

Tabla 3-3 : SELECCIÓN DE PUENTES PARA EL ESTUDIO ESPECIALIZADO

Nº	Nombre del puente	REGIÓN	A	B	C	D
1	HUASCO	3			*-1	*
2	AMOLANAS	4	*	*	*-1	*
3	CHIGUALOCO	4		*		*
4	QUILLIMARI	4			*-11	*
5	PULLALLY	5		*	*-111	*
a	EL MONTE	RM	*			
b	ESPERANZA	RM	*			
6	MAIPO	RM		*	*-111	*
7	P.S. EL TENIENTE (Nº1)	6		*		*
8	P.S. EL TENIENTE (Nº2)	6		*		*
9	TENO	7		*	*-1	*
10	CLARO	7		*	*-1	*
c	MAULE ORIENTE	7		*		
11	LONCOMILLA	7	*	*		*
12	QUILLIPIN	7		*		*
d	QUILLON	8	*			
e	QUEBRADA HONDA	8	*			
13	BIO-BIO ANTIGUO	8	*	*	*-1	*
f	SALTO DEL LAJA	8		*		
14	RAMADILLAS	8	*	*	*-11	*
15	MALLECO	9	*	*	*-1	*
16	QUINO	9		*	*-111	*
17	TOLTEN	9	*	*	*-111	*
18	P.S. LONCOCHE	9		*		*
19	PICHOY	10	*	*		*
20	CAYUMAPU	10	*	*		*
21	CRUCES CALLE	10	*	*	*-11	*
22	RAHUE	10		*	*-11	*

Nota.-

- A: Puentes presentados al inicio del estudio por el M.O.P.
- B: Puentes preseleccionados por el equipo de investigación.
- C: Puentes seleccionados en base a A y B tomando en cuenta las prioridades presentadas por el M.O.P.
- D: Puentes finalmente seleccionados por el equipo de investigación y el M.O.P. para el estudio especializado.

(2) **Selección de los puentes objetivo para el estudio especializado**

Para la selección de los 10 puentes objetivo del estudio especializado, se tomó fundamentalmente en cuenta los daños representativos de los puentes en Chile y tratando en lo posible de presentar una gran variedad de métodos de rehabilitación, comprendiendo ítemes de inspección necesarios, clasificaciones estructurales, etc.

1) Ítemes del estudio especializado para la superestructura (ver Tabla 3-4)

- Capacidad portante
- Análisis estructural
- Estudio especializado del grado de daño
- Estudio de la funcionalidad del puente

2) Ítemes del estudio especializado para la infraestructura (ver Tabla 3-5)

- Socavación
- Estudio geológico y de suelos
- Estudio de las fundaciones
- Medición de deformaciones
- Contramedidas hidrológicas

3) Clasificación estructural de puentes (ver Tabla 3-6)

4) Consideración de los puentes solicitados por el M.O.P.

Corresponde a la lista de puentes presentada por el Ministerio de Obras Públicas asignando prioridades a cada puente que se muestran en la Tabla 3-3 columna C.

Por otra parte en la tabla mencionada, las señales *-I, *-II y *-III corresponden a las prioridades mencionadas, siendo su orden de *-I a II, y III.

Tabla 3-4 : ÍTEMES DEL ESTUDIO ESPECIALIZADO PARA LA SUPERESTRUCTURA

Nº	Nombre del puente	Región	A	B	C	D
1	HUASCO	3		*		
2	AMOLANAS	4		*	*	
3	CHIGUALOCO	4			*	
4	QUILLIMARI	4		*		*
5	PULLALLY	5	*	*	*	
6	MAIPO	RM	*	*		
7	PS EL TENIENTE (Nº1)	6	*	*	*	
8	PS EL TENIENTE (Nº2)	6	*	*	*	
9	TENO	7				*
10	CLARO	7		*		*
11	LONCOMILLA	7				*
12	QUILLIPIN	7				*
13	BIO-BIO ANTIGUO	8	*		*	*
14	RAMADILLAS	8			*	
15	MALLECO	9	*	*	*	
16	QUINO	9			*	
17	TOLTEN	9		*		
18	P.S. LONCOCHE	9			*	
19	PICHOY	10			*	
20	CAYUMAPU	10			*	
21	CRUCES CALLE-CALLE	10				*
22	RAHUE	10		*		

Nota.-

- A : Capacidad portante del puente
- B : Análisis estructural
- C : Estudio del grado de daños
- D : Estudio de tráfico

Tabla 3-5 : ÍTEMES DEL ESTUDIO ESPECIALIZADO PARA LA INFRAESTRUCTURA

Nº	Nombre del puente	Reg	A	B	C	D	E
1	HUASCO	3					
2	AMOLANAS	4					
3	CHIGUALOCO	4					
4	QUILIMARI	4					
5	PULLALLY	5					
6	MAIPO	RM	*	*	*		
7	P.S. EL TENIENTE (Nº1)	6					
8	P.S. EL TENIENTE (Nº2)	6					
9	TENO	7					
10	CLARO	7	*				
11	LONCOMILLA	7	*	*	*	*	*
12	QUILLIPIN	7	*				*
13	BIO-BIO ANTIGUO	8	*	*	*		
14	RAMADILLAS	8					
15	MALLECO	9			*	*	
16	QUINO	9					
17	TOLTEN	9			*	*	
18	P.S. LONCOCHE	9		*	*	*	
19	PICHOY	10		*	*	*	
20	CAYUMAPU	10		*	*	*	
21	CRUCES CALLE-CALLE	10		*		*	
22	RAHUE	10					

Nota.-

- A : Socavación
- B : Estudio geológico y de suelos
- C : Estudio de fundaciones
- D : Medición de deformaciones
- E : Contramedidas hidrológicas

Tabla 3-6 : CLASIFICACIÓN ESTRUCTURAL DE PUENTES

Nº	Nombre del puente	Reg	RC	AR	PC	M	OTRA	FUN
1	HUASCO	3	*					
2	AMOLANAS	4		*				
3	CHIGUALOCO	4	*					
4	QUILLIMARI	4	*					
5	PULLALLY	5				*		
6	MAIPO	RM			*			*
7	P.S. EL TENIENTE (Nº1)	6	*					
8	P.S. EL TENIENTE (Nº2)	6				*		
9	TENO	7	*					
10	CLARO	7					*	*
11	LONCOMILLA	7			*			*
12	QUILLIPIN	7						
13	BIO-BIO ANTIGUO	8				*		*
14	RAMADILLAS	8				*		
15	MALLECO	9				*		
16	QUINO	9			*			
17	TOLTEN	9			*			
18	P.S. LONCOCHE	9	*			*		
19	PICHOY	10	*			*		
20	CAYUMAPU	10	*					
21	CRUCES CALLE-CALLE	10	*					
22	RAHUE	10		*				

Nota.-

- RC : Puente de hormigón armado
- AR : Puente en arco de hormigón armado
- M : Puente de acero
- PC : Puente de hormigón pre o postensado
- FUN : Puentes que presentan problemas en sus fundaciones

3-1-3 MÉTODO DE EJECUCIÓN DEL ESTUDIO ESPECIALIZADO

(1) Líneas básicas acerca de la ejecución del estudio especializado

El estudio fué ejecutado siguiendo básicamente el siguiente lineamiento:

1) Estudio mediante instrumentos especiales

Con el objeto de medir o estimar el grado de deterioro y las características principales de los materiales de que está compuesta la estructura de cada puente, se efectuaron los siguientes estudios:

1. Ensayo no destructivo del hormigón mediante el "Martillo de Schmidt".
2. Localización de la armadura del hormigón, y medición del recubrimiento mediante el "Profometer".
3. Ensayo de carbonatación del hormigón.
4. Medición de la dureza del acero mediante el ensayo de la dureza de Brinell.

2) Estudio de mensuramiento y medición de deformaciones

Usualmente los puentes sufren deformaciones debido a fenómenos tales como los sismos, inundaciones, socavación, etc. Por otra parte, debe considerarse que la forma conseguida al finalizarse la construcción, no es exactamente igual a la proyectada durante el diseño. Bajo éstas consideraciones, a fin de obtener las dimensiones actuales de los puentes, y de medir el estado de deformaciones, se efectuaron los siguientes estudios:

1. Medición de deformaciones longitudinales y transversales, pendientes, y asentamientos mediante el uso de taquígrafos y niveles. Levantamiento de las vías de acceso.
2. Medición de asentamientos e inclinación de las cepas.
3. Verificación de alturas de fundación. Estudio del estado de socavación del lecho.
4. Estudio de fisuramiento de la losa.

3) Estudio geológico y de suelos

En la actualidad en Chile no se cuenta con suficiente material de información de geología y suelos concernientes a puentes. Puesto que toda información acerca de suelos es imprescindible para el análisis de contramedidas contra los sismos, socavación, etc., se determinó la ejecución del estudio geológico y de suelos para todos puentes objetivo del estudio, a excepción de los puentes Amolanas, Claro, y Ramadillas.

Con el objeto de verificar la capacidad portante del terreno se realizaron los respectivos ensayos de penetración normal; y para conocer la conformación de suelos de las fundaciones de los puentes, se dispuso la ejecución de los ensayos de clasificación de suelos en laboratorio.

(2) **Medición mediante instrumentos especiales**

La ubicación de los puntos que fueron estudiados mediante instrumentos especiales, se encuentran detallados en las Figuras 3-12 a 3-21. En éstas figuras, los puntos estudiados mediante el "Martillo de Schmidt", "Profometer", "Equotip" o el "Ensayo de carbonatación" se encuentran señalados con la sigla "SCH", "PRO", "EQU" o "CAR" respectivamente.

1) Ensayo de la resistencia del hormigón mediante el Martillo de Schmidt

Para este ensayo, se utilizó el martillo modelo NR y la plantilla de ensayo de la Sociedad de Materiales de Japón (Cia). Como norma de medición se adoptó que "la resistencia del hormigón en un punto determinado, es igual a la media de las mediciones efectuadas en 20 puntos distribuidos en torno a él, con un espaciamiento de 3cm, y una conservando una distancia mínima de 3cm desde cualquier borde libre". Por otra parte, la corrección de las mediciones en el terreno se realizó de acuerdo al siguiente método:

1. Corrección por el ángulo de aplicación

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

donde; D_{mi} : Valor original leído con el martillo de Schmidt.
 δR_{mi} : Corrección por ángulo

2. Cálculo del valor corregido y su rango

Se calcula el promedio de los 20 valores obtenidos para el punto de ensayo; luego se calcula el rango de $\pm 20\%$ de la media:

Valor medido	D_i	$i=1,2,\dots,20$
Valor medio	A_v	$A_v=1/20 \sum D_i$
Valor aplicable	D_{adi}	$0.8A_v \leq D_{adi} \leq 1.2A_v$

3. Resistencia Estimada

Por medio de la ecuación de la Sociedad de Ensayo de Materiales de Japón:

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

4. Resistencia estimada considerando la vida del hormigón:

$$F_n = F * \alpha$$

donde; α : coeficiente de corrección por vida del hormigón

2) Examen no destructivo de la armadura del hormigón mediante el "Profometer"

Este es un método no destructivo mediante el cual usando instrumentos electrónicos especiales se localiza la armadura del hormigón armado, y se determina también la distribución de ésta y su recubrimiento.

Este ensayo se utilizó principalmente para obtener los siguientes datos:

1. Localización de armadura, espaciamiento y recubrimiento.
2. Ubicación de armadura horizontal y vertical para el ensayo de carbonatación.

3) Ensayo de carbonatación del hormigón

1. Definición de carbonatación del hormigón

Con el objeto de estudiar la capacidad portante y la durabilidad de las estructuras de hormigón armado, se realizaron los ensayos de carbonatación del hormigón. Básicamente, el hormigón recién vaciado, debido a la acción de los hidróxidos de calcio, $\text{Ca}(\text{OH})_2$, contenidos en su interior, posee una alcalinidad muy fuerte (aproximadamente un Ph igual a 12). Esta alcalinidad, en realidad protege contra la oxidación de la armadura de refuerzo que se encuentra en el hormigón. Sin embargo, con la acción del tiempo y la intemperancia, el gas de anhídrido carbónico produce una reacción química que produce carbonatos de calcio, haciendo disminuir notablemente la alcalinidad inicial.



Si este proceso de carbonatación se desarrolla hasta que la alcalinidad baje a valores inferiores de un Ph igual a 9, entonces se crea una situación propicia para la oxidación del hierro, iniciándose así la corrosión de la armadura de refuerzo. Por efecto de la corrosión del hierro, el hormigón sufre una expansión volumétrica, que deriva luego en agrietamientos y descascaramientos. A su vez, las grietas o descascaramientos ocasionan el ingreso de agua y aire, los cuales hacen aún más intensivo el proceso de carbonatación. Como resultado de esto, la durabilidad del hormigón armado decrece sustancialmente. Este es el fenómeno denominado como "carbonatación del hormigón" y constituye una información muy valiosa para evaluar la durabilidad del hormigón.

2) Método de ensayo

El procedimiento para la realización de este ensayo es el siguiente:

1. Se pica la superficie de hormigón a ser ensayada, hasta encontrar un hormigón consistente (saludable).
2. Seguidamente, una vez limpiada la superficie, se pulveriza en ésta una solución de fenoftalina desconcentrada al 1% con alcohol. Si la superficie en la que se aplicó la fenoftalina tornase a una coloración violeta rojo intensa, esto significa que el hormigón posee una alcalinidad elevada y está en buenas condiciones. Por el contrario, si tornase a una coloración blanquecino, quiere decir que la reacción de carbonatación está avanzada.

3. A continuación, con la ayuda de un "espectrograma estándar de carbonatación" se evalúa la alcalinidad de la superficie estudiada.
4. Además, con la ayuda de un martillo hidráulico o taladros se perfora el hormigón hasta encontrar la armadura para evaluar su estado de acuerdo a la siguiente escala:

Tabla 3-7 : ESCALA DE EVALUACIÓN DE OXIDACIÓN

Grado de oxidación	Estado de oxidación del hierro
A	Casi no se observa oxidación alguna
B	Se verifica la existencia de algunas partes oxidadas
C	Gran parte del fierro está cubierta por una capa de coloración rojizo por el oxido
D	Existen partes muy afectadas, con grietas o pérdida parcial de sección
E	Estado de corrosión y expansión del hierro por laminación del mismo. Expulsa al hormigón de recubrimiento

4) Medición de la dureza del acero mediante el "Equotip"

Este ensayo consiste en la medición comparativa de la dureza de metales utilizando un "dispositivo de impacto" que provisto de una punta de diamante, golpea en la superficie ensayada y hace que se registre el rebote del mismo, para luego transformar éstos valores en unidades de dureza. En este estudio se utilizaron los parámetros estándar de conversión de dureza de Brinell para el caso del acero.

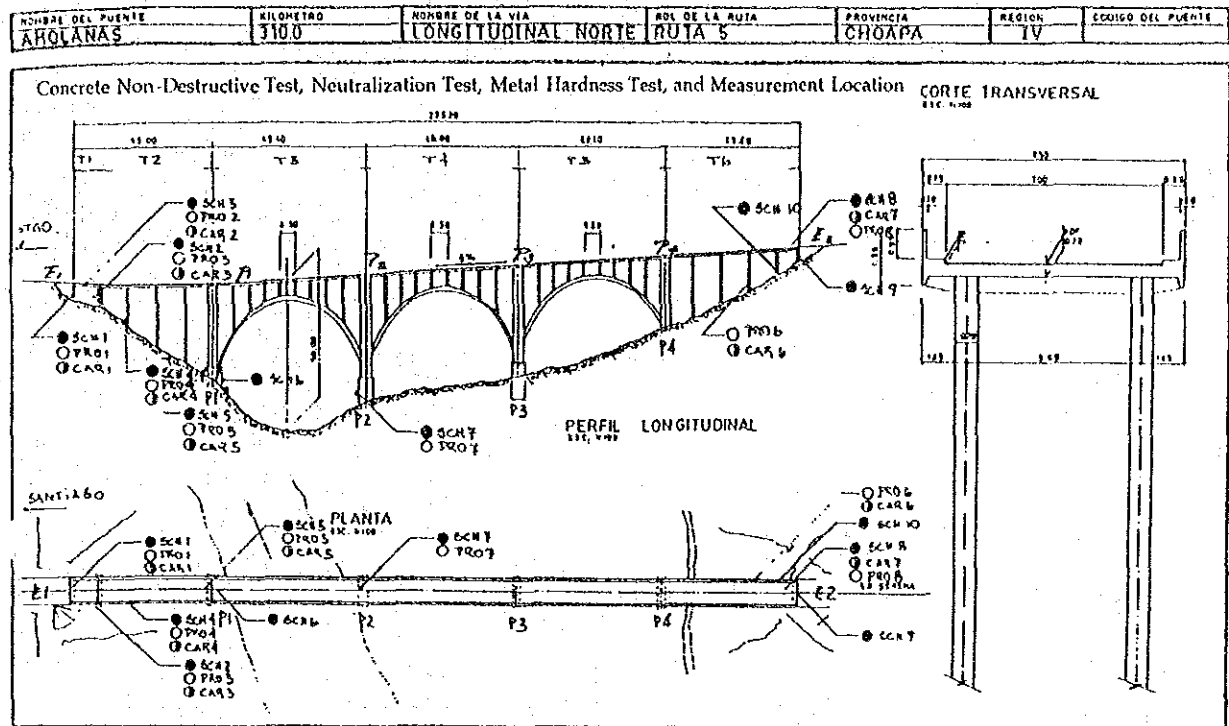


Figura 3-12: PUNTOS DE ENSAYO DEL PUENTE AMOLANAS

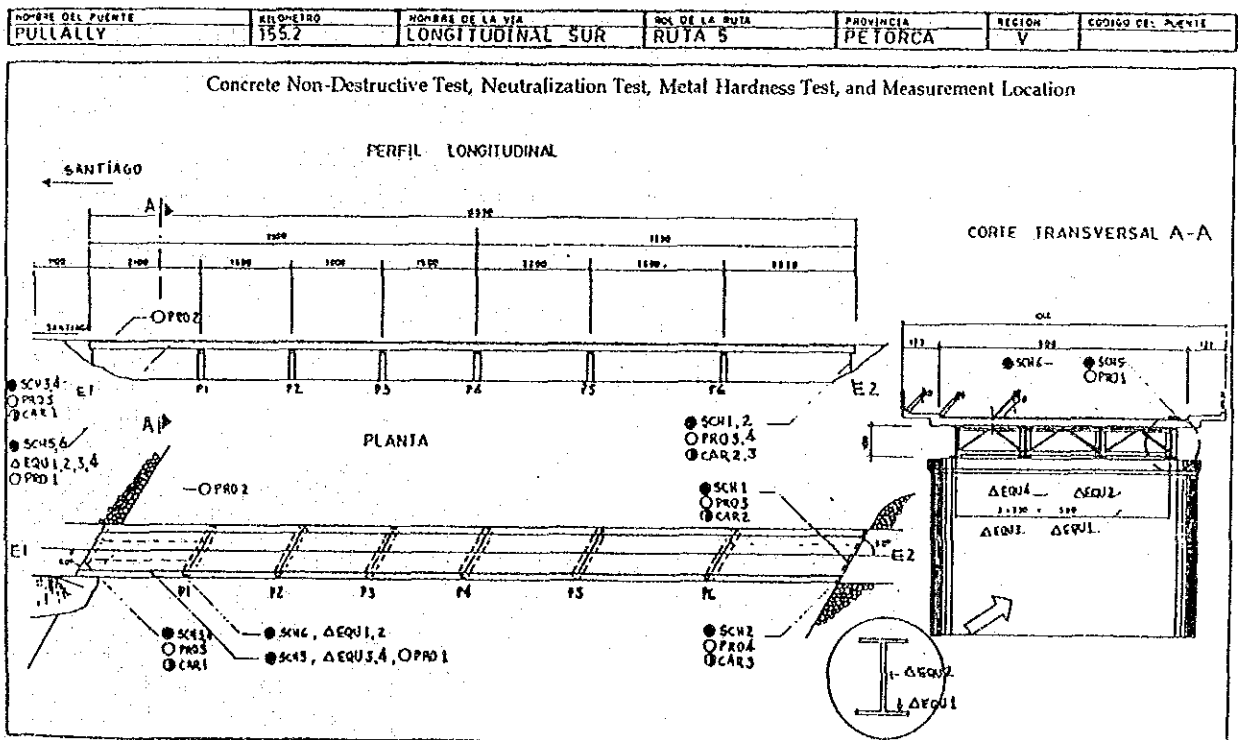


Figura 3-13: PUNTOS DE ENSAYO DEL PUENTE PULLALLY

NOMBRE DEL PUENTE MAIPO	KILOMETRO 311 Km	NOMBRE DE LA VIA LONGITUDINAL SUR	ROL DE LA RUTA RUTA 5	PROVINCIA TALAGANTE	REGION RH	CODIGO DEL PUENTE
----------------------------	---------------------	--------------------------------------	--------------------------	------------------------	--------------	-------------------

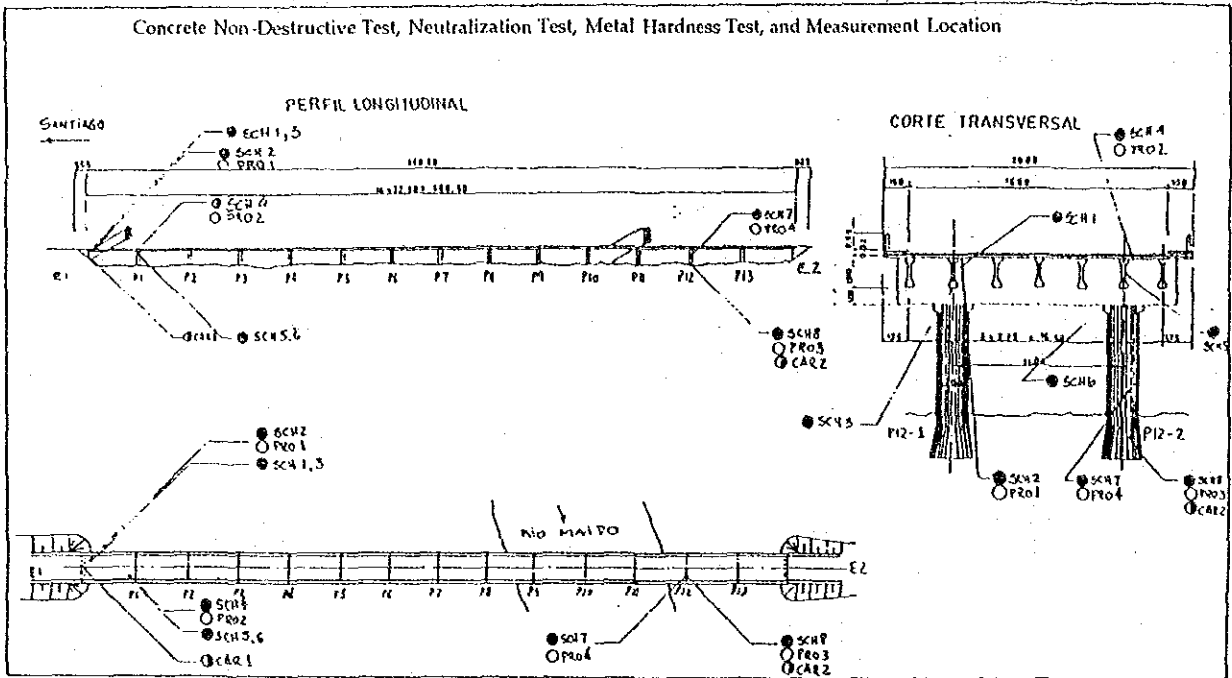


Figura 3-14: PUNTOS DE ENSAYO DEL PUENTE MAIPO

NOMBRE DEL PUENTE CLARO	KILOMETRO 2182	NOMBRE DE LA VIA LONGITUDINAL SUR	ROL DE LA RUTA RUTA 5	PROVINCIA	REGION VII	CODIGO DEL PUENTE
----------------------------	-------------------	--------------------------------------	--------------------------	-----------	---------------	-------------------

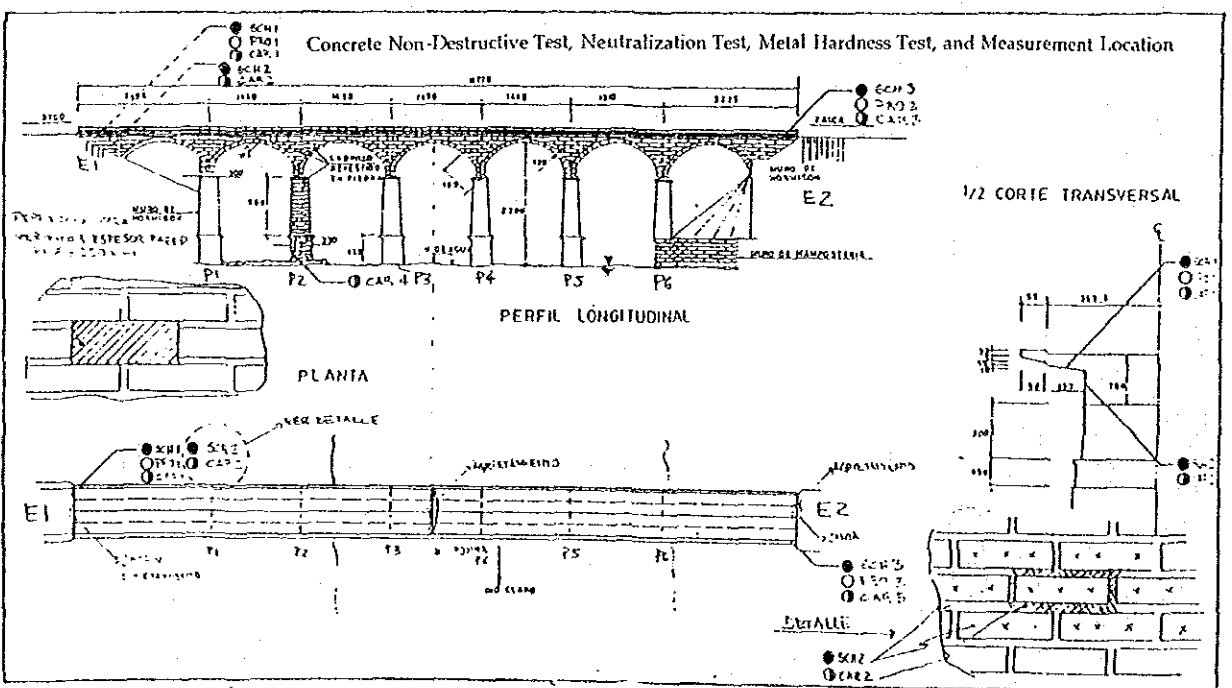


Figura 3-15: PUNTOS DE ENSAYO DEL PUENTE CLARO

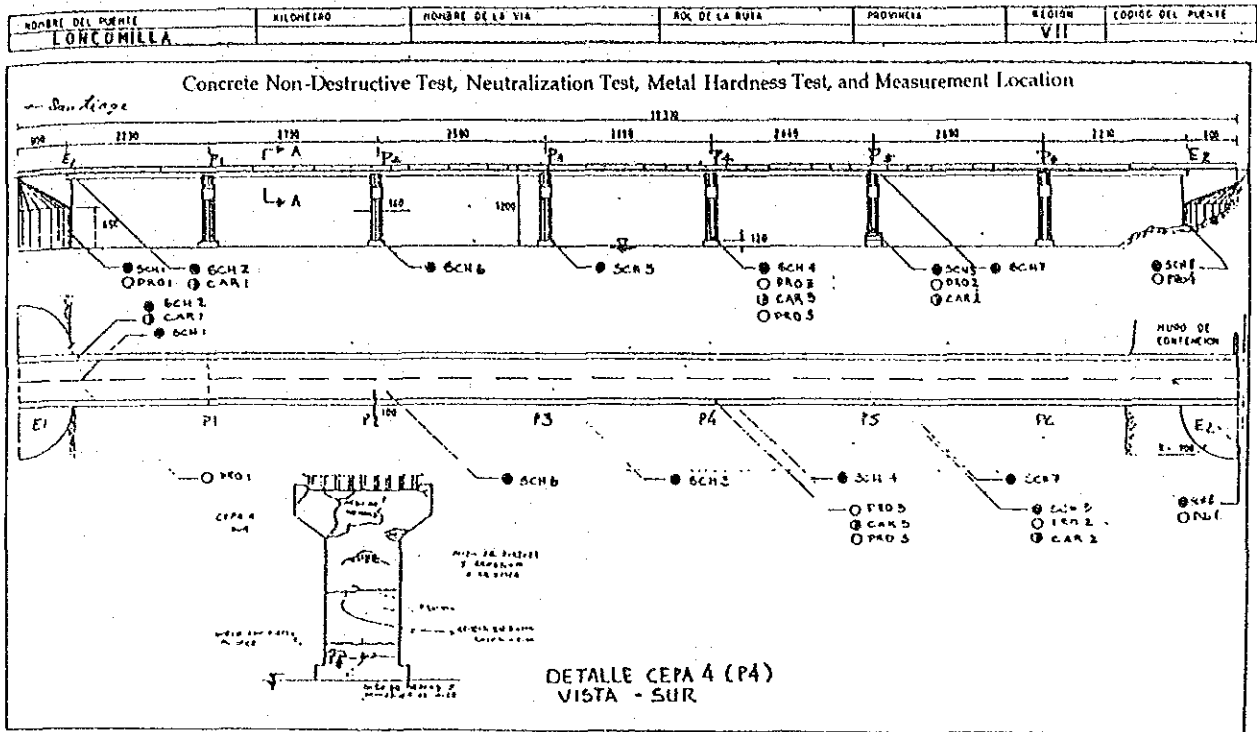


Figura 3-16: PUNTOS DE ENSAYO DEL PUENTE LONGOMILLA

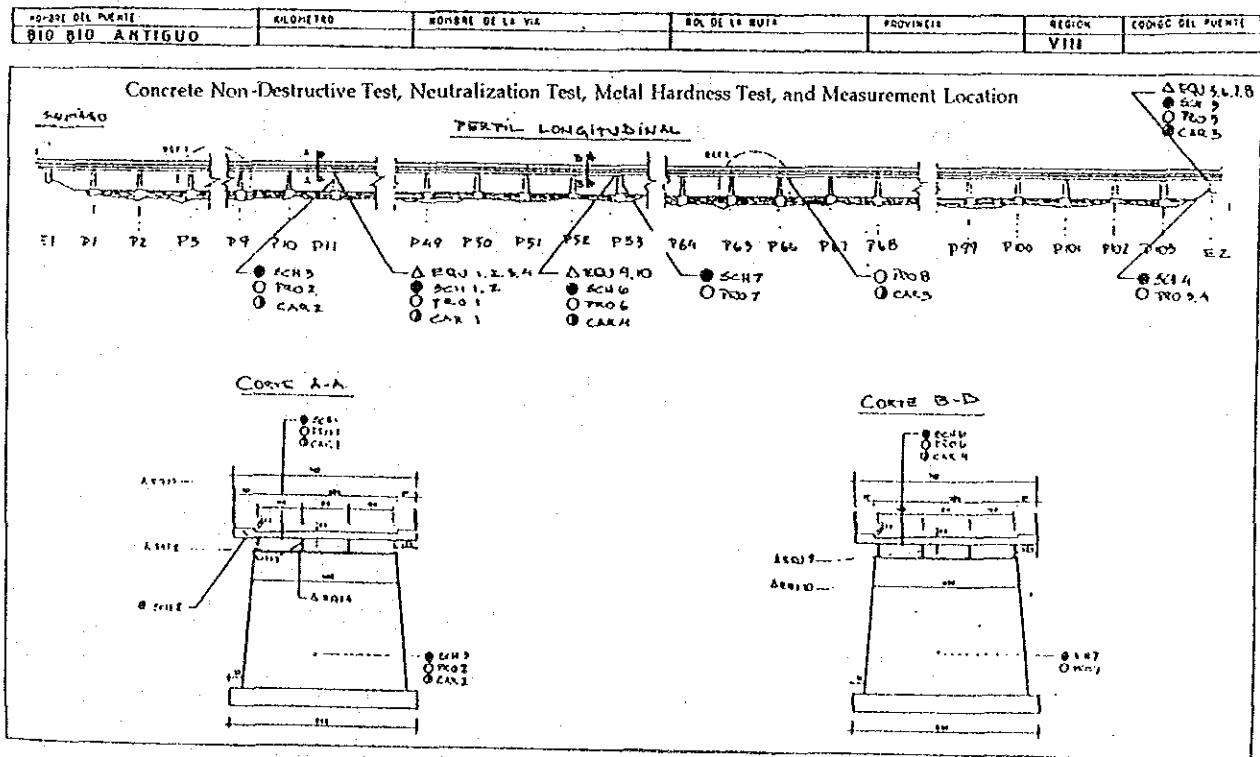


Figura 3-17: PUNTOS DE ENSAYO DEL PUENTE BIO-BIO ANTIGUO

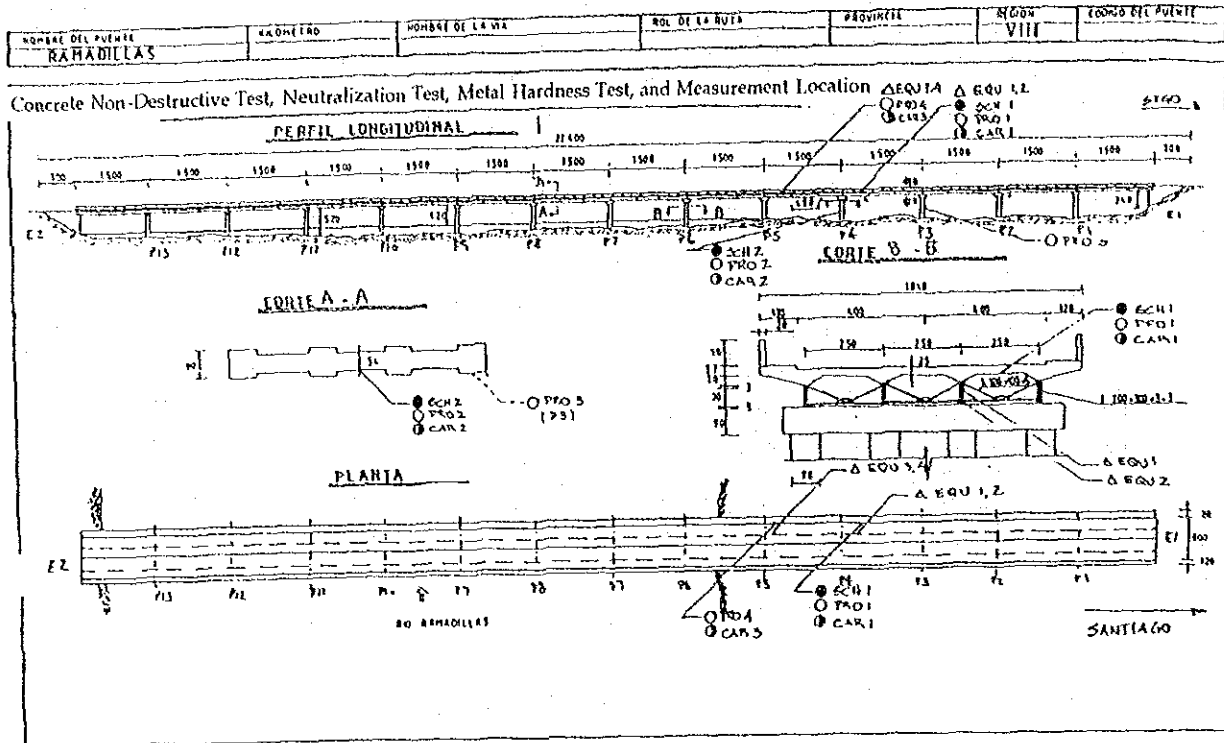


Figura 3-18: PUNTOS DE ENSAYO DEL PUENTE RAMADILLAS

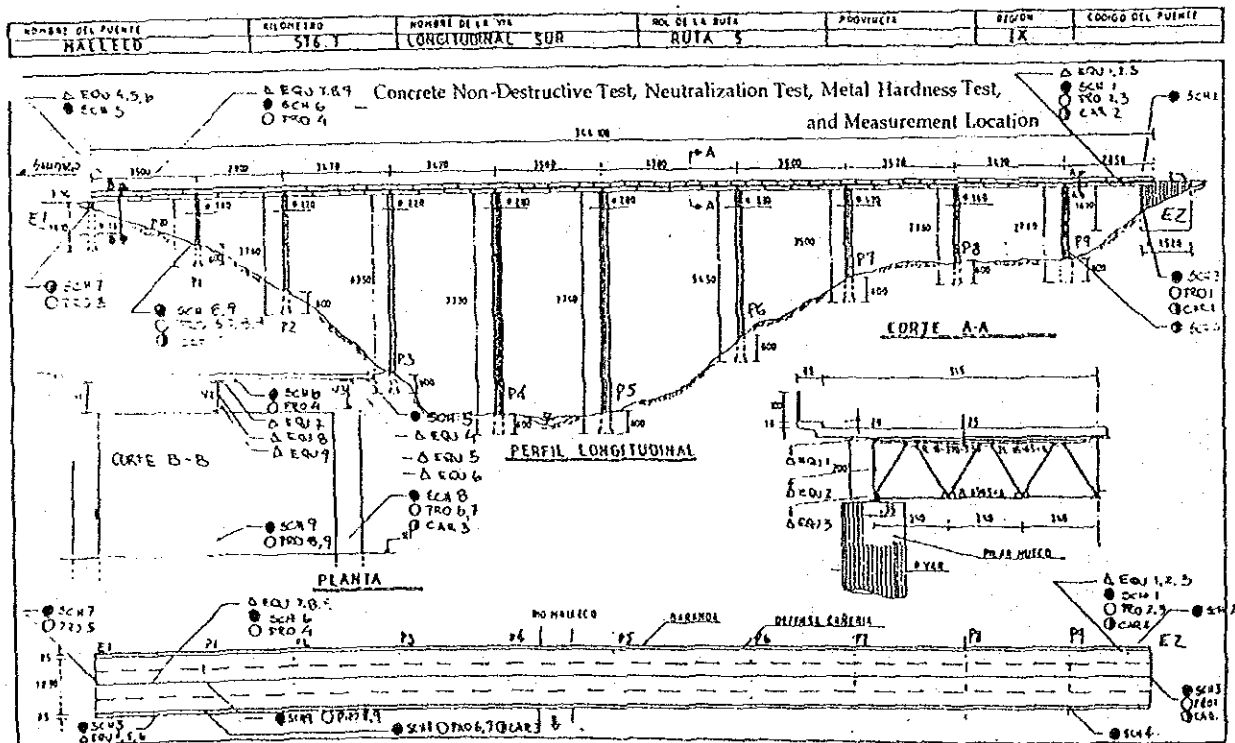


Figura 3-19: PUNTOS DE ENSAYO DEL PUENTE MALLECO

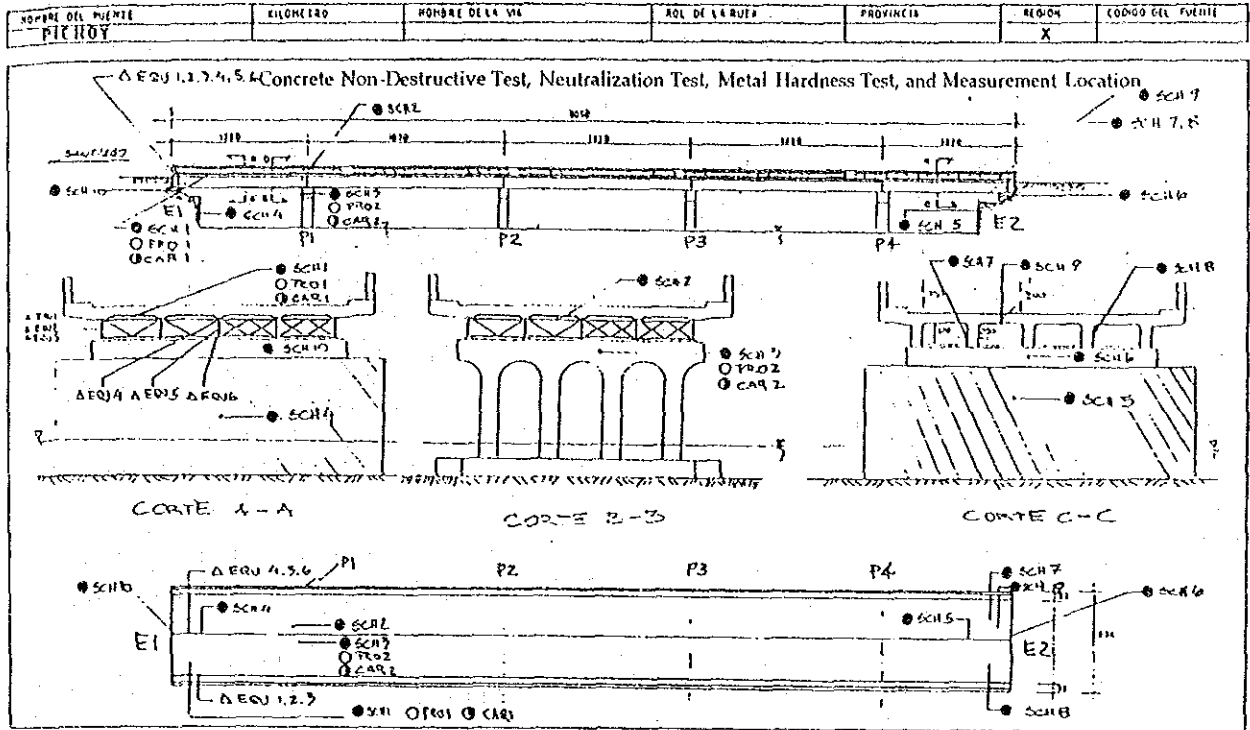


Figura 3-20: PUNTOS DE ENSAYO DEL PUENTE PICHROY

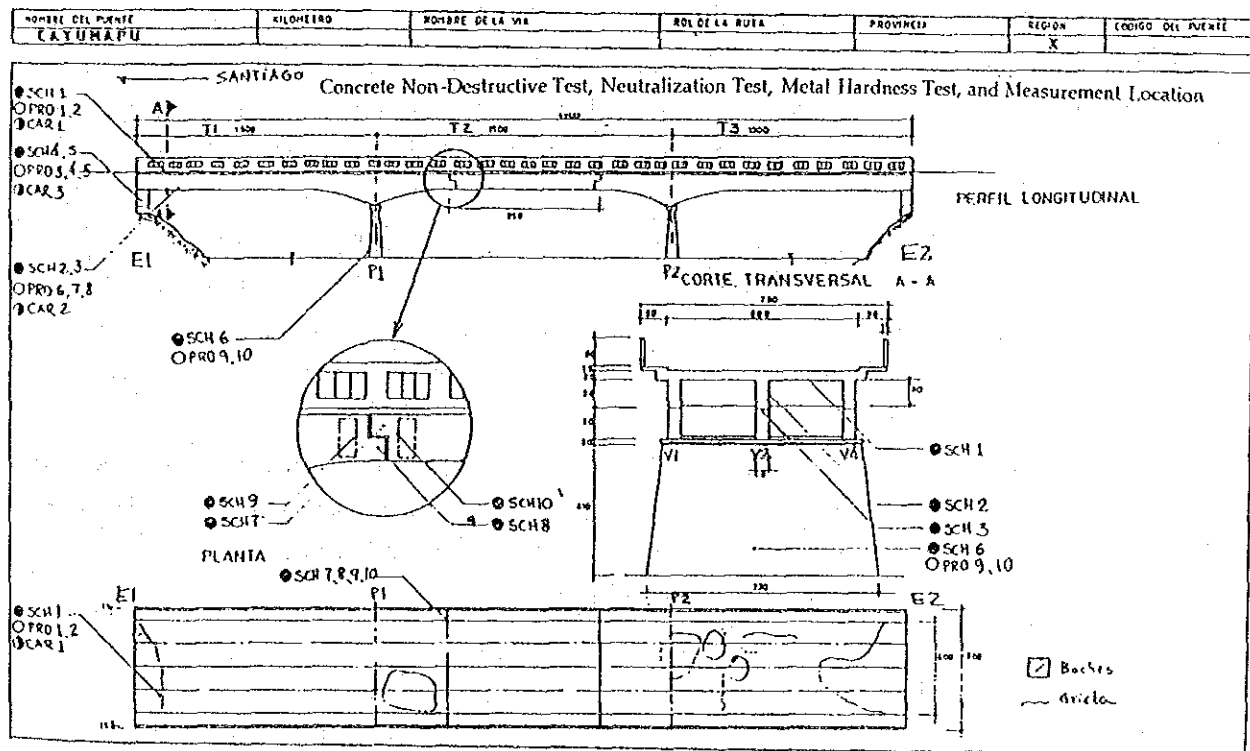


Figura 3-21: PUNTOS DE ENSAYO DEL PUENTE CAYUMAPU

3-1-4 RESULTADOS Y COMENTARIOS DEL ESTUDIO

(1) Medición mediante instrumentos especiales

1) Resultados de las mediciones

1. Resistencia del hormigón:

Las mediciones de la resistencia del hormigón, efectuadas para los 10 puentes objetivo del estudio, mediante la aplicación del Martillo de Schmidt, dieron como resultado un rango delimitado por un valor máximo de 330kg/cm^2 y un valor mínimo de 210kg/cm^2 . Al respecto de la resistencia del hormigón utilizado para la superestructura, pudo observarse que en el caso de los puentes con piezas de hormigón pretensado, tales como el Maipo, Loncomilla, etc. se registraron valores superiores a los 300kg/cm^2 . Por el contrario, en los puentes Biobío Antiguo, Ramadillas, Pichoy y Cayumapu, existen elementos en los que se registraron valores relativamente bajos. Sin embargo, esto no quiere decir que se tenga problemas de incapacidad de carga. Los valores obtenidos mediante las mediciones con el Martillo de Schmidt se resumen en la Tabla 3-9, y los gráficos correspondientes a éstos datos se muestran en las Figuras 3-22 y 3-23.

2. Estudio de la armadura:

La posición, recubrimiento y distribución de la armadura de refuerzo del hormigón armado, fueron verificados mediante el uso del método no destructivo que utiliza el conocido instrumento "Profometer". Además, la verificación del recubrimiento se hizo también visualmente para los casos en que se efectuara el ensayo de carbonatación. Al respecto del espaciamiento de la armadura, puede verse que inclusive en el caso de espaciamiento máximo (puente Loncomilla, $e=260\text{mm}$) no se superan los valores admisibles, por lo que se concluye que, no existe problemas de distribución de armaduras. Por otra parte, los valores registrados del recubrimiento se distribuyen en un rango de 78mm como máximo y 3mm como mínimo, pero considerando el margen de los errores constructivos de cada elemento, estos valores no representan ningún problema en especial.

Puesto que desafortunadamente no se dispuso de los planos de diseño o memorias de cálculo de los puentes, no se pudo aprovechar los datos al respecto del diámetro de la armadura, para verificar si la armadura es suficiente ante las sollicitaciones consideradas.

El resumen de éstos valores se muestran en la Tabla 3-10.

3. Dureza y resistencia del acero:

Para la verificación de la dureza y resistencia del acero, en elementos estructurales de la superestructura, se efectuaron mediciones mediante el conocido instrumento "Equotip". Si se hace una comparación de los valores de la dureza del acero medidos en el terreno, con los valores estándar utilizados en Japón para piezas de acero (SS40, dureza Brinell Hb140-150), puede observarse que se tienen valores promedio relativamente bajos, por ejemplo el puente Pullally (Hb=125) y el puente Pichoy (Hb=128). Los resultados del ensayo de dureza del acero obtenidos con el Equotip se resumen en la Tabla 3-11.

4. Ensayo de carbonatación:

El ensayo de carbonatación se efectuó simultáneamente con la detección de las armaduras con el Profometer. Debemos recordar que la oxidación de la armadura de refuerzo tiene una estrecha relación con la carbonatación del hormigón. Una mezcla de hormigón recién vaciada normalmente tiene un contenido alcalino de PH12, éste contenido de alcalinidad va disminuyendo con el transcurso del tiempo, y generalmente cuando alcanza niveles inferiores a un PH9 la armadura interior se corroe con rapidez. Durante el estudio, se observaron casos críticos de carbonatación en los puentes Claro, Biobio Antiguo, Ramadillas, Pichoy y Cayumapu, en los cuales se registraron contenidos de alcalinidad inferiores a PH9 en espesas capas de hormigón carbonatado (de más de 20mm). Los resultados del ensayo de carbonatación del hormigón se resumen en la Tabla 3-12.

2) Comentarios

Uno de los principales objetivos del presente estudio especializado, es el analizar las características de los materiales de los elementos estructurales que componen cada puente. De acuerdo a los resultados obtenidos en éste estudio, pudo observarse que en cada puente existen pequeños problemas relacionados con la resistencia de materiales. Empero éstos no siempre tienen relación directa e inmediata con la seguridad del puente. Existe una gran influencia de la vejez e intemperancia en la mayoría de los puentes objetivo del estudio, lo que ocasiona un proceso de crítica carbonatación del hormigón, como se puede ver en la Tabla 3-8. Esto demuestra que, en muchos casos, el tiempo de vida media útil del puente ya ha expirado, y la rehabilitación de las partes afectadas no será fácil de realizar con simples trabajos de reparación. Por otra parte, es recomendable la reposición de los puentes que fueron señalados por estar afectados por una severa y crítica carbonatación.

Tabla 3-8 : RESUMEN DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS CON LA MEDICIÓN MEDIANTE INSTRUMENTOS ESPECIALES

Puente	Resistencia del hormigón	Espaciamiento de armadura	Resistencia del acero	Carbonatación del hormigón
Amolanas			-	Δ
Pullally			Δ	Δ
Maipo			-	Δ
Claro			-	○
Loncomilla			-	Δ
Biobio Antiguo	Δ			○
Ramadillas	Δ			○
Malleco				
Pichoy	Δ		Δ	○
Cayumapu	Δ		-	○

Simbología:

○ : Existe problema serio
 Δ : Poco problema
 (en blanco): No hay problema
 - : No experimentado

Tabla 3-9 : RESULTADOS DEL ENSAYO DE RESISTENCIA DEL HORMIGÓN MEDIANTE EL MARTILLO DE SCHMIDT

PUENTE	SCH-1	SCH-2	SCH-3	SCH-4	SCH-5	SCH-6	SCH-7	SCH-8	SCH-9	SCH-10
AMOLANAS	287	234	277	228	271	256	230	286	306	288
PULLALLY	261	253	244	301	300	295				
MAIPO	291	332	337	317	328	343	280	291		
CLARO	288	126	292	318						
LONCOMILLA	217	330	222	220	226	229	318	237		
BIO-BIO	262	274	249	263	262	271	215			
RAMADILLAS	261	261								
MALLECO	321	268	292	303	317	300	298	269	301	
PICHOY	274	288	258	237	205	305	317	311	247	298
CAYUKAPU	276	282	307	252	295	247	283	277	257	294

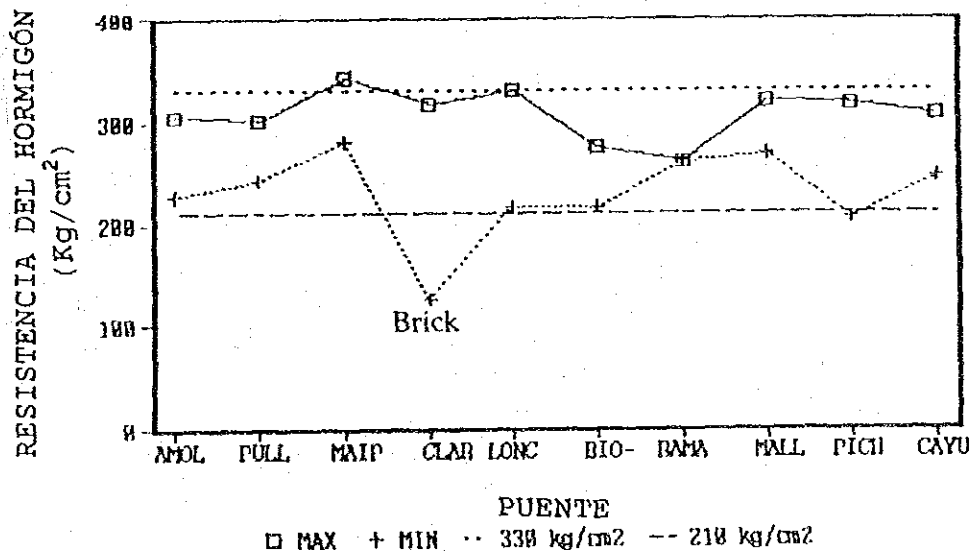


Figura 3-22: VALORES MÁXIMOS Y MÍNIMOS DE LA RESISTENCIA DEL HORMIGÓN (MARTILLO DE SCHMIDT)

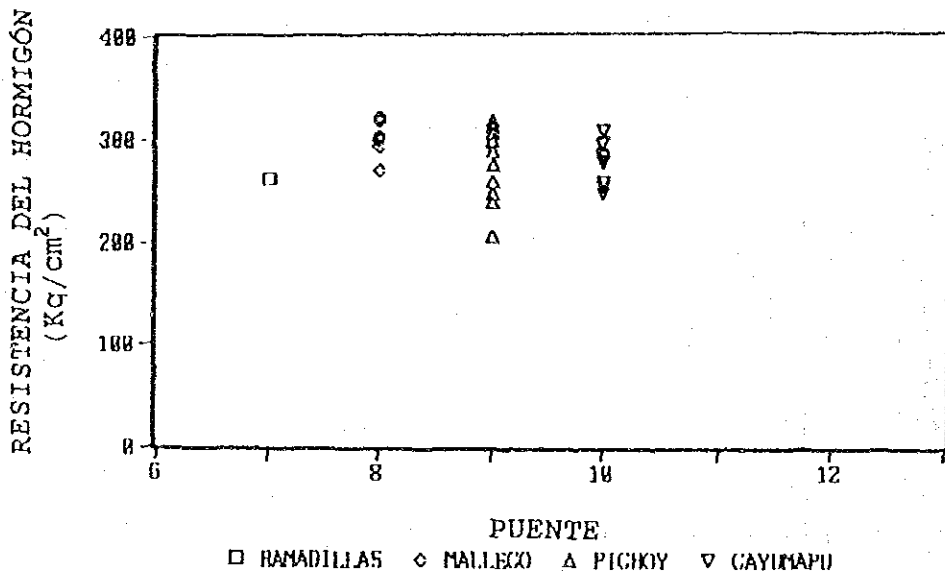
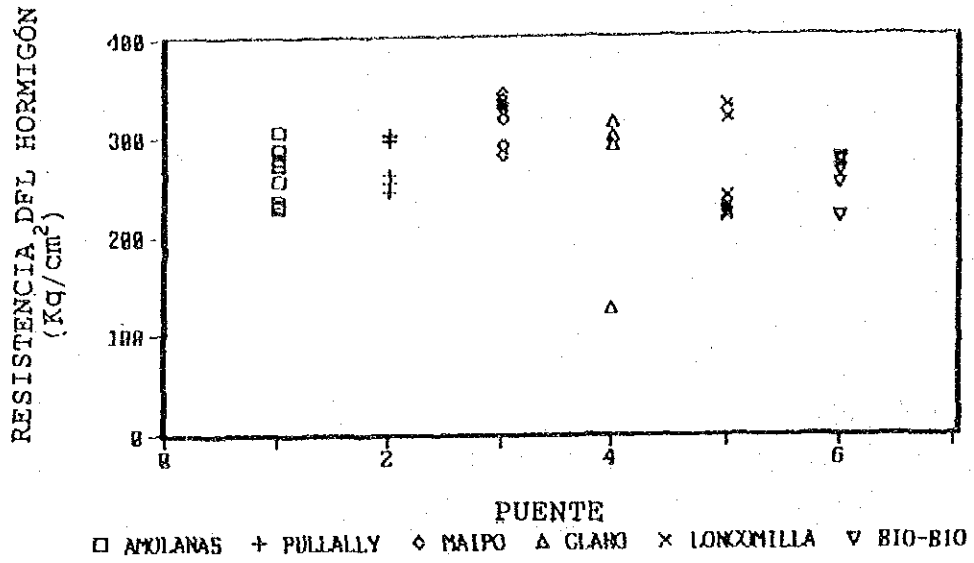


Figura 3-23: DISTRIBUCIÓN DE LA RESISTENCIA DEL HORMIGÓN PARA CADA PUENTE (MARTILLO DE SCHMIDT)

Tabla 3-10 : RESULTADOS OBTENIDOS CON EL PROFOMETER

PUENTE	PRO-1			PRO-2			PRO-3			PRO-4			PRO-5		
	ϕ	e	r	ϕ	e	r	ϕ	e	r	ϕ	e	r	ϕ	e	r
ANOLANAS	16.5	100	32	26.5	105	17	23.5	80	61	22.8	90	8	22.8	101	35
PULLALLY	-	85	10	-	105	24	17.8	97	25	-	115	45	-	79	43
MAIPO	-	190	25	-	180	37	16.7	130	52	17.2	120	57	-	-	-
CLARO	16.1	100	12	16.4	109	8	-	-	-	-	-	-	-	-	-
LONCOMILLA	-	136	54	-	120	36	13.8	220	78	-	98	25	16	260	6
BIO-BIO	12.4	83	14	13	133	20	-	90	34	22	205	40	12.1	85	26
RAVADILLAS	12.0	102	3	10	80	47	18.6	87	45	12.6	106	25	-	-	-
MALLECO	16.5	73	67	9	90	30	-	87	39	-	91	30	-	78	27
PICHOY	12.2	98	29	14.5	130	24	-	-	-	-	-	-	-	-	-
CAYUMAPU	12.4	106	23	-	83	17	-	88	20	-	175	30	-	98	39

PUENTE	PRO-6			PRO-7			PRO-8			PRO-9			PRO-10		
	ϕ	e	r	ϕ	e	r	ϕ	e	r	ϕ	e	r	ϕ	e	r
ANOLANAS	-	101	37	-	83	68	18.4	65	11	-	-	-	-	-	-
PULLALLY	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
MAIPO	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
CLARO	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
LONCOMILLA	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
BIO-BIO	12.9	80	20	-	96	44	12	80	20	-	-	-	-	-	-
RAVADILLAS	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
MALLECO	-	61	55	-	63	53	-	95	49	-	80	47	-	80	47
PICHOY	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
CAYUMAPU	32	75	30	-	195	53	-	123	33	-	96	47	-	195	53

ϕ : Diametro
 e : Espaciamiento
 r : Recubrimiento

Tabla 3-11 : RESULTADOS DE LA DUREZA DEL ACERO OBTENIDOS MEDIANTE EL EQUOTIP

PUENTE	EQU-1	EQU-2	EQU-3	EQU-4	EQU-5	EQU-6	EQU-7	EQU-8	EQU-9	EQU-10
	371	379	376	398						
PULLALLY	1b120	1b123	1b122	1b137						
	409	460	412	417	419	499	428	428	411	438
BIO-BIO	1b144	1b184	1b146	1b150	1b151	1b219	1b158	1b158	1b145	1b166
	383	453	406	439						
RAMADILLAS	1b126	1b178	1b142	1b167						
	380	368	370	406	393	427	408	447	441	
WALLECO	1b124	1b116	1b117	1b132	1b132	1b157	1b143	1b173	1b168	
	397	392	370	391	370	402				
PICHOY	1b135	1b132	1b117	1b130	1b117	1b139				

Tabla 3-12: RESULTADOS DEL ENSAYO DE CARBONATACIÓN DEL HORMIGÓN

PUENTE	CAR-1			CAR-2			CAR-3			CAR-4			CAR-5			CAR-6			CAR-7			
	C	PH	S	C	PH	S	C	PH	S	C	PH	S	C	PH	S	C	PH	S	C	PH	S	
AMOLANAS	0.0	11.0	B	10.0	9.5	B	19.0	9.5	A	22.0	8.5	D	5.0	10.5	B	7.0	10.5	-	12.0	9.0	D	
PULLALLY	11.0	9.0	-	30.0	8.5	C	25.0	9.5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
MAIPO	5.0	9.0	-	2.0	9.0	B	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
CLARO	25.0	8.5	E	22.0	8.5	-	25.0	9.0	C	15.0	8.5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
LONCOMILLA	10.0	9.5	-	5.0	9.5	-	39.0	9.5	B	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
BIO-BIO	13.0	8.5	D	11.0	9.0	C	36.0	8.5	B	37.0	8.5	D	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
RAMADILLAS	36.0	8.5	D	17.0	9.0	C	65.0	8.5	D	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
MALLECO	10.0	9.0	B	9.0	10.0	B	12.0	9.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
PICHOY	27.0	8.5	D	19.0	8.5	E	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
CAYUMAPU	35.0	8.5	C	24.0	8.5	D	24.0	8.5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	

C : Profundidad de carbonatación

PH : Contenido de alcalinidad

S : Evaluación del estado oxidación de la armadura

(2) Estudio de mensuramiento y medición de deformaciones

Paralela y simultáneamente al estudio mediante instrumentos especiales, se efectuó el estudio de mensuramiento de cada uno de los puentes, y además las mediciones de las deformaciones en los ítemes que se muestran a continuación. Los datos de los planos obtenidos mediante este estudio, se encuentran en el anexo respectivo. Por otra parte, en cuanto al método de estudio de deformaciones de los puentes refiérase al capítulo 7-4 de la Guía de Mantenimiento. En este inciso se hace una presentación de lo siguiente:

1. Medición de flechas, estudio de deformaciones de las vigas; tomando en cuenta principalmente las deformaciones por torsión para el caso de vigas de acero.
2. Medición de asentamientos e inclinaciones de las cepas.
3. Estudio de fisuramiento del hormigón.
4. Estudio de socavaciones.

1) Resultados

Si se hace un detalle de las causas que originaron las deformaciones para cada puente, se obtiene el listado que se muestra en la Tabla 3-13.

Tabla 3-13 : RESUMEN DE LAS CAUSAS DE DEFORMACIONES

Puente	Comentarios especiales acerca de las deformaciones
Amolanas	Fisuramiento progresivo del hormigón de la losa debido a la carga vehicular. Inclinación uniforme de las cepas tipo columna del primer tramo hacia el estribo del lado de Santiago.
Pullatty	Vibración muy grande cuando pasan los vehículos. Las deformaciones de las vigas principales, son muy notorias, inclusive a simple vista. Existe una excentricidad o desfase de más o menos 7cm en la junta entre las vigas continuas de 3 tramos y las de 4 tramos. Existe un proceso de socavación progresiva en las fundaciones (cepas).
Maipo	Socavación crítica de las fundaciones de la cepa Nº11, al lado de Talca. Además, en el tope superior de la misma cepa, existe un asentamiento de la superestructura, de aproximadamente 10cm, y un desplazamiento horizontal de aproximadamente 13cm.
Claro	Socavación en las fundaciones de la segunda cepa
Loncomilla	Existe un desplazamiento de aproximadamente 35cm entre los tramos que apoyan sobre la cepa Nº.5. En éste mismo punto, también se observó la existencia de un desnivel de casi 12cm entre la superficie de la izquierda y la de la derecha.
Biobio Antiguo	La socavación de las fundaciones de las cepas es tan crítica, que casi todas las cabezas de los pilotes están visibles. En la cepa Nº.46 existe un desnivel entre la superficie de la izquierda y la derecha de casi 19cm, y además ésta misma cepa tiene una gran probabilidad de inclinación. La deformación de la superficie está tan avanzada que no permite un tránsito rápido de vehículos.
Ramadillas	La superficie de rodado se encuentra en un estado de extrema deformación como consecuencia de asentamientos e inclinaciones en las cepas. Por otra parte las cabezas de apoyo de las cepas presentan un agrietamiento crítico y están en una situación muy peligrosa.
Malleco	Se verificaron deformaciones anormales y vibración excesiva de la superestructura con el tránsito de vehículos. No se puede verificar si las deformaciones de las cepas se deben a errores constructivos, o al efecto de las cargas que actuaron posteriormente a la construcción, pero se pudo verificar deformaciones de aproximadamente 8cm entre la cabeza de apoyo y la base de la cepa.
Pichoy	Deformación crítica de la superficie, probablemente causado por los asentamientos e inclinaciones registradas en las cepas Nº.2 y Nº.3. Se registraron desplazamientos horizontales de hasta 13cm, y verticales de hasta 14cm. Las cepas del lado de Valdivia están inclinadas y el apoyo está roto.
Cayumapu	Asentamiento de la cepa Nº.1 (aprox.10cm), inclinación de la cepa Nº.2 (aprox.4°), inclinación del estribo Nº.2 (aprox.10°).

2) Comentarios

Si se hace una clasificación de las principales causas de las diferentes deformaciones que se registraron en el estudio, se obtiene el cuadro que se describe en la Tabla 3-14. Vale aclarar que, éstas causas o factores no actúan en forma independiente, sino que más bien combinadas unas con otras, como se puede ver en la tabla, hasta originar que la estructura se deforme.

Tabla 3-14 : CAUSAS QUE PRODUCEN LAS DEFORMACIONES EN CADA PUENTE

Puente	Causas para las deformaciones			
	1	2	3	4
Amolanas	●			
Pullally	>	>	>	●
Maipo		>		
Claro		>		
Loncomilla		>	●	●
Biobio Antiguo			●	
Ramadillas	>		●	>
Malleco	>			>
Pichoy		>	●	●
Cayumapu		>	●	●

Simbología:

1. Daños debido al tránsito de vehículos.
2. Deformaciones debidas a factores hidrológicos, tales como socavación, etc.
3. Asentamientos y deformaciones debido a la insuficiente capacidad portante.
4. Deformaciones debido a sismos o terremotos.

- : Principal factor causante de la deformación.
- >: Factor secundario causante de la deformación.

(3) Estudio geológico y de suelos

Éstos estudios se efectuaron en total en 7 puentes, éstos son: Pullally, Maipo, Loncomilla, Biobio Antiguo, Malleco, Pichoy, y Cayumapu. Entre los puentes mencionados, se tropezó con el caso especial del puente Maipo, que dada a la conformación del lecho, el cual está compuesto por un estrato de grava con alto contenido piedras bolón, la ejecución de los ensayos de penetración normal fué muy dificultosa; por esta razón, se efectuó solamente el estudio de suelos tomando muestras mediante excavación manual. Las Figuras 3-24 a 3-32 muestran los resultados obtenidos con los ensayos de penetración normal y los diagramas estratigráficos de los suelos.

Puesto que el presente estudio se efectuó para conocer en términos generales las características del terreno de fundación de cada puente, se perforaron únicamente 1 o 2 pozos de sondeo por puente. Por esta razón, se tiene imprecisión en los resultados del número de golpes N, estratigrafía, capacidad portante del terreno, etc. Consiguientemente, en caso de que se ejecute realmente una construcción, es necesario que se efectúen otra vez estos estudios precisamente en los puntos de hincado de pilotes u otros. Por ejemplo, en el caso del puente Biobio Antiguo el resultado del ensayo de penetración normal dio un valor de N mayor a 50 golpes para una profundidad de 10m, esto hace suponer la existencia de alguna roca, etc.

(4) Otros resultados

1) Estudio de tráfico

Se realizaron estudios de tráfico, conteo de vehículos, en los puentes Biobio y Malleco. Los resultados de éstos se muestran en el anexo de este informe.

2) Estudio de fisuramiento

Se realizaron estudios de fisuramiento en los puentes Amolanas, Pullally, Maipo, Claro, Ramadillas, y Malleco. Los resultados de éstos estudios se muestran en el anexo de este informe.

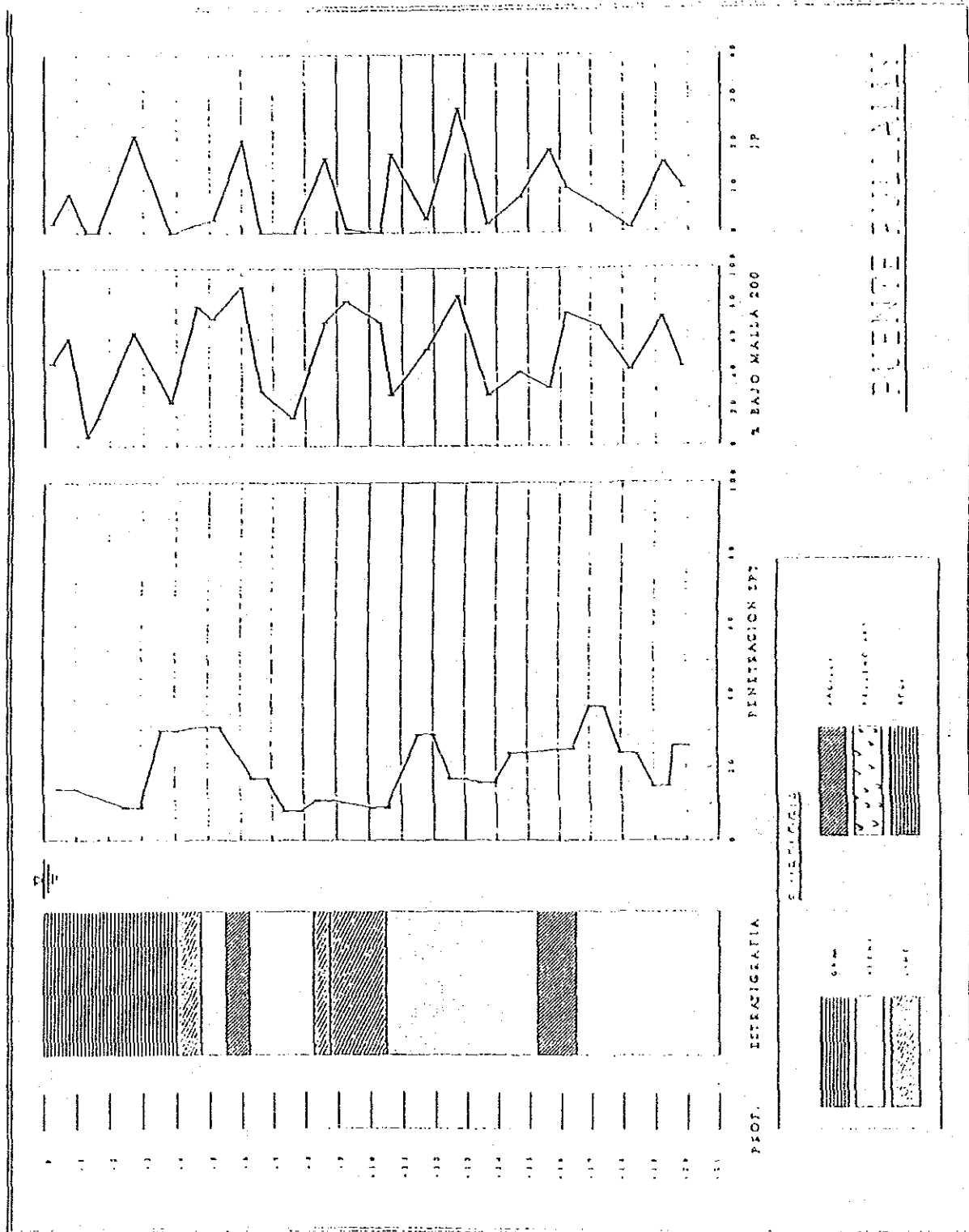


Figura 3-24: RESULTADOS DEL ESTUDIO GEOLÓGICO Y DE SUELOS : PUENTE PULLALLY

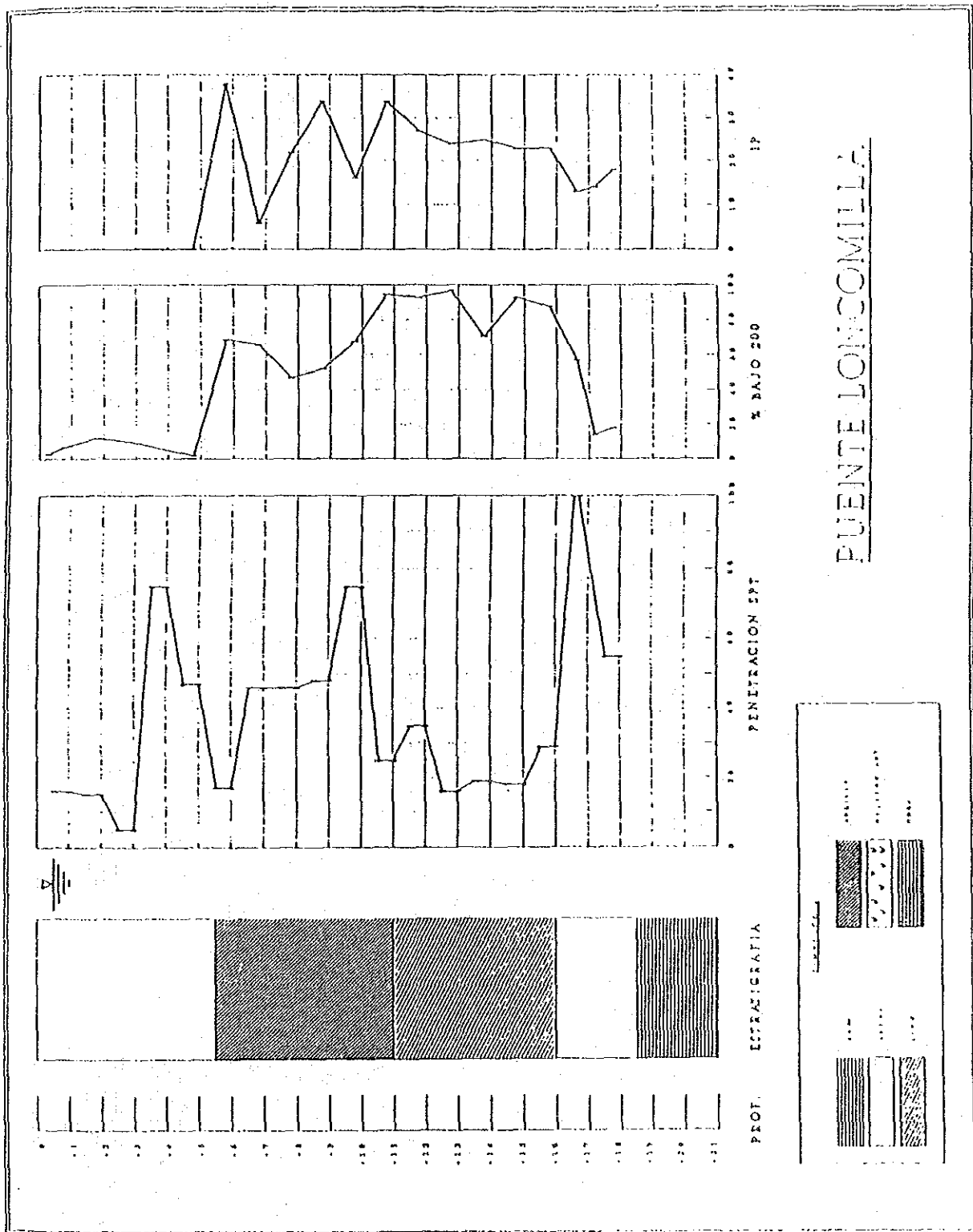


Figura 3-25: RESULTADOS DEL ESTUDIO GEOLÓGICO Y DE SUELOS : PUENTE LONCOMILLA

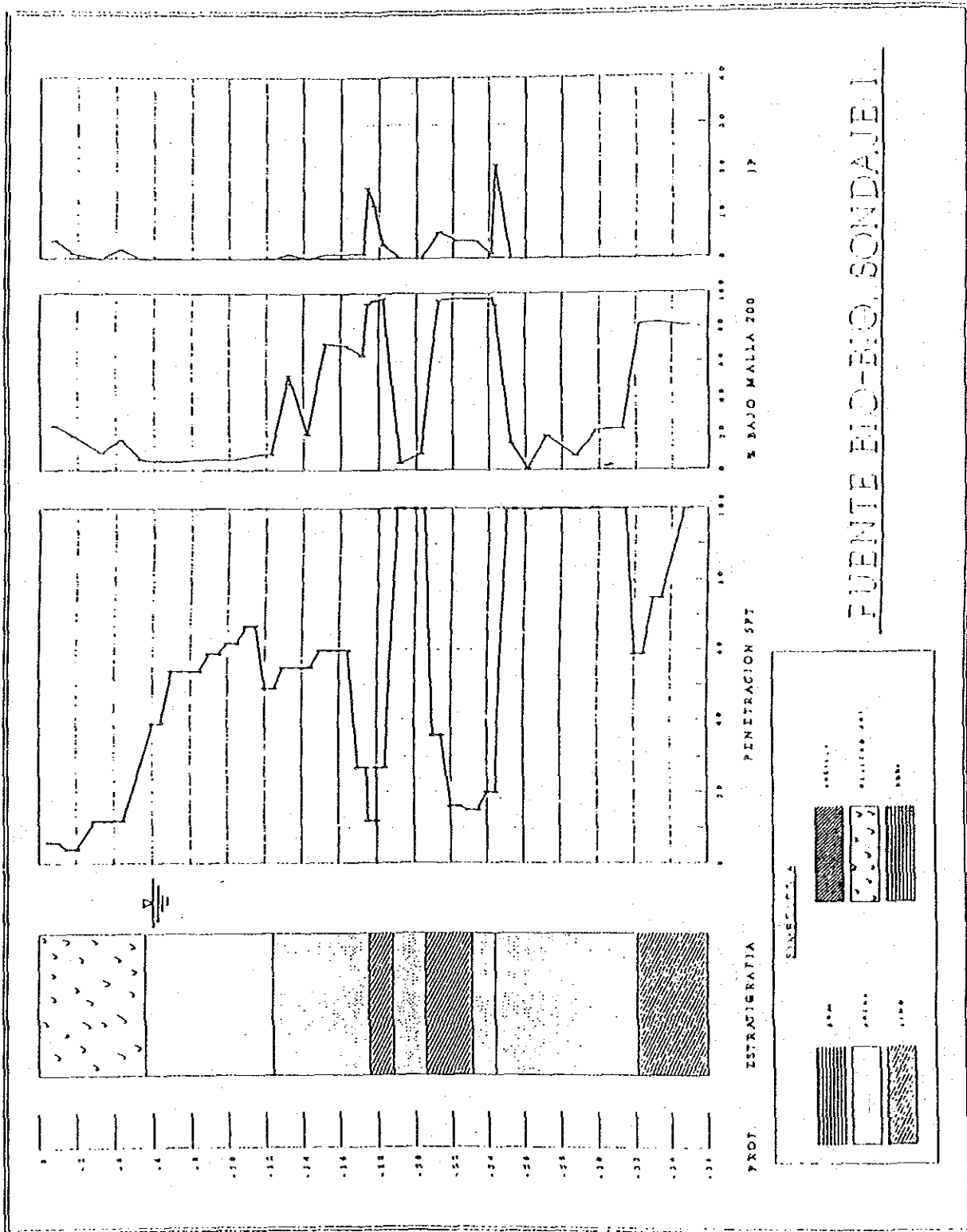


Figura 3-26: RESULTADOS DEL ESTUDIO GEOLOGICO Y DE SUELOS : PUNTE BIOBIO (1)

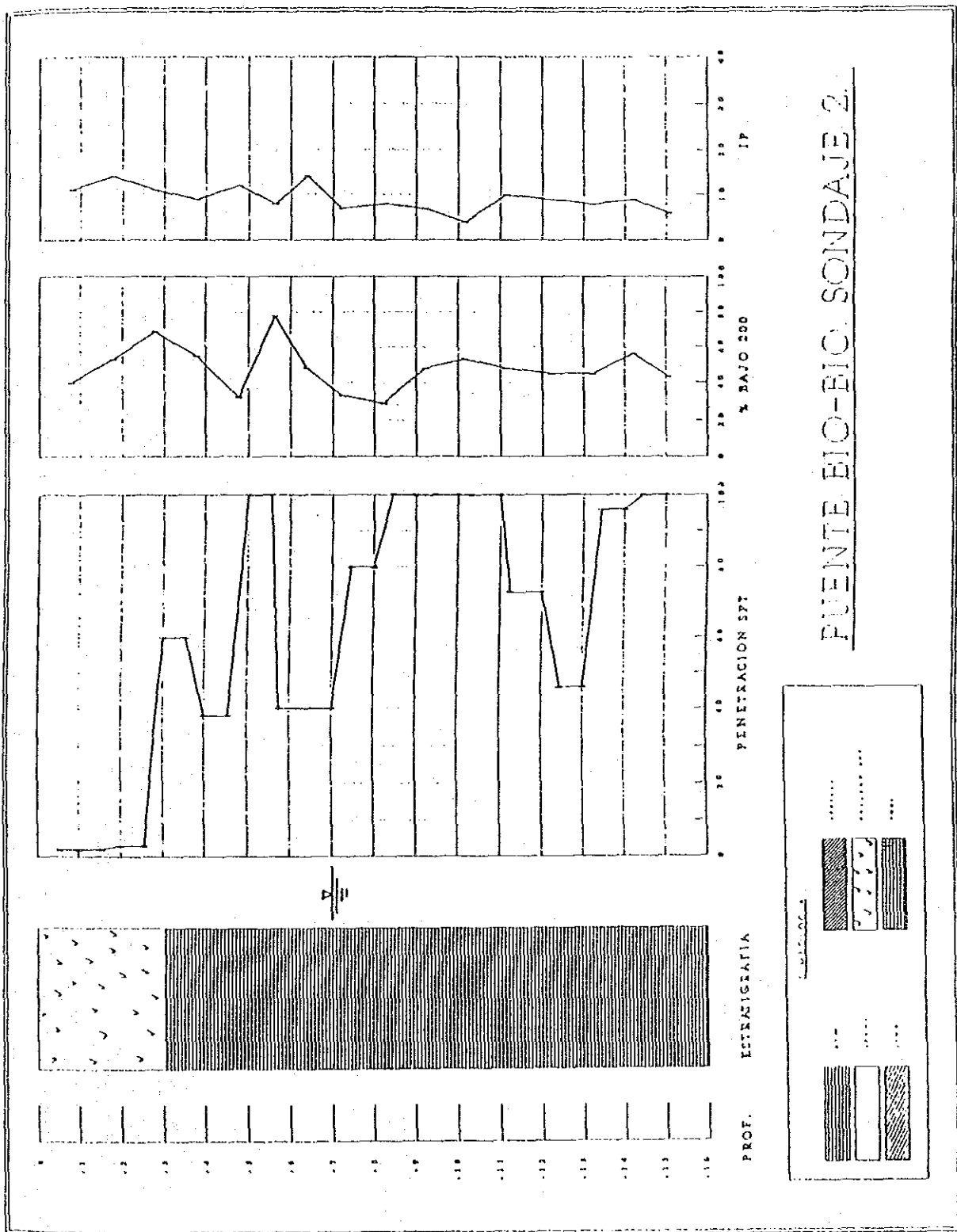


Figura 3-27: RESULTADOS DEL ESTUDIO GEOLÓGICO Y DE SUELOS : PUENTE BIOBIO (2)

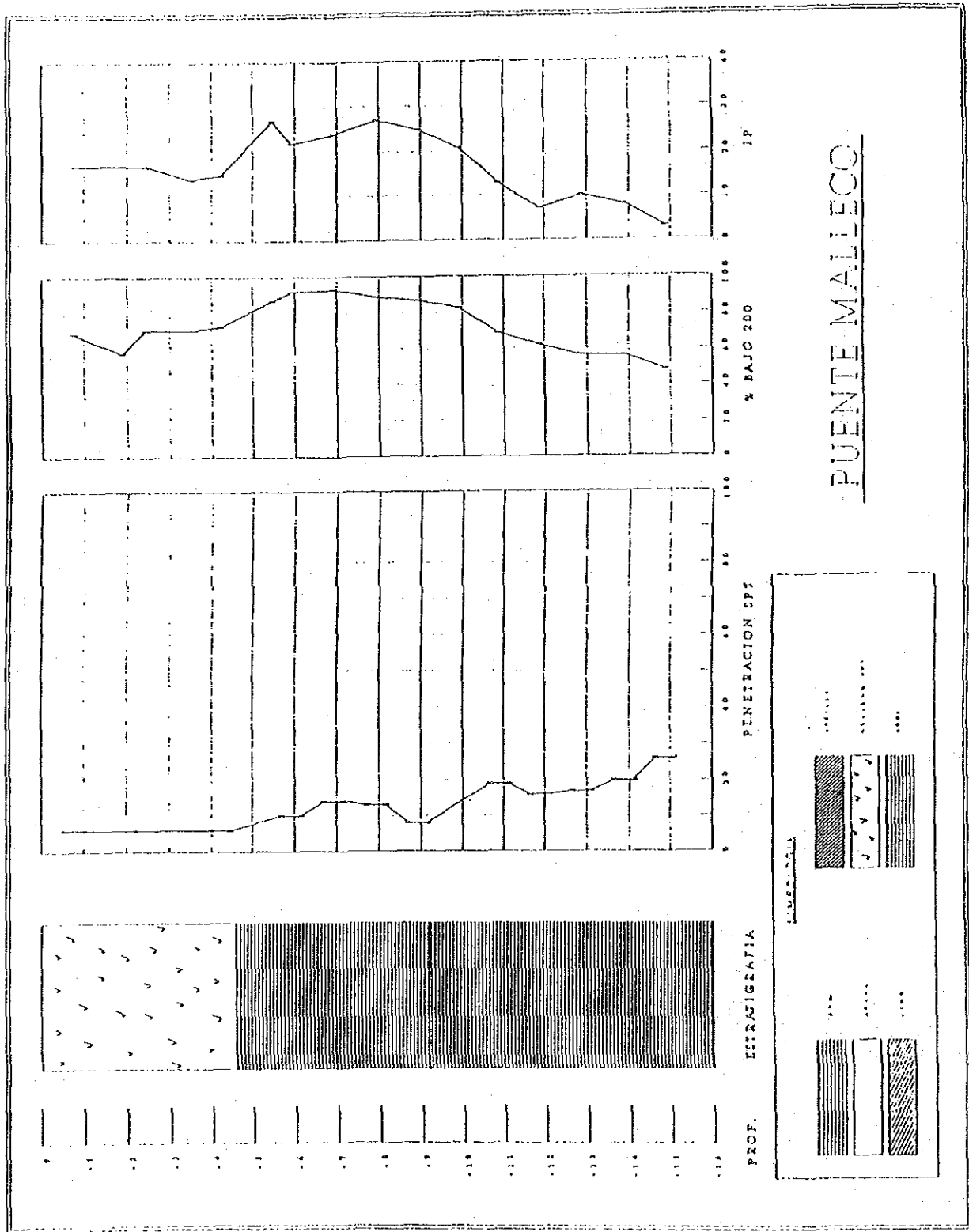


Figura 3-28: RESULTADOS DEL ESTUDIO GEOLÓGICO Y DE SUELOS : PUENTE MALLECO

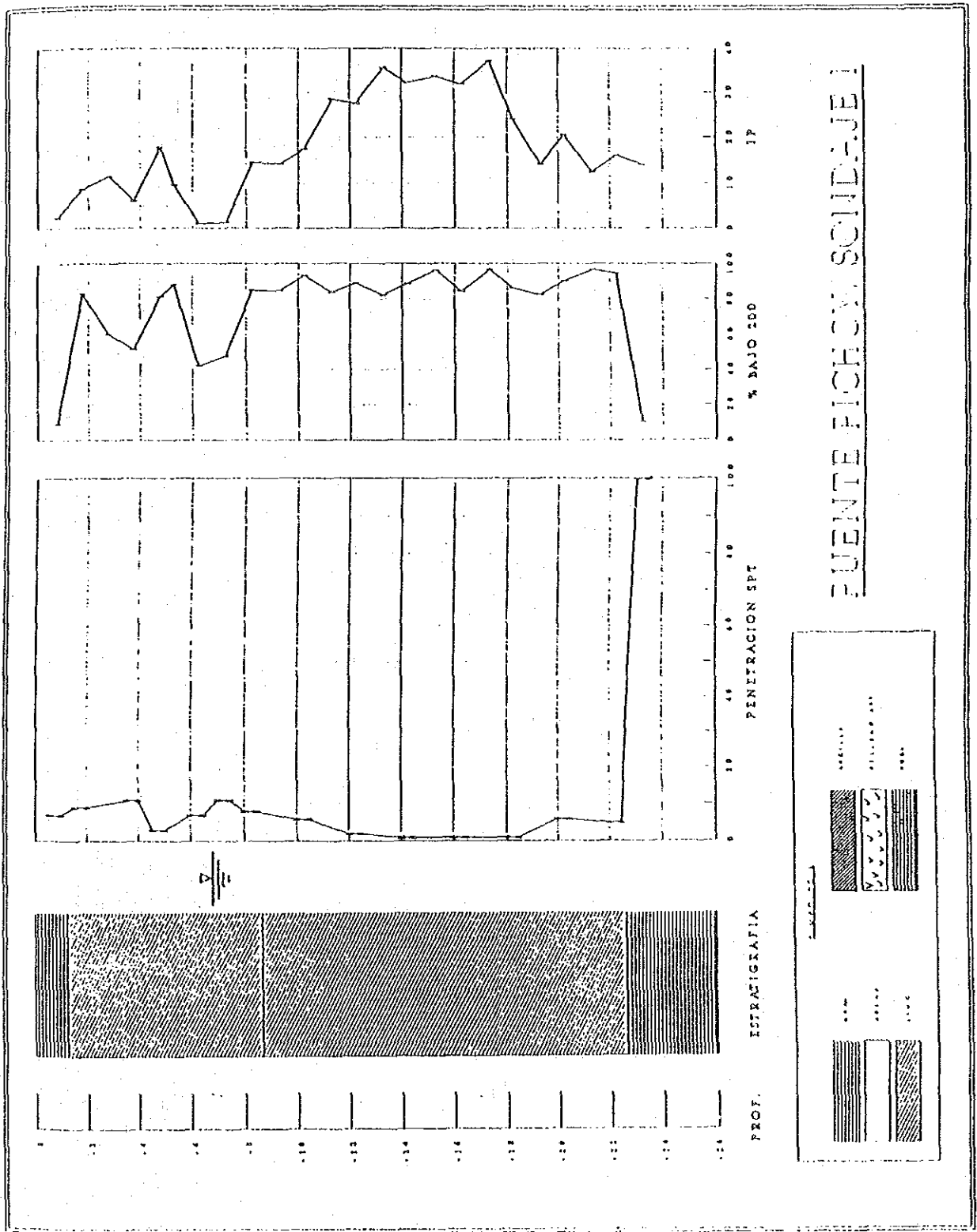


Figura 3-29: RESULTADOS DEL ESTUDIO GEOLÓGICO Y DE SUELOS : PUENTE PICHON (I)

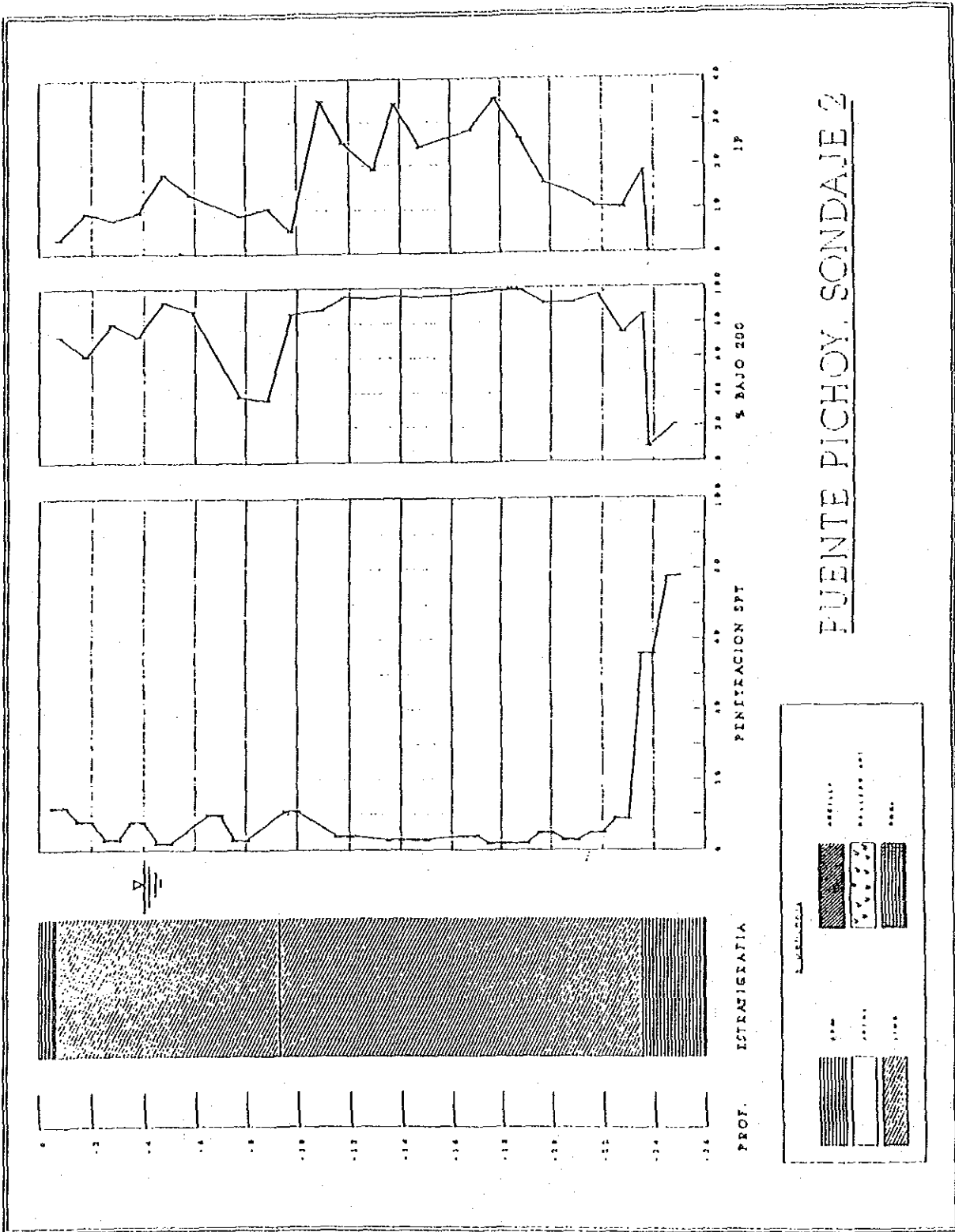


Figura 3-30: RESULTADOS DEL ESTUDIO GEOLÓGICO Y DE SUELOS : PUENTE PICHYOY (2)

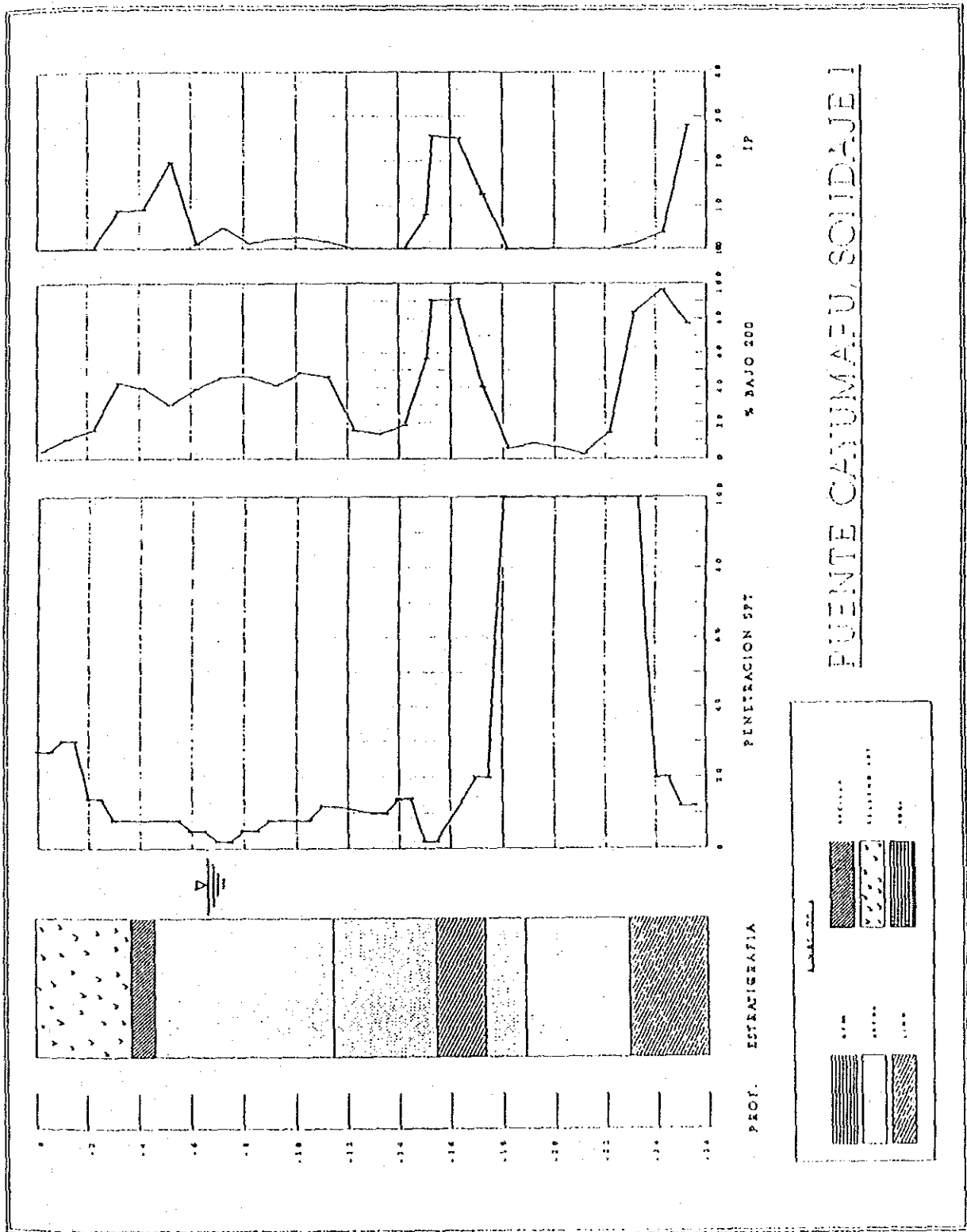


Figura 3-31: RESULTADOS DEL ESTUDIO GEOLÓGICO Y DE SUELOS : PUENTE CAYUMAPU (I)

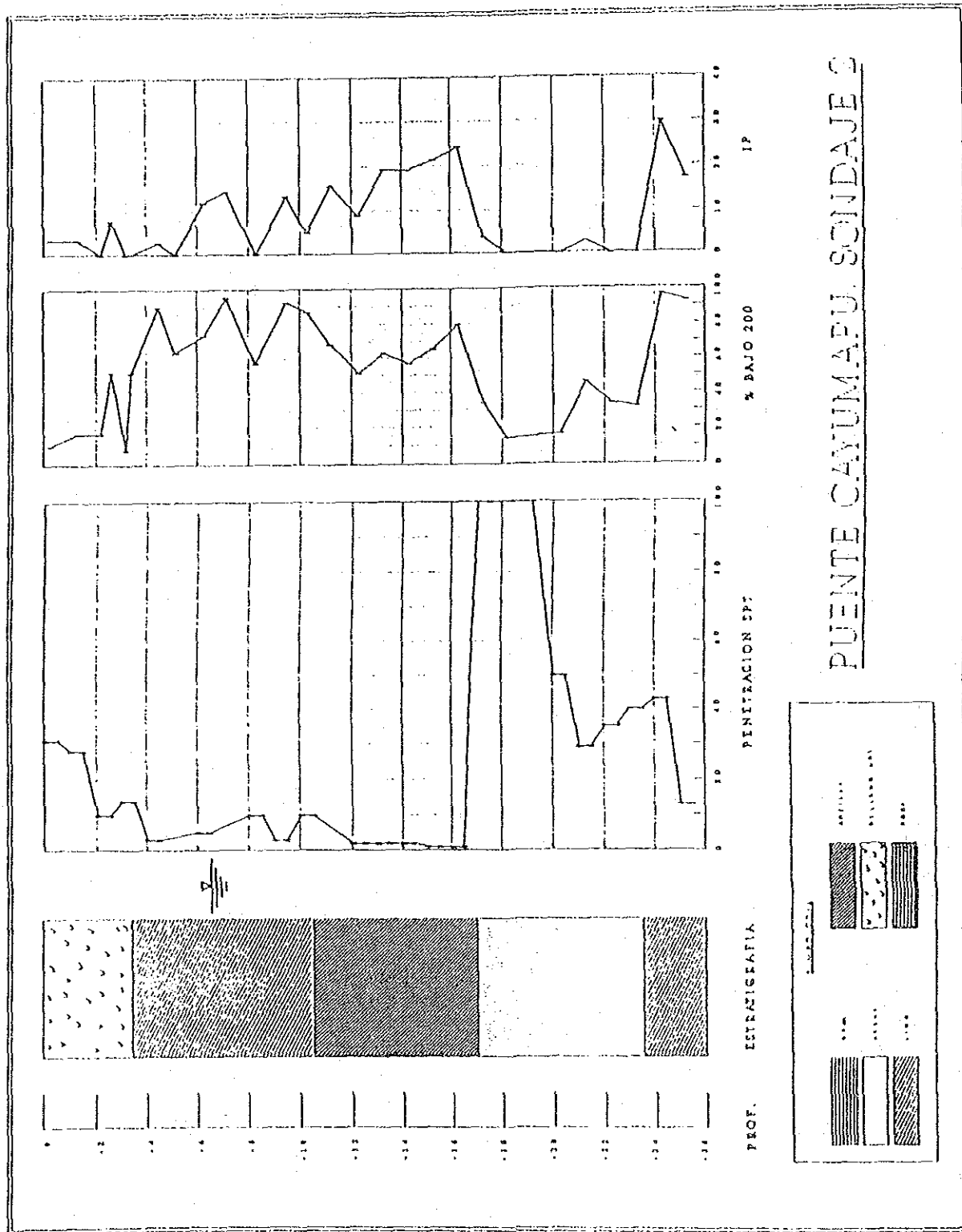


Figura 3-32: RESULTADOS DEL ESTUDIO GEOLÓGICO Y DE SUELOS : PUNTE CAYUMAPU (2)

3-2 ENSAYO DE CARGAS

3-2-1 DESCRIPCIÓN DEL ENSAYO DE CARGAS

El ensayo de cargas se ejecutó en el puente Peuco que está ubicado aproximadamente a 60km al sur de Santiago; conjuntamente con este ensayo, se realizó también el registro de la frecuencia de tensiones de carga por tráfico real.

En este ensayo, a la vez de utilizarse instrumentos de precisión modernos, se trabajó conjuntamente con el personal chileno con el fin de hacer una extensa presentación del método de ensayo.

Cabe aclarar que los resultados obtenidos no tienen la finalidad de verificar o demostrar el propósito principal del proyecto, que es el planificar la administración de conservación y rehabilitación de puentes; sino más bien, básicamente tienen la finalidad de aclarar las características básicas del puente.

El puente objetivo del ensayo, Puente Peuco, está compuesto de 2 vigas de acero (de tres tramos) con todas sus juntas o uniones soldadas. En base a esas características se delínean los objetivos que muestran a continuación.

Objetivos del ensayo de cargas

- 1) Verificar las características estructurales de las 2 vigas que componen la superestructura.
 - deformaciones de la viga principal y de la losa
 - distribución de cargas por los arriostramientos transversales
 - funcionalidad de las uniones de vigas

- 2) Verificación de las propiedades de fatiga.
 - deformaciones del perfil de la viga principal, vida de fatiga de las soldaduras de los atiesadores

3) Verificar la relación entre cargas y deformaciones.

Las mediciones se efectuaron en partes representativas de las vigas principales, arriostramientos, y atiesadores mediante calibradores de deformación. La instalación del equipo de medición se efectuó al centro de uno de los tramos debajo de la losa. En la Figura 3-33 se muestra el procedimiento del ensayo.

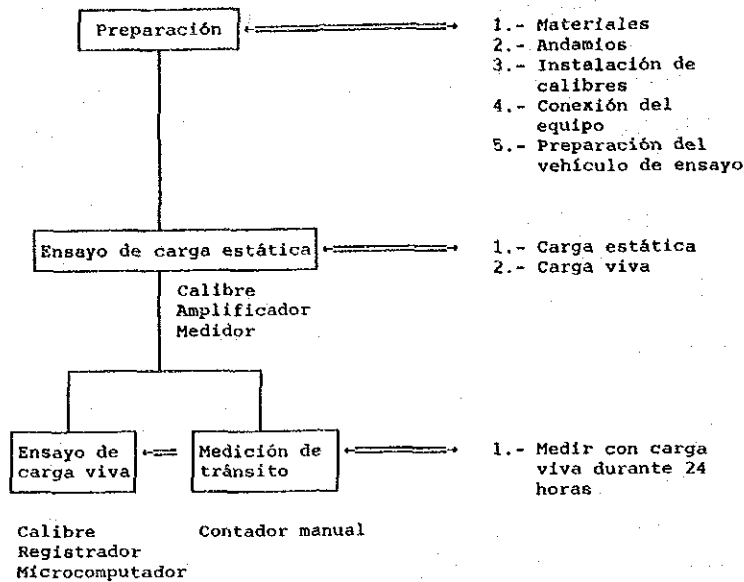


Figura 3-33 : DIAGRAMA DE FLUJO DEL PROCEDIMIENTO DEL ENSAYO DE CARGAS

3-2-2 DESCRIPCIÓN DEL PUENTE SELECCIONADO PARA EL ENSAYO

El puente Peuco está ubicado a 62 Km al Sur de Santiago y su superestructura está compuesta de dos vigas metálicas continuas de 3 tramos (Figura 3-34). Las características básicas estructurales del puente son como se muestra a continuación.

Características del Puente Peuco

Tipo	: Viga continua de 3 tramos.
Tramo	: 33 m + 33 m + 33 m
No. de vigas	: 2
Espacio entre vigas	: 6.8 m
Altura de viga	: 2.0 m
Espesor de losa	: 20 cm

NOMBRE DEL PUENTE PEUCO N-1	KILOMETRO 61,9	NOMBRE DE LA VIA LONGITUDINAL SUR	ROL DE LA RUTA RUTA 5	PROVINCIA	REGION VI	CODIGO DEL PUENTE
---------------------------------------	--------------------------	---	---------------------------------	-----------	---------------------	-------------------

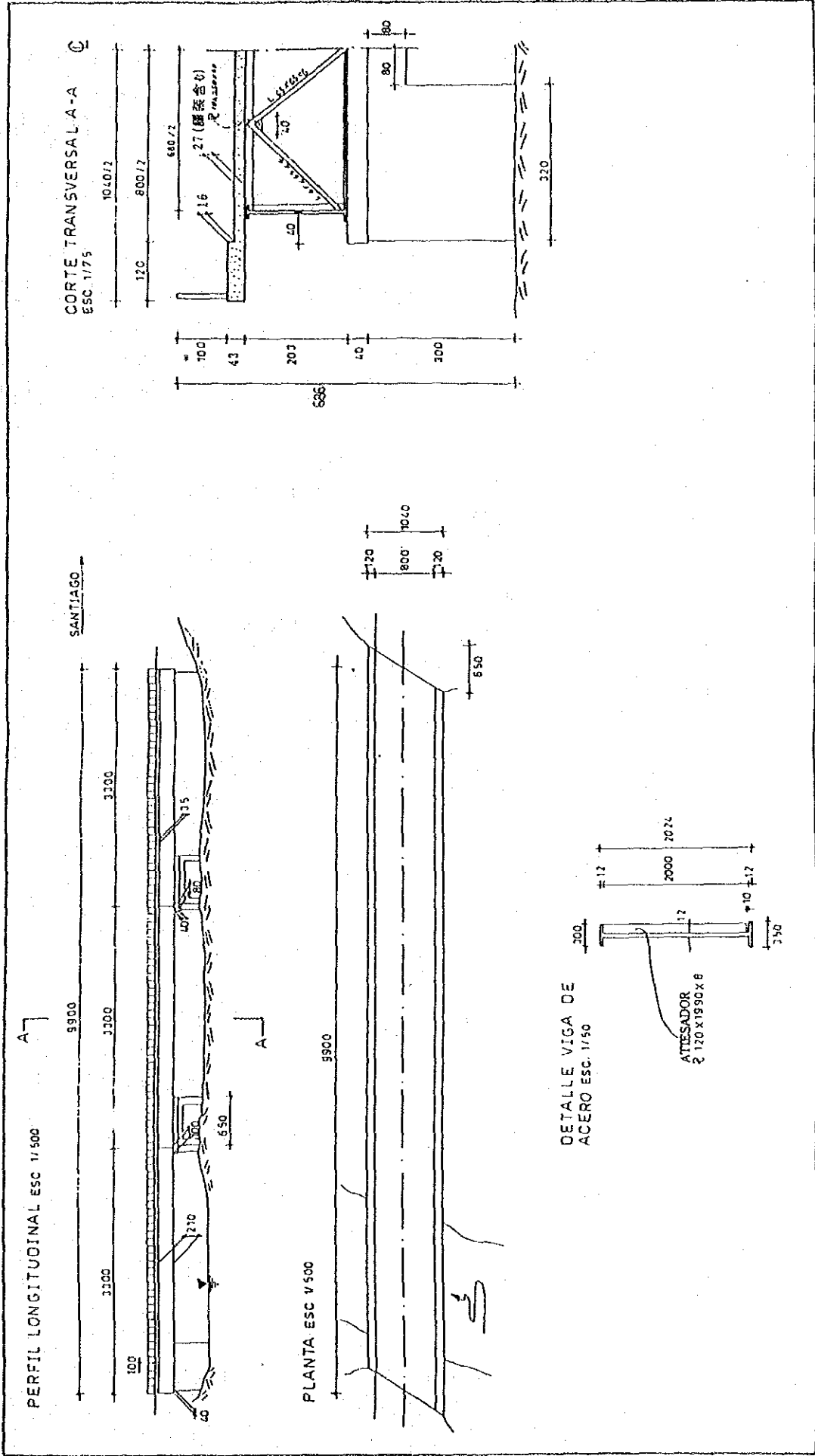


Figura 3-34: PLANO GENERAL DEL PUENTE PEUCO

Además, se pueden enumerar las siguientes características estructurales:

- 1) La estructura básicamente no tiene pernos ni remaches, todas las uniones están hechas por medio de soldadura.
- 2) No tiene vigas o diafragmas transversales. Tiene arriostramientos transversales a cada 4→8 m.
- 3) Los atiesadores de carga han sido reforzados con planchas soldadas de 50mm y existe una abertura de más o menos 10mm entre la platabanda inferior y los atiesadores.
- 4) Los extremos de la viga conjuntamente con la cepa central tienen un esviaje de 58°.
- 5) En las partes centrales de tramo, donde el esfuerzo de corte es mayor, y cerca de los apoyos, los espesores de las platabandas han sido incrementados mediante planchas soldadas.
- 6) Los arriostramientos transversales en los apoyos centrales han sido rellenos con hormigón. Esto puede considerarse que se hizo con la finalidad de aumentar la rigidez transversal de las vigas.
- 7) La losa del puente está compuesta por losas prefabricadas.

Existen huellas de reparaciones efectuadas en las grietas que se generaron a partir de la platabanda hacia el alma de la viga, en la parte central del primer tramo del lado de Santiago¹⁾. Además, existen marcas de cortes en los arriostramientos horizontales y diagonales, éstos cortes se encuentran reparados por simples soldaduras, pero puesto que se ven también rastros de movimientos del arriostramiento, no se puede deducir si la causa que originó estos cortes se deben a los efectos de carga, o a los movimientos efectuados en los arriostramientos.

1) Reparaciones en la viga principal del tramo que da hacia Santiago.

La grieta generada a partir de la soldadura de la plancha de cobertura, se propaga desde la platabanda inferior hacia el alma. Al respecto, se tiene el informe del estudio realizado por el IDIEM para investigar las causas de este defecto.

3-2-3 MÉTODO DE EJECUCIÓN

(1) Instalación de calibradores y medidores

1) Instalación

En éste ensayo se utilizaron calibradores de tensiones y medidores de deformaciones. Por razones que se muestran a continuación se seleccionó para el ensayo el primer tramo que da hacia Santiago.

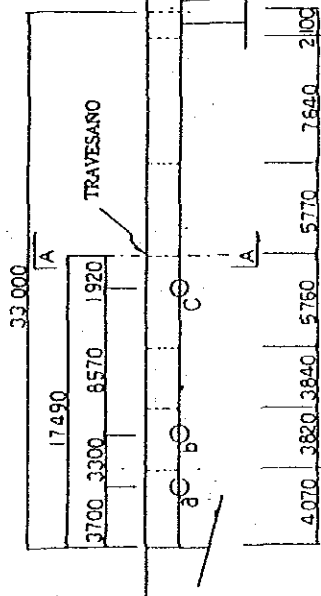
1. Por la distribución de tramos del puente, se deduce que los mayores esfuerzos se registran en los tramos exteriores.
2. La viga del tramo escogido presenta daños y se podrían verificar las tensiones que se originan en ésta.
3. El nivel de aguas debajo de la viga, en el tramo considerado, es bajo y facilita la instalación de los andamios y equipo de precisión.
4. Debido a la vibración del vehículo de carga en el momento del ensayo, es más conveniente seleccionar los tramos a los extremos del puente.

Los medidores fueron instalados en como se describe en la Figura 3-35. Asimismo la ubicación y el objetivo de los sensores están explicados en la Tabla 3-15. Por otra parte, inicialmente se habían planificado mediciones en los puntos que se señalan a continuación; sin embargo, debido a dificultades de instalación se desistió su ejecución.

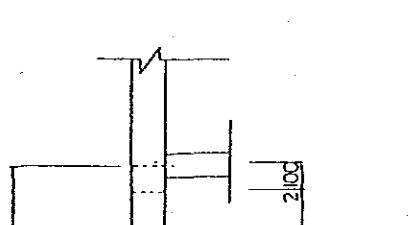
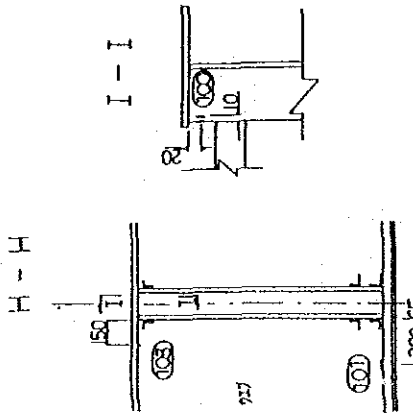
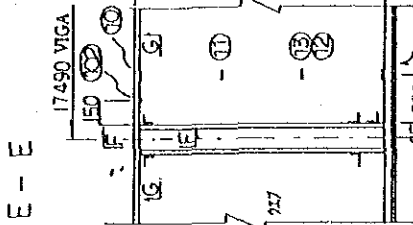
1. Medición de tensiones principales en la parte superior del atiesador de carga: cerca de los tirantes superiores de los arriostramientos y la platabanda superior.
2. Tensiones en el extremo inferior del atiesador de carga de la viga principal: cerca del alma de la viga, en la ranura anterior a la platabanda inferior.

Además, se instalaron tres medidores en la parte central del tramo para verificar la diferencia de deflexiones entre ambas vigas, de la viga con la losa, platabandas inferiores de ambas vigas con la losa.

PLANO DEL TRAMO EN ESTUDIO

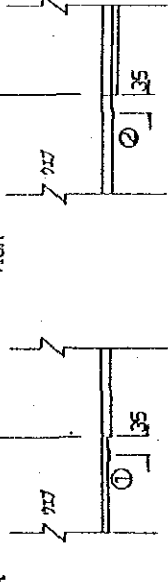


SANTIAGO



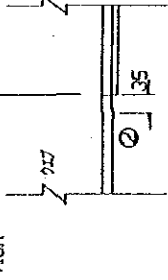
DETALLE DEL PUNTO "a"

EXTREMO DE 3700 VIGA



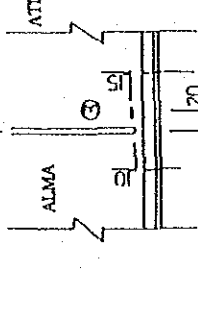
DETALLE DEL PUNTO "b"

EXTREMO DE 7000 VIGA



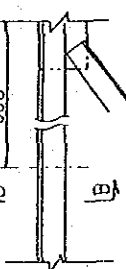
DETALLE DEL PUNTO "c"

TRAVESANO 1970

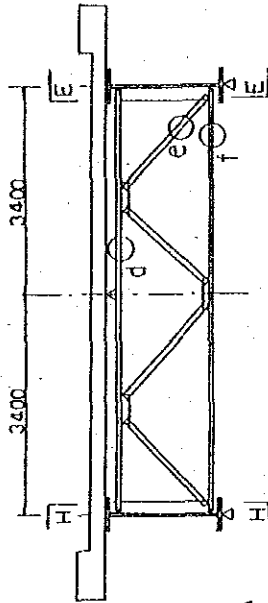


d : APOYO DE LA RIOSTRA

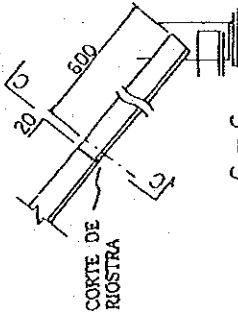
2 500 CENTRO DEL ALMA DE LA VIGA



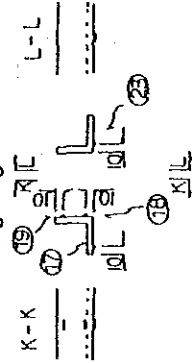
A - A



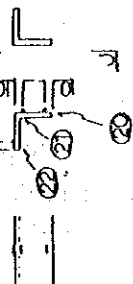
e : DETALLE DE ARRSTRAMETO



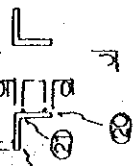
C - C



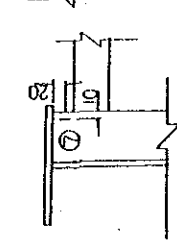
J - J



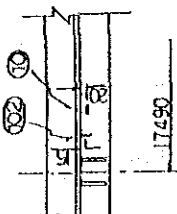
B - B



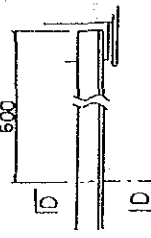
F - F



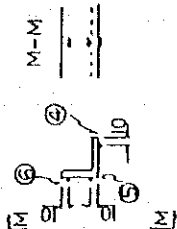
G - G



f : APOYO DE RIOSTRA INFERIOR



D - D



PERDIDA DE UNA PIEZA DE SOPORTE

Figura 3-35: INSTALACION DE CALIBRADORES Y MEDIDORES

Tabla 3-15 : UBICACIÓN Y OBJETIVO DE LOS CALIBRADORES

No	Ubicación	Razón
1 a 2	Platabanda inferior de la viga principal	Chequear la fatiga de la parte soldada
3	Atiesador de carga de la viga	Chequear la fatiga de la parte soldada en el atiesador
4 a 6	Riostras inferiores	Confirmar las tensiones en las riostras, y verificación de la fatiga en la soldadura
7 a 10	Atiesadores de carga	Confirmar las tensiones en los atiesadores debido a deformaciones de la losa, y verificar la fatiga de la soldadura
11 a 14	Platabandas y alma de la viga principal	Verificación de las tensiones en el eje central de la viga
17 a 19 y 23	Riostras diagonales	Confirmar las tensiones en las riostras diagonales y verificar la fatiga de las partes soldadas
20 a 22	Riostras superiores	Confirmar las tensiones de las riostras superiores y verificar la fatiga de las partes soldadas
101	Platabanda inferior	Confirmar las tensiones en la viga
102 y 103	Platabanda superior	Confirmar las tensiones en el sentido de la deformación de la losa

Notas:

- 1) Instalar los calibradores 12 y 13 en ambas caras del alma; esto para confirmar el sentido de las tensiones.
- 2) Los calibradores 7 y 100, 14 y 101, 102 y 103 están instalados simétricamente al eje del puente.
- 3) Los calibradores 102 y 103 son para confirmar las tensiones en la platabanda superior debido a deformaciones de la losa, registran las deformaciones perpendicularmente al eje del puente.

(2) Fijación de los calibradores

Los calibradores fueron instalados siguiendo el procedimiento señalado en el diagrama de flujo de la Figura 3-36. Cada uno de ellos tiene dos ejes de medición, y trabaja mediante el dispositivo del puente eléctrico ilustrado en la Figura 3-37. Este puente está dentro de los dos ejes, uno de ellos es el medidor activo y el otro es un medidor denominado falso, y de acá se obtienen los valores de la elongación creada ϵ_n y la elongación real ϵ_R , cuya relación está establecida por la siguiente ecuación y por la cual se puede corregir el valor medido.

$$\epsilon_n = (1 + \nu) \times \epsilon_R$$

donde, ν es el módulo de Poisson (=0.3)

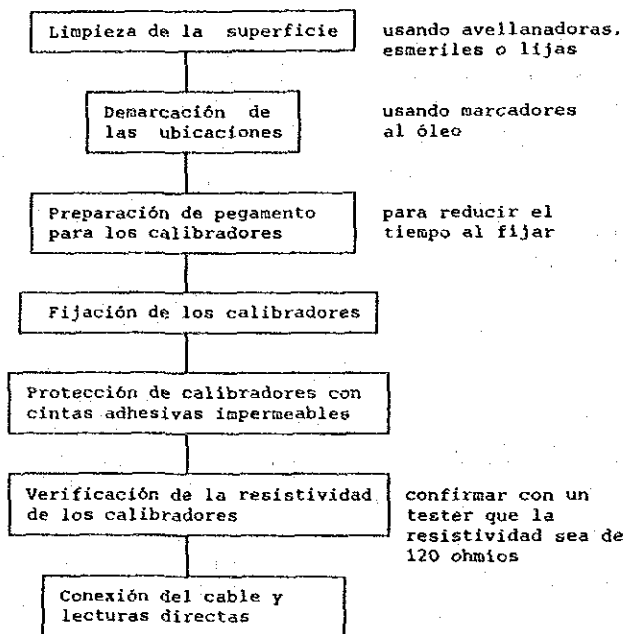
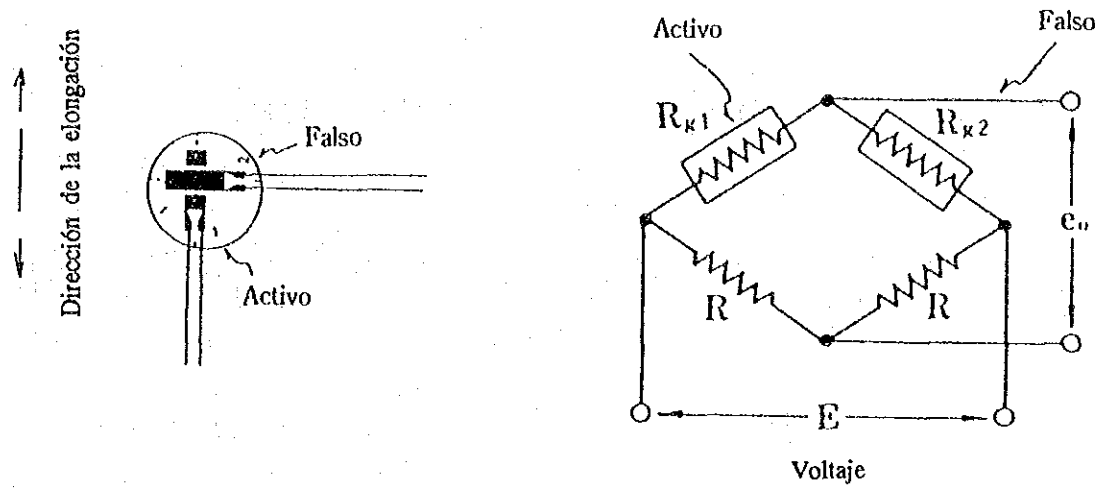


Figura 3-36 : PROCEDIMIENTO DE INSTALACIÓN DE LOS CALIBRADORES



μ : Coeficiente de Poisson
 R_{g1}, R_{g2} : Calibrador
 R_{g1} : Elongación
 R_{g2} : Elongación
 R : Registrador

Figura 3-37 : DETALLE DE LOS CALIBRADORES UTILIZADOS Y PUENTE ELÉCTRICO

(3) Fijación de los medidores

Los medidores se colgaron, con cuerdas de acero, desde la viga o la losa hasta alcanzar a las estacas de fijación que fueron clavadas en el piso. En la Figura 3-38 se detalla la instalación mediante un croquis.

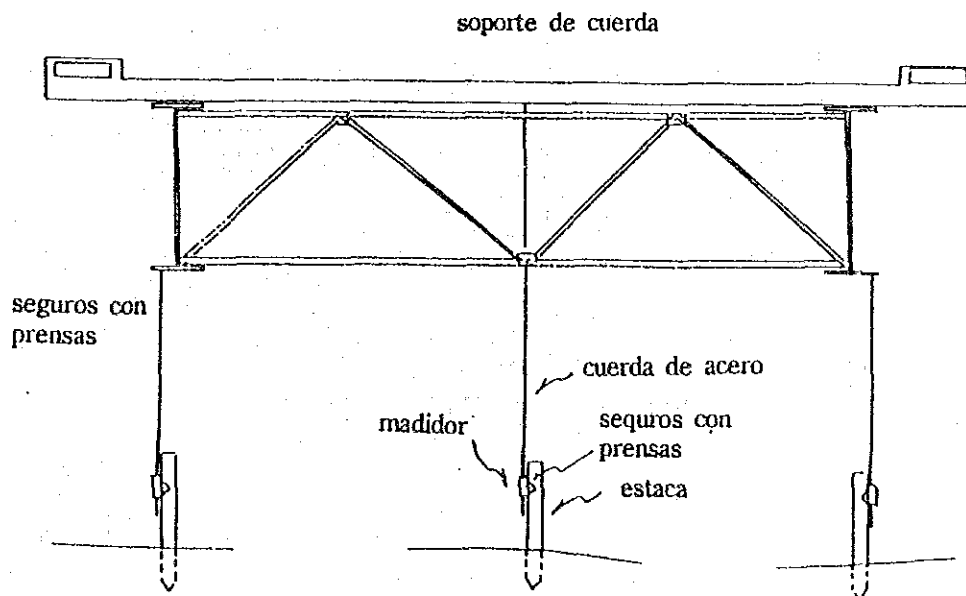


Figura 3-38 : CROQUIS DE LA INSTALACIÓN DE LOS MEDIDORES

(2) **Contenido y método de ensayo**

El ensayo en general se divide en dos partes de acuerdo al método, éstos son:

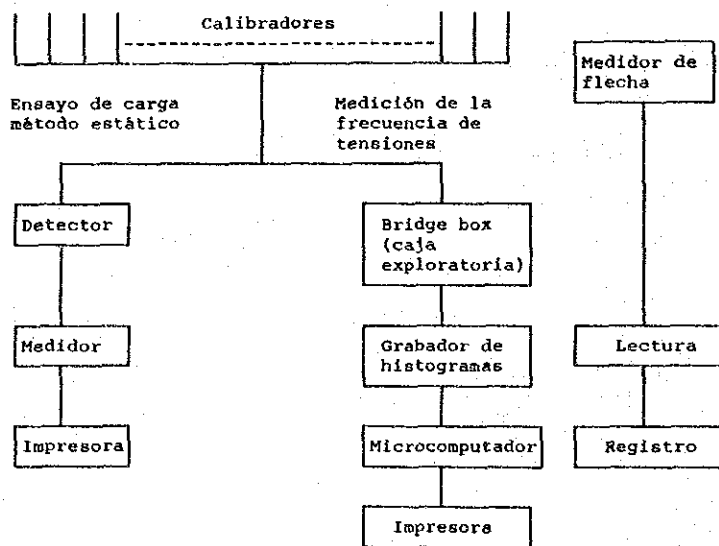
1) Ensayo de carga por el método estático

Se efectúan las mediciones de las deformaciones y flecha para el caso de un vehículo de ensayo determinado sin movimiento.

2) Medición de la frecuencia de tensiones

Se efectúan las mediciones de las tensiones y su frecuencia para el caso de tráfico normal.

Por otra parte, para verificar las condiciones de las frecuencias y del tráfico, se efectuó también un estudio de volúmenes y cargas de tráfico. En la Figura 3-39 se ilustra el sistema de mediciones utilizado en el ensayo.



Nota: Los calibradores sirven para ambos ensayos
Usar medidor de flecha sin convertidor.

Figura 3-39 : SISTEMA DE MEDICIONES DEL ENSAYO

(1) **Ensayo de carga por el método estático**

1) Vehículo de ensayo

Se utilizó una motoniveladora como vehículo de ensayo. Además, se ensayó también el caso de un vehículo de carga compuesto por un tráiler cargado con la motoniveladora. En la Figura 3-40 se muestran algunas características de ambos vehículos.

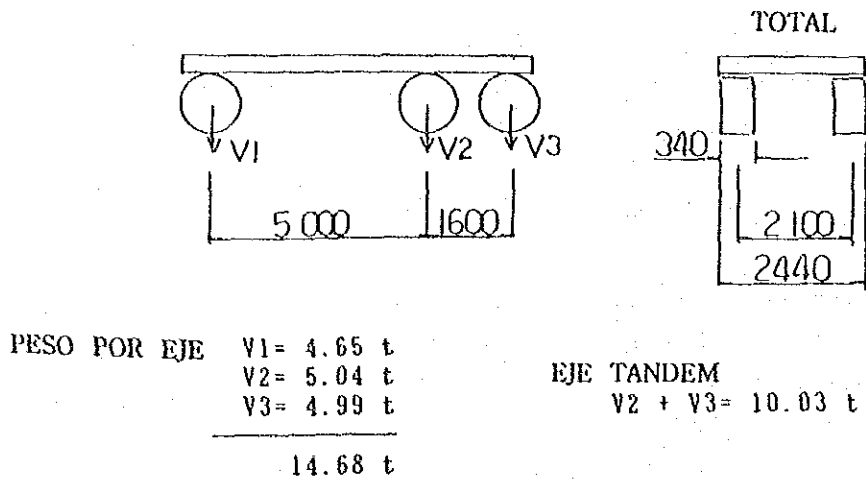
2) Posiciones de carga y método de ensayo

Para facilitar la realización del ensayo se detuvo el tráfico de vehículos durante un lapso de 3 horas. Una vez que se interrumpió el tráfico, se procedió a demarcación de las posiciones de carga, las cuales se muestran en la Figura 3-41. Los calibradores para medir las deformaciones y tensiones se distribuyeron de tal manera de tener 5 secciones de observación por cada tramo del puente. La posición del eje del vehículo de carga fué señalada para que el centro del eje esté a $1/4$ del ancho de la calzada.

Los puntos estudiados con el ensayo de cargas por el método estático son:

1. Relación de cargas y tensiones
2. Líneas de influencia

VEHICULO DE CARGO : Motoniveladora



Trailer

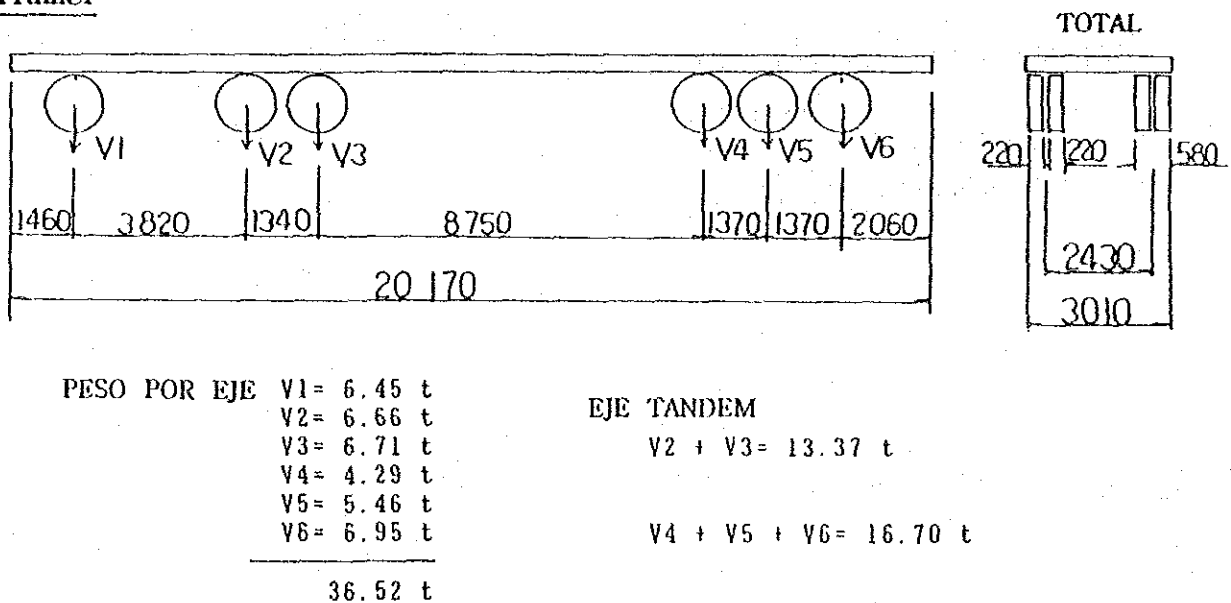


Figura 3-40: VEHÍCULOS DE ENSAYO UTILIZADOS

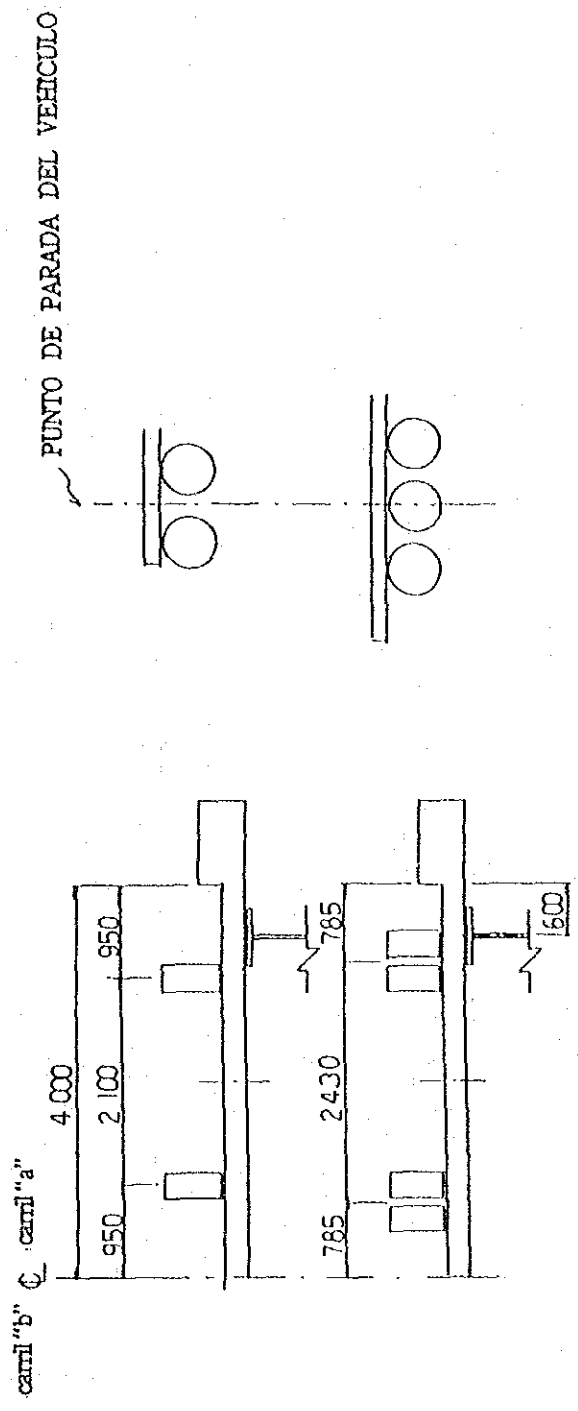
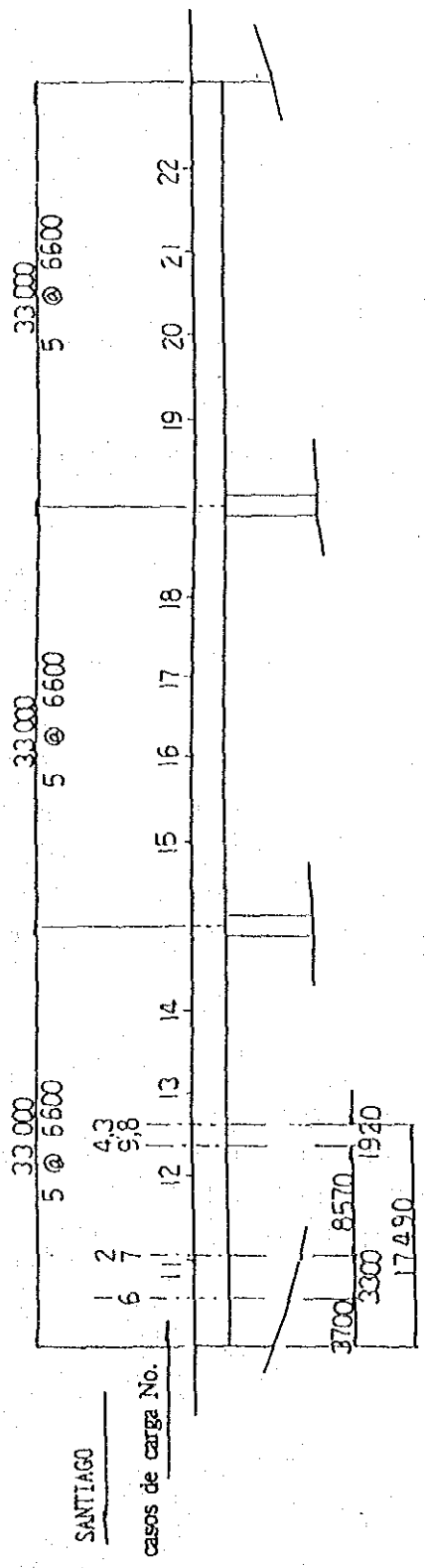


Figura 3-41: POSICIONES DE CARGA UTILIZADOS EN EL ENSAYO

(2) **Medición de la frecuencia de tensiones**

1) Puntos de medición

Con el objeto de estudiar las frecuencias de las tensiones, para el análisis de fatiga, se seleccionaron los siguientes 8 puntos para las mediciones.

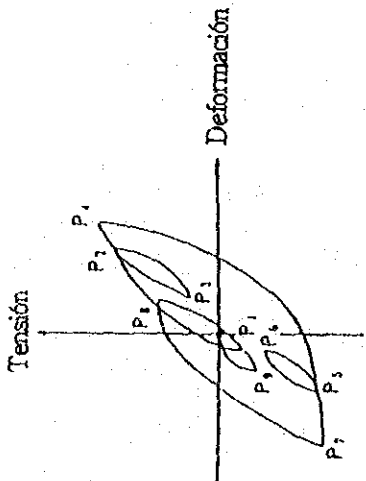
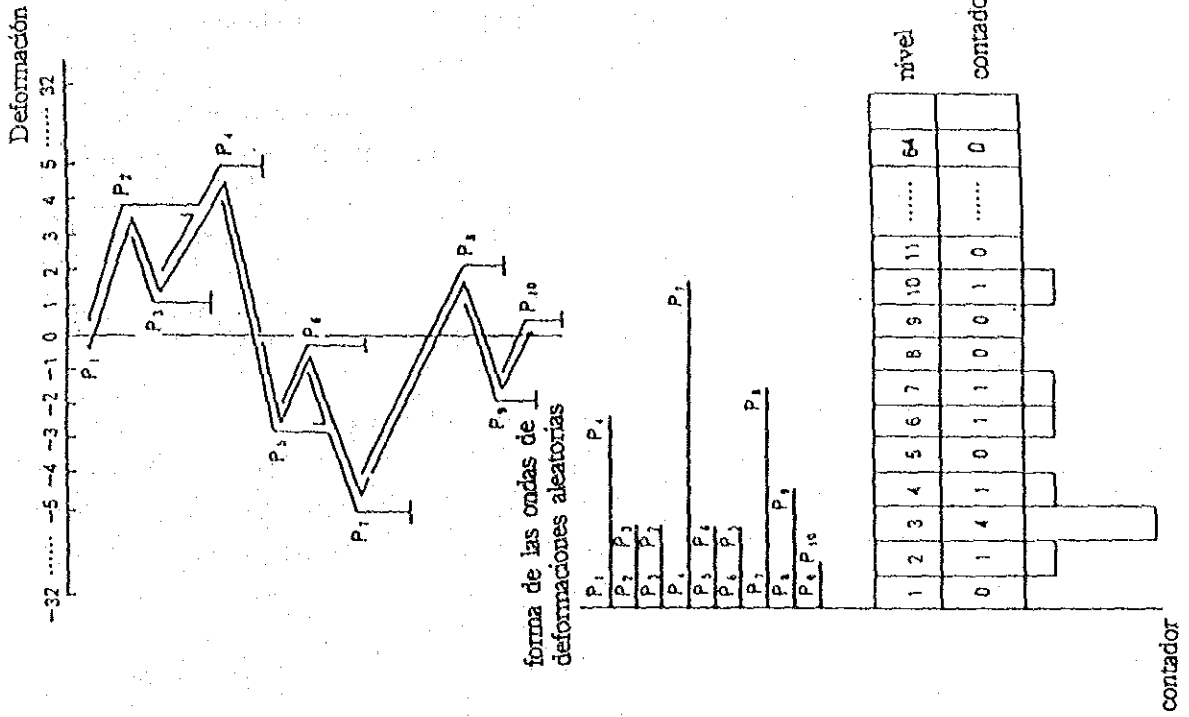
<u>No. de Calibrador</u>	<u>Posición del elemento</u>
1	Platabanda inferior de viga principal
2	Platabanda inferior de viga principal
3	Alma de la viga, punto ubicado al extremo de la soldadura de la parte inferior del atiesador de carga
5	Riostra inferior
7	Atiesador de carga, cerca de platabanda superior
14	Platabanda inferior, punto ubicado a medio tramo de la viga principal
21	Riostra superior
102	Platabanda superior en sentido perpendicular

2) Medición de la frecuencia de tensiones

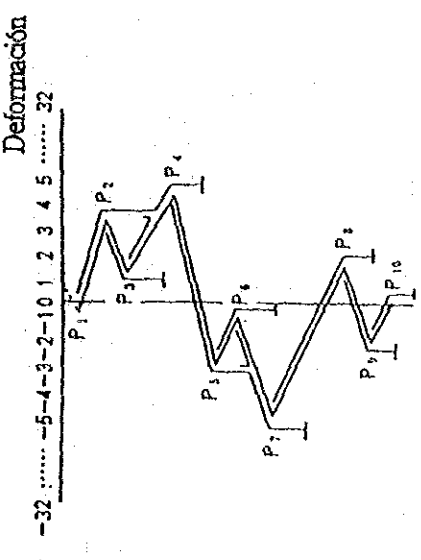
Las mediciones para este caso se realizaron durante 24 horas con carga viva del tráfico normal, o sea sin detener el tráfico. Simultáneamente a las mediciones, se fué procesando continuamente los datos de las ondas de deformación, mediante un codificador de histogramas y un microcomputador; y también se fue contando la frecuencia. Puesto que en el análisis de fatiga, no son importantes los valores máximos de las tensiones, sino más bien los rangos de éstas, se registraron éstos rangos mediante el método "rainflow".

"Método Rainflow":

Éste es un método por el cuál se registran los valores de las tensiones y sus respectivas deformaciones o elongaciones hasta completar el "anillo de histéresis", y también se hace el conteo de los rangos de deformación observados (Figura 3-42).



(a) Relación de la Tensión vs. Deformaciones



(b) forma de las ondas de deformación aleatoria

(c) Deformaciones registradas

Figura 3-42: REGISTRO Y CONTEO DE LOS RANGOS DE TENSIONES POR EL MÉTODO DE "RAINFLOW"

(3) Estudio de tráfico

El conteo de vehículos, correspondiente al estudio de tráfico, se efectuó en el puesto de peaje más cercano al puente Peuco ubicado sobre la Ruta No.5, y luego se archivaron éstos datos conjuntamente con los de las frecuencias de tensiones. El objetivo de este estudio de tráfico fué el determinar el índice de vehículos pesados con respecto del total, e investigar la relación de los datos obtenidos con los daños.

(4) Estudio de pesos por eje de vehículos

Existe un puesto de pesaje de vehículos ubicado aproximadamente a 3km al sur del puente Peuco; este puesto tiene la finalidad de controlar el paso de vehículos pesados. En la Tabla 3-16 se muestra la clasificación de vehículos, según el peso por eje, al cual se rigen los controles. Para determinar el peso de los vehículos pesados que pasaron durante el estudio, se registraron los intervalos de tiempo y los datos correspondientes al peso por eje.

Tabla 3-16 : CLASIFICACIÓN DE VEHÍCULOS SEGÚN EL PESO POR EJE;
DATOS DEL SUB-DEPARTAMENTO DE PESAJE

TIPOS		EJES CONVENCIONALES			
		EJES	LIMITES (ton)	TOLERANCIAS (kgs.)	
20					
30			RS	7.0	500
31			RD #	11.0	500
34			2RS	14.0	600
40					
41			RD + RS	16.0	600
42					
45			2RD	18.0	700
47			3RS	19.0	700
51					
52			2RD + RS	23.0	900
53					
54			3RD	25.0	900
57					
		Peso Bruto Total	45.0	1,000	
63		EJES NO CONVENCIONALES			
65			EDRC	22.0	0,8
66			ECRD	29.0	1,0
69					
77			ETRC	30.0	1,0

3-2-4 ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

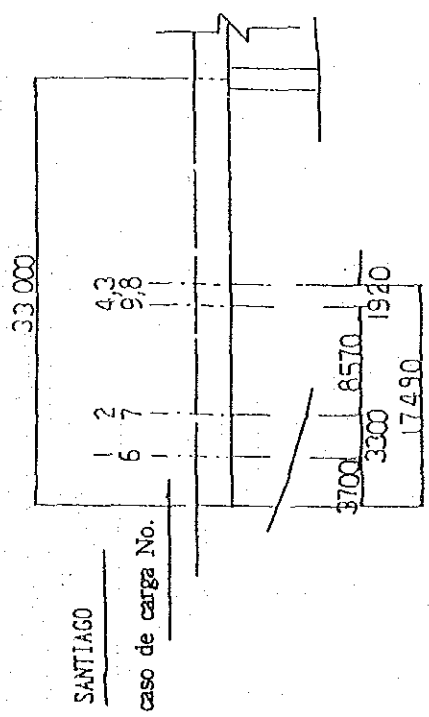
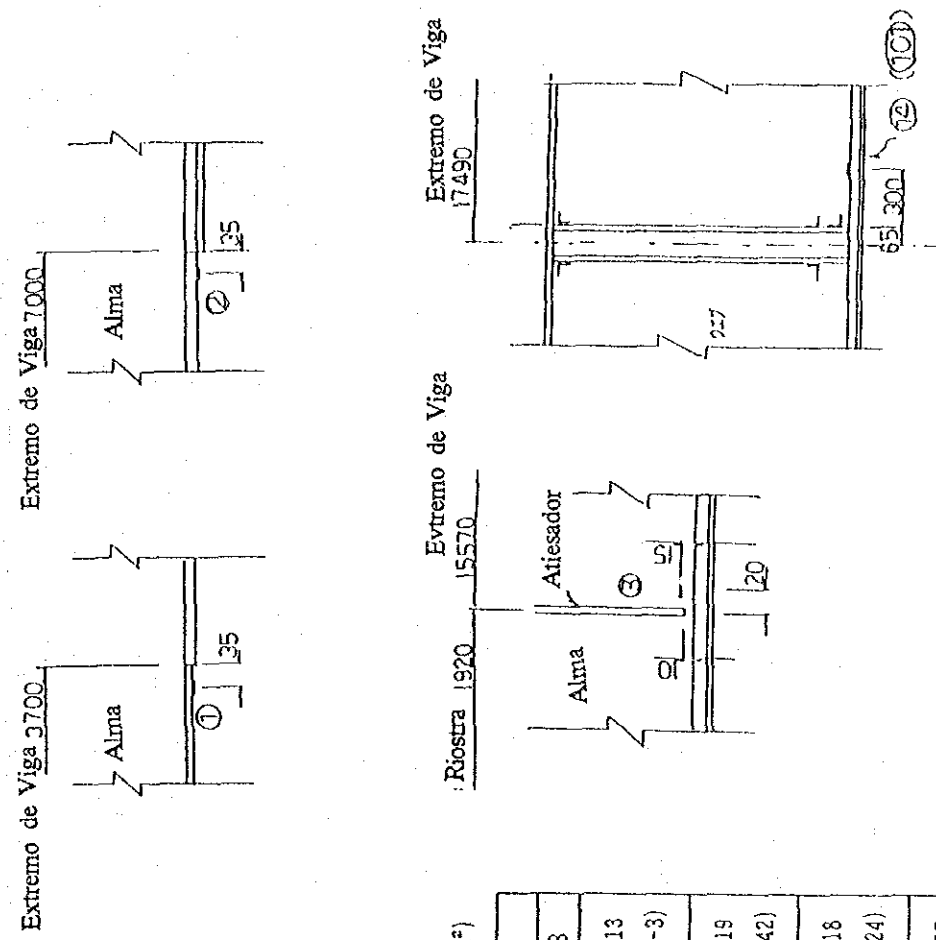
(1) Resultados del ensayo de carga por el método estático

Los resultados obtenidos de las mediciones de tensiones en la viga principal, tensiones en riostras y atiesadores, y diagramas de tensiones en las secciones de la viga se muestran en las Tablas 3-17, 3-18 y la Figura 3-43 respectivamente. Al respecto de éstos resultados se pueden plantear los siguientes comentarios:

- 1) Las tensiones son generadas principalmente al centro de la viga. Riostras superiores, diagonales e inferiores, y atiesadores no están siendo sometidos a grandes tensiones.
- 2) Si se hace una comparación de los esfuerzos entre los casos de carga, podemos ver que las tensiones en la platabanda inferior, registrados por los calibradores No.1 y No.2 ubicados en puntos de cambio de sección, son de 187 kg/cm^2 y 178 kg/cm^2 respectivamente; mientras que en un punto normal ubicado a medio tramo 92 kg/cm^2 . O sea, las tensiones transversales son prácticamente el doble de las normales.
- 3) Si se hace una comparación de los esfuerzos entre las tensiones registradas por los calibradores No.14 $=92 \text{ kg/cm}^2$ y No.101 $=18 \text{ kg/cm}^2$ (ubicados en la platabanda inferior), puede observarse que no existe una distribución de cargas entre las vigas.
- 4) El calibrador No.3 registró una tensión en el extremo de la soldadura del atiesador comparativamente muy grande $=112 \text{ kg/cm}^2$.
- 5) Las tensiones registradas en las riostras superiores oscilan entre 20 y 30 kg/cm^2 ; por el contrario, prácticamente no se registraron tensiones ni en las riostras diagonales, ni en las inferiores.
- 6) En la Figura 3-43 se pueden observar las distribuciones de tensiones en diversas secciones de la viga. De éstas se puede deducir que la viga está trabajando como viga continua, y que el alma está siendo flexada hacia la cara exterior de la viga (calibradores 12 y 13).

La Figura 3-44 y la Tabla 3-19 muestran los resultados de los valores obtenidos para la flecha. La flecha máxima registrada, para el caso de una carga de 14.68 tn , es de 3.0 mm en la viga, y 2.9 mm en la losa; para una carga de 36.52 tn es de 5.9 mm en la viga y 5.8 mm en la losa. Con esto se deduce que en la losa se registran flechas relativamente grandes.

En la Figura 3-45 se muestran las tensiones registradas para los diferentes puntos de observación.



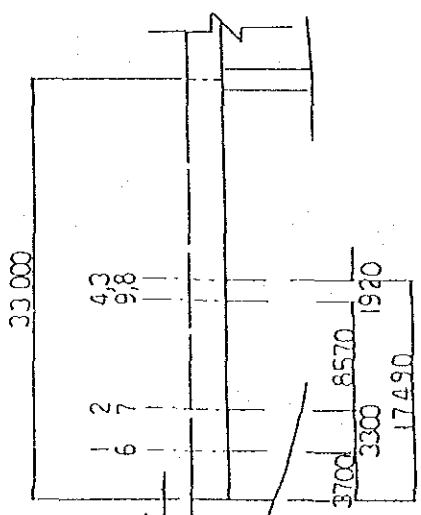
SANTIAGO
caso de carga No.

Tabla 3-17: TENSIONES EN LA VIGA PRINCIPAL (kg/cm²)

CALIBRADOR No.	CASOS DE CARGA							
	1	2	4	3	6	7	9	8
1	187 (331)	176 (328)	91 (144)	76 (118)	26 (45)	32 (53)	21 (0)	13 (-3)
2	121 (244)	178 (338)	102 (179)	86 (142)	21 (63)	34 (86)	28 (50)	19 (42)
14	28 (137)	52 (163)	92 (149)	91 (142)	5 (26)	11 (32)	21 (24)	18 (24)
101	8 (50)	15 (58)	26 (61)	26 (55)	18 (136)	45 (188)	102 (186)	97 (175)
3	37 (165)	73 (179)	112 (173)	99 (152)	8 (28)	18 (29)	29 (19)	24 (18)

SANTIAGO

caso de carga No. 3



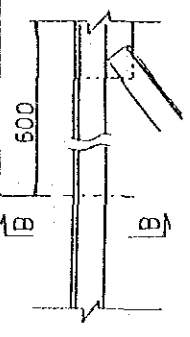
TENSIONES EN LAS RIOSTRAS Y EN EL ATIESADOR DE CARGA (kg/cm²)

Medidor No.	Caso de Carga No.3
4	-5 (-11)
5	11 (15)
6	16 (24)
17	-5 (-13)
18	5 (2)
19	-2 (-5)
23	-2 (-7)
20	28 (53)
21	21 (42)
22	29 (60)
Atiesador de Carga	7 -16 (-39)

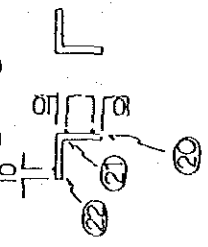
Nota: Los valores entreparentesis corresponden al caso de la carga de la motoniveladora

Soporte Superior de riostra horizontal.

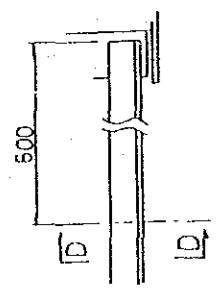
2500 Al centro del alma de la viga



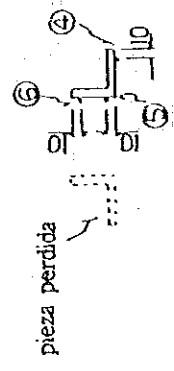
B - B



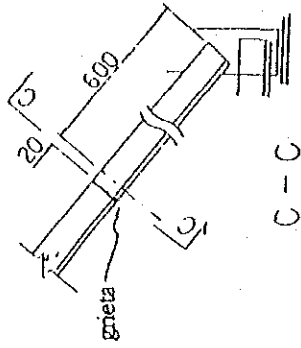
Soporte de riostra



D - D



Riostra diagonal



C - C

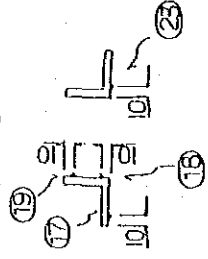
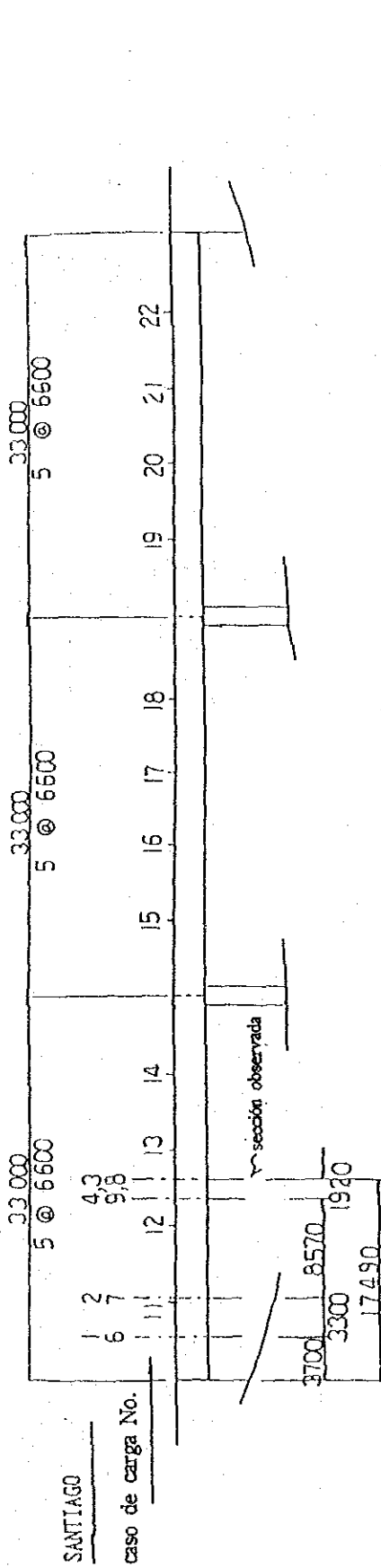
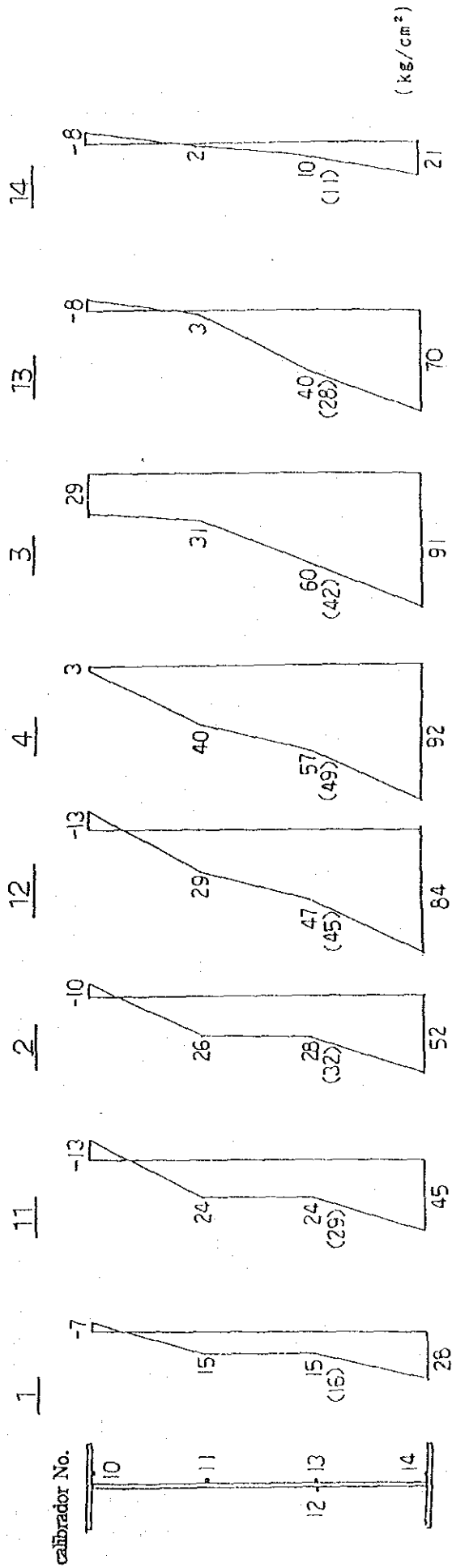


Tabla 3-18 : TENSIONES EN LAS RIOSTRAS Y EN EL ATIESADOR DE CARGA



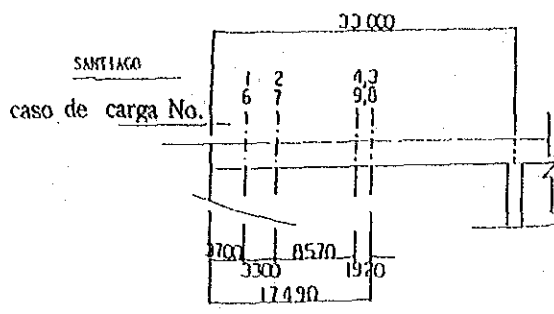
posiciones de carga



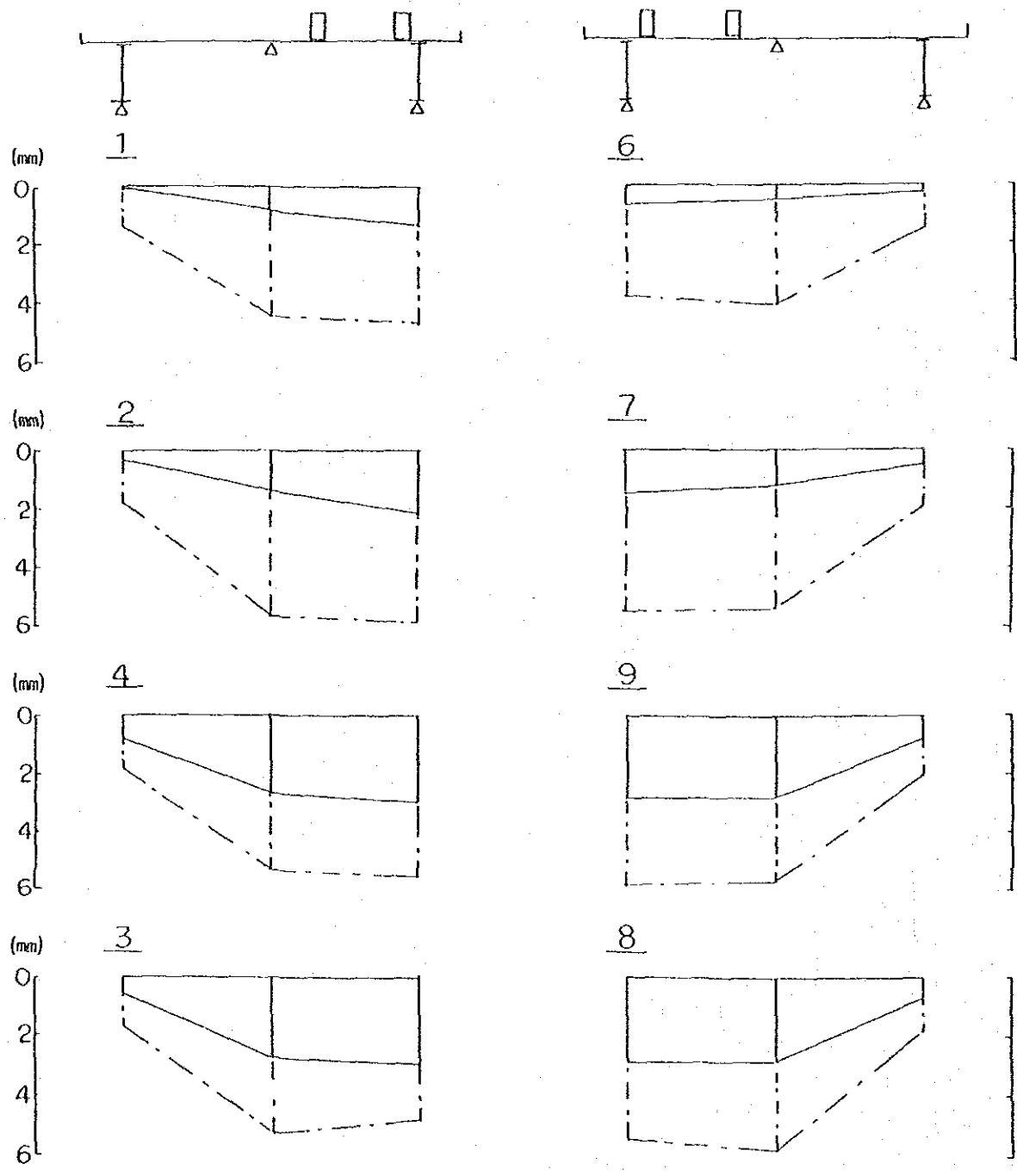
Nota:

- EL valor en trapezoides corresponde a la cara reversa
- Las tensiones de tracción son representadas con signo positivo

Figura 3-43: DIAGRAMAS DE TENSIONES EN DIVERSAS SECCIONES DE LA VIGA PRINCIPAL



△ puntos de observacion de la flecha



— caso de la motoniveladora
 - - - caso de motoniveladora +trailer

Figura 3-44: FLECHA DE VIGA Y LOSA

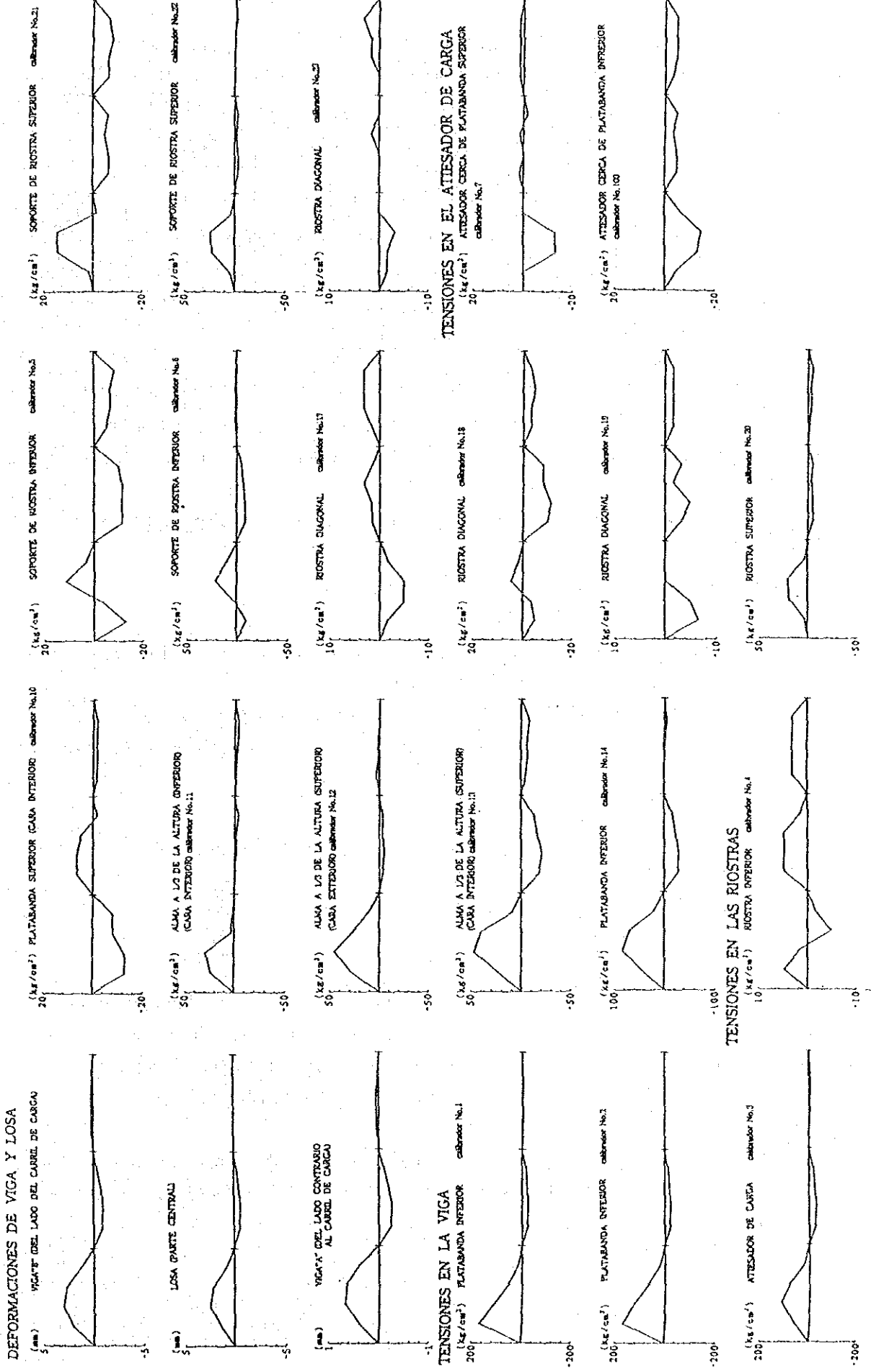


Figura 3-45: TENSIONES Y DEFORMACIONES EN EL ENSAYO DE CARGAS-DINAMICO

Tabla 3-19 : DEFORMACIONES DE VIGA Y LOSA, REGISTRADAS MEDIANTE EL ENSAYO DE CARGAS - MÉTODO ESTÁTICO

Vehículo	Motoniveladora			Motoniveladora+trailer		
Caso No.	Viga A	Losa	Viga B	Viga A	Losa	Viga B
1	0.10	0.80	1.30	1.40	4.50	4.70
2	0.30	1.40	2.15	1.75	5.65	5.80
3	0.60	2.75	3.00	1.74	5.35	4.95
4	0.74	2.65	2.95	1.89	5.36	5.55
6	0.66	0.50	0.23	3.80	4.10	1.50
7	1.50	1.18	0.44	5.50	5.42	1.98
8	2.86	2.85	0.65	5.43	5.75	1.83
9	2.78	2.78	0.75	5.85	5.65	2.00

(1) RESULTADOS DE LA MEDICIÓN DE FRECUENCIA DE TENSIONES

1) Verificación a la fatiga

En este ensayo se utilizó un grabador de histogramas para archivar los datos de la tensiones, debido a la carga viva del tráfico, observadas durante las 24 horas continuas. Y de acuerdo al anteriormente referido método de "Rainflow" se obtuvo que el rango o amplitud de las tensiones es de 25.24kg/cm², valor con el cuál se establece la clasificación por niveles de tensiones.

En el presente análisis, se adopta la Teoría Fatiga de Minner para examinar lo que se denomina la "vida de fatiga", teoría que está representada por la siguiente ecuación:

$$D = \sum(n_i / N_i) = 1 \quad \text{Ecuación 3-1}$$

En esta ecuación, "D" representa al daño por fatiga que sufre un elemento sometido a un determinado nivel de tensiones con respecto del rango " σ_{ii} ", en forma iterativa " n_i " veces, donde la vida de fatiga está representada por " N_i " que es el número de iteraciones requeridas para que el elemento considerado falle ante una sollicitación iterativa igual a σ_{ii} .

Si el valor del daño por fatiga es igual a 1 (D=1) se puede considerar que la pieza fallará por fatiga. El valor de N_i es obtenido de la curva de fatiga S-N que es obtenida experimentalmente en laboratorio.

Por otra parte, se tiene que si adoptamos que las condiciones de tráfico del día en que se efectuó el estudio, son invariables; entonces la inversa de la fatiga acumulada por un día de tráfico es igual al número de días requerido para que se produzca la falla por fatiga; consecuentemente se puede deducir la "vida de fatiga" de la estructura.

Al respecto de las curvas de fatiga S-N se pueden citar por ejemplo las curvas de la AASHTO (año 1983), de la BS5400 (año 1980), de la ECCS (año 1985), etc. En éste estudio se adoptaron las curvas de fatiga de la Sociedad de Ingeniería de Estructuras de Acero (Noviembre del 1989) que se muestran en la Figura 3-46. Las curvas de fatiga S-N que se muestran en esta figura, tienen una pendiente de 1:3 y las tensiones se clasifican en 8 niveles de A a H respectivamente. Cada curva S-N determina la correspondencia del número de iteraciones con una tensión variable (línea punteada), pero a partir de cierta tensión ésta se hace invariable (línea llena); esto significa que tensiones menores al rango de la curva, no afectan a la muestra por fatiga, y se denomina como el "límite de fatiga". Consecuentemente, en el cálculo de la vida por fatiga, las tensiones menores a éstos rangos no fueron tomadas en cuenta.

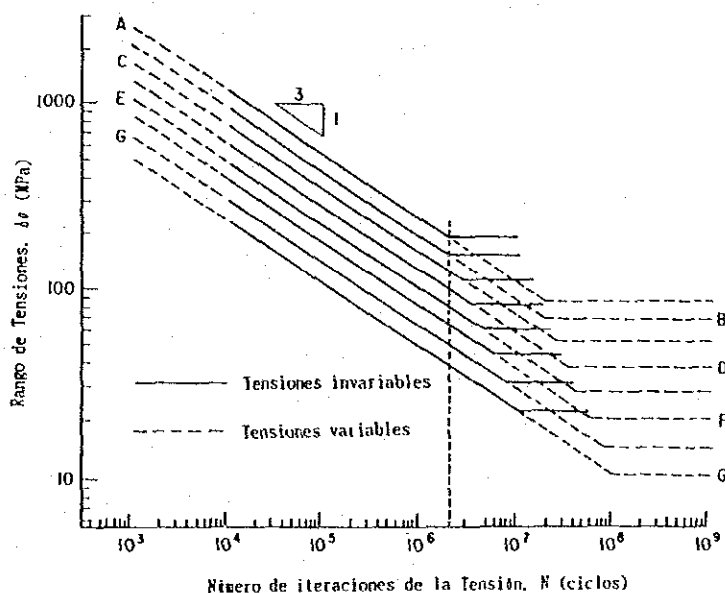


Figura 3-46 : CURVAS PARA EL CÁLCULO DE FATIGA (CURVAS S-N)

En la Tabla 3-20 se muestran los rangos de tensiones admisibles básicos para 2 millones de iteraciones para cada curva. En la Tabla 3-18 se hace una clasificación de las resistencias de las partes estudiadas en el puente Peuco en base a un análisis comparativo de valores estándar de fatiga en soldaduras. Por otra parte la Figura 3-48 muestra el procedimiento para el cálculo de la vida de fatiga.

Tabla 3-20: RANGOS BÁSICOS DE TENSIONES ADMISIBLES

Clasificación de tensiones		Límite del rango de tensiones (Mpa)	
Nivel	Rangos básicos de tensiones admisibles para 2mill. de iteraciones	Tensiones invariables	Tensiones variables
A	190	190 (2.0×10^6)	88 (2.0×10^7)
B	155	155 (2.0×10^6)	72 (2.0×10^7)
C	125	115 (2.6×10^6)	53 (2.6×10^7)
D	100	84 (3.4×10^6)	39 (3.4×10^7)
E	80	62 (4.4×10^6)	29 (4.4×10^7)
F	65	46 (5.6×10^6)	21 (5.6×10^7)
G	50	32 (7.7×10^6)	15 (7.7×10^7)
H	40	23 (1.0×10^7)	11 (1.0×10^8)

Observaciones.-

- (1) Rangos básicos de tensiones admisibles para 2mill. de iteraciones: Representa el rango básico de tensiones para una tensión iterativa aplicada 2 millones de veces.
- (2) El límite del rango de tensiones para el caso de "Tensiones invariables": es un factor que tiene relación con el grado de fatiga bajo el rango de una tensión fija. Todos los rangos de tensiones que tienen un valor inferior a éste, cuando se aplican en forma variable, no requieren de la verificación a la fatiga.
- (3) El límite del rango de tensiones para el caso de "Tensiones variables": es un valor límite del rango de tensiones; para rangos de tensiones menores a éste, puede considerarse que no afectan o no se crean daños por fatiga.

Tabla 3-21: CLASIFICACIÓN DE RESISTENCIAS

Punto de observación	Calibrador No.	Clasificación	Observación
Platabanda inferior, punto de cambio de sección	1	E,F	(*)
Platabanda inferior, punto de cambio de sección	2	E,F	(*)
Alma de la viga, extremo de soldadura del atiesador de carga	3	E	(d)/3
Riostra inferior	5	H	(f)/4(2)
Atiesador de carga, parte superior cerca de platabanda superior	7	E	(d)/6(3)
Platabanda inferior, parte central	14	D	(e)/3
Riostra superior	21	H	(e)/6
Soldadura de platabanda superior con el alma de la viga	102	E	(d)/3

Escala de clasificación:

C → 1275 kg/cm², D → 1020 kg/cm², E → 816 kg/cm²
 F → 663 kg/cm², G → 510 kg/cm², H → 408 kg/cm²

Observaciones.-

- (1) La Tabla muestra la clasificación de tensiones con respecto a las tensiones nominales. Los casos de tensiones que incluyen incrementos de tensiones debido a las uniones (tensiones "hotspot", Figura 3-47) son incluidos en el grupo E (las partes donde acaba la soldadura entran al grupo D).
- (2) *)...los calibradores No.1 y No.2 están ubicados en la soldadura de la platabanda inferior, pero no coincide enteramente con una de las clasificaciones de la clasificación que se muestra en la tabla. En éste caso, el nivel de las uniones se juzga como cercano al grado (3) de (b), y la clasificación de tensión se aproximan a E o F.

La tensión "hot-spot" es una tensión que está incluida en las tensiones concentradas parcialmente por la soldadura, y son consideradas como tensiones no estructurales en el punto observado (extremo de soldadura).

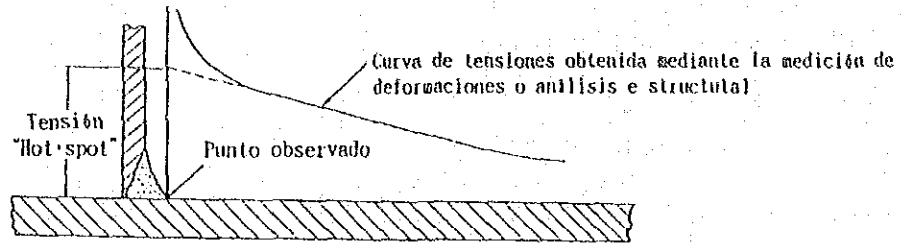
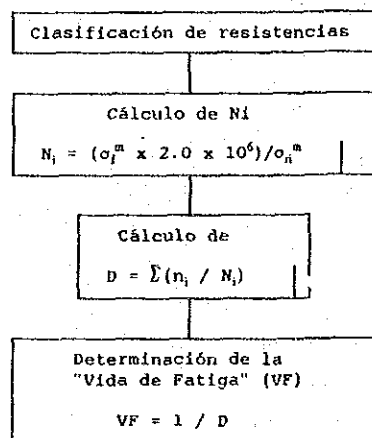


Figura 3-47: TENSIONES "HOTSPOT"



donde,

N_i : Número de iteraciones obtenida de la curva de fatiga S-N para σ_n

σ_f^m : Rango de tensiones admisible para 2 millones de iteraciones

σ_n^m : Rango de tensiones de cada nivel

Figura 3-48: PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO DE LA VIDA DE FATIGA

(2) **Resultados estimados de la frecuencia de tensiones y la vida de fatiga**

Los resultados estimados de la vida de fatiga y las frecuencias de tensiones se muestran en las Tablas 3-22 y 3-23 respectivamente.

De éstos se puede deducir lo siguiente:

1. La vida de la viga en los puntos de cambio de sección es aproximadamente de dos años, por lo tanto está en una situación de sobrefatiga.
2. De la misma manera las partes soldadas del atiesador tiene aproximadamente 10 años de vida, estando en una situación crítica.
3. Se estima que las riostras superiores, en especial las partes soldadas, tienen una vida de fatiga muy corta; sin embargo, no existen otras piezas (además de éstas) que se consideren con vida corta.

Tabla 3-22: RESULTADOS ESTIMATIVOS DE LA VIDA DE FATIGA (en años)

Punto de observación	Calibrador No	Clasificación					
		C	D	E	F	G	H
Platabanda inferior, punto de cambio de sección	1	21.5	6.4	*1.8	0.7	0.2	0.1
Platabanda inferior, punto de cambio de sección	2	25.8	7.2	*1.9	0.7	0.2	0.1
Alma de la viga, extremo de soldad. del atiesador de carga	3	219.3	37.4	*9.4	2.2	0.7	0.3
Riostra inferior	5	α	α	α	α	α	*59.6
Atiesador de carga, cerca de platabanda superior	7	α	α	*α	α	233.6	88.9
Platabanda inferior, centro	14	α	*89.5	27.0	5.8	1.4	0.5
Riostra superior	21	α	α	α	α	270.3	*10.9
Soldadura de platabanda superior con el alma de la viga	102	α	α	*α	α	α	α

Nota:

- Los casos en que la vida de fatiga es mayor que 274 días (100000 horas) se representan con "α".
- Los valores marcados con "*" corresponden a la Tabla 3-21

Table 3-23 : DISTRIBUCIÓN DE LAS FRECUENCIAS DE TENSIONES

NIVEL DE TENSIONES	RANGO DE TENSIONES (kg/cm ²)	凡二フツク用鋼											
		Plataforma Inferior (No.1)	Plataforma Inferior (No.2)	Aleador, parte inferior (No.3)	Roveta Inferior (No.5)	Aleador, parte superior (No.7)	Plataforma inferior (No.14)	Roveta superior (No.21)	Plataforma superior (No.102)				
1	25.24	4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	50.48	14971	14118	9416	14430	0	7091	0	912	0	571	0	0
3	75.72	12407	11961	10169	8208	0	8212	0	1488	0	409	0	0
4	100.96	8502	6175	5075	735	2	3912	2	796	0	100	0	0
5	126.20	3730	3733	2793	78	4	1933	4	392	0	10	0	0
6	151.44	2081	2307	1549	12	8	1261	8	72	0	0	0	0
7	176.68	1353	1582	1165	1	7	756	7	12	0	0	0	0
8	201.92	1128	1071	704	1	4	433	4	0	0	0	0	0
9	227.17	578	190	505	0	0	230	0	0	0	0	0	0
10	252.41	360	372	238	0	2	112	2	0	0	0	0	0
11	277.65	378	406	170	0	0	50	0	0	0	0	0	0
12	302.89	268	281	67	0	0	26	0	0	0	0	0	0
13	328.13	177	195	45	0	0	10	0	0	0	0	0	0
14	353.37	123	125	26	0	0	10	0	0	0	0	0	0
15	378.61	94	105	4	0	0	0	0	0	0	0	0	0
16	403.85	66	73	8	0	0	10	0	0	0	0	0	0
17	429.09	31	33	8	0	0	2	0	0	0	0	0	0
18	454.33	20	20	2	0	0	6	0	0	0	0	0	0
19	479.57	8	19	6	0	0	0	0	0	0	0	0	0
20	504.81	18	10	7	0	0	1	0	0	0	0	0	0
21	530.05	6	9	8	0	0	2	0	0	0	0	0	0
22	555.29	2	4	2	0	0	1	0	0	0	0	0	0
23	580.53	2	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
24	605.77	0	4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
25	631.02	4	6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
26	656.26	3	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
27	681.50	2	4	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0
28	706.74	4	6	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0
29	731.98	4	4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
30	757.22	4	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
31	782.46	3	4	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
32	807.70	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
33	832.94	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
34	858.18	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
35	883.42	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
36	908.66	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
37	933.90	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
38	959.14	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
39	984.38	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
40	1009.62	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
41	1034.87	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
42	1060.11	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
43	1085.35	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
44	1110.59	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
45	1135.83	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
46	1161.07	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
47	1186.31	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
48	1211.55	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
49	1236.79	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
50	1262.03	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
51	1287.27	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
52	1312.51	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
53	1337.75	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
54	1362.99	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
55	1388.23	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
56	1413.47	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
57	1438.72	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
58	1463.96	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
59	1489.20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
60	1514.44	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
61	1539.68	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
62	1564.92	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
63	1590.16	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
64	1615.40	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Total Count:		44938	43601	32038	21624	27	24123	27	20711	27	1125	27	1125

(3) RESULTADOS DEL ESTUDIO DE TRÁFICO

En la Tabla 3-24 se presenta un resumen de los datos recolectados de estudios de tráfico correspondientes al período de 1980 al 1988. En cuanto a las clasificaciones de vehículos utilizadas en los estudios de tráfico en Chile, puede observarse que a partir del año 1988 se establece una escala de 7 tipos de vehículos; sin embargo, en años anteriores a éste, se utilizaron diversas clasificaciones, que incluían vehículos clasificados como "Varios de tracción animal".

Clasificación de vehículos

1. Automóviles
2. Camionetas
3. Camiones simples de dos ejes
4. Camiones simples de más de dos ejes
5. Semi-remolques
6. Remolques
7. Buses, Taxibuses

En esta clasificación se considera como vehículos pesados a aquellos comprendidos en las clases de 3 a 7, y se utiliza la suma total de éstos para determinar el índice de vehículos pesados. A partir de la Tabla 3-24 se puede deducir lo siguiente:

- 1) Se observa un incremento notable de los volúmenes de tráfico durante los 8 años. El total de vehículos alcanza una cantidad más o menos de 10.000 vehículos por día.
- 2) El índice de vehículos pesados alcanza valores considerablemente elevados, 40 a 50%

Tabla 3-24 : VOLÚMENES DE TRÁFICO (en veh/día)

Año:		1980	1984	1986	1988
1	Automóviles	5.020	5.286	4.334	3.454
2	Camionetas		2.318	1.294	1.329
3	Camiones simples de 2 ejes	1.112	1.716	1.485	1.162
4	" " de más de 2 ejes				602
5	Semi-remolques	940	1.448	1.980	967
6	Remolques				1.407
7	Buses, Taxibuses	723	1.189	1.132	1.253
8	Varios de tracción animal	188	500	279	---
Tráfico diario total		7.983	12.457	10.504	10.174
Vehículos pesados (suma de 3 a 7)		2.775	4.353	4.597	5.391
Índice de vehículos pesados		34.8%	34.9%	43.8%	53.0%

(3) **Resaltados del estudio de pesos de vehículos**

El mismo día en que se efectuaron las mediciones de las frecuencias de tensiones, se registraron también los pesos de los vehículos (durante 24 horas), en la estación de pesaje. Éstos resultados se muestran en la Tabla 3-25.

Tabla 3-25 : DISTRIBUCIÓN DE PESOS DE VEHÍCULOS

Peso (ton)	Número de vehículos
0 - 5	21
5 - 10	150
10 - 15	57
15 - 20	60
20 - 25	55
25 - 30	5
Total	348

Valor máximo registrado = 25.9 toneladas

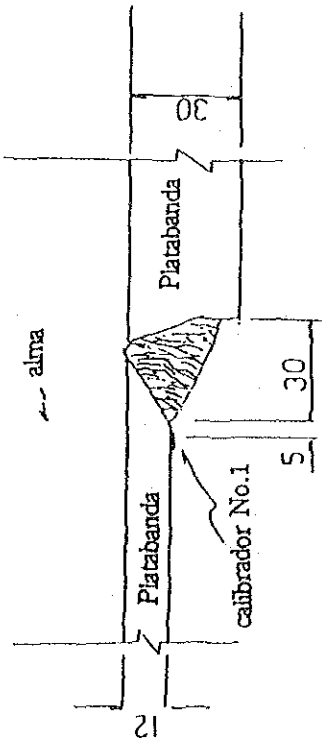
(4) Condición de las soldaduras de los puntos estudiados

En la Figura 3-49 se muestra un croquis de las soldaduras estudiadas, al respecto se hacen las siguientes observaciones:

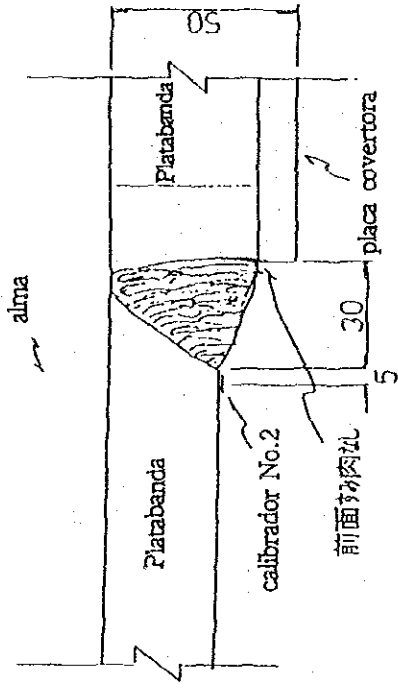
- 1) Las secciones en el punto de transición de sección, punto No.1 no tienen una transición uniforme, cambian bruscamente.
- 2) En el punto de cambio de sección No.2, se intentó mejorar la sección adicionando una placa cobradora soldada; sin embargo, la superficie anterior de ésta no está soldada.
- 3) En los puntos No.7 y No.100 el atiesador está soldado a la platabanda superior; sin embargo existe una ranura de considerable tamaño entre éstas planchas.
- 4) En el punto No.3 existe una ranura de 10mm entre el atiesador y la platabanda inferior, la línea de soldadura del atiesador y el alma, y la línea de soldadura del alma con la platabanda está en una situación de superposición.
- 5) En el punto No.23, la riostra está reparada por simple soldadura, pero el empalme está excéntrico.
- 6) En el punto No.103, la platabanda superior no está perpendicular al alma de la viga, y además existe una ranura que separa la losa de la platabanda superior.

De entre éstas observaciones, la 1), 2) y 4) menciona a los factores causantes de la generación de tensiones. Por otra parte, la 3) y 6) pueden considerarse como motivos por lo cual no se generaron tensiones en los puntos No.7, No.100 y No.103.

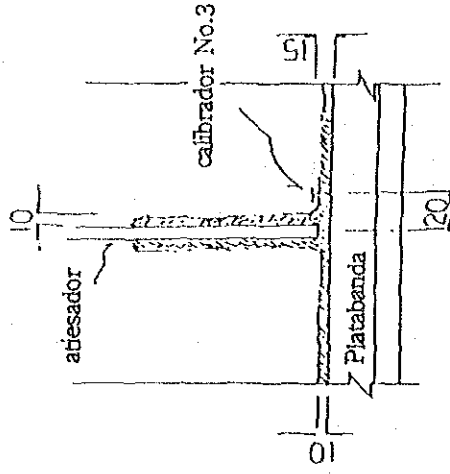
Detalle de Platubanda Inferior



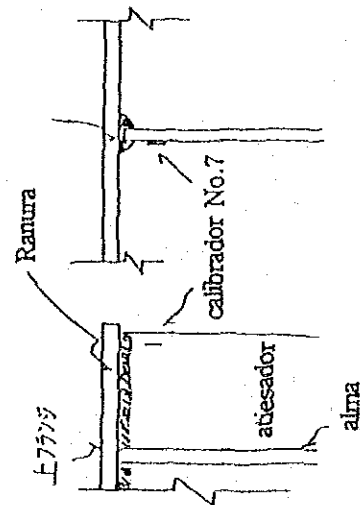
Detalle de Platubanda Inferior



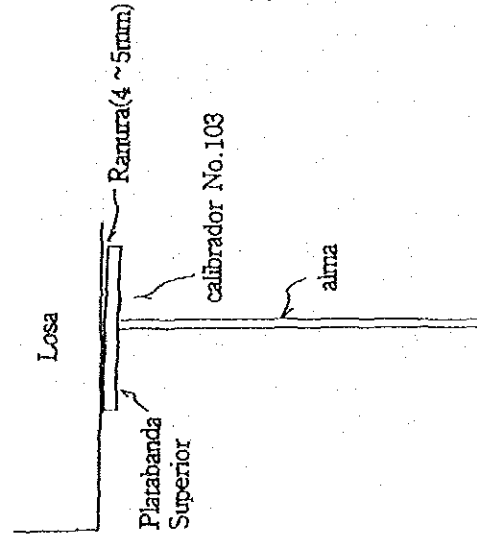
Alma, carca de Abiesador



Soldadura de Platubanda Superior, Alma



Union de Losa y Platubanda Superior



Riostra diagonal

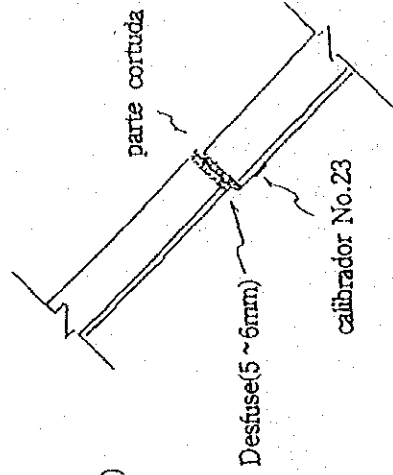


Figura 3-49: CROQUIS DE LOS PUNTOS ESTUDIADOS

Tabla 3-26: TENSIONES EN LOS ELEMENTOS ESTUDIADOS POR EL MÉTODO DEL ENSAYO DE CARGAS ESTÁTICO

(Motoniveladora : Peso neto = 14.68 tm)

Gage number	Location	Vehicle stop location													
		①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩				
1	Lower flange cross-section change point	187.4	176.1	75.9	90.5	25.8	32.3	12.9	21.0						
2	Lower flange cross-section change point	121.2	177.7	85.6	101.3	21.0	31.9	19.4	27.5						
3	Web on the vertical stiffener attached location	37.2	72.7	98.5	111.5	8.1	17.8	24.2	29.1						
4	Lower member of the floor beam	3.2	4.8	-4.8	-1.6	0.0	1.6	-1.6	-1.6						
5	Lower member of the floor beam	-6.5	-8.1	11.3	3.2	-3.2	-3.2	1.6	0.0						
6	Lower member of the floor beam	-8.1	-8.1	16.2	8.1	-3.2	0.0	6.5	4.8						
7	Near the upper flange on the vertical stiffener	0.0	0.0	-16.2	-14.5	0.0	-3.2	-17.8	-16.2						
10	Upper flange (main girder inner surface)	-6.5	-9.7	29.1	3.2	-4.8	-1.6	11.3	8.1						
11	Location 1/3 from the top of the web (main girder inner surface)	14.5	25.8	30.7	40.4	3.2	8.1	8.1	11.3						
12	Location 1/3 from the top of the web (main girder outer surface)	16.2	32.3	42.0	48.5	4.8	11.3	12.9	16.2						
13	Location 1/3 from the top of the web (main girder inner surface)	14.5	27.5	59.8	58.6	3.2	6.5	12.9	14.5						
14	Lower flange (main girder inner surface)	27.5	51.7	90.5	92.1	4.8	11.3	17.8	21.0						
17	Diagonal member of the floor beam	-1.6	-1.6	-4.8	-6.5	0.0	0.0	-4.8	-4.8						
18	Diagonal member of the floor beam	-1.6	-3.2	4.8	1.6	-1.6	-3.2	-8.1	-8.1						
19	Diagonal member of the floor beam	-3.2	-6.5	-1.6	-3.2	-1.6	-1.6	-4.8	-4.8						
20	Upper member of the floor beam	1.6	4.8	27.5	25.8	3.2	6.5	22.6	21.0						
21	Upper member of the floor beam	1.6	4.8	21.0	19.4	0.0	3.2	19.4	17.8						
22	Upper member of the floor beam	1.6	6.5	29.0	27.5	3.2	6.5	27.5	27.5						
23	Diagonal member of the floor beam	0.0	0.0	-1.6	-1.6	0.0	0.0	-3.2	-1.6						
100	Near the upper flange of the vertical stiffener	0.0	-3.2	-14.5	-12.9	-1.6	-1.6	-17.8	-12.9						
101	Lower flange (main girder inner surface)	8.1	14.5	25.8	25.8	17.8	45.2	96.9	101.8						
102	Upper flange right angle direction (main girder inner surface)	1.6	4.8	-14.5	0.0	0.0	0.0	-3.2	-3.2						
103	Upper flange right angle direction (main girder inner surface)	0.0	1.6	-1.6	-1.6	1.6	6.5	8.1	14.5						

Tabla 3-27: TENSIONES EN LOS ELEMENTOS ESTUDIADOS POR EL MÉTODO DEL ENSAYO DE CARGAS DINÁMICO

(Motoniveladora+trailer : Peso neto = 36.52 tn)

Gage number	Location	Vehicle stop location									
		①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩
1	Lower flange cross-section change point	331.2	327.9	117.9	143.8	45.2	53.3	-3.2	0.0		
2	Lower flange cross-section change point	243.9	337.6	142.2	179.3	63.0	85.6	42.0	50.1		
3	Web on the vertical stiffener attached location	164.8	179.3	151.8	172.8	27.5	29.1	17.3	19.4		
4	Lower member of the floor beam	-8.1	-11.3	-11.3	-8.1	-9.7	-9.7	-8.1	-8.1		
5	Lower member of the floor beam	-4.8	6.5	14.5	9.7	0.0	3.2	3.2	1.6		
6	Lower member of the floor beam	1.6	14.5	24.2	13.4	5.5	11.3	12.9	11.3		
7	Near the upper flange on the vertical stiffener	-42.0	-43.6	-38.8	-35.5	-33.9	-37.2	-37.2	-33.9		
10	Upper flange (main girder inner surface)	-11.3	46.8	43.6	12.9	9.7	19.4	25.8	11.3		
11	Location 1/3 from the top of the web (main girder inner surface)	45.2	53.3	53.3	59.8	16.2	17.8	14.5	17.8		
12	Location 1/3 from the top of the web (main girder outer surface)	63.0	72.7	64.6	74.3	19.4	22.6	21.0	24.2		
13	Location 1/3 from the top of the web (main girder inner surface)	77.5	101.8	93.7	90.5	22.6	30.7	30.7	32.3		
14	Lower flange (main girder inner surface)	137.3	163.2	142.2	146.6	25.8	32.3	24.2	24.2		
17	Diagonal member of the floor beam	-11.3	-12.9	-12.9	-12.9	-8.1	-8.1	-8.1	-6.5		
18	Diagonal member of the floor beam	-4.8	1.6	1.6	1.6	-11.3	-11.3	-11.3	-12.9		
19	Diagonal member of the floor beam	-8.1	-6.5	-4.8	-6.5	-6.5	-4.8	-4.8	-6.5		
20	Upper member of the floor beam	43.6	53.3	53.3	48.5	35.5	45.2	45.2	38.8		
21	Upper member of the floor beam	37.2	43.6	42.0	38.8	32.3	38.8	37.2	33.9		
22	Upper member of the floor beam	50.1	59.8	59.8	54.9	45.2	54.9	54.9	50.1		
23	Diagonal member of the floor beam	-4.8	-6.5	-6.5	-6.5	-4.8	-1.5	-3.2	-3.2		
100	Near the upper flange of the vertical stiffener	-21.0	-25.8	-27.5	-24.2	-17.3	-25.8	-24.2	-17.8		
101	Lower flange (main girder inner surface)	50.1	58.2	54.9	61.4	135.7	168.0	174.5	185.8		
102	Upper flange right angle direction (main girder inner surface)	17.8	-11.3	-14.5	-1.6	1.6	1.5	-1.6	0.0		
103	Upper flange right angle direction (main girder inner surface)	8.1	8.1	5.5	8.1	25.8	30.7	32.3	30.7		

Tabla 3-28: TENSIONES EN LOS ELEMENTOS ESTUDIADOS POR EL MÉTODO DEL ENSAYO DE CARGAS DINÁMICO

(Motoniveladora : Peso neto = 14.68 tn)

Load case No.	Gauge number																			
	1	2	3	4	5	6	7	10	11	12	13	14	17	18	19	20	21	22	23	100
Side span	11	171.2	171.2	64.6	4.8	-12.9	-9.7	0	-12.9	24.2	29.1	24.2	45.2	-1.6	-4.8	-6.5	3.2	1.6	4.8	-4.8
	12	109.8	122.8	113.1	1.6	-3.2	1.6	-12.9	-12.9	29.1	45.2	46.8	46.8	-4.8	-3.2	-4.8	19.4	14.5	22.6	-1.6
	13	54.9	66.2	79.2	-4.8	11.3	21.0	-12.9	-8.1	3.2	27.5	40.4	40.4	-4.8	4.8	0	21.0	14.5	24.2	-3.2
	14	16.2	21.0	22.6	-1.6	3.2	9.7	0	-8.1	1.6	11.3	9.7	9.7	-1.6	1.5	0	3.2	-1.6	3.2	0
Center span	15	-22.6	-21.0	-27.5	4.8	-11.3	-8.1	1.6	5.5	0	-3.2	-17.8	-17.8	1.6	-9.7	-3.2	-4.8	-6.5	-3.2	0
	16	-24.2	-22.6	-30.7	4.8	-11.3	-8.1	0	5.5	-1.6	-4.8	-21.0	-21.0	1.6	-11.3	-4.8	-4.8	-6.5	-3.2	0
	17	-21.0	-19.4	-25.8	4.8	-11.3	-6.5	1.6	4.8	-1.6	-3.2	-16.2	-16.2	3.2	-8.1	-1.5	-3.2	-4.8	-1.6	1.6
	18	-16.2	-12.9	-17.8	1.6	-9.7	-4.8	-1.6	-1.6	-3.2	-3.2	-12.9	-12.9	1.6	-8.1	-3.2	-4.8	-6.5	-3.2	0
Side span	19	-4.8	0	-3.2	3.2	-4.8	1.6	1.6	-1.6	-1.6	3.2	-4.8	-4.8	1.6	-3.2	-1.6	-1.6	-6.5	0	0
	20	-4.8	0	-4.8	3.2	-6.5	1.6	1.6	-1.6	-1.6	1.6	-6.5	-6.5	3.2	-3.2	-1.6	-3.2	-6.5	0	1.6
	21	-4.8	-1.6	-6.5	3.2	-6.5	1.6	1.6	-1.6	-3.2	1.6	-6.5	-6.5	3.2	-4.8	-1.6	-3.2	-3.1	0	1.6
	22	-4.8	-1.6	-8.1	3.2	-8.1	1.6	1.6	-1.6	-3.2	0	-8.1	-8.1	3.2	-3.2	-1.6	-4.8	-6.5	-1.6	3.2

**Tabla 3-29: DEFORMACIONES EN LOS ELEMENTOS ESTUDIADOS
POR EL MÉTODO DEL ENSAYO DE CARGAS DINÁMICO (mm)
(Motoniveladora : Peso neto = 14.68 tn)**

Caso de Carga No.	Viga A	Losa	Viga B
11	0.40	1.35	2.10
12	0.67	2.45	3.05
13	0.65	2.20	2.75
14	0.40	0.85	1.30
15	-0.24	-0.54	-0.84
16	-0.26	-0.65	-0.95
17	-0.20	-0.50	-0.78
18	-0.10	-0.27	-0.35
19	0.04	0.05	0.20
20	0.05	0.06	0.20
21	0.05	0.06	0.20
22	0.02	0.02	0.14

3-2-5 OBSERVACIONES Y RECOMENDACIONES

Considerando que en los puntos de transición de la sección de la viga, o sea los puntos de cambio de la sección de la platabanda inferior, se ha llegado a una situación en la que teóricamente ya no queda vida de fatiga remanente (ver Tabla 3-21). Y además, puesto que se tienen registros tales como: los arriostramientos diagonales del entramado del piso han sido reparados con soldadura en sitio, la viga principal ha colapsado una vez y se la rehabilitó con soldadura en sitio, el tipo de puente de una losa apoyada en dos vigas independientes generan una variedad de problemas estructurales, etc. es que se recomienda la reposición total del puente Peuco.

4. DISEÑO DE REHABILITACIÓN Y ESTIMACIÓN DE COSTOS

4-1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se desarrollan los ítemes correspondientes al diseño de rehabilitación, programa de trabajos, y la estimación de costos para el caso de los puentes objetivo del estudio especializado. Uno de los objetivos que motivaron a la realización de este diseño, fue el presentar métodos de rehabilitación que sean representativos en Chile, clasificandolos por tipos estructurales y según las partes averiadas del puente. Sin embargo, debido a que la mayoría de los puentes seleccionados se encuentran en un estado de deterioro crítico, y a que los métodos de rehabilitación eventualmente propuestos parecen estar destinados para puentes cuyo grado de deterioro es elevado, es que no se cumplió con el objetivo original del estudio. Por otra parte, los métodos propuestos han contribuido a la revisión y justificación de los métodos de rehabilitación utilizados por el Ministerio de Obras Públicas.

Los puentes ubicados sobre ríos, son en general comparativamente más cortos que el ancho del cauce, y en muchos casos se detectó que presentan una sección hidraulica de escurrimiento insuficiente para las características del río. Además de esto, se pudo observar que los diques de protección, construidos a los lados del puente, son débiles y carecen de seguridad.

Puesto que el objetivo del presente estudio es la rehabilitación de los puentes existentes, el diseño se efectuó sin considerar cambios de la longitud del puente o de la distribución y longitud de los tramos. Consecuentemente, aunque se proporsione una adecuada rehabilitación del puente en sí, y alrededor de las cepas, persistirá la posibilidad de que por efecto de futuros fenómenos hidrológicos se originen otros problemas que afecten al puente. Además, existen casos en los cuales, en lugar de una rehabilitación sería más conveniente la reposición total del puente. Cabe señalar, que desde el punto de vista hidrológico, existen condiciones que son primordiales para el diseño, tales como la selección adecuada del tipo de puente, la distribución de los tramos, etc. Por esta razón, éstos serán cuidadosamente considerados en el diseño de rehabilitaciones.

En los párrafos siguientes se describen y discuten varios ítemes que son considerados de importancia en el diseño y planificación de puentes.

(1) Factores hidrológicos que deberán tomarse en cuenta en el diseño de puentes

La existencia de ríos constituye un gran obstáculo en cuanto se refiere al tráfico de caminos, y el superarlos mediante puentes firme y económicamente construidos sin ocasionar interrupciones del flujo de aguas, representa un punto muy importante para la ingeniería de puentes. El puente al convertirse en un impedimento para la corriente de agua (o sea al ofrecer resistencia al flujo de las aguas), no solo pone en peligro al puente en sí, sino que puede ocasionar el desbordamiento del cauce y perjuicios en las áreas aledañas. Por esta razón, deberán construirse puentes que no representen un obstáculo para el escurrimiento de las aguas del río, y a su vez resistan a cualquier riada o inundación. Sin embargo, para construir puentes de esta naturaleza, el factor económico se convierte en un problema de considerable magnitud.

Puesto que, desde el punto de vista de las características del uso de suelos en Chile, se considera que las áreas afectadas con la construcción de puentes y los daños debido a inundaciones, son tomados en cuenta solamente en el caso de las cercanías de ciudades, se presenta una guía de diseño hidráulico de puentes tomando en cuenta el puente y la seguridad según las riadas para los cruces en ríos de llanuras aluviales ubicados sobre la Ruta 5. En caso de que el puente necesite reducir el área y los daños ocasionados por riadas, será necesario considerar otras contramedidas además de las de esta guía.

Las condiciones hidráulicas de los ríos, no se pueden conocer con precisión como en el caso de las cargas en el diseño de la infraestructura de un puente; por esta razón, en muchos casos se hacen estimaciones basadas en experiencias pasadas. Por esta razón, la presente guía de diseño es cualitativamente importante, pero no cuantitativamente determinante. Vale recordar que el momento de ejecutar una construcción, es necesario que aparte de cualquier guía de diseño, se planifiquen los costos de mantenimiento, en la etapa de diseño, teniendo en cuenta puntos de vista de largo plazo. Por otra parte, es necesario que el cauce del río y los puntos de extracción de materiales gravosos sean continuamente reparados, aguas arriba y aguas abajo o sea no localmente en el punto de ubicación del puente, y por largos periodos de tiempo.

La guía contiene los siguientes 8 ítemes de estudio:

1. Selección del lugar de emplazamiento del puente.
2. Esviaje del puente.
3. Caudales de diseño
4. Ubicación de los estribos.
5. Cepas.

6. Longitud de los tramos.
7. Altura de gálibo.
8. Protección de las riveras.

1) Selección del lugar de emplazamiento del puente

1. Río estrecho
2. Río de cauce directo (o sea, sin curvas y con sección constante aguas arriba y aguas abajo)
3. Sección hidráulica constante por muchos años
4. Evitar recodos o meandros
5. Pendientes de escurrimiento sin cambios bruscos
6. Puntos de afluencia no cercanos

2) Esviaje del puente

1. El cruce perpendicular entre los ejes del puente y el río es considerado el más ideal.
2. Ángulo de esviaje máximo igual a 60° .

3) Caudales de diseño

1. Caudal de escurrimiento para la sección hidráulica y protectores adoptados.
2. Máximo caudal de escurrimiento registrado, o sino caudal para un periodo de recurrencia de 50 años.
3. En la División de Hidrología de la Dirección de Vialidad del M.O.P. se consideran caudales de diseño con un periodo de recurrencia probable de 200 años para el diseño de los puentes de la Ruta 5. Sin embargo de esto, durante las inspecciones pudo verificarse, por ejemplo, que el nuevo puente sobre el río Maule, el cual se encontraba en plena construcción, incurre nuevamente en estrechar el ancho del río; por lo cual se puede considerar que no fue diseñado para un caudal con tal periodo probable de recurrencia.
4. Caudal de diseño que evite la socavación. Caudales para un periodo de recurrencia de 1 año.

4) Ubicación de los estribos

Ubicar los estribos, aguas abajo de lugares en que se tengan registrados los niveles de aguas máximas para un periodo de recurrencia probable de 50 años. En caso de no poderse conservar esta condición, deben incluirse en el diseño, costos de reparaciones a largo plazo de los diques de protección.

5) Cepas (dentro de la sección de escurrimiento)

1. Cepas cuya sección sea elipsoidal larga y delgada, ubicadas de tal manera que el eje del diámetro más largo coincida con el del flujo.
2. Si aguas abajo, el cauce no tiene un sentido de escurrimiento regular, entonces adoptar cepas de sección circular.
3. En vista de que la socavación de las fundaciones es fácilmente creadas alrededor de las cepas-pilote, se prohíbe la utilización de éstas.
4. A fin de evitar que el cauce tenga una sección de escurrimiento adecuado aguas abajo, diseñar las cepas de tal manera que aguas arriba se tenga una proporción óptima entre el área transversal mojada total de las cepas y la sección de escurrimiento del río (o sea el índice de obstrucción, máximo del 8%).
5. Altura de fundación (o profundidad de las zapatas) igual al mayor valor entre el 80% de la altura correspondiente al nivel de aguas máximas para un periodo de recurrencia de un año, y la altura de 2m. En el caso de corrientes bajas no determinadas, o sea que varían anualmente, la altura de fundación se adopta no de acuerdo a la altura de escurrimiento; sino que en base a las alturas de fundación más profundas según el lugar en que futuramente se tengan las alturas de escurrimiento más profundas.

6) Longitud de los tramos

1. Deben utilizarse tramos mayores o iguales a 20m, se excluyen ríos con un ancho menor de 20 metros.
2. El ancho total de la cepa (o la suma total de los anchos, en el caso de puentes con cepas múltiples) debe ser menor que el 5% del ancho total del río.

7) Altura de gálibo

1. En el caso de un paso superior, debe ser mayor que la altura límite admisible.
2. Debe ser mayor que la altura máxima de los protectores.
3. Debe tener una altura tal que se verifique que la sección transversal aguas abajo satisface un caudal igual al registrado durante el nivel de aguas máximas, o un caudal con un periodo de retomo probable de 50 años.

8) Protección de las riberas

1. La longitud de los diques de protección debe ser igual a la mitad del tramo o igual a 10m. medidos a partir de los estribos o cepas, aguas arriba y aguas abajo respectivamente.
2. La altura de los diques de protección, debe ser igual a la altura de escurrimiento del caudal mayor entre el caudal registrado durante el nivel de aguas máximas, y el caudal con un periodo de retorno probable de 50 años.

La descripción anterior corresponde a la guía para el diseño de un nuevo puente o para la reposición de uno existente. Sin embargo, en cuanto se refiere a la rehabilitación de los puentes existentes, es deseable la implementación de contramedidas cuya funcionalidad y eficiencia se aproximen en lo posible a las condiciones descritas en esta guía.

(2) Construcciones de rehabilitación contra la socavación

La única contramedida contra la socavación que se puede considerar como método permanente es el incremento de las alturas de fundación. Los siguientes métodos de rehabilitación corresponden a contramedidas consideradas como urgentes y temporarias.

1) Construcción de diques guía cerca del puente

1. Esto ocasiona el cambio de la dirección de la corriente reduciendo el efecto de socavación en los estribos y cepas.
2. Protege los terraplenes de los caminos de acceso, eliminando la formación de corrientes paralelas a los espigones de acceso.

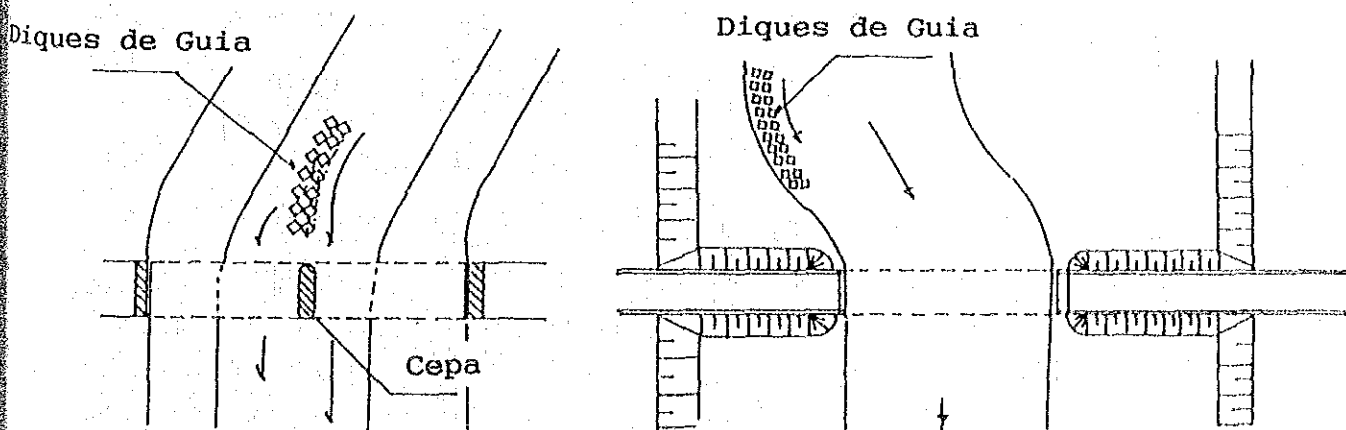


Figura 4-1 : DIQUES GUÍA

- 2) Profundización de los protectores hasta superar la altura de socavación
1. Enterrar piedras bolón o bloques artificiales desde una profundidad superior al nivel de la altura de socavación, hasta el nivel del lecho actual.
 2. Proteger con bloques de hormigón (pueden utilizarse bloques en tetraedro o en cruz). (ver Figura 4-2)

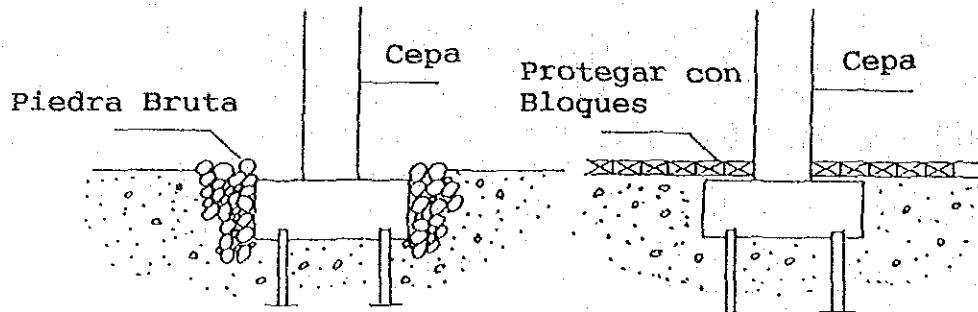


Figura 4-2 : PROTECTORES CONTRA SOCAVACIÓN

- 3) Construcción de cordones (pequeños diques) para evitar la socavación del lecho

Esto tiene como principal objetivo el evitar descensos del lecho debido al arrastre o lavado de material que lo conforma.

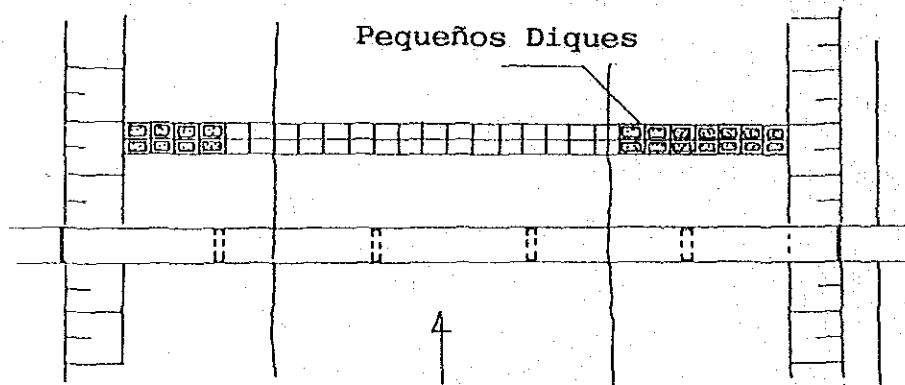


Figura 4-3: PROTECTORES CONTRA SOCAVACIÓN

4) Contramedidas permanentes para la socavación de las fundaciones de estribos y cepas

1. Apuntalamiento de las partes socavadas de las fundaciones, por medio de pilotes o diafragmas continuos empotrados (incrementando la altura de fundación).
2. Prolongar la longitud del puente, incrementando de esta manera la sección transversal de escurrimiento (medida que reduce la altura de socavación).

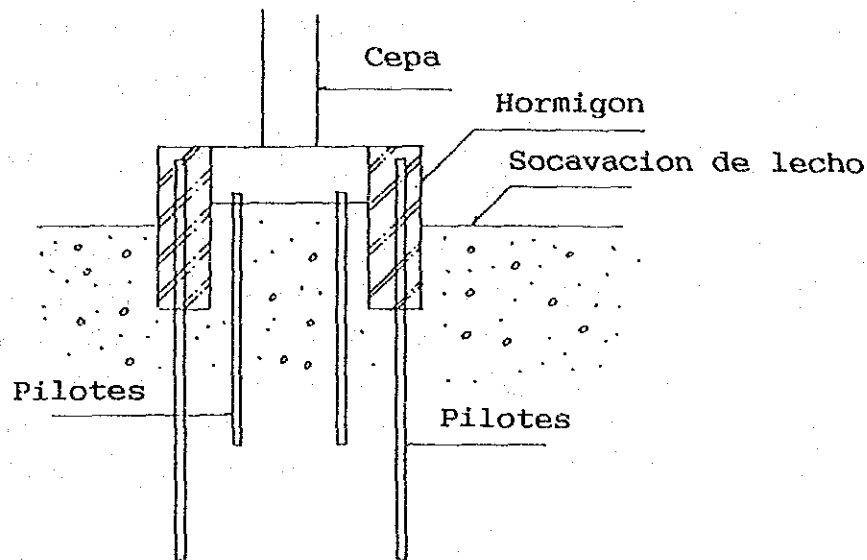


Figura 4-4 : INCREMENTO DE LA ALTURA DE FUNDACIÓN DE LAS CEPAS

Existen numerosos métodos de solución urgentes y temporales, como se mostró en los párrafos anteriores. Sin embargo en caso de que ejecute la construcción aplicando dichos métodos, es necesario se investiguen anualmente las condiciones de socavación de las cepas y estribos; y simultaneamente a esto, también se deberán investigar el efecto ocasionado en otros elementos que no fueron considerados para ser protegidos.

Pues existen casos como la construcción de diques guía, que por proteger un estribo o cepa se afecta al resto de la infraestructura. O el caso en que por construir los cordones de protección contra la socavación del lecho, se origina la socavación del lecho aguas abajo del mismo y además la aplicación de costos adicionales de mantenimiento para el cordón; por otra parte, debido a la existencia de este cordón, el nivel de aguas será incrementado aguas arriba de éste, lo que representa la adopción de otras contramedidas y caros costos de construcción y mantenimiento en el caso de ríos anchos.

4-2 DISEÑO DE REPARACIÓN DE PUENTES

4-2-1 NORMAS BÁSICAS DE DISEÑO

El principal objetivo de éste capítulo es la presentación de la metodología que se deberá seguir para la reparación de los diez puentes que fueron seleccionados en la primera fase del estudio (Noviembre a Diciembre de 1991). Cabe señalar que dichos puentes fueron seleccionados tomando en cuenta los siguientes aspectos:

1. Puentes en estado crítico de deterioro y que requieren urgente reparación
2. Puentes del tipo 1 y cuyos tipos de deterioro son característicos o representativos en Chile
3. Puentes cuya importancia social o económica sea trascendental

Por consiguiente, pudo observarse dentro de los 10 puentes seleccionados, puentes cuyo estado de deterioro es muy grave, y también casos extremos en los cuales se requiere su reposición completa. Pero, considerando que el presente estudio presta especial atención y cuidado para eliminar el actual peligro de colapso de algunos puentes sin tomar en cuenta nuevas construcciones o el mejoramiento del nivel original del puente, en éste capítulo se estudian y plantean métodos y contramedidas para la reparación y/o refuerzo.

Puesto que existen diversos métodos de reparación de puentes, los cuales en un amplio margen podrían contemplar: trabajos de mantenimiento, reparación, rehabilitación, refuerzo, o reposición del puente; además, a fin de no incrementar los requerimientos en estudios o ensayos para el diagnóstico de los puentes, en el presente estudio se efectúa básicamente una presentación resumida para cada uno de los puentes seleccionados. Vale decir, no se realiza un cálculo exhaustivo de los elementos estructurales, o el contenido de hierro de refuerzo, etc.

Sin embargo, puesto que para una correcta evaluación, no basta con la evaluación detallada del estado de deterioro, obviamente en el método de reparaciones que se plantea en éste estudio, se tomaron en cuenta factores inherentes a la estructura del puente en sí, tales como: topografía, geología, hidrología, caminos, sismología, y también factores sociales.

4-2-2 CRITERIO DE DISEÑO PARA LAS REPARACIONES Y RESULTADOS DEL ESTUDIO

(1) Resultados del estudio

El estudio especializado consistió básicamente en mediciones y ensayos tales como la determinación de la resistencia del hormigón, carbonatación del hormigón, detección de la armadura de refuerzo y la dureza del acero (ver Capítulo 2); por otra parte, se efectuaron también trabajos de levantamiento topográfico, medición de dimensiones del puente y sus elementos componentes, y también de sus respectivas deformaciones. Asimismo, se realizó un estudio geológico y de mecánica de suelos. Estos resultados determinan básicamente la metodología de reparaciones, y juntamente con los resultados de la inspección, el rango del estado de deterioro de los puentes en estudio pueden resumirse en los ítemes que se muestran a continuación:

1. Ubicación del puente conservando un alineamiento adecuado del eje del camino.
2. Topografía y características geológicas del terreno con respecto a la ubicación del puente (por ejemplo: deslizamientos, poca capacidad portante, licuefacción, etc.).
3. Hidrología.
4. Volúmenes de tránsito y ancho de calzada.
5. Vida útil remanente del puente.
6. Deterioro de la estructura.
7. Factores inherentes al diseño original.
8. Resistencia a movimientos sísmicos.
9. Deformaciones admisibles de la estructura.
10. Ruta alternativa.

En base a los mencionados ítemes se consigue catalogar el estado de cada puente como se muestra en la Tabla 4-1.

(2) Criterios del diseño de reparaciones

Puesto que los resultados de las deficiencias que se muestran en el párrafo (1) y la evaluación de sus probables causas que los originan, son insuficientes para el establecimiento de una metodología de reparaciones, es indispensable determinar el criterio fundamental que rija la metodología del diseño.

Tabla 4-1 : RESUMEN DEL ESTADO DE LOS PUENTES

PUENTE	ÍTEM										TIPO DE PUENTE	
	a	b	c	d	e	f	g	h	i	j		
AMOLANAS	*	*		*	*	*	*	*	*	*	*	Arco de H.A.
PULLALLY		*	*				*				*	Viga Metálica
MAIPO			*				*	*			*	Hormigón Post.
CLARO			*	*	*						*	Arco de Mampost.
LONCOMILLA			*			*				*	*	Hormigón Preten.
BIO-BIO			*	*	*							Viga Metálica
RAMADILLAS		*	*	*		*				*	*	Viga Metálica
MALLECO	*	*				*	*	*	*	*	*	Viga Metálica
PICHOY		*			*	*				*		Mixto(HA,VM)
CAYUMAPU		*			*	*				*	*	Mixto Gerber

Nota.-

* : Indicador de deficiencia en los ítems correspondientes

Por lo tanto se establecieron las siguientes condiciones:

1) Alineamiento del eje del camino

- Debe verificarse si el alineamiento vertical y horizontal del camino y los accesos del puente, y también si la velocidad de tránsito cumplen con los requisitos indispensables de diseño de caminos. -Casos: Amolanas, Malleco.

2) Topografía y geología

- En el puente Malleco, cerca del acceso sur (sector hacia Temuco) se registró un deslizamiento de terreno, y para su control, se construyó un pozo drenante de aproximadamente 25m. de diámetro y 30m. de profundidad, y además se hincaron aproximadamente 50 pilotes de 1.0m de diámetro al pie del talud. Por otra parte, se sabe que la máxima altura aproximada de las cepas es de 77m, y su altura de fundación es de aproximadamente 6.0m; a este respecto, se ignora si se hizo algún estudio que considere probables deslizamientos. Por lo cuál, es indispensable un estudio exhaustivo de suelos para determinar la construcción de protectores contra deslizamientos de las cepas, como contramedidas, o en su defecto optar por el cambio del eje del camino.

- Se necesita un estudio de las fundaciones considerando el material del lecho de fundación. Esto se debe a que existen casos en los cuales el lecho del río está conformado por arena suelta, y puesto que éste tipo de material es afectado por el fenómeno de licuefacción, haría disminuir notablemente el módulo resistente del suelo de fundación.

- En el caso de terrenos de fundación blandos y estructuras con pilotes cuya profundidad de hincado es insuficiente, deberá verificarse al deslizamiento y hundimiento. Dependiendo de éste análisis se podrá considerar el refuerzo con pilotes más largos o la construcción de una nueva infraestructura. -Casos: Ramadillas, Cayumapu, Pichoy.

- Además, en casos en los cuales el estribo se encuentra construido sobre rellenos o terraplenes (Puente Amolanas), o cuando el estribo está cerca de terraplenes muy altos (Puente Malleco), deberá considerarse el estudio geológico para las fundaciones como contramedida de gran importancia.

3) Hidrología

- Generalmente puentes de escasa longitud con respecto al ancho del río requieren ser prolongados a largo plazo por medio de tramos laterales. -Casos: Pichoy y Cayumapu.

- Luces de tramos correspondientes a puentes ubicados sobre ríos caudalosos, requieren ser alargados porque el coeficiente de obstrucción del cauce por la cantidad de cepas es muy grande. Casos: Bio-Bio Antiguo.

- Puentes con una altura de gálibo insuficiente con respecto al nivel de aguas máximas, deben ser reemplazados. -Casos: Pullally.

- Ríos en los cuales el sentido del cauce incide frontalmente en las paredes de las cepas, y esto constituye un factor determinante en la socavación de las fundaciones. La solución de éste fenómeno requiere la construcción de encausadores de flujo y refuerzos de las fundaciones como contramedida. -Casos: Pullally y Ramadillas.

- El conocimiento de las características del suelo de fundación es de suma importancia, porque podría predecirse si existirá tendencia de socavación o depósitos de material en las fundaciones.

- Es necesario tomar contramedidas; tales como, protección de las fundaciones u otras, para los casos en que considerando las características hidrológicas y geológicas del río, se presume la formación de sedimentos o socavaciones. -Casos: Pullally, Maipo, Claro, Loncomilla, Bio-Bio Antiguo, Ramadillas y Cayumapu.

4) Volúmenes de tráfico

Las condiciones referentes al volumen de tráfico están relacionadas con los problemas debido al ancho de calzada, número de vías de circulación, y carga viva que deberá soportar la estructura, los cuales se resumen en la Tabla 4-2.

En la Tabla 4-2, los puentes señalados con "*" en la columna "ancho de calzada" son aquellos cuya calzada es insuficiente y necesitan ser ensanchados o aumentar el número de vías de circulación. Por otra parte, los puentes señalados en la columna "carga viva..." son aquellos cuyo sistema de soporte de la losa es deficiente y ocasionó el deterioro de la losa en sí (en el caso de la superestructura), o que la infraestructura ha sufrido asentamientos, y en ambos casos se requieren contramedidas.

Tabla 4-2 : VOLÚMENES DE TRAFICO EN LOS PUENTES SELECCIONADOS

PUENTE	VOLÚMENES DE TRAFICO			DEFICIENCIAS A ESTUDIARSE	
	Vehículos livianos	Vehículos pesados	Total	Ancho de calzada	Carga viva, Soporte
AMOLANAS	1350	651	2001	*	* (IE)
PULLALLY	2235	1082	3317		* (SE)
MAIPO	11294	7400	18694		
CLARO	4332	2867	7199	*	
LONCOMILLA	1199	684	1883		
BIO-BIO	11700	2145	13845	*	* (SE)
RAMADILLAS	1712	1501	3213		* (IE)
MALLECO	2300	1444	3744		* (SE)
PICHOY	1398	484	1882		* (IE)
CAYUMAPU	1398	484	1882		

Referencias.- (IE) : Infraestructura ; (SE) : Superestructura

5) Obsolescencia del puente

Dentro de los puentes objetivo del estudio se puede ver que los puentes Malleco y Maipo son relativamente nuevos. Por el contrario, los puentes Amolanas, Claro, y Bio-Bio Antiguo son los tres puentes más obsoletos. Propiamente dicho, sería conveniente su pronta reposición. Además, si hacemos referencia a los resultados obtenidos en los ensayos de carbonatación los puentes Ramadillas, Pichoy y Cayumapu presentan un estado por demás crítico de carbonatación del cemento.

En cuanto al estado de deterioro y vejez de la losa se refiere, puede verse que los puentes Amolanas, Pullally y Bio-Bio Antiguo tienen serios problemas de capacidad portante por lo cual requieren de contramedidas fundamentales.

Finalmente, las dimensiones de las cabezas de apoyo en las cepas de los puentes Ramadillas y Pichoy son insuficientes, y a pesar que el hormigón no se encuentra demasiado carbonatado existen partes cuya reposición es recomendable.

6) Deterioro de la estructura

A continuación se hace una presentación del deterioro de cada elemento estructural y las contramedidas respectivas que deberán adoptarse. Cabe señalar que dichas contramedidas de reparación y refuerzo deberán adoptarse aunque el grado de deterioro sea leve (ver Tabla 4-3).

7) Factores inherentes al diseño original

Comúnmente los errores de diseño pueden ser ocasionados por la insuficiencia de datos de estudio o por imperfecciones de las normas de diseño. Por otra parte, deficiencias constructivas o carencia de apropiadas técnicas constructivas (o maquinaria y equipos), y además, problemas de tipo económico o de costos, casi siempre son los principales factores responsables de las deficiencias futuras de cualquier puente. Frecuentemente estos factores están relacionados fundamentalmente con las características del puente, y generalmente son fundamentales en el requerimiento de contramedidas.

Tabla 4-3 : DETERIORO Y CONTRAMEDIDAS NECESARIAS

PUENTE	L	V	T	E	C	F	PARTES AFECTADAS Y CONTRAMEDIDAS NECESARIAS
AMOLANAS	*	*		*	*		Losa, Cepas
PULLALLY	*	*	*		*	*	Losa, Vigas
MAIPO			*		*	*	Reparación de cabezas de apoyo en cepas, protección de fundaciones
CLARO		*				*	Protección contra socavación, reparación de arcos
LONCOMILLA				*	*	*	Refuerzo de cepas, protección de fundaciones
BIO-BIO	*	*	*	*	*	*	Sujeción de vigas, reparación de losa
RAMADILLAS		*	*		*	*	Reparación de cabezas de apoyo, pilotes adicionales
MALLECO		*	*		*	*	Refuerzo de vigas y travesaños, refuerzo antisísmos
PICHOY		*	*	*	*	*	Reparación de cabezas de apoyo, pilotes adicionales
CAYUMAPU		*		*	*	*	Reparación de articulaciones Gerber, reposición de infraestructura

Referencias.-

L : Losa
V : Viga
T : Travesaño
E : Estribo
C : Cepa
F : Fundación

Tabla 4-4 : FACTORES INHERENTES AL DISEÑO

NOMBRE DEL PUENTE	E	N	C	T	EC	DEFICIENCIA O FALENCIA
AMOLANAS		*	*			Diseño contra vibraciones, contraflecha de la losa
PULLALLY	*	*				Sección insuficiente de la viga principal
MAIPO		*				Diseño antisísmico
CLARO						
LONCOMILLA	*			*		Profundidad insuficiente del hincado de los pilotes
BIO-BIO	*	*		*	*	Longitud de tramos
RAMADILLAS	*	*	*			Profundidad insuficiente del hincado de los pilotes, dimensiones de cabezas de apoyo en cepas
MALLECO	*	*				Deslizamiento de taludes, diseño antisísmico
PICHOY	*	*				Profundidad insuficiente del hincado de los pilotes, dimensiones de cabezas de apoyo en cepas
CAYUMAPU	*					Profundidad de hincado de los pilotes, apoyos Gerber

Referencias.-

- E : Estudios de suelos insuficientes
- N : Error en normas o sistema de diseño
- C : Construcción deficiente
- T : Técnicas constructivas deficientes
- EC: Problemas económicos

8) Estructuras anti-sísmicas de los puentes

En la Tabla 4-5 se muestran las condiciones de juicio para los requerimientos de contramedidas antisísmicas cuestionando puntos tales como: si el puente en general tiene suficiente resistencia ante movimientos sísmicos; o que si la estructura del puente en general, o partes de él son fácilmente afectados por sismos, o si el puente está ubicado en un estrato que fácilmente podría ser afectado por sismos.

Tabla 4-5 : PARTES VULNERABLES A MOVIMIENTOS SÍSMICOS

NOMBRE DEL PUENTE	ESTRUCTURA DEL PUENTE EN GENERAL	PARTES ESPECIALES DEL PUENTE	TERRENO DE FUNDACIÓN	PARTES AFECTADAS
AMOLANAS	*	*		Estructura de cepas, apoyos, alineamiento vertical con gran pendiente
PULLALLY			*	Fundaciones
MAIPO	*	*		Travesaños, cepas independientes
CLARO				
LONCOMILLA				
BIO-BIO		*	*	Apoyos para vigas
RAMADILLAS		*	*	Apoyos, terreno de fundación muy blando
MALLECO	*	*	*	Estructura de cepas, cepas independientes
PICHOY		*	*	Apoyos, terreno de fundación muy blando
CAYUMAPU		*	*	Apoyos, terreno de fundación muy blando

9) Deformaciones admisibles de la estructura

Se pudieron observar que la mayoría de los puentes tiene su estructura deformada. Se pueden citar por ejemplo, los siguientes tipos de deformación y factores que las ocasionaron: asentamientos de las fundaciones y/o inclinaciones de éstas ocasionados por bajos módulos resistentes del terreno, vigas de excesiva altura o cepas demasiado altas sufrieron pandeo y deformaciones por torsión (ver Tabla 4-6). Al respecto se debe hacer una optima investigación y ordenamiento de las deformaciones y las causas que las ocasionaron. En éste informe los valores de las mencionadas deformaciones se encuentran detallados en los planos respectivos (ver Anexo 4).

Tabla 4-6 : TIPOS DE DEFORMACIONES OBSERVADAS

NOMBRE DEL PUENTE	SUPERFICIE			SUPERESTRUCTURA		INFRAESTRUCTURA		
	Torsión	Asentamiento	Desplazamientos	Pandeo	Flexión	Asentamiento	Inclinación	Pandeo
AMOLANAS	*	*	*		*		*	*
PULLALLY			*	*	*			
MAIPO		*				*		
CIARO								
LONCOMILLA		*	*				*	
BIO-BIO	*	*	*			*		
RAMADILLAS	*	*	*	*	*	*		
MALLECO				*	*	*	*	*
PICHOY	*	*	*			*		
CAYUMAPU							*	

10) Ruta alternativa

La necesidad o la no-necesidad de la interrupción del tráfico, en trabajos de rehabilitación de puentes es muy determinantes para la selección del método constructivo a utilizarse. Existen trabajos de reparación de la infraestructura en los cuales es conveniente retirar temporalmente la superestructura; empero, cuando la interrupción del tráfico no es factible, los métodos de rehabilitación y los constructivos son notablemente afectados.

La disponibilidad de rutas alternativas para los puentes del estudio se muestran en la Tabla 4-7.

Tabla 4-7 : RUTAS ALTERNATIVAS

PUENTE	(1) Km	(2) CIUDAD	(3) Km	(4) CIUDAD	(5) Km	(6) CIUDAD	EVALUACIÓN
AMOLANAS	197	Ovalle	45	Canela Baja	66	Socos	Lejos
PULLALLY	53	La Ligua	5	Placilla	8	Longotoma	Lejos
MAIPO	36	Calera de Tango	6	Buin	31	Nos	Lejos
CLARO	42	Molina	2	Camarico	15	Molina	Lejos
LONCOMILLA	96	Villa Alegre	59	-	1	San Javier	Lejos
BIO-BIO	14	Concepción	4	Concepción	6	Concepción	Cerca
RAMADILLAS	55	Arauco	27	Curanilahue	6	Carampangue	Lejos
MALLECO	131	Augol	36	Victoria	1	Collipulli	Lejos
PICHOY	16	-	4	-	5	Pelchuquín	Cerca
CAYUMAPU	73	-	15	Antihue	10	Pelchuquín	Lejos

Para las rutas alternativa catalogadas como "lejos" deberá considerarse un método especial de reparación.

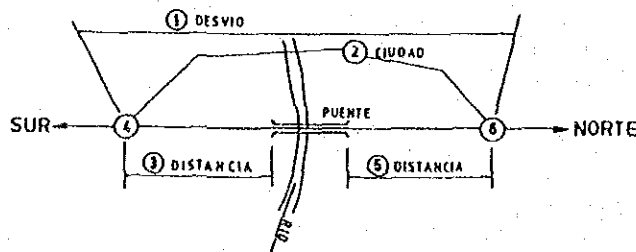


Figura 4-5 : RUTAS ALTERNATIVAS