

CAPÍTULO 10 PLAN PARA REHABILITACIÓN, REFUERZO Y MEJORA DE LOS 10 PUENTES SELECCIONADOS

10.1 Identificación del Deterioro en los 10 Puentes

En este estudio, la inspección detallada se ha llevado a cabo bajo dos (2) prácticas técnicas. Una de ellas es la inspección visual en los sitios utilizando las herramientas/instrumentos de inspección. Esto es para evaluar las causas exactas de la ruptura/transformación y realizar un plan de métodos de reparación/refuerzo. La otra es el análisis estructural para evaluar la estabilidad o la capacidad de carga de cada miembro estructural de acuerdo con los estándares presentes en Costa Rica.

La Figura 10.1.1 ilustra el ciclo de trabajo para la inspección y la reparación/refuerzo del puente. Este capítulo está enfocado en la Inspección Detallada y la Selección del Método de reparación/Refuerzo, los cuales son resaltados con color gris en la Figura 10.1.1

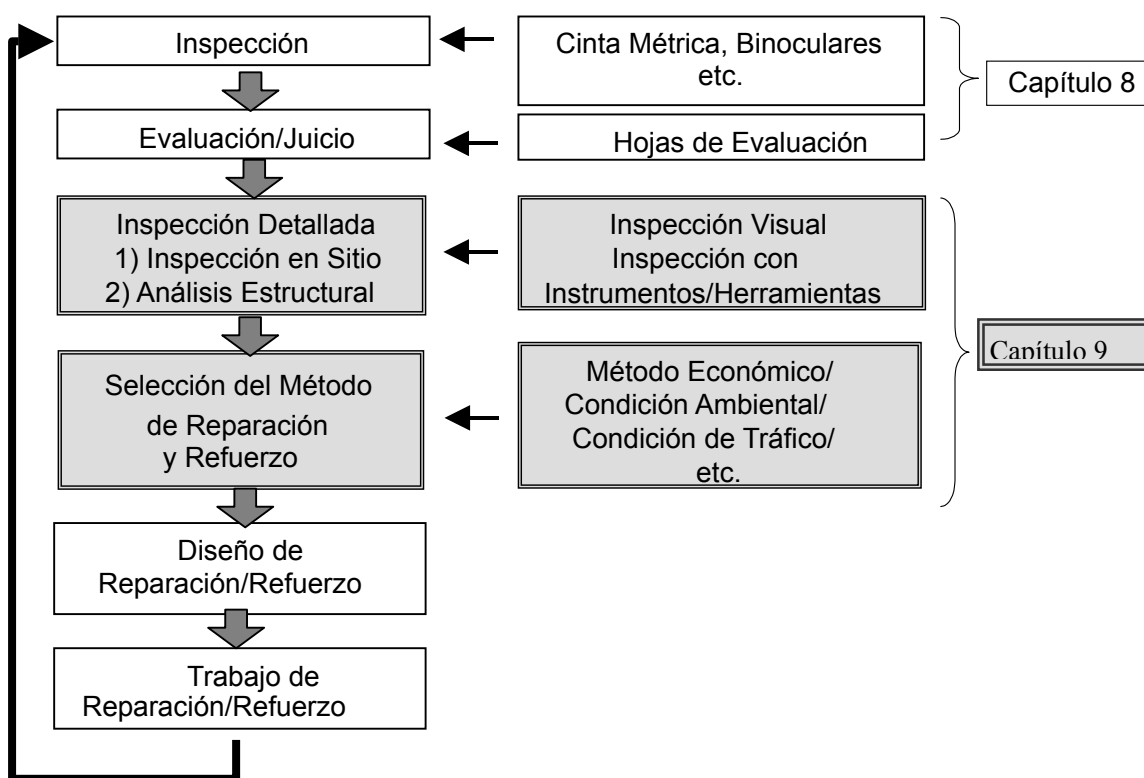


Figura 10.1.1. Proceso de Inspección y Trabajos de Reparación/Refuerzo

10.1.1 Metodología para Identificar los Mecanismos de Deterioración

Cuando se observa cualquier transformación de la estructura de las condiciones originales durante la inspección detallada, esta es una clave para examinar la deterioración del puente. Esta inspección puede permitir encontrar anomalías e identificar el tipo, el tamaño y la localización exacta de la transformación. La figura 10.1.2 muestra el trabajo y el flujo para la identificación del mecanismo de deterioro.

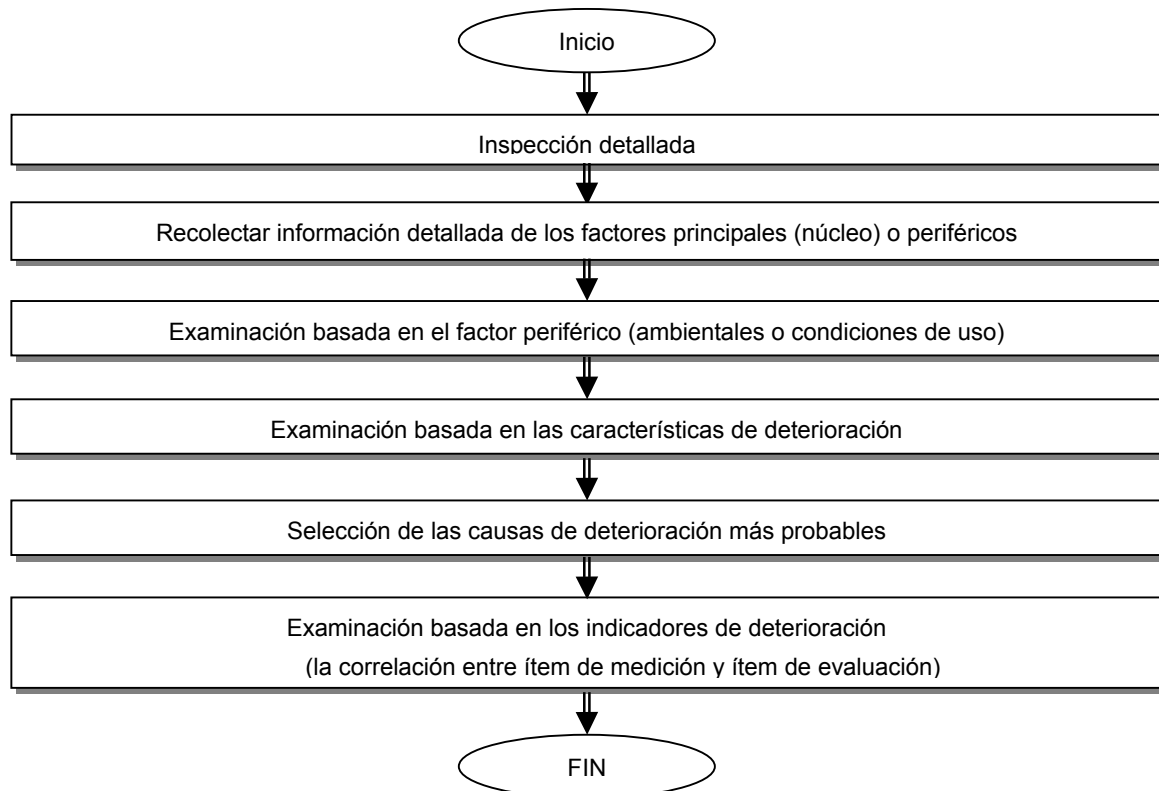


Figura 10.1.2. Desglose del Trabajo y Flujo para la Identificación de los Mecanismos de Deterioro

Primeramente, la inspección detallada debe ser llevada a cabo para aprender las causas y el grado de la deterioración de puentes. El detalle analítico se refiere a los factores principales de núcleo y periféricos, estos permiten que la evaluación cuantitativa del deterioro del puente sea recopilada de una manera más consecuente. Los factores periféricos se refieren a los factores que contribuyen al deterioro de los elementos tales como, el factor ambiental y las condiciones de uso del puente. Por otro lado, los factores principales (núcleo) se refieren a los factores que tienen influencia primaria sobre el mismo tal como, las propiedades de los materiales (ej. La reactividad alcalina). Los factores de núcleo son conocidos generalmente como aceleradores de la deterioración, por ejemplo los que provocan la carbonatación y la corrosión por sal. La tabla 10.1.1 muestra la conexión entre los mecanismos de deterioro y los factores periféricos.

Los mecanismos de deterioración serán preestablecidos por medio de la reexaminación de los factores perimetrales y las características de deterioración.

Las causas más probables de deterioración son seleccionadas por medio de la evaluación y la relación entre los factores periféricos y las características estructurales donde se observa transformación. A través de la reexaminación de las causas de deterioración seleccionadas, se podrá habilitar un criterio ingenieril para predecir los mecanismos de deterioración con exactitud.

La tabla 10.1.2 muestra la correlación entre los mecanismos, factores, indicadores y las características de deterioro estructural.

Tabla 10.1.1. Conexión Entre Mecanismos de Deterioración y el Factor Perimetral

Factor perimetral		Mecanismo de deterioración Supuesto
Condiciones Ambientales	Áreas costeras	corrosión por sal
	Áreas frías	Daño por congelación corrosión por sal (por agentes anticongelantes)
	Áreas Volcánicas	Ataque Químico
Condiciones de Operación	Repetición de húmedo y seco	Reacción de agregados alcalinos, corrosión por sal, daño por congelación
	Cargas repetitivas	Fatiga
	Dióxido de carbono	Carbonatación
	Lluvia o aguas acidas	Carbonatación, ataque químicos

Tabla 10.1.2. Mecanismos Relativos de Factores de Deterioración, Indicadores y Características de Deterioración

Mecanismo	Factor	características de deterioración	Induce a la deterioración
Carbonatación	Dióxido de Carbono	- Agrietamiento en dirección al eje del refuerzo - De laminación del concreto	- Profundidad de la Carbonatación - Área de corrosión o volumen de acero
Deterioración de cloruro inducida	Iones de Cloruro	- Agrietamiento en dirección al acero del refuerzo - Oxidación	- Contenido de Ion de cloruro, Área de corrosión o volumen de acero
Daño por congelación	congelación y acción del deshielo	- Grietas finas, descascaramiento, Burbujas, Deformación	- Profundidad de deterioración por congelación - Volumen Corroído o volumen de las barras de acero
Ataque Químico	Materiales Ácidos Iones sulfatos	- Decoloración - De laminación del concreto	- Profundidad de intrusión de los factores de deterioración, - Volumen Corroído o volumen de las barras de acero
Reacción de agregados alcalinos	Agregados Reactivos	- Expansión de grietas en direcciones restringidas - Agrietamiento distribuido - Gel Blanco - Decoloración	Expansión (Agiertamiento)
Fatiga en la losa CR	Trafico de vehículos largos (en exceso de la carga diseñada)	- Agrietamiento laminado, desintegración de esquinas, eflorescencia	- Densidad de Grietas - Deflexión
Fatiga en la viga CR	Cargas Repetitivas	- Agrietamiento y ruptura de tensión de acero	- Daño acumulado, longitud de grietas en las barras de acero

10.1.2 Tipos y Causas de Deterioración

Esta sección muestra los tipos y causas de deterioración en estructuras de concreto y estructuras de acero.



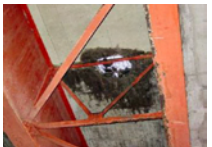

En general, hay dos (2) causas del progreso de la deterioración, la primera es un factor simple de deterioración, el otro caso es el de factores múltiples causantes de deterioración. Más aun, hay que notar que cada factor simple puede estar ligado mutuamente con los otros. Por consiguiente, es requerido que los ingenieros entiendan en su totalidad los sistemas de deterioración y la correlación entre los efectos de deterioración y las causas. Es también esencial, que en la etapa de inspección, los ingenieros traten de predecir las causas directas que producen cada deterioración con el fin de generar un diagnostico apropiado a las condiciones del puente. En este estudio, se tomaron los ejemplos más comunes y típicos en Costa Rica para examinar los mecanismos de deterioración asegurándose de que las fuentes de información fueran ingenieros.

En la siguiente parte, el tipo y causas de deterioración, que dan explicaciones técnicas del sistema de ocurrencia, son mostrados para cada miembro de concreto y acero respectivamente.

1) Tipos y Causas de Deterioración del Concreto

La siguiente tabla muestra los tipos generales de deterioración del concreto con la descripción del fenómeno y fotos.

Tabla 10.1.3. Tipos Generales de la Deterioración del Concreto

Tipo de Deterioración	Foto	Fenómeno / Causas
Grieta		<ul style="list-style-type: none"> - Es la deterioración mas popular en los miembros de concreto - Ocurre por 6 causas, <ul style="list-style-type: none"> ➢ Fuerza-Extra: Carga Repetitiva ➢ Efectos Ambientales: Efectos de Sal ➢ Degradación de Materiales: reacciones alcalinos-silicatos, Neutralización ➢ Cambio de Volúmenes: Calor Expansión, Seco Contrae ➢ Defectos constructivos ➢ características Estructurales y Diseños defectuosos - Si esto se observa, el ingeniero debe reconocer que la estructura tiene algún daño y deterioración en el miembro de concreto.
Separación Acero Expuesto		<ul style="list-style-type: none"> - Las caídas se convierten en peligro para terceras personas. - Esto ocurre por las siguientes causas <ul style="list-style-type: none"> ➢ corrosión y Expansión de las barras de acero ➢ Poco espesor de recubrimiento - Esto afecta de fatal manera a la estructura porque ocasiona la reducción del área de sección transversal efectiva.
Desprendimiento		<ul style="list-style-type: none"> - Ocurre principalmente en las losas con problemas de eflorescencia. - Antes de que se desarrolle, hay dos pasos; <ul style="list-style-type: none"> ➢ Grietas en una dirección causadas por contracciones ➢ Luego, grietas en red causadas por cargas repetitivas - Se sufre una gran pérdida en la seguridad del tráfico si no se rehabilita urgentemente.
Eflorescencia Filtraciones de agua		<ul style="list-style-type: none"> - Es el resultado de la reacción entre los limos del concreto y el agua filtrada en las grietas. - Afecta de manera que decae la resistencia del concreto y la promoción de reacciones alcalino-silicato.

Esos fenómenos ocurren por sistemas de deterioración los cuales son mostrados en la

siguiente tabla.

Tabla 10.1.4. Sistemas de Deterioración de los Miembros de Concreto

Causa de deterioración	Sistema de Deterioración
Carbonatación	<ul style="list-style-type: none"> - En la reacción química que el CaCO_3 es generado por Ca(OH) y gases de ácido carbónico en la atmósfera, el Ca(OH)_2 en el concreto es consumido como pH: potencial de hidrogeno se disminuye hasta neutralizarse. - La neutralización no afecta el concreto pero si las capas de recubrimiento del acero de refuerzo, tienden a destruirse y el acero comienza a corroerse. - La corrosión en las barras de acero afecta su expansión y el desarrollo de grietas y separación del concreto.
Corrosión por sal	<ul style="list-style-type: none"> - Ion de cloruro afecta al acero hasta corroer, por lo que afecta la expansión de las barras y el desarrollo de las grietas , separación del concreto y reducción del área de sección transversal - El Ion cloruro es proveído por el mismo concreto de sus restos de producción, y por el ambiente extra como el viento del océano.
Reacción Alcalino-Silicato	<ul style="list-style-type: none"> - Un Gel Alcalino-Silicato se desarrolla con Na_2O o K_2O en el concreto y su reacción de agregados. - Este gel es fácil de expandir por el agua absorbida lo que afecta a las grietas
Defectos Iniciales	<ul style="list-style-type: none"> - Este es el sistema de deterioración por disminución de resistencia contra el cambio de fuerza externa (ej. Sobre carga, cargas repetitivas) y poco recubrimiento debido a la pobre calidad de construcción. - Esto también ocurre por la disminución del área de sección transversal cuando se presenta el deterioro de separación y el desprendimiento causado por varios sistemas como la neutralización, la corrosión por sal y la reacción alcalino-silicato.

Esos sistemas de deterioración están diagramados en la figura siguiente. Existen dos tipos de sistemas de deterioración. Uno de los tipos es la deterioración del acero o del concreto en las estructuras causados por las condiciones ambientales o los materiales. Uno es la deterioración del concreto o elementos de acero desarrollado desde la superficie del concreto como la carbonatación y la corrosión por sal, en donde las reacciones de agregados alcalinos desarrolla el deterioro desde el interior del concreto. Estos sistemas de deterioración básicamente inician después de la culminación de la construcción. El rango de desarrollo de la deterioración dependerá de la situación en que se encuentran como las condiciones ambientales y los tipos de materiales. Otro sistema de deterioración es la insuficiente resistencia inicial causada por las condiciones de diseño cuando no se toma en cuenta el incremento de carga o las cargas repetitivas como un aumento inesperado en el volumen de tráfico. Y el recubrimiento causado por defectos en la calidad constructiva como la reducción del recubrimiento de concreto.

En ambos tipos, la primera etapa de la deterioración comienza con grietas, y en la etapa final termina con desprendimientos del concreto. Hay que notar que los desprendimientos causan la reducción del área de sección transversal induciendo al desarrollo de deterioraciones.

Cuando con la inspección se detectan deterioraciones como resultado de la etapa de rutina, ingenieros/inspectores, deben analizar el sistema de deterioración y tratar de predecir cual es la causa directa de la deterioración.

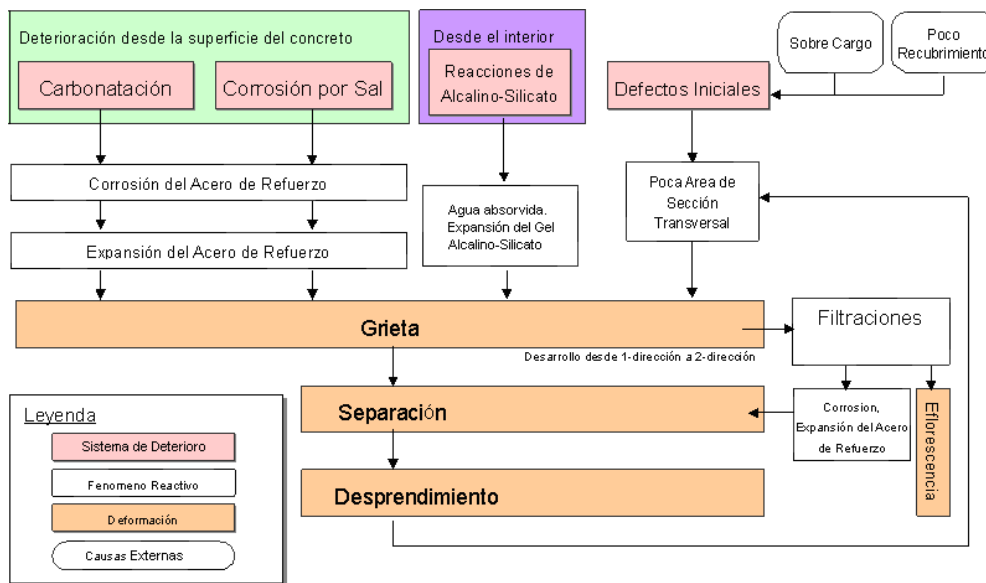


Figura 10.1.3. Cuadro de Sistema de Deterioración para Miembros de Concreto

2) Tipos y Causas de la deterioración del Acero

Los tipos de deterioración de los miembros de acero son,

- Corrosión,
- Fatiga,
- Transformaciones causadas por fricción o soldaduras,
- Falla retrazada de Pernos de Alta tensión (PAT),
- Daños causados por desastres (desastres naturales o errores humanos).

Estos deterioros, corrosión, fatiga y desastres naturales están enfocados particularmente como deterioraciones típicas de las estructuras de acero en Costa Rica según los resultados de la inspección de sitio. La siguiente tabla muestra las deterioraciones típicas del acero con la descripción del fenómeno y fotos.

a) Corrosión

La corrosión es el fenómeno en el que el material de acero se erosiona por acción científica o reacción química con el entorno ambiental. Es clasificado en dos (2) tipos de corrosión basado en sus condiciones, una es la corrosión general y la otra es la corrosión local.



La corrosión general es el fenómeno en el que toda la superficie del miembro de acero está corroída uniformemente y ocurre cuando el miembro está expuesto al aire.

Por otra parte, la corrosión local es el fenómeno en el que una parte del miembro de acero está corroído cuando el material, un ambiente corroedor y los mecanismos de corrosión son diferentes a otras partes. Por ejemplo, la corrosión local ocurre en partes donde hay flujos de agua que drena, el agua que corre por juntas de expansión,

filtraciones de agua en la losa, el agua y polvo se acumulan y es difícil drenar a través de la forma estructural. La forma de la corrosión presenta una figura semejante a un hueco o una ranura.

El progreso de la corrosión depende del entorno ambiental y del tipo de estructura, forma y localización de la estructura/miembro.

Los factores que generan la corrosión son humedad, temperatura, lluvia, rayos solares y contaminación (partículas de sal o dióxido de sulfuro, etc.). El grado de influencia de estos factores en el miembro de acero determinan el rango de crecimiento de la corrosión.

Generalmente los materiales de acero comienzan de corroerse cuando la humedad alcanza más de un 60% y el rango de crecimiento de la corrosión tiende a ser más rápido como la temperatura tiende a elevarse. Entre esos factores, las partículas de sal o dióxido de sulfuro son los factores de mayor influencia en la corrosión.

Por otro lado, los rayos solares y la contaminación son de los factores con más influencia en el deterioro de las capas de pintura y consecuentemente aceleran el crecimiento de la corrosión.

b) Fatiga

Generalmente el esfuerzo interno es menor a la resistencia estática en puentes de acero cuando las grietas ocurren y aumentan por alta frecuencia de esfuerzos internos repetitivos.

La falla por fatiga es llamada “progreso sub-crítico de grietas” y esta es una de las características principales de la ductilidad del material como el acero que demuestra suficiente tenacidad cuando las grietas aparecen. La presencia de una grieta de pequeña escala en el miembro no provocará el colapso, es más, tomando las apropiadas medidas en etapas tempranas del agrietamiento, se habilita al miembro o estructura y se establece la suficiente razón de seguridad para prevenir condiciones inestables. Los factores de mayor influencia en la fatiga son la fluctuación de esfuerzos repetitivos y la frecuencia de los mismos. Más aun, las formas de las placas, defectos de soldaduras, esfuerzos residuales y más son sumados a los factores que influyen en la fatiga de esfuerzo. En el caso de materiales de acero, cuando la resistencia se incrementa a lo más alto, el esferazo de fatiga incrementa también, en donde la resistencia de las soldaduras no se incrementa.



La mayoría de las causas de deterioración por fatiga son observadas en las placas, especialmente en las placas de miembros secundarios y en partes soldadas.

Es conocido generalmente que algunas causas de la falla por fatiga son bilaterales considerando los problemas en las condiciones de carga en las estructuras desde que la falla ocurre cuando el esfuerzo interno excede la resistencia del empalme.

c) Daños causados por desastres

Los desastres que afectan los miembros y estructuras eran catalogados como desastres naturales o errores humanos. Los desastres naturales están representados por terremotos, inundaciones, etc. Los errores humanos por incendios, colisiones de carros, caída de objetos pesados, etc.

El daño mas peligroso es el causado por terremotos. Esto ocurre en la subestructura o en los soportes, sin embargo, hay pocos casos en los que la superestructura es severamente dañada por los terremotos.

3) Causas de Socavación

La socavación es el resultado de la erosión producida por el flujo de agua llevado a lo largo del cauce del río, así como alrededor de las pilas y bastiones de los puentes. La extensión del daño de socavación varía de acuerdo a los materiales. Suelos sueltos o granulares, cauces arenosos, tienden a erosionarse rápidamente por el flujo de agua, en donde suelos cohesivos y cementados presentan mas resistencia contra la socavación. Sin embargo, es posible que el flujo de agua ocasione socavación hasta las capas cohesivas y cementadas del suelo a grandes profundidades del cauce arenoso.

Es importante mencionar que la socavación total que cruza el puente esta compuesta por tres procesos de socavación descritos a continuación. Cuando estos tres procesos se mezclan, causan una socavación total en las pilas o los bastiones.

a) Deterioración y degradación a largo plazo del cauce del río

El deterioro y degradación son fenómenos que varían la elevación del cauce del río por causas naturales y/o inducidas por el hombre, y son desarrolladas a largo plazo. La agregación es causada por la sedimentación de los materiales erosionados desde el canal del río traídos desde aguas arriba, considerando que la degradación causada por socavación del cauce a la insuficiente sedimentación con materiales suplidos desde alcances superiores.

b) Socavado general en el puente

El socavado general es la reducción del cauce del río transversal a la corriente en donde se localiza el puente. Esta reducción puede ser o no uniforme a través del cauce, esto es, la profundidad de socavación tal vez es mas profunda en algunas partes de la sección transversal. El socavado general es diferente a la degradación a largo plazo, la socavación general puede ser cíclica y/o relacionada al paso de algún flujo y es más que un problema local debido a una socavación inducida a la geometría del canal (contracción de flujo, el cauce, etc.)

El Socavado general puede resultar de la contracción del flujo, la cual causa que se remueva material a través del cauce o de la mayoría del ancho del canal, o de otras condiciones de socavado general tales como flujos alrededor del cauce en donde la socavación puede concentrarse cerca de las afueras del cauce (Figura 10.1.3).

c) Socavación local en pilas y bastiones

La socavación local es material removido de los alrededores de las pilas, bastiones y taludes, la cual es causada por la aceleración del flujo y por vértices inducidos por obstrucciones. Básicamente, el mecanismo de socavación local en pilas y bastiones es la formación de vértices (conocidas como vértices de herradura) en las partes bajas de las pilas y bastiones. (Figura 10.1.4).

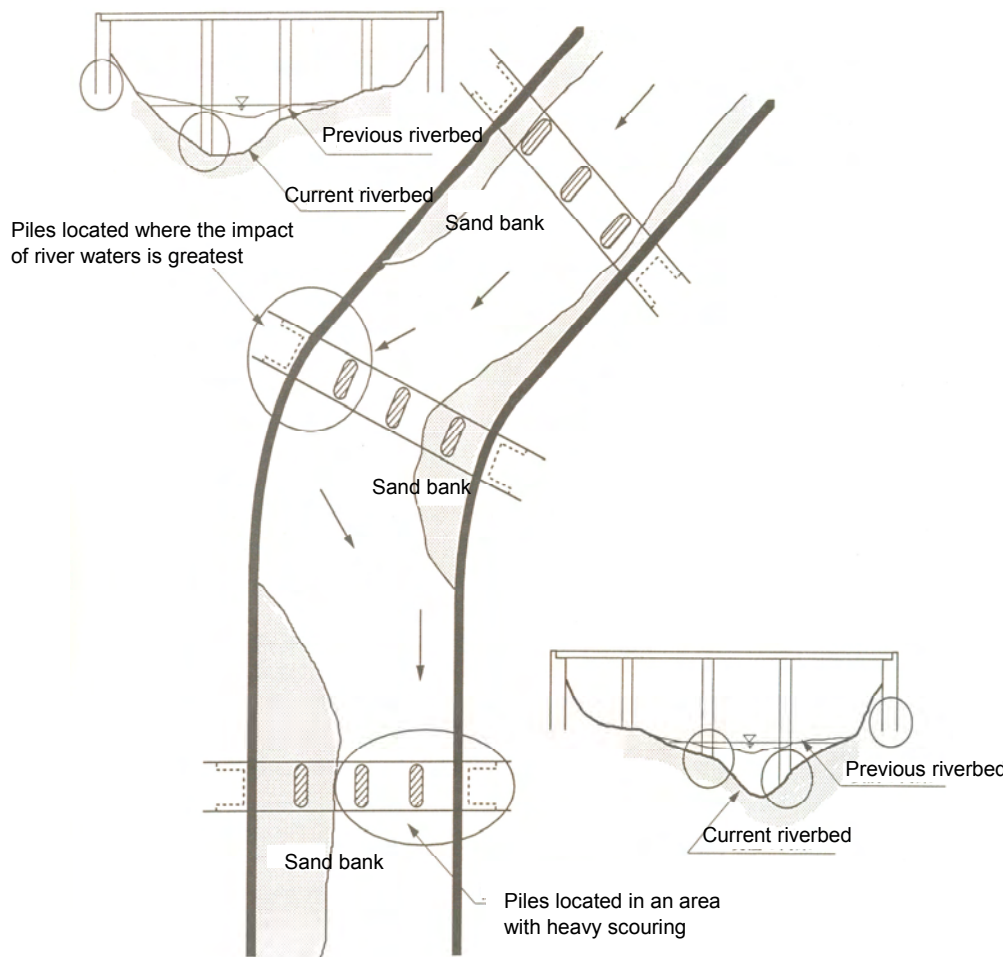


Figura 10.1.4. Representación Esquemática de los Puntos de Mayor Impacto e el Río

Es complicado que la magnitud de la socavación sea medida por la naturaleza del proceso cíclico de la socavación. Esta tiende a causar socavaciones profundas en donde el flujo esta al máximo, pero apenas ocurre cuando los huecos son rellenos con los sedimentos de aguas llovidas. Los ingenieros e inspectores deben evaluar el estado actual de la corriente del río y de la división de agua con el fin de valorar los cambios potenciales que puedan afectar el sistema del río. Esta evaluación habilita la agregación a largo plazo estimada

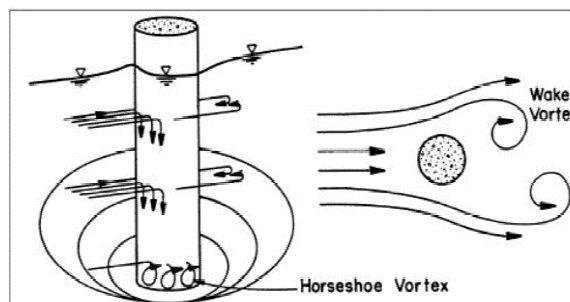


Figura 10.1.5. Representación Esquemática de Socavación en Pilas Cilíndricas

10.1.3 Método de Inspección Detallada

Esta sección describe el método de inspección para cada sistema de deterioración para miembros de concreto.

El tipo más común de inspección detallada es la inspección visual [C1]. No es sofisticada, aparatos de alta tecnología son requeridos en la implementación de esta inspección. Es apropiado mencionar que es la inspección más económica e importante. Para miembros de concreto, es posible sólo realizar la inspección visual para dar la información de las condiciones de la superficie basada en la opinión del inspector.

Para mayores detalles como la condición de los miembros de concreto, hay bastantes inspecciones detalladas que se muestran en la siguiente tabla [C2]- [C7] con el fin de identificar sistema de deterioración es la principal causa.

Tabla 10.1.5. Sistema de Deterioración y el Método aplicable de Inspección

Deterioración Sistema	Inspección Item	Método de Inspección
Carbonatación	Inspección de Deterioración	Profundidad de deterioración [C 2]
		Corrosión de las barras de acero [C 3]
Corrosión por Sal	Inspección de Deterioración	Corrosión de las barras de acero [C 3]
		Grado de Salinidad en el concreto [C 4]
	Causa supuesta	Densidad de salinidad en la atmósfera -
Reacción Alcalino-Silicato	Inspección de Deterioración	Grieta Inspección Visual [C 1]
	Causa supuesta	Prueba de núcleos Prueba de Reacción Alcalino-Silicato
Defectos Iniciales	Inspección de Deterioración	Resistencia Superficial Método del Martillo Schmidt [C 5]
		Prueba de Compactación Prueba de Núcleo de Concreto [C 6]
	Causa supuesta	Espesor del Recubrimiento Detección de Barrilla de refuerzo [C 7]
		Cargas Repetitivas Pruebas de cargas

A partir de la siguiente pagina, cada método de inspección como el [C1] al [C7] serán descritos. El método del grado de gases de ácido Carbónico y la salinidad en la atmósfera son omitidos como introducción. Las pruebas de carga serán introducidas en el segundo año del periodo de estudio incluyendo la actividad del EET (entrenamiento en trabajo) en los puentes seleccionados.

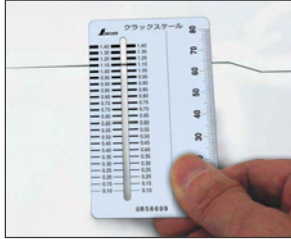
Miembro de Concreto

[C1] Inspección Visual

Método de Inspección

Equipos de Inspección

Escala de Grietas



Cinta



Calibrador



Mazo



Y cámara, binoculares, cámara de rayos infrarrojos

Ítems de Inspección; Tipos de Deterioración

Cada deterioración como las grietas, nidos de piedra, desprendimientos, separación, y eflorescencia, causados por reacciones alcalino-silicato deben ser medidas por longitud, área y profundidad utilizando el equipo de arriba.



Grieta



Nidos de Piedra



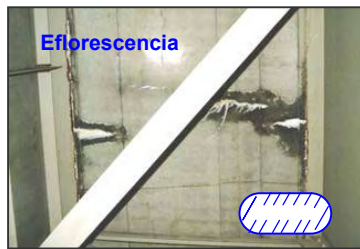
Desprendimiento



Separation



Filtraciones

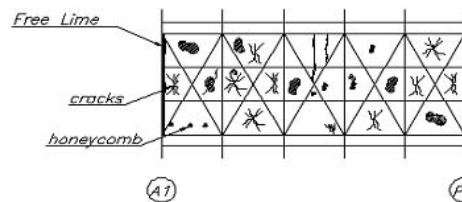


Eflorescencia

Como reportar

- Los resultados de inspección deben indicar "Diagrama de Deterioración" con esquema y fotos, con el fin de identificar fácil cuales partes de la estructura aparece la deterioración y su tamaño.
- Cada deterioración debe usarse con su propia leyenda arriba de la figura.
- La fecha de inspección y el método también son requeridos.

Diagrama de deterioración



Consideración

- En el caso de la "corrosión por sal", la deterioración aparece en el lugar en donde se supone fluyen bastantes iones de cloruro.
- Los miembros que han sido rehabilitados, la superficie tratada y cubierta, hace que las deterioraciones sean difíciles de encontrar. En este caso, debe ser aplicado el método de rayos infrarrojos.

Miembro de Concreto

[C2] Metodo de Fenofaleína (Profundidad de Neutralización)

Para Neutralización

Método de Inspección

Equipos de Inspección



Taladro Eléctrico

Papel Inmerso en solución de Fenofaleína

Calibrador



Pasos de Inspección

1. Dejar que el filtro de papel absorba el líquido de prueba tal como Fenofaleína al 1% de densidad.
2. Durante la perforación del concreto, fragmentos de concreto serán tomados por el papel como lo muestra la foto de abajo.
3. Cuando el papel cambia a color rojo, la sección de concreto ya ha sido neutralizada desde la superficie del concreto hasta esa profundidad.
4. La profundidad de neutralización será medida con la longitud de la perforación con una precisión de 0.1mm del Calibrador.
5. El procedimiento 3 debe ser tomado en 3 puntos de prueba. El resultado es tomado del promedio de los valores.

Nota: La solución de fenofaleína cambia a color rojo con más de pH8.2 a pH10.0 en la parte alcalina.

Nota: Si la desviación en cada valor contra el promedio es alrededor de +30% se deben hacer mas pruebas.

Como reportar

- Los resultados de inspección deben incluir:
 - Fecha, Clima
 - Nombre del Inspector
 - Punto y Área de Inspección
 - Resultados de Inspección de Profundidad de Neutralización

Miembro de Concreto

[C3] Método de -Potencial de Corrosión de Barras de Acero

Para Neutralización
 Corrosión por Sal

Método de Inspección

Equipos de Inspección

Medidor de Potential



Sensor

Terminal Eléctrico para Barras de Acero

Pasos de Inspección

1. La superficie de concreto debe humedecerse siempre durante el diagnostico.
2. El Terminal eléctrico para la barra de acero debe exponerse al exterior.
3. El sensor debe moverse lentamente en la superficie de concreto.
4. Los resultados son mostrados en el "Mapa de Diferencia Potencial"

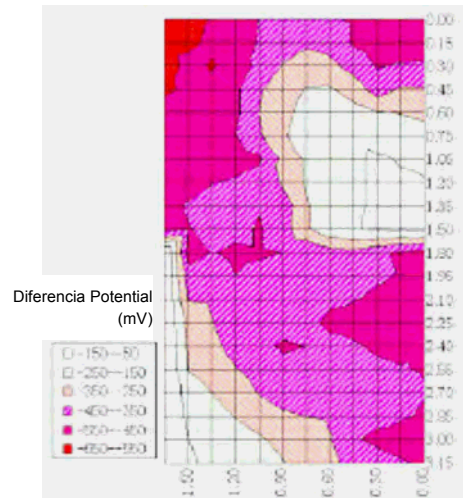
En este sistema

Mapa de Diferencia Potencial

Como reportar

- Se identifica corrosión en la barra de acero por los resultados del Potencial Diferencial, como lo siguiente:

Diferencia de Potencial (E)	Nivel de Corrosión
$-250\text{mV} < E$:	nada
$-350\text{mV} < E < -250\text{mV}$:	punto
$-450\text{mV} < E < -350\text{mV}$:	superficie
$E < -450\text{mV}$:	Área de sección corta



Miembro de Concreto

[C4] Método de Medida de Cloruro

Por corrosión por sal

Método de Inspección

Equipos de Inspección

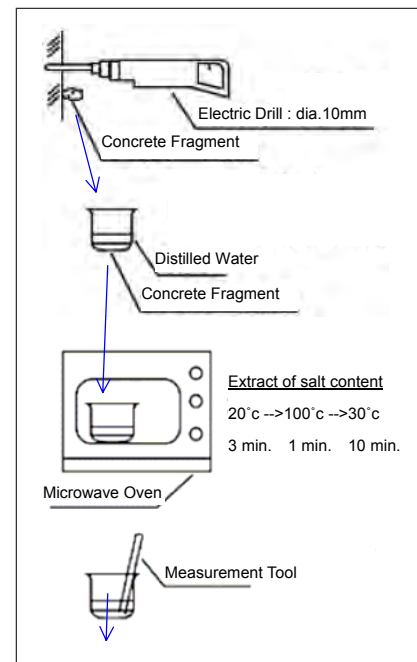


Taladro eléctrico : dia.10mm

Herramientas de medida

Pasos de Inspección

1. Durante el perforado del concreto cada dos (2) centímetros fragmentos de concreto serán tomados dentro de un embase de veinte (20) gramos.
2. Fragmentos de concreto de cinco (5) gramos serán revueltos con agua destilado de diez (10) milímetros en un beaker.
3. El beaker debe introducirse en un microondas.
4. El material de prueba debe ser calentado y hervido a cien (100) grados durante tres (3) minutos para extraer el contenido de sal. Y el material de prueba debe enfriarse al natural.
5. La cantidad de agua destilada evaporada debe ser revisada y la concentración de iones de cloro deben ser medidos con las herramientas de medición.



Como reportar

- La corrosión por grado de cloruro es identificada por los resultados de los siguientes niveles:

Nivel-1: Concentración del ion de cloruro $\leq 1.2 \text{ kg/m}^3$ (No corrosión)

Nivel-2: $1.2 \text{ kg/m}^3 <$ Concentración del ion de cloruro (Empieza la corrosión)

Nivel-3: Ocurren Grietas por corrosión.

Nivel-4: Ocurren muchas Grietas por corrosión. El concreto cerca de las barras de acero comienza a desprenderse.

Nivel-5: Ocurren muchas Grietas por corrosión. El concreto cerca de las barras de acero comienza a desprenderse.

Miembro de Concreto

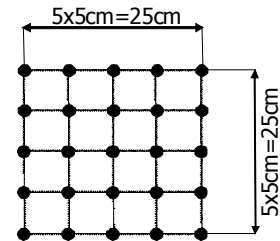
[C5] Método del Martillo Schmidt

Para defectos iniciales

Método de Inspección

Equipos de Inspección

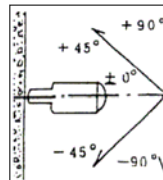
Martillo Schmidt



Pasos de Inspección

1. La parte a medir debe ser preparada como superficie lisa.
2. El inspector mide 25 puntos y la condición de medición debe ser perpendicular.

Nota: si los puentes están con ángulos con la superficie de concreto, el valor "δR" debe ser usado como el valor revisado.



3. Se eliminan cinco (5) valores extremos
4. Los restantes veinte (20) valores "R" deben ser promediados.
5. El valor estándar "Ro" debe ser calculado con la siguiente fórmula:

$$"Ro = R + \delta R".$$

6. La resistencia a la compresión "F" de la parte será obtenida de la formula:

$$F = -184 + 13.0 \times Ro \text{ (kg/cm}^2\text{)} \quad \text{or}$$

$$F = 0.098 \times (-184 + 13.0 \times Ro) \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

R	δR			
	+90deg.	+45deg.	-45deg.	-90deg.
10	-	-	-	-
20	-5.4	-3.5	+2.5	+3.4
30	-4.7	-3.1	+2.3	+3.1
40	-3.6	-2.6	+2.0	+2.7
50	-3.1	-2.1	+1.6	+2.2
60	-2.3	-1.6	+1.3	+1.7

Como reportar

- Los resultados de inspección deben incluir:
 - Edad de los materiales del concreto
 - Condición de la superficie de concreto
 - Mezcla de los componentes de concreto
 - Tipo de herramienta de medida
 - Parte y punto de medida incluyendo la dirección de la penetración
 - Cada resultado de medida y promedios
 - Formula estimada para la resistencia del concreto y resultados

Miembro de concreto

[C6] Prueba de núcleos de concreto

Para defectos iniciales

Método de Inspección

Equipos de Inspección

Taladro de Núcleos de Concreto



Maquina de Prueba de Compactacion del Concreto



Pasos de Inspección

1. Muestreo de núcleos
 - El taladro de núcleos de concreto se utilice para adquirir las muestras.
 - El diámetro de la muestra debe ser más de tres (3) veces el diámetro máximo del agregado grueso.
 - La altura de la muestra debe ser el doble (2) del diámetro de la muestra.
2. Preparación de la Prueba
 - Ambos lados de la muestra son tratados con recubrimiento
 - El diámetro debe ser medido a ambos lados y al centro de la muestra en dos direcciones con una precisión de 0.1mm, luego deben promediarse.
 - La altura debe ser medida a ambos lados de la muestra.
 - Antes de la prueba, la muestra debe ser curada con agua durante un tiempo de 40 a 48 horas.
3. Prueba de compactación
 - El procedimiento detallado esta en el manual de la maquina.

Nota: Este método permite encontrar la resistencia del concreto directamente, pero hay que tomar en cuenta que las muestras serán una parte desprendida de la estructura. Descargado el núcleo de la muestra se debe de prestar atención a la colocación de barras de acero.

Nota: Cuando la muestra esta afectada por daños químicos, es importante separar la parte buena de la parte afectada.

Como reportar

- Los resultados de inspección deben incluir:
 - Los puntos de adquisición de la muestra y el Método
 - Edad de los materiales de Concreto
 - Promedio de la Altura y Diámetro
 - Capacidad de Carga Máxima
 - Resultados de Resistencia de Compactación
 - Método de Curado y su temperatura
 - Esquema del Diagrama de Destrucción

Miembro de Concreto

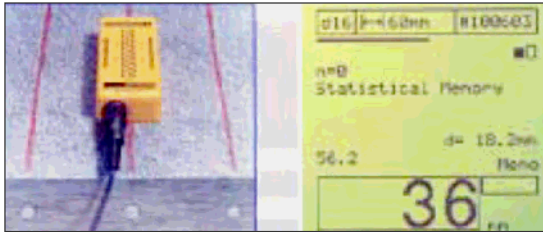
[C7] Detección de Barras de Acero: Profómetro

Para defectos iniciales

Método de Inspección

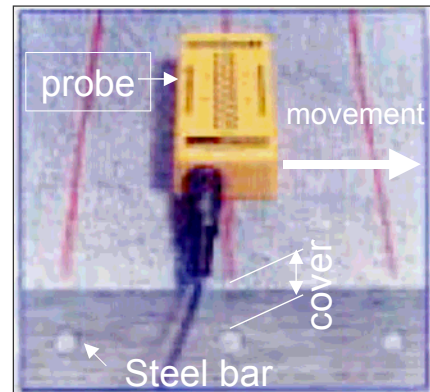
Equipos de Inspección

Profómetro (Parte de Prueba y Pantalla)



Pasos de Inspección

1. El sensor se moverá lentamente sobre la superficie de concreto.
2. Un sonido de beep “pi” se escuchara en las barras de acero.
3. La pantalla muestra la “Posición de las Barras de Acero”, “Recubrimiento de Acero” y “Diámetro de Barras de Acero”.



Como reportar

- Los resultados de inspección deben incluir:
 - Puntos de Adquisición de muestras y método

10.1.4 Resultados de la Inspección Detallada en Sitio

1) Inspección Visual

Una variedad de daños han sido observados en los 10 sitios de puentes a través de la inspección visual. Esos daños son causados por múltiples efectos como la deterioración del material, incremento de la carga viva, socavación y falta de mantenimiento. Algunos de los daños mostrados a continuación son observados en todos los 10 puentes. Es probable que estos sean daños observados no solo en los 10 puentes inspeccionados sino pueden ser comunes en todos los puentes de Costa Rica.

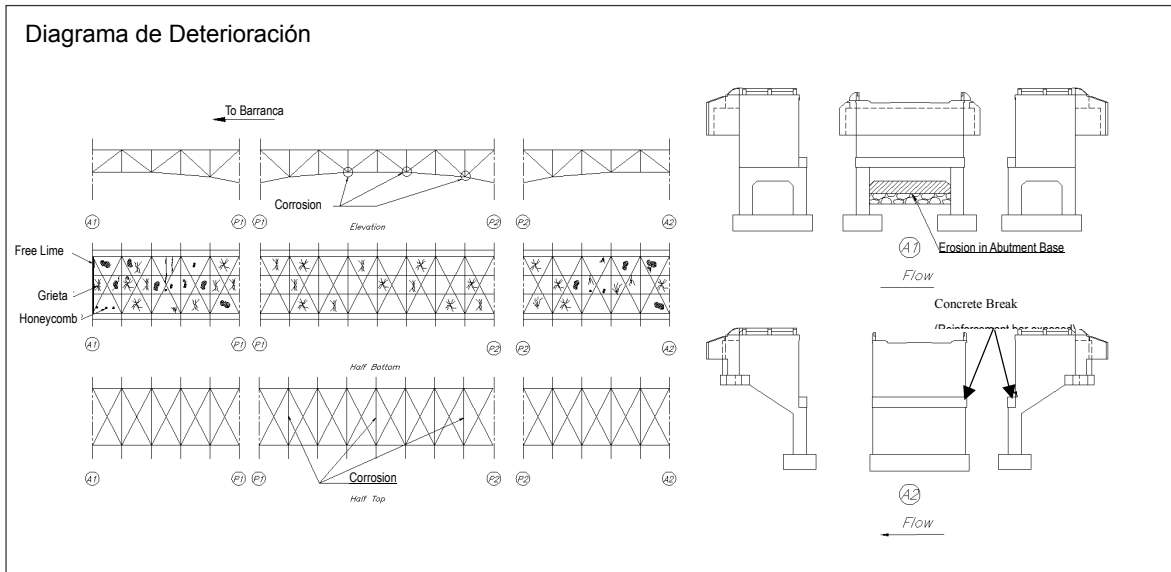
- Capas de asfalto se han colocado sobre la superficie sin haber removido las capas anteriores.
- Las juntas de expansión están dañadas y obstruidas por capas de asfalto.
- Los apoyos se encuentran en condiciones inadecuadas (recubrimientos, depósitos de suelo, etc.)
- Como las tuberías de drenaje no fueron instaladas, las vigas están húmedas y los miembros de puentes de cercha o vigas I poseen depósitos de suelo.
- Decoloración, oxidación y descascamiento de las capas de pintura de los puentes de acero.
- Daños en la losa (grietas, eflorescencia, filtraciones fueron observadas)

Resultados de la inspección visual de los 10 puentes son resumidos en la Tabla 10.1.6 y mas detalles son mostrados de la Tabla 10.1.7 a la Tabla 10.1.16 para cada puente.

Tabla 10.1.6. Resumen de los Resultados de Inspección Visual en los 10 Puentes

Miembro	Condición de la deterioración	Causa de la deterioración	Nombre del puente Identificación de la Deterioración (Puente No.)
Junta de expansión	- Ruptura	- Falta de Mantenimiento	En Todos los 10 puentes
Baranda	- Ruptura	- Accidente de Tráfico	Río Azufrado(7)
Daño en la losa	- Hueco	- Fatiga por Carga Cíclica de Tráfico Pesado	Río Abangares(3)
	- Grietas en 2 Direcciones	- Fatiga por Carga Cíclica de Tráfico Pesado	Río Aranjuez(2), Río Abangares(3), Río Azufrado(7), Río Puerto Nuevo(12), Río Chirripó(26), Río Torres(29)
	- Grietas en 1 Dirección	- Fatiga por Carga Cíclica de Tráfico Pesado	Río Nuevo(16), Río Sarapiquí(19)
Vigas de Acero	- Descascaramiento	- Deterioración en la Pintura	En Todos los 10 puentes
	- Corrosión u Oxidación	- Deposito de Suelo en el Miembro	En Todos los 10 puentes
	- Grieta/Ruptura	- Fatiga por Carga Cíclica de Tráfico Pesado	Río Abangares(3)
	- Deformación	- Causada por terremoto	Río Chirripó(26)
Viga de concreto	- Grieta	- Fatiga por Carga Cíclica de Tráfico Pesado	Río Azufrado(7), Río Nuevo(16)
	- Deformación	- Flujo Plástico del Concreto	Río Chirripó(17)
Soporte y Base de Soporte	- Corrosión/Depósitos De suelo - Filtración desde la Junta de expansión	- Falta de Mantenimiento	En Todos los 10 puentes
	- Ruptura de Soporte	-Terremoto en 1991	Río Chirripó(26)
Pila	- Daño en la Superficie	- Rocas Golpean las Pilas	Río Sucio(20), Río Chirripó(17)
	- Socavación de la Fundación	- Cauce Caído	Río Nuevo(16)
Bastión	Colapso en el talud frente a Bastión		En Todos los 10 puentes
Pavimento	Cuando el pavimento en la sección de trabajo es mejorado o reparado, en la sección de puente también se pavimenta con 5cm de capas de asfalto. Esto no debería de realizarse ya que aumenta la carga muerta del puente		En Todos los 10 puentes

**Tabla 10.1.7. Resultado de la Inspección Visual para Puesto Río Aranjuez
 (Ruta No.1 Puesto No.2)**

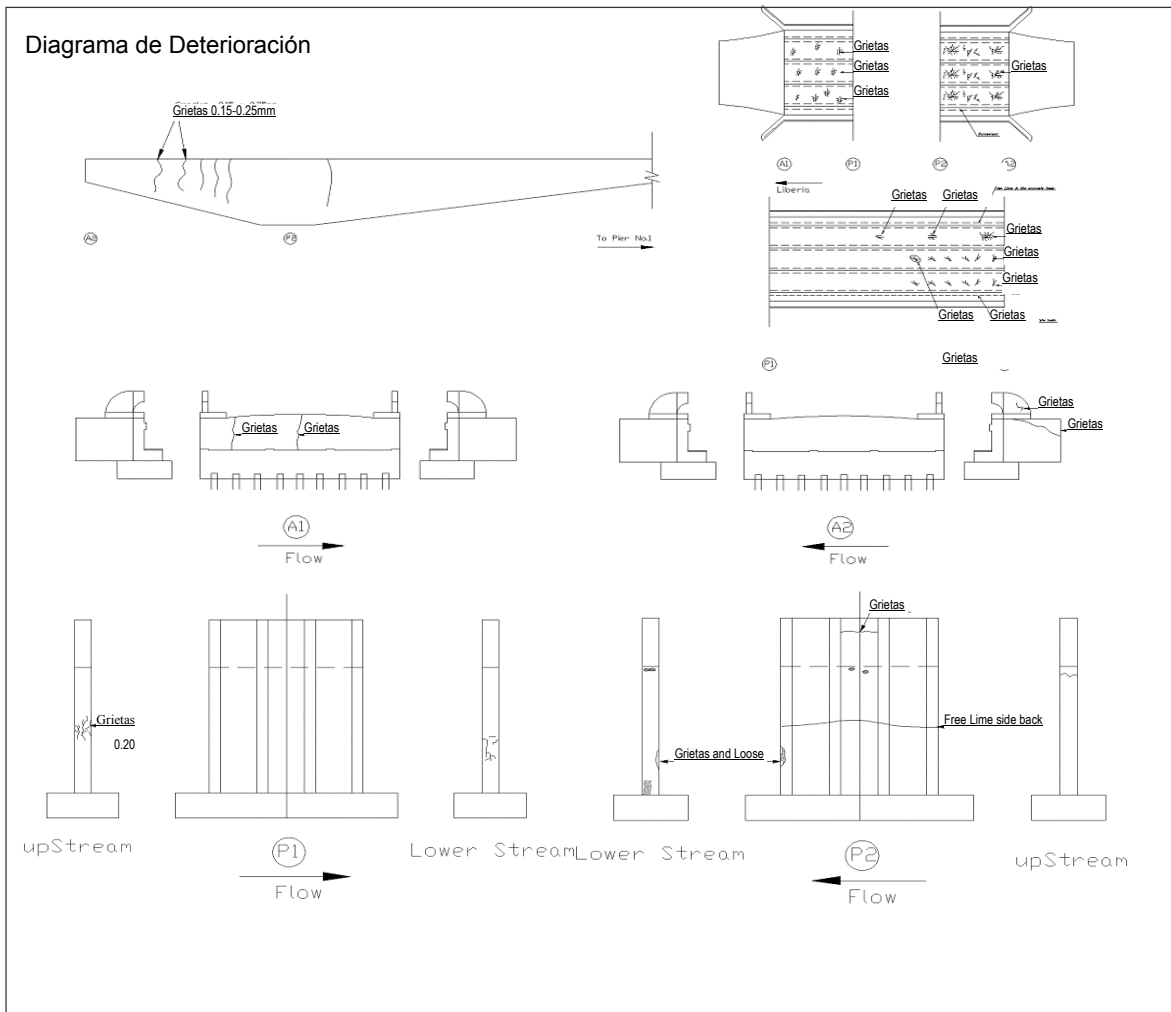


Accesorios	<ul style="list-style-type: none"> - No hay pavimento en la losa. Los vehículos ruedan directamente sobre la losa. - Muchas grietas y huecos se observan en la superficie de la losa - Junta de expansión han sido dañadas.
Superestructura	- Decoloración, oxidación y descascamiento de la pintura se observaron en todos los miembros.
	<ul style="list-style-type: none"> - Muchas grietas y eflorescencia son observadas en la losa de concreto - Grietas ocurren en dos (2) direcciones (dirección longitudinal y transversal)
	<ul style="list-style-type: none"> - Decoloración y oxidación se observaron en los soportes. - Hay condiciones muy sucias alrededor de los soportes.
Subestructura	<ul style="list-style-type: none"> - Laq superficie de la Pila esta golpeada por el flujo del río - Se observan las juntas frías en la Pila No 2.
	- Descascamiento y refuerzo expuesto causado por la corrosión de las barras en el bastión B2.
Fundación	- Se observó una pequeña socavación

**Tabla 10.1.8. Resultado de la Inspeccion Visual para Puente Rio Abangares
 (Ruta No.1 Puente No.3)**

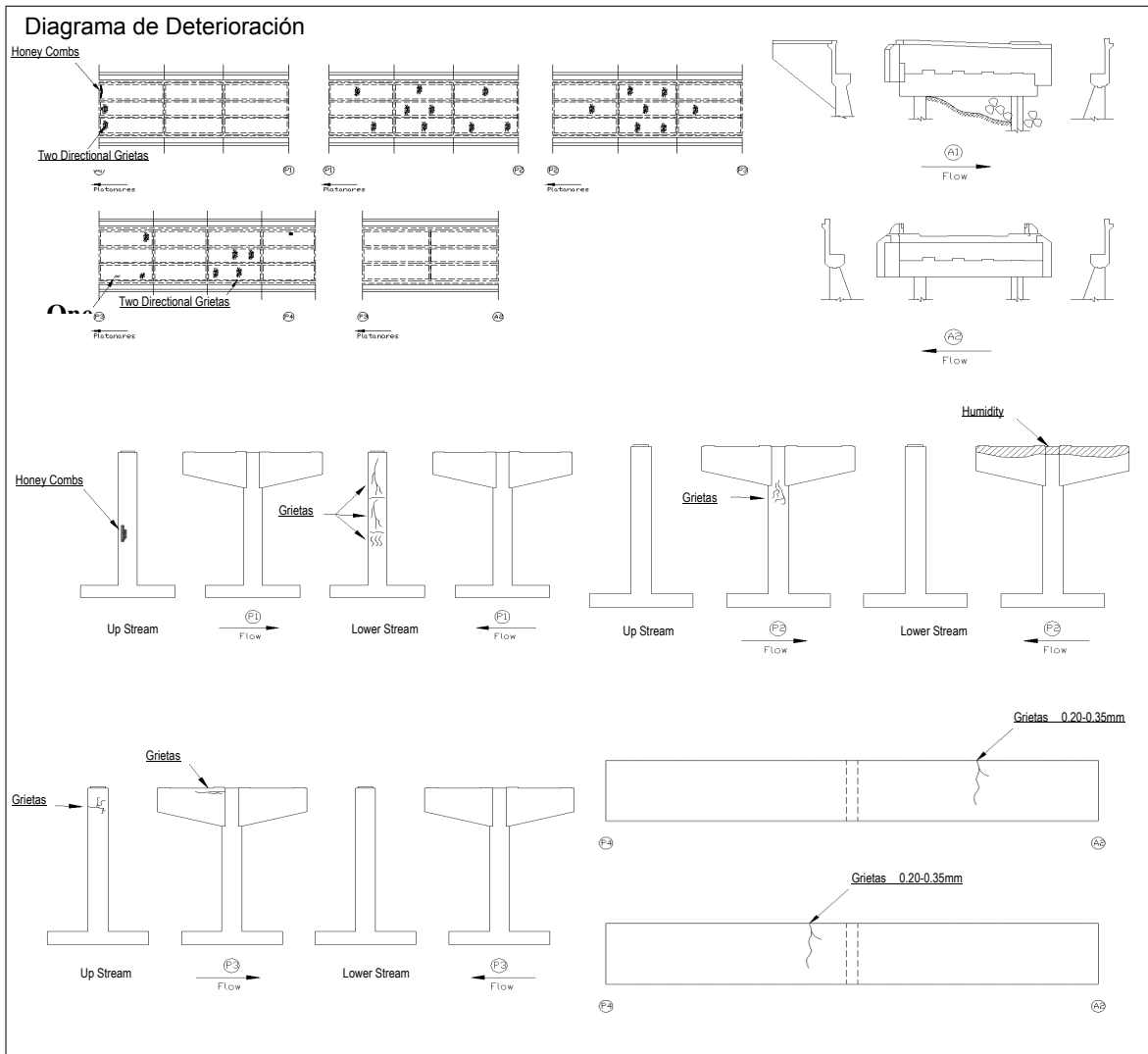
Diagrama de Deterioración	
Accesorios	<ul style="list-style-type: none"> - Capas (5 cm de espesor) se colocaron directamente sobre el pavimento anterior (la carga muerta del pavimento se incremento) - Muchas Grietas y Huecos se observaron en la superficie del concreto. - Se observaron filtraciones de agua en las juntas de expansion, polvo y tierra rellenaron los espacio de las juntas de expansion.
Superestructura	<ul style="list-style-type: none"> - Decoloracion, oxidacion y descascaramiento de la pintura se observaron en todos los miembros y se observo corrosion en varias partes. - Los elementos de la cuerda superior fueron dañados por el golpe de vehiculos. En la sección del bastion B1 a la Pila deben ser reparados. - Cerca del bastion B1, una gran cavidad (3.5m(L) x 2.0m(W)) ocurrio y muchas grietas y eflorescencia se observo en la losa de concreto. - Grietas ocurren en dos (2) direcciones (direccion longitudinal y transversal) con un rango de ancho de entre 0.3 a 0.4 mm - Los remaches en las uniones entre diafragmas y largueros se han perdido o reparado, en algunas placas de juntas hay grietas. - Decoloracion y oxidación se observaron en los apoyos. - Hay condiciones muy sucias alrededor de los apoyos.
Subestructura	<ul style="list-style-type: none"> - No se observo ningun daño en especial
Fundación	<ul style="list-style-type: none"> - No se observo ningun daño en especial

**Tabla 10.1.9. Resultado de la Inspección Visual para Puente Rio Azufrado
 (Ruta No.1, Puente No.7)**



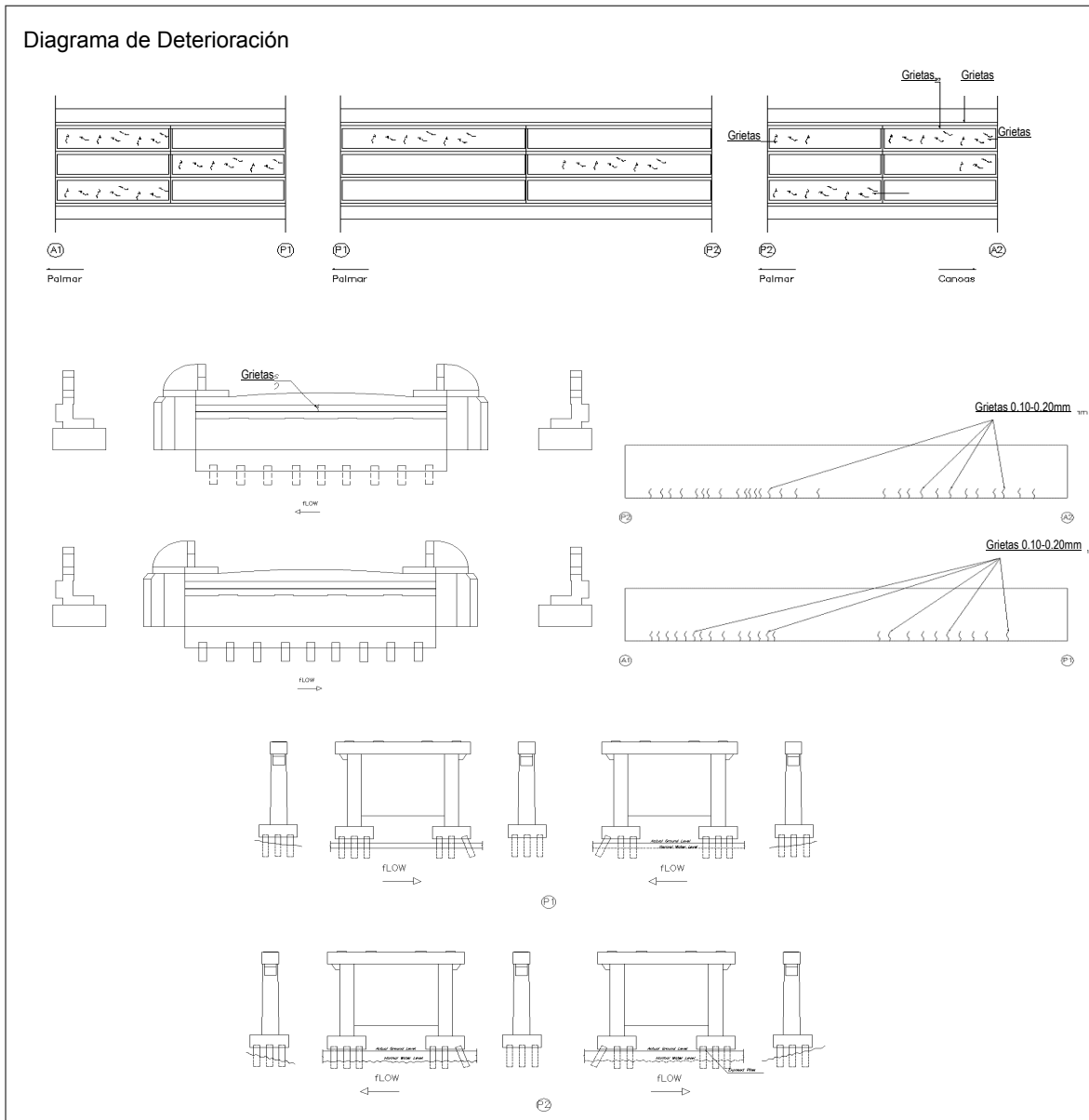
Accesorios	- La baranda fue dañada por un accidente de tráfico.
Superestructura	- Muchas grietas y eflorescencia se observó en la losa de concreto. - Grietas ocurren en dos (2) direcciones (dirección longitudinal y transversal) con un rango de ancho de entre 0.2 a 0.3 mm - Refuerzo expuesto causado por la corrosión se observó en las losas en voladizo. - En el lado de la viga, muchas grietas se observaron en la porción superior de la viga. Esas grietas son en dirección horizontal a intervalos de 50cm y con un rango de espesor de entre 0.2 a 0.3 mm.
Subestructura	- Algunas grietas fueron observadas en la Pila No 2. - No hay bastión. Solo hay un diafragma al final del puentes, la cual protege el terreno. Por lo que las vigas de los tramos laterales son en voladizo.
Fundación	- No se observó ningún daño en especial

**Tabla 10.1.10. Resultado de la Inspección Visual para Puente Rio Puerto Nuevo
 (Ruta No.2 Puente No.12)**



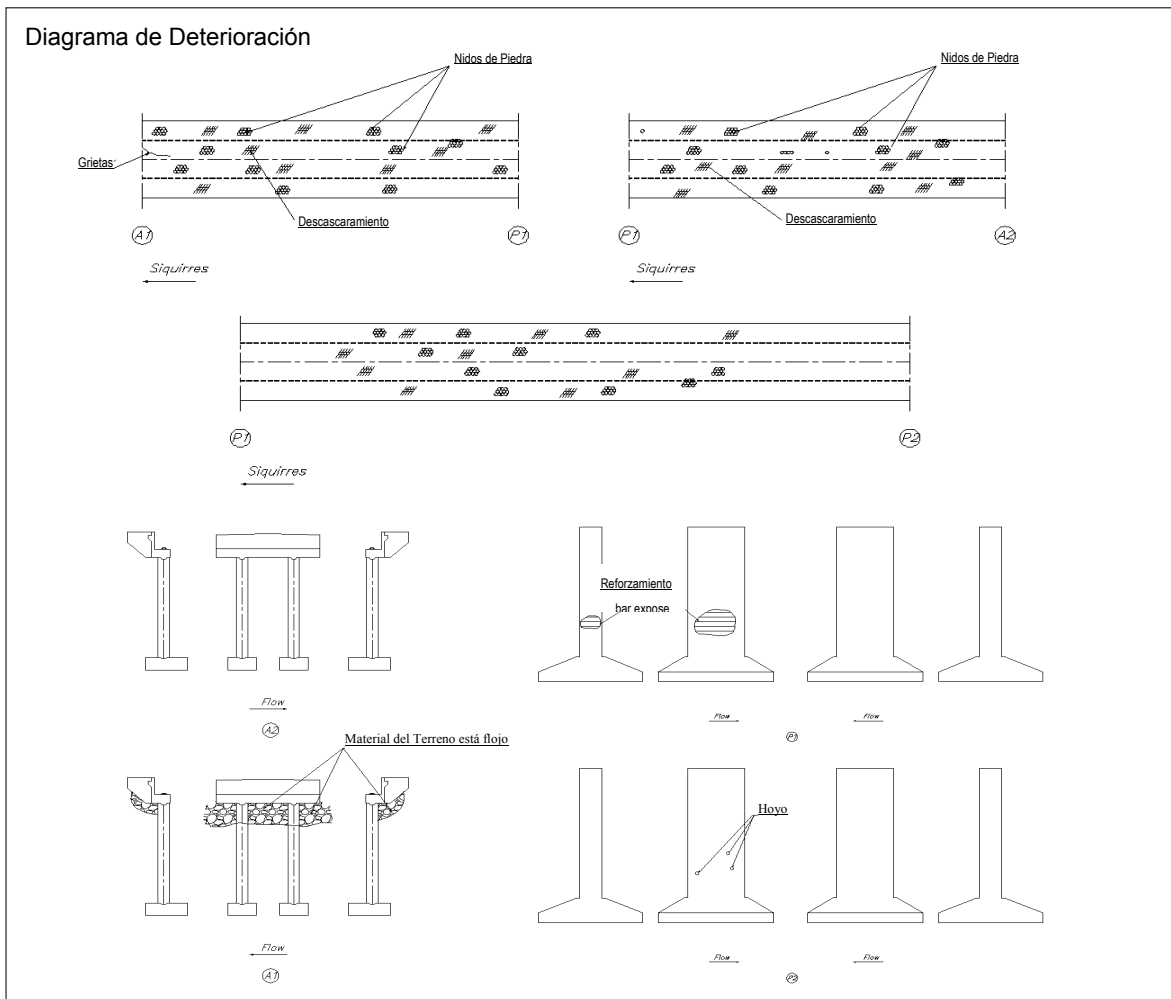
Accesorios	<ul style="list-style-type: none"> - Las Juntas de Expansión en ambos Bastiones están cubiertas por la sobrecapa de concreto asfáltico (5cm de espesor). - No hay junta de expansión en la Pila No.2 y No.4. Hay espacios de expansión (20mm) - No hay pavimento en la losa. Los vehículos circulan directamente en la losa - Se observó filtraciones de agua en las juntas.
Superestructura (Viga de concreto)	<ul style="list-style-type: none"> - Hay grietas con espesor de 0.3mm en las vigas internas cerca del Bastion B2. En las vigas exteriores no se observaron grietas. - En la losa, se observaron grietas en dirección diagonal con un espesor de entre 0.2 y 0.3 mm.
Superestructura (Vigas de Acero)	<ul style="list-style-type: none"> - En la losa, ocurren grietas en dos (2) direcciones (longitudinal y transversal) con intervalos de 50 cm con un espesor de entre 0.2 y 0.3 mm - Descascaramiento de la pintura se observó en las vigas y diafragmas.
Subestructura (Pila)	<ul style="list-style-type: none"> - Se observaron grietas verticales en todas las pilas, y en la viga de la Pila No.3, se observaron grietas horizontales. - Parte superior de la Pila No.2 tiene condiciones húmedas, ya que hay filtraciones por las juntas de la superestructura.
Subestructura (Bastion)	<ul style="list-style-type: none"> - El talud alrededor del Bastion colapsó - Hay tierra acumulada en la base del apoyo.
Fundación	<ul style="list-style-type: none"> - No se observó ningún daño en especial

**Tabla 10.1.11. Resultado de la Inspección Visual para Puente Rio Nuevo
 (Ruta No.2, Puente No.16)**



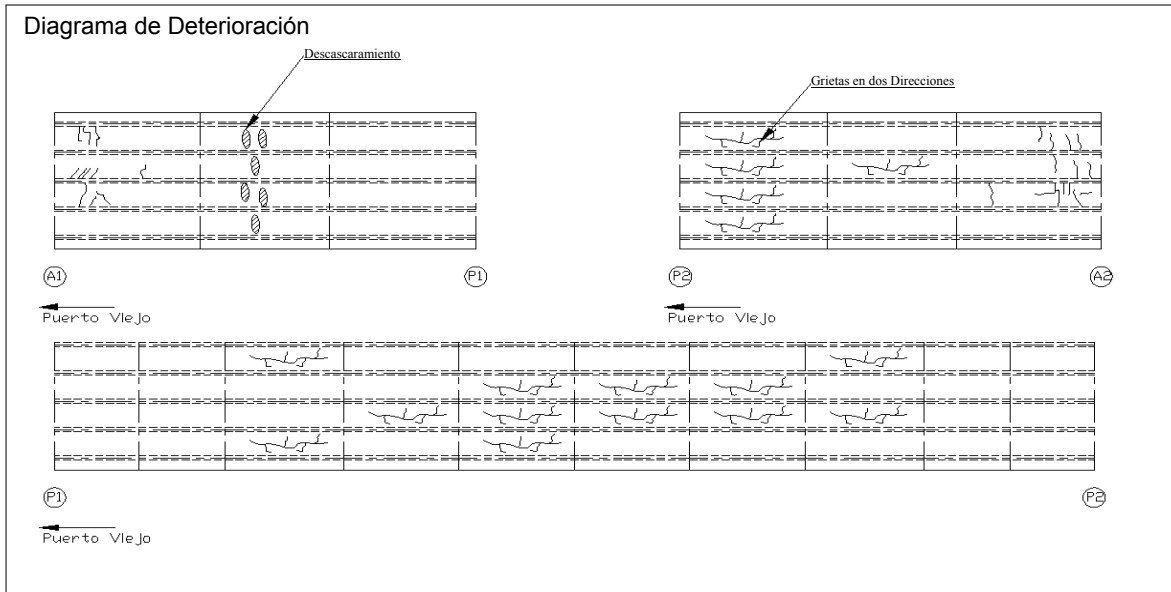
Accesorios	<ul style="list-style-type: none"> - Capas (5 cm de espesor) se colocaron directamente sobre el pavimento anterior (la carga muerta del pavimento se incremento) - Se observaron filtraciones de agua en las juntas de expansion
Superestructura	<ul style="list-style-type: none"> - Se observaron grietas en la losa de concreto con un rango de espesor de entre 0.15 y 0.25 mm. - En la parte baja de la viga, se observaron muchas grietas. Su rango de espesor es de entre 0.1 y 0.2mm. Esas grietas ocurren en la direccion horizontal y algunas van con un intervalo de 50cm con un espesor de entre 0.2 y 0.3 mm. - Se observo corrosion y oxidacion en el apoyo. - Hay condiciones muy sucias alrededor de los apoyos.
Subestructura	<ul style="list-style-type: none"> - No se observo ningun daño en especial
Fundación	<ul style="list-style-type: none"> - El cauce esta socavado y ha bajado mas de 3m, por lo que en las pilas No.1 y No.2 estan expuestas mas de 2m.

**Tabla 10.1.12. Resultado de la Inspección Visual para Puente Rio Chirripo
 (Ruta No.4, Puente No.17)**



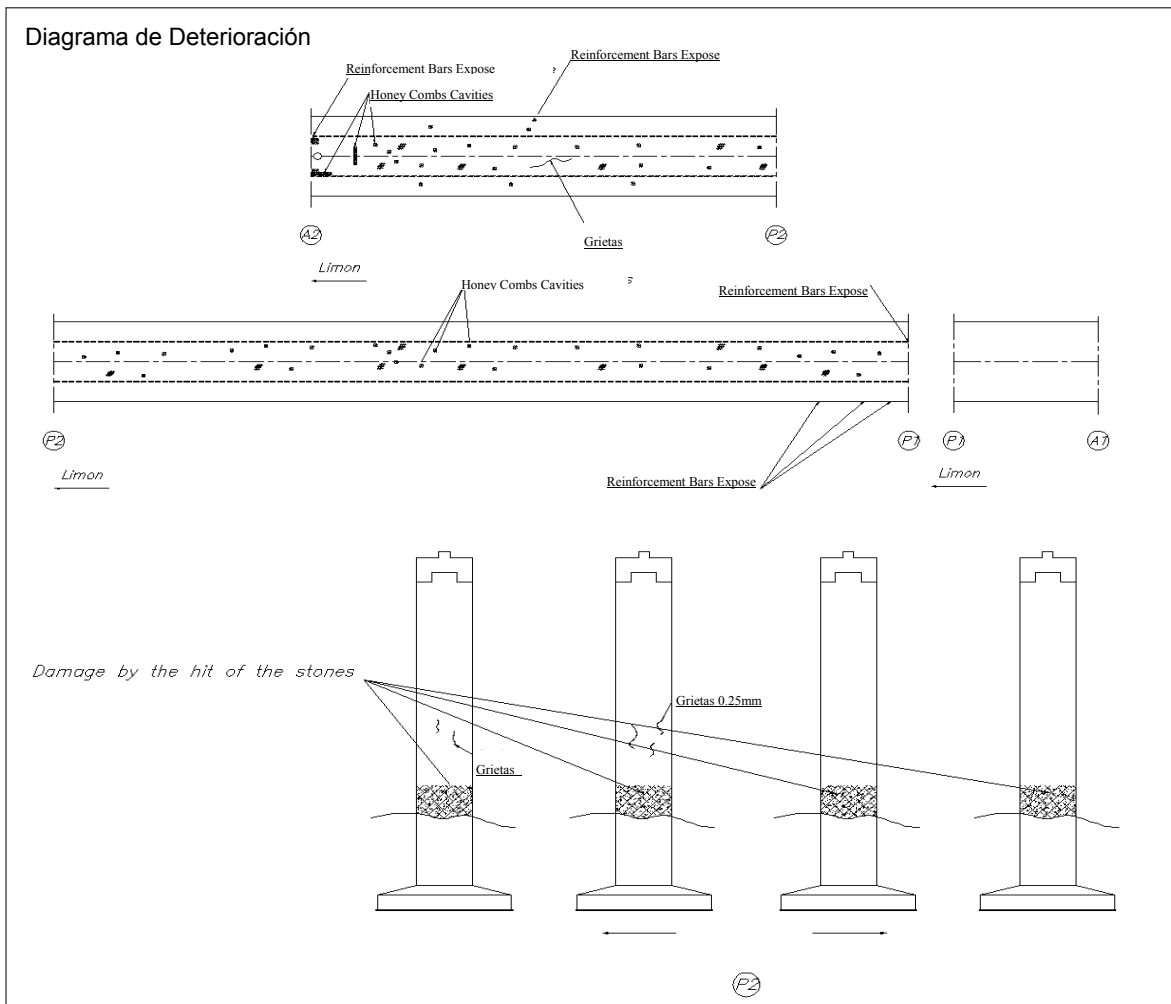
Accesorios	<ul style="list-style-type: none"> - Las juntas de expansion se dañaron y cubrieron con capas de concreto asfáltico. - Se romovio el pavimento y la supercicie de la losa se ve en algunos lugares - Hay deposito de tierra a ambos lados de la superficie y crecen plantas en los drenajes
Superestructura	<ul style="list-style-type: none"> - En el tramo intermedio (P1 a P2) se observo deformacion - Se observaron giretas en la parte alta de las vigas cerca del bastion B2 - Eflorescencia se observo en las juntas de construccion en la parte baja de la losa cerca de la pilar No1 - Se observo descascaramiento del concreto y se observo un hueco en la parte baja de la losa por el agua que drena en el interior del cajon. - Se observo un hueco que corresponde a un nucleo extraido y no fue reparado - Se observaron algunos defectos constructivos (nidos de piedra, formaleta no removida, etc).
Subestructura	<ul style="list-style-type: none"> - Se observaron filtracione de agua en las juntas de expansion esto da a condiciones humedas en los apoyos. - La superficie de la pila esta dañada por el golpe de rocas, se observo acero expuesto en la Pila No2. - Se observaron algunos juegos de nucleos extraidos en la Pila No.1 los cuales no han sido reparados
Fundación	<ul style="list-style-type: none"> - Se observo una pequeña socavación

**Tabla 10.1.13. Resultado de la Inspección Visual para Puente Rio Sarapiquí
 (Ruta No.4, Puente No.19)**



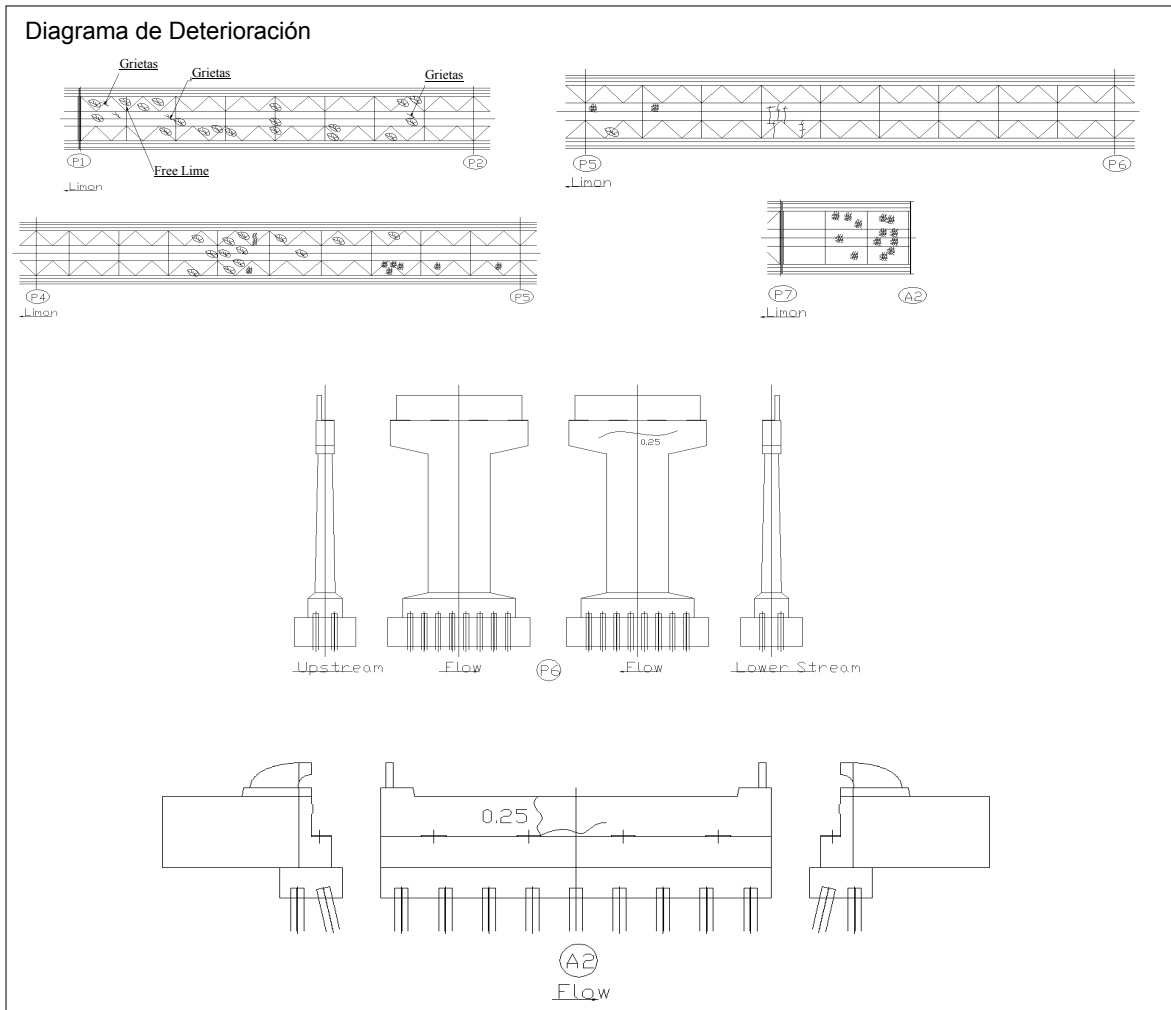
Accesorios	<ul style="list-style-type: none"> - Las juntas de expansión en ambos bastiones estan cubiertas (5cm de espesor) de concreto asfáltico y estas no hacen ningun trabajo. - Cuando vehiculos esados pasan por la mitad del puentes, la parte del extremo se levanta. - Se observó filtraciones de agua en las juntas de expansión
Superestructura	<ul style="list-style-type: none"> - En la losa, se observan grietas en la direccion transversal con un espesor de 0.2mm. - Decoloración, oxidación y descascaramiento de la pintura se observó en todos los miembros y en algunas partes, se observó corrosión. - Se observó reducción de la sección transversal por corrosión en la viga principal. - Se observó deformación en la viga principal - Decoloración y oxidación se observo en los apoyos. - Hay condiciones muy sucias alrededor de los apoyos.
Subestructura	<ul style="list-style-type: none"> - No se observó ningun daño en especial
Fundación	<ul style="list-style-type: none"> - Se observó una pequeña socavación.

**Tabla 10.1.14. Resultado de la Inspección Visual para Puesto Río Sucio
 (Ruta No.32, Puesto No.20)**



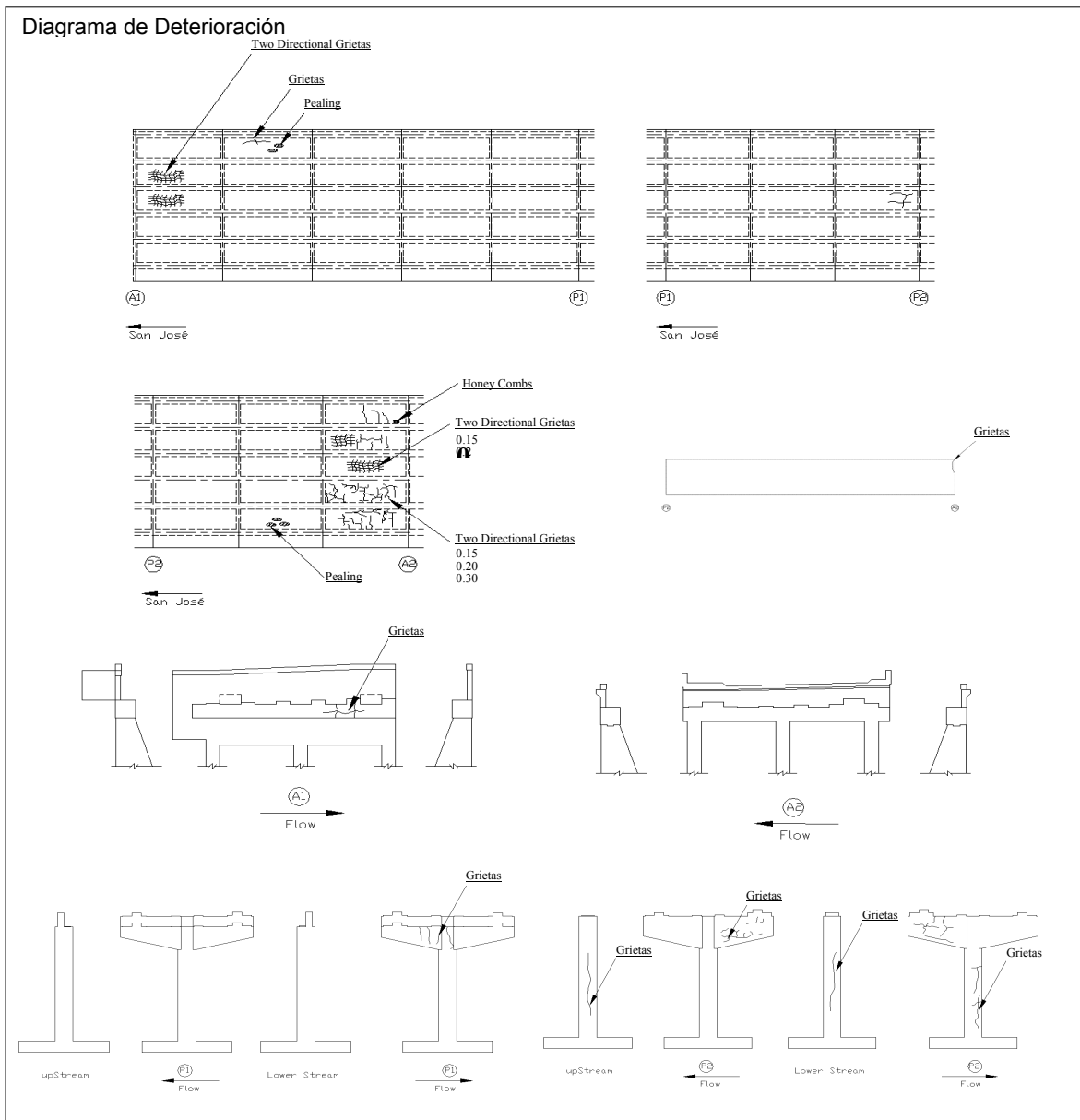
Accesorios	- Las juntas de expansion estan dañadas y cubiertas por capas de concreto asfáltico.
Superestructura	- Se observó eflorescencia y acero espuesto en la parte baja de la losa - Se observó descascaramiento del concreto cerca de un agujero de drenaje en la parte baja dentro de la viga cajón. - Se observaron defectos constructivos (nidos de piedra, formaleta no removida, etc.). - Se destacan acumulaciones de concreto, deben ser cortadas y cubiertas con mortero o concreto.
Subestructura	- Se observaron algunas grietas en al Pila No.2. - Se observaron filtraciones de agua en las juntas de expansion en el bastion No.2 las condiciones del soporte son humedas. - La superficie de la Pila esta dañada por el ataque de rocas. La profundidad maxima del descascaramiento del concreto es de 10cm.
Fundación	- Se observó una pequeña socavacion.

**Tabla 10.1.15. Resultado de la Inspección Visual para Puente Rio Chirripo
 (Ruta No.32, Puente No.26)**



Accesorios	- Las juntas de expansión en ambos bastiones están cubiertas por capas de concreto asfáltico (5cm de espesor). Y ellas no estan trabajando.
Superestructura	- Las vigas de continuidad se desplazaron 10cm del lado de Limon y aguas arriba.
	- El final de la viga de continuidad esta golpeando la Pila No.1
	- Los tramos laterales, los cuales son un tramo simple, estan soportados temporalmente por una pila de viga H
	- En algunas partes de la losa, se obseraron grietas en dos direcciones (longitudinal y transversal) y sus espesores son de entre 0.2 y 0.3 mm.
	- Se observaron filtraciones de agua en las juntas de la losa de concreto
	- Todos los soportes estan quebrados
Subestructura	- Se observaron grietas horizontales en algunas pilas.
	- Hay tierra acumulada en la base de los apoyos.
Fundación	- Se observó una pequeña socavacion.

**Tabla 10.1.16. Resultado de la Inspección Visual para Puente Rio Torres
 (Ruta No.218, Puente No.29)**



Accesorios	<ul style="list-style-type: none"> - Los tubos de la barande se perdieron - Las juntas de expansion se dañaron y se cubreiron con capas de concreto asfaltico.
Superestructura	<ul style="list-style-type: none"> - Se observaron grietas en dos direcciones en la losa. El rango de espesor de ellas es de entre 0.15 y 0.3 mm.
Subestructura	<ul style="list-style-type: none"> - Se observaron muchas grietas en los diafragmas en la pila No.1 en la columna de la pila No.2 y en el Bastion B2. - El ancho de la base del soporte es muy pequeño
Fundación	<ul style="list-style-type: none"> - Se observo socavacion en la Pila No.1

2) Resistencia del Concreto y Espesor de los Miembros de Acero

a) Resistencia del Concreto

De acuerdo con las “Notas Generales” de los planos originales, el concreto de las superestructuras es de clase “A” para los puentes localizados en la Ruta 1 y Ruta 2. Mas aun, en el puente sobre el Río Sarapiquí, las Notas Generales indican que es de clase “A”, el cual esta diseñado para resistir 210kg/cm^2 ($f_c' = 210\text{kg/cm}^2$). En el puente sobre el Río Chirripó y el puente sobre el Río Sucio, aunque la resistencia del concreto no esta indicada claramente para sus superestructuras en sus planos, es fácil de suponer, leyendo la información de otros puentes del mismo tipo y año de construcción, la resistencia a la compresión a la que fueron diseñados es de 350kg/cm^2 .

La resistencia del concreto ha sido examinada con dos (2) tipos de métodos de prueba, uno es el método del Martillo Schmidt, el otro es el Método de Pruebas de Compresión utilizando núcleos de concreto, tomados de las partes de puente para confirmar la resistencia actual del concreto. El Método del Marrillo Schmidt fue realizado tres (3) o cuatro (4) veces en todos los 10 puentes y los núcleos de concreto fueron extraídos en los 3 sitios de puentes abajo mencionados.

- Puente sobre el Río Azufrado (No.7, Butano.1) : Pila No.2 aguas arriba
- Puente sobre el Río Sarapiquí (No.19, Ruta4) : Bastión No2
- Puente sobre el Río Sucio (No.20, Ruta 32) : Superestructura (P1)

La figura 10.1.6 muestra los resultados de ambas pruebas apesar de que ambos resultados de las pruebas son casi los mismos que las del puente sobre el Río Sarapiquí y el puente sobre el Río Sucio. En el puente sobre el Río Azufrado, se presenta una diferencia grande. Generalmente, la resistencia a la compresión dada por el Método del Martillo Schmidt tiende a ser del lecturas mayores que las pruebas de compresión de los núcleos las condiciones de la composición de la superficie por ejemplo el tamaño de la arena y lo agregados, la edad de los materiales del concreto son factores dominantes en los resultados en el Método del Martillo Schmidt.

La resistencia del concreto es generalmente gobernada por la resistencia de la pasta de cemento. De acuerdo con, la resistencia del concreto, ésta tiende a incrementar bajo condiciones de humedad y con los años crece. Sin embargo, la dureza de la superficie del concreto en condiciones secas tiende a ser mayor que cuando esta en condiciones húmedas.

En el puente sobre el Río Azufrado, el cual esta localizado en la ruta 1 cerca de la frontera con Nicaragua, la inspección detallada fue llevada a cabo en temporada seca cuando el concreto esta en condiciones secas. Por otra parte, los puentes sobre los Ríos Sarapiquí y Sucio están localizados cerca de un área de bosque lluvioso. Más aun, el puente sobre el Río Azufrado fue construido en 1953, lo cual significa que es más viejo que los otros dos puentes. Esta es la razón de la diferencia observada entre las dos pruebas.

Esos resultados de ambas pruebas de compresión condensan la resistencia a la compresión actual encontrada en las resistencias especificadas en las Notas Generales de los planos originales, y no hay problemas con respecto a la resistencia del concreto de los 10 puentes.

Simultáneamente a la implementación de las pruebas de compresión de los “Núcleos”, las pruebas del Modulo de Elasticidad Estática fueron realizados utilizando núcleos de concreto extraídos del puentes sobre el Río Sucio. Este resultado esta mostrado en la Tabla 10.1.17.

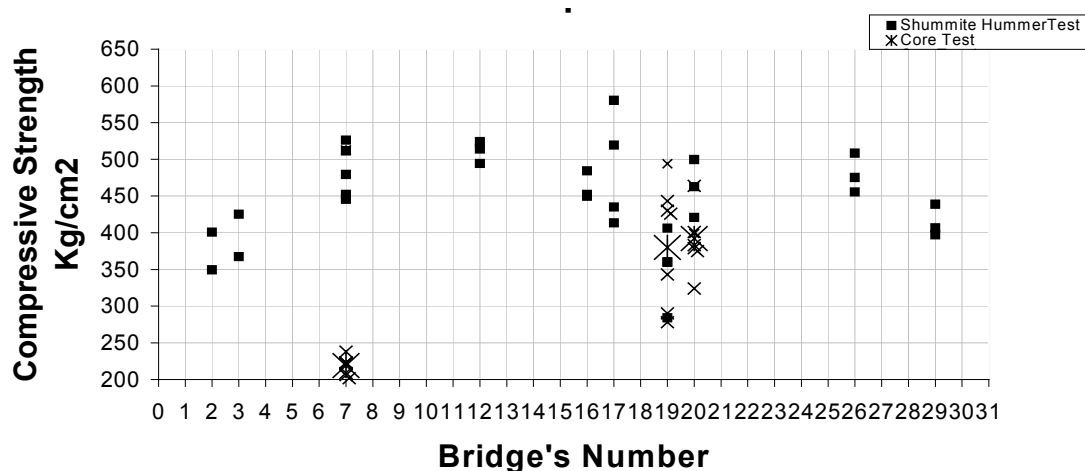


Figura 10.1.6. Resultado de Pruebas de Compresión

Table 10.1.17. Prueba de Modulo de Elasticidad Estática de Concreto en Compresión

No.	Modulo de Elasticidad Estática (kg/cm ²)	Resistencia a la Compresión (Kg./cm ²)
1	447,013	383
2	442,337	380
3	488,416	465
4	591,419	324
5	469,100	400
Promedio	487,657	390

b) Espesor de los miembros de Acero

Dado a que en el MOPT hay poca información referente a las dimensiones de los miembros del puente sobre el Río Abangares, la dimensión de cada miembro fue medida en su totalidad en el sitio esto para establecerlo en los métodos de análisis. Los resultados de las medidas están adjuntos en el Apéndice 7 como resultados de Inspección Detallada.

3) Carbonatación

La prueba de carbonatación fue llevada a cabo en los 10 puentes. Los resultados indican que el puente sobre el Río Aranjuez (No.2) en la ruta 1 es el puente más afectado por carbonatación como lo muestra la Tabla 10.1.18. Los resultados muestran y enlistan que los puentes en la ruta 1 tienden a ser afectados de forma más severa que en los de las otras rutas. Los puentes en la ruta 32 son los siguientes en la lista y le siguen los de la ruta 4 y por último el de la ruta 218. Los puentes en la ruta 2 no están afectados. Esto refleja que la influencia de la carbonatación es aparentemente proporcional al volumen de tráfico.

Tabla 10.1.18. Resultados de Pruebas de Carbonatación

Ruta	Puente		Lugar	Profundidad (cm)	Promedio (cm)
	No.	Nombre			
1	2	Río Aranjuez	Bastión No.1	6.06	4.945
			Pila No.1	3.83	
	3	Río Abangares	Bastión No.2	3.75	3.175
			Pila No.2	2.6	
	7	Río Azufrado	Pila No.2	3.57	3.230
Viga			2.89		
2	12	Río Puerto Nuevo	Bastión No.2	0.6	0.433
			Pila No.1	0.4	
			Pila No.4	0.3	
	16	Río Nuevo	Bastión No.1	0.1	0.433
			Pila No.1	1	
4	17	Río Chirripó	Bastión No.1	1.5	1.050
			Bastión No.2	0.6	
	19	Río Sarapiquí	Bastión No.1	0.1	0.100
			Bastión No.2	0.1	
32	20	Río Sucio	Pila No.1	1.5	1.567
			Pila No.2	1.8	
			Viga Cajón	1.4	
	26	Río Chirripó	Pila No.2	4.53	1.510
			Pila No.5	0	
			Pila No.6	0	
218	29	Río Torres	Pila No.2	1.2	0.800
			Viga	0.4	

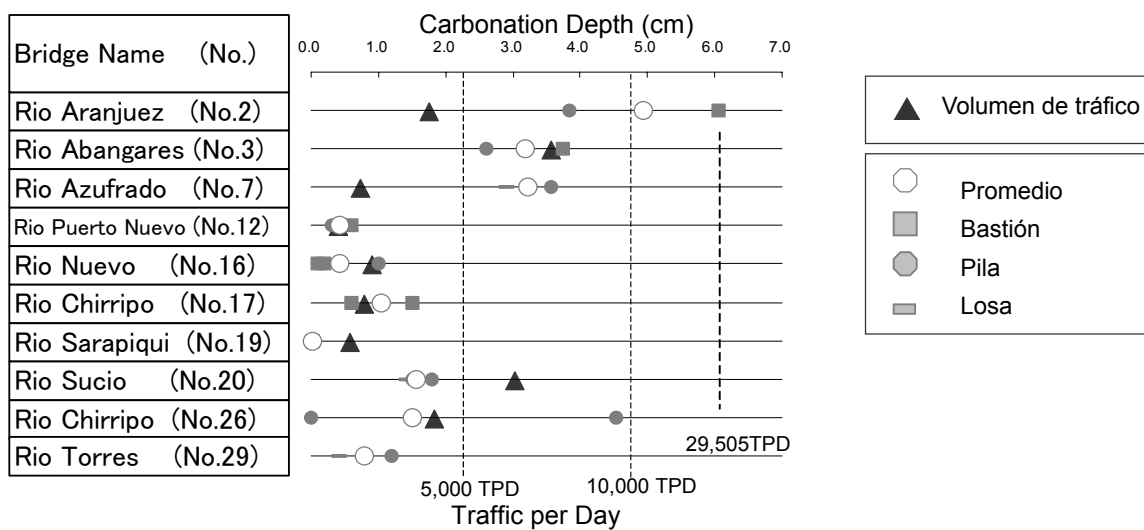


Figura 10.1.7. Resultados de Pruebas de Carbonatación

4) Deformación de las Vigas

El equipo de campo del MOPT y el equipo de Estudio en conjunto midieron la Deformación de las Vigas en el Puente sobre el Río Chirrido (No.17). La Figura 10.1.8 muestra los resultados del estudio. La deformación en el puente sobre el Río Chirripó presenta cerca de entre 10 y 15cm en la mitad del tramo central entre P1 y P2, y la diferencia entre la pila y el bastión es de alrededor de 20 a 22cm. De acuerdo con los planos de diseño de este puente, la diferencia de altura entre los niveles posicionados en la pila al bastión es de 22cm. Por lo tanto, el gradiente del tramo lateral es casi el mismo al de los planos originales.

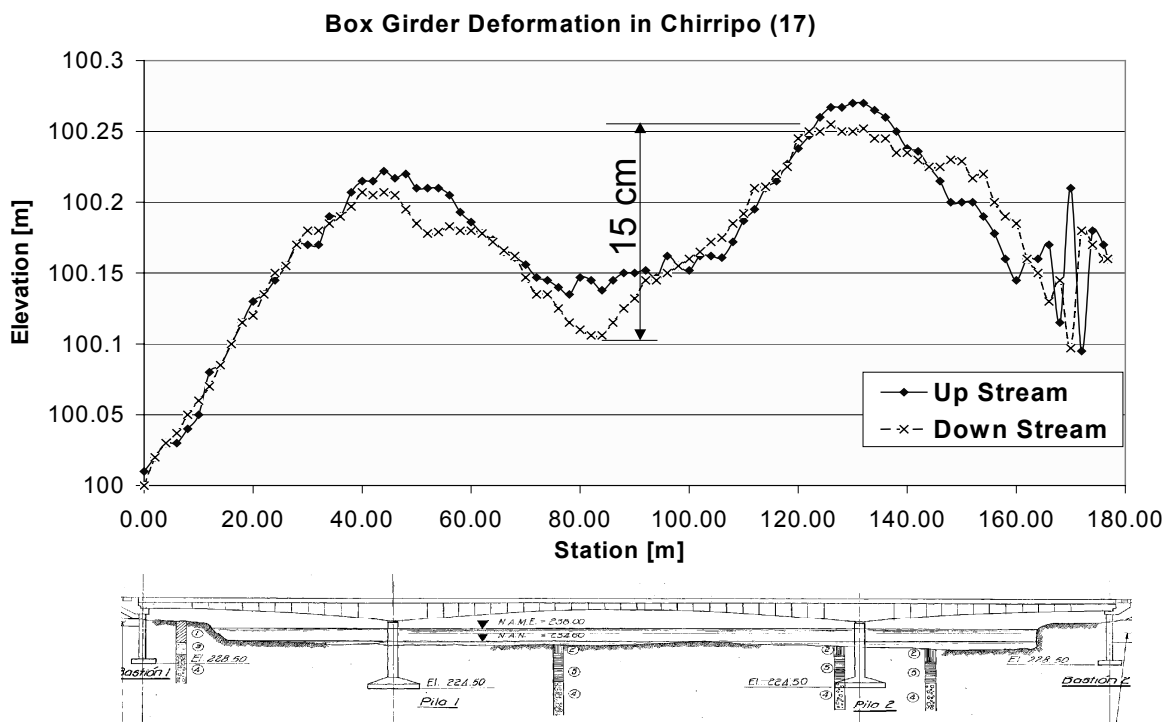


Figura 10.1.8. Deformación de las Viga Cajón en el Puente sobre el Río Chirripó (No.17)

10.1.5 Análisis de Capacidad de Carga del Puente

1) Metodología del Análisis

Con el fin de examinar la capacidad o la estabilidad de los 10 puentes contra la carga viva actual (HS20+25%) así como cargas de sismo, cargas de trabajo o esfuerzo de trabajo debe ser analizado por computadora para los miembros principales y compararlos con las fuerzas resistentes o esfuerzos admisibles.

Antes de computarizar la carga de trabajo o el esfuerzo de trabajo, se deben coleccionar los planos necesarios para hacer el modelo de análisis. Casi todos los planos de los 10 puentes están en el MOPT y tiene la suficiente información para hacer el modelo de análisis. Sin embargo, no hay suficiente información disponible en los planos del puente sobre el Río Abangares para hacer el modelo. Además, los planos del puente sobre el Río Chirripó y el Río Sucio no están disponibles en el MOPT.

En el caso del puente sobre el Río Abangares, la información adicional sobre las formas de los miembros fue investigada por el MOPT y el Equipo de Estudio con las medidas de los espesores y dimensiones de algunos miembros, los cuales eran requeridos para realizar el modelo. Y en el caso del puente sobre el Río Chirripó, la información necesaria para analizar las cargas de trabajo o esfuerzos de trabajo fueron obtenidos de los planos del puente sobre el Río Virilla que es de el mismo tipo y misma dimensión

Análisis de salida incluyendo puentes a ser analizados y métodos de evaluación son mostrados a continuación.

Tabla 10.1.19. Contorno del Análisis y Método de Evaluación

Estandar		AASHTO (17 th Edicion 2002)		
Carga	Carga Muerta	Diseño Original ; Planos Originales Nueva Carga Viva ; Planos Originales +Pavimento Asfáltico (5 cm)		
	Carga Viva	Diseño Original ; HS15 or HS20 Ultima Carga Viva ; HS20+25%		
	Carga Sismica	El Código Sísmico de Costa Rica		
Programa de computacino		SAP2000		
Analiis Puente	Vigas de Acero	Losa Cercha de Puente		Rio Aranjuez Puente (No.2)
		Puente de Cercha		Rio Abangares Puente (No.3)
		Viga I	Compuesto	Rio Puerto Nuevo Puente (No.12)
			Continuo	Rio Chirripo Puente (No26)
		Viga Gerber	Rio Sarapiqui Puente (No19)	
	Viga de concreto	Losa de CR		Rio Nuevo Puente (No.16)
		CR Rígido		Rio Azufrado Puente (No.7)
		PC Viga I		Rio Torres Puente (No.29)
		PC Viga Cajón		Rio Chirripó Puente (No.17)
	Método de Evaluación	Superestructura	-Puente Cercha	
-Viga I Compuesta			Compara el esfuerzo de trabajo con el permisible especificado en AASHTO (17 th Edition 2002)	
-Viga PC				
.Puente CR			Compara la fuerza de trabajo con la fuerza resistente	
-Viga I de acero				
Método de Evaluación	Subestructura	Compara la fuerza de trabajo con la fuerza resistente		
	Fundación	Fundación Extendida	La estabilidad fue evaluada por la excentricidad de carga Normal : $e < B/6$ Sismo : $e \leq B/3$ e : Excentricidad de Carga B : Ancho de Fundación	
		Fundación con Pilotes	Calcular la reaccion del pilote para la fuerza axial y evaluar por comparación con la capacidad de fuerza axial	

2) Resultado del Análisis

a) Losa

Los resultados del análisis para las losas de los 10 puentes son mostrados en la Tabla 10.1.20. Esta tabla da la condición de capacidad de carga de la losa contra la carga viva, esta es HS20+25%, y es resumida abajo.

- De acuerdo al análisis computacional, la fuerza de trabajo obtenida con la nueva carga viva (HS20+25%) esta en un rango de entre 20% a 30% mayor a la capacidad de carga de diseño de la losa con HS15 de la carga viva en las rutas No.1 y No.2.
- Suponiendo que la losa fue diseñada originalmente con HS20, esto seria menos que la capacidad de carga de la losa.

Tabla 10.1.20. Resultado del Análisis de la Losa

Route	Bridge No.	Bridge Name	Original Condition					M(HS20+25%) +Pavement(5cm) (ft-kip)	Capacity Mc (ft-kip)	Required thikness of slab (cm)	M(HS20+ 25%)/MC	Damage Condition	year	Traffic Volume
			Live Load	Span Length (m)	Thickness (cm)	Re-bar area (cm2/m)	M (ft-kip)							
1	2	Rio Aranjues	HS-15	1.951	17.78	11.13	2.9	4.6	3.4	24.1	1.35	×	1955	4,000
	3	Rio Abangares (129ft Bridge)	HS-15	1.372	16.51	11.13	2.1	3.5	3.1	18.6	1.13	× ×	1953	8,120
		Rio Abangares (200ft Bridge)	HS-15	1.372	16.51	11.13	2.1	3.4	3.1	18.1	1.10	×	1953	8,120
	7	Rio Asufrado	HS-15	1.707	16.51	11.13	2.5	4	3.1	21.3	1.29	×	1955	1,660
2	12	Rio Puerto Nuevo (Steel Bridge)	HS-15	1.585	17.78	11.13	2.4	3.8	3.4	19.9	1.12	△	1961	930
		Rio Puerto Nuevo (Concrete Bridge)	HS-15	1.707	16.51	11.13	2.5	4	3.1	21.3	1.29	○	1961	930
	16	Rio Nuevo	HS-15	1.707	16.51	11.13	2.5	4	2.97	22.2	1.35	○	1961	2,060
4	17	Rio Chirripo	HS-20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1978	1,800
	19	Rio Sarapiquí	HS-20	1.219	17	11.13	2.5	3.1	3.1	17.0	1.00	○	1978	1,330
32	20	Rio Sucio	HS-20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1978	6,900
	26	Rio Chirripo	HS-20	1.89	17	16.49	3.7	4.5	4.7	16.3	0.96	○	1978	4,185
218	29	Rio Trres	HS-20	1.554	18	15.34	3.1	3.8	6.3	10.9	0.60	×	1980	29,505

Note:
 XX : observed holl and two direction crack with 30 cm space
 X : observed two direction crack with 30 cm space
 △: observed two direction crack with 50 cm space
 ○: observed one direction crack

b) Marco Principal y Sistema de Cubierta en Puentes de Cerchas

Las fuerzas de trabajo de cada miembro son mostradas en la Tabla 10.1.21, en la cual tanto HS20+25% como la antigua carga viva (HS15 o HS20) son consideradas en el diseño de la carga viva. La tabla indica la condición de las fuerzas de trabajo con las cargas HS20+25% las cuales son resumidas abajo.

- En el caso del puente sobre el Río Aranjuez
 Los miembros en compresión presentan problemas. Especialmente cada fuerza de trabajo en los miembros y en los miembros verticales del Marco Principal es entre un 30% a un 50% mayor que la fuerza resistente. Y la fuerza de trabajo del Sistema de Cubierta, como los es las vigas de cubierta y los largueros entre un 15% mayor que la fuerza resistente. Algunos otros miembros también son mayores que la fuerza resistente.

➤ En el caso del puente sobre el Río Abangares

Los miembros en compresión también presentan problemas. Las fuerzas de trabajo del Sistema de Cubierta son entre un 30% y 50% mayor a la fuerza resistente, los otros miembros están bien. Dando este Tipo de Puente en Curso, hay diferentes tendencias en el comportamiento del puente sobre el Río Aranjuez, el cual es un Puente Tipo Losa.

Tabla 10.1.21. Resultado del Análisis de la Superestructura (Armadura)

Route	Bridge No.	Bridge Name	Member	Original Condition			(HS20+25%) +Pavement(5cm)		Capacity		M(HS20+25%)/MC	V(HS20+25%)/VC	year	Traffic Volume
				Live Load	M (ft-kip) or T(kip)	V (Ksi)	M (ft-kip) or T(kip)	V (Ksi)	Mc (ft-kip) or Tc(kip)	Vc (Ksi)				
1	2	Rio Aranjuez	Floor Beam	HS-15	210	40	300	60	265.3	126.2	1.13	0.48	1955	4,000
			Exterior beam	HS-15	99.6	27.4	156.6	43.2	148.7	84.8	1.05	0.51		
			Interior Beam	HS-15	110	30.1	170.1	46.9	148.7	84.8	1.14	0.55		
			Truss(Top)max	HS-15	109	-	139	-	647	-	0.21	-		
			Truss(Top)min	HS-15	-124	-	-161	-	-499	-	0.32	-		
			Truss(Vretical)max	HS-15	-252	-	-303	-	-299	-	1.01	-		
			Truss(Vretical)min	HS-15	-319	-	-413	-	-299	-	1.38	-		
			Diagonal Smax	HS-15	211	-	269	-	261	-	1.03	-		
			Diagonal Smin	HS-15	-147	-	-162	-	-157	-	1.03	-		
			Diagonal Cmax	HS-15	91	-	112	-	176	-	0.64	-		
			Diagonal Cmin	HS-15	-57	-	-84	-	-85	-	0.99	-		
			Truss(Lower S)max	HS-15	-230	-	-271	-	-252	-	1.08	-		
			Truss(Lower S)min	HS-15	-294	-	-378	-	-252	-	1.50	-		
			Truss(Lower C)max	HS-15	184	-	237	-	288	-	0.82	-		
	Truss(Lower C)min	HS-15	-191	-	-250	-	-207	-	1.21	-				
	3	Rio Abangares (129ft Bridge)	Floor Beam	HS-15	573	52	861	79	761	189	1.13	0.42	1953	8,120
			Exterior beam	HS-15	-	-	-	-	-	-	-	-		
			Interior Beam	HS-15	102	26	158	40	119	71.8	1.33	0.56		
			Truss(Top)max	HS-15	-	-	-	-	-	-	-	-		
			Truss(Top)min	HS-15	-	-	-	-	-	-	-	-		
			Truss(Lower)max	HS-15	-	-	-	-	-	-	-	-		
			Truss(Lower)min	HS-15	-	-	-	-	-	-	-	-		
		Rio Abangares (200ft Bridge)	Floor Beam	HS-15	700	65	1047	100	818	282	1.28	0.35		
			Exterior beam	HS-15	-	-	-	-	-	-	-	-		
			Interior Beam	HS-15	151	31	231	48	166	94	1.39	0.51		
			Truss(Top)max	HS-15	-540	-	-600	-	-610	-	0.98	-		
			Truss(Top)min	HS-15	-620	-	-700	-	-610	-	1.15	-		
Truss(Lower)max			HS-15	300	-	310	-	362	-	0.86	-			
Truss(Lower)min	HS-15	250	-	250	-	362	-	0.69	-					
Diagonalmax	HS-15	-	-	-	-	-	-	-	-					
Diagonalmin	HS-15	-	-	-	-	-	-	-	-					

Nota 1) "+"; Tensión, "-"; Compresión

2) Los lugares coloreados son en los que las fuerza de de trabajo es mayor a la fuerza resistente

3) es más que un 30%

c) Puentes de Vigas de Acero I

El análisis de los resultados de los Puentes de Vigas de Acero I es mostrado en la Tabla 10.1.22. La tabla indica la condición de capacidad de carga de los Puentes de Vigas de Acero Tipo I contra la nueva carga viva (HS20+25%) y resume las condiciones de esfuerzo en la tabla a continuación.

- Cuando la carga viva de diseño fue considerada como HS15 y calculada con la nueva carga viva (HS20+25%), la fuerza de trabajo en las vigas de Hacer I y el esfuerzo de trabajo en los Componentes de Vigas de Acero I es de 30% a 50% mayor que la capacidad de carga de ambos tipos de vigas.
- Cuando la carga viva de diseño fue considerada como HS20, esta es 10% mayor que la capacidad de carga de ambos tipos de vigas.
- En el puente sobre el Río Puerto Nuevo, su esfuerzo de trabajo es mas grande que el esfuerzo permisible aun cuando la carga viva de diseño original fue HS15.

Tabla 10.1.22. El Resultado del Análisis de la Superestructura (Vigas de Acero I)

Vigas de Acero I no Compuestas

Route	Bridge No.	Bridge Name	Member	Original Condition			(HS20+25%) +Pavement(5cm)		Capacity		M(HS20+25%)/MC	V(HS20+25%)/VC	year	Traffic Volume
				Live Load	M (ft-kip)	V (Ksi)	M (ft-kip)	V (Ksi)	Mc (ft-kip)	Vc (Ksi)				
2	12	Rio Puerto Nuevo (70ft Span)	Interior Beam	HS-15	1247	75	1730	105	1263	329	1.37	-	1961	930
			Exterior beam	HS-15	1130	63.2	1591	97	1350	331	1.18	-		
4	19	Rio Sarapiquí (Pier suport)	Interior Beam	HS-15	2674	143	3243	165	2910	394	1.11	0.418782	1969	1,330
32	26	Rio Chirripo (First span)	Supporting point	HS-20	10165	241	11177	263	10343	614	1.08	0.43	1978	4,185
		Rio Chirripo (Center span)	Supporting point	HS-20	10165	241	11177	263	10343	614	1.08	0.43		

Vigas de Acero I Compuestas

Route	Bridge No.	Bridge Name	Member	Original Condition			(HS20+25%) +Pavement(5cm)		Capacity		f(HS20+25%)/FC	V(HS20+25%)/VC	year	Traffic Volume
				Live Load	f (ksi)	V (Ksi)	f (ksi)	V (Ksi)	fc (ksi)	Vc (Ksi)				
2	12	Rio Puerto Nuevo (80ft Span) (Composite beam)	Int bottom	HS-15	28.2	-	38.4	-	24.8	-	1.55	-	1961	930
			Int top	HS-15	25.5	-	33.8	-	24.8	-	1.36	-		
			Int slab Concrete	HS-15	0.7	-	1.1	-	1.2	-	0.92	-		
			Ext bottom	HS-15	20.4	-	31.4	-	24.8	-	1.27	-		
			Ext top	HS-15	20.7	-	32	-	24.8	-	1.29	-		
			Ext slab Concrete	HS-15	0.6	-	1.1	-	1.2	-	0.92	-		
4	19	Rio Sarapiquí (Center span) (Composite Beam)	Int bottom	HS-15	20.5	50	24.7	69	19.8	349	1.25	0.20	1969	1,330
			Int top	HS-15	15.3		16.5		19.8		0.83			
			Int slab Concrete	HS-15	0.1	-	0.2	-	1.2	-	0.17	-		
32	26	Rio Chirripo (First span)	Mid Section bottom	HS-20	24	213	26	231	23	435	1.13	0.53	1978	4,185
			Mid Section top	HS-20	17.9		18.4		23		0.80			
			Mid Section Concrete	HS-20	0.2	-	0.2	-	1.2	-	0.17	-		
		Rio Chirripo (Center span)	Mid Section bottom	HS-20	22	214	25	232	23	435	1.09	0.53		
			Mid Section top	HS-20	15.2		16		23		0.70			
			Mid Section Concrete	HS-20	0.2	-	0.2	-	1.2	-	0.17	-		

Nota

1) Los lugares coloreados son en los que las fuerza de de trabajo es mayor a la fuerza resistente

3) es más que un 30%

d) Vigas de concreto reforzado (CR), puentes de vigas de losa y puentes de vigas PC tipo I

El resultado del análisis de puentes de Vigas de Losa de CR esta mostrado en la tabla 10.1.23. La tabla indica la condición de capacidad de carga para ambos tipos de puentes contra la nueva carga viva (HS20+25%) y se resume la condición de esfuerzo abajo.

➤ En el caso de Vigas de Losas de CR

Cuando la carga viva de diseño original fue considerada como HS15, la fuerza de trabajo calculada con la nueva carga viva (HS20+25%) es mayor a la capacidad de carga de las vigas de losa de CR. Especialmente en Río Azufrado (puente No.7), Río Nuevo (puente No.16) que son puentes de sección no uniforme, la fuerza de trabajo es 1.5 o 2 veces mayor a la capacidad de carga. Por otro lado, en el Río Puerto Nuevo que es de sección uniforme, su fuerza de trabajo es sólo un 20% mayor a la capacidad de carga, en donde la fuerza cortante es mayor a la capacidad de cortante.

➤ En el caso de las Vigas I PC (Río Torres)

En el caso del esfuerzo de tensión en los tramos de 30m de longitud con la nueva carga viva (HS20+25%) es más de un 20% que el esfuerzo de tensión permitido en las alas inferiores de las vigas I PC, en donde el esfuerzo de tensión en los tramos de 17m es muy pequeño, es solo 3 m.

Tabla 10.1.23. Resultado del Análisis de la Superestructura (Viga de concreto)

Viga de Losa de CR

Route	Bridge No.	Bridge Name	Member	Original Condition			(HS20+25%) +Pavement(5cm)		Capacity		M(HS20+25%)/MC	V(HS20+25%)/VC	year	Traffic Volume
				Live Load	M (ft-kip)	V (Ksi)	M (ft-kip)	V (Ksi)	Mc (ft-kip)	Vc (Ksi)				
1	7	Rio Asufrado	Mid Span	HS-15	388	9	574	15	419	54	1.37	0.28	1955	1,660
			Column Junction	HS-15	1057	80	1541	112	967	123	1.59	0.91		
2	12	Rio Puerto Nuevo	Interior Beam	HS-15	868	74	1147	100	962	89	1.19	1.12	1961	930
			Exterior beam	HS-15	841	72	1127	99	896	89	1.26	1.11		
	16	Rio Nuevo	Mid Span	HS-15	587	15	920	21	438	53	2.10	0.40	1961	2,060
			Column Junction	HS-15	1147	89	1554	122	1418	155	1.10	0.79		

Viga I PC

Route	Bridge No.	Bridge Name	Member	Original Condition			(HS20+25%) +Pavement(5cm)		Capacity		f(HS20+25%)/FC	V(HS20+25%)/VC	year	Traffic Volume
				Live Load	f (ksi)	V (Ksi)	f (ksi)	V (Ksi)	fc (ksi)	Vc (Ksi)				
218	29	Rio Torres 30m Span PC Beam	Top	HS-20	-110	-	-117	-	-168	-	0.70	-	1980	29,505
			Bottom	HS-20	22	-	41.4	-	32.7	-	1.27	-		
		Rio Torres 30m Span PC Beam	Top	HS-20	-71.6	-	-76.5	-	-168	-	0.46	-		
			Bottom	HS-20	-16.7	-	3	-	32.7	-	0.09	-		

Nota

- 1) "+"; Tensión, "-"; Compresión
- 2) Los lugares coloreados son en los que las fuerza de de trabajo es mayor a la fuerza resistente
- 3) es más que un 30%

e) Puentes de Vigas Cajón PC

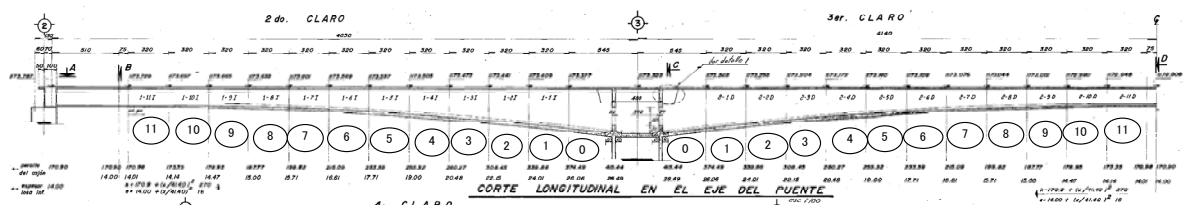
Dado que no hay planos de como fue construido el puente sobre el río Chirripó en el MOPT, la información necesaria para hacer el modelo analítico, como las capas de cables PC y la fuerza de tensión, fue tomada de los planos del puente sobre río Virilla, el cual es de el mismo tipo y de las mismas dimensiones que el puente sobre el río Chirripó.

El esfuerzo de trabajo de la viga está en la Tabla 10.1.24. El análisis fue hecho por tres (3) diferentes condiciones de flujo plástico, se consideró 0, 10 y 20% del flujo plástico y 20% de la pérdida de preesfuerzo. Un flujo plástico de 0 es una condición poco probable para un puente de 20 años de vida. El 10% y 20% del flujo plástico es una buena condición y el puente debería estar bien para ambas cargas.

Tabla 10.1.24. Esfuerzos de Trabajo de Vigas Cajón PC en Puente sobre Río Chirripó B (No.17)

(Unit:kg/cm²)

Creap	Block No.	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	0	Pier	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	
0%	top	σ max	18	18	27	43	43	53	50	55	41	41	52	60	69	87	61	51	30	26	9	2	7	-1	5	-3	-10	-30
		σ min	18	-2	-2	9	7	16	15	21	10	14	31	42	52	68	47	40	22	20	4	-5	-5	-19	-19	-33	-48	-69
	bottom	σ max	69	92	102	101	117	115	127	114	124	136	125	120	126	122	126	118	132	123	122	135	137	156	155	158	173	194
		σ min	69	60	59	50	63	61	75	66	82	100	98	98	105	99	110	105	121	115	116	125	120	130	120	113	117	133
10%	top	σ max	19	19	31	49	52	64	64	70	58	60	69	79	89	110	81	70	49	48	31	24	29	22	28	22	15	-3
		σ min	19	-1	2	15	15	27	28	36	27	32	48	60	72	91	68	60	41	42	26	17	17	4	5	-8	-22	-43
	bottom	σ max	68	91	97	92	104	98	108	93	101	112	104	98	102	95	102	94	107	94	92	104	105	123	120	121	135	153
		σ min	68	59	54	41	50	44	56	45	59	76	76	76	81	72	86	82	97	87	86	94	87	96	85	77	79	93
20%	top	σ max	19	20	35	56	60	74	74	81	69	70	78	88	99	120	92	82	61	64	49	45	53	50	59	57	53	37
		σ min	19	0	6	22	24	37	39	47	38	43	57	69	81	102	79	71	53	58	44	38	41	32	36	27	16	-3
	bottom	σ max	66	89	91	82	91	84	93	77	86	98	91	87	91	82	89	81	91	73	67	74	70	82	74	70	78	92
		σ min	66	58	48	31	38	30	41	30	44	62	64	65	70	60	73	68	80	65	61	64	52	56	39	25	23	31



○ ; Block No.

Allowable compression stress 140 kg/cm²
 Allowable tension stress -30 kg/cm²

Nota

- 1) "-"; Tensión, "+"; Compresión
- 2) excede el esfuerzo admisible

f) Subestructura

El análisis de los resultados de la subestructura se muestra en la Tabla 10.1.25 y Tabla 10.1.26. Las tablas indican la condición de capacidad de carga de los miembros de la subestructura contra la carga de sismo (CS). Aunque no hay información con respecto a las condiciones de esfuerzo de trabajo contra la nueva carga viva HS20+25% en esta tabla, se considera que todos los miembros de la subestructura están bien.

En el caso de CS, el esfuerzo de trabajo del refuerzo de la pila excede el esfuerzo admisible en el puente sobre el Río Aranjuez (No.2), Puente sobre el Río Nuevo (No.16) y puente sobre el Río Torres (No.29), en donde se considero que todos los bastiones están bien.

Las pilas en le puente sobre el Río Aranjuez y puente sobre el Río Nuevo son de tipo muro y su espesor es muy delgado.

Las pilas en el puente sobre el Río Torres es una columna delgada.

A pesar del hecho de que el puente sobre el río Nuevo también tiene columnas delgadas como pilas, sus esfuerzos de trabajo en la pila son menores que los permisibles. Ambos puentes difieren en su tipo de subestructura. La diferencia en las subestructuras conlleva a diferencias en el comportamiento estructural porque las vigas de acero son más delgadas que las de concreto.

Se resume que el esfuerzo de trabajo de la pila tiende a exceder al esfuerzo admisible cuando se utilizan los apoyos fijos y/o cuando la superestructura es de vigas de concreto.

Tabla 10.1.25. Resultado del Análisis de la Superestructura (1)

Route No.	Bridge No.	Bridge Name	Typr of superstructure	Design Live Load	Member	Type of substructure	Fix or Move	Longitudinal	Transversal	Evaluation
1	2	Rio Aranjues	3 Span Continuous Truss (Deck Bridge)	HS-15	Abutment 1	Rigid Frame	Exp			
					Pier 2	Wall	Fix			Not Ok
	3	Rio Abangares	2 Span Simple Truss (Through Bridge)	HS-15	Pier 1	Wall	Exp	-		
					Abutment 2	Rigid Frame	Fix			
	7	Rio Azufrado	RC Rigid Frame	HS-15	Pier	Wall	Fix			

Nota

1) Eje Horizontal es el momento, Eje Vertical es la fuerza axial

- 2) Línea roja es la fuerza resistente con la combinación entre el momento y fuerza axial
 3) Línea azul es la fuerza actual del momento y de la fuerza axial

Tabla 10.1.26. Resultado del Análisis de la Superestructura (2)

Route No.	Bridge No.	Bridge Name	Typr of superstructure	Design Live Load	Member	Type of substructure	Fix or Move	Longitudinal	Transversal	Evaluation
2	12	Rio Puerto Nuevo	Steel I Beam (Simple Girder)	HS-15	Abutment 1	Rigid Frame	Fix			
					Pier 2	T Type Pier (Column)	Fix			
	16	Rio Nuevo	3 Span Continuous RC Beam	HS-15	Pier 1	Rigid Frame	Fix			Not OK
4	17	Rio Chirripo	3 Span Continuous PC Box Beam	HS-20	Pier 1	Wall	Fix			
	19	Rio Sarapiquí	3 Span Gerber Beam	HS-15	Pier 1	T Type Pier (Ellipse)	Exp	-		
32	26	Rio Chirripo	6 Span Continuous Steel I Beam	HS-20	Pier 3	Wall	Fix			

218	19	Rio Toress	3 Span Simple PCI Beam	HS-20	Abutment 1	Rigid Frame	Fix				
					Pier	T Type Pier (Column)	Move	-			Not Ok
					Abutment 2	Rigid Frame	Fix				

g) Fundaciones Extendidas

El resultado del análisis de las fundaciones corridas están mostrados en la tabla 10.1.27. La tabla indica la estabilidad de la fundación corrida contra la nueva carga viva Hs20+25% y la carga de sismo (CS). La estabilidad es evaluada por la excentricidad de carga.

Cuando la carga viva de diseño se considera como la nueva carga viva (HS20+25%), la estabilidad de la fundación es aceptada en 9 puentes. Sin embargo, cuando la carga CS es considerada, la estabilidad de la fundación ya no es aceptada en el puente sobre el río Aranjuez (No.2), puente sobre el río Abangares (No.3), puente sobre el río Puerto Nuevo (No.12) y puente sobre el río Torres (No.29). Esto se nota especialmente en la estabilidad del puente sobre el río Aranjuez que no está bien tanto en la dirección longitudinal como la transversal, considerando que los otros puentes son inestables solo en la dirección transversal.

Las pilas tienden a ser menos estables con respecto a los bastiones y la dirección transversal tiende a ser menos estable que la dirección longitudinal.

Tabla 10.1.27. Resultado del Análisis de la Estabilidad de la Fundación (Fundación Corrida)

Route	Bridge No.	Bridge Name	Member	Live Load	Longitudinal									Transversal						Evaluation	year
					Width (m)	No EQ			EQ			Width (m)	No EQ			EQ					
						q _{max} (t/m ²)	q _{min} (t/m ²)	e	q _{max} (t/m ²)	q _{min} (t/m ²)	e		q _{max} (t/m ²)	q _{min} (t/m ²)	e	q _{max} (t/m ²)	q _{min} (t/m ²)	e			
1	2	Rio Aranjuez	Abutment 1	HS-15	7.468	-	-	-	-	-	-	3.658	30.48	30.48	0	35.78	25.17	0.107		1955	
			Pier 2		4.267	20.08	20.08	0	-9.13	0	7.315	20.08	20.08	0	-42.22	0		Not OK.			
	3	Rio Abangares	Abutment 2	HS-15	4.572	42.15	34.1	0.079	53.87	22.37	0.314	2.591	38.12	38.12	0	596.91	0	1.186	Not OK.	1953	
			Pier 1		2.743	-	-	-	-	-	12.497	18.56	18.56	0	255.52	0	5.642	Not OK.			
	7	Rio Azufrado	Pier 1	HS-15	8.23	-	-	-	26.73	26.16	0.015	-	-	-	-	-	-		1955		
2	12	Rio Puerto Nuevo	Abutment 1	HS-15	4.267	20.69	25.21	0.07	6.13	39.77	0.521	3.048	22.95	22.95	0	25.35	20.55	0.052		1961	
			Pier 2		5.486	22.93	22.93	0	40.8	5.06	0.713	5.486	22.93	22.93	0	74.81	0	1.622	Not OK.		
4	17	Rio Chirripo	Pier 1	HS-20	9.5	57.118	57.118	0	88.822	25.414	0.878	10.5	57.118	57.118	0	85.803	28.433	0.878		1978	
218	29	Rio Tores	Abutment 1	HS-20	6	13.97	24.94	0.283	11.64	27.26	0.402	3.5	19.45	19.45	0	27.79	11.11	0.25		1980	
			Abutment 2		3.5	20.24	24.45	0.055	14.01	30.67	0.216	2	22.34	22.34	0	32.36	12.32	0.149			
			Pier 1		-	-	-	-	-	-	7.5	12.59	12.59	0	39.01	0	2.137	Not OK.			
			Pier 2		-	-	-	-	-	-	7	11.16	11.16	0	20.8	1.52	1.009				

h) Fundación con Pilotes

El resultado del análisis de las fundaciones con pilotes se muestra en la Tabla 10.1.28. La tabla indica la estabilidad de la fundación con pilotes contra la nueva carga viva (HS20+25%) y la carga de sismo (CS).

Tres (3) puentes de los 10 puentes tienen fundaciones con pilotes, como lo son el puente sobre el río Nuevo (No.16), puente sobre el río Sarapiquí (No.19) y el puente sobre el río Chirripó (No.26), y en dos (2) puentes de estos tres (3) como el puente sobre el río Nuevo (No.16) y el puente sobre el río Sarapiquí (No.19), la fuerza axial de la reacción del pilote es mayor a la capacidad de carga permisible del pilote. Especialmente en el puente sobre el río Sarapiquí (No.19), la fuerza axial de la reacción del pilote es mayor a la capacidad de carga del pilote aún bajo condiciones normales.

Tabla 10.1.28. Resultado del Análisis de la Estabilidad de la Fundación (Fundación con Pilotes)

Route	Bridge No.	Bridge Name	Member	Live Load	Pile Type	Pile length	Allowable Axial Force		Longitudinal				Transversal				Evaluation	year
							Normal	EQ	No EQ		EQ		EQ		No EQ			
									Pmax (KIP)	Pmin (KIP)	Pmax (KIP)	Pmin (KIP)	Pmax (KIP)	Pmin (KIP)	Pmax (KIP)	Pmin (KIP)		
2	16	Rio Nuevo	Abutment 1	HS-15	14"x14"	16.764	18	27	-	-	12.169	10.12	-	-	-	-	Not OK	1961
			Pier 1			9.144	19	28.5	13.79	13.79	62.385	-34.806	32.244	-4.665	13.79	13.79		
4	19	Rio Sarapiquí	Abutment 1	HS-15	12"B53	24	22	33	-	-	-	-	41.44	-1.02	108.489	108.489	Not OK	1969
			Pier 1			13.3	12	18	-	-	-	-	418.183	-201.205	108.489	108.489		
			Pier 2			14.5	13	19.5	-	-	-	-	107.239	-32.132	37.554	37.554		
32	26	Rio Chirripo	Pier 3	HS-20	14"BP89	30	100	150	57.118	57.118	117.16	105.32	142.27	80.21	111.24	111.24		1978

10.2 Prueba de Carga de Puentes

10.2.1 Generalidades

En el diseño del puente la seguridad estructural se evalúa por varios análisis de modelajes estructurales. Esos análisis y modelajes incluyen muchas premisas basadas en la experiencia esto para simplificar los métodos de diseño. Consecuentemente, hay algunas diferencias entre el diseño de análisis y la condición actual del puente.

Las pruebas de carga que se llevaron a cabo con la propuesta de evaluación de la capacidad de carga y la durabilidad a la fatiga para miembros de acero por medio de la medida de la deformación y los esfuerzos en el puente bajo la carga a la que se somete actualmente el puente. Estos resultados de la prueba son utilizados como material para el plan de refuerzo y reparación del puente, después de comparar los resultados entre el análisis estructural y las pruebas de carga.

Para puentes viejos, donde no contamos con los planos de diseño, se lleva a cabo la prueba de carga con el propósito de establecer las condiciones del análisis estructural para el diseño de la reparación y rehabilitación.

10.2.2 Propuesta de la Prueba

Como se describió anteriormente, las pruebas de carga son uno de los métodos para la rehabilitación y reparación de puentes evaluando la capacidad de carga y la durabilidad de fatiga de los miembros de acero. Sin embargo, existe poca experiencia sobre pruebas de carga en Costa Rica. Únicamente las deflexiones del puente bajo camiones totalmente cargados fueron medidas utilizando niveles.

Las pruebas de carga en los puentes de este Proyecto se llevaron a cabo con el propósito de brindar transferencia técnica acerca de pruebas de carga para ingenieros en universidades y sector privado así como para la contraparte de Costa Rica. Las pruebas de carga fueron llevadas a cabo por el equipo de estudio y la contraparte costarricense utilizando los últimos equipos de medición.

10.2.3 Entrono de las Pruebas de Carga

Las pruebas de carga fueron llevadas a cabo en dos de los 10 puentes los cuales fueron seleccionados con el objetivo de rehabilitación, tomando en cuenta los siguientes puntos del estudio:

- 1) Confirmar las características específicas de la estructura del puente
-Comparación con resultados del análisis estructural y los resultados de Pruebas de Carga
- 2) Confirmar las características específicas de la fatiga de los miembros de acero
-Predicción de la Fatiga basados en la frecuencia de esfuerzos
- 3) Confirmar la relación entre carga y esfuerzo
-Comparación con los resultados del análisis estructural y los resultados de las pruebas de carga.

Los contenidos de las pruebas de carga se enlistan en a la Tabla 10.1.1.

Tabla10.2.1. Contenidos de las Pruebas de Carga

Ítem de Prueba	Ítem de Medida	Condiciones de Carga
Prueba de Carga Estática	-Deflexión de la viga de puente -Esfuerzo del Miembro de Acero del Puente	-Carga de Camión Estático
Prueba de Carga Dinámica (Prueba de Medida de Frecuencia de Esfuerzos)	-La frecuencia de esfuerzos la cual genera altas posibilidades de la ruptura dado la fatiga	- Prueba de Camión en movimiento -Prueba de Tránsito Actual

10.2.4 Puentes Objetivos e Ítems de Pruebas de Carga

Los puentes seleccionados para la prueba fueron el No.17 Puente sobre el Río Chirripó y No.29 Puente Sobre Río Chirripó. Estos dos puentes fueron seleccionados debido a que son tipos típicos de puentes de concreto y acero respectivamente. La medida del esfuerzo bajo la prueba de carga de l puente es normalmente llevada a cabo para puentes de acero y no en puentes de concreto por las siguientes razones:

- El concreto es un compuesto de arena, piedra y cemento, no es un material simple como el acero. Por consiguiente, la deformación en una pequeña área del concreto se ve afectada por las características del material y no puede ser convertida al esfuerzo del concreto.
- El esfuerzo a tensión del concreto se ignora en el diseño estructural. Por consiguiente, la comparación de esfuerzo en el concreto entre los resultados de la prueba y del análisis estructural no tiene razón de ser.

Como el puente sobre el río Chirripó No.17 es un puente de concreto pretensado, las medidas de deflexión de la viga principal serán llevadas a cabo por prueba de carga estática.

1) Puentes Objetivo de las Pruebas de Carga

La Figura 10.2.1 muestra la localización de los puentes a los que se les realizarán las pruebas de carga



Figura 10.2.1. Localización de los Puentes

2) Ítems de Pruebas de Carga

Las actividades de las pruebas de carga para cada puente fueron seleccionadas como se muestra en la tabla 10.2.2. La vista general del puente se muestra en la figura 10.2.2 y 10.2.3.

Tabla 10.2.2. Ítems de Pruebas de Carga

Ítem de Prueba	Puentes Objeto	
	Nombre Puente (No. Ruta.)	Tipo de Puente (Longitud & Tramos)
Prueba de Carga Estática	No.17 Puente Chirripó Ruta 4	PC 3 Tramos de Viga Cajón Continua 46.50 + 82.80 + 46.50 = 175.80 m
Prueba de Carga Estática	No.26 Puente Chirripó Ruta 32	Vigas I de Acero Simplemente apoyadas + 6 Tramos de Vigas I de Acero Continuas
Prueba de Carga Dinámica		
Prueba de Tránsito Actual (Prueba de Medida de Frecuencia de Esfuerzo)		

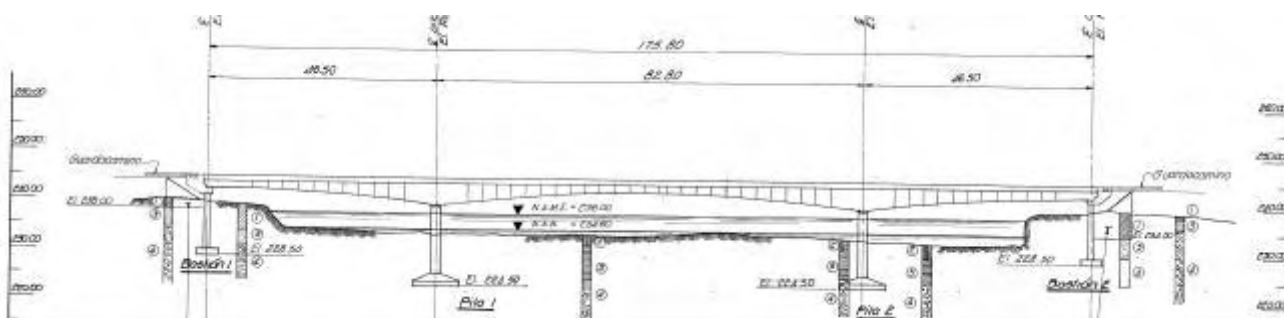


Figura 10.2.2. Puente Sobre el Río Chirripó No.17

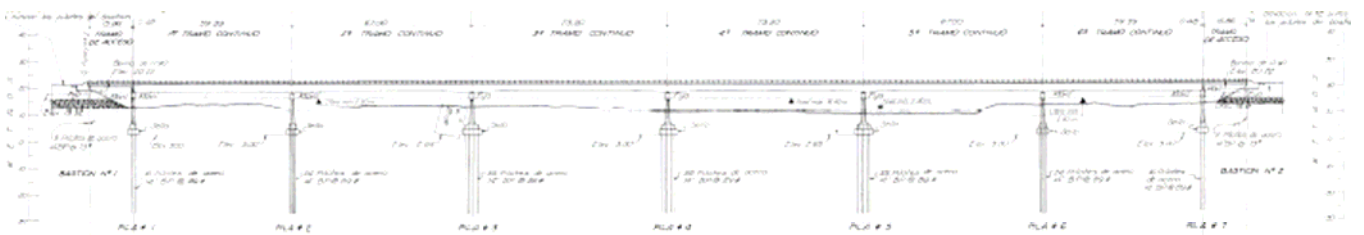


Figura 10.2.3. Puente Sobre el Río Chirripó No.26

10.2.5 Flujo de Prueba de Carga

La Figura 10.2.4 muestra el flujo de pruebas de carga

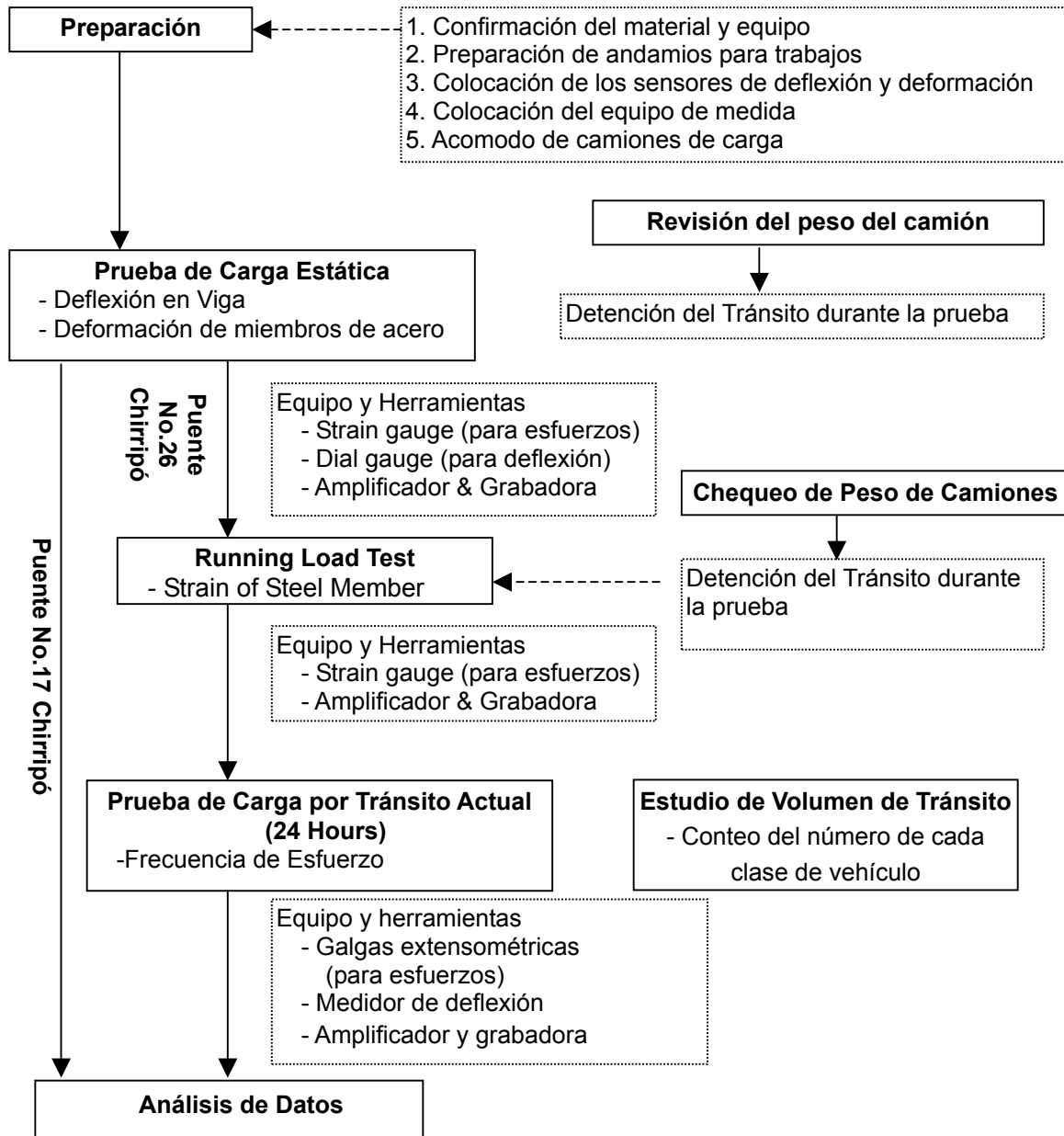


Figura 10.2.4. Flujo de Prueba de Carga

10.2.6 Horario de Pruebas de Carga

Las pruebas de carga fueron llevadas como se muestra en la tabla 10.2.3. La preparación para las pruebas comenzó a mediados de julio. Se utilizó en la medida de lo posible los equipos y herramientas locales, a excepción de las galgas extensométricas (strain gauges) y el equipo de medida de deflexión, el cual fue importado desde Japón.

La Prueba de Carga Estática en el Puente No.17 Chirripó se llevo a cabo temprano en la mañana del 29 de Agosto y la Prueba de Carga Estática y la Prueba de Carga Dinámica en el Puente No.26 Chirripó fue llevada a cabo temprano en la mañana del 30 de Agosto para minimizar la influencia de la suspensión del tráfico durante la prueba. La prueba de Tráfico en el Puente No.26 Chirripó se comenzó a las 12:00 del 30 de Agosto y se continuó por 24 horas y el conteo del volumen de tránsito fue continuado durante el mismo periodo de la prueba.

Tabla 10.2.3. Horario de las Pruebas de Carga en los Puentes

Fecha		Ítem de Trabajo	
Mediados de Julio		<ul style="list-style-type: none"> • Explicación acerca de Pruebas de Carga de Puentes por la Contraparte • Comienzo de Arreglos de Materiales y equipo • Seminario uso de galgas extensométricas y equipo recolector de datos 	
Finales de Julio		<ul style="list-style-type: none"> • Selección de Contratistas para Andamios y Camiones de Carga 	
Inicios de Agosto		<ul style="list-style-type: none"> • Información y Solicitudes a Organizaciones Relacionadas y Gobierno <ul style="list-style-type: none"> - Oficina de Transito: suspensión durante las pruebas - ICE: Suplir de energía eléctrica provisional - Organizaciones y usuarios de vía: Informar sobre las suspensiones 	
Mediados de Agosto		<ul style="list-style-type: none"> • Seminario sobre uso de Strain Gauges y Grabador de Datos • Fabricación de Herramientas de Medida de Deflexión 	
Agosto	Semana	No.17 (Ruta 4)	No.26 (Ruta 32)
22	Mar		- Inicio del Colocado de Andamios
23	Mier		- Culminación de Colocado de Andamios
24	Jue	14:00: Chequeo de Herramientas de Deflexión (Pre-colocado)	09:00: : Chequeo de Herramientas de Deflexión (Pre-colocado) 09:30: Instalación de Servicio Eléctrico 10:30: Tamaño y Peso de Camiones
25	Vier		
26	Sab		06:00: Colocación de Gauges 10:00: Marcas de Posición de Camiones
27	Dom	8:00 Marcas de Posición de Camiones	06:00: Colocación de Gauges
28	Lun	11:00 Instal. Herreram. Deflexión (Anclaje)	06:00: Chequeo de Colocación de Gauges
29	Mar	02:30 Reunión en Campo 03:00 Medida del Peso de Camiones 03:00 Coloc. de Herreram. de Deflexión 05:00 Prueba Carga Estática hasta 7:00 07:00: Remover de equipo de prueba	13:00: Conexión de Sistema de Recolección de Datos
30	Mier		01:30 30 Reunión en Campo 02:00 Chequeo Sis. Recolección de Datos 02:00 Colocar Herramientas de Deflexión 02:00 Medida de Peso de Camiones 04:00 Prueba Carga Estática & Dinámica hasta las 8:00 12:00: Prueba Carga de Tránsito
31	Jue		12:00: Fin Prueba de Carga de Tránsito 13:00: : Remover de equipo de prueba
1	Vier		08:00: Remover Andamios

10.2.7 Prueba de Carga para Puente No.17 Chirripó

La prueba de carga en el Puente No.17 Chirripó fue llevada para confirmar las relaciones entre la carga y la deflexión de la viga principal. La evaluación de la capacidad de carga con la prueba de carga se desarrollo de acuerdo con la secuencia que se muestra en la figura 10.2.5

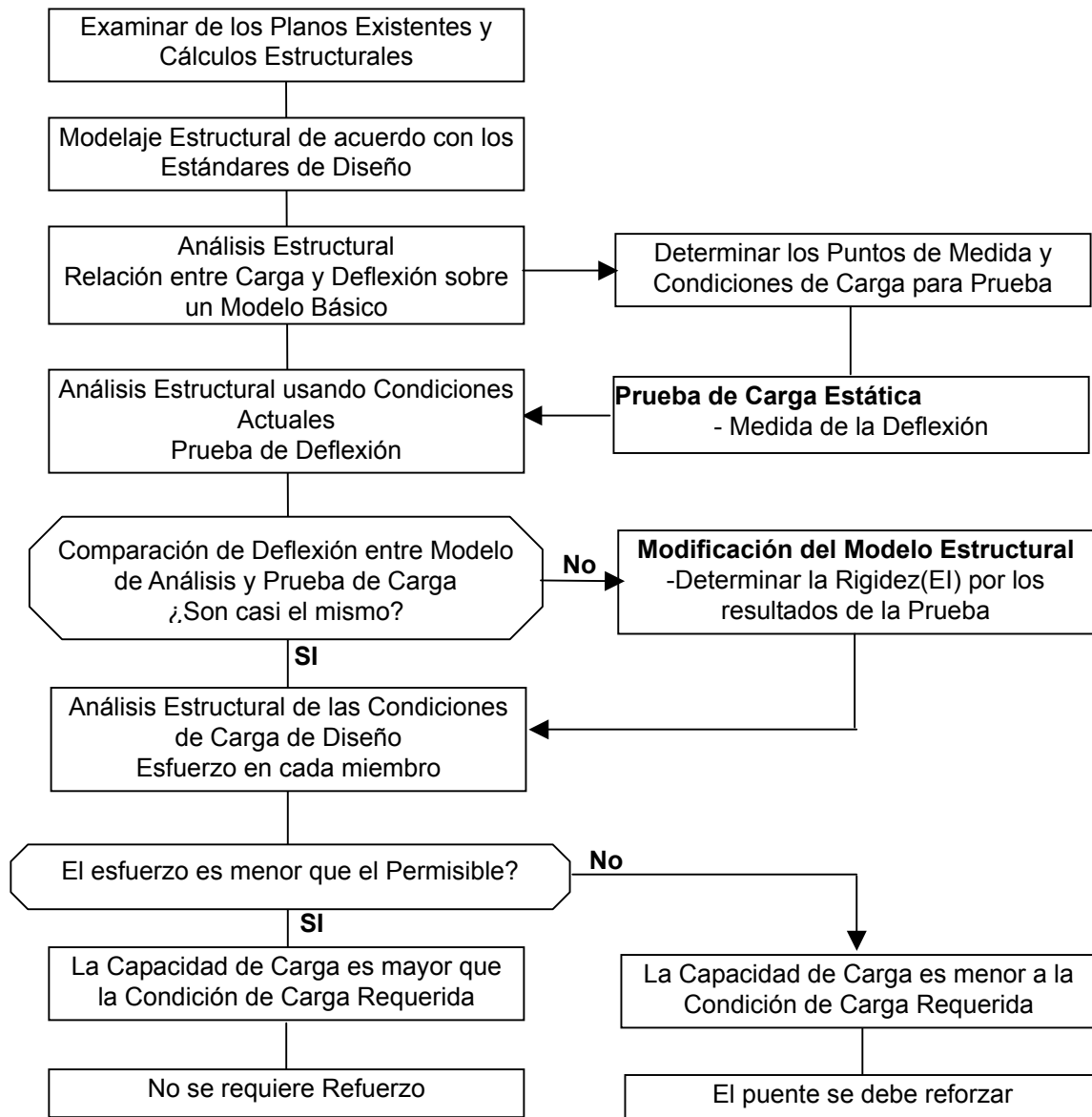


Figura 10.2.5 Secuencia Evaluación para Capacidad de Carga

1) Puntos de Medida de Deflexión

Los puntos de medida de deflexión para el puente No.17 Chirripó fue en ambos lados del centro del tramo principal como se muestra en la figura 10.2.6. La deflexión debe ser medida con el equipo de medida de deflexión como se muestra en la Figura 10.2.7.

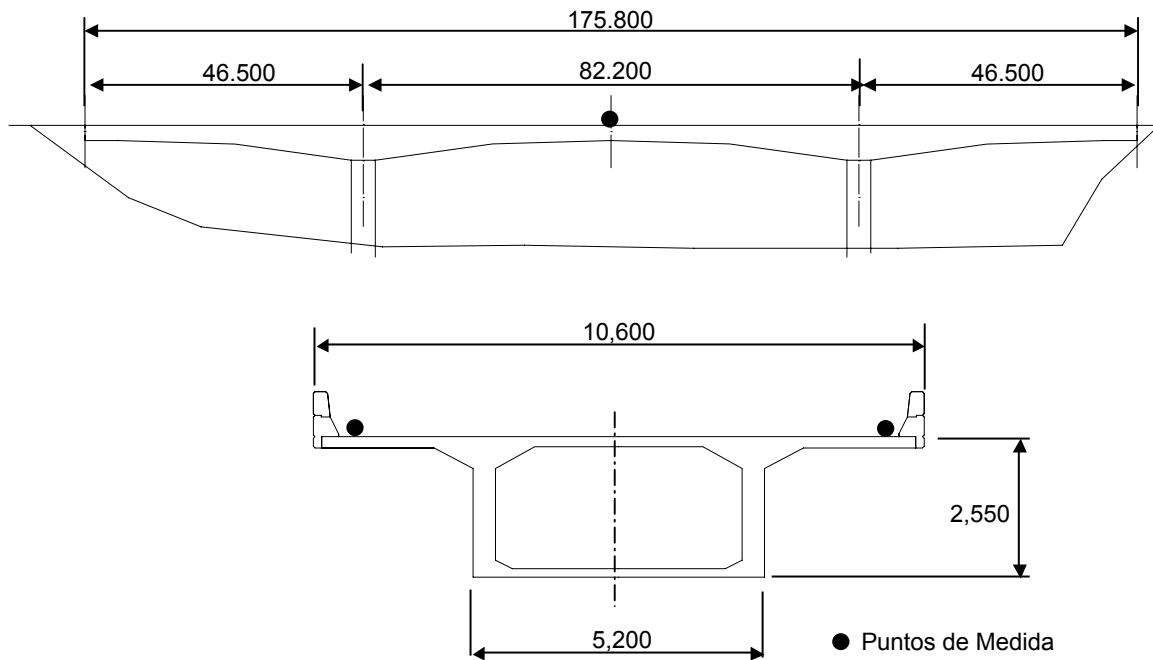


Figura10.2.6. Puntos de Medida para Puente No.17 Chirripó

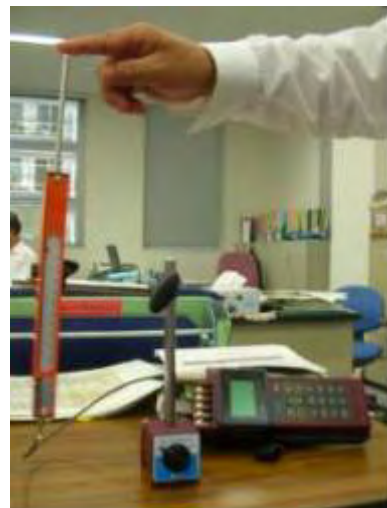


Figura 10.2.7. Equipos de Medida de Deflexión

2) Método de Medida para Deflexiones

Los puntos de medida del puente se localiza en una pequeña isla en el río y es imposible medir los puntos de deflexión en el cauce. La altura de la superficie del puente es de 15 metros desde el cauce existente. Por consiguiente, la deflexión fue medida en la superficie del puente utilizando herramientas de medida fabricadas con tubos de acero y angulares como se muestra en le Figura 10.2.8 y 10.2.9. Las herramientas de medida fueron colocadas en los puntos de deflexión a ambos lados de la superficie de concreto.

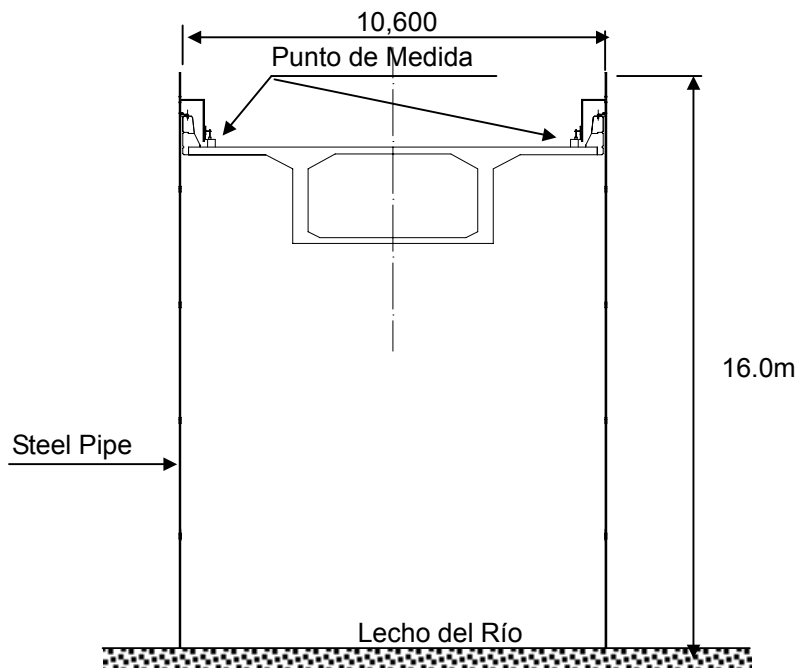


Figura 10.2.8. Método de Medida de Deflexión en Puente No.17 Chirripó

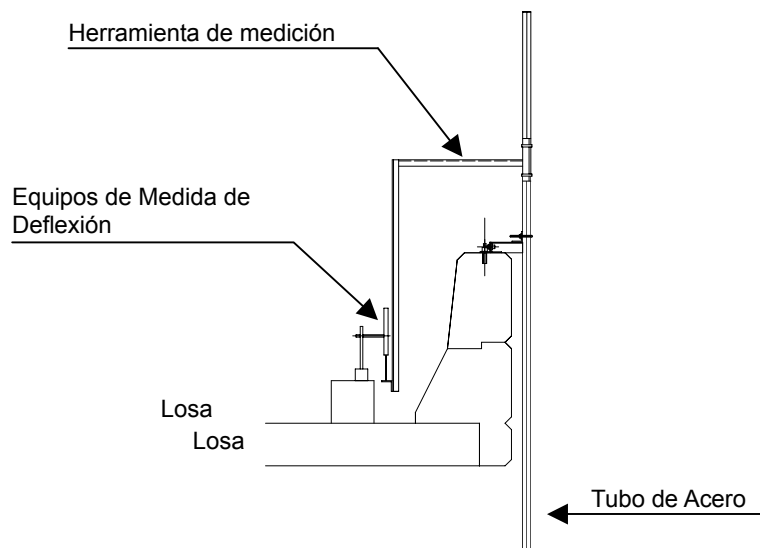


Figura 10.2.9 Herramientas de Medida de Deflexión para Puente No.17 Chirripó

3) Condiciones de Carga

Tres casos de carga se probaron tomando en cuenta la deflexión máxima positiva, torsión, y deflexión máxima negativa como se muestra en la Tabla 10.2.4 y en la Figura 10.2.10.

Tabla 10.2.4. Caso de Carga Estática para Puesto No.17

Caso	Punto de Vista	No. De Camiones	Puntos de Carga
1	Deflexión Positiva	4	Centro del tramo Central, ambos sentidos
2	Torsión	4	Centro del tramo Central, un sentido
3	Deflexión Negativa	4	Centro de ambos tramos laterales, ambos sentidos

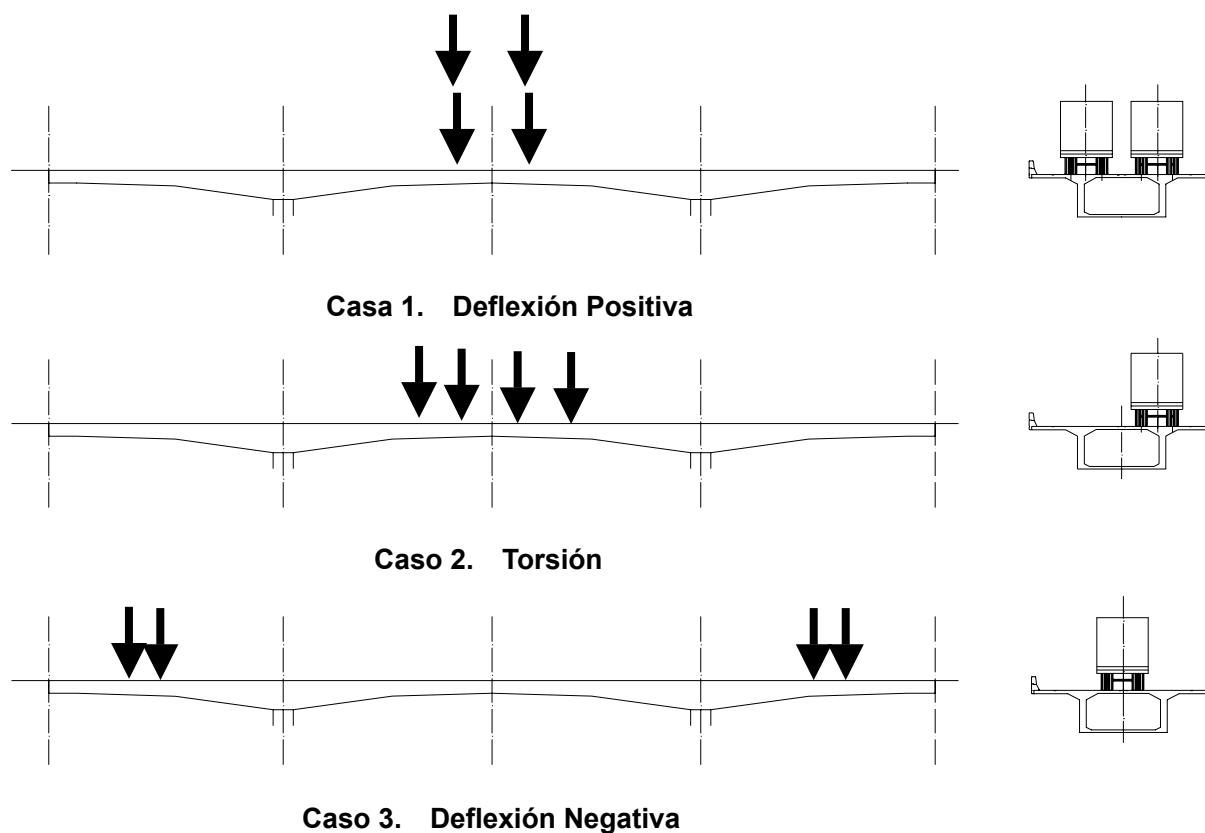


Figura 10.2.10. Caso de Carga Estática para Puesto No.17

4) Operación de la Prueba de Carga Estática

La prueba de carga estática en el puente No.17 fue llevada a cabo el 29 de agosto con el equipo de estudio y la contraparte del MOPT. Se planearon suspensiones de tráfico de 30 minutos para cada caso de carga y el tráfico fue abierto por 15 minutos en medio de los dos casos. Después de la reunión final en el sitio, se llevó a cabo la medición de los camiones de carga y se colocaron las herramientas de deflexión al mismo tiempo. Para la prueba se utilizaron camiones de 25 toneladas incluyendo la grava con que fueron cargados. La tabla 10.2.6 muestra las dimensiones y pesos de los camiones que fueron utilizados.

Tabla 10.2.5. Horario Detallado de Prueba de Carga Estática

Hora	Ítem de Trabajo
29/8, 02:30	Reunión de Sitio con todo el personal
03:00	-Medida y pesaje del Camión -Colocación de Herramientas de Medición Colocación de Sistema de Iluminación
05:00	-Prueba de Carga Estática 1er posicionamiento de carga
05:30	Se abre el tráfico
05:45	-Prueba de Carga Estática 2do posicionamiento de carga
06:15	Se abre el tráfico
06:30	-Prueba de Carga Estática 3er posicionamiento de carga
07:00	Se abre el tráfico
07:15	-Remover herramientas y equipo de medida

Tabla 10.2.6. Dimensiones y Peso del Camión usado para Carga

Camión	Dimensiones (mm)						
	Camión 1	Camión 2	Camión 3	Camión 4			
Dimensiones (mm)	Longitud	L	7,980	7,540	8,380	8,020	
		L1	1,200	1,250	1,310	1,240	
		L2	4,450	3,960	4,590	4,540	
		L3	1,280	1,280	1,290	1,320	
		L4	1,050	1,050	1,190	920	
	Ancho	W	2,430	2,410	2,410	2,420	
		W1	1,820	1,830	1,830	1,840	
W2		305	290	290	290		
Peso (ton)	Rueda Frontal	Izquierda	3.430	3.055	3.380	3.985	
		Derecha	3.340	2.950	3.580	3.645	
		Total	6.770	6.005	6.960	7.630	
	Rueda Posterior 1	Izquierda	4.885	5.625	4.605	5.570	
		Derecha	4.705	4.590	4.855	4.575	
		Total	9.590	10.215	9.460	10.145	
	Rueda Posterior 2	Izquierda	4.815	5.330	4.635	5.220	
		Derecha	4.330	4.220	4.905	4.290	
		Total	9.145	9.550	9.540	9.510	
	Total	Izquierda	13.130	14.010	12.620	14.775	
		Derecha	12.375	11.760	13.340	12.510	
		Total	25.505	25.770	25.960	27.285	

Las situaciones de la prueba de carga se muestran en fotos en las figuras 10.2.11. La prueba fue llevada a cabo sin problemas y el volumen de tránsito no fue muy pesado en la mañana, se logró reducir el tiempo de la prueba.



Trabajos de Fabricación de las herramientas de medidas de deflexión



Medida de Carga Axial del Vehículo



Instalación de los equipos de medición



Prueba de Carga Caso 1



Medida de la Deflexión



Prueba de Carga Caso 3

Figura 10.2.11. Situación de Pruebas de Carga en Puente No.17

10.2.8 Prueba de Carga para el Puente No.26 Chirripó

La prueba de carga estática y dos tipos de prueba de carga dinámica fueron llevados a cabo en el puente No.26 Chirripó para confirmar la relación entre la carga y deflexión/esfuerzo de las vigas principales y la frecuencia de esfuerzo de miembros de acero. La evaluación de la capacidad de carga con la prueba de carga se desarrollo de acuerdo con la secuencia que se muestra en la Figura 10.2.5 al igual que para el puente No.17 Chirripó. La secuencia de evaluación de la durabilidad para la fatiga se muestra en la Figura 10.2.12.

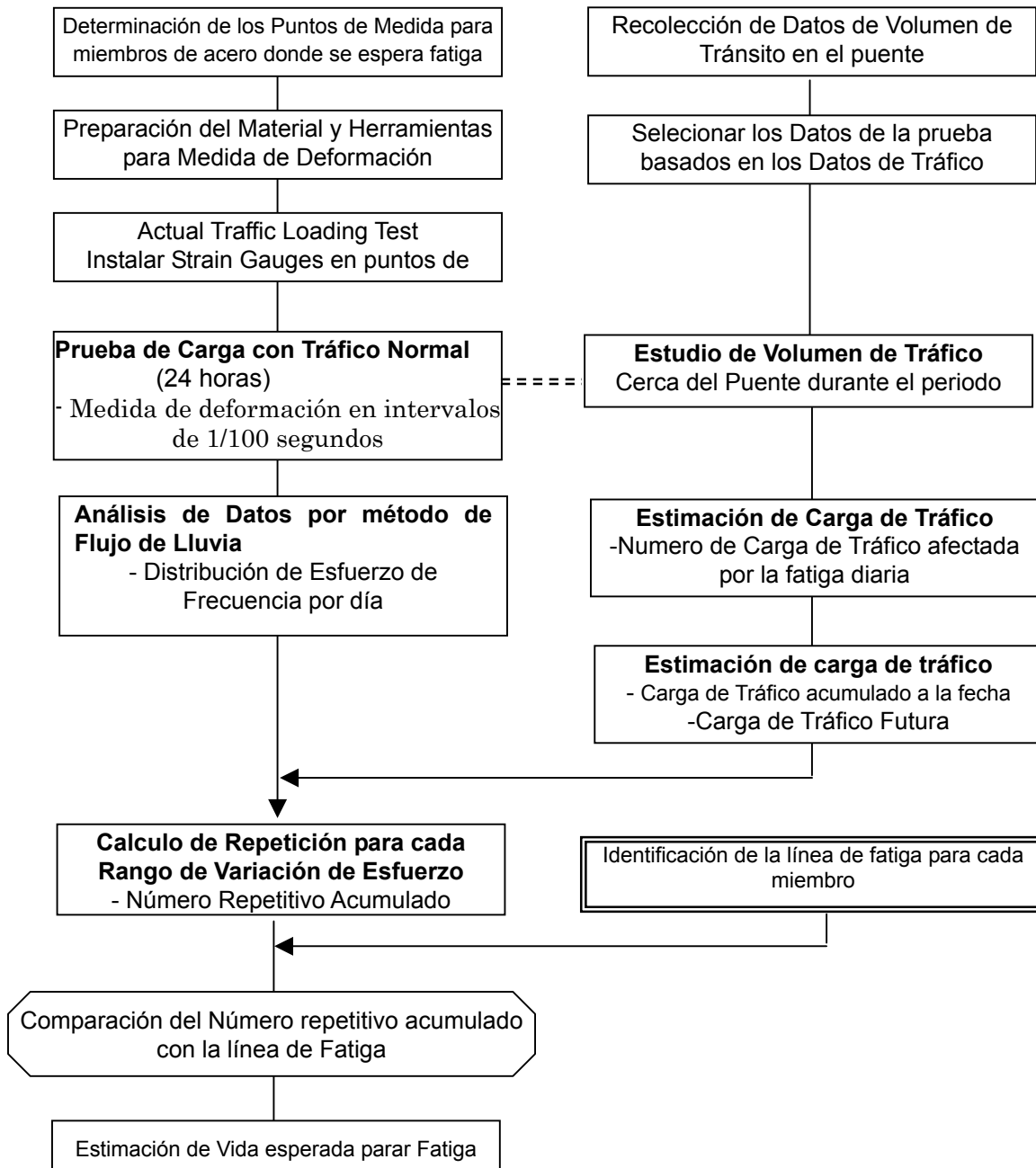


Figura 10.2.12. Secuencia de Evaluación de Durabilidad por Fatiga

1) Medida de los Puntos de Deflexión

La medida de los puntos de deflexión para el puente No.26 río Chirripó, fue a ambos lados del centro del tramo entre las pilas P5 y P6 como se muestra en la figura 10.2.13. La deflexión fue medida sólo para la prueba de carga estática.

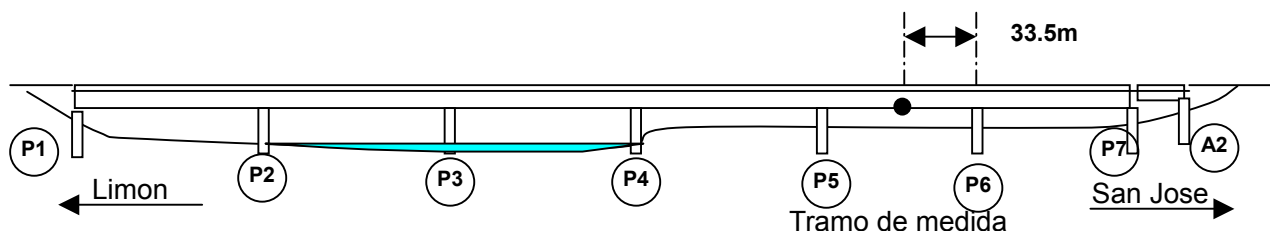


Figura 10.2.13 Puntos de Medida de Deflexión para el Puente No.26 Chirripó

2) Método de Medida de la Deflexión

Los puntos de medida de este puente se localizaban en un banco en el cauce y el claro bajo la viga es de 4 metros. Por lo tanto, la deflexión fue medida en la superficie del terreno bajo el puente usando el mismo equipo de medición que en el puente No.17. Los angulares de acero se fijaron al ala de la viga principal y fueron usados como herramienta de medida de la deflexión como se muestra en la Figura 10.2.14.

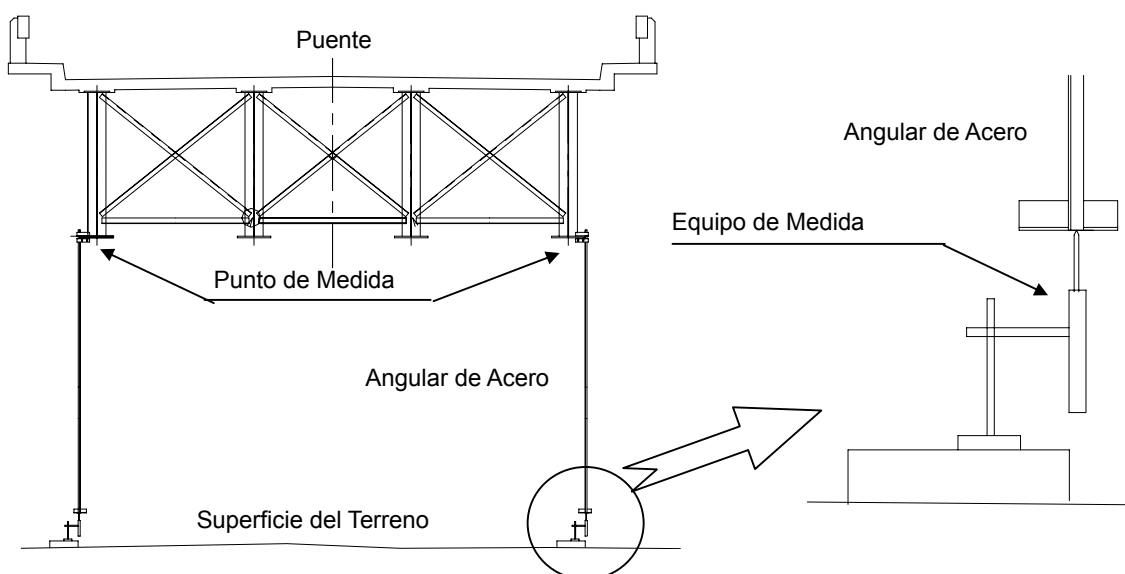


Figura 10.2.14 Herramientas de Medidas de Deflexión para Puente No.26 Chirripó

3) Medida de Puntos de Esfuerzo

Los puntos de medida del esfuerzo fueron seleccionados tomando en cuenta que se quiere evaluar tanto la capacidad de carga como la durabilidad a la fatiga. Como este puente es de vigas continuas de acero, los puntos de medida de capacidad de carga fueron determinados en el centro del tramo y en la pila. Los puntos de medida para la durabilidad de fatiga se seleccionaron en las conexiones que son afectadas fácilmente por la fatiga como se muestra en la figura 10.2.15.

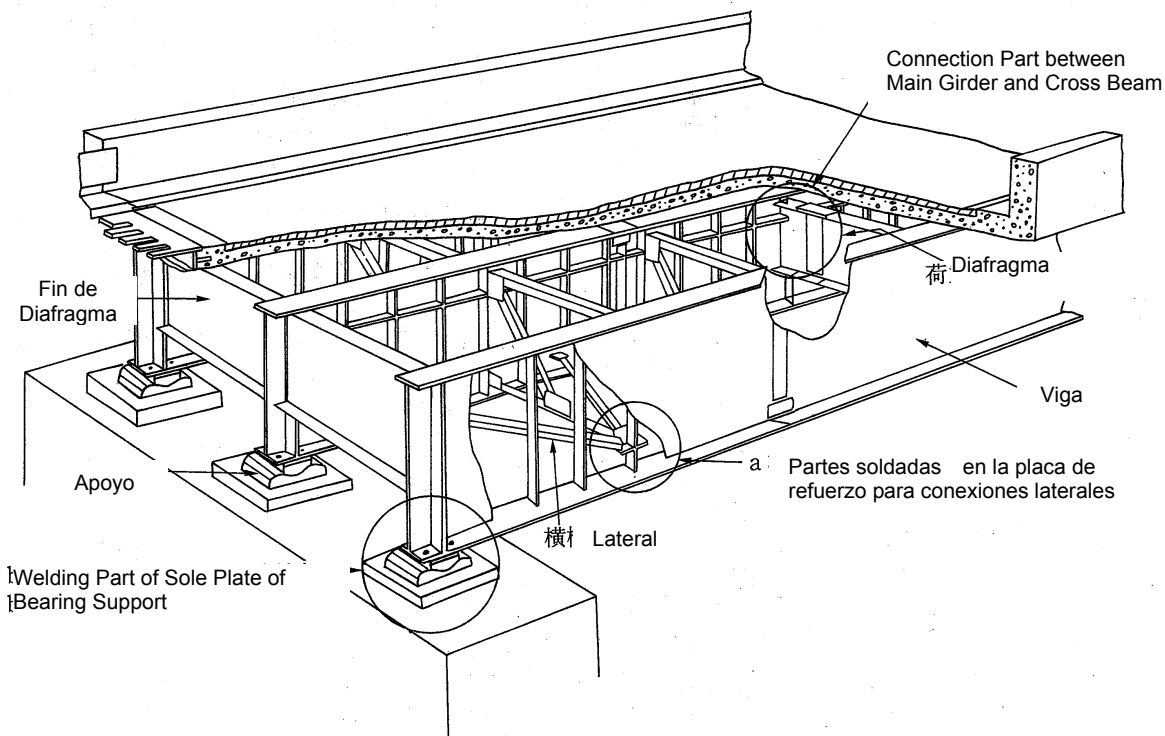


Figura 10.2.15 Partes Fácilmente Afectadas por la Fatiga en Puentes de Acero

Los puntos de medida de esfuerzo del puente se muestran en la tabla 10.2.7 y en la figura 10.2.16. El número de puntos de medida fue determinado por la capacidad del equipo recolector de datos, la cual se pudo establecer en Costa Rica. Los puntos No.211 y No.221 fueron utilizados solo para la carga estática.

Tabla 10.2.7. Puntos de Medida de Esfuerzo

Número de Punto	Puntos de Medida	Propuestas de Medida	Comentarios
111,112, 121,122 211,212, 221,222	8	Esfuerzo en Viga (Alas superiores e inferiores)	211 & 221 son solo para carga estática
411,412	2	Fatiga en soldadura de Placa de soporte	
311,312, 321,322,	4	Fatiga en la soldadura entre el arriostre y el larguero vertical	
511,512	2	Fatiga en soldadura entre placa de refuerzo, arriostre lateral y placa del alma	
Total	16		

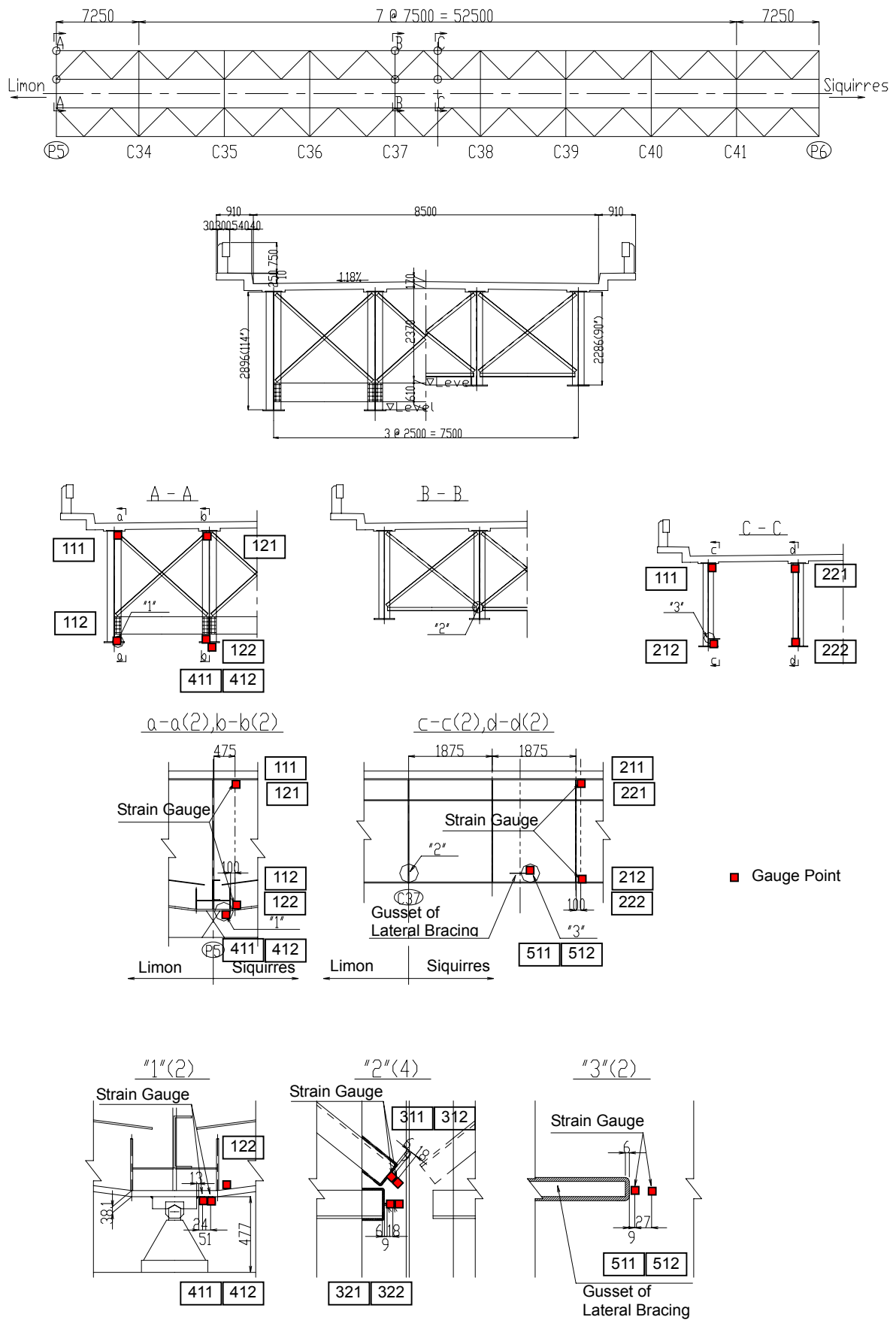


Figura 10.2.16 Colocación de Gauges en Puente No.26 Chirripó

Como la mayoría de los miembros están conectados por soldaduras en este puente, los puntos de medida de fatiga fueron seleccionados enfocándose en las partes soldadas. El esfuerzo en las partes soldadas fue evaluado con el “Área exacta de esfuerzo”. El área exacta de esfuerzo se define como el esfuerzo en el punto de observación (fin de la soldadura) donde se considera la variación de esfuerzo, la cual no incluye la concentración de esfuerzo local de la soldadura. Esta área exacta de esfuerzo no puede ser medida directamente, y se calcula con el esfuerzo de dos puntos cercanos al punto de observación como se muestra en la figura 10.2.17. Por lo tanto, en la medida del área exacta de esfuerzo, se instalaron dos galgas extensométricas en cada parte de soldadura.

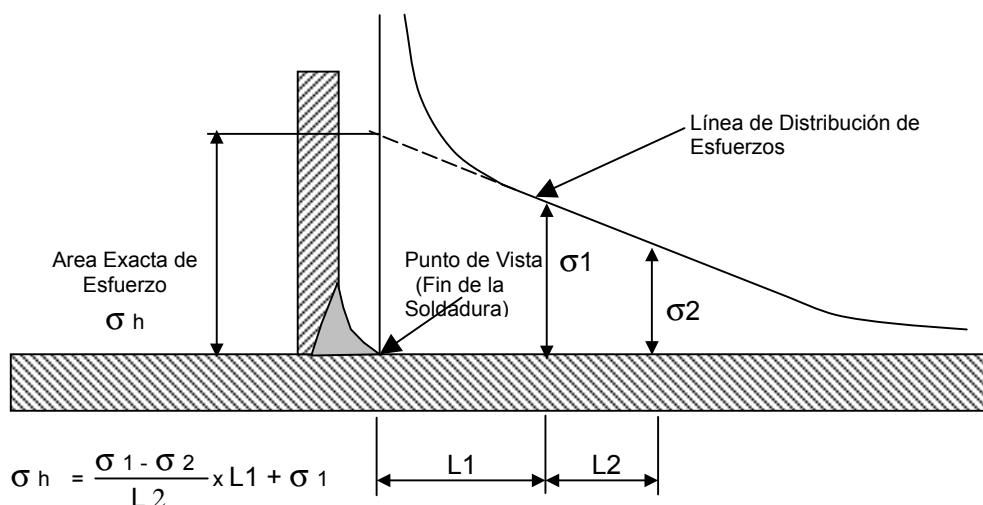


Figura 10.2.17 Área Exacta de Esfuerzo

4) Equipo y Herramientas de Medida de Esfuerzo

El esfuerzo de los miembros no puede ser medido directamente. La deformación del miembro es medida y transformada en esfuerzo al multiplicarla por el módulo de elasticidad. La deformación del miembro debe ser medida utilizando las galgas extensométricas. La resistencia eléctrica de las galgas cambia cuando se expande o contrae. Usando estas características juntas con el circuito eléctrico conocido como puente Whetstone, el cual se fija en el equipo recolector de datos, la deformación del material puede ser obtenida como un cambio en el voltaje eléctrico.

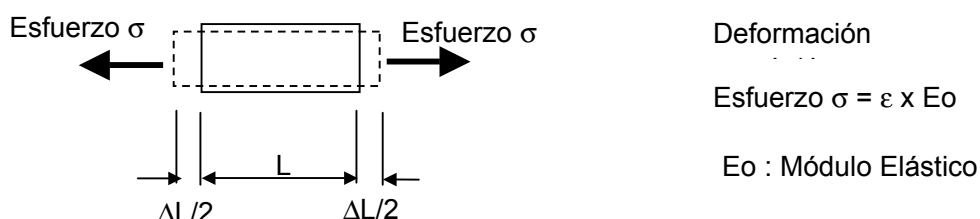


Figura 10.2.18. Esfuerzo y Deformación

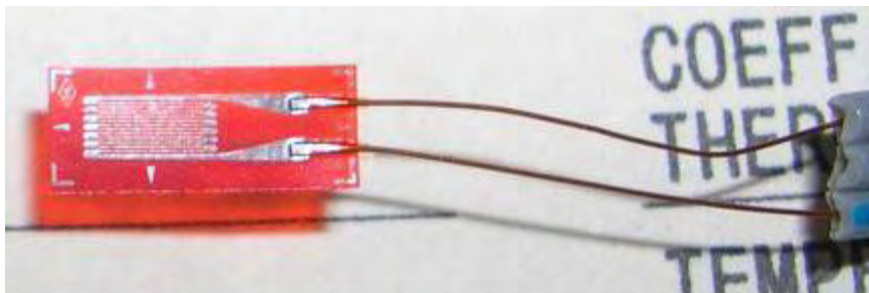


Figura 10.2.19. Strain Gauge

Hay varios tipos de galgas extensométricas para la medida propuesta. Para las pruebas de carga de puentes, los valores de esfuerzo son requeridos en áreas muy pequeñas, por lo tanto, las galgas que se usan deben tener una dimensión pequeña. Cuando se requieren los esfuerzos en las soldaduras, se utilizan más de 2 galgas instalados una seguida de la otra especialmente en los puntos de soldadura con una corta distancia, porque el esfuerzo en los puntos de soldadura no puede ser medido directamente. La galga extensométrica con 3.0 mm de largo fue usada para medir esfuerzos en miembros de acero y la de 0.5mm de largo para medir el esfuerzo en las soldaduras.

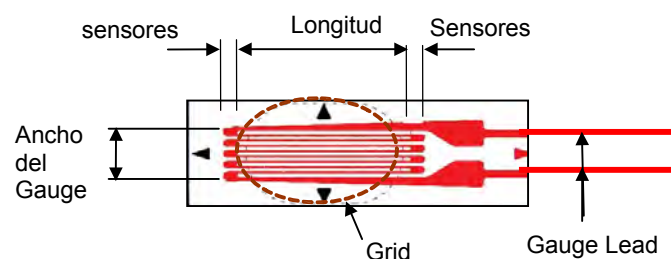


Figura 10.2.20. Detalle de un Strain Gauge

Los datos de deformación fueron almacenados en el equipo recolector de datos, el cual fue prestado por los suplidores de concreto de Costa Rica. Este almacenador tiene 15 canales para conectar las galgas y su capacidad de lectura de datos es de 10,000 datos por segundo.



Figura 10.2.21. Sistema de Almacenamiento de Datos

5) Trabajos de Preparación para la Prueba

a. Instalación de los Andamios y Líneas Suplidoras de Energía Eléctrica

Los andamios para los sitios de trabajo fueron construidos bajo el puente y la energía eléctrica suplida temporalmente, la cual proporciono energía eléctrica estable para los equipos de medida y el sistema de iluminación como se muestra en la Figura 10.2.22.



Figura 10.2.22. Andamios para las Zonas de Trabajo

b. Instalación de Strain Gauges y Herramientas de Medida de Deflexión

Las pruebas de carga fueron llevadas a cabo por la contraparte del MOPT en conjunto con el equipo de estudio como parte de la transferencia técnica del mantenimiento de puentes. Después de recibir el entrenamiento del método de instalación de las galgas, todas fueron instaladas en el puente por cada miembro de la contraparte. El flujo de actividades para la instalación de galgas se muestra en la figura 10.2.23 y 10.2.24. Las herramientas de medida de deflexión se instalaron en las alas inferiores de ambos vigas externas como se muestra en la figura 10.2.14

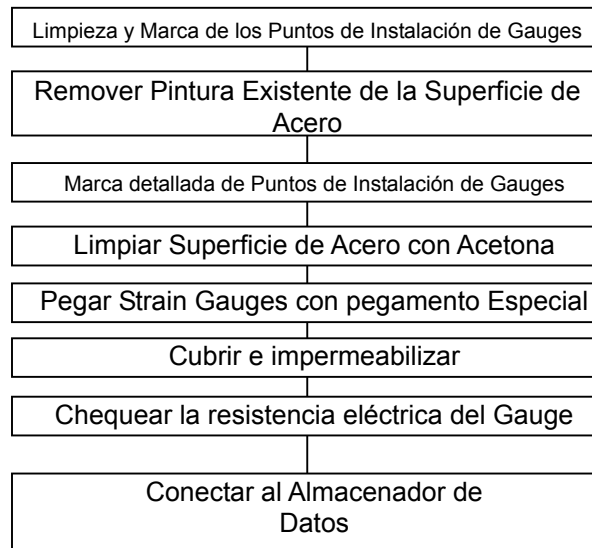


Figura 10.2.23. Instalación de Strain Gauges



Figura 10.2.24. Instalación de Strain Gauges

6) Prueba de Carga estática

Los cuatro casos de carga fueron llevados a cabo en el Puente No.26 Chirripó para medir el esfuerzo y deformación como lo muestra la Tabla 10.2.8 y la Figura 10.2.25.

Tabla 10.2.8. Caso de carga Estática para el Puente No.26 Chirripó

Caso	Punto de Vista	No. de Camiones	Puntos de Carga
1	- Esfuerzo máximo en el soporte de viga en P5	1	Centro del Tramo P6 - P7, Una Vía
2	- Esfuerzo máximo en la viga al centro del tramo P5 - P6	1	Centro del Tramo P5 - P6, Una Vía
3	-Esfuerzo máximo en la viga en el soporte de la P5 y al centro del tramo P5-P6	1	Centro del Tramo P4 - P5, Una Vía
4	- Esfuerzo máximo en el diafragma en el tramo P5-P6	1	Diafragma en Tramo P5 - P6, Una Vía

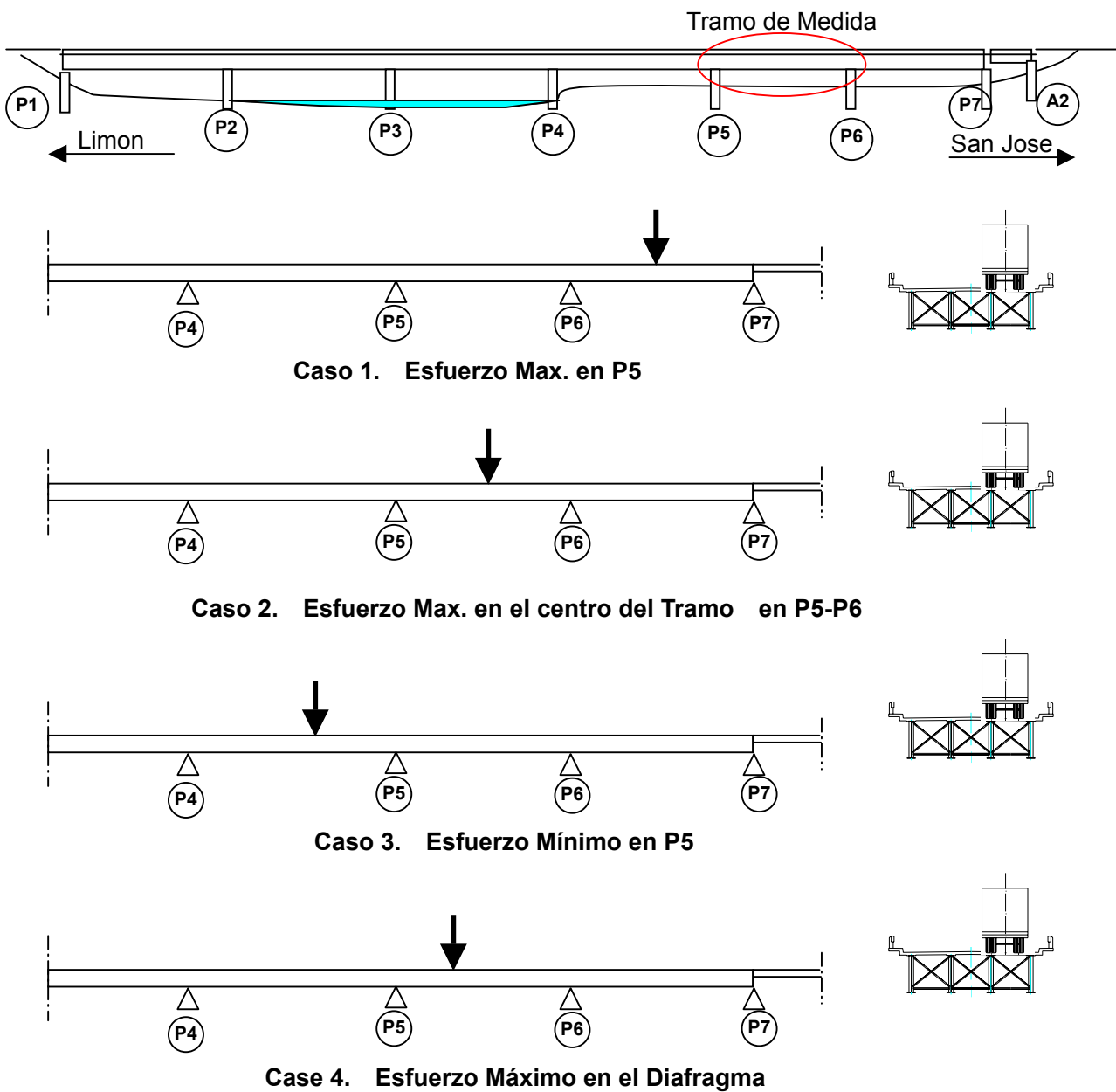


Figura 10.2.25. Casos de Carga Estática para el Puente No. 26

7) Prueba de Carga Dinámica

Se realizaron dos tipos de pruebas de cargas dinámicas para medir la frecuencia del esfuerzo

- Carga Dinámica utilizando Camiones de carga de 25 toneladas
- Carga de Tráfico

a. Prueba de Carga Dinámica

Se realizó la Prueba de Carga Dinámica utilizando Camiones de Cargas con un peso de 25 toneladas. La frecuencia de esfuerzo para la carga dinámica se midió para tres diferentes casos, camiones moviéndose a velocidades de 20, 40 y 60 km/h.

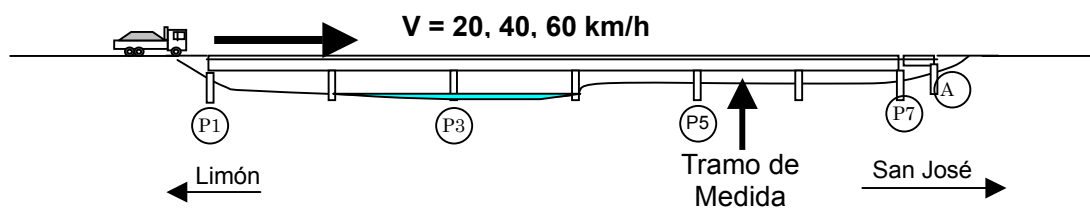


Figura 10.2.26. Imagen de la Prueba de carga en movimiento en el Puente No.27 sobre el Río Chirripó

b. Carga de Tráfico

Se midió la prueba de frecuencia de esfuerzo para la carga de tráfico durante 24 horas. Durante este periodo, se realizó el estudio de volumen de tráfico con la clasificación estándar del MOPT y realizado por peritos de tráfico de esta institución como se muestra en la tabla 10.2.9

Tabla 10.2.9. Clasificación de Vehículos para el Estudio de tráfico

	Clase	Tipo de vehículo
Vehículos Livianos	1	Pasajeros
	2	Carga Liviana
Vehículos Pesados	3	Buses
	4	Camiones de 2 Ejes
	5	Camiones de 3 Ejes
	6	Camiones de 4 Ejes
	7	Camiones de 5 o más Ejes

8) Operación de la Prueba de Carga.

La prueba de carga estática y la prueba de carga dinámica en el puente No.26 sobre el río Chirripó se realizaron el 30 de agosto con el equipo de estudio y la contraparte del MOPT. Para cada caso de carga se planeó una suspensión del tráfico de 30 minutos, y se abrió la carretera para el tráfico 15 minutos entre cada uno de los dos casos de carga. Sin embargo, para reducir el efecto sobre el tráfico en la ruta 32, se cambió el horario como se muestra en la tabla 10.2.10. Después de la reunión final en el sitio, se realizaron al mismo tiempo la medición de los camiones de carga y la colocación de las herramientas de medición de la deflexión. Se utilizaron camiones con un peso de 25 toneladas cada uno. Las dimensiones y los pesos de los camiones de carga se muestran en la tabla 10.2.11.

Tabla 10.2.10. Horario Detallado de la Prueba

Hora	Ítem de Trabajo
30/8, 01:30	Reunión en el Sitio: Todo el equipo
02:00	- Medición de la carga del camión - Colocación de la Iluminación - Colocación de los strain gauge y los sistemas de recolección de datos. - Colocación de las herramientas de deflexión
04:00	-Prueba de Carga Estática para la primera posición de carga
04:20	Se abre al trafico
04:30	- Prueba de Carga Estática para la segunda,, tercera y cuarta posición de carga
04:50	Se abre al trafico
05:00	-Prueba de Carga en movimiento para la primera velocidad
05:20	Se abre al trafico
05:30	-Prueba de Carga en movimiento para la segunda velocidad
05:45	Se abre al trafico
05:55	- Prueba de Carga en movimiento para la tercera velocidad
06:10	Se abre al trafico

Tabla 10.2.11. Dimensiones y Pesos de los Camiones usados para las cargas

Figura			
Camiones			Camiones 1
Dimensiones (mm)	Longitud	L	8,140
		L1	1,270
		L2	4,410
		L3	1,310
		L4	1,150
	Ancho	W	2,400
W1		1,800	
W2		300	
Peso (toneladas)	Rueda Delantera	Izquierda	3.405
		Derecha	3.640
		Total	7.045
	Rueda Trasera 1	Izquierda	5.510
		Derecha	5.130
		Total	10.640
	Rueda Trasera 2	Izquierda	5.445
		Derecha	4.985
		Total	10.430
	Total	Izquierda	14.360
		Derecha	13.755
		Total	28.115

La prueba de carga de tráfico fue realizada durante 24 horas desde medio día del 31 de agosto seguida de la prueba de carga dinámica. El estudio de volumen de tráfico también se realizó durante el mismo periodo.



Marcando la posición de los camiones



Conexión de los cables al equipo



Herramienta para la medición de la deflexión



Registro de Datos de Esfuerzo



Prueba de Carga dinámica



Estudio de volumen de tráfico.

Figura 10.2.27. Situación de la Prueba de carga en el Puente No.26

10.2.9 Resultados y Conclusión para la Prueba de Carga en el Puente No.17 sobre el río Chirripó.

1) Resultados de la Prueba

Los resultados de la deflexión para la prueba de carga estática en el puente No. 17 sobre el río Chirripó se muestran en la tabla 10.2.12 y la figura 10.2.28. Las deflexiones fueron calculadas por el modelo estructural usando las condiciones de carga real tomando en cuenta la posición y el peso de cada eje de los camiones de carga.

Tabla 10.2.12. Comparación de la Deflexión en el Puente No.17 sobre el Río Chirripó.

Caso de Carga	Lado aguas arriba			Lado aguas abajo		
	Actual (mm)	Modelo (mm)	Diferencia (%)	Actual (mm)	Modelo (mm)	Diferencia (%)
Caso 1 Máximo Positivo	+ 49.3	+ 60.6	81.4	+ 49.3	+ 60.6	81.4
Caso 2 Torsión	+ 41.5	+ 55.1	75.3	+ 40.7	+ 53.6	76.0
Caso 3 Máximo Negativo	- 12.0	- 17.7	67.8	- 12.1	- 17.7	68.4

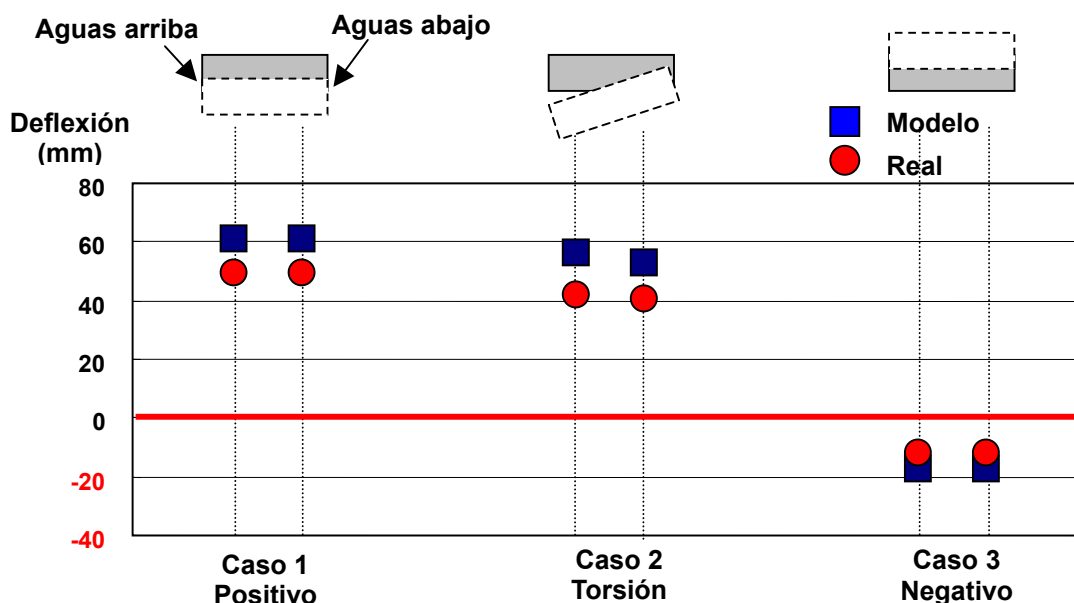


Figura 10.2.28. Comparación de la Deflexión en el Puente No. 17 sobre el río Chirripó

Las deflexiones reales en todos los casos son menores que las analizadas por el modelo con diferencias de 67 a 82%. Lo que significa que la rigidez de la viga es mayor que la del modelo. La rigidez real del puente incluye la rigidez de las barandas de concreto en ambos lados, las cuales son ignoradas en el análisis estructural del diseño. La rigidez de la viga principal que incluye la baranda de concreto es de alrededor 110% a 125% de la viga principal. Se calcula la deflexión por $M (E \times I)$, la deflexión tomando en cuenta la baranda se estima de un 90 a un 80%. Por lo tanto, la rigidez real del puente es mayor que la del análisis tomando en cuenta la baranda.

2) Conclusión

La rigidez real del puente es mayor que la rigidez calculada al utilizar los planos.

Por lo tanto, la condición existente de la viga principal del puente puede ser considerada como;

- 1) El trabajo de construcción satisface los requerimientos del diseño original y /o las especificaciones. La calidad de la viga principal satisface los requerimientos del diseño original.
- 2) En la viga, no hay grietas o defectos que bajen la rigidez de la viga.
- 3) No hay una disminución del modulo elástico del concreto causado por el deterioro, tal como la carbonatación.

[Conclusión]

La capacidad de carga del Puente para HS20+25% puede ser evaluada por el análisis utilizando el modelo, el cual esta hecho basado en las condiciones del diseño original.

10.2.10 Resultados y Conclusión para la Prueba de Carga en el Puente No.26 sobre el río Chirripó

1) Resultados de la Prueba de Carga Estática

a. Comparación de la Deflexión y el Esfuerzo

Los resultados de la deflexión y el esfuerzo en el centro del tramo P5-P6 para la prueba de carga estática en el puente No. 26 sobre el río Chirripó se muestra en la tabla 10.2.13. y 10.2.14.; los casos de carga se muestran en la figura 10.2.29. Las deflexiones en el modelo se calculan con el modelo estructural utilizando las condiciones de carga real y tomando en consideración la posición y el peso de cada eje de los camiones de carga.

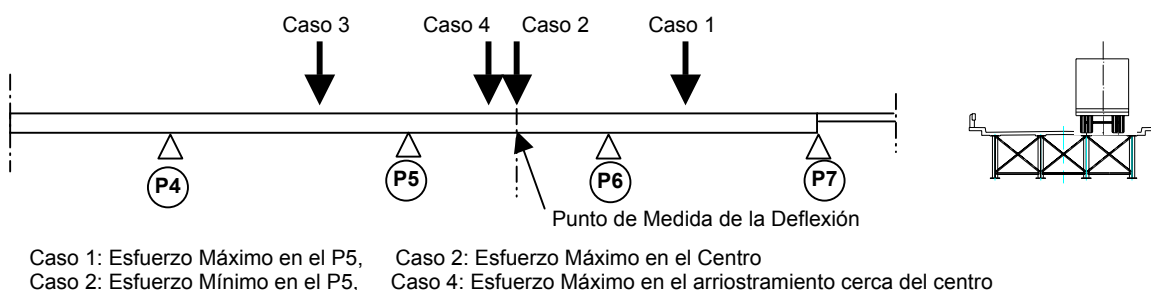


Figura 10.2.29. Caso de carga estática para el Puente No. 26 sobre el Río Chirripó

Tabla 10.2.13. Comparación de la Deflexión en el Centro del Tramo

Caso de Carga	Lado Aguas arriba			Lado aguas abajo		
	Real (mm)	Modelo (mm)	Diferencia (%)	Real (mm)	Modelo (mm)	Diferencia (%)
Caso 1	- 5.9	- 6.2	95.2	- 4.2	- 4.5	93.3
Caso 2	+ 19.6	+ 21.0	93.3	+ 8.7	+ 9.4	92.6
Caso 3	- 5.9	- 4.3	137.2	- 4.4	- 3.1	141.9
Caso 4	+ 19.2	+ 20.6	94.6	+ 8.7	+ 9.2	94.6

Tabla 10.2.14. Comparación de el Esfuerzo del Ala Inferior en el Centro del Tramo

Caso de Carga	Lado Aguas arriba			Lado aguas abajo		
	Real (mm)	Modelo (mm)	Diferencia (%)	Real (mm)	Modelo (mm)	Diferencia (%)
Caso 1	-5.9	-7.0	84.3	-4.2	-2.6	161.5
Caso 2	19.6	22.4	87.5	8.7	4.5	193.3
Caso 3	-5.9	-4.5	131.1	-4.4	-1.1	400.0
Caso 4	19.2	21.3	90.1	8.7	4.4	197.7

La deflexión real es menor que los resultados analizados para cada caso excepto el caso 3. Las diferencias reales entre ambas vigas son menores que la del modelo de análisis. Esto significa que la rigidez real de la viga es mayor que la del modelo. Este es un puente continuo que fue diseñado con una viga compuesta alrededor de la parte del centro del tramo y como una viga no compuesta alrededor de las áreas de apoyo. Las vigas en el diseño están conectadas solo en el arriostramiento transversal. Sin embargo, el puente es una viga compuesta en todas las secciones y las vigas están conectadas fuertemente por la losa no solamente con arriostramiento transversal.

b. Comparación con la revisión del modelo estructural.

Al poner atención a las diferencias entre las deflexiones de las dos vigas, el modelo estructural fue revisado al aumentar la rigidez de los miembros de conexión entre las vigas tomando en consideración la rigidez de la losa. Las deflexiones y los esfuerzos del modelo revisado se aproximan más a las reales que a las del modelo original como se muestra en la Figura 10.2.30 y la Figura 10.2.31

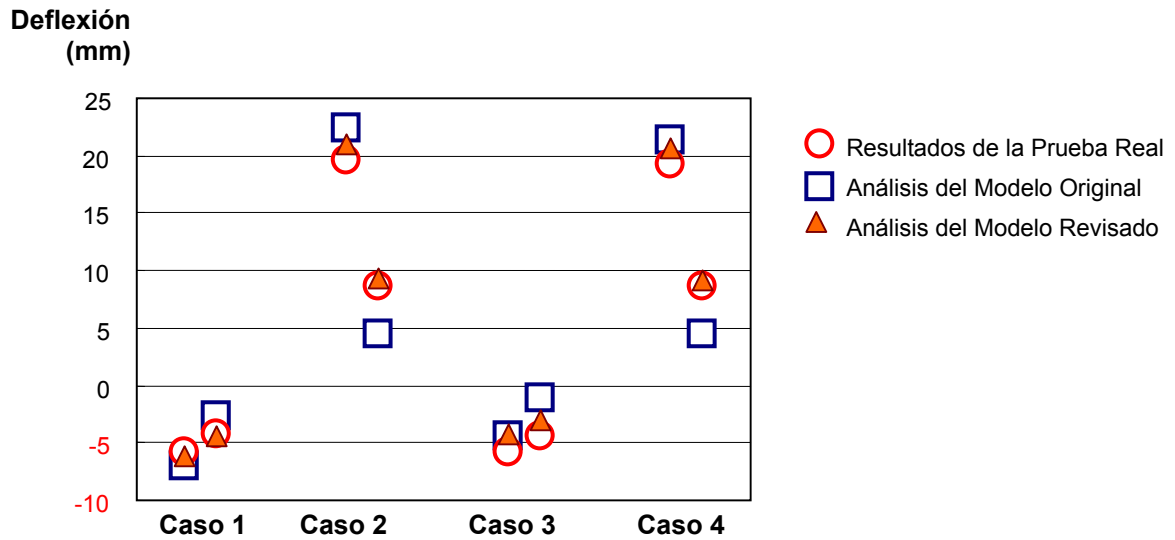


Figura 10.2.30. Comparación de las Deflexiones entre los resultados reales y los modelos

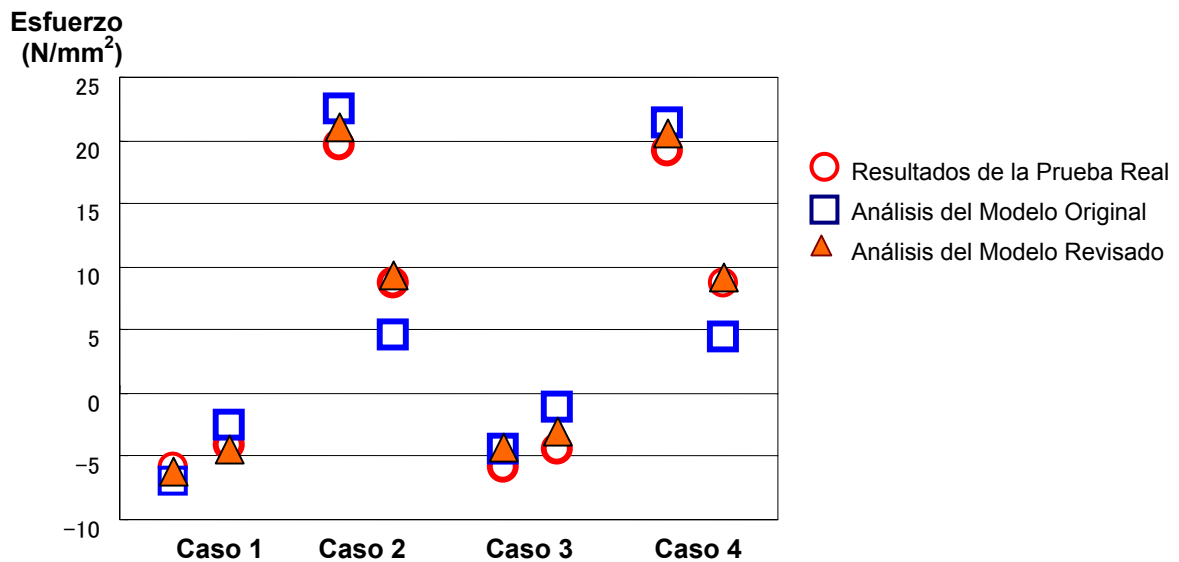


Figura 10.2.31. Comparación de los Esfuerzos entre los resultados reales y los modelos

c. **Esfuerzo para la carga de diseño incrementada HS20+25%**

Con base en el modelo estructural revisado, la deflexión y el esfuerzo del ala fueron analizadas para el diseño incrementado de la carga viva HS20 + 25%. La deflexión y el esfuerzo en el centro del tramo son menores que las permitidas como se muestra en la Figura 10.2.32.

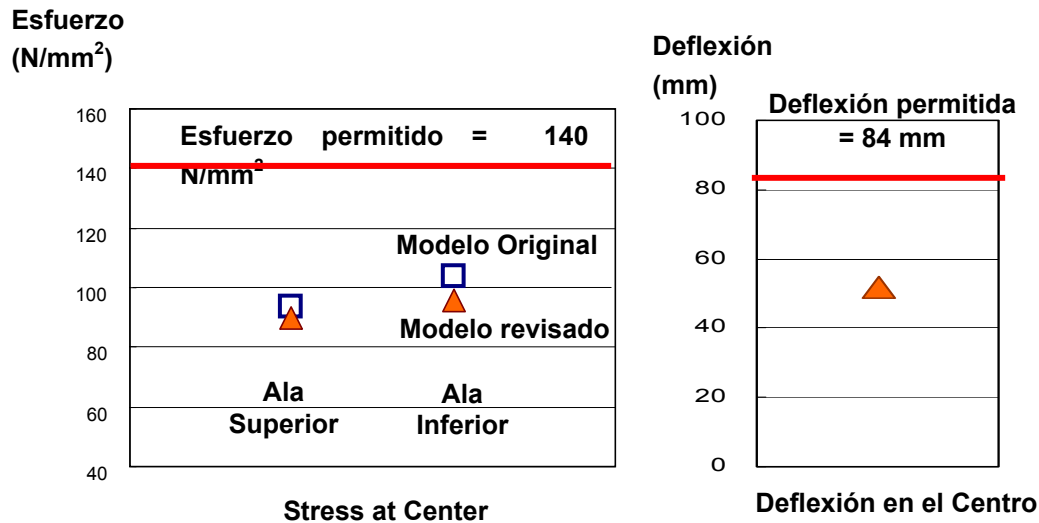


Figura 10.2.32. Esfuerzo y Deflexión revisada para HS20+25%

2) Resultados de la Prueba de Carga Dinámica

Los resultados de la prueba de carga dinámica en el Puente No. 26 sobre el Río Chirripó se muestran en la tabla 10.2.15. Las deflexiones en el modelo se calcularon con el modelo estructural usando las condiciones de carga real tomando en consideración la posición y el peso de cada eje del camión de carga.

Las diferencias de la deflexión entre las velocidades en movimiento no se toman en cuenta en el resultado de esta prueba. Lo que significa que el impacto que es considerado para el diseño es un 30% de carga viva no se confirmó con esta prueba.

Tabla 10.2.15. Comparación de la Deflexión para la Velocidad en movimiento

Velocidad (km/h)	Lado aguas arriba				Lado aguas abajo			
	Estática	20	40	60	Estática	20	40	60
Deflexión (mm)	19.6	18.8	19.2	18.1	8.7	9.3	9.2	10.1

3) Resultados de la Prueba de carga de tráfico

Los esfuerzos de los miembros que evalúan la fatiga se miden bajo la prueba de carga de tráfico durante 24 horas en los puntos mostrados en la Figura 10.2.33.

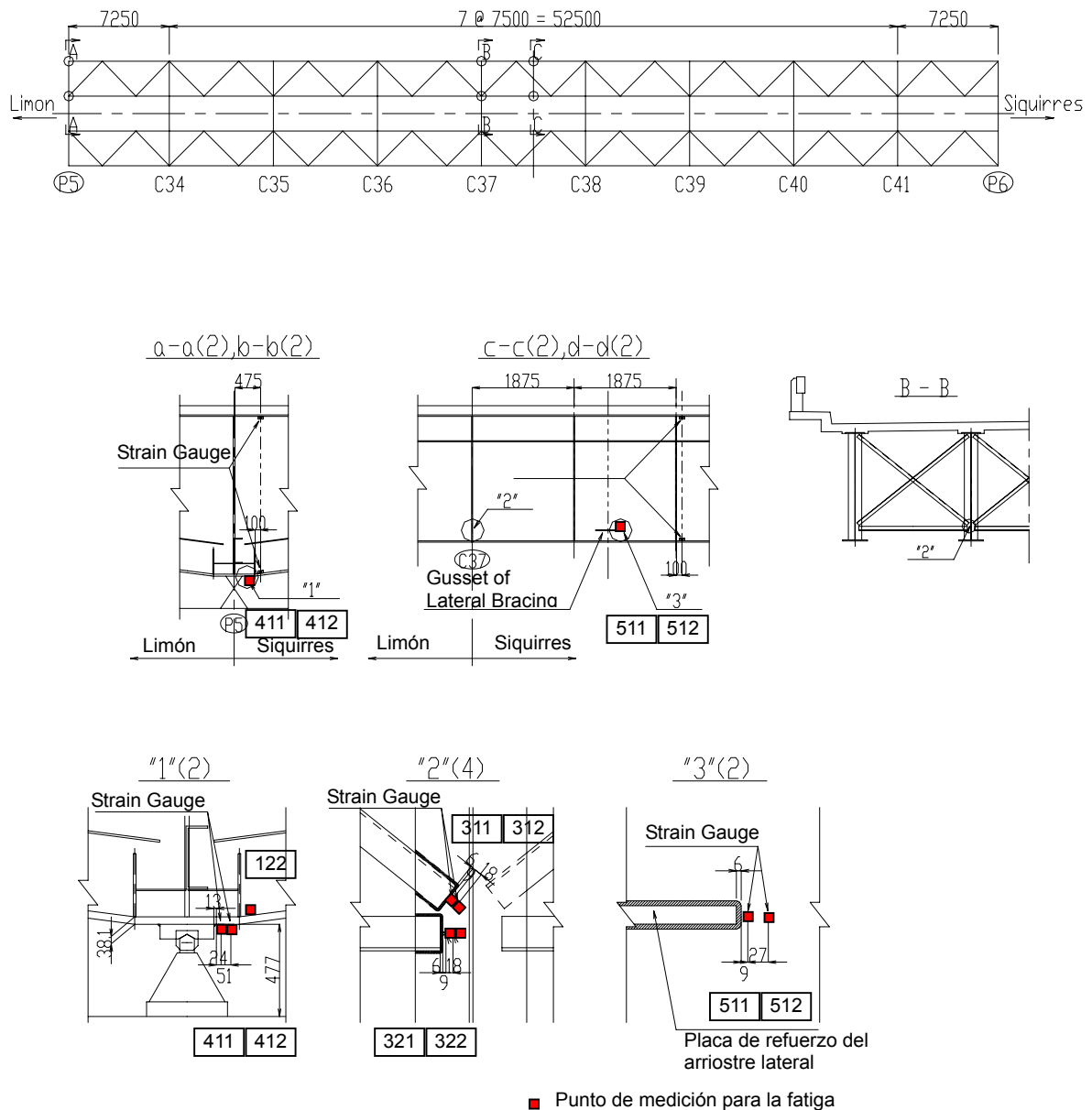


Figura 10.2.33. Punto de Medición del Esfuerzo para la evaluación de la Fatiga

(1) Método de evaluación de la durabilidad para la fatiga.

Para evaluar la durabilidad del miembro de acero para la fatiga, los datos del tráfico en la ruta donde se ubica el puente y los datos de medición por la frecuencia del esfuerzo se realiza la prueba de carga del tráfico real. La secuencia de evaluación de durabilidad para la fatiga se muestra en la Figura 10.2.34

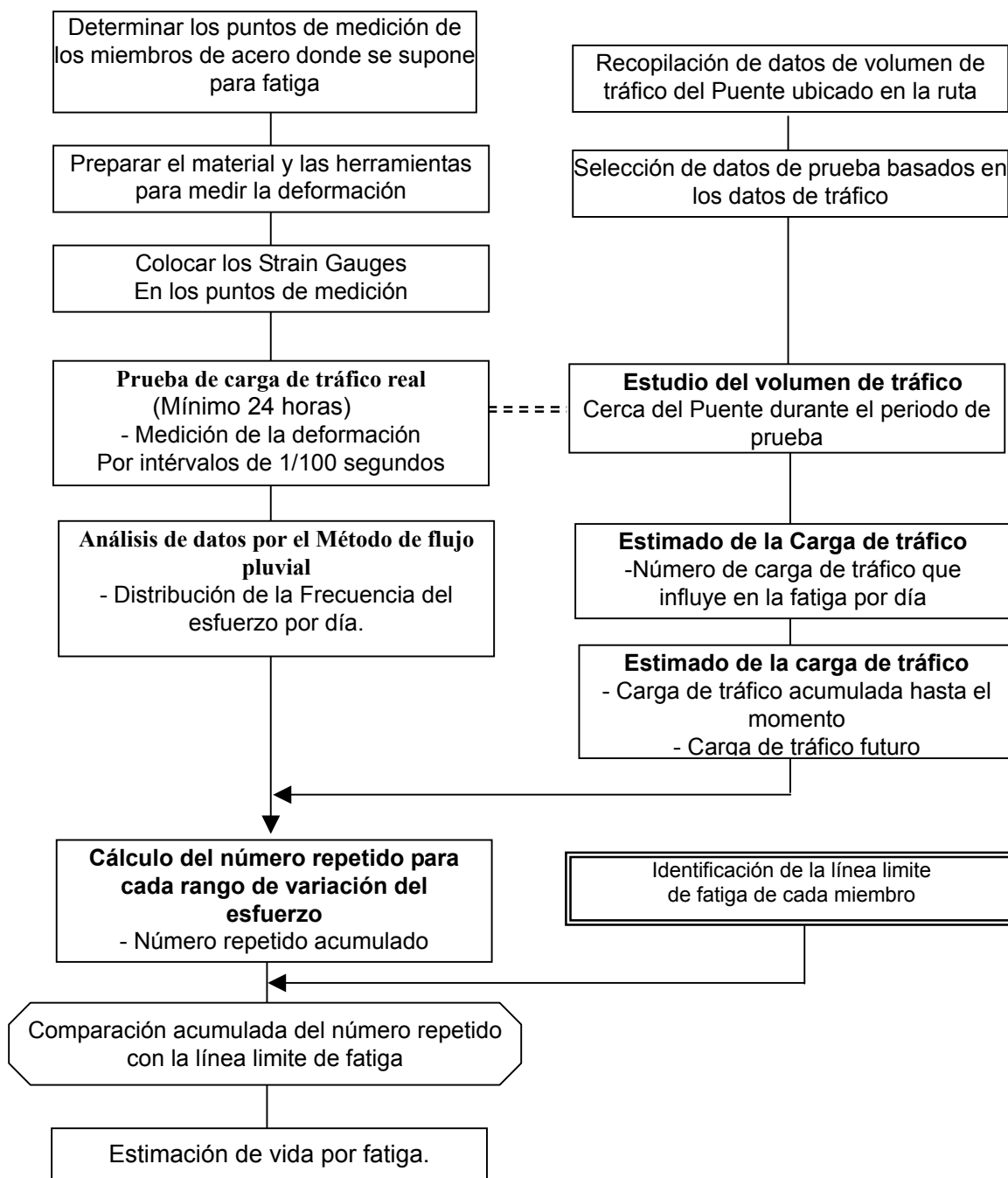


Figura 10.2.34. Secuencia de evaluación de durabilidad por fatiga.

Los datos de esfuerzo bajo la carga de tráfico fueron registrados durante 24 horas con el equipo recolector de datos utilizado para esta prueba. Después de la prueba, los datos de esfuerzo se contaron para cada rango de variación de esfuerzo por el Método de Flujo de lluvia. Los datos contados para cada rango de esfuerzo fueron evaluados por la acumulación lineal de los daños (Miner's low).

a. Método para analizar la distribución de la frecuencia del esfuerzo

Los datos de esfuerzo bajo la carga de tráfico fueron registrados durante 24 horas con el

equipo recolector de datos utilizado para esta prueba. Después de la prueba, los datos de esfuerzo se contaron para cada rango de variación de esfuerzo por el método de flujo de lluvia. Los datos contados para cada rango de esfuerzo fueron evaluados por la acumulación lineal de los daños (Miner's law).

El método de flujo de lluvia es un método para transformar la onda de esfuerzo a la distribución de frecuencia de esfuerzo al ocuparse del rango de variación del esfuerzo (por ejemplo, una diferencia entre el valor máximo y el valor mínimo). El patrón de las ondas se consideran como una cubierta múltiple y las diferencias se toman como si las gotas fluyen hacia abajo desde la raíz de todas las cubiertas como se muestra en la figura 10.2.35. La distribución de las frecuencias de esfuerzo durante el periodo de prueba se resume como el número repetido para cada rango de variación.

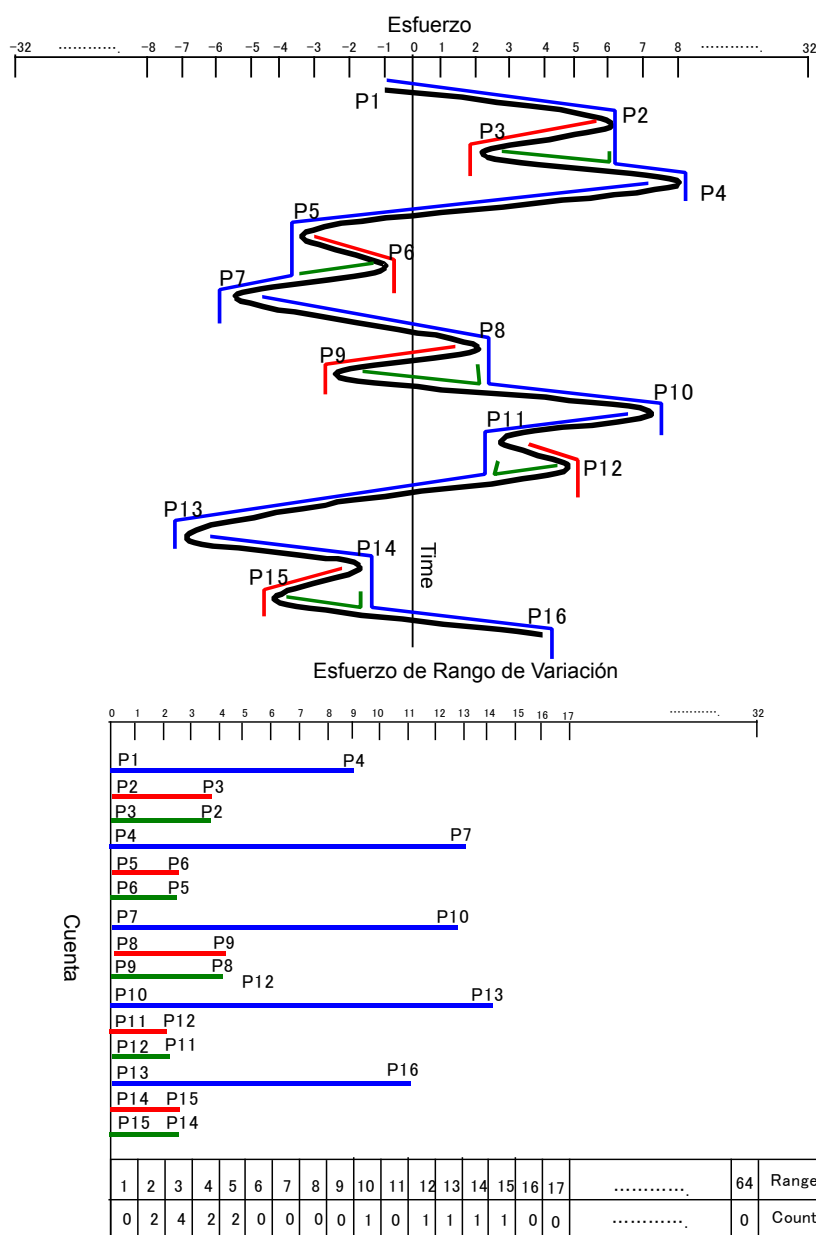


Figura 10.2.35. Imagen del Método de Flujo Pluvial

b. Número repetido acumulado para la distribución de la frecuencia del esfuerzo.

El número repetido acumulado para cada rango de variación de esfuerzo puede calcularse con base en volumen de tráfico observado durante el período de prueba y los datos del volumen de tráfico de años anteriores. El volumen de tráfico utilizado afecta la fatiga.

Volumen de Tráfico durante el periodo de prueba			
	Clase	Tipo de Vehículo	Número
Vehículos Livianos	1	Pasajeros	XXXX
	2	Carga Liviana	XXXX
	3	Buses	XXXX
Vehículos Pesados	4	Camiones de 2 ejes	XXXX
	5	Camiones de 3 ejes	XXXX
	6	Camiones de 4 ejes	XXXX
	7	Camiones de 5 o más ejes	XXXX

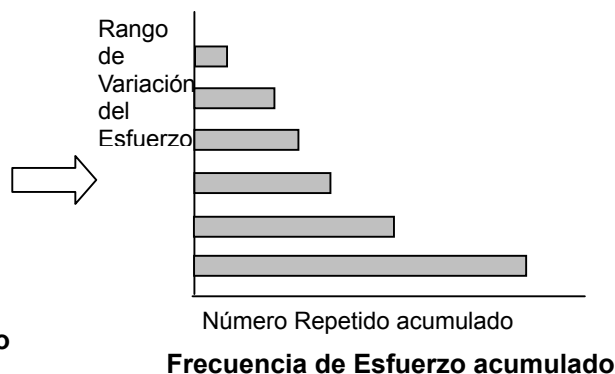
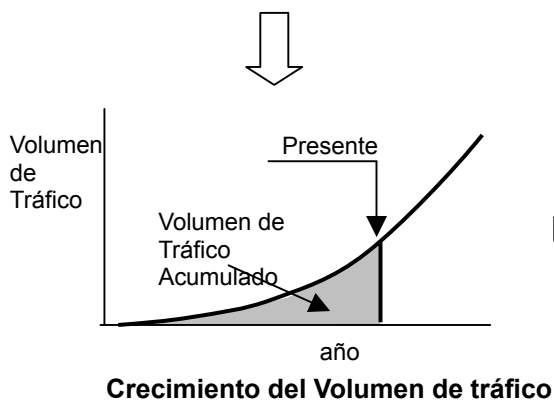
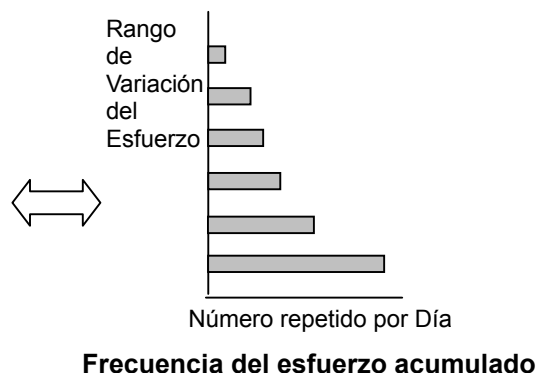


Figura 10.2.36. Número repetido acumulado

c. Evaluación de la durabilidad para fatiga.

El daño por fatiga ocurre cuando el número repetido de la variación del esfuerzo llega a su número límite, el cual depende del rango de variación del esfuerzo. Por este método, el grado de daño se evalúa con el método de daño lineal por el valor de grados acumulados de la fatiga D calculada con la siguiente ecuación. Cuando D alcanza un daño de 1,0 se ocasionará la fatiga.

En caso de evaluar la fatiga, se considera solo el volumen de tráfico de vehículos pesados, ya que se puede rechazar la influencia de la fatiga causada por vehículos livianos.

Cuando el rango de variación de frecuencia es menor que un cierto rango, no ocurre fatiga aunque se repita un daño de acumulación lineal de variación de esfuerzo.

$$D = \frac{n_1}{N_1} + \frac{n_2}{N_2} + \frac{n_3}{N_3} + \dots + \frac{n_i}{N_i} + \dots + \frac{n_j}{N_j} + \dots$$

Donde, D: Grado acumulado de fatiga

N_i : número límite repetido que causa daño por fatiga por el rango de variación del esfuerzo $\Delta\sigma_i$

$$= 2,000,000 \times (\text{Ave. } \Delta\sigma_i^3 / \sigma_{\text{lim.}}^3)$$

$\sigma_{\text{lim.}}$: Rango de variación de esfuerzo básico para 2,000,000 esfuerzos repetidos, depende de la clase de esfuerzo de la posición de miembro.

n_i : acumulación para el rango de variación del esfuerzo $\Delta\sigma_i$

n_i / N_i : Grado de fatiga para el rango de variación de esfuerzo $\Delta\sigma_i$

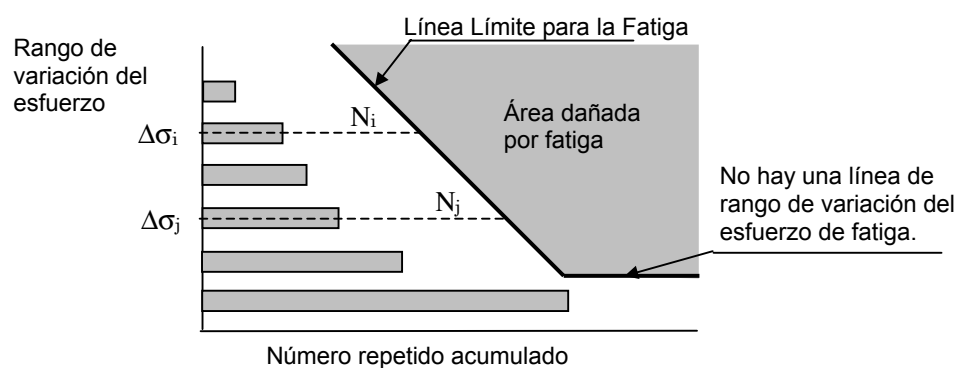


Figura 10.2.37. Imagen de un grado acumulado de fatiga

(2) Resultados de la prueba de carga de tráfico real

a. Frecuencia del esfuerzo para cada miembro

Los datos de frecuencia del esfuerzo para cada miembro bajo la prueba de carga de tráfico real durante 24 horas se muestran de la Tabla 10.2.16. a la 10.2.19.

Tabla 10.2.16. Frecuencia de esfuerzo de la parte de conexión de la placa de refuerzo

Rango de variación del esfuerzo $\Delta\sigma_i$ (N/mm ²)	Rango de esfuerzo promedio Ave. $\Delta\sigma_i$ (N/mm ²)	Número de ocurrencia n_i	Rango de Variación del esfuerzo básico 2,000,000 Esfuerzo repetido σ_{lim} (N/mm ²)	Número permitido para el esfuerzo promedio del rango $N_i = 2,000,000 \times$ (Ave. $\Delta\sigma_i^3 / \sigma_{\text{lim.}}^3$)	Grado de fatiga para Prom. $\Delta\sigma_i$ (%)
100 – 120	110	2		560,853	0.00036
80 – 100	90	12	72	1,024,000	0.00112
60 – 80	70	42		2,176,373	0.00191
40 – 60	50	138		5,971,968	0.00231
20 – 40	30	377	Inferior al Limite de	-	-
0 - 20	10	1,963	Fatiga	-	-
Total					0.00570

Tabla 10.2.17. Frecuencia de esfuerzo en la parte de conexión del arriostre transversal 1

Rango de variación del esfuerzo $\Delta\sigma_i$ (N/mm ²)	Rango de esfuerzo promedio Ave. $\Delta\sigma_i$ (N/mm ²)	Número de ocurrencia n_i	Rango de Variación del esfuerzo básico 2,000,000 Esfuerzo repetido σ_{lim} (N/mm ²)	Número permitido para el esfuerzo promedio del rango $N_i = 2,000,000 \times$ (Ave. $\Delta\sigma_i^3 / \sigma_{lim}^3$)	Grado de fatiga para Prom. $\Delta\sigma_I$ (%)
100 – 120	110	1	80	769,346	0.00013
80 – 100	90	2		1,404,664	0.00014
60 – 80	70	24		2,965,423	0.00079
40 – 60	50	66		8,192,000	0.00081
20 – 40	30	205	Inferior al Limite de Fatiga	-	-
0 - 20	10	1,331		-	-
Total					0.00187

Tabla 10.2.18. Frecuencia de esfuerzo en la parte de conexión del arriostre transversal 2

Rango de variación del esfuerzo $\Delta\sigma_i$ (N/mm ²)	Rango de esfuerzo promedio Ave. $\Delta\sigma_i$ (N/mm ²)	Número de ocurrencia n_i	Rango de Variación del esfuerzo básico 2,000,000 Esfuerzo repetido σ_{lim} (N/mm ²)	Número permitido para el esfuerzo promedio del rango $N_i = 2,000,000 \times$ (Ave. $\Delta\sigma_i^3 / \sigma_{lim}^3$)	Grado de fatiga para Prom. $\Delta\sigma_I$ (%)
100 – 120	110	0	80	769,346	0.00000
80 – 100	90	1		1,404,664	0.00007
60 – 80	70	1		2,985,423	0.00003
40 – 60	50	13		8,192,000	0.00016
20 – 40	30	94	Inferior al Limite de Fatiga	-	-
0 - 20	10	831		-	-
Total					0.00026

Tabla 10.2.19. Frecuencia de esfuerzo en la parte de conexión lateral

Rango de variación del esfuerzo $\Delta\sigma_i$ (N/mm ²)	Rango de esfuerzo promedio Ave. $\Delta\sigma_i$ (N/mm ²)	Número de ocurrencia n_i	Rango de Variación del esfuerzo básico 2,000,000 Esfuerzo repetido σ_{lim} (N/mm ²)	Número permitido para el esfuerzo promedio del rango $N_i = 2,000,000 \times$ (Ave. $\Delta\sigma_i^3 / \sigma_{lim}^3$)	Grado de fatiga para Prom. $\Delta\sigma_I$ (%)
100 – 120	110	1	80	769,346	0.00006
80 – 100	90	9		1,404,664	0.00061
60 – 80	70	41		2,985,423	0.00136
40 – 60	50	150		8,192,000	0.00183
20 – 40	30	339	Inferior al Limite de Fatiga	-	-
0 - 20	10	2,310		-	-
Total					0.00386

b. Volumen de Tráfico durante la Prueba

El volumen de tráfico durante la prueba de carga se muestra en la Tabla 10.2.20.

Tabla 10.2.20. Volumen de Tráfico durante la prueba (Ambos Lados)

Horas		Vehículos Livianos		Vehículos Pesados					TOTAL
Desde	Hasta	Pasajeros	Pick Up	Bus	2 Ejes	3 Ejes	4 Ejes	5 Ejes	
12:00	13:00	137	58	12	39	8	0	81	335
13:00	14:00	144	55	19	28	6	0	113	365
14:00	15:00	165	87	14	27	10	0	103	406
15:00	16:00	168	68	17	20	5	0	129	407
16:00	17:00	162	75	16	29	17	0	145	444
17:00	18:00	224	80	16	28	6	0	133	487
18:00	19:00	162	42	11	17	4	0	135	371
19:00	20:00	105	35	11	20	5	0	108	284
20:00	21:00	87	19	1	12	1	0	140	260
21:00	22:00	57	13	1	5	6	0	99	181
22:00	23:00	32	11	2	6	1	0	77	129
23:00	0:00	19	5	1	3	2	0	71	101
0:00	1:00	5	3	0	0	1	0	52	61
1:00	2:00	7	0	0	1	0	0	37	45
2:00	3:00	4	0	0	0	0	0	20	24
3:00	4:00	5	1	0	3	0	1	19	29
4:00	5:00	29	11	4	6	0	0	40	90
5:00	6:00	54	36	15	17	7	1	70	200
6:00	7:00	94	54	23	28	5	0	63	267
7:00	8:00	133	66	24	19	10	0	65	317
8:00	9:00	131	75	21	32	7	0	64	330
9:00	10:00	141	67	16	39	8	0	85	356
10:00	11:00	162	89	11	40	11	0	78	391
11:00	12:00	148	69	15	37	12	0	69	350
TOTAL		2,375	1,019	250	456	132	2	1,996	6,230
		38.1%	16.4%	4.0%	7.3%	2.1%	0.0%	32.0%	100.0%

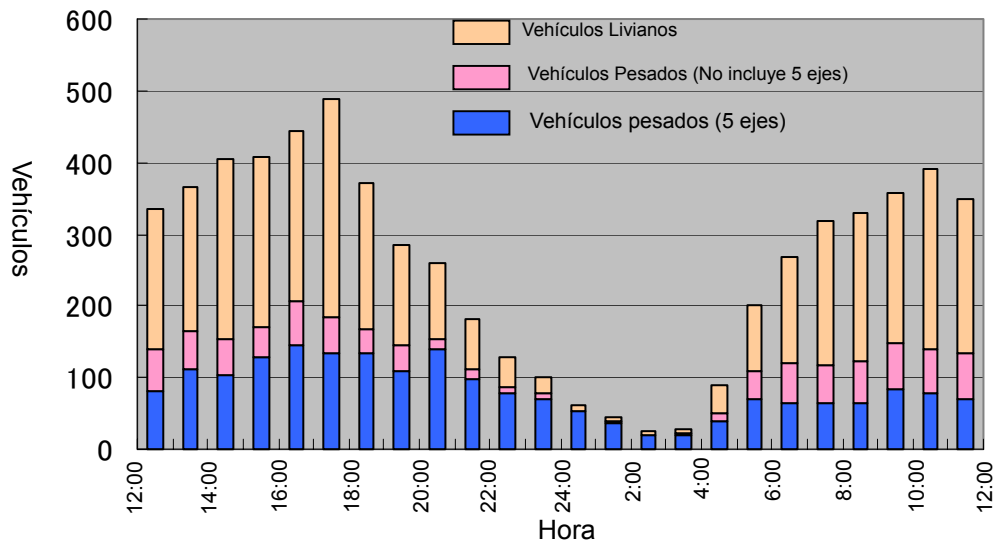


Figura 10.2.38. Volumen de Tráfico durante Pruebas (Ambos lados)

c. Estimación de Durabilidad para fatiga

Cuando la parte del miembro de acero no está dañado por fatiga, por ejemplo el grado acumulado de fatiga D es menor que el valor de 1,0, la expectativa de vida se estima por la predicción del volumen de tráfico. El grado acumulado de fatiga por un vehículo se calcula por los resultados de la prueba de carga de tráfico real. Con base en este grado, se calcula el número límite de vehículos que causa el daño por fatiga. Luego, cuando el número de tráfico acumulado alcanza el número límite se puede estimar la curva del volumen de tráfico acumulado como se muestra en la Figura 10.2.37. La vida por la fatiga es el periodo restante en años a partir de ahora.

$$D(v) = D(\text{día}) / V(\text{día})$$

$$N_f = 1.0 / D(v)$$

- Donde, $D(v)$: Grado de fatiga por un vehículo
 $D(\text{día})$: Grado de Fatiga para Uno
 $V(\text{día})$: Volumen de tráfico por día basado en la prueba de carga
 N_f : Número de vehículos acumulados que causan el daño por fatiga.

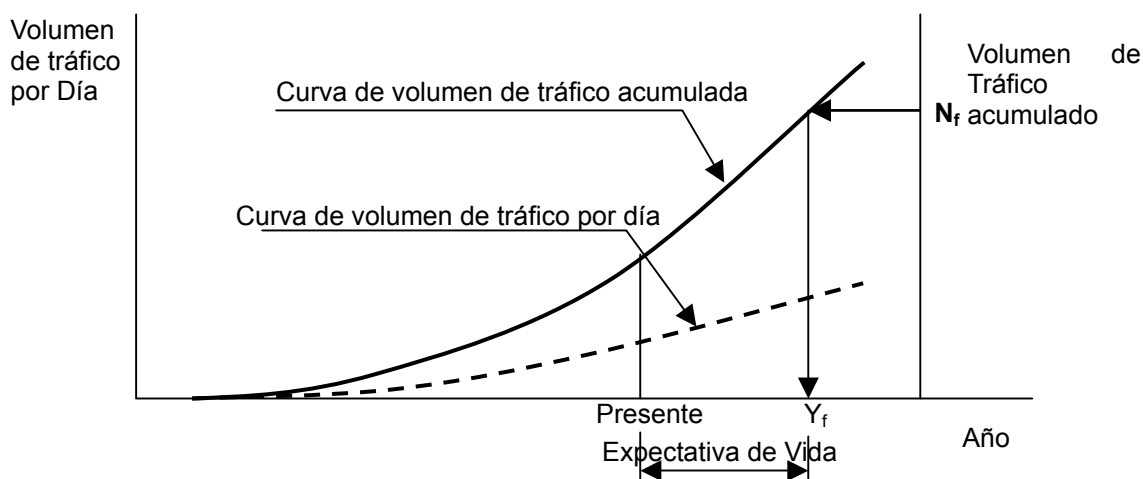


Figura 10.2.39. Expectativa de Vida y volumen de tráfico acumulado

Así como es imposible medir el peso de cada vehículo durante la prueba, se asume que estos esfuerzos fueron causados por los camiones de 5 ejes solamente. El número de vehículos durante la prueba fue de 1,996 como se muestra en la Tabla 10.2.20. Por lo tanto, el número de vehículos acumulados para cada parte medida se calcula en la Tabla 10.2.21.

Tabla 10.2.21. Daño ocurrido por número de vehículos acumulados

Parte	Grado de Daño durante la prueba D (día) (%)	Número de Vehículos pesados durante la Prueba V(día) (No.)	Número de vehículos acumulados que causan daño Nf (No.)
Placa	0.00570	1,996	35,069,339
Arriostramiento transversal 1	0.00187	1,996	107,120,710
Arriostramiento transversal 2	0.00026	1,996	758,602,892
Lateral	0.00386	1,996	51,791,664

Con base en la tasa de crecimiento del volumen de tráfico por año, el grado de daño para la fatiga actualmente se asume y se puede estimar la expectativa de vida.

Se asumió que el volumen de tráfico incremento constantemente por año y el volumen de tráfico por día es V_p en Y_p años desde la finalización del puente. Se puede calcular con las siguientes ecuaciones la tasa de crecimiento A y el número de tráfico acumulado N_p .

$$A = V_p / Y_p$$

$$N_p = A / 2 \times Y_p^2 \times 365$$

El crecimiento de los camiones de 5 ejes y el volumen acumulado basado en el número de camiones durante la prueba y los años de 28 después de la finalización del puente se muestra en la Figura 10.2.40.

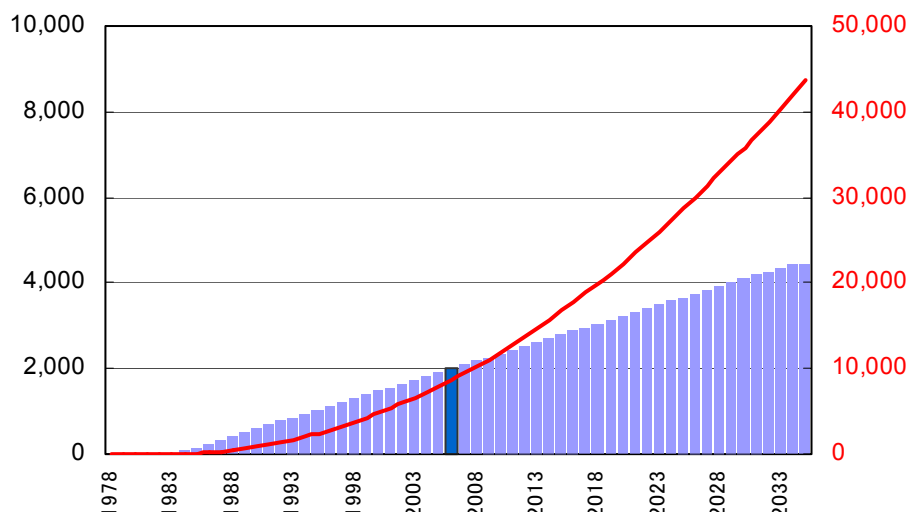


Figura 10.2.40. Crecimiento y volumen de tráfico acumulado para camiones de 5 ejes

Luego, el año Y_f , cuando el número de tráfico acumulado alcanza el número de vehículos acumulados ocurre el daño de fatiga N_f , que se calcula con la siguiente ecuación.

$$Y_f = (2 \times N_f / (A \times 365))^{1/2}$$

Por lo tanto, el año en que el miembro se dañaría por fatiga se estima en la Tabla 10.2.22.

Tabla 10.2.22. Número de Vehículos Acumulados que causa daño

Parte	Número de Vehículos pesados por día actualmente V_p (No.)	Años después de finalizar Y_p (año)	Número de vehículos acumulados que causa daños N_f (No.)	Año n el que ocurrirá el daño	
				Años después de finalizar Y_f (año)	Año
Placa	1,998	28	35 millón	52	2030
Arriostramiento transversal 1	1,998	28	107 millón	91	2069
Arriostramiento transversal 2	1,998	28	758 millón	241	2219
Lateral	1,998	28	52 millón	63	2041

Como resultado de lo anterior, todos los miembros medidos en las pruebas no se han dañado por fatiga todavía. La expectativa de vida mínima se estima de 24 años para la parte soldada de la placa, las otras partes no tienen problemas con la fatiga.

4) Conclusión

Como resultado de los análisis basados en las pruebas de carga en el Puente No. 26 sobre el río Chirripó, la condición existente de la viga principal del puente es la siguiente:

- 1) La rigidez real del Puente es mayor que la rigidez calculada para el diseño basada en los planos existentes.
- 2) La deflexión máxima y el esfuerzo de la viga principal satisface las que se permiten para el diseño incrementado de carga viva de HS20 +25%.
- 3) La expectativa de vida para la fatiga se estima en 25 años apartir de ahora en el punto de la conexión alrededor de la placa del apoyo. Y las otras partes de conexión tales como el arriostramiento transversal y lateral tienen una expectativa de vida mayor.

10.3 Estudio de Condiciones Naturales

10.3.1 Estudio de la Condición de los Ríos

La condición de flujo del río, erosión y las condiciones de depósito de las riberas y cauces fueron investigados para 29 puentes del Estudio. Las condiciones de los cauces y riberas han cambiado grandemente en algunos de los sitios de puentes con respecto a las condiciones de cuando los puentes fueron construidos, debido a crecidas en los ríos durante un largo periodo largo después de la construcción. Los perfiles de los ríos cercanos al puente y condiciones de las riberas y cauces para 29 puentes son mostrados en los apéndices 3 y 4 respectivamente. En esta sección, en la Tabla 10.3 se muestran las condiciones de los 10 puentes seleccionados.

La socavación del cauce en el puente río Nuevo No.16 es muy seria. El nivel de cauce presenta una socavación de alrededor de 6 m de su nivel de profundidad original, y no sólo en el área alrededor del puente sino también en el área de aguas arriba y aguas abajo. Los pilotes de las pilas P1 y P2 están expuestos y la protección del talud frente al bastión A2 está profundamente erosionada.

Se observa erosión en los rellenos de suelo detrás de los bastiones en varios puentes, donde, se utilizan las pilas tipo bastión. Estas erosiones ocurrieron por la erosión de la protección del talud frente a los bastiones, la cual fue causada por inundaciones o por el drene de agua llovida cerca del bastión. Estas erosiones en los rellenos causan el asentamiento de la superficie de la vía detrás de los bastiones.