

2.5 Estudio de Perforaciones para las Fundaciones de Puentes

La Fase-I del Estudio determina la construcción de 7 puentes nuevos ubicados a lo largo de la carretera proyectada, habiéndose realizado inclusive el estudio de perforaciones para la fundación de alguno de estos puentes.

En la presente Fase del Estudio se realizó el estudio de perforaciones para 3 de los 7 puentes, es decir, puentes San Juan, San Gregorio y Puerto Almacén en las cercanías de Trinidad, cuya realización se quedó pendiente en la Fase-I del Estudio.

Se llevó a cabo el estudio de perforaciones con un pozo de hasta 20mts. para cada puente arriba indicado, realizándose la prueba de penetración estándar (Standard Penetration Test) a cada 0.5mts. y recolección de muestras de cada estrato para el ensayo de laboratorio.

El ensayo de laboratorio se realizó sobre granulometría, límite líquido, índice plástico, peso específico y contenido natural de agua en porcentaje.

En la Tabla 2.5-1 se indica la ubicación de pozos y en las Figuras 2.5-1, 2.5-2 y 2.5-3 se muestra el resultado del ensayo de laboratorio de muestras obtenidas.

El detalle de esta investigación se indica en el documento de Datos de Referencias Técnicas "Estudio de Perforaciones"

Tabla 2.5-1 Ubicación de Pozos

	Progresiva	Altura (M.S.N.M.)
San Juan	No. 0 + 685.4	151.829
San Gregorio	No. 3 + 432.3	151.486
Pto. Almacén	No. 5 + 991.4	152.750

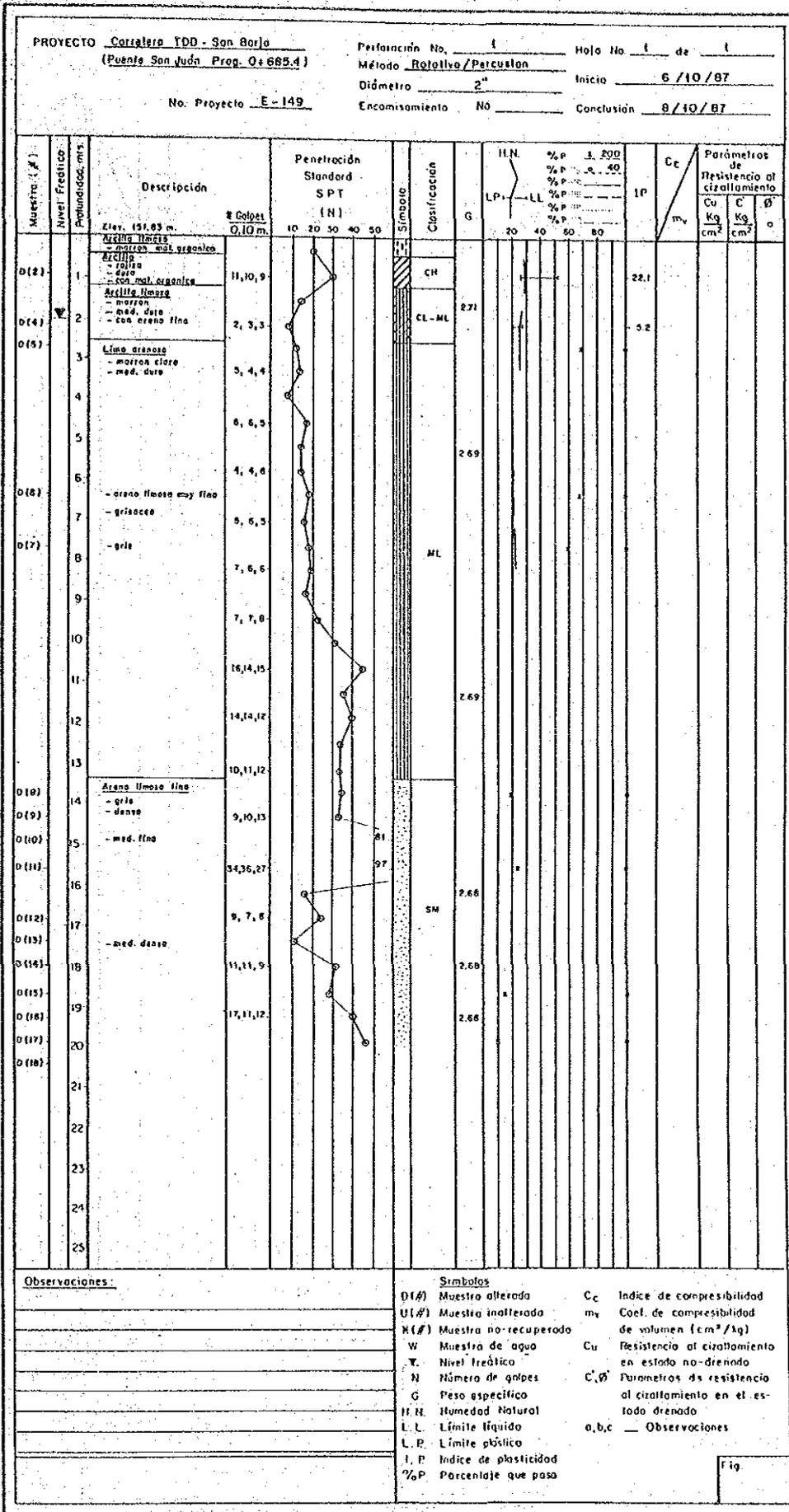


Fig. 2.5-1 RESULTADO INVESTIGACION DE SUELO: PUENTE SAN JUAN

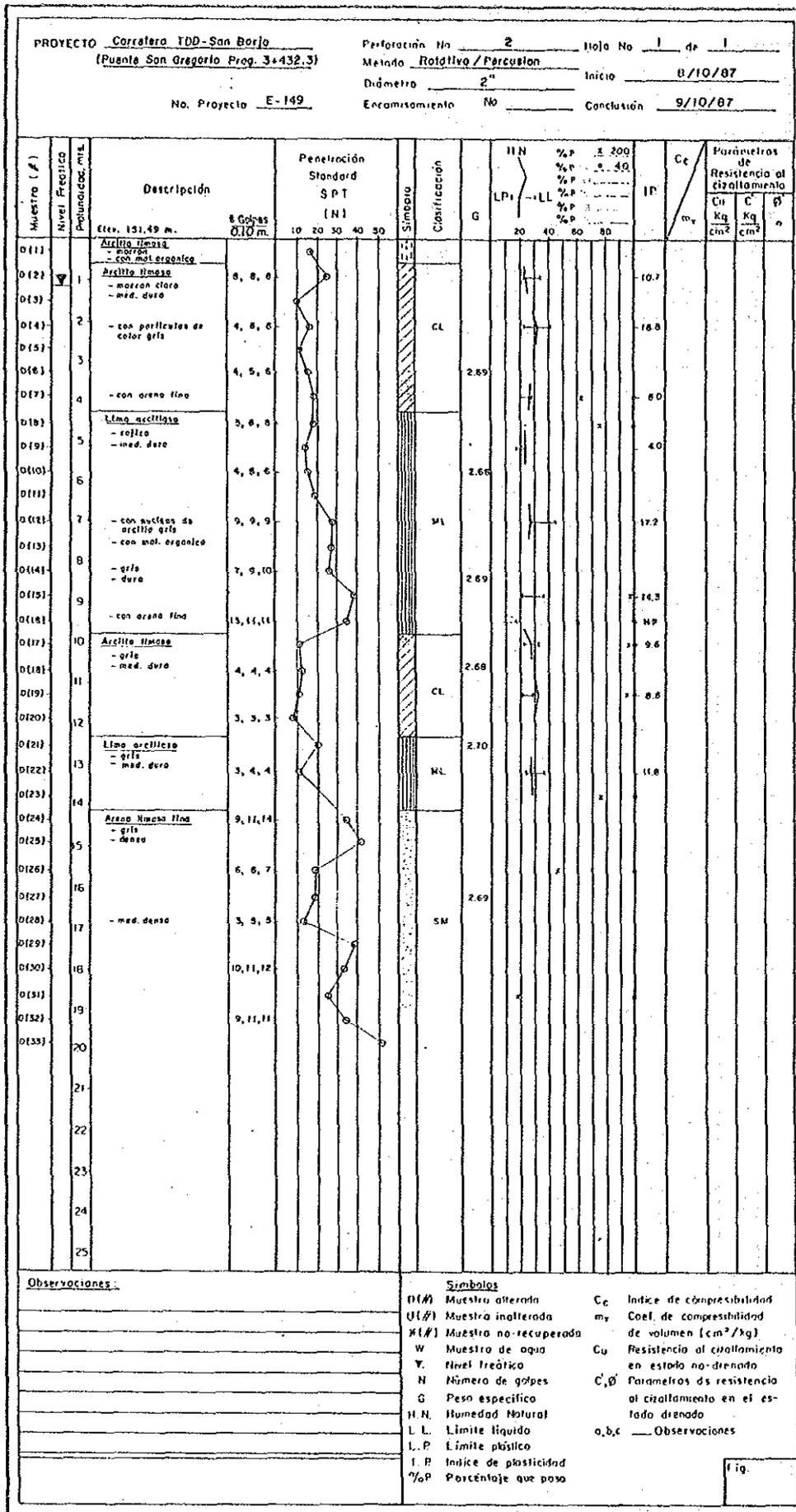


Fig. 2.5- 2 RESULTADO INVESTIGACION DE SUELO: PUENTE SAN GREGORIO

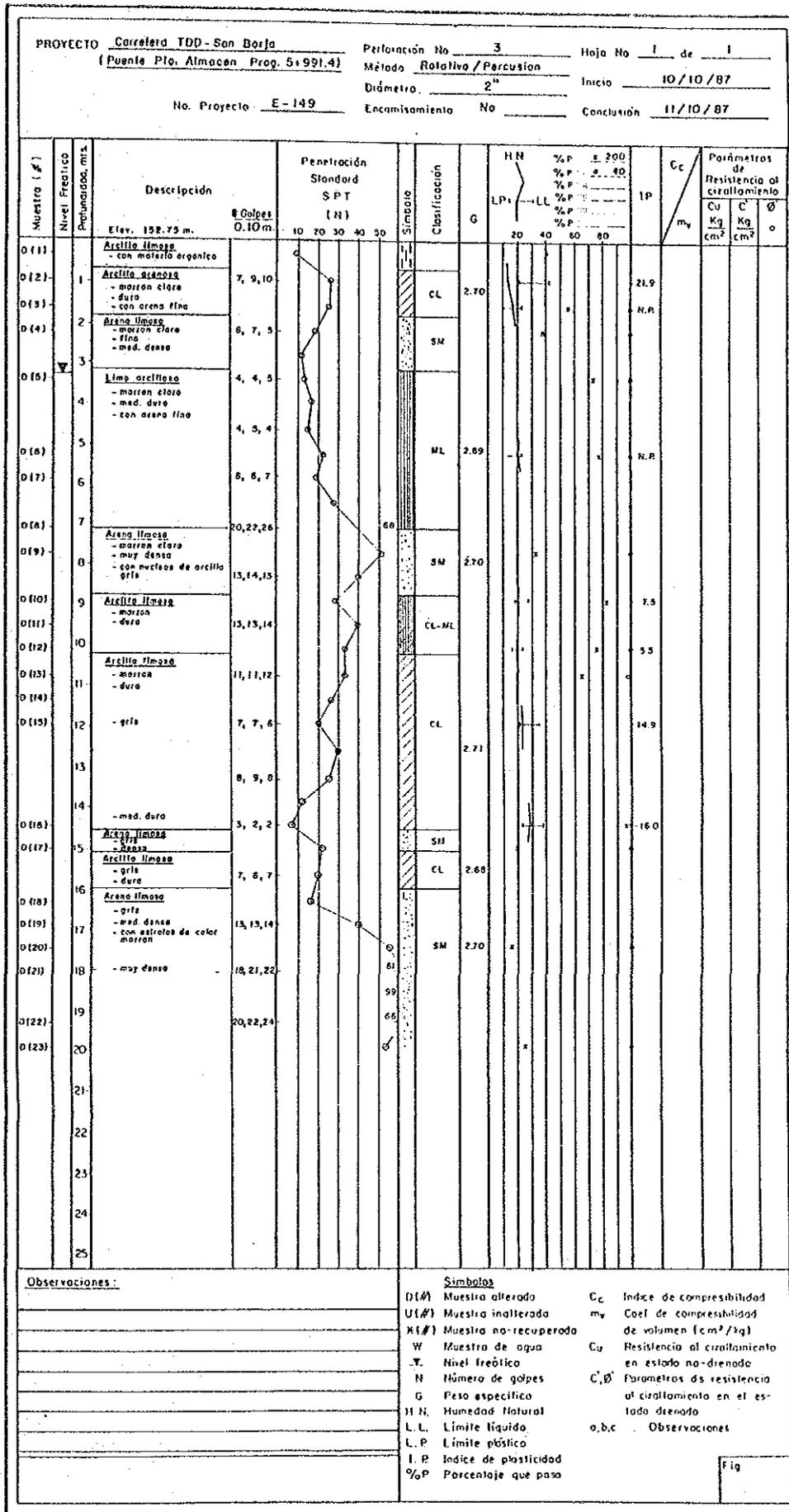


Fig. 2.5-3 RESULTADO INVESTIGACION DE SUELO; PUENTE PTO. ALMACEN

3. DISEÑO

3. DISEÑO

3.1. Normas de diseño

El diseño de la carretera así como de las estructuras concernientes a la misma se llevó a cabo, por principio, de acuerdo a las siguientes normas al igual que en la Fase-I, después de deliberaciones y de mutuo acuerdo con el Servicio Nacional de Caminos.

- (1) Carretera: "MANUAL Y NORMAS PARA EL DISEÑO GEOMETRICO DE CARRETERAS" 1984, SNC.
- (2) Pavimento: "GUIA PROVISIONAL DE LA AASHTO".
- (3) Puentes: "AASHTO - ESPECIFICACIONES STANDARD PARA PUENTES VIALES"
"NORMA ACI"

3.2. Diseño de la carretera.

3.2.1 Generalidades

Como mapa básico para el diseño de la carretera, se usó el foto-mosaico controlado a escala 1:2000, elaborado en el presente estudio.

El diseño de la carretera se basó en los resultados de los levantamientos de eje central, perfil longitudinal y sección transversal, asimismo, investigaciones de campo, estudios de suelos y agregados, etc., realizados en esta Fase - II del estudio, aparte del análisis de los resultados de la Fase - I. En base a estos datos se determinó la estructura detallada de la carretera y se calculó la cantidad de las obras.

3.2.2 Cronograma de realización del Proyecto

El diseño de la carretera se basó en el supuesto de que la realización del Proyecto sería como se muestra en la Figura 3.2-1, después de las deliberaciones y acuerdos con el Servicio Nacional de Caminos.

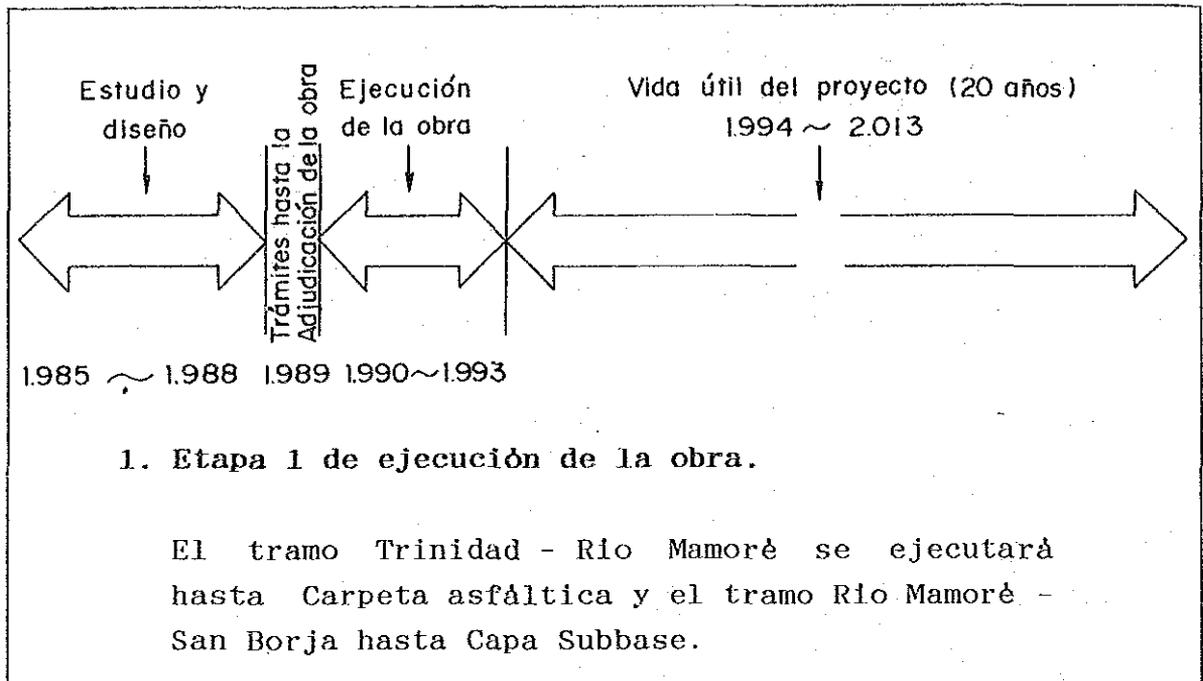


Fig. 3.2-1 Cronograma de realización y vida útil de la carretera proyectada.

3.2.3 Normas y criterios para el diseño de la carretera

3.2.3.1 Vehículo de diseño

El Servicio Nacional de Caminos considera cuatro tipos de vehículos de diseño.

Para el tramo carretero objeto del presente estudio se adoptó la norma más alta, es decir camión semiremolque, cuyas características se indican en la tabla 3.2-1.

Tabla 3.2-1 Características del vehículo tipo.

Características del vehículo Camión semiremolque (SR)	
Ancho total	2.60 m.
Largo total	16.80 m.
Radio mínimo de la rueda delantera externa	13.70 m.
Radio Mínimo de la rueda trasera interna	6.00 m.

SR = Vehículo comercial articulado, compuesto normalmente de unidad tractora y semiremolque de dos ejes.

3.2.3.2 Diseño Geométrico

De acuerdo a deliberaciones y de mutuo acuerdo con el Servicio Nacional de Caminos, se adoptó el criterio correspondiente a carretera de Categoría III. Las demás características son las correspondientes a una velocidad de diseño de 100 kms/hora (Ver tabla 3.2-2).

Tabla 3.2-2 Características geométricas de diseño.

Items	Valores	
	Base	Adoptado
Topografía	Plana	Plana
Velocidad de diseño(km/h)	100	100
Radio mínimo de curvas horizontales (m.)	415	425
Pendiente máxima (%)	deseable	4
	admisible	5
Distancia mínima de visibilidad (m.)		
Frenado	155	208
Paso deseable (seguridad absoluta)	425	
Peralte (%)	deseable	6
	admisible	8
Curvas verticales (K)		
Convexa	deseable	107
	admisible	58
Concava	deseable	52
	admisible	36
		más de
Galibos verticales mínimos (m.)	5.5	5.5

3.2.3.3 Sección transversal típica

Después de las deliberaciones y acuerdos con el Servicio Nacional de Caminos se modificó la sección transversal típica, disminuyendo el ancho de las bermas de 2.5mts. y 1.5mts por lado que en la Fase - I tenían los tramos Trinidad - Río Mamoré y Río Mamoré - San Borja, respectivamente. Se adoptó el ancho de la berma de 1.0mt. por lado para todo el trayecto, según se muestra en la Figura 3.2-2.

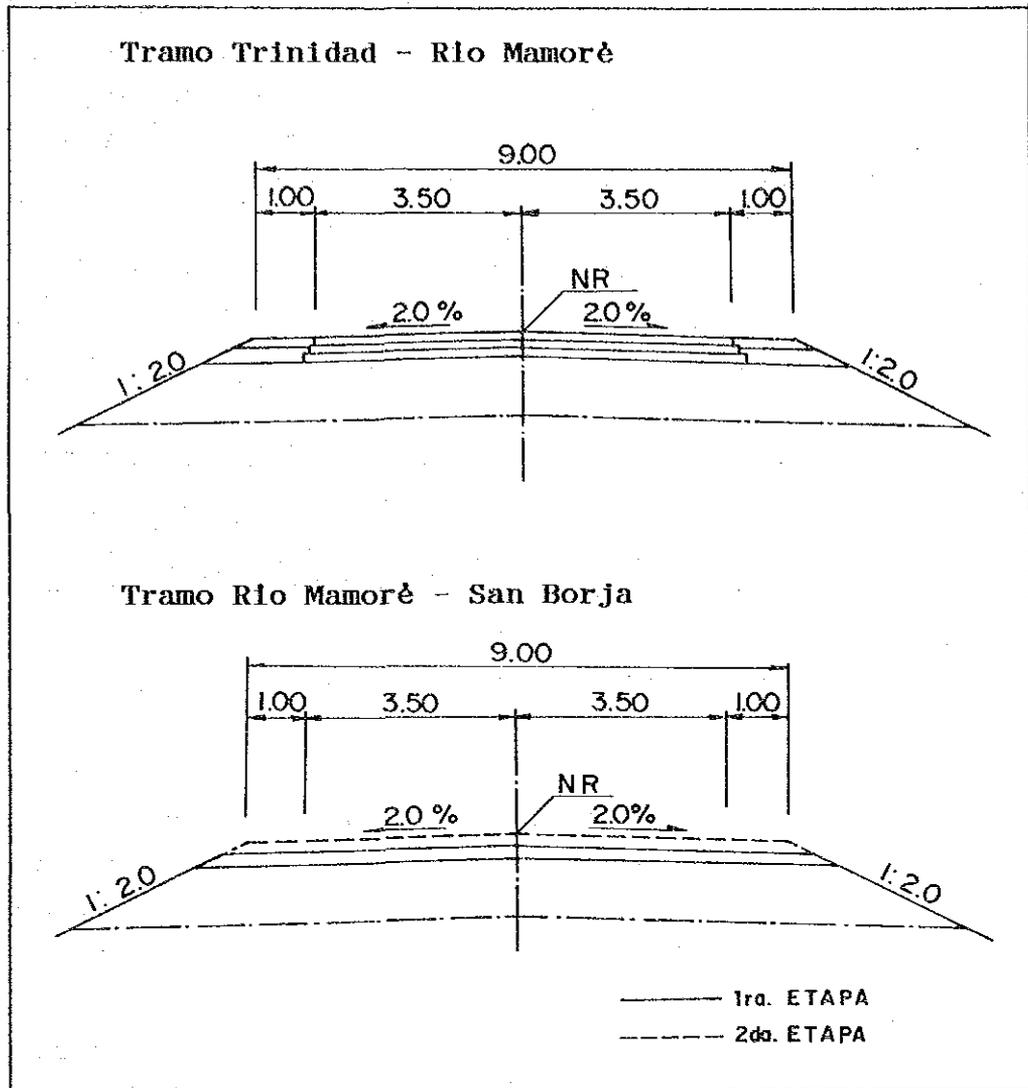


Fig. 3.2-2 Sección transversal típica.

3.2.4 Trazado Horizontal del eje

(1) Selección de ruta y trazado Horizontal

En el trazado horizontal del eje se consideró el aprovechamiento al máximo del camino existente, basándose para tal efecto en la ruta seleccionada en la Fase-I del Estudio.

Sin embargo, en base a la investigación detallada de campo se introdujeron variantes de la ruta en los lugares donde se consideraba que sería más apropiado modificar la ruta seleccionada en la Fase-I, determinándose de esta manera el trazado definitivo del eje central.

A continuación se exponen las tres variaciones principales y sus motivos.

- 1) Acceso a la terminal de transbordadores, en la margen izquierda del Río Mamoré.
- 2) Circunvalación de la ciudad de San Ignacio.
- 3) Sector de curvas en la margen derecha del Río Apere.

Se elaboró el plano horizontal, agregando al plano básico las ubicaciones y dimensiones resultantes del trazado del eje en planta, las estructuras, el drenaje transversal, etc.

Además se registraron los datos de los puntos de referencias básicas del levantamiento topográfico, ubicados en el terreno durante la ejecución del presente estudio para servir de referencia en la etapa de construcción del proyecto.

- (a) Acceso a la terminal de transbordadores, en la margen izquierda del río Mamoré.

En este lugar, el trazado horizontal fue modificado por el cambio en la ubicación de la

terminal de transbordadores (Pto. Ganadero) del río Mamoré.

Como se aprecia en la figura 3.2-3, el trazado de la ruta en este lugar se dirige a la terminal de transbordadores formando un ángulo de 30° respecto al eje del trazo anterior, y mediante un radio de curvatura de 450m. ($R=450m$).

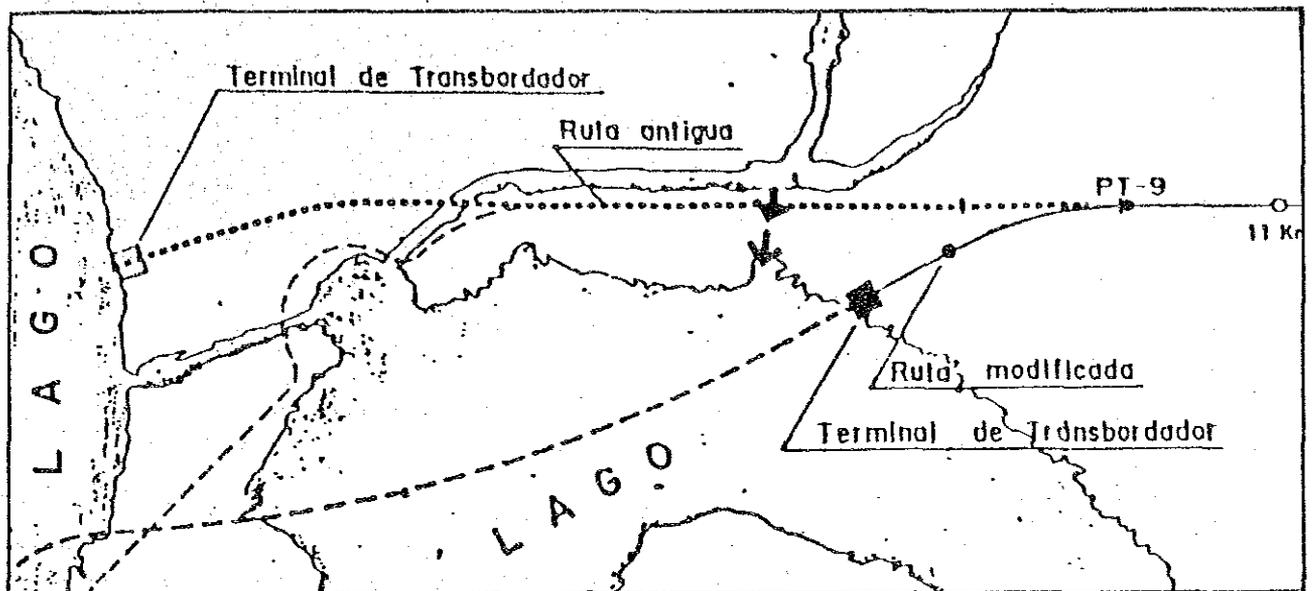


Fig. 3.2-3 Variante en el trazado del eje, en el sector de la terminal de transbordadores (Pto. Ganadero).

(b) Circunvalación de la ciudad de San Ignacio.

En la Fase - I del estudio se eligió, en este sector, una variante que no se sobreponía con el camino existente para mejorar el trazado horizontal. Sin embargo, durante el presente estudio se constató que existe un Curiche (pan-

tanal) de grandes dimensiones, con una profundidad de agua de 1.0 - 1.5m., por el cual pasa el trazado propuesto en la Fase - I. Considerando la ejecutabilidad de la obra, economía, etc., se modificó este trazo, retornando al eje de la ruta existente, según la figura 3.2-4.

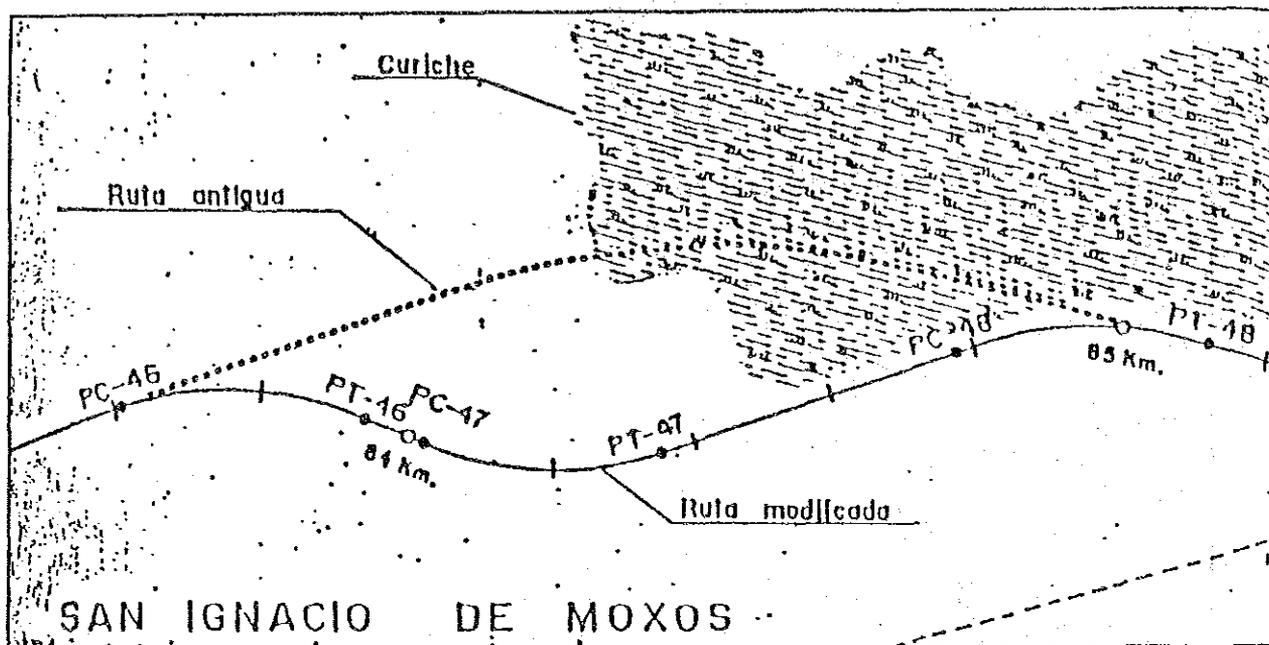


Fig. 3.2-4 Modificación del trazado del eje, en las proximidades de San Ignacio.

(c) Sector de curvas, en la margen derecha del Río Apere.

En la Fase - I se eligió el trazado con el criterio de mantener el alineamiento de la carretera existente. Sin embargo, debido a la existencia de radios muy pequeños en el mismo, se requiere la construcción de una variante completamente nueva de aproximadamente 1.500m.

En caso de adoptar la variante propuesta en la figura 3.2-5, la longitud de construcción nueva será de 1.600m., no habiendo una diferencia notoria con el trazado de la Fase - I. Además, con este trazado se lograría un ahorro de aproximadamente 800m. en la longitud total del tramo, con un lineamiento mucho mejor y más suave, en comparación al de la Fase - I.

En consideración a todo lo anterior, se ha modificado el trazado del eje en este sector, habiendo acortado el tramo de las curvas en la carretera existente.

(2) Curvas de transición.

El trazado del eje horizontal de la carretera existente, objeto del presente estudio, está ejecutado con curvas simples, sin considerar curvas de transición.

Al adoptar las curvas de transición en el diseño del presente estudio, la línea central de la carretera no coincidirá con la de la ruta existente, haciéndose más alto el costo de la ejecución de la obra y presentará problemas en algunos otros aspectos, como ser derecho de vía.

Por otra parte, los 8 puentes ubicados en el proyecto han sido diseñados anteriormente, en base al trazado de la ruta existente, de los cuales 7 puentes ya se encuentran en etapa de construcción. Al adoptar las curvas de transición en este diseño se tendría que modificar la ubicación de los

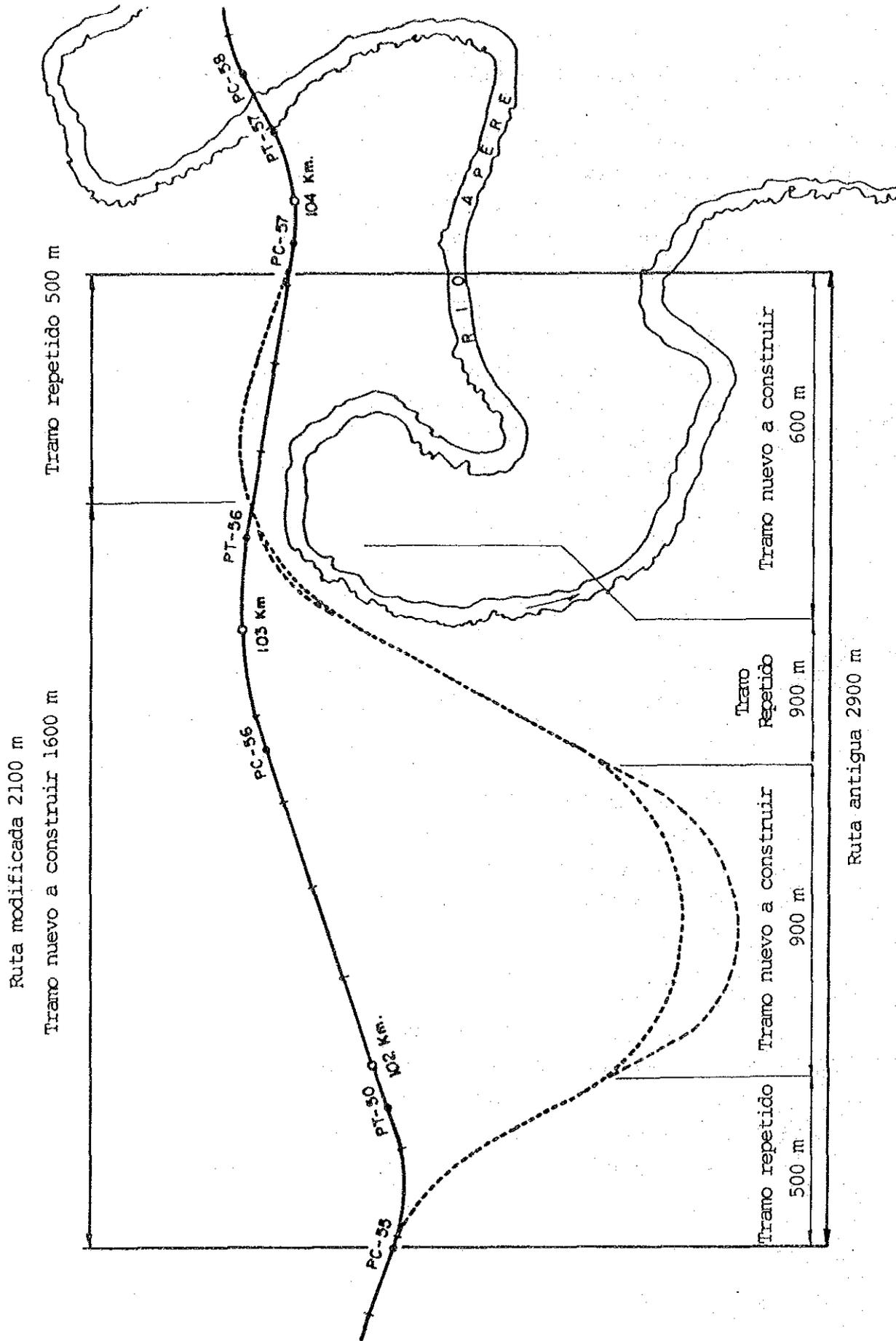


Fig. 3.2-5 Modificación de la forma de línea de margen derecho del Río Apere

puentes en las cercanías de curvas ya que en muchos casos la curva de transición se extendería hasta la estructura misma del puente.

Además, los tramos carreteros colindantes al proyecto, como ser Yucumo - San Borja y San Ramón - Trinidad, están ejecutados sin la adopción de la curva de transición siendo conveniente uniformar el criterio para los tres tramos.

En consideración a todo lo expuesto anteriormente, en el presente estudio se realizó el diseño de la carretera sin la adopción de curvas de transición.

3.2.5 Trazado Vertical del eje.

Se efectuó el trazado vertical del eje, utilizando el perfil longitudinal establecido en el levantamiento topográfico realizado durante la ejecución del presente estudio, tomando en cuenta el resultado de la investigación de campo, factores económicos y la ejecutabilidad de la obra; asimismo, basándose en los siguientes criterios establecidos en la Fase-I.

- 1) Adopción de las normas establecidas en el punto 3.2.3.2.
- 2) En la zona anegadiza, se deberá garantizar la cota superior de la capa sub-base proyectada a más de 60cm. por encima del nivel de aguas máximas, que se encuentra en 154.80m. sobre el nivel del mar (S.N.M) como fue establecido en la Fase - I.

Fundamento de la adopción de 60 cm. de reserva, entre Nivel de Aguas Máximas y Cota superior de capa

subbase se indica en la nota anexa incluida en la última parte de esta cláusula.

- 3) Se deberá asegurar la cota superior de la capa subbase proyectada, en la zona no sometida a la inundación a una altura de 60cm. o más por encima del nivel de terreno natural existente. Empero, este criterio no siempre se adoptará en los reducidos sectores donde el terreno natural posea elevación puntual.
- 4) En los tramos aledaños a los puentes ya proyectados, se respetarán las cotas propuestas para los mismos.
- 5) No se ejecutarán cortes en el camino actual. Empero, no siempre se adoptará este criterio en los reducidos sectores donde el terreno natural posea elevación puntual.

Las cotas de diseño se establecieron en forma separada, y según las zonas sean sometidas o no a la inundación. Además se determinó las cotas en la zona de inundación según los diferentes espesores del pavimento.

a) Trinidad - Fátima (zona de inundación)

En este tramo, se determinó la cota de diseño tomando en cuenta los siguientes items.

* Nivel de aguas máximas (N.A.M.)	154.800
* Capa base	0.100
* Capa de rodadura	0.060
* Peralte	0.210
* Reserva desde N.A.M	0.600
<hr/>	
Cota mínima de rasante	155.770

Por consiguiente, se determina la cota de diseño en 155.800m. La pendiente longitudinal se establece en 0%, tomando en cuenta la relación con el nivel de aguas máximas.

- b) Fátima - San Borja (zona no afectada por la inundación).

Este tramo que está en zona no anegadiza fue proyectada, procurando minimizar al máximo el volumen de movimiento de tierra, por consideraciones de índole económico, y de acuerdo a los lineamientos antes citados.

El perfil longitudinal de la carretera determinado en base a lineamientos básicos antes indicados, fue expresado en el plano de perfil longitudinal del terreno natural después de calcular el nivel de rasante proyectado a un intervalo de 50mts. De esta manera se elaboró el plano de perfil longitudinal de la carretera con escalas 1:200 y 1/2000, vertical y horizontal respectivamente.

El fundamento de la adopción de 60cm. de reserva entre Nivel de Aguas Máximas y Cota superior de capa subbase es como sigue:

- a) Existe la fórmula de ensayos sobre la capilaridad de agua desde el nivel freático. Sin embargo, el valor obtenido en base a esta fórmula es meramente teórico y surgirían dificultades en aplicarlo directamente a la distribución granulométrica del sitio proyectado.

A propósito, la elevación de agua por fenómeno capilar obtenida con esta fórmula es de 11mts., siendo impracticable la aplicación de este valor en el proyecto en cuestión.

- b) El suelo del sitio proyectado está compuesto, principalmente de arcilla y material arcilloso. En el caso de arcilla se requiere aproximadamente 1000 horas (42 días) para que el agua se eleve 1mt. por fenómeno de capilaridad.

Teniendo en cuenta lo anterior y considerando que el nivel de aguas máximas, adoptadas es de 20 años de recurrencia, asimismo, el periodo de inundación con aguas máximas de cada año es de apenas 2 a 3 semanas, creemos que no habrá humedecimiento y/o anegamiento de la carretera por efecto de capilaridad de agua.

- c) Dentro los proyectos de similares condiciones existen el camino carretero San Ramón-Trinidad y Yucumo-San Borja. En ambos casos también se ha asegurado un mínimo de 60cm. de reserva desde el nivel de aguas máximas.

Por otra parte, como datos reales y ejemplo representativo se puede mencionar la circunvalación de la ciudad de Trinidad que es azotada cada año por inundación. Esta circunvalación es aprovechada como camino, observándose que no existe problema alguno en la transitabilidad de los vehículos ya que la capa de rodadura en sí está seca a pesar de que el nivel de agua se eleva muchas veces de 10 a 15cm. de la capa de rodadura, durante la época de lluvias.

En consecuencia, no habrá problema al reservar un mínimo de 60cm. desde el nivel de aguas máximas hasta la cota superior de capa subbase.

3.2.6 Diseño transversal.

Las secciones transversales de la carretera fueron diseñadas adoptando, por principio, la sección transversal típica establecida en el acápite 3.2.3.3, cada 200m. en los tramos rectos, y a cada 100m. en los tramos en curva, determinados en el trazado del eje horizontal. Asimismo, se utilizaron las secciones transversales del terreno natural, obtenidas con el levantamiento topográfico del presente estudio.

La elaboración de los planos de las secciones transversales se realizaron en escala 1:200. Se establecieron las áreas de sección y longitudes de talud respectivas, calculando en base a ello el volumen de movimiento de tierras.

3.3 Diseño del Pavimento.

3.3.1 Generalidades

En el diseño del pavimento, se calculó el espesor del mismo y se determinó los materiales que lo conforman, adoptando el método establecido en "Guía provisional de AASHTO", al igual que en el estudio de la Fase-I. Para tal efecto, los cálculos se basaron en la estimación del volumen de tráfico proyectado, realizada en la Fase - I, capacidad de soporte de material de subrasante obtenida con el estudio de suelos, asimismo, materiales seleccionados de pavimento y sus respectivas resistencias, obtenidas en el estudio de agregados.

(1) Tipo de pavimento.

El pavimento de la carretera del presente proyecto, consiste en una carpeta de concreto asfáltico, capa base y capa sub-base.

El concreto asfáltico será producido en planta, mediante mezcla en caliente de agregados y el material bituminoso.

(2) Precondición de la ejecución por etapas.

El tramo Trinidad - Río Mamoré será terminado en su pavimento hasta la capa superficial bituminosa, dejando pendiente el tramo Río Mamoré - San Borja, ya que este tramo será ejecutado solamente hasta subbase.

(3) Periodo de vida útil del pavimento.

Se diseñó el pavimento, considerando el periodo de la vida útil del mismo en 10 años. Se supone que la entrega de la capa superficial de concreto asfáltico al uso público será:

Tramo Trinidad - Río Mamoré: a partir del 1994.

Tramo Río Mamoré - San Borja: a partir del 1998.

3.3.2 Diseño del espesor del pavimento.

1) Cálculo de espesor del pavimento.

El cálculo del espesor del pavimento fue realizado de acuerdo al método establecido en la "Guía provisional de la AASHTO".

Este método fue elaborado para ayudar a resolver el problema de diseño con el uso de un Número Estructural (SN), el cual se indica en la Fig. 3.3-1. El espesor de cada capa puede ser fácilmente calculado por la siguiente fórmula, utilizando el valor de SN.

$$SN = a_1 D_1 + a_2 D_2 + a_3 D_3$$

Donde:

SN: Número estructural

a₁, a₂, a₃: Coeficientes estructurales de la capa superficial, capa base y capa sub-base, respectivamente (Ver Tabla 3.3-1)

D₁, D₂, D₃: Espesor (en pulgadas) de las capas superficial, base y sub-base, respectivamente.

En caso de:

$$S = 3.7$$

$$ELA = 1,033,400$$

$$R = 1.5 \text{ --- } SN = 3.7$$

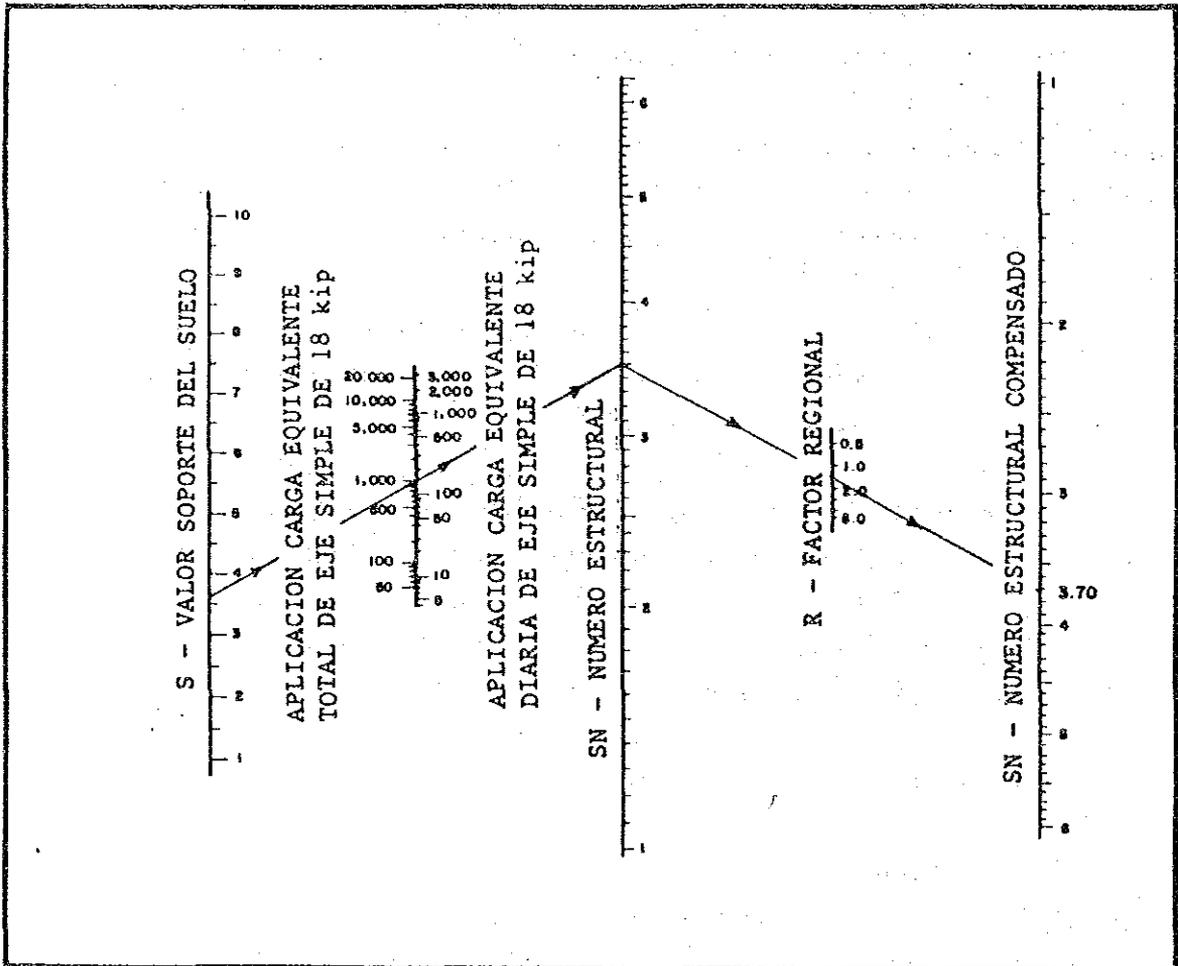


Fig. 3.3-1 Abaco de Diseño para pavimentos Flexibles, $PT = 2.0$

**Tabla 3.3-1 Coeficientes estructurales por capa
propuestos por AASHTO**

Componente del Pavimento	Coeficiente
Capa Superficial	
Mezcla en camino (estabilidad baja)	0.20
Mezcla en planta (estabilidad alta)	0.44
Mortero asfáltico	0.40
Capa Base	
Grava arenosa	0.07
Piedra triturada	0.14
Tratada con cemento (no suelo-cemento)	
Resistencia a la compresión a los 7 días	
650 lib/pulg ² o más	0.23
400 lib/pulg ² a 650 lib/pulg ²	0.20
400 lib/pulg ² o menos	0.15
Tratada con bitumen	
Gradación gruesa	0.34
Mortero asfáltico	0.30
Tratada con cal	0.15 - 0.30
Capa Sub-base	
Grava arenosa	0.11
Arena o arcilla arenosa	0.05 - 0.10

A continuación se describe brevemente el método para el diseño de pavimento.

- a) Se determina el Índice de Servicialidad de la Carretera (Pt). AASHTO establece dos categorías de Pt que son:

Carreteras principales con elevado volumen de tránsito....Pt = 2.5
 Las demás carreteras.....Pt = 2.0

b) Deben ser establecidos los tres factores siguientes antes de determinar el SN de la Fig. 3.3-1

- Valor soporte del suelo (S) de subrasante.
- Aplicación de Carga Equivalente al Eje Simple de 18 kilolibras (ELA)

El primer y último valor son determinados de la Fig. 3.3-2 y la Tabla 3.3-2 respectivamente.

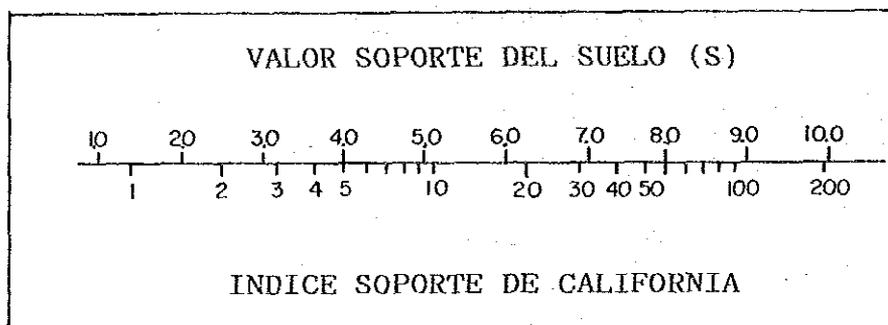


Fig. 3.3-2 Relación entre el CBR y S.

Tabla 3.3-2 Factor Regional (R)

Condición del Material de Asiento de la Carretera	R
Congelado a profundidad 5" o más	0.2 a 1.0
Seco, verano y otoño	0.3 a 1.5
Húmedo, deshielo en primavera	4.0 a 5.0

Determinar SN del Abaco de Diseño, en la Fig. 3.3-1

Determinar el Coeficiente Estructural por Capa (ai) de la Tabla 3.3-1 para cada una de ellas. Luego, asumiendo dos de los tres espesores de capa (D), (esto es, las capas superficiales, base y subbase), se puede calcular el espesor de la tercera capa, mediante la fórmula:

$$SN = a_1D_1 + a_2D_2 + a_3D_3$$

Para intentar el diseño más económico, se aconseja intentar varias pruebas de tanteo.

En el procedimiento de diseño descrito anteriormente, también es necesario considerar la ejecutabilidad de construcción y mantenimiento. Basada en esto, la guía de AASHTO recomienda los siguientes valores para el espesor práctico mínimo a ser aplicado para cada capa del pavimento.

Capa superficial	2 pulgadas (5 cm.)
Capa base	4 pulgadas (10 cm.)
Capa sub-base	4 pulgadas (si se utiliza sub-base)

A continuación se indica las características de la subrasante, tráfico, número estructural, material de pavimento y coeficientes estructurales para la determinación del espesor del pavimento.

2) Características de la subrasante

Según el resultado de la investigación de suelos, realizada en esta fase del estudio, las características de la subrasante en la carretera proyectada, se pueden clasificar en 7 tramos distintos, como se

observa en la tabla 3.3-3. En la misma tabla, se indica el valor del CBR de la subrasante de cada tramo y la respectiva capacidad de soporte del suelo (S).

El tramo entre Trinidad y Río Mamoré será sometido a la mejora de subrasante utilizando suelo de buena calidad (tierra arenosa CBR 12) existente en la margen derecha del Río Mamoré, puesto que el material existente en la mayor parte de dicho tramo es de baja calidad con el valor de CBR 1 a 2. De igual manera el tramo entre Río Mamoré y km 29.10, deberá ser sometido a la mejora de su subrasante en la capa superior de 25 cm., utilizando el suelo de buena calidad (limo arenoso CBR más de 4) existente en la margen izquierda del Río Mamoré, ya que el material existente para subrasante es de CBR bajo, con valor 3.

3) Características del tráfico.

En la tabla 3.3-3 se muestra el número total estimado de camiones para cada tramo en una sola dirección. Estos valores son los resultados de cálculos realizados en base al volumen de tráfico futuro, estimado en la Fase - I, el cronograma de ejecución de la obra y periodo de vida útil del pavimento.

Por otra parte, el tráfico vehicular convertido en carga equivalente de eje simple (ELA) de 18 kilolibras (kips) que se muestra en la misma tabla, es calculado tomando el coeficiente de distribución del peso de camiones (K) igual a 0.605.

En Bolivia no existen los datos relativos al coeficiente de distribución del peso de camiones (k), por lo cual en este estudio se aplicó los valores correspondientes a la carretera rural de los Estados Unidos de Norteamérica.

4) Número estructural de pavimento (S.N.)

En la misma tabla 3.3-3, se muestra el número estructural de pavimento (S.N.) de cada uno de los tramos, calculados en base a las características de la subrasante (1) y del tráfico (2).

En cuanto al índice de serviciabilidad (Pt) de la carretera para el cálculo del número estructural del pavimento (SN), se adoptó el valor de $Pt = 2.0$ debido a que según la Guía preliminar la característica de esta carretera no corresponde a una carretera mayor o fundamental que tiene un tráfico mayor, sino que corresponde a la red principal de menor tráfico.

El factor regional (R) es un coeficiente para apreciar la influencia de condiciones naturales tales como la configuración del terreno, precipitación pluvial, nivel freático, congelamiento, deshielo, etc, en la declinación de resistencia de los materiales de subrasante. En la Tabla 3.3-2 se mencionó la clasificación de estas condiciones y los límites de coeficientes aplicables a cada caso. Normalmente, la subrasante de esta carretera podrá considerarse como seco o casi seco, correspondiendo a la condición clasificada en la casilla intermedia de dicha Tabla. Sin embargo, tomando en cuenta la elevación del nivel freático y otros, debido a inundación durante la época de lluvias, se adoptó el coeficiente de $R = 1.5$ que es el valor máximo aplicable en la condición antes indicada.

Por otra parte, el tramo entre Rio Mamoré y San Borja de la carretera en cuestión será puesta en servicio con la capa subbase conformada a un espesor de 20 cm.

Tabla 3.3-3 Características de la subrasante, tráfico y número estructural.

TRAMO CARACTERISTICAS	TRINIDAD	RIO MAMORÉ	29.1 KM PATINA	SAN IGNACIO			
	(0.0 km) RIO MAMORÉ (10.369 km)	(10.369 km) 29.1 km	(50 km) SAN IGNACIO (85.4 km)	(85.4 km) 156.1 km	156.1 km 184.1 km	184.1 km 204.1 km	204.1 km (221.935 km)
Periodo de vida util del pavimento	1994-2003	1998-2007					
Número total de camiones en una dirección	693,500	157,700		179,600			
Número de aplicaciones del eje equivalente a 18 kips. (EIA)	419,600	95,400		108,700			
CBR de la subrasante	12	3(4†)	5	4	5	4	5
Valor soporte del suelo	5.5	3.2	4.0	3.7	4.0	3.7	4.0
Número Estructural (S.N.)	2.43	2.65††	2.40	2.58	2.48	2.58	2.48

† CBR correspondiente a la capa de subrasante mejorada

†† Valor para ser aplicado después de efectuado el mejoramiento de la subrasante, con un espesor de 25 cm. de suelo de buena calidad.

5) Materiales del pavimento y coeficientes estructurales.

Para cada capa del pavimento, se usarán los materiales obtenidos en el banco de préstamo o en la cantera que se indican en la tabla 3.3-4, de acuerdo a los resultados de la investigación de los agregados realizada en el presente estudio (Fase - II)

(consultar los documentos de referencias técnicas pertinentes, especialmente, el documento sobre la investigación de los agregados).

Los coeficientes estructurales (S.C.) de los materiales para el pavimento, se muestran en la tabla 3.3-4

Tabla 3.3-4 Materiales para pavimento y coeficientes estructurales (S.C.)

CAPA	MATERIALES	BANCO DE PRESTAMO O CANTERA	CARACTERISTICAS	COEFICIENTE ESTRUCTURAL (S.C.)
Capa superficial	Mezcla asfáltica en caliente	Cerro San Jorge (Yacimiento No.1)	Gradación cerrada	0.44
Capa Base	Piedra triturada	Cerro San Jorge (Yacimiento No.1)	CBR 80 (T-1800)	0.14
Capa Subbase	Piedra triturada sin cribar	Cerro Chico	CBR 60 (T-1800)	0.11
Mejoramiento de la subrasante	Grava sin cribar	Caripo-Dartagnan	CBR 60 (T-1800)	0.11
	Suelo Buena calidad (Limo arenoso)	Rio Mamore (Margen izquierda)	CBR 6	0.05

3.3.3. Estructura del pavimento.

En la figura 3.3-3, se muestra la conformación del pavimento de cada tramo, con los materiales anteriormente especificados, en el inciso 2.

En cuanto al pavimento de las bermas, se aplicará tratamiento asfáltico sobre la capa de material pétreo de 10cm. de espesor, en el momento de la ejecución de la capa superficial.

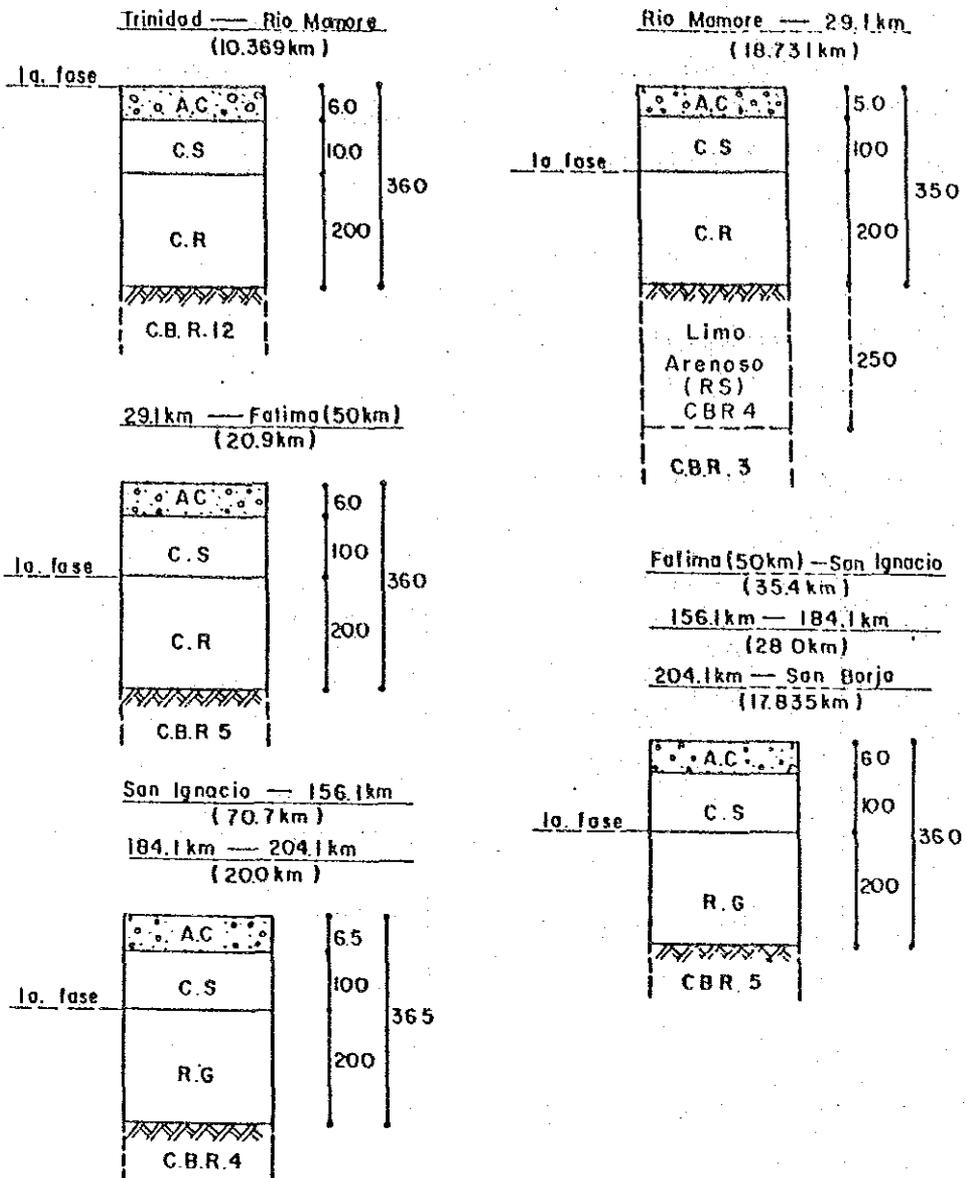


Fig. 3.3-3 Estructuras recomendadas de pavimento

- A.C.: Concreto asfáltico (mezcla en caliente, de Cerro San Jorge).....capa superficial
- C.S.: Piedra triturada (de San Jorge)....capa base (CBR80)
- C.R.: Triturado sin cribar (de Cerro Chico).....capa subbase (CBR60)
- R.G.: Grava de Río (De Caripo y Río Dartagnan)....capa subbase (CBR60)
- R.S.:Limo arenoso del Río Mamoré (margen izquierda)....subrasante mejorada (más de CBR4)

3.4 Diseño de Puentes

3.4.1 Generalidades

El Informe de la Fase - I del Estudio recomienda en base a análisis hidrológicos e hidráulicos realizados, la construcción de 7 puentes, además de los 8 puentes ya diseñados.

Sin embargo, y de acuerdo al resultado del estudio realizado en la Fase-II de Estudio, se determinó la construcción de 2 puentes nuevos en los sectores bajos situados en ambos márgenes del Río Tijamuchi, aparte de los 7 puentes recomendados en la Fase-I.

Las características básicas de los 8 puentes ya diseñados se indican en la Tabla 3.4-1. Aclaramos que en el presente estudio, Fase-II, se incluye el costo de construcción y el cronograma de ejecución del Puente Tijamuchi, por razones indicadas en el artículo 1.3; Materia del Estudio.

Tabla 3.4-1

Ocho Puentes ya diseñados

NOMBRE DEL PUEENTE	UBICACION (Progresiva)	LONGITUD DEL PUEENTE	TIPO	OBSERVACIONES
Ibare	No. 8 + 172.0	180.4(m)	3 PCBx	BID, Obra ya contratada
Tijamuchi	No. 22 + 431.0	136.0	3 PCBx	Incluye en el presente Proyecto
Apere	No.104 + 147.0	91.5	3 PCT	USAID o SNC
Cuberene	No.110 + 358.0	91.5	3 PCT	USAID o SNC
Museruna	No.119 + 838.0	29.3	3 RC	BID, Obra ya contratada.
Chevejecure	No.128 + 747.5	29.3	3 RC	BID, Obra ya contratada.
Hatos	No.163 + 100.0	29.3	3 RC	BID, Obra ya contratada.
Maniquí	No.219 + 728.0	154.0	3 PCBx	USAID

3.4.2 Ubicación de los Puentes

Este artículo comprende el programa y el diseño de los 9 puentes, que son objeto del presente estudio.

En base a los resultados del levantamiento topográfico de ruta, levantamiento complementario de detalle e investigaciones de campo (en adelante se denominarán levantamiento topográfico), realizados en la presente Fase del Estudio, se mantiene la ubicación de 6 de los 7 puentes propuestos en la Fase-I, excepto el puente ubicado en el sector Tigre.

El Puente que originalmente estaba ubicado en el sector Tigre, fue trasladado al sector Tajibo, como consecuencia de los resultados del levantamiento topográfico y por las razones que se mencionan a continuación: Se tomó esta determinación con la debida deliberación y acuerdo con el Servicio Nacional de Caminos.

- 1) Las alcantarillas colocadas en el arroyo Tigre (8 chapas corrugadas, $\phi = 3m.$), al presente no muestran deterioros ni oxidaciones, pudiendo ser utilizadas con el correspondiente refuerzo en los cabezales de entrada y salida.
- 2) En relación al nivel de Aguas Máximas (N.A.M.), estas alcantarillas tienen la suficiente altura de modo que permiten tener un flujo con superficie libre, tal como se muestra en la figura 3.4-1.
- 3) Los sectores Tajibo y Tigre, están situados en la Cuenca del río Apere y según los resultados del

análisis hidrológico e hidráulico realizado para dichos sectores, no existe variación entre los mismos.

- 4) Por otra parte, es económicamente más ventajoso construir el Puente en el sector Tajibo en vez de hacerlo en el Tigre, ya que en este último se tendrían que retirar en forma previa las alcantarillas de chapas corrugadas existentes.

Nota.- Tajibo es el sector donde las alcantarillas de chapas corrugadas fueron destrozadas y desplazadas de su lugar original, existiendo en la actualidad brechas abiertas en dos lugares del camino.

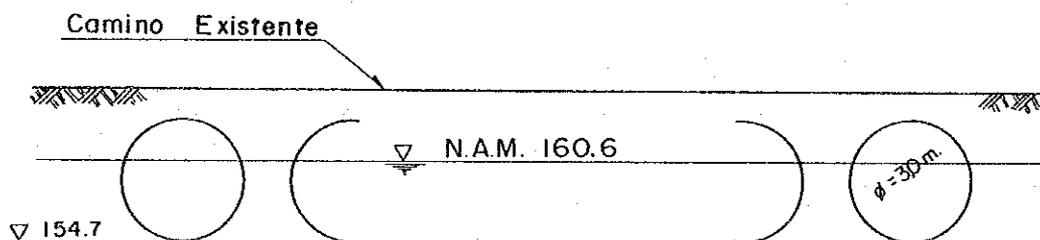


Fig. 3.4-1 Alcantarillas de Chapas Corrugadas existentes en el sector Tigre.

Referente a los 2 puentes que se construirán en ambos márgenes del Río Tijamuchi, se determinó su ubicación en la progresiva No. 20 + 129.0 (Puente Amistad) y No. 23 + 900.0 (Puente Sicuri), respectivamente, en consideración a la configuración topográfica de la zona y la dirección de flujo de agua.

En la Tabla 3.4-2 se indican los puentes cuya construcción fue determinada en la Fase-II del Estudio, y su respectiva ubicación.

Tabla 3.4-2 Ubicación de Puentes

NOMBRE DEL PUNTE	PROGRESIVA	NOMBRE DEL PUNTE	PROGRESIVA
San Juan	No. 0 + 693.0	Tajibo	No.107 + 558.0
San Gregorio	No. 3 + 446.0	Museruna	No.116 + 292.0
Pto. Almacén	No. 6 + 000.0	Curirabita	No.203 + 443.0
Amistad	No.20 + 129.0	Curiraba	No.208 + 825.0
Sicuri	No.23 + 900.0		

3.4.3 Condiciones de Diseño

3.4.3.1 Condiciones Generales

1) Tipo de Punte

Punte carretero de vigas simples de Hormigón Pretensado

2) Longitud de Punte - Ver Tabla 3.4-3

3) Longitud de Viga - " " 3.4-3

4) Longitud de Tramo - " " 3.4-3

Tabla 3.4-3 Longitudes de Punte, Vigas y Tramo

PROGRESIVA	NOMBRE DEL PUNTE	LONGITUD DEL PUNTE	LONGITUD DE VIGA	LUZ DE TRAMO	NOTA
No. 0 + 693.0	San Juan	25.660	25.600	25.000	
No. 3 + 446.0	San Gregorio	25.660	25.600	25.000	
No. 6 + 000.0	Pto. Almacén	25.660	25.600	25.000	
No. 20 + 129.0	Amistad	30.660	30.600	30.000	
No. 23 + 900.0	Sicuri	30.660	30.600	30.000	
No.107 + 558.0	Tajibo	30.660	30.600	30.000	
No.116 + 292.0	Mururita	30.660	30.600	30.000	
No.203 + 443.0	Curirabita	20.660	20.600	20.000	
No.208 + 825.0	Curiraba	25.660	25.600	25.000	

NOTA:

 : 8 Puentes ya diseñados
 : Puentes diseñados en este estudio.

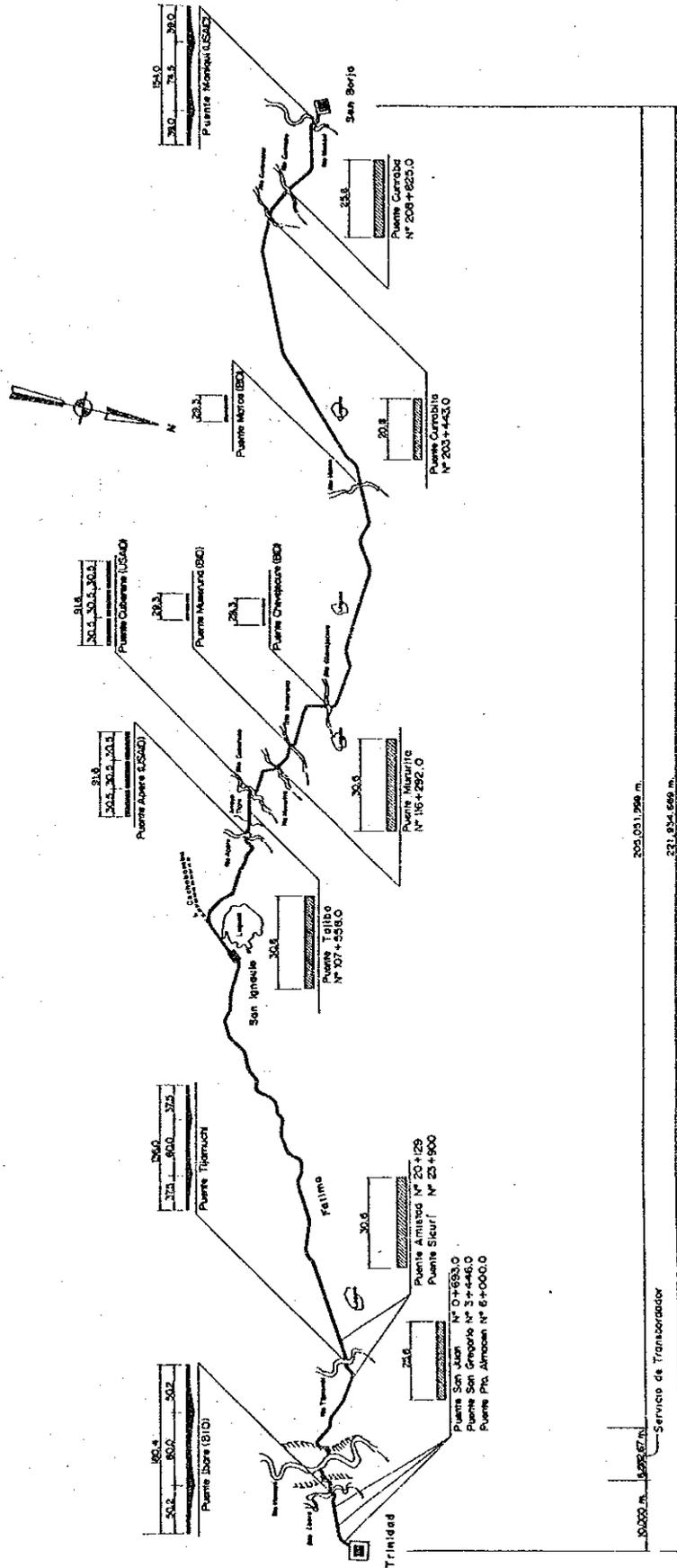


Fig. 3.4-2 Mapa de Ubicacion de los Puentes

5) Ancho del Puente

El ancho del puente se muestra en la Figura 3.4-3.

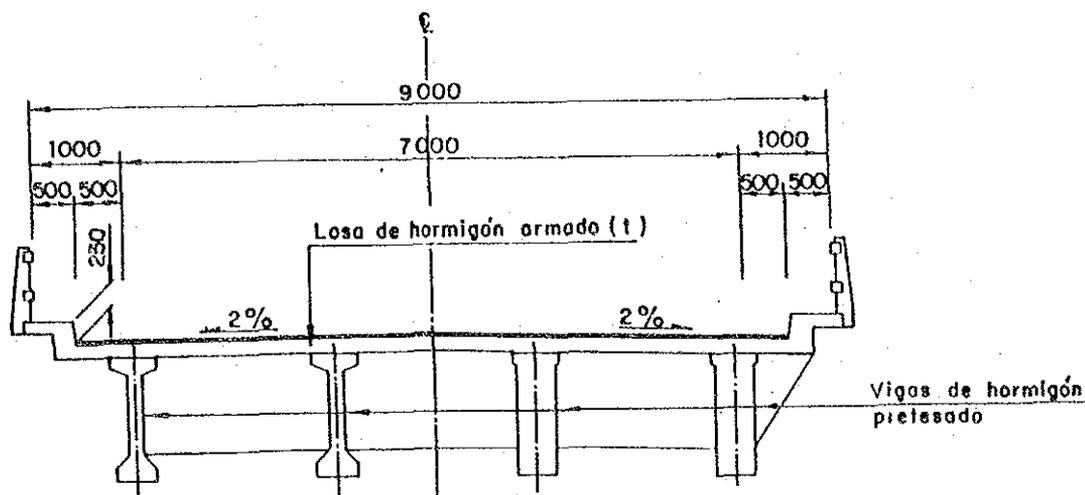


Fig. 3.4-3 Ancho del Puente

6) Carga de diseño: Camión tipo HS20-44 AASHTO - 83
(Figura 3.4-4)

7) Coeficiente de Impacto (I)

$$I = 50 / (L + 125) = 15 / (+ 38) < 30\% \text{ (Máximo)}$$

Donde:

= Longitud de tramo en metros

L = Longitud de tramo en pies.

8) Cargas debidas al viento

Las cargas por efecto del viento sobre las estructuras y sobre la carga viva se muestran en las tablas 3.4.4 y 3.4.5, según AASHTO 3.1.5.2.

Tabla 3.4.4 Carga de viento sobre las estructuras (W)

	W (kg/m ²)	PUNTO DE APLICACION	OBSERVACIONES
Transversal	244.1	Centro de gravedad del área expuesta de la superestructura	Ambas fuerzas deberán ser aplicadas simultaneamente
Longitudinal	58.6		

Tabla 3.4.5 Carga de viento sobre la carga viva (WL)

	W (kg/m ²)	PUNTO DE APLICACION	OBSERVACIONES
Transversal	148.8	A 6 pies sobre la superficie del pavimento	Ambas fuerzas deberán ser aplicadas simultáneamente
Longitudinal	59.5		

9) Presión de tierras

El empuje de tierras está dado por la fórmula de Rankine

$$E_p = 1/2 * V_s * h * (h + 2h') * k_a$$

$$y = \frac{h + 3 * h * h'}{3(h + 2h')}$$

Donde: V_s : Peso específico del suelo (t/m³)

h : Altura del relleno del suelo. (m)

h' : q/V_s (m)

q : Sobrecarga en el terraplén

k_a : Coeficiente de Presión de tierra activa

$$= \frac{1 - \text{sen} \phi}{1 + \text{sen} \phi}$$

ϕ : Angulo de fricción Interna

y : Punto de aplicación del empuje de tierras

10) Subpresión: Se considera

11) Sobrecarga por Carga Viva (q)

$$q = 1.0 \text{ t/m}^2$$

12) Pendiente Transversal

Se adopta la pendiente transversal del camino.

13) Pendiente Longitudinal

Se adopta la pendiente longitudinal del camino.

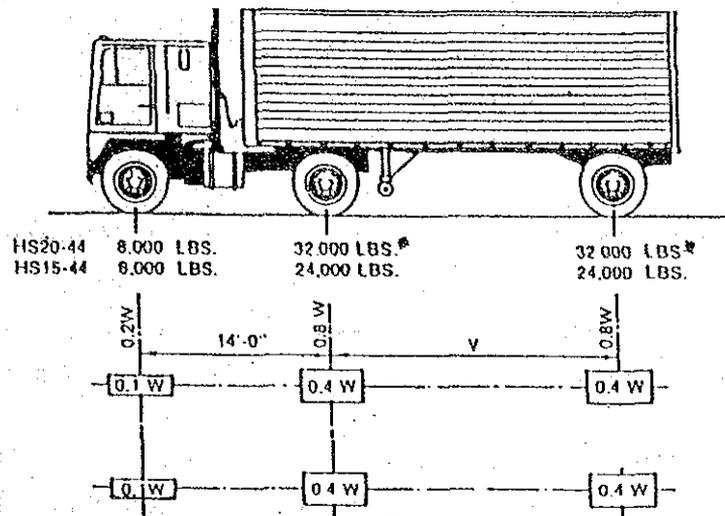
14) Galibo y Nivel de agua:

Se muestran en la Tabla 3.4-6.

Tabla 3.4-6 Gálibo y Nivel de Aguas Máximas

PROGRESIVA	NOMBRE DEL PUEBLO	NIVEL DE AGUAS MÁXIMAS (m)	GALIBO (m)	COTA MINIMA DE BORDE DE VIGA (m)
No. 0 + 693.0	San Juan	154.800	1.000	155.800
No. 3 + 446.0	San Gregorio	154.800	1.000	155.800
No. 6 + 000.0	Pto. Almacén	154.800	1.000	155.800
No. 20 + 129.0	Amistad	154.800	1.000	155.800
No. 23 + 900.0	Sicuri	154.800	1.000	155.800
No. 107 + 558.0	Tajibo	160.600	1.000	161.600
No. 116 + 292.0	Mururita	161.500	1.000	162.500
No. 203 + 493.0	Curirabita	188.200	1.500	189.700
No. 208 + 825.0	Curiraba	189.600	1.500	191.100

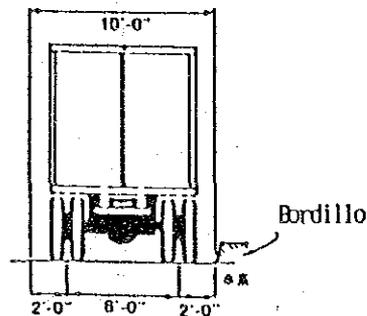
CAMION TIPO : HS20-44 (AASHTO - 83)



W = Peso distribuido sobre los dos primeros ejes que viene a ser el mismo del camión correspondiente a H(M).

V = Espacio variable de 14 a 30 pies inclusive. El espacio a ser utilizado es aquel que produce el máximo esfuerzo.

Ancho de una faja de tráfico y espacio libre



* En el diseño de pisos de madera y tableros metálicos ortotrópicos, (excluyendo vigas transversales), para el camión HS20, se puede usar una carga por eje de 24.000 libras o dos cargas de 16.000 libras por cada eje con 4 pies de separación. Cualquiera de ellas siempre que produzca los mayores esfuerzos, en vez de las 32.000 libras por eje mostrados.

** Para el diseño de losas, el eje central de las ruedas deberá colocarse a un pie de distancia a partir de la cara del bordillo.

Figura 3.4-4 Camiones IIS Standard

3.4.3.2 Características de los materiales

1) Hormigón

a) Tipo de cemento

Cemento Portland normal.

b) Resistencia característica cilíndrica del hormigón para el diseño (a los 28 días.)

Vigas y diafragmas $f_c' = 350 \text{ kg/cm}^2$

Losas y otros $f_c' = 210 \text{ kg/cm}^2$

c) Módulo de Young

$$E_c = 33W_c * \sqrt[15]{f_c'} \text{ (psi)} = 0.13669 * W_c * \sqrt[15]{f_c'} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$\text{Con: } W_c = 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$f_c' = 350 \text{ kg/cm}^2 \dots E_c = 3.0 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c' = 210 \text{ kg/cm}^2 \dots E_c = 2.3 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$$

d) Resistencia del Hormigón según el componente

	Componente	Resistencia del Hormigón
Superestructura	Vigas y Diafragmas	350kg/cm ²
	Losas y otros	210kg/cm ²
Infraestructura	Estribos	210kg/cm ²
	Pilotes	350kg/cm ²

2) Acero de Pretensado (PC)

a) Tipo : Grado 270 $E_s = 29,000,000 \text{ Psi}$
 $= 2.00 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

Cables Freyssinet tipo 12V1/2 y 6V1/2

b) Tensión de rotura: 270000 Psi

c) Tensión en el límite de fluencia: 230000 Psi

3) Acero de refuerzo

- a) Tipo: Grado 60
- b) Tensión en el límite de fluencia: 60000 Psi
= 4200kg/cm²

3.4.4 Suelos (Estudio de Perforaciones)

3.4.4.1 Generalidades

Los materiales de origen sedimentario que forman las llanuras bajas del Beni, son producto del escurrimiento de materiales aluviales, provenientes de la Cordillera Oriental de los Andes, los cuales fueron formando capas sedimentarias que alcanzan cientos de metros de profundidad. Estos estratos se caracterizan por ser depósitos aluviales del Período Cuaternario, Era Cenozoica, y muestran características granulométricas casi uniformes.

El suelo correspondiente al sector que comprende este estudio, está formado por diferentes capas de arcilla limosa, arcilla, limo arcilloso, limo arenoso y arena que van en forma alternada desde la superficie natural hasta los 20m. de profundidad.

3.4.4.2 Suelos en sectores cercanos a Trinidad

Este acápite tratará sobre la calidad de los suelos en los sectores cercanos a Trinidad, basado en los estudios realizados en dicho sector.

Los estudios de suelos fueron realizados en aquellos lugares donde serán construidos los puentes San Juan, San Gregorio, y Puerto Almacén, con perforaciones que llegaron hasta los 20m. de profundidad.

Como resultado de este estudio se observa que el suelo correspondiente a zonas cercanas a Trinidad, está dividido en dos grupos principales delimitados entre sí a una profundidad aproximada de 15m. a partir de la superficie natural. Las capas superiores a esa profundidad, están constituidas por suelos cohesivos y las inferiores por arenas.

Por otra parte, a medida que uno se va acercando hacia el Río Ibare, las capas superiores del suelo cohesivo, presentan ciertos lentes de arena, tal como se muestra en la figura 3.4-5.

Este suelo cohesivo, está constituido por arcilla, arcilla limosa y limo arenoso, todos ellos con un cierto contenido de arena fina. Asimismo, la arcilla limosa de las capas próximas a la superficie, presentan un apreciable contenido de material orgánico.

El número de golpes "N" que soporta el suelo cohesivo, varía entre 8 y 30; incrementándose conforme va aumentando la profundidad.

A una profundidad de aproximadamente 18 m, existe la capa de arcilla limosa bastante dura que soporta más de 18 de número de golpes "N", pudiendo constituirse como la capa de apoyo de los pilotes.

Las capas inferiores de arena, van variando desde la arena fina que presenta un cierto contenido de limo, hasta la arena gruesa. El valor del número de golpes "N" para estas capas es irregular, ya que se tiene valores que van desde los 10 hasta más de 50.

Este Estudio se detalla en forma más ampliada en el volumen de "Estudio de Perforaciones", de Datos de Referencia Técnica.

3.4.4.3 Suelos en los sitios propuestos para otros Puentes

En este acápite se mencionarán algunas de las características del suelo en los lugares donde serán ubicados otros puentes cuyos estudios de suelo fueron realizados en la Fase I.

1) Tajibo (No. 107 + 558)

No se ha efectuado el estudio de suelos en el sector Tajibo, sin embargo, existen datos de Estudios de Suelos realizados en los Rios Apere, Tigre y Cuberene que se encuentran muy próximos a este sector.

En el sector del Rio Apere, se presentan capas de arena fina, interpuestas entre las capas de arcilla limosa y arcilla hasta una profundidad de 8m. de la superficie del terreno. Empero, en los sectores del Rio Cuberene y el Tigre no se ve esta conformación, siendo solamente de tierras cohesivas.

Se supone que el suelo a lo largo de estos sectores está conformado por capas alternadas de arcilla, arcilla limosa y limo arcilloso.

A juzgar estos datos, la calidad del suelo en el sector Tajibo sería también tierra cohesiva. Es por esta razón que, para el diseño del Puente Tajibo, se usarán los datos del sector Tigre que se encuentran muy cercanos al sector Tajibo.

2) Arroyo Mururita (No. 116 + 292)

El suelo está conformado por capas alternadas de arcilla limosa y limo arcilloso, al igual que los sectores del Río Apere y Río Cuberene. A una profundidad aproximada de 13m existe una capa de arcilla limosa que soporta un número de golpes "N" mayor a 22.

3) Río Curirabita y Río Curiraba (No.203+443 y No.208+825)

El suelo de estos sectores está compuesto por capas alternadas de arena fina limosa, limo arcilloso y arcilla limosa, con valores "N" que tienden a incrementarse a medida que aumenta la profundidad.

En el Río Curirabita existe una capa dura de arena fina limosa a una profundidad aproximada de 14m. que soporta un número de golpes "N" mayor a 50. Por otra parte, en el Río Curiraba existe una capa relativamente dura de arena fina limosa a una profundidad que varía entre los 12 a 15m. y que soporta un valor "N" de 23 a 27.

3.4.5. Superestructura

3.4.5.1 Programa

1. Las longitudes de los puentes y de los tramos, se han determinado en base a los análisis hidrológicos e hidráulicos, realizados tal como se muestra en la tabla 3.4-3.

2. Ancho de los Puentes

Por modificaciones realizadas en el ancho de la plataforma de la carretera, se han modificado el ancho de los puentes, según se muestra en la figura 3.4-3.

3. Altura y disposición de las vigas

Tanto la altura como la forma de las vigas están de acuerdo con las vigas BPR* que son las que se usan en Bolivia como vigas standard. En la tabla 3.4-7 se indica la relación (altura/longitud de tramo) de las vigas adoptadas para este programa.

La disposición de vigas se ha efectuado de modo que la distribución de las cargas sean iguales tanto para las vigas externas como para las internas (Referirse a la Figura 3.4-6 y al capítulo 2 del Apéndice: Diseño de Puentes).

* Las vigas BPR han sido desarrolladas y recomendadas por el Comité compuesto por "The Bureau of Public Roads", "AASHTO" y "Prestressed Concrete Institute".

4. Acero para el Hormigón Pretensado

El acero para el hormigón pretensado está constituido por cables de 12V1/2 y 6V1/2, que son fáciles de obtener y se tiene mayor experiencia de su uso en Bolivia.

Tabla 3.4-7 Relación (altura/longitud de tramo) de vigas

Longitud de tramo: L (m)	Altura de viga: H (m)	H/L
20.000	1.100	1/18.2
25.000	1.300	1/19.2
30.000	1.500	1/20.0

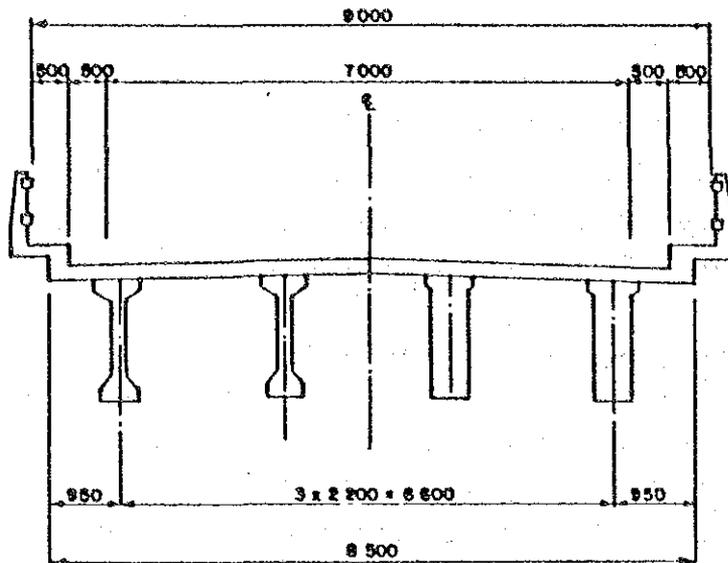


Figura 3.4-6 Disposición de vigas

5. Diafragmas

Se ha dispuesto la colocación de diafragmas en los extremos y en la parte media del tramo, asimismo, se ha considerado que la separación entre los diafragmas deberá ser menor a los 10m., además de colocarse un diafragma en el centro del tramo. Sin embargo, en puentes con longitudes de tramo de 20m., no se ha aplicado esta disposición en razón a que el espacio existente entre los diafragmas se hacía demasiado pequeño; es por esta razón que se ha determinado colocar solamente 2 diafragmas.

6. Espesor de la Losa y de la capa de rodadura

El espesor de la losa se ha determinado en función al espacio existente entre las vigas principales, de acuerdo a la disposición de AASHTO 8.9.2. En base a este criterio, se ha determinado el espesor de 17cm. En cuanto a la capa de rodadura, se ha decidido adoptar una capa de hormigón de 20mm de espesor en concordancia con los 8 puentes ya diseñados.

Tabla 3.4-8

Estructuras Tipo

Longitud de Tramo (m)	Ancho Total (m)	Puentes
30.000	9.500	Amistad, Sicuri, Tajibo, Mururita
25.000	9.500	San Juan, San Gregorio, Pto. Almacén, Curiraba
20.000	9.500	Curirabita

Los resultados provenientes de los análisis y cálculos se indican en el inciso 3.4.7. Las Memorias de Cálculos elaboradas para el diseño de los puentes se exponen en el Apéndice.

3.4.6 Infraestructura

3.4.6.1 Programa

En cuanto al tipo de infraestructura se adoptó, acogiéndose al resultado de análisis de la Fase-I del Estudio, el estribo tipo columna que es el más común en Bolivia, el que es mostrado en la Figura 3.4-8.

En cuanto al tipo de fundación, se ha adoptado la fundación sobre pilotes en razón de no existir una capa resistente que esté a una profundidad adecuada de modo que pueda aplicarse la fundación directa.

1. Elevación de la Estructura.

Con referencia a la elevación del estribo, se ha determinado que las cotas de fundación de las zapatas, estén por debajo del nivel del terreno

natural como medida de prevención contra la posible socavación por efecto de las corrientes de agua.

Tanto la elevación del estribo como las cotas del nivel de fundación se muestran en la Tabla 3.4-9.

Tabla 3.4-9 Elevación del Estribo y cotas del nivel de fundación

PUENTES	ELEVACION DEL ESTRIBO (m)	COTA SUPERIOR DEL ESTRIBO (m)	COTA DEL NIVEL DE FUNDACION (m)
San Juan	7.300	157.356	150.056
San Gregorio	7.300	157.356	150.056
Pto. Almacén	7.000	157.356	150.356
Amistad	8.200	157.490	149.290
Sicuri	8.200	157.490	149.290
Tajibo	5.500	163.360	157.860
Mururita	7.500	164.260	156.760
Curirabita	6.500	191.061	184.561
Curiraba	6.000	192.656	186.656

2. Material de relleno

En caso de que se utilice solamente arena como material de relleno, existe la posibilidad de que el agua filtrada escurra por la parte posterior del estribo y vaya erosionando dicho material; asimismo, el tramo comprendido entre el Río Mamoré y San Borja estaría más expuesto a la filtración de las aguas pluviales en razón de que no se contará con la capa asfáltica debido a que el tramo será abierto al tráfico con la obra ejecutada hasta el nivel de

sub-base. Por estas razones es que se ha determinado utilizar la mezcla de arena y tierras cohesivas como material de relleno.

3. Pilotes de Fundación

a) Diámetro de los pilotes.

En Bolivia se usan generalmente los pilotes de hormigón armado de 400 a 600mm. de diámetro.

En razón a que la infraestructura de los puentes del tramo carretero objeto de este Estudio tienen elevaciones altas y reciben, por lo tanto, cargas mayores, se ha decidido utilizar pilotes de 600mm. de diámetro, que vienen a ser los mismos a los adoptados en los puentes Ibare y Tijamuchi.

b) Capa de apoyo y tipo de pilote de apoyo.

Como se mencionó en el inciso 2.5 y 3.4.4, según los estudios de suelos realizados en los sectores San Juan, San Gregorio, Pto. Almacén, Mururita y Curirabita; a una profundidad de 8 a 14 m, existen capas duras de suelos que pueden constituirse en capas de apoyo para los pilotes. Es por esta razón que se han elegido pilotes de punta para la fundación de estos puentes.

En cuanto al puente Tajibo cuyo tipo de suelo no se tiene completamente claro y el puente Curiraba cuya capa de apoyo no está definida; se ha decidido adoptar, por seguridad el tipo de pilotes friccionales, luego de un análisis,

determinando su capacidad de apoyo en base a la fórmula de Terzaghi y por el efecto de Grupo de pilotes que se indica en el capítulo 4.3.4.7 de reglamento AASHTO.

La longitud de los pilotes para cada puente es tal como se indica en la tabla 3.4-10.

Tabla 3.4-10 Longitud de Pilotes

Puente	Longitud de pilotes (m)	Nota
San Juan	8.000	
San Gregorio	6.000	
Pto. Almacén	6.000	
Amistad	15.000	
Sicuri	15.000	
Tajibo	8.000	
Mururita	12.000	
Curirabita	13.500	
Curiraba	14.500	

c) Espacio y disposición de los pilotes

El espacio que debe existir entre los ejes centrales de los pilotes, deberá ser mayor a 2.5 veces el diámetro de los mismos (según la Norma AASHTO, mayor a 76.2cm). Asimismo, el espacio existente entre los bordes de los pilotes deberá ser mayor al diámetro de los mismos (según la Norma AASHTO, mayor a 23cm.)

Los pilotes fueron dispuestos de modo que en cualquier estado de cargas no aparezcan fuerzas de tracción en los mismos y el área que conforma la zapata sea menor.

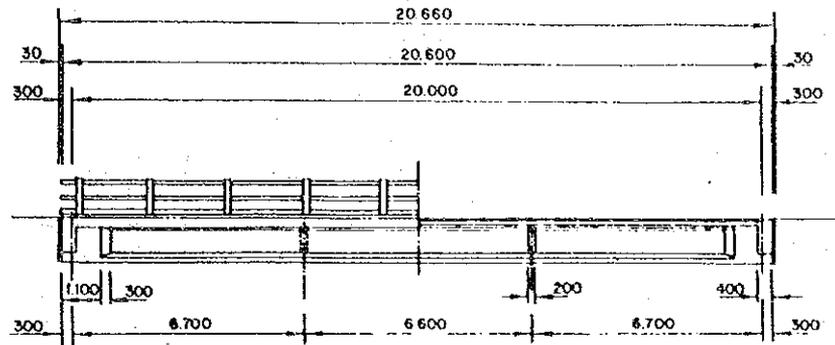
3.4.6.2 Diseño

Se han adoptado las especificaciones AASHTO-83 -Standard Specifications for Highway Bridges -, como normas de diseño. El diseño ha sido realizado para cada puente y al no existir movimientos sísmicos en la zona, se ha adoptado la misma forma de estructura en ambos estribos. Los resultados de los cálculos se indican en el capítulo 3.4.8

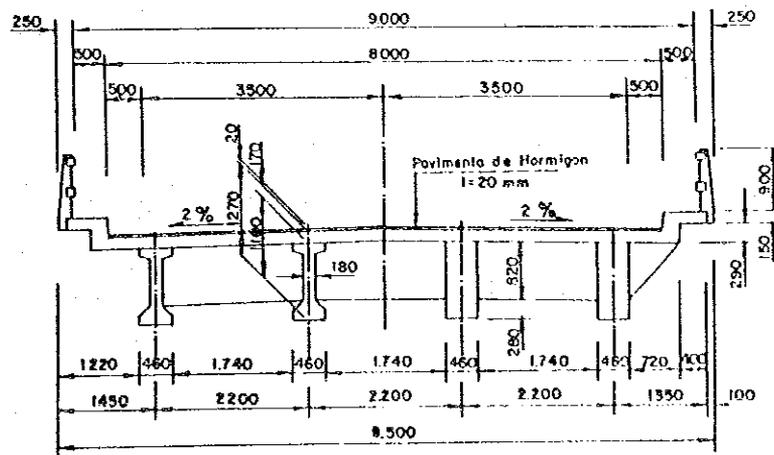
3.4.7 Resultado de los Cálculos efectuados para la Superestructura

Unidad: mm.

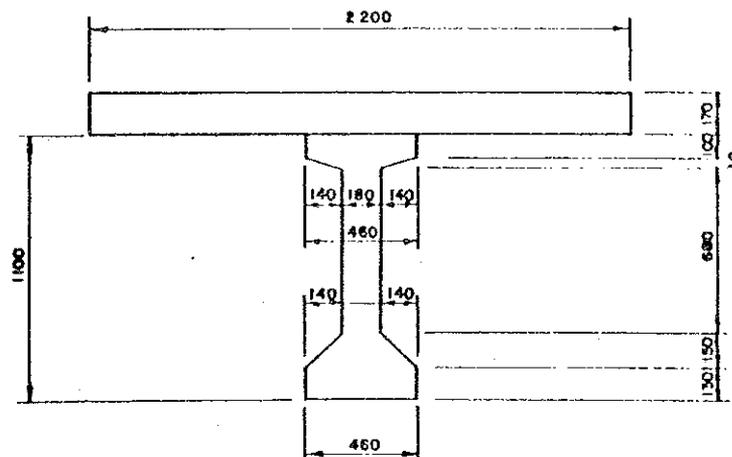
1) Tramo de 20m. ELEVACION LATERAL



SECCION TRANSVERSAL TIPICA



DETALLE Y SECCION DE VIGA



RESULTADO DE LOS CALCULOS

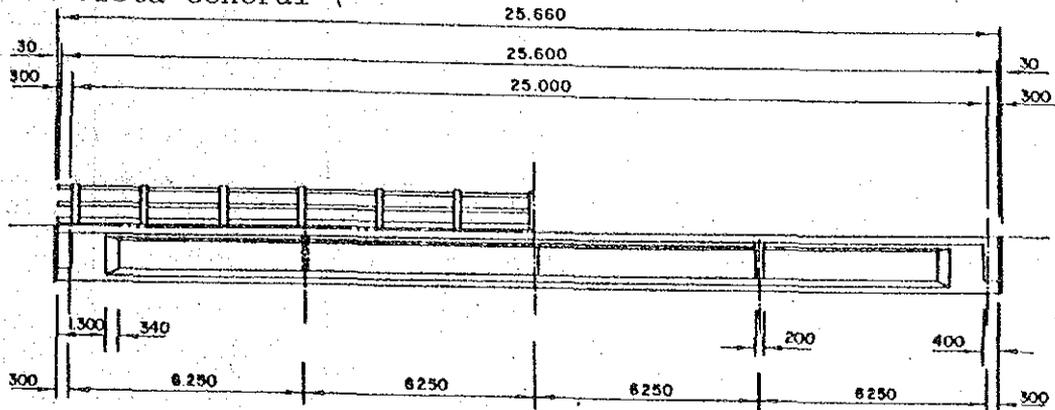
			TENSION DE TRABAJO	TENSION ADMISIBLE
LOSA	en volado	Compresión en el hormigón	49kg/cm ²	80kg/cm ²
		Tracción en el acero	903kg/cm ²	1600kg/cm ²
	interior	Compresión en el hormigón	59kg/cm ²	80kg/cm ²
		Tracción en el acero	1038kg/cm ²	1600kg/cm ²
VIGA	Número de cables y su tipo		4 (6V1/2)	
	Inmediatamente después del pretensado			
	Tensiones por flexión	Fibra superior	-8kg/cm ²	-15kg/cm ²
		Fibra inferior	189kg/cm ²	192kg/cm ²
	Tensión en el cable de pretensado		10459kg/cm ²	13200kg/cm ²
	En el momento de actuar la carga de servicio			
	Tensiones por flexión	Fibra superior	101kg/cm ²	140kg/cm ²
		Fibra inferior	-10kg/cm ²	15kg/cm ²
	Momento Flector último		354t.m	470t.m

Tramo de 25m.

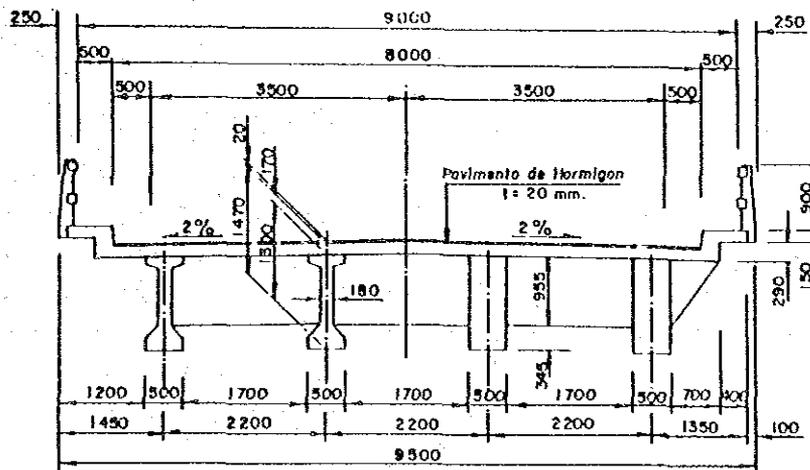
Vista General

Elevacion Lateral

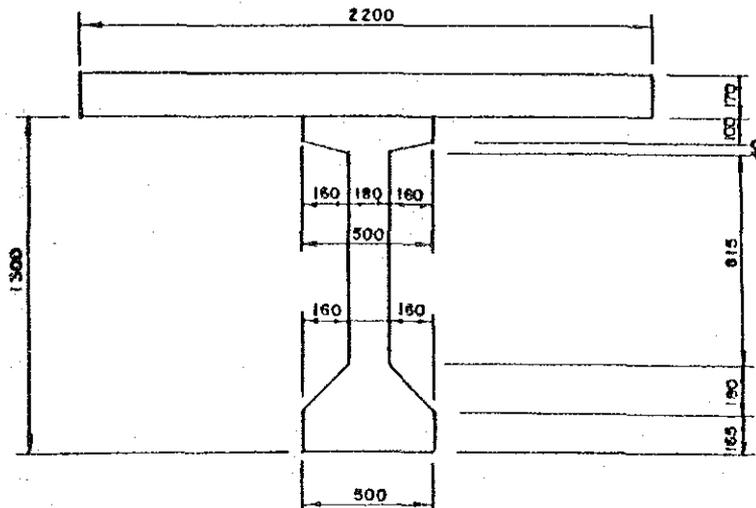
Unidad: mm.



Seccion Transversal



Detalle y Seccion de Viga



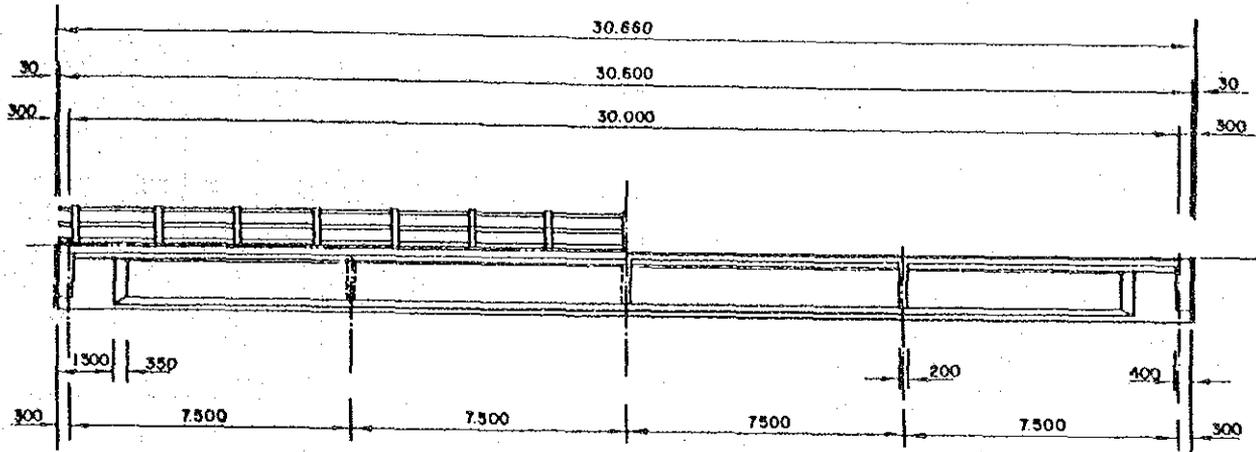
RESULTADOS DE LOS CALCULOS

		TENSION DE TRABAJO.	TENSION ADMISIBLE	
LOSA	en volado	Compresión en el hormigón	49kg/cm ²	80kg/cm ²
		Tracción en el acero	903kg/cm ²	1600kg/cm ²
	interior	Compresión en el hormigón	59kg/cm ²	80kg/cm ²
		Tracción en el acero	1038kg/cm ²	1600kg/cm ²
VIGA	Número de cables y su tipo		5 (6V1/2)	
	Inmediatamente después del pretensado			
	Tensiones por flexión	Fibra superior	5kg/cm ²	-15kg/cm ²
		Fibra inferior	199kg/cm ²	192kg/cm ²
	Tensión en el cable de pretensado		11383kg/cm ²	13200kg/cm ²
	En el momento de actuar la carga de servicio			
	Tensiones por flexión	Fibra superior	134kg/cm ²	140kg/cm ²
		Fibra inferior	- 9kg/cm ²	-15kg/cm ²
Momento Flector último		499t.m	684t.m	

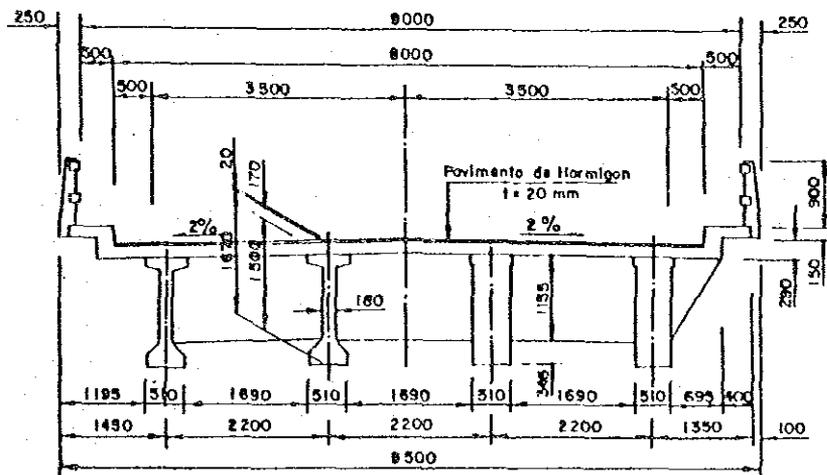
Tramo de 30m.
Vista General

ELEVACION LATERAL

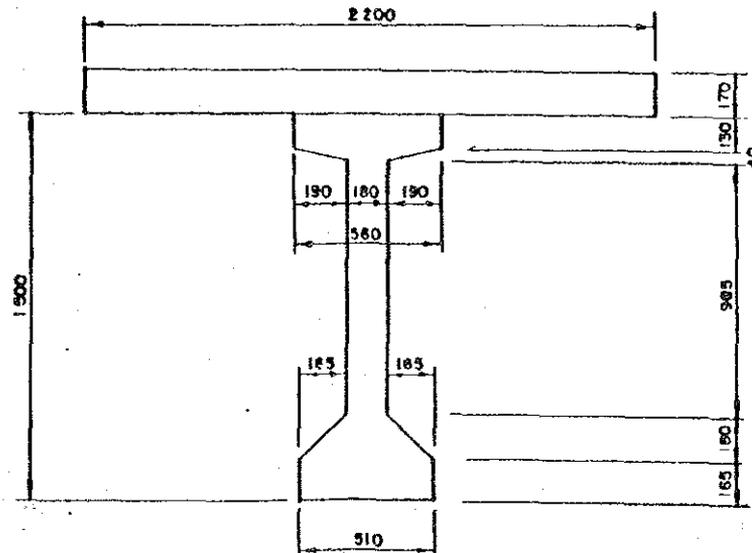
Unidad: mm.



SECCION TRANSVERSAL TIPICA



DETALLE Y SECCION DE VIGA



RESULTADOS DE LOS CALCULOS

			TENSION DE TRABAJO	TENSION ADMISIBLE
LOSA	en volado	Compresión en el hormigón	49kg/cm ²	80 kg/cm ²
		Tracción en el acero	903kg/cm ²	1600kg/cm ²
	interior	Compresión en el hormigón	59kg/cm ²	80kg/cm ²
		Tracción en el acero	1038kg/cm ²	1600kg/cm ²
VIGA	Número de cables y su tipo		3 (12V1/2)	
	Inmediatamente después del pretensado			
	Tensiones por flexión	Fibra Superior	6kg/cm ²	- 15kg/cm ²
		Fibra Inferior	184kg/cm ²	192kg/cm ²
	Tensión en el cable de pretensado		11037kg/cm ²	13200kg/cm ²
	En el momento de actuar la carga de servicio			
	Tensiones por flexión	Fibra superior	137.9kg/cm ²	140kg/cm ²
		Fibra inferior	-9.0kg/cm ²	-15kg/cm ²
	Momento flector último		730 ^{t.m}	1048 ^{t.m}

3.4.8 Resultados de los Cálculos efectuados para la Infraestructura

1) Plano Tipo de la Infraestructura

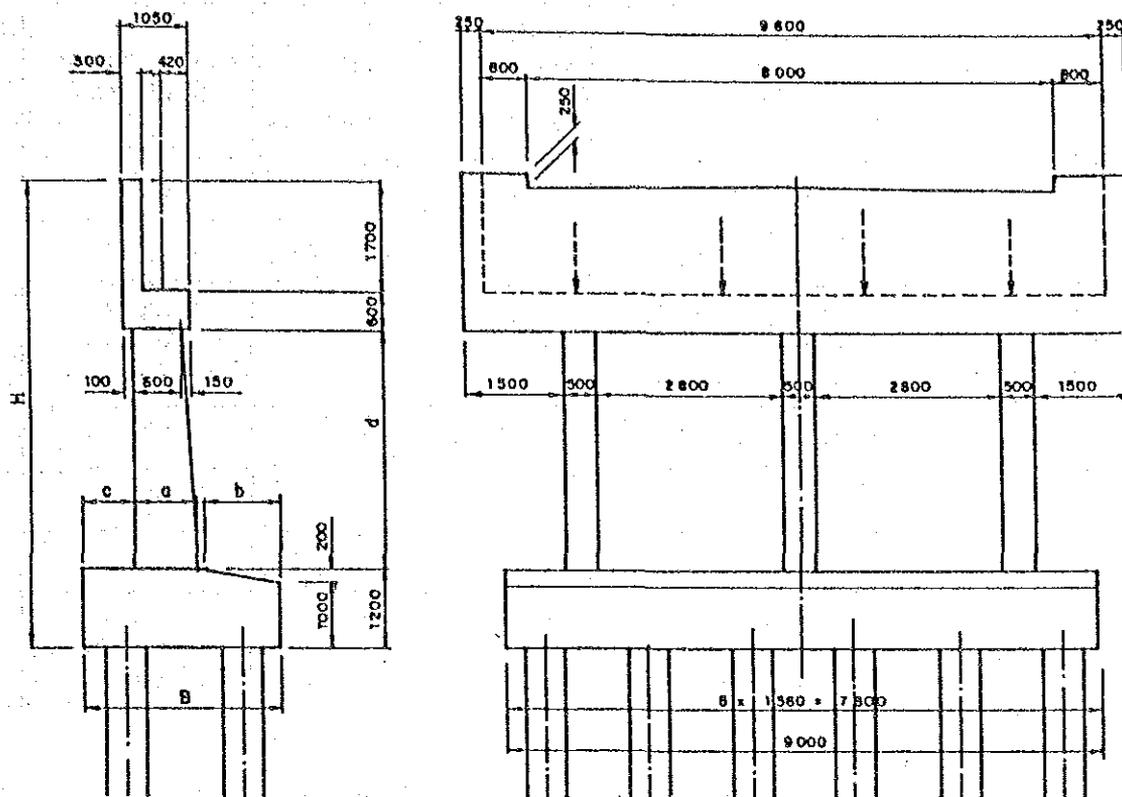


Fig 3.4-8

Tabla 3.4-11 Dimensiones de las Infraestructuras para los diferentes puentes

NOMBRE DEL PUENTE	H(m)	B(m)	a(m)	b(m)	c(m)	d(m)
San Juan	7.300	3.000	1.200	1.200	0.500	3.800
San Gregorio	7.300	3.000	1.200	1.200	0.500	3.800
Pto. Almacen	7.000	3.000	1.200	1.200	0.500	3.500
Amistad	8.200	3.000	1.300	1.100	0.500	4.500
Sicuri	8.200	3.000	1.300	1.100	0.500	4.500
Tajibo	5.300	2.800	0.900	1.100	0.700	3.800
Mururita	7.500	3.000	1.200	1.200	0.500	3.800
Curirabita	6.300	2.800	1.000	1.000	0.700	3.200
Curiraba	5.800	2.800	0.950	1.050	0.700	2.500

2) Resultado de los Cálculos efectuados para la Infraestructura

(1) Resultados del análisis de estabilidad

PUENTE	CARGA VERTICAL SOBRE UN PILOTE		CAPACIDAD DE CARGA
	MAXIMO	MINIMO	
San Juan	52.5 t	12.2 t	60 t
San Gregorio	52.5 t	12.2 t	55 t
Pto. Almacén	48.6 t	12.6 t	54 t
Amistad	64.2 t	10.0 t	74 t
Sicuri	64.2 t	10.0 t	74 t
Tajibo	47.5 t	20.6 t	49 t
Mururita	56.3 t	13.8 t	65 t
Curirabita	55.8 t	10.7 t	56 t
Curiraba	51.2 t	15.9 t	52 t

(2) Resultados del Análisis de la sección

a) Cabezal

PUENTE	LONGITUD DE TRAMO (m)	MOMENTO (t.m)	TENSION (kg/cm ²)		ACERO DE REFUERZO
			COMPRESION EN EL H°	TRACCION EN EL ACERO	
San Juan San Gregorio Pto. Almacén Curiraba	25.00	35.65	75	1541	φ 22-14
Tajibo Mururita Amistad Sicuri	30.00	40.68	77.8	1363	φ 25-10 φ 22-4
Curirabita	20.00	30.78	65	1560	φ 22-10

b) Columna

PUENTE	CARGA AXIAL (t)	MOMENTO (t.m)	TENSION (kg/cm ²)		ACERO DE REFUERZO
			COMPRESION EN EL H°	TRACCION EN EL ACERO	
San Juan San Gregorio Pto. Almacen Mururita	82.2	71.4	74.0	916	φ 25 - 5 φ 22 - 5
Amistad Sicuri	83.4	86.8	75.2	988	φ 25 - 10
Tajibo	79.5	30.9	73.0	677	φ 22 - 5
Curirabita Curiraba	61.5	46.89	79	1133	φ 22 - 8

c) Zapata

PUENTE	MOMENTO (t.m)	TENSION (kg/cm ²)		ACERO DE REFUERZO
		COMPRESION EN EL H°	TRACCION EN EL ACERO	
San Juan San Gregorio Pto. Almacen	49.6	17.3	1225	φ 22 - 10
Amistad Sicuri	54.3	25.8	1418	φ 22 - 10
Tajibo	48.2	25.8	1566	φ 22 - 9
Mururita	52.9	19.5	1380	φ 22 - 10
Curirabita	38.0	21.2	1367	φ 19 - 9
Curiraba	43.7	24.4	1570	φ 22 - 9

3.5 Diseño de Alcantarillas para drenaje transversal

Para el drenaje transversal de la carretera, se decidió utilizar los puentes y alcantarillas de tubos metálicos corrugados, considerando para tal efecto los factores económicos, configuración topográfica, nivel de aguas máximas, circunstancias del camino existente en la inundación y otros. Asimismo, acogiéndose a la conclusión del análisis realizado sobre esta materia en la Fase-I del Estudio.

Los detalles se indican en el Apéndice-1 de este informe.

Habiéndose tratado en el capítulo 3.4 del presente informe sobre los puentes de la carretera proyectada, en este nos ocuparemos de las alcantarillas de tubos metálicos corrugados.

En el diseño de alcantarillas de tubos metálicas corrugadas se elaboraron los planos de diseño tomando en cuenta las consideraciones, determinaciones y otros en la ubicación de los tubos, caudal de descarga, sección y dimensión de tubos, cota de diseño, etc, basándose para tal efecto en los resultados del levantamiento topográfico e investigaciones de campo realizadas en esta Fase del Estudio; análisis hidrológico e hidráulico de la zona de inundación realizado en la Fase-I del Estudio, fotografía aérea existente y demás datos.

3.5.1 Selección de ubicaciones para alcantarillas

Para la selección de los sitios en los que se instalarán las alcantarillas, se ha procedido mediante el siguiente análisis, ubicándolas preferentemente en los ríos, arroyos y terrenos bajos. En especial, se tomaron las respectivas medidas en los lugares donde se concentra bastante cantidad de agua, colocando en esos sitios las alcantarillas con baterías de varios tubos.

- 1) Investigación en el campo, sobre la ubicación de los arroyos existentes y lugares de rebalse de aguas sobre la plataforma del camino existente.
- 2) Encuesta a los lugareños sobre la ubicación de los sitios donde los flujos de aguas son mayores e intensos en época de lluvias.
- 3) Observación de la localización, dimensiones, alturas, etc. de los tubos existentes.
- 4) Interpretación de la fotografía aérea.
- 5) Determinación de los sitios más bajos obtenidos del perfil longitudinal del terreno natural, el cual fue confeccionado en base al levantamiento de las secciones transversales del terreno.

3.5.2 Forma de la sección y tipo.

3.5.2.1 Condiciones para determinar la sección.

Para determinar la sección de tubos, se ha considerado las siguientes condiciones.

- 1) El recubrimiento mínimo de tierra sobre la alcantarilla, será de 60cm.
- 2) La altura de la base de los tubos será compatible con el lecho de los arroyos.
- 3) Para que los tubos no trabajen ahogados, se tomará una altura libre entre la parte superior del tubo y el nivel de aguas máximas estimada.
- 4) Que el conjunto de las alcantarillas tenga la capacidad de drenar el caudal de escurrimiento transversal a la carretera establecida en la Fase-I del Estudio, en la zona de inundación, asimismo, el caudal estimado de escurrimiento transversal en la zona no anegadiza.

El área de sección de la alcantarilla es determinada según la configuración del terreno y el nivel de aguas máximas (N.A.M.) tal como se muestra en la Figura 3.5-1.

Por otra parte, el área total de la sección de las alcantarillas a ser colocadas será determinado de tal manera que satisfaga el caudal de escurrimiento referido en el acápite 4) anterior.

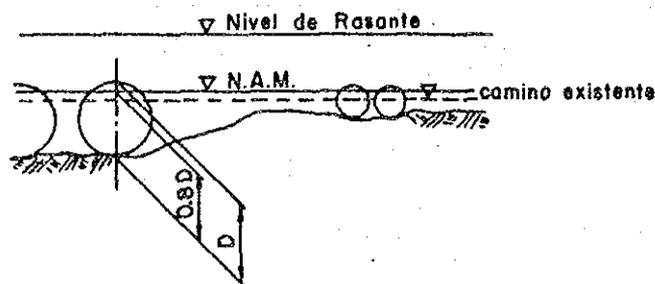


Fig.3.5-1 Relación esquemática del diámetro de alcantarillas, configuración de terreno y nivel de aguas máximas.

3.5.2.2 Forma de la sección y tipo de los tubos

Se ha adoptado los tubos de chapas metálicas corrugadas como material para el drenaje transversal, por su fácil aprovisionamiento y aplicación común en Bolivia. Asimismo, se seleccionó las secciones de tubos desde el punto de vista económico.

Los tubos existentes en la carretera actual tienen forma circular de 0.90 a 3.00m. de diámetro, por lo que en el estudio se adoptó alcantarillas de tubos corrugados similares a los existentes, con las siguientes medidas, que cumplen las condiciones establecidas en el acápite 3.5.2.1.

Tubos de forma circular: ϕ 0.90, ϕ 1.20, ϕ 1.50,
 ϕ 1.80, ϕ 2.10, ϕ 2.40,
 ϕ 2.70 y ϕ 3.00.

3.5.3 Estructuras y material de Muros cabezales.

3.5.3.1 Estructura de cabezales

El Servicio Nacional de Caminos adopta el ángulo de 30° y 45° para la abertura de aleros de muros cabezales de alcantarillas.

El ángulo de 45° es adoptado en caso de que la velocidad del flujo de agua sea muy grande y/o existan materiales de arrastre como ser árboles o troncos que obstaculizan el escurrimiento normal de agua, no existiendo problema alguno en la adopción del ángulo de abertura de 30° en concordancia con la condición de la zona y lugar, asimismo, en los aspectos económicos.

En el presente Estudio se diseñó la abertura de aleros de muros cabezales con un ángulo de 30, como se muestra en la Figura 3.5-2, por las siguientes razones.

- 1) La velocidad del flujo en la entrada y salida de las alcantarillas en el tramo carretero proyectado es menor a 2.0m/seg, de tal manera, aunque se adopte un ángulo de 45 grados y/o 30 grados, entre estos ángulos no se manifiesta la diferencia considerable de efectos sobre el flujo del agua. Asimismo, se considera que en ambos casos la corriente de agua no afectará negativamente al contorno de los cabezales.
- 2) La existencia del material de arrastre (árboles, troncos, etc.) es casi nulo, considerándose bastante improbable que la abertura de 30 grados llegue a causar problemas de escurrimiento.
- 3) Al adoptar la abertura de 30 grados se tendrá ventajas económicas en el costo de la obra, ya que el volumen de obra de un alero de 30 grados es menor en comparación al volumen de 45 grados.

3.5.3.2 Materiales de Muros Cabezales

Se realizó la comparación económica y durabilidad de 3 posibles clases de materiales que podrían ser usados para el cabezal de entrada y salida, es decir; hormigón normal con grava, hormigón con cascote de ladrillo y mampostería de ladrillo, como se expone a continuación.

1) Durabilidad

Hormigón normal (con grava):

Su durabilidad es semi-eterna

Hormigón con cascote de ladrillo:

Se tiene experiencia de uso reciente en los cabezales de alcantarillas con batería de 3 tubos, en el camino a Loma Suárez, en las cercanías de Trinidad. Su durabilidad es inferior al hormigón normal, empero, se considera que este material durará más de 30 años.

Mampostería de ladrillo

Se tiene experiencia de uso en los cabezales de alcantarillas, en el tramo carretero Trinidad-San Borja, ejecutados hace 8 a 9 años, asimismo, en el Puente Pompeya en la ciudad de Trinidad, ejecutado hace 12 años atrás. Se dice que el tiempo de duración de este material es de 8 a 10 años, empero, se estima que puede alcanzar un tiempo de 15 a 30 años con el revestimiento de morteros.

2) Economía

Se realizó el análisis comparativo de costos de ejecución entre estos 3 materiales, tomando como ejemplo representativo el alero de muro cabezal de tubos corrugados de 3.000mm. de diámetro, como se indica en la Figura 3.5-2, cuyo resultado se muestra en la Tabla 3.5-1.

Como se podrá observar, la mampostería de ladrillo sin revestimiento de mortero es más ventajosa en el costo de ejecución y le sigue el hormigón con cascotes de ladrillo. Empero, la mampostería de ladrillo no es, precisamente, durable y se requiere ejecutar el trabajo de revestimiento de mortero, para

Tabla 3.5-1

CUADRO COMPARATIVO DE COSTO DE EJECUCION DE
ALCANTARILLAS

(Ejemplo: Alcantarilla metálica de 3.000m de diámetro)

	HORMIGON NORMAL	US\$	HORMIGON CON CASCO DE LADRILLO	US\$	MAPOSTERIA DE LADRILLO	US\$
Material y mezcla	36.332 m ³ x 264.18 \$/m ³	9.598	36.332 m ³ x 133.30 \$/m ³	4.843		
Vaciado de hormigón	36.332 m ³ x 10.35 \$/m ³	376	36.332 m ³ x 10.35 \$/m ³	376	36.332 m ³ x 133.11 \$/m ³	4.836
Encofrado	67.56 m ³ x 6.36 \$/m ²	430	67.56 m ³ x 6.36 \$/m ²	430		
TOTAL	US\$ 10.404		US\$ 5.649		US\$ 4.836	

3.5.3.3. Tabique Frontal

Para detener la filtración de agua en la capa base de cabezales y tubos, asimismo, para evitar deterioro de cabezales a causa de socavación, se adoptó la colocación de tabique frontal en la parte extrema de la calzada como se muestra en la Figura 3.5-2. Se adoptó la profundidad de tabique frontal igual o superior a la profundidad de agua entre la base de alcantarilla y nivel de aguas máximas, del sitio de colocación de tubos correspondientes.

3.5.4 Alcantarilla con batería de 8 tubos existentes en el arroyo Tigre.

Como se mencionó en el acápite 3.4.2, las alcantarillas colocadas en el arroyo Tigre, al presente no muestran deterioros ni oxidaciones, asimismo, funciona con flujo libre frente al nivel de aguas máximas, pudiendo ser

utilizadas en forma satisfactoria con el correspondiente refuerzo en los cabezales de entrada y salida. En consecuencia, se programó aprovechar la alcantarilla con batería de 8 tubos existentes en el arroyo Tigre en la forma como se encuentra ahora, ejecutando solamente la obra de estructuras de cabezales de entrada y salida.

3.5.5 Cálculo del caudal.

3.5.5.1 Caudal de descarga

El volumen de descarga fue determinado en base al resultado del análisis hidrológico de la zona de inundación, realizado en la Fase-I del estudio.

En la tabla 3.5-2 se muestran los caudales de descarga, niveles de aguas máximas y diferencia de nivel entre los lados, aguas arriba y aguas abajo de la carretera, clasificados según las áreas de inundación.

Tabla 3.5-2 Condiciones del Sitio*

Subsección	Trinidad Ibare	Mamoré -Tijamuchi	Tijamuchi -Fátima	San Ignacio -Museruna
Caudal estimado Q(m ³ /s.)	120	840		600
		280	560	
Nivel de aguas máximas observado WL(m.)	154.5	153.5		160.3
Diferencia de nivel de aguas arriba/abajo h(m.)	0.01	0.1		0.15

*Corresponde a un periodo de recurrencia de 10 años.

En la zona no anegadiza, las secciones requeridas de tubos han sido establecidas estimando el caudal de descarga basado en la investigación de campo, perfil longitudinal del terreno natural, fotografías aéreas, etc.

En el tramo Trinidad - Rio Ibare, se ha previsto la construcción de puentes para el drenaje de las aguas, tal como fue definido en la Fase-I del estudio, por lo cual, no haremos referencia a ello en este capítulo.

3.5.5.2 Caudal máximo de escurrimiento por tubo.

El caudal máximo que permite escurrir cada alcantarilla es calculado de acuerdo a la siguiente fórmula. El área de escurrimiento de tubos es representada en la figura 3.5-2.

$$V = \sqrt{\frac{h}{\frac{0.4}{2g} + \frac{N^2 \times L}{R^{4/3}}}}$$

$$Q = V \times A$$

- Donde:
- A : Area de escurrimiento (m²)
 - N : Coeficiente de rugosidad.
 - h : Diferencia de nivel del agua.
 - L : Longitud del tubo.
 - R : Radio hidráulico.
 - V : Velocidad del flujo.
 - Q : Caudal máximo de escurrimiento por tubo.

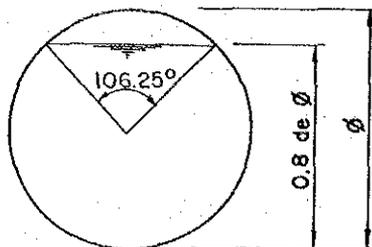


Fig. 3.5-3 Area de escurrimiento

En la tabla 3.5-3, se resume el resultado de los cálculos según la forma y tipo de alcantarilla.

Tabla 3.5-3 Caudal máximo permitido de escurrimiento de acuerdo al diámetro de alcantarilla circular

Diametro del tubo Nivel de aguas (h.m)	Ø 0.90		Ø 1.20		Ø 1.50		Ø 1.80		Ø 2.10		Ø 2.40	
	0.10	0.15	0.10	0.15	0.10	0.15	0.10	0.15	0.10	0.15	0.10	0.15
Factor												
Radio Hidráulico (R)	0.274		0.365		0.456		0.548		0.639		0.73	
Area de escurrimiento (A.m ²)	0.546		0.970		1.516		2.183		2.97		3.880	
Coefficiente de rugo- sidad (N)	0.024		0.024		0.024		0.033		0.033		0.033	
Velocidad de escu- rrimiento (V.m/seg.)	1.20	1.48	1.37	1.67	1.49	1.83	1.33	1.63	1.41	1.73	1.49	1.82
Caudal maximo (Q.m ³ /seg.)	0.66	0.81	1.33	1.62	2.26	2.77	2.90	3.55	4.20	5.14	5.77	7.06

3.5.5.3 Comprobación de caudal de descarga y capacidad de drenaje

Trinidad-Ibare

Tipo	Capacidad (m ³ /sec)	Numero de Puente	Total Capacidad (m ³ /sec)
Br L=25.46	45.00	3	135.00
Total			135.00

Total Capacidad=135.00m³/sec > 120m³/sec OK

Rio Mamore-Tijamuchi

Tipo	Capacidad (m ³ /sec)	Numero de Tubos	Total Capacidad (m ³ /sec)
φ 1.50	2.26	2	4.52
φ 2.70	7.61	7	53.27
φ 3.00	9.73	6	58.38
Br L=30	186.90	1	186.90
Total			303.07

Total Capacidad=303.07m³/sec > 280m³/sec OK

Tijamuchi-Fatima

Tipo	Capacidad (m ³ /sec)	Numero de Tubos	Total Capacidad (m ³ /sec)
φ 0.90	0.66	1	0.66
φ 1.20	1.33	2	2.66
φ 1.50	2.26	1	2.26
φ 1.80	2.90	1	2.90
φ 2.10	4.20	2	8.40
φ 2.40	5.77	5	28.85
φ 2.70	7.61	3	22.83
φ 3.00	9.73	25	243.25
Br L=30	253.90	1	253.90
Total			565.71

Total Capacidad =565.71m³/sec > 560m³/sec OK

San Ignacio-Río Museruna

Tipo	Capacidad(m ³ /sec)	Numero de Tubos	Total Capacidad(m ³ /sec)
φ 0.90	0.81	10	8.10
φ 1.20	1.62	8	12.96
φ 1.50	2.77	9	24.93
φ 1.80	3.55	17	60.35
φ 2.10	5.14	13	66.82
φ 2.40	7.06	13	91.78
φ 2.70	9.32	13	121.16
φ 3.00	11.91	18	214.38
Total			600.48

Total Capacidad = 600.48m³/sec > 600m³/sec OK

3.5.6 Distancia entre los sistemas de drenaje (alcantarillas)

3.5.6.1 Ubicación de las alcantarillas

La ubicación de las alcantarillas metálicas se determinó en base a criterios mencionados en los acápites 3.5.1 y 3.5.2, es decir, configuración natural del terreno, nivel de aguas máximas, diámetro de tubos, etc.

La distancia de colocación del sistema de drenaje que incluye los puentes, programados en base a los criterios mencionados, se muestra en la Figura 3.5-3.

Como se observa en la misma figura, la distancia entre las alcantarillas se acomodó dentro de los 2 kms. entre sí, aproximadamente, excepto los lugares de condiciones especiales indicados en el siguiente inciso.

Al convertir esta distancia a la de colección de agua de una alcantarilla en un solo sentido longitudinal de la carretera, sería menos de 1 km. aproximadamente, pudiéndose considerar que no habrá problema en el drenaje transversal.

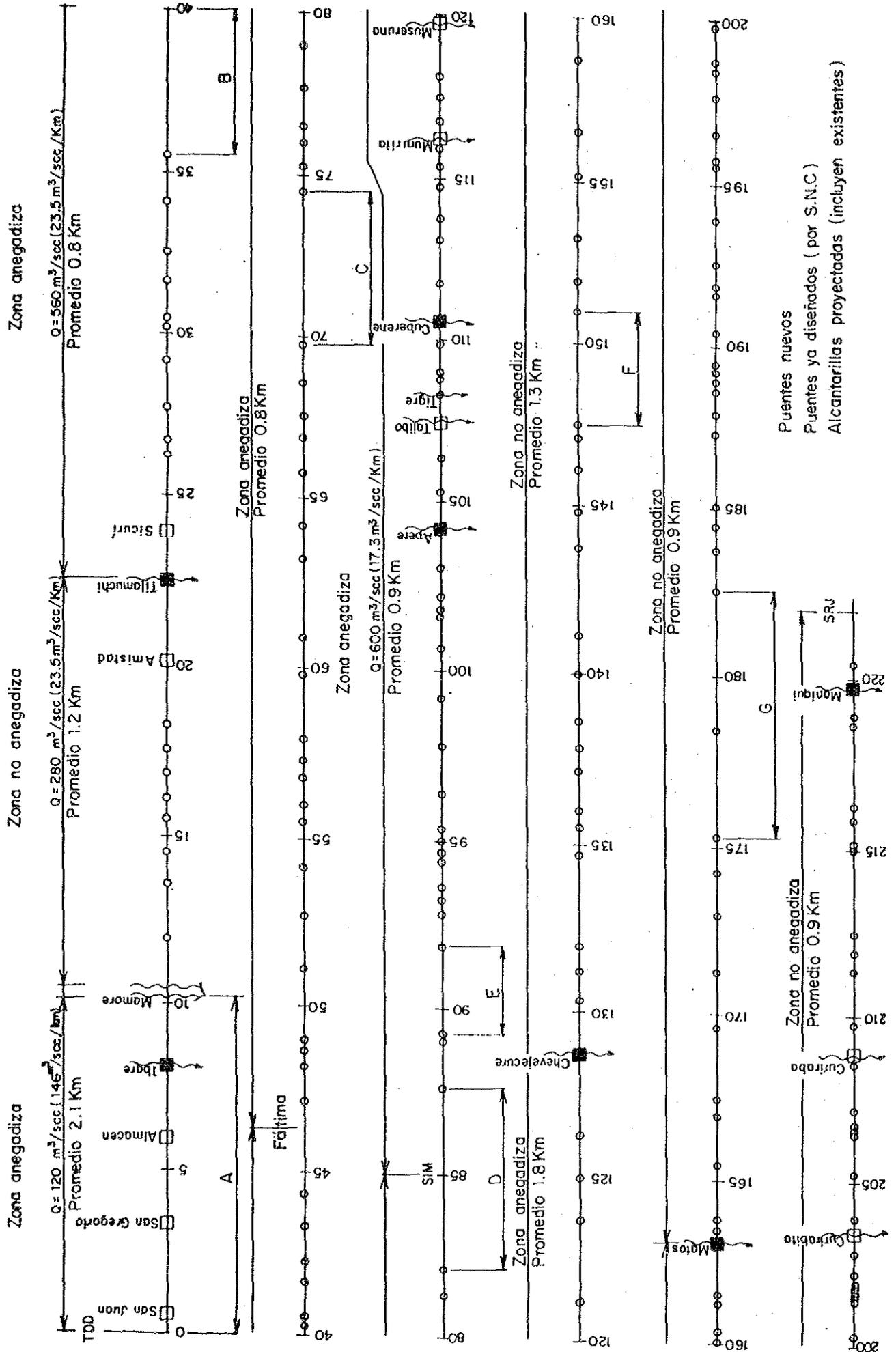
3.5.6.2 Lugares que tiene distancias largas entre las alcantarillas y sus respectivas razones.

Los lugares donde la distancia entre el sistema de drenaje transversal, incluyendo los puentes, es más de 2 kms. entre sí, aproximadamente son los que por la misma configuración del terreno no se requiere y/o no es adecuada la colocación del drenaje transversal.

Concretamente son los tramos que se indican con los signos A - G, etc, en la Figura 3.5-3. A continuación se explica la situación de estos tramos y/o el motivo por el cual la distancia de colocación ha sido alargada.

- A. Tramos cuya profundidad de agua es considerable. Por razones económicas se programó la construcción de 3 puentes en vez de gran cantidad de alcantarillas.
- B. Topográficamente es el sector divisorio de aguas, de tal manera, no se requiere el sistema de drenaje transversal.
- C. En el lado izquierdo de la carretera proyectada (lado río arriba) existe un río que corre en forma paralela. Las aguas de este sector son drenadas por este río, siendo innecesaria la colocación de alcantarillas.

Fig. 3.5-4 Distancia entre el sistema de drenaje transversal



- D. La ruta proyectada pasa sobre la circunvalación existente de la población de San Ignacio, no pudiéndose colocar el sistema de drenaje que facilite el flujo de agua hacia la misma población.
- E. Zona de elevación, donde el agua fluye en sentido longitudinal de la carretera.
- F. En este tramo el agua escurre en sentido longitudinal de la carretera, mediante los canales existentes, siendo innecesaria la colocación de sistemas de drenaje.
- G. Tramo no anegadizo en donde el agua no rebasa el camino existente, siendo suficiente el sistema de drenaje, con una alcantarilla metálica ya colocada.

Por todo lo expuesto, se considera que la distancia entre las alcantarillas programadas en este Estudio es apropiada.

3.6 Diseño de las instalaciones de los transbordadores

El diseño de las instalaciones de transbordadores se realizó determinando las condiciones de diseño en base a revisión de las ubicaciones de terminales y canales para transbordadores.

3.6.1 Selección de la ubicación de las instalaciones para los Transbordadores

Con el levantamiento topográfico complementario de detalle e investigación en el terreno, efectuados para el análisis de la ubicación de las instalaciones de los

transbordadores, se detectó posibles problemas en la ubicación seleccionada, en la Fase-I del estudio, para la terminal de la orilla izquierda del Río Mamoré (Pto. Ganadero), por lo que se modificó su ubicación.

Es decir, se constató que la ubicación de la terminal de los transbordadores en Pto. Ganadero, seleccionada en la Fase-I, presenta inconvenientes al existir un arroyo, aproximadamente a 35m. del sitio hacia San Ignacio, que tienen grandes volúmenes de descarga y rebasa la plataforma del camino existente durante la época de lluvias.

Por consiguiente, se decidió modificar la ubicación de la terminal, hacia otra más segura, a fin de evitar el peligro que representa este arroyo, tal como se muestra en la figura 3.6-1

Esta modificación ha sido adoptada después del correspondiente intercambio de opiniones y mutuo acuerdo con el SNC.

Referente a la terminal de la orilla derecha (Pto. Varador), se estima que aún tomando en cuenta posibles cambios en el curso del río, su ubicación es adecuada, por lo tanto, no se modificó la ubicación propuesta en la Fase-I del estudio.

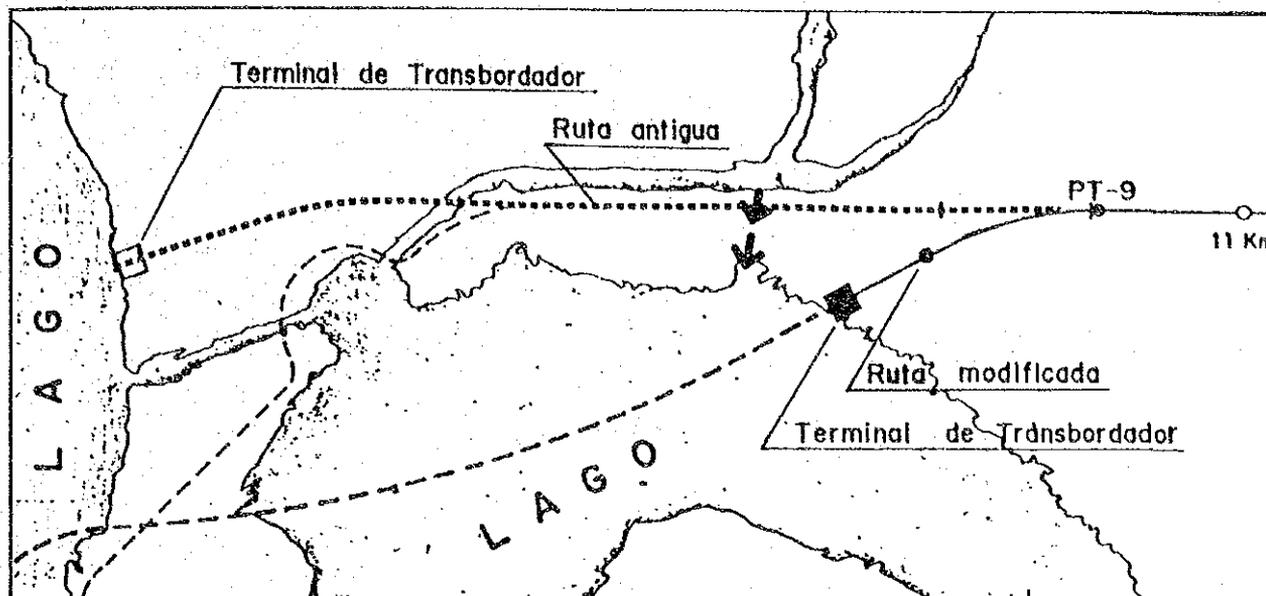


Fig. 3.6-1 Modificación de la ubicación de la terminal de Transbordadores.

3.6.2 Características básicas de las instalaciones

3.6.2.1 Niveles definidos

Nivel de aguas máximas	154.80m.
Nivel de aguas mínimas	144.50m
Profundidad mínima requerida	1.70m.
Nivel del lecho de los canales	142.80m.
Tolerancia entre el lecho de los canales y el fondo de la embarcación	0.80m.

3.6.2.2 Dimensiones de los transbordadores

El transbordador propuesto en la Fase-I del estudio era una embarcación pequeña (40 toneladas de capacidad), empero, los transbordadores que el SNC proyecta adquirir son de tamaño grande (80 toneladas de capacidad), por lo que el diseño de las instalaciones ha sido ajustado a estas dimensiones.

Esta decisión ha sido adoptada después de una amplia deliberación con el SNC.

Dimensiones del transbordador:

Ancho : 9.00 m.
Largo : 30.00 m.
Calado : 0.90 m.

3.6.2.3 Terminal de los transbordadores

Inclinación rampa de atraque : 15%
Ancho de rampa : 9.00m.
Recubrimiento de la rampa : Pavimento (Losa) de hormigón
Espesor de Losa t = 250mm
Espesor capa base t = 250mm.

Profundidad de los tabiques

de la rampa : Frontal : 1.50m
Lateral : 1.00m
Talud de la rampa : Inclinación : 1 : 1.5
(Marcos de bloque de hormigón con rellenos de ladrillos como revestimiento).

3.6.2.4 Características de los Canales.

Ancho del lecho del canal : 21.00m.
Inclinación de los taludes laterales : 1 : 2.0

4. PROGRAMA DE EJECUCION

4. PROGRAMA DE EJECUCION

4.1. Generalidades

(1) Nombre del Proyecto

Proyecto de Mejoramiento de la Carretera entre San Borja y Trinidad.

(2) Características Básicas del Proyecto

Longitud.....	221.9 kms.
Terraplenes.....	1,615,000 m3
Pavimento	
Asfalto t=6 cm.....	71,000 m2
Grava t=20 cm.....	2,118,000 m2
Alcantarillas con tubos corrugados....	177 lugares
Puentes.....	10 Puentes
1 Puente San Juan.....	L = 25.7m
2 Puente San Gregorio.....	L = 25.7m
3 Puente Pto. Almacén.....	L = 25.7m
4 Puente Amistad.....	L = 30.7m
5 Puente Tijamuchi.....	L = 136.0m
6 Puente Sicuri.....	L = 30.7m
7 Puente Tajibo.....	L = 30.7m
8 Puente Mururita.....	L = 30.7m
9 Puente Curirabita.....	L = 20.7m
10 Puente Curiraba.....	L = 25.7m

T O T A L

382.3m

Terminal para transbordador.....	2 lugares
Canales.....	3 lugares

(3) Plazo de Construcción

1990 a 1993..... (4 años)

4.2. Programa de Ejecución Propuesto

4.2.1 Lineamientos Básicos

(1) Plazo de Ejecución

De 1990 a 1993, 4 años

(2) Movimiento de Tierra

Cuerpo de terraplén: Como material para el cuerpo de terraplén se usarán suelos de la clasificación AASHTO A-2 - A-7.

Por esta razón, y debido a que se puede usar todo el material del sector, se aplicará el préstamo lateral.

Subrasante: Para la subrasante se emplearán los materiales que se indican en los planos y estos serán transportados desde otros lugares.

(3) Pavimentación

Capa superficial: Solo el sector I tendrá capa superficial de 6 cm. de espesor y el agregado será procedente del Cerro San Jorge.

Capa base: Solo el Sector I tendrá capa base con espesor de 10 cm y el material a usarse será el del Cerro San Jorge.

Subbase: A excepción del sector I, los demás sectores tendrán solo subbase de 20 cm. de espesor y se usarán materiales de Cerro Chico, Caripo y Dartagnán.

(4) Puentes

7 de los 17 puentes deberán estar concluidos antes del inicio de este proyecto. Los 10 puentes correspondientes a este proyecto, en lo posible, deberán estar concluidos en la primera mitad del plazo de ejecución de las obras y el material pétreo a usarse provendrá del Cerro San Jorge y del río Quiquibey.

(5) Operabilidad

Operabilidad Mensual: Se calculará considerando los días de lluvia y feriados.

Operabilidad diaria: Se trabajarán 8 horas diarias calculando la operabilidad del equipo.

(6) Oficinas administrativas de obra

Se tendrán oficinas en Trinidad, San Ignacio y en el kilómetro 177.

(7) Sectores

Este proyecto estará dividido en 8 sectores.

(8) Epoca de Lluvias

La época de lluvias es la comprendida entre los meses de enero a marzo, periodo que será inactivo.

4.2.2 División por Sectores

El Proyecto se ha dividido en sectores en base a las siguientes características.

- 1) Zonas anegadizas y no anegadizas
- 2) Sectores que usarán agregados del lado de Trinidad (Cerro Chico) y Sectores que usarán agregados del lado de San Borja (Caripo y Dartagnán).
- 3) Sectores Trinidad, Mamoré, San Ignacio y San Borja según la diferencia de tráfico.
- 4) Sectores por diferencia de CBR de la subrasante.
- 5) Sectores por diferencia del espesor del pavimento en base a los puntos 3) y 4).

Por lo tanto, tal como se muestra en la figura 4.2-1, los 221.9 km de carretera se han dividido en ocho sectores.

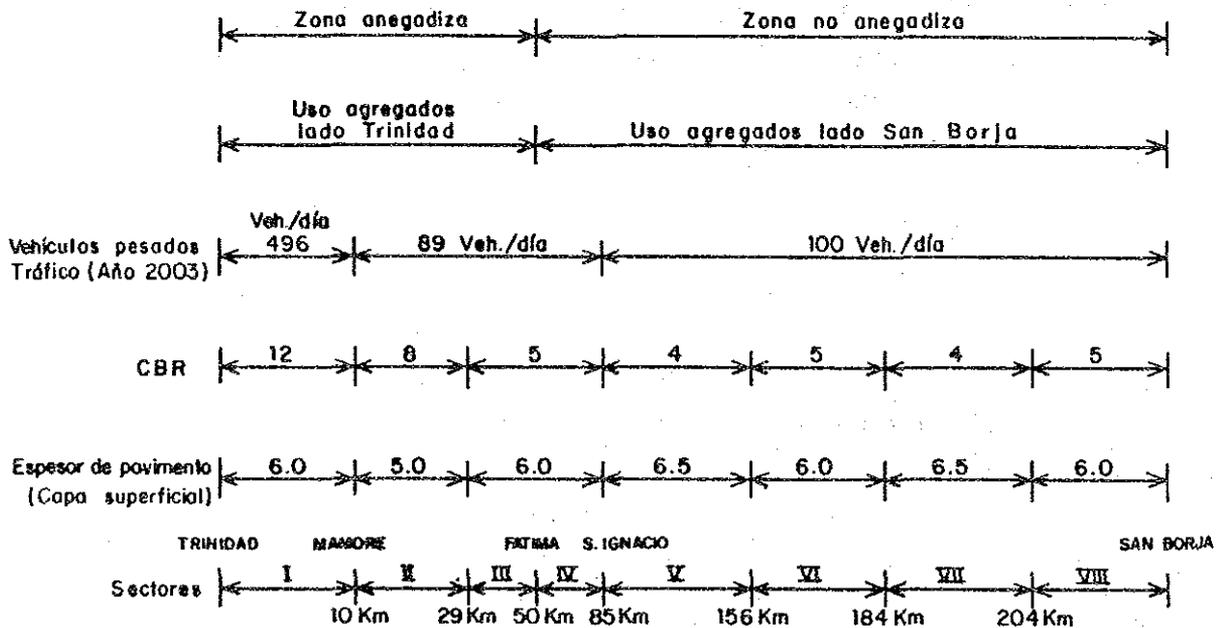


Fig. 4.2-1 DIVISION POR SECTORES

4.2.3 Plan de Acarreo y Movimiento de Tierra

La diferencia de altitud entre San Borja y Trinidad, distantes a 221.9km, es de aproximadamente 50 metros; por lo que se puede ver que se trata de un terreno casi plano.

Por la razón antes expuesta, se ha planificado un sistema de terraplenado para todo el trayecto aplicando básicamente el préstamo lateral.

En todo el trayecto predominan suelos entre los tipos A-2 y A-7, no presentando ningún obstáculo para ser empleados como material destinado al cuerpo del terraplén, pero para las subrasantes se tendrá que usar material con CBR 4 o mayor en base a los resultados de los estudios realizados cada dos kilómetros.

En las Especificaciones Técnicas se está determinando la ejecución de un estudio de suelos cada 500 metros, de tal modo que, si se encuentran suelos apropiados para las subrasantes, se usen los materiales de buena calidad más cercanos.

La cantidad de tierra para todo el terraplenado es de aproximadamente 1,220,000 m³, lo que nos da un promedio de unos 5.5m³/m, cantidad que relativamente es reducida.

Esto se debe a que el eje está ubicado en casi toda la longitud del proyecto sobre el camino actual y se usará el terraplén existente.

Si bien la altura del terraplén llega hasta 8 metros en ambos lados de los puentes Tijamuchi e Ibare, en los demás puentes esta altura es de unos 2 metros, mientras

que en el resto del camino apenas alcanza a un metro o menos.

Por lo expuesto, el movimiento de tierra para terraplenes será básicamente préstamo lateral con tractor.

4.2.4 Tipo de Trabajo y Equipo a Usarse

Tal como se explicó en el artículo 4.2.3, los trabajos consistirán principalmente en terraplenado por relleno, por lo que se empleará maquinaria corriente para cualquier construcción y no se necesitará ningún equipo especial.

Por otro lado, el área de trabajo está conformada fundamentalmente por pampas y bosques en los cuales hay pocas casas habitadas, por esta razón, al momento de seleccionar el equipo no es necesario considerar con mucha severidad los factores de ruido, vibraciones y otros aspectos que pudiesen ser molestos en otras circunstancias.

Los principales trabajos de movimiento de tierra y el equipo a usarse en cada uno de esos trabajos son los siguientes:

Trabajo	Equipo
Desbosque, limpieza y Descapote.....	Tractor
Excavaciones.....	Retroexcavadora, Tractor
Cargulo.....	Pala a orugas, retroexcavadora
Excavación, cargulo.....	Pala a orugas, retroexcavadora
Excavación, transporte.....	Tractor, mototraila

Transporte.....	Tractor, volqueta
Nivelación, extendido.....	Tractor, motoniveladora.
Humedecimiento del suelo.....	Motoniveladora, regadora.
Compactación.....	Compactadora a rodillos, neumáticos y vibratorios.
Zanjas.....	Retroexcavadora
Acabado de taludes.....	Motoniveladora, tractor.

Los principales trabajos antes mencionados podrán ejecutarse combinando algunos de los equipos señalados. Los detalles al respecto están indicados en el artículo 4.4.1.

4.2.5 Operabilidad y Epoca de Lluvias

Este proyecto iniciará sus preparativos en enero de 1990 y en el mes de abril del mismo año comenzarán las obras, las mismas que deberán terminarse en abril de 1993, por lo que el periodo de construcción será de 4 años.

(1) Días Laborables y Operabilidad

Los días laborables se han definido restando los feriados, días festivos, días de lluvia, etc. de los días calendario.

Este cálculo nos da una operabilidad de 0.83, tal como se puede ver en la tabla 4.2-1.

Los días de lluvia se han calculado sacando un promedio de los datos de precipitación pluvial.

obtenidos en la oficina del proyecto Yucumo en los años 1984, 1985 y 1986.

Las ciudades de San Borja y Trinidad están separadas por una distancia de 221.9km y los días de lluvia entre estas dos poblaciones varían considerablemente.

Cerca de las serranías (lado de San Borja) los días de lluvia y la precipitación son abundantes, mientras que hacia el lado de Trinidad, predominan los días despejados.

Por lo expuesto, se considera que el promedio tomado para los días de lluvia para el tramo entre San Borja y Trinidad es relativamente alto.

La operabilidad en la época seca está más influenciada por los feriados que por los días de lluvia; estos aspectos se los puede observar claramente en la tabla 4.2-1.

Tabla 4.2-1 Días Laborables y Operabilidad

Mes	Días/mes	Feriados por mes			Días de lluvia	Días laborables	Operabilidad	Promedio de operabilidad
		Dom.	Fer.	Total	por mes	por mes		
Ene.	31	5	1	6	5.5	25	-	Promedio de la época seca de Abr. a Dic. 0.82
Feb.	28	4	1	5	2.5	23	-	
Mar.	31	4	0	4	1	27	-	
Abr.	30	4	1	5	4	25	0.83	
May.	31	5	1	6	10	21	0.68	
Jun.	30	4	1	5	5	25	0.83	
Jul.	31	5	1	6	2	25	0.81	
Ago.	31	4	1	5	2	26	0.84	
Sep.	30	4	0	4	3	26	0.87	
Oct.	31	5	0	5	3	26	0.84	
Nov.	30	4	1	5	5	25	0.83	
Dic.	31	4	1	5	4	26	0.87	
Total	365	52	9	61	47	298	0.82	

NOTA: Como datos para el periodo de inactividad por época de lluvias, se han tomado solamente los datos registrados durante 1985.

(2) Época de Lluvias

La época de lluvias en la República de Bolivia, salvo pequeñas variantes, es la comprendida entre los meses de enero y marzo.

Tal como se puede observar en la Tabla 4.2-1, la operabilidad durante los tres meses de la época de lluvias baja en cierto grado pero no como para afectar definitivamente a los trabajos.

Sin embargo, 1/4 de todo el trayecto (hacia el lado de Trinidad) se inunda durante este periodo y los trabajos de movimiento de tierra se hacen imposibles de ejecutar.

Por otro lado, si bien los restantes 3/4 no se anegan, el contenido de humedad se incrementa considerablemente, razón por la cual se determinó que este periodo sea de receso.

(3) Horas de Trabajo por Día

Se considera como horas de trabajo por día, el tiempo que los motores del equipo de construcción están en funcionamiento e incluye, además del tiempo real de trabajo, el traslado del equipo al lugar de trabajo, el funcionamiento de prueba, los ajustes, el descanso del operador y otras pérdidas de tiempo.

En forma especial, en un proyecto como este, en el que la longitud de la obra es larga (221.9km), dependiendo de la ubicación de las oficinas de obra, la pérdida de tiempo hasta llegar al sitio de trabajo es enorme.

Para el control y suministro de materiales, para facilitar las comunicaciones, etc. se tendrán tres oficinas principales; una en el kilómetro 177 (a 45 km de San Borja), otra ubicada en San Ignacio y otra en Trinidad.

Sin embargo, a medida que avancen los trabajos, para el control de obra y para reducir el tiempo de traslado al sitio de trabajo deberá disponerse de oficinas de campaña.

La ubicación de las oficinas de campaña juega un papel muy importante en lo referente al tiempo de operación del equipo y en la reducción del plazo de la obra.

El tiempo de operación del equipo de construcción depende del tipo de trabajo y de la época en que este se ejecuta, pero la operabilidad de la maquinaria influye enormemente en el avance de obra.

El programa de ejecución se ha planificado con una operabilidad del equipo del 80% y suponiendo que las horas de trabajo por día sean 8.

4.2.6 Regulaciones para la Época de Lluvias

Durante los cuatro años del periodo de trabajo, se tendrán tres periodos o épocas de lluvia.

En la época de lluvias hay sectores que se anegan, por esta razón, deberán considerarse seriamente tanto la preparación como las medidas a tomarse para la época lluviosa.

(1) Terraplenes

Para evitar que los cuerpos de terraplén y subrasante terminados sufran daños durante la época de lluvias, se deberán señalar estos sectores prohibiendo el ingreso o tomando otras medidas adecuadas. Sin embargo, la prohibición de ingreso a tramos demasiado largos, perjudicaría el tránsito en estos periodos, por lo que es deseable que en lo posible se concluyan los mencionados tramos hasta el pavimento.

Si se tiene que ingresar a la época de lluvias en la etapa de terraplenado o relleno de subrasantes, se deberá dar a la superficie de estos tramos una gradiente transversal de 4% o más para facilitar el drenaje.

En los sectores inconclusos, aunque se coloquen señales restrictivas, será difícil evitar el trajín del ganado, por lo tanto se deberá considerar la reejecución de la capa superior.

Para evitar estas repeticiones de trabajo, será necesario aproximar los sectores donde se ejecuta el terraplenado con los sectores de pavimentación y así acortar los tramos inconclusos que se dejarán durante la época de lluvias.

(2) Taludes

El peligro de especificaciones técnicas indica que particularmente no se llevará a cabo el sembrado de taludes, pero si pasado un mes desde el acabado de los taludes no hay brotes vegetales, se procederá con el sembrado respectivo.

Para que la hierba natural pueda desarrollarse facilmente en los taludes de toda la carretera, se deberá colocar, en dichos taludes, la tierra orgánica útil, que se obtendrá de los trabajos de descape, desbosque y limpieza.

Para saber con certeza si crecerá hierba en los taludes antes de la época de lluvias, se necesita por lo menos un mes de tiempo. Por esta razón, los trabajos de taludes deberán concluirse a más tardar un mes antes de la época de lluvias.

Puesto que el terraplén y el pavimento se ejecutarán hasta el inicio mismo de la época de lluvias, los últimos sectores deberán compactarse lo suficiente como para que resistan el periodo lluvioso.

La tierra orgánica útil, debido a su alto contenido vegetal, es difícil de compactar pero es facilmente socavada por el agua; por esta razón, los sectores en los que no se pueda esperar el brote de hierba deberán protegerse cambiando la tierra orgánica de los taludes con otro tipo de material.

(3) Excavaciones (Terminales y Canales Fluviales)

Las excavaciones destinadas a las terminales de transbordador y canales fluviales deberán ejecutarse en la época seca.

Al acercarse la época de lluvias, en el mes de diciembre, en base a observaciones meteorológicas normales y midiendo los niveles de agua, se deberá definir anteladamente la fecha aproximada en la que se pararán los trabajos y la maquinaria deberá ser trasladada a un lugar que no se inunde.

Se deberá evitar a toda costa que el agua cubra los equipos en el transcurso de los trabajos.

Como en la época de lluvias las excavaciones se inundan, al reiniciar los trabajos se inspeccionará el avance después de bombear el agua y se deberá proceder con la remoción de la tierra y arena acumuladas durante la estación de lluvias.

En vista de que se espera obtener material de buena calidad de estas excavaciones, una parte se usará para rellenos o terraplenes pero el resto deberá disponerse antes de la época de lluvias de tal forma que no se vuelva a introducir en las excavaciones.

(4) Tubos Corrugados

Para la instalación de los tubos corrugados, como promedio se requieren tres semanas por lugar.

Si los trabajos son dejados a media ejecución durante la época de lluvias, estos corren el peligro de desmoronarse; por lo tanto si hay trabajos que

han sido empezados y no podrán terminarse antes de la época de lluvias, estos deberán volverse a rellenar y compactarse profusamente para recibir a la estación de lluvias.

Por lo expuesto, los trabajos relacionados con las alcantarillas con tubos corrugados deberán realizarse cuidando mucho el aspecto climatológico y con suficiente tiempo como para cumplir con el plazo de entrega.

(5) Puentes

El programa de ejecución de puentes establece que cada etapa de los trabajos concluye antes del inicio de la época de lluvias.

El hecho de ingresar a la época de lluvias a medio trabajo de la infraestructura de puentes, en vista de que se trabaja en pleno río, es mucho más peligroso que en el caso de los tubos corrugados.

A medida que se acerca la época de lluvias el nivel de las aguas aumenta violentamente aunque el área de trabajo este despejada, en esto tiene mucho que ver el clima de las zonas altas. Por esta razón, durante los trabajos deberá tenerse mucho cuidado con el aspecto climatológico de una zona bastante extensa.

De los trabajos de puentes, aquellos relacionados con las fundaciones incluyendo los marcos de hormigón deberán concluirse antes de la época de lluvias para proteger no solo la infraestructura del puente sino también del terraplén.

Si el acceso a los puentes está expedito, los trabajos de la superestructura pueden ejecutarse incluso en la época de lluvias.

(6) Puente Tijamuchi

A lo largo de la carretera de este proyecto se contará con 17 puentes, de los cuales 7 no están incluidos en este proyecto pero deberán estar concluidos antes de empezar los trabajos de la carretera.

De los 10 puentes que corresponden a nuestro proyecto, a excepción del Tijamuchi, los nueve restantes pueden transitarse por el lecho del río con sencillos sistemas de drenaje durante la época seca; por esta razón, el tráfico vehicular no se verá afectado.

En el río Tijamuchi es necesario instalar un pontón para facilitar el tráfico vehicular. A este respecto, el SNC tiene pensado instalar un pontón de 25 toneladas de capacidad, el mismo que trabajará de 6 de la mañana a las 8 de la noche.

El Puente Tijamuchi estará ubicado aproximadamente en la progresiva 22+500 y próximo a Trinidad. Por esta razón el transporte de materiales y agregados provenientes de Trinidad y Cerro Chico se verán regulados por el transbordo de este río.

El transporte de agregados ocupa un poco menos de la mitad del costo total de construcción y es también el ítem que más tiempo requiere.

Para este rubro se tendrán que usar muchas volquetas cargadas a toda su capacidad, transportando el material para el pavimento de la carretera a distancias muy largas, y justamente en medio de ese trayecto se encuentra el río Tijamuchi.

De todo esto se puede ver que el transporte de materiales depende mucho de la capacidad y rendimiento del pontón a instalarse.

Para no afectar negativamente al tiempo de obras, es necesario terminar el puente Tijamuchi a la brevedad posible.

El programa de ejecución del puente Tijamuchi deberá acomodarse no solo al periodo de colocado de grava, sino también a toda la obra.

4.3. Características de los Sectores

(1) División en Sectores

Los 221.9 km de carretera se han dividido en 8 sectores.

Sector	Progresivas	Longitud del tramo
1	0.000 - 10.368	L = 10.369 km
2	10.368 - 29.100	L = 18.731 km
3	29.100 - 50.000	L = 20.900 km
4	50.000 - 85.400	L = 35.400 km
5	85.400 - 156.100	L = 70.700 km
6	156.100 - 184.100	L = 28.000 km
7	184.100 - 204.100	L = 20.000 km
8	204.100 - 221.935	L = 17.835 km

(2) Características de Cada Sector

Sector 1: Km 0.000 (Trinidad) - km 10.368 (Mamoré)

Este primer sector abarca aproximadamente 10 km, partiendo del sector sur de la ciudad de Trinidad hasta la futura terminal de transbordadores en el río Mamoré.

Este sector se inunda en la época de lluvias, ya que pertenece a las cuencas de los ríos Ibaré y Mamoré. En base a datos de los últimos 20 años, se presume que el nivel de las aguas llegará a la cota 154.80m con una profundidad promedio de 3.0m; en estas condiciones, las alcantarillas no serían suficientes, por lo que se ha planificado la instalación de 4 puentes en este sector. De estos puentes, el del río Ibaré está siendo financiado por un organismo internacional y se estima que se concluirá para cuando se inicien las obras del proyecto que nos ocupa.

En los alrededores de este tramo, debido a la cercanía de la ciudad de Trinidad, existe mucha actividad, especialmente con fábricas de ladrillos, pero como esta zona se anega en la época de lluvias, toda esta actividad se paraliza en estos periodos.

Bajo estas circunstancias, debido a que toda el área se cubre con agua, el terraplén deberá ser alto y se ha

planificado un relleno de 4 metros de altura para esta estructura.

La calidad del suelo de los alrededores es de la clase A-7 que puede usarse para el cuerpo de terraplén, pero para la subrasante se deberá recurrir al préstamo de otro sector. Para la subrasante se podría usar el material de buena calidad que se encuentra en las proximidades del río Mamoré.

Sector 2. km 10.369 (Mamoré) - km 29.100

Este sector de aproximadamente 19 km ocupa el tramo comprendido entre la terminal de transbordadores de la margen izquierda del río Mamoré y la progresiva 29.100.

Los sectores adyacentes al camino son zonas de pastoreo, pero en la época de lluvias se anegan. Este sector pertenece a la cuenca del río Mamoré y se tiene previsto hacer un terraplén de aproximadamente 2 metros de altura.

Casi al medio de este sector se encuentra el río Tijamuchi que en la época de lluvias se desborda, y como el terreno circundante a este río es más bajo que el terreno de los alrededores del río Mamoré, la profundidad del agua es considerable.

En los alrededores del río Tijamuchi se puede ver material de la clase A-7, pero más adelante existen lugares con tierra de la clase A-4.

Como la tierra de los alrededores no reúne las condiciones como para usarse en subrasante, este material se trasladará desde la margen izquierda del río Mamoré.

Sector 3. Km 29.100 - km 50.000 (Fátima)

De los 21 km que tiene el sector 3, 2/3 son bosques con un terreno más o menos alto y pocos lugares inundados; por esta razón, se ha planificado un terraplén de 1.5 m de alto.

En este sector no hay puentes y el agua está siendo canalizada por alcantarillas de tubos corrugados.

La clasificación de las tierras de este sector es principalmente A-7, pero en las cercanías de Fátima se puede encontrar también tierra de la clase A-4.

El poblado de Fátima que se encuentra casi al final de este sector, es un centro de acopio y distribución de la carne que viene de las diferentes haciendas que se encuentran dispersas a lo largo del camino.

Sector 4. km 50.000 (Fátima) - km 85.000 (San Ignacio)

La ruta, en este sector, pasa por una línea divisoria de aguas, razón por la cual los efectos del líquido elemento sobre el camino no son motivo de mucha preocupación.

En los alrededores del camino abundan los bosques y el camino tiene una cota relativamente alta; por estas razones, se ha planificado un terraplén de aproximadamente 50 cm. que resulta igual a la cota del terraplén actual.

En estos bosque se encuentran dispersas varias aldeas de colonizadores y es una zona estrechamente relacionada con la población de San Ignacio.

En este sector no habrán puentes ya que es una zona relativamente alta como el caso del sector 3, y tampoco tendrá muchas alcantarillas. En este sector abunda tierra de clase A-7 y tiene algunos lugares con tierra de la clase A-4.

Sector 5. km 85.400 - km 156.100

La longitud de tramo del sector 5 es de 70.7 km, resultando ser el más largo comparado con los otros sectores.

Para este sector se tienen planificados 8 puentes, de los cuales 2 serán financiados por el BID y otros 2 por otro organismo internacional y/o por el SNC y se tiene previsto que se concluirán antes del inicio de las obras de este proyecto.

A lo largo del camino hay bosques y pampas, las principales actividades son la ganadería y la agricultura.

En este tramo, si bien el camino no se inunda, hay lugares bajos que son socavados por el agua, pero en esos sitios se instalarán tubos corrugados.

La clasificación de suelos del lugar es principalmente A-6 con algunos lugares de las clases A-7 y A-2.

Sector 6. km 156.100 - km 184.100

En este sector de 28 km existen varias haciendas.

El camino pasa por una zona alta y tampoco se necesitan muchas alcantarillas. En este sector se construirá un puente sobre el río Matos con financiamiento del BID y estaría concluido antes del inicio de los trabajos de este proyecto.

El camino del proyecto tendrá un terraplén de aproximadamente 50 cm. sobre el camino actual.

En este sector abundan los suelos de la clase A-6, pero también se pueden encontrar lugares con suelos A-4 y A-7.

Sector 7. km 184.100 - km 204.100

Este tramo de 20 km consta primordialmente de pampas y casi al final se construirá un puente de 20.5 metros de largo sobre el río Curirabita.

En este sector el camino no se anega, pero para evitar el socavamiento de algunos lugares se instalarán alcantarillas con tubos de chapa corrugada.

A manera de aprovechar al máximo el terraplén actual, se ha planificado hacer un terraplenado de 50 cm de alto sobre el actual. El material de este lugar presenta suelos de las clases A-6 y A-7.

Sector 8. km 204.100 - Km 221.935 (San Borja)

En este sector cubierto por bosques se tendrán dos puentes; uno sobre el río Curiraba y otro sobre el río Maniqui; este último está siendo construido con financiamiento de USAID. Actualmente los trabajos están paralizados pero al parecer se reiniciarán muy pronto.

Los alrededores del camino del Sector 8, debido a la cercanía de San Borja, están más desarrollados y predominan las actividades ganaderas y agrícolas.

El camino de este sector tampoco se inunda, pero para asegurar una carretera para todo tiempo, se ha planificado aumentar en 30 cm. la altura del terraplén actual. En este sector predominan los suelos de la clase A-4, pero hay también algo de A-6.

4.4. Ejecución

4.4.1 Movimiento de Tierra

(1) En la figura 4.4-1 se muestra el flujo de los principales trabajos de movimiento de tierra. Todo lo relacionado con la pavimentación y puentes se tratará en artículos aparte.

(2) Trabajos y Equipo

1. Desbosque y Limpieza

Normalmente para el desbosque se hace un recorte previo con machetes, hoces o motosierras, pero como los bosques donde se trabajará son muy cerrados, estos trabajos previos no se tomarán en cuenta y el desbosque se realizará con tractores en forma progresiva.

En la zona donde se realizarán los trabajos, el crecimiento de la hierba es extremadamente rápido; por esta razón, no es recomendable dejar tierra al descubierto por mucho tiempo después de los trabajos de descape, desbosque y limpieza.

Para evitar contratiempos y repeticiones de trabajo, en el programa de ejecución se propone que estos trabajos antecedan a las labores de terraplenado en muy poco tiempo.

Equipo

Descape = 15 cm Tractor (21 t)
 Desbosque y limpieza = 30 cm Tractor (21 t)

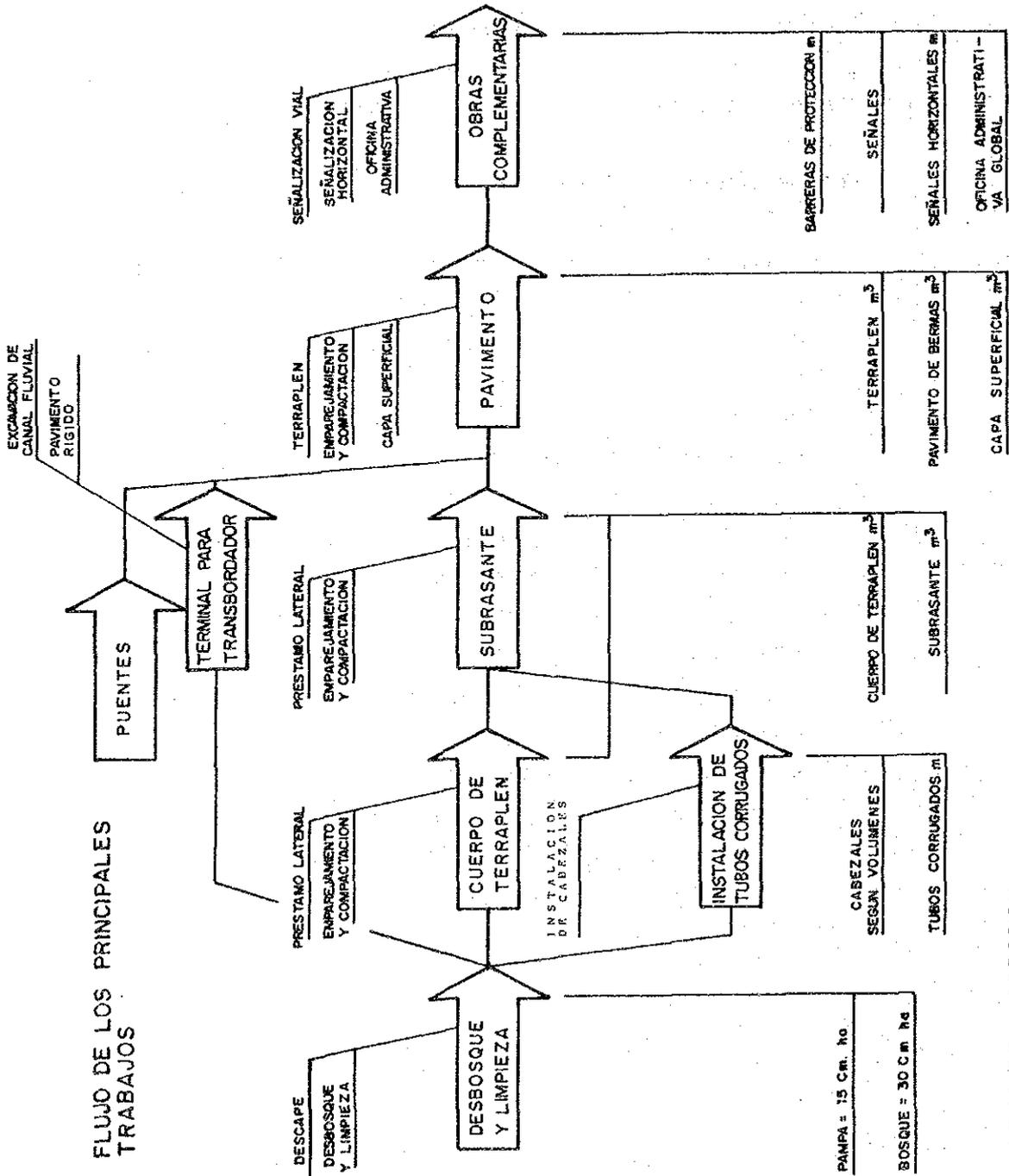


Fig 4.4-1 MOVIMIENTO DE TIERRA

2. Ejecución del Cuerpo de Terraplén

En vista de que la mayor parte del trabajo en todo el trayecto es le mejoramiento del terraplén que se tiene, lo que se hará es un ensanchamiento y aumento de altura de la carretera actual.

Como material del cuerpo de terraplén se usarán los suelos A-2....A-7 que se pueden obtener en el lugar y se aprovechará al máximo el derecho de vía empleando el método de préstamo lateral.

Tal como se indica en el artículo 4.2.2 de este capítulo, no es mucha la cantidad de tierra que se necesita para el cuerpo del terraplén.

Los terraplenes más altos que se tendrán se encuentran en los empalmes de los puentes Tijamuchi e Ibare, ya que tendrán un alto de 8 metros. Además, la longitud de estos empalmes es de aproximadamente 200 metros lo que nos da unos 20.000 m3 de cantidad a rellenarse.

Tal como se estipula en las especificaciones técnicas, para que el terraplén actual se adhiera con la tierra que se agregará para formar el cuerpo del terraplén, se deberán escalar los taludes.

El equipo para la ejecución de los trabajos del cuerpo del terraplén está compuesto principalmente por tractores.

Equipo

Préstamo Lateral	Tractor (21 t)
Nivelación	Tractor (21 t)
Compactación	Compactador de rodillos neumáticos (8 a 20 t)

3. Subrasantes

La subrasante es una parte de la estructura del terraplén que juega un papel muy importante, ya que es la parte que soporta al pavimento y distribuye la carga del tráfico de manera uniforme sobre el cuerpo del terraplén.

Por esta razón se deberá usar un material que tenga el CBR estipulado en las especificaciones técnicas.

Para el material de subrasante se ha realizado un estudio cada 2 km a lo largo de la carretera y las distancias se han calculado en base a los resultados de este estudio.

A manera de complementar el mencionado estudio, en las especificaciones técnicas se norma la realización de otro estudio cada 500 metros.

Si con este nuevo estudio se encuentran nuevos suelos que reúnan las condiciones para usarse en la subrasante, será posible acortar las distancias de transporte de material.

Cuantos más lugares con buen material se descubran, más será el tiempo que se ahorre para el cumplimiento del plazo de entrega.

Cuando se encuentre material adecuado para subrasante en el mismo lugar de trabajo, se optará por el préstamo lateral con tractor al igual que en el caso del cuerpo del terraplén.

De acuerdo con los resultados obtenidos hasta ahora, la distancia máxima de transporte de material para subrasante es de 5 km. y el material será transportado en volquetas.

Ya que en el transporte se usarán también volquetas, la combinación de equipos es como sigue.

Distancia de transporte = menos de 50m.

Excavación	Tractor (21 t)
Emparejamiento	Tractor (21 t)
Compactación	Compactador de rodillos neumáticos (20 t)
Nivelación	Motoniveladora

Distancia de transporte = 50 a 400 metros

Transporte y excavación	Mototrailla (9.8 m ³) y tractor (21 t)
Emparejamiento	Mototrailla (9.8 m ³) y tractor (21 t)
Compactación	Compactador de rodillos neumáticos (20 t)
Nivelación	Motoniveladora

Distancia de transporte = más de 400 metros

Excavación	Tractor (21 t)
Carguío	Pala con orugas (2.1 m3)
Transporte	Volquetas (11 t)
Emparejamiento	Tractor (21 t)
Compactación	Compactador de rodillos neumáticos (20 t)
Nivelación	Motoniveladora

4. Tubos Corrugados

La ejecución de los trabajos relacionados con las alcantarillas con tubos corrugados deberá realizarse de acuerdo con las indicaciones de las especificaciones técnicas.

Para estos trabajos se emplearán las siguientes maquinarias:

Equipo

Excavación	Retroexcavadora (0.6 m3)
Transporte	Volqueta (11 t) y camión grúa.
Armado de tubos	Manual
Compactación	Apisonadora (60-100 kg)
Cabezales	Mezcladora de hormigón
Relleno	Retroexcavadora (0.6 m3) y apisonadora.

5. Facilidades de Transbordador

Los trabajos de excavación del canal fluvial y las losas de hormigón deberán ejecutarse siguiendo estrictamente las indicaciones de las especificaciones técnicas y de los planos de diseño.

El equipo a usarse para la construcción de las facilidades de terminal para transbordadores es como sigue:

Equipo

Excavación	Tractor (21 t)
Excavación y carguío (nivel freático)	Retroexcavadora (0.6 m3)
Transporte	Tractor (21 t) y volquetas (11 t)
Nivelación y acabado	Retroexcavadora (0.6 m3)
Losas de hormigón	Mezcladora de hormigón
Marcos de hormigón	Mezcladora de hormigón
Transporte, varios	Camión

4.4.2 Trabajos de Pavimentación

En el tramo Trinidad - Río Mamoré se efectuarán trabajos de subbase, base, asfaltado y el tratamiento superficial de las bermas.

El tramo Mamoré - San Borja se abrirá al tráfico solo con la subbase.

(1) Subbase

1. Materiales

El material para subbase del tramo comprendido entre Trinidad y Fátima será piedra triturada no seleccionada proveniente de la cantera de Cerro Chico; mientras que el tramo entre Fátima y San Borja usará grava de los ríos Caripo y Dartagnán o la mezcla de ambos materiales.

Los trabajos de subbase se iniciarán después que la subrasante esté bien compactada y nivelada.

El material para subbase proveniente de la cantera de Cerro Chico será roca triturada no cribada pero con un diámetro máximo de 50 mm.

El material del río Dartagnán contiene piedras grandes; por esta razón para seleccionar el material con 50 mm o menos de diámetro se emplearán cribas.

La grava del río Dartagnán se disgrega fácilmente si se abre al tráfico sin mezclar con algún otro material, por esta razón, se empleará material mezclado en proporción adecuada con la grava arcillosa de Caripo.

2. Ejecución

Al colocar el material sobre la subrasante, se deberá emparejar con motoniveladora a un espesor de 25 a 28cm para que el espesor final después de la compactación sea de 20 cm.

En el emparejamiento se deberá cuidar que el perfil transversal sea el correcto y que el eje no se asiente con relación a los costados; para esto, el material se deberá colocar de manera que el centro sea de 1 a 2% más alto que el perfil final. Asimismo, la superficie del camino, especialmente en los tramos que se abrirán al tráfico en la capa subbase, deberá tener un acabado tal que no se formen charcos de agua cuando llueva.

El material será transportado en volquetas y se descargará a intervalos adecuados considerando el espesor que tendrá la capa.

El material una vez emparejado, se compactará con una pasada de rodillo y se volverá a emparejar hasta lograr el perfil adecuado y luego se compactará hasta la densidad estipulada.

3. Equipo

Transporte	Volquetas (11 t)
Emparejamiento	Motoniveladora 3.7 m
Compactación	Rodillo vibratorio, rodillo neumático (20 t)

(2) Base

1. Material

El sector que tendrá capa base es el comprendido entre Trinidad y el río Mamoré con una longitud de 10.369 km. Como material de la base se empleará piedra triturada del Cerro San Jorge,

grava del río Blanco, arena del río Mamoré y polvo mineral (filler), todo mezclado en la proporción estipulada.

2. Ejecución

i) Mezcla

En caso de mezclarse en la obra, primeramente se deberá extender el material grueso y luego ir en orden de grano hacia el más fino mezclando con la motoniveladora.

Si el material está previamente mezclado, se deberá hacer un ensayo de granulometría y si la distribución es correcta se procederá con el emparejamiento usando motoniveladora.

La mezcla podrá realizarse en una planta continua o una intermitente, cuidando siempre, que la mezcla sea correcta; el transporte se lo realizará con volquetas y el emparejamiento con motoniveladora.

ii) Emparejamiento y Compactación

En el emparejamiento, el espesor de la capa deberá tener 30 a 40% más grueso que el espesor final, es decir, por cada 10 cm deberá tener 13 o 14 cm.

En caso de mezclarse y emparejarse usando motoniveladora, cada motoniveladora puede ejecutar una superficie de 2.600 m²/día.

Inmediatamente después de que el material haya sido emparejado y nivelado se procederá a compactar hasta alcanzar la densidad estipulada usando un rodillo vibratorio y un rodillo neumático de más de 10 toneladas de carga.

Si la humedad del material en el momento de la compactación es muy baja, se regará con un camión regador u otro medio aprobado.

3. Equipo para la Ejecución

Transporte	Volquetas (11 t)
Nivelación	Motoniveladora (3.7 m)
Compactación	Rodillo vibratorio y rodillo neumático (20 t)

(3) Capa Superficial

El sector que tendrá capa superficial es el comprendido entre Trinidad y el río Mamoré con una longitud de 10.369 km. Esta capa será una carpeta asfáltica de 6 cm. de espesor y 7 m. de ancho.

1. Imprimación

La imprimación se efectuará después de que la base haya sido concluida, viendo que en la superficie no hayan piedras sueltas o tierra y bajo condiciones climáticas buenas.

Para la imprimación se usará asfalto, diluido, alquitrán o asfalto emulsionado. La cantidad media es de 1 a 2 litros por metro cuadrado y la

aplicación se hará con una motorregadora, cuidando que la distribución sea uniforme.

El tiempo de curado será de 24 horas.

2. Ejecución

i) Emparejamiento

Para el emparejamiento de la mezcla asfáltica se empleará una acabadora de asfalto que pueda ejecutar en una pasada un ancho igual o mayor que el correspondiente a la mitad del ancho del camino, o sea más de 3.5 m.

La temperatura de la mezcla asfáltica no deberá ser menor a los 110 C en el momento de su emparejamiento y el trabajo deberá terminarse antes que la mezcla se enfríe.

Las herramientas a usarse, como ser palas, rastrillos, pisonos, etc., deberán calentarse a más de 100 C y emplearse mientras estén calientes, cambiándolas cuando se enfrien.

Si empieza a llover o la temperatura ambiental baja a menos de 5 C, los trabajos deberán suspenderse de inmediato.

Para que la volqueta que transporta mezcla asfáltica deposite en la acabadora su carga, esta deberá detenerse cerca de la acabadora para permitir que la última sea la que avance hasta contactar con las ruedas traseras de la volqueta; en esa posición, la volqueta

descargará una parte de la mezcla en la tolva de la acabadora, luego la acabadora avanzará lentamente empujando a la volqueta; para esto, la caja de cambios de la volqueta deberá estar en posición neutral.

La mezcla deberá emparejarse a un espesor mayor al del diseño en unos 0.5 cm para que después de la compactación la capa tenga los 6 cm. estipulados.

En el emparejamiento deberá cuidarse que el espesor de la capa no sea excesivamente gruesa ni delgada.

La acabadora deberá operarse de forma tal que la capa tenga el espesor, el perfil y la superficie estipulados.

La velocidad de avance deberá ser de 2 a 4 metros por minuto.

ii) Compactación

Una vez emparejada la mezcla y cuando aún esta caliente a más de 90 C, se deberá hacer la compactación primaria con un rodillo liso, luego se realizará la compactación secundaria con un rodillo de neumáticos hasta alcanzar la máxima densidad. Luego se efectuará una tercera pasada con el rodillo liso para que la superficie quede plana y libre de marcas y huellas.

Cuando se usa un mismo tipo de compactadora, el rendimiento es malo y se hace muy difícil lograr la densidad deseada.

La compactación deberá realizarse en forma progresiva de los costados hacia el centro en forma paralela al eje y cuidando que el inicio y final de cada pasada no estén en una misma línea en sentido transversal; esto se debe a que cuando estos puntos coinciden sobre una misma línea, las fuerzas de dos pasadas trabajan sobre un mismo punto y esto origina desigualdades.

En caso de pendientes, las ruedas traseras (ruedas impulsoras) deberán colocarse hacia arriba y empezar el trabajo desde la parte baja progresivamente hacia arriba.

La velocidad de compactación deberá ser de 2 a 3 km/h y el avance y retroceso deberá hacerse suavemente sin partidas ni frenadas bruscas y sin mover la dirección.

Para evitar que el asfalto se adhiera a las llantas, se podrá pasar una mano de agua o aceite aprobado usando un trapo o un atomizador, pero se deberá cuidado de no exceder la cantidad porque esto puede originar una dilución o desprendimiento del asfalto.

Aunque se haya terminado la compactación, no se deberá abrir al tráfico el tramo acabado hasta que la temperatura de la capa se normalice.

iii) Empalmes

Los empalmes longitudinales deberán ser paralelos al eje y en dichos empalmes se deberá aplicar cemento asfáltico o asfalto diluido y la compactación deberá hacerse en forma progresiva hacia el centro a partir de los empalmes.

Las irregularidades transversales de fin de tramo deberán cortarse en línea recta para empalmar el siguiente tramo. Sin embargo, si en ambos extremos del tramo se colocan tranquilas de 6 cm. de espesor, al final no se necesitará efectuar el mencionado corte.

Equipo

Imprimación	Motoregadora
Transporte de mezcla	Volqueta (11 t)
Emparejamiento	Acabadora de asfalto
Compactación	Rodillos liso y neumático

(4) Pavimentación de Berma

1. Ejecución

Las bermas tendrán un ancho de un metro a cada lado. Estas bermas tendrán un tratamiento superficial o capa de sellado que irá sobre los 10 cm. que tendrá la base.

Las bermas juegan un papel muy importante ya que, además de brindar seguridad al tráfico vehicular, evitan la filtración de agua hacia la parte baja del pavimento del camino.

Para trabajar las bermas, primeramente deberán concluirse las obras de asfaltado del camino, luego se colocará el material de la base de las bermas y se compactará cuidando de mantener el perfil estipulado.

Después de concluida la base de la berma se procederá a colocar la capa de sellado que evita desprendimientos e impermeabiliza la base.

La capa de sellado se colocará bajo condiciones climáticas adecuadas; el material puede ser cemento asfáltico o asfalto diluido aplicado de manera uniforme y en la cantidad adecuada con una motorregadora.

Sobre esta capa se esparcirá agregado granular de 5mm o menos de diámetro; inmediatamente después se compactará para que el agregado se adhiera a la capa asfáltica.

En la compactación se deberá tener cuidado de no formar escalones con relación al pavimento de la calzada.

2. Equipo

Transporte	Volquetas (11 t)
Riego	Motorregadora
Compactación	Compactadora de rodillos neumáticos (20 t)

4.4.3 Puentes

1. Generalidades

Estos trabajos se refieren a los 10 puentes nuevos que se construirán dentro del marco del proyecto de mejoramiento de la carretera entre San Borja y Trinidad. Además de estos puentes existen otros 7 que deberán ser concluidos antes del inicio de las obras del presente proyecto. La conclusión previa de estos puentes se convierte en un aspecto fundamental de influencia sobre los costos, transporte de equipo y plazo de ejecución del proyecto mismo. En forma especial, el puente sobre el río Tijamuchi juega un papel importante en el transporte de materiales dado el considerable ancho del mencionado río.

Los 10 puentes incluidos en este proyecto, excepto el del río Tijamuchi, tendrán una longitud entre 20.7 m y 30.7 m con un ancho útil de 8 m. La superestructura consistirá en vigas simples de hormigón pretensado y la infraestructura constará de estribos sobre pilotes de fundación.

El puente Tijamuchi está siendo diseñado con un largo de 130.6 m y un ancho útil de 7.3 m; la superestructura será de tres tramos continuos y la infraestructura constará de estribos sobre pilotes y columnas del tipo T invertida.

Tabla 4.4-1 Localización de los Puentes

Nombre del Puesto	Progresiva	Distancia en Km.	
		de Trinidad	de San Borja
San Juan	No. 0 + 693.0	0.693	221.242
San Gregorio	No. 3 + 446.0	3.446	218.489
Pto. Almacén	No. 6 + 000.0	6.000	215.935
Amistad	No. 20 + 129.0	20.129*	201.806
Tijamuchi	No. 22 + 431.0	22.431*	199.504
Sicuri	No. 23 + 900.0	23.900*	198.035
Tajibo	No. 108 + 558.0	108.558*	113.377
Museruna	No. 116 + 292.0	116.292*	105.643
Curirabita	No. 203 + 443.0	203.443*	18.492
Curiraba	No. 208 + 825.0	208.825*	13.110

Nota: Las distancias con asterisco * no incluyen el largo de los canales en el río Mamoré.

2. Condiciones Previas para la Elaboración del Cronograma de Ejecución

La construcción de los puentes tiene una marcada influencia sobre el transporte de materiales y equipo para todo el proyecto; por esta razón, es prioritaria la construcción de los puentes cercanos a Trinidad y San Borja incluyendo el Puente Tijamuchi.

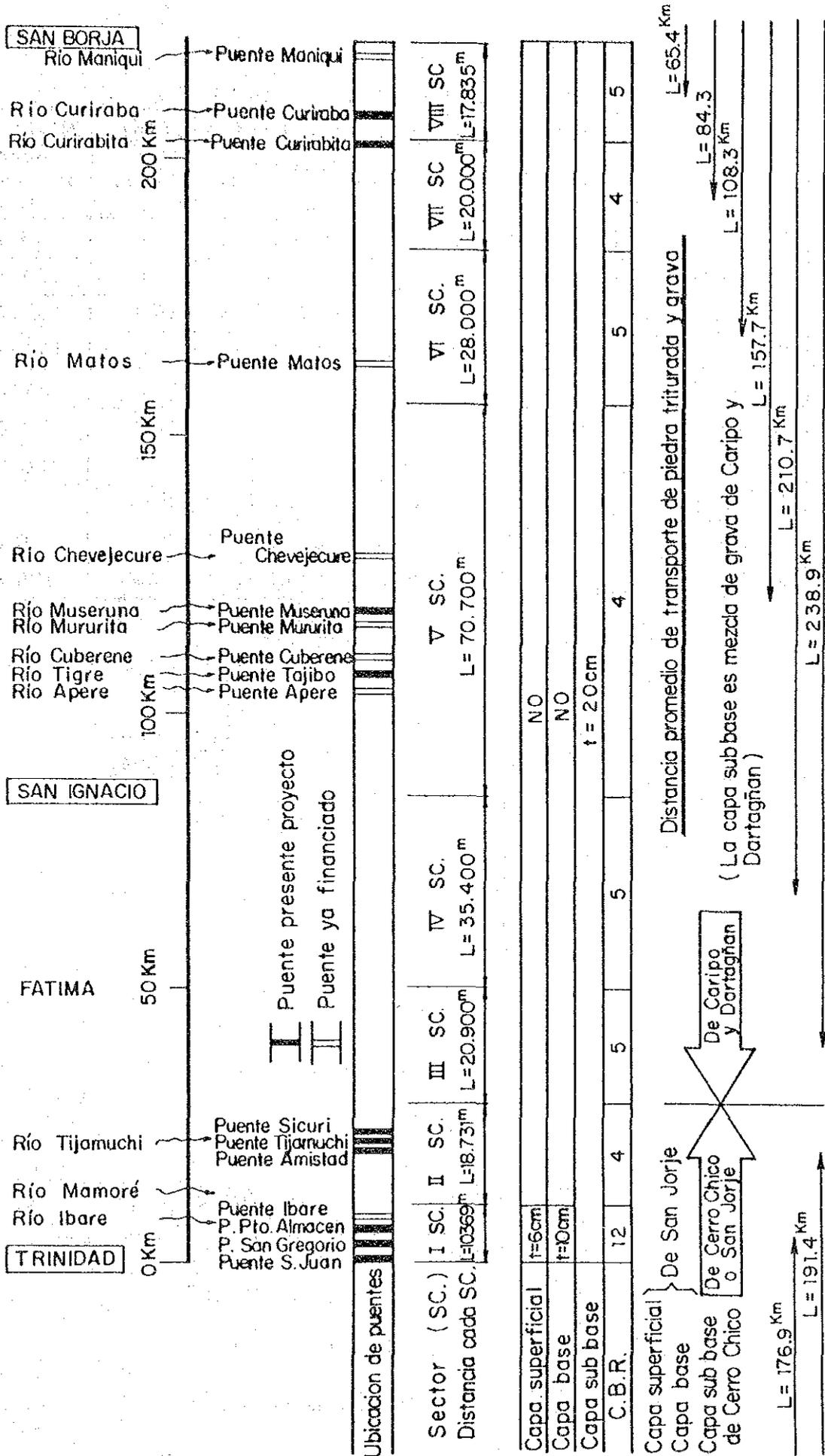
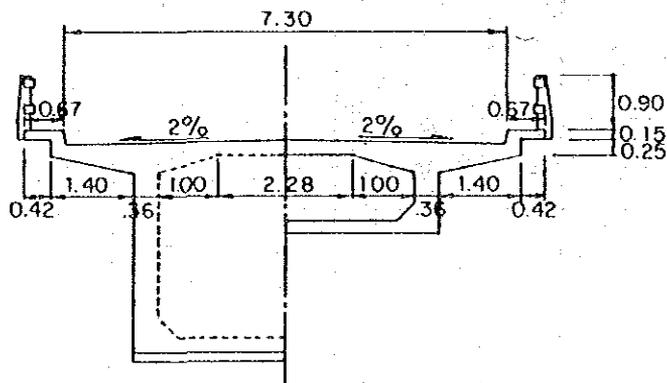


Fig. 4.4-2 PROGRAMA DE TRANSPORTE DE MATERIAL PETREO

b) Tabla 4.4-2 LARGO DE PUENTE Y LUZ DE TRAMO

Ubicación	Longitud de puente (m)	Longitud de viga (m)	Luz de tramo (m)	Elevación centro de puente (m)	Nivel de aguas máximas (m)
San Juan	25.660	25.600	25.000	157.370	154.800
San Gregorio	25.660	25.600	25.000	157.370	154.800
Pto. Almacen	25.660	25.600	25.000	157.370	154.800
Amistad	30.660	30.600	30.000	159.580	154.800
Tijamuchi	136.000	135.92	135.00	159.548	154.800
Sicurí	30.660	30.600	30.000	157.580	154.800
Tajibo	30.660	30.600	30.000	163.370	160.600
Mururita	30.660	30.600	30.000	164.280	161.500
Curirabita	20.660	20.600	20.000	191.070	188.200
Curiraba	25.660	25.600	25.000	192.670	189.600

c) ANCHO DE PUENTE (PUENTE TIJAMUCHI)



(OTROS PUENTES)

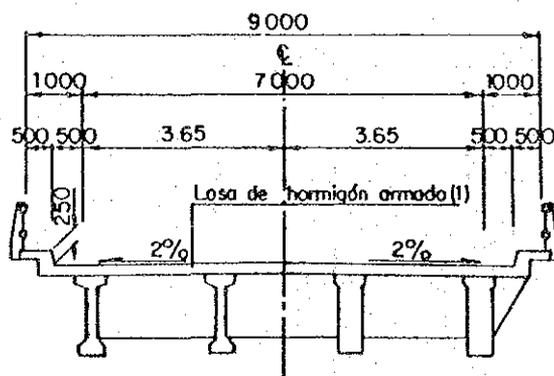


Fig. 4.4 -4 Ancho de puente

A continuación se indican las condiciones previas que se requieren para la elaboración del cronograma de ejecución.

- 1) Las obras se iniciarían en abril de 1990, dejando dos meses de preparación (elaboración del plan de ejecución, disposición de equipos y personal, etc.), con lo que los trabajos empezarían en junio del mismo año.
- 2) La época de lluvias (de enero a marzo) será periodo de inactividad.
- 3) Los trabajos en puentes deberán empezarse por los puentes San Juan, Tijamuchi y Curiraba.
- 4) No se consideran desvíos durante las obras debido a que el terreno es plano en general.
- 5) Los trabajos de infraestructura deberán estar concluidos hasta diciembre de 1990.

3. Flujo de los Trabajos y Puntos Esenciales en la Ejecución

A continuación se indica el flujo de los trabajos para puentes y los puntos esenciales de la ejecución.

1) Flujo de los Trabajos

El flujo u orden en el que se deberán realizar los trabajos en los puentes se muestra en la figuras 4.4-5 y 4.4-6.

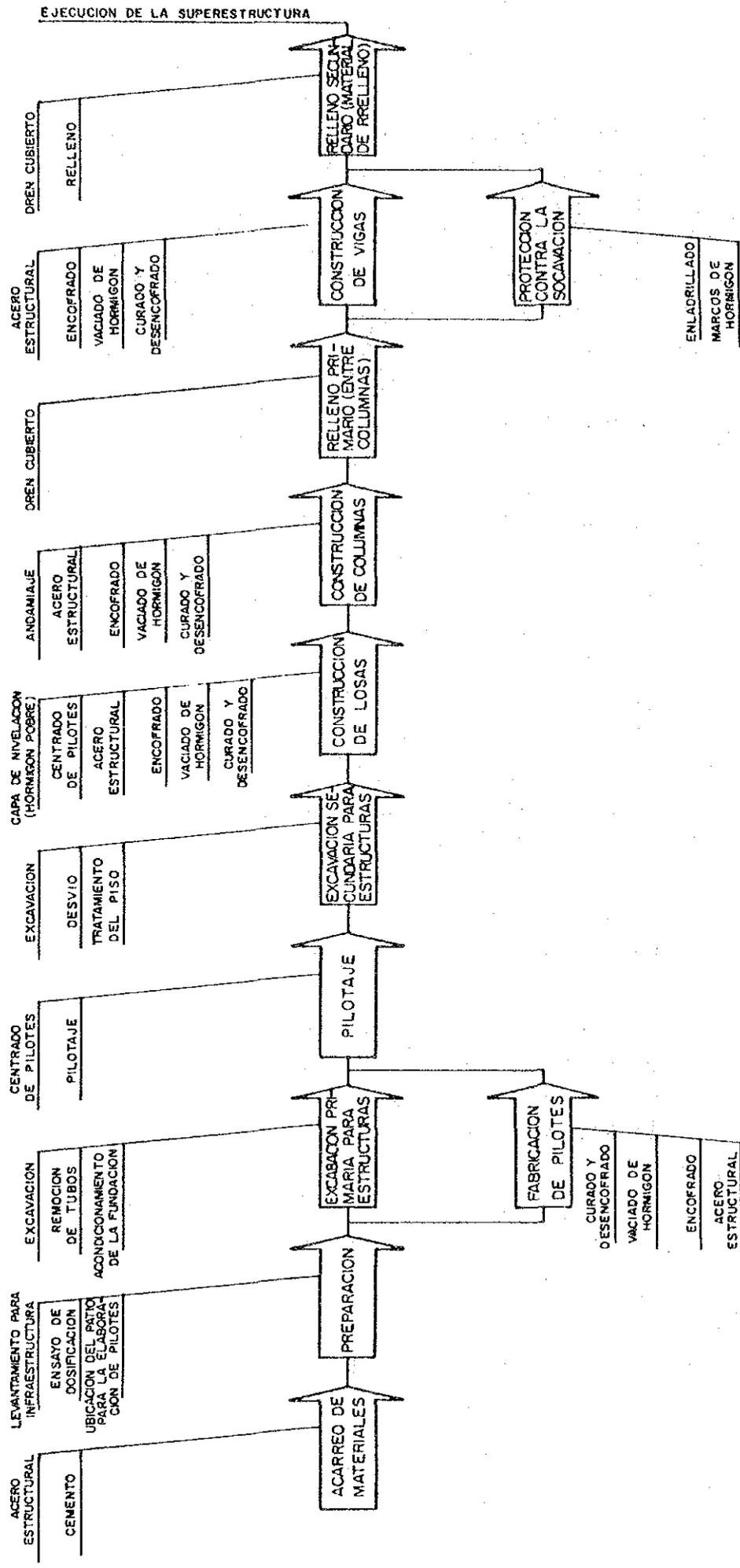


Fig. 4.4-5 ESTRIBOS

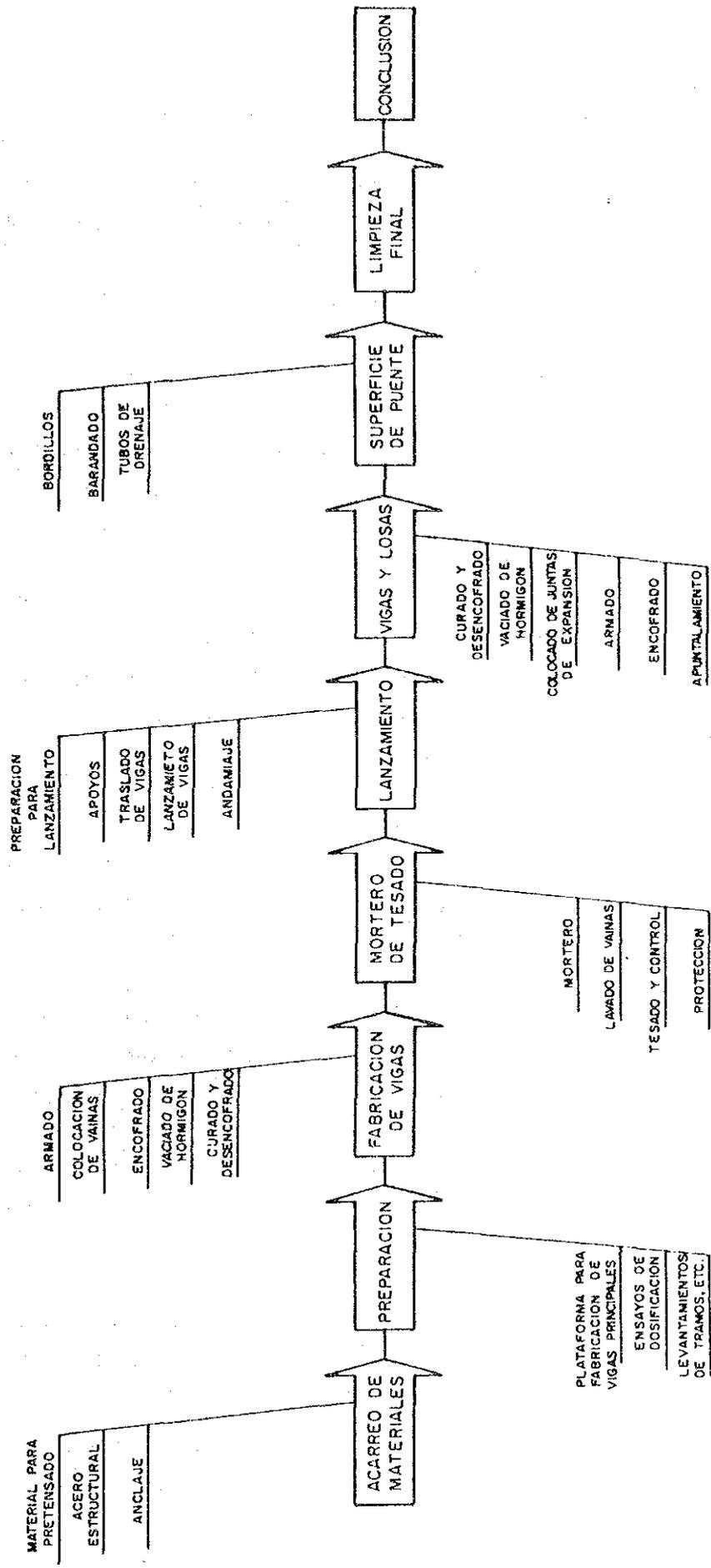


Fig. 4.4-6 TRABAJOS DE SUPERESTRUCTURA

2) Puntos Esenciales de la Ejecución

A continuación trataremos sobre los diferentes aspectos que son esenciales en la ejecución, para lo cual seguiremos el flujo de los trabajos que se muestra en las figuras 4.4-5 y 4.4-6.

a. Trabajos preparatorios

Estos son trabajos que se realizan como preparación de las obras. Estos trabajos incluyen el transporte de materiales y equipo, su almacenamiento provisional, la ubicación y preparación de la plataforma para la fabricación de pilotes y vigas, las instalaciones provisionales, energía eléctrica, agua potable, alcantarillado, etc.

b. Excavación para estructuras

Estas excavaciones se dividen en primarias y secundarias; las primarias son las que se efectuarán con tractor en los lugares donde se ubicarán las infraestructuras o las que se realizarán después de concluir los puentes, removiendo los terraplenes del camino actual que se encuentran cortando los ríos. Las excavaciones secundarias se realizarán con retroexcavadora o a mano hasta la base de los cimientos de las estructuras después de clavar los pilotes.

La tierra de excavación deberá colocarse en un lugar que no perjudique a las obras y se pueda emplear para relleno y terraplén para el lanzamiento de vigas.

c. Pilotaje

Para este trabajo se deberán preparar los pilotes que se estipulan en el Pliego de Especificaciones Técnicas o en los planos y clavarlos después de centrarlos adecuadamente.

El martillo se elegirá de acuerdo con el diámetro y longitud de los pilotes y calidad del suelo; pudiendo ser de un peso comprendido entre 3.2 y 4.2 ton. (Ver fig. 4.4-7)

El pilotaje se realizará en forma continua y observando la perpendicularidad y el cabezal (lugar de impacto) de los pilotes.

Mientras se clavan los pilotes se deberá observar si estos se inclinan o desvían, si el martillo rebota, etc. y si se nota uno de estos aspectos o cualquier irregularidad, se deberá detener de inmediato el pilotaje y tomar las medidas que el caso aconseje.

La profundidad del pilotaje se definirá con el pilotaje de prueba pero la penetración normal por golpe podrá ser de 2 a 10 mm.

En el empalme de pilotes se dejará el pilote inferior unos 50 - 80 cm fuera para facilitar el trabajo de soldadura. Antes de soldar se deberá limpiar el lugar de empalme quitando todo indicio de agua, herrumbre, tierra, grasa, etc. y corregir cualquier desviación de los pilotes.

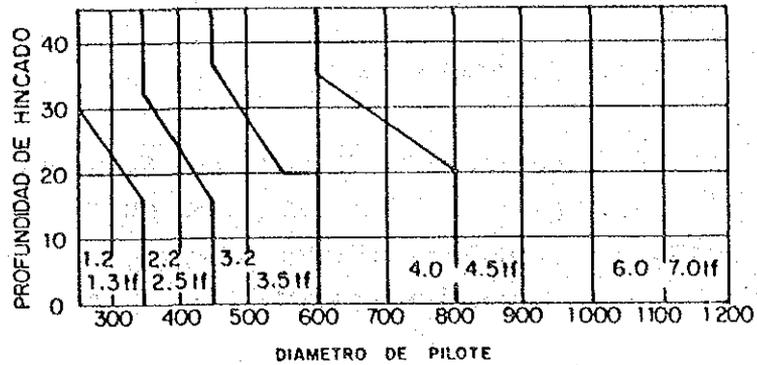


Fig. 4.4-7 SELECCION DE MARTILLO ESTANDAR
(PILOTE DE HORMIGON)

d. Encofrado, vaciado de hormigón y curado

Los encofrados deberán diseñarse y construirse de manera que tengan la resistencia adecuada y las dimensiones y forma tales que se pueda realizar un vaciado correcto del hormigón. Para evitar las contracciones por sequedad, y las deformaciones por fluencia, la remoción de los encofrados deberá realizarse tempranamente y con el mayor cuidado posible. La capa de material de separación se aplica para facilitar la remoción de los encofrados y para preservar la madera, pero se deberá confirmar su tipo y forma de uso.

El vaciado de hormigón deberá efectuarse cuidando de no dañar ni mover el acero de refuerzo, las vainas y otros materiales que se encuentran dentro del encofrado, y la compactación deberá realizarse con un vibrador cuidando de no dañar al encofrado y apuntalamiento.

Para el vaciado de hormigón se deberá seleccionar un orden de manera que no se apliquen cargas excéntricas, debiéndose empezar

por los lugares de mayor asentamiento. Asimismo, la compactación deberá realizarse con compactadores eficientes de manera que el hormigón penetre a todos los rincones del encofrado y cubra todos los armazones.

Para que con el curado el hormigón alcance su máxima resistencia y no se agriete por sequedad, es necesario mantener su humedad por el periodo de tiempo estipulado. Para trabajar con hormigón para clima cálido, es necesario, además de la humedad, mantener baja la temperatura del hormigón. En forma especial, el hormigón pretensado emana mucho calor por contener más cemento, y si la temperatura es alta afecta negativamente a la resistencia y durabilidad del hormigón. Por lo tanto, se recomienda cubrir el hormigón para evitar los rayos directos del sol y disminuir la diferencia de temperatura entre el centro y la periferia del hormigón.

e. Fabricación y lanzamiento de vigas

Es necesario que la plataforma donde se fabricarán las vigas se encuentre cerca de los puentes o próxima al camino actual. La altura de la parte central de la viga deberá definirse considerando las deformaciones de la plataforma debidas a las cargas muertas y vivas y peso propio de la viga y tomando en cuenta las contracciones por fluencia y sequedad.

Para el lanzamiento de las vigas se deberá aprovechar el terraplén del camino actual y rellenar a la altura del asiento del puente;

este terraplén servirá para transportar y lanzar las vigas con un equipo como el que se muestra en la figura 4.4-8. El terraplén para lanzamiento y transporte de vigas deberá compactarse profusamente.

La plataforma de lanzamiento deberá cubrirse con hormigón o durmientes para evitar asentamientos durante el lanzamiento. El colocado deberá hacerse simultáneamente desde ambos extremos de la viga y con las indicaciones de una persona encargada de dirigir el proceso.

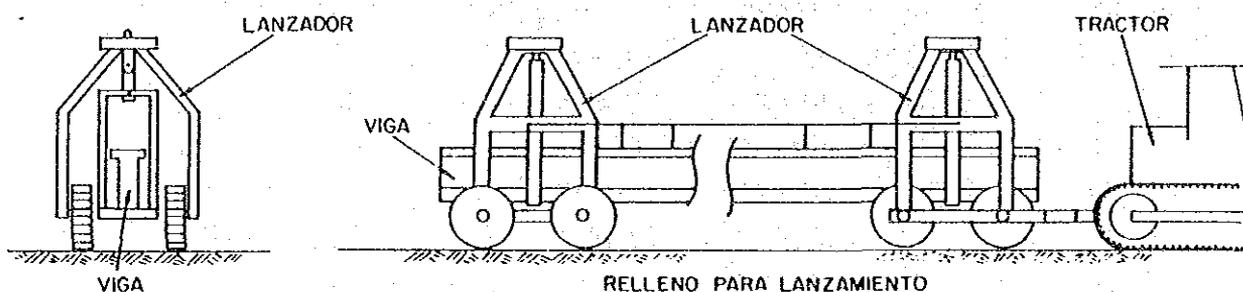


Fig. 4.4-8 EJEMPLO DE LANZADOR

f. Andamiaje

El andamiaje deberá planificarse al mismo tiempo que el encofrado y vaciado de hormigón. Para el andamiaje se deberá seleccionar madera que no esté rajada, carcomida o con otros defectos y cuando se tenga que superponer tablas, la supersposición deberá ubicarse en los lugares soportados por listones y el empalme deberá ser de más de 20 cm. Las tablas del andamiaje deberán colocarse sobre un mínimo de tres puntos de apoyo y sujetarse por lo menos a dos de ellos.

g. Apuntalamiento

El apuntalamiento, si bien es un soporte provisional hasta que el hormigón se solidifique, las estructuras dependen mucho de estos apuntalamientos para tener un acabado bueno. Por lo tanto, es necesario que los apuntalamientos sean firmes y eviten que las estructuras se asienten o deformen. En caso de usarse apuntalamiento de madera, se deberá seleccionar un material fuerte, sano, recto, sin defectos y en lo posible bien seco.

4. Equipo Principal

El equipo principal a usarse en las obras de puentes se indica en la siguiente tabla.

Tabla 4.4-3 Equipo para Puentes

Equipo	Tipo	Cantidad	Uso principal
Tractor	21 t.	2	Excavación primaria, empuje y relleno
Retroexcavadora	0.6 m ³	2	Excavación secundaria
Clavador de pilotes	Martillo 3.5-4.2 t.	2	Pilotaje
Tubo para vaciado de H ^o	18m ³ /hr	2	Vaciado de hormigón
Mezcladora de H ^o	0.6 m ³	4	Mezclado de hormigón
Camión grúa	10 - 15 t.	2	Cargado y manipuleo de materiales y ayuda en el lanzamiento de vigas.
Lanzador		4	Transporte de vigas
Gatas hidráulicas		4	transporte y colocado temporal de vigas
Bomba de mortero		2	Inyección de mortero
Mezclador de mortero		2	Mezclado de mortero
Tensadores	Freyssinet	2	Tensado de cables
Cortador		2	Corte de acero de refuerzo
Doblador		2	Doblado de acero de refuerzo
Generador		2	Soldadura de cabezales, etc.
Soldador		2	Soldadura de cabezales, etc.
Vibrador		16	Compactación de hormigón
Equipo de medición		2	Levantamientos
Apisonador		6	Compactación de rellenos

5. Cronograma de Obras

Los cronogramas de obras de infraestructura, de superestructura y general se muestran en las tablas 4.4-4, 4.4-5 y 4.4-6, respectivamente.

Tabla 4.4-4 CRONOGRAMA DE TRABAJOS NORMALES DE INFRAESTRUCTURA

MES \ TRABAJO	1			2			3			4			5			6					
	10	20	30	10	20	30	10	20	30	10	20	30	10	20	30	10	20	30			
TRABAJOS PREPARATORIOS	=====			===== (40)																	
EXCAVACION PRIMARIA				===== (7)																	
PILOTAJE				===== (10)																	
EXCAVACION SECUNDARIA				===== (4)																	
CAPA DE NIVELACION				===== (4)																	
LOSAS				===== (12)																	
COLUMNAS				===== (7)																	
RELLENO				===== (10)																	
VIGAS Y PARAPETOS				===== (9)																	
PROTECCION CONTRA LA SOCAVACION				===== (20)																	
TOTAL	=====			=====			=====			=====			=====			=====			(95)		

Tabla 4.4-5 CRONOGRAMA DE TRABAJOS NORMALES DE SUPERESTRUCTURA

MES \ TRABAJO	1			2			3			4			5			6					
	10	20	30	10	20	30	10	20	30	10	20	30	10	20	30	10	20	30			
TRABAJOS PREPARATORIOS				===== (15)																	
FABRICACION DE VIGAS PLATAFORMA N° 1				=====			===== (36)														
FABRICACION DE VIGAS PLATAFORMA N° 2				=====			===== (36)														
FABRICACION DE VIGAS PLATAFORMA N° 3				=====			===== (36)														
FABRICACION DE VIGAS PLATAFORMA N° 4				=====			===== (36)														
LANZAMIENTO DE VIGAS				=====			===== (12)														
VIGAS TRANSVERSALES Y LOSAS				=====			===== (20)														
DRENAJE Y JUNTAS DE EXPANSION				=====			===== (3)														
BORDILLOS				=====			===== (5)														
BARANDADO				=====			===== (10)														
TOTAL	=====			=====			=====			=====			=====			=====			(100)		

CONDICIONES: LARGO DE VIGA 30.6m TRAMO TIPO I, 4 VIGAS, 4 PLATAFORMAS PARA FABRICACION DE VIGAS.

Tabla 4.4-6 CRONOGRAMA GENERAL DE TRABAJO PARA PUENTES

