	-	2	461,000	-		
Draga, Otros		444,000	1	444,000	1	444,000	1	444,000	1	444,000	1	444,000	1	444,000	1	444,000	1	444,000		
Cargadora tipo camión (100 NP)		102,540	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2	205,080	2	205,080	-		
Total de costo inicial de Instalación			2,540,750	3,127,100	2,234,050	2,635,150	2,234,050	2,635,150	2,635,150	2,635,150	2,635,150	2,635,150	2,635,150	2,635,150	2,635,150	2,635,150	2,635,150	2,635,150		

Tabla 4.5-11 COSTOS ANUALES DE OPERACION Y MANTENIMIENTO (AÑO 1992)

Unidad: US\$

ITEM	Unidad	Costo Unitario	Alternativa 1						Alternativa 2						Alternativa 3						Observaciones
			F.B. Clase pequeño		F.B. Clase grande		F.B. Clase pequeño		F.B. Clase Grande		F.B. Clase pequeño		F.B. Clase grande		F.B. Clase pequeño		F.B. Clase grande				
			Volumen	Costo	Volumen	Costo	Volumen	Costo	Volumen	Costo	Volumen	Costo	Volumen	Costo	Volumen	Costo	Volumen	Costo			
Grupo de Mantenimiento y Operación	pers.	1,200	10	12,000	11	13,200	10	12,000	8	9,600	10	12,000	10	12,000	10	12,000					
Costo de Mantenimiento del F.B.			(3)	47,322	(2)	76,066	(3)	47,322	(2)	76,066	(2)	76,066	(2)	76,066	(2)	76,066			(1)		
Dragado	100 m <sup>3</sup>	300	180	54,000	270	81,000	180	54,000	270	81,000									(2)		
Costo de Mantenimiento de la Cargadora																			(3)		
Terminal del F.B.			1	4,248	1	5,134	1	4,248	1	5,134									(4)		
Materiales p/camino																					
Acopio de grava	m <sup>3</sup>	80																			
Costo Mantenimiento de Oficina	set		1	1,750	1	1,750	1	1,750	1	1,750									(5)		
Costo Combustibles	1000 L	316	84	26,544	96	30,336	65	20,540	75	23,700	45	14,220	52	16,432							
Total				145,864		207,486		139,860		197,250		245,942		292,672							

Nota: (1) Precio del F.B. x 16.5%  
 (2) Precio de la Draga x 16.5%  
 (3) Precio de la Cargadora tipo-Camión x 27%  
 (4) Costo de Construcción x 5%  
 (5) Costo de Construcción de Oficina x 5%

Tabla 4.5-12 COSTOS ANUALES DE OPERACION Y MANTENIMIENTO (AÑO 1996)

Unidad: US\$

ITEM	Unidad	Costo Unitario	Alternativa 1						Alternativa 2						Alternativa 3						Observaciones	
			F.B. Clase pequeño		F.B. Clase grande		F.B. Clase pequeño		F.B. Clase Grande		F.B. Clase pequeño		F.B. Clase grande		F.B. Clase pequeño		F.B. Clase grande					
			Volumen	Costo	Volumen	Costo	Volumen	Costo	Volumen	Costo	Volumen	Costo	Volumen	Costo	Volumen	Costo	Volumen	Costo				
Grupo de Mantenimiento y Operación	pers.	1,200	12	14,400	11	13,200	10	12,000	8	9,600	10	12,000	10	12,000	10	12,000						
Costo de Mantenimiento del F.B.			(4)	63,096	(2)	76,066	(3)	47,322	(2)	76,066	(3)	47,000	(2)	76,066	(2)	76,066						(1)
Dragado	100 m <sup>3</sup>	800	180	54,000	270	31,000	180	54,000	270	31,000												(2)
Costo de Mantenimiento de la Cargadora																						
Terminal del F.B.			1	4,248	1	5,134	1	4,248	1	5,134												(1)
Materiales p/camino		80																				
Acopio de grava		80																				
Costo Mantenimiento de Oficina			1	1,750	1	1,750	1	1,750	1	1,750												
Costo Combustibles	1000 L	316	103	32,548	117	36,972	81	25,596	92	29,072	56	17,696	64	20,224								
Total				170,042		214,122		144,916		292,522		265,192		296,464								

- Nota: (1) Precio del F.B. x 16.5%  
 (2) Precio de la Draga x 16.5%  
 (3) Precio de la Cargadora tipo-Camión x 27%  
 (4) Costo de Construcción x 5%  
 (5) Costo de Construcción de Oficina x 5%



Tabla 4.5-13 COSTOS ANUALES DE OPERACION Y MANTENIMIENTO (AÑO 2001)

Unidad: US\$

ITEM	Unidad	Costo Unitario	Alternativa 1						Alternativa 2						Alternativa 3						Observaciones
			F.B. Clase pequeño		F.B. Clase grande		F.B. Clase pequeño		F.B. Clase Grande		F.B. Clase pequeño		F.B. Clase grande		F.B. Clase pequeño		F.B. Clase grande				
			Volumen	Costo	Volumen	Costo	Volumen	Costo	Volumen	Costo	Volumen	Costo	Volumen	Costo	Volumen	Costo	Volumen	Costo			
Grupo de Mantenimiento y Operación	pers.	1,200	14	16,800	11	13,200	12	14,400	11	13,200	12	14,400	12	14,400	10	12,000					
Costo de Mantenimiento del F.B.			(5)	78,870	(3)	114,099	(4)	63,096	(2)	76,066	(3)	47,322	(2)	76,066	(1)	76,066					
Dragado	100 m <sup>3</sup>	300	180	54,000	270	81,000	180	54,000	270	81,000										(2)	
Costo de Mantenimiento de la Cargadora																					(3)
Terminal del F.B.			1	4,248	1	5,134	1	4,248	1	5,134											(4)
Materiales plcamino																					
Acopio de grava		80																			
Costo Mantenimiento de Oficina				1,750	1	1,750	1	1,750	1	1,750											(5)
Costo Combustibles	1000 L		138	43,608	149	47,084	108	34,128	117	36,972											
Total				199,276		262,267		171,622		214,122											

Nota: (1) Precio del F.B. x 16.5%  
 (2) Precio de la Draga x 16.5%  
 (3) Precio de la Cargadora tipo-Camión x 27%  
 (4) Costo de Construcción x 5%  
 (5) Costo de Construcción de Oficina x 5%

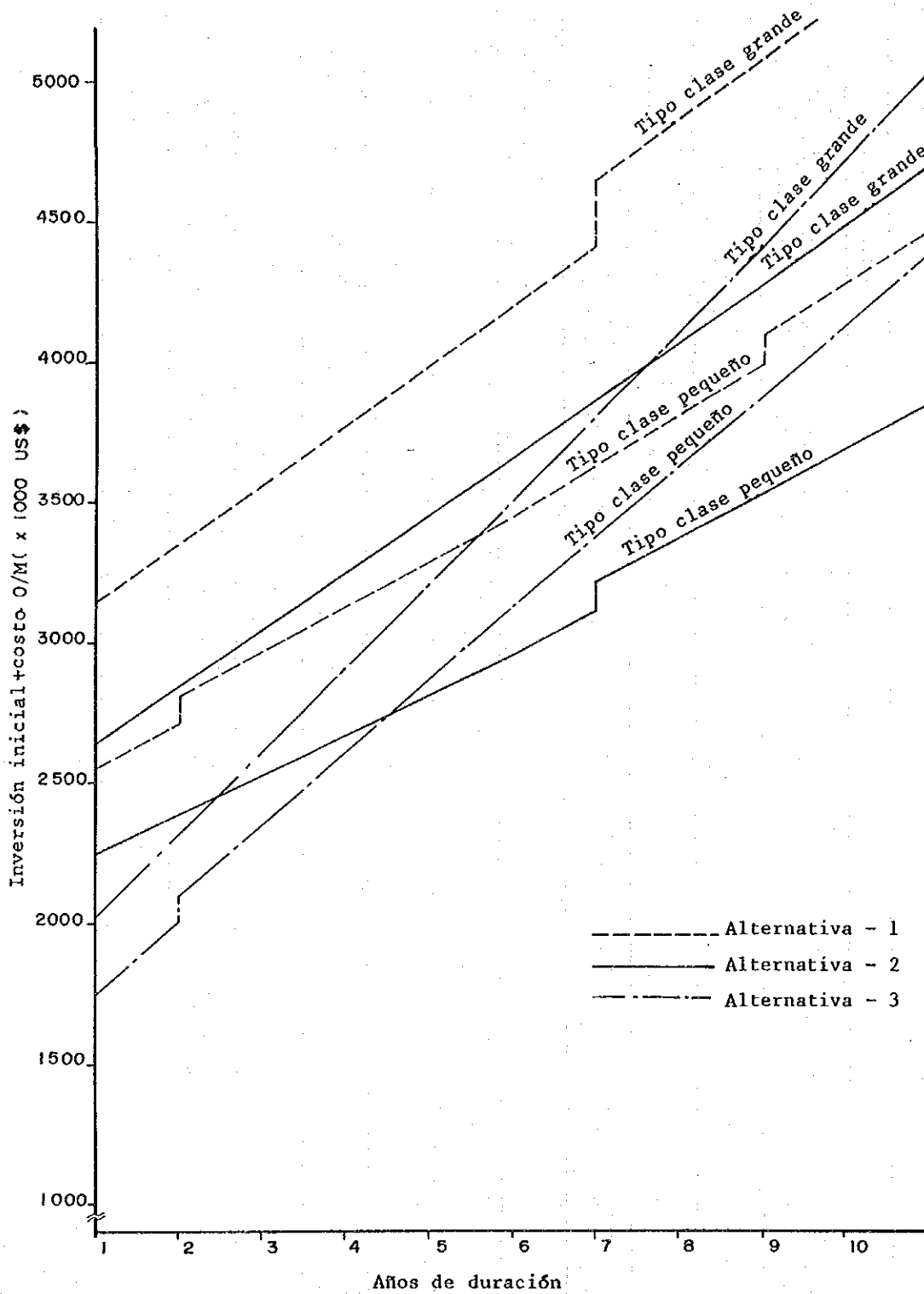


Fig. 4.5-5 COMPARACION DE SERVICIO PARA CADA TIPO DE TRANSBORDADOR

Tabla 4.5-14 ESTUDIO COMPARATIVO DEL SERVICIO DE TRANSBORDADOR

Alternativa	Clase de F.B.	Economía (1) Costo de Construcción y Facilidad (10 años) (2) Costo de Mantenimiento (3) Total	Mérito para 10 años	Demérito
1	F.B. Clase Requeño	(1) 2,732,000 US\$ (2) 1,713,000 US\$ (3) 4,445,000 US\$	La navegación estable del F.B. es eficaz El grado de seguridad de la ubicación de la terminal es alto	Económicamente inferior Tiempo de navegación (cruzando el río) es corto
	F.B. Clase Grande	(1) 3,358,000 US\$ (2) 2,108,000 US\$ (3) 5,466,000 US\$	La operación y mantenimiento de la terminal es fácil	
	F.B. Clase Requeño	(1) 2,330,000 US\$ (2) 1,503,000 US\$ (3) 3,833,000 US\$	La navegación estable del F.B. es eficaz La operación y mantenimiento de la terminal es fácil	
2	F.B. Clase Grande	(1) 2,635,000 US\$ (2) 2,042,000 US\$ (3) 4,677,000 US\$	Es el más económico (F.B. Clase pequeño)	
	F.B. Clase Requeño	(1) 1,842,000 US\$ (2) 2,625,000 US\$ (3) 4,467,000 US\$	Tiempo de navegación (cruzando el río) es corto	El camino temporal será inundado durante el período de lluvias Grado de seguridad de la terminal es bajo y no provee navegación estable La operación y mantenimiento de la terminal son difíciles
	F.B. Clase Grande	(1) 2,016,000 US\$ (2) 2,969,000 US\$ (3) 4,985,000 US\$		
Resultados		La Alternativa 2, en la cual el tráfico es activo durante todo el año, la navegación económica y estable es posible y la operación y mantenimiento son fáciles, es la más recomendable.		

4.6 Posibles Fuentes de Materiales para Agregados

4.6.1 Calidad Requerida de los Materiales Pétreos

En base a la Especificación M-147 de la AASHTO, los materiales pétreos utilizados para pavimento deberían satisfacer los siguientes requisitos:

- La pérdida por abrasión debe ser menor del 50% en el ensayo de los Angeles.
- Los materiales no deben ser destruidos por la acción repetida de sequedad y humedad o el repetido congelamiento y deshielo.
- Las granulometrías mostradas a continuación en la Tabla 4.6-1 deben ser utilizadas para los materiales de subbase, base y capa superficial.

Tabla 4.6-1 REQUERIMIENTOS DE GRANULOMETRIA PARA MATERIALES SUELO-AGREGADO (AASHTO)

Designación del Tamiz	Standard Alterno	Porcentaje que pasa					
		Grada- ción A	Grada- ción B	Grada- ción C	Grada- ción D	Grada- ción E	Grada- ción FA
50	2"	100	....	....	....	....	....
25.0	1"	....	75-95	100	100	100	100
9.5	3/8"	30-65	40-75	50-85	60-100	....	....
4.75	No. 4	25-55	30-60	35-65	50-85	55-100	70-100
2.00	No. 10	15-40	20-45	25-50	40-70	40-100	55-100
0.425	No. 40	8-20	15-30	15-30	25-45	20-50	30-70
0.075	No. 200	2-8	5-20	5-15	5-20	6-20	8-25

De acuerdo al Manual de Pavimentos Asfálticos del Japón, la calidad standard del material pétreo es como sigue:

Tabla 4.6-2 CARACTERISTICAS REQUERIDAS DE  
LOS AGREGADOS (MPAJ)

Características	Superficie	Base	Sub-base
Peso específico	> 2.45	-	-
Absorción (%)	< 3.0	-	-
Abrasión (L.A.) (%)	< 30	< 50	
G B R	-	> 80	> 20
Tamaño máximo (mm)	-	< 40	< 50
Índice Plástico (fracción < 4mm)	-	< 4	< 6

#### 4.6.2 Fuentes de Materiales para Agregados

No existen materiales pétreos en la vecindad de la Carretera en Proyecto y los sitios de cantera están muy lejos de Trinidad y San Borja.

Los lugares de canteras candidatas que han sido investigadas, se consignan a continuación.

##### Lado San Borja

Los tres sitios siguientes se encuentran en la vecindad de San Borja:

##### (1) Río Caripo

Existe grava en le lecho y en la ribera izquierda del Río Caripo, que se encuentra alrededor de 6 km al norte de Yucumo a lo largo de la Carretera Nacional No. 2.

Sin embargo, hay una pequeña cantidad de grava disponible en este lecho de río, debido a que la grava fue excavada para la construcción de la Carretera Nacional No. 2.

En la ribera izquierda del río, la capa de suelo superficial es muy gruesa (aproximadamente 2 m.). El espesor de la capa de grava es mayor de 2 m. en el área circundante de 300 m x 500m.

La grava consiste principalmente de arenisca mezclada con esquistos de barro y pizarra. Su abrasión y absorción son ambas altas.

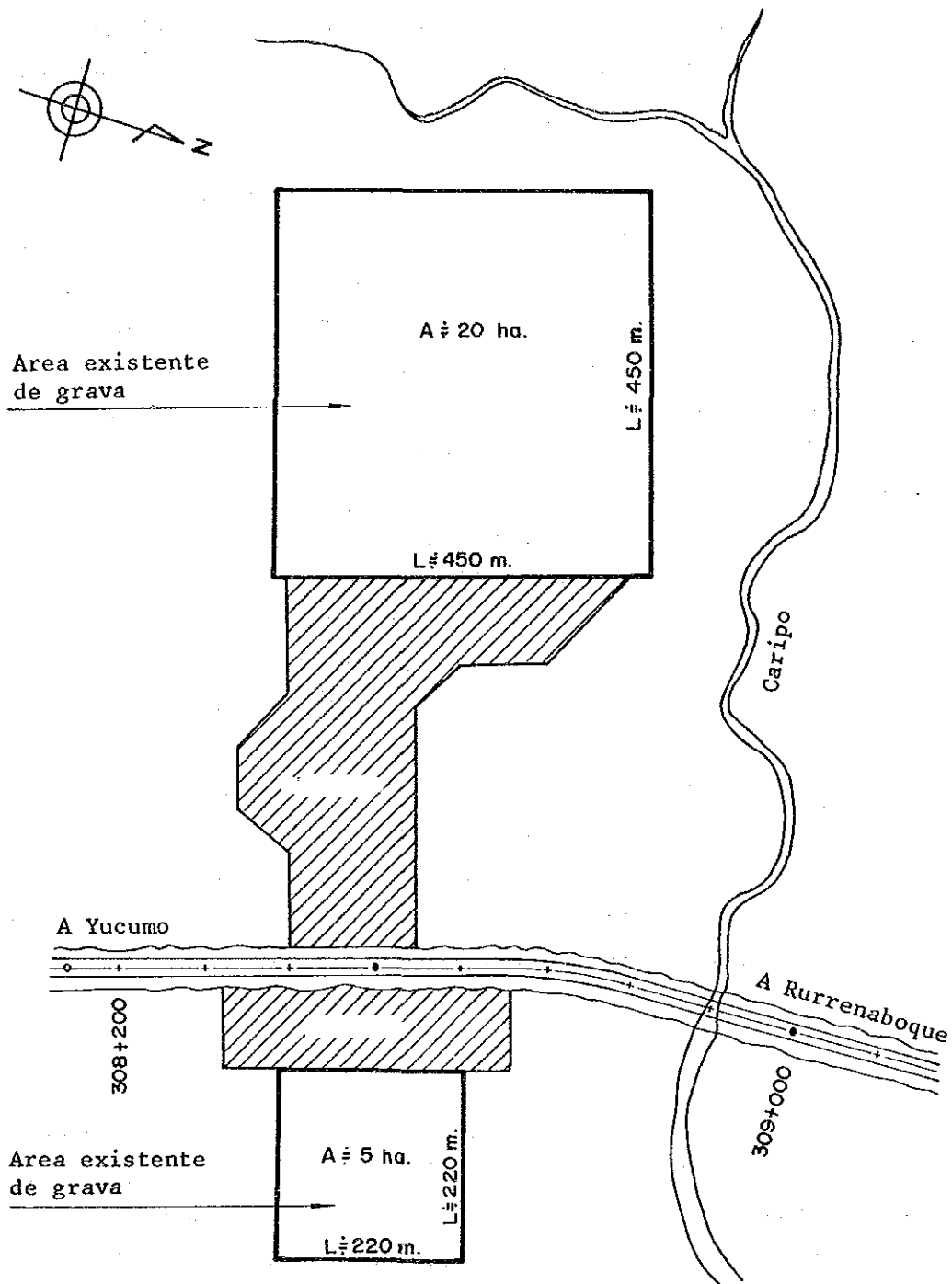
Aunque esta grava no satisface perfectamente los requerimientos mencionados en la sección previa, los materiales de este sitio fueron utilizados como material de sub-base en la Carretera Nacional No. 2 entre Yucumo y Rurrenabaque. Se estima también que esta grava tiene una gran cantidad de depósitos (como se describió antes), así que se considera que será utilizada.

(2) Yshiyama No. 3

El nombre "Yshiyama" utilizado en este informe es un término para las colinas en el área alrededor de Yucumo, cerca de la unión de las Carreteras Nacionales No. 2 y No. 3.

Como se mencionó en 3.3, originalmente se creía que los materiales pétreos existían en tres sitios (Yshiyama No. 1 - No. 3). Se realizó una investigación de sondeos para confirmar esta creencia. Sin embargo, el ensayo de sondeo reveló que aunque Yshiyama No. 1 tiene la ventaja de estar cerca de San Borja, la calidad de los materiales en este sitio es inferior y no apropiado para utilizarlos como materiales de pavimento.

El resultado del ensayo de Los Angeles, realizado en las muestras tomadas de la superficie del terreno, reveló un valor aproximado de 75. Esto significa que será imposible usar esta piedra aún para la sub-base. Se esperaba que una arenisca de mejor calidad podría ser encontrada en la montaña, pero la investigación de sondeo mostró que la arenisca dentro la montaña era tan blanda como la encontrada en la superficie.



Total A ≈ 25 ha.



Espesor esperado de grava > 2.0 m. (en base a informes previos)

Volumen estimado disponible > 500,000 m<sup>3</sup>

Fig. 4.6-1 MAPA DE LA VECINDAD DEL RIO CARIPO

Por lo tanto, tampoco era utilizable. El ensayo de Los Angeles sobre la muestra de sondaje, resultó en un valor mayor de 95.

Aunque Yshiyama N° 2 se encuentra a 2 kms. al norte de Yucumo, y tiene la ventaja de estar adyacente de la carretera actual (así que no se necesita camino de acceso), se determinó por un ensayo de sondeo que la calidad de la piedra aquí era inferior a la de Yshiyama N° 1. Algunos materiales pétreos fueron encontrados en la superficie del terreno, pero el interior de la montaña consiste mayormente de esquisto de barro con poca solidificación. Por tanto, estaba lejos de la calidad requerida para materiales de sub-base.

Eventualmente se confirmó que solamente Yshiyama N° 3 podría producir materiales adecuados para utilizar en la sub-base. Yshiyama N° 3 está localizado a 18 kms. al sur de Yucumo, a lo largo de la Carretera Nacional N° 3.

Toda la montaña consiste de areniscas; sin embargo no es uniforme y contiene muchos estratos intemperizados. Hay varios colores de grava, desde rojizo a blanco grisáceo, pero el material utilizable tiene un color café rojizo y se encuentra en el estrato superior. Se estima que tiene un volumen aproximado de 300.000 m<sup>3</sup>.

La mayoría de los materiales deberían ser accesibles por tractor después de limpiar, desbrozar y remover el suelo superficial. También puede necesitarse algo de voladura y trituración para remover los 300.000 m<sup>3</sup> de este sitio.

### (3) Río Quiquibey

Este sitio se encuentra a 32 Km. al sur de Yucumo a lo largo de la Carretera Nacional No. 3. Depósitos de grava existen en el lecho del río y consisten mayormente de areniscas. La grava del lecho del río, aquí está siendo utilizada para una



estructura de concreto en la construcción de la Carretera Nacional No.2.

Algunos informes de investigación, preparados para la Carretera Nacional No. 2 (el Proyecto Yucumo), indicaron que la calidad de la grava en el Río Quiquibey es conveniente para sub-base y como material para capa base, pero no para la capa de superficie. La Tabla 4-6-2 consigna los requerimientos para los materiales de la capa de superficie.

El volumen estimado de materiales disponibles en el Río Quiquibey es de 70.000 - 80.000 m<sup>3</sup>, asumiendo que los bolones triturados que existen en la parte superior del lecho del río serían utilizados al igual que las gravas de la ribera derecha.

Este sitio no debería ser considerado como un área principal de préstamo para la obtención de materiales de las capas de sub-base y base. En lugar de eso, será utilizado para agregados para las estructuras de concreto en la Carretera en Proyecto.

En cualquier caso, la cantidad disponible debería ser verificada para mayor exactitud nuevamente en la etapa de diseño final, porque el SNC está actualmente extrayendo grava de aquí para otros usos.

#### Lado Trinidad

Los tres sitios candidatos en el lado Trinidad son los siguientes:

(1) Cerro Chico

Cerro Chico está conformado por un grupo de pequeñas colinas localizadas a 170 km. de Trinidad, adyacente a la Carretera Nacional N° 9 entre Trinidad y Santa Cruz.

CORDECRUZ desarrolló esta cantera para el trabajo de mejoramiento de una sección de la Carretera Nacional N° 9, San Ramón a Trinidad. Esta está siendo explotada actualmente.

El material pétreo aquí es casi arenisca sólida. La pérdida por abrasión es alta pero el valor del CBR es también alto, de manera que su calidad es bastante buena para material de base y sub-base.

Para la excavación se ha seleccionado el método de corte en banquinas y voladuras. La colina que está siendo excavada actualmente tiene un pequeño volumen de roca remanente, pero detrás de esta colina existe otra colina explotable.

Si la calidad de la roca en la segunda colina es similar a la roca de la primera, la cantidad de material disponible en esta área es ilimitada. CORDECRUZ y el SNC están ahora investigando la explotabilidad de la segunda colina para la construcción de la Carretera Nacional No. 9 (Ver Sección 4.6.4).

## (2) Cerro Grande

Este es un lugar montañoso localizado lejos y al sur de Cerro Chico, a 200 Km. de Trinidad. CORDECRUZ está actualmente planeando explotar la materia prima de esta montaña para uso en la construcción de la Carretera Nacional No. 9. El material aquí es granito y satisface los requerimientos mencionados anteriormente tanto de pérdida por abrasión y de absorción. Por consiguiente, este material puede ser utilizado como agregado para la capa superficial en este plan. Se piensa que la cantidad de material disponible es ilimitada. El método de corte en banquinas y el trabajo de voladura deberían ser empleados para la excavación.

### (3) Puerto Villarroel

La grava de río de este lugar fue usada como base, sub-base y como agregados para la capa superficial, cuando fue construido el Aeropuerto de Trinidad en 1977. El material de acá es arenisca de alta calidad tanto en pérdida por abrasión como en absorción. Esta grava procede de las riberas del Río Ivivigarsama, el cual es un tributario del Río Mamoré. Esta área es el puerto de embarque en la boca del río Ichilo (que también es un tributario del Río Mamoré), 60 Kms. de Puerto Villarroel.

Por consiguiente, los materiales tienen que ser transportados por volquetes desde el yacimiento hasta Puerto Villarroel. Puerto Villarroel está ubicado a 240 km. en línea recta al sur de Trinidad, pero la actual distancia de viaje es el doble navegando el Río Mamoré.

El tiempo de transporte por barco entre las dos ciudades es de 8 - 10 días en el período seco y de 4 - 5 días en el período de lluvias. Por los tanto, el alto costo y el largo tiempo de transporte son dos características negativas de este cantera.

#### 4.6.3 Cantidad y Calidad de Materiales en cada Localización

La Tabla 4.6-3 muestra la calidad y la cantidad estimada de agregados disponibles en cada cantera. Estos valores fueron derivados de la recolección de datos de campo y de los resultados de ensayos descritos en 3.4.2.

Tabla 4.6-3 CARACTERISTICAS DE LOS AGRAGADOS DE LAS CANTERAS CANDIDATAS

Sitio	Depósito disponible	Abra-sión	Absor-ción	CBR	Distan-cia a TDD o SB
Candidato Piedra Estado	x 10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup>	%	%		Km
Rio Caripo	500	64	3.5	64	54
Yshiyama No. 3	300	47	4.5	-	66
Rio Quiquibey	80	40	2.5	-	80
Cerro Chico		47	-	82	170
Cerro Grande		25	0.8	-	193
Pto. Villarroel		27	0.9	-	240

Nota: TDD - Trinidad  
SB - San Borja

Además de las canteras antes mencionadas, se ha informado que hay abundantes materiales pétreos disponibles aproximadamente a 130 kms. al sur de San Ignacio, sobre la ruta propuesta para la Carretera Nacional No 10 (Ver la próxima sección 4.6.4).

Pero como la Carretera nacional No. 10 todavía no ha sido construída, no hay caminos de acceso desde San Ignacio al sitio indicado. Si estos materiales tienen buena calidad, esta área podría ser una cantera potencial después de la construcción de la Carretera Nacional No. 10.

#### 4.6.4 Información Suplementario

Las dos informaciones siguientes fueron obtenidas después de alcanzar la fase final de este Estudio.

(1) Calidad de la piedra existente en Oromomo

En adición a las canteras previamente mencionadas, se nos ha informado que hay abundantes materiales pétreos disponibles en el lugar localizado aproximadamente a 130 kms. al sur de San Ignacio, ciudad distante 80 kms. de Trinidad por la Carretera en Proyecto. El área en cuestión se llama Oromomo y no está lejos de la ruta propuesta para la Carretera Nacional No. 10 que conectará San Ignacio con Cochabamba. Sin embargo, como la Carretera Nacional No 10 todavía no ha sido construida, actualmente no hay caminos de acceso de San Ignacio o Oromomo. Dada esta situación a los materiales pétreos disponibles en Oromomo, el área puede ser considerada como una cantera potencial subsecuente a la construcción de la Carretera Nacional No 10.

Más de 50 kg. de piedras superficiales fueron recogidas del área de Oromomo con objeto de realizar una verificación de laboratorio sobre la calidad de los materiales pétreos de ese lugar. Los resultados de estos ensayos indican que la calidad de la roca no es consistentemente buena. Todos los materiales de la muestra contienen areniscas y aproximadamente la mitad eran de una variedad muy blanda, la cual colapsó en arena cuando fue sometida a presión en los ensayos de laboratorio. El resto era medianamente dura y estable, teniendo un valor de 30 a la Abrasión de Los Angeles (Ver Tabla 3.4-2). La diferencia en dureza y estabilidad de los dos tipos de piedra es bastante sorprendente.

En cualquier caso, el material pétreo de Oromomo no será utilizado durante la primera fase de construcción de la Carretera en Proyecto, debido al problema del camino de acceso ya mencionado, por lo que en adelante no se hará más mención de la cantera de Oromomo en este Estudio.

(2) Cerro San Jorge

Los resultados de la investigación de la segunda colina en el área de Cerro Chico, descrito en 4.6.3, indican que los materiales de ese lugar son de inferior calidad. El SNC ha encontrado un mejor sitio de cantera candidata, la cual se ha decidido explotar para la construcción de la Carretera Nacional No 9.

El nuevo sitio se llama San Jorge y está localizado aproximadamente a 12 kms. al sudeste de Cerro Chico. Esto hace al lugar ligeramente más lejano de Trinidad con relación a Cerro Chico, sin embargo la piedra disponible en San Jorge es satisfactoria como una fuente para materiales de pavimento en términos de buena calidad y cantidad.

Los resultados de los ensayos de laboratorio muestran que el valor de la Abrasión de los Angeles para el material es de 25. Este valor indica que los materiales extraídos en San Jorge serían utilizables en la capa superficial de la carretera y también como capa de base.

Los análisis de costos explicados en la próxima sección se realizaron con el supuesto de que San Jorge, no Cerro Chico ni Cerro Grande, será sitio de la cantera.

4.6.5 Costo de Materiales y Lugar de Explotación

La Tabla 4.6-4 siguiente, muestra los costos de material y de transporte desde las canteras a San Borja o Trinidad, el sitio de construcción más cercano. Referirse al Apéndice 5 para detalles de cálculo de precios unitarios.

La Tabla 4.6-4 muestra que los materiales del Rfo Caripo, en el lado de San Borja, y de San Jorge en el lado de Trinidad, son los más económicos.

Tabla 4.6-4 COSTO DE AGREGADOS EN TRINIDAD Y SAN BORJA

Cantera Candidata	Precio en Cantera	Costo de Transporte	Precio en TDD o SB	Observaciones
San Borja side:	\$/m3	\$/m3	\$/m3	
Rio Caripo	6.2	12.1	18.3	
Yshiyama Nº 3	8.1	14.5	22.6	
Rio Quiquibey	7.7	17.3	25.0	
Trinidad side:				
Cerro San Jorge	7.0	37.4	44.4	
Cerro Grande	7.0	39.6	46.6	
Pto. Villarroel	5.0	62.8	67.8	

Precio hasta y en Puerto Almacén

Asumiendo que la Carretera en Proyecto será pavimentada con asfalto común usando una sub-base de 25 cm. de espesor, una capa base de piedra de 20 cm. de espesor y una capa superficial de concreto asfáltico de 5 cm. de espesor, el volumen de piedra requerido se estima que sería como sigue: (Los cálculos de talados están en 5.4).

- sub-base  
(230 Km. x 7 m. ancho x 25 cm. espesor)X120% = 483.000m3
- base  
(230 Km. x 7 m. ancho x 20 cm. espesor)X120% = 386.400m3
- superficie  
(230 Km.x 7 m. ancho x 5 cm. espesor)X120% = 96.600m3.

De acuerdo con las cantidades disponibles en cada cantera (Ver Tabla 4.6-3), el material de sub-base debería ser extraído del Río Caripo y San Jorge. El material de Yshiyama No. 3 debería

ser usado como suplemento del Río Caripo si fuera necesario. Debido a las características de calidad, el material para las capas de base y superficial debería ser extraído de San Jorge.

Se presenta a continuación una comparación del costo de material de sub-base del Río Caripo y San Jorge.

- Costo del material de grava del Río Caripo en San Borja = 18.3 US\$/m<sup>3</sup>.
- Costo del material pétreo de San Jorge en Trinidad = 44.4 US\$/m<sup>3</sup>
- Costo del cruce del Río Mamoré = 5.6 US\$/m<sup>3</sup>
- Costo de transporte para ambos materiales = 0.1978 L US\$/m<sup>3</sup>

(L = distancia de transporte)

Los detalles de estos valores están en le Apéndice 5.

Los resultados de esta comparación están ilustrados en la Fig. 4.6-2.

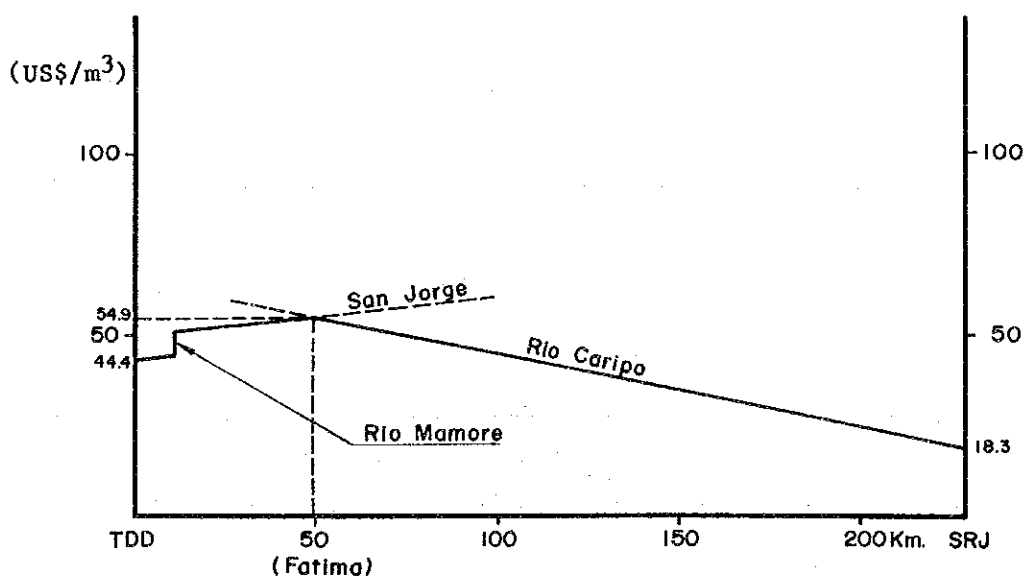


Fig. 4.6-2 COSTO DE MATERIALES EN EL LUGAR DE CONSTRUCCION (VOLUMEN EN METROS CUBICOS SOBRE VOLQUETE)



De acuerdo con los resultados comparativos, el método más económico para construir la capa de subbase de la Carretera en Proyecto debería ser utilizado material de Cerro Chico hasta 50 km. de Trinidad (Fátima). El material del Rfo Caripo debería ser utilizado en la carretera entre Fátima y San Borja.

Los coeficientes estructurales por capa de ambos materiales deberían ser los mismos de acuerdo a la Tabla 5.4-1.

#### 4.7 Análisis del Pavimento utilizando Suelo Estabilizado

##### 4.7.1 Características Físicas del Suelo Estabilizado

###### (1) Materiales de Subrasante para la Carretera en Proyecto

Los resultados de un ensayo de suelo típico a lo largo de la Carretera en Proyecto se muestran en la Tabla 3.3-2. Los Resultados del análisis granulométrico de seis muestras típicas y la faja de gradación deseada de los materiales de estabilización (tomada del Manual de Pavimentos Asfálticos del Japón, son mostrados en la Fig. 4.6-1. Como muestra esta figura, el suelo a lo largo de la Carretera en Proyecto no está dentro de la faja de gradación. La estabilización de esta clase de suelos no será práctica ni económica.

La piedra disponible para la subbase está localizada bastante lejos del área de construcción, como se mencionó anteriormente. El costo de esta piedra y el costo de estabilización deberían ser estudiados con mayor detalle.

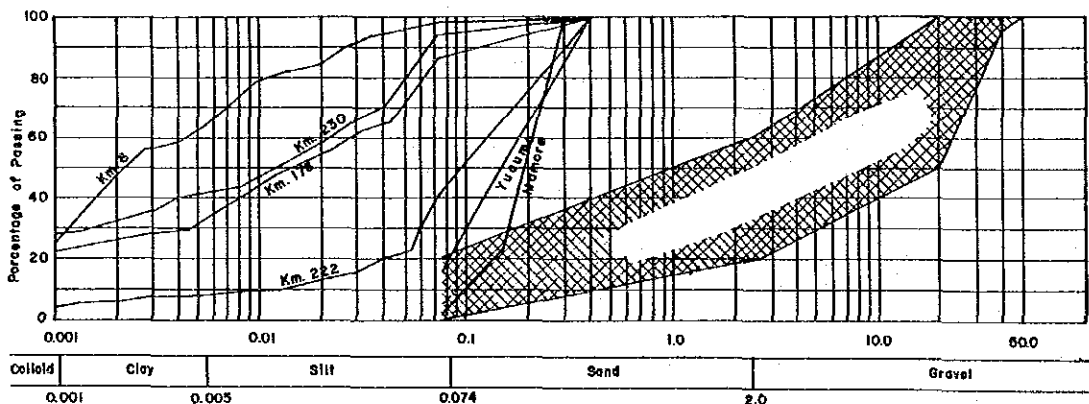


Fig. 4.7-1 GRANULOMETRIA DE LAS PARTICULAS DE SUELO DE MUESTRAS TÍPICAS

(2) Propiedades de los Suelos a ser utilizados para Estabilización

El método del ensayo de estabilización y sus resultados fueron dados en 3.4.3. Los comentarios sobre los resultados son los siguientes:

1) Suelo Cemento

Como se muestra en la Fig. 4.7-2, el suelo cemento llega a ser más fuerte según sea agregado cemento adicional. Sin embargo, el uso de suelo pobremente graduado, resulta en suelo cemento más débil. Este suelo requiere 20% de cemento para obtener una resistencia a la compresión no confinada de 30 Kg/cm<sup>2</sup>. Pero, por otra parte, 20% de cemento usualmente resulta en grietas debido a la contracción. Un contenido tan bajo como el 4-8% de cemento puede ser usado cuando el aspecto económico está en consideración.

2) Suelo Cal

El suelo cal llega a ser más fuerte según la cantidad de cal apagada se incrementa, pero más allá de un cierto punto, este comienza a debilitarse. La máxima resistencia a la compresión no confinada obtenida fue de 6.22 Kg/cm<sup>2</sup>, utilizando 8% de cal apagada adicional.

3) Suelo Asfalto

Como se describió en 3.4.3, todas las probetas de suelo asfalto para el ensayo de estabilidad Marshall, han colapsado durante la preparación de las probetas. Por consiguiente, no se obtuvieron resultados. Esto significa que la posibilidad de construcción de la capa subbase con suelo asfalto es baja.

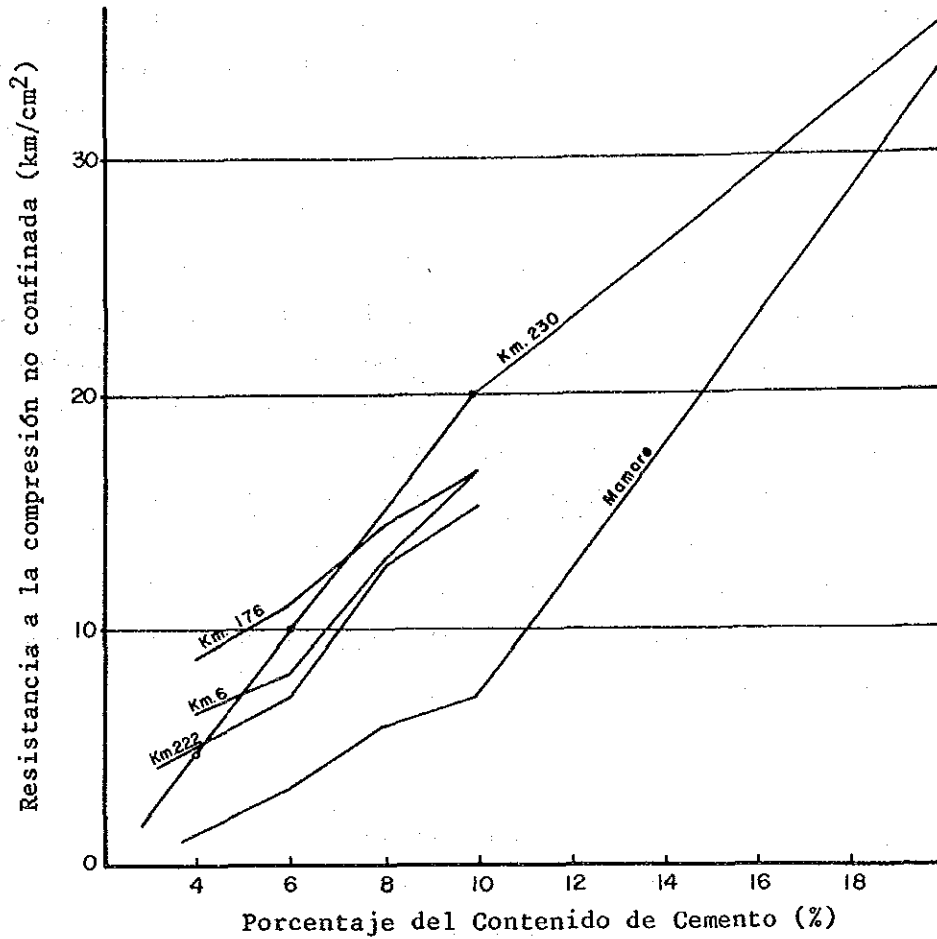


Fig. 4.7-2 RELACION DEL CONTENIDO DE CEMENTO COMPARADO CON LA RESISTENCIA (SUELO-CEMENTO)

(3) Disponibilidad de Material para la Capa de Subbase Estabilizada

Los requerimientos de suelo estabilizado recomendados en el Manual de Pavimentos Asfálticos del Japón, se muestran en la Tabla 4.7-1.

Tabla 4.7-1 CARACTERISTICAS REQUERIDAS DEL SUELO ESTABILIZADO

Material	Resistencia no Confinada (Kg/cm <sup>2</sup> )	Ensayo Marshal (gg)
Capa base		
-Tratada c/cemento	Más de 30 (7d.curado)	
-Tratada c/cal	Más de 10 (10d.curado)	
-Tratada c/asfalto		Más de 350 (mezcla en caliente)
		Más de 250 (mezcla a temperatura normal)
Capa subbase		
-Tratada c/cemento	Más de 10 (7d.curado)	
-Tratada c/cal	Más de 7 (10d. curado)	

Con referencia a estos valores, la conveniencia de material de suelo estabilizado para la Carretera en Proyecto es analizada a continuación:

1) Suelo Cemento

Puesto que se necesita una elevada proporción de cemento para obtener la resistencia a la compresión no confinada de 30 kg/cm<sup>2</sup>, probablemente se producirá contracción y desintegración. Para una resistencia a la compresión no confinada de 10 kg/cm<sup>2</sup> sería conveniente un contenido del 8% de cemento. Esta es considerada una resistencia a la compresión no confinada aceptable y es permisible para la capa subbase.

2) Suelo Cal

Se encontró que el suelo asfalto es inadecuado, porque se desmoronó cuando fue sumergido en agua.

Como se determinó anteriormente, sólo el suelo cemento es conveniente para uso como material de sub-base. Por consiguiente, el suelo cemento será considerado como el único material práctico de estabilización.

#### 4.7.2 Comparación de los Costos de Construcción

##### 4.7.2.1 Espesor de la Sub-base con Suelo Cemento y Gravas

El Manual de Pavimentos Asfálticos del Japón prescribe un "factor de equivalencia (A) para cada material, como se muestra en la Tabla 4.7-2.

Cuando se usa material con el mismo valor de "A", se requiere el mismo espesor para conseguir la misma resistencia.

Parece que el factor de equivalencia "A" tiene el mismo significado que el "Coeficiente Estructural por Capas" de la Guía Interina de la AASHTO, descrita en la Sección 5.4 de este informe.

De acuerdo con la Tabla 4.7-2, el factor de equivalencia A para suelo cemento y para la grava del Río Caripo es el mismo, esto es  $A = 0.25$ .

Tabla 4.7-2 FACTOR EQUIVALENTE A

Material	A
Capa superficial	
Concreto asfáltico (mezclado en caliente)	1.00
Capa base	
Asfalto estabilizado (mezclado en caliente $> 350 \text{ kg/cm}^2$ )	0.80
Asfalto estabilizado ( $> 250 \text{ kg/cm}^2$ )	0.55
Cemento estabilizado ( $> 30 \text{ kg/cm}^2$ )	0.55
Piedra triturada (C B R $> 80$ )	0.35
Capa subbase	
Grava (C B R $> 30$ )	0.25
Grava ( $30 > \text{C B R} > 20$ )	0.20
Cemento estabilizado ( $> 10 \text{ kg/cm}^2$ )	0.25

Así que para comparar el costo de estos materiales de subbase, se puede asumir la aplicación del mismo espesor.

#### 4.7.2.2 Costo comparativo de la Capa Subbase

La comparación de costo para capas de subbase de 20 cm. de espesor se muestra en la Fig. 4.7-3.

Como se describe más adelante, la capa de subbase será la primera fase de construcción, la cual será temporalmente utilizada para el paso del tráfico hasta que comience la próxima fase de la construcción.

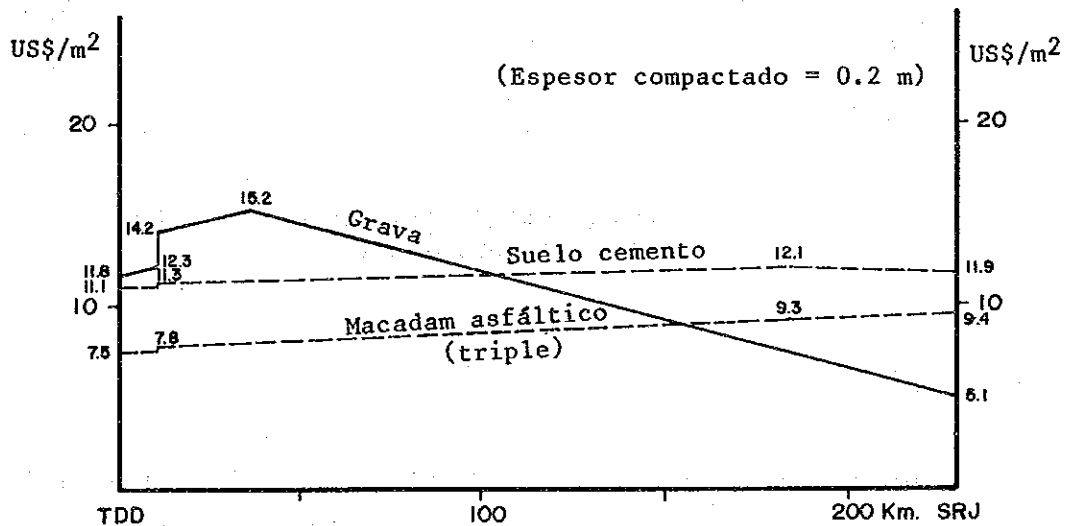


Fig. 4.7-3 COSTO DE CONSTRUCCION DE GRAVA, SUBBASE DE SUELO CEMENTO Y MACADAM ASFALTICO

En un estudio comparativo realista, el costo de construcción de una capa superficial (macadam de penetración asfáltica), debería añadirse el costo de la subbase de suelo cemento.

El costo de la capa de suelo cemento, el revestimiento de "suelo cemento" y el "macadam asfáltico" deben ser sumados junto para el costo total. Los resultados se muestran en la Fig. 4.7-4.

El cálculo detallado de costo está incluido en el Apéndice 5.

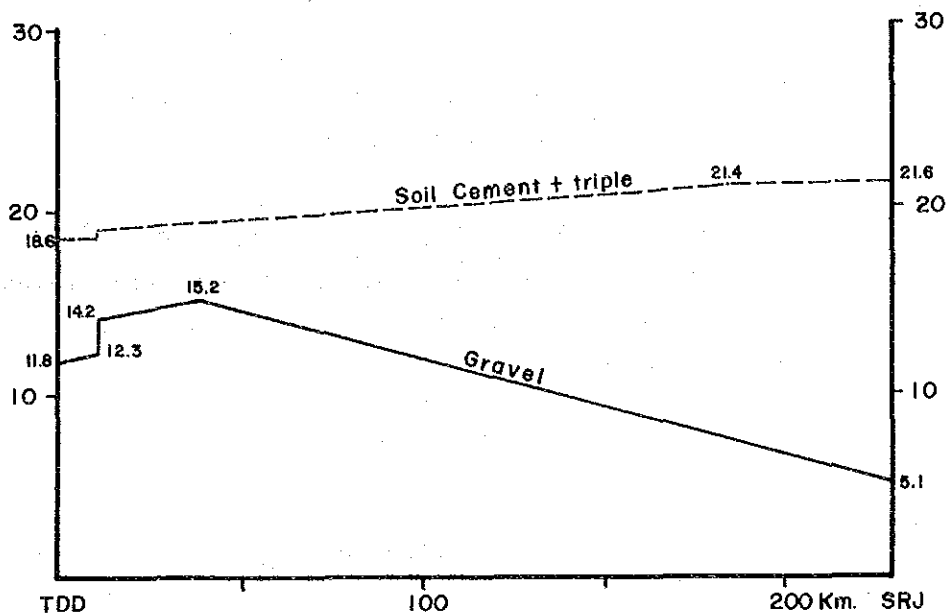


Fig. 4.7-4 COMPARACION DE COSTO DE LA SUBBASE DE GRAVA Y DE SUELO CEMENTO

#### 4.7.3 Conclusión

Debido a la pobre granulometría del suelo, el material de estabilización a lo largo de la Carretera en Proyecto no tendrá la suficiente resistencia para la estructura de pavimento.

Sólo el suelo cemento con más del 8% de contenido de cemento será utilizable para la capa subbase.

Como resultado del análisis de costo, está claro que la subbase de suelo cemento cuesta más que la subbase de piedra si el programa de construcción se ejecuta por etapas.



Por tanto, se recomienda en este Estudio que una capa subbase de grava debe ser utilizada y que el uso de material estabilizado sea eliminado.

En lo que respecta a la sección desde Trinidad al Río Mamoré, la Carretera en Proyecto será construida hasta la capa superficial de pavimento en la primera etapa de construcción, de acuerdo con el programa de construcción propuesto y descrito en la Sección 5.1.

En este caso, las Figs. 4.7-2 y 4.7-3 muestran que la subbase de suelo cemento con suelos clasificados como A-7 será más económica que la sub-base de piedra, porque el costo de construcción de macadam asfáltico no necesita ser añadido al costo de la sub-base de suelo cemento.

Sin embargo, en este Estudio no se recomienda adoptar la sub-base de suelo cemento, ni aún en la sección Trinidad-Río Mamoré, por las siguientes razones:

- 1) La diferencia de costo entre sub-base de suelo cemento y de piedra es muy pequeña (Ver Fig. 4.7-3) y 2) seguramente ocurrirá un problema práctico en la mezcla del cemento con los suelos A-7, en ambos casos de mezcla en camino y mezcla en plata, cuando se esté construyendo la sub-base de suelo cemento.

# **DISEÑO DE INGENIERIA 5 PRELIMINAR**





## 5. DISEÑO DE INGENIERIA PRELIMINAR

### 5.1 Criterios de Diseño y Standard de la Carretera

#### 5.1.1 Generalidades

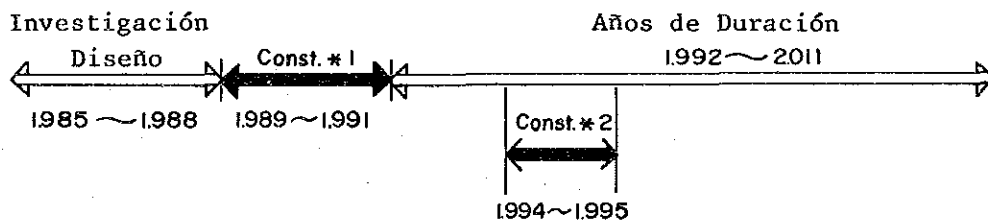
El SNC tiene un standard de diseño denominado "Manual y Normas para el Diseño Geométrico de Carreteras 1984", el cual fue preparado de acuerdo al "Manual de Capacidad de Carreteras" de la AASHTO. Todas la carreteras en Bolivia, son proyectadas y diseñadas en base a este standard.

De aquí en adelante este standard será denominado como "el Standard Boliviano".

La Carretera en Proyecto también cumple con este standard. Todos los temas descritos en adelante han sido discutidos y acordados entre el SNC y el Equipo de Studio.

#### 5.1.2 Cronograma de Implementación

Se muestra un cronograma general en la Fig. 5.1-1. Un cronograma de implementación más detallado será presentado en un capítulo subsecuente.



- Const 1 : Conclusión de la sección Trinidad-Mamoré y hasta capa subbase en la sección Mamoré-San Borja
- Const 2 : Base y capa superficial en la sección Mamoré-San Borja

Fig. 5.1-1 AÑOS OBJETIVO PARA LA CONSTRUCCION DE LA CARRETERA

### 5.1.3 Vehículo de Diseño

En la norma Boliviana se recomienda cuatro categorías de vehículos de diseño: carro de pasajeros, camión convencional, bus para servicio urbano y camión semitrailer.

La proyección de tráfico futuro descrita en 4.1 muestra que la proporción del tráfico de camiones de carga sobre la Carretera en Proyecto será elevada, puesto que ésta es una carretera interdepartamental.

Tabla 5.1-1 ESPECIFICACIONES DEL VEHICULO DE DISEÑO

Unidad: m

Especificación	Semi-trailer
Ancho	2.60
Largo	16.80
Radio de rueda delantera externa	13.70
Radio de rueda trasera interna	6.00

El vehículo de diseño para la Carretera en Proyecto será un "camión semi-trailer" con las características presentadas en la Tabla 5.1-1.

### 5.1.4 Velocidad de Diseño

De los resultados de la proyección del tráfico futuro en 4.1, el volumen de tráfico de diseño sobre la Carretera en proyecto se muestra en la Tabla 5.1-2.

Tabla 5.1-2 VOLUMEN DE TRAFICO PROYECTADO (en 2011)

Sección	Volumen (vehículo/dfa)
Trinidad-Pto. Varador	1.800
Pto. Ganadero-San Ignacio	300
San Ignacio-San Borja	300

Utilizando estos valores con el Standard Boliviano, se determinó la clase nominal y la velocidad de diseño de la sección de carretera entre Trinidad y Puerto Varador. Estas son clase I-b y 100 km/h, respectivamente. Para la sección de Puerto Ganadero a San Borja se pueden determinar de la misma manera. Estos resultados son mostrados en la Tabla 5.1-3.

Después del cálculo, el diseño debería ser revisado con referencia a las características topográficas locales y la velocidad de diseño de las carreteras vecinas.

La velocidad de diseño de las carreteras que se conectan con la Carretera en Proyecto están tabuladas en la Tabla 5.1-4.

Tabla 5.1-3 CLASIFICACION DE CARRETERAS Y VELOCIDAD DE DISEÑO DEL STANDARD BOLIVIANO

Sección	Velocidad de Diseño	CLASE
Trinidad-Pto. Varador	100	I-B
Pto. Ganadero-San Ignacio	80	III
San Ignacio-San Borja	80	III

Tabla 5.1-4 VELOCIDAD DE DISEÑO DE CARRETERAS VECINAS

Sección	Topografía	Velocidad de Diseño (km/hr)
La Paz - San Borja	Montañosa	50
	Plana	100
Trinidad - Casarabe	Plana	110

Considerando la información de la Tabla 5.1-4, el hecho de que la carretera pasa a través de terreno plano y puesto que el costo de cambiar las velocidades de diseño es bajo, la

velocidad de diseño para la carretera de Trinidad a San Borja será de 100 km/h.

Incidentalmente, la velocidad de diseño prescrita en el Standard Boliviano para carreteras de Clase II, También es de 100 km/h.

#### 5.1.5 Estructura Geométrica

Los criterios geométricos para el diseño de la Carretera en Proyecto, de acuerdo al Standard Boliviano, se muestran a continuación:

- Clase Nominal: Clase I-B (Trinidad-pto Varador)  
Clase III (Pto. Ganadero-San Borja)
- Velocidad de Diseño: 100 km/h (Trinidad-San Borja)
- Curvatura Horizontal: Radio 415 m
- Pendiente Longitudinal: <4%
- Curva Vertical:  $K > 107$  (para convexa)  
 $K > 52$  (para cóncava)  
 $K = (\text{radio vertical en metros})/100$
- Número de carriles: 1 = 2 carriles
- Ancho de carril: 3.5 m.
- Ancho de bermas: 2.5 m. (Trinidad-Pto. Varador)  
1.5 m. (Pto. Ganadero-San Borja)
- Peraltes: 8% <
- Ancho del derecho de vfa : 100 m.

El SNC ha recomendado 1.5 metros para el ancho de bermas entre Pto. Ganadero y San Borja. Todas la carreteras similares en Bolivia tienen bermas con un ancho de 1 metro. (El Equipo de Estudio recomendó aumentar el ancho a dos metros debido a su utilidad del espacio de hombrera y la facilidad para el mantenimiento de la carretera).



#### 5.1.6 Sección Transversal Típica

En el Standard Boliviano, no hay ninguna recomendación para la pendiente de taludes de los terraplenes de carreteras.

Considerando la condición del sub-suelo, la calidad del suelo para terraplenes, la altura esperada del terraplén de la Carretera en Proyecto, y la condición existente de los terraplenes de las carreteras vecinas, la gradiente standard del talud del terraplén será 1:2.0.

Las secciones transversales típicas de la Carretera en Proyecto están ilustradas en la Fig. 5.1-2. En esta figura, la primera fase de construcción, descrita en el Capítulo 8, PROGRAMA DE IMPLEMENTACION, es tomada en cuenta.

#### 5.1.7 Standard de Diseño de la Estructura de Pavimento y Puentes

El diseño de puentes también cumple con las "Especificaciones Standard para Puentes de Carretera" de AASHTO (13ra. edición).

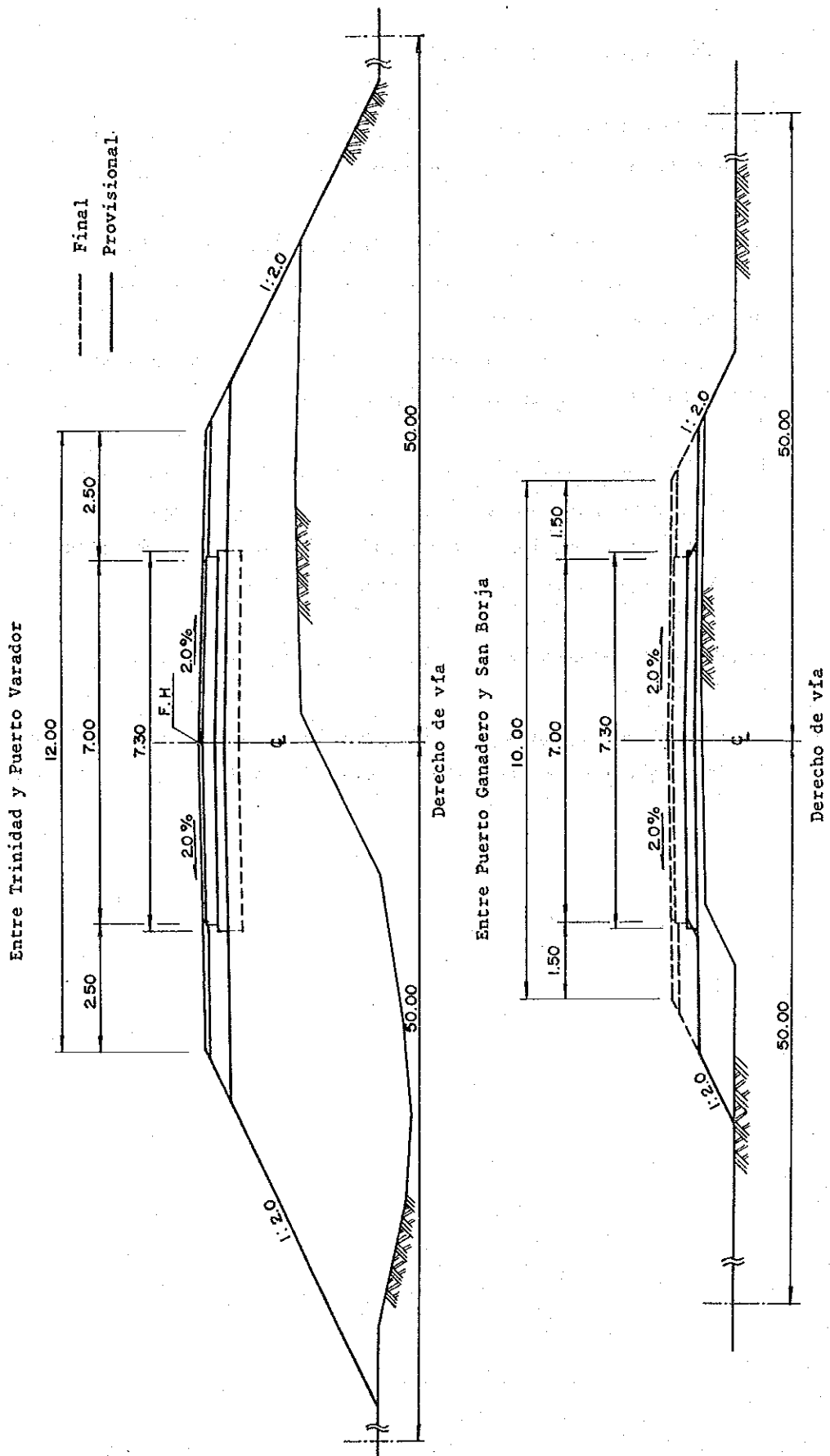


Fig. 5.1-2 SECCION TRANSVERSAL TIPICA Escala 1:100

## 5.2 Carretera y Facilidades de Drenaje

### 5.2.1 Carretera

#### 5.2.1.1 Mapa Base Utilizado para la Carretera en Proyecto

El mapa base utilizado para la Carretera en Proyecto es un mosaico de fotografias aéreas con una escala aproximada de 1:10.000, el que fue creado en 1985 por el Equipo de Estudio.

Con el propósito de encontrar elevaciones de terreno locales y condiciones topográficas, también se tomó como referencia los planos de diseño de la carretera existente preparados por el SNC en 1980.

Se ha encontrado una diferencia de aproximadamente 80 m. entre los datos de alturas de los planos de diseño y datos de referencia del Instituto Geográfico Militar de Bolivia.

Una investigación completa de esta diferencia fue realizado con el personal del SNC, pero la causa de la discrepancia no ha sido determinada concluyentemente.

Se realizaron mediciones complementarias de elevación del terreno en la vecindad de la carretera existente, entre 1985 y 1986, por el actual Equipo de Estudio. Esto se basó en los resultados de la investigación de nivelación a lo largo de la carretera existente.

Se examinaron las diferencias entre los resultados de la medición complementaria y las elevaciones de terreno existentes anotadas en los planos de diseño y la altura standard de los planos de diseño fue ejecutada para igualar con las elevaciones standard del I.G.M.

El curso de la carretera existente y el alineamiento mostrado en los planos de diseño del SNC difieren en 2 o 3 lugares, pero

en general la carretera tiene virtualmente el mismo curso que el que se muestra en los planos de diseño.

#### 5.2.1.2 Trazado de la Carretera

La determinación del curso de la carretera fue hecha en base a lo siguiente: 1) los preceptos establecidos en las Secciones 4.2 y 5.1, 2) los resultados de un estudio de campo local completo y 3) las consultas entre el Equipo de Estudio y su contraparte Boliviana. La región objetivo del estudio fue dividida en ocho sectores, en base a las características de cada región. Después se realizó un estudio del trazado de la carretera. Los resultados del estudio son presentados en el volumen de "Planos".

##### (1) Trinidad - Río Ibare

El trazado de la carretera existente en el tramo entre Trinidad y el Río Ibare satisface completamente las condiciones de diseño del presente proyecto. Por esta razón, el trazado de la Carretera en Proyecto adoptará el de la carretera existente.

##### (2) El Punto de Cruce en el Ibare

El punto donde la carretera cruza el Río Ibare ha sido relocalizado aproximadamente 100 m. río arriba de la ubicación originalmente propuesto por el SNC. La relocalización fue efectuada debido a las condiciones del puente, el alineamiento de los accesos, y los resultados de los análisis hidráulico/hidrológicos. Se presenta un estudio detallado en el Apéndice 6.

##### (3) Río Ibare - Río Mamoré

El trazado de la carretera existente entre los Ríos Ibare y Mamoré tiene muchas curvas. Ya que el radio de estas curvas

es pequeño, este tramo de carretera no satisface las condiciones de diseño del presente proyecto. La altura del terraplén de la carretera es baja, y no hay ninguna ventaja en la utilización del camino existente. Por tanto, se ha establecido una nueva ruta que utiliza los lagos, el puerto del transbordador y el canal propuestos, como sus puntos de control. Aunque fue diseñado un alineamiento que incorpora la curvatura de radio mínimo absoluto, fue imposible evitarlo utilizando una parte de este canal. Para solucionar este problema, el curso del canal será desviado en el punto donde interfiere el curso de la carretera.

(4) Río Mamoré - Fátima

El trazado de la carretera existente entre el Río Mamoré y Fátima satisface completamente las condiciones de diseño del presente proyecto y, por lo tanto, el alineamiento de la Carretera en Proyecto adoptará aquél de la carretera existente.

(5) Fátima - San Ignacio

El trazado de una parte de la carretera existente en este tramo tiene curvas de radio pequeñas que no satisfacen las condiciones de diseño del proyecto. El trazado de las otras partes de este tramo de la carretera existente satisface las condiciones de diseño del proyecto.

CORDEBENI ha solicitado al S.N.C. que la carretera pase a través de pueblos y aldeas (Villa Esperanza, Santa Rita, etc). que están situadas aproximadamente 4 km. al norte de la carretera existente. Sin embargo, la idea de pasar la carretera a través de estos pueblos y aldeas fue abandonada debido a los problemas económicos y las dificultades de factibilidad técnica descritas en la Sección 4.2.2. Como resultado, el trazado de la carretera en proyecto es idéntico al alineamiento de los tramos de la carretera existente que

satisfacen las condiciones de diseño.

A las partes de la carretera que no satisfacen las condiciones de diseño, en el grado posible, se les ha dado un trazado en la carretera en proyecto de tal modo que puedan ser incorporadas en la carretera existente.

(6) Dentro la Ciudad de San Ignacio

San Ignacio ha sido urbanizada, y la carretera existente pasa a través del centro de la ciudad. Residencias privadas y establecimientos de negocios bordean ambos lados de la carretera existente.

La carretera en proyecto tiene un volumen de tráfico futuro proyectado al año 2011, de 414 vehículos/día (lo cual la convertirá en una carretera troncal principal en Bolivia). Si la carretera pasara a través del corazón urbano de San Ignacio, se prevé que la ciudad sería dividida en dos, y que el número de accidentes automovilísticos involucrando residentes locales y peatones aumentaría significativamente. Para evitar estos problemas se ha decidido que la carretera en proyecto circunvalará San Ignacio por el sur.

(7) San Ignacio - Río Cuverene

El trazado de la carretera existente entre San Ignacio y el Río Cuverene no satisface las condiciones de diseño de la carretera en proyecto en dos tramos próximos al Río Apere y el Río Cuverene. Las condiciones de diseño son satisfactorias en las otras partes de la carretera existente. El trazado de la Carretera en Proyecto correspondiente a la primera de las dos partes de la carretera existente fue cambiado para incorporar la ubicación del puente planeado como un punto de control. Esto se hizo ya que no hay problemas con la ubicación del puente planteado en términos de economía o factibilidad tecnológica. El trazado de la carretera en proyecto en la

segunda área es idéntico al de la carretera existente.

(8) Rfo Cuverene - San Borja

El trazado de la carretera existente entre el Rfo Cuverene y San Borja no satisface las condiciones de diseño de la Carretera en proyecto en un área próxima al Rfo Maniqui. El trazado de la Carretera en Proyecto en este tramo ha sido modificado de tal modo que el puente del Rfo Maniqui no necesita ser curvado.

Puesto que el trazado de la carretera existente en otras áreas satisface las condiciones de diseño, el trazado de la Carretera en Proyecto es idéntico al de la carretera existente.

5.2.1.3 Alineamiento Vertical

El alineamiento vertical ha sido determinado en confirmidad a los preceptos establecidos a continuación, de acuerdo con los resultados de una completa investigación local de campo y con estudios relativos a la factibilidad económica y de construcción.

Las consideraciones incluyen:

- 1) Standards establecidos en la Sección 5.1.5.
- 2) Mantener la altura de la carretera proyectada en el área inundada de tal modo que el coronamiento de la sub-base permanezca más de 60 cm. por encima del nivel de aguas altas (H.W.L.). Esto es deseable para proteger el pavimento de la acción capilar del agua.
- 3) Mantener la altura proyectada del coronamiento de la sub-base en el área no inundada a más de 60 cm. por encima de la elevación del terreno existente. Sin embargo, en los casos donde la elevación del terreno local es extremadamente alto, este límite no se aplica.

- 4) En la vecindad de los puentes ya diseñados, la altura de la carretera debe seguir la altura de formación diseñada.
- 5) No excavar la carretera existente.

Con respecto a la hidráulica y la hidrología, la región del proyecto puede ser dividida en tres zonas. Las características del alineamiento vertical relativas a cada una de estas áreas están descritas a continuación.

Los alineamientos verticales resultantes se muestran en los "planos" adjuntos.

(1) Trinidad - Rfo Mamoré

Las alturas proyectadas de esta sección se muestran debajo

Nivel estimado de aguas altas (H.W.L)	154.80
Espesor de la capa base	0.10
Espesor de la capa superficial	0.085
Pendiente transversal	0.073
Reserva para capilaridad	0.60
<hr/>	
Altura de formación propuesta	155.658

La pendiente longitudinal está fijada a nivel en relación al nivel de aguas altas (H.W.L) y la altura proyectada es 155.700.

(2) Rf Mamoré - Fátima

Las alturas proyectadas en esta sección se muestran a continuación:

Nivel estimado de aguas	154.80
Espesor de la capa base	0.10
Espesor de la capa superficial	0.065
Pendiente transversal	0.073
<hr/>	
Altura de formación propuesta	155.638



La pendiente longitudinal está fijada a nivel en relación al nivel de aguas altas (H.W.L) y la altura proyectada es 155.700.

(3) Fátima - San Borja

Ya que esta sección no se inunda, la altura proyectada incluirá la elevación del terreno local más el espesor de la capa base, la capa superficial, la pendiente transversal y la reserva para la acción capilar del agua.

5.2.1.4 Secciones Transversales

Las vistas de las secciones transversales fueron creadas de acuerdo con las características de sección transversal standard determinadas en la Sección 5.1.6

Una vista de sección transversal standard es mostrada en los "Planos". Para computar las cantidades de construcción se faccionaron planos de secciones transversales en escale 1:200.

Para los tramos con topografía variable y por tanto secciones transversales variables.

Estas también son presentadas en el Apéndice de los "Planos".

5.2.1.5 Cantidades de los Items de Trabajo

La Carretera en Proyecto está dividida en siete secciones, como se muestra en la Fig. 5.2-1, considerando sus condiciones locales específicas, los contenidos del diseño y el cronograma de construcción.

Se ha efectuado la estimación de las cantidades de trabajo para cada tramo y el resultado está tabulado en la Tabla 5.7-1.

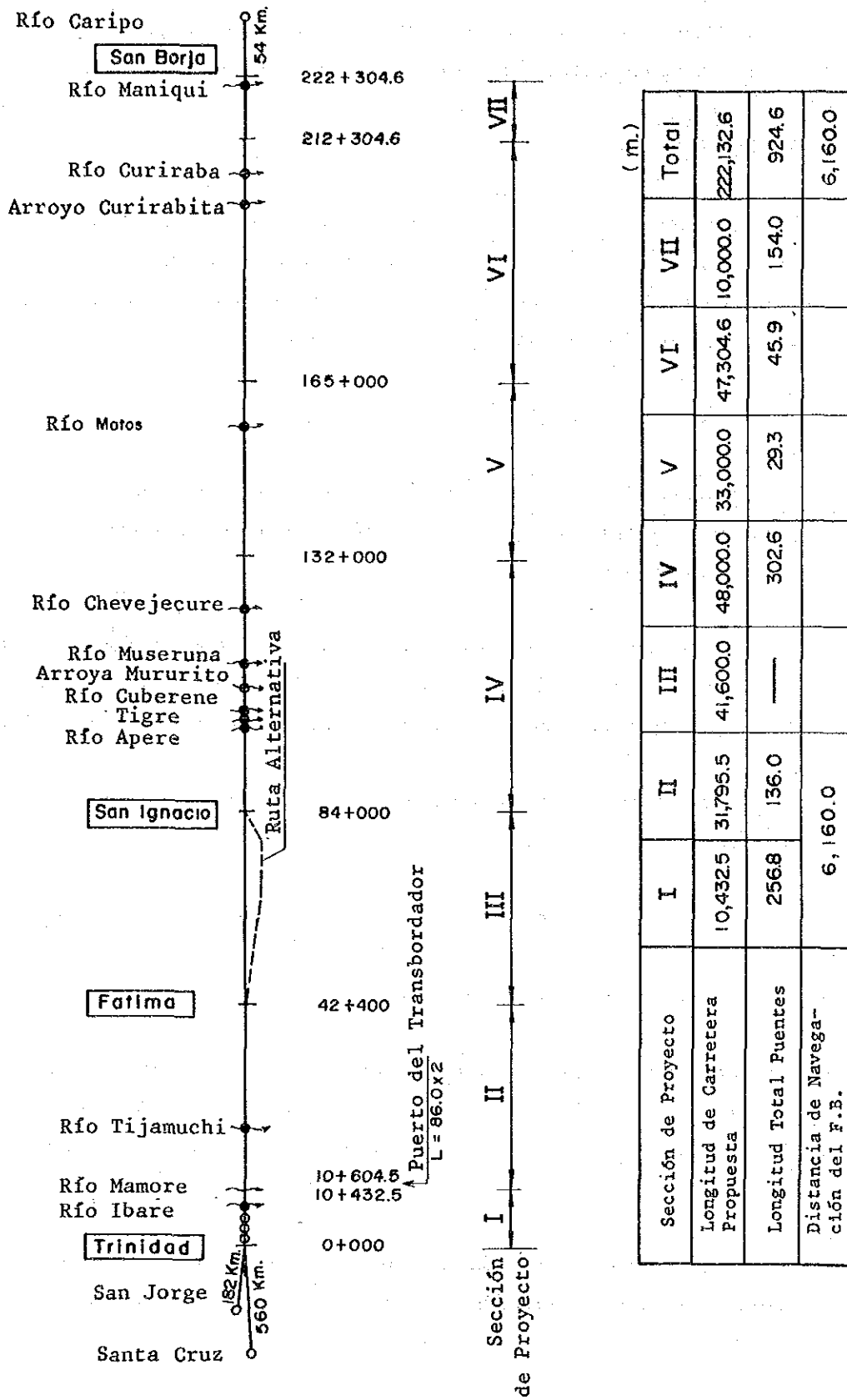


Fig. 5.2-1 DIVISION DE LA CARRETERA EN PROYECTO EN SIETE SECCIONES

## 5.2.2. Facilidades de Drenaje

### 5.2.2.1 Procedimiento de Diseño

(1) Con referencia a los resultados del análisis descrito en 2.1.3 y 4.3, la Carretera en Proyecto debe ser dividida en las siguientes subsecciones:

a) Trinidad-Ibare	---	Mamoré, Cuenca del Río Ibare
b) Ibare-Mamoré	---	lo mismo
c) Mamoré-Tijamuchi	---	Cuenca del Río Tijamuchi
d) Tijamuchi-Fátima	---	lo mismo
e) Fátima-San Ignacio	---	lo mismo
f) San Ignacio-Museruna	---	Apere, Cuenca del Río Matos
g) Museruna-San Borja	---	Apere, Cuenca del Río Matos y Cuenca del Río maniqui

(2) Para cada subsección mencionada se han seleccionado los lugares donde los puentes deberían ser construidos. Los tipos de puentes convenientes y las dimensiones están determinados en base a las características específicas de cada sitio.

(3) Para las Subsecciones a), b), d), y f);

1) La máxima distancia permitida de corriente de agua a los largo del terraplén de la carretera durante el período de inundación ha sido determinada considerando las características topográficas e hidrológicas de cada subsección.

Este es la máxima distancia permitida entre dos alcantarillas a lo largo de carretera.

2) El volumen de descarga promedio requerido por facilidad de drenaje se calcula de acuerdo a la siguiente fórmula:

$$V = (Q - q)/(L/D)$$

V = Promedio de volumen de descarga requerido (m<sup>3</sup>/s)

Q = Volumen total de descarga requerido para la subsección calculada en 4.3 (m<sup>3</sup>/s)

q = Capacidad de descarga del puente determinado de acuerdo a la descripción en (2) anterior (m<sup>3</sup>/s)

L = Longitud total de la subsección (km)

D = Intervalo máximo permitido entre alcantarillas, determinado en (3) 1) anterior (km)

3) Se ha determinado el tipo de alcantarilla recomendada seleccionando este valor (V) con las Figs. 4.4-1 a 4.4-4.

(4) En las subsecciones e) y g), serán instaladas tuberías corrugadas para mantener la misma área de sección de tubería efectiva que las de las tuberías diseñadas para la carretera existente.

La capacidad de descarga de las tuberías corrugadas es aproximadamente la misma que el volumen total de descarga requerido de la subsección.

(5) La sección 4.4 confirma que no se necesita ninguna facilidad de drenaje si el puerto del transbordador en el Río Mamoré es construido de acuerdo a la Alternativa 2 de la Sección 4.5.

(6) Si se utilizan alcantarillas de tubería, el número de tuberías en un lugar será limitado a cuatro o cinco. Esto será más práctico en términos de construcción.

#### 5.2.2.2 Diseño

a) Trinidad - Ibare

- Esta subsección tiene una longitud de 7.8 km. : L = 7.8

- El volumen de descarga requerido es de 120 m<sup>3</sup>/s (Ver Tabla 4.4-1) :  $Q = 120$
- Debido a condiciones topograficas locales no hay lugar para construir un puente :  $q = 0$
- El intervalo máximo permitido entre alcantarillas es 3 km. :  $D = 3.0$

La topografía de ambos lados de la carretera en esta subsección es completamente plana y no hay obstrucción a la corriente de agua a lo largo de la carretera. Más aún, el análisis hidráulico en 4.3 muestra que la diferencia estimada del nivel del agua entre ambos lados de la carretera durante el período de inundación es solamente de 0.05 m. Esto significa que la velocidad de la corriente de agua adyacente a la carretera es muy baja y la erosión del terraplén de la carretera por la corriente de agua es probablemente muy baja. por estas razones el valor de D es grande (3 km).

- $V = (Q - q)/(L/D) = 120/(7.8/3.0) = 120/3 = 40 \text{ m}^3/2$
- Utilizando este valor de V con la Fig. 4.4-1, se ha determinado que los puentes de hormigón pretensado (PC) con un tramo de 25.46 m. son las facilidades de drenaje más económicas y recomendables en este caso.
- Considerando las condiciones locales, se recomienda construir estos puentes en las ubicaciones de San Juan (No.0+705), San Gregorio (No 3+440) y Pto. Almacén (No 6+000).

b) Ibare - Mamoré

Como se estableció anteriormente, no se necesita ninguna facilidad de drenaje que cruce la carretera en la subsección si el puerto del transbordador es construido de acuerdo al Plan Alternativo 2 descrito en 4.5.

c) Mamoré - Tijamuchi

- $L = 10.6 \text{ km} : Q = 280 \text{ m}^3/\text{s}$  (Ver Tabla 4.4-1) :  $q = 0 \text{ m}^3/\text{s}$
  - D se asume que es 2.0 km.
  - $V = 280/(10.6/2.0) = 280/6 = 46.6 \text{ m}^3/\text{s}$
  - Como se determinó en base a la Fig. 4.4-2, las tuberías corrugadas son las más económicas.
  - Las facilidades de drenaje recomendadas para esta subsección son como sigue:
    - (4 x d = 2.5 m. tubería) x 14 emplazamientos =  
(4 x 4.8 m<sup>3</sup>/s) x 14 = 268 m<sup>3</sup>/s
    - (3 x d = 2.5 tubería) x 1 emplazamiento =  
(3 x 4.8 ) x 1 = 14
- 
- $Q=280 \text{ m}^3/\text{s} < 282 \text{ m}^3/\text{s}$
- Se calcula que el intervalo promedio de las tuberías corrugadas es de 0.7 km. (10.6 km/15 emplazamientos)  
Esta distancia es suficiente para evitar problemas de movimiento de tierras

d) Tijamuchi - Fátima

- $L = 22.5 \text{ km} : Q = 560 \text{ m}^3/\text{s} : q = 0 \text{ m}^3/\text{s}$
  - $D = 2.0 \text{ km}$ .
  - $V = 560/(22.5/2.0) = 560/12 = 46.6 \text{ m}^3/\text{s}$
  - Las alcantarillas de tubería son ventajosas (Ver Fig. 4.4-3)
  - Recomendaciones:
    - (3 x d = 3.0 m. tubería ) x 17 emplazamientos =  
(3 x 7.7 m<sup>3</sup>/s) x 17 = 392 m<sup>3</sup>/s
    - (2 x d = 3.0 tubería) x 11 emplazamientos =  
(2 x 7.7 ) x 11 = 169
- 
- $Q=560 \text{ m}^3/\text{s} < 561 \text{ m}^3/\text{s}$
- El intervalo promedio es 0.8km. (22.5/(17+11)).

e) Fátima - San Ignacio

Las características de las facilidades de drenaje recomendadas en esta subsección son las que siguen:

- (1 x d = 1.2 m. tubería) x 52 emplazamientos
- Intervalo promedio = 0.8 km. (41.6 km/52)

El área total de las secciones de estas tuberías es igual al de las tuberías diseñadas para la carretera existente.

f) San Ignacio - Mamoré

- L = 28.8 km. : Q = 600 m<sup>3</sup>/s
- En base a la investigación de la topografía local y el movimiento del agua en la vecindad, los dos puentes deben ser construidos en el "Tigre" y "Mururita".

Deben ser puentes de hormigón pretensado (PC) y tener una luz de 30.46 m.

- La capacidad de descarga (q) de los puentes se calcula como sigue:

Tigre:	profundidad del agua	WD = 1.7 m.	q = 140m <sup>3</sup> /s
Mururita:		WD = 3.7	$\frac{q = 275}{q = 415m^3/s}$

- Los resultados del análisis en 4.4 indican que las alcantarillas de tubería son recomendadas como instalaciones de drenaje adicional en esta subsección. El volumen de drenaje requerido para estas alcantarillas de tubería es de 185 m<sup>3</sup>/s (Q - q = 600 - 415).
- El diámetro apropiado de tubería en esta subsección es de 1.5 m. de acuerdo al estudio en 4.4, y la cantidad recomendada de alcantarillas de tubería es como sigue:

(3 x d = 1.5 m. tubería) x 28 emplazamientos =  
(3 x 1.8 m<sup>3</sup>/s) x 28 = 151 m<sup>3</sup>/s

(2 x d = 1.5 m. tubería) x 10 emplazamientos

(2 x 1.8) x 10 = 36

---

Q-q=185 m<sup>3</sup>/s < 187 m<sup>3</sup>/s

- El intervalo promedio es 0.7 km. (28.8 km/(28+10+2)).

g) Museruna - San Borja

Se deberían construir puentes en "Curiraba" y "Curirabita" y sus tramos deben ser de 20.46 m. y 25.46 m., respectivamente.

Las facilidades de drenaje recomendadas son las alcantarillas de tubería.

- (1 x d = 1.2 m. tubería) x (106 emplazamientos

- intervalo promedio = 0.9 km. (102.1 km(106 2))

#### 5.2.2.3 Sumario de las Facilidades de Drenaje

Todas las facilidades de drenaje, incluyendo los ocho puentes más grandes diseñados por el SNC, están resumidos en la Tabla 5.2-1 y la Tabla 5.2-2.

Las especificaciones para las alcantarillas de tubería, su exacta localización y la variación del tamaño de tubería serán determinadas en la fase de diseño de detalle.

Los detalles de los puentes listados en la Tabla 5.2-1 son descritos en 5.3.



Tabla 5.2-1 LISTA DE PUENTES

Nombre del Lugar	Número de la Estación Puente	Longitud	Planificación	Observaciones
San Juan	No. 0 + 705	25.5	PCT	
San Gregorio	No. 3 + 440	25.5	PCT	
Pto. Almacén	No. 6 + 000	25.5	PCT	
Ibare	No. 8 + 226	180.4	3 PCBx.	* (IDB)
Tijamuchi	No. 23 + 510	136.0	3 PCBx.	* (USAID)
Apere	No. 104 + 960	91.5	3 PCT	* (USAID)
Tigre	No. 108 + 750	30.5	PCT	
Cuverene	No. 110 + 750	91.5	3 PCT	* (USAID)
Mururita	No. 116 + 630	30.5	PCT	
Museruna	No. 120 + 190	29.3	3 RC	* (IDB)
Chevejecure	No. 129 + 125	29.3	3 RC	* (IDB)
Matos	No. 163 + 870	29.3	3 RC	
Curirabita	No. 203 + 870	20.5	PCT	
Curiraba	No. 208 + 900	25.5	PCT	
Maniqui	No. 222 + 800	154.0	3 PCBx	* (USAID)

- NOTA: 3 PCBx - Puente de vigas cajón de hormigón pretensado, tres tramos continuos.
- 3 PCT - Puente de vigas post-tesadas de H.P., tres tramos continuos.
- PCT - Puente de vigas post-tesadas de H.P., un tramo simple.
- 3 RC - Puente de hormigón armado, tres tramos continuos.
- \* - Estos puentes ya fueron diseñados y financiados por el BID y USAID.

Tabla 5.2-2 LISTA DE TUBERIAS CORRUGADAS

Rfos	Número de la Estación (km)	Ø A	B	C	Promedio	Observaciones
Mamoré	No. 10 + 604.5	Ø 2500	4	14	0.70	
		Ø 2500	3	1	0.70	
Tijamuchf	No. 23 + 510	Ø 3000	3	17	0.80	
		Ø 3000	2	11	0.80	
Fátima	No. 42 + 400	Ø 1200	1	52	0.80	
San Ignacio	No. 84 + 000	Ø 1500	3	28	0.70	
		Ø 1500	2	10	0.70	
Museruna	No. 120 + 190	Ø 1200	1	15	0.78	
(Chevejecure)	No. 132 + 000	Ø 1200	1	19	1.74	
(Matos)	No. 165 + 000	Ø 1200	1	67	0.70	
(Curiraba)	No. 212 + 304.6	Ø 1200	1	5	2.0	
San Borja	No. 222 + 304.6					

- Ø A - Diámetro de Tubería Corrugada  
 B - Una Cadena de Tuberías Corrugadas  
 C - Número de Emplazamientos

### 5.3 Diseño de Puentes

#### 5.3.1 Generalidades

Después de revisar los diseños de los ocho puentes mayores, se ha recomendado al SNG, un cambio en el lugar de construcción del puente sobre el Río Ibare y una modificación del ancho de tres puentes (Museruna, Chevejecure y Matos).

Esta sección sólo tratará de los puentes citados a continuación:

- San Juan (No 0 + 705) tramo = 25 m.
- San Gregori (No 3 + 440) tramo = 25 m.
- Pto. Almacén (No 6 + 000) tramo = 25 m.
- Tigre (No 108 + 750) tramo = 30 m.
- Mururita (No 116 + 630) tramo = 30 m.
- Curirabita (No 203 + 870) tramo = 20 m.
- Curiraba (No 208 + 900) tramo = 25 m.

#### 5.3.2 Condiciones de Diseño

Las condiciones de diseño concuerdan con las "Especificaciones Standard para Puentes de Carreteras - 1977" de AASHTO. Las principales características se describen enseguida:

- Carga viva : HS20-44
- Ancho de puentes :

La Sección transversal propuesta de las superestructuras se muestra en la Fig. 5.3-1.

- Altura libre :

La altura libre mínima sobre el nivel de inundación de 20 años es de 1.5 m. para puentes en áreas boscosas (Curirabita y Curiraba) y 1.5 m. para aquéllos en las restantes áreas de pampa.