

4.4 Estudio de los puentes

Se elaboró un estudio de la construcción de puentes, de acuerdo con el diagrama de flujo que se presenta en Fig. 4.4-1. El estudio en esta sección tiene por objeto identificar los lugares que requieren un puente y determinar la ubicación exacta de su construcción.

Como el estudio de puentes está íntimamente relacionado con el diseño geométrico de la carretera, ambos estudios se realizaron simultáneamente.

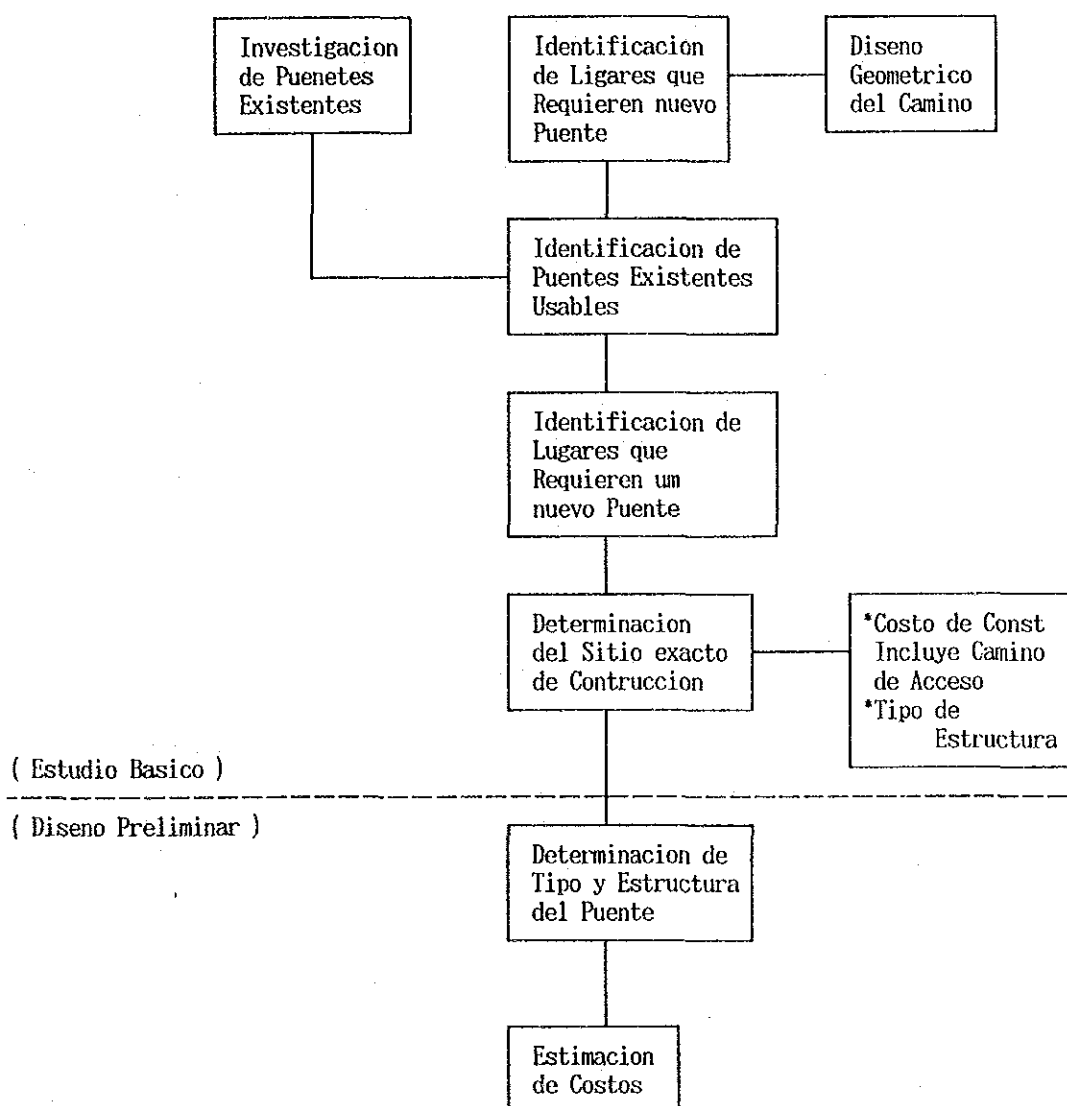


Fig. 4.4-1 Diagrama de flujo para el estudio de puentes

4.4.1 Identificación de lugares que requieren un nuevo puente

(1) Lugares que requieren un puente

En el reconocimiento de terreno, se han encontrado catorce lugares que requieren un nuevo puente :

- | | |
|--------------------|---------------|
| (1) Punto A | (2) Patuni |
| (3) Challa | (4) Cascada |
| (5) Alto Choro - 2 | (6) Pto. León |
| (7) Cajones | (8) Chojña |
| (9) San Silverio | (10) Yara |
| (11) San Lorenzo | (12) Espiritu |
| (13) Carrasco | (14) Avaroa |

La carretera de Proyecto cruza tributarios del Rio Coroico y Rio Yara en todos los lugares indicados, excepto el Punto A. En vista de que el caudal en estos tributarios son considerables, una tubería o una alcantarilla cajón no serían adecuadas. Por lo tanto, se requieren puentes en estos trece lugares.

Por otra parte, hay un pequeño arroyo en Punto A. Sin embargo, hay numerosas zonas potenciales de deslizamiento cerca al Punto A, como se muestra en la Tabla 4.4-2(1). Para evitar eventuales avalanchas de suelo, arena y roca, es deseable que la ruta del proyecto sea desviada del área peligrosa. En este caso, es indispensable la construcción de un puente.

(2) Evaluación de los puentes existentes

En el camino existente, hay catorce puentes, como se muestra en Tablas 2.3-9 y 2.3-10.

De estos catorce puentes, trece ya están construidos en los lugares detallados en el inciso (1). Para el restante (Alto Choro-1), se recomienda el cambio a una alcantarilla cajón, en vez de un puente, por las siguientes razones :

- La magnitud del puente es menor que la de los otros puentes.
- La profundidad del valle no es grande (2.5 a 3.7 m).
- No hay corriente de agua en la época seca.

Los otros trece puentes existentes deben ser evaluados desde el punto de vista de la posibilidad de su uso futuro. Para un uso completo de estos puentes, después del mejoramiento del camino, se requieren las siguientes condiciones mínimas :

- a) El alineamiento horizontal del puente, incluyendo los tramos de acceso, debe satisfacer la estructura geométrica indicada en sección 4.2.
- b) El ancho efectivo del puente debe ser de 9.0 m o más, para una longitud menor a 50 m, y 7.3 m o más, para una longitud de puente de 50 m o mayor, respectivamente (ver Fig. 4.2-3).
- c) La estructura del puente debe tener capacidad para ser utilizada en el futuro, sin deterioro significativo.

La Tabla 4.4-1 muestra la evaluación de los puentes existentes, según las condiciones indicadas.

De esta tabla se puede ver que el Puente Yara es el único que cumple las tres condiciones citadas. Por consiguiente, este puente puede ser utilizado en el futuro. Por otra parte, los Puentes San Lorenzo, Espíritu y Carrasco podrían ser utilizados si se mejoran el alineamiento horizontal del camino de acceso y el ancho de la estructura; de lo contrario, se deben construir nuevos puentes. La elección de opciones de mejorar los puentes existentes, o construir los nuevos, depende de los costos. Una comparación de costos se efectuó para el Puente Carrasco, ubicado en un área geográfica donde el mejoramiento de alineamiento horizontal y el incremento de ancho son las opciones más fáciles entre tres casos de puentes (ver Tabla 4.4-2(9)).

Como resultado, está confirmado que el costo de mejoramiento será de 1.3 a 1.5 veces mayor que el requerido para una construcción nueva. En vista de que los Puentes San Lorenzo y Espíritu están ubicados en áreas geográficas más dificultosas que el Puente Carrasco, se puede asumir que la idea de mejorar el alineamiento horizontal e incrementar el ancho de ambos será menos ventajosa que la construcción de nuevos puentes. De esta comparación de costos, se decidió que los tres puentes deben ser totalmente reconstruidos.

Los otros diez puentes, detallados en la Tabla 4.4-1, también deberían ser reconstruidos, debido a su alineamiento horizontal y ancho efectivo desfavorables.

Tabla 4.4-1 Evaluación de características de puentes existentes

Bridge	Horizontal Alignment	Effective Width	Structure
Patuni	N	N	N
Challa	N	N	N
Cascada	P	N	N
Alto Choro-2	N	N	N
Pto Leon	N	N	N
Cajones	N	N	N
Chojña	P	N	N
San Silverio	N	N	N
Yara (*)	P	P	P
San Lorenzo	N	N	P
Espiritu	N	N	P
Carrasco	N	N	P
Avaroa	N	N	N

* longitud de puente = 180.75 m

P cumple los criterios

N no cumple los criterios

Se concluye que trece (13) puentes, en todos los lugares indicados en el inciso anterior, excepto el Puente Yara, deben ser reconstruidos, incluyendo un nuevo puente en Punto A.

4.4.2 Ubicación exacta y escala de nuevos puentes

La ubicación de los trece puentes fue examinada en dos grupos, categorizados de acuerdo a la situación del alineamiento horizontal del camino antes y después de cada puente:

- 1) Grupo I - el camino de acceso está casi perfectamente alineado (Puentes Cascada, Cajones y Chojña)

La ubicación de cada puente queda casi automáticamente determinada por el alineamiento horizontal del camino. Como resultado, cada puente nuevo debe ser construido prácticamente en la misma ubicación que el puente existente. La longitud de cada puente se indica a continuación:

Puente Cascada	-	18.5 m (ver Fig. 4.4-2)
Puente Cajones	-	25.0 m (ver Fig. 4.3-1 y Fig. 4.3-2)
Puente Chojña	-	22.0 m (ver Fig. 4.4-3)

- 2) Grupo II - el camino de acceso no está alineado con el eje del puente
(Puentes Punto A, Patuni, Challa, Alto Choro-2, San Silverio, San Lorenzo, Espiritu, Carrasco y Avaroa)

Todos los puentes en este grupo están ubicados en un valle. La construcción del puente en la parte profunda del valle se acorta su longitud, pero el volumen de movimiento de tierra requerido para los caminos de acceso resultaría grande. Por lo tanto, para hallar el sitio óptimo, o más económico, para la construcción de dichos puentes, una sumatoria de costos del puente y de los caminos de acceso en cada ubicación alternativa debe ser estimada y evaluada.

Además, es probable que estos puentes sean en curva, en cuyo caso el radio de curvatura horizontal (R) debe ser como sigue :

- a) puentes construidos por el método scaffolding
(método de andamio) : R es 50 m o más
- b) puentes construidos por otros métodos
(método de volado sucesivo, empuje y desplazamiento,
etc.) : R es 100 m o más

Adicionalmente, la estructura de un puente en curva debe ser tipo losa, con alta rigidez torsional, o tipo vigas cajón, desde el punto de vista de su característica estructural. Además, es deseable una estructura continua, por las siguientes razones :

- a) para mantener rigidez torsional
- b) para reducir momentos de torsión
- c) para prevenir reacciones negativas

Tomando en cuenta estas condiciones, las ubicaciones alternativas fueron examinadas con el propósito de determinar aquella más económica. Resultados de este análisis para cada puente se presentan en Tablas 4.4-2(1) a 4.4-2(9) y

4.4-3.

Sin embargo, no se incluyen los resultados del análisis para Puente Avaroa, por las siguientes razones :

El Puente Avaroa cruza el Rio Mula Jihuata, que desciende en bruscas cascadas. Además, el talud del relleno es muy empinado (cerca a 50 grados) y, por lo tanto, la construcción de pilas es considerablemente difícil. En consecuencia, es obviamente ventajoso cruzar el rio con un puente simple, tipo viga, en las cercanías del puente existente (ver Fig. 4.4-4).

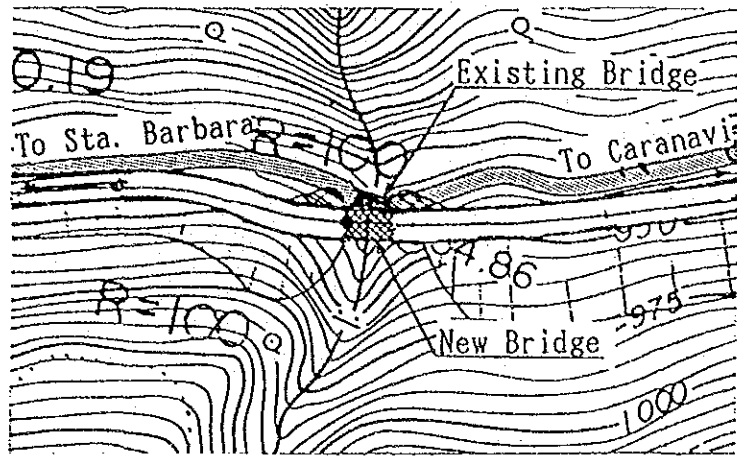


Fig. 4.4-2 Ubicación del Puente Cascada

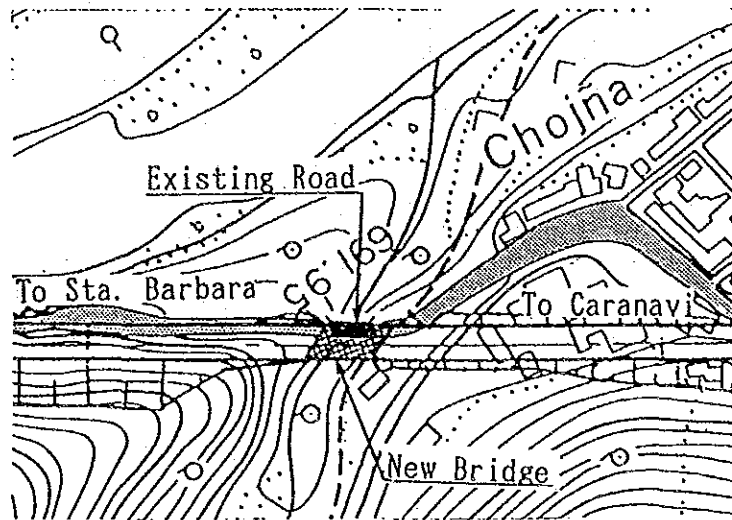


Fig. 4.4-3 Ubicación del Puente Chojña

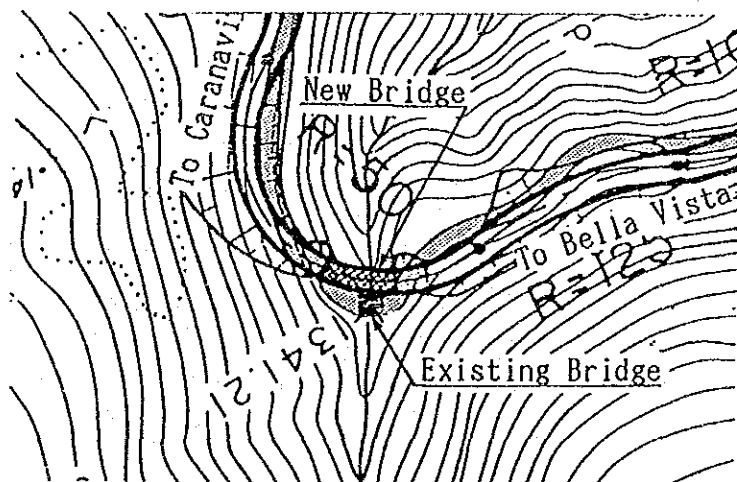
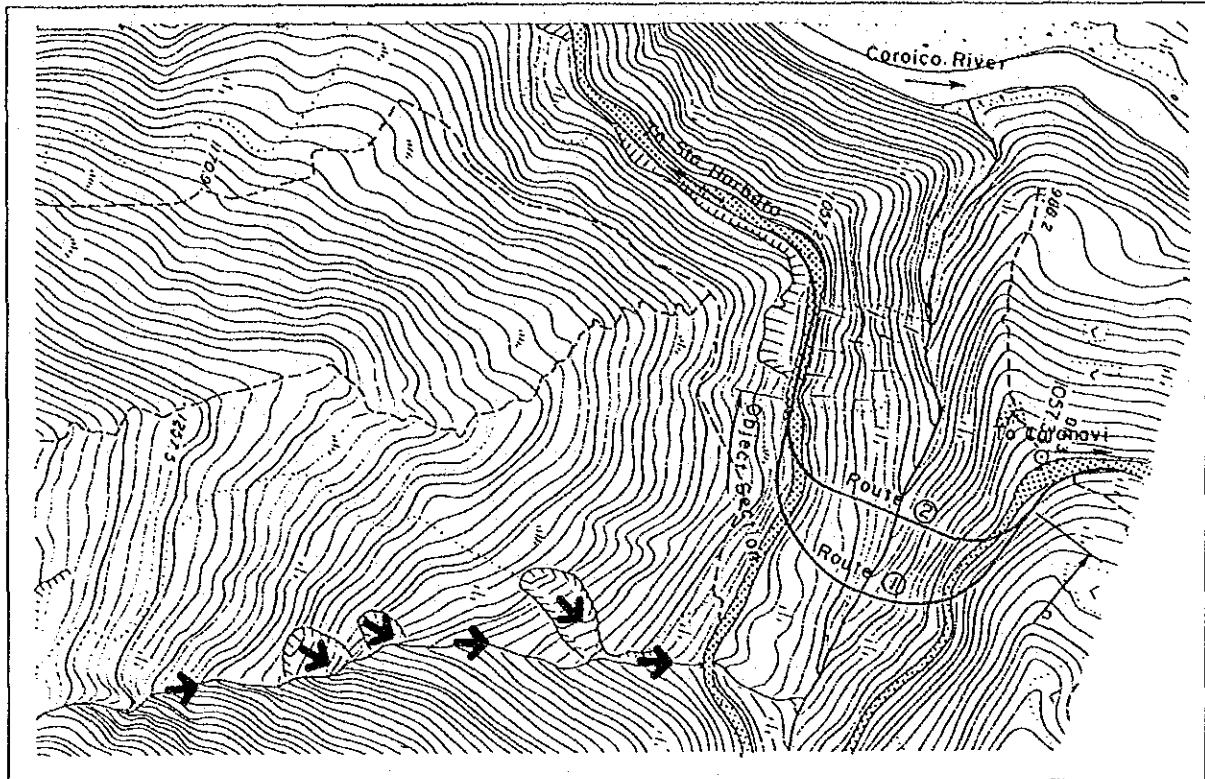


Fig. 4.4-4 Ubicación del Puente Avaroa

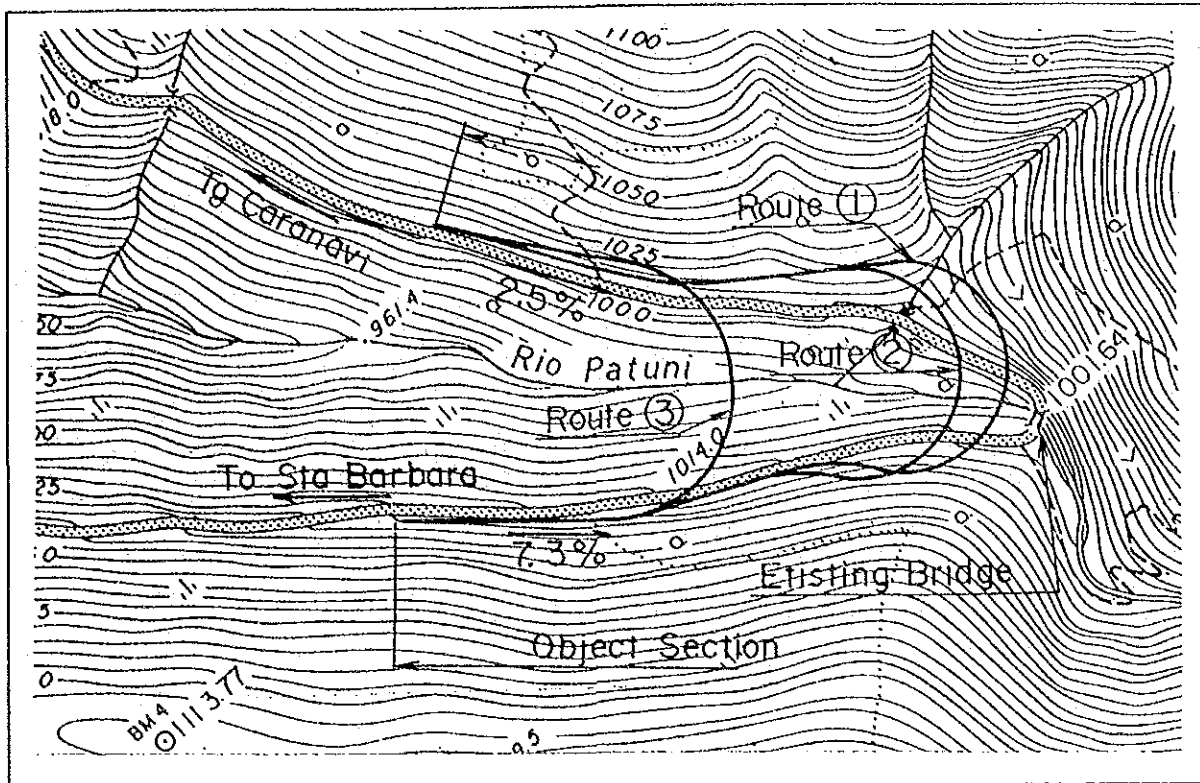
Tabla 4.4-2(1) Punto A



Route	①	②	③
Length of Route	300m	220m	
Radius of Curvature	50-100-50m	50- 50m	
Volume of Excavation	34600m ³	48300m ³	
Bridge Length	130m	135m	
Depth of Valley	45m	50m	
Ease of Construction	Not Easy	Easy	
Rough Cost Estimation unit:\$1000	\$ 2230 (1.1)	\$ 2090 (1.0)	
Selected Route	Route 2		
Reasons for Selection	<ol style="list-style-type: none"> 1. Almost same bridge length 2. Small volume of excavation 3. Direct route and easy construction 4. Almost equal cost 		

Brackets "()" indicate the expansion rate, compared with the lowest route.

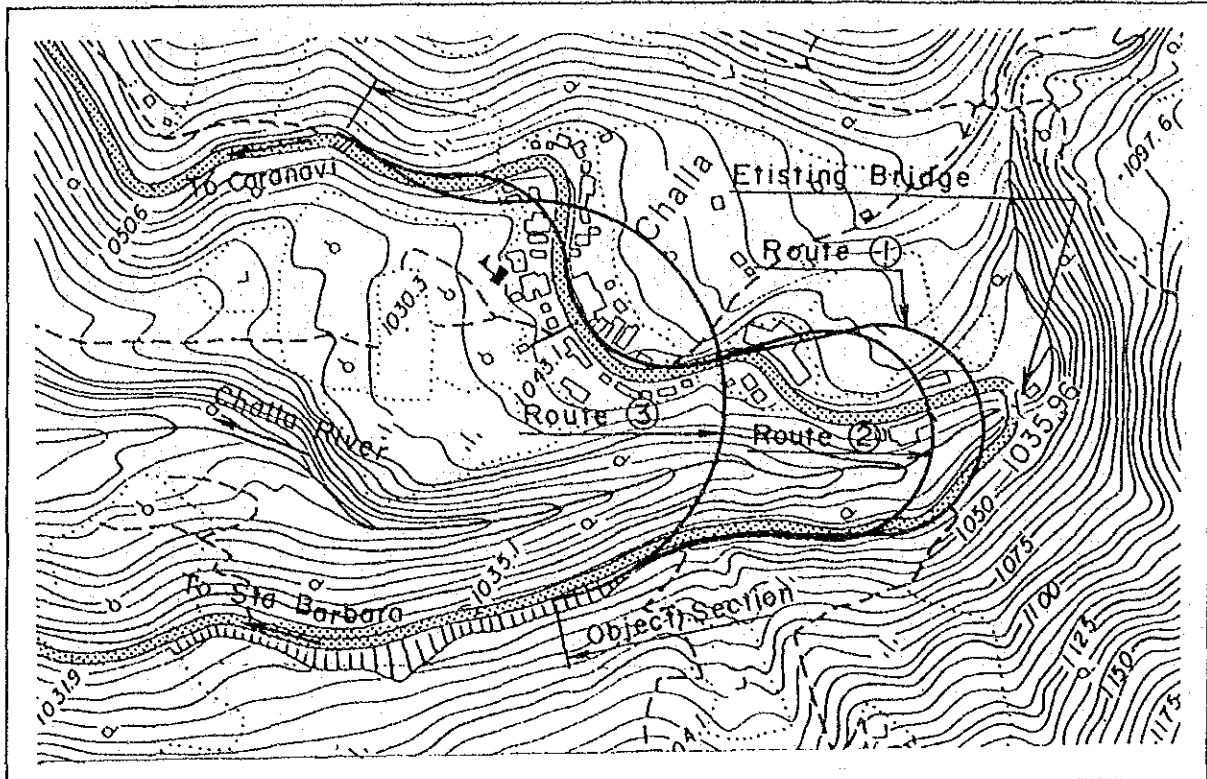
Tabla 4.4-2(2) Puente Patuni



Route	①	②	③
Length of Route	640m	395m	380m
Radius of Curvature	50m	50m	50-100-50m
Volume of Excavation	86100m ³	39100m ³	17200m ³
Bridge Length	30m	45m	90m
Depth of Valley	10m	12.5m	30m
Ease of Construction	Easy	Easy	Not Easy
Rough Cost Estimation unit:\$1000	\$ 1490 (1.3)	\$ 1100 (1.0)	\$ 1660 (1.5)
Selected Route	Route 2 (45m downstream from the existing bridge)		
Reasons for Selection	1. Small volume of excavation 2. Lowest cost 3. Same ease of construction as route 1		

Brackets "()" indicate the expansion rate, compared with the lowest route.

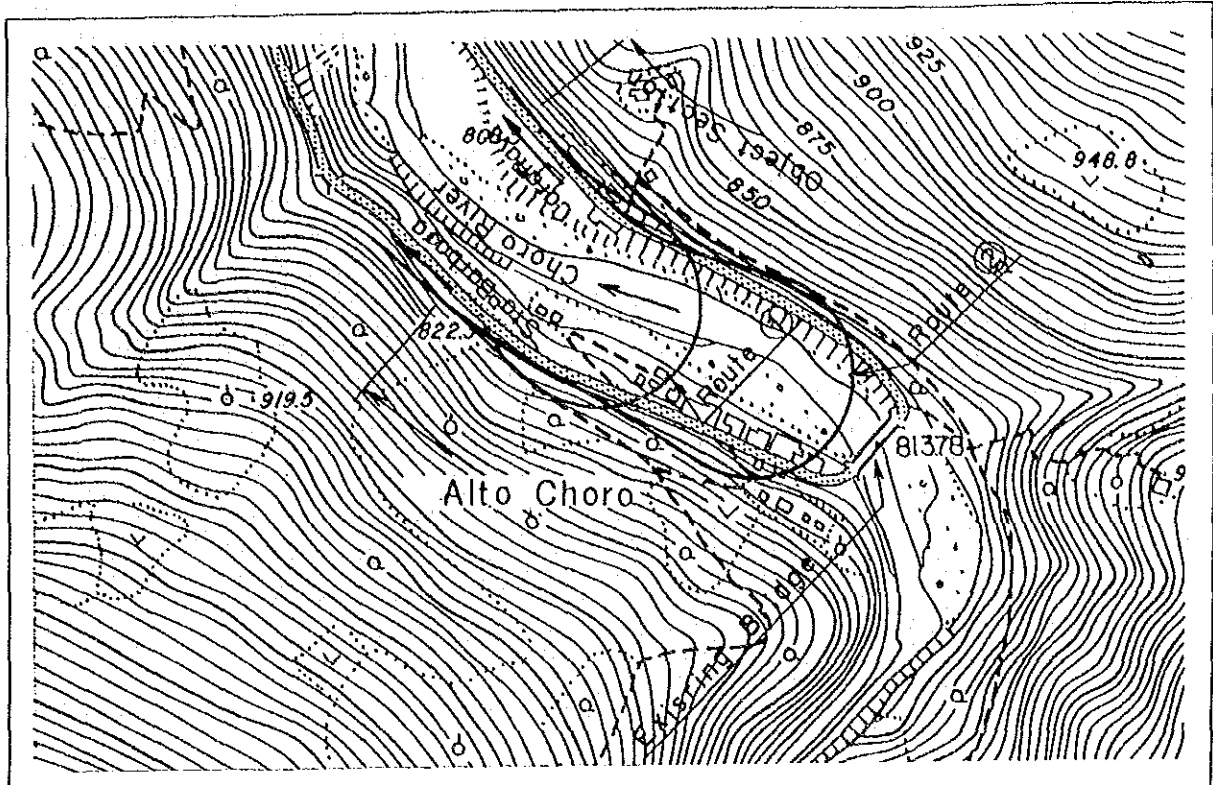
Tabla 4.4-2(3) Puente Challa



Route	①	②	③
Length of Route	620m	580m	400m
Radius of Curvature	50m	50m	100m
Volume of Excavation	35740m ³	22360m ³	21310m ³
Bridge Length	30m	60m	110m
Depth of Valley			
Ease of Construction	Easy	Easy	Not Easy
Rough Cost Estimation unit:\$1000	\$ 750 (1.0)	\$ 880 (1.17)	\$ 1670 (2.23)
Selected Route	Route 1 (15m downstream from the existing bridge)		
Reasons for Selection	1. Shortest bridge length 2. Lowest cost 3. Easy construction work		

Brackets "()" indicate the expansion rate, compared with the lowest cost.

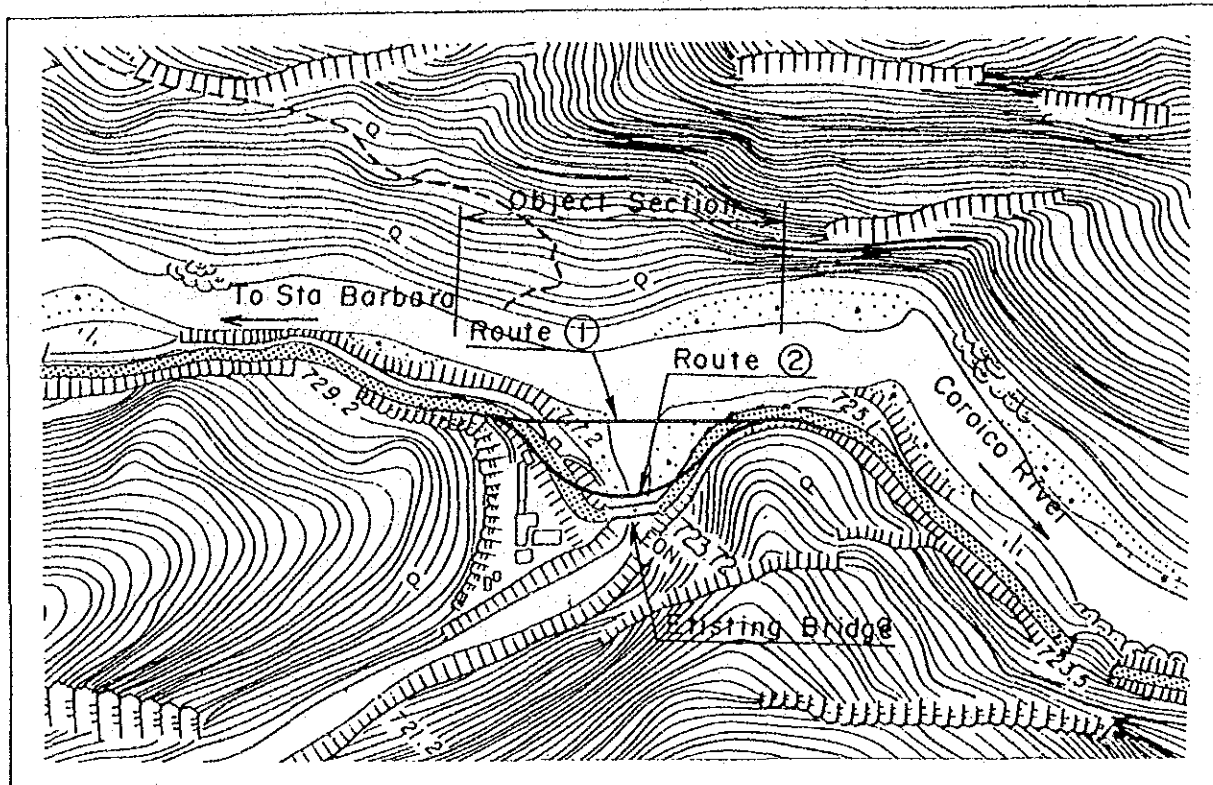
Tabla 4.4-2(4) Puente Alto Choro (2)



Route	①	②	③
Length of Route	300m	460m	
Radius of Curvature	50m	50m	
Volume of Excavation	25770m ³	35900m ³	
Bridge Length	70m	50m	
Depth of Valley	12m	8m	
Ease of Construction	Not Easy	Easy	
Rough Cost Estimation unit:\$1000	\$ 980 (1.02)	\$ 960 (1.00)	
Selected Route	Route 2 (20m downstream from the existing bridge)		
Reasons for Selection	1. Gentle vertical gradient (Refer to Note below) 2. Easy construction work 3. Almost equal cost Note: The proposed vertical gradient of the new bridge becomes more gentle when it is as near the existing bridge as possible, because of the steep vertical gradient of the existing road as shown in () of the above figure.		

Brackets "()" indicate the expansion rate, compared with the lowest cost.

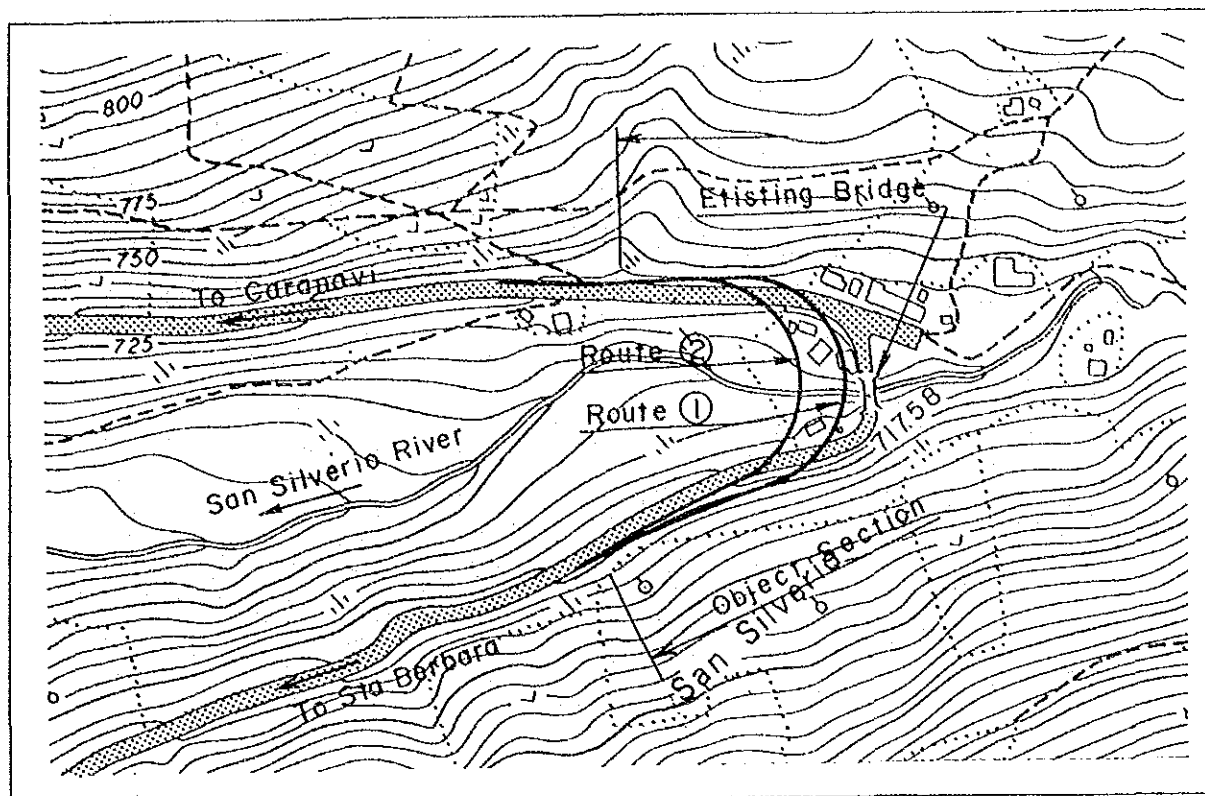
Tabla 4.4-2(5) Puente Pto. León



Route	①	②	③
Length of Route	150m	180m	
Radius of Curvature		50m	
Volume of Excavation	8647m ³	23060m ³	
Bridge Length	55m	30m	
Depth of Valley			
Ease of Construction	Easy	Not Easy	
Rough Cost Estimation unit:\$1000	\$ 550 (1.00)	\$ 610 (1.11)	
Selected Route	Route 1		
Reasons for Selection	<ol style="list-style-type: none"> 1. Small volume of excavation 2. Smooth horizontal road alignment 3. Easy construction work because of shallow water 4. Almost equal cost 		

Brackets "()" indicate the expansion rate, compared with the lowest cost.

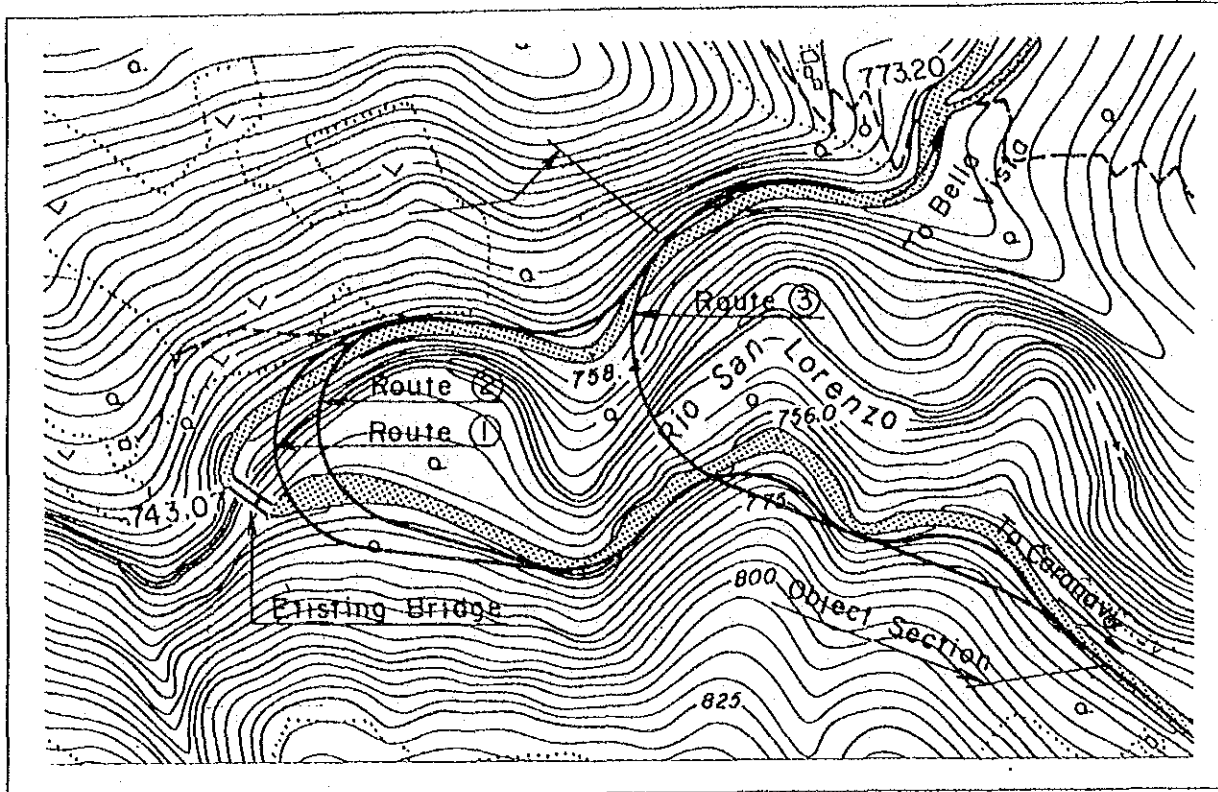
Tabla 4.4-2(6) Puente San Silverio



Route	①	②	③
Length of Route	280m	240m	
Radius of Curvature	50m	50m	
Volume of Excavation	9980m ³	4264m ³	
Bridge Length	40m	50m	
Depth of Valley	12.0m	13.0m	
Ease of Construction	Easy	Easy	
Rough Cost Estimation unit:\$1000	\$ 540 (1.03)	\$ 520 (1.0)	
Selected Route	Route 2 (30m downstream from the existing bridge)		
Reasons for Selection	<ol style="list-style-type: none"> 1. Small volume of excavation 2. No removal of houses 3. Almost equal cost 4. No problem for construction work 		

Brackets "()" indicate the expansion rate, compared with the lowest cost.

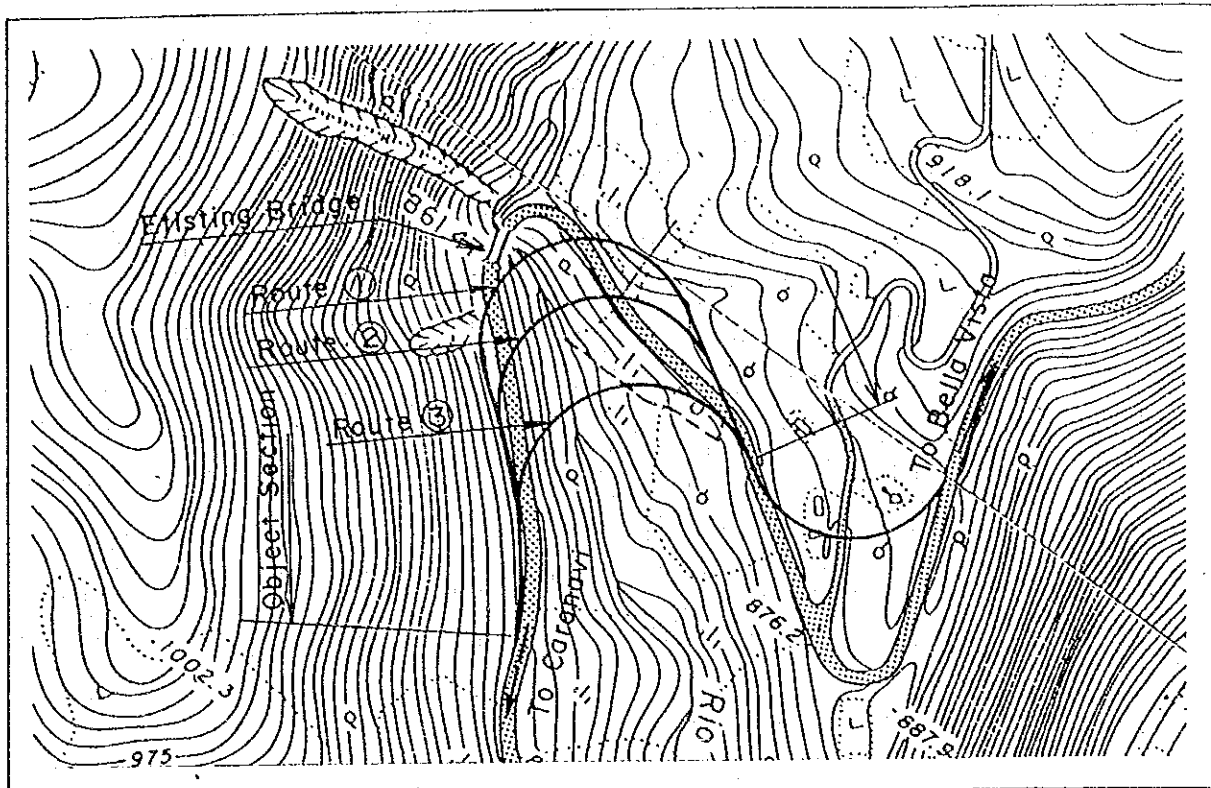
Tabla 4.4-2(7) Puente San Lorenzo



Route	①	②	③
Length of Route	800m	760m	430m
Radius of Curvature	50m	50m	100m
Volume of Excavation	174600m ³	112660m ³	67340m ³
Bridge Length	50m	60m	130m
Depth of Valley	15m	15m	30m
Ease of Construction	Easy	Easy	Not Easy
Rough Cost Estimation unit:\$1000	\$ 2470 (1.31)	\$ 1880 (1.00)	\$ 2510 (1.34)
Selected Route	Route 2 (50m downstream from the existing bridge)		
Reasons for Selection	1. Lowest cost 2. Smaller volume of excavation than route 1 3. Easy construction work like route 1		

Brackets "()" indicate the expansion rate, compared with the lowest cost.

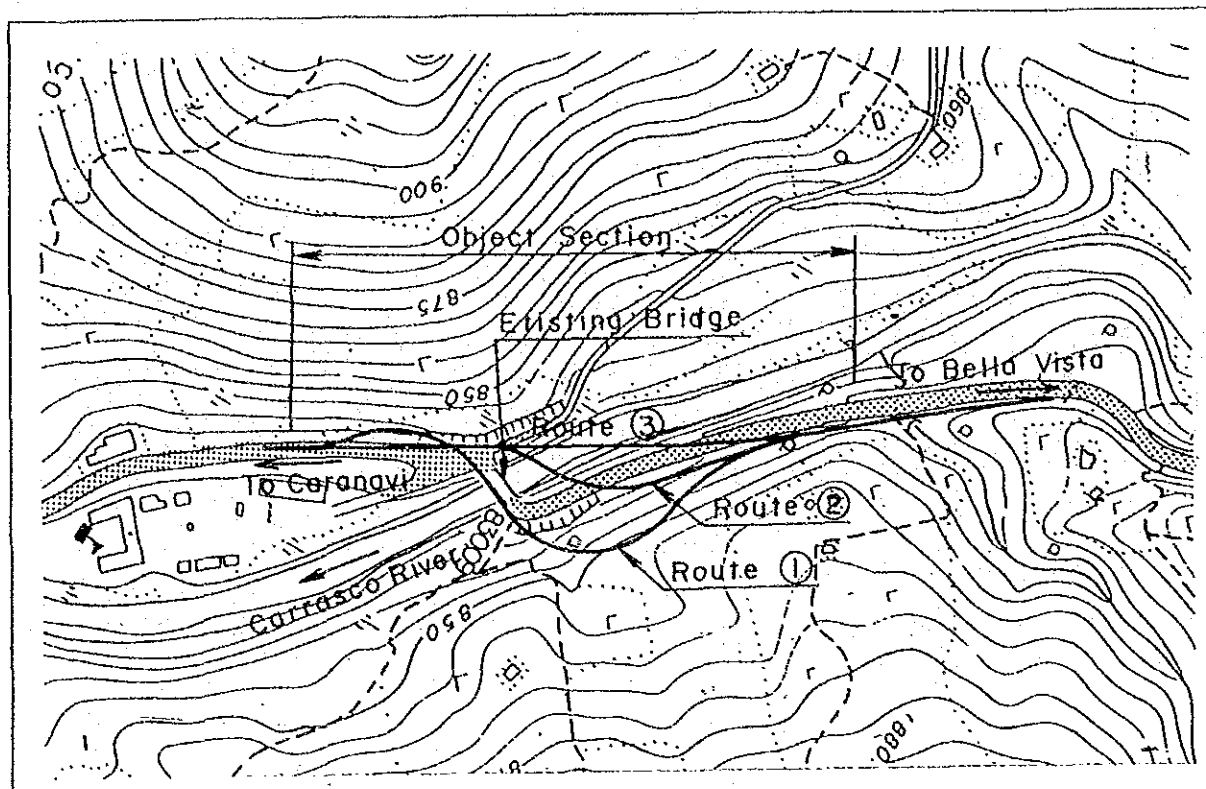
Tabla 4.4-2(8) Puente Espiritu



Route	①	②	③
Length of Route	360m	300m	215m
Radius of Curvature	50m	50m	100m
Volume of Excavation	31290m ³	10350m ³	2400m ³
Bridge Length	35m	50m	100m
Depth of Valley	15m	15m	20m
Ease of Construction	Easy	Easy	Not Easy
Rough Cost Estimation unit:\$1000	\$ 730 (1.13)	\$ 640 (1.00)	\$ 1430 (2.20)
Selected Route	Route 2 (40m downstream from the existing bridge)		
Reasons for Selection	<ol style="list-style-type: none"> 1. Lowest cost 2. Smaller volume of excavation than route 1 3. Same ease of construction as route 1 		

Brackets "()" indicate the expansion rate, compared with the lowest cost.

Tabla 4.4-2(9) Puente Carrasco



Route	① *	②	③
Length of Route	310m	280m	265m
Radius of Curvature		60-60m **	
Volume of Excavation	41100m ³	5470m ³	4290m ³
Bridge Length	23m	30m	65m
Depth of Valley	5.0m	5.0m	5.0m
Ease of Construction	Not Easy	Easy	Easy
Rough Cost Estimation unit:\$1000	\$ 540 (1.45)	\$ 370 (1.00)	\$ 490 (1.32)
Selected Route	Route 2 (30m downstream from the existing bridge)		
Reasons for Selection	1. Lowest cost 2. Smaller volume of excavation 3. Easy construction work		

Note : * Use of the existing bridge

** S-Curve

Brackets "()" indicate the expansion rate, compared with the lowest cost.

Tabla 4.4-3 Resumen de Nuevos Puentes
Requeridos

Name of Bridge	Name of River	Location of Bridge	Length of Bridge	Horizontal Curvature
Point (A)	---	250 m downstream from exist. brid.	L=132.5 m	R=50- -50 m
Patuni	Patuni	45 m downstream from exist. brid.	L=40 m	R=50 m
Challa	Challa	15 m downstream from exist. brid.	L=20 m	R=50 m
Cascada	Cala Cala	the same location as exist. brid.	L=18.5 m	R=1200 m
Alto Choro	Choro	20 m downstream from exist. brid.	L=50 m	R=50 m
Pto. Leon	Quitacarzon	30 m downstream from exist. brid.	L=75 m	straight
Cajones	Cajones	the same location as exist. brid.	L=25 m	R=400 m
Chojña	Chojña	the same location as exist. brid.	L=22 m	straight
San Silverio	San Silverio	30 m downstream from exist. brid.	L=50 m	R=50 m
San Lorenzo	San Lorenzo	50 m downstream from exist. brid.	L=52 m	R=50 m
Espiritu	Espiritu	40 m downstream from exist. brid.	L=52 m	R=50 m
Carrasco	Carrasco	20 m upstream from exist. brid.	L=30 m	R=60 m S-curve
Avaroa	Mula Jihuata	15 m downstream from exist. brid.	L=25 m	R=50 m

4.5 Obras requeridas para prevención de desastres

En esta sección se presentan estudios para la selección de medidas de prevención óptimas para desastres clasificados. Estos estudios se realizaron de acuerdo con el diagrama de flujo que se presenta a continuación (Fig. 4.5-1). Cada punto estudiado se describe en el inciso numerado en el extremo derecho de cada marco.

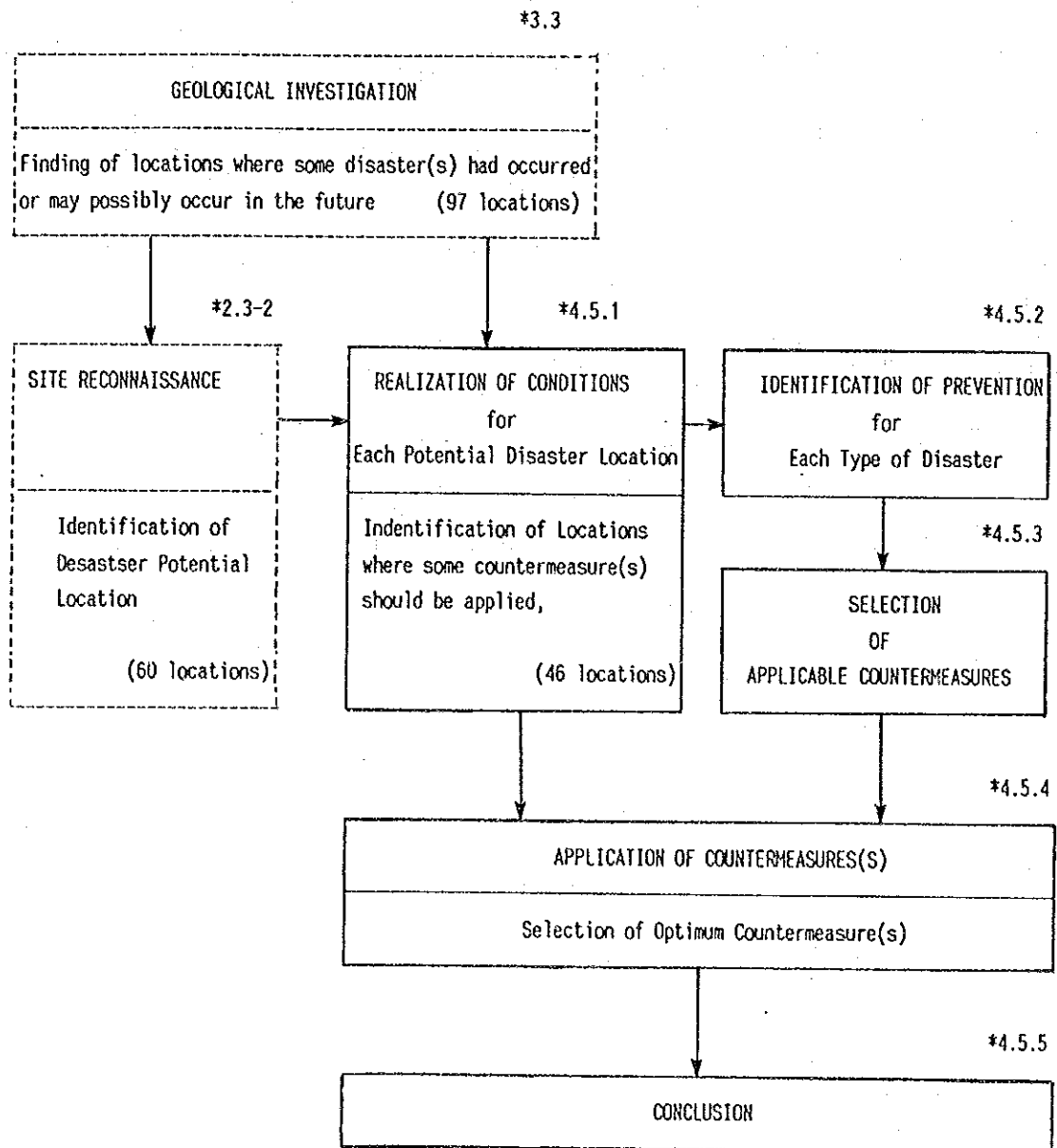


Fig. 4.5-1 Metodología para selección de medidas de prevención

En Fig. 4.5-1, se indican con línea punteada los estudios realizados. El objeto fue el de identificar lugares potenciales de desastre.

Se procedió de la siguiente manera :

Inicialmente, como se describe en el Capítulo 3, INVESTIGACION GEOLOGICA, todos los lugares donde ocurrió un desastre o donde existe la posibilidad de ocurrencia futura, fueron seleccionados y clasificados según su estabilidad, como sigue :

Grado I	: estable	37 lugares
II	: inestable con lluvias	41 lugares
III	: inestable	19 lugares

Total 97 lugares

Seguidamente, como se describe en 2.3.2, Resultados de reconocimiento del terreno después de evaluar la condición y características de cada ubicación, se confirmaron e identificaron las siguientes :

- Como las ubicaciones Grado I están confirmadas como evidentemente estables, se considera que no son potenciales de ningún desastre.
- Se confirmó que las ubicaciones Grados II y III tienen potenciales de desastre.

Entonces, se nominó a las ubicaciones Grados II y III como correpondientes a puntos potenciales de desastre.

En la sección 4.5-1 Determinación de condiciones los lugares donde se deben aplicar medidas de prevención están identificados fuera de los puntos potenciales de desastre, es decir, las ubicaciones Grados II y III.

4.5.1 Determinación de condiciones para cada ubicación de desastre potencial

La ubicación de cada punto identificado como desastre potencial se muestra en Fig. 4.5-2. Las condiciones de estos puntos están aclaradas mediante investigación geológica y reconocimiento del terreno, como se presenta en Tabla 4.5-1.

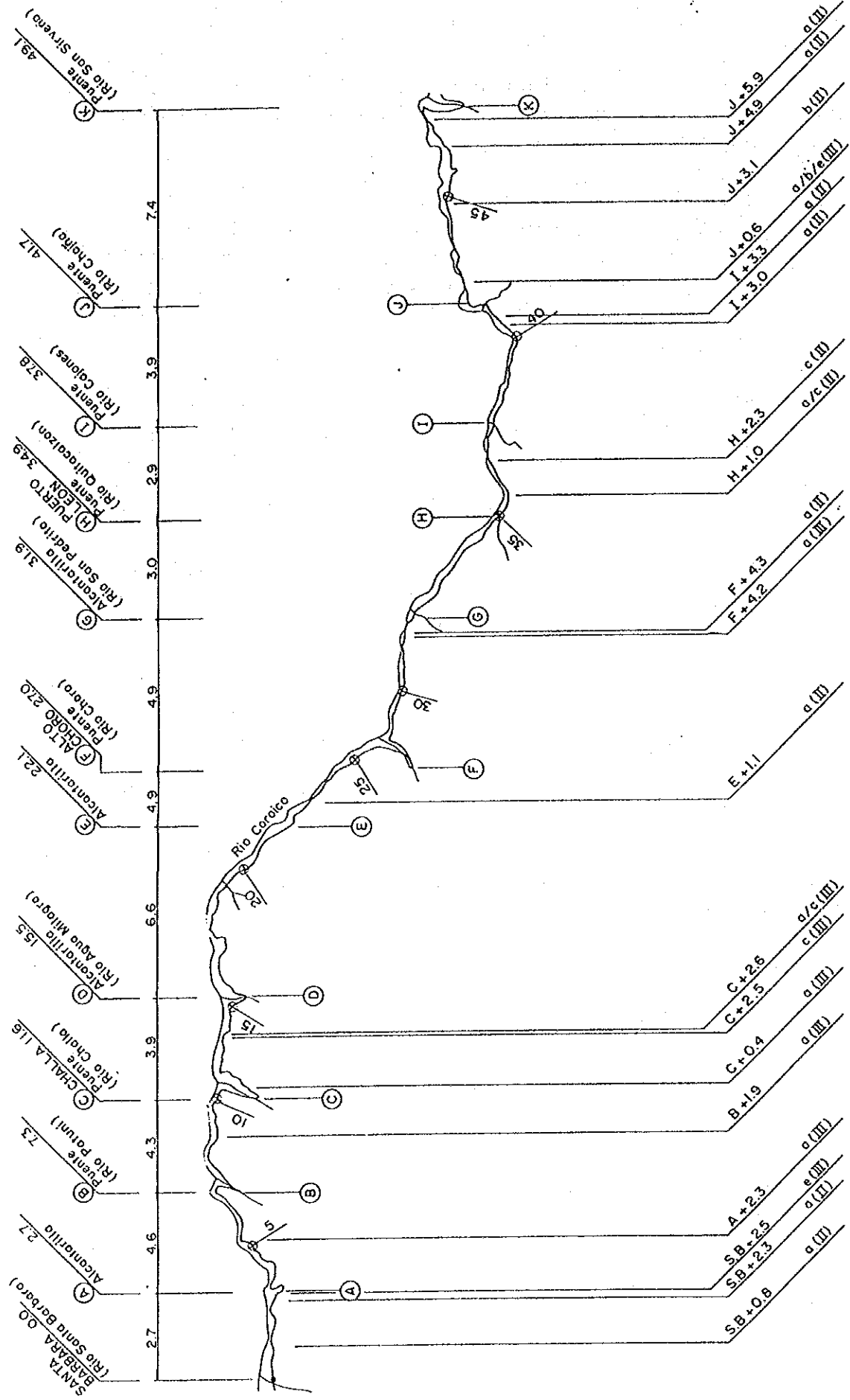


FIG. 4.5-2(1) UBICACION DE DESASTRES POTENCIALES

Tabla 4.5-1 (1) Condiciones de Ubicaciones de Desastre Potencial

Station	Type of ²⁾ Disaster				Stability ⁴⁾	Material	Site Condition				Slope Gradient			Remarks	
	Existing Alignment	a	b	c			d	e	f	g	h	i	Natural		Cut
S.B +0.8	No. 0+700	●				Soil w/gravel	II	Grade				45°	60°	1.5:1 (56°)	
S.B +2.3	No. 2+200	●				-ditto-	II					45°	60°	1.5:1	
S.B +2.5 ¹⁾	-		●			-ditto-	III			L		30°	-	1.5:1	A better detour than the existing road was found.
A +2.3	No. 4+375	●				unsound rock	II					40°	45°	2.0:1 (63°)	
B +1.9	No. 8+100	●				-ditto-	III					60°	80°	2.0:1	
C +0.4	No. 10+900	●				soil w/gravel	III					40°	70°	1.5:1	
C +2.5	No. 12+600	●				unsound rock	III		B			60°	-	2.0:1	
C +2.6	No. 12+760	●	▲			-ditto-	III		B			60°	70°	2.0:1	
E +1.1	No. 21+200	●				-ditto-	II					-	-	2.0:1	
F +4.2	No. 29+500	●				soil w/gravel	III					35°	55°	1.5:1	
F +4.3	No. 29+600	●				unsound rock	II					-	-	2.0:1	
H +1.0	No. 33+700	●	▲			-ditto-	II		C			-	60°	2.0:1	
H +2.3	No. 35+560	●				-ditto-	II		B			-	70°	2.0:1	
I +3.0	No. 38+740	●				soil w/gravel	II					30°	60°	1.5:1	
I +3.3	No. 39+30	●				unsound rock	III					40°	65°	2.0:1	
J +0.5	No. 40+300	●	▲			-ditto-	III			L		60°	90°	2.0:1	Disaster "b" would be solved by cut slope protection work.
J +3.1	-		●			soil w/gravel	II					40°	55°	1.5:1	The location would be avoided by means of improvement of horizontal alignment.
J +4.9	No. 44+400	●				-ditto-	II					60°	55°	1.5:1	
J +5.9	No. 45+230	●				unsound rock	II					60°	55°	2.0:1	
K +0.8	No. 47+520	●				-ditto-	II					40°	55°	2.0:1	

Notes: 1) The location indicated with an asterisk on left side of this table, means the location where would not be necessary to consider any countermeasures for the reason described in the remarks.
 2) Stations indicated according to nominal of milestones on the existing road defined in "2.3.2(1)".
 3) A: Out slope failure; B: independent slope failure; C: rock fall; D: debris/earth flow; E: debris/earth flow; F: debris/earth flow; G: debris/earth flow; H: debris/earth flow; I: debris/earth flow; J: debris/earth flow; K: debris/earth flow.
 4) I: Grade; II: Slope; III: Unsound rock.
 5) The location indicated with an asterisk, means the disaster which would not be necessary to consider any countermeasures for the reason described in the remarks.
 6) The location indicated with a circle, means the location where remarkable seepage water would occur. The location indicated with a triangle, means the location where little seepage water would occur.
 7) The condition should be considered for rock falls. Each location shall be graded by the scale of boulders which would fall. A: Large scale; B: Medium Scale; C: Small scale.
 8) The condition should be considered for rock falls. The spot where sufficient road side clearance is possible, 2: the spot where sufficient clearance is possible on top of the slope.
 9) The condition should be considered for debris/earth flow. L: The spot where large debris/earth flow area would be considered; S: The spot where small debris/earth flow area would be considered.

Tabla 4.5-1 (2) Condiciones de Ubicaciones de Desastre Potencial

Station	Type of Disaster					Stability Grade	Material	Site Condition				Slope Gradient			Remarks
	a	b	c	d	e			Seepage Water	Scale of Boulders	Clearance	Area of debris/earthflow	Natural	Cut	Aft. Improv.	
K +2.2	No. 49+210				●	II	Soil w/gravel	Δ			S	15°	55°	1.5:1	
L +0.0		▲			●	II	soil	-			L	50°	45°	1.0:1	The location would be avoided by means of improvement of vertical alignment.
L +2.1		▲			●	II	-ditto-	-			L	45°	50°	1.0:1	(45°) -ditto-
L +3.0	No. 52+200	●				II	-ditto-	-				20°	50°	1.0:1	
L +6.1	No. 55+500	●				II	soil w/gravel	-				45°	50°	1.5:1	
M +1.2	No. 57+750	●	▲			II	unsound rock	-				40°	50°	2.0:1	Disaster "b" would be solved by means of improvement of horizontal alignment.
M +1.5	No. 58+200	●				III	soil	-				20°	-	1.0:1	
N +1.4	No. 56+0	●				II	unsound rock	-				30°	50°	2.0:1	
N +2.0	No. 56+500	●				II	soil w/gravel	-				30°	50°	1.5:1	
N +3.0	No. 58+440	●				III	soil	-				25°	60°	1.0:1	
N +3.4	No. 58+820				●	II	-ditto-	Δ			S	25°	70°	1.0:1	The location would be avoided by means of improvement of horizontal alignment.
N +4.2		●				II	-ditto-	-				-	-	1.0:1	
N +4.7	No. 70+100	●				II	-ditto-	-				-	65°	1.0:1	
O +1.2	No. 71+800				●	II	unsound rock	-			S	-	-	2.0:1	
O +1.7					●	II	soil	-			S	-	-	1.0:1	The location would be avoided by means of improvement of vertical alignment.
O +3.1	No. 73+880	▲			●	II	-ditto-	-			S	-	-	1.0:1	Disaster "a" would be solved by means of improvement of horizontal alignment.
P +0.9	No. 75+570	●				III	unsound rock	-				-	63°	2.0:1	
P +1.7	No. 76+320	●				II	-ditto-	-				60°	-	2.0:1	Spalling of slope surface would occur.
P +3.5	No. 77+800	●				III	soil	Δ				15°	-	1.0:1	
P +3.7	No. 78+100	●				II	-ditto-	-				20°	50°	1.0:1	

Notes: 1) The location indicated with an asterisk on left side of this table, means the locations where would not be necessary to consider any countermeasures for the reason described in the remarks.
 2) Stations indicated according to nominal of milestones on the existing road defined in "2.3.2(3)".
 3) a: Cut slope failure, b: Embankment slope failure, c: Rock fall, d: Landslide, e: Debris/earth flow, ●: Main disaster, ▲: Subordinate disaster (S)
 4) The type of disaster indicated with an asterisk means the disaster which would not be necessary to consider any countermeasures for the reason described in the remarks.
 5) I: Unstable when it rains, II: Unstable
 6) The location indicated with a circle, means the location where remarkable seepage water would occur. The location indicated with a triangle, means the location where little seepage water would occur.
 7) The condition should be considered for rock falls. Each location shall be graded by the scale of boulders which would fall. A: Large scale, B: Medium Scale, C: Small scale
 8) The condition should be considered for rock falls. I: The spot where sufficient road side clearance is possible, 2: The spot where sufficient clearance is possible on top of the slope
 9) The condition should be considered for debris/earth flow. L: The spot where large debris/earth flow area would be considered, S: The spot where small debris/earth flow area would be considered.

Tabla 4.5-1 (3) Condiciones de Ubicaciones de Desastre Potencial.

Station	Type of Disaster					Stability Grade	Material	Site Condition			Slope Gradient			Remarks		
	Existing Alignment	a	b	c	d			e	Seepage Water	Scale of Boulders	Area of debris car/flow	Natural	Cut		Aft. Improv.	
P +4.0	No. 78+600	●					unsound rock	-			20°	40°	2.0:1			
P +4.9	No. 79+500	●					soil	-			35°	45°	1.0:1			
Q +0.0	-					II	-ditto-	-		S	40°	60°	1.0:1	The location would be avoided by means of improvement of horizontal alignment.		
Q +0.6	No. 80+350	●				III	-ditto-	-			40°	60°	1.0:1			
R +0.3	No. 82+400	●				II	soil w/gravel	-			40°	60°	1.5:1			
R +1.5	-					III	unsound rock	-			45°	60°	2.0:1	The location would be avoided by means of improvement of horizontal alignment.		
R +1.8	No. 84+350	●				II	soil w/gravel	-			-	-	1.5:1			
R +2.8	-					II	-ditto-	-			50°	80°	1.5:1	The location would be avoided by means of improvement of horizontal alignment.		
S +2.9	-					II	unsound rock	Δ			70°	-	2.0:1	The location would be avoided by means of improvement of vertical alignment.		
T +1.2	-					II	soil w/gravel	Δ			-	-	1.5:1	-ditto-		
T +1.4	-					II	-ditto-	-			35°	60°	1.5:1	-ditto-		
T +2.5	No. 92+900	●				II	unsound rock	-	B		60°	80°	2.0:1			
T +5.3	-					II	-ditto-	○			55°	70°	2.0:1	The location would be avoided by means of improvement of vertical alignment.		
T +6.2	-					II	soil w/gravel	○			70°	-	1.5:1	-ditto-		
V +0.2	No. 101+475	●				II	unsound rock	-			-	40°	2.0:1			
V +2.8	No. 103+190					II	soil w/gravel	-		S	20°	-	1.5:1			
W +0.0	No. 104+20					III	soil	-			10°	45°	1.0:1			
W +0.3	No. 104+670					III	-ditto-	-			10°	45°	1.0:1			
W +1.2	No. 105+440					III	-ditto-	-			10°	45°	1.0:1			
W +3.0	No. 107+500					III	-ditto-	Δ			15°	-	1.0:1			
No. of Spots											34	0	3	4	5	46: Total of Location Requiring Countermeasures (S)

Notes: 1) The location indicated with an asterisk on left side of this table, means the location where would not be necessary to consider any countermeasures for the reason described in the remarks.
 2) Stations indicated according to nominal of milestones on the existing road defined in "2.3.2(1)".
 3) a: Cut slope failure, b: Embankment slope failure, c: Rock fall, d: Landslide, e: Debris/earth flow, ●: Main disaster, A: Subordinate disaster (S)
 4) The type of disaster indicated with an asterisk, means the disaster which would not be necessary to consider any countermeasures for the reason described in the remarks.
 5) I: Unstable when it rains, II: Unstable
 6) The location indicated with a circle, means the location where remarkable seepage water would occur, The location indicated with a triangle, means the location where little seepage water would occur.
 7) The condition should be consider for rock falls. Each location shall be graded by the scale of boulders which would fall. A: Large scale, B: Medium Scale, C: Small scale
 8) The condition should be consider for rock falls. I: The spot where sufficient road side clearance is possible, 2: The spot where sufficient clearance is possible on top of the slope
 9) The condition should be consider for debris/earth flow. L: The spot where large debris/earth flow area would be considered, S: The spot where small debris/earth flow area would be considered.

En la tercera columna de esta tabla, se indican grados de estabilidad de cada punto. Para Grado II se asume que un desastre puede ocurrir a causa de una fuerte precipitación, y para Grado III se asume que un desastre puede ocurrir frecuentemente, en cualquier condición atmosférica.

En otras palabras, se puede decir que los puntos de Grado III tienen mayor probabilidad de desastre que los de Grado II. En la cuarta columna, se indica el material en el talud de cada punto. Estos materiales fueron clasificados en cuatro tipos, en base a resultados de reconocimiento del terreno. Estos tipos son : suelo, suelo con grava, roca blanda y roca sólida. Las pendientes del talud, después de la mejora, que se indican en la sexta columna, fueron determinadas en correspondencia con cada material de talud, como sigue :

suelo	- 1.0 : 1
suelo con grava	- 1.5 : 1
roca blanda	- 2.0 : 1
roca sana	- 4.0 : 1

Todos los desastres tipo (f) (zona fracturada en ubicación de desastre potencial), están acompañados por un tipo (a) (falla de talud), o por un tipo (c) (caída de roca, referida en Tabla 3.3-1). La prevención de estos desastres será posible mediante medidas de prevención del desastre principal. Por lo tanto, desastres tipo (f) fueron excluidos en la antemano de Tabla 4.5-1.

[Identificación de puntos donde se deben aplicar algunas medidas de protección]

Los desastres tipo (b) se pueden evitar mediante mejoras en alineamientos horizontal y vertical. Además, todos los desastres subordinados al tipo (b) también pueden ser evitados mediante mejoramiento de alineamiento horizontal o trabajos de protección de cortes en talud. Entonces, no sería necesario considerar medidas de protección para desastres tipo b, si se logran las mejoras en el alineamiento.

Los puntos donde en el futuro podrían ocurrir deslizamientos están concentrados en la zona de Bella Vista. Como

esta area de desastre potencial abarca toda la zona, sería imposible encontrar una ruta de variantes que evite posibles daños futuros por deslizamientos. Además, durante la investigación en sitio, se ha confirmado que todos los puntos potenciales de desastre a lo largo del camino existente, al presente se han estabilizado, y es pequeña la posibilidad de ocurrencia de deslizamientos serios en el futuro inmediato.

Considerando estos dos puntos, el mejoramiento del camino en esta zona se debe efectuar mediante el incremento del ancho y el ajuste del alineamiento existente, así como con la implementación de obras apropiadas para la prevención de deslizamientos.

A lo largo del camino existente, están ubicados cuatro puntos donde existe la posibilidad de ocurrencia de derrumbes de escombros/tierra de gran magnitud. Estos puntos son los siguientes :

- Santa Bárbara + 2.5 km (derrumbe de escombros
/tierra es el desastre principal)
- Punto J + 0.6 km (derrumbe de escombros
/tierra es desastre subordinado)
- Punto L + 0.0 km (derrumbe de escombros
/tierra es el desastre principal)
- Punto L + 2.1 km (derrumbe de escombros
/tierra es el desastre principal)

Los puntos L + 0.0 km y L + 2.1 km pueden ser eliminados de esta relación, debido a que es indispensable un nuevo trazado en la ruta para mejorar el alineamiento vertical en aquel sector, y como resultado este trazado estará bastante alejado de estos dos puntos.

Con relación al punto Santa Bárbara + 2.5 km, se encontró un trazado de variante que es mejor al del camino existente. Por el contrario, debido a la empinada topografía, no se encontró un variante para evitar el Punto J + 0.6 km.

Además, otros seis puntos de desastre "Tipo a" pueden ser evitados mediante mejoras en los alineamientos horizontal y vertical.

Como conclusión, se identificaron 46 lugares donde se deberían aplicar medidas de prevención.

4.5.2 Identificación de prevención para cada tipo de desastre

(1) Desastre tipo "a" (falla de talud)

Como se describió en inciso 2.3.2 - "Resultados de reconocimiento del terreno" y en Capítulo 3 - "Investigación geológica", se asumió que todas las fallas de talud a lo largo del camino existente son fallas superficiales. Así, este tipo de desastres podrían ser prevenidos mediante algunos trabajos de protección de talud, incluyendo muros de contención.

(2) Desastre tipo "c" (caída de rocas)

Se asume que todas las caídas de roca que requieren medidas de protección, han sido causadas por fisuras abiertas en la roca. Así, el desastre podría ser prevenido mediante las llamadas obras de retención.

(3) Desastre tipo "d" (deslizamiento)

En vista de que un deslizamiento (en general) ocurre lentamente, no es difícil encontrar evidencia de su inicio. Una observación constante y cuidadosa del terreno es el factor más importante en la disminución de daños al camino. Además, es indispensable prevenir la infiltración de aguas superficiales en el sub-suelo, considerando que ésta es la principal causa de deslizamientos.

(4) Desastre tipo "e" (arrastre de escombros/tierra)

Es evidente la existencia de depósitos de escombros aguas arriba de los sectores de flujo de escombros. Sin embargo, en vista de la dificultad en pronosticar el volumen de depósito que fluye en un desastre, se deben instalar obras para la retención de la totalidad de los depósitos, a lo largo del lecho de la corriente.

4.5.3 Selección de medidas de protección aplicables

En base a la identificación de prevención de cada tipo de desastre, descrita en 4.5.2, fueron seleccionadas las medidas de protección que fueron adoptadas en forma práctica en similares proyectos de caminos. El rango aplicable de estas medidas de protección se presenta en la Tabla 4.5-2.

(1) Medidas de protección aplicables para desastre tipo "a"

Como se presentó en la Tabla 4.5-2(1), los rangos aplicables están indicados para grados de estabilidad, material del talud, aplicabilidad para infiltración de agua, pendiente del talud y altura/longitud del talud.

Como se describe en 4.5.1 - Determinación de condiciones, el grado III indica que la posibilidad de desastre es mayor que en grado II. Así, en el trabajo de protección del talud que tiene una estructura más firme, se debería adoptar para lugares de grado III. Los otros rangos aplicables para cada trabajo de protección de talud se determinaron de acuerdo a las características estructurales y a experiencia práctica.

(2) Medidas de protección aplicables para desastre tipo "c"

El rango aplicable para cada una de las obras de retención se presenta en la Tabla 4.5-2(2). Como se describe en esta tabla, cada aplicación depende principalmente del tamaño de las piedras.

(3) Medidas de protección aplicables para desastre tipo "d"

Obras de drenaje sub-superficial se deben adoptar para prevenir la infiltración de aguas superficiales en el subsuelo, considerando las condiciones de cada area específica del deslizamiento.

(4) Medidas de protección aplicables para desastre tipo "e"

En lugares donde se consideran pequeños flujos de escombros/tierra, se deben adoptar diques de gaviones o de hormigón, dependiendo de la probabilidad de un desastre.

Tabla 4.5-2 (1) Resumen de Mesisas Aplicables para Desastre Tipo a

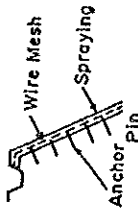
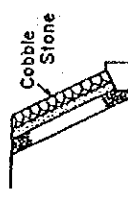
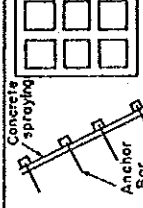
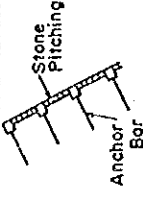
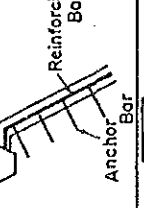
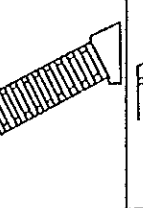
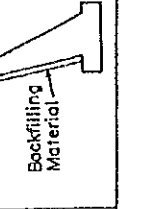
Type of Countermeasure	Illustration	Applicable Grade	Applicable Material	Applicability for seepage water	Applicable Slope Gradient	Limit of Slope Height	Limit of Slope Length	Remarks
Type 1: Concrete Spraying		II	for unsound rock or sound rock	Not applicable for any seepage water	practically gentler than 4.0:1	—	—	It is most economical in all slope protection works. Thus, it should be applied, if the spot is adaptable these conditions.
Type 2: Stone Masonry Retaining wall		II	for soil or talus layer	Applicable for little seepage water	3.3:1 2.5:1 2.0:1	3.0m 5.0m 7.0m	— (height)	Adaptable to the spot where is advantageous from topographical view point.
Type 3: Concrete Crib with concrete spraying and Anchoring		II / III	for soil with gravel or unsound rock	Applicable for little seepage water	practically gentler than 2.0:1	— (length)	Practically less than 13.0m for a slope	
Type 4: Concrete Crib with stone pitching and Anchoring		II / III	for soil or soil with gravel or unsound rock	Applicable for remarkable seepage water	practically gentler than 1.0:1	— (length)	Practically less than 13.0m for a slope	Adaptable to the spot where remarkable seepage water would exist.
Type 5: Concrete Pitching and Anchoring		II / III	for soil or talus layer	Applicable for little seepage water	practically gentler than 1.0:1	— (length)	Practically less than 10.0m	
Type 6: Grid Type Concrete Retaining Wall		II / III	for soil or soil with gravel or unsound rock	Applicable for remarkable seepage water	3.3:1 2.5:1 2.0:1	18.0m 22.5m 30.0m	— (height)	Adaptable to the spot where is advantageous from topographical view point.
Type 7: Supported Type Concrete Retaining Wall		III	for soil or talus layer	Applicable for little seepage water	practically gentler than 2.0:1	practically lower than 15.0m	— (height)	- ditto -

Tabla 4.5-2 (2) Resumen de Mesisas Aplicables para Desastre Tipo c


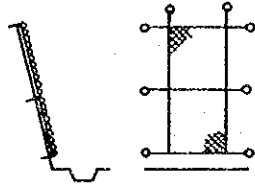
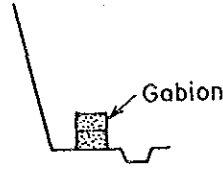
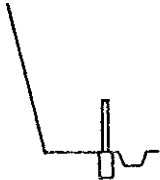
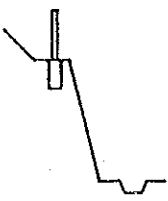

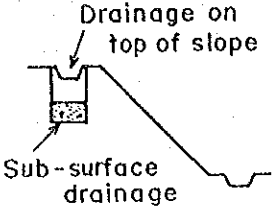
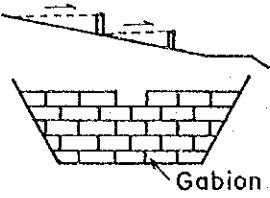
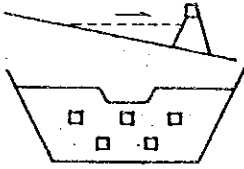
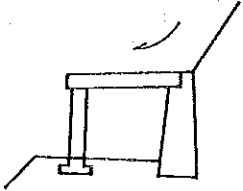
Type of Countermeasure	Illustration	Applicable Grade	Applicable Site Concition
Type 8: Catch Ditch		II	The spot where small scale of boulders would fall, and sufficient road side clearance is possible.
Type 9: Catch Netting		II / III	The spot where medium/small scale of boulders would fall, or spalling of slope surface (type A) would occur.
Type 10: Gabion Catch Wall		II	The spot where small scale of boulders would fall, or spalling of slope surface (type A) would occur.
Type 11: Catch Fence installed at road side		II / III	The spot where midium scale of boulders would fall.
Type 12: Catch Fence installed at top of slope		III	The spot where large scale of boulders would fall, and sufficient clearance is possible on top of the slope.
Type 13: Concrete Catch Wall		III	The spot where large scale of boulders would fall.

Tabla 4.5-2 (3) Resumen de Mesisas Aplicables para Desastre Tipo d ó e

Type of Countermeasure	Illustration	Applicable Grade	Applicable Site Concition
Type 14: Sub-surface Drainage for Landslide		II / III	Applicable to the spot where little seepage water would occur.
Type 15: Gabion Dam for Debris/earth flow		II	Applicable to the spot where debris/earth flow would occur when it rains.
Type 16: Concrete Dam for Debris/earth flow		III	Applicable to the spot where frequent debris/earth flow would occur.
Type 17: Debris/earth flow shed		II / III	Applicable to the spot where installation of clam(s) would be difficult becaure of steep and narrow stream bed and sufficient road side clearance would not be secured.

Por otra parte, en el punto J + 0.6 km, se consideró difícil encontrar un variante, debido a la empinada topografía, a pesar de que este sector constituye un área de desastre potencial, considerablemente ancha. Considerando la magnitud y las condiciones, se debería instalar una cubierta (túnel artificial) para evitar completamente daños por el flujo.

4.5.4 Aplicación de medidas de protección

Con el propósito de determinar las medidas de protección aplicables, dentro de los rangos especificados en la Tabla 4.5-2, se recomendó un diagrama, que se muestra en la Fig. 4.5-3. La aplicación práctica de estas medidas de protección se realizó punto por punto, de acuerdo al siguiente procedimiento :

- 1) Determinación de medidas aplicables, usando Fig. 4.5-3
- 2) Comparación de las medidas determinadas, desde los puntos de vista de costo y/o condición topográfica.
- 3) Selección de medidas de protección óptimas.

Los resultados se resumen en Tabla 4.5-3. Además, las descripciones detalladas con relación a la comparación y selección, se presentan en el Apéndice 4-(1) a (24).

4.5.5 Conclusión

Como resultado de la selección de medidas de protección óptimas, se adoptaron 11 tipos, de entre todas las medidas posibles. Estas medidas, y su cantidad, están resumidas en Tabla 4.5-4. En conclusión, se adoptaron 5 tipos de obras de protección para fallas de talud, 3 tipos de obras de retención para caída de rocas, un tipo de obra de prevención para deslizamientos, un tipo de obra de retención y un tipo de obra de prevención para flujos de escombros/tierra.

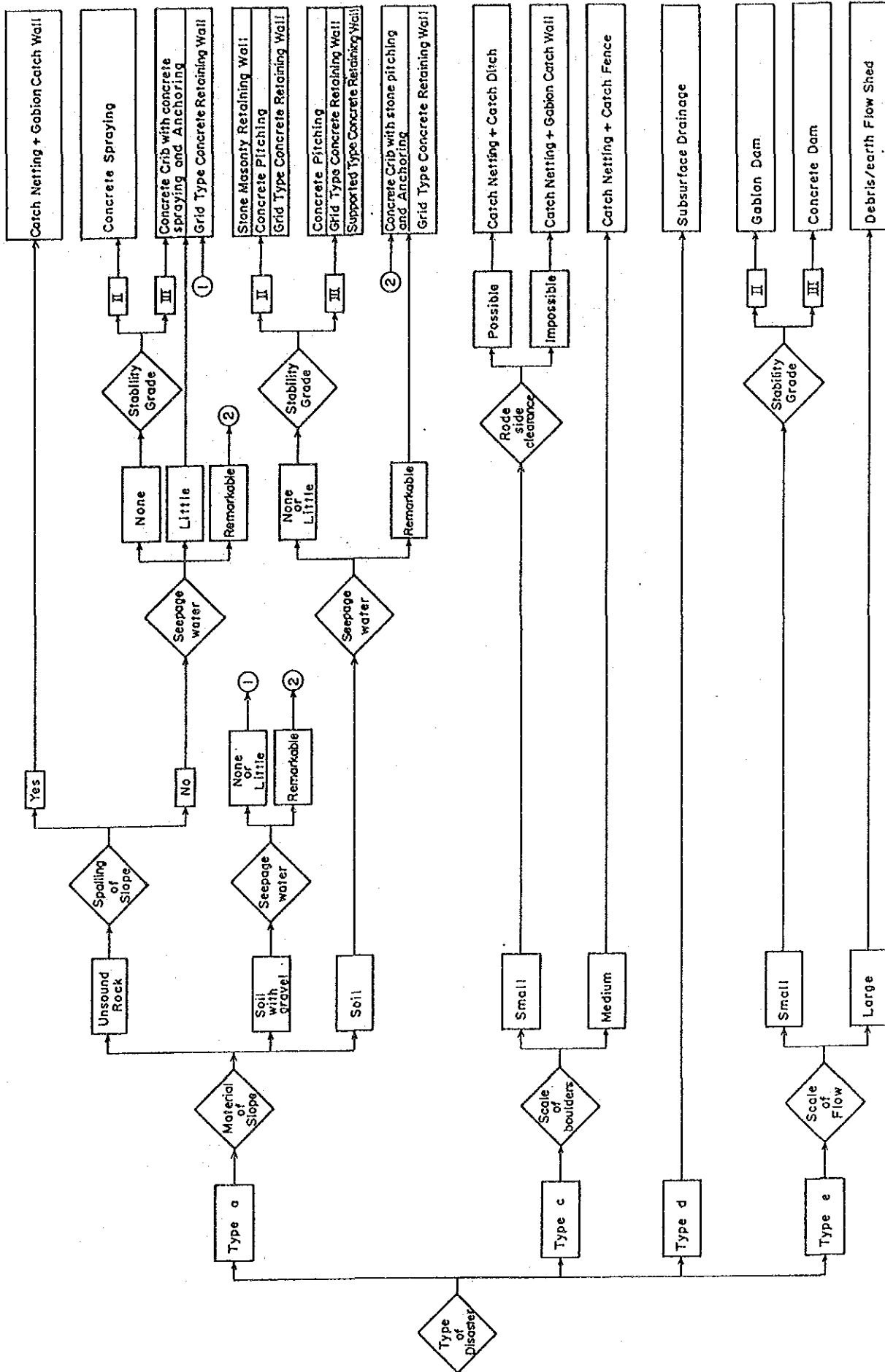


Fig. 4.5-3 Aplicación de Medidas de Prevención y/o Protección

Tabla 4.5-3 (1) Comparación de Medidas de Prevención y/o Protección

Spot	Station on Existing Alignment		S. D+0.8		S. D+2.3		A +2.3		B +1.9		C +0.4		C +2.5		C +2.6		E +1.1		F +4.2		F +4.3		H +1.0	
	Station on New Alignment		No. 0+700	No. 2+200	No. 4+375	No. 8+100	No. 10+900	No. 12+600	No. 12+780	No. 21+200	No. 29+500	No. 29+500	No. 29+500	No. 29+500	No. 29+500	No. 29+500	No. 29+500	No. 29+500	No. 29+500	No. 29+500	No. 29+500	No. 29+500	No. 29+500	No. 33+700
Disaster type and the Grade		A (II)	A (II)	A (II)	A (III)	A (III)	A (III)	A (III)	A (III)	A (III)	A (III)	A (III)	A (III)	A (III)	A (III)	A (III)	A (III)	A (III)	A (III)	A (III)	A (III)	A (III)	A (III)	A (III)
Type 1	Concrete Spraying			●										●										
Type 2	Stone Masonry Retaining Wall																							
Type 3	Concrete Crib with concrete spraying and Anchoring	△	●		●																			
Type 4	Concrete Crib with stone pitching and Anchoring																							△
Type 5	Concrete pitching and Anchoring																							
Type 6	Grid Type Concrete Retaining Wall	●	△		△																			●
Type 7	Supported Type Concrete Retaining Wall																							
Type 8	Catch Ditch																							
Type 9	Catch Netting																							
Type 10	Gabion Catch Wall																							●
Type 11	Catch Fence installed at road side																							
Type 12	Catch Fence installed at top of slope																							
Type 13	Concrete Catch Wall																							
Type 14	Sub-surface Drainage for Landslide																							
Type 15	Gabion Dam for Debris/earth Flow																							
Type 16	Concrete Dam for Debris/earth Flow																							
Type 17	Debris/earth Flow Shed																							
4) Selection Factor		C	T	-	T	T	T	T	T	T	T	T	T	T	T	T	T	T	T	T	T	T	T	C/T
Remarks (Appendix No.)		4-(1)	4-(2)		4-(3)	4-(4)								Peculiar Location	4-(5)									4-(7)

Notes: 1) Stations indicated according to nominal of milestones on the existing road defined in "2.3.2(1)".
 2) A: Cut slope failure, C: Rock fall, D: Landslide, E: Debris/earthflow, II: Unstable when it rains, III: Unstable
 3) ●: Optimum Countermeasure (S), △: Possible Countermeasure (S)
 4) C: Cost, T: Topographical Condition
 5) Due to steep Topographical condition, the stable slope gradient would not be applied to this location. Thus, Concrete Spraying should be applied to prevent the rock fall instead of Catch Netting + Catch Fence.

Tabla 4.5-3 (2) Comparación de Medidas de Prevención y/o Protección

Spot	Station on Existing Alignment		H+2.3	I+3.0	I+3.3	J+0.6	J+4.9	J+5.9	K+0.8	K+2.2	L+3.0	L+6.1	M+1.2
	No. 35+560	No. 33+740											
Station on New Alignment													
Disaster type and the Grade													
Type 1	Concrete Spraying							●					●
Type 2	Stone Masonry Retaining Wall										●		
Type 3	Concrete Crib with concrete spraying and Anchoring	●		△		●						●	
Type 4	Concrete Crib with stone pitching and Anchoring												
Type 5	Concrete pitching and Anchoring										△		
Type 6	Grid Type Concrete Retaining Wall	△		●		△					△		△
Type 7	Supported Type Concrete Retaining Wall												
Type 8	Catch Ditch												
Type 9	Catch Netting	●											
Type 10	Gabion Catch Wall												
Type 11	Catch Fence installed at road side	●											
Type 12	Catch Fence installed at top pf slope												
Type 13	Concrete Catch Wall												
Type 14	Sub-surface Drainage for Landslide												
Type 15	Gabion Dam for Debris/earth Flow												●
Type 16	Concrete Dam for Debris/earth Flow												
Type 17	Debris/earth Flow Shed				● ³⁾								
*1 Selection Factor													
Remarks (Appendix No.)													
- T C 4-(8) 4-(9) 4-(10) C/T 4-(11) T 4-(12)													

Notes: 1) Stations indicated according to nominal of milestones on the existing road defined in "2.3.2(1)".
 2) A:Cut slope failure, C:Rock fall, D:Landslide, E:Debris/earthflow, H:Unstable when it rains, III:Unstable
 3) ●:Optimum Countermeasure(S), △:Possible Countermeasure(S)
 4) C:Cost, T:Topographical Condition

Tabla 4.5-3 (3) Comparación de Medidas de Prevención y/o Protección

Spot	Station on Existing Alignment		M +1.5	N +1.4	N +2.0	N +3.0	N +3.4	N +4.7	O +1.2	O +3.1	P +0.9	P +1.7	P +3.6	P +3.7
	No. 58+200	No. 66+500												
Station on New Alignment		A (III)	A (II)	A (II)	A (III)	E (II)	E (II)	A (II)	E (II)	E (II)	A (III)	A (II)	A (III)	A (II)
Disaster type and the Grade														
Type 1	Concrete Spraying		●											
Type 2	Stone Masonry Retaining Wall							Δ						●
Type 3	Concrete Crib with concrete spraying and Anchoring			●							●			
Type 4	Concrete Crib with stone pitching and Anchoring													
Type 5	Concrete pitching and Anchoring	●			Δ			●					●	Δ
Type 6	Grid Type Concrete Retaining Wall	Δ		Δ	●			Δ			Δ		Δ	Δ
Type 7	Supported Type Concrete Retaining Wall	Δ												Δ
Type 8	Catch Ditch													
Type 9	Catch Netting											●		
Type 10	Gabion Catch Wall											●		
Type 11	Catch Fence installed at road side													
Type 12	Catch Fence installed at top of slope													
Type 13	Concrete Catch Wall													
Type 14	Sub-surface Drainage for Landslide													
Type 15	Gabion Dam for Debris/earth Flow						●		●					
Type 16	Concrete Dam for Debris/earth Flow													
Type 17	Debris/earth Flow Shed													
Selection Factor		T	-	T	C/T	-	-	T	-	-	T	-	T	C/T
Remarks (Appendix No.)		4-(13)		4-(14)	4-(15)			4-(16)			4-(17)		4-(18)	4-(19)

Notes: 1) Stations indicated according to nominal of milestones on the existing road defined in "2.3.2(1)".
 2) A: Cut slope failure, C: Rock fall, D: Landslide, E: Debris/earthflow, II: Unstable when it rains, III: Unstable
 3) ●: Optimum Countermeasure (S), Δ: Possible Countermeasure (S)
 4) C: Cost, T: Topographical Condition

Tabla 4.5-3 (4) Comparación de Medidas de Prevención y/o Protección

Spot	Station on Existing Alignment		P +4.0	P +4.9	Q +0.6	R +0.3	R +1.8	T +2.5	V +0.2	V +2.8	W +0.0	W +0.3	W +1.2	W +3.0
	No. 78+600	No. 79+500												
Station on New Alignment														
Disaster type and the Grade														
Type 1	Concrete Spraying													
Type 2	Stone Masonry Retaining Wall		●											
Type 3	Concrete Grib with concrete spraying and Anchoring	●			△	●								
Type 4	Concrete Grib with stone pitching and Anchoring													
Type 5	Concrete pitching and Anchoring		△		△									
Type 6	Grid Type Concrete Retaining Wall	△	△		●	△								
Type 7	Supported Type Concrete Retaining Wall				△									
Type 8	Catch Ditch													
Type 9	Catch Netting							●						
Type 10	Gabion Catch Wall													
Type 11	Catch Fence installed at road side							●						
Type 12	Catch Fence installed at top pf slope													
Type 13	Concrete Catch Wall													
Type 14	Sub-surface Drainage for Landslide												●	●
Type 15	Gabion Dam for Debris/earth Flow												●	●
Type 16	Concrete Dam for Debris/earth Flow													
Type 17	Debris/earth Flow Shed													
Selection Factor		T	C/T	C/T	C	T								
Remarks (Appendix No.)		4-(20)	4-(21)	4-(22)	4-(23)	4-(24)								

Notes: 1) Stations indicated according to nominal of milestones on the existing road defined in "2.3.2(1)".
 2) A: Cut slope failure, C: Rock fall, D: Landslide, E: Debris/earthflow, II: Unstable when it rains, III: Unstable
 3) ●: Optimum Countermeasure(S), △: Possible Countermeasure(S)
 4) C: Best, T: Topographical Condition

Tabla 4.5-4 Medidas Adoptadas de Prevención y/o Protección

Adopted Countermeasure	Number of Countermeasures		
	Grade II location	Grade III location	Total
Type 1 Concrete Spraying	8	1*	9
Type 2 Stone Masonry Retaining Wall	3	-	3
Type 3 Concrete Crib with Concrete Spraying and Anchoring	7	6	13
Type 5 Concrete Pitching and Anchoring	1	2	3
Type 6 Grid Type Concrete Retaining Wall	3	3	6
Type 9 Catch Netting	3	0	3
Type 10 Gabion Catch Wall	2	0	2
Type 11 Catch Fence installed at road side	2	1	3
Type 14 Sub-surface Drainage for Landslide	0	4	4
Type 15 Gabion Dam for Debris/earth Flow	5	-	5
Type 17 Debris/earth Flow Shed	0	1	1
Total number of Countermeasures	34	18	52
Number of Locations having two countermeasures	5	1	6
Total number of Spots requiring countermeasures	29	17	46

* It was adopted to a peculiar location. (Refer to Table 4.5-3(1))

5. DISEÑO PRELIMINAR

5. DISEÑO PRELIMINAR

Los levantamientos realizados con el propósito de un diseño preliminar pueden, en general, ser clasificados en cuatro grupos : diseño preliminar del camino, diseño preliminar de estructuras, planificación de construcción y planificación de mantenimiento. El diseño preliminar incluye estimación de volúmenes de construcción.

El diseño preliminar se elaboró usando mapas topográficos en escala 1:5,000, resultado de levantamientos realizados por el equipo de topografía de JICA, en septiembre y octubre de 1989.

La ruta propuesta en este diseño preliminar se basa en la ruta óptima seleccionada del estudio de comparación de las alternativas, descrito en Capítulo 4.

Las principales tareas emprendidas en esta fase del proyecto son las siguientes :

5.1 Diseño preliminar del camino

El diseño preliminar del camino consiste principalmente en los alineamientos horizontal y vertical, secciones transversales, diseños de pavimento y drenaje.

Estos diseños se elaboraron en base a los resultados de investigaciones precisas de campo, levantamientos topográficos y geológicos, y levantamientos de estructuras existentes. En cuanto a las condiciones fundamentales del diseño, se emplearon los criterios que se detallan en el Capítulo 4.

5.1.1 Diseño de alineamientos horizontal y vertical

Para el diseño de alineamientos horizontal y vertical, la longitud total de la ruta proyectada (108.63 km) se dividió en seis secciones, según sus características topográficas y geológicas :

- a) Sta. Bárbara (0+000)-Punto(F) (25+300) ---Sección 1
- b) Punto(F) (25+300)-Punto(K) (46+760) ---Sección 2
- c) Punto(K) (46+760)-Caranavi (60+000) ---Sección 3
- d) Caranavi (60+000)-Punto(Q) (79+550) ---Sección 4
- e) Punto(Q) (79+550)-Punto(V) (101+300) ---Sección 5
- f) Punto(V) (101+300)-Bella Vista(108+630)---Sección 6

(1) Sección Santa Bárbara - Punto F

Las principales tareas de diseño, emprendidas en esta sección, son las siguientes :

- a) Debido a que la topografía en el lado del valle del camino existente es muy empinada, es imposible enzanchar la vía mediante un relleno. Por tal razón, el enzanche se hizo hacia el lado de la montaña.
- b) Debido a la alta probabilidad de ocurrencia de desastres de magnitud en Punto (A) como se indicó en los capítulos 3 y 4, no es adecuado el uso de simples obras de protección. Por lo tanto, una nueva ruta se definió para desviar de la ruta existente.
- c) A pesar de que la pendiente del camino existente, entre 0+200 y 6+300, excede 7 % en algunas sub-secciones, fue ajustada a 7 %, mediante cortes y rellenos de la superficie del camino existente.
- d) Fuera del tramo mencionado en c), la pendiente de la vía es 7 % o menor. En consecuencia, la pendiente del camino proyectado se definió de acuerdo con la del camino existente.

(2) Sección Punto F a Punto K

- a) Comparada con la sección de camino mencionada en forma precedente, la topografía en esta sección se caracteriza por una menor diferencia en elevación. Sin embargo, la construcción de un nuevo camino es todavía difícil, debido al menor espacio disponible por la proximidad del camino existente y del Río Coroico. En consecuencia, la ruta en esta sección, al igual que en la anterior, fué planeada considerando un enzanchamiento, hacia el lado de la montaña.
- b) Como se indicó en inciso 4.4.3, se planearon dos túneles, en las sub-secciones 35+500 y 36+500. Los perfiles transversales y otros detalles de los túneles se describen en 5.3.1.
- c) El camino existente, en sub-sección 39+800 a 40+100, serpentea con pequeñas curvaturas, por lo que la distancia de visibilidad no es adecuada. El camino pasa por la población de Chojña, causando problemas, como segregación de la comunidad y frecuentes accidentes de

tráfico. Debido a que cualquier alineamiento horizontal que coincida con la ruta existente resultaría en una ubicación no deseada del Puente Chojña, así como en un alineamiento no deseado del camino, la nueva vía fue planeada pasando cerca a un extremo de la población, cruzando una colina ubicada en la progresiva No. 40 con un radio de curvatura de $R = 50$.

- d) En la sub-sección 40 a 44+400, un valle ocupa un terreno relativamente plano. Como el proyecto producirá una gran cantidad de suelo, se propuso una ruta asumiendo el uso de material excedente como relleno para el camino (ubicaciones del relleno : 42+200, 42+700, 43+700, 44+300).
- e) Debido a que la pendiente suave del camino existente no constituye ningún problema con respecto a la norma de diseño geométrico, el alineamiento vertical fue planeado de acuerdo con el camino existente.

(3) Sección Punto K - Caranavi

- a) A pesar de que la topografía en la subsección 54+500 a 57+800 es empinada, el área restante es relativamente plana. En vista de que se espera una considerable cantidad de suelo excedente, como se indicó anteriormente, la estructura de rellenos será utilizada donde sea posible, en la planificación del alineamiento horizontal.
- b) Se adoptó una nueva ruta en la sub-sección 49+200 a 51+700, de acuerdo con los resultados del estudio, detallados en inciso 4.3.4.
- c) La ruta para la subsección 58 a 60+100 fue planeada alineando las líneas centrales de los caminos existentes y nuevos, debido a que el mejoramiento del camino y el Puente Yara ya fueron completados.
- d) Como no hay mayores problemas con las pendientes de los caminos existentes, el alineamiento vertical de todas las rutas, excepto aquellas a ser extendidas como nuevas, fue planeado en base a los tramos existentes.
- e) El alineamiento vertical de las secciones nuevas fue diseñado de manera de maximizar el volumen de rellenos.

(4) Sección Caranavi - Punto Q

- a) El camino existente, en la sub-sección 60+100 a 61+200, se dirige a la población de Caranavi. En vista de que existe una diferencia de 30 m en elevación, entre las vías planificada y existente, en el punto de conexión con el Puente Yara, es imposible conectar el camino existente directamente con dicho puente. El alineamiento horizontal en esta sección fué planeado para una pendiente de 6.5 %, y la ruta fué determinada para adaptarse a la topografía.
- b) Como se explica en el inciso 4.3.5, la nueva ruta seleccionada fué adoptada para la sub-sección 73+200 - 73+600. Las sub-secciones con topografía empinada, excepto las dos mencionadas anteriormente, están planeadas de manera que el ancho del camino sea incrementado en el lado de la montaña.
- c) En tramos en que la topografía no es empinada, y es posible el uso de rellenos, el incremento del ancho del camino fué planeado en el lado del valle. Estas sub-secciones incluyen los tramos 64+630, 66+200, 69+600, 73+900, 77+600 y 78+850.
- d) A pesar de que se presentaron algunos problemas con relación a la pendiente en dos sub-secciones, una fué resuelta creando una nueva ruta en reemplazo del camino existente. La pendiente en la otra sub-sección es fuerte, pero los límites específicos, $i=8\%$ y $L=400$ m, pueden ser cumplidos utilizando cortes y rellenos a lo largo del camino existente. En vista de que los tramos que conectan directamente a estas sub-secciones son en bajadas, los vehículos pueden recuperar fácilmente su velocidad.
- e) Como las pendientes de las subsecciones restantes no exceden 7 %, éstas fueron planeadas en base a la pendiente del camino existente.

(5) Punto (Q) a Punto (V)

- a) Como se muestra en la Fig. 5.1-1, la topografía en esta sección es tal que las áreas en las subsecciones No.79.500 - No.89 no son empinadas, mientras que aquellas en las sub-secciones No.89 - No.101+350 son muy empinadas. En sub-secciones donde el alineamiento vertical no es deseable, No.84+300 - No.85+500 y No.89

- No.101+350, se adoptó la ruta alternativa, que ha sido seleccionada como resultado de la comparación expuesta en el inciso 4.3.6, en base al alineamiento horizontal. El alineamiento vertical ha sido planeado de tal forma que el suelo excedente es minimizado usando la mayor cantidad posible de relleno.

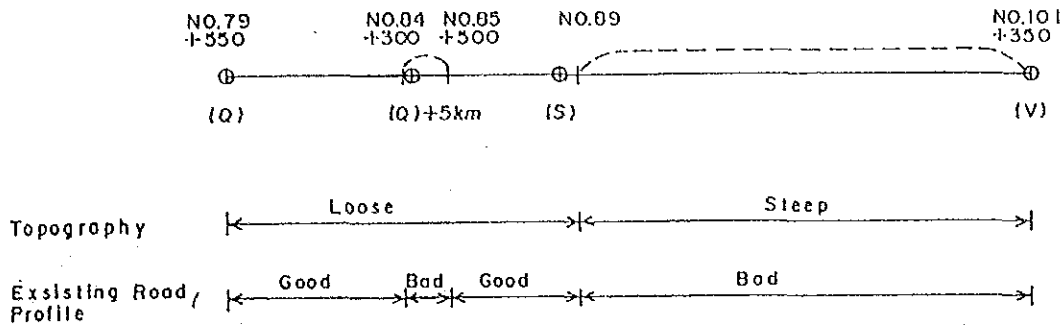


Fig. 5.1-1 Condiciones de topografía y perfil del camino existente

b) Como las secciones No.79+550 - No.84+300 y No.85+500 - No.89 no son empinadas, el incremento del ancho del camino ha sido planeado usando estructura de relleno en el valle, siempre que sea posible. Por ejemplo, rellenos con profundidades de 15 a 20 m se han planeado para las sub-secciones No.80+100, No.80+950 - No.81+400, No.85+650, No.86+300, No.87, y No.87+950. Como la pendiente de las sub-secciones restantes no excede 7%, éstas han sido planeadas en base a la pendiente del camino existente.

(6) Punto (V) - Bella Vista

a) La sub-sección No. 101+350 - No. 103 es empinada. Si el ancho de esta sub-sección es incrementado en el lado del valle, el talud necesita ser protegido mediante una estructura de relleno u otras estructuras de protección. Por lo tanto, el alineamiento horizontal ha sido planeado en base al del camino existente, de tal forma que el incremento del ancho sea en el lado de la montaña, minimizando el corte.

b) Debido a que la sub-sección entre No.103 y el final del camino no es empinada, la planificación se hizo de tal forma que el incremento del ancho del camino sea en el lado del valle, utilizando relleno, siempre que sea

posible.

- c) El alineamiento vertical de toda la sección fué planeado de acuerdo con el del camino existente, debido a que éste no presenta problemas mayores.

5.1.2 Diseño de la sección transversal

(1) Ancho del camino

El ancho del camino fué planificado de acuerdo con lo especificado en el inciso 4.1.

(2) Pendiente de talud

La pendiente de talud de corte y relleno se decidió de acuerdo con los tipos de material de relleno usado, y las características geológicas de los terrenos a ser cortados. En el diseño se usaron las pendientes de talud que se muestran en la Tabla 5.1-1.

Tabla 5.1-1 Pendiente normalizada de talud

Método de tipo de talud	Pendiente de talud (H/V)
Relleno (material bueno)	1.5(H)/1(V)
Corte : roca dura	1/4
roca blanda	1/2
roca meteorizada	1/1.5
tierra	1/1

La mayor parte del suelo excedente, producido en el corte del talud, es adecuado para su uso en rellenos, como material de alta calidad.

Por lo tanto, la pendiente del talud de relleno fué fijada en 1.5/1.

(3) Bermas (Escalones o Terrazas)

- a) Se forman escalones para estabilizar los taludes, para reducir la fuerza de aguas superficiales sobre los taludes, y para minimizar la erosión.
- b) Basicamente, la construcción de escalones está prevista cuando la altura del relleno es 8 m, o mayor. Estos escalones se formarán a elevaciones de cada 5 m de la parte superior del talud del relleno, y serán de 1.5 m

de ancho.

- c) Por lo general, a lo largo de taludes de áreas de corte o roca meteorizada, hay escalones de 1.5 m de ancho, a cada 5 m de elevación. Para un talud de roca blanda, están previstos escalones de 1.0 m de ancho, a cada 10 m de altura.
- d) No están previstos escalones en taludes compuestos por roca dura, ya que no tendrían efecto en la estabilidad ni en la erosión del talud.

(4) Diseño de sección transversal

Se prepararon secciones transversales del terreno existente. Estas secciones fueron determinadas cada 100 m, intervalo requerido para cálculo de volúmenes. Sobre estas secciones, se planearon las secciones transversales de diseño, en base a los criterios (1) a (3) antes indicados.

1) Muros de contención para rellenos

- a) Como los costos de construcción de caminos son afectados considerablemente por el tamaño y número de muros de contención y estructuras similares requeridas, la sección transversal del camino fué planeada minimizando el número de muros de contención.
- b) El uso de muros de contención se incluyó en los planes de secciones transversales solamente cuando obras de tierra no pueden dar soluciones aceptables en áreas de topografía especial, o cuando se pueden obtener soluciones más económicas y seguras con el uso de estructuras.

El tipo y altura de los muros previstos se muestra en la siguiente tabla :

Tabla 5.1-2 Tipo y rango de altura de muros de contención

Tipo		Rango de altura (m)
de gravedad		0 - 3
mampostería (relleno)		0 - 5
parrilla	simple	5 - 7.5
(H/V = 1/2.5)	doble	7.5 - 15
	triple	15 - 22

2) Taludes de corte

Con el propósito de obtener economía y seguridad, en casos en que la aplicación de pendientes normalizadas de talud resulta en volúmenes de excavación extremadamente grandes, o largos taludes de corte. Están previstas las siguientes obras especiales de protección de talud :

a) Para taludes de tierra :

Muros de contención de mampostería, en secciones de corte

pendiente del talud	$n = 1/2$
altura del muro	$H \leq 7.0 \text{ m}$

b) Para taludes de roca meteorizada :

hormigón lanzado (o rociado)

pendiente del talud	$n = 1/2$
altura del muro	$H \leq 10.0 \text{ m}$

c) Para taludes de roca blanda:

hormigón lanzado

pendiente del talud	$n = 1/4$
altura del muro	$H \leq (\text{infinito})$

5.1.3 Diseño de pavimento

El espesor de la capa de pavimento ha sido estimado de acuerdo con "AASHTO Guide for Design of Pavement Structures, 1986". El método se resume en la Fig. 5.1-2, Método de Diseño de Pavimento. Cada consideración de diseño está descrita en el inciso que corresponde a la numeración a la derecha de cada cuadro.

(1) Periodo de análisis

Como la obra de mejoramiento es considerado a finalizarse en el año 2000, de acuerdo al análisis descrito en el Capitulo 7, el periodo de análisis en el diseño de pavimento es asumido desde 2001 a 2010.

(2) Tráfico de diseño

El volumen futuro acumulado de tráfico, clasificado por tipo específico de vehículo durante el periodo de análisis, se toma como la carga de tráfico de diseño requerida para el diseño del pavimento. Los volúmenes acumulados de tráfico en el periodo de diseño, estimados en el "Estudio de Tráfico", se muestran en la siguiente tabla:

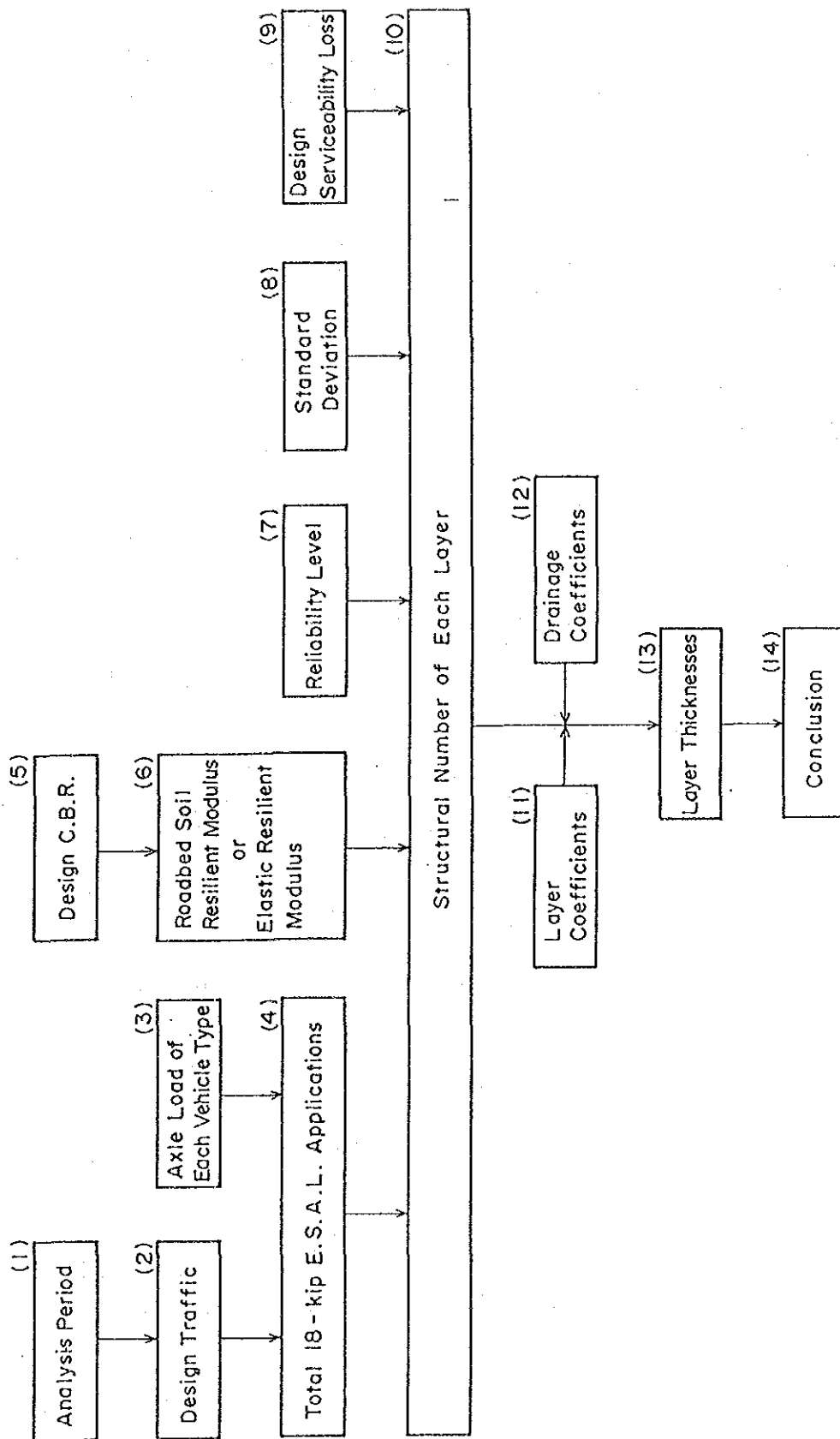


Fig. 5.1 - 2 Pavement Design Method


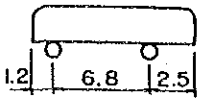
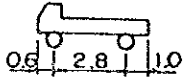
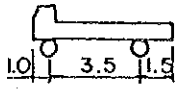
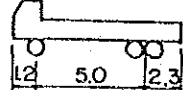
Tabla 5.1-3 Volúmenes acumulados de tráfico, por tipo de vehículo (2001 - 2010)

Section	Vehicle Type					Total
	Passenger Car	Bus	Light Truck	Medium Truck	Heavy Truck	
Sta. Barbara - Caranavi	272,175	154,889	1,116,271	172,920	2,644,552	4,360,807
Caranavi - Bella Vista	58,870	18,031	210,107	31,735	1,425,347	1,744,090

(3) Carga de eje para cada tipo de vehículo

En este método de diseño, se debe establecer la distribución de carga de eje para cada tipo de vehículo y para derivar los factores de equivalencia de cargas, necesarios para la conversión de tráfico mixto a su equivalente de carga de eje simple de 18-kip (ESAL). Sin embargo, como esta información no está disponible en Bolivia, se utilizaron los valores representativos, obtenidos de similares caminos troncales de Japón, como distribuciones de carga de eje (Tabla 5.1-4).

Tabla 5.1-4 Distribución de carga de eje para cada tipo de vehículo

Average Vehicle Type	Vehicle Weight	Vehicle Model	Ratio of Axle Load Axle Load Distribution			
			Front Wheel	Rear Wheel	Front Wheel	Rear Wheel
Passenger Car	1.30 (t)		0.501W + 0.03	0.498W - 0.03	S (t) 0.6813	S (t) 0.6174
Bus	13.80		0.376W - 0.464	0.624W + 0.464	S 4.7248	S 9.0752
Light Truck	3.60		0.231W + 0.76	0.769W - 0.76	S 1.5916	S 2.0084
Medium Truck	6.20		0.182W + 1.38	0.818W - 1.38	S 2.5084	S 3.6916
Heavy Truck	17.00		0.109W + 3.22	0.891W - 3.22	S 5.073	T 11.927

Note : W = Vehicle Weight, S = Single Axle, T = Tandem Axle

(4) Aplicaciones totales de 18-kip ESAL

Los valores acumulados totales de cargas equivalentes de eje simple de 18-kip, para el periodo de análisis, fueron estimados en base a los factores de Tráfico de Diseño y equivalencia de cargas (factores ESAL), como sigue :

Tabla 5.1-5 Estimación de aplicaciones totales de 18-kip (ESAL)

Section	Vehicle Type	Design Traffic ^(A)	ESAL Factor ^(B)	Design ESAL ^{(A) X (B)}
Sta. Barbara - Caranavi	Passenger Cars	272,175	0.0004	109
	Buses	154,889	1.598	247,513
	Light Trucks	1,116,271	0.004	4,465
	Medium Trucks	172,920	0.044	7,608
	Heavy Trucks	2,644,552	0.553	1,462,437
	Total			1,722,132
Caranavi - Bella Vista	Passenger Cars	58,870	0.0004	24
	Buses	18,031	1.598	28,813
	Light Trucks	210,107	0.004	840
	Medium Trucks	31,735	0.044	1,396
	Heavy Trucks	1,425,347	0.553	788,217
	Total			819,290

Nota : Factores ESAL se derivan en Anexo 5-1(1).

El ESAL de diseño debe ser convertido en total de 18-kip ESAL equivalentes, clasificado por dirección y líneas. Para esto, se usó la siguiente ecuación :

$$W_{18} = D_D \times D_L \times W_{18}$$

dónde,

D_D = un factor de distribución direccional, expresado como una proporción, que considera la distribución de unidades ESAL de acuerdo a la dirección. El factor es generalmente 0.5, para la mayoría de los caminos.

D_L = un factor de distribución de carril, expresado como una proporción, que considera la distribución de tráfico cuando dos o más carriles están disponibles en una dirección. El camino de proyecto será de un carril en una dirección. Entonces, el factor será 1.0.

W_{18} = unidades bi-direccionales 18-kip ESAL acumuladas, previstas para una sección específica de carretera durante el periodo de análisis (ESAL de diseño).

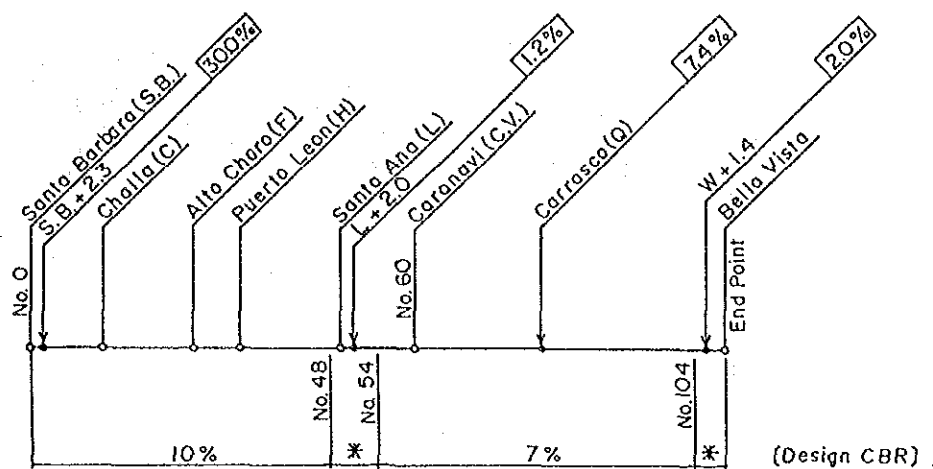
Los resultados son los siguientes :

Sección	Aplicación total de 18-kip ESAL
No.0 (Sta. Barbara) - No.60 (Caranavi)	1,072,691
No.60 (Caranavi) - Punto Final (Bella Vista)	519,498

(5) CBR de diseño

Con el propósito de estimar valores CBR de diseño para el suelo de sub-base, se efectuaron análisis de laboratorio, con muestreo en cuatro puntos investigados, que poseen características típicas del suelo en el área del proyecto. Los resultados se indican en la Fig. 5.1-3.

Asumiendo que un valor similar de CBR se encuentra en las inmediaciones de cada punto investigado, se determinaron valores CBR de diseño para secciones similares. Estos también se presentan en Fig. 5.1-3.



* The section requiring displacement of roadbed soil

Fig. 5.1-3 Estimación de CBR de Deseño

Como las secciones marcadas con un asterisco indican valores CBR bajos, 1.2 o 2.0, el desplazamiento del suelo del lecho del camino debería ser adaptado para material de bajo costo. Un valor CBR después del desplazamiento, es decir, el valor a ser adoptado como CBR de diseño, normalmente se estima a través de la siguiente ecuación :

$$CBR_m = \left(\frac{(Dd-20) \times CBR_d^{1/3} + 20 \times CBR_o^{1/3}}{Dd} \right)^3$$

dónde,

Dd = desplazamiento (cm)

CBR_m = valor CBR después del desplazamiento

CBR_d = valor CBR de materiales para desplazamiento

CBR_o = valor CBR del suelo existente como lecho de camino

Asumiendo que el desplazamiento es 100 cm, y que el valor CBR para el material desplazado es 10 % (que es considerado como disponible en el sitio), el valor CBR después del desplazamiento se estimó de la siguiente manera :

Sección	No.48-No.54	No.104-punto final
CBR del suelo de lecho existente	1.2 %	2.0 %
CBR de materiales desplazados	10.0	10.0
desplazamiento	100.0 cm	100.0 cm
CBR después del desplazamiento	7.0 %	7.0 %

Por el contrario, se encontró una sección que indica un valor notoriamente más alto, (30 %). Se considera que este valor es excesivamente alto para ser usado como valor CBR para el suelo de lecho del camino. Sería apropiado adoptar un valor de 10 %, por seguridad del diseño.

- (6) Módulo de resiliencia del suelo / Módulo resiliente de elasticidad

Módulo de resiliencia del suelo

La ecuación para convertir valor CBR a módulo de resiliencia del suelo (M_R) es la siguiente :

$$M_R \text{ (psi)} = 1,500 \times \text{CBR}(\%)$$

Así, el módulo de resiliencia estimado era :

$$\text{CBR} = 10 : M_R = 1,500 \times 10 = 15,000 \text{ psi}$$

$$\text{CBR} = 7 : M_R = 1,500 \times 7 = 10,500 \text{ psi}$$

Módulo resiliente de elasticidad para capas base

Para capas base de agregados, el módulo resiliente de elasticidad (E_{sb}) es una función del estado de tensión dentro de la capa, y normalmente está dado por la relación:

$$E_{sb} = K_1 \times \Theta_{sb}^{k_2}$$

dónde,

Θ = estado de tensión

K_1, K_2 = constantes de regresión, que son función de las características del material.

Valores del estado de tensión dentro de la base varían con el módulo de sub-grado y el espesor de la capa de superficie. Asumiendo que la capa de superficie es de 4 a 6 pulgadas, este valor sería 15.0.

Valores de K_1 y K_2 para los materiales de base varían con la calidad del material y la humedad, de la siguiente forma:

Condición de humedad	K_1^*	K_2^*
seco	6,000 - 10,000	0.5 - 0.7
húmedo	4,000 - 6,000	0.5 - 0.7
mojado	2,000 - 4,000	0.5 - 0.7

* rango en K_1 y K_2 es una función de la calidad del material.

Considerando la disponibilidad del material en sitio, se adoptaron los siguientes valores :

$$K_1 = 8,000 \quad , \quad K_2 = 0.6$$

Así, el módulo resiliente de elasticidad estimado fué :

$$E_{bs} = 8,000 \times 15^{0.6} = 40,620 \text{ psi}$$

Módulo resiliente de elasticidad para capas sub-base

Para capas granulares de sub-base, el módulo resiliente de elasticidad (ESB) es afectado por la condición de tensión en una forma similar a la de las capas base, y normalmente está dada por la siguiente relación :

$$E_{SB} = K_1 \times SB^{K_2}$$

Valores para las condiciones de tensión dentro de la sub-base varían con el espesor de la capa de superficie. Asumiendo que el espesor de la capa de superficie es mayor que 4 pulgadas, este valor sería 5.0.

Valores de K_1 y K_2 para materiales de sub-base varían con la calidad del material y las condiciones de humedad, de la manera siguiente :

Condición de humedad	K_1^*	K_2^*
seco	6,000 - 8,000	0.4 - 0.6
húmedo	4,000 - 6,000	0.4 - 0.6
mojado	1,500 - 4,000	0.4 - 0.6

* rango en K_1 y K_2 es una función de la calidad del material.

Considerando la disponibilidad del material en sitio, se adoptaron los siguientes valores :

$$K_1 = 8,000 \quad , \quad K_2 = 0.6$$

Así, el módulo resiliente de elasticidad estimado (E_{sb}) fué:

$$E_{sb} = 8,000 \times 5.0^{0.6} = 21,012 \text{ psi}$$

(7) Nivel de confiabilidad

Para este método de diseño, se recomiendan los valores siguientes :

Tabla 5.1-6 Niveles de confiabilidad sugeridos para varias clasificaciones funcionales

Functional Classification	Recommended Level of Reliability	
	Urban	Rural
Interstate and other freeways	85 - 99.9	80 - 99.9
Principal Arterial roads	80 - 99	75 - 95
Collectors	80 - 95	75 - 95
Local roads	50 - 80	50 - 80

Nota : Resultados basados en una investigación en la Tarea de Diseño de Pavimento AASHTO.

El camino proyectado es una de las carreteras principales de Bolivia, por lo que se consideró que el mismo sea clasificado entre autopista interestatal y carretera principal de Estados Unidos de America. Segun este punto de vista se propuso una opinión en sentido de que la confiabilidad sea establecida a un nivel de 90 % o mayor, sin embargo, el nivel de confiabilidad total fué fijado en 85 %, después de la deliberación con SNC.

(8) Desviación Normal

Generalmente se adopta un valor de 0.45 para desviación normal global (S_o), para pavimentos flexibles.

(9) Pérdida de capacidad de servicio

Para definir la pérdida de capacidad de servicio (PSI), normalmente se usa la siguiente ecuación :

$$PSI = P_o - P_t$$

dónde,

P_o = capacidad de servicio inicial

P_t = Índice de capacidad de servicio terminal

Como el tiempo en el cual un determinado pavimento alcanza su capacidad de servicio terminal depende del volumen de tráfico, está sujeto a capacidad de servicio original o inicial (P_0). También se debe considerar la selección de P_0 . (se debe reconocer que los valores de P_0 observados para el Análisis de Camino AASHO fueron 4.2 para pavimentos flexibles).

La selección del índice de capacidad de servicio terminal (P_t) se basa en el índice más bajo que se puede tolerar antes que sea necesaria la rehabilitación, resellado de superficie o reconstrucción. Se sugiere un índice de 2.5 o mayor, para el diseño de autopistas mayores. Así, la pérdida de capacidad de servicio estimada fué :

$$PSI = 4.2 - 2.5 = 1.7$$

(10) Número estructural de cada capa

En este método de diseño se recomienda un monograma para estimar números estructurales (SN). El monograma permite la estimación de cada número estructural mediante la aplicación de los valores mencionados. Estos valores son : aplicación total 18-kip ESAL, el módulo de resiliencia del suelo o módulo resiliente de elasticidad, nivel de confiabilidad, desviación normal y pérdida de capacidad de servicio. Las estimaciones para cada capa se describen en Apéndice 5. Además, para una estimación más precisa, los valores también fueron estimados usando un método de "AASHTO INTERIM GUIDE". Comparando ambos métodos, se encontró una diferencia en el valor para el lecho del camino en la sección entre No.0 (Santa Bárbara) y No.48. Con relación a esta sección, se adoptó el valor conservativo más alto, por seguridad de diseño. Estos procedimientos también están descritos en Apéndice 5. Como resultado, se adoptaron los valores siguientes :

Tabla 5.1-7 Número Estructural de cada Capa

Section	No.0 (Santa Barbara) No.48 - No.48	No.48 - No. 60 (caranavi)	No.60 (Caranavi) - End (Bella Vista)
Layer			
Design CBR of Sub-grade	10.0 %	7.0 %	7.0 %
Roadbed Soil (Subgrade)	2.9	3.0	2.7
Subbase Course	2.3	2.3	2.0
Base Course	1.7	1.7	1.5

Note : The estimation is described in Appendix 5-1(2).

(11) Coeficientes de capa

Se adoptaron valores promedio de coeficientes de capa, para materiales usados en AASHTO Road Test (Ensayos de Camino por AASHTO). Estos valores son:

- superficie de carpeta asfáltico (a_1) = 0.44
- base de piedra triturada (a_2) = 0.14
- sub-base de grava/arena (a_3) = 0.11

(12) Coeficientes de drenaje

La Tabla 5.1-8 muestra los valores recomendados para coeficientes de drenaje (mi), como función de la calidad del drenaje y del porcentaje de tiempo, durante un año, en el que la estructura del pavimento estaría normalmente expuesta a niveles de humedad próximos a saturación.

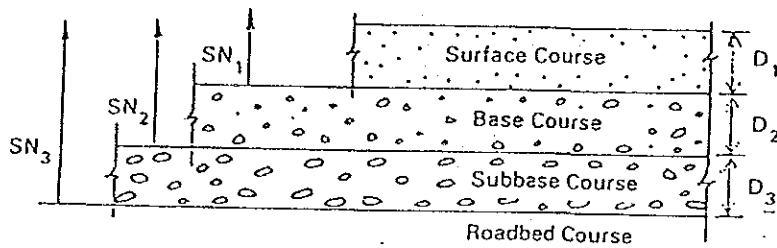
Tabla 5.1-8 Valores (mi) Recomendados para Modificar Coeficientes Estructurales de Capas de Materiales de Base y Sub-base, sin Tratamiento, en Pavimentos Flexibles

Drainage Quality	Percentage of Time Pavement Structure is Exposed to Moisture Levels Approaching Saturation			
	Less Than 1%	1 - 5%	5 - 25%	Greater Than 25%
Excellent	1.40 - 1.35	1.35 - 1.30	1.30 - 1.20	1.20
Good	1.35 - 1.25	1.25 - 1.15	1.15 - 1.00	1.00
Fair	1.25 - 1.15	1.15 - 1.05	1.00 - 0.80	0.80
Poor	1.15 - 1.05	1.05 - 0.80	0.80 - 0.60	0.60
Very Poor	1.05 - 0.95	0.95 - 0.75	0.75 - 0.40	0.40

En este diseño, asumiendo que la calidad del drenaje es buena, y el porcentaje de tiempo en que la estructura del pavimento está expuesta a niveles de humedad próximos a saturación está restringido entre 5 y 25 %, se adoptó un valor de 1.0.

(13) Espesor de capas

En este método de diseño, el espesor de capas se determina usando las ecuaciones siguientes :



$$D^*_1 > \frac{SN_1}{a_1}$$

$$SN^*_1 = a_1 D^*_1 \geq SN_1$$

$$D^*_2 > \frac{SN_2 - SN^*_1}{a_2 m_2}$$

$$SN^*_1 + SN^*_2 \geq SN_2$$

$$D^*_3 > \frac{SN_3 - (SN^*_1 + SN^*_2)}{a_3 m_3}$$

- Nota: 1) a, D, m y SN están definidos en el texto y son los valores mínimos requeridos.
 2) un asterisco en D o SN indica que representa el valor realmente usado, que debe ser igual o mayor que el valor requerido.

Los espesores determinados para cada capa de cada sección son :

Tabla 5.1-9 Espesores de capas determinados

Section	No.0(Santa Barbara)	No.48	No.60(Caranavi)
Layer	- No.48	- No.60(Caranavi)	- End Point(Bella Vista)
Surface	4 inches	4 inches	4 inches
Base	6	6	6
Subbase	6	6	6

Nota : Las determinaciones se presentan en Apéndice 5-1(3).

(14) Conclusión

Con relación a la superficie de la ruta, será considerado un método de tratamiento superficial asfáltico, en vez del pavimento de carpeta asfáltica mezclada en caliente. Sin embargo, en vista de que la vida útil del tratamiento superficial asfáltico es más corta, no es recomendable esta adopción, desde un punto de vista económico, para un proyecto de camino en el que se estima un notorio incremento de tráfico.

Entonces, para el proyecto de camino se debería adoptar el pavimento de carpeta asfáltica mezclada en caliente. Considerando operación práctica del camino de proyecto, debería ser considerado una superficie sin pavimento, al menos por unos pocos años después de su apertura. Las razones son los siguientes:

- a) La sección de camino entre Cotapata y Santa Bárbara (conectada con el camino de proyecto en Santa Bárbara) está planeada para ser un camino con tratamiento superficial asfáltico.

Por lo tanto, la superficie del camino entre Santa Bárbara y Bella Vista sería suficiente sin pavimento, considerando, en forma temporal, la consistencia y continuidad de condiciones del camino entre Cotapata - Santa Bárbara y Santa Bárbara - Bella Vista.

- b) Generalmente, se considera que toma algunos años la estabilización de taludes recientemente construidos. Si el camino de proyecto se abre con una superficie de carpeta asfáltica, la superficie pavimentada se podría dañar en pocos años, por actividad de maquinaria de

construcción, como tractores que deben remover escombros, rocas, etc., producto de eventuales problemas de falla de talud.

Sin embargo, en caso de que se implementa la construcción por etapa, la gestión para fondo de proyecto se tornaría dificultoso, debido al doble procedimiento a la entidad financiera, para el mismo proyecto.

Sobre este particular, como resultado de deliberación con SNC se decidió que, en vista de fluida promoción del proyecto, sería construida la carretera pavimentada desde el principio.

En conclusión, se recomiendan las siguientes estructuras de diseño de pavimento :

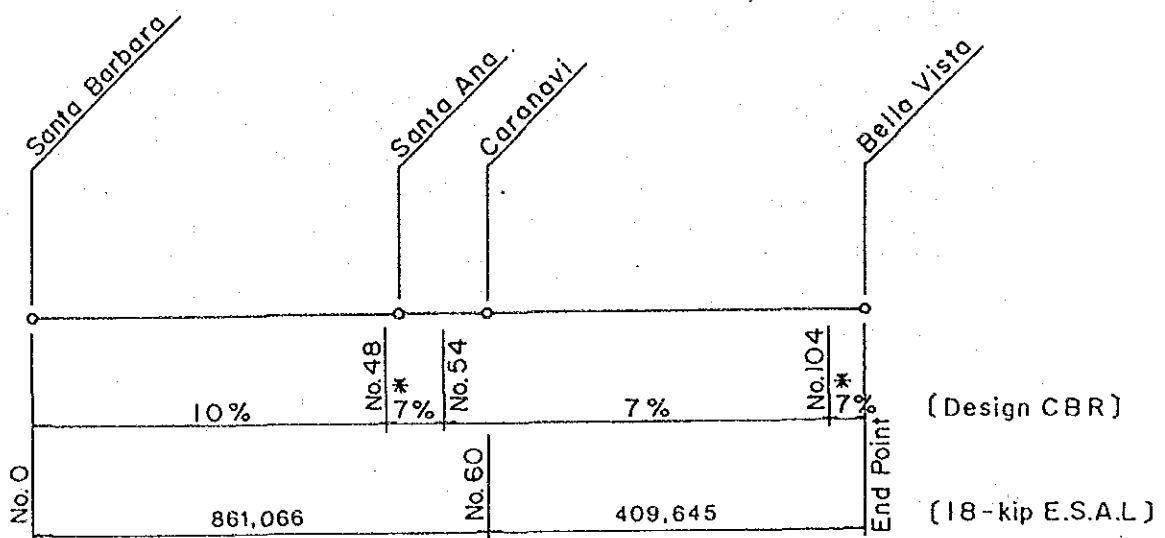
<u>No.48 - No.54 /</u>		<u>Other Sections</u>	
<u>No.104 - End Point</u>			
	(cm)		(cm)
Surface Course	10	Surface Course	10
Base Course * (80%)	15	Base Course * (80%)	15
Subbase Course * (30%)	15	Subbase Course * (30%)	15
Improved Roadbed * (10%)	100	Existing Roadbed (7% or 10%)	40

* Materiales a ser adoptados

Superficie - pavimento asfáltico mezclado en caliente

Base - piedra triturada tamizada, con valor CBR de 80%

Sub-base - grava arenosa, con valor CBR de 30%



* El valor obtenido por medio de mejoramiento de material.

Fig. 5.1-4 Deseño de Estructura de Pavimento Recomendada

5.1.4 Diseño de drenaje

(1) Intensidad horaria de precipitación

En vista de que no se pudo disponer de información sobre intensidad horaria de precipitación en el área de estudio, se midieron las secciones transversales, máximo nivel de aguas y pendientes de cuatro ríos en base a levantamiento topográfico, así como las áreas de sus cuencas usando una Carta Nacional Básica ($S=1/50,000$). La intensidad de precipitación se estimó en base a esta información. Los resultados de información de área de cuenca y mediciones para cada río se dan en la Tabla 5.1-10.

Tabla 5.1-10 Area de Cuencas, Area de Secciones Transversales y Pendiente de Ríos

Name of River	Catchment Area (A Km ²)	Cross-Sectional Area of Flow(a m ²)	Wetted Perimeter (S m)	Gradient (%)
Patuni River	8.0	20.3	18.6	13
Challa River	9.0	17.9	14.8	14
Chorro River	135.5	182.4	51.2	2
San Pedrito	2.5	10.3	10.9	5

En base a esta información, se calcularon velocidades y volúmenes de flujo usando la ecuación de Manning. De la relación entre volumen de flujo y área de cuenca, se puede estimar una intensidad de precipitación de diseño, usando la ecuación de escurrimiento. Resultados de esta estimación se resumen en la siguiente tabla :

Tabla 5.1-11 Intensidad Estimada de Precipitación de Diseño

Nombre del rio	Velocidad de flujo (V m/seg)	Volumen de escurrimiento (Q m3/seg)	Intensidad de precipitación de diseño (I mm/h)
Rio Patuni	9.55	193.87	145.4
Rio Challa	10.62	190.10	126.7
Rio Chorro	8.25	1504.80	66.9
Rio San Pedrito	5.38	55.41	133.0

Ecuación de Manning :

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

$$Q = V \times a$$

donde,

- V: velocidad del flujo (m3/seg)
- R: radio hidráulico a/s (m)
- a: area de la sección transversal del flujo (m²)
- s: perímetro mojado (m)
- I: pendiente (%)
- n: coeficiente de rugosidad (0.04)
- Q: caudal (m³/seg)

Ecuación de escurrimiento :

$$Q = 1/(3.6 \times 10^{-6}) \times C \times I \times A \text{ ----- (i)}$$

dónde,

- Q: caudal de escurrimiento (m3/seg)
- c: coeficiente de escurrimiento (0.6)
- I: intensidad de lluvia de diseño (mm/hr)
- A: area de la cuenca (m²)

De ecuación (i), la intensidad de lluvia de diseño es :

$$I = (3.6 \times 10^{-6} \times Q)/(C \times A)$$

La intensidad horaria de lluvia se estimó calculando en

forma reversa, usando valores de corrección para tiempo de concentración en las ecuaciones.

Name of River	Average Flow		Time of Concentration (T min)	Correction Values (K)	Hourly Rainfall Intensity (I ₀ mm/hr)
	L	B			
Patuni	5.40	1.74	36.5	2.0	72.7
Challa	4.50	1.54	37.8	2.0	63.4
Chorro	17.50	2.24	21.0	1.1	60.8
San Pedrito	2.90	0.88	35.2	2.0	66.5

Average Hourly Rainfall Intensity I₀ = 65 mm/hr

La velocidad promedio de flujo en el área de la cuenca es :

$$V' = 72(H/L)^{0.6}$$

dónde,

V' : velocidad promedio de flujo (km/hr)

L : distancia horizontal a lo largo del canal del río, desde el punto más alto hasta el punto de observación (km)

H : carga seccional para L (km)

Tiempo de concentración :

$$T = (L/V') \times 60$$

dónde,

T : tiempo de concentración (min)

Valor de corrección :

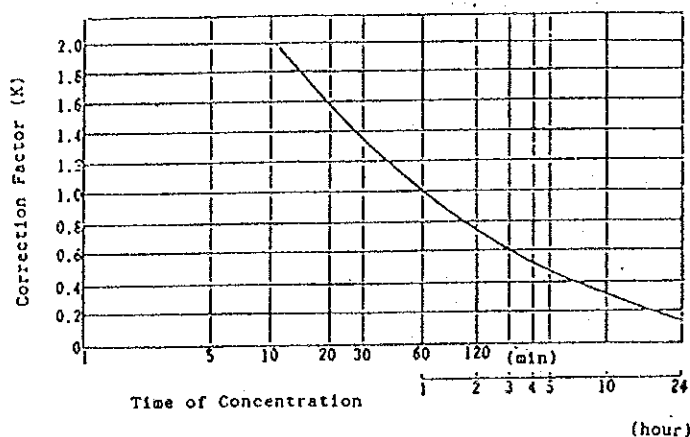


Fig. 5.1-5 Factores de Corrección para Diferentes Tiempos de Concentración

En base a lo anterior, se adoptó para el proyecto una intensidad horaria de lluvia de $I_0=65$ mm/hr.

(2) Estructuras de drenaje

1) Tipos de estructura y alcance de aplicación

Cualquier estructura de drenaje, a ser construida en forma transversal al camino, debe ser diseñada de acuerdo con la capacidad de descarga de las obras de drenaje involucradas, y con el escurrimiento real.

En este inciso, se seleccionan estructuras económicas de drenaje para sectores donde el flujo es moderado, excepto para los sitios donde se planea la construcción de puentes. Se compararon los siguientes tipos de estructuras, que son comunmente usadas en Bolivia :

- a) alcantarilla de tubos metalicos corrugados
- b) alcantarilla de tubos de hormigón
- c) alcantarilla cajón simple
- d) alcantarilla cajón doble

Como resultado de la evaluación comparativa, que se muestra en Fig. 5.1-6, los tipos de estructura y el alcance de su aplicación se determinaron como sigue :

Flujo (Q m ³ /seg)	Estructura de drenaje
$0 \leq Q < 24$	alcantarilla de tubos de hormigón
$24 \leq Q < 100$	alcantarilla cajón simple
$100 \leq Q$	alcantarilla cajón doble

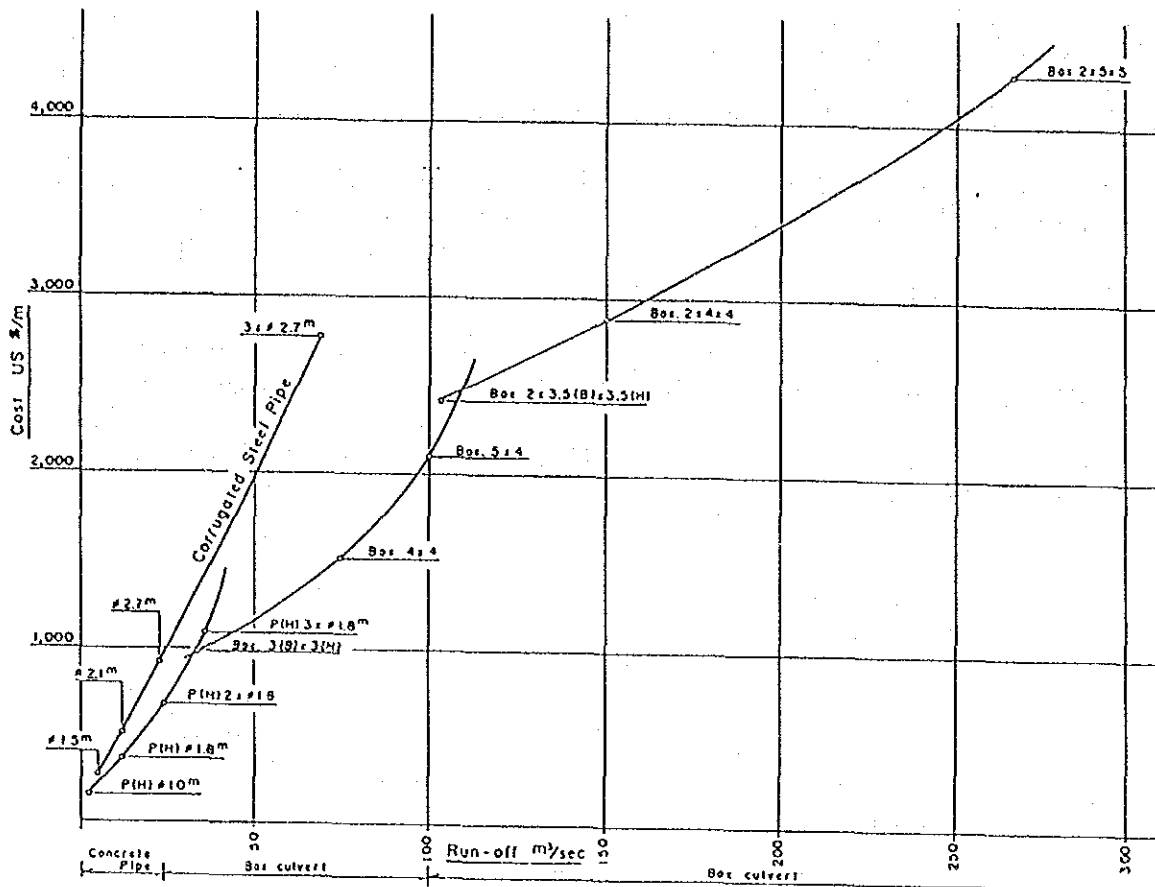


Fig. 5.1-6 Comparación de Esgurrimiento y Costo de Construcción

2) Area de la cuenca y tamaño de estructuras de drenaje

La relación entre área de la cuenca y flujo se calculó para determinar el área de la cuenca y el tamaño de estructuras de drenaje requeridas. Las capacidades de descarga para estructuras de diferente tamaño fueron calculadas, y la relación entre el tamaño de las estructuras y el área de cuenca fué determinada de un gráfico específico.

La relación entre área de cuenca y flujo se calculó bajo las siguientes condiciones, usando la ecuación de escurrimiento dada en el inciso (1), arriba expuesta.

- C : coeficiente de escurrimiento (0.6)
- I : intensidad de lluvia de diseño
 $(I = K I_0 = 2 \times 65 \text{ mm/hr} = 130 \text{ mm/hr})$
 (si el área de cuenca (A) $\leq 6.0 \text{ km}^2$, el tiempo de concentración es 10 minutos, o menos; así $K = 2$)

Los resultados de los cálculos se resumen a continuación :

Area de cuenca (A km ²)	Flujo (Q m ³ /seg)
0.5	10.8
2.0	43.3
4.0	86.7
6.0	130.0

La relación entre área de cuenca y caudal de flujo se ilustra en Fig. 5.1-7.

Las capacidades de descarga para diferentes tamaños de estructura, calculadas usando la ecuación de Manning, son las siguientes :

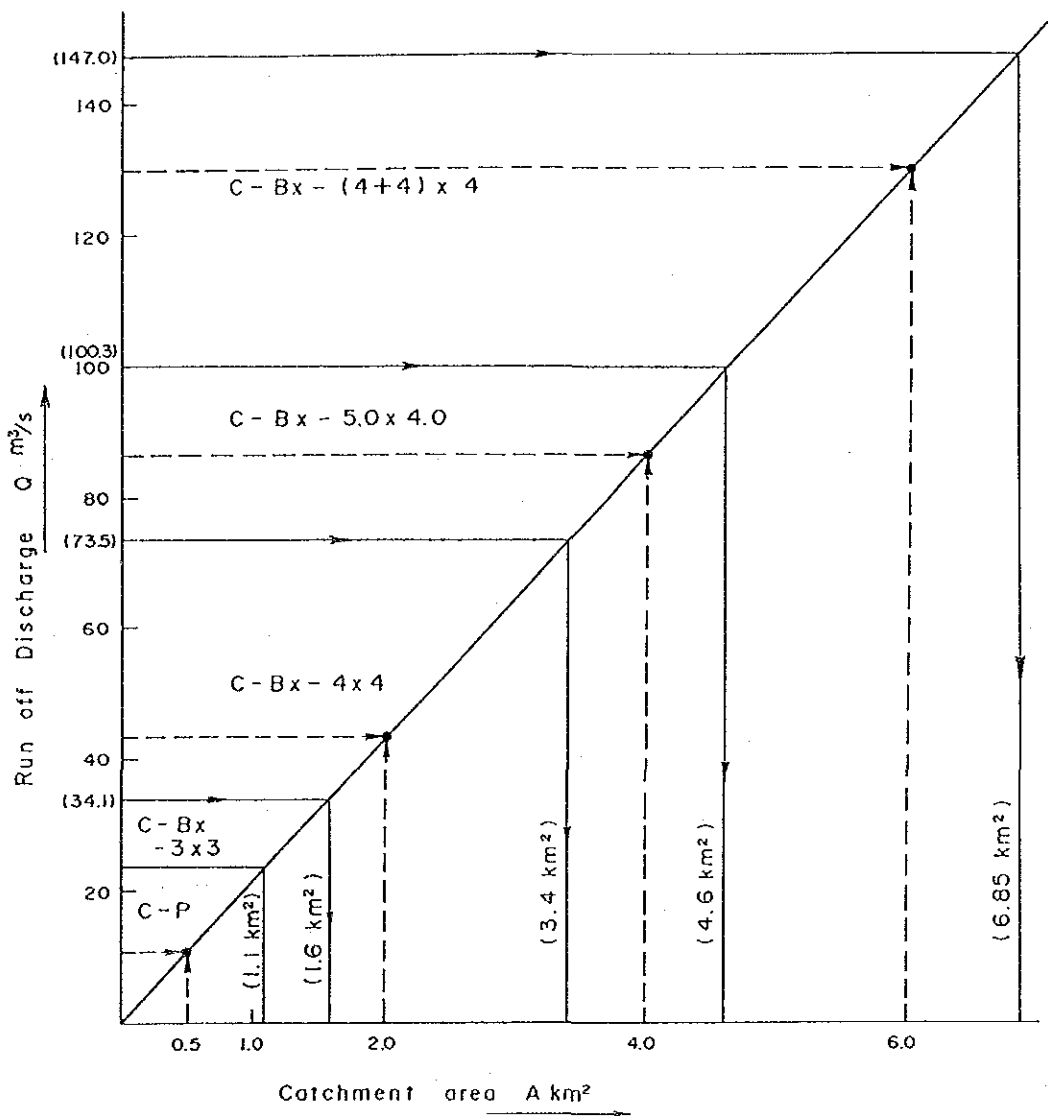


Fig. 5.1-7 Relación entre Area de Cuenca y Flujo

Tamaño de cajón	Area transversal de flujo (a m ²)	Capacidad de descarga (Q m ³ /seg)
3.0 x 3.0	7.2	34.1
4.0 x 4.0	12.8	73.5
5.0 x 4.0	16.0	100.3
(4.0 + 4.0)x 4.0	25.6	147.0

Nota : - se asume un 80 % de profundidad del area de sección transversal de flujo
 - el coeficiente de rugosidad (n) es 0.015
 - pendiente (I) es 4 %

De la Fig. 5.1-7, la relación entre tamaño de estructuras y area de cuenca se determinó como sigue :

Estructura	Area de cuenca (a km ²)
alcantarilla de tubos	0 < a < 1.1
alcantarilla cajón 3.0 x 3.0	1.1 < a < 1.6
idem 4.0 x 4.0	1.6 < a < 3.4
idem 5.0 x 4.0	3.4 < a < 4.6
idem (4.0+4.0)x4.0	4.6 < a < 6.85

3) Plan de estructuras de drenaje

Para planear la colocación de las alcantarillas cajón, se midió el área de drenaje de cada quebrada, y en base a los cálculos del inciso 2) anterior se formuló un plan que se expone a continuación. En áreas restantes, el escurrimiento de agua no es tan grande. Por consiguiente, para estas áreas se consideró la instalación de alcantarillas de tubo de 100 cm de diametro a cada 250 m de intervalo, a lo largo de las cunetas laterales y otros.

Ubicaciones planeadas de alcantarillas cajón

Estación	Area de cuenca(km ²)	Sección transversal(m)
No.14 + 160	1.65	4.0 x 4.0
20 + 540	1.30	3.0 x 3.0
28 + 145	1.10	3.0 x 3.0
30 + 180	2.50	4.0 x 4.0
43 + 700	1.53	3.0 x 3.0
49 + 210	1.28	3.0 x 3.0
49 + 685	1.20	3.0 x 3.0
64 + 660	1.18	3.0 x 3.0
96 + 490	1.15	3.0 x 3.0
97 + 225	1.18	3.0 x 3.0
98 + 420	1.42	3.0 x 3.0

(3) Otras estructuras de drenaje

Las fallas de estructuras de tierra, como cortes y rellenos, son frecuentemente causadas por las aguas, en forma directa. Las posibles causas de estas fallas incluyen lavado o erosión de taludes, debido a flujo de aguas superficiales y deslizamientos causados por infiltración de aguas. Las estructuras de drenaje previstas para estos casos tienen el objeto de garantizar la seguridad de todas las estructuras de tierra.

Como se muestra en Fig. 5.1-8, hay muchos tipos de drenaje de caminos. Dependiendo de las aguas a ser evacuadas, éstos pueden ser clasificados como drenaje superficial, drenaje subterráneo, drenaje de talud, o drenaje de estructuras con relleno.

Las obras de drenaje planeadas en el estudio son las siguientes :

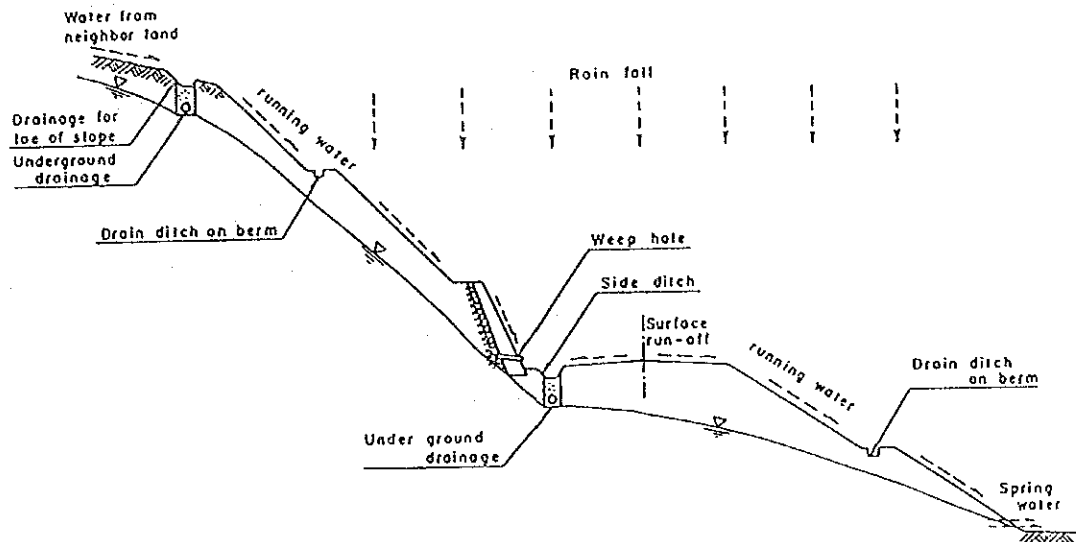


Fig. 5.1-8 Drenaje Planeado de Agua

1) Canales en taludes de corte (Zanjas laterales)

Estos canales colectan flujo de los taludes de corte, flujo de la superficie del camino y aguas de infiltración para prevenir lavado de los pies de talud y consiguientes fallas de talud debidas a erosión. Canales en taludes de corte también están previstos a lo largo de longitud total de secciones de corte, para prevenir infiltración en la base y subrasante, manteniendo de esta manera buenas condiciones de pavimento.

2) Zanjas de coronamiento de talud

Se hacen zanjas a lo largo de la cima de todos los taludes para prevenir flujo de aguas de precipitaciones y de infiltración en los taludes inferiores.

3) Zanjas en bermas

La cantidad de agua que fluye por los taludes se incrementa con la longitud de los mismos. Para taludes de tierra, haciendo zanjas en las bermas cada 5 metros, se previene efectivamente la erosión de grandes taludes. Por lo tanto, cada berma de tierra debe ser provista de una zanja.

4) Desague pluvial

En sitios donde se espera un flujo significativo de infiltración, o donde el nivel de agua subterránea es alto, es probable que fallas de talud resulten en forma de deslizamientos. Además, las aguas de infiltración pueden penetrar en bases y subrasante del pavimento, causándole serios daños.

Los desagües pluviales están previstos en estos lugares para bajar el nivel de aguas subterráneas y mantener los taludes y el pavimento en buenas condiciones.

5) Drenaje de rellenos de estructuras

La acumulación de aguas detrás de muros de contención, puede poner en riesgo su seguridad, resultando en falla de estructuras. Por consiguiente, las estructuras deben tener orificios para drenaje.

5.2 Diseño preliminar de puentes

5.2.1 Generalidades

En el inciso 4.3.8, se analizaron las ubicaciones y longitudes de puentes para el camino en estudio. Los resultados de dichos análisis se resumen en la siguiente Tabla 5.2-1. Asimismo, la ubicación de puentes se indica en la Fig. 5.2-1.

Tabla 5.2-1 Longitud de puentes

Bridge Name	Bridge Length (m)	Curved Bridges
1) Point (A) Bridge	132.5	
2) Patuni Bridge	40	0
3) Challa Bridge	20	0
4) Cascada Bridge	18.5	
5) Alto Choro Bridge	50	0
6) Pto. Leon Bridge	75	
7) Cajones Bridge	25	
8) Chojña Bridge	22	
9) San Silverio Bridge	50	0
10) San Lorenzo Bridge	52	0
11) Espiritu Bridge	52	0
12) Carrasco Bridge	30	
13) Avaroa Bridge	25	0

5.2.2 Tipo de superestructura

(1) Tipo de puente

Como se muestra en Tabla 5.2-1, siete de los trece puentes están ubicados en la curva. Estos deberían ser del tipo losa, con alta rigidez torsional, o tipo viga cajón, desde el punto de vista de sus características estructurales. Además, es deseable una estructura continua, por las siguientes razones :

- a) para mantener rigidez torsional
- b) para reducir momentos de torsión
- c) para prevenir reacción negativa

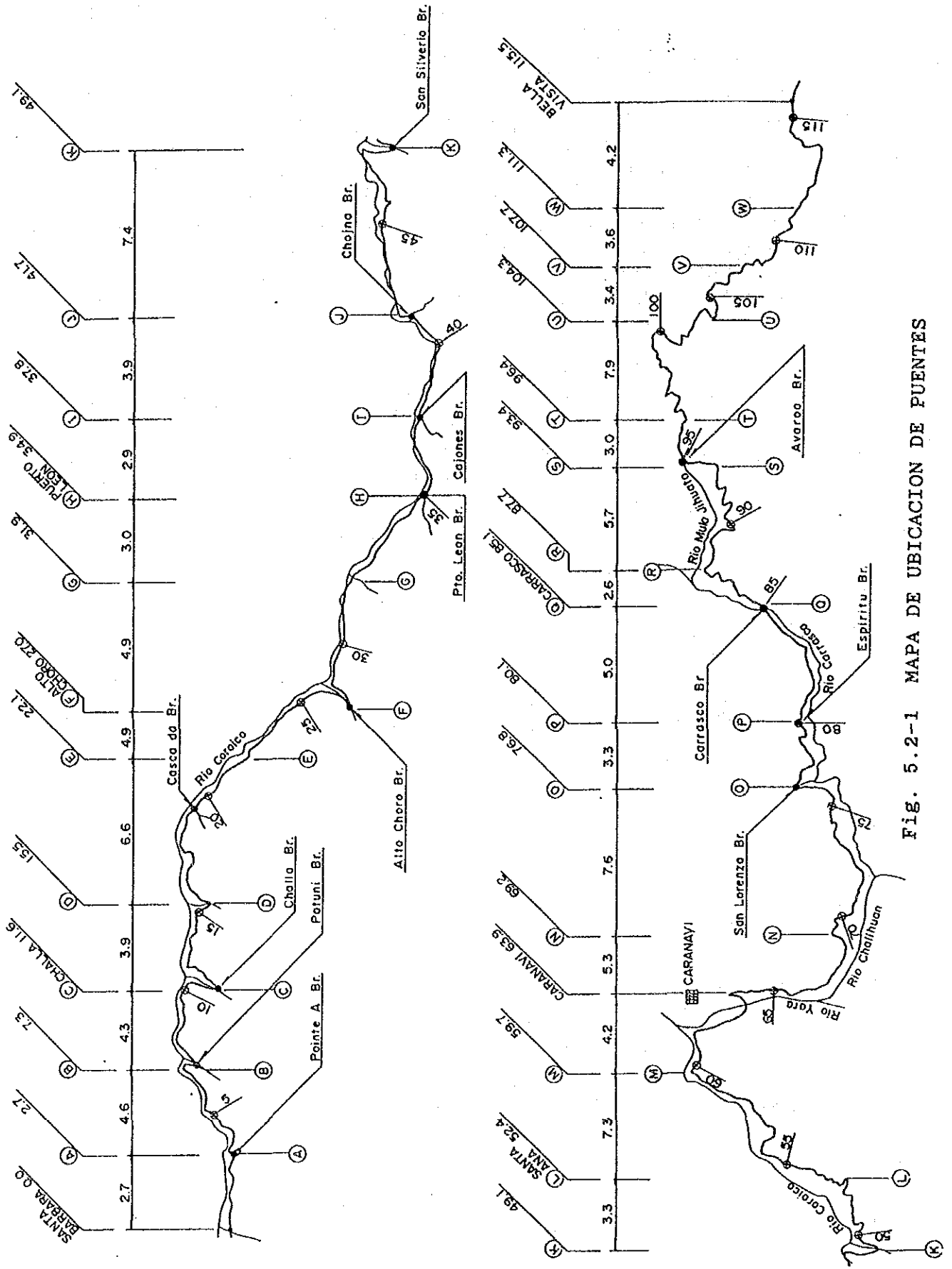


FIG. 5.2-1 MAPA DE UBICACION DE PUENTES

(2) Disposición de tramos

La disposición de tramos para las longitudes determinadas por el método explicado en inciso 4.3.8 (ver Tabla 5.2-1), se sujeta a las siguientes condiciones :

- 1) Puentes con longitud de 30 m, o menos, deben ser de un solo tramo.
- 2) Debido a las propiedades mecánicas, tramos para puentes en curva deben ser fijados de tal manera que el ángulo de intersección (ϕ) para un tramo simple sea 30 grados, o menos (además, en lo posible los tramos deben ser iguales).
- 3) Tramos de puentes, diferentes a los descritos en a) y b) (Punto A y Pto. León), deben ser determinados por un estudio preliminar separado (ver Tablas 5.2-2 y 5.2-7).
 - a) La disposición de tramos en el Puente Punto A se determinó como 26.0 m + 80.0 m + 26.5 m, considerando el tipo de puente, aspectos económicos y condición geográfica del lugar.
 - b) Como resultado de este análisis, se adoptó un puente de tres tramos para Pto. León, por las siguientes razones:
 - el costo de construcción de un puente de tres tramos es menor que el de dos tramos;
 - el método de construcción de un puente de tres tramos es mucho más fácil que el de uno de dos tramos, debido a que se puede evitar una pila en el centro del flujo de agua.

La Tabla 5.2-3 muestra la longitud de cada puente, así como la disposición de tramos.

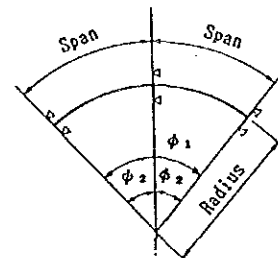
Tabla 5.2-2 Determinación de Tramos (Pto. León)

	Prestressed Concrete Composite Girder Bridge (3-Span)	Two-Span Continuous Box Girder Bridge
Cross Section		
Span (m)	24.65+25.0+24.65	37.15+37.15
Concrete	262	393
Form	866	1,977
Reinforcement Bar	32.1	66.8
PC-Cable	7.4	13.8
Rough Cost Estimation	554,000\$ (1.00)	692,000\$ (1.25)
Evaluation	<ul style="list-style-type: none"> - This is the type of bridge most commonly used in Bolivia. - Lead time is short. - This type is more economical than the two-span continuous box girder bridge. 	<ul style="list-style-type: none"> - Although a considerable number of box girder bridges have been built, most of them are long-span bridges. - Lead time is long. - This type is less economical than the composite girder bridge.
	○	X

Tabla 5.2-3 Longitud y tramos de cada puente

Name of Bridge	Type of Bridge ※	Bridge Length(m)	Effective Width	Span (m)	Angle (Curved Bridges)	
					φ 1	φ 2
Point A	S	132.5	7.3~9.5	25.6 +80.0+26.1	—	—
Patuni	C	40.0	10.4	19.65+19.65	45 °02'04"	22 °31'02"
Challa	C	20.0	10.4	19.3	22 °06'58"	—
Cascada	S	18.5	9.0	17.7	—	—
Alto Choro	C	50.0	9.5	24.60+24.60	56 °29'37"	28 °11'22"
Pto. Leon	S	75.0	7.3	24.65+25.0+24.65	—	—"
Cajones	S	25.0	9.0	24.3	—	—"
Chojña	S	22.0	9.0	21.3	—	—"
San Sirverio	C	50.0	9.5	24.60+24.60	56 °29'37"	28 °11'22"
San Lorenzo	C	52.0	9.5	25.60+25.60	58 °47'08"	29 °20'08"
Espiritu	C	52.0	9.5	25.60+25.60	58 °47'08"	29 °20'08"
Carrasco	S	30.0	12.0	29.3	—	—
Avaroa	C	25.0	10.4	24.3	27 °50'45"	—

※ "S" and "C" above stand for "straight" and "curved" respectively



Las longitudes de puentes se clasifican en cuatro grupos, que son 18m - 22m, 25m - 30m (puente recto), 25m - 30m (puente en curva) y más de 80m.

El diseño preliminar de puentes se efectua en base a estos cuatro grupos.

(3) Tipo de superestructura

Como se muestra en la Tabla 5.2-4, cada tipo de superestructura tiene su propio tramo normal, basado en sus características estructurales y condiciones económicas. La Tabla 5.2-5 compara los diferentes tipos de puentes en grupos considerados en este proyecto, los cuales fueron determinados de acuerdo a los criterios dados en la Tabla 5.2-4, tomando en consideración lo siguiente :

- a) disponibilidad de material local;
- b) experiencia en método de construcción y mantenimiento en Bolivia;
- c) aspectos económicos.

Como resultado de este estudio, se eligió el tipo de puente en cada grupo, como se muestra en la Tabla 5.2-4.

Tabla 5.2-4 Tramo normal de puentes

Type		Span			Suitability for Carved Structure (Main Structure)
		50m	100m	150m	
Steel Bridge	Simple composite girder	█			○
	Continuous I-girder	█			○
	Simple box girder	█			○
	Continuous box girder		█		○
	Continuous truss		█	█	x
	Arch			█	x
Concrete Bridge	Pretensioned girder*	█			x
	PC hollow slab	█			○
	PC simple T-girder*	█			x
	PC composite girder	█			x
	Simple box girder	█			○
	Continuous box girder (staging method)		█		○
	Continuous box girder (cantilever method)			█	○
	RC T-girder	█			x

Tabla 5.2-5 Comparación de Puentes en Diferentes Grupos

Groups	Span (m)	Name of Bridges	Type of Bridges *	Bridges Length (m)	Type of Comparison Bridges
I	$\ell = 18 \sim 22$	Cascada	S	18.5	PC T-Girder
		Chojna	S	22.0	PC Composite Girder
		Patuni **	S	40.0	
		Challa **	S	20.0	
II	$\ell = 25 \sim 30$	Pto. Leon	S	75.0	
		Cajones	S	25.0	PC Composite Girder
		Carrasco	S	30.0	PC box Girder
III	$\ell = 25 \sim 30$	Alto Choro	C	50.0	
		San Silverio	C	50.0	PC Follow Slab
		San Lorenzo	C	52.0	PC box Girder
		Espiritu	C	52.0	(Uniform Section)
		Avaroa	C	25.0	
IV	$\ell = 80 \sim 90$ (Center Span)	Point A	S	132.5	Steel Arch Bridge PC box Girder (Ununiform Section)

Note: * "S" and "C" above stand for "straight" and "curved" respectively.

** Since these bridges have small spans and shifts (1.0m or less) and thus can be adapted to curved sections using slabs, they are planned as straight bridges.

Tabla 5.2-6 Tipo de Superestructura en Diferentes Grupos

Group	Span	Type of Bridges※	Type of Superstructure
I	18m~22m	S	PC Composite Girder
II	25m~30m	S	PC Composite Girder
III	25m~30m	C	PC Box Girder (Uniform)
IV	$\ell \geq 80m$	S	PC Box Girder (Ununiform)

※ : "S" and "C" above : stand for "Straight" and "Curved" respectively.
PC : Prestressed Concrete

Tabla 5.2-7(1) Composición de Diferentes Tipos de Puentes

	Group I			Group II		
	RC T-Girder Bridge*	PC Composite Bridge	PC Composite Bridge	PC Composite Bridge	PC Box Girder Bridge (uniform section)	
Cross Section						
Span (m)	19.4	19.4	29.60	9.00		
Concrete	128	68	122	170		
Form	543	280	473	777		
Reinforcement Bar	18.000	12.300	19.060	28.900		
PC-Cable	-	1.474	3.520	3.672		
Rough Cost Estimation (Superstructure)	95,000\$ (1.20)	79,000\$ (1.00)	153,000\$ (1.00)	191,000\$ (1.25)		
Evaluation	X	O	O	X		

An economic comparison revealed that the PC composite bridge was most economical when the span was 20 m to 30 m. Therefore, all straight bridges with a length of 30 m or less will utilize PC composite girders.

* RCT: reinforced concrete T-girder bridge, PC: prestressed concrete

Tabla 5.2-7(3) Composición de Diferentes Tipos de Puentes

	PC Hollow Slab Bridge	PC Box Girder Bridge (Uniform Section)
Side View or Cross Section		
Span (m)	24.65+24.65	50.0
Horizontal curvature (m)	50.0	50.0
Concrete	314	288
Form	712, 716	1,350
Reinforcement Bar	34,540	48,960
PC-Cable	7,850	
Rough Cost Estimation (Superstructure)	361,000\$ (1.01)	358,000\$ (1.00)
Evaluation	<ul style="list-style-type: none"> - Although this is the type commonly used for curved bridges, only a small number of bridges of this type were ever built in Bolivia. - Construction is slightly more complex than that of the box girder type. - Is economically similar to that of the PC box girder bridge. 	<ul style="list-style-type: none"> - This is one of the types commonly used for curved bridges. - This type of bridge is most commonly found in Bolivia, and is easier to build than the PC hollow slab bridge. - Is economically similar to that of the PC hollow slab bridge.
	X	O

(4) Bordillos, parapetos y pavimento

Se adoptaron parapetos de placa de acero, debido a que el tramo en proyecto está localizada en la región montañosa y es probable la ocurrencia de accidentes. Actualmente, están en uso los parapetos de placa de acero en Puentes Santa Bárbara y Yara.



El pavimento debe ser de hormigón (2.0 cm de espesor), que ha sido tradicionalmente usado en Bolivia.

5.2.3 Tipo de infraestructura

(1) Estribos

Se emplean las estructuras simples como estribos, cuyo tipo ha sido determinado de acuerdo a su altura, como se muestra en la Tables 5.2-8.

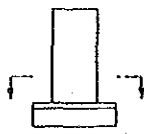

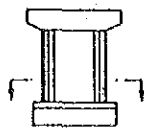

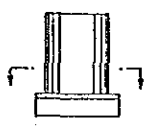
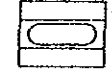
Tabla 5.2-8 Tipo de estribo

Height(h)	Type of Abutments	Cross Section
$h < 5m$	Gravity-Type Autment	
$5 \leq h < 10m$	Inverted T-shaped Autment	

(2) Pilas

Las pilas se dividen en dos categorías, según estén en tierra o en el lecho del río. Considerando la velocidad de flujo y el impulso, se adoptaron secciones ovaladas para las pilas en ríos, y secciones rectangulares para las pilas en tierra, por la simplicidad de su construcción.

Tabla 5.2-9 Tipo de pila

	Type	Cross Section	Remarks
On Land			Point A Br.
In the Water Flow			Patuni Br. Pt. Leon Br.
			Alto Choro Br. San Silverio Br. San Lorenzo Br. Espiritu Br.

(3) Fundaciones

Las investigaciones de campo y los levantamientos geológicos revelaron que en los sitios de construcción existen capas de roca expuesta o cercana a la superficie. Por lo tanto, asumiendo que existen buenas capas portantes cerca a la superficie, se adoptarán fundaciones directas para todos los puentes.

5.2.4 Diseño preliminar de puentes

(1) Condiciones de diseño

El diseño de puentes está conforme a "Especificaciones Normales para Puentes de Carretera de AASHTO" (Standard Specifications for Highway Bridges). Las principales condiciones de diseño son :

- a) Carga : camión trailer (HS20)
- b) Ancho : ver Figs. 5.2-2 a 5.2-4
- c) Fundaciones : fundaciones directas
- d) Materiales : resistencia de diseño de hormigón (ck)
miembros PC (ck) = 350 kg/cm²

miembros RC (ck) = 210 kg/cm²
cable de acero PC : G270
barras de refuerzo : grado 60
(fg = 4,200 kg/cm²)

Nota : "PC" hormigón pretensado, "RC" hormigón armado

(2) Diseño preliminar

El tipo de superestructura empleado en este proyecto es el más comunmente usado en Bolivia. En el diseño preliminar, las secciones transversales y otros detalles fueron determinados solamente en base a información histórica disponible en el país, sin realizar cálculos estructurales. Las Fig. 5.2-2 a 5.2-4 muestran las secciones transversales que fueron determinadas.

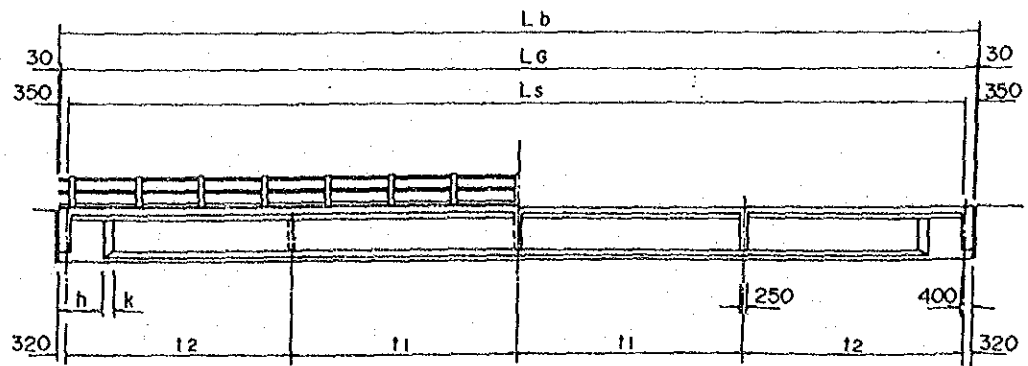
Los puentes de viga compuesta de PC, Grupo I y II, son puentes más populares. El tipo de viga BPR se adopta por la forma y tamaño de la viga.

La viga BPR fue desarrollado y es recomendado por Bureau of Public Road, AASHTO y Prestressed Concrete Institute.

Se adopta el puente de tipo viga cajón de PC (Grupo III). para puentes de tramos largos. Las secciones de la viga se mantienen como secciones tipo, considerando los métodos constructivos mediante encofrados y una altura mínima de viga principal de 1.5 metros.

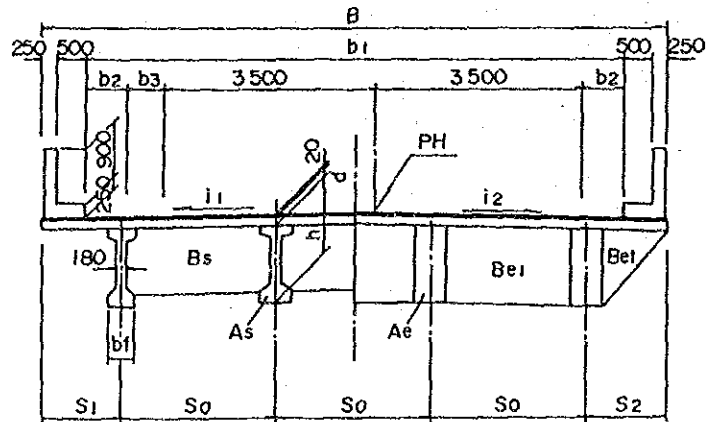
El tamaño de las otras estructuras se basa en el Puente Alto Beni, como se muestra en las Figs. 5.2-3 y 5.2-4.

El tramo central de Puente Punto A (Grupo III) es de 80.0 metros, y las alturas del alma de viga en el centro y en el extremo del tramo son 1.5 m y 4.5 m, respectivamente. Se adopta envigado diagonal, debido al envigado de hormigón armado.



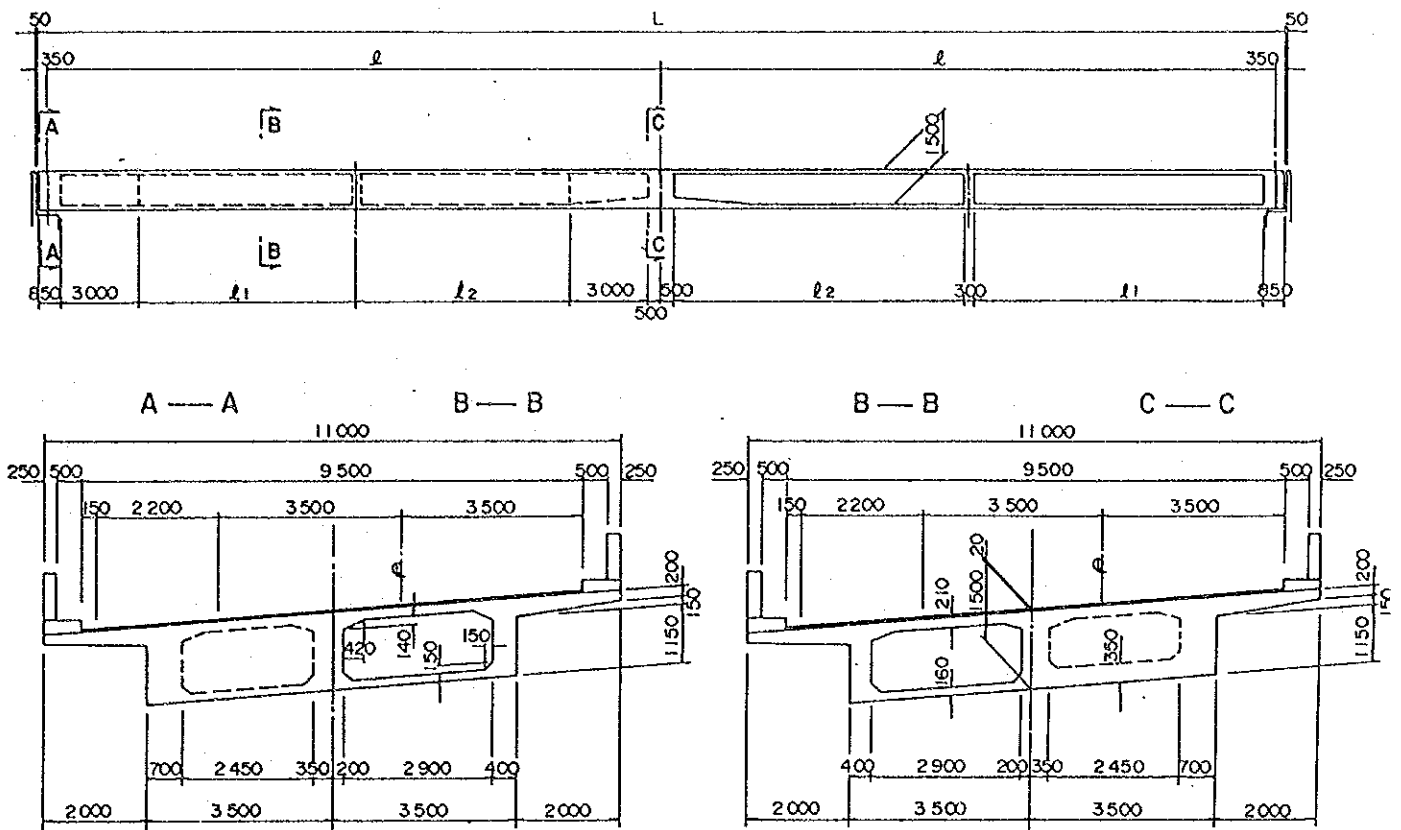
(Unit : m)

Name of Bridges	Total Bridge Length (L_b)	Girder Length (L_g)	Span (L_s)	Cross Beam				K
				T_1	T_2	h_c	m	
Patuni	40,000	19.94×2	19.65×2	6,400	6,450	0.770	2	0.40
Challa	20,000	19.94	19.3	6,400	6,450	0.770	2	0.40
Cascada	18,500	18.44	17.8	6,140	6,150	0.770	2	0.40
Pto. Leon	75,000	24.94×3	24.65×3	6,000	6,150	0.975	3	0.40
Cajones	25,000	24.94	24.3	6,000	6,150	0.975	3	0.40
Chojña	22,000	21.94	21.3	7,100	7,100	0.870	2	0.40
Carrasco	30,000	29.94	29.3	7,350	7,300	1.115	3	0.50



Name of Bridges	Width				Spacing of Girder			Slab d	Girder		
	B	b_1	b_2	b_3	S_0	S_1	S_2		h	b_e	n
Patuni	11.90	10.40	0.60	2.00	2.40			0.19	1.10	0.51	5
Challa	11.90	10.40	0.60	2.00	2.40	0.84 ~ 1.804	1.660 ~ 0.753	0.19	1.10	0.51	5
Cascada	10.50	9.00	1.00	—	2.60	1.35	1.35	0.19	1.10	0.51	4
Pto. Leon	8.80	7.30	0.15	—	2.28	1.10	1.10	0.18	1.50	0.51	4
Cajones	10.50	9.00	1.00	—	2.60	1.35	1.35	0.19	1.50	0.51	4
Chojña	10.50	9.00	1.00	—	2.60	1.35	1.35	0.19	1.20	0.51	4
Carrasco	13.00	12.00	2.50	—	2.60	1.30	1.30	0.19	1.70	0.56	5

Fig. 5.2-2 Dimensión de superestructura para puentes Grupos I y II



Name of Bridge	Bridge Length	Center of Girder (m ²)			
		L	ℓ	ℓ_1	ℓ_2
Alto Choro	50.000	48.038	23.669	8.400	8.269
San Silverio	50.000	48.038	23.669	8.400	8.269
San Lorenzo	52.000	50.778	25.039	9.100	8.939
Espiritu	52.000	50.778	25.039	9.100	8.939
Avaroa					

Fig. 5.2-3 Dimensión de superestructura para puentes Grupo III

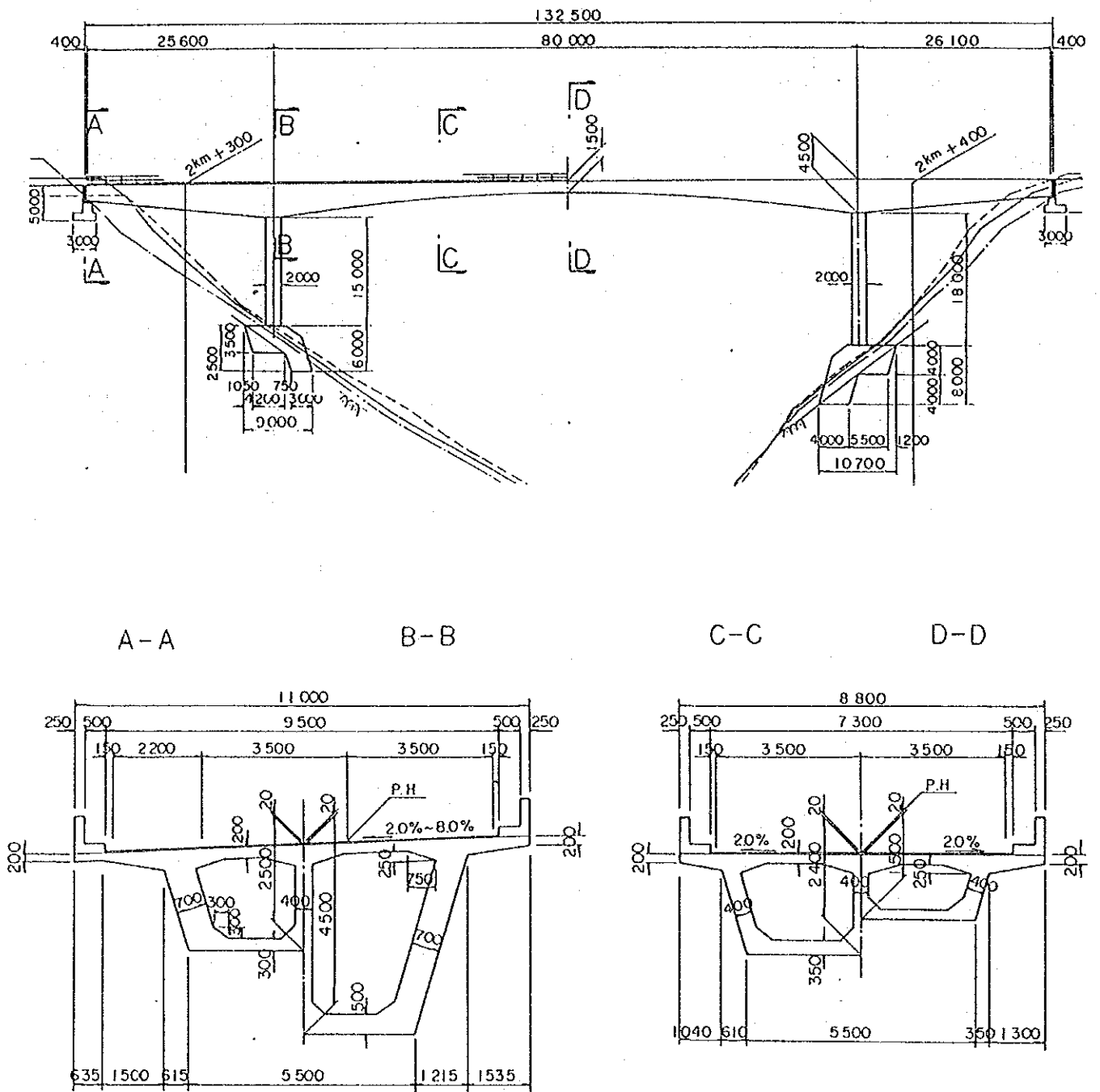


Fig. 5.2-4 Dimensión de Puente Punto A

5.2.5 Plan constructivo

Métodos para la construcción de estructuras fueron elegidos de acuerdo con las características topográficas y geológicas, condiciones del río y tipo de puente a ser construido en cada sitio. Todos los sitios tienen buenos cimientos y el caudal durante la estación seca es bajo. Sin embargo, debido a la empinada topografía en los sitios de construcción y a la posibilidad de tener que construir durante la época de lluvias, el método de encofrados, en el cual la viga es fabricada en sitio, se aplicará el método de viga de andamio en todos los puentes, excepto en Punto A (ver Fig. 5.2-5).

El valle en Punto A tiene una profundidad de 50 m, y los tramos extremos son relativamente pequeños, comparados con el tramo central.

Por lo tanto, los tramos extremos serán construidos primero, mediante el método de encofrados, y luego será construido el tramo central, usando el método de volado sucesivo, empleando los tramos extremos como contrapesos. Para prevenir contra vuelco de su estructura en esta operación, se colocarán anclajes de roca alrededor de los estribos para soportar los envigados en los tramos extremos.

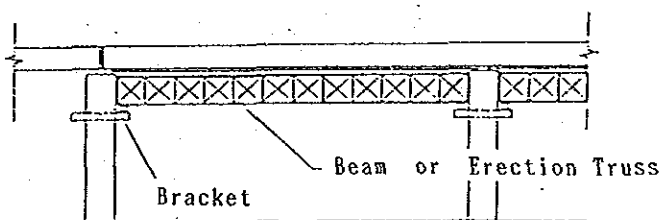


Fig. 5.2-5 Método de encofrados

5.2.6 Materiales

La resistencia de diseño (#28) del hormigón de los puentes será de 350 kg/cm² para hormigón pretensado, y 210 kg/cm² para hormigón armado. Se puede obtener agregados de los Ríos Coroico y Yara. Sin embargo, de acuerdo a la prueba de laboratorio de materiales realizada por SNC, la máxima resistencia a la compresión, de hormigón preparado usando estos agregados fue tan baja como 180 kg/cm², que no es adecuada para estos puentes. En consecuencia, se decidió que los agregados sean preparados en base a gravas del Río Alto Beni y arena de Río Suwapi, que fueron empleados

anteriormente, en la construcción del Puente Yara. Los Rios Alto Beni y Suwapi se encuentran aproximadamente a 10 km hacia Quiquibey y 25 km hacia Puerto Linares, desde Bella Vista.

5.3 Diseño estructural

5.3.1 Diseño de túneles

La sub-sección del camino existente No. 35+500 - No. 36+400 es angosta y tiene un alineamiento horizontal complicado. Además, la topografía en ambos lados del camino es extremadamente empinada, lo que dificulta el mejoramiento del camino.

En inciso 4.3.3, se compararon las alternativas de túnel y de incremento de ancho. Como resultado, se adoptó el túnel, por razones económicas y técnicas. En este inciso se describe el diseño preliminar de los dos túneles.

(1) Topografía y geología

1) Condiciones topográficas

El Rio Coroico corre a lo largo de la sección de túnel planeada en el camino existente. En este lugar se encuentran dos cerros casi perpendiculares para formar una de las margenes de este rio. El Rio Cajones fluye entres estos cerros, donde también existe una cascada. Los extremos de los cerros forman un acantilado precipitado, que tiene aproximadamente 150 m de altura y 500 m de longitud (ver Fotos 8 y 9). Los túneles planeados deben atravesar estos cerros.

2) Condiciones geológicas

Debido a que los túneles en esta area han sido considerados desde las primeras etapas del proyecto, se han realizado investigaciones de perforacion y análisis de muestras de roca. Se determinó que la estructura geológica de los dos cerros está compuesta por capas de pizarra paleozoica, de color gris, bien compacta y fresca. Se observaron pocas fisuras, y el ensayo de compresión no confinada dió un promedio de 530 kg/cm².

(2) Diseño del alineamiento

1) Diseño del alineamiento horizontal

El costo de construcción del túnel es mucho más alto que el de movimiento de tierras para el camino. Para minimizar el costo de construcción es deseable hacer los túneles tan cortos como sea posible. En este proyecto, se planearon túneles rectos, por las razones siguientes:

- a) túneles rectos minimizan la longitud, reduciendo así el costo de construcción;
- b) en vista de la carencia de energía eléctrica en esta area, los túneles deben ser rectos para garantizar la visibilidad.

El alineamiento horizontal en las inmediaciones de las entradas del túnel deben tener un radio de curvatura tan grande como sea posible, para prevenir accidentes de tráfico. Sin embargo, debido a limitaciones en las condiciones topográficas locales, el radio máximo de curvatura posible fue $R = 90$.

Además de las consideraciones mencionadas, el alineamiento horizontal fue diseñado de tal forma que resulte casi perpendicular al talud de las montañas, para minimizar la influencia de cualquier presión diferencial de tierra.

2) Diseño del alineamiento vertical

Debido a los métodos constructivos del túnel y a la influencia de gases de escape de vehículos, la pendiente en el túnel debe ser mantenida en un mínimo. Sin embargo, se usó una pendiente de 4 %, considerando la necesidad de hacer los túneles tan cortos como sea posible, y para una conexión apropiada con el Puente Cajones.

Tomando en cuenta los factores mencionados, se fijó la longitud de los dos túneles en 370 m y 365 m, con lo que se considera que la influencia de los gases de escape es mínima. Los alineamientos horizontal y vertical están ilustrados en Figs. 5.3.1 y 5.3.2.

(3) Diseño de sección transversal

La sección interna de los túneles debe satisfacer las medidas de construcción descritas en inciso 4.1.4 (ver Figs. 4.1-2 y 4.1-3). La geometría de la sección interna de los túneles, que es diseñada considerando seguridad y volumen de tierra a ser excavada, se muestra en la Fig. 5.3-1.

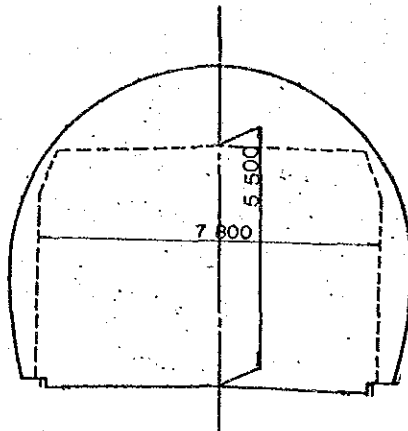


Fig. 5.3-1 Sección interna de túneles

(4) Diseño estructural

1) Estructura interna de los túneles

En vista de que las condiciones de suelos en los lugares de construcción de túneles, se componen de roca fresca y dura, con pocas fisuras, la superficie interior de los túneles será reforzada con malla de alambre, barras de anclaje y hormigón aplicado mediante rociador, para prevenir caída de rocas.

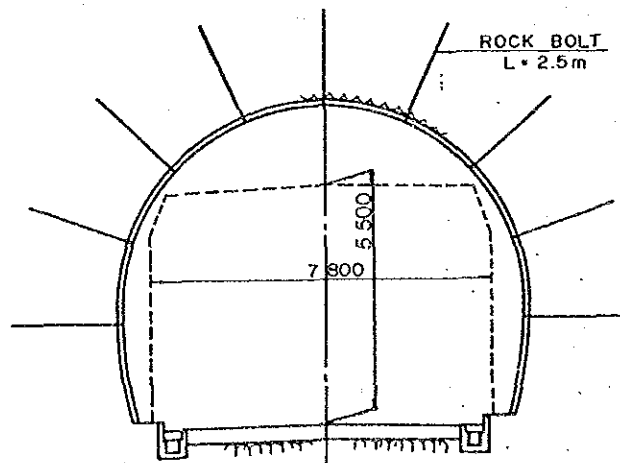


Fig. 5.3-2 Estructura interna de túneles

2) Estructura de entrada al túnel

Las condiciones del sub-suelo en los lugares de construcción son bastante buenas, en conjunto, pero algunas partes del terreno, en las inmediaciones de la entrada del

túnel, probablemente contienen suelo de superficie, así como fisuras y roca meteorizada. Para garantizar la seguridad, los primeros 30 metros de los túneles serán reforzados con un revestimiento de hormigón.

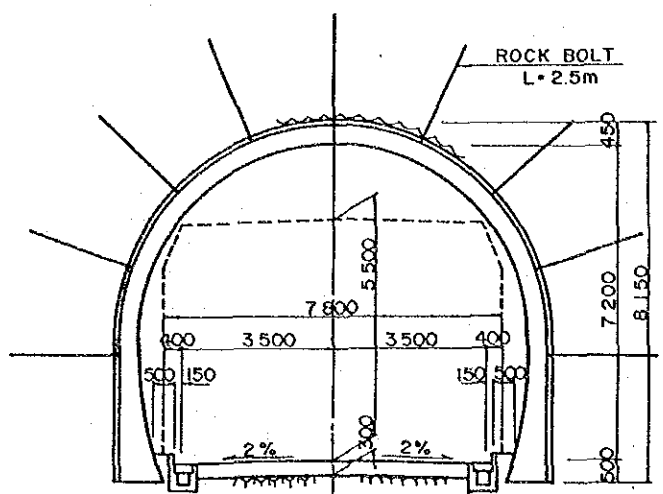


Fig. 5.3-3 Estructura de entrada del túnel

5.3.2 Obras para prevención de desastres

En este inciso se expone el diseño preliminar de las medidas óptimas de prevención de desastres. Los diseños preliminares se lograron después de realizar estudios de las obras elegidas para prevención de desastres. Se consideraron ubicaciones típicas con relación a cada estructura, y experiencias prácticas en construcciones de caminos similares.

A continuación se describen consideraciones de diseño para cada medida de prevención de desastres:

(1) Tipo 1 : Hormigón aplicado mediante rociador

La estructura está compuesta por una capa de 15 cm de espesor de hormigón aplicado mediante rociador, con malla de alambre extendida antes de la aplicación del hormigón y clavos de anclaje lanzados para fijar la malla de alambre al talud. Se debe instalar una fundación en el pie del talud, para prevenir el deslizamiento del hormigón aplicado. Una estructura se ilustra en Fig. 5.3-5(1).

(2) Tipo 2 : Muro de contención de mampostería de piedra

Como se ilustra en Fig. 5.3-5(2), la estructura está compu-

esta por piedras (35 cm de espesor), relleno de hormigón (20 cm de espesor) y otros materiales (40 cm de espesor). Otros materiales de relleno es indispensable para drenar las aguas del lado posterior del talud.

- (3) Tipo 3 : Rejilla de hormigón, con hormigón aplicado mediante rociado y anclajes

Esta medida de protección de talud consiste en una rejilla de hormigón armado, vaciada en sitio, con barras de anclaje, revestidas con mortero, que se colocan en los puntos de cruce de la rejilla, con el objeto de fijarla al talud. Espacios entre los elementos de la rejilla se llenan con hormigón rociado para prevenir acción del tiempo. La estructura se ilustra en Fig. 5.3-5(3).

- (4) Tipo 5 : Hormigón lanzado y anclado

Estructura de hormigón armado con barras de anclaje debe ser lanzada en toda la superficie del talud. La estructura se ilustra en Fig. 5.3-5(4).

- (5) Tipo 6 : Muro de contención de hormigón, tipo parilla

Como se ilustra en Fig. 5.3-5(5), la estructura está compuesta por elementos de hormigón. El muro de contención debe ser aplicado dependiendo prácticamente de la pendiente y la altura, como se muestra en la Fig. 5.3-4.

- (6) Tipo 9 : Malla de retención

Esta medida para caídas de roca se ilustra en Fig. 5.3-5(6), y consiste en malla de alambre y cable de alambre extendido a lo largo del talud. Adicionalmente, las barras de anclaje y/o ganchos de anclaje son lanzados para fijar la malla de alambre al talud.

- (7) Tipo 10 : Muro de retención de gaviones

Tipo 11 : Cerco de retención instalado al lado del camino

Las consideraciones de diseño para estas obras de retención son :

- se debe dejar espacio libre al lado del camino, de 3.0m de ancho, para depositar escombros caídos;
- altura de pared o cerco debe ser 2.0 m.
(la experiencia previa, ha mostrado que la altura de salto de piedras es generalmente de hasta 2.0 m)

La estructura de un cerco de retención se ilustra en Fig. 5.3-5(7).

- (8) Tipo 14 : Drenaje sub-superficial para protección de deslizamiento

Se debe aplicar un sistema de drenaje sub-superficial, tomando en cuenta las consideraciones siguientes :

- coleccionar aguas subterranas, usando grava;
- extender grava debajo de las zanjias, en la parte alta de los taludes;
- extender grava a lo largo de la parte superior de cada talud;
- hacer un canal para drenar las aguas subterranas al sistema de drenaje vertical.

Una estructura se ilustra en Fig. 5.3-5(8).

- (9) Tipo 15 : Dique de gavi6n para flujo de escombros y tierra

Se describen a continuaci6n las consideraciones de dise1o para diques de gavi6n :

Altura del dique

La altura del dique debe ser determinada asumiendo que el dep6sito total de sedimentos debe ser retenido por el dique.

Ancho de corona

El ancho de corona se determina tomando dos veces el di1metro m1ximo de los escombros depositados. As1, como los di1metros m1ximos de escombros depositados en los lugares seleccionados para diques de gavi6n se asumen de 1.5 metros, se defini6 un ancho de corona de 3.0 m.

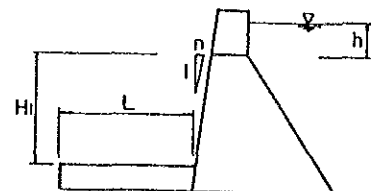
Batiente

La longitud de batiente para cada dique fue determinada usando la siguiente ecuaci6n :

$$L = 1.5(h + H_1) - nH_1$$

donde,

- L = longitud de batiente (m)
- h = profundidad de rebose (m)
- H₁ = carga efectiva (m)
- n = pendiente aguas arriba



Adem1s, con relaci6n al espesor del batiente, normalmente

se adopta un valor de 2.0 metros.

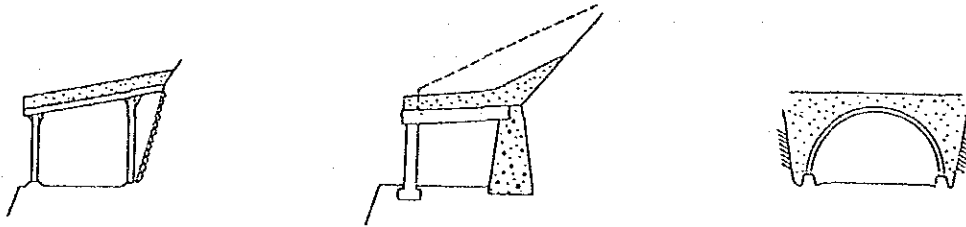
Profundidad de empotramiento

Normalmente se usa una profundidad de empotramiento de 2.0 metros, en el caso de lecho de roca, como el que se encontró en el área del proyecto.

La estructura se ilustra en Fig. 5.3-5(9).

- (10) Tipo 17 : Cubierta de protección para arrastres de escombros/tierra

Como se especifica en Tabla 4.5-3, "Comparación de medidas de prevención", la aplicación de una cubierta de protección se limita al punto J + 0.6 (No. 40+300). Para esta situación, generalmente se consideran los siguientes tres tipos :



Tipo portal

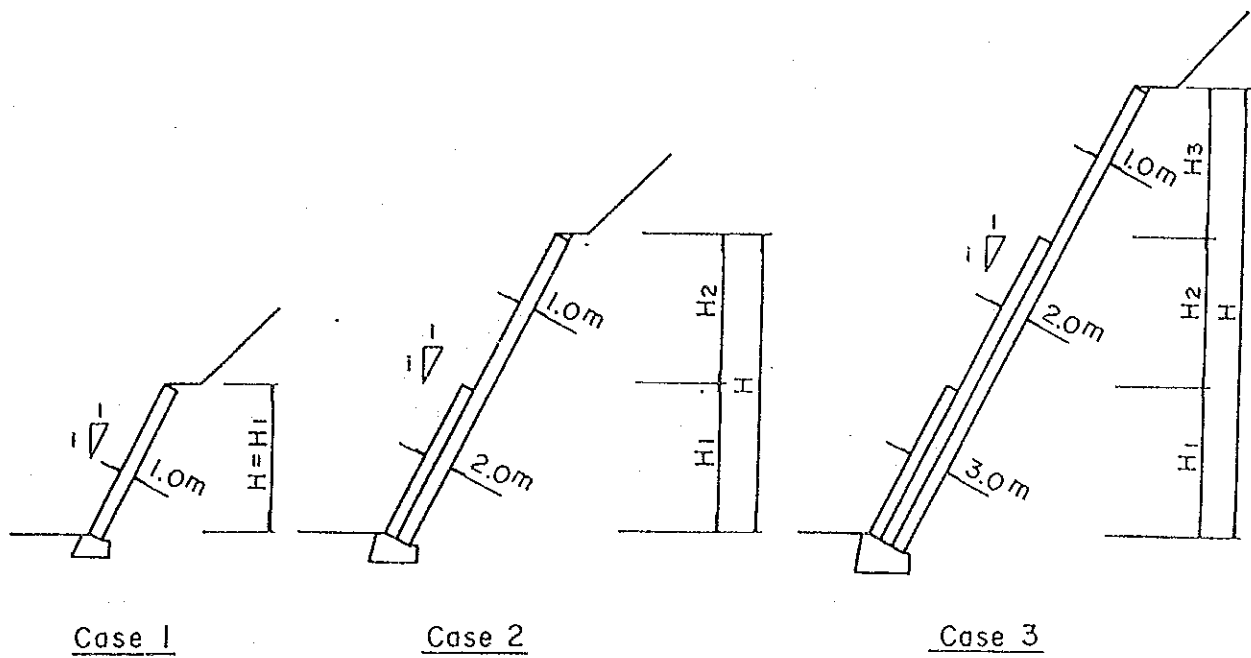
Tipo muro de contención

Tipo arco

Se asume que el talud en este punto es comparativamente estable y mayormente compuesto por roca blanda. Considerando estas condiciones, no es necesario proteger el talud con un muro de contención. Comparando las estructuras tipo portal y arco, la primera es mejor que la segunda, desde el punto de vista de facilidad de su construcción. Así, se adoptó el tipo portal para este caso particular.

En lo referente al material, se adoptó hormigón armado, desde un punto de vista de economía.

La estructura se ilustra en la Fig. 5.3-5(10).



$i = 2.0$

Slope Height	Case	H ₁	H ₂	H ₃
$H \leq 10$	Case 1	H	-	-
$10 < H \leq 20$	Case 2	10.0	$H - 10.0$	-
$20 < H \leq 30$	Case 3	10.0	10.0	$H - 20.0$

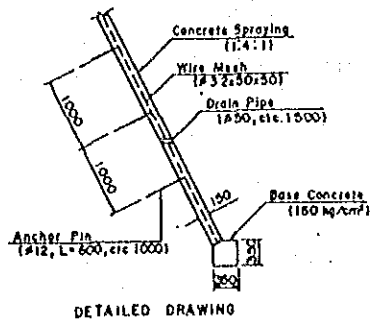
$i = 2.5$

Slope Height	Case	H ₁	H ₂	H ₃
$H \leq 7.5$	Case 1	H	-	-
$7.5 < H \leq 15$	Case 2	7.5	$H - 7.5$	-
$15 < H \leq 22.5$	Case 3	7.5	7.5	$H - 15.0$

$i = 3.3$

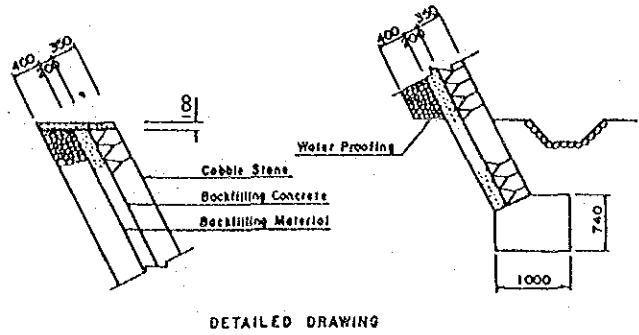
Slope Height	Case	H ₁	H ₂	H ₃
$H \leq 6$	Case 1	H	-	-
$6 < H \leq 12$	Case 2	6.0	$H - 6.0$	-
$12 < H \leq 18$	Case 3	6.0	6.0	$H - 12.0$

Fig. 5.3-4 Aplicación de muro de contención tipo parrilla



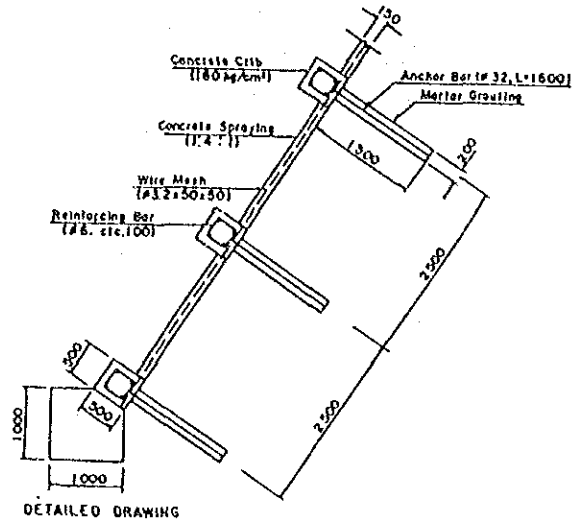
DETAILED DRAWING

Fig. 5.3-5(1) Hormigón rociado (Tipo 1)



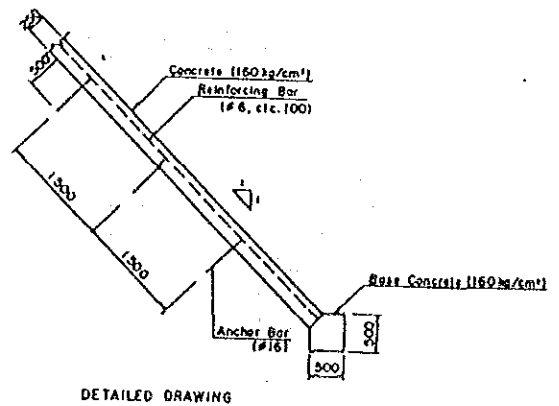
DETAILED DRAWING

Fig. 5.3-5(2) Muro de contención de mampostería de piedra (Tipo 2)



DETAILED DRAWING

Fig. 5.3-5(3) Parrilla de hormigón con hormigón rociado y anclajes (Tipo 3)



DETAILED DRAWING

Fig. 5.3-5(4) Enrocado de hormigón, con anclajes (Tipo 5)

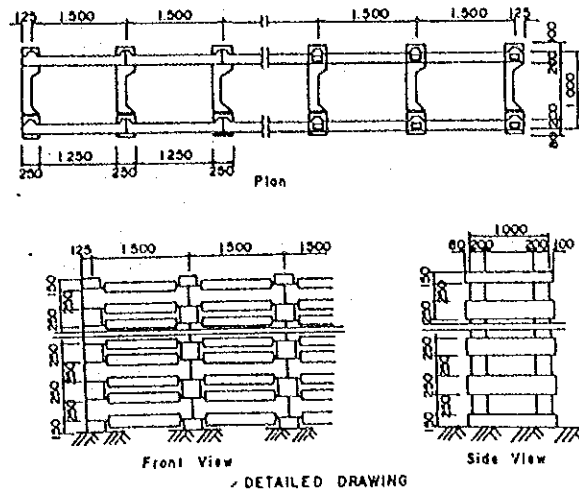


Fig. 5.3-5(5) Muro de contención de hormigón, tipo parrilla (Tipo 6)

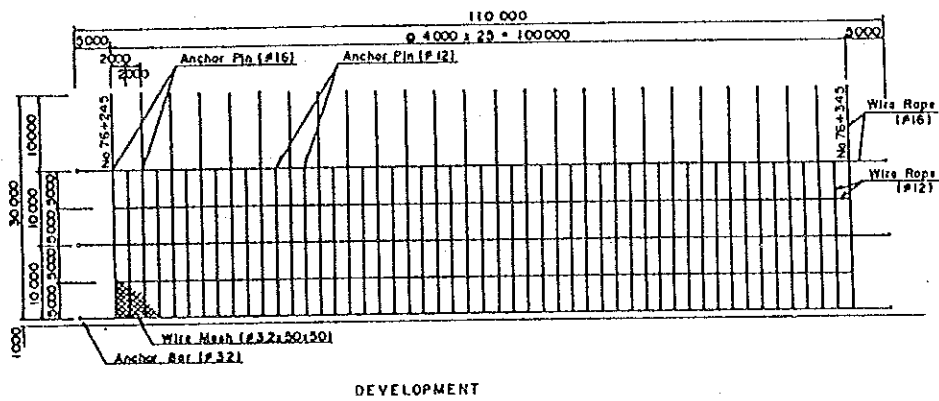


Fig. 5.3-5(6) Malla de retención y muro de gabión (Tipos 9/10)

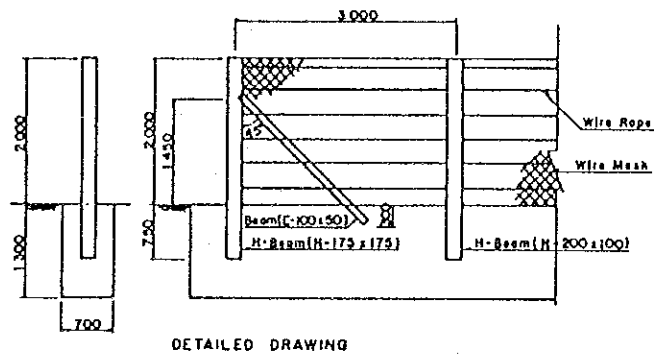


Fig. 5.3-5(7) Malla de retención y rejilla de retención (Tipos 9/11)

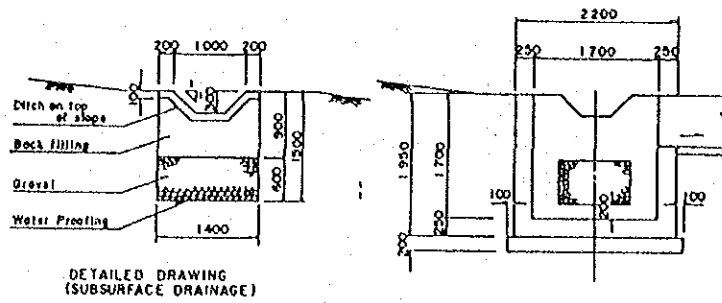


Fig. 5.3-5(8) Drenaje sub-superficial (Tipo 14)

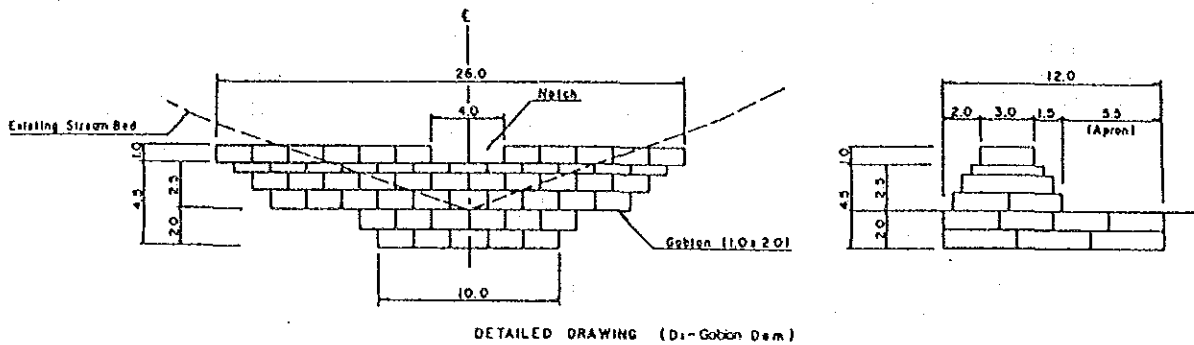


Fig. 5.3-5(9) Dique de gabión (Tipo 15)

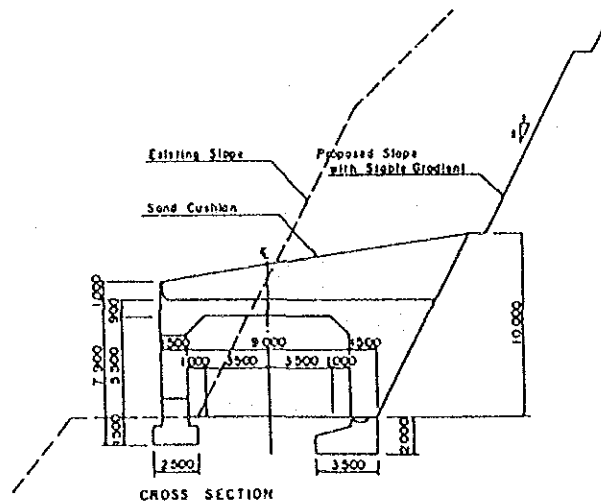


Fig. 5.3-5(10) Cubierta para flujo de tierra/escombros (Tipo 17)

5.3.3 Muros de contención

Como se mencionó en inciso 5.1.2, (4), el número de muros de contención a ser construidos fue minimizado. Se definió el uso de estas estructuras donde se comprobó su conveniencia, en seguridad y economía, con relación a trabajos de movimiento de tierras. Los tipos de muros de contención se determinaron de acuerdo con factores de su uso, altura permisible y factores económicos para cada sitio en particular.

(1) Muros de contención de gravedad

Estos muros serán construidos en hormigón simple, usando como agregado piedras provenientes de las excavaciones. En vista de que las paredes frontales son perpendiculares, como se muestra en Fig. 5.3-6, se emplean muros de gravedad para todos los trabajos de relleno en áreas de fuerte pendiente.

(2) Muros de contención de mampostería

Estos muros se usan ampliamente en Bolivia, y son relativamente económicos. Se pueden construir con piedra obtenida localmente, sin necesidad de encofrado. La durabilidad de estos muros puede ser suficiente, aún con una mezcla de hormigón pobre.

La sección transversal de este tipo de muro puede ser simplificada, usando material de alta calidad y alta permeabilidad como relleno detrás de la estructura, y ajustando el espesor del muro, para reducir la presión del terreno. Valores de los parámetros a ser usados en operaciones de corte y relleno se muestran en Fig. 5.3-5.

(3) Muro de contención tipo parilla

Tipicamente, se usan muros de contención tipo celosía cuando la superficie del relleno en taludes empinados, o taludes de corte empinados en regiones montañosas, que corren paralelos a taludes naturales, deben ser mantenidos dentro de ciertos límites. También se usan cuando hay considerable infiltración desde el interior de los taludes. Muros de contención de celosía son altamente permeables. En vista de que son construidos con unidades prefabricadas de hormigón, que son rellenas con material local, y ensambladas en forma de celosía, son adecuados para la construcción en regiones montañosas. Cuando se requieren

muros altos, se puede construir una estructura de doble o triple bastidor. Es necesario colocar las fundaciones de los bastidores sobre suelo sólido, para prevenir su desplome. Dimensiones y configuración de operaciones de corte y relleno para estos muros se muestran en la Fig. 5.3-5.

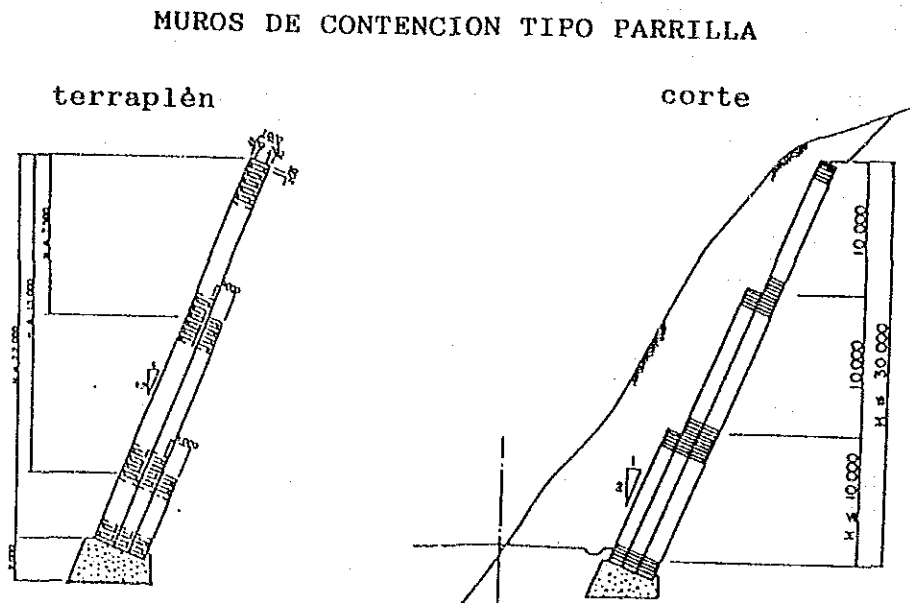
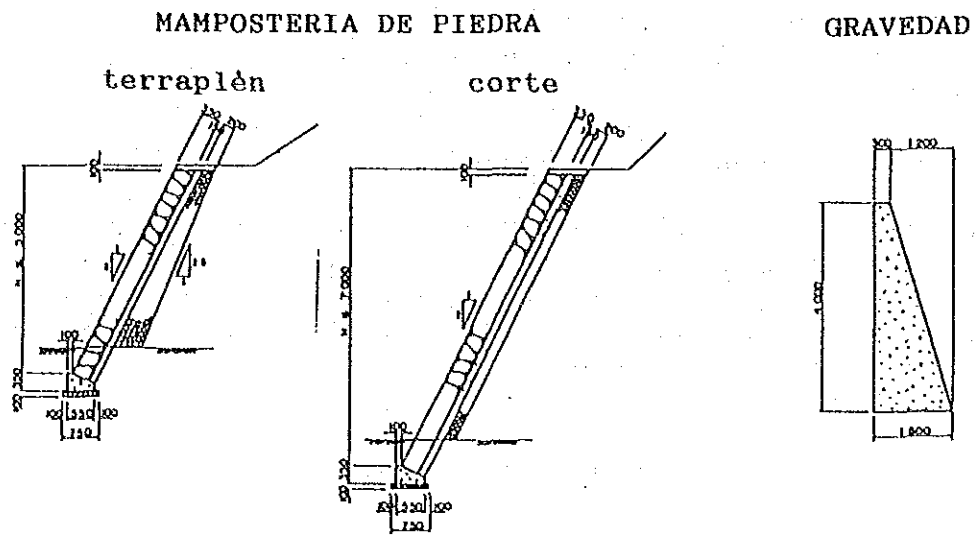


Fig. 5.3-6 Muro de Contención

(4) Zanjas de coronamiento de taludes

Al igual que en el caso de cunetas en taludes de corte, se adoptaron zanjas de piedra como drenaje de cima de talud. Como las cargas y empuje de tierra que actúan en estas zanjas son menores que en el caso anterior, se adoptó una pendiente ligeramente mayor para las paredes laterales, como se muestra en Fig. 5.3-8.

(5) Canales de berma

Para estos casos se adoptaron canales prefabricados, con un alto grado de viabilidad de trabajo, ya que estas obras están previstas para bermas angostas ($W = 1.5$ m). Se adoptó una sección ligeramente mayor (30 cm x 30 cm) con relación al caudal, debido a que no están localizadas idealmente con respecto a su mantenimiento. Las dimensiones del canal se muestran en Fig. 5.3-9.

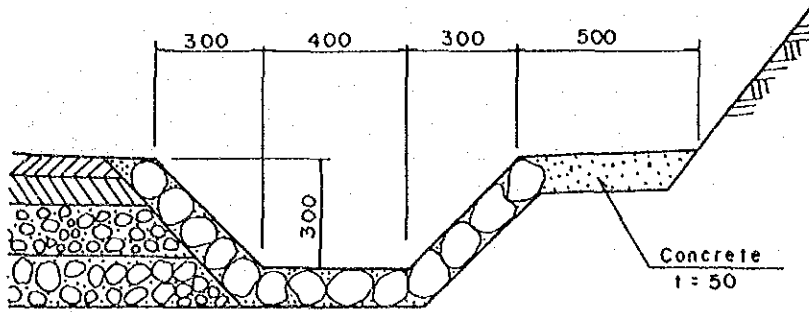


Fig. 5.3-7 Detalles de cuneta lateral

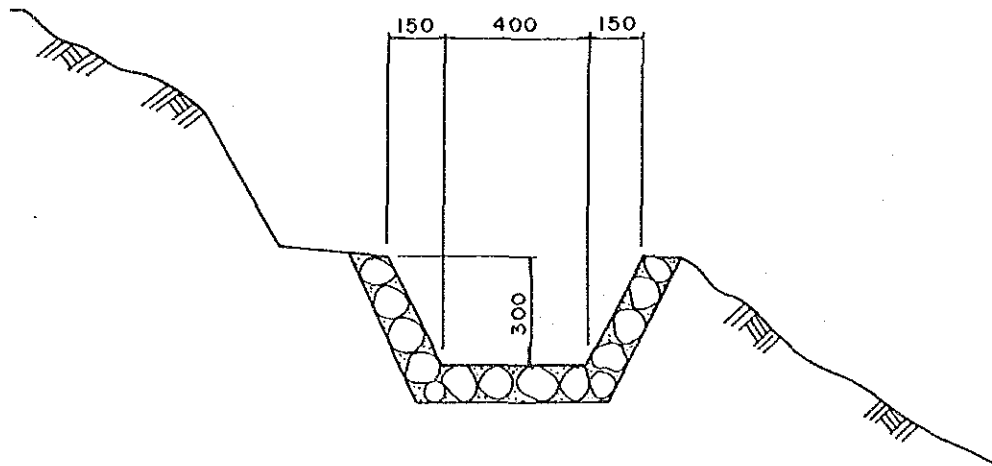


Fig. 5.3-8 Drenaje en pie de talud

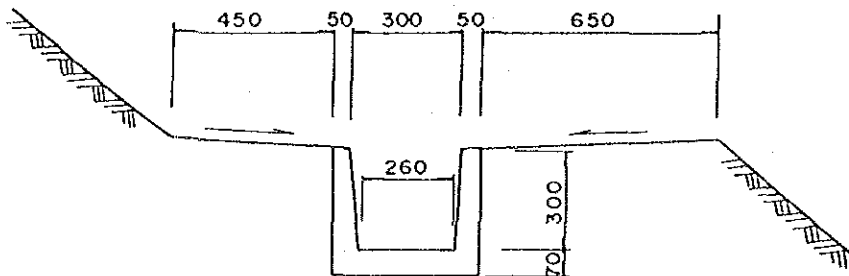


Fig. 5.3-9 Zanja de drenaje en berma

5.4 Planificación de movimiento de tierras

5.4.1 Volumen de suelo excavado

El volumen total de suelo excavado en el tramo Santa Bárbara - Bella Vista, llega a 10,220,000 m³. De este volumen, 1,513,000 m³ se utiliza como material de relleno, y los restantes 8,707,000 m³ se desechan. Los volúmenes de suelo excavado se muestran en la Fig. 5.4-1.

(1) Excavación

En la sub-sección entre el punto inicial y Punto (K) (No. 46+750), se produce más de la mitad (aprox. 5,514,000 m³, o 118,000 m³/km) del volumen total de excavación. El volumen producido en excavaciones de Punto (K) a Punto (Q) (No. 79+550) es solamente 2,063,000 m³ (63,000 m³/km), mientras que en la sub-sección de Punto (Q) a Punto (V) (No. 101+300), se incrementa a 2,303,000 m³ (106,000 m³/km). El volumen de excavación en la sub-sección entre Punto (V) y el punto final (No. 108+630) disminuye a 330,000 m³ (45,000 m³/km).

El mayor factor que contribuye a los grandes volúmenes de excavación en las dos sub-secciones indicadas es la topografía empinada. Los cortes en el camino existente son en su mayoría perpendiculares, en vez de estar a ángulos especificados por códigos relevantes, de acuerdo con las condiciones geológicas. Incluso hay algunos lugares donde los cortes sobresalen (Foto 5) sin ninguna obra de protección. En vista de que el plan de mejoramiento en este proyecto se elaboró de acuerdo con pendientes especificadas, la altura máxima de corte, en algunos lugares, llega a 50 m.

Además, se asegura un radio mínimo de curvatura de 50 m, o más, y se mantiene la pendiente dentro del límite de 7 % (pendiente específica $i = 8\%$; $L \leq 400$ m), para corregir alineamiento indeseable del camino existente. Esto resulta en cambios considerables en alineamiento, que causan un volumen de excavación mayor a 10,000,000 m³ para todas las secciones.

(2) Rellenos

El volumen de suelo requerido para rellenos en la sección entre el punto inicial y Punto (K) es de 264,000 m³ (6,000 m³/km), mientras que entre Punto (K) y el punto final es de

(UNIT : 1000m³)

STATION	NO.0	NO.25 +300	NO.46 +760	NO.60 +0	NO.79 +550	NO.101 +30	NO.108 +630	TOTAL
POINT	S/B	F	K	Caranavi	Q	V	B/V	TOTAL
EXCAVATION SOIL	150/km							
	100/km							
	50/km	2878	2636	778	1285	2303	330	10220
	0/km							
EMBANKMENT SOIL	30/km							
	20/km							
	10/km			271		643	130	1513
	0/km	121	143		204			
UNUSUAL SOIL	150/km							
	100/km							
	50/km	2757	2493	507	1081	1660	200	8707
	0/km							

Fig. 5.4-1 Volumen de Suelo Excavado

1,249,000 m³ (20,000 m³/km). Por el contrario, el volumen de suelo usado en rellenos en la sub-sección entre Punto (Q) y Punto (V) es de 643,000 m³ (30,000 m³/km), siendo el mayor del proyecto.

El volumen total requerido para rellenos es aproximadamente 1,500,000 m³, comparado con el volumen de corte, que es aproximadamente 10,000,000 m³. Una de las razones para esta diferencia es que la topografía entre el punto inicial y Punto (K) es muy empinada, no pudiendo utilizarse rellenos debido a que el Río Coroico corre paralelamente. El alineamiento tuvo que ser cambiado hacia la montaña.

(3) Suelo no utilizado

Debido a la gran diferencia entre volumen de excavación y volumen de relleno, el volumen de suelo no utilizado llega a 8,710,000 m³, aún si todo el volumen utilizado en rellenos se toma de la excavación.

A pesar de que se espera un considerable volumen de suelo sobrante de las operaciones de corte entre Puntos (Q) y (V), en esta sub-sección no hay gran cantidad de suelo a ser desechado, por el requerimiento para rellenos. Por el contrario, debido a que el requerimiento para rellenos es muy pequeño entre el punto inicial y Punto (K), el suelo sobrante en esta sub-sección (5,250,000 m³, o 113,000 m³/km) constituye cerca del 60 % del exceso total de suelo sobrante.

5.4.2 Plan de bancos de desecho

La parte más difícil de este levantamiento fue encontrar bancos de desecho para un total de 8,710,000 m³ de material sobrante. En base a los requerimientos (distancia mínima posible de transporte y costo mínimo de construcción), se seleccionaron campos baldíos y bosques en las amplias riberas secas del Río Coroico, alejados tanto de plantaciones como granjas y huertos.

En casos en que sea inevitable el uso de áreas aptas para plantaciones, éstas serán adquiridas, o arregladas después de colocar el material de desecho, cubriéndolo con una capa de aproximadamente un metro de suelo, para que puedan volver a ser usadas como plantaciones. Preparar nuevas tierras de cultivo podría ser otra solución, haciendo como tierras en reemplazo.

Bancos de desecho ubicados en la ribera seca del Río Coroico también se pueden usar para plantaciones. Esto se puede lograr preparando taludes y otras superficies, cubriéndolas con suelo apto, manteniendo el ancho requerido para el río. Esto incrementaría la disponibilidad de tierra para la agricultura. Para proteger los taludes, será necesario cubrirlos con rocas grandes o colocar gabiones, para evitar que eventuales fallas de talud represen el río.

En una sección de cerca a 7 km, entre el Río Choro (cerca a No. 26) y el Río Quitacalzon (cerca a No. 33), la diferencia en elevación entre el camino existente y el Río Coroico es pequeña, y el lecho del río es angosto. En esta sección, hay cerca de 1,100,000 m³ de suelo sobrante, y es difícil encontrar bancos de desecho de este material. El único banco grande en esta sección es un lecho de río en San Pedro (cerca a No. 30), donde será depositado un volumen cercano a 500,000 m³.

Pasando No. 80, el camino corre lejos del río. Por lo tanto, bancos de desecho fueron seleccionados a lo largo de suaves ondulaciones y valles.

Hay 30 bancos de desecho en la sub-sección entre el punto inicial y No. 40, 15 en la sub-sección entre No. 40 y No. 80, y 25 en la sub-sección entre No. 80 y el punto final, haciendo un total de 65 bancos de desechos. Hay 5 bancos grandes, con capacidad de 500,000 m³ o más, entre el punto inicial y Caranavi. En la mayoría de los bancos ubicados en lechos de río, se descargará el material directamente desde el camino existente.

5.4.3 Plan de transporte de suelos

Hay 65 bancos de desecho en la longitud total de 108 km, por lo que la longitud de una sección excavada para cada banco de desecho es, en promedio, 1.7 km. Dada esta longitud por banco de desecho, la distancia promedio de transporte al depósito es solamente de 500 m. Sin embargo, en algunos lugares, el material sobrante no puede ser botado directamente desde el camino existente, debiendo transportado por un camino de acceso. Por lo tanto, considerando esta circunstancia, la distancia promedio de transporte para el proyecto se fijó en 1 km. Los planes de bancos de desecho y transporte de material sobrante se ilustran en la Fig. 5.4-2.

En general, se pudo formular un plan de transporte bastante económico, debido a la corta distancia promedio de transporte, de 1 km. Sin embargo, es imperativo que se tomen adecuados cuidados para no causar destrucción del medio ambiente. También es necesario considerar el alto nivel de aguas durante la época de lluvias, así como la estabilización de los bancos de desecho y adecuadas medidas de prevención contra fallas.

5.5 Mantenimiento

Se deben efectuar mantenimiento y reparaciones adecuados para asegurar la calidad del camino y para preservarlo en buen estado. Estas tareas incluyen el mantenimiento preventivo, para tener el camino en condiciones de servicio, y reparaciones para ponerlo en condiciones en caso de daños.

5.5.1 Sistema de mantenimiento

Como otros caminos nacionales, este tramo será directamente mantenido por SNC. Las cinco oficinas de mantenimiento existentes serán responsables del mantenimiento de este camino, de acuerdo a la siguiente distribución :

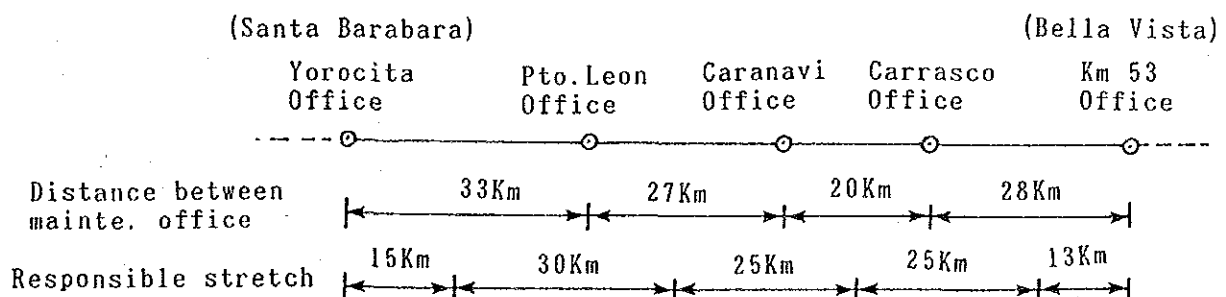


Fig. 5.5-1 Sistema de mantenimiento propuesto

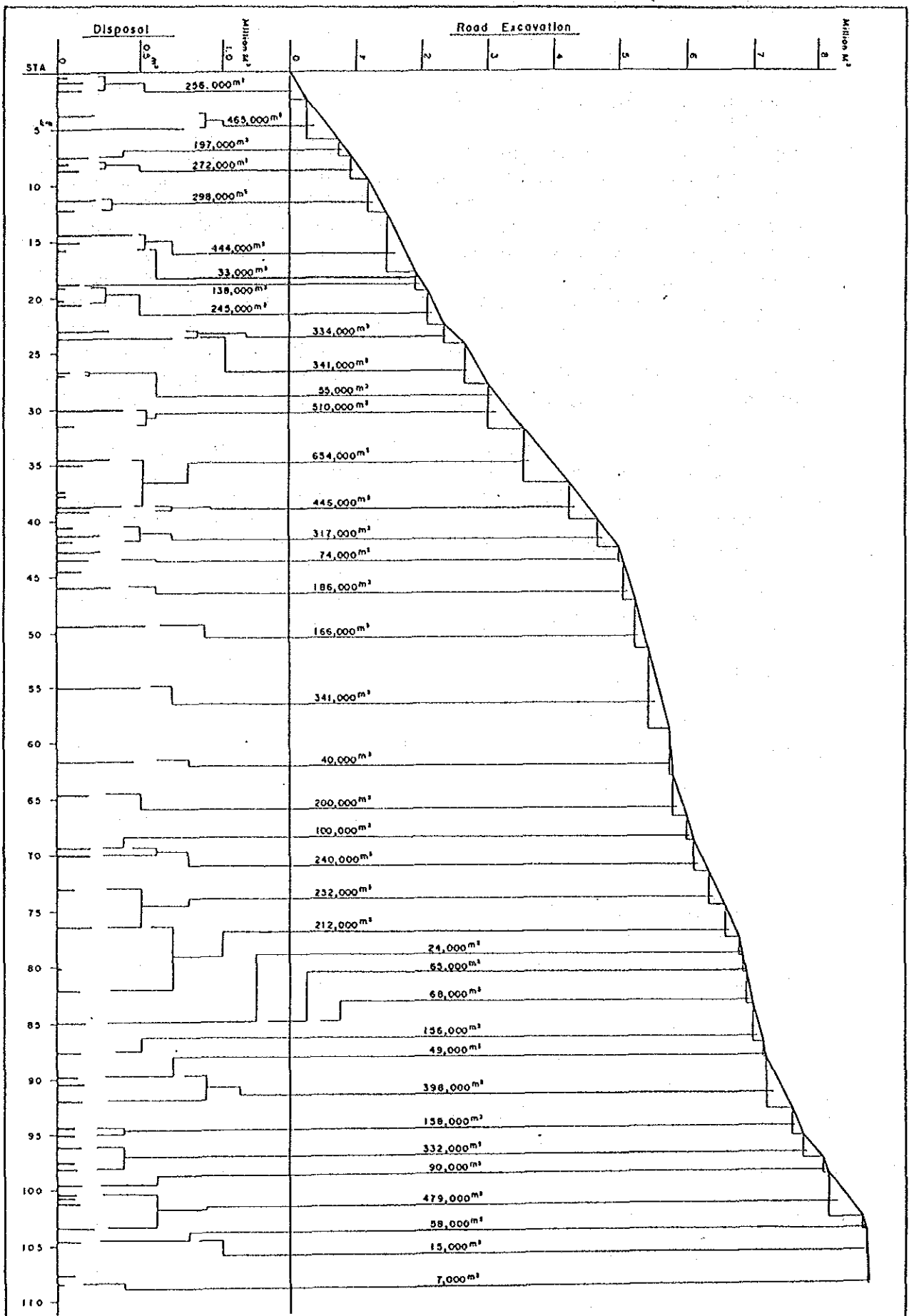


Fig. 5.4-2 Depósito de desechos y plan de transporte

5.5.2 Alcance de trabajos de mantenimiento y reparación

Mantenimiento y reparación del camino incluye inspecciones regulares, trabajos relacionados al camino, trabajos relacionados a taludes, limpieza de obras de drenaje y corte de árboles en el area del camino.

(1) Inspección

- a) observar cualquier anomalía en o cerca al camino, que pueda afectar su estructura;
- b) observar cualquier obstáculo o peligro, que pueda estorbar al tráfico por el camino;
- c) seguimiento de tráfico en el camino.

Un equipo de inspección consiste en un obrero, un conductor y un vehículo (camioneta).

(2) Trabajos relacionados al camino

Las superficies del camino se pueden clasificar en rípiadas y alfaltadas.

a) Pavimento de ripio

En vista de que hoyos, corrugación, declives y superficies disminuidas en espesor aceleran cualquier daño existente, es necesaria la eficiente provisión de materiales para reparaciones. Las maquinarias a ser usadas incluyen volquetes, moto niveladores y compactadores de rodillo. Un equipo de mantenimiento consiste en un administrador, un operador y un conductor.

b) Pavimento asfáltico

Los daños en la superficie de pavimento asfáltico incluyen hoyos, fallas, fisuras locales y declives. Se usan ampliamente los parches para la reparación. Las maquinarias a ser usadas incluyen camiones y pequeños vibradores de rodillo. En materiales se incluye piedra triturada, arena, capa de imprimación, capa ligante, y asfalto. Un equipo de mantenimiento consiste en un administrador, un operador, un conductor y un obrero.

(3) Trabajos relacionados con taludes

En adición a inspecciones regulares, es necesario efectuar controles después de inusuales y severos temporales, como

tormentas, para hacer seguimiento de eventuales cambios en las condiciones del camino, mientras se hacen preparativos para reparación de daños y defectos en etapas iniciales.

(4) Limpieza de obras de drenaje

Debido a que los caminos son dañados frecuentemente por aguas, es importante mantener las obras de drenaje en buenas condiciones. En el area del proyecto, se debe notar que si los desechos de madera, u otros materiales, tapan las entradas de las obras de drenaje lateral, el rebose de aguas podría dañar el camino. Se deben efectuar la inspección regular, seguimiento y limpieza para asegurar que las obras de drenaje funcionen apropiadamente. El trabajo incluye labores de limpieza, a ser realizadas manualmente o con palas mecánicas (con ruedas).

(5) Corte de árboles a lo largo del camino

En el area del proyecto, hay mucha vegetación nativa, que crece rápidamente. En consecuencia, escasa insolación y aspiración retrasan el secado de la superficie del camino, y una superficie mojada tiende a causar desgaste prematuro, debido a la fricción entre la superficie y las llantas de los vehículos. La presencia de árboles también puede disminuir los límites de luces libres y las distancias de visibilidad. Es necesario el corte periódico de árboles para evitar dichos problemas. Estos trabajos se pueden hacer manualmente o con palas mecánicas (con ruedas).