

8.3 Resultado de las investigaciones

Las investigaciones del sitio de emplazamiento del puente Biobío Antiguo se llevaron a cabo como se describe a continuación:

8.3.1 Inspección visual

(1) Generalidades

El puente Biobío Antiguo fue construido originalmente con 108 tramos y un largo total de 1.648,5 m. Cuando la superestructura fue construida con vigas de acero, se cambiaron 5 tramos en el lado de Concepción por un terraplén de acceso. El ancho del río fue reducido a 1.420 m. en el sitio de emplazamiento del puente, y actualmente los diez tramos restantes en el lado de Concepción funcionan como viaductos de acceso. Los espacios por debajo del puente, en algunos de estos tramos, se utilizan como refugios provisorios o como tiendas.

En 1965, dos cepas y la superestructura de tres tramos, en el lado de Concepción, colapsaron debido a los daños causados por las inundaciones; estos tramos fueron reemplazados por uno de 45 m. compuesto por vigas de acero. Como resultado, el puente Antiguo ahora está constituido por un tramo de 45 m. de vigas de acero y 90 tramos de 15 m. de vigas de acero.

Como se mencionará en el párrafo 8.3.3, se observó una diferencia de 10 a 20 cm. en el nivel de la cubierta entre los lados de aguas arriba y aguas abajo de las cepas, y también a medio tramo de las vigas. Se considera que estas diferencias pueden deberse al asentamiento o inclinación de algunas cepas.

Así mismo, debido a una probable inclinación o pandeo de las cepas causadas por el asentamiento o movimientos laterales, la medida de centro a centro de los apoyos de la viga ubicada aguas arriba no es la misma que la de la de aguas abajo.

También se observó que la cepa No.9 fue reforzada con pilotes tubulares de acero para evitar su colapso. Los extremos de las vigas de acero entre los tramos adyacentes fueron conectadas mediante barras de acero.

En cuanto a los trabajos de mantenimiento normal, trabajos pequeños de rehabilitación, tales como bacheo y recapamiento del pavimento, han sido ejecutados como reparaciones por daños ocurridos. No se han vuelto a pintar las vigas de acero desde que se construyó el puente.

No se detectaron pérdidas de secciones debido a corrosión. Como resultado, el Equipo de Estudio recomienda la utilización de vigas, ya sean de acero, o de hormigón pretensado para la construcción del nuevo puente, dependiendo del aspecto económico. De igual modo, en el caso de usar vigas pretensadas de hormigón, no se considera necesario un espesor extra de recubrimiento como protección contra la corrosión.

Aún quedan algunos escombros en los cabezales de los pilotes en las cepas, y se necesita que el MOP efectúe su remoción. Se sugiere que tramos con luces de 15 m. de longitud no son suficientes para evitar la formación de obstáculos por desechos en el lecho del río.

Cabe señalar que se perciben vibraciones en la superestructura inclusive cuando pasan buses livianos. Se considera que la rigidez de esos tramos es insuficiente debido a la poca altura estructural de las vigas.

En general, el puente parece haber cumplido su propósito a lo largo de los años; por lo cual, el Equipo de Estudio ha llegado a la conclusión que el puente se ha deteriorado sustancialmente y está cerca del final de su vida útil.

En los párrafos siguientes se presentan los desperfectos descubiertos mediante la inspección visual para cada componente del puente

(2) Losa de la superestructura

Se realizó una inspección visual de las condiciones de fisuramiento de la losa de la superestructura en su superficie superior e inferior. En base del grado de deterioro se clasificó el fisuramiento en cuatro categorías. Los resultados se resumen en la Tabla 8-4, y los detalles se muestran en la Figura 8-4:

Tabla 8-4 Fisuramiento de la superficie de la losa (1)

Tipo de fisuras ⁽⁴⁾	Superior ⁽²⁾		Inferior ⁽³⁾	
	(m ²)	%	(m ²)	%
0	7.545	81	9.254	98,90
1	858	9	7	0,07
2	833	9	95	1,00
3	124	1	3	0,03
4	4	0	1	0,00

Nota 1. Superficie de la losa afectada expresada en metros cuadrados y porcentaje del total.

Nota 2. "Superior" se refiere a la carpeta de hormigón no-estructural de 7 cm de espesor aplicada sobre la losa.

Nota 3. "Inferior" se refiere a la parte inferior, o sea a la losa de hormigón-estructural de 14 cm. de espesor.

Nota 4. Los tipos de fisuras son 0, 1, 2, 3, y 4.

Tipo 0: No hay fisuras evidentes.

Tipo 1: Fisuras en una dirección. Se necesita investigar más.

Tipo 2: Fisuras en dos direcciones. Se necesita algún nivel de reparaciones.

Tipo 3: Igual que el tipo 2, con fisuras adicionales dentro de las fisuras de dos direcciones. Necesita reparación inmediata

Tipo 4: Igual que tipo 2, con picaduras adicionales y baches dentro de las fisuras en dos direcciones. Necesita reparaciones inmediatas.

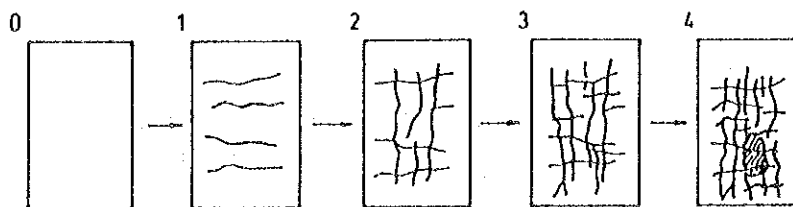


Figura 8-4 Detalle del Fisuramiento de la Losa

En la Tabla 8-10 se muestra la estimación de costos de reparación de las fisuras Tipos 2, 3 y 4.

Cabe señalar que desde un punto de vista de ingeniería estructural, la mayoría de las fisuras están ubicadas en la parte superior de la losa exactamente encima de las vigas de acero. También se encontraron señas de penetración de agua cerca de las vigas. Se asume que las deformaciones han sido causadas por tensiones secundarias en la losa en dirección longitudinal y transversal que resultan de deflexiones disparejas entre vigas adyacentes.

Se observan dos líneas de fisuras longitudinales en medio de la losa, paralelas a las cunetas, a lo largo de todo el puente. Se supone que éstas eran las juntas de construcción que se usaron al colocar la losa de hormigón, ya que la superestructura fue construida de la siguiente manera (ver Figura 8-5):

1. Montaje de la mitad del conjunto de vigas.
2. Hormigonado in-situ de la losa.(1)
3. Montaje de la otra mitad del conjunto de vigas
4. Hormigonado in-situ de la losa.(2)

De tal manera que la carga muerta de la losa (2) es transmitida hacia la viga a través de las losas 1 y 3.

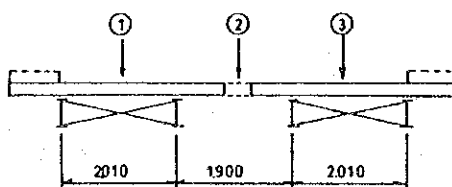


Figura 8-5 Método de Construcción de la Superestructura

(3) Vigas de acero

1) Tramos de 15 m

Las longitudes de tramos de 15 m. se logran utilizando vigas soldadas del tipo doble T. Cada tramo está compuesto por cuatro vigas de acero. Básicamente las platabandas inferiores de las vigas varían de espesor de 21 a 30 mm utilizando soldadura a tope de penetración total. Algunas de ellas están provistas con planchas de refuerzo para aumentar el área transversal de las platabandas inferiores.

No se advirtió la existencia de diafragmas intermedios. No se tomaron precauciones para evitar la caída de los tramos por movimiento de las cepas, causados por asentamiento en los pilotes de las fundaciones, o por movimientos horizontales originados en un sismo mayor. Además, los cabezales de las cepas tienen anchos insuficientes para evitar el desplome por movimientos mayores. Algunas de las vigas han perdido sus soportes de apoyo por movimientos laterales en la parte superior de las cepas.

Ambas vigas exteriores de cada tramo están directamente expuestas al agua superficial del drenaje. Se pudo observar que a pesar del ciclo de mojado y secado repetitivo, y aún sin el repintado, la disminución del espesor de las vigas no es significativa como para afectar el área de la sección de las vigas.

No hay fisuras en la cartela (ménsula) entre las vigas de acero y las losas de hormigón, esto significa que la superestructura, actuando como una viga compuesta, tal vez está soportando la carga viva y carga muerta del pavimento.

2) Puente con tramos de 45 m.

En los tramos reemplazados, se instalaron vigas de acero con sección tipo doble T. El tramo está separado longitudinalmente en dos segmentos mediante una junta de expansión en la línea central del puente. De esta manera, el tramo está compuesto de dos segmentos de superestructuras, cada una de ellas descansa en dos vigas de acero. Estas vigas están conectadas por travesaños y arriostramientos laterales, y soportan las cargas actuando como una viga cajón.

Durante la inspección en el terreno, se examinó la soldadura y pudo observarse que los arriostramientos laterales están conectados a las platabandas inferiores directamente con soldaduras de filete en dirección transversal al eje longitudinal de las vigas. Es notorio que tal práctica afecta negativamente la resistencia de la viga debido a las tensiones remanentes de tracción en las platabandas inferiores. Sin embargo, se reconoció que este trabajo fue hecho bajo condiciones de emergencia.

(4) Juntas de expansión

Se utilizan, como juntas de expansión, perfiles de acero en L aplicados a ambos extremos de la losa entre tramos adyacentes. En realidad estas juntas están funcionando como protectores del borde de la losa de hormigón en vez que como juntas de expansión. Aunque las juntas de expansión fueron reparadas por el MOP en el pasado, la mayoría están dañadas o se han perdido debido a debilidad en el sistema de anclaje. El impacto por inclinaciones de las juntas de expansión rotas afecta negativamente la vida útil de la estructura.

Desde el punto de vista del tráfico, las juntas de expansión son elementos muy importantes en el puente, pero pueden ser también uno de los puntos débiles en la construcción del puente si no se usan apropiadamente. Debería efectuarse la rehabilitación de las juntas de expansión para conservar el puente, facilitar el servicio de tráfico y contribuir a la seguridad de los vehículos y personas.

(5) Cepas

Se observa que las cepas de hormigón que sustentan la superestructura han estado en uso desde que el puente fue construido originalmente, a excepción del tramo reemplazado en que se emplearon cepas de acero.

Las cepas de hormigón están muy deterioradas. En varias cepas, el hormigón se ha soltado y descascarado debido a la corrosión de las barras de refuerzo. El proceso de carbonatación del hormigón se explica en el siguiente inciso. Sin embargo, parece que las cepas pudieron mantener su capacidad portante debido al hormigón en masa.

Respecto a la rehabilitación de las cepas uno de los elementos más importantes urgentemente requeridos para contrarrestar los efectos de los sismos, es el ensanche de las cabezas de apoyo de las cepas.

(6) Pilotes de acero

Las fundaciones de las cepas se construyeron originalmente empleando pilotes de madera. Posteriormente, se utilizaron pilotes de acero para reforzar las fundaciones. Los cabezales de los pilotes de acero fueron coronados con un dado de amarre y los viejos cabezales de los pilotes fueron revestidos con hormigón. No se encontró ninguna evidencia de haberse sujetado los cabezales de pilotes nuevos con las antiguas fundaciones de las cepas.

En consecuencia, las fuerzas verticales son soportadas por los pilotes de acero solamente si parte de la carga es transferida por fricción entre el hormigón antiguo y la fundación nueva. De este modo, no es lógico esperar que las dos fundaciones trabajen en conjunto. Las nuevas fundaciones solas deberán soportar las fuerzas laterales resultantes del movimiento sísmico o de la presión hidrodinámica.

(7) Pilotes de hormigón

Se utilizaron dos pilotes de hormigón armado de 1 m. de diámetro como fundaciones para cada una de las primeras 37 cepas en el lado de San Pedro. Parece que estos pilotes fueron contruidos originalmente para sustentar las cepas que a su vez sustentaban el puente con tablero de madera y de vigas Fink.

El Equipo de Estudio no pudo conseguir planos de esta instalación, por lo que es difícil determinar la profundidad de penetración de los pilotes y evaluar su estabilidad y resistencia a la acción sísmica.

La conexión entre cepas y pilotes se realizó por medio de hormigón. El espacio entre la base de las cepas y los cabezales de pilotes, varía y está relleno con hormigón en aproximadamente 14 cm. El lechado de hormigón, en la cabeza de los pilotes, impidió la adherencia del hormigón de relleno. Este está en mal estado y en muchos casos está fracturado y/o falta. (Ver Foto 8-1 en el apéndice del capítulo VIII) Se debería considerar la rehabilitación de estas áreas.

8.3.2 Inspección mediante métodos no-destructivos

(1) Ensayo de dureza del hormigón

A fin de estimar la resistencia del hormigón, se realizaron ensayos de la dureza de éste en la losa y las cepas, utilizando el martillo Schmidt (Ver Tabla 8.5 y en el apéndice la Tabla A.8-1) En la Figura 8-6 se ilustra la ubicación de los puntos de medición del ensayo de dureza del hormigón y las pruebas de carbonatación.

El equipo usado para el ensayo no-destructivo de la dureza del hormigón (Martillo de Schmidt)(SCH) fue uno del tipo NR. Este es un método estipulado por el Instituto de Materiales del Japón. Se usó una hoja de ensayo para cada punto de medición. Las mediciones se ejecutaron mediante la ponderación de medidas en 20 puntos con un espaciamento mínimo de 3 cm, y ubicados mínimo a 3 cm del borde. El promedio de la dureza medida para los 20 puntos representa la dureza en el punto de medición. Las mediciones fueron ponderadas y corregidas de acuerdo al siguiente método.

Tabla 8-5 Ensayo de Carbonatación y del Martillo de Schmidt

Elemento, Ubicación	Ensayo de Carbonatación			Ensayo de Schmidt	
	Carbonat. (mm)	PH	Estado del hierro	Losa	Cepa
				kgf/cm ²	kgf/cm ²
P20	2	11	C		207
Losa 1	7	11	-	273	
P35	15	10,5	C		245
Losa 2	18	10	C	262	
P45	25	10,5	D		215
Losa 3	28	10	B	279	
P60	30	10,5	C		155
Losa 4	26	10,5	D	273	
P88	16	10	-		169

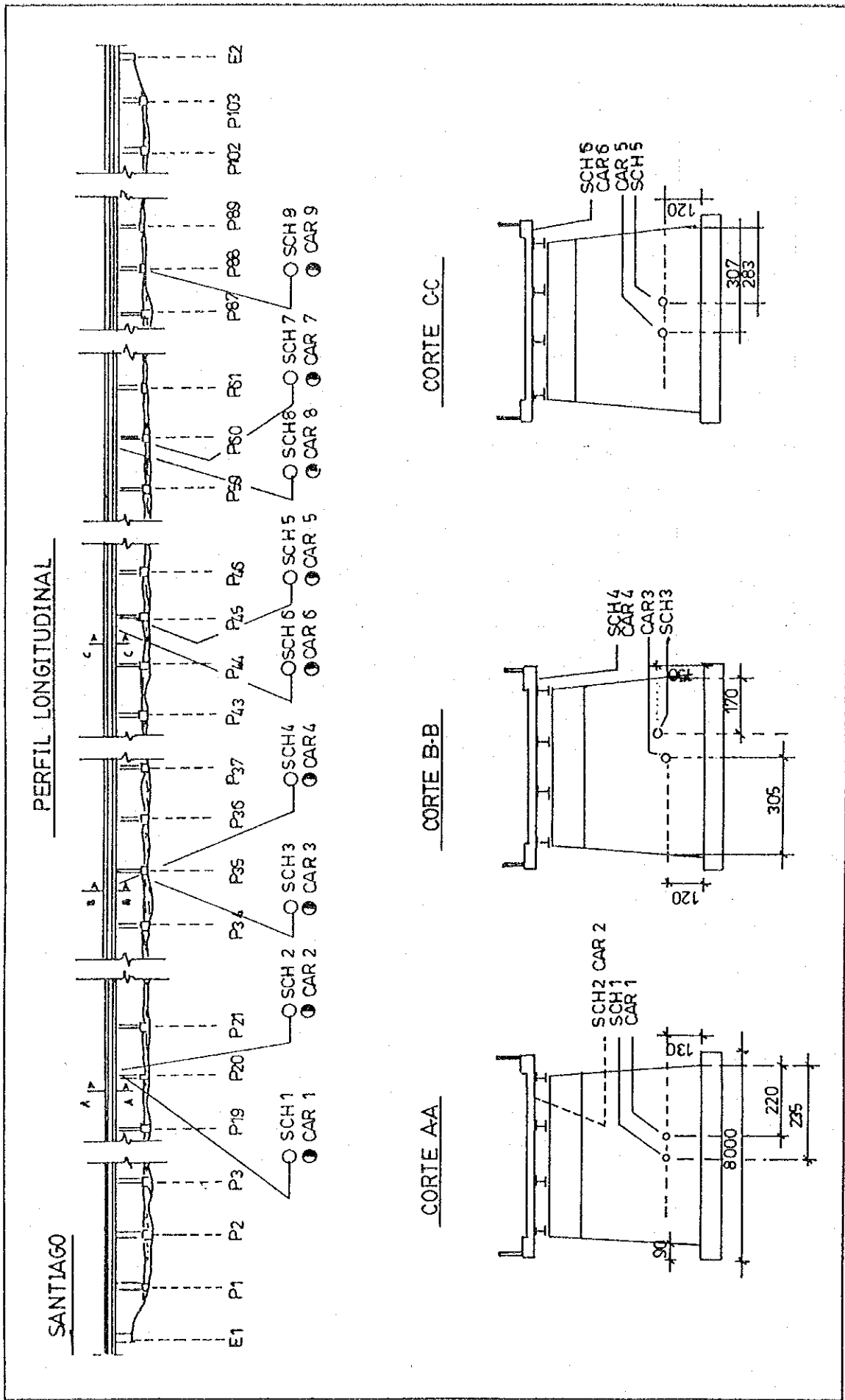


Figura 8-6(1) Ubicación de los Puntos de Ensayo (Carbonatación y del Martillo de Schmidt)

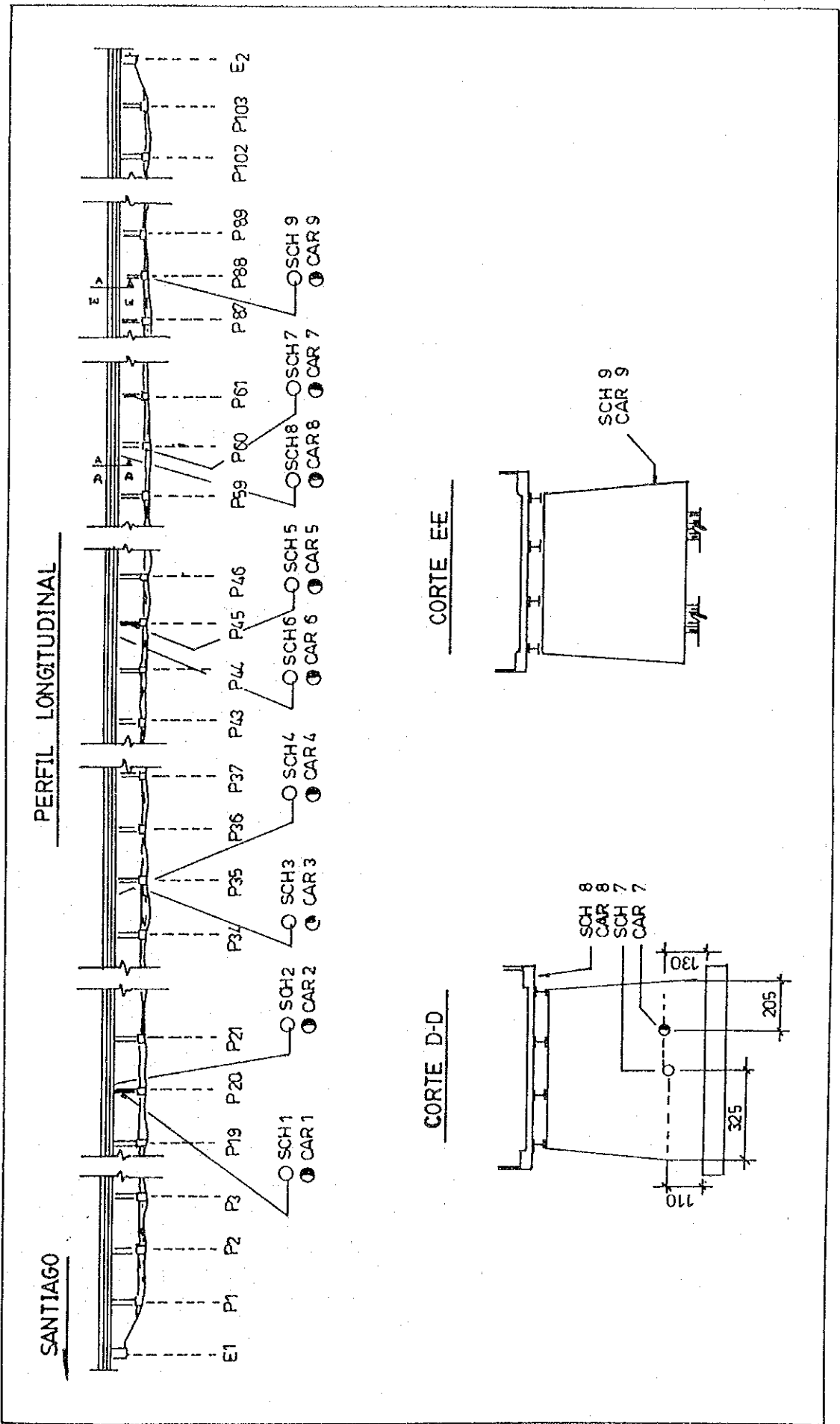


Figura 8-6(2) Ubicación de los Puntos de Ensayo (Carbonatación y del Martillo de Schmidt)

1) Corrección por el ángulo de aplicación

$$D_i = D_{mi} + \Delta R_{mi}$$

donde,

D_i : Valor básico o dureza básica
 D_{mi} : Valor leído con el martillo Schmidt
 ΔR_{mi} : Valor de corrección por el ángulo de aplicación del martillo

2) Método de cálculo del valor aplicable

Se efectúa la medición de la dureza en 20 puntos, y luego se determina el intervalo comprendido por el valor promedio más un rango de +/- 20%.

Valores medidos D_i donde $i = 1, 2, \dots, 20$

Valor promedio $A_v = (1/20) \sum D_i$

Valores aplicables D_{adi} valores D_i comprendidos en el intervalo $0.8A_v < D_{adi} < 1.2A_v$. (su promedio se denomina como D_o)

3) Ecuación de cálculo de la resistencia

De acuerdo a la fórmula del Instituto de Materiales del Japón

$$F = 13 \times D_o - 184 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

4) Disminución de la resistencia debido a la edad del hormigón

La disminución de la resistencia del hormigón debido a la edad de éste se basa en la siguiente ecuación:

$$F_n = F \times a$$

donde,

a : Factor de corrección por la vida del hormigón

La Tabla 8-6 muestran los valores de "a" relacionados con la edad del hormigón.

Tabla 8-6 Valores de "a" relacionado con la edad del hormigón

Vida (días)	10	20	28	50	100	150	200	300	500	1000	3000	38 años
a	1,55	1,12	1,00	0,87	0,78	0,74	0,72	0,70	0,67	0,65	0,63	0,60

De acuerdo a los valores de la Tabla 8-5, se determina que la resistencia del hormigón en las cepas muestra valores bajos (menores que 200 kg/cm²), mientras el hormigón de la losa de los pasillos muestra valores satisfactorios. No se pudo realizar ensayos en la losa estructural debido al continuo tráfico vehicular.

(2) Ensayo de carbonatación del hormigón

1) Ensayo de carbonatación

Se hicieron ensayos para determinar el grado de deterioro del hormigón. Ver Tabla 8-5 y Figura 8-6 para la ubicación de los ensayos de carbonatación realizados en la losa y cepas respectivamente.

El grado de carbonatación del hormigón fue medido para determinar la fuerza de soporte y la durabilidad de la estructura de hormigón armado.

Originalmente el hormigón, en el momento de ser vaciado, posee una fuerte alcalinidad debido al hidróxido de calcio Ca(OH) que contiene (el valor de Ph es de aproximadamente igual a 12). Sin embargo, con el tiempo, el anhídrido carbónico del aire reduce gradualmente esa alcalinidad.



A medida que la carbonatación del hormigón avanza y el valor Ph desciende a menos que 9, se origina un ambiente propicio para la formación de óxidos en la armadura de refuerzo, iniciándose el proceso de corrosión. Debido a la corrosión del hierro, el hormigón se expande volumétricamente ocasionando eventualmente su propio fisuramiento y descascaramiento. Esto a su vez colabora a la filtración de agua y aire por las fisuras, facilitando aún más la corrosión de la armadura, reduciendo así la durabilidad del hormigón.

Este fenómeno se denomina como la "carbonatación del hormigón" y su evaluación constituye una importante información para juzgar la durabilidad del mismo.

2) Procedimiento del ensayo de carbonatación (CAR)

El ensayo de carbonatación se efectuó de acuerdo al siguiente procedimiento.

1. Se fumiga la superficie de hormigón preparada para el ensayo con una solución de fenofalina disuelta al 1% en alcohol.

2. Si la superficie fumigada adquiere una coloración violeta-rojo intensa quiere decir que el hormigón tiene una buena alcalinidad.
3. Si por el contrario, la superficie fumigada adquiere una coloración blanquesina o violeta muy tenue, quiere decir que el hormigón está carbonatado (el valor de PH se evalúa con la ayuda de un espectrograma estándar).
4. Se mide la distancia desde la superficie hasta el punto en que termina la coloración blanquesina del hormigón; a esta profundidad se denomina "profundidad de carbonatación" y constituye un indicador de la carbonatación del hormigón.
5. Quitar el hormigón taladrando hasta dejar expuesta la armadura de refuerzo. El grado de oxidación de la armadura se evalúa de acuerdo a la escala que se muestra en la Tabla 8-7.

Tabla 8-7 Escala de evaluación del grado de oxidación de la armadura de refuerzo

Grado de Oxidación	Estado de oxidación de la armadura
A	Casi no existe oxidación
B	Se verifica oxidación parcial
C	Gran parte de la armadura está oxidada
D	Existen partes muy afectadas, con grietas o pérdida parcial del fierro
E	Estado de corrosión y expansión del hierro. Expulsa el recubrimiento de hormigón

Se concluye (ver Tabla 8-5) que el deterioro del hormigón ha avanzado hasta el acero de refuerzo y como resultado, la oxidación de éste seguirá avanzando en el futuro. Mas aún, la capa de recubrimiento de 3 cm de hormigón se considera deteriorada.

8.3.3 Estudio del asentamiento

Se realizó un estudio del asentamiento por nivelación en los pasillos para comparar las deformaciones de la losa con aquellas registradas durante la investigación anterior, "Programa de Rehabilitación y Conservación de Puentes en la República de Chile" ejecutado por MOP/JICA en 1992/1993.

Los niveles registrados en ciertos lugares para la losa, aguas arriba y aguas abajo, durante la presente investigación muestran diferencias substanciales con las de la investigación anterior, pues comparativamente alcanza variaciones de nivel de hasta 20 cm. tanto transversal como longitudinalmente. El objetivo del nuevo estudio fue correlacionar la antigua información con la nueva y determinar si se han producido asentamientos en los pilotes (Ver la Figura 8-7).

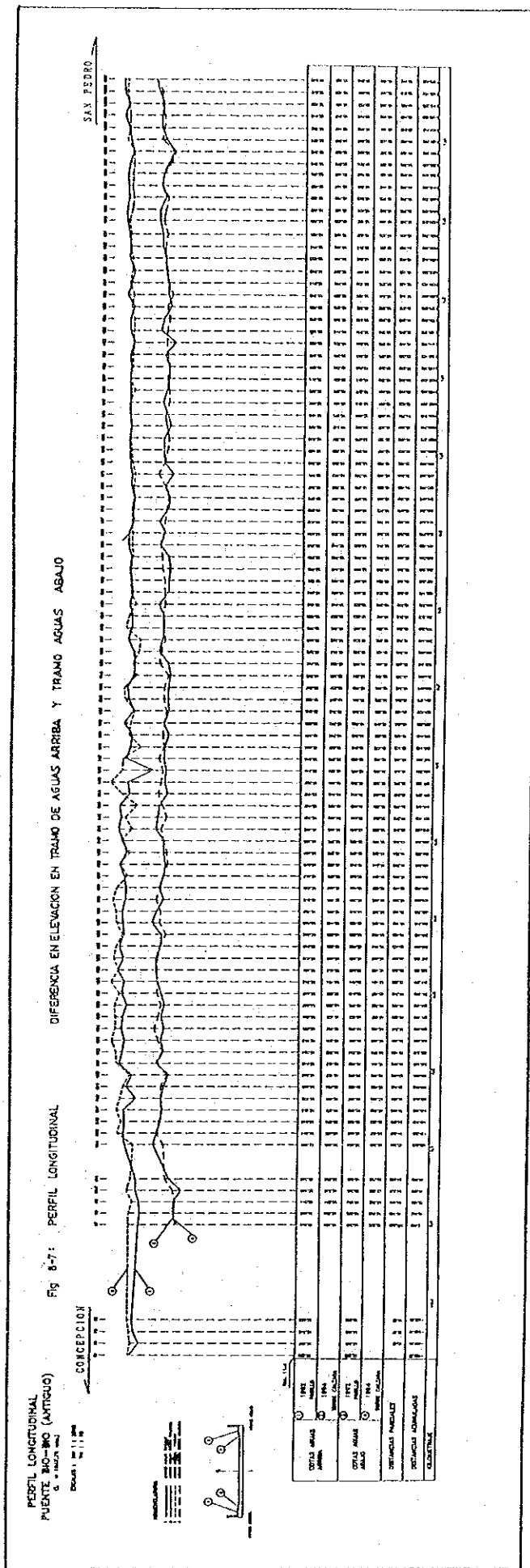


Figura 8-7 Perfil Longitudinal Puente Biobío Antiguo

8.4 Evaluación estructural preliminar

8.4.1 Estabilidad del puente antiguo

(1) Superestructura

1) Vigas estructurales de acero

La estabilidad del puente antiguo puede examinarse mediante cálculos usando el método de diseño por la carga de servicio, y carga AASHTO. Se realizan cálculos para la losa, vigas de acero y fundaciones. La resistencia de la viga se calculó como una sección no compuesta para la carga muerta, y en acción colaborante con la losa para la carga viva y otras cargas. Los cómputos se llevaron a cabo utilizando dos casos de carga viva (H520-44 y H515-44).

La resistencia a punto de fluencia y la tensión admisible de la viga para el acero (36A) son de 2,400 kg/cm² y 1,320 kg/cm² respectivamente. También se efectuaron cálculos adicionales para cargas de 8 toneladas, actualmente en uso como restricción de carga del puente. Los niveles de tensiones de la viga principal están tabulados en la Tabla 8-8. Entendemos que se usaron conectores de corte (espirales o serpentines de acero) soldados en las alas superiores de las vigas, sin embargo, no se contó con planos ni otra evidencia para verificar la presencia de los conectores de corte de modo que la acción de viga y losa colaborante pueda asegurarse.

Tabla 8-8 Niveles de tensiones en las vigas de acero y la losa de hormigón

Carga Viva			HS-20	HS-15	8 ton
Sección no-compuesta	Platabanda Superior	fd (kgf/cm ²)	-1.885	-1.885	-1.885
		fl (kgf/cm ²)	-1.885	-1.885	-1.885
		Total	-3.770	-3.299	-2.639
	Platabanda Inferior	fd (kgf/cm ²)	+1.242	+1.242	+1.242
		fl (kgf/cm ²)	+2.484	+2.174	+1.739
		Total	+2.484	+2.174	+1.739
Sección no-compuesta	Platabanda Superior	fd (kgf/cm ²)	-1.249	-1.249	-1.249
		fl (kgf/cm ²)	-365	-274	-146
		Total	-1.614	-1.523	-1.395
	Platabanda Inferior	fd (kgf/cm ²)	+1.204	+1.204	+1.204
		fl (kgf/cm ²)	+797	+598	+319
		Total	+2.001	+1.802	+1.523
Losa de hormigón (en acción compuesta de viga)	fd (kgf/cm ²)	-15,4	-15,4	-15,4	
	fl (kgf/cm ²)	-45,0	-34,0	-18,0	
	Total	-60,4	-49,4	-33,4	

donde,

- fd: Tensión unitaria por cargas muerta
- fl: Tensión unitaria por a carga móvil incluyendo el impacto
- + : Representa tracción
- : Representa compresión

Es de destacar que actualmente prevalece una condición crítica. Bajo la acción de la carga de 8 ton., la tensión en la fibra del acero en la viga principal debido solamente a la carga muerta ($1,885 \text{ kg/cm}^2$) es mayor que la tensión admisible de $1,320 \text{ kg/cm}^2$. Mas aún, bajo la acción de las mismas 8 toneladas de carga, la tensión combinada de carga muerta y viva en la viga de acero ($1,523 \text{ kg/cm}^2$ para la compuesta y $2,639 \text{ kg/cm}^2$ para la no compuesta) excede sustancialmente la tensión admisible de $1,320 \text{ kg/cm}^2$.

Parece que la estabilidad se genera en la acción combinada de las vigas con la losa y como resultado, el servicio de largo alcance del puente depende del deterioro, particularmente de las fisuras en al losa.

Quando aumenten las fisuras, a medida que el puente se deteriora con el tiempo, las vigas funcionarán como secciones no-compuestas, alcanzando niveles de resistencia a punto de fluencia y un colapso potencial. Cabe destacar también que estos niveles de tensiones no han tomado en cuenta ninguna otra carga normal para puentes, particularmente las cargas sísmicas.

2) Losa de hormigón armado

La Tabla 8-9 muestra los esfuerzos en el hormigón de la losa bajo la acción de la misma carga para puentes indicada en el caso anterior.

Tabla 8-9 Tensiones en el hormigón de la losa (Dirección transversal)

(Unidad: kg/cm^2)

Carga viva	HS-20	HS-15	8 ton
Tensión en la barra	+5.773	+3.747	+2.521
Tensión admisible, f_a	+1.352	+1.352	+1.352
Tensión de fluencia, f_y	+2.700	+2.700	+2.700
Tensión en el hormigón	-115	-75	-50
Tensión admisible del hormigón	-70	-70	-70

Nota: "+" representa tracción y "-" compresión.

En la Tabla anterior, se indica que en todos los casos los esfuerzos de tracción del acero de refuerzo en la cubierta exceden la tensión de fluencia del acero, excepto en el caso de la carga de 8 ton. Los cálculos de las tensiones de la barra de refuerzo se hicieron en base los datos de un plano preparado por el MOP en 1955.

El plano fue hecho cuando estaban reemplazando el tablero de madera por la losa de hormigón. Muestra que las barras de 12 mm fueron dispuestas a intervalos de 80 mm de centro a centro. El Equipo de Estudio no pudo confirmar que la organización real de las barras de refuerzo en la losa existente sea la misma que se muestra en el mencionado plano.

Cabe notar que las tensiones de comprensión del hormigón durante la restricción de cargas están dentro del valor admisible. Mas aún, las pruebas con el martillo Schmidt mostraron resultados (262 a 279 Kg/cm², ver Tabla 8-5) que indicaban que la resistencia del hormigón ha sido afectada, y de hecho está cerca o es mayor que la resistencia de ruptura proyectada.

3) Relación entre la altura y la luz de las vigas de acero

Todos los códigos para puentes, como también otros códigos estructurales tienen limitaciones respecto a la altura de los soportes estructurales. Se imponen estas restricciones para controlar las deflexiones y también reducir las vibraciones. Cabe destacar que en el caso del puente Biobío Antiguo la proporción altura/luz es de 44/1,530 o 1/34.77. Esta condición contribuye a mayores deflexiones en el futuro, particularmente cuando la losa se deteriore más.

Las limitaciones de las especificaciones AASHTO son de 1/25 cuando se utilizan las alturas combinadas de viga y losa, y de 1/30 cuando se considera sólo la altura de la viga. Estos dos parámetros para el puente existente son de 1/25.08 y de 1/34.77 respectivamente.

(2) Infraestructura

La estabilidad de las cepas con pilotes de hormigón vaciado in-situ se verifica de la siguiente manera:

Carga desde la superestructura	Rd = 70 ton
	Rh = 7 ton
Capacidad de carga del pilote	= 230 ton por c/pilote
Modulo de elasticidad	= 2.5 x 10 ⁶ ton/m ²
Momento de inercia	= 0.049 m ⁴

Tabla 8-10 Esfuerzos externos en los pilotes

	V	H	Ml	Mt
Superestructura	70,0	7,0	40,6	46,2
Pilotes	80,9	8,1	21,8	21,8
Total	150,9	15,1	62,4	68,0

donde, V: Carga vertical (ton)
 H: Carga horizontal debido a sismos (ton)
 Ml: Momento longitudinal debido a sismos (ton.m)
 Mt: Momento transversal debido a sismos (ton.m)

Tabla 8-11 Carga por pilote

	Longitudinal	Transversal	Admisible
Reacción vertical (t)	75,5	98,4	230
Momento en el pilote (t.m)	45,7	18,6	(Nota 1)
Desplazamiento (mm)	6,3	2,2	15

Nota 1: No se calcula el momento admisible en los pilotes porque no se pueden investigar detalles de la armadura de refuerzo en éstos. Debido al computo de pequeños desplazamientos, se puede asumir que los pilotes son lo suficientemente resistentes. Por tanto, la estabilidad de éstos parece adecuada.

8.4.2 Capacidad de carga

La capacidad de carga del puente Biobío Antiguo se puede calcular con la siguiente fórmula basada en la AASHTO.

$$P = RF \times P_o$$

$$RF = (f_a - f_d) / f_l$$

donde:

P: Capacidad de portante o de carga (ton.)

P_o: Carga viva básica de 13.65 ton (HS15) y 18.2 ton (HS20)

f_d: Tensión debida a la carga muerta (kg/cm²)

f_a: Tensión admisible de la viga (kg/cm²)

f_l: Tensión por carga viva incluyendo el impacto (kg/cm²)

$$P = 18.2 (1,320 - 1,204) / 797 = 2.63 \text{ ton} + 18.2 \text{ (H20-44)}$$

$$P = 13.6 (1,320 - 1,204) / 598 = 2.64 \text{ ton} + 13.6 \text{ (H15-44)}$$

$$P = 8.0 (1,320 - 1,204) / 319 = 2.91 \text{ ton} + 8.0 \text{ (8 ton)}$$

Los valores de RF son 0,145 - 0,194 y 0,364 respectivamente

Según el "Manual para Inspección y Mantenimiento de Puentes", AASHTO 1978, un puente requerirá un control de tráfico tal como el de limitaciones en peso o velocidad de vehículos si RF es inferior a 1.0. Sin embargo, el puente se cerrará al tráfico en el caso de que la capacidad de carga sea inferior a 3 toneladas.

El Equipo de Estudio es de la opinión que las tensiones en las vigas de acero están entre aquellos bajo la acción compuesta y la no-compuesta.

Una evaluación de la capacidad de carga del puente sólo se puede obtener después de tomar en cuenta tensiones, las condiciones de diseño, tráfico actual del puente y su condición física real.

La capacidad de carga de este puente es inferior a 3 toneladas, lo que sugiere la necesidad de que el MOP tome contramedidas relacionadas con la seguridad. Ver el inciso 8.7 "Recomendaciones en Relación al Puente Existente".

8.5 Mantenimiento del puente Antiguo

Se deben efectuar algunos trabajos de mantenimiento si las actuales condiciones se mantienen hasta la construcción del puente nuevo. Se deben ejecutar reparaciones en la losa si el grado de fisuramiento alcanza un rango del tipo dos, tres o cuatro. (Ver inciso 8.3.1(2)).

Además, se efectuará el ensanchamiento de los cabezales de las cepas existentes para evitar el colapso de los tramos debido a desplazamientos horizontales ocasionados por fuerzas sísmicas.

Se deben continuar con los trabajos de mantenimiento sobre una base rutinaria. Se efectuarán inspecciones periódicas de las condiciones del puente especialmente en relación a las fisuras de la losa y del asentamiento de las fundaciones.

Se deben reparar las juntas de expansión y se reforzar los cabezales de los pilotes como sea necesario.

8.5.1 Trabajos y costos de mantenimiento

El deterioro del puente existente es sustancial, y la implementación de algunos trabajos de mantenimiento es necesaria para conservar el presente nivel de servicio hasta el final de su vida útil.

Los costos de mantenimiento a estimar comprenden los trabajos de rehabilitación de la losa, cabezales de cepas, cabezales de pilotes y juntas de expansión.

(1) Losa

En base a los resultados del estudio que se resume en la Tabla 8-1, se describen a continuación las áreas de la losa que deberán ser rehabilitadas y su respectivo método de rehabilitación:

Table 8-12 Trabajos de mantenimiento para la losa

	Area(m ²)	Descripción
Superficie superior de la losa (hormigon no estructural de 7 cm de espesor)	833	A ser reparado utilizando asfalto para evitar la filtración de agua hacia el hormigón estructural de losa
	124	A ser reparado mediante carpeta asfáltica
Superficie inferior de la losa (hormigon estructural de 14cm de espesor)	95	A ser reparado mediante la inyección de lechados químicos para evitar la filtración de agua hacia el hormigón estructural de la losa
	4	A ser reparado mediante hormigón vaciado insitu

(2) Cabezales de cepas

Como se indicó en el inciso 8.3.1, el ensanche o ampliación de los cabezales de las cepas es muy útil y necesario para evitar que las vigas de acero colapsen durante un movimiento sísmico mayor. El método propuesto se muestra en la Figura 8-8.

(3) Cabezales de pilotes

Se deben reforzar las fundaciones de unas 37 cepas del lado de San Pedro, esto consiste del refuerzo de la conexión entre el tope de los pilotes y la base de las cepas mediante el encamisado con hormigón armado en el tope de los pilotes de hormigón, y mediante la instalación de barras conectoras de refuerzo de tal manera que los pilotes viejos, las cepas y los nuevos pilotes trabajen monolíticamente.

Los trabajos de refuerzo de los cabezales de pilotes de las 37 cepas deben realizarse en la época de estiaje, o sea de diciembre a abril, para facilitar los trabajos de construcción, así como para asegurar la calidad de las obras con bajo nivel de aguas. El método propuesto se muestra en la Figura 8-8.

(4) Juntas de expansión

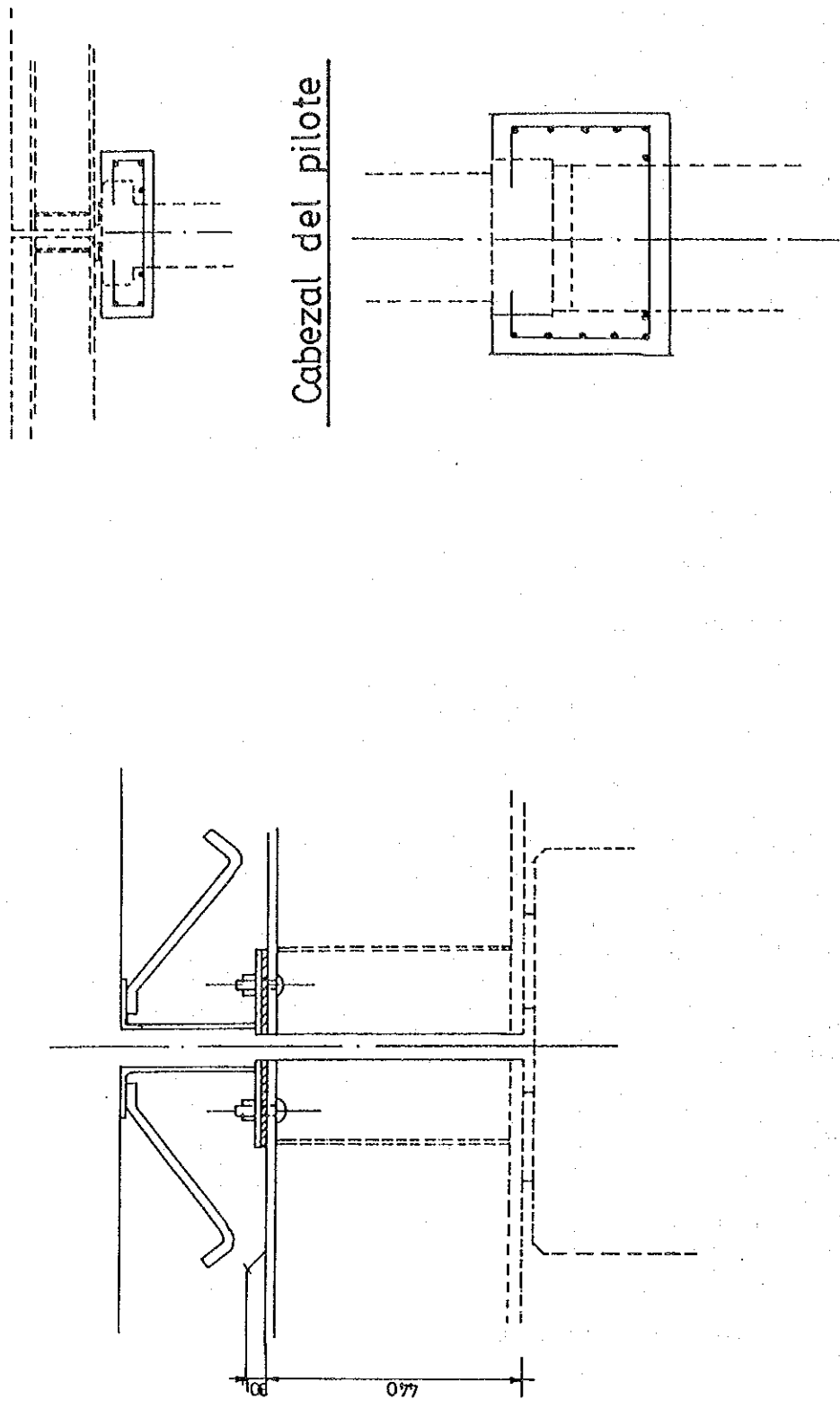
Al respecto de la rehabilitación de las juntas, se puede notar que 77 piezas de un total de 103 deben ser repuestas, ya sea porque se encuentran seriamente dañadas o porque ya no existen.

Como se mencionó en el inciso 8.3.1, es evidente que los daños de las juntas de expansión se deben principalmente a la debilitación del sistema de anclajes. Además, los perfiles-L de acero utilizados para conformar las juntas son inherentemente débiles, puesto que por la acción del tráfico vehicular fácilmente pueden ser divididos en dos piezas.

Las juntas de expansión deben ser reemplazadas por aquellas del tipo marco-ensamblado-acanalado de acero con una profundidad de 23 cm. Estos marcos podrían estar conectados utilizando pernos de acero de alta resistencia y una pestaña de acero entre la base de dicho marco de acero y el tope de la viga de acero ajustándose a la altura de la losa. El tope del marco se conectará con la losa mediante barras de anclaje de acero.

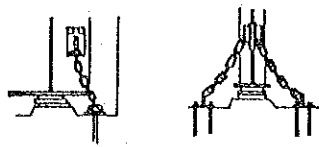
La apertura entre la junta de expansión debe ser rellena con materiales elásticos, como caucho, para proteger las vigas de acero de la filtración de aguas desde la superficie.

Las juntas de expansión aquí propuestas se detallan en la Figura 8-8.

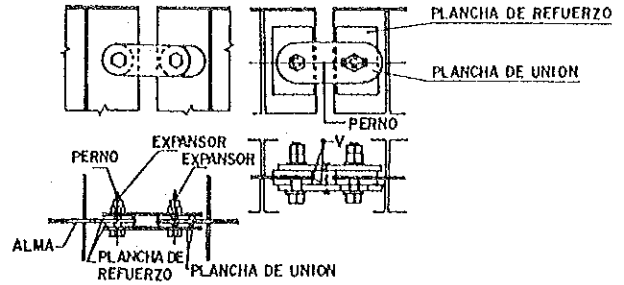


Cabezal del pilote

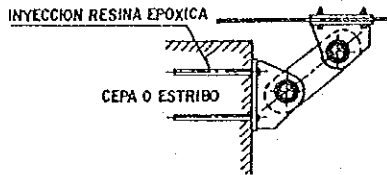
Figura 8-8(1) Detalles de los Trabajos de Mantenimiento



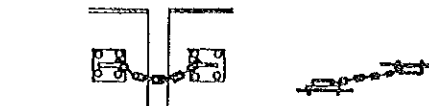
UNION VIGA A INFRAESTRUCTURA POR MEDIO DE CADENAS



i) UNION POR BARRAS TRANSMISORAS DE CARGA



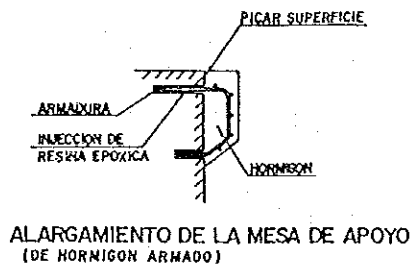
UNION VIGA A INFRAESTRUCTURA POR MEDIO DE PLACAS DE ACERO



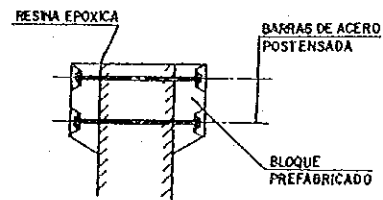
ii) UNION POR CADENA

UNION ENTRE VIGAS (FIJAS Y MOVILES)

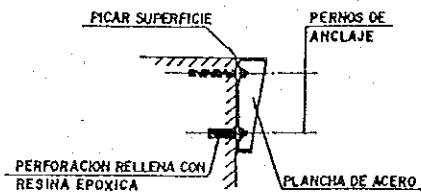
ALGUNOS ELEMENTOS DE PROTECCION



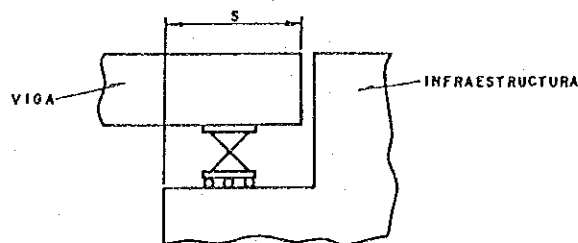
ALARGAMIENTO DE LA MESA DE APOYO (DE HORMIGON ARMADO)



HORMIGON POSTENSADO (PREFABRICADO)



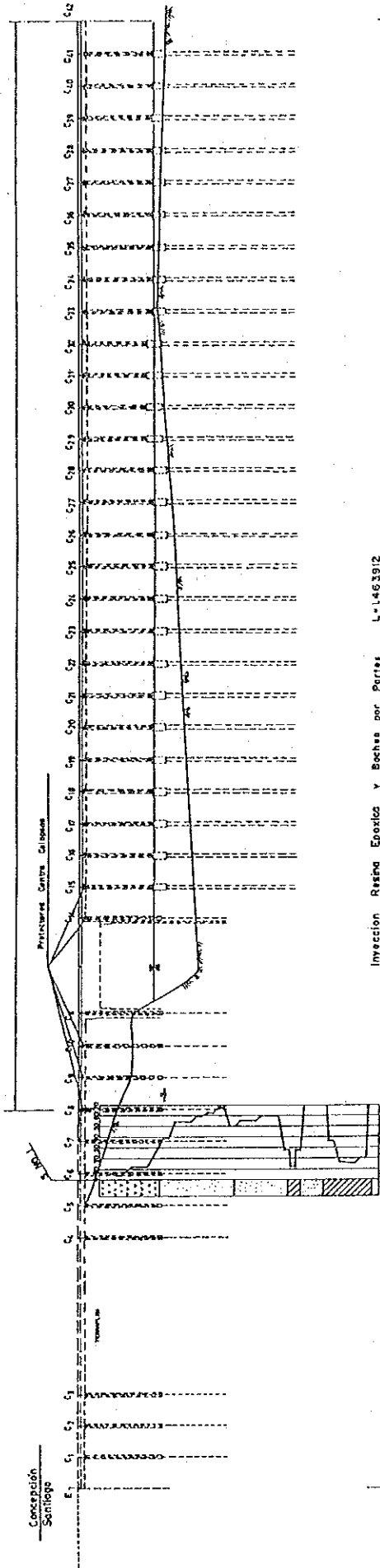
PLANCHA DE ACERO



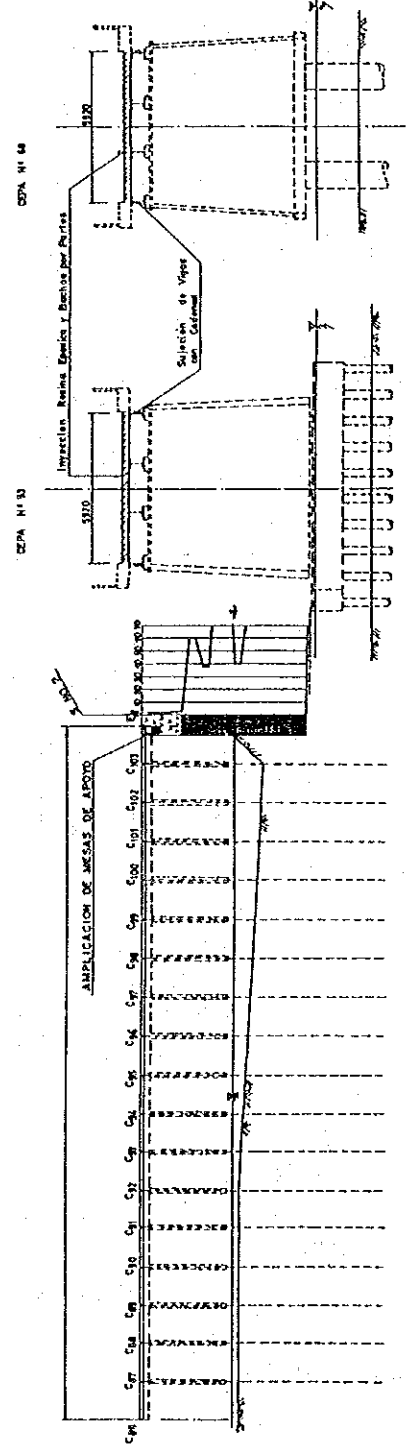
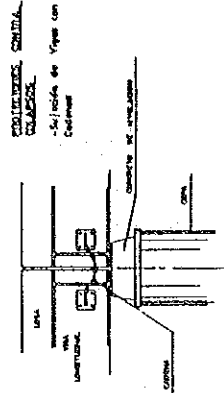
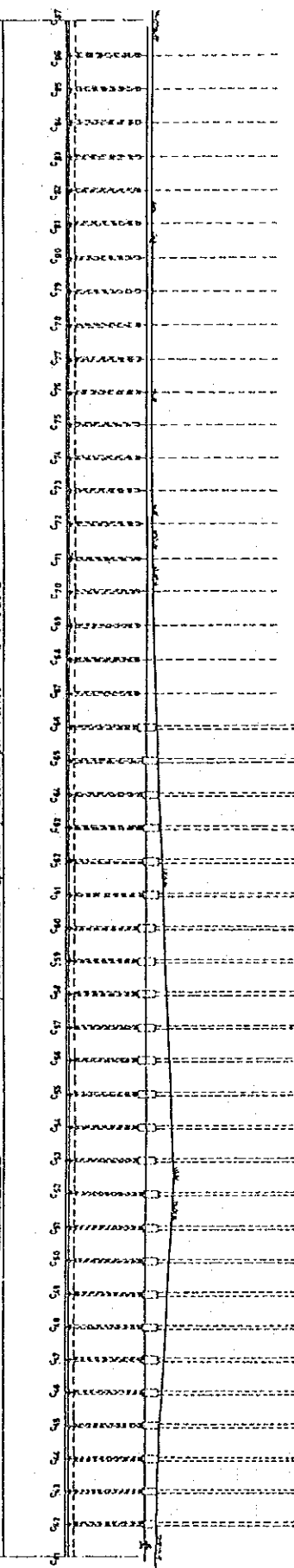
DISTANCIA DEL EXTREMO DE LA VIGA AL BORDE EXTERIOR DE LA MESA DE APOYO

Figura 8-8(2) Detalles de los Trabajos de Mantenimiento

PLANO GENERAL



Inyección Resina Epóxida y Borchas por Partes L-1483912



DIRECCION DE VIALIDAD DEPARTAMENTO DE PUENTES.	
PUENTE : 80-810 ANTOBUO	R/E
CARRIO : RUTA 160	REGION
PROVINCIA : CONCEPCION	PROYECTO

MOA SCA

PROGRAMA DE REHABILITACION Y CONSERVACION DE
PUENTES DE LA RED VIAL DE CHILE

CONTORNO : PLANO GENERAL

Figura 8-8(3) Detalles de los Trabajos de Mantenimiento

(5) Tiempo de construcción

Se estima un periodo de tiempo de 18 meses para efectuar los trabajos de rehabilitación del puente.

(6) Costos de los trabajos de Mantenimiento

Se efectuó la estimación de costos en base a los métodos arriba estipulados. Los resultados se muestran en la Tabla 8-10.

Tabla 8-13 Costos de los trabajos de Mantenimiento

Descripción	Unid.	Canti.	Costo unitario		Totales	
			Ch.\$	US\$	1000 Ch.\$ ⁽¹⁾	US\$ ⁽²⁾
Demolición de hormigón	m3	51	15.600	24,10	795,60	1.229,10
Inyección de resinas	m2	95	2.240	1,30	212,80	123,50
Reparación losa	m2	128	21.200	12,30	2.713,60	1.574,40
Paviment	m2	833	909	6,36	757,27	5.297,88
Moldaje	m2	1940	7.090	2,73	13.756,37	5.296,20
Barras de refuerzo	t	43,4	513.636	62,73	22.291,82	2.722,48
Andamio	m2	1800	4.346	3,68	7.822,80	6.624,00
Andamiaje	m3	2118	3.633	4,95	7.695,54	10.484,10
Hormigón(200kg/cm2)	m3	487,5	27.818	11,45	13.561,36	5.581,88
Hormigonada	m3	487,5	2.516	10,71	1.266,00	5.221,13
Junta de Expansión	m	470	2.909	62,73	1.367,27	29.483,10
Costo Directo					72.240,43	73.637,76
Gastos Generales	%	30			21.672,13	22.091,33
Costo de Construcción					93.912,56	95.729,09
Costo de Ingeniería	%	15			14.086,88	14.359,36
Imprevistos	%	10			9.391,26	9.572,91
IVA	%	18			21.130,33	21.539,95
Aquisición de Tierra					0,00	0,00
Costo Total de Construcción					138.521,02	141.200,41

Nota : (1) Costo en Moneda Doméstica
(2) Costo en Moneda Extranjera

8.6 Trabajos de mejoramiento

8.6.1 Evaluación de ingeniería para el mejoramiento

Cabe reconocer que el proceso de mejoramiento del puente Biobío Antiguo no puede combinarse con el proceso de selección de rutas alternativas porque el tránsito existente debe pasar por el puente Juan Pablo II durante el período de mejoramiento.

La ejecución de los trabajos de mejoramiento pueden ser considerados solamente después de que se concluya la construcción del puente nuevo y después de tomar en cuenta todos los puntos de vista técnicos y económicos.

Se hará un análisis comparativo entre el mejoramiento del puente existente y la construcción de un puente nuevo de 2 carriles. El puente mejorado empleará parte de las instalaciones existentes.

Como se indicó en los incisos 8.3 y 8.4 de este capítulo, la estabilidad del puente Antiguo es sustancialmente dudosa, y el Equipo de Estudio ha llegado a la conclusión de que no es recomendable mejorar el puente. Las razones de esta aseveración se aclararán de aquí en adelante desde el punto de vista de la rehabilitación del puente.

Se hace notar que la mayor parte de los componentes del puente pueden no ser apropiados para un mejoramiento debido a muchas razones que se describen más adelante. Los componentes existentes del puente serán utilizados, sin embargo, para reducir el costo de construcción del puente nuevo empleándolos como recursos temporales tales como andamiajes, plataformas y puente provisional para trabajo de construcción.

(1) Superestructura

Las tensiones en las vigas de acero exceden considerablemente las tensiones admisibles de 1,320 kg/cm² bajo la acción de la carga HS20-44, inclusive para la acción compuesta, como se muestra en la Tabla 8-8.

El problema de la vibración de la superestructura se debe considerar al evaluar la estabilidad de ésta tomando en cuenta los esfuerzos de fatigá. Es necesario que la altura de las vigas se aumente para reducir tanto la deflexión como la vibración. Se deberían emplear travesaños también.

Se considera antieconómico el empleo de las vigas de acero existentes, durante los trabajos de mejoramiento, debido a factores tales como el costo adicional de desmantelamiento, transporte desde el sitio de emplazamiento del puente hasta el taller de fabricación, a la limpieza y re-fabricación, más el costo del acero adicional para aumentar la altura de la viga y para las estructuras transversales.

Las nuevas vigas, re-fabricadas, probablemente necesitarán medidas de auxilio para las tensiones previo al re-soldado y re-fabricado, haciendo que el costo de tal mejoramiento del puente sea prohibitivo. El problema de la fatiga del acero existente se haría presente posteriormente complicando así la re-utilización de las vigas existentes, y podría no ser recomendable continuar sometiendo el acero existente a más carga.

Además, podría haber el problema de incompatibilidad en la calidad del acero entre el acero viejo y el nuevo.

Tomando en cuenta las consideraciones anteriores, el programa de mejoramiento podría requerir que la superestructura sea reemplazada por una nueva que se ajuste a la carga viva de diseño HS20-44.

(2) Cepas

Los cabezales y mesas de apoyo de las cepas deberían ser ensanchadas en ambas direcciones, transversal y longitudinalmente, para ajustarse al puente nuevo. En la dirección transversal se requiere un ensanche de 6.5m a 12m para adecuarse a la organización de las vigas como se muestran en la Figura 8-9. Mientras que en la dirección longitudinal, se requiere un ensanche de 0.7m a 1.2m para evitar que las vigas se desplomen frente a un sismo mayor.

Parte del hormigón de recubrimiento en los fustes (dinteles) de las cepas se desprendió debido a la corrosión de la armadura de refuerzo y a la carbonatación del hormigón, que ha avanzado profundamente.

Estos deben ser reforzados mediante un encamisado de hormigón armado utilizando barras conectoras para que la vieja cepa y el nuevo encamisado actúen monolíticamente.

Para estos trabajos de rehabilitación, la porción superior (aproximadamente 3.8m) de las cepas existentes debe ser removida y reconstruida.

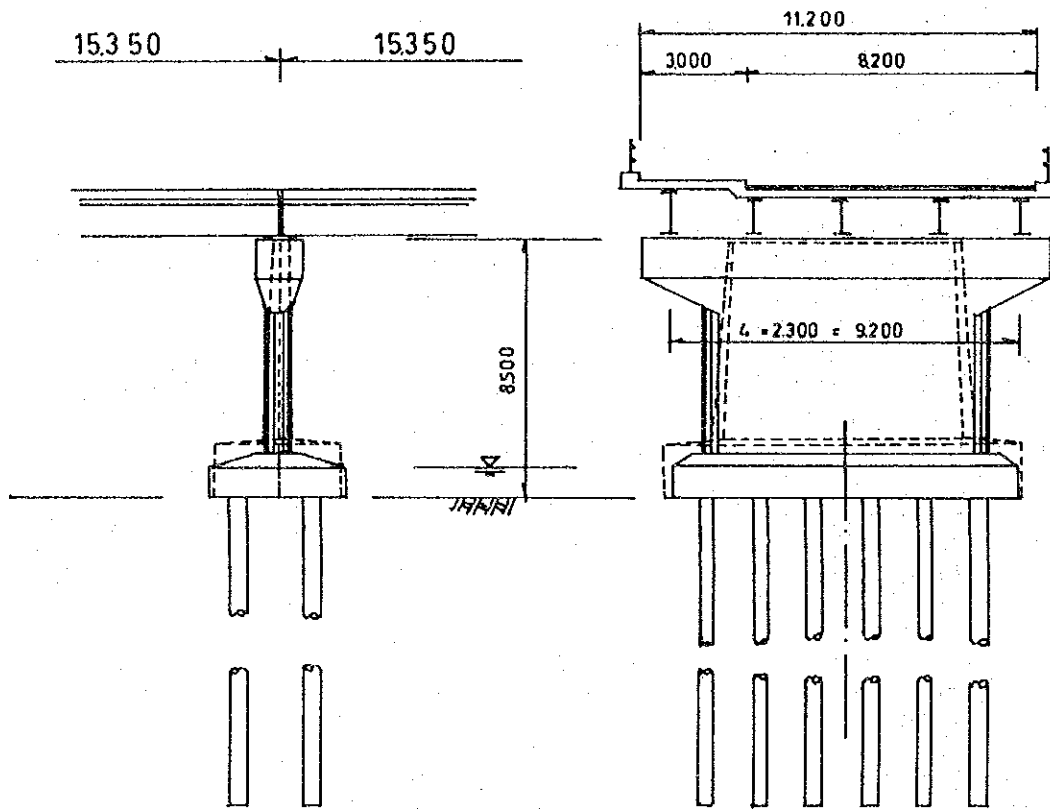


Figura 8-9 Proposición de Mejoramiento del Puente Antiguo

(3) Fundaciones

En el diseño original de las fundaciones del puente existente, y al usar los códigos antiguos, se le prestó poca atención al diseño anti-sísmico en caso de sismos mayores. Más aún, la carga muerta que ha de sustentar la fundación debe aumentarse debido a los requerimientos de ensanchamiento del puente y al reforzamiento de la cepa.

Para reforzar las fundaciones serán necesarios nuevos pilotes. Se descartarían, sin embargo, los viejos pilotes de fundación porque no hay garantía de que los compartan adecuadamente las cargas de las cepas con los nuevos pilotes.

8.6.2 Obstrucción del área de escurrimiento

El ancho de las cepas existentes es de 0.8m en la sección inferior longitudinalmente. Se tiene entonces, que la relación ancho de cepa.vs.luz del tramo es de $0.8/15.25 = 5.2\%$. Sin embargo, si se rehabilitan estas secciones el ancho debe aumentarse a 1.4m, y esto hará que la mencionada relación incremente a $1.4/15.25 = 9.2\%$. Esto es considerablemente superior a la proporción de 3% a 5% estipulado en las Especificaciones para la Planificación de Estructuras Fluviales. Cabe notar que además, en la mayoría de las cepas, el ancho longitudinal del cabezal de fundación es de aproximadamente 3.4m y la relación es de más del 20%.

Para reducir la relación ancho de cepa.vs.luz de tramo a un valor menor que 5%, la luz debería ser superior a los 28m, con la condición de que las cepas tengan un ancho de 1.4m.

Cuando el ancho de escurrimiento real es inferior a 14m es difícil impedir la creación de obstrucciones por acumulación de desechos en el lecho del río, y esto hace que aumenten más los costos de mantenimiento.

Se deberían considerar entonces, luces dos veces más grandes a las existentes y la nuevas vigas de acero. Si se sigue este esquema, se crearían costos adicionales para demoler una cepa por medio.

8.6.3 Costo de construcción

Basado en las consideraciones anteriores, el Equipo de Estudio es de la opinión que el costo de construcción del mejoramiento del puente existente no es una empresa práctica. Más aún, se estima que la construcción de un puente nuevo es más económica y se ajusta mejor al interés del proyecto. Un puente mejorado no podría considerarse como una solución permanente ya que todo el trabajo sería de reparación y se quedaría con un puente de dos carriles.

8.6.4 Tiempo de construcción

El Equipo de Estudio considera que el período de trabajo para el mejoramiento del puente existente sería mayor al de construcción de uno nuevo, debido a la demolición y reconstrucción de todos los elementos del puente incluyendo la losa, cepas y fundaciones.

8.6.5 Conclusión

Se concluye que el mejoramiento del puente existente no es una solución práctica, no es económica y en consecuencia no es recomendable.

8.7 Recomendaciones en relación al puente existente

Basado en los resultados anteriores, particularmente en relación a la sobre-tensión de la armadura de refuerzo de la losa, el Equipo de Estudio ha llegado a las siguientes conclusiones:

- 1.- Debido a la excesiva sobre-tensión de los componentes estructurales, este puente debería cerrarse al tráfico para evitar pérdidas de vidas y patrimonio.
- 2.- Sin embargo, el MOP puede decidir la implementación de las recomendaciones anteriores en dos etapas.
 - a) Restringiendo el tráfico a solamente autos y vehículos de emergencia.
 - b) Cierre completo del puente
- 3.- No se recomienda el mejoramiento del puente.
- 4.- El MOP debería hacer los preparativos para reemplazar este puente tan pronto como sea posible.

CAPÍTULO IX ESTUDIO DE PLANES Y DE RUTAS ALTERNATIVAS PARA EL NUEVO PUENTE

9.1 Política básica del Estudio

9.1.1 Política básica

Al revisar los diversos elementos que influyen en el alcance del estudio, se adoptó el siguiente criterio. Este se describe a continuación junto con los fundamentos para su uso.

El Equipo de Estudio no considera aconsejable recomendar una situación terminante para la construcción de un puente de 2 carriles con una capacidad de 20 ton en forma adyacente al existente de 2 carriles y 8 toneladas de capacidad (la restricción de carga presente en el puente existente), como la solución final de este estudio. Dicha condición restringirá gravemente la vía al transporte público que es un elemento crítico en este estudio y creará las siguientes situaciones:

1. Si el puente existente de 2 carriles (8 toneladas) y el nuevo de 2 carriles (20 toneladas) quedan ubicados colateralmente, o sea lado a lado, y en ambos carriles de cada puente se restringe el tráfico a un solo sentido o ruta, con el nuevo puente sirviendo a buses, camiones; etc., el tráfico de regreso de éstos tendría que ser encausado vía puente Juan Pablo II.
2. Si el puente existente de 2 carriles (8 toneladas) y el nuevo de 2 carriles (20 toneladas) quedan ubicados colateralmente, o sea lado a lado, y ambos puentes son utilizados con tráfico de doble sentido, entonces los buses y camiones serán restringidos al uso del puente nuevo solamente, ocasionando un serio problema en el manejo del tránsito, además de no cumplir con la demanda de tráfico para el año 2010.

En el Capítulo 8, el Equipo de Estudio hizo recomendaciones al respecto del puente existente. Posteriormente se hace mención a que la vida útil del puente es muy limitada. Sin embargo, el MOP puede considerar el uso restringido del puente antiguo en vez de su demolición, ya que este puente se necesita para actuar ruta alternativa o desvío durante la construcción del nuevo puente. Más aún, el Equipo de Estudio no recomienda que los costos de construcción del puente nuevo sean incrementados con los costos de demolición.

En resumen, el Equipo de Estudio recomienda que el puente nuevo tenga forzosamente una capacidad estándar para carga de camiones, HS20-44, y que debe ser un puente de 4 carriles, y que la demolición del puente viejo no debe considerarse en los costos del puente nuevo.

En las "Minutas de la Reunión" de fecha 18 de febrero de 1994, reunión en la cual se entregó oficialmente el Informe Interino, se aseveró que el nuevo puente debería tener una capacidad de carga viva 20% mayor que el camión de carga de diseño HS 20-44.

Por tanto, se recomienda la investigación de planes alternativos que se describen en la siguiente sección.

9.1.2 Planes alternativos para el estudio

Al estudiar las diversas alternativas, el alcance del estudio se muestra en la Figura 9-7. Los costos para cada alternativa incluye los siguientes ítemes principales:

1. El costo de la intersección en la carretera existente (Pedro Aguirre Cerda) y el camino de acceso al puente nuevo en el lado de San Pedro.
2. El costo del mejoramiento de la carretera de acceso en el lado de San Pedro incluyendo el ensanche, reubicación y adquisición de terrenos más otras consideraciones que afectarán cada alternativa específica.
3. No se incluye el costo de la intersección que cruza la futura avenida costanera; sin embargo, se incluye el camino de acceso para el puente nuevo en el lado de Concepción.
4. El costo del paso superior del ferrocarril en el lado de Concepción.

Será necesario un mejoramiento sustancial de la carretera en el lado de San Pedro. Esta vía es actualmente de 2-carriles, y debe ser ampliada a 4-carriles. Ya que esta carretera atraviesa un área edificada parece que será necesario adquirir terrenos e indemnizar la demolición de casas y otros edificios.

El ensanche del camino puede tocar los derechos de propiedad del ferrocarril y puede que sea necesario reubicar una sección de la vía de aproximadamente 1.000 m. de longitud a lo largo de la Av. Pedro Aguirre Cerda. El costo del ensanche de este acceso no incluye esta comparación ya que es común para todas las alternativas.

En base a estas consideraciones, se investigan las siguientes alternativas (Ver Figura 9-7):

(1) Alternativa 1

Construcción de un puente nuevo de 4 carriles, paralelo al puente existente, pero ligeramente desplazado aguas arriba. Se recomienda el cierre del antiguo puente antiguo en esta alternativa.

(2) Alternativa 2

Construcción de un puente nuevo de 4 carriles, a lo largo de la línea de extensión de la calle Chacabuco. Se recomienda el cierre del antiguo puente antiguo en esta alternativa.

(3) Alternativa 3

Construcción de un puente nuevo de 4 carriles, conectando el extremo terminal de la calle Los Carrera con la Av. Pedro Aguirre Cerda en San Pedro, con una longitud de puente más corta.

(4) Alternativa 4

Construcción de un puente nuevo de 4 carriles, a lo largo de la línea de extensión de la calle Los Carrera.

9.2 Condiciones de planificación y criterio de diseño

9.2.1 Especificaciones del proyecto

Para proyectar una reconstrucción adecuada del puente que satisfaga los requisitos técnicos, económicos y de mantenimiento, el Equipo de Estudio revisará las especificaciones de diseño, las normas existentes y criterios tales como normas de diseño geométrico, normas de espacios libres, carga viva de diseño a aplicarse, diseño anti-sísmico etc. Las normas aplicables al Proyecto son las siguientes:

- Especificaciones Estándar para Puentes en Autopistas, AASHTO, 1992.
- Normas de Diseño Geométrico de Autopistas y Calles, AASHTO, 1984.
- Manual de Autopistas Volumen 2 (Procedimientos de Investigación) MOP, 1982.
- Manual de Carreteras Volumen 3 (Instrucciones para Diseño) MOP, 1982.
- Manual de Carreteras Volumen 4 (Diseño Estándar), MOP, 1982.
- Manual de Carreteras Volumen 5 (Especificaciones de Construcción), MOP, 1982.
- Especificaciones Técnicas para Rehabilitación y Mantenimiento de Puentes, MOP, 1983.
- Manual de Diseño de Carreteras Urbanas, Volumen 3, Ministerio de Vivienda y Urbanismo, MINVU, 1984.
- Especificaciones para Puentes en Autopistas, Asociación de Carreteras del Japón, 1990.
- Especificaciones para el Diseño de Carreteras, Asociación de Carreteras del Japón, 1983.
- Especificaciones para la Planificación de Estructuras Fluviales, Asociación Fluvial del Japón, 1991.

El proyecto propone que los criterios principales a aplicarse en el estudio de factibilidad, como norma, deberían basarse en las normas chilenas (NCH) y en el Manual de Carreteras del MOP. La metodología de diseño y las aplicaciones sísmicas, aparte de aquellas del Código NCH, seguirán a las mencionadas "Especificaciones para Puentes en Autopistas" de la Asociación de Carreteras del Japón.

9.2.2 Condiciones naturales

(1) Condiciones hidrológicas

Para toda la información hidrológica, incluyendo el caudal previsto y la cuenca de captación, debe hacerse referencia al Capítulo 7. Y para los valores hidrológicos previstos empleados en el estudio la Figura 9-1.

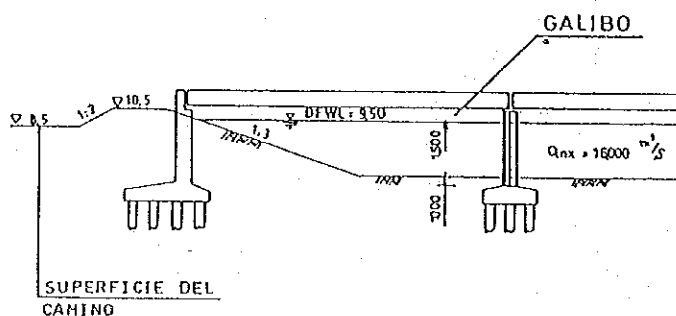


Figura 9-1 Valores Utilizados para el Diseño Hidrológico en el Estudio

(2) Condición del suelo

Ver Capítulo 7.

Resultados de los estudios de muestras del sondeo no estuvieron a disposición del Equipo de Estudio cuando se preparó el Informe Interino. En ese entonces, el sistema estructural preliminar utilizó pilotes de 10m. El informe fue completado posteriormente y los resultados fueron aplicados en la selección del sistema estructural.

9.2.3. Condiciones geométricas

Para el diseño geométrico del puente y la carretera de acceso se aplican los estándares chilenos como norma. En la Tabla 9-1 se muestran las Condiciones Geométricas Básicas adoptadas en este proyecto.

Tabla 9-1 Condiciones Geométricas Básicas

Item	Estructura a diseñarse			
	Puente	Camino de Acceso	Rampa de un carril	Rampa de 2 carriles
Velocidad de diseño. (km/hr)	60	60	40	30
Ancho de carril. (m)	3.5	3.5	3.0	3.0
Pendiente máxima. (%)	7.5	7.5	10.0	11.0
Ancho de bermas. (m)	0.6	1.5	1.5	1.5
Ancho de pasillos. (m)	2.5	3.0	2.5	2.5
Radio mínimo de curvatura. (m)	200	200	60	30
Distancia de visibilidad. (m)	75	75	40	35

9.2.4 Ancho de calzada

Los anchos de calzada seleccionados en el proyecto, se determinan de acuerdo al Manual de Diseño de Carreteras Urbanas, Vol.3, MINVU. Los de datos existentes de anchos y tráfico, fueron revisados para determinar el ancho apropiado en el Proyecto.

Para el puente propuesto, se usarán carriles de 3.5m. de ancho y bermas de 0.6m. basado en las Normas Geométricas para Calzadas. Se aplicará un ancho útil de 2.5m. para los pasillos considerando su uso para peatones y bicicletas (ver Fig. 9-2)

En el caso del camino de acceso propuesto, se recomiendan carriles de 3.5 m. de ancho y bermas de 1.5 m. (ver Figura 9-3)

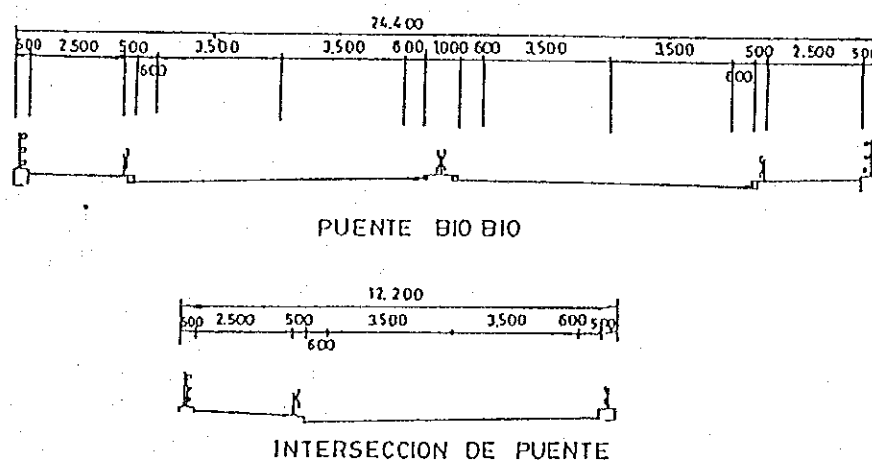


Figura 9-2 Anchos de las Vías del Puente

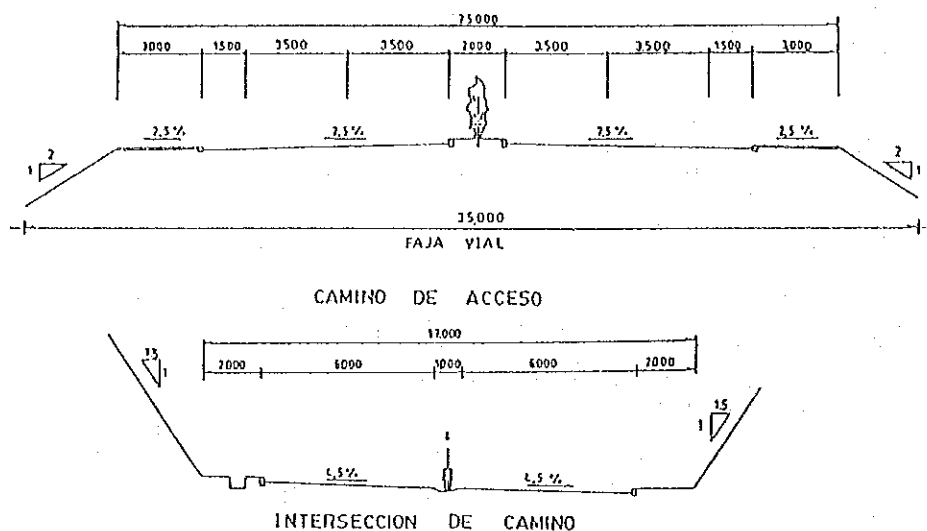


Figura 9-3 Anchos de los Caminos de Acceso al Puente

9.2.5 Altura de gálibo, franqueo y espacio libre para construcción

(1) Río

El gálibo en puentes debe ser determinado considerando el espacio necesario para la libre navegación en el río, el mantenimiento, etc. Debido a las siguientes razones, se determinó aplicar un gálibo de 1.5 m. para el Proyecto:

- No existe nada específico para la altura de gálibo en el Manual de Diseño ni en la normas de Chile.
- En general, en Chile se usa más frecuentemente una altura de gálibo de 1.0m.
- Se debería adoptar una altura de gálibo de 1.5m. en base a lo estipulado en las Especificaciones para la Planificación de Estructuras Fluviales del Japón para caudales de diseño de 15,000 a 20,000 m³/seg.
- Se ha encontrado que una altura de gálibo de 1.5m. no provocará efectos adversos ya que el ancho del río, de aproximadamente 2Km. en el punto de emplazamiento del puente, es sustancialmente superior al ancho de escurrimiento requerido de 600m. a 800m. calculado a partir del caudal de diseño aplicando la "Fórmula de Régimen de Lacey para Canales Fluviales".

(2) Carretera

El franqueo vertical en la carretera está especificado en el Manual de Carreteras, Vol.3 del MOP. La razón por la cual se aplicarán 5.0m de altura de franqueo vertical en el Proyecto se debe al uso satisfactorio de dicho espacio libre en Chile. El franqueo vertical sobre los pasillos será de 2.5 m.

Desde el punto de vista de la seguridad del tráfico, se debe proveer de pasillos a ambos lados del puente. Se prohibirá el cruce de peatones por la calzada del puente.

(3) Ferrocarril

El espacio libre de construcción para el ferrocarril se especifica en el Manual Ferroviario. El ordenamiento de las existentes vías ferroviarias en los alrededores del área del proyecto es complicado. Las vías se han dividido en vías simples, dobles y triples. Ver Figura 9-4 para los espacios libres de construcción sobre ferrocarriles, conseguida en la Empresa de Ferrocarriles del Estado en Concepción.

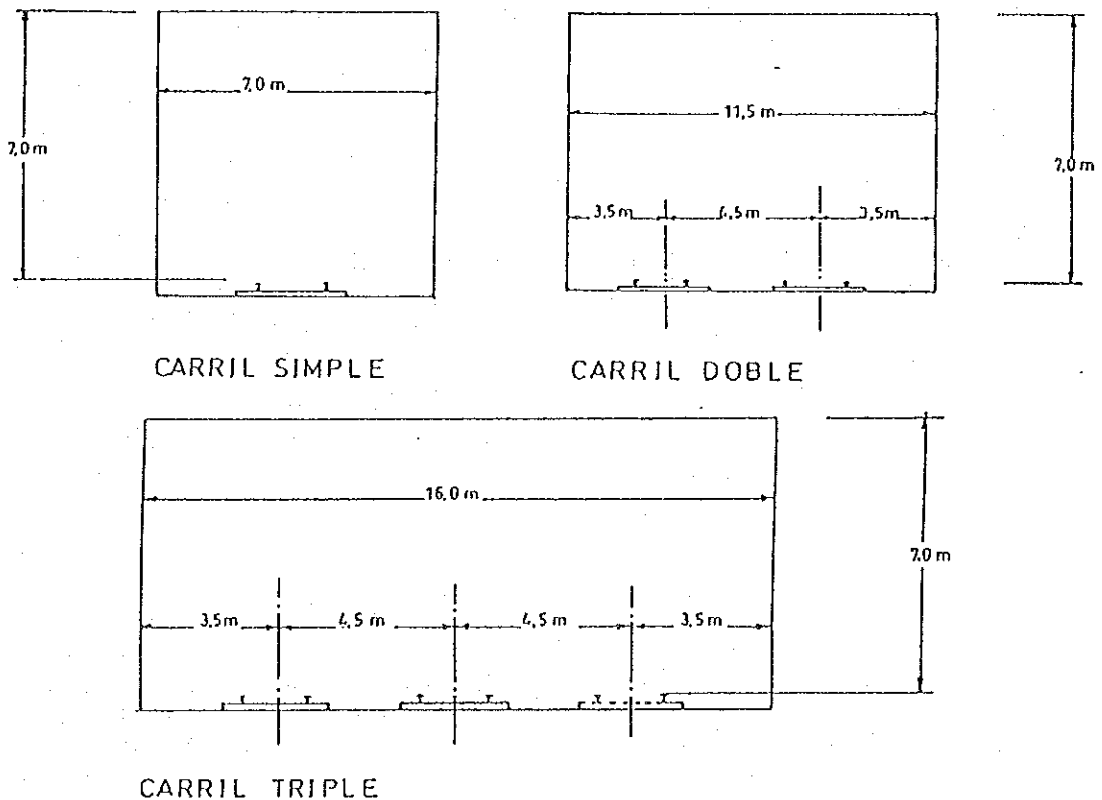


Figura 9-4 Espacio libre para la construcción sobre ferrocarriles

9.2.6 Longitud de Luz Mínima

Las longitudes de luz serán determinadas en base a las condiciones fluviales y aspectos económicos de la construcción del puente. Generalmente las longitudes de luz más cortas hacen más económica la construcción de un puente, sin embargo, se verifica también que las cepas en el río provocan obstrucciones para la corriente del río. Se deberá considerar debidamente este factor para proporcionar luces de longitudes razonables y para evitar la formación de obstáculos por desechos en el lecho.

Basados en las consideraciones arriba mencionadas, se ha determinado que la luz de los tramos del puente propuesto para cruzar el río, debe ser más larga que la de los puentes Juan Pablo II y ferroviario.

9.2.7 Pendientes a utilizarse en el Puente

De acuerdo con las condiciones geométricas, como se especificó en la sección anterior, las pendientes a utilizarse en la superficie del puente propuesto serán las siguientes:

1. 0.35%: Pendiente Longitudinal
2. 2.00%: Bombeo en la calzada
3. 2.00%: Bombeo en los pasillos

9.2.8 Sobrecarga

Para el estudio de factibilidad del puente propuesto y caminos de acceso, se adopta la carga TL-20 (Estándar Japonés) como norma. Esto es equivalente a la carga de las especificaciones vigentes que se usan en el MOP. Continuando con los requerimientos efectuados por el MOP, se acordó el uso de una carga equivalente al 20% mayor que la carga HS 20-44 mencionada en párrafos anteriores.

La carga viva a emplear en el diseño de la losa de los pasillos es de 500 kg/m². Para el diseño de las vigas, se asume que el peso que se distribuye de los pasillos a éstas será de 350 kg/m².

9.2.9 Esfuerzos térmicos

Se deben tomar las provisiones del caso para los esfuerzos y movimientos producidos por la variación de temperatura. De acuerdo con los datos reunidos por el Equipo de Estudio, la temperatura en Concepción varía de -3.8°C a 35.6°C. Para el estudio del puente propuesto, se utiliza un rango de temperaturas de -5°C a 40°C.

9.2.10 Coeficiente sísmico

Debido a la actividad sísmica en Chile, y más específicamente en Concepción, el puente propuesto debe ser diseñado para resistir fuerzas sísmicas.

Para el diseño del puente propuesto, como una norma básica de diseño, el coeficiente sísmico debe ser igual al 15% del peso propio. Debe implementarse el especial ensanchamiento de los cabezales de cepas para disminuir la posibilidad de colapso de las vigas. Asimismo, debe proveerse de conexiones entre tramos adyacentes.

Las normas de la Asociación de Carreteras del Japón deben ser adoptadas como una metodología del diseño anti-sísmico, y las fuerzas estáticas deben ser calculadas utilizando el coeficiente sísmico.

9.2.11 Servicios Básicos

En las áreas urbanas, servicios tales como cañerías de agua, líneas telefónicas y red de distribución de gas por cañería, se extienden generalmente por bajo o sobre la calzada. Es más económico considerar estos servicios en el diseño original del puente en vez que hacerlo individualmente cuando se requiera posteriormente. Se deben tomar las provisiones necesarias para el peso muerto de tales servicios.

Los servicios a considerarse en el diseño del puente propuesto pueden incluir algunos o todos de los que se indican a continuación:

- Cañerías de Agua
- Líneas Eléctricas
- Líneas Telefónicas
- Cañerías de Gas

En el diseño en detalle, debe tomarse en cuenta una tolerancia para las carga provenientes de dichos servicios.

9.2.12 Pavimento

Se debe colocar un pavimento asfáltico sobre la losa de hormigón armado del puente. Esto ayudará en la ejecución del acabado de la superficie y facilitará la rehabilitación cuando aparezcan baches. Para este efecto, se debe utilizar un espesor de 70 mm.

9.3 Estudio Preliminar

9.3.1 Tipo y tramos del puente

Durante el estudio inicial, se adoptó un puente de vigas compuestas de hormigón postensado para el estudio de las diversas alternativas por las siguientes razones:

1. La tecnología de construcciones en hormigón es considerada más avanzada y fácilmente aplicable en Chile.

2. Sería más económico mantener un puente con vigas compuestas de hormigón pretensado, que uno con vigas de acero estructural, porque este último demandaría considerablemente de mayor mantenimiento, tal como pintura.
3. En general, el costo de la infraestructura es más barato cuando se utilizan vigas de acero estructural en la cubierta, puesto que ésta resulta ser más liviana. Esto, sin embargo, puede no ser significativo si el costo de las fundaciones no es demasiado elevado.
4. Se adoptan tramos con una longitud de luz de 35m. porque se aproximan a los que se usaron en el puente Juan Pablo II y el puente ferroviario, y estos puentes han funcionado bien durante las crecidas.

9.3.2 Tipos de Intersección

Existen tres tipos de intersecciones en cada ruta alternativa; estas son, paso a nivel, paso superior y paso inferior. Los siguientes tipos de intersección fueron adoptados para el estudio de planes alternativos de la ruta, considerando las estructuras, tráfico, medio ambiente y costo de construcción.

Tabla 9-2 Tipos de Intersección Aceptados

Ruta	Ubicacion	Tipo	Evaluacion
Existente	Concepcion	Paso a nivel	Imposible
		Paso superior	Adoptado
		Paso inferior	Costoso
	San Pedro	Paso a nivel	Posible
		Paso superior	Adoptado
		Paso inferior	Posible
Chacabuco	Concepcion	Paso a nivel	Imposible
		Paso superior	Adoptado
		Paso inferior	Costoso
	San Pedro	Paso a nivel	Posible
		Paso superior	Adoptado
		Paso inferior	Posible
Los Carrera	Concepcion	Paso a nivel	Imposible
		Paso superior	Adoptado
		Paso inferior	Costoso
	San Pedro	Paso a nivel	Posible
		Paso superior	Adoptado
		Paso inferior	Posible

Nota: Ver Capítulo 11 para mayor información con respecto de la intersección de la Alternativa No.4

9.4 Estudio Comparativo de Alternativas de Ruta

Se hizo un estudio comparativo para seleccionar la ubicación del puente para cuatro alternativas de ruta. Estas alternativas se describieron en el inciso 9.1.2 y se muestran en la Figura 9-7 (Plano General de las Cuatro Alternativas).

En anteriores análisis efectuados durante el desarrollo del Proyecto, el tipo de puente considerado fue el de vigas compuestas de hormigón postensado con tramos de 35m de luz. Sobre esta base, se hizo el cálculo de costos para las (4) rutas alternativas y se consiguió un costo total preliminar (ver inciso 9.4.4). Usando estos costos y aplicando un análisis económico incluyendo costos y beneficios, se llegó a la conclusión de que la ruta con más ventajas económicas es la Alternativa 4, ubicada sobre el mismo alineamiento de Los Carrera, cruzando el Río Biobío.

9.4.1 Planos de las Rutas Alternativas

Se prepararon planos por separado para cada caso de ruta alternativa, asimismo se preparó también información adicional al respecto. Ver las figuras que contienen estos planos, descritas a continuación:

- Figura 9-5 Plano General de las Cuatro Alternativas
- Figura 9-6 Plano de Ruta Alternativa 1
- Figura 9-7 Plano de Ruta Alternativa 2
- Figura 9-8 Plano de Ruta Alternativa 3
- Figura 9-9 Plano de Ruta Alternativa 4
- Figura 9-10 Perfil de los Puentes para las Alternativas 1 y 2
- Figura 9-11 Perfil de los Puentes para las Alternativas 3 y 4
- Figura 9-12 Secciones Transversales Tipo

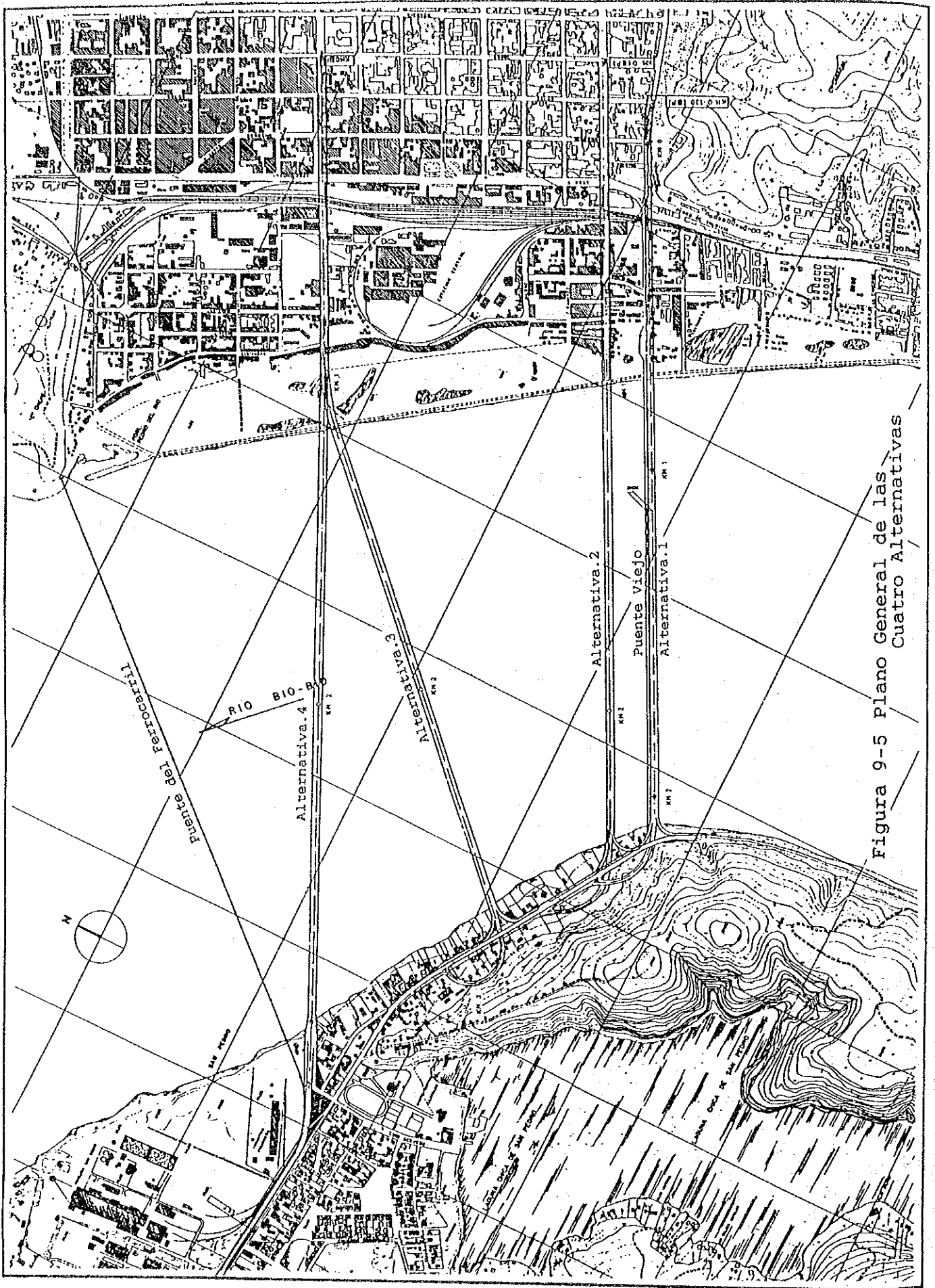


Figura 9-5 Plano General de las Cuatro Alternativas

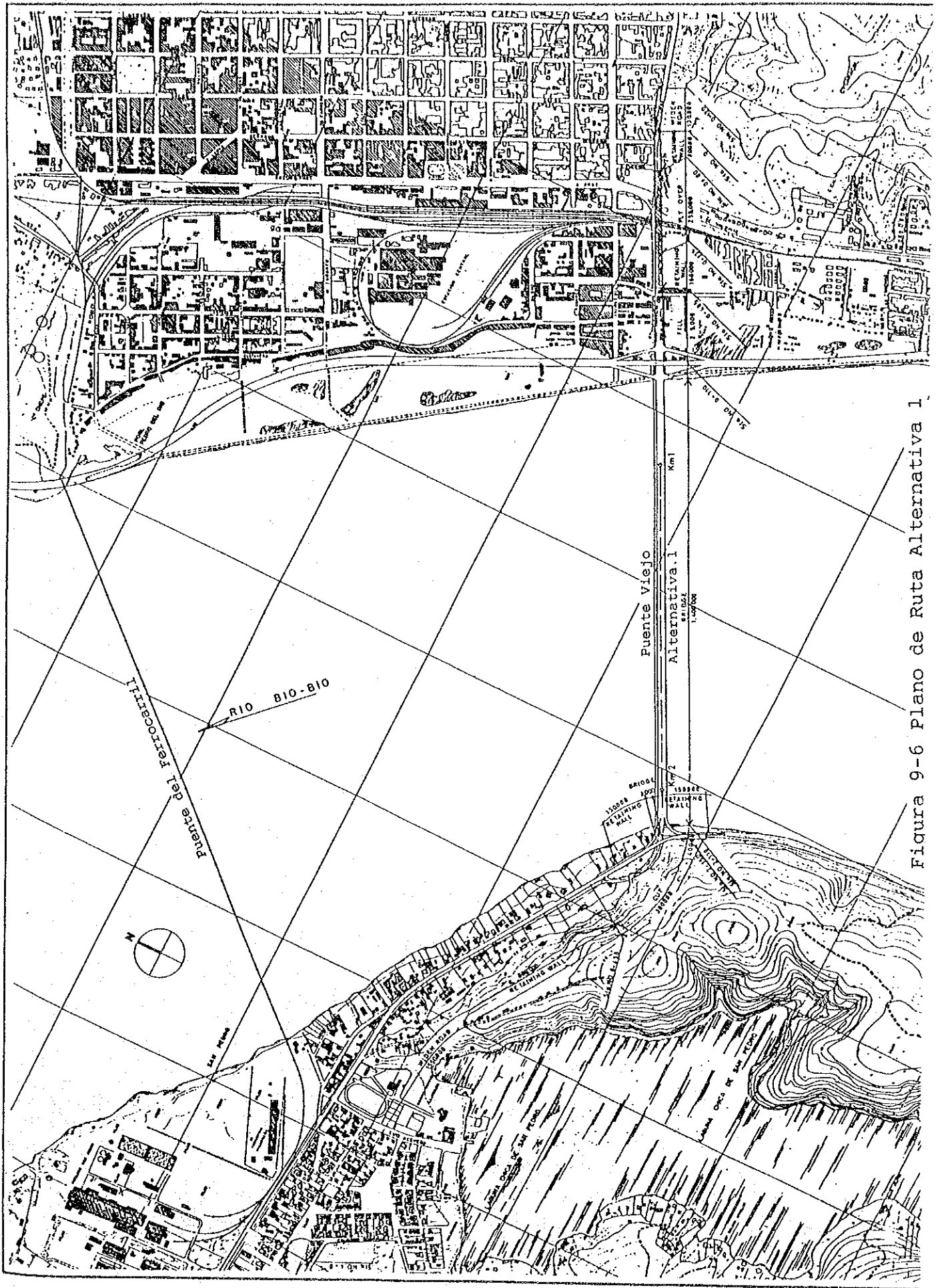


Figura 9-6 Plano de Ruta Alternativa 1.

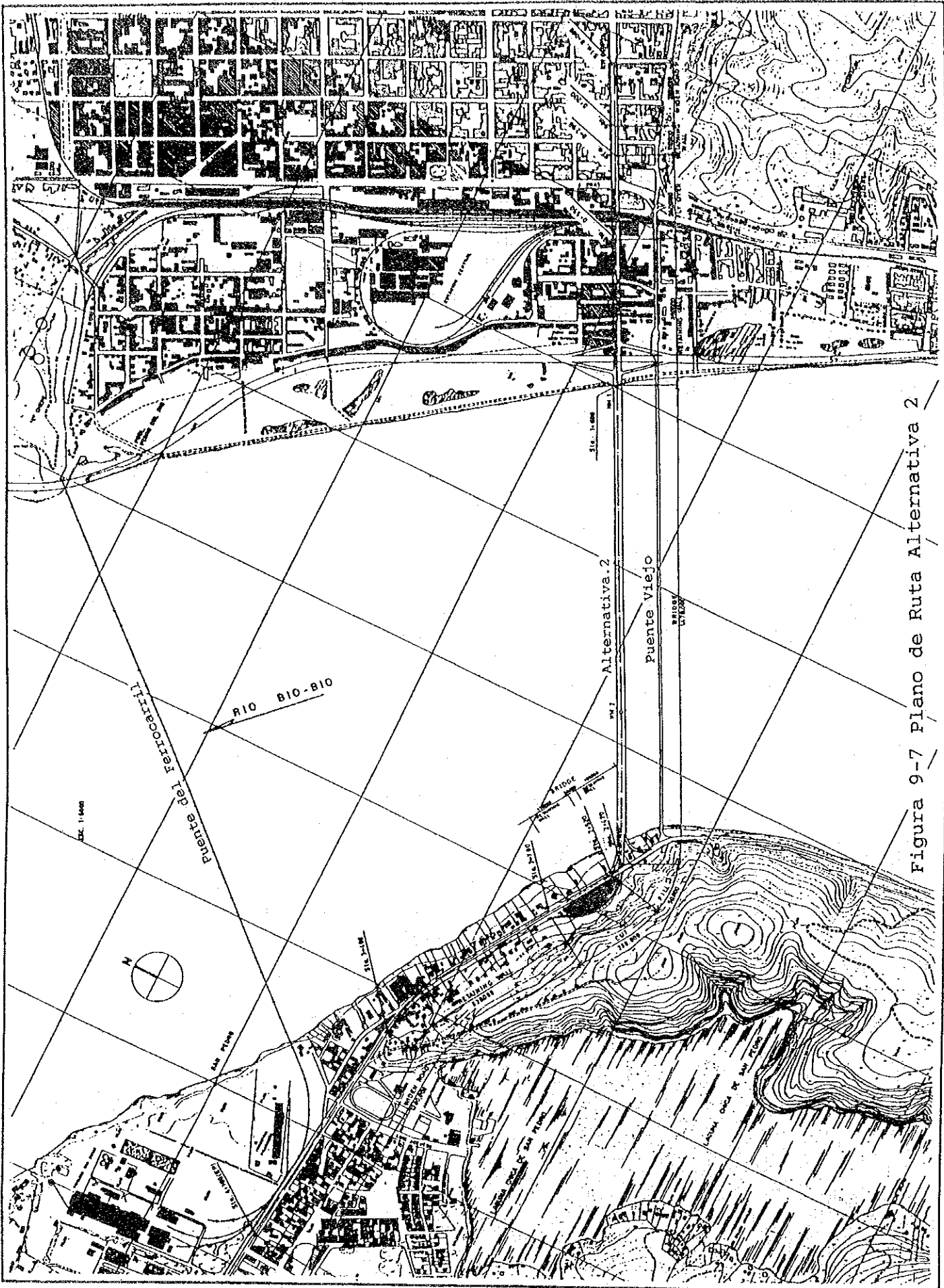


Figura 9-7 Plano de Ruta Alternativa 2

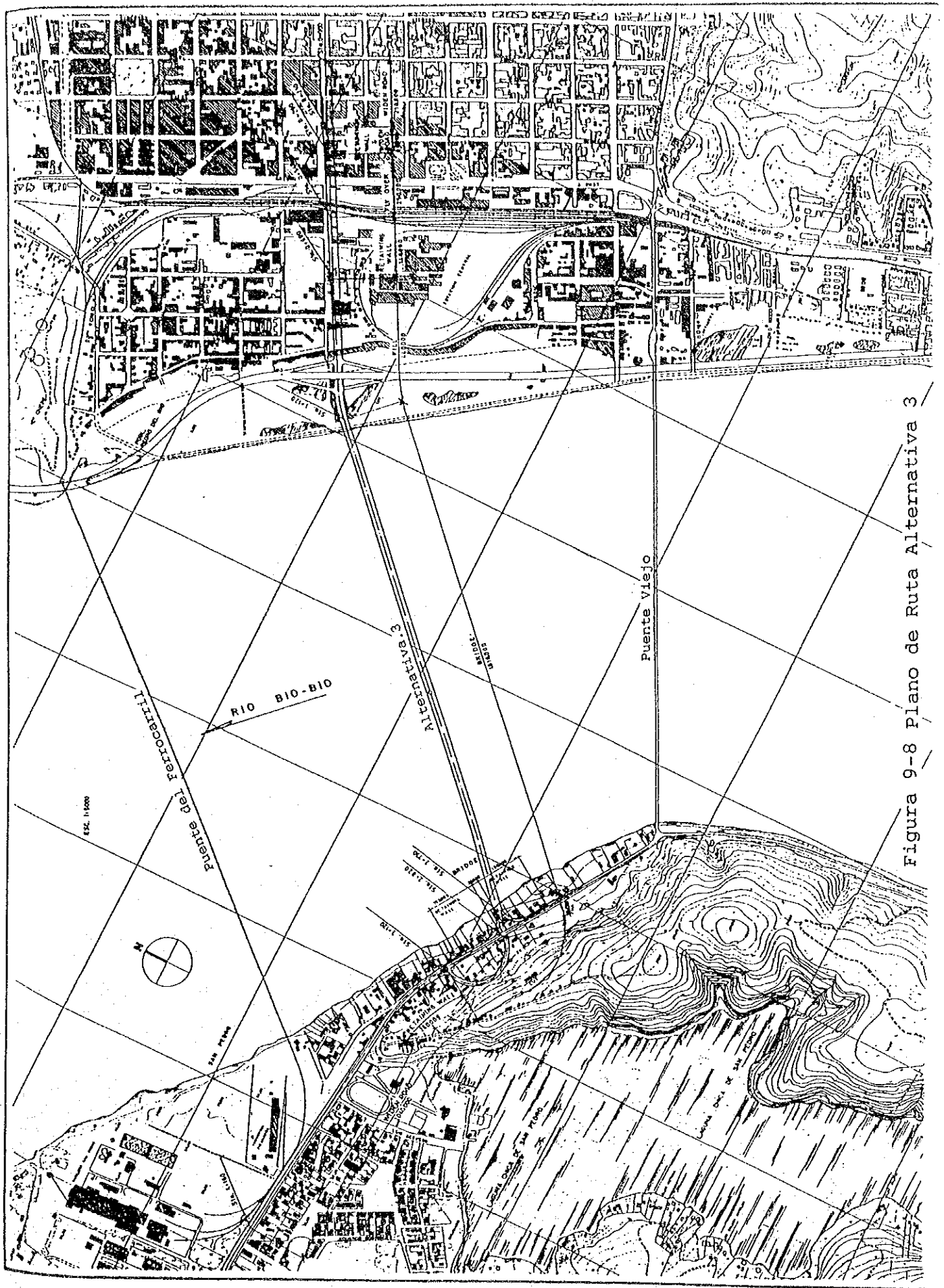


Figura 9-8 Plano de Ruta Alternativa 3

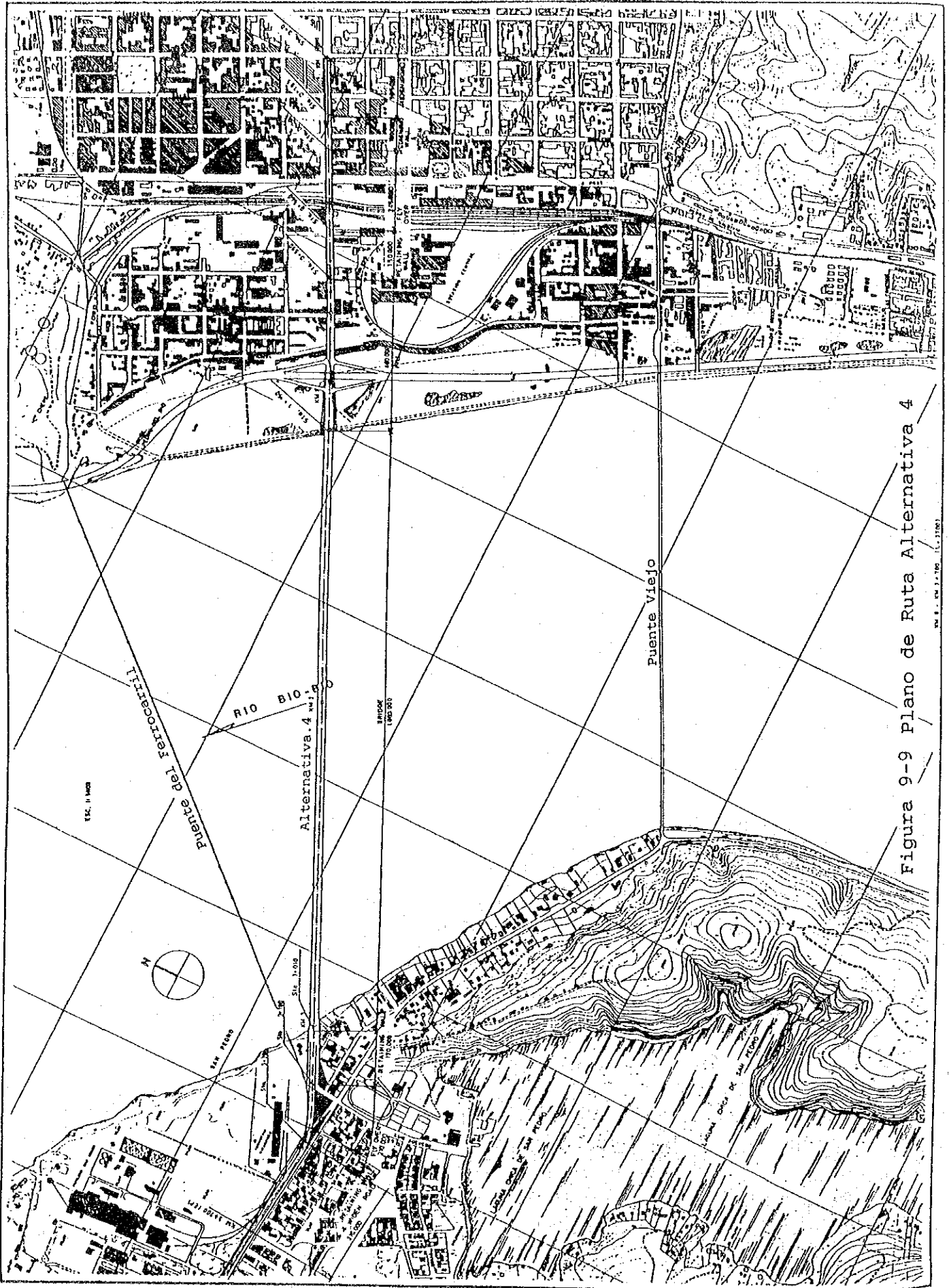
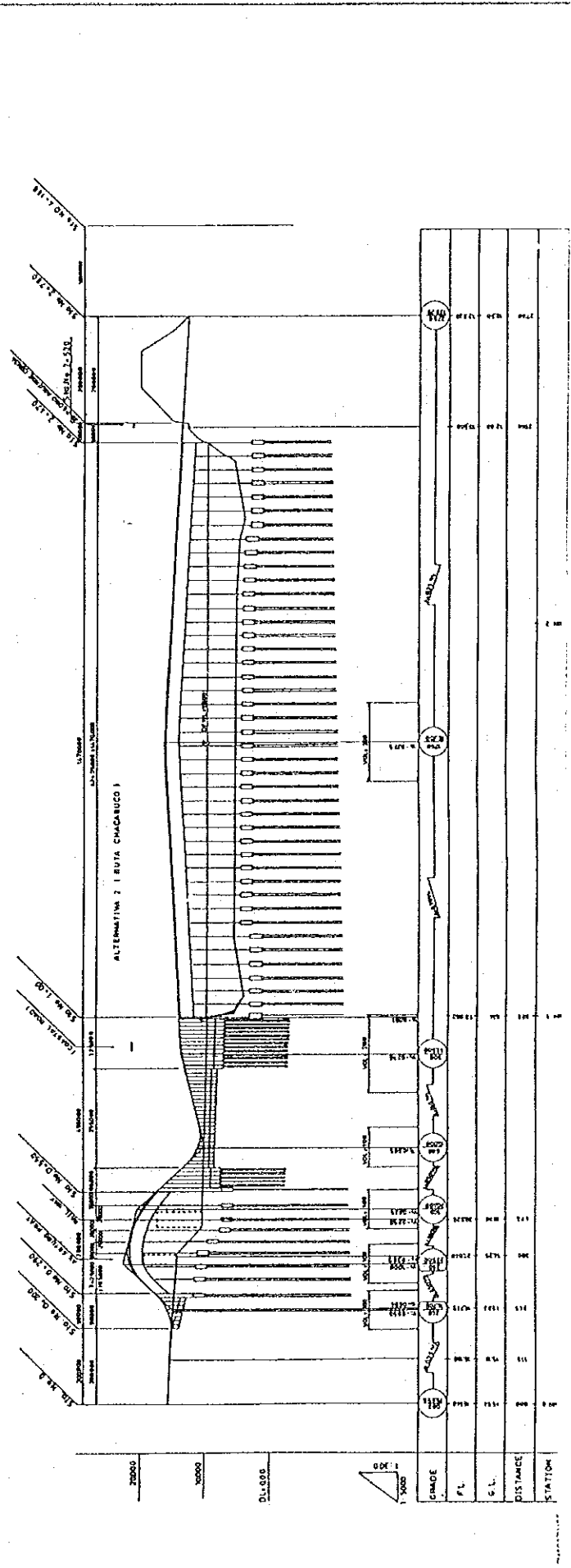
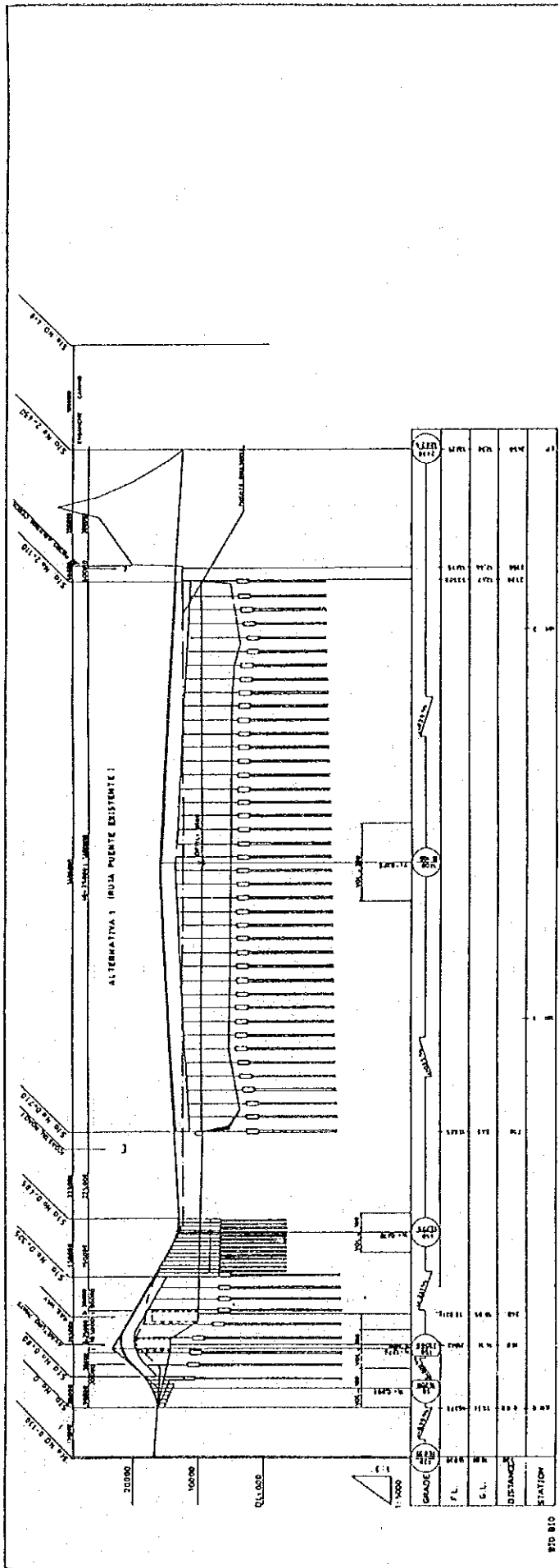


Figura 9-9 Plano de Ruta Alternativa 4

W. E. ...



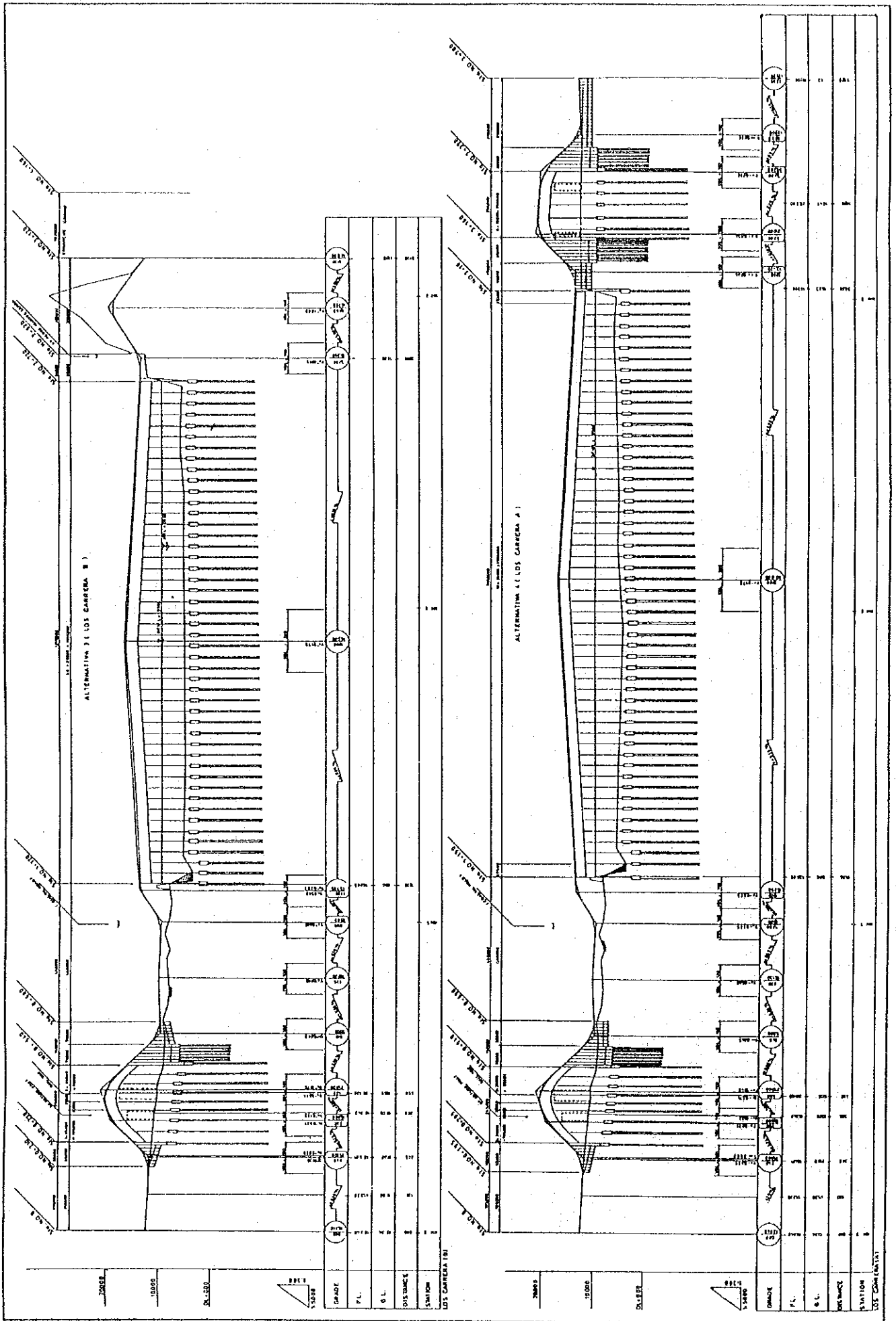


Figura 9-11 Perfil de los Puentes para las Alternativas 3 y 4

Figura 9-11 Perfil de los Puentes para las Alternativas 3 y 4

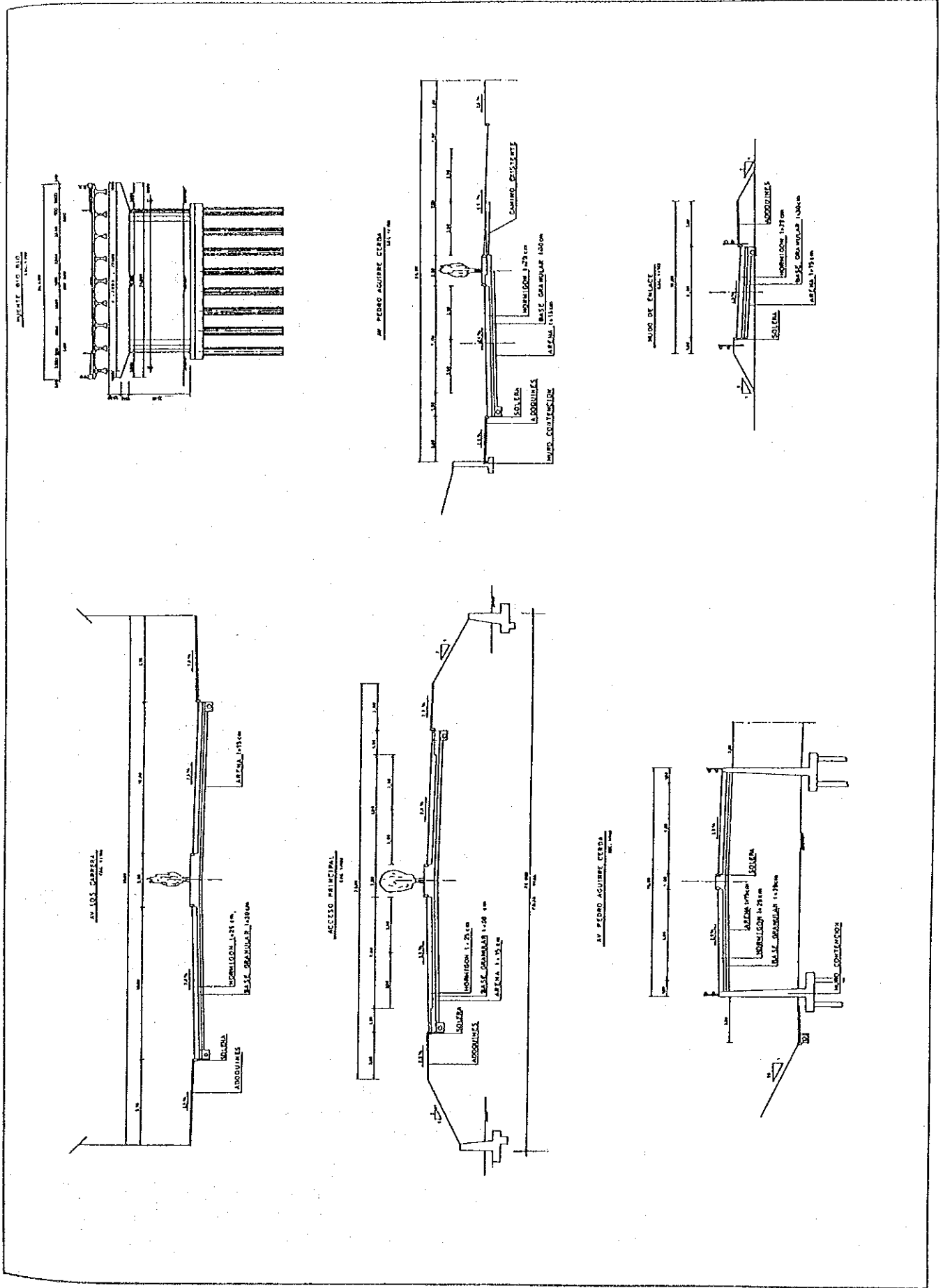


Figura 9-12 Secciones Transversales Tino

9.4.2 Ítemes de construcción básicos relacionados con las diversas alternativas

(1) Puente nuevo de 4-carriles

Superestructura: 9 Vigas compuestas de hormigón postensado, sección Tipo-I, con una luz de 35m en cada tramo.

Alternativa 1: 40 tramos de 35 m., largo total=1,400 m.

Alternativa 2: 42 tramos de 35 m., largo total=1,470 m.

Alternativa 3: 46 tramos de 35 m., largo total=1,610 m.

Alternativa 4: 53 tramos de 35 m., largo total=1,860 m.

Infraestructura: Cepas sólidas Tipo-T sobre cabezales y fundaciones de pilotes. Pilotes de hormigón vaciados in-situ, de 1 m. de diámetro.

(2) Paso superior sobre la línea férrea (común para las cuatro alternativas)

Superestructura: Nueva de 4-carriles. 9 Vigas compuestas de hormigón pretensado, sección Tipo-I, con una luz de 35m en cada uno de 8 tramos.

Infraestructura: Cepas tipo pórtico sobre 2-columnas,, fundadas sobre cabezal y pilotes de hormigón vaciados in-situ de 1m de diámetro.

(3) Puente de la intersección en San Pedro

Superestructura: Nueva de 2-carriles. 5 Vigas compuestas de hormigón pretensado, sección Tipo-I, con una luz de 20m o 35m en cada tramo.

Alternativa 1: 1 tramo de 20 m.

Alternativa 2: 1 tramo de 20 m.

Alternativa 3: 1 tramo de 20 m.

Alternativa 4: 7 tramo de 35 m.

Infraestructura: Cepas tipo pórtico sobre 2-columnas,, fundadas sobre cabezal y pilotes de hormigón vaciados in-situ de 1m de diámetro.

(4) Caminos de Acceso

Ancho de derecho de vía: 35 m.

Talud del terraplén: 1 a 2

Muros de contención: Muros tipo Cantilever

Muros de gravedad

Pavimento de concreto 25 cm de espesor

Capa de la subbase: 30 cm

El camino de acceso tiene varias secciones que incluyen, la sección del terraplén en el área recientemente construida, la sección de ensanchamiento en el área de la vía existente, intersecciones, rampas, etc.

9.4.3 Métodos de construcción, cronograma y estimación de costos relacionados a la selección de la Ruta Alternativa

El Equipo de Estudio ha efectuado previamente un estudio exhaustivo de los datos de suelos, y sugirió un sistema estructural para la cubierta utilizando vigas de hormigón postensado con sección Tipo-I, con un sistema de lanzado y pilotes de hormigón. Documentos e información, incluyendo los procedimientos de construcción, cronogramas y estimación de costos se incluyen en el Apéndice A.9.

9.4.4 Costos de construcción

Los costos totales de construcción para las diferentes alternativas son:

Tabla 9-3 Costos de Construcción de los Alternativas

Plan	L.C. millones de Ch.\$	F.C. miles de US\$	Total millones de Ch.\$	Total miles de US\$
Alternativa 1	20,515	13,928	26,518	61,527
Alternativa 2	20,396	13,611	26,262	60,934
Alternativa 3	19,851	13,522	25,659	59,534
Alternativa 4	22,508	15,268	29,089	67,491

Nota:

L.C.: Costo a cubrir con recursos internos, expresado en millones de pesos chilenos
F.C.: Costo a cubrir con recursos externos, expresado en miles de dólares americanos.
El costo total corresponde a la suma de L.C. y F.C. y está expresado en millones de pesos chilenos y en dólares americanos al cambio de 431 \$ chilenos por dolar.

Para mayor información al respecto, ver la Tabla 12-4.

9.5 Evaluación y Selección de Alternativas

9.5.1 Metodología y Suposiciones

En esta sección, se evalúan cuatro alternativas desde el punto de vista económico, con base en los resultados de la asignación del tráfico indicado en el Capítulo 6 y en los costos estimados del proyecto mostrados en la sección anterior.

(1) Suposiciones

La propuesta de análisis presentada en esta sección no es para examinar la viabilidad económica de las rutas alternativas, sino para determinar la prioridad relativa de las mismas. En cuanto a la alternativa seleccionada como la mejor, su factibilidad económica será investigada posteriormente en el Capítulo 14, donde se detallará el método de evaluación y procedimientos concernientes. Prácticamente el mismo método y procedimiento ha sido utilizado en esta sección.

Entretanto, en esta fase de evaluación comparativa, todas las condiciones necesarias para la evaluación económica no han sido todavía establecidas. Por ejemplo, la programación de inversión no ha sido establecida y el costo del proyecto al precio de mercado no ha sido convertido al costo social. Por esta razón, diversas condiciones plausibles son consideradas para simplificar los problemas, tales como las que se mencionan a continuación:

1. El Nuevo puente Biobío será habilitado al inicio del año 1999.
2. La construcción del puente llevará 3 años, siendo que 20% del costo total será invertido en el primer año (1996) y cada cuota de 40% en los años 1997 y 1998, respectivamente.
3. Se asume que el costo social del proyecto constituirá el 75% del costo financiero total en términos de precio de mercado. Esta suposición es considerada razonable, teniendo en cuenta que en Chile el Impuesto al Valor Agregado (IVA) es de 18% y que se adopta ampliamente el valor de 11% referente a Impuesto de Importación. En suma, la tasa sombra del salario de Mano de obra no Especializada es estimada en 60% por MIDEPLAN.
4. Los beneficios económicos acumulados por ahorro en el tiempo de viaje y en el costo operacional del vehículo serán calculados por un período de 20 años después de la habilitación del puente (1999 a 2019).
5. Se estima que los valores residuales correspondientes al puente y a las vías construidas por el proyecto serán, en el año 2020, de 50% del importe inicial de la inversión.
6. No se consideran los costos de mantenimiento del nuevo puente en esta fase. Estos deberán ser muy insignificantes (menos de 1% de la inversión inicial) y no afectarán en el orden de prioridad.

(2) Condiciones de la Red Vial.

Los costos y beneficios son previstos por intermedio de los casos "con y sin comparación" del proyecto con base en la red vial, común para ambos casos "con proyecto" y "sin proyecto". La red vial básica es similar a la red vial actual con las siguientes modificaciones:

1. El puente Biobío Antigo existente será cerrado después de la habilitación del Nuevo puente Biobío. El puente Antigo se encuentra en graves condiciones de deterioro y peligro para la futura utilización. La completa rehabilitación o la mejora del puente Antigo acarreará un costo demasiado grande, no siendo esto recomendable. (Ver Capítulo 8).
2. La construcción de la Avda. Costanera es un gran proyecto, el cual causará gran impacto en la demanda de tráfico del Nuevo puente Biobío, así como un gran beneficio proveniente del mismo. El Gobierno Chileno ha decidido implementar este

proyecto en un futuro próximo, así la Avda. Costanera será adicionada a la Red Vial Básica.

3. Las obras de ensanchamiento y la mejora de las calles Los Carrera y Prat se encuentran actualmente en proceso. Estos proyectos también están incorporados a la red vial básica.

9.5.2 Resultados de Evaluación

(1) Resultados de asignación de tráfico

La Tabla 9-4 muestra el sumario de los resultados de asignación de tráfico del caso "sin proyecto" y de cada caso alternativo. Si el nuevo puente no fuera construido, el volumen total de tránsito aumentará, durante el período de previsión, 1.8 veces, o sea, de 1.48 millones de PCU-km. En 1999 para 2.67 millones de PCU-km. en el año 2010. Como resultado de este aumento de tráfico, la velocidad media del viaje de 41 km/hr (1.480/35,7) en 1999 bajará a 25 km/hr en el año 2010 (2.672/108,0).

En cuanto a la construcción del Nuevo puente Biobío, un volumen significativo de tránsito será ahorrado en términos de PCU-km. (9 a 12%) y PCU-Hr (8 a 12%), aun en el año 1999. Estos ahorros serán todavía mayores en el 2010: 15% de PCU-km. total y más de 30% de PCCU-Hr. En consecuencia, se mantendrá la velocidad media de más de 30 km/Hr.

Comparando los efectos de ahorro de las 4 alternativas, la Alternativa No4 presenta grandes ahorros en ambos factores, PCU-km. y PCU-Hr., seguida por la Alternativa No3 y otras alternativas, No2 y No 1, casi en el mismo nivel.

(2) Evaluación Económica

Los ahorros obtenidos en el tiempo de viaje y en la distancia son convertidos en beneficios económicos, en términos financieros y comparados en relación al costo de construcción de cada alternativa. Los resultados son indicados resumidamente en la Tabla 9-5. Entre otros, se observan los siguientes puntos:

1. Beneficios económicos debido a los ahorros del tiempo de viaje, suman aproximadamente 50% del total de los beneficios en ambos años, 1999 y 2010.
2. Todas las alternativas son juzgadas como altamente factibles (Valores de TIR se ubican mucho más arriba de 12%, lo que se considera una tasa de oportunidad capital en Chile).
3. La Alt. No4 implica un gran retorno económico, seguida por la Alt. No3, No2 y No1, en este orden. El valor actual neto (VAN) de la Alt. No4 es de 1.7 veces mayor que el de la Alt. No1.

Tabla 9-4 Ahorros de PCU-km. y PCU-Hr. por cada ruta Alternativa

(1.000 PCU-km y 1.000 PCU-Hr. por día)

Ruta Alternativa	Año	Tránsito diario		Ahorros	
		PCU-Km	PCU-Hr	PCU-Km	PCU-HR
Sin Proyectos	1999	1.480,53	35,71	-	-
	2010	2.672,04	108,00	-	-
1	1999	1.303,43	32,91	177,10	2,80
	2010	2.298,04	73,45	374,00	34,55
2	1999	1.350,70	32,73	129,83	2,98
	2010	2.298,69	73,46	373,35	34,54
3	1999	1.342,71	32,51	137,82	3,20
	2010	2.294,75	73,60	377,29	34,40
4	1999	1.312,49	31,37	168,04	4,34
	2010	2.255,81	71,09	416,23	36,91

Nota: PCU significa "Passenger Car Unit" (Unidad de Auto pasajeros).

Tabla 9-5 Indicadores de Evaluación Económica de rutas Alternativas

Items	Alt.1	Alt.2	Alt.3	Alt.4
1. Costo del proyecto (Mill.\$)				
Costo Financiero	26.518	26.262	25.659	29.089
Costo Económico	19.889	19.697	19.817	21.817
Valor Residual	9.944	9.622	9.622	10.908
2. Beneficio Anual (Mill.\$)				
1999 de Tiempo	1.133,68	1.185,29	1.298,57	1.672,92
de Combustible	146,56	179,07	206,43	296,78
otros	571,60	753,42	861,35	1.2989,71
Total	1.851,84	2.117,78	2.366,35	3.259,41
2010 de Tiempo	3.084,07	3.091,74	3.238,47	4.215,387
de Combustible	623,19	626,39	639,70	828,454
Otros	2.729,11	2.710,29	2.757,15	1.640,835
Total	6.436,37	6.437,42	6.635,32	8.684,676
3. Indicadores de Evaluación				
TIR (%)	17,09	17,61	18,62	20,00
VAN (Mill.P)	9.952	10.818	12.525	16.985
B/C	1,57	1,63	1,74	1,89

Nota: Otros beneficios son ahorros en los costos de operación de vehículos además del costo de combustible. Son ellos, los costos de lubricación, de neumáticos, de reparación, de personal, costo de depreciación y costo de oportunidad de capital.

9.5.3 Impactos causados por la Avda. Costanera y el Puente Biobío Antiguo.

Entre las suposiciones y condiciones indicadas en el Item 9.5.1, las que causarán mayor influencia serán probablemente, la construcción de la Avda. Costanera y el cierre del puente Biobío Antiguo. Por lo tanto, las influencias en el orden de prioridad de las alternativas deben ser estudiadas asumiendo que aquellas condiciones no serán satisfechas.

(1) Avda. Costanera

En caso que la Avda. Costanera no sea construída a lo largo de la ribera del río en Concepción, el retorno económico del Nuevo Puente Biobío será mucho mayor, de 1.6 a 1.8 veces en TIR y de 5 a 7 veces en VAN, en comparación al caso del proyecto con la Avenida Costanera (Tabla 9-6).

En caso de no existir la Avda. Costanera y el puente Biobío Antiguo sea cerrado en el futuro, las formas de procedencia desde la zona de San Pedro hacia Concepción se verán limitadas a las calles 21 de Mayo y Paicaví, las cuales ya están congestionadas con el tránsito que circula entre las áreas de Concepción y Talcahuano. De este modo, las condiciones de tránsito en el caso "sin proyecto" quedarán peores. Bajo tales condiciones, ésta es la principal razón de que el beneficio del Nuevo puente sea mayor.

Pero, esto no significa necesariamente que la importancia del Proyecto de la Av. Costanera no ha sido reconocida. La razón es que los servicios de tránsito no serán satisfechos al menos que la Av. Costanera sea construída.

Igualmente, bajo esta condición, la Alt. No4 tendrá prioridad máxima desde el punto de vista económico, sin cambiar el orden de prioridad.

Tabla 9-6 Indicadores de Evaluación Económica

(Caso "sin Costanera")

Items	Alt.1	Alt.2	Alt.3	Alt.4
TIR(%)	30,50	31,33	32,85	33,57
VAN(Mill.P)	41.610	43.301	46.171	52.910
B/C	3,39	3,51	3,74	3,77

(2) Puente Biobío Antiguo

Por otro lado, en caso que el Puente Biobío Antiguo se mantenga abierto, el retorno económico del Nuevo Puente Biobío caerá significativamente conforme se muestra en la Tabla 9-7. Con la operación de Puente Antiguo, las construcciones de las Alt. No1 o No2, significan solamente aumento de capacidad sin efectos de acortamiento de distancia.

El TIR correspondiente será menor a 12%. Bajo esta condición, el orden de prioridad no será cambiado y solamente la Alt.No4 excede su TIR el 12%.

Tabla 9-7 Indicadores de Evaluación Económica

(Caso "con el Puente Biobío Antiguo")

Items	Alt.1	Alt.2	Alt.3	Alt.4
TIR(%)	5,08	5,73	7,95	14,05
VAN(Mill.P)	- 9.748	- 8.583	- 5.567	3.699
B/C	0,44	0,50	0,67	1,19

9.5.4 Selección de las Alternativas

Según se ha mencionado anteriormente, la Alt. No4 es considerada la más favorable desde el punto de vista económico, aunque su costo sea muy alto. Además del aspecto económico, existen innumerables méritos en cuanto a esta Alternativa:

1. Las alternativas No3 y No4 que conectan con la Avenida Los Carrera aparentemente son las que más contribuirán al desarrollo del área ribereña (Ver Mayor Centro de Actividades en escala Regional) y también en el área a lo largo de la Avda. Los Carrera.
2. Del total de alternativas, la No4 es la que necesita de menos adquisición de tierras y demolición de edificios y estructuras existentes, mientras que las Alt.No3 y No2 requieren de un poco más y la Alt.No1, más aún.
3. En el caso de las No1 y No2, el intenso tráfico que cruza el río entrará a Concepción en la hora punta de la mañana tomando la calle Víctor Lamas o la calle Chacabuco ubicadas en la parte más al Sur del centro urbano. En consecuencia, todo vehículo procedente del área de San Pedro se verá obligado a girar a la izquierda para entrar al centro.

Por las razones antes mencionadas, se recomienda la Ruta Alternativa N° 4 como la mejor selección para un futuro estudio.

CAPÍTULO X SELECCION DEL TIPO OPTIMO DE PUENTE

10.1 Generalidades

El Equipo de Estudio ha efectuado en el Capítulo 9 un análisis de las rutas alternativas para el nuevo puente. Para este efecto, se utilizó el mismo tipo que el puente Juan Pablo II como un modelo comparativo. Este consiste de viga simplemente apoyadas de sección Tipo-I, de hormigón postensado, el cual es uno de los tipos más comunes en Chile. El puente Biobio es uno de los puentes más largos de Chile y requiere sustanciales fondos de construcción. En esta sección se estudian los tipos de puentes más óptimos.

Asimismo, en esta sección se estudia la posibilidad de otros sistemas estructurales para el nuevo puente. Se examinaron varios tipos de superestructuras, infraestructuras y fundaciones y se estudió su combinación para definir el tipo óptimo de para el nuevo puente Biobio. El tipo más conveniente de puente se seleccionó con las siguientes pautas fundamentales:

1. Determinar las condiciones del diseño básico para la comparación.
2. Nominar 4 tipos de puentes considerados como adecuados para el sitio de emplazamiento.
3. Efectuar un diseño preliminar y cálculo de cantidades utilizando los 4 tipos de superestructuras e infraestructuras.
4. Utilizando estos resultados, calcular varios rangos de luces para las superestructuras e infraestructura. Y luego, evaluar el costo total del puente en sí para los cuatro sistemas.
5. Determinar el sistema más ventajoso o deseable mediante la aplicación de un análisis de proceso de jerarquías. Para esto, se utilizan como factores de evaluación el costo, período y facilidad de construcción, puntos de vista de la estética, facilidad de mantenimiento, y resistencia a los sismos.

10.2 Condiciones del diseño básico para el estudio comparativo

10.2.1 Longitud total del puente

La longitud total del puente se determina mediante la correlación entre el nivel de aguas máximas y la ubicación de las riberas. El puente tiene una longitud de 1,855m, considerando su inicio en la Est.1+150.00m (lado de Concepción) y terminando en la Est.3+005 (lado de San Pedro). El nivel de aguas máximas esperado, utilizado en el diseño del puente, es mayor que el de las riberas existentes en el lado de Concepción. Por lo que, el Equipo de Estudio recomienda subir el nivel de éstas de tal manera que estén en uno mayor que el de aguas máximas del río Biobío.

10.2.2 Condiciones del suelo de fundación

De acuerdo con el informe del estudio de suelos, el estrato ubicado a 6m de profundidad, muestra una buena capacidad portante. Tres de los sondeos efectuados en el lado de San Pedro, a lo largo de la ruta del nuevo puente, muestran únicamente arena densa; y uno de los sondeos realizados en el lado de Concepción, muestra arena salina a una profundidad de 13m desde la superficie de la ribera. El nivel del terreno, para los sondeos efectuados en el lado de Concepción, es de 7m mayor que el de los tres sondeos en lado de San Pedro, y ambos tienen aproximadamente el mismo nivel del lecho del río. Se considera que el estrato soporte de fundación está ubicado a 6m de profundidad desde el lecho de la ribera.

10.2.3 Influencia de la socavación en las fundaciones

El estudio de nivelación del lecho de la ribera, muestra que la altura máxima de socavación es de 4.5m debajo de ésta. El estrato portante de fundación, como se menciona en el anterior inciso, se encuentra a 6m debajo de la ribera. Por tanto, el nivel de la base de fundación debe ser ubicado a 9m debajo de la ribera.

10.2.4 Luz de la superestructura

Con base en las Normas Japonesas de las Estructuras en Vías Fluviales, la luz mínima del Nuevo Puente Biobío deberá ser superior a 75 m. Sin embargo, existen muchas diferencias en las condiciones naturales entre Japón y Chile. Por ejemplo, todos los años, Japón sufre los daños causados por los tifones. De esta manera, es difícil aplicar el código japonés directamente en Chile. La luz mínima del nuevo puente será de 35 m, tomando en cuenta la luz del puente Juan Pablo II y la del puente ferroviario. La longitud de luz máxima considerada fue de 65 m por las siguientes razones:

1. Se considera que las condiciones del subsuelo, en el sitio de construcción, son adecuadas para la fundación, y que el costo de ésta será menor que el de la superestructura. El costo total de construcción del puente tiende a ser influenciado por el costo de la superestructura, y de ahí que el costo de esta última tiende a ser menor cuando la luz de los tramos es más corta.
2. Se requieren consideraciones especiales si la luz del puente es superior a 60m. Tramos con luces más largas requerirían vigas de más altura y sistemas más complicados no aplicables a esta situación específica. La altura extra de las vigas perjudicaría al gálibo, y haría que el costo aumente sustancialmente.
3. El nivel en ambos extremos del puente es más o menos fijo. Por tanto, el espacio disponible para la superestructura, el área de escurrimiento y el gálibo es limitado.

10.3 Tipos de puente para el estudio comparativo

10.3.1 Tipo de superestructura

Se nominaron cuatro tipos de superestructura para determinar el tipo más óptimo de puente entre varios tipos de diseño que podrían ser apropiados para la luz mencionada anteriormente. Diversos tipos se consideraron adecuados para el rango de la luz; sin embargo, el Equipo de Estudio seleccionó el tipo de puente tomando en cuenta las condiciones del sitio y las circunstancias en Chile. Los tipos examinados fueron los siguientes:

1. Puente de vigas simplemente apoyadas, con sección Tipo-I, de hormigón postensado (ver Figura 10-1).
2. Puente de vigas continuas de acero (ver Figura 10-2).
3. Puente de losa continua aliviada, de hormigón postensado (ver Figura 10-3).
4. Puente de viga continua tipo cajón, de hormigón postensado (ver Figura 10-4).

Las distribuciones de las vigas simplemente apoyadas y continuas se muestran en la Figura 10-5 y Figura 10-6.

10.3.2 Tipo de fundación y infraestructura

(1) Tipo de fundación

Los resultados del estudio geológico e hidrológico, muestran que la altura de fundación esperada es de 9.0m desde el lecho de la ribera. Se recomienda el tipo de fundación directa o el de tipo cajón de hormigón, por ser considerados como los más adecuados para esa profundidad de fundación.

El tipo de fundación mediante mesa de pilotaje no es recomendable debido a las siguientes razones:

1. Inestabilidad ante terremotos.
2. Mal efecto debido a la socavación en la columnas de las cepas.
3. Perturbaciones en el flujo del cauce debido a la aglomeración de desechos o escombros entre las columnas.

Asimismo, no se recomiendan las fundaciones sobre pilotes debido a las siguientes razones:

1. La longitud de pilotes (de 5m) es demasiado corta.
2. La erosión del suelo debajo de las zapatas, ocasionado por la socavación, es muy difícil de recuperar.

Nota:

$$LP = DSB - DSF - DF = 5m$$

donde,

LP: Longitud del pilote (5m)
DSB: Profundidad hasta el estrato de fundación (9m)
DSF: Profundidad del tope de las zapatas (2m)
DF: Altura de las zapatas (2m)

(2) Tipo de infraestructura

La selección de un tipo de infraestructura es influenciado por el tipo de superestructura que debe soportar y del tipo de fundaciones. Por razones económicas, en el pasado, se eligieron en Chile las cepas falsas (dumbbell) o cepas de pilotes en pórtico; pero, ambos tipos de cepa no son recomendables para el nuevo puente. Si se utilizan estos tipos de infraestructura, en el nuevo puente, los cabezales de pilotes y zapatas se hacen innecesariamente grandes, debido al gran espaciamiento entre las columnas de las cepas. Por tanto, en este estudio se toman en cuenta dos tipos de infraestructura:

1. Cepas "Hammerhead" ("cabeza de martillo" o Tipo-T, ver Figura 10-2).
2. Cepa de columna llena (o sólida, ver Figura 10-3 y Figura 10-4).

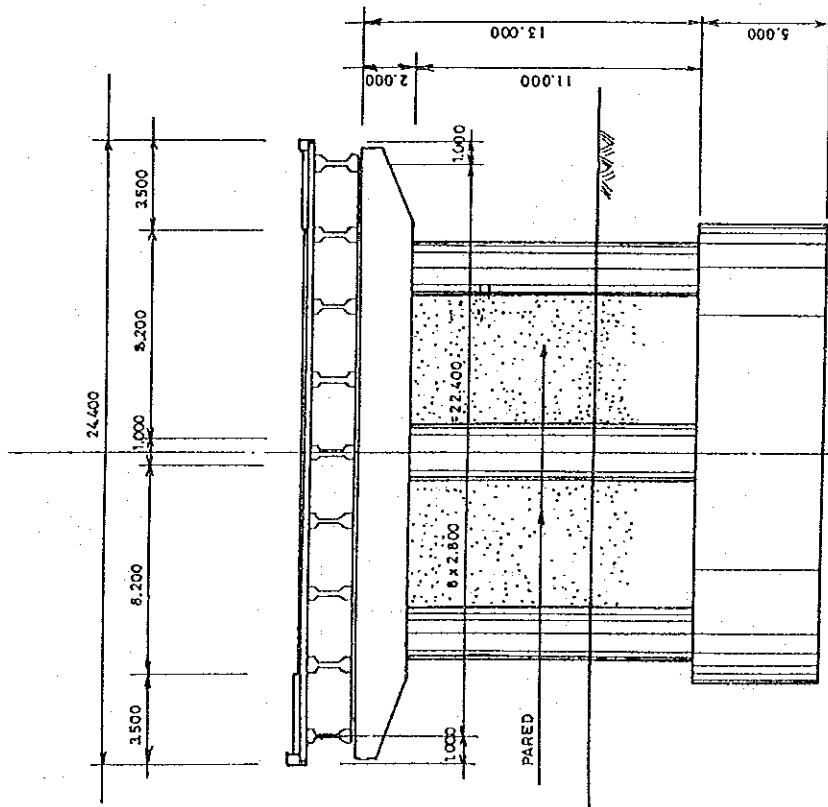


Figura 10-1 Puente de Vigas Simplemente Apoyadas,
de Hormigón Postensado,
con Fundaciones Tipo Cajón

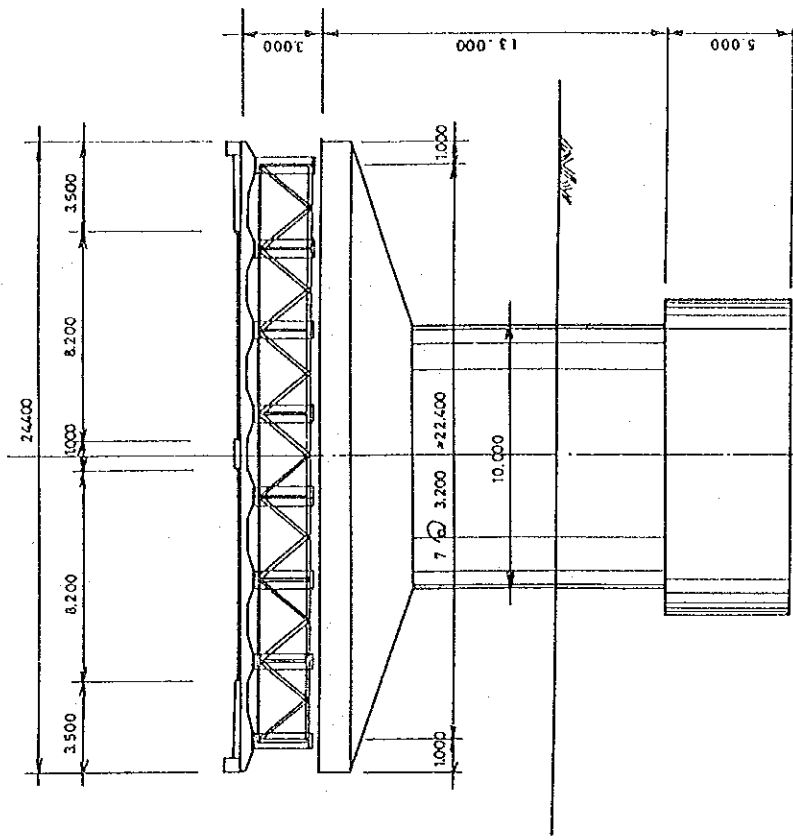


Figura 10-2 Puente de Vigas continuas de
Acero con Fundaciones Tipo Cajón

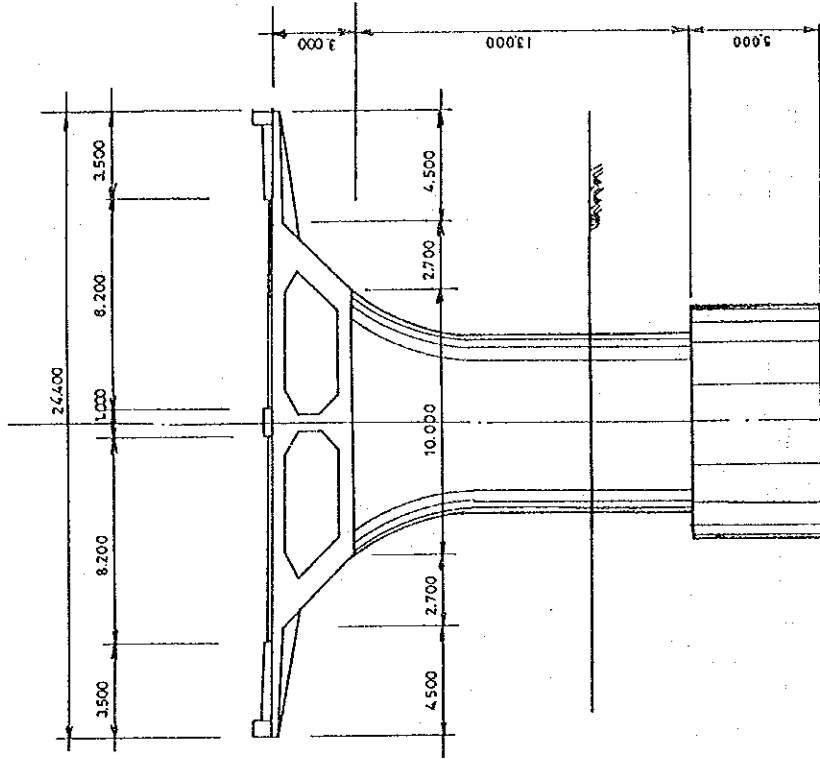


Figura 10-4 Puente de Viga Continua Tipo Cajón,
de Hormigón Postensado,
con Fundaciones Tipo Cajón

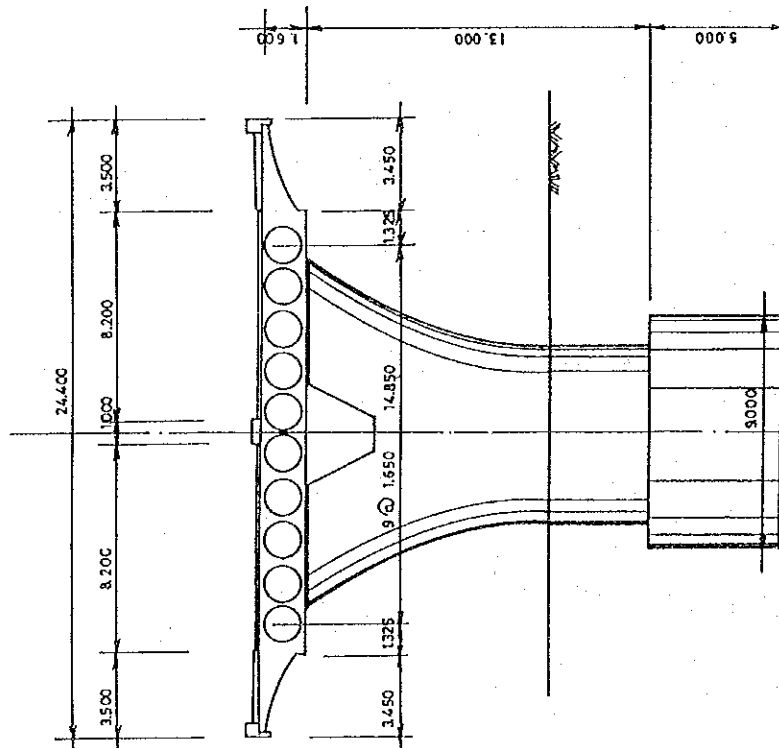


Figura 10-3 Puente de Losa Continua Alivianada,
de Hormigón Postensado,
con Fundaciones Tipo Cajón

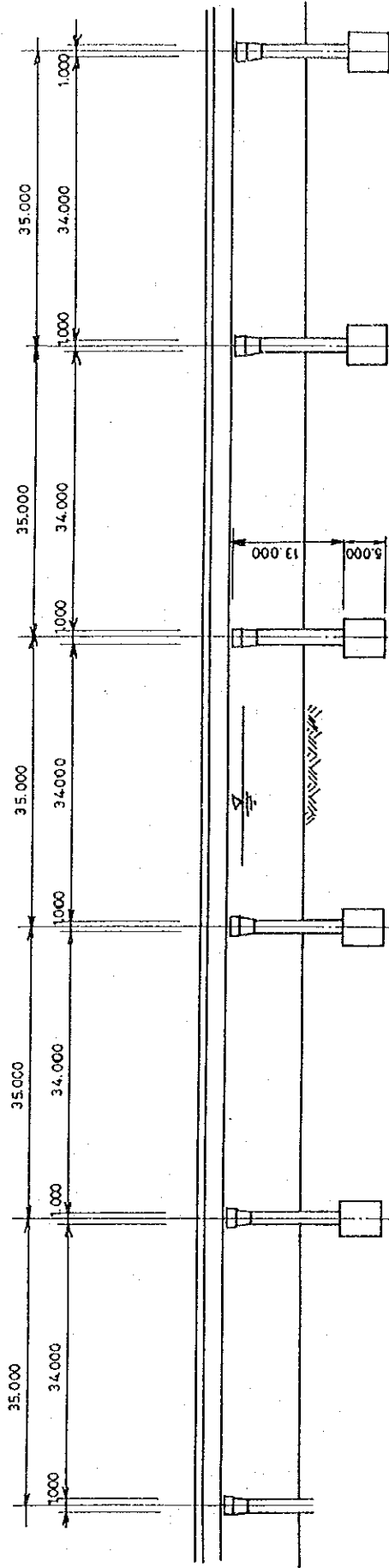


Figura 10-5 Perfil Longitudinal de Tramos con Vigas Simplemente Apoyadas

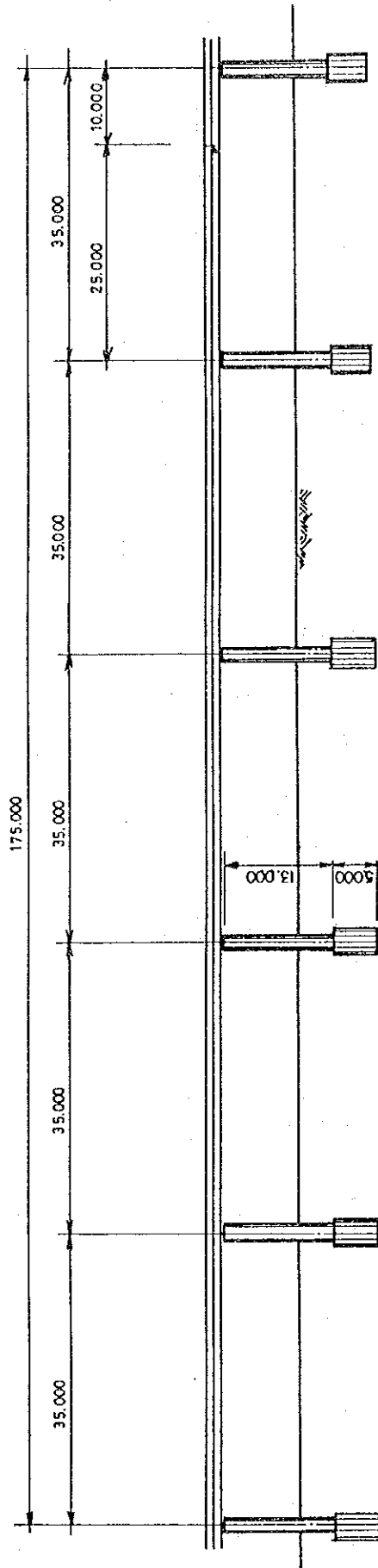


Figura 10-6 Perfil Longitudinal de Tramos con Vigas Continuas

10.4 Selección del tipo óptimo de puente

La selección del tipo óptimo de puente para este estudio se efectúa usando el procedimiento que se describe a continuación. El tipo óptimo se describe como el tipo de estructura más conveniente para el sitio de emplazamiento, tomando en cuenta los tramos, costos de la superestructura e infraestructura de varios tipos, así como otros factores de evaluación que se describen a continuación.

10.4.1 Selección de la luz óptima

Se determina la luz óptima para cada tipo de puente mediante los costos combinados de la superestructura e infraestructura lo que incluye el costo de las fundaciones como se muestra en la Figura 10-7.

10.4.2 Selección del tipo óptimo de puente

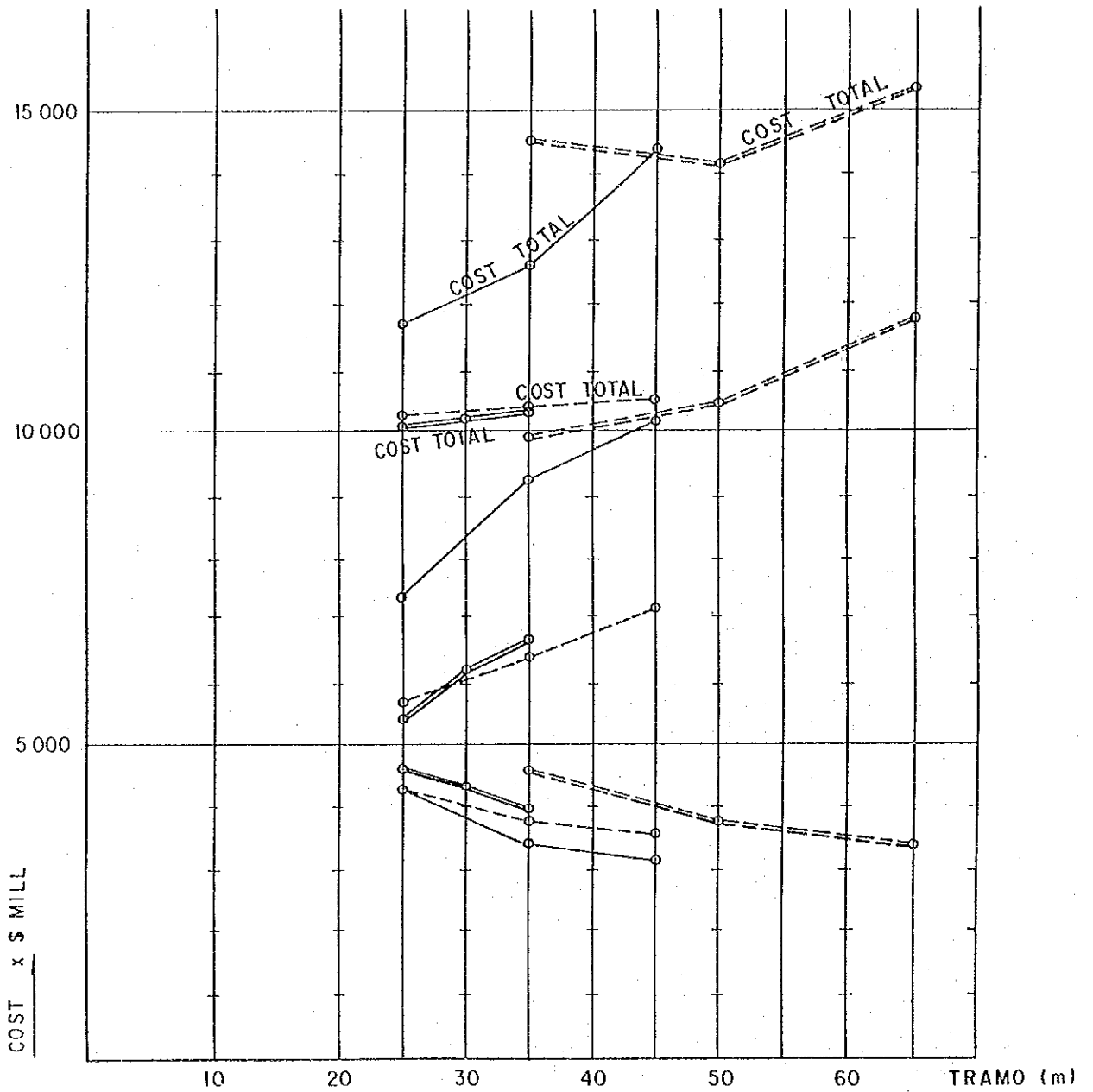
En este estudio se aplica el "Proceso Analítico de Jerarquización" (PAJ) para efectuar la selección del tipo de puente óptimo. El PAJ es un método de ordenamiento por prioridades para ser utilizado como un factor en la toma de decisiones. Este es un procedimiento sistemático que utiliza una matriz de comparación pareada que deriva en una prioridad relativa. A continuación se resumen los diversos pasos a seguir para el establecimiento de las prioridades mediante el PAJ:

- Paso 1: Determinación de los factores de evaluación utilizados para la determinación de prioridades.
- Paso 2: Comparación y evaluación de los factores de importancia relativa
- Paso 3: Asignación de prioridades del puente mediante la matriz de comparaciones pareadas.

(1) Factores de evaluación

El tipo óptimo de puente es seleccionado no sólo por su costo de construcción, sino también por la consideración de diversos factores. Los factores que se considerarán para la selección óptima son los siguientes:

1. Costo
2. Período de construcción
3. Facilidad de construcción
4. Punto de vista estético
5. Facilidad de mantenimiento
6. Resistencia a sismos



LEYANDA

- VIGA DE ACERO CONTINUA
- - -○ VIGA DE HORMIGON POSTENSADAS SIMPLEMENTE
- = = =○ VIGA DE HORMIGON CONTINUA POSTENSADAS
- - -○ VIGA CAJON CONTINUA DE HORMIGON POSTENSADO

Figura 10-7 Selección de la Luz óptima de los Tramos

(2) Cálculo del peso o importancia de cada factor

El proceso facilita el cómputo de la importancia (peso) de todos los factores de evaluación mediante la obtención de un vector por cada uno de ellos, y usando un valor relativo también para cada uno. En la Figura 10-8 se muestra el total de las jerarquías del PAJ. Los factores de evaluación son comparados y evaluados a fin de llenar la matriz de comparación pareada utilizando una escala de importancia relativa. La mencionada matriz está construida como se muestra en la Tabla 10-3 a Tabla 10-5.

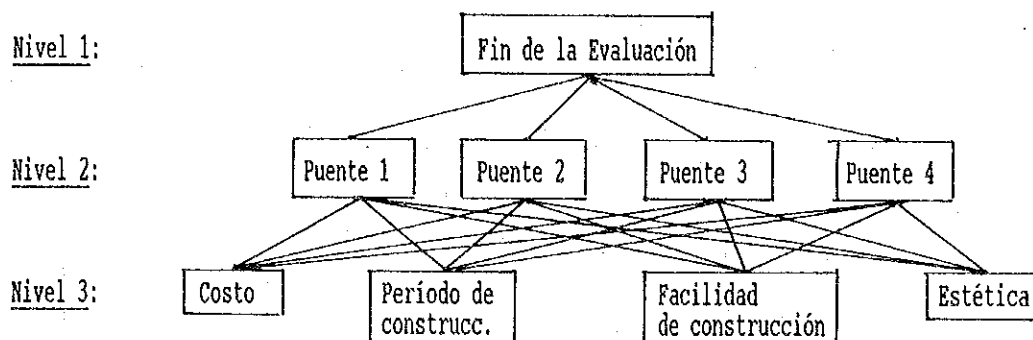


Figura 10-8 Total de las Jerarquías del PAJ

Tabla 10-1 Valores Absolutos para los Ítemes de Evaluación

Rango	Definición
1	Sin importancia
2	Ligeramente importante
3	Importante
4	Considerablemente importante
5	Extremadamente importante

Los valores de evaluación relativa se computan a partir de los valores absolutos ya mencionados usando la siguiente expresión:

$$IR (A:B) = I (A) - I (B) + 1$$

IR (A:B): Valor de evaluación relativa para A respecto a B

I (A): Valor absoluto para A

I (B): Valor absoluto para B

Cuando $I(A) < I(B)$:

$$IR (B : A) = 1 / [IR (A : B)]$$

Por ejemplo, cuando se tiene que el valor de evaluación absoluta para un ítem determinado 'A' es 5, y para uno 'B' es 3, el valor de evaluación relativa para " A " respecto a " B " es $5 - 3 + 1 = 3$. Por otra parte el valor de evaluación relativa para "B" respecto a "A" es $1/3$.

En la Figura 10-9 se muestra un ejemplo del procedimiento de cálculo.

Factor	A	B	C	Eigen Vector	Peso
A	$\frac{w_1}{w_1}$	$\frac{w_1}{w_2}$	$\frac{w_1}{w_3}$	$3 \sqrt{\frac{w_1}{w_1} \times \frac{w_1}{w_2} \times \frac{w_1}{w_3}} = a$	$\frac{a}{\text{Total}} = X_1$
B	$\frac{w_2}{w_1}$	$\frac{w_2}{w_2}$	$\frac{w_2}{w_3}$	$3 \sqrt{\frac{w_2}{w_1} \times \frac{w_2}{w_2} \times \frac{w_2}{w_3}} = b$	$\frac{b}{\text{Total}} = X_2$
C	$\frac{w_3}{w_1}$	$\frac{w_3}{w_2}$	$\frac{w_3}{w_3}$	$3 \sqrt{\frac{w_3}{w_1} \times \frac{w_3}{w_2} \times \frac{w_3}{w_3}} = c$	$\frac{c}{\text{Total}} = X_3$

Donde : Total = a + b + c

Figura 10-9 Método de Asignación de Prioridades

El valor de evaluación absoluta para cada factor de evaluación se muestra en la Tabla 10-2. La importancia para cada factor de evaluación logrado de los mencionados valores absolutos se muestra en la Tabla 10-3.

Tabla 10-2 Valores de evaluación absoluta para cada factor de evaluación

Evaluation Factor	Rank
A. Cost	5
B. Período de construcción	3
C. Facilidad de construcción	2
D. Estética	4
E. Facilidad de mantenimiento	3
F. Resistencia contra terremotos	4

El proceso de evaluación de los tipos óptimos de puente se muestra en la Tabla 10-3 a la Tabla 10-5.

Tabla 10-3 Importancia para cada factor de evaluación

Factor de Evaluación	A	B	C	D	E	F	Vector Eigen	Peso
A. Costo	1	3	4	2	3	2	2,289	0,332
B. Período de construcción	1/3	1	2	1/2	1	1/2	0,742	0,107
C. Facilidad de construcción	1/4	1/2	1	1/3	1/2	1/3	0,437	0,063
D. Estética	1/2	2	3	1	2	1	1,348	0,195
E. Facilidad de mantenimiento	1/3	1	2	1/2	1	1/2	0,742	0,107
F. Resistencia contra terremotos	1/5	2	3	1	2	1	1,348	0,195
Total							6,906	1,000

(3) Cálculo de pesos para todos los ítemes de evaluación de cada tipo de puente

En la Tabla 10-4 se muestran los valores de evaluación absoluta para cada tipo de puente. Asimismo, en las Tablas 10-5 se muestran los pesos o importancia de los puentes según cada factor de evaluación. Finalmente en la Tabla 10-6 se resume la evaluación total para la selección del tipo óptimo de puente.

Tabla 10-4 Valores Absolutos de Evaluación para los Ítemes de Evaluación de Cada Tipo de Puente

Factor de Evaluación	A	B	C	D	E	F
1. Viga de hormigón postensado	5	4	4	4	4	4
2. Viga de acero	3	5	5	3	3	4
3. Losa alivianada postensada	5	4	3	5	5	5
4. Viga cajón postensada	3	3	3	5	5	5

Tabla 10-5(1) Importancia para Cada Puente Según el Costo

Factor de Evaluación	1	2	3	4	Vector Eigen	Peso
1. Viga de hormigón postensado	1	3	1	3	1,732	0,375
2. Viga de acero	1/3	1	1/3	1	0,577	0,125
3. Losa alivianada postensada	1	3	1	3	1,732	0,375
4. Viga cajón postensada	1/3	1	1/3	1	0,577	0,125
Total					4,619	1,000

Tabla 10-5(2) Importancia para Cada Puente Según el Período de Construcción

Factor de Evaluación	1	2	3	4	Vector Eigen	Peso
1. Viga de hormigón postensado	1	1/2	1	2	1,000	0,227
2. Viga de acero	2	1	2	3	1,861	0,423
3. Losa alivianada postensada	1	1/2	1	2	1,000	0,227
4. Viga cajón postensada	1/2	1/3	1/2	1	0,537	0,122
Total					0,398	1,000

Tabla 10-5(3) Importancia para Cada Puente Según la Facilidad de Construcción

Factor de Evaluación	1	2	3	4	Vector Eigen	Peso
1. Viga de hormigón postensado	1	1/2	2	2	1,189	0,263
2. Viga de acero	2	1	3	3	2,060	0,455
3. Losa alivianada postensada	1/2	1/3	1	1	0,639	0,141
4. Viga cajón postensada	1/2	1/3	1	1	0,639	0,141
Total					4,527	1,000

Tabla 10-5(4) Importancia para Cada Puente Según su Estética

Factor de Evaluación	1	2	3	4	Vector Eigen	Peso
1. Viga de hormigón postensado	1	2	1/2	1/2	0,841	0,189
2. Viga de acero	1/2	1	1/2	1/3	0,485	0,109
3. Losa alivianada postensada	2	3	1	1	1,565	0,351
4. Viga cajón postensada	2	3	1	1	1,565	0,351
Total					4,457	1,000

Tabla 10-5(5) Importancia para cada puente según la facilidad de mantenimiento

Factor de Evaluación	1	2	3	4	Vector Eigen	Peso
1. Viga de hormigón postensado	1	2	1/2	1/2	0,841	0,189
2. Viga de acero	1/2	1	1/3	1/3	0,485	0,109
3. Losa alivianada postensada	2	3	1	1	1,565	0,351
4. Viga cajón postensada	2	3	1	1	1,565	0,351
Total					4,457	1,000

Tabla 10-5(6) Importancia para Cada Punte Segun su Resistencia Contra Terremotos

Factor de Evaluación	1	2	3	4	Vector Eigen	Peso
1. Viga de hormigón postensado	1	1/2	1/3	1/3	0,485	0,109
2. Viga de acero	2	1	1/2	1/2	0,841	0,189
3. Losa aliviada postensada	3	2	1	1	1,565	0,351
4. Viga cajón postensada	3	2	1	1	1,565	0,351
Total					4,457	1,000

Tabla 10-6 Evaluación Total para el Punte Óptimo

Factor de Evaluación	A	B	C	D	E	F	Peso Total	Peso
	0,332	0,107	0,063	0,195	0,107	0,195		
1. Viga de hormigón postensado	0,375	0,227	0,263	0,189	0,189	0,109	0,244	2
2. Viga de acero	0,125	0,423	0,455	0,109	0,109	0,189	0,185	4
3. Losa aliviada postensada	0,375	0,227	0,141	0,351	0,351	0,351	0,332	1
4. Viga cajón postensada	0,125	0,122	0,141	0,351	0,351	0,351	0,238	3
Total							1,000	

10.5 Conclusión.

En base al análisis expuesto en los párrafos anteriores, el Equipo de Estudio recomienda el uso de una losa aliviada continua de hormigón postensado con luces de tramo de 35m.

CAPÍTULO XI DISEÑO PRELIMINAR DEL PUENTE

11.1 Generalidades

En el Capítulo 9 se discutió la selección de la ruta para la construcción del puente, y en el Capítulo 10 se seleccionó el tipo óptimo de puente. En este Capítulo se estudia el diseño preliminar del puente, incluyendo el Paso Superior y caminos de acceso, sobre la ruta y del tipo seleccionados en mencionados capítulos. Asimismo, se incluyen en este capítulo, la evaluación de los métodos de construcción, periodos de construcción para el puente sobre el río Biobío y para los pasos superiores sobre la vía del ferrocarril y sobre la avenida Pedro Aguirre Cerda en San Pedro. El plan de mejoramiento de carreteras en las intersecciones también se incluyen en esta sección.

11.2 Tipo de estructura para el estudio

Ver Figura 11-1 y Figura 11-2.

11.2.1 Superestructura

El Equipo de Estudio recomienda el emplazamiento de un puente de losa continua alivianada de hormigón postensado sobre el río Biobío. Este tipo de puente puede ser económicamente construido mediante el uso de andamiajes móviles; pero, debido a la corta longitud de los pasos superiores, este método es inaplicable para estos casos. Consecuentemente, la aplicación de vigas simplemente apoyadas con sección Tipo-I de hormigón postensado son consideradas como adecuadas para los pasos superiores sobre la vía del ferrocarril y la Av. Pedro Aguirre Cerda.

Asimismo, se recomienda que el número de tramos continuos de la losa alivianada de hormigón postensado, sobre el río Biobío, sea de ocho a diez tramos, suportados por apoyos de goma (neopreno). Mediante la aplicación de este sistema, la reacción y fuerzas de la superestructura debidas a los sismos, serán distribuidas uniformemente por los apoyos hacia la infraestructura.

11.2.2 Subestructura

Se propone para el puente sobre el río Biobío, la utilización de una infraestructura conformada por cepas de columna llena (o sólida) con fundaciones tipo cajón. Las cepas tipo Hammerhead (o Tipo-T) son propuestas para los pasos superiores. El coeficiente sísmico es de 15% de el peso total. El tamaño de las fundaciones no es afectado por los sismos, sin embargo, el refuerzo de las columnas sí lo es. La combinación de columnas esbeltas y fundaciones tipo cajón pequeñas, hacen que el costo de construcción sea menor, y es preferible desde el punto de vista estético

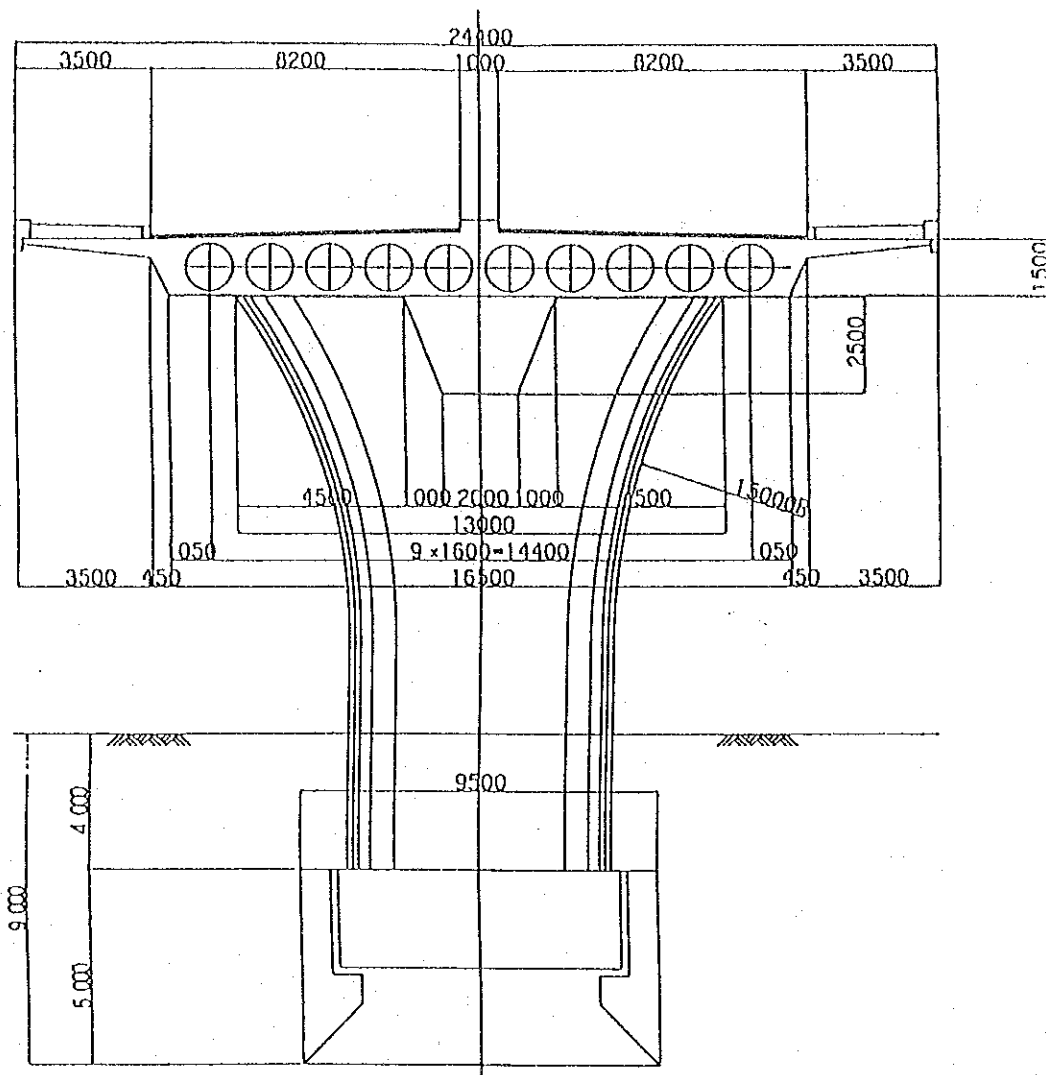


Figura 11-1 Sección Transversal del Nuevo Puente Biobío

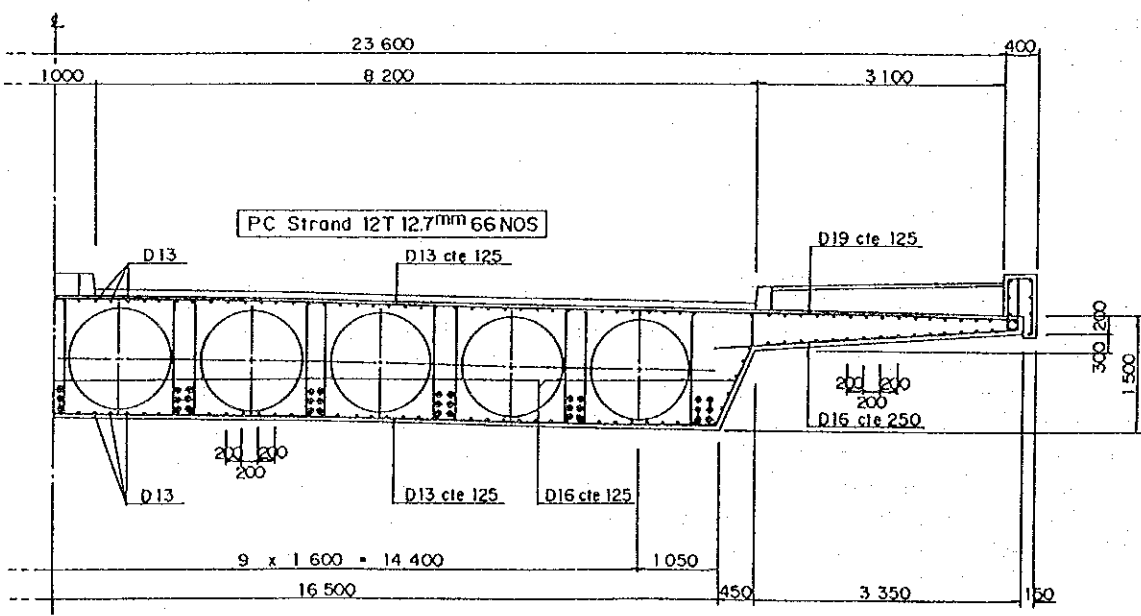


Figura 11-2 Sección Transversal de la Losa Alivianada