

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**



**EVALUACIÓN TEÓRICO EXPERIMENTAL DE LA
CAPACIDAD DE CARGA DE UN ANTIGUO
PUENTE METALICO RETICULADO COMPUESTO
CON FINES DE REHABILITACIÓN**

TESIS

**PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL**

CÉSAR DANIEL ALVARADO CALDERÓN

LIMA – PERÚ

2005

EVALUACIÓN TEÓRICO EXPERIMENTAL DE LA CAPACIDAD DE CARGA UN ANTIGUO PUENTE METÁLICO RETICULADO COMPUESTO CON FINES DE REHABILITACIÓN

INDICE

INTRODUCCION.....	1
CAPITULO 1. DESCRIPCIÓN DE LOS ANTECEDENTES Y SITUACIÓN ACTUAL DEL PUENTE Y DE SUS NECESIDADES DE REHABILITACIÓN.....	3
1.1. Recopilación de Información existente.....	4
1.2. Inspección Visual.....	5
1.3. Descripción del Puente y características de sus elementos constituyentes.....	5
1.4. Características de los camiones de la Compañía Minera San Martín.....	8
CAPITULO 2. MODELAMIENTO Y ANÁLISIS ESTRUCTURAL PARA EVALUACIÓN PRELIMINAR Y VERIFICACIÓN DIMENSIONAL.....	12
2.1. Descripción de los elementos utilizados para el modelamiento y el análisis estructural.....	12
2.2. Descripción del modelo estructural.....	17
2.3. Cargas Estáticas y Móviles sobre el modelo.....	20
2.4. Interpretación de Resultados.....	29
CAPITULO 3. MODELAMIENTO Y ANÁLISIS ESTRUCTURAL EN LAS CONDICIONES ACTUALES.....	30
3.1. Modelo Plano.....	30
3.2. Modelo Espacial.....	38
3.3. Modelamiento y Análisis Estructural Dinámico.....	41

CAPITULO 4. MEDICIONES EXPERIMENTALES Y EVALUACIÓN DE RESULTADOS	44
4.1. Pruebas Estáticas.	45
4.2. Pruebas Dinámicas.	50
CAPITULO 5. ACCIONES DE MANTENIMIENTO, REHABILITACIÓN Y REFORZAMIENTO	52
5.1. Ingeniería Básica.....	52
5.2. Especificaciones Técnicas y Presupuesto Referencial.	65
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	83
BIBLIOGRAFÍA	85
ANEXOS	86

EVALUACIÓN TEORICO EXPERIMENTAL DE LA CAPACIDAD DE CARGA DE UN ANTIGUO PUENTE METÁLICO RETICULADO COMPUESTO CON FINES DE REHABILITACIÓN

INTRODUCCIÓN

El tema de la presente tesis se origina en la necesidad de una empresa minera de reducir los gastos de peaje de su flota de camiones al transitar por el sector Lima – Lurín de la Carretera Panamericana Sur y para lo cual era necesario utilizar la Vía Libre y transitar por el antiguo Puente Lurín, un puente de mas de 50 años de antigüedad. En dicho puente existe un aviso reglamentario del MTC limitando el peso de los vehículos a 18 toneladas, y lo cual por supuesto era imposible de cumplir, además de no existir control alguno, al tratarse de una vía libre y no existir una ruta alterna. Esta situación y las necesidades de la empresa resultaron en un ofrecimiento al MTC para financiar el reforzamiento del puente que permitiera el pase de sus camiones. Para esto era necesario efectuar primero un estudio que permitiera determinar la real capacidad de carga de los diferentes elementos estructurales principales del puente. El presente estudio fue encargado al Dr. Ing. Víctor Sánchez Moya, Profesor Principal de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Ingeniería, el cual planteó la ejecución de un estudio teórico experimental, y en el cual el suscrito ha tenido a su cargo el desarrollo de la parte analítica bajo el asesoramiento del Dr. Sánchez Moya.

Evaluación Teórico Experimental de la Capacidad de Carga de un Antiguo Puente Metálico Reticulado Compuesto con fines de Rehabilitación

El estudio ha permitido determinar que el elemento estructural que requiere ser reforzado para permitir el tránsito de estas mayores cargas es la losa del tablero superior y para lo cual se ha planteado su reforzamiento mediante el uso de viguetas longitudinales y una vigueta transversal intermedia por tramo.

El trabajo experimental basado en mediciones durante las pruebas de carga, ha tenido por objeto suplir la falta de información sobre el puente, dado que no existían planos de la estructura original. El modelamiento y análisis estructural del puente en sus diferentes etapas, ha tenido por objeto inicialmente determinar las dimensiones de la estructura original mediante un proceso de calibración para una sobrecarga de diseño H15 S12 del AASHTO, y considerando además el encamisetado en concreto de toda la estructura metálica y la contribución de la losa del tablero superior. Igualmente se ha revisado y analizado el proceso de reforzamiento mediante el postensado de la brida inferior realizada por la Ingeniera Dina Carrillo. Finalmente los resultados obtenidos durante las pruebas de carga y su verificación teórica permitieron establecer como realmente está funcionando la estructura con los apoyos fijos impidiendo el alargamiento de la brida inferior y generando fuerzas de compresión en la brida de tracción. De esta manera ha sido posible explicar como una estructura metálica de reducida capacidad de sobrecarga H15 S12 del AASHTO pueda actualmente soportar las cargas autorizadas para la Red Vial Nacional de 48 toneladas, y mas aun con pequeños refuerzos pueda soportar los camiones aun mas pesados de la empresa minera.

CAPITULO 1

DESCRIPCIÓN DE LOS ANTECEDENTES Y SITUACIÓN ACTUAL DEL PUENTE Y DE SUS NECESIDADES DE REHABILITACIÓN

Introducción

En este capítulo se describirá al puente en estudio, los trabajos de rehabilitación y reforzamiento a los que ha sido sometido durante su vida útil y además se presentará las necesidades de rehabilitación que serían necesarios para el tránsito de vehículos en forma segura por dicho puente.

El actual puente Lurín se encuentra situado en la antigua Panamericana Sur, hoy denominada la Vía Libre, y sobre el cual existe un cartel de Limitación de sobrecarga a 18 toneladas impuesto aparentemente por EMAPE, entidad que en principio estaría a cargo del mantenimiento de esta carretera.

A fin de evaluar la capacidad de carga teórica del actual puente se ha tenido que obtener y revisar toda la información disponible sobre el puente desde su puesta en operación. Se ha podido así determinar que se trata de un puente originalmente constituido por un reticulado metálico de tablero superior, pero que de acuerdo a la única información disponible de 1951 su empleo en la carretera Panamericana Sur se efectúa como un puente metálico encamisetado en concreto armado, con un tablero superior también de concreto armado con un ancho de calzada de 6.60 m y diseñado para una sobrecarga AASHTO H15 S12.

En 1999, EMAPE S.A. contrata los servicios de la Ing. Dina Carrillo P. con el fin de proponer trabajos de aligeramiento de carga y reforzamiento mediante postensado de los elementos de las bridas inferiores para alcanzar un incremento de la capacidad de carga para una sobrecarga promedio de 28 toneladas.

La actual necesidad de rehabilitación del puente Lurin radica en que la Compañía Minera San Martín requiere hacer transitar determinados vehículos pesados de su propiedad en forma segura por dicho Puente.

1.1 Recopilación de Información existente

Durante el proceso de recopilación de la información existente se ha visitado la planoteca del Ministerio de Transportes y se ha realizado coordinaciones con funcionarios del PROVIAS Departamental obteniéndose la siguiente información:

- a. Cinco planos del Puente Lurín elaborados por el Departamento de Puentes y Obras de la Dirección de Caminos del Ministerio de Fomento, elaborados entre Enero y Marzo de 1951. Los cuales tienen los siguientes títulos:

Vista General	Plano 1-5
Refuerzo Vigas	Plano 2-5
Arriostramiento	Plano 3-5
Tablero y Baranda	Plano 4-5
Arriostramiento Inferior	Plano s/n.
- b. Informe del Estudio de la Capacidad Portante Actual, aligeramiento y reforzamiento del Puente Lurín elaborado por Dina Carrillo Parodi Ing. Consultor para EMAPE S.A. en 1999.
- c. Informe de la Visita de Inspección del Puente Lurín del Ing. José Santillán Grandez, Director de Puentes (e) de la Dirección de Caminos del MTC CVC del 17.03.1998.

Copia de esta información se presenta en el Anexo I.

1.2 Inspección Visual

La inspección visual del puente muestra que la superestructura corresponde a la mostrada en los planos del proyecto de 1951, y la cual en principio se encuentra en buen estado exceptuando ciertas pequeñas zonas localizadas cercanas a los estribos y en los diafragmas extremos pero que no son estructuralmente críticas (ver panel fotográfico).

Evaluación de las condiciones actuales.

La inspección de las condiciones existentes en la zona del puente mostró que el tráfico en el puente es intenso, y que era prácticamente imposible interrumpir el tráfico en el puente por periodos prolongados durante el día razón por la cual se decidió efectuar las pruebas en las primeras horas después de la medianoche.

Se determinó igualmente que existía acceso directo a la superestructura desde la zona de los estribos, e igualmente debido a que el flujo de agua del río Lurín es prácticamente inexistente se podía acceder a la superestructura mediante escaleras y/o andamios desde el mismo cauce del río, el gálibo libre debajo del puente es del orden de 2.50 – 3.00 m.

Ha sido posible contratar el suministro de energía eléctrica por parte de las viviendas existentes contiguas al puente, y lo cual ha permitido contar aunque en forma limitada con iluminación y fuente de energía para la instrumentación.

1.3 Descripción del Puente y características de sus elementos constituyentes

El puente Lurín se encuentra ubicado sobre un alineamiento recto al ingreso y salida de los accesos existentes; es un puente simplemente apoyado de un solo tramo, la longitud entre ejes es de 28.00 m. La estructura del puente esta constituida por dos reticulados espaciados a 4.50 m entre ejes. Los reticulados son de bridas paralelas espaciadas verticalmente a 2.80 m entre ejes. Sobre la brida superior se apoyan vigas transversales ubicadas a cada 2.80 m. Estas

vigas sirven de apoyo y están integradas al tablero del puente que es una losa de concreto armado.

El puente es de dos vías con un ancho de calzada de 6.60 m, un ancho de veredas de 0.55 m donde están incluidas las barandas metálicas y sardineles de 0.30 m de alto.

De la revisión y análisis de los planos obtenidos del puente Lurín de 1951 elaborados por la Dirección de Caminos del Ministerio de Fomento de aquella época se puede apreciar que originalmente se trató de una estructura metálica reticulada tipo WARREN de tablero superior y sobre la cual no existe información alguna si alguna vez fue utilizada como tal.

A partir de esta información ha sido posible obtener las características de los elementos estructurales que conformarían la estructura metálica la cual se muestra en forma esquemática en la Figura N° 1.1. En los planos sólo se mostraba las dimensiones del encamisetado y la forma de los perfiles, asumiendo un determinado recubrimiento se pudo estimar las dimensiones de los perfiles los cuales se indican en la Tabla N° 1.1.

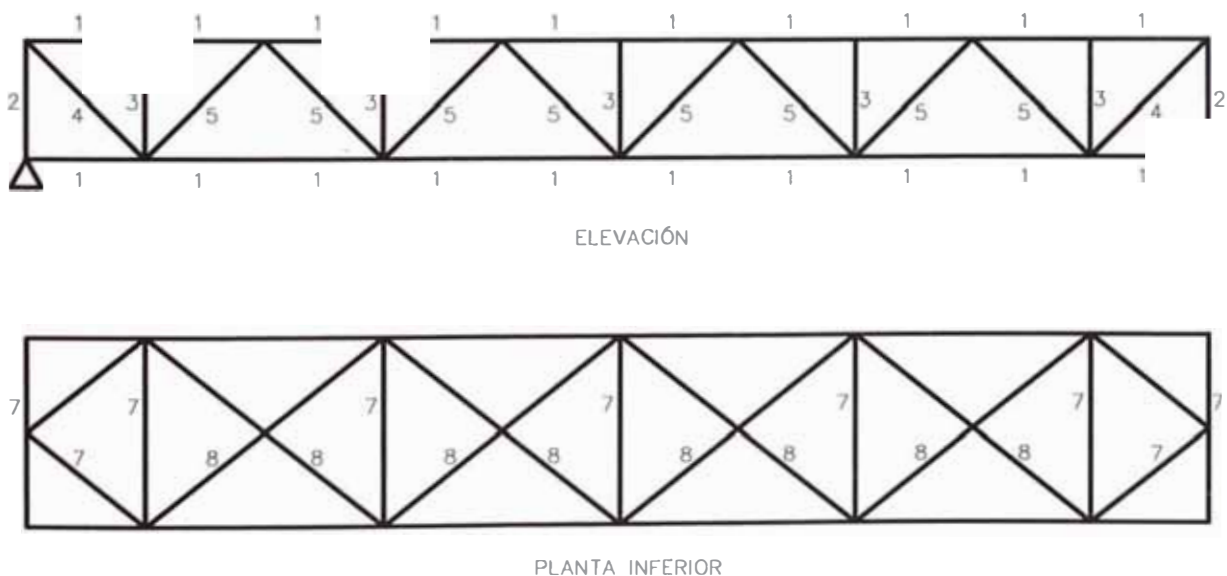


Figura N° 1.1

Representación esquemática de la estructura metálica del puente

Tabla N° 1.1

Perfiles metálicos y dimensiones asumidas de la estructura metálica

ELEMENTO	Tipo		Forma	Sección	As (cm ²)
BRIDA SUPERIOR	1	2 canales Standard][2 C 10"x 30	113.81
BRIDA INFERIOR	1	2 canales Standard][2 C 10"x 30	113.81
MONTANTES EXTERNAS	2	Viga	I	W 8" x 31	58.90
MONTANTES INTERMEDIAS	3	Viga	I	W 6" x 9	17.29
DIAGONALES EXTREMAS	4	2 canales Standard	[]	2 C 7"x 9.8	37.03
DIAGONALES INTERMEDIAS	5	2 canales Standard	[]	2 C 6"x 8.2	30.97
ARRIOSTRAMIENTO TRANSVERSAL					
DIAGONALES	6	2 ángulos	+	Ls 3"x 3" x 4.9	9.29
ARRIOSTRAMIENTO INFERIOR					
MONTANTES Y DIAGONALES EXTREMAS	7	2 ángulos	+	Ls 3"x 3" x 4.9	9.29
DIAGONALES INTERMEDIAS	8	2 ángulos	+	Ls 3"x 3" x 4.9	9.29

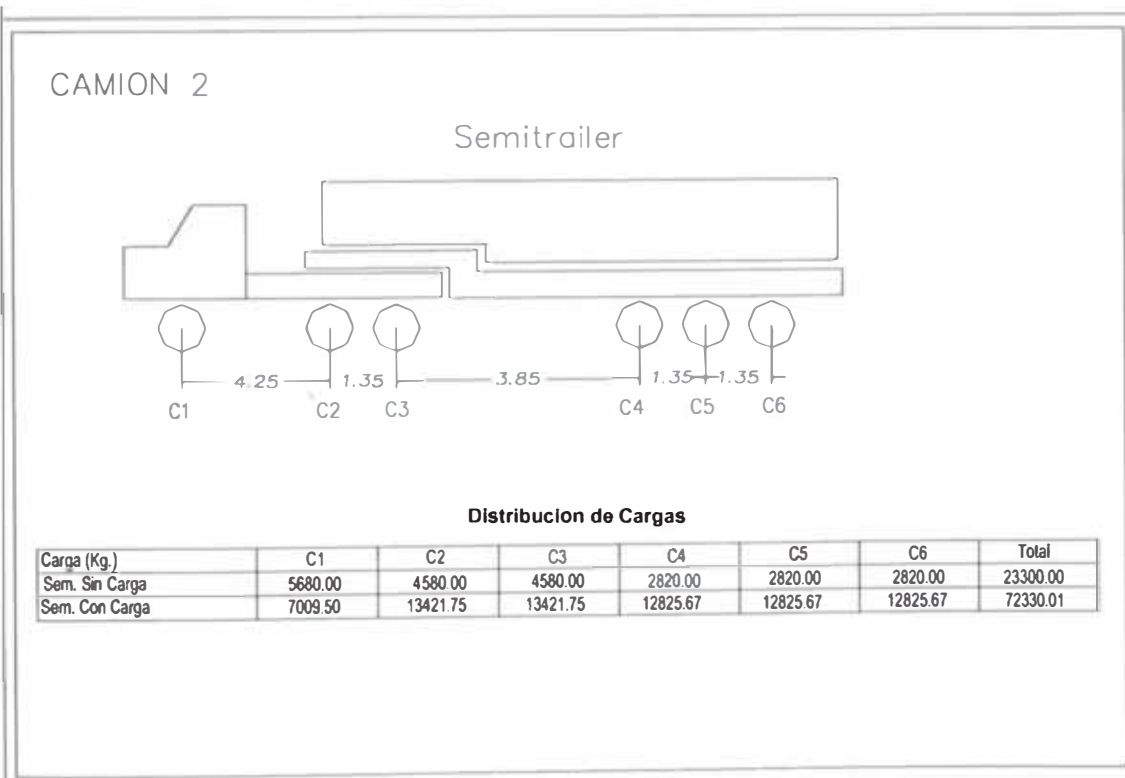
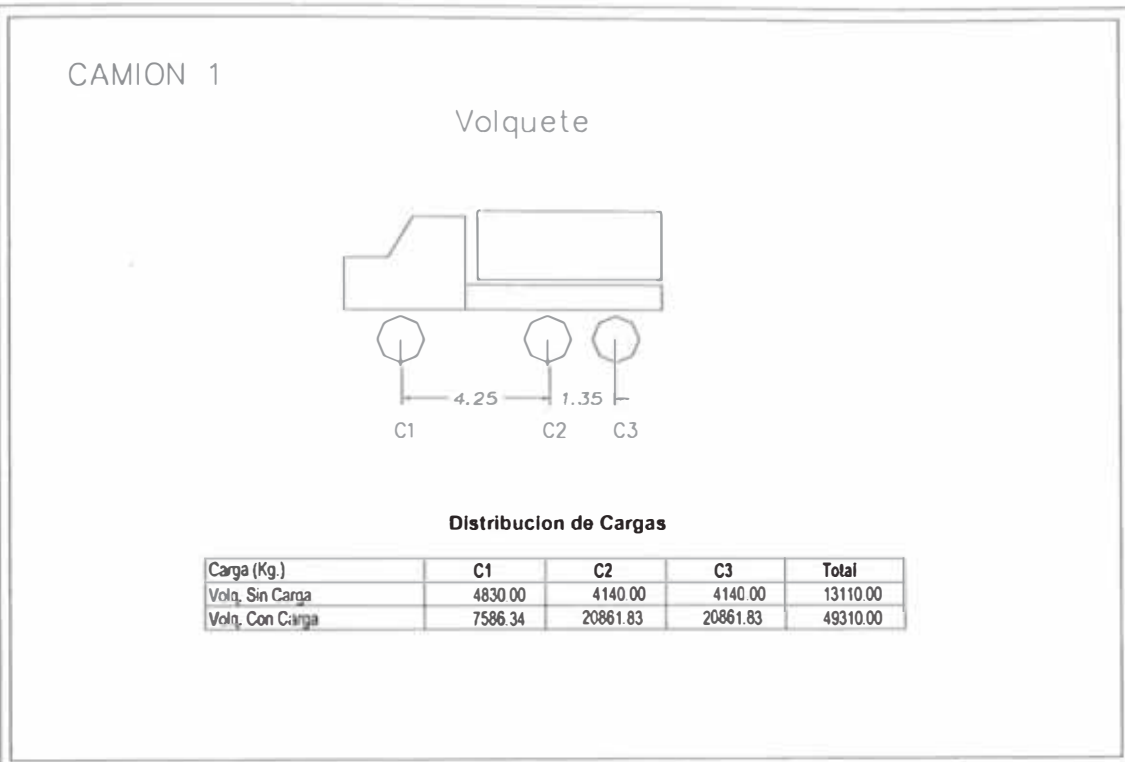
El proyecto que se indica en los planos de 1951 fue elaborado por el Ing. Pedro Lainez Lozada y considera el reforzamiento de la estructura metálica anterior encamisetando todos sus elementos metálicos en concreto armado y completando la estructura metálica con un tablero de concreto armado de doble vía para soportar la sobrecarga vehicular H15 S12 del AASHTO.

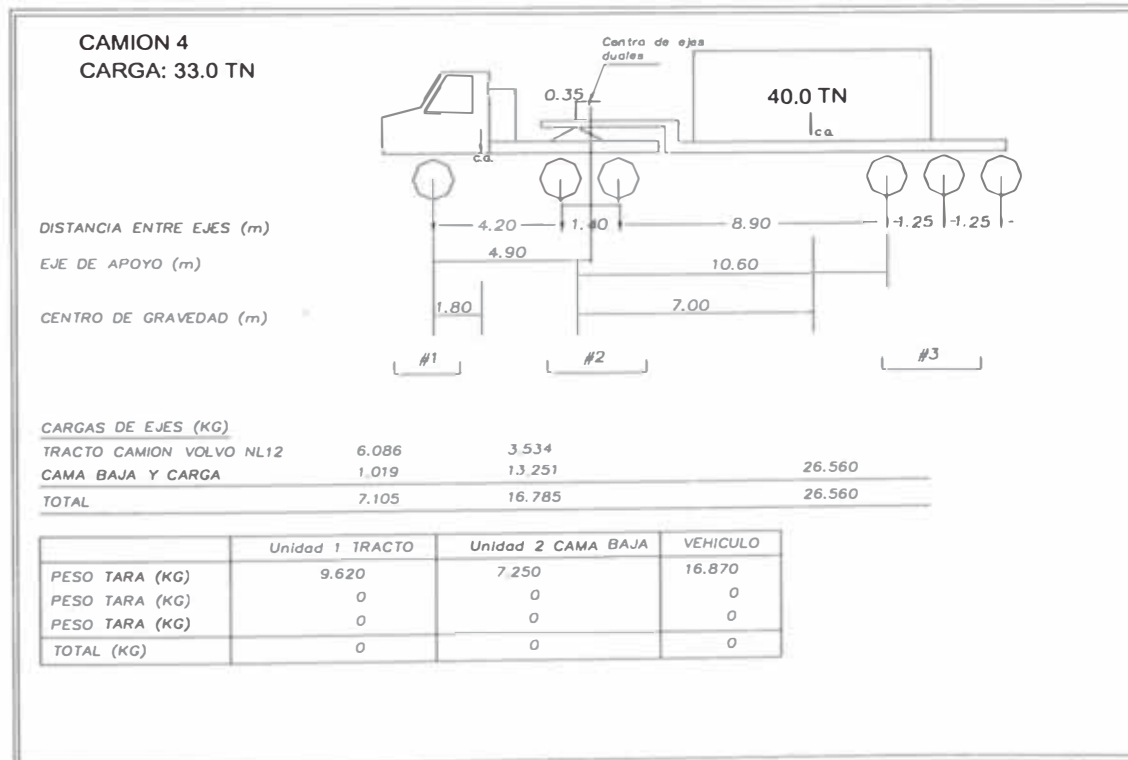
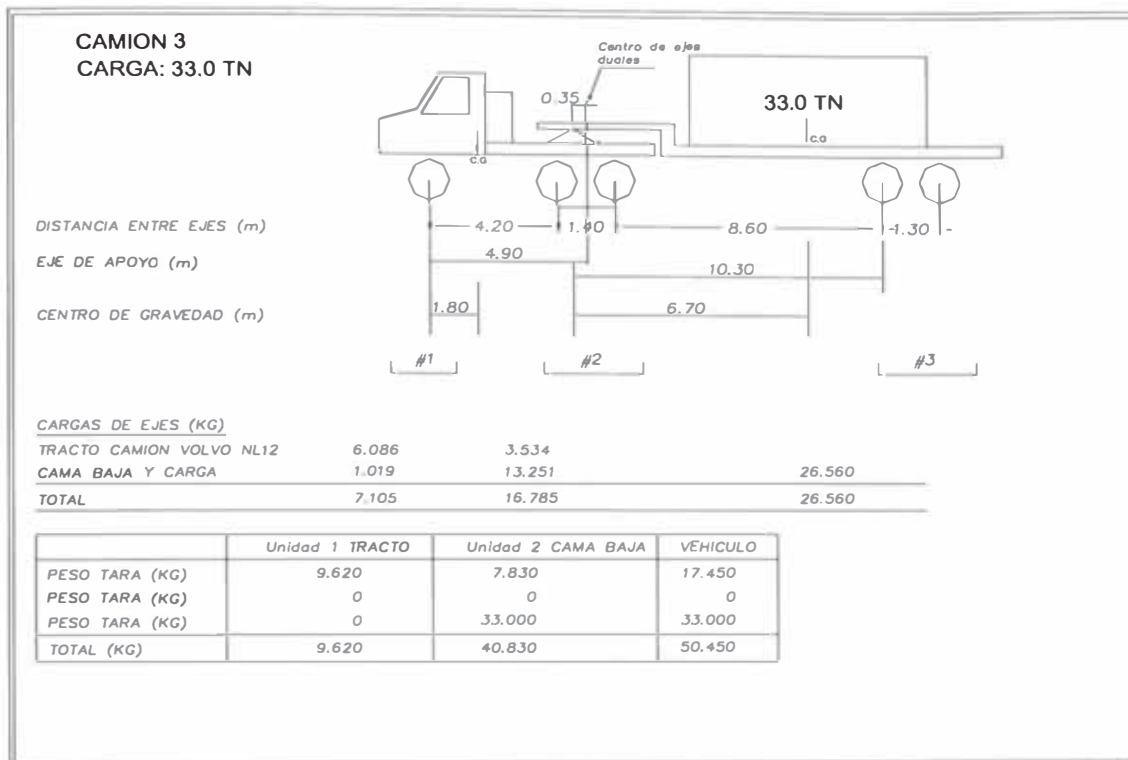
1.4 Características de los camiones de la Compañía Minera San Martín

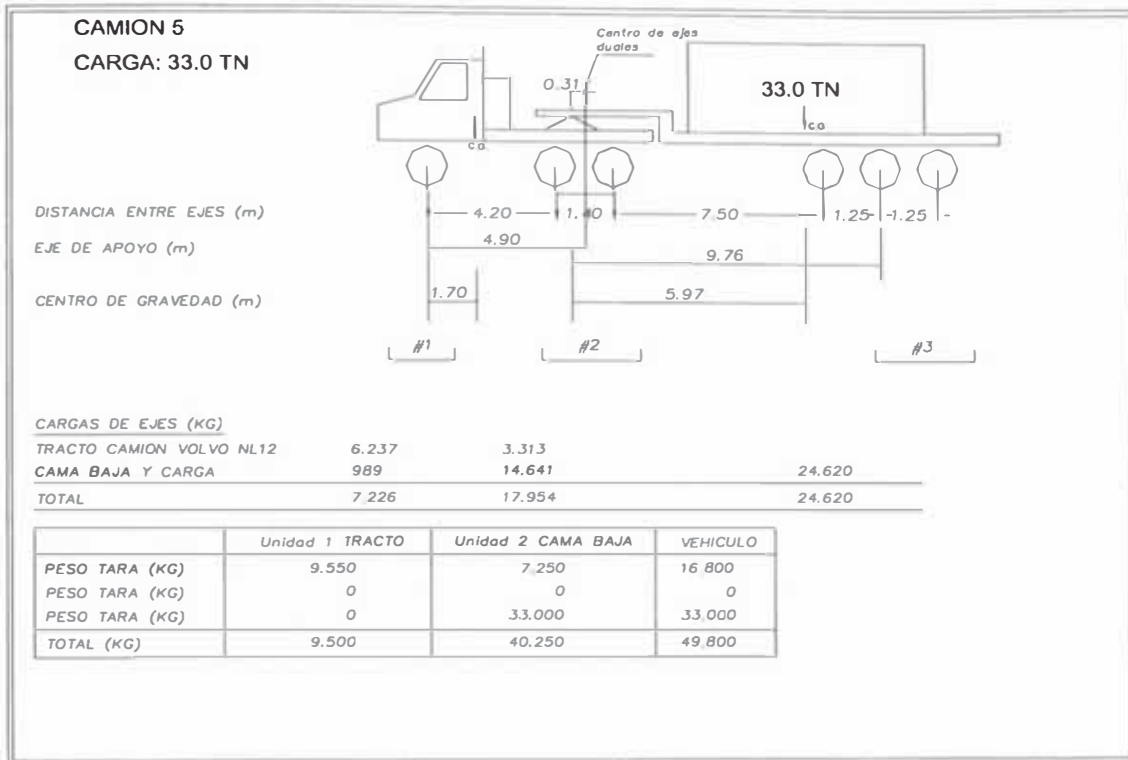
Actualmente el puente se encuentra situado en la Vía Libre de la Panamericana Sur, y aunque existe un aviso reglamentario de restricción de cargas a 18 toneladas en la práctica era imposible cumplirla por no existir un cruce alterno, razón por la cual éste puente estaba sujeto a las cargas legalmente autorizadas a transitar por la Red Vial Nacional con un peso máximo de 48 toneladas. Esta situación ha generado una preocupación permanente en las autoridades del MTC considerando que la estructura metálica encamisetada originalmente estuvo diseñada para una sobrecarga vehicular H15 S12 con un peso máximo de 24.5 toneladas, y el reforzamiento posterior solicitado a la Ingeniera Dina Carrillo era para una sobrecarga promedio entre la H20 S16 y la H25, un promedio máximo total de 28 toneladas.

Es por esta razón y aprovechando el ofrecimiento de la Compañía Minera San Martín para reforzar el puente existente a fin de permitir el peso de sus camiones cuyos pesos y dimensiones se muestran en las figuras adjuntas. El MTC decidió autorizar el estudio que permitiría determinar la real capacidad de carga del puente y las necesidades de reforzamiento para el tránsito de sus camiones.

Se presenta a continuación las características dimensionales de los vehículos de propiedad de la Minera San Martín que han sido programados para transitar por el puente en estudio indicándose la distribución de las cargas sobre los ejes en su condición de camión con carga y camión sin carga.







CAPITULO 2

MODELAMIENTO Y ANÁLISIS ESTRUCTURAL PARA EVALUACIÓN PRELIMINAR Y VERIFICACIÓN DIMENSIONAL

Introducción

Este capítulo tratará acerca de la evaluación preliminar que tiene como finalidad determinar las secciones transversales de los elementos metálicos de las estructuras y su comportamiento ante las cargas por peso propio, peso muerto y sobrecarga vehicular. Para llevar a cabo esta evaluación preliminar ha sido necesario hacer uso de programas de cómputo para el análisis estructural y regirse bajo la normatividad de las Especificaciones AASHTO Standard para la verificación estructural.

Se ha efectuado cálculos de verificación estructural de la estructura metálica reforzada considerando primero que la estructura metálica sola soporta todo el peso propio y peso muerto de la estructura encamisetada sin incluir el peso del tablero superior. La estructura metálica reforzada con concreto y armadura de refuerzo debe soportar el peso del tablero superior y de la sobrecarga H15 S12.

De esta manera ha sido posible verificar si las dimensiones y áreas asumidas de los elementos metálicos han sido las correctas, procediendo a modificarlas en caso contrario.

2.1 Descripción de los elementos utilizados para el modelamiento y el análisis estructural

Los diferentes modelos utilizados para modelamiento y análisis estructural del puente han sido realizados con el programa de cálculo electrónico SAP2000

versión 8.2.3 (Structural Analysis Program) un producto desarrollado por Computers and Structures, Inc. California USA.

Los modelos utilizados para el análisis están basados en elementos tipo barra (FRAME) desarrollados en un espacio bidimensional y tridimensional.

El Elemento FRAME

El elemento Frame es el elemento mas usado para modelar el comportamiento de estructuras tipo viga-columna y reticulados en un espacio bidimensional o tridimensional.

El elemento Frame utiliza una formulación general tridimensional la cual incluye los efectos de flexión biaxial, torsión, deformación axial, y deformaciones por corte biaxial.

El elemento es modelado como una línea recta que conecta dos puntos. Cada elemento tiene su propio sistema de coordenadas locales para poder definir las propiedades de la sección y las cargas así como también para poder interpretar los resultados.

Los elementos pueden ser prismáticos o no prismáticos. La formulación no prismática permite a la longitud del elemento ser dividida en un número de elementos sobre los cuales se pueden variar las propiedades. La variación de la rigidez flexionante puede ser lineal, parabólica o cúbica sobre cada segmento de la longitud. Las propiedades axiales, torsionales, de corte, masa y peso varían linealmente sobre cada segmento.

Cada elemento Frame puede ser sometido a cargas del tipo gravedad (en cualquier dirección), múltiples cargas concentradas, múltiples cargas distribuidas, cargas producidas por cables presforzados y cargas debido a cambios de temperatura.

Las fuerzas internas son producidas en los extremos de cada elemento y en un número de estaciones de salida equidistantes a lo largo del elemento definidas por el usuario.

Nudos de Conectividad

El elemento Frame es representado por una línea recta que conecta dos puntos, i y j . Ambos puntos no deben tener la misma ubicación en el espacio. Los extremos del elemento son denotados como extremo I y extremo J, respectivamente.

Grados de Libertad

El elemento Frame activa normalmente seis grados de libertad en ambos nudos extremos, tres de desplazamientos y tres de rotación a lo largo y alrededor de sus ejes respectivamente.

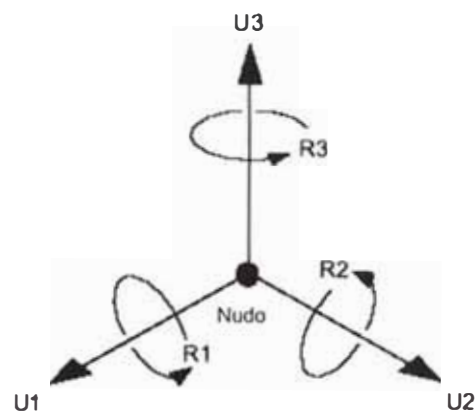


Figura N° 2.1
Grados de Libertad en nudos

Sistema de coordenadas locales

Cada elemento Frame tiene su propio sistema de coordenadas locales utilizado para definir propiedades de sección, cargas y efectos de salida. Los ejes de este sistema local son denotados como 1, 2 y 3. El primer eje está dirigido a lo largo de la longitud del elemento, los dos ejes restantes descansan en el plano perpendicular al elemento con una orientación especificada por el usuario.

El eje local 1 es siempre coincidente con el eje del elemento, la dirección positiva es establecida por la orientación definida desde el extremo I al extremo J. La orientación por defecto de los ejes locales 2 y 3 es determinada por la relación entre el eje local 1 y el eje global Z:

El plano local 1-2 será considerado vertical esto es paralelo al eje global Z.

El eje local 2 tendrá la orientación hacia arriba (+Z) a menos que el elemento sea vertical para lo cual deberá considerarse que el eje local 2 será horizontal siguiendo la dirección del eje global +X.

El eje local 3 es siempre horizontal, esto es que descansa en el plano X-Y.

Un elemento será considerado como vertical si el seno del ángulo entre el eje local 1 y el eje global Z es menor que 10^{-3} .

El ángulo que forma el eje local con el eje vertical es el mismo que forma el eje local 1 con el plano horizontal. Esto significa que el eje local 2 está dirigido verticalmente hacia arriba para los elementos horizontales.

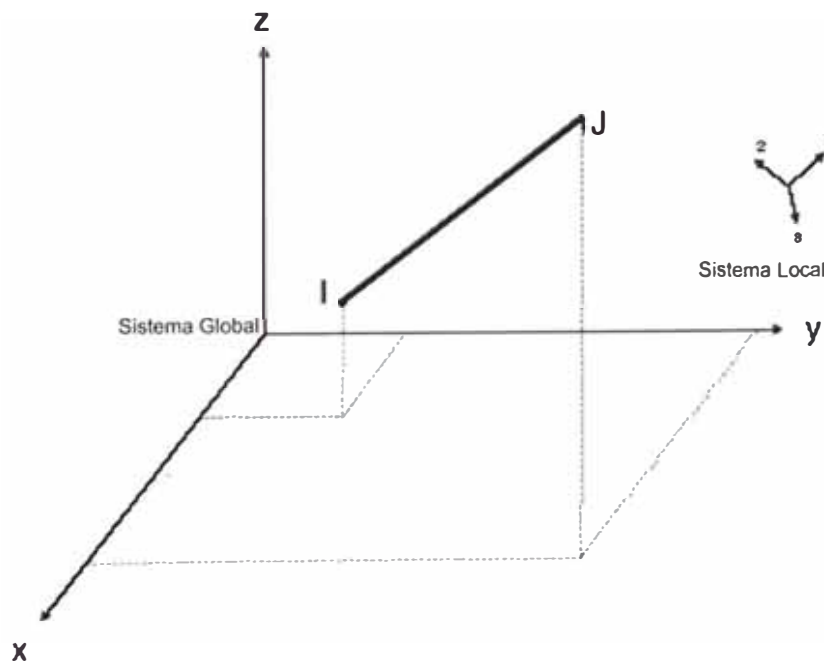


Figura N° 2.2
El Elemento FRAME

Propiedades de sección

Las propiedades de sección de un elemento Frame son definidas como un agrupamiento de propiedades geométricas y de material que describe la sección transversal de uno o más elementos Frame. Las secciones son definidas independientemente de los elementos Frame, y son

asignados a los elementos. Las propiedades de sección son definidas con respecto al sistema de coordenadas locales de un elemento Frame de la manera siguiente:

La dirección 1 esta a lo largo del eje del elemento. Este eje es normal a la sección y parte de la intersección de los ejes neutros de la sección.

Las direcciones 2 y 3 son paralelas a los ejes neutros de la sección. Usualmente la dirección 2 es tomada a lo largo de la mayor dimensión (altura) de la sección y la dirección 3 a lo largo de la menor dimensión (ancho).

Propiedades del Material

Las propiedades del material de la sección son especificadas por referencia a un Material predefinido. Las propiedades del material utilizadas por la sección son:

- El módulo de elasticidad, para las rigideces axial y flexional.
- El módulo de corte para la rigideces torsional y de corte transversal, esta última es calculada en base al módulo de elasticidad y de la relación de Poisson.
- La densidad de masa (por unidad de volumen) para el cálculo de la masa del elemento.
- La densidad de peso (por unidad de volumen) para el cálculo de la carga por peso propio.
- El indicador del tipo de diseño, que indica si el material utilizado para la sección deberá ser diseñado como aluminio, acero, concreto o ninguno de ellos.

Tipos de carga sobre el elemento Frame

- Carga por peso propio

La carga por peso propio puede ser activada en cualquier caso de carga y actuará sobre todos los elementos en el modelo. Para los elementos Frame, el peso propio es una fuerza que esta distribuida a lo largo de la longitud del elemento. La magnitud de la carga por peso propio es igual a la densidad de peso multiplicada por el área de

la sección transversal. El peso propio actúa hacia abajo, en la dirección negativa del eje global Z y puede ser escalado por un factor de multiplicidad que se aplicará a todos los elementos Frame de la estructura.

- o Carga concentrada sobre la longitud del elemento

La carga concentrada sobre la longitud del elemento es utilizada para aplicar fuerzas y/o momentos concentrados en cualquier ubicación arbitraria de los elementos Frame. La dirección de la carga puede ser especificada en el sistema de coordenadas globales o en el sistema de coordenadas locales del elemento. La localización de la carga puede ser especificada en base a distancias relativas (fracción de la longitud del elemento) o distancias absolutas ambas medidas desde el nudo i.

- o Carga distribuida sobre la longitud del elemento

La carga distribuida sobre la longitud del elemento es usada para aplicar fuerzas y/o momentos distribuidos sobre el elemento Frame. La intensidad de la carga puede ser uniforme o trapezoidal. La dirección de la carga puede ser especificada en el sistema de coordenadas globales o en el sistema de coordenadas locales del elemento. La longitud cargada sobre el elemento puede ser especificada en base a dos distancias relativas (fracción de la longitud del elemento) medidas desde el nudo i, a dos distancias absolutas medidas desde el nudo i, y sin especificar distancias lo cual indica que en la longitud total del elemento se esta aplicando la carga.

2.2 Descripción del modelo estructural

Se trata de modelos espaciales y en el plano como se muestra en las Figuras N° 2.3 y N° 2.4 en donde los elementos constituyentes del puente han sido idealizados con elementos tipo Frame. Para el proceso de análisis estructural se ha debido configurar las unidades de trabajo, las propiedades del material de los elementos, definir las propiedades geométricas de las secciones transversales de los elementos del puente y las cargas actuantes sobre la estructura.

El primer modelo estructural es un modelo espacial (Figura N° 2.3) con perfiles metálicos asumidos y que resistirán su peso propio y el peso del encamisetado. En la Tabla N° 2.1 siguiente se muestran las áreas asumidas de los perfiles metálicos y las secciones de concreto con su respectiva armadura de refuerzo tomada de los planos del proyecto de 1951.

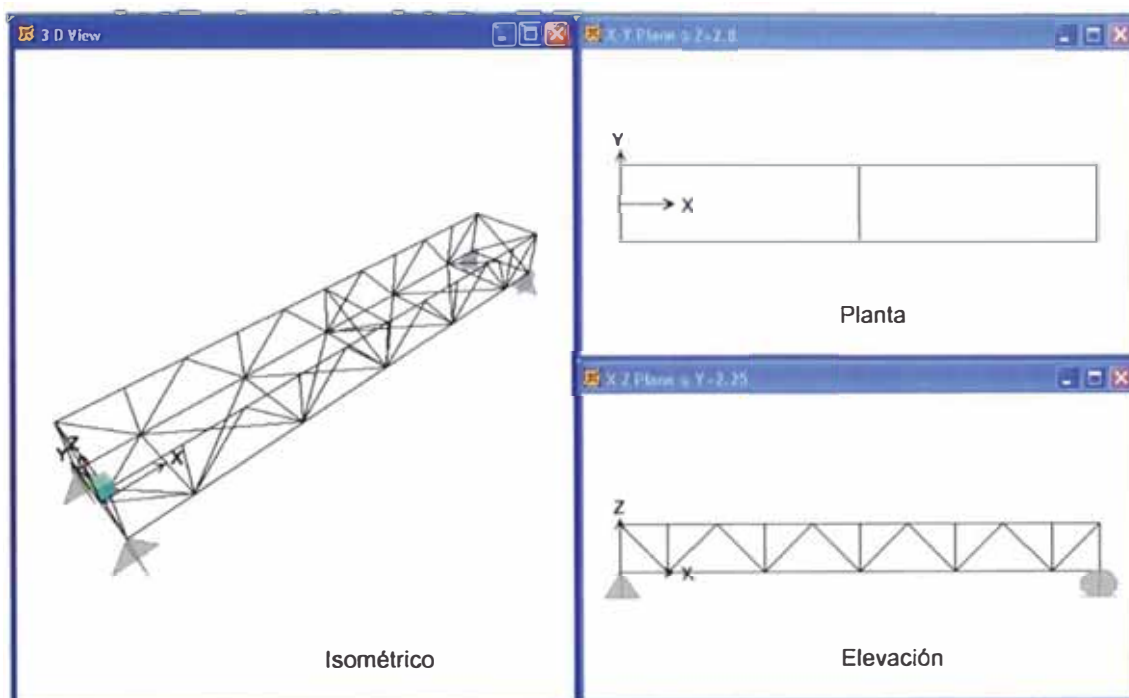


Figura N° 2.3

Idealización del puente para el primer modelo estructural

Tabla N° 2.1

AREAS ASUMIDAS DE LOS ELEMENTOS PRINCIPALES DEL PUENTE LURIN

ELEMENTO	As (cm ²)	A (cm ²)	Asr (cm ²)
BRIDA EN COMPRESIÓN	2 C 10"x 30	45x50	8φ1"
	113.81	2250	40.56
BRIDA EN TRACCIÓN	2 C 10"x 30	45x50	8φ1"
	113.81	2250	40.56
MONTANTES EXTERNAS	W 8" x 31	40x30	4φ1"
	58.90	1200	20.28
MONTANTES INTERMEDIAS	W 6" x 9	20x30	6φ1"
	17.29	600	30.42
DIAGONALES EXTREMAS (TRACCIÓN)	2 C 7"x 9.8	40x30	4φ1"
	37.03	1200	20.28
DIAGONALES INTERMEDIAS (COMPRESIÓN)	2 C 6"x 8.2	40x30	4φ1"
	30.97	1200	20.28
DIAGONALES INTERMEDIAS (TRACCIÓN)	2 C 6"x 8.2	40x30	4φ1"
	30.97	1200	20.28

El segundo modelo estructural, en esta fase de evaluación, es un modelo en el plano (Figura N° 2.4) en donde se consideran como elementos resistentes tanto los perfiles metálicos para los elementos en tracción como las secciones encamisetadas de concreto reforzadas por los perfiles metálicos para los elementos en compresión. Las cargas que se aplicarán a este modelo serán el peso del tablero superior (losa), veredas y barandas.

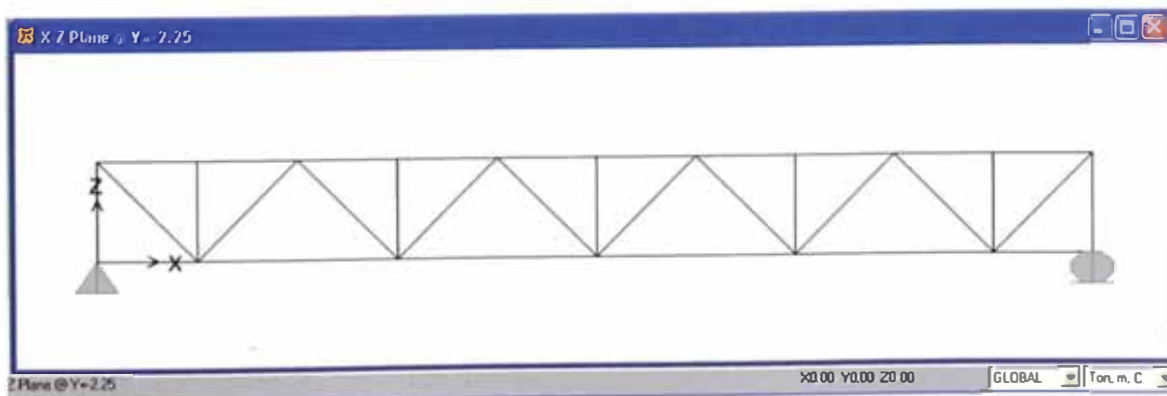


Figura N° 2.4

Idealización del puente para el segundo modelo estructural

2.3 Cargas Estáticas y Móviles sobre el modelo

Las cargas consideradas en esta evaluación preliminar son:

- El peso propio de la estructura metálica adoptada.
- El peso del encamisetado de concreto armado sobre los elementos metálicos.
- La sobrecarga vehicular H15 S12 de las Especificaciones AASHTO Standard.

En el primer modelo estructural se calibrarán las secciones asumidas para los elementos metálicos.

En el Anexo II se muestran los cálculos realizados mediante el programa SAP2000 para el siguiente caso de cargas:

Caso	Cargas	Elementos resistentes
1	Peso propio estructura metálica y encamisetado	Perfiles de acero (dimensiones de propuesta inicial)

En la tabla siguiente N° 2.2 se muestran los principales resultados que indican para los diferentes tipos de elementos en el primer caso de carga las correspondientes fuerzas actuantes y resistentes

Tabla N° 2.2

CASO DE CARGA 1: EFECTOS POR PESO PROPIO DEL RETICULADO Y DEL ENCAMISADO

Cálculo de Fuerzas Resistentes para Elementos en Compresión

$$\sigma_{adm} = 16980 - 0.53 \left(\frac{KL}{r} \right)^2 \text{ lb/pulg}^2 \quad (1)$$

Brida Superior **BS1**

L = 14.00 m

r = 0.1438 m

K = 1

$\sigma_{adm} = 8423.851 \text{ t/m}^2$

Fuerza resistente = 95.87 t

Fuerza actuante = 76.64 t

(1) AASHTO Standard – Tabla 10.32.1A Esfuerzos Admisibles en Acero Estructural

Montante Interior M3
 L = 2.80 m
 r = 0.0628 m
 K = 1
 $\sigma_{adm} = 11220.900 \text{ t/m}^2$
 Fuerza resistente = 19.40 t
 Fuerza actuante = 1.71 t

Diagonal Interior D4
 L = 3.96 m
 r = 0.0861 m
 K = 1
 $\sigma_{adm} = 11173.310 \text{ t/m}^2$
 Fuerza resistente = 34.60 t
 Fuerza actuante = 11.87 t

Montante Exterior M1
 L = 2.80 m
 r = 0.0882 m
 K = 1
 $\sigma_{adm} = 11586.879 \text{ t/m}^2$
 Fuerza resistente = 68.25 t
 Fuerza actuante = 28.77 t

Diagonal Interior D2
 L = 3.96 m
 r = 0.0861 m
 K = 1
 $\sigma_{adm} = 11173.310 \text{ t/m}^2$
 Fuerza resistente = 34.60 t
 Fuerza actuante = 28.48 t

Cálculo de Fuerzas Resistentes para Elementos en Tracción

$$\sigma_{adm} = 0.55F_y \text{ t/m}^2 \quad (1)$$

Brida Inferior BI1
 $\sigma_{adm} = 13562.53 \text{ t/m}^2$
 Fuerza resistente = 154.35 t
 Fuerza actuante = 68.270 t

(1) AASHTO Standard – Tabla 10.32.1A Esfuerzos Admisibles en Acero Estructural

Diagonal Exterior **D5**
 $\sigma_{adm} = 13562.53 \text{ t/m}^2$
 Fuerza resistente = 42.00 t
 Fuerza actuante = 6.790 t

Diagonal Exterior **D1**
 $\sigma_{adm} = 13562.527 \text{ t/m}^2$
 Fuerza resistente = 75.78 t
 Fuerza actuante = 37.81 t

Tabla N° 2.3

RESUMEN

ELEMENTO		FUERZA RESISTENTE (t)	FUERZA ACTUANTE (t)
BRIDA SUPERIOR	BS1	95.87	76.64
BRIDA INFERIOR	BI1	154.35	68.270
MONTANTE EXTERIOR	M1	68.25	28.77
MONTANTE INTERIOR	M3	19.40	1.71
DIAGONAL EXTERIOR	D1	75.78	37.81
DIAGONAL INTERIOR	D2	34.60	28.48
DIAGONAL INTERIOR	D4	34.60	11.87
DIAGONAL INTERIOR	D5	42.00	6.79

El segundo modelo estructural corresponde a la aplicación en una segunda etapa de las cargas del peso del tablero superior (losa), veredas y barandas sobre el reticulado metálico encamisetado en concreto armado. Para esta condición de carga el comportamiento del reticulado es como una estructura de concreto armado reforzado por los perfiles metálicos de la estructura metálica original.

Caso	Cargas	Elementos resistentes
2	Peso muerto losa + veredas + barandas + H15 S12	Perfiles de acero + acero refuerzo para elementos en tracción. Perfiles de acero + concreto + acero refuerzo para elementos en compresión.

La sobrecarga vehicular H15 S12 de las Especificaciones AASHTO Standard consiste en un camión de diseño por vía de 24.50 toneladas aproximadamente o por una carga uniformemente distribuida por vía de tráfico de 0.71 t/m y una carga de cuchilla de 6.13 toneladas para los momentos flectores y de 9.95 toneladas para los demás efectos, además se determinó un incremento debido al impacto resultando ser de un 23% aplicable a los efectos del camión de diseño.

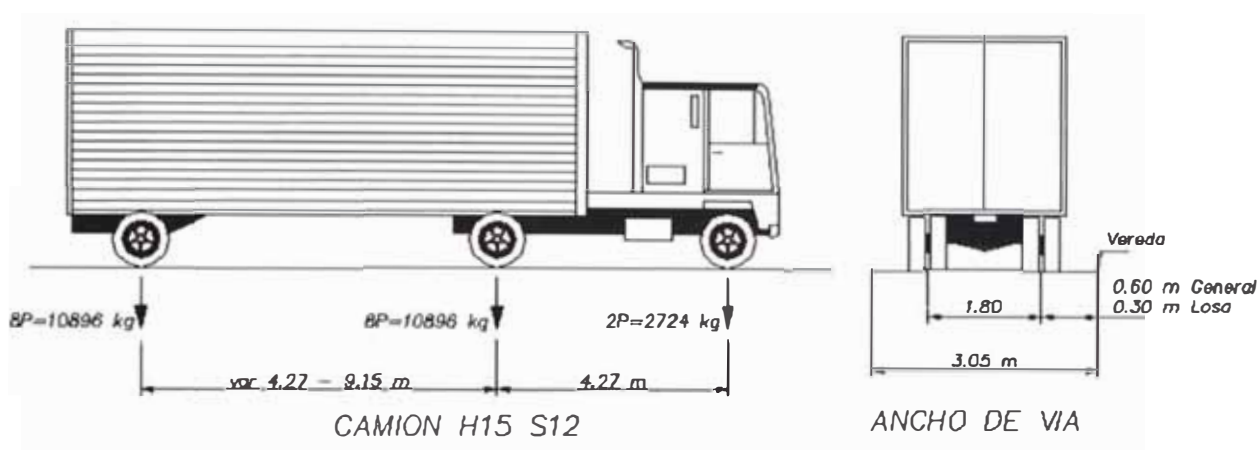


Figura N° 2.5

El factor de distribución lateral de carga en las vigas reticuladas debido a la sobrecarga vehicular se obtuvo calculando las reacciones producidas por los camiones en la posición más desfavorable mostrada en la Figura N° 2.6, considerando que el tablero se comporta como simplemente apoyado, resultando ser de 1.07 para el reticulado mas cargado.

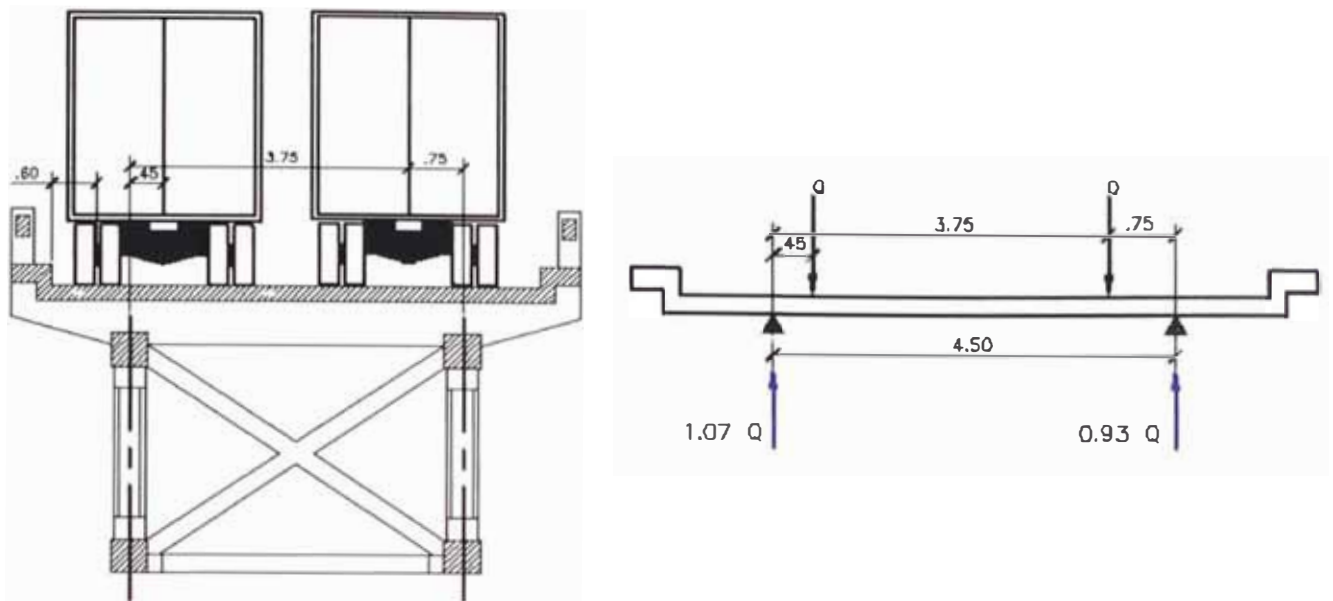


Figura N° 2.6

Cálculo de la distribución lateral de cargas

En las Tablas N° 2.4 y N° 2.5 se muestran los principales resultados para el caso de carga N° 2, y para lo cual se han calculado primero las fuerzas resistentes de los diferentes tipos de elementos de la estructura considerando la participación del concreto armado de refuerzo y perfiles metálicos para los elementos en compresión, y sólo la armadura de refuerzo y perfiles metálicos para los elementos en tracción. Los valores de las fuerzas actuantes corresponden a los efectos de ambas etapas o condiciones de cargas, y para los valores de las fuerzas resistentes se ha considerado la participación de todos los elementos contribuyentes y se muestra en la Tabla N° 2.6.

Tabla N° 2.4
CASO DE CARGA N° 2
EFFECTOS POR PESO DEL TABLERO Y BARANDAS

Frame	Fuerza Axial (t)	Momento Flector (t-m)
BS1	-96.73	2.11
BI1	92.58	0.45
M1	-38.27	1.17/-1.04
M3	-7.74	0.15/-0.12
D1	47.22	0.34/-0.26
D2	-38.47	0.33
D4	-16.12	0.44
D5	5.74	0.57

Tabla N° 2.5
CASO DE CARGA N° 2
EFFECTOS POR LA SOBRECARGA VEHICULAR H15-S12

Frame	Fuerza Axial (t)	Momento Flector (t-m)
BS1	-66.61	8.27/-2.81
BI1	64.26	0.47
M1	-28.62	1.87/0.97
M3	-12.92/1.92	0.33/-0.22
D1	-0.11/34.35	1.10/-0.55
D2	2.36/-31.25	0.71/-0.56
D4	8.74/-21.91	0.94/-0.41
D5	17.74/-12.96	1.04/-0.39

Tabla N° 2.6

CASOS DE CARGA 1 Y 2: EFECTOS POR PESO PROPIO DEL RETICULADO, DEL ENCAMISADO, LOSA, VERDAS, BARANDAS Y SOBRECARGA VEHICULAR H15-S12

Cálculo de Fuerzas Resistentes para Elementos en Compresión

Criterios de Cálculo

$$\text{Fuerza resistente} = A_c \times f_c + A_{sr} \times 1.26 \text{ t/cm}^2 + A_s \times 1.26 \text{ t/cm}^2$$

Se ha considerado $f_c = 63 \text{ kg/cm}^2$ para un concreto $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

Fuerza actuante = Fuerza actuante (caso 1) + Fuerza (peso tablero) + Fuerza (H15 S12)

Brida Superior		BS1
Area concreto	=	2250.00 cm ²
Fuerza resistente total	=	336.25 t
Del estado de carga anterior		
Fuerza actuante 1	=	76.64 t
Fuerza actuante caso 2	=	163.34 t
Fuerza actuante Total	=	239.98 t

Montante Interior		M3
Área concreto	=	600 cm ²
Fuerza resistente total	=	97.91 t
Del estado de carga anterior		
Fuerza actuante 1	=	1.71 t
Fuerza actuante caso 2	=	20.66 t
Fuerza actuante Total	=	22.37 t

Diagonal Interior		D4
Area concreto	=	1200 cm ²
Fuerza resistente total	=	179.19 t
Del estado de carga anterior		
Fuerza actuante 1	=	11.87 t
Fuerza actuante caso 2	=	38.03 t
Fuerza actuante Total	=	49.9 t

Montante Exterior		M1
Área concreto	=	1200 cm ²
Fuerza resistente total	=	175.37 t
Del estado de carga anterior		
Fuerza actuante 1	=	28.77 t
Fuerza actuante caso 2	=	66.89 t
Fuerza actuante Total	=	95.66 T

Diagonal Interior		D2
Área concreto	=	1200 cm ²
Fuerza resistente total	=	179.19 t
Del estado de carga anterior		
Fuerza actuante 1	=	28.48 t
Fuerza actuante caso 2	=	69.72 t
Fuerza actuante Total	=	98.20 t

Cálculo de Fuerzas Resistentes para Elementos en Tracción

De acuerdo a la información existente en los planos del proyecto de encamisetado de 1951 las varillas de refuerzo tienen un esfuerzo a la fluencia de $f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$.

Brida Inferior		BI1
$\sigma_{adm} =$	1.36 t/cm ²	Para el acero estructural
$\sigma_{adm} =$	1.26 t/cm ²	Para las varillas de reforzamiento
Fuerza resistente total	=	205.46 t
Del estado de carga anterior		
Fuerza actuante 1	=	68.27 t
Fuerza actuante 2	=	156.84 t
Fuerza resistente total	=	225.11 t

Diagonal Exterior D1

$$\sigma_{adm} = 1.36 \text{ t/cm}^2 \quad \text{Para el acero estructural}$$

$$\sigma_{adm} = 1.26 \text{ t/cm}^2 \quad \text{Para las varillas de reforzamiento}$$

$$\text{Fuerza resistente total} = 75.91 \text{ t}$$

Del estado de carga anterior

$$\text{Fuerza actuante 1} = 37.81 \text{ t}$$

$$\text{Fuerza actuante 2} = 81.57 \text{ t}$$

$$\text{Fuerza resistente total} = 119.38 \text{ t}$$

Diagonal Exterior D5

$$\sigma_{adm} = 1.36 \text{ t/cm}^2 \quad \text{Para el acero estructural}$$

$$\sigma_{adm} = 1.26 \text{ t/cm}^2 \quad \text{Para las varillas de reforzamiento}$$

$$\text{Fuerza resistente total} = 67.55 \text{ t}$$

Del estado de carga anterior

$$\text{Fuerza actuante 1} = 6.79 \text{ t}$$

$$\text{Fuerza actuante 2} = 23.48 \text{ t}$$

$$\text{Fuerza resistente total} = 30.27 \text{ t}$$

Tabla N° 2.7

RESUMEN

ELEMENTO		FUERZA RESISTENTE (t)	FUERZA ACTUANTE (t)
BRIDA SUPERIOR	BS1	336.25	239.98
BRIDA INFERIOR	BI1	205.46	225.11
MONTANTE EXTERIOR	M1	175.37	95.66
MONTANTE INTERIOR	M3	97.91	22.37
DIAGONAL EXTERIOR	D1	75.91	119.38
DIAGONAL INTERIOR	D2	179.19	98.20
DIAGONAL INTERIOR	D4	179.19	49.90
DIAGONAL INTERIOR	D5	67.55	30.27

2.4 Interpretación de Resultados

Del cuadro resumen correspondiente a la Tabla N° 2.7 se desprende que no serían suficientes las áreas asumidas de los perfiles metálicos de la Brida Inferior y de las Diagonales Exteriores. No existiendo un perfil de sección mayor para la brida inferior se ha considerado mantener el mismo tipo de perfil. Para las diagonales extremas o exteriores se ha modificado el tipo de perfil asumido inicialmente de [7" x 9.8 lb/ft a un [7" x 14.75 lb/ft con un área de 4.33 pulgadas cuadradas. De esta manera la fuerza resistente total de la diagonal extrema se modifica

$$1360 \text{ kg/cm}^2 \times 55.87 + 20.28 \text{ cm}^2 \times 1260 \text{ kg/cm}^2 = 101.54 \text{ t}$$

Con lo que tendríamos

Diagonal Exterior	Fuerza Resistente (t)	Fuerza Actuante (t)
D1	101.54	119.38

De todas maneras queda un déficit de resistencia en ambos elementos pero que puede considerarse aceptable.

CAPITULO 3

MODELAMIENTO Y ANÁLISIS ESTRUCTURAL EN LAS CONDICIONES ACTUALES

Introducción

Los modelos anteriores utilizados para analizar el puente Lurín, limitado solo a la estructura metálica encamisetada, han tenido por objeto verificar las dimensiones asumidas de la estructura metálica, y corresponden a un tipo de análisis estructural que podía ser realizado en dicha época, año 1951. Actualmente se cuenta con programas de cálculo electrónico que permiten efectuar el análisis de estructuras más complejas, y lo cual permite utilizar modelos más representativos de las estructuras reales.

3.1 MODELO PLANO

Se han realizado modelos planos considerando elementos adicionales entre la brida superior y la losa de la estructura. Se han forzado los nudos de cada elemento adicional para que tengan los mismos desplazamientos y giros para poder asegurar la igualdad de desplazamiento entre la losa y la brida superior. La idealización de la estructura en el modelo plano se muestra en la Figura N° 3.1.

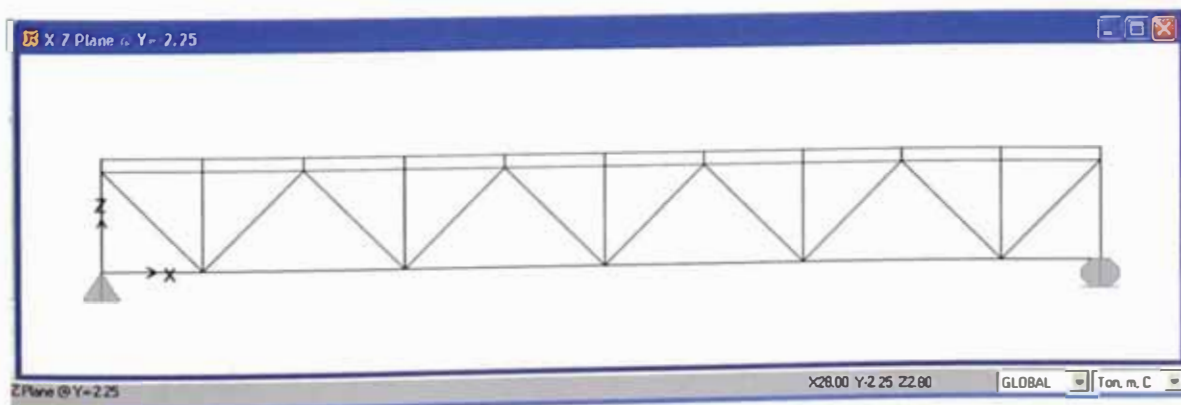


Figura N° 3.1

Idealización de la estructura con elementos adicionales

En el Anexo III se muestran los resultados del análisis estructural del modelo plano efectuado con el SAP2000 v8.2.3 de toda la estructura, es decir, del reticulado metálico encamisetado actuando en forma solidaria con el tablero o losa del puente, la cual se encuentra conectado al reticulado compuesto a través de las vigas transversales de concreto armado espaciadas 2.80 m. La losa ha sido modelada como un elemento estructural tipo Frame con un ancho efectivo de 2.40 m equivalente a $12 e$, donde e es el espesor de losa. Los resultados de este modelo que se presentan en el Anexo III muestran que la losa está sometida a fuerzas de compresión que varían entre 15.10 toneladas a 40.03 toneladas, y lo cual disminuye las fuerzas de compresión actuando en la brida superior del reticulado metálico encamisetado de 66.61 toneladas a 18.73 toneladas. Las fuerzas de compresión en la losa del tablero producen esfuerzos de compresión del orden de 8.34 kg/cm^2 , y los cuales en principio tendrían efectos favorables disminuyendo los esfuerzos de tracción producidos por la flexión local de la losa por efecto de las cargas vehiculares. En la Tabla N° 3.1 se muestra la variación de fuerzas axiales en la superestructura.

Tabla N° 3.1

Variación de Fuerzas Axiales en Elementos Estructurales de la Superestructura (H15 S12)

Elemento	Frame	Modelo Reticulado Solo	Modelo Reticulado más losa
		P (t)	P (t)
Brida Superior	BS1	-239.980	-192.100
Brida Inferior	BI1	225.110	217.300
Montante Exterior	M1	-95.660	-95.660
Montante Interior	M3	-9.450	-21.750
Diagonal Exterior	D1	119.380	115.760
Diagonal Interior	D2	-98.200	-94.810
Diagonal Interior	D4	-49.860	-47.150
Diagonal Interior	D5	29.330	30.270
Losa	L5	---	-40.030

En 1999 la Ing. Dina Carrillo Parodi realiza para EMAPE un estudio denominado "Estudio de Capacidad Portante actual, aligeramiento y reforzamiento del Puente Lurín". De acuerdo a lo indicado en dicho estudio, el objetivo es elevar la capacidad de carga del puente mediante trabajos de aligeramiento (reducción de cargas de peso muerto) y de reforzamiento (mediante el postensado de la brida inferior). En este estudio se parte de que el puente está diseñado para una carga de 18 toneladas, límite establecido erróneamente en marzo de 1998 por el Director (e) de Puentes de la Dirección General de Caminos del MTC al adscribirle este peso de 18 toneladas a la AASHTO H15 S12, la cual corresponde a un peso total de 27 toneladas americanas (24.5 toneladas). El procedimiento utilizado consistió en efectuar primero una prueba de carga del puente para una sobrecarga de 18 toneladas de peso y efectuar el análisis estructural de la estructura modelada considerando la participación de la losa como elemento solidario a la estructura metálica encamisetada. Teniendo como base el resultado satisfactorio de la prueba de carga al obtenerse valores mucho menores que la deflexión máxima calculada de 3 mm, se estableció que las fuerzas axiales y momentos flectores producidos en cada uno de los elementos de la estructura para esta condición de sobrecarga de 18 toneladas, son valores que pueden considerarse como seguros. Mientras se tenga valores iguales o menores que estas fuerzas en los elementos de la estructura, como consecuencia de trabajos de aligeramiento y reforzamiento (postensado de la brida inferior) y sobrecargas más elevadas, se debe seguir considerando segura a la estructura. El estudio considera diversas alternativas de aligeramiento del puente, cambio de barandas de concreto armado por barandas metálicas, eliminaciones del arriostamiento inferior de concreto armado (cruces de San Andrés), trabajos de reforzamiento mediante el postensado (200 toneladas en total) de la brida inferior y el incremento de la capacidad de carga a sobrecargas mayores como la H25, H20 S16, y una sobrecarga promedio de 28 toneladas. Los trabajos finalmente aprobados por EMAPE consistieron en el cambio de las barandas de concreto armado por barandas metálicas (una reducción de peso muerto de 4 toneladas), el postensado de las bridas inferiores con fuerzas de 100 toneladas cada una, y el incremento de la capacidad de carga del puente correspondiente a una sobrecarga de 28 toneladas, promedio entre la H25 y la

H20-S16. En el Anexo IV se muestra los resultados de los cálculos efectuados mediante el SAP2000 v8.2.3 correspondientes a estas condiciones de aligeramiento y reforzamiento. En la tabla siguiente N° 3.2 se muestra las fuerzas axiales máximas para los diferentes elementos estructurales considerados, tanto los hallados por el Consultor Ing. Dina Carrillo para la sobrecarga de 18 toneladas como los obtenidos en el presente estudio para la sobrecarga H15 S12.

Tabla N° 3.2
Fuerzas Axiales Máximas en los elementos del Puente (t)

Elementos	Estudio Ing. Dina Carrillo 18 t (t)	Estudio Actual H15 S12 (t)
BS	-3.20	-192.10
BI	163.79	217.300
M1	-81.91	-95.660
M3	-7.03/-20.78	-21.750
D1	80.79	115.76
D2	-66.14	-94.81
D4	-27.89	-47.15
D5	17.92	30.27
L5 losa	-173.31	-40.03

Los resultados mostrados en la Tabla N° 3.2 aunque diferentes para la mayoría de los elementos pueden explicarse sobretodo para los elementos de la brida superior y de la losa. En primer lugar el estudio de la Ing. Dina Carrillo ha considerado la acción conjunta de la losa con la brida superior para todos los casos de carga: peso propio, peso muerto y sobrecarga, mientras el modelo desarrollado en esta evaluación lo considera solo para la sobrecarga, lo más factible y más conservador.

Por otro lado el modelo de la Ing. Dina Carrillo considera que la conexión entre la losa y la brida superior es un elemento tipo columna corta lo cual no es así, la

conexión real es espacial donde predomina la rigidez torsional. Es más real al considerar solo la igualdad de los desplazamientos de la losa y la brida superior en los puntos de conexión.

Se ha efectuado el análisis estructural del puente Lurín en las nuevas condiciones establecidas en 1999 como consecuencia de los trabajos de aligeramiento y reforzamiento (postensado de la brida inferior en 100 toneladas) para la sobrecarga vehicular H20 S16 del AASHTO Standard y la sobrecarga vehicular HL93 del AASHTO versión LRFD, y cuyos resultados se muestran en el Anexo V.

La sobrecarga vehicular HL93 de las Especificaciones AASHTO versión LRFD consiste en un camión de diseño por vía de 33 toneladas aproximadamente y por una carga uniformemente distribuida por vía de tráfico de 0.96 t/m, además de un incremento debido a la amplificación dinámica igual a 33% aplicable a los efectos del camión. La sobrecarga vehicular HL93 se presenta en la Figura N° 3.2.



Figura N° 3.2

A continuación se presenta en la Tabla N° 3.3 las fuerzas axiales y momentos flectores de cada una de las etapas de análisis en los elementos representativos del puente y para ambas sobrecargas vehiculares.

Tabla N° 3.3

		Peso Propio y Encamisetado.		Peso del tablero veredas y barandas		Postensado	
		P (t)	M3 (t-m)	P (t)	M3 (t-m)	P (t)	M3 (t-m)
Losa	L5	--	--	--	--	-4.02	0.18
Brida superior	BS5	-76.640	0.840	-93.95	1.65	-1.89	0.50
Brida inferior	BI5	68.270	-0.700	89.92	0.44	-92.94	-0.50
Montante1	M1	-28.770	1.29/-1.30	-37.17	-1.00	0.31	-0.78
Montante3	M3	-1.710	0.14/-0.12	-7.52	-0.11	1.95	-0.01
Diagonal1	D1	37.810	-0.660	45.87	-0.25	2.41	-0.16
Diagonal2	D2	-28.480	-0.460	-37.37	0.32	-3.85	-0.50
Diagonal4	D4	-11.830	-0.300	-15.66	0.56	-2.67	-0.38
Diagonal5	D5	6.790	-0.250	5.57	0.56	-1.51	0.15

		Sobrecarga vehicular HS20		Sobrecarga vehicular HL93	
		P (t)	M3 (t-m)	P (t)	M3 (t-m)
Losa	L5	-55.04	-5.13	-81.41	-6.75
Brida superior	BS5	-25.80	-0.69	-38.16	-0.84
Brida inferior	BI5	78.54	1.29	115.77	1.78
Montante1	M1	-37.68	-1.32	-54.63	-1.88
Montante3	M3	-15.59	-0.14	-26.10	-0.20
Diagonal1	D1	41.19	0.00	60.08	0.00
Diagonal2	D2	-38.67	-0.23	-55.01	-0.33
Diagonal4	D4	-27.02	-0.12	-36.61	-0.17
Diagonal5	D5	21.64	0.13	28.71	0.21

En la tabla siguiente N° 3.4 se muestran las fuerzas totales máximas actuantes para cada uno de los tipos de elementos y para ambos casos de sobrecarga.

Tabla N° 3.4

Fuerzas Axiales Totales Máximas en los elementos del Puente

Tipo de Elemento		Fuerzas actuantes totales para HS20 (t)	Fuerzas actuantes totales para HL93 (t)	Fuerzas Resistentes (t)
Losa	L5	-59.059	-85.436	-201.60
Brida Superior	BS5	-198.274	-210.638	-336.25
Brida Inferior	BI5	143.783	181.012	205.46
Montante 1	M1	-103.303	-120.251	-175.37
Montante 3	M3	-22.876	-33.383	-97.91
Diagonal 1	D1	127.279	146.174	75.91
Diagonal 2	D2	-108.364	-124.711	-179.19
Diagonal 4	D4	-57.18	-66.77	-179.19
Diagonal 5	D5	32.489	39.563	67.55

En la misma tabla se muestra la capacidad de carga de los diferentes elementos estructurales, y de lo cual se desprende que son solo las diagonales extremas que poseen una resistencia menor a las cargas actuantes y que necesitarán ser reforzadas para poder resistir la nueva sobrecarga HL93.

Una capacidad de carga igual o mayor a la HL93 asegura que el puente Lurín puede resistir los vehículos pesados autorizados a transitar en la Red Vial Nacional, con un peso máximo total de 48 toneladas. Igualmente podrían resistir los camiones y sus cargas especificados por la Compañía Minera San Martín correspondiente a los tipos de camiones 3, 4 y 5, al producir estos camiones efectos menores o similares a la HL93. (Tabla N° 3.5). Los camiones tipo 1 y 2 producen efectos mayores tal como se muestra en la Tabla N° 3.5. Una alternativa de solución es reducir las cargas de los camiones tipo 2 de tal manera que sus pesos totales se reduzcan en 34%. En el Anexo VI se muestra los resultados de la comparación de los momentos flectores y las fuerzas cortantes máximas producidas por los camiones reales y las correspondientes a la sobrecarga HL93.

Tabla N° 3.5
Momentos Flectores y Fuerzas Cortantes Máximas producidas por HL93 y
Camiones de Minera San Martín

	Momento Flector Máximo (Incluye Impacto) (t-m)	Fuerzas Cortantes Máximas $V_0 / V_{0.1}L / V_{0.2}L$ (t)
HL93	345.9	52.32/45.441/38.87
Camión 1	418.9	62.23/
Camión 2	517.15	80.492/
Camión 3	300.81	52.59/
Camión 4	284.42	50.13/
Camión 5	273.48	48.64/

El análisis realizado para los diferentes tipos de sobrecarga incluyendo todos los camiones tipo de la Compañía Minera San Martín, considerando además que se comporta como una viga simplemente apoyada que permite desplazamientos horizontales en sus apoyos, muestra que en las condiciones actuales los únicos elementos críticos del reticulado del puente Lurín son las diagonales externas que muestran un déficit de resistencia en servicio de 52 toneladas para soportar la sobrecarga H20 S16 o de 70.20 toneladas para soportar la sobrecarga HL93 y de 88.20 toneladas para soportar la sobrecarga más pesada tipo 2 de la Compañía Minera San Martín (Ver Tabla N° 3.4).

El segundo modelo ha sido realizado para poder comprobar los resultados obtenidos de la Prueba Experimental Estática que será cubierto en el capítulo 4.

3.2 MODELO ESPACIAL

Con la finalidad de estudiar la distribución lateral de las cargas en la estructura debido la sobrecarga vehicular se realizó un modelo espacial en base a elementos Frame.

La idealización del modelo espacial se presenta en la Figura N° 3.5.

Para el análisis por sobrecarga vehicular se generaron elementos Frame auxiliares en la losa ubicados a lo largo de la posición por donde circulará el camión de diseño. Estos elementos auxiliares a los que se le ha desactivado el cálculo por peso propio serán utilizados sólo para transmitir las cargas de los vehículos a las vigas transversales y estas a su vez a los reticulados del puente.

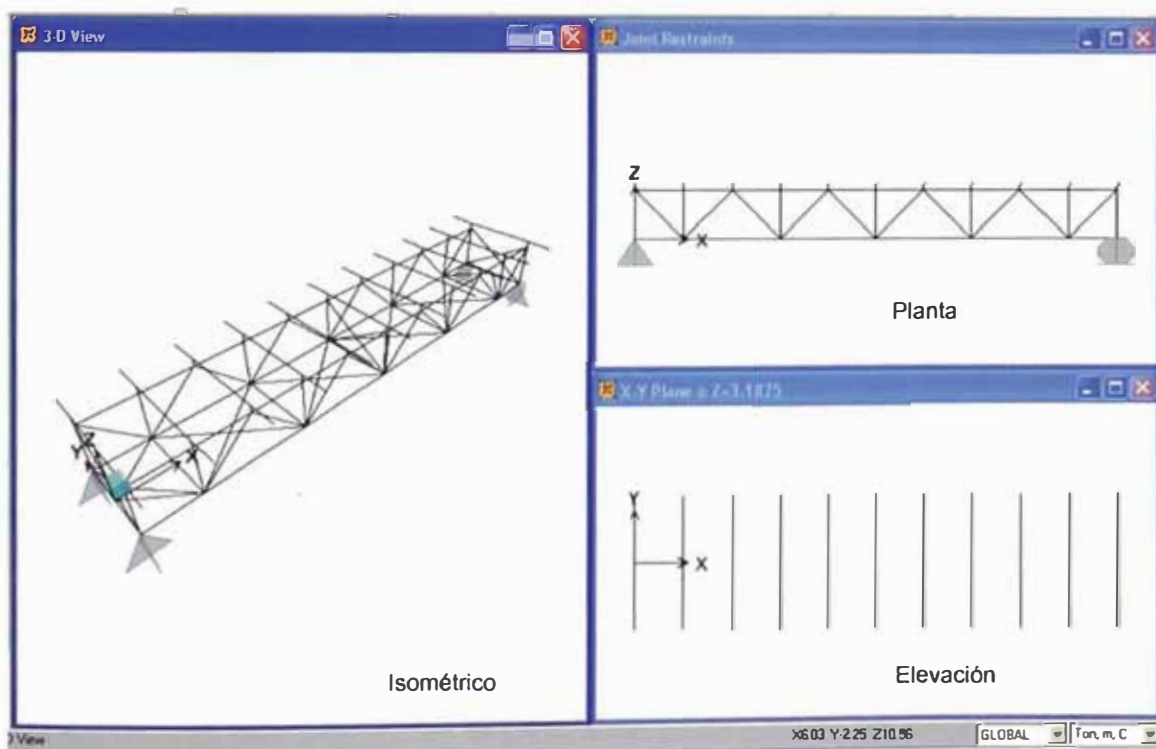


Figura N° 3.5

Modelo espacial del puente en estudio

Se ha realizado el análisis con las cargas del camión tipo 2 considerando que el camión circula ocasionando los máximos efectos en el reticulado aguas arriba como se indica en la Figura N° 3.6.

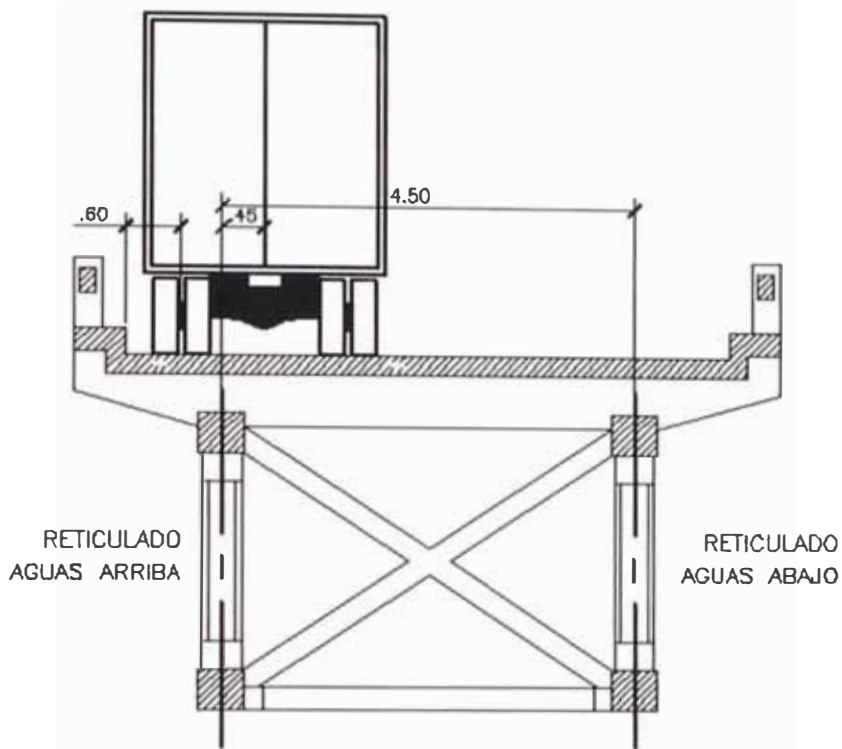


Figura N° 3.6

Ubicación transversal del camión sobre el puente en estudio

Los resultados del análisis se presentan en el Anexo VIII. En la Tabla N° 3.9 se presentan los valores de deformación máxima presentada para el caso de carga analizado.

Tabla N° 3.9

Deformación Máxima en el puente por las cargas del camión tipo 2

	Δ (mm)
Brida aguas arriba	8.65
Brida aguas abajo	8.29

De los valores presentados en la tabla anterior se obtiene un valor para el factor de distribución de carga igual a 0.51 para la Brida Aguas Arriba y 0.49 para la Brida Aguas Abajo.

A continuación analizaremos el paso de un camión por vía en el mismo modelo espacial para poder constatar los valores obtenidos considerando que el tablero se comporta como simplemente apoyado como se mostró en la Figura N° 2.6.

En la Tabla N° 3.10 se presentan los valores de deformación máxima en ambas bridas inferiores para el caso de carga antes mencionado.

Tabla N° 3.10

Deformación Máxima en el puente por las cargas de los camiones tipo 2

	Δ (mm)
Brida aguas arriba	16.94
Brida aguas abajo	16.93

De los resultados obtenidos podemos decir que la carga vehicular considerando una vía cargada o dos vías cargadas en sus posiciones mas desfavorables son distribuidas equitativamente entre los dos reticulados.

Estos resultados indican que los valores para la sobrecarga vehicular en los modelos planos en donde se asumió un distinto factor de distribución deberían de modificarse. A continuación en la Tabla 3.11 se presenta los valores de los efectos por sobrecarga vehicular H20 S15 y HL93 con el factor de distribución de carga igual a 1.

Tabla N° 3.11

Resultados del análisis por sobrecarga H20 S16 y HL93

		Sobrecarga vehicular H20 S16		Sobrecarga vehicular HL93	
		P (t)	M3 (t-m)	P (t)	M3 (t-m)
Losa	L5	-51.44	-4.79	-76.09	-6.30
Brida superior	BS5	-24.11	-0.64	-35.67	-0.78
Brida inferior	BI5	73.40	1.20	108.19	1.66
Montante1	M1	-35.21	-1.23	-51.05	-1.76
Montante3	M3	-14.57	-0.14	-24.39	-0.19
Diagonal1	D1	38.49	0.00	56.15	0.00
Diagonal2	D2	-36.14	-0.22	-51.42	-0.31
Diagonal4	D4	-25.25	-0.11	-34.22	-0.16
Diagonal5	D5	20.22	0.12	26.83	0.19

En la siguiente tabla se muestra las fuerzas axiales totales máximas modificadas por el factor de distribución de carga corregido.

Tabla N° 3.4

Fuerzas Axiales Totales Máximas en los elementos del Puente

Tipo de Elemento		Fuerzas actuantes totales para HS20 (t)	Fuerzas actuantes totales para HL93 (t)	Fuerzas Resistentes (t)
Losa	L5	-55.459	-80.110	-201.60
Brida Superior	BS5	-196.586	-208.141	-336.25
Brida Inferior	BI5	138.645	173.438	205.46
Montante 1	M1	-100.838	-116.678	-175.37
Montante 3	M3	-21.856	-31.675	-97.91
Diagonal 1	D1	124.584	142.243	75.91
Diagonal 2	D2	-105.835	-121.111	-179.19
Diagonal 4	D4	-55.412	-64.375	-179.19
Diagonal 5	D5	31.073	37.685	67.55

Podemos observar que la diagonal exterior es el elemento que tiene un déficit de carga y deberá ser reforzado.

3.3 MODELAMIENTO Y ANÁLISIS ESTRUCTURAL DINÁMICO

La estructura se ha idealizado en un modelo tridimensional en base a elementos tipo Frame. Se ha tenido cuidado de representar la altura variable de los tramos en voladizo de las vigas transversales así como también de las condiciones de apoyo de la estructura.

Para idealizar el comportamiento de diafragma rígido de la losa del tablero y conectar los nudos pertenecientes a la losa, se han forzado los nudos del tablero para que tengan los mismos desplazamientos y giros consiguiendo con esto un

comportamiento de diafragma plano sin afectar las deformaciones que podrían presentarse fuera del mismo.

Se concentró las masas de las veredas y barandas en los extremos de los voladizos de las vigas transversales y la masa de la superficie de rodadura en los extremos de las vigas transversales.

Se ha realizado dos modelos tridimensionales en donde la única diferencia existente es la restricción de desplazamiento en los apoyos móviles. Los modelos son mostrados en la Figura N° 3.5 y en la Figura N° 3.7

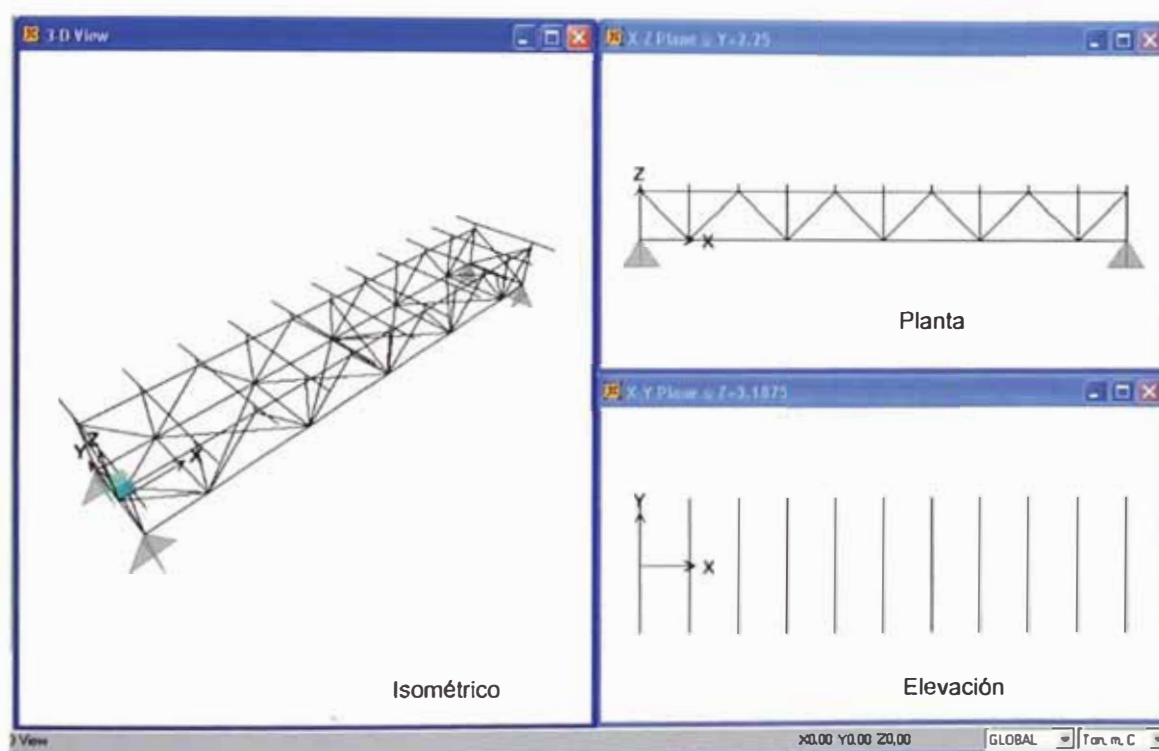


Figura N° 3.7

Modelo espacial del puente en estudio con apoyos fijos.

ANÁLISIS MODAL

Se ha realizado un análisis de vectores propios el cual determina las frecuencias y formas de modo en vibración libre sin amortiguamiento del sistema. Estos Modos naturales de vibración proveen una excelente visión del comportamiento de la estructura. Y son utilizados básicamente en análisis de respuesta espectral o análisis tiempo-historia.

Los periodos de vibración más largos se presentan en la Figura N° 3.8 y se puede apreciar que el periodo fundamental hallado del análisis modal es 0.15 s equivalente a 6.67 Hz.

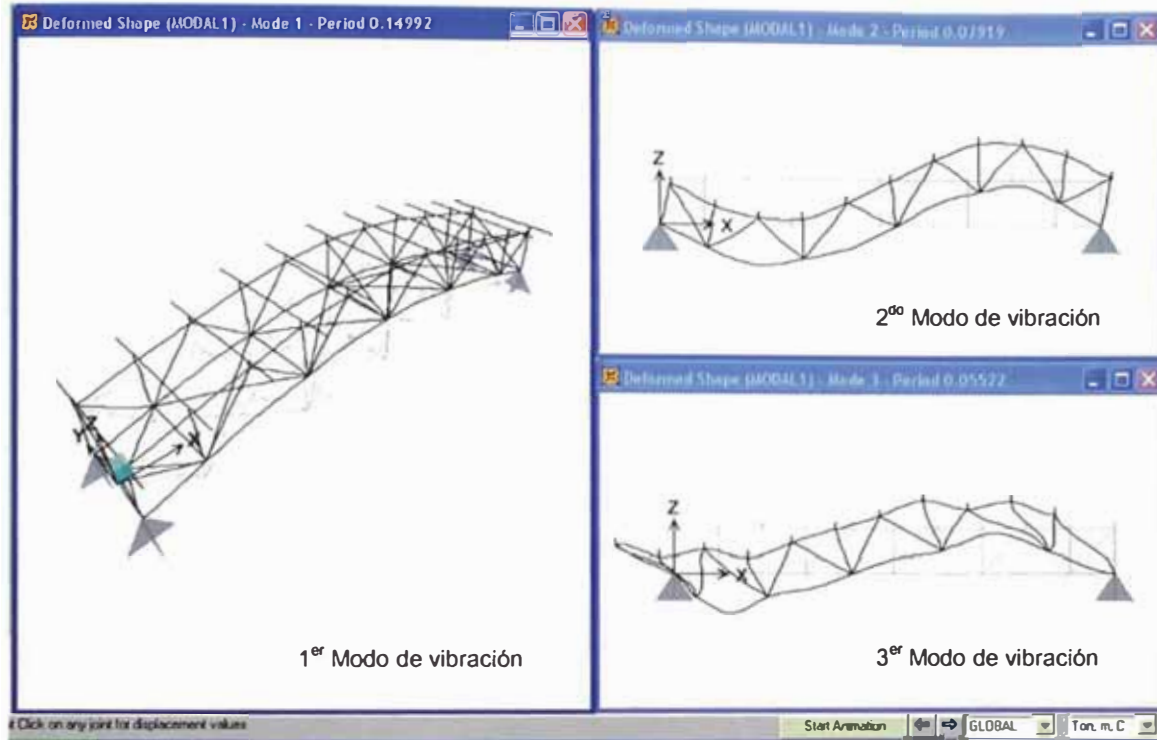


Figura N° 3.8

Primeros tres modos de vibración de la estructura.

En el Anexo IX se presentan los resultados del análisis estructural dinámico de la estructura.

CAPITULO 4

MEDICIONES EXPERIMENTALES Y EVALUACIÓN DE RESULTADOS

Introducción

Se ha realizado dos mediciones experimentales en el puente Lurin a cargo del Dr. Ing. Víctor Sánchez Moya. Estas mediciones han sido una prueba estática y una prueba dinámica y han tenido como sobrecarga en el puente dos camiones similares a los del tipo 2 especificados por la Compañía Minera San Martín e indicados en el capítulo 1.

Las mediciones estáticas se han efectuado mediante el uso de transductores hechos de resistencias eléctricas (electrical strain gages) que permiten medir las deformaciones unitarias, y mediante deformómetros para medir desplazamientos verticales de elementos estructurales sometidos a esfuerzos.

Las mediciones dinámicas también han sido hechas mediante resistencias eléctricas y transductores de velocidad de vibraciones.

Las pruebas estáticas han tenido como objeto verificar que la estructura del puente se comporta de acuerdo a las suposiciones hechas en su modelamiento y análisis estructural. Las mediciones dinámicas tienen por objeto demostrar que no existen daños ocultos tales como agrietamiento o rajaduras o elementos fatigados principalmente en la estructura metálica que modifiquen sus características dinámicas.

Todas las mediciones han sido hechas sobre el reticulado situado aguas abajo.

4.1 Pruebas Estáticas

Las pruebas experimentales estáticas han consistido en la colocación de los dos camiones de prueba proporcionados por la Compañía Minera San Martín, cuyas características dimensionales y pesos se muestran en la Figura N° 4.1. Las posiciones de los camiones de prueba en el sentido longitudinal han correspondido a la posición de Máximo Corte en el apoyo y Máximo Momento Flector en el centro de luz. Se han efectuado pruebas para un solo camión colocado en su vía de tráfico y con dos camiones colocados uno al costado del otro. Para cada una de estas posiciones se han efectuado las lecturas de la deflexión vertical en el centro de luz debajo del reticulado situado aguas arriba y las lecturas de los "strain gages" en la brida de tracción y en la diagonal extrema del mismo reticulado.

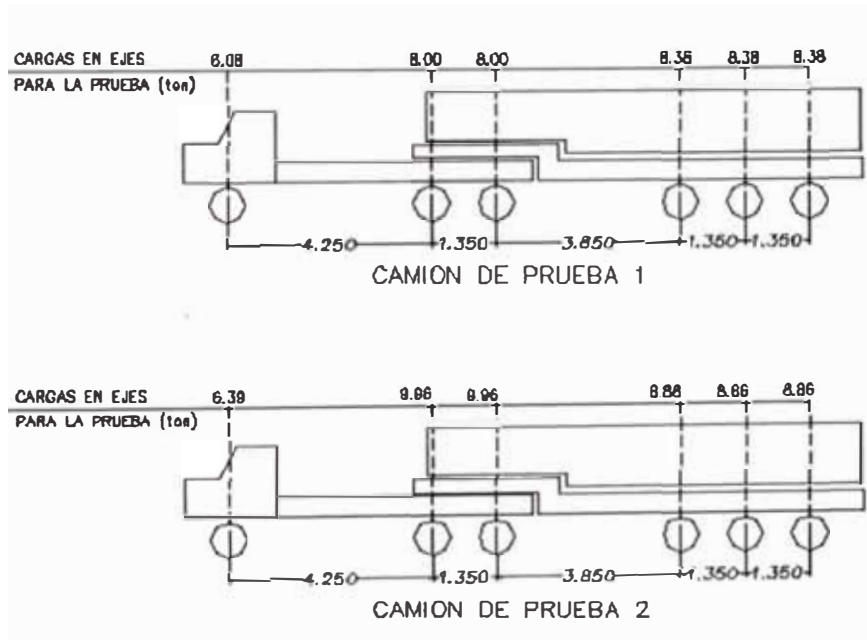


Figura N° 4.1

Características dimensionales y pesos de los camiones para la prueba de carga

En la Tabla N° 4.1 se muestran los resultados de las deflexiones medidas en el centro de luz del puente durante la prueba de carga.

Tabla N° 4.1
Deflexiones en el centro de luz

	Δ centro de luz medidos (mm)
Camión 1 (47.2 t)	1.90
Camión 2 (52.9 t)	2.20
Ambos camiones	3.44

Tal como se indicó en el punto anterior, durante las pruebas experimentales estáticas se efectuaron también las mediciones de las deformaciones unitarias mediante “electrical strain gages” tal como se describe en detalle en el Informe Técnico respectivo que se adjunta en el Anexo X.

Las mediciones de estas pruebas experimentales mostraron desde un inicio resultados que no coincidían con los resultados del modelamiento y análisis estructural que se realizó en un primer modelo estructural plano. Mediciones iniciales mostraban deformaciones y esfuerzos de compresión relativamente altos en la zona de la brida inferior contigua a los apoyos, y los cuales en principio deberían ser nulos. Esto fue comprobado también durante las pruebas de carga. Se determinó que esta situación es solo posible si los apoyos no están funcionando como debería ser, es decir, permitiendo el desplazamiento horizontal de la brida inferior que trabajando a tracción debería sufrir un alargamiento. En base a estos resultados se modificó el modelamiento de la estructura considerando a los apoyos del reticulado como fijos. (Ver Figura N° 4.2). Aunque esto no ha sido posible comprobarlo visualmente debido a que los apoyos no son visibles y se encuentran totalmente enterrados.

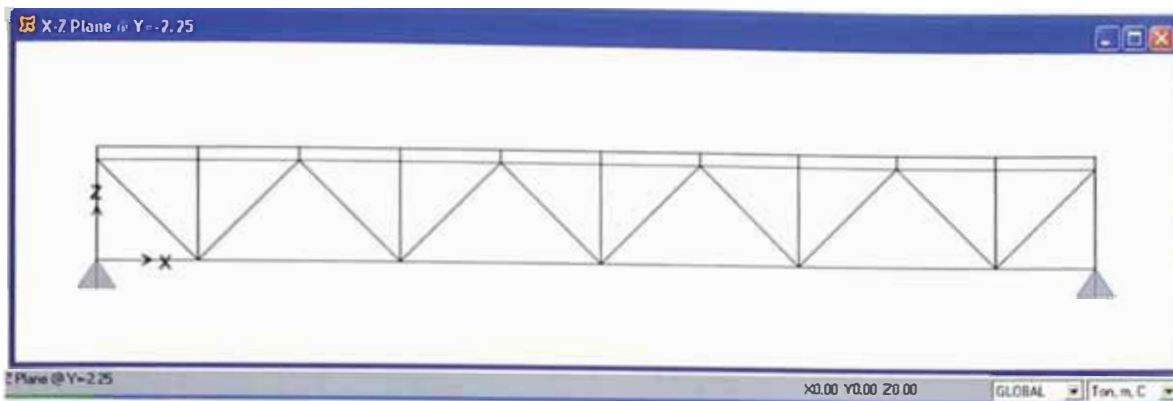


Figura N° 4.2

Idealización de la estructura con elementos adicionales y apoyos fijos

Aún considerando que solo por la fricción existente entre la estructura y el estribo se tendría una fuerza de fricción resistente, asumiendo un coeficiente de fricción de 0.50, de aproximadamente 53.25 toneladas. Las mediciones efectuadas muestran que durante las pruebas de carga se han desarrollado reacciones horizontales en los apoyos que comprimen a la brida inferior con fuerzas de 63.50 toneladas, es decir equivalente a un coeficiente de fricción de casi 0.60.

En el Anexo XI se muestran los cálculos realizados con SAP2000 v8.2.3 para los camiones de la prueba de carga considerando fijos los apoyos. Las cargas en el plano debido a los camiones de prueba han sido calculadas a partir del coeficiente de distribución lateral de carga obtenido del modelo espacial desarrollado en el capítulo 3.

En el modelo espacial se escalaron las cargas de los ejes del camión 2 para poder tener cargas semejantes a las de los camiones de la prueba de carga. (Camión de carga 1 de 47.20 toneladas y camión de carga 2 de 52.90 toneladas).

La Tabla N° 4.2 muestra los resultados de las deflexiones medidas y calculadas en el centro de luz del puente.

Tabla N° 4.2
Deflexiones en el centro de luz

	Δ centro de luz medidos (mm)	Δ centro de luz calculada con apoyos restringidos (mm)	Δ centro de luz calculada con apoyos libres (mm)
Camión 1 (47.2 t)	1.90	2.97	4.16
Camión 2 (52.9 t)	2.20	3.36	4.69
Ambos camiones	3.44	6.18	8.67

A partir de los valores de la Tabla N° 4.2 es posible apreciar una reducción del 28% en las flechas verticales por efecto de la restricción de los apoyos a desplazamientos horizontales. Las deflexiones verticales medidas confirman también estos efectos, siendo las deflexiones medidas aún menores a las calculadas en estas condiciones de restricción, 3.44 mm versus 6.18 mm para los dos camiones colocados sobre el puente. Estas menores deflexiones además de mostrar la buena condición estructural del puente, pueden deberse a que en los modelos analizados no se ha considerado la contribución del encamisetado de concreto de los elementos a tracción lo cual en la práctica si está ocurriendo.

A partir de los valores de la Tabla N° 4.2 es posible calcular que el coeficiente de distribución lateral de carga cuando la carga está sobre el mismo reticulado es 0.60, bastante cercano al valor obtenido del análisis en el modelo espacial.

En el Anexo XI se muestran los resultados del análisis estructural realizado con el SAP2000 v8.2.3 para las diferentes posiciones tanto transversal como longitudinal de los camiones de prueba 1 y 2. Este análisis corresponde a la condición de apoyos fijos.

De acuerdo a lo indicado anteriormente, las mediciones con strain gages se efectuaron principalmente en la brida inferior, posición central (strain gages 4, 5 y

6), y posición extremas (strain gages 1, 2, 3 y 8). Como se muestra en la siguiente figura.

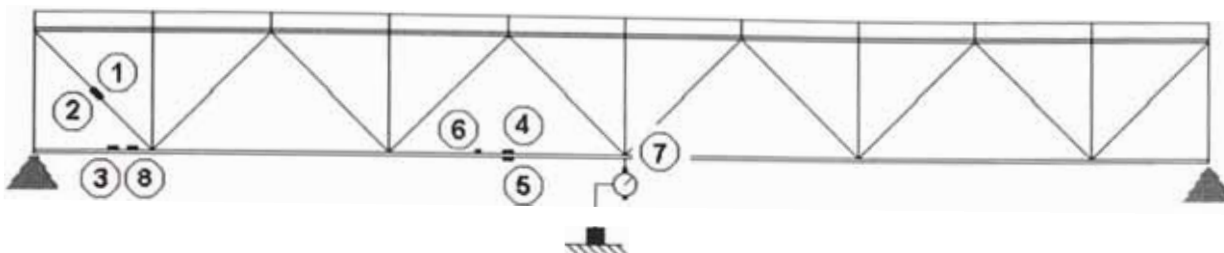


Figura N° 4.3
Ubicación de los strain gages en el puente

De estas mediciones, las realizadas mediante los strain gages 3 y 6 son prácticamente las únicas que pueden ser contrastadas con los resultados calculados, dado que las otras están colocadas sobre elementos de concreto en tracción, las cuales en principio de acuerdo a los cálculos no deberían tomar esfuerzos. Por otro lado el strain gage 6 está colocado directamente sobre el acero, dado que se trata de un elemento a tracción. En la tabla siguiente N° 4.3 se muestra una comparación de los resultados medidos y de los calculados.

Tabla N° 4.3
Deformaciones unitarias en micro strain (10^{-6}) medidas y calculadas durante las pruebas de Carga.

	Camión 1	Camión 1 y 2
Posición Strain Gage 6	Medidas 33	65
Brida Inferior (Centro de Luz)	Calculadas 50	87
Posición Strain Gage 3	Medidas -43	-67
Brida Inferior (apoyo)	Calculadas -41.6	-64.8

Los resultados de la Tabla N° 4.3 muestran valores muy similares para las deformaciones unitarias medidas y calculadas para la zona en compresión de la brida inferior, zona cercana a los apoyos. Para la zona central de la brida inferior los valores medidos son menores que los calculados del orden del 75 %, y que pueden explicarse considerando que en el análisis estructural realizado se ha *Evaluación Teórico Experimental de la Capacidad de Carga de un Antiguo Puente Metálico Reticulado Compuesto con fines de Rehabilitación*

despreciado la contribución del concreto en los elementos en tracción, lo cual es así de acuerdo a los strain gages colocados en el concreto en tracción que alcanzan valores del orden de 22×10^{-6} . Esta contribución del concreto traccionado explicaría estas diferencias así como los menores valores de los desplazamientos verticales obtenidas durante las pruebas.

4.2 Pruebas Dinámicas

La prueba experimental dinámica denominada “bump test” consiste en colocar un sensor en el punto en donde se estima que se presentará el máximo desplazamiento, luego se colocará el camión de carga sobre la parte mas alta de una pequeña rampa colocada previamente sobre el tablero del puente para que de esta manera en un instante determinado uno de los ejes del camión impacte sobre la estructura generando una respuesta transitoria que será adquirida por el sensor y registrada por el sistema de adquisición de datos. Finalmente la información registrada será procesada en gabinete dando como resultado frecuencias de vibración natural de la estructura.

La evaluación experimental dinámica dio como resultado una frecuencia natural fundamental de la estructura del orden de 6.6Hz.

En el Anexo X se adjunta el informe técnico de las mediciones experimentales llevadas a cabo.

Cabe indicar que el personal del Dr. Ing. Víctor Sánchez Moya, encargado de las pruebas experimentales, realizó un análisis dinámico de la estructura en un modelo plano que es presentado en el Anexo X, en donde se puede apreciar que la primera frecuencia natural es de 6.9 Hz muy similar a la obtenida en el desarrollo del análisis espacial indicado en el capítulo 3 y a la registrada en la evaluación en campo. En la Tabla N° 4.4 se presenta una comparación entre los resultados obtenidos entre el modelo del análisis plano, el modelo del análisis espacial y las lecturas adquiridas en la evaluación experimental.

Tabla N° 4.4

Comparación de Frecuencias de Vibración en la Estructura

Modo	Modelo Plano (Hz)	Modelo Espacial (Hz)	Bump Test (Hz)
1 ^{er}	6.9	6.67	6.6
2 ^{do}	14.7	12.63	-
3 ^{er}	21.9	18.11	-
4 ^{to}	23.8	20.00	-

De la tabla anterior podemos ver que el valor obtenido tanto en los modelos plano y espacial es bastante cercano al obtenido en la evaluación dinámica lo que indicaría que la estructura reticulada encamisetada se encuentra en buen estado, sin agrietamiento ni fatiga alguna, cuya presencia hubiera producido modificaciones importantes en las frecuencias naturales de la estructura del puente.

CAPITULO 5

ACCIONES DE MANTENIMIENTO, REHABILITACIÓN Y REFORZAMIENTO

Introducción

Como resultado de la inspección visual, los análisis y verificación estructural realizados en esta evaluación teórico experimental se plantearán las acciones de mantenimiento, rehabilitación y reforzamiento del puente Lurín.

Se verificará el diseño estructural de la losa y se plantearán los trabajos de reforzamiento de las diagonales exteriores que fueron encontradas con deficiencia de capacidad de carga en el capítulo 3.

Finalmente se elaborará las Especificaciones Técnicas de las partidas correspondientes a los trabajos de mantenimiento, rehabilitación y reforzamiento de la estructura y un presupuesto referencial de los trabajos.

5.1 INGENIERÍA BÁSICA

Dentro de las acciones de manteniendo y rehabilitación se puede detallar las siguientes:

- Resane de los elementos del reticulado que se encuentran bajo el apoyo de la margen izquierda. Estos presentan desprendimiento del encamisado de concreto, dejando expuesta en algunos casos la armadura de refuerzo.
- Urge la limpieza de ambas márgenes próximas a los estribos, pues se encuentran inundadas de desperdicios que aceleran el grado de degradación de los elementos de concreto armado, y reducen la sección hidráulica del cauce del río. Esta situación es más notoria en la margen derecha.

Dentro de las acciones de reforzamiento primeramente se desarrollará la verificación estructural de la losa de la superestructura del puente. Cabe señalar que la losa está solicitada a flexo compresión. La verificación estructural se basará en las Especificaciones AASHTO en su versión LRFD.

DATOS

Altura de losa=	0.20 m	Recubrimiento =	0.03 m
Peralte efectivo=	0.17 m		
f'_c =	210 kg/cm ²	Resistencia especifica del concreto	
f_y =	2800 kg/cm ²	Esfuerzo a la fluencia del acero	

VERIFICACION DE DIRECCION PRINCIPAL

a = Distancia Transversal = 4.5 m

b = Distancia Longitudinal = 2.8 m

$a/b = 1.6 > 1.5$

Refuerzo Paralelo al Transito

Determinaremos los momentos flectores por un metro de ancho producidos por las cargas permanentes, la sobrecarga vehicular HL93 y las cargas producidas por los camiones de la Compañía Minera San Martín presentados en el capítulo 2. Para tal objetivo modelaremos un sistema de vigas continuas de 10 tramos espaciados 2.80 m que corresponde al número de vanos de la losa y a la separación de las vigas transversales, en la que aplicaremos una carga unitaria uniformemente distribuida a lo largo de todo el sistema como se muestra en la Figura N° 5.1.

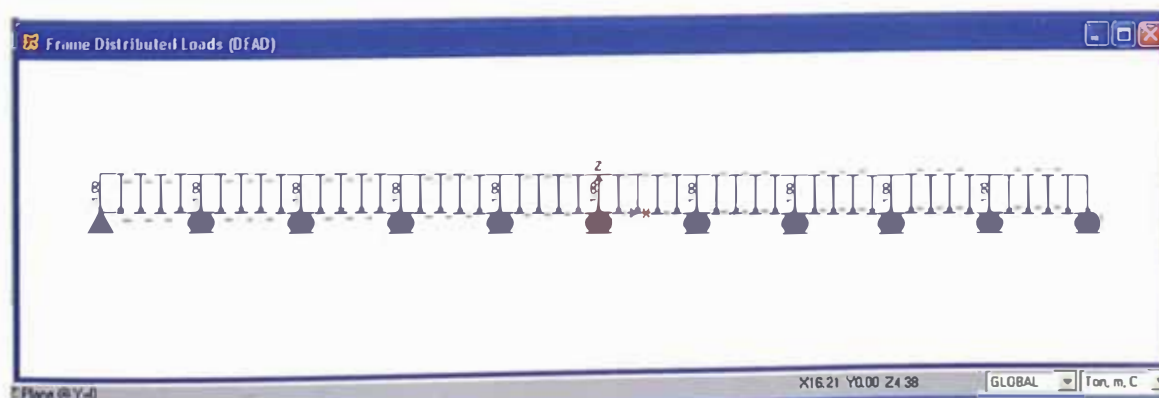


Figura N° 5.1

Carga unitaria sobre vigas continuas

En el mismo modelo se calcularán los efectos producidos por la sobrecarga HL93 y los camiones de la compañía minera considerando una amplificación dinámica de 33% aplicable a los efectos de los camiones.

Metrado de cargas permanentes

Losa de concreto armado de 0.20 m de espesor

Superficie de desgaste (asfalto) de 0.05 m de espesor

$$\text{Carga por losa} = 2.40 \text{ t/m}^3 \times 0.20 \text{ m} = 0.48 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Carga por asfalto} = 2.20 \text{ t/m}^3 \times 0.05 \text{ m} = 0.11 \text{ t/m}^2$$

Calculamos los anchos de franja de distribución de momentos flectores por sobrecarga vehicular

$$+ M \quad E = 0.66 + 0.55 \times S \quad \text{Para momentos positivos}$$

$$- M \quad E = 1.22 + 0.25 \times S \quad \text{Para momentos negativos}$$

Donde

S = Distancia entre ejes de apoyos expresado en milímetros

En nuestro caso S = 2.80 m

$$+ M \quad E = 2.20 \text{ m} \quad \text{Para momentos positivos}$$

$$- M \quad E = 1.92 \text{ m} \quad \text{Para momentos positivos}$$

En la Figura N° 5.2 se muestra los momentos flectores tanto para la carga unitaria como para la envolvente de la sobrecarga vehicular HL93 y de los camiones de la compañía minera.

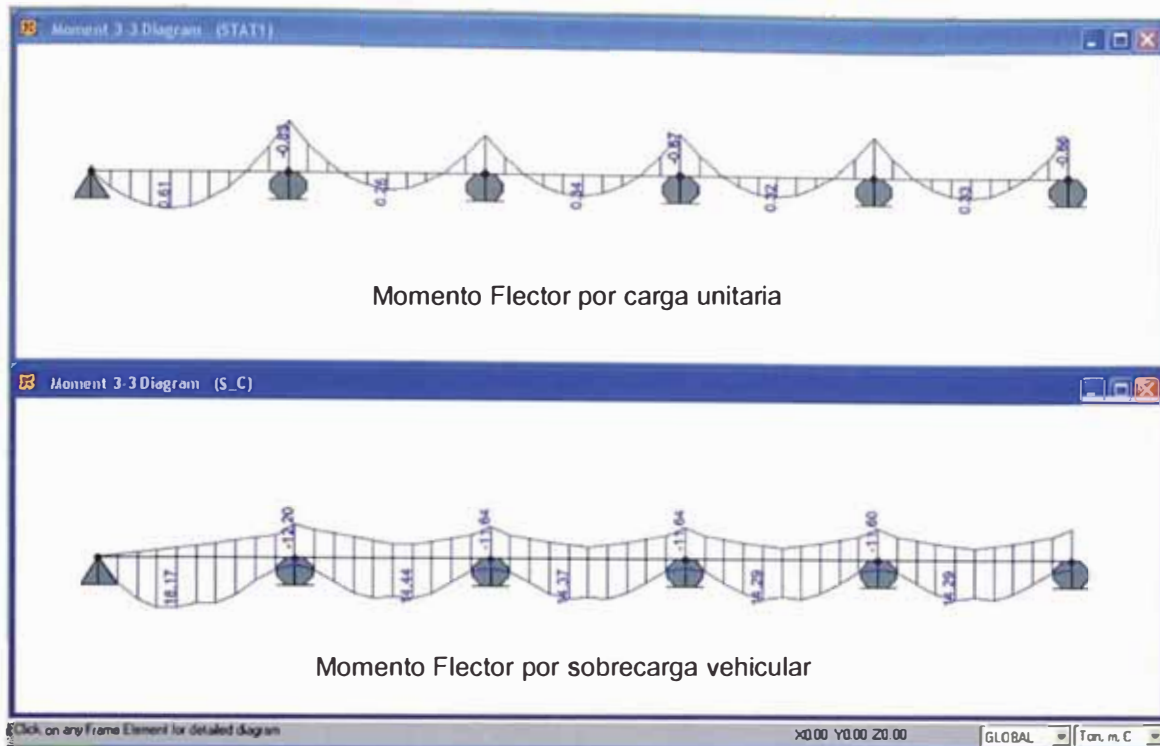


Figura Nº 5.2

Diagrama de Momentos Flectores por carga unitaria y sobrecarga vehicular

En el Anexo XI se puede apreciar que los momentos flectores producidos por el Camión tipo 1 produce los mayores momentos flectores en la losa.

En la siguiente figura se presenta parte de la vista longitudinal de la losa en donde puede apreciarse los puntos críticos en la losa y la simbología que se utilizará para su identificación

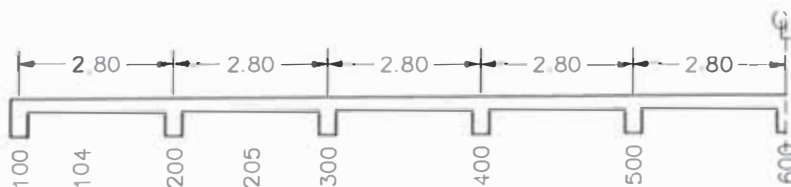


Figura Nº 5.3

Vista longitudinal de la losa en donde se aprecia la mitad de la longitud de la losa y la identificación de sus puntos críticos

En la Tabla N° 5.1 se presentan los resultados del análisis por carga unitaria y sobrecarga vehicular.

Tabla N° 5.1 Resultados del Análisis en las vigas

Posición	Carga unitaria (t-m/m)	Sobrecarga HL93 (t-m/vía)
104	0.61	18.17
200	-0.83	-12.20
205	0.26	14.44
300	-0.61	-11.64

Después de calcular los efectos por la carga unitaria uniformemente distribuida y por la sobrecarga vehicular pasamos a calcular las cargas permanentes y posteriormente los efectos por metro de ancho en los puntos críticos.

Ubicación 104

Momentos Flectores

M losa =	0.30 t-m/m
M asfalto =	0.07 t-m/m
M _{s/c} =	18.17 t-m/vía
M _{s/c} /E =	8.26 t-m/m

Ubicación 205

Momentos Flectores

M losa =	0.13 t-m/m
M asfalto =	0.03 t-m/m
M _{s/c} =	14.44 t-m/vía
M _{s/c} /E =	6.56 t-m/m

Ubicación 200

Momentos Flectores

M losa =	0.38 t-m/m
M asfalto =	0.09 t-m/m
M _{s/c} =	12.2 t-m/vía
M _{s/c} /E =	6.35 t-m/m

Ubicación 300

Momentos Flectores

M losa =	0.30 t-m/m
M asfalto =	0.07 t-m/m
M _{s/c} =	11.64 t-m/vía
M _{s/c} /E =	6.06 t-m/m

Del Anexo VI podemos tomar los valores de las cargas axiales en los elementos de la losa y tenemos:

Ubicación 104

P postensado = -1.64 t/vía
$P_{s/c} = -30.52$ t/vía
P postensado = -0.68 t/m
$P_{s/c} = -12.72$ t/m

Ubicación 200 y Ubicación 205

P postensado = -1.67 t/vía
$P_{s/c} = -30.68$ t/vía
P postensado = -0.70 t/m
$P_{s/c} = -12.78$ t/m

Ubicación 300

P postensado = -3.44 t/vía
$P_{s/c} = -71.09$ t/vía
P postensado = -1.43 t/m
$P_{s/c} = -29.62$ t/m

Calculamos los momentos flectores y fuerzas axiales últimos de acuerdo al Estado Límite de Resistencia I del AASHTO versión LRFD, la cual tiene la siguiente combinación:

$$U = \eta[1.25DC + 1.50DW + 1.75(LL + I)]$$

Donde:

U = Efecto último

DC = Carga muerta de componentes estructurales y no estructurales

DW = Carga muerta de la superficie de rodadura y dispositivos auxiliares

LL = Carga viva vehicular

I = Carga de impacto

η = Modificador de carga por redundancia, ductilidad e importancia del componente analizado

En donde el componente estructural en este diseño es la losa

En la Tabla N° 5.3 se muestra el resumen de los efectos de las cargas sobre la losa y se calcula los efectos últimos en cada punto crítico

Tabla N° 5.3
Efectos sobre la losa (t, m)

Posición	M losa	M asfalto	M s/c	P postensado	P s/c
104	0.30	0.07	8.26	0.68	12.72
200	0.38	0.09	6.35	0.70	12.78
205	0.13	0.03	6.56	0.70	12.78
300	0.30	0.07	6.06	1.43	29.62

Efectos últimos

Posición	Mu (t-m)	Pu (t)
104	14.935	22.26
200	11.7225	22.365
205	11.6875	22.365
300	11.085	51.835

En plano del año 1951, Tablero y Baranda Plano 4/5 se indica la disposición de la armadura de refuerzo la que tiene dos secciones típicas:

En el primer apoyo exterior y primer tramo exterior

capa inferior $\phi 3/8'' @ 0.166 \text{ m} + \phi 1/2'' @ 0.166 \text{ m}$

capa superior $\phi 3/8'' @ 0.166 \text{ m} + \phi 1/2'' @ 0.166 \text{ m}$

Tramos y apoyos interiores

capa inferior $\phi 1/2'' @ 0.166 \text{ m}$

capa superior $\phi 1/2'' @ 0.166 \text{ m}$

Para ambas secciones graficamos el Diagrama de Interacción que se representa en las siguientes figuras.

Para las gráficas de los Diagramas de Interacción se ha utilizado el programa PCACOL V2.30 de la Portland Cement Association de Illinois USA, programa de diseño e investigación de secciones de concreto reforzado. En la Figura N° 5.4 los puntos 1 y 2 representan los puntos críticos 104 y 200 respectivamente. En la Figura N° 5.5 los puntos 1 y 2 representan los puntos críticos 205 y 300.

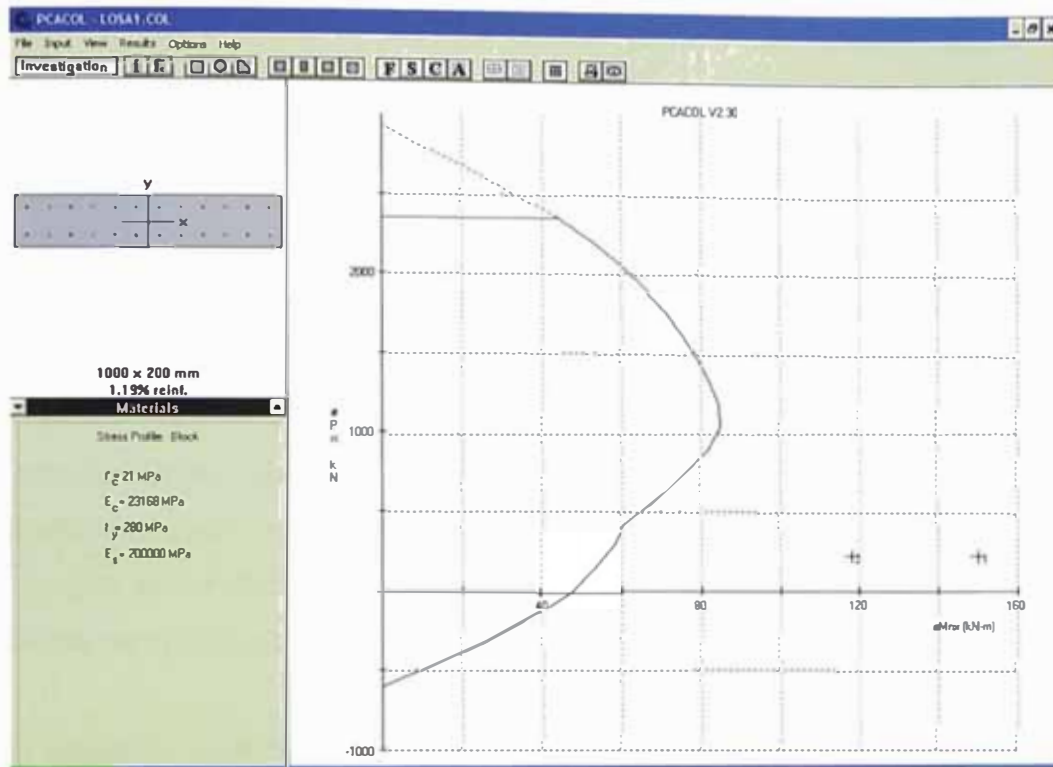


Figura N° 5.4 Diagrama de Interacción para los puntos 104 y 200

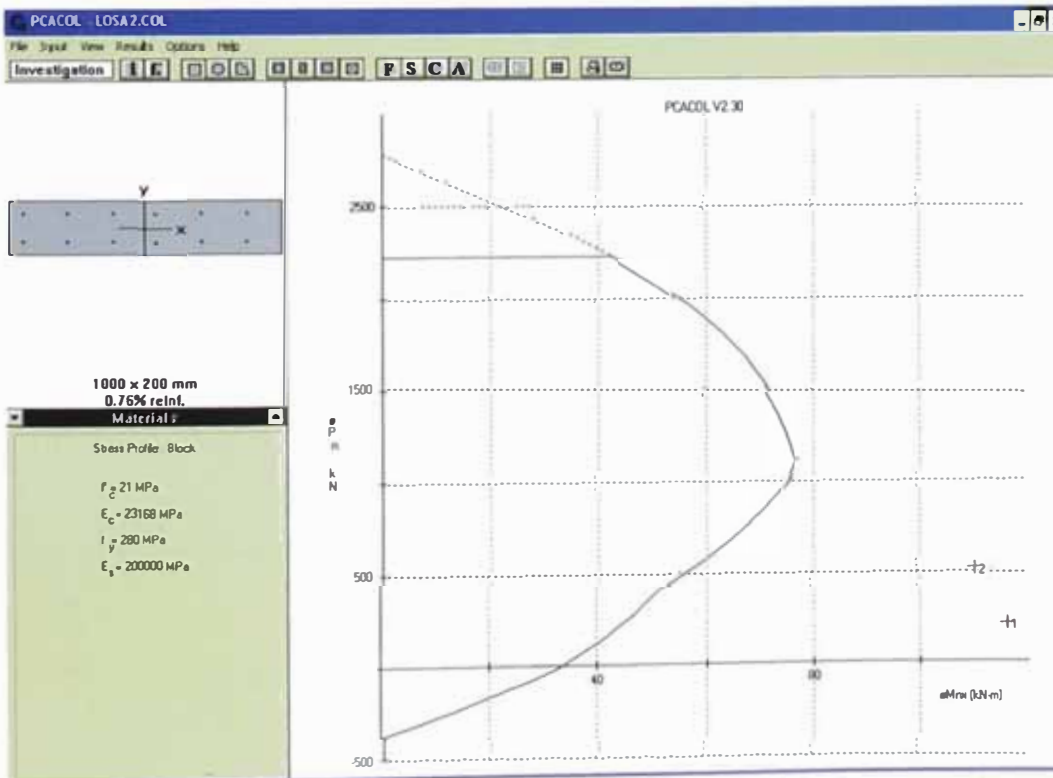


Figura N° 5.5 Diagrama de Interacción para los puntos 205 y 300

Como se puede apreciar en las figuras anteriores, la combinación última carga axial - momento flector en los puntos críticos no es resistida por la sección reforzada correspondiente, motivo por el cual la losa deberá ser reforzada.

Podemos ver en los diagramas de interacción de las secciones críticas que para una fuerza axial última de 23 toneladas la sección armada solo resiste un momento flector último de 4.4 t-m.

El reforzamiento que se realizará será colocar 2 viguetas metálicas longitudinales y una vigueta transversal en medio de cada vano debajo de la losa con lo que se modificará el sistema estructural de la misma. Estas viguetas metálicas se apoyarán en las caras interiores de las bridas superiores.

En la siguiente gráfica se presenta los momentos flectores debido a una carga unitaria uniformemente distribuida y la envolvente del momento flector de las sobrecarga vehicular en el nuevo sistema en donde ya se ha colocado la vigueta metálica en el medio de cada vano.

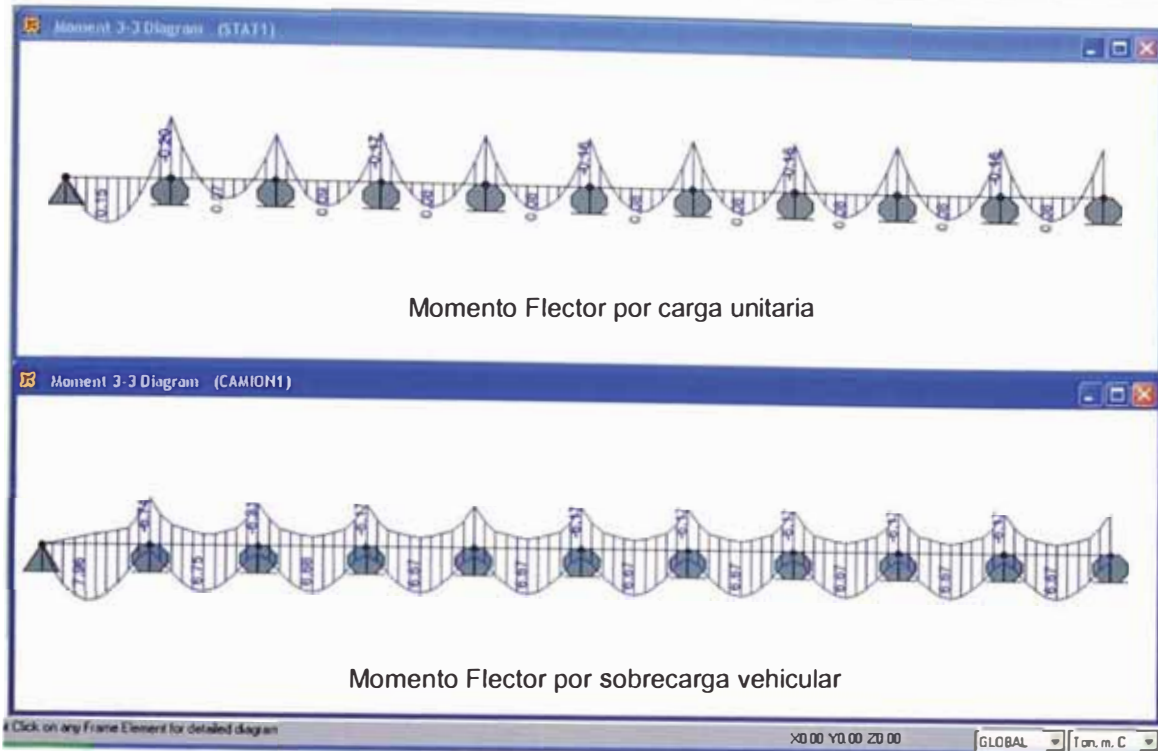


Figura N° 5.6

Diagrama de Momentos Flectores por carga unitaria y sobrecarga vehicular en losa reforzada

Tabla N° 5.4 Resultados del Análisis Longitudinal en las vigas modificadas

Posición	Carga unitaria (t-m/m)	Sobrecarga HL93 (t-m/via)
104	0.15	7.76
200	-0.20	-6.74
205	0.07	6.75
300	-0.15	-6.21

Debido a que la separación de los componentes de apoyo en la dirección secundaria para la nueva disposición, es menor que 1.5 veces la separación en la dirección primaria, el tablero se debe modelarse como un sistema de franjas que se intersecan, y las cargas deben de distribuirse entre estas dos franjas.

$$\begin{aligned}
 a &= \text{Distancia Transversal} = 1.5 \text{ m} \\
 b &= \text{Distancia Longitudinal} = 1.4 \text{ m} \\
 a/b &= 1.07 < 1.5
 \end{aligned}$$

Calculamos el porcentaje de la carga distribuida para la dirección mas corta

$$p = \frac{b^4}{a^4 + b^4}$$

siendo igual a 57%

Calculamos el porcentaje de la carga puntual para la dirección mas corta

$$p = \frac{b^3}{a^3 + b^3}$$

siendo igual a 55%

Diseño en el sentido longitudinal

Ancho de franja

$$E+ = 0.66 + 0.55 S = 1.43 \text{ m}$$

$$E- = 1.22 + 0.25 S = 1.57 \text{ m}$$

Obtenemos los momentos flectores

$$M_{\text{losa}} = 0.04 \text{ t-m/m}$$

$$M_{\text{asfalto}} = 0.01 \text{ t-m/m}$$

$$M_{\text{s/c}} = 3.06 \text{ t-m/m}$$

Obtenemos $M_u = 5.42 \text{ t-m/m}$

Este momento obtenido es menor al resistido por la sección transversal con la armadura a $\phi 3/8'' @ 0.166 \text{ m} + \phi 1/2'' @ 0.166 \text{ m}$ para ambas capas por lo que el diseño es aceptado.

Diseño en el sentido transversal

En el sentido transversal la losa solo se comporta a flexión siendo la carga más pesada 10.43 toneladas que corresponde a la rueda más pesada del camión tipo 2.

Obtenemos los momentos flectores

$$M_{dc} = 0.04 \text{ t-m/m}$$

$$M_{dw} = 0.01 \text{ t-m/m}$$

$$M_{s/c} = 1.76 \text{ t-m/m}$$

Obtenemos $M_u = 3.15 \text{ t-m/m}$ considerando un recubrimiento de 3 cm tendremos 7.61 cm^2 obteniendo $\phi 1/2'' @ 0.166 \text{ m}$ por lo que el diseño es aceptado.

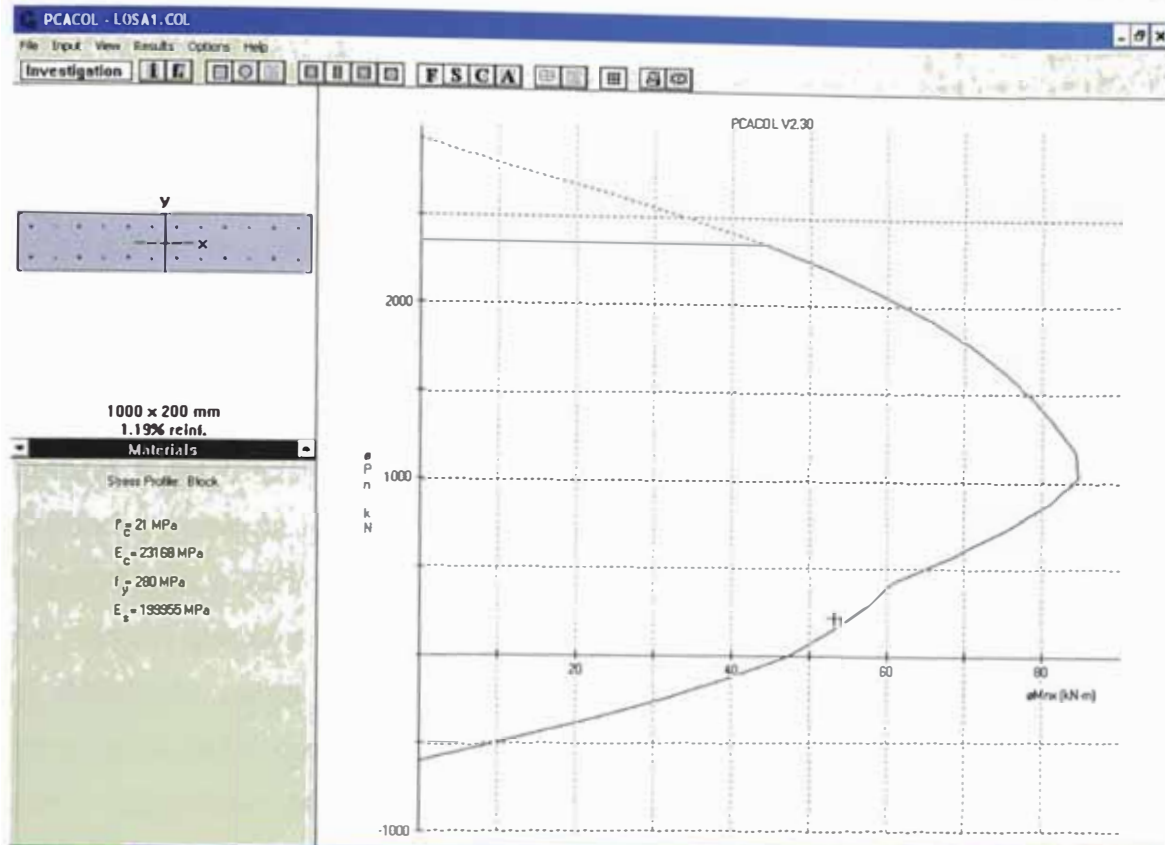


Figura N° 5.7

Diagrama de Interacción de la losa

Habiéndose encontrado una deficiencia de capacidad de carga en las diagonales extremas del reticulado encamisetado se planteará el reforzamiento colocándoles láminas reforzadas con fibras de carbono tipo Sika CarboDur, las cuales serían adheridas a las cuatro caras del encamisetado de la sección rectangular de concreto armado de estos elementos con deficiencia.

Las láminas reforzadas con fibras de carbono son utilizadas para refuerzos de estructuras de concreto, madera y metal debido a incrementos de carga, daños en partes estructurales, para mejorar la capacidad de servicio, cambios en sistemas estructurales y defectos en procedimientos constructivos o de diseño.

Características del Material

Las láminas CarboDur están compuestas por fibra de carbono reforzada con matriz epóxica. El Módulo de Elasticidad de las láminas varía desde 1650 t/cm^2

Evaluación Teórico Experimental de la Capacidad de Carga de un Antiguo Puente Metálico Reticulado Compuesto con fines de Rehabilitación

a 3000 t/cm^2 , la resistencia a la tracción varía de 28 t/cm^2 a 13 t/cm^2 .
Igualmente la resistencia a la rotura varía de 30.5 t/cm^2 a 14.5 t/cm^2 .

El refuerzo que se colocará deberá proporcionar una capacidad de carga adicional en servicio de de 88.2 toneladas para la sobrecarga del camión tipo 2 de la Compañía Minera San Martín.

El primer paso será determinar el tipo de lámina a utilizar seleccionándola en función a su resistencia a la tracción. Dentro de los subsistemas que Sika Carbodur presenta tenemos Sika Carbodur S la cual tiene una resistencia a la tracción igual a 24 t/cm^2 .

Asumiendo que el material trabajará al 60 % de su capacidad a la tracción y con el déficit de carga de 88.2 toneladas podríamos determinar un área neta transversal de las láminas.

$$\text{Area} = 88.2 / (0.60 \times 24) = 6.125 \text{ cm}^2$$

$$\text{Area} = 6.125 / 4 = 1.53 \text{ cm}^2 / \text{lado}$$

Sea B la sección transversal de la lámina y tomamos $e = 0.12 \text{ cm}$ tenemos

$$B = 1.53 / 0.12 = 12.76 \text{ cm}$$

$$b = 12.76 \text{ cm}$$

tomaremos 2 láminas de $10 \times 0.12 \text{ cm}$ en cada cara de las diagonales exteriores.

5.2 ESPECIFICACIONES TÉCNICAS Y PRESUPUESTO REFERENCIAL

01.00.00 OBRAS PRELIMINARES

01.01.00 Movilización y desmovilización de equipo mecánico

Descripción

Se refiere a la movilización de equipo desde su lugar de origen hasta la Obra y su posterior desmovilización una vez terminada la obra y limpieza del lugar. Incluye seguros de transporte.

El presente ítem comprende las labores y los correspondientes costos en que se incurra en Montaje y Desmontaje si fuera necesario, embarque y desembarque, el transporte mismo de las unidades mecánicas y herramientas que serán empleadas en la construcción de la Obra, correspondiendo esto al transporte del lugar de origen al lugar de la Obra.

El traslado del equipo pesado se efectuará por vía terrestre utilizando camiones plataforma ó trailer. El equipo liviano (volquetes, cisternas, etc.) lo hará por sus propios medios, en este equipo liviano serán transportados el equipo liviano no transportable, las herramientas, y el equipo misceláneo (martillos, neumáticos, vibradores, etc.).

Medición

La movilización y desmovilización, se medirá a través de unidades completas que son parte del monto **global**, consignado en los metrados y presupuesto de la propuesta, por lo tanto, la medición para el pago respectivo corresponde únicamente al equipo consignado en la relación propuesta y que ha sido autorizado por el Supervisor.

Pago

El pago se hará por unidad completa de equipos y herramientas que forman parte del lote para el mantenimiento y rehabilitación de los puentes. El precio del transporte previsto para su ejecución, ha sido analizado teniendo en cuenta que parte del equipo es transportado por sus propios medios y el resto es transportado sobre una plataforma.

Se pagará hasta un 50% por la movilización conforme los equipos vayan llegando a la Obra y sean aprobados por el supervisor y 50% por Desmovilización conforme vayan siendo retirados con autorización del Supervisor. Cada equipo debe de llegar con su respectivas especificaciones técnicas, guía de remisión y seguros.

01.02.00 Mantenimiento de tránsito y seguridad vial

Descripción

Las actividades que se especifican en esta sección abarcan lo concerniente al mantenimiento del tránsito en el área de ejecución de obras.

Los trabajos incluyen además:

El mantenimiento de desvíos que sean necesarios para facilitar las tareas de construcción.

La provisión de facilidades necesarias para el acceso de viviendas, servicios, etc. ubicadas a lo largo del Proyecto en construcción.

La implementación, instalación y mantenimiento de dispositivos de control de tránsito y seguridad acorde a las distintas fases de la construcción.

El control de emisión de polvo en todos los sectores sin pavimentar de la vía principal y de los desvíos habilitados que se hallan abiertos al tránsito dentro del área del Proyecto.

El mantenimiento de la circulación habitual de animales domésticos y silvestres a las zonas de alimentación, y abrevadero, cuando estuvieran afectadas por las obras.

El transporte de personal a las zonas de ejecución de obras. En general se incluyen todas las acciones, facilidades, dispositivos y operaciones que sean requeridos para garantizar la seguridad y confort del público usuario erradicando cualquier incomodidad y molestias que pueden ser ocasionados por deficientes servicios de mantenimiento de tránsito y seguridad vial.

CONDICIONES GENERALES

A) Plan de Mantenimiento de Tránsito y Seguridad Vial (PMTS)

Antes del inicio de las obras el Contratista presentará al Supervisor un “Plan de Mantenimiento de Tránsito y Seguridad Vial” (PMTS) para todo el período de ejecución de la obra y aplicable a cada una de las fases de construcción, el que será revisado y aprobado por escrito por el Supervisor. Sin este requisito y sin la disponibilidad de todas las señales y dispositivos en obra, no se podrán iniciar los trabajos de construcción.

Para la preparación y aprobación del PMTS, se debe tener en cuenta las regulaciones dadas en el capítulo IV del “Manual de Dispositivos de Control de Tránsito Automotor para Calles y Carreteras” vigente del MTC. Las señales, dispositivos de control, colores a utilizar y calidad de material estará de acuerdo con lo normado en este Manual, los planos y documentos del proyecto, lo especificado en esta sección y lo indicado por el Supervisor. El PMTS podrá ser ajustado, mejorado o reprogramado de acuerdo a las evaluaciones periódicas de su funcionamiento que efectuará el Supervisor.

El PMTS deberá abarcar los siguientes aspectos:

(1) Control Temporal de Tránsito y Seguridad Vial

El tránsito vehicular durante la ejecución de las obras no deberá sufrir detenciones de duración excesiva. Para esto se deberá diseñar sistemas de control por medios visuales y sonoros, con personal capacitado de manera que se garantice la seguridad y confort del público y usuarios de la vía, así como la protección de las propiedades adyacentes. El control de tránsito se deberá mantener hasta que las obras sean recibidas por el MTC.

(2) Mantenimiento Vial

La vía principal en construcción, los desvíos, rutas alternas y toda aquella que se utilice para el tránsito vehicular y peatonal será mantenida en condiciones aceptables de transitabilidad y seguridad, durante el período de ejecución de obra incluyendo los días feriados, días en que no se ejecutan trabajos y aún en probables períodos de paralización. La vía no pavimentada deberá ser mantenida sin baches ni depresiones y con niveles de rugosidad que permita velocidad uniforme de operación de los vehículos en todo el tramo contratado.

(3) Transporte de Personal

El transporte de personal a las zonas en que se ejecutan las obras, será efectuado en ómnibus con asientos y estado general en buen estado. No se permitirá de ninguna manera que el personal sea trasladado en las tolvas de volquetes o plataformas de camiones de transporte de materiales y enseres. Los horarios de transporte serán fijados por el Contratista, así como la cantidad de vehículos a utilizar en función al avance de las obras, por lo que se incluirá en el PMTS un cronograma de utilización de ómnibus que será aprobado por el Supervisor así como su control y verificación.

B) Desvíos a carreteras y calles existentes

Como el puente actual se encuentra operativo será necesario la construcción de un pase provisional sobre el río. Para ésto se deberán instalar señales y otros dispositivos que indiquen y conduzcan claramente al usuario a través de ellos.

C) Período de Responsabilidad

La responsabilidad del Contratista para el mantenimiento de tránsito y seguridad vial se inicia el día de la entrega del terreno al Contratista. El período de responsabilidad abarcará hasta el día de la entrega final de la obra al MTC y en este período de responsabilidad abarcará hasta el día de la entrega final de la obra al MTC y en este periodo se incluyen todas las suspensiones temporales que puedan haberse producido en la obra, independientemente de la causal que la origine.

Materiales

Las señales, dispositivos de control, colores a utilizar y calidad del material 1 estará de acuerdo con lo normado en el Manual de Dispositivos para "Control de Tránsito Automotor para Calles y Carretera" del MTC y todos ellos tendrán la posibilidad de ser trasladados rápidamente de un lugar a otro, para lo que deben contar con sistemas de soporte adecuados.

El Contratista después de aprobado el "PMTS" deberá instalar de acuerdo a su programa y de los frentes de trabajo, todas las señales y dispositivos necesarios en cada fase de obra y cuya cantidad no podrá ser menor en el momento de iniciar los trabajos a lo que se indica:

- (a) Señales Restrictivas 2 unid.
- (b) Señales Preventivas 3 unid.

- (c) Barreras o Tranqueras (pueden combinarse con barriles)... 2 unid.
- (d) Conos de 70 cm. de alto 8 unid.
- (e) Lámparas Destellantes accionadas a batería o electricidad con
Sensores que los desconectan durante el día 2 unid.
- (f) Banderines 2 unid.
- (g) Señales Informativas 2 unid.
- (h) Chalecos de Seguridad, Silbatos4 unid. de c/u

Las señales, dispositivos y chalecos deberán tener material con características retroreflectivas que aseguren su visibilidad en las noches, oscuridad y/o en condiciones de neblina o de la atmósfera según sea el caso.

Equipo

El Contratista propondrá para consideración del Supervisor, los equipos más adecuados para las operaciones por realizar, con la frecuencia que sea necesaria. La necesidad de intervención del equipo será dispuesto y ordenado por el Supervisor, acorde con el PMTS.

Requerimientos de Construcción

El Contratista deberá proveer el personal suficiente, así como las señales, materiales y elementos de seguridad que se requiera para un efectivo control del tránsito y de la seguridad vial.

El Contratista está obligado al cumplimiento de las disposiciones dadas en esta sección y el Supervisor a exigir su cumplimiento cabal. Cualquier contingencia derivada de la falta de cumplimiento de estas disposiciones será de responsabilidad del Contratista.

Control de Tránsito y Seguridad Vial

El Contratista deberá proveer cuadrillas de control de tránsito en número suficiente, el que estará bajo el mando de un controlador capacitado en este tipo de trabajo. El Controlador tendrá las siguientes funciones y responsabilidades:

- (a) Corrección inmediata de las deficiencias en el mantenimiento de tránsito y seguridad vial.
- (b) Coordinación de las actividades de control con el Supervisor.
- (c) Organización del almacenamiento y control de las señales y dispositivos, así como de las unidades rechazadas u objetadas.

(d) Cumplimiento de la correcta utilización y horarios de los ómnibus de transporte de personal.

Zona de Desvíos y Caminos de Servicio.

En los desvíos y caminos de servicio se deberá usar de forma permanente barreras, conos y barriles para desviar y canalizar el tráfico hacia los desvíos. En las noches se deberán colocar lámparas de luces destellantes intermitentes. No se permitirá el uso de mecheros y lámparas accionadas por combustibles o carburantes que afecten y/o agredan al medio ambiente.

El Contratista deberá proporcionar equipo adecuado aprobado por el Supervisor y agua para mantener límites razonables de control de emisión de polvo por los vehículos en las vías que se hallan bajo tránsito. La dispersión de agua mediante riego sobre plataformas sin pavimentar será aplicada en todo momento en que se produzca polvo, incluyendo las noches, feriados, domingos y periodos de paralización. Para controlar la emisión de polvo el Contratista podrá proponer otros sistemas que sean aprobados y aceptados por la Supervisión.

Durante períodos de lluvia el mantenimiento de los desvíos y vías de servicio deberá incrementarse, no permitiéndose acumulaciones de agua en la plataforma de las vías habilitadas para la circulación vehicular.

Si el Contratista, para facilitar sus actividades decide construir un desvío nuevo no previsto en los planos y documentos del Contrato será con la aprobación del Supervisor y a su costo.

El Contratista tiene la obligación de mantener en condiciones adecuadas las vías y calles utilizadas como desvíos. En caso que por efectos del desvío del tránsito sobre las vías o calles urbanas se produzca algún deterioro en el pavimento o en los servicios públicos, el Contratista deberá repararlos a su costo, a satisfacción del Supervisor y de las autoridades que administran el servicio.

Medición

El Mantenimiento de Tránsito y Seguridad Vial se medirá por meses de duración de obra. El servicio completo de esta partida comprende la provisión de señales, mantenimiento de tránsito, mantenimiento de desvíos y rutas habilitadas, control de emisión de polvo y otros solicitados por el Supervisor.

Pago

El pago constituirá compensación total por los trabajos prescritos en esta sección y se efectuará por mes.

02.00.00 ESTRUCTURA METÁLICA

02.01.00 Colocación de vigas metálicas

Descripción

Previamente al inicio de los trabajos de colocación de vigas metálicas el Contratista proporcionará al Supervisor copia de los ensayos de control de calidad tales como de composición química, de tracción donde se especifique el límite de fluencia, alargamiento del material y otros efectuadas por el fabricante de acero estructural, que certifiquen el cumplimiento de las especificaciones técnicas.

El Supervisor tendrá acceso libre en todo momento a cualquier parte del sitio donde se almacena el material.

El Supervisor tendrá la autoridad para rechazar materiales o trabajos que no satisfacen los requerimientos de estas especificaciones.

Planos

La Entidad entregará Planos del proyecto donde se consignan los trabajos de colocación de las vigas metálicas a efectuarse, elaborados por el Proyectista, los cuales cubren los requisitos de resistencia y detalles. El Contratista no se hace responsable por errores en dimensiones, por lo cual el Contratista deberá revisar los planos entregados previamente al inicio de estos trabajos con el fin de detectar y solicitar al Proyectista la corrección de cualquier error que impida la correcta ejecución de los trabajos.

El contratista presentará en forma oportuna planos de modificación o detalles adicionales que requieran ser aprobados por el Proyectista.

Materiales

a) Acero Estructural

El acero será suministrado de acuerdo a las siguientes especificaciones. El grado o grados del acero a ser suministrado será el mostrado en los planos y en la presente especificación.

b) Acero al Carbón

Planchas metálicas: Será utilizado para la confección de las planchas de refuerzo, en las medidas especificadas. Deberá cumplir con la especificación ASTM A709 grado 36. Acero Estructural para edificaciones. En el mercado

peruano se cuenta con Planchas Gruesas, producidas por SIDERPERU, siendo el acero de calidad estructural de mediana resistencia, designación PG E 24 (norma más próxima ASTM A36), con valores de $F = 24 \text{ kg/mm}^2$ y usos en la construcción de estructuras industriales, puentes, torres de alta tensión.

Perfiles de acero laminados en caliente: Será utilizado para el reemplazo o sustitución de los elementos deteriorados, debido a la pérdida de su capacidad estructural, por el aboyamiento sufrido bajo los efectos de los embalses. Deberá cumplir con la especificación ASTM A709 grado36. Acero estructural para edificaciones.

Pernos de alta Resistencia: En caso de sustitución de pernos y para fines de montaje de elementos nuevos, las uniones empernadas usarán pernos de alta resistencia incluyendo tuercas y arandelas planas endurecidas y los cuales deberán cumplir con las especificaciones ASTM A325 o ASTM A490 o similares.

Trabajos colocación de vigas metálicas

Los trabajos de colocación de vigas metálicas serán ejecutados de conformidad con lo indicado en los códigos de la American Institute of Steel Construction Inc (AISC), AISC y la UNIFORM BUILDING CODE.

Todos los materiales deberán estar libres de viruta, suciedad, grasa, aceite y otros materiales extraños. Cualquier material que muestre corrosión diseminada por oxidación o que contenga laminaciones será rechazado.

Se prestará especial atención en la exacta preparación y ensamble de las partes. El biselado de los cantos a soldar se realizará con esmeril.

Todas las muescas, sean redondas o con filo, serán removidas de las superficies cortándolas con flama. Todo metal quemado, escoria y viruta serán removidas por medio de esmerilado.

Las superficies de canto no contendrán grietas, quebraduras, laminaciones, escorias u otros defectos. Toda aspereza en los cantos de las planchas será removida y los cantos afilados serán redondeados o biselados.

Se deberán tomar todas las medidas necesarias para prevenir daños y distorsión durante la fabricación, transporte y almacenamiento.

Identificación de los aceros.

El sistema de identificación o marcado para fines de montaje y de corte deberá mantener la identidad de la original.

Almacenamiento de los materiales.

Los materiales estructurales serán almacenados sobre plataformas encima del terreno.

Corte por Oxígeno.

Deberá cumplir con la última edición de ANSI / AWS. Código de Soldado de Puentes DIS.

Huecos para Pernos (para el caso de estructuras empernadas)

Todos los huecos para pernos serán punzonados o taladrados. Todos los huecos serán taladrados con un diámetro de 3/16" menor, y luego del esmaltado de las piezas, serán acabados hasta alcanzar un huelgo de 1/16" respecto al diámetro de los pernos. Partes a ser conectadas que requieran huecos taladrados deberán ser ensamblados y asegurados mientras se realiza el taladro, y deberán marcarse conjuntamente antes de ser separados.

Conexiones y Uniones.

Todas las conexiones y uniones a ser hechas en el campo serán del tipo soldado, excepto para elementos que por la forma de montaje se tenga que utilizar conexiones empernadas tales pernos serán de calidad ASTM A325. Igualmente todas las conexiones remachadas existentes serán completamente soldadas.

Soldadura

Antes de iniciar los trabajos se deberá presentar un plan de trabajo para la aprobación del Supervisor que deberá tomar en cuenta lo siguiente:

Sistema de Soldadura

- Características de los materiales y rango de los espesores al cuál se va a aplicar la soldadura.
- Detalle de juntas, ángulo de biselado y dimensiones de empalme, pase de raíz y pase de relleno.
- Electrodo a ser empleados. Serán utilizados del tipo E7018 a no ser que en plano se indique otro.

- Secuencia de la soldadura, polaridad, rango de voltaje y amperaje de la corriente eléctrica, posición de la soldadura, precalentamiento de ser este el caso.
- Tratamiento térmico postsoldado.

Todo el trabajo de soldadura será realizado por soldadores debidamente calificados, con experiencia en la ejecución y procedimientos de soldar, secuencias y posiciones de los cordones y uso de los materiales.

Todas las superficies a ser soldadas deberán estar libres de viruta, herrumbre, aceite y otros materiales extraños. Cada cordón o sección de metal soldado será limpiado removiendo las escorias y material fundente antes de depositar el siguiente pase de soldadura.

Se deberá evitar contracciones entre las soldaduras temporales y definitiva.

No se procederá a soldar si la superficie se halla húmeda por la lluvia o se presenta períodos de fuerte viento, a menos que exista la adecuada protección.

Toda soldadura se realizará en lo posible en posición horizontal.

Las soldaduras a tope en taller serán hechas por ambos lados de la plancha. Las juntas soldadas a tope deberán presentar penetración completa y fusión total.

Pruebas de Cordones de Soldadura

a) Las soldaduras son comprobadas radiográficamente de acuerdo a lo siguiente:

- El 100% en todos los empalmes a tope en tracción.
- En 10%, por muestreo, de todos las uniones que trabajen a compresión o corte.

b) En caso de que las radiografías indiquen defectos que impliquen rechazo, se radiografiará las áreas comprendidas a cada lado del defecto para determinar la longitud y la extensión de la falla.

c) Todas las soldaduras que hayan sido encontradas defectuosas serán nuevamente radiografiadas luego de ser reparadas.

d) En caso de detectarse defectos en las pruebas tomadas por muestreo, se radiografiarán todos los empalmes hasta que los resultados de los ensayos sucesivos caigan por debajo del 10% de defectos, en cuyo caso el muestreo regresará nuevamente al 10%.

Transporte

El medio de transporte a utilizarse será el terrestre, pudiendo elegir el Contratista otra alternativa a su costo y riesgo.

Previamente el Contratista debe hacer todos los arreglos necesarios para el embalaje, donde se deberá tomar las precauciones para un adecuado embarque y desembarque, de tal manera de asegurar que los diferentes elementos de la estructura lleguen en buenas condiciones y completas a la obra. El contratista antes del traslado de las estructuras, debe adquirir las pólizas de Seguro contra todo riesgo, por un monto equivalente al costo total de la estructura, vigente por el período de traslado hasta la obra, incondicional y de ejecución automática, expedida por una compañía de Seguros reconocida por la Superintendencia de Banca y Seguros.

Para el transporte, el Contratista obtendrá previamente las autorizaciones y permisos correspondientes, seleccionando los vehículos de tal manera que garanticen un traslado óptimo de las planchas y estructuras metálicas y con la anticipación necesaria a la ejecución de los trabajos, siendo de su responsabilidad hacer un previo reconocimiento de los caminos y tomar las precauciones del caso. Los vehículos de transporte deberán ser tales que los elementos y planchas de reemplazo, se acomoden en la plataforma, de tal modo que no se produzcan volados, cuñas, apoyos forzados etc, que sometan a las estructuras a esfuerzos que deterioren todo o parte de algún elemento.

Medición

La colocación de vigas metálicas se medirá por **tonelada** (ton.) de peso del acero en los trabajos. Se medirá el volumen en m^3 (área x longitud) del material efectivamente colocado o trabajado en la obra, de acuerdo con lo mostrado en los planos o como lo ordene el Supervisor. El peso se calculará multiplicando el volumen en m^3 por la densidad del acero ($7.85 \text{ ton}/m^3$). La medición incluirá los traslapes necesarios de acuerdo con los planos del proyecto.

Pago

El pago se hará por tonelada (ton.) de acero utilizado o trabajado y aprobado por el Supervisor en obra, al precio unitario establecido en el contrato para la partida. Dichos pagos constituyen compensación total por el material, la dobladura y colocación de las piezas, las mermas, alambre y soportes empleados en su

colocación y sujeción y por toda la mano de obra, incluyendo leyes sociales, herramientas, equipos e imprevistos necesarios para completar el trabajo, y el costo del transporte.

02.02.00 Reforzamiento de diagonal de reticulado

Descripción

Esta partida comprende la evaluación y preparación de la superficie de concreto el suministro y la instalación de las láminas de refuerzo sikacarbodur S812 o similar , en la cantidad y ubicación indicada en los planos respectivos.

La lámina de refuerzo en forma de platina está compuesta de una resina que endurece más fibras de carbono y tiene un ancho de 80 mm. La lámina endurecida será adherida a la superficie de concreto mediante una resina epóxica. La resistencia de adherencia no debe ser menor que la resistencia a la tracción característica del concreto.

Se deberán seguir en forma estricta las recomendaciones del fabricante en lo que se refiere a la evaluación y limpieza de la superficie del concreto. La superficie de adherencia debe encontrarse limpia, libre de grasa o aceite, sin partículas sueltas. La superficie debe ser pareja, discontinuidades no deben ser mayor a 0.5 mm.

Medición

La medición de esta partida se hará por m. de longitud de lámina de refuerzo instalado.

Pago

Se pagará por m. de longitud instalado de lámina de refuerzo. Las bases de Pago incluyen la adquisición de todas los materiales: láminas de refuerzo y resina de pegamento, así como los gastos de mano de obra, equipos y herramientas e imprevistos para completar los trabajos.

03.00.00 OTROS

03.01.00 Cambio y colocación de dispositivos de Apoyo

Descripción

El trabajo a ejecutar comprende el cambio de los dispositivos de apoyo existentes en los estribos y el sostenimiento temporal de la estructura del puente implicada mediante la utilización de gatas, hasta la colocación de los nuevos dispositivos de apoyo que serán de neopreno.

El último trabajo mencionado consiste en la adquisición y colocación de los dispositivos apoyos en los estribos. Los apoyos deben ser fabricados con las dimensiones que se muestran en los planos, con las limitaciones que el diseño y éstas especificaciones exigen. La colocación de éstos dispositivos de apoyo deberá ser ejecutado por personal calificado tal como se muestran en los Planos de Obra, en su posición exacta en cuanto a niveles y alineamientos respecto a los ejes longitudinal y transversal del Puente, considerando la temperatura ambiente y futuros movimientos del Puente. La colocación en obra, de los apoyos de neopreno, se realizará mediante el gateo del puente. El tipo de apoyo seleccionado es de Neopreno reforzado con laminas de acero; de acuerdo a lo indicado en los planos.

Dimensiones

Los apoyos de neopreno, se fabricarán de acuerdo a los requerimientos del AASHTO M-251 STANDARD SPECIFICATION FOR LAMINATED ELASTOMETRIC BRIDGE BEARINGS con las dimensiones indicadas en los planos del proyecto.

La fabricación de los apoyos del neopreno es por capas colocando las placas de acero en la parte intermedia, embebidas al neopreno, con el espesor total de indicado en los planos.

Las planchas metálicas serán vulcanizadas de neopreno en caliente de manera que los bordes de la placa queden vulcanizados con las capas de neopreno entre si formando un conjunto único.

Material

El material en bruto debe ser de primer uso, y sus componentes serán clasificados por grados a baja temperatura 0, 2, 3, 4, ó 5. Los grados son definidos por los ensayos requeridos por las especificaciones que se muestran mas adelante. Los requerimientos de ensayo pueden ser interpolados para durezas intermedias. El material puede tener un modulo de corte alrededor del 15% de lo especificado, si se especifica la dureza, entonces el módulo de corte obtenido en los ensayos, debe estar en los rangos establecidos. Los resultados obtenidos en los ensayos realizados con muestras, es admisible una variación del 10% respecto a lo especificado.

Todos los ensayos de materiales son obtenidos al $23^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$ a menos que el Ingeniero (Inspector de Obra) haga otra indicación. El Módulo de Corte especificado por el fabricante debe haber sido obtenido usando los aparatos y procedimientos descritos en la norma ASTM D-4014.

Las láminas de acero utilizadas para refuerzo de los Neoprenos serán fabricados de acuerdo al ASTM A-36, A-570 ó equivalente, a no ser que el Ingeniero (Inspector de Obra) modifique ó haga otra indicación. Las láminas tendrán un espesor mínimo nominal de 16 gage. Los huecos en las láminas que sean necesarios hacer, para el caso del apoyo fijo, se fabricarán en planta y de acuerdo a Planos de Obra.

La adherencia permitida en el vulcanizado, entre el Neopreno y las láminas será como mínimo de (40lb/in) 7.2 t/m, cuyo ensayo se hará de acuerdo a ASTM D-429 Método B.

Los Apoyos deberá ser fabricados como una unidad en un molde, deberán ser pegado y vulcanizados bajo calor y presión; las láminas de acero serán arenadas y limpiadas antes del vulcanizado.

El material de los apoyos deberá cumplir con las siguientes especificaciones:

PROPIEDADES	ESPECIFICACIÓN	NORMA ASTM
Propiedades Físicas		
Dureza (Duro tipo A)	60 + 5	ASTM D-2240
Esfuerzo de Tensión, Mínimo Kg/cm ²	158.2	ASTM D-412
Elongación última, Mínima %	350	ASTM D-412
Módulo de Corte (Kg/cm ²) a 22.8 °C	54.4 - 93.3	

Deflección por Creep en 25 años 35%

Deflección Instantánea κ 0.6

Resistencia al Calor

Cambio de dureza en durómetro, punto max. +15 D-573 (*)

Cambio de espesor en Tensión, máxima % - 15 D-573 (*)

Cambio de elongación altura, máxima % - 40 D-573 (*)

(*) 70 horas a 100°C

Deformación por Compresión

22 horas @ 100 °C, max %, Método B 35 D- 395 (Método B)

Ozono

100 pphm ozono en aire por Volumen,

20% deformación unitaria 100 °F + 2 °F

100 horas procedimiento de montaje ASTM D518,

Procedimiento A No Fisuras ASTM D-1149

Fragilidad a Baja Temperatura

Grados 0 & 2 - No Requiere Ensayos

Grado 3 Fragilidad a -40 °C (-40 °F) No Falla D- 746

(Procedimiento B)

Grado 4 Fragilidad a -48.3 °C (-55 °F) No Falla D- 746

(Procedimiento B)

Grado 5 Fragilidad a -56.7 °C (-70 °F) No Falla D- 746

(Procedimiento B)

Rigidez Térmica Instantánea

Grado 0 & 2 Ensayados a (-25 °F) -35 °C (**) D - 1043

Grado 3 - Ensayado a (-40 °F) -40 °C (**) D - 1043

Grado 4 - Ensayado a (-50 °F) -45.5 °C (**) D - 1043

(**) La rigidez a la temperatura de ensayo no excederá a 4 veces la rigidez medida a (73°F) 22.8°C

Adhesión

Adhesión durante el vulcanizado 16/in, lb/in40

Medición

El cambio y colocación de dispositivos de apoyo se medirán y pagarán por unidad.

Bases de Pago

Las Bases de Pago incluye el costo de todos los materiales necesarios para la conformación de cada dispositivo de apoyo, la mano de obra y equipo para su confección en taller y su traslado y colocación en obra. La colocación en obra incluye el gateo del puente. El pago se realizará al 100% de la colocación de cada unidad con conformidad de la supervisión.

PRESUPUESTO REFERENCIAL

PRESUPUESTO REFERENCIAL - PUENTE LURÍN							
Obra	PUENTE LURÍN					Costo al	nov-05
Dpto-	LURÍN - LIMA						
Item	Descripción	Und	Metrado	Precio	Parcial	Total	
01.00.00	<u>OBRAS PRELIMINARES</u>						
01.01.00	Movilización y Desmov.de Equipo Mecánico	und	2	2.500,00	5.000,00		
01.02.00	Mantenimiento de tránsito y seguridad vial	mes	0,25	4.175,00	1.043,75	6.043,75	
02.00.00	<u>ESTRUCTURA METÁLICA</u>						
02.01.00	Colocación de vigas metálicas	ton	2,071	8.081,00	16.735,75		
02.02.00	Reforz.de diagonal de reticulado	m	88,00	354,38	31.185,44	47.921,19	
03.00.00	<u>OTROS</u>						
03.01.00	Cambio y colocación de dispositivos de apoyo	und	4,00	3.289,40	13.157,60	13.157,60	
	COSTO DIRECTO					67.122,54	
	GASTOS GENERALES			25%		16.780,63	
	UTILIDAD			10%		6.712,25	
	SUB - TOTAL					90.615,43	
	IGV			19%		17.216,93	
	TOTAL DEL PRESUPUESTO PUENTES SI.					SI. 107.832,36	

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- El estudio teórico experimental realizado sobre el puente Lurín ha permitido estimar las características de la estructura reticulada metálica sobre la cual se carece de información.
- Igualmente el estudio y análisis de los modelos estructurales realizados ha permitido determinar el comportamiento actual de la estructura del puente Lurín mostrando claramente la importante contribución del tablero superior y que los apoyos actuales del puente están funcionando como apoyos fijos creando fuerzas de compresión importantes en la brida superior.
- La buena concordancia entre los resultados experimentales y los cálculos muestran que los modelos estructurales adoptados del puente Lurín son los adecuados, y que las conclusiones y recomendaciones que se hacen a continuación en relación al paso de los camiones especiales de la Minera San Martín están bien fundamentadas.
- El estudio teórico experimental de la capacidad de carga del puente Lurín muestra que es necesario reforzar las diagonales extremas del reticulado encamisado y la losa del tablero superior a fin de que pueda soportar como mínimo la sobrecarga de diseño la HL93 de las Especificaciones AASHTO versión LRFD, que permite el tránsito de todos los vehículos legalmente autorizado a transitar por toda la red vial nacional. Este reforzamiento sería suficiente para permitir el paso de los camiones tipos 1, 3, 4 y 5 de la Minera San Martín, y requeriría ser mayor en las diagonales extremas para el camión tipo 2.
- Sería necesario reforzar las diagonales extremas del reticulado encamisado colocándoles refuerzos de planchas metálicas o de láminas reforzadas con fibras tipo Sika CarboDur, las cuales serían

adheridas a las cuatro caras del encamisetado de la sección rectangular de concreto armado de las diagonales extremas. Este refuerzo debe proporcionar una capacidad de carga adicional en servicio de 70.2 toneladas por la sobrecarga HL93 de 88.2 toneladas para la sobrecarga del camión tipo 2 de efectos más desfavorables que la HL93.

- El refuerzo de la losa consistiría en colocar dos viguetas metálicas longitudinales y una vigueta transversales por tramo.
- Se hace necesario restituir a los apoyos del reticulado del puente Lurín la capacidad de poder desplazarse horizontalmente por efecto de temperatura y/o por la flexión de las vigas reticuladas. Para esto se requiere reemplazar los apoyos existentes que aparentemente no están funcionando de acuerdo a su concepción original por otros de neoprene que permitan el desplazamiento horizontal.
- Los resultados obtenidos de los factores de concentración de carga muestran que la estructura del puente se comporta como una viga tipo cajón, rígida a la torsión, y lo cual asegura que las cargas aplicadas se distribuyen casi por igual entre los reticulados. Este es un aspecto adicional que ha permitido a la estructura tener una mayor capacidad de carga asumida en el diseño.

BIBLIOGRAFIA

1. **Manual of Steel Construction – Eighth Edition**
American Institute of Steel Construction Inc. 1980
2. **Manual of Steel Construction Load & Resistance Factor Design – Second Edition**
American Institute of Steel Construction Inc. 1994
3. **Standard Specifications for Highways Bridges Seventeenth Edition 2002**
American Association of State Highway and Transportation Officials
4. **AASHTO LRFD Bridge Design Specifications SI Units – Third Edition 2004**
5. **Manual de Diseño de Puentes – Primera Edición 2003**
Dirección General de Caminos y Ferrocarriles
Ministerio de Transportes y Comunicaciones
6. **Manual de Diseño de Estructuras de Acero – Segunda Edición 1997**
Roger L. Brokenbrough & Frederick Merrit