

53  
24



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA  
DE MEXICO**

**FACULTAD DE INGENIERIA**

**"ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DE LOS  
ELEMENTOS ESTRUCTURALES TIPO (PIÑAS)  
EN PUENTES DE TRIDILOSA"**

**T E S I S**

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE  
INGENIERO CIVIL  
P R E S E N T A :

RODOLFO LORENZO SUMANO



MEXICO, D. F.

266944

1998

**TESIS CON**



Universidad Nacional  
Autónoma de México



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA  
DIRECCION  
FING/DCTG/SEAC/UTIT/076/98

Señor  
**RODOLFO LORENZO SUMANO**  
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor **DR. JOSE ALBERTO ESCOBAR SANCHEZ**, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de **INGENIERO CIVIL**.

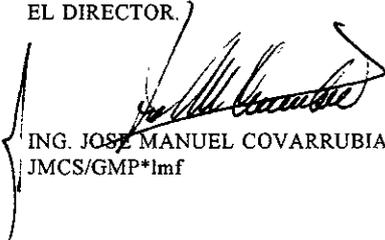
**"ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES TIPO (PIÑAS)  
EN PUENTES DE TRIDILOSA"**

- INTRODUCCION**
- I. ANTECEDENTES**
- II. OBJETIVOS**
- III. CARACTERISTICAS GENERALES DE LOS PUENTES DE TRIDILOSA**
- IV. ELEMENTO ESTRUCTURAL TIPO (PIÑA)**
- V. REVISION DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DEL ELEMENTO TIPO (PIÑA)**
- VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente  
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"  
Cd. Universitaria a 29 de abril de 1998.  
EL DIRECTOR.



ING. JOSE MANUEL COVARRUBIAS SOLIS  
JMCS/GMP\*lmf

A mi familia

## AGRADECIMIENTOS.

Al Dr. José Alberto Escobar Sánchez  
por su dirección y constante apoyo.

Al Dr. Roberto Gómez Martínez,  
por su valiosa contribución al desarrollo  
de este trabajo.

**ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES TIPO (PIÑAS)  
EN PUENTES DE TRIDILOSA**

# ÍNDICE

INTRODUCCIÓN	1
1. ANTECEDENTES	2
1.1. Definición y características principales del sistema estructural tridilosa	
1.2. Puentes de tridilosa	
2. OBJETIVOS	4
3. CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LOS PUENTES DE TRIDILOSA	5
3.1. Descripción del puente Palo Blanco	
3.1.1. Subestructura	
3.1.2. Superestructura	
3.2. Problemática de los puentes de tridilosa	
4. ELEMENTO ESTRUCTURAL TIPO (PIÑA)	11
4.1. Selección del elemento	
4.2. Descripción general	
4.3. Análisis estructural	
4.3.1. Modelos estructurales estudiados	
4.4. Método del Elemento Finito	
5. REVISION DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DEL ELEMENTO TIPO (PIÑA)	23
5.1. Resultados del análisis estructural	
5.2. Relación esfuerzo actuante-esfuerzo permisible de sus elementos	
5.2.1. Perfiles PTR	
5.2.2. Placa central	
5.2.3. Soldadura	
5.3. Evaluación de alternativas de reforzamiento del elemento estructural tipo (piña)	
5.3.1. Aumento del espesor de la placa central	
5.3.2. Colocación de cubetas	
6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	46
REFERENCIAS	48

## INTRODUCCIÓN

La tridilosa es un sistema estructural de piso que se ha considerado como una alternativa aceptable para la construcción de las superestructuras de algunos puentes en diversas carreteras y autopistas de México debido, principalmente a su ligereza, rapidez de construcción y reducido costo (ref. 5)

Debido a la gran flexibilidad que presentan y a la identificación de otras fuentes de problemas potenciales tales como efectos de fatiga en sus elementos y la falta de programas de mantenimiento entre otros (ref. 1 y 5), se han realizado diversos estudios acerca del comportamiento de algunos puentes de tridilosa. Entre estos se encuentra el realizado en las superestructuras de los puentes Palo Blanco y Xalostoc ubicados en la Autopista del Sol (ref. 1) en el cual se analiza su comportamiento general a partir de pruebas experimentales no destructivas.

El puente Palo Blanco es uno de los puentes de tridilosa más grandes que se han construido en México. Los estudios experimentales y analíticos acerca de su comportamiento constituyen la base del presente trabajo donde se revisa el comportamiento general de un elemento estructural tipo, denominado piña, de un tramo lateral de este puente. Esta revisión se efectúa a partir de los resultados del análisis de un modelo de elementos finitos en el que se detallan las características más importantes de dicho elemento estructural.

El análisis del modelo de la piña está basado en desplazamientos y rotaciones impuestos en puntos específicos, de tal manera que el estado de esfuerzos que se genera en la piña al formar parte del puente sea igual al que se genera al estar aislado del mismo.

También se analiza, mediante modelos de elementos finitos, el comportamiento estructural de la piña modificada de acuerdo con dos alternativas de reforzamiento que han sido propuestas para este tipo de puentes, y se discute sobre su eficiencia para mejorar el comportamiento estructural de sus elementos.

## CAPÍTULO 1. ANTECEDENTES

### 1.1. Definición y características principales del sistema estructural tridilosa

De las estructuras metálicas tridimensionales propuestas por el Arq. José Priani y más tarde desarrolladas en Estados Unidos e Inglaterra por Fuller y Makowski (ref. 3), surge el sistema de piso ideado por el Ing. Heberto Castillo denominado tridilosa. Este sistema pretende aprovechar el trabajo en conjunto del acero y del concreto con el fin de obtener una estructura económica y resistente.

Triodésica es el término empleado para definir un sistema estructural tridimensional formado con perfiles estructurales y una cubierta. El sistema estructural denominado tridilosa generalmente se define como una triodésica unida a una losa de concreto mediante una conexión que permite a los dos elementos trabajar de manera conjunta.

Una tridilosa está formada esencialmente por dos lechos de acero ligados entre sí por un conjunto de diagonales. El lecho o armado superior está embebido en una capa de concreto que, además de aliviar los esfuerzos de compresión, hace las veces de piso. El lecho inferior puede o no estar embebido en otra capa de concreto.

Para su construcción se forman en taller, de manera independiente, armazones de acero que después son colocados sobre columnas para colar primero, si existe, la capa inferior de concreto y después la superior.

Para formar los armazones se emplean comúnmente varillas corrugadas en los lechos superior e inferior y perfiles de acero estructural en las diagonales. Generalmente, las juntas se logran mediante soldadura de arco eléctrico.

El colado de la capa inferior de concreto se realiza de acuerdo con los procedimientos habituales. Para colar la losa superior es necesario recurrir a una cimbra ligera que se coloca dentro de la tridilosa suspendiéndola de la parrilla superior.

Cada módulo de tridilosa, denominado comúnmente piña, se forma con un armazón. Para lograr la continuidad de estos módulos, en los lechos inferior y superior se coloca un cierto porcentaje del acero correspondiente a cada uno de estos, que se suelda después de que los armazones son colocados.

## 1.2. Puentes de tridilosa

El sistema estructural descrito anteriormente denominado tridilosa, se ha empleado en México como una alternativa para la construcción de diversos puentes ubicados en algunas autopistas y carreteras del país. Inclusive, en algunas ciudades este sistema estructural también se ha empleado para la construcción de puentes de paso a desnivel.

Anteriormente, este sistema estructural había sido empleado únicamente como sistema de piso o elemento de reforzamiento en estructuras de edificios y para la construcción de cubiertas o fachadas. La configuración general que presentaba la tridilosa en estas aplicaciones se modificó con el fin de utilizarla como el sistema estructural fundamental de las superestructuras de algunos puentes construidos en el país. Esta modificación se refiere principalmente al aumento en el número y dimensiones de los perfiles estructurales que forman los módulos de la tridilosa ya que originalmente, cada uno se formaba mediante cuatro perfiles estructurales mientras que, para los puentes de tridilosa cada módulo está constituido por ocho perfiles (cuatro superiores y cuatro inferiores).

Las superestructuras y subestructuras de la mayoría de este tipo de puentes poseen prácticamente las mismas características generales. Algunos de los puentes de tridilosa más importantes construidos en México son:

Nombre	Autopista/Carretera	Ubicación (km)	Longitud (m)
El Platanar	Guadalajara-Tepic	610+270	182
Palo Blanco	México-Acapulco	292+320	176
El Nuevo	Guadalajara-Colima	108+658	161
Xalostoc	México-Acapulco	225+058	91
San Juan*	Zapotlanejo-Lagos de Moreno	11+830	60

\*: Falló el 23/05/1995

## CAPÍTULO 2. OBJETIVOS

El primer objetivo de este trabajo es estudiar el comportamiento general de un elemento estructural tipo, denominado piña, del tramo lateral del puente Palo Blanco (dirección Chilpancingo), sujeto a condiciones de carga estáticas. Este elemento tipo representa el comportamiento general de la mayor parte de las piñas que forman la superestructura del tramo lateral del puente. A partir de los resultados obtenidos se determina si sus características estructurales son adecuadas para resistir los efectos que produce la condición más crítica de carga estática en el puente.

El segundo objetivo es estudiar el comportamiento de la piña modificada de acuerdo con dos alternativas propuestas para su reforzamiento. A partir de los resultados obtenidos se determina si dichas alternativas son adecuadas desde el punto de vista del comportamiento estructural del elemento tipo.

Considerando la similitud que existe entre las superestructuras de la mayoría de los puentes de tridilosa, el último objetivo de este trabajo es establecer un panorama general sobre el comportamiento estructural de los elementos tipo que constituyen la superestructura de estos puentes y cómo es modificado por las dos alternativas de reforzamiento estudiadas.

### CAPÍTULO 3. CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LOS PUENTES DE TRIDILOSA

El comportamiento estructural de los puentes con superestructura del tipo espacial o tridilosa, está basado en el esquema básico considerado para el diseño de vigas de concreto reforzado.

La losa de concreto soporta la fuerzas de compresión provocadas por la flexión de la superestructura, mientras que las fuerzas de tensión son soportadas por las cuerdas longitudinales inferiores de acero.

Los módulos de elementos diagonales, unidos a la mitad del peralte de la superestructura mediante una placa de acero y conectados a la losa y cuerdas inferiores, se utilizan para soportar el cortante producido por la flexión de la superestructura; estos elementos trabajan principalmente en flexotensión o flexocompresión. También, estos módulos unidos en toda la longitud del puente hacen la función de las traveses en un puente convencional, y en ocasiones se conectan entre sí mediante atiesadores espaciales para que funcionen como diafragmas que distribuyen las cargas transversalmente.

Los elementos mecánicos producidos en el puente se transmiten hacia la zona inferior del mismo mediante la placa central en la que se unen los elementos diagonales. Esta placa trabaja principalmente en cortante debido a que sus condiciones de apoyo no permiten que se desarrolle completamente su trabajo en flexión.

Por otra parte, la superestructura de los puentes de tridilosa es altamente redundante desde el punto de vista estructural, ya que si fallara alguno de los elementos estructurales que la forman, es poco probable que inmediatamente ocurra una falla frágil de toda la superestructura. Otra característica favorable de este tipo de superestructuras es que poseen una buena capacidad de recuperación cuando se someten a ciclos de carga y descarga (ref. 1).

En este tipo de puentes, el empleo de la tridilosa da lugar a una estructura espacial flexible cuyas ventajas radican en su ligereza, en la rapidez de construcción y en el reducido costo de la misma (ref. 5)

### 3.1. Descripción del puente Palo Blanco

El puente Palo Blanco se encuentra ubicado en el kilómetro 292+320 de la Autopista del Sol (México-Acapulco) en el tramo comprendido entre las ciudades de Chilpancingo y Tierra Colorada ubicadas en el estado de Guerrero.

El puente se compone de dos tramos laterales con una longitud de 58.5 m cada uno y uno central de 59 m; por lo tanto, el claro total que salva el puente es de 176 m. Los tres tramos están formados por una losa de concreto reforzado de 20 cm de espesor ligada a una estructura espacial de 3.85 m de peralte formada mediante perfiles de acero de sección cuadrada del tipo PTR. Estos perfiles se unen a las varillas de acero corrugado que constituyen las cuerdas longitudinales inferiores del puente. La carpeta asfáltica sobre la losa de concreto tiene un espesor de 3 cm.

El puente tiene un ancho total de 21.5 m, de los cuales 7.25 m corresponden al ancho de la calzada en cada dirección de tránsito. La pendiente aproximada en los tres tramos del puente es de 2.9%.

La estructura espacial de cada tramo se encuentra libremente apoyada en cada uno de sus extremos sobre placas de neopreno colocadas en los estribos o en las pilas del puente. La altura máxima de la mayor pila (pila número 3) es de aproximadamente 52 m.

El puente Palo Blanco es uno de los puentes de tridilosa más grandes que se han construido en México considerando el claro de 59 m y el ancho de 21.5 m que posee su tramo lateral (dirección Chilpancingo). En la figura 1 se muestran las dimensiones generales del puente en elevación por el eje del trazo y en su sección transversal.

#### 3.1.1. Subestructura

La subestructura del puente Palo Blanco está constituida por dos estribos y dos pilas (figura 1).

El valor del esfuerzo normal de trabajo a la compresión del suelo en las zonas donde se ubican los estribos número 1 y 4 es de 4 y 4.5 kg/cm<sup>2</sup> respectivamente. En las zonas donde se ubican las pilas número 2 y 3, el valor de este esfuerzo es de 4 kg/cm<sup>2</sup> (ref. 9).

La cimentación del estribo número 1 está resuelta mediante una zapata corrida cuya profundidad de desplante es de 5.5 m aproximadamente (Elev. 1124.68 m) mientras que, la del estribo número 4 está formada por una zapata corrida cuya profundidad de desplante aproximada es de 6.75 m (Elev. 1118.24 m).

La pila número 2 del puente tiene una altura total de 33 m y un ancho de 20 m. Está formada por tres columnas rectangulares de concreto de 1.3×2 m con su eje mayor orientado en el sentido longitudinal del puente. Las tres columnas se unen en su extremo superior mediante un cabezal con una longitud total de 20.58 m y una sección transversal de 1.5×2 m ubicado a una elevación de 1125.09 m. Las columnas también se encuentran unidas mediante dos travesaños distribuidos a lo largo de las columnas a una separación constante entre ellos de 9 m. La separación entre el travesaño inferior y la zapata también es de 9 m y la separación entre el travesaño superior y el cabezal es de 8.5 m. Los tres travesaños tienen una longitud total de 19.3 m y una sección transversal de 1.5×1.5 m. La cimentación de esta pila está resuelta mediante una zapata corrida de 20 m de longitud, 8 m de ancho y 2 m de peralte cuya profundidad de desplante es de aproximadamente 8 m (Elev. 1092.09 m).

La pila número 3 del puente tiene una altura total de 50.5 m y un ancho total de 20 m. Está formada por tres columnas rectangulares de concreto de 1.4×3 m con su eje mayor orientado en el sentido longitudinal del puente. Las tres columnas se unen en su extremo superior mediante un cabezal con una longitud total de 20.64 m y una sección transversal de 2×2 m ubicado a una elevación de 1123.37 m. Las columnas también se encuentran unidas mediante tres travesaños distribuidos a lo largo de las columnas a una separación constante entre ellos de 9.9 m. La separación entre el travesaño inferior y la zapata también es de 9.9 m y la que existe entre el travesaño superior y el cabezal es de 9.8 m. Los tres travesaños tienen una longitud total de 19.4 m y una sección transversal de 2×2 m. La cimentación de esta pila está resuelta mediante una zapata corrida de 20 m de longitud, 10 m de ancho y 3 m de peralte cuya profundidad de desplante es de aproximadamente 9 m (Elev. 1072.87 m).

Las propiedades nominales de los materiales empleados para la construcción de la subestructura son concreto de  $f'_c=250$  kg/cm<sup>2</sup> y acero de refuerzo con límite elástico  $F_y=4000$  kg/cm<sup>2</sup> y límite de ruptura  $F_u=6000$  kg/cm<sup>2</sup>.

El peso total aproximado de la subestructura del puente (incluyendo estribos, pilas y zapatas) es de 5930 t.

### 3.1.2. Superestructura

Las características de la superestructura de los tres tramos del puente son muy semejantes entre sí, por lo que sólo se describen detalladamente las características correspondientes al tramo lateral (dirección Chilpancingo) que es en donde se localiza el elemento estructural tipo que constituye el objeto en estudio.

La armadura espacial se forma mediante módulos de 1 m de ancho, 19 en el sentido transversal y 59 en el sentido longitudinal. Cada uno de estos constituye un elemento estructural tipo (piña) del puente (figura 2).

Los cuatro perfiles PTR posteriores de cada una de las piñas del tramo del puente (eje j en la figura 2) son de dimensiones diferentes en su sección transversal, a los cuatro perfiles anteriores de la misma (eje i en la figura 2); a su vez, las dimensiones de los ocho perfiles varían según la ubicación de las piñas a lo largo del tramo del puente. Los perfiles de mayores dimensiones se presentan en las piñas cercanas a los apoyos y disminuyen gradualmente hasta alcanzar su menor tamaño en las piñas localizadas en el centro del tramo del puente. Esta configuración es congruente con las consideraciones establecidas al inicio de este capítulo respecto al comportamiento de este tipo de puentes. Las dimensiones de los lados y del espesor de estos perfiles son:  $3.8 \times 0.32$  cm,  $5.1 \times 0.32$  cm,  $6.4 \times 0.36$  cm y  $7.6 \times 0.48$  cm.

Los ocho elementos PTR se unen a la mitad del peralte de la superestructura a una placa cuadrada de acero de 20 cm de lado y 0.95 cm (3/8 pulgada) de espesor. Por cada cara de la placa se unen cuatro elementos empleando soldadura de filete alrededor de los extremos de los perfiles.

Los cuatro perfiles PTR inferiores también se sueldan, empleando soldadura de filete alrededor de su extremo, a una placa mediante la cual se logra la conexión de la piña con las cuerdas longitudinales inferiores. Por su parte, los cuatro perfiles superiores se encuentran ligados a la losa de concreto de 20 cm de espesor mediante elementos de acero soldados y embebidos en la losa.

Las cuerdas longitudinales inferiores están formadas por varillas de acero corrugado de 1.5 pulgadas de diámetro unidas entre sí y a las placas de conexión con los perfiles de la piña mediante soldadura a tope. Al centro de la superestructura, cada una de las cuerdas longitudinales está formada por ocho varillas, en las zonas adyacentes el número de varillas se reduce a siete y así disminuye gradualmente hasta llegar a dos varillas en las cuerdas cercanas a los apoyos. Al igual que para los perfiles

PTR, la distribución del número de varillas a lo largo de la superestructura es congruente con el comportamiento de este tipo de puentes descrito al inicio de este capítulo.

La distribución de los diferentes perfiles PTR que forman las piñas y del número de varillas que forman las cuerdas longitudinales inferiores de este tramo del puente, es simétrica respecto a una línea imaginaria que pasa por el centro del claro y es perpendicular al eje del camino.

Los materiales empleados para la construcción de la superestructura son iguales a los de la subestructura además de acero estructural A-36 ( $F_y=2530 \text{ kg/cm}^2$ ).

El peso aproximado del tramo lateral del puente es de 930 t, de las cuales 170 corresponden al peso de la estructura metálica. El peso promedio de cada piña, incluyendo las porciones de la superficie de rodamiento y las cuerdas longitudinales que le corresponden es de 780 kg.

### **3.2. Problemática de los puentes de tridilosa**

Debido a la gran flexibilidad que presentan y a la identificación de otras fuentes de problemas potenciales tales como efectos de fatiga en sus elementos y la falta de programas de mantenimiento entre otros (ref. 1 y 5), se han efectuado diversos estudios acerca del comportamiento general de los puentes de tridilosa.

Las cuerdas longitudinales son fundamentales para el correcto comportamiento de las superestructuras. Constantemente están sometidas a fuerzas cíclicas de tensión en toda su longitud, cuya magnitud varía a lo largo del puente; por lo tanto, en su diseño se recurre a cambios bruscos de sus secciones transversales en algunos puntos de su longitud que pueden provocar concentraciones de esfuerzos y generar en la estructura zonas débiles transversales en un mismo plano. Generalmente, las uniones de las varillas que forman las cuerdas longitudinales están resueltas con soldadura a tope y no es conveniente que se encuentren alineadas en varias secciones transversales de la superestructura (como sucede en varios puentes), ya que definen planos potenciales de falla.

Relacionado con la amplitud de las vibraciones que se generan en las superestructuras por el tránsito vehicular, se encuentran los efectos de fatiga que se inducen en los elementos estructurales y en las conexiones de los mismos. Además, su

escasa rigidez a torsión es ocasionada por la falta de un diafragma que distribuya las cargas en el sentido transversal al eje del camino.

La construcción de las superestructuras de los puentes de tridilosa debe ser cuidadosamente supervisada en el taller y en el campo. En especial se debe supervisar la calidad de la soldadura que en muchos de estos puentes es deficiente (falta de penetración, cordones incompletos, agrietamiento a lo largo de los filetes, colocación deficiente de los cordones de soldadura, efectos de oxidación, etc.) (ref. 1 y 5).

El diseño de sistemas de drenaje que eviten problemas de oxidación en la estructura metálica y principalmente la implementación de programas de mantenimiento preventivo, son factores decisivos para que el comportamiento a lo largo de la vida útil de los puentes de tridilosa sea adecuado.

## CAPÍTULO 4. ELEMENTO ESTRUCTURAL TIPO (PIÑA)

### 4.1. Selección del elemento

Se realizó con base en los resultados obtenidos al analizar, mediante el programa SAP90 (ref. 2), el modelo de elementos finitos del tramo lateral del puente Palo Blanco (dirección Chilpancingo) que se elaboró en la ref. 1.

En este estudio se efectuaron pruebas experimentales no destructivas en el puente durante las cuales se registraron las lecturas de los medidores de desplazamiento colocados en seis puntos de su tramo lateral (dirección Chilpancingo) en donde la topografía del terreno natural era propicia y existían las condiciones de apoyo necesarias para instalarlos. Además se analizó el modelo de elementos finitos de este tramo del puente imponiéndole las mismas condiciones de carga que en las pruebas efectuadas en campo con el fin de comparar los desplazamientos registrados experimentalmente con los obtenidos del análisis del modelo. Finalmente, de esta comparación se concluyó que este modelo representa de una manera suficientemente confiable el comportamiento general de este tramo del puente y por lo tanto, el estudio del comportamiento estructural de la piña puede basarse en los resultados obtenidos de su análisis estructural para las condiciones de carga correspondientes a aquellas impuestas al puente en las pruebas efectuadas en campo.

El modelo del tramo lateral del puente se compone de elementos finitos viga y cascarón (figura 3) cuyas características se detallan posteriormente. Los elementos viga se emplearon para modelar las cuerdas longitudinales inferiores del puente y los perfiles estructurales (PTR de sección cuadrada) que forman las piñas; por otro lado, la losa de rodamiento se modeló mediante los elementos cascarón.

A partir de la aplicación de las ecuaciones de interacción correspondientes a elementos sujetos a flexocompresión o flexotensión establecidas en la ref. 4, se obtuvo la relación esfuerzo actuante–esfuerzo permisible para todos los elementos viga (perfiles PTR) que forman las piñas. Las ecuaciones empleadas son las siguientes:

Flexotensión: 
$$\frac{\text{esfuerzo actuante}}{\text{esfuerzo permisible}} = \frac{f_a}{0.6F_y} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}}$$

Flexocompresión: 
$$\frac{\text{esfuerzo actuante}}{\text{esfuerzo permisible}} = \frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}}$$

donde:

$f_a$ : esfuerzo axial calculado

$F_y$ : esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero utilizado.

$F_a$ : esfuerzo de compresión axial permisible en un miembro prismático, cuando no hay momento de flexión.

$f_{bx}$ ,  $f_{by}$ : esfuerzo calculado de flexión alrededor de los ejes de mayor y menor momento de inercia respectivamente

$F_{bx}$ ,  $F_{by}$ : esfuerzo permisible de flexión en miembros prismáticos, alrededor de los ejes de mayor y menor momento de inercia respectivamente, en ausencia de fuerzas axiales.

Para todos los elementos de las piñas del tramo lateral del puente:

$F_y=2530 \text{ kg/cm}^2$  (Acero A-36)

$$F_a = \frac{12\pi^2 E}{23 \left(\frac{KL}{r}\right)^2} \text{ (esfuerzo de Euler)}$$

donde:

E: módulo de elasticidad del acero utilizado (2100000 kg/cm<sup>2</sup>).

K: factor de longitud efectiva de un miembro prismático (1.5)

L: longitud real en el plano de flexión sin arriostamiento

r: radio de giro alrededor de cada uno de los ejes principales de inercia de la sección transversal.

$$F_{bx}=F_{by}=0.66F_y$$

Con el fin de emplear un parámetro constante de comparación en todos los elementos de las piñas del tramo lateral del puente, no se consideraron las variaciones que pueden presentarse en los valores de  $F_a$ ,  $F_{bx}$  y  $F_{by}$  según las características particulares (relación de esbeltez, relación peralte/espesor, etc.) de cada uno de ellos.

A partir de los resultados obtenidos de la aplicación de las ecuaciones anteriores a cada uno de los perfiles, se identificó el número de elementos cuya relación esfuerzo actuante-esfuerzo permisible excede la unidad, y se clasificaron según la condición de carga en la que se presentan y el valor de dicha relación (tabla 1). A partir de esta clasificación, se concluyó que los elementos más representativos del comportamiento general de este tramo del puente son aquellos cuya relación de esfuerzos se encuentra entre 1.2 y 1.3 sujetos a la condición de carga más desfavorable que se impuso durante las pruebas de campo que se detalla en la tabla 2 y figura 4. Esta conclusión se basa en que, para esta condición de carga, son pocos los elementos que presentan una relación de esfuerzos mayor que 1.3 y los elementos que presentan relaciones entre 1 y 1.2 no exceden el esfuerzo permisible significativamente tomando en cuenta las simplificaciones adoptadas en la aplicación de las ecuaciones de interacción.

En la figura 5 se presenta la distribución, en el modelo del tramo lateral del puente, de todas las piñas en las que la relación esfuerzo actuante-esfuerzo permisible de alguno de sus elementos excede la unidad para la condición de carga descrita anteriormente. Como era de esperarse, la distribución de estos elementos se concentra en el extremo del puente donde se ubicaron los camiones en la prueba de carga. En las zonas cercanas a los apoyos, los elementos más esforzados son principalmente los perfiles PTR de las piñas ya que el cortante que se produce por la flexión del puente (transmitido a través de estos elementos), adquiere valores máximos en esta zona. Por su parte, los elementos más esforzados en la zona central del tramo lateral del puente son las cuerdas longitudinales ya que en esta zona, el momento flexionante adquiere valores máximos.

Es importante mencionar que las relaciones de esfuerzos obtenidas en esta etapa del presente trabajo, sólo se utilizaron para obtener una idea general del orden de magnitud de dicha relación y para identificar los elementos más representativos del comportamiento general del puente. Estos resultados no son adecuados para revisar detalladamente los perfiles que forman las piñas debido a las simplificaciones adoptadas en la aplicación de las ecuaciones de interacción descritas anteriormente y porque el modelo de elementos finitos del puente no fue elaborado para este fin.

La piña seleccionada como objeto de estudio fue aquella que presenta el mayor número de elementos cuya relación esfuerzo actuante-esfuerzo permisible se encuentra comprendida entre 1.2 y 1.3 que es el intervalo adoptado como parámetro

para dicha selección. En la figura 5 se muestra la ubicación de esta piña en el modelo del tramo lateral del puente y en la figura 6 el número de identificación de sus nodos y elementos. En la tabla 3 se presenta el valor de la relación de esfuerzos obtenido para cada elemento de la piña seleccionada.

#### 4.2. Descripción general

Las características de la superestructura espacial y de las cuerdas longitudinales son variables a lo largo del tramo lateral del puente de acuerdo con la descripción del capítulo 3.

La piña seleccionada se encuentra ubicada aproximadamente a 12 m de la pila número 3 del puente y a 2 m del extremo lateral de los carriles con tránsito en dirección a Chilpancingo (figura 5). En esta zona del tramo lateral del puente, cada cuerda longitudinal inferior está formada por cinco varillas corrugadas de acero de 1.5 pulgadas de diámetro. Considerando el sentido del tránsito en dirección a Chilpancingo, los cuatro elementos que forman la mitad posterior de la piña son perfiles PTR de sección cuadrada cuyos lados miden 3.8 cm de ancho y 0.32 cm de espesor. Por su parte, los cuatro perfiles restantes son del mismo tipo que los anteriores pero sus dimensiones son 6.4 cm de ancho y 0.36 cm de espesor (figura 6).

Las propiedades especificadas para el acero del que están formados los elementos y la placa central de las piñas y las varillas de las cuerdas longitudinales inferiores del puente son: módulo de elasticidad:  $E=2100000 \text{ kg/cm}^2$ , módulo de elasticidad al cortante:  $G=870000 \text{ kg/cm}^2$  y peso volumétrico:  $\gamma=7.85 \text{ t/m}^3$ . Las propiedades especificadas para la superficie de rodamiento (principalmente losa de concreto) son: módulo de elasticidad:  $E=237500 \text{ kg/cm}^2$ , módulo elasticidad al cortante:  $G=98548 \text{ kg/cm}^2$  y peso volumétrico:  $\gamma=3.06 \text{ t/m}^3$ .

Las características restantes (espesor de la losa, dimensiones de la placa central, etc.) de la piña seleccionada son iguales a las descritas en el capítulo 3 para todas las piñas del tramo lateral del puente.

#### 4.3. Análisis estructural

**Hipótesis.** Los desplazamientos y rotaciones de los nodos del modelo del tramo lateral del puente Palo Blanco, obtenidos al ser analizado considerando el

comportamiento elástico de sus elementos estructurales y bajo la condición de carga seleccionada para el estudio (tabla 2, figura 4), representan adecuadamente el comportamiento de este tramo del puente. Estos desplazamientos y rotaciones constituyen la base del análisis estructural del modelo de la piña seleccionada para el análisis del presente estudio.

Al imponer una condición de carga particular en el puente, se genera un estado de esfuerzos específico en los elementos de las piñas que lo forman y además, se desplazan y rotan con respecto a su posición original. Si se aísla cualquiera de estas piñas y se le imponen los desplazamientos y rotaciones anteriores, se genera en cada uno de sus elementos el mismo estado de esfuerzos que se presenta cuando la piña forma parte del tramo lateral del puente sujeto a la condición de carga correspondiente.

**Consideraciones generales.** En el presente trabajo se estudió el comportamiento estructural de los ocho perfiles PTR que forman la piña y el de la placa central en donde concurren. En estudios anteriores (ref. 1 y 5) se ha revisado el comportamiento de las cuerdas longitudinales inferiores del puente obteniéndose que existen reservas en su capacidad de carga y, por otro lado, el comportamiento observado en este tipo de estructuras indica que la losa de concreto superior no constituye una posible zona de falla. En el modelo de la piña no se incluyeron las placas inferiores de unión entre los perfiles PTR y las cuerdas longitudinales inferiores porque el análisis de dicho modelo está basado en desplazamientos y rotaciones de elementos que no es afectado por la inclusión de estas placas.

Se analizaron tres modelos diferentes de elementos finitos utilizando el programa de computadora SAP90 (ref. 2) para comprobar la hipótesis establecida anteriormente, y además verificar que los resultados obtenidos representan adecuadamente el comportamiento de la piña. La orientación del sistema de referencia global adoptado en estos modelos coincide con la del sistema empleado en el modelo del tramo lateral del puente.

Al imponer desplazamientos y rotaciones en los nodos de un modelo de elementos finitos, el programa SAP90 lo analiza restringiendo los seis grados de libertad (tres desplazamientos y tres rotaciones) de estos nodos después de haber modificado su posición, es decir, en cada uno de ellos se generan seis reacciones (tres fuerzas y tres momentos) referidas a los ejes globales del modelo.

El análisis estructural de la piña considera el comportamiento elástico de sus elementos estructurales y está basado en el método del elemento finito. Particularmente, los elementos finitos que se consideraron adecuados para modelarla, tomando en cuenta el comportamiento de la tridilosa descrito en el capítulo 3, son los siguientes:

- Elemento finito viga: es un elemento prismático tridimensional cuya formulación, denominada viga-columna, incluye los efectos de flexión biaxial, torsión, deformación axial y deformación por cortante biaxial. Este elemento se utilizó para modelar los ocho perfiles PTR que forman la piña y las cuerdas longitudinales inferiores del puente.
- Elemento finito cascarón: es un elemento que combina los comportamientos denominados de membrana y placa. El comportamiento de membrana se refiere a una formulación isoparamétrica que incluye componentes de rigidez traslacional en su plano y una componente de rigidez rotacional en la dirección normal al plano del elemento. El comportamiento de placa incluye componentes de rigidez rotacional en dos direcciones fuera del plano de la placa y una componente de rigidez traslacional en la dirección normal al plano del elemento. El comportamiento de placa no incluye ningún efecto de deformación por cortante. Este elemento se utilizó para modelar la losa de rodamiento del puente y la placa central de la piña.

#### **4.3.1. Modelos estructurales estudiados**

**Modelo PINAPB1.** Está compuesto por un elemento cascarón cuadrado que simula la losa de rodamiento que en cada uno de sus cuatro extremos se une un elemento viga que simula los perfiles PTR superiores. Estos cuatro elementos se unen en un punto común localizado en el centro de la piña junto con los cuatro elementos viga con los que se modelaron los perfiles PTR inferiores. Estos últimos se unen a los cuatro puntos extremos de los dos elementos viga que simulan las cuerdas longitudinales inferiores del puente. En la figura 7 se muestra este modelo con el número de identificación de sus nodos y elementos; además, en la tabla 4 se presenta la equivalencia entre el número de identificación de los elementos y nodos de la piña

del modelo del tramo lateral del puente y los correspondientes en el modelo de la piña aislada.

Este modelo se elaboró para comprobar la hipótesis presentada anteriormente que establece la condición necesaria para que el estado de esfuerzos que se genera en los elementos de una piña cuando forma parte del tramo lateral del puente sea igual al estado de esfuerzos que se genera en ellos cuando es aislada del mismo. Además, este modelo se utilizó para comprobar que el comportamiento de sus elementos así como el de las cuerdas longitudinales inferiores y el de la losa de concreto, coincide con el comportamiento general de estos elementos descrito en el capítulo 3.

Del análisis estructural del modelo del tramo lateral del puente sometido a la condición de carga seleccionada para el estudio (tabla 2, figura 4), se obtuvieron los desplazamientos y rotaciones de los nodos que delimitan la piña en estudio, así como las fuerzas y momentos que se producen en los elementos finitos viga que la forman (tabla 5).

Los desplazamientos y rotaciones anteriores se impusieron en cada uno de los ocho nodos análogos en el modelo de la piña (nodos número 1 a 4 y 6 a 9 en la figura 7) de acuerdo con la equivalencia entre el número de identificación de nodos y elementos mostrada en la tabla 4. Estos nodos son los puntos de unión con los demás elementos estructurales del puente, por lo tanto, en ellos se imponen los desplazamientos y rotaciones necesarios para simular su comportamiento dentro del tramo lateral del mismo.

**Modelo PINAPB2.** Se modelaron algunos elementos de la piña cuya contribución estructural es significativa y que no fueron considerados en el modelo PINAPB1. Los perfiles PTR y las cuerdas longitudinales inferiores se modelaron de la misma manera que en el modelo PINAPB1.

El único elemento cascarón que simulaba la superficie de rodamiento se sustituyó por cuatro elementos de las mismas características que el primero con el fin de obtener mayor precisión en los resultados de esta zona del modelo.

El elemento más importante incluido en este modelo fue la placa central de la piña que se modeló mediante 16 elementos cascarón. Con el fin de representar el detalle de la conexión entre la placa central y los ocho perfiles PTR, se modelaron cuatro elementos centrales de 4×4 cm, cuatro elementos de 6×6 cm en las esquinas y ocho elementos restantes de 6×4 cm.

En la figura 8 se muestra la configuración general de este modelo y el detalle de la placa central, ambos con el número de identificación de sus nodos y elementos. El número de identificación del nodo central, de los nodos en los que se imponen los desplazamientos y rotaciones y de los elementos viga se conservan iguales a los del modelo PINAPB1.

**Modelo PINAPB.** Con el fin de efectuar un análisis de sensibilidad en la malla de elementos finitos que se utilizó para modelar la placa central, se utilizaron 64 elementos cascarón para sustituir la malla empleada en el modelo PINAPB2 en la cual se empleaban únicamente 16. La losa de concreto, los perfiles PTR y las cuerdas longitudinales inferiores se modelaron de la misma manera que en el modelo PINAPB2.

La malla de 64 elementos cascarón consta de 16 elementos centrales de 2×2 cm, cuatro elementos de 3×3 cm en cada una de las esquinas de la placa y 32 elementos restantes de 3×2 cm. Al emplear esta distribución, la posición de los nodos de conexión entre la placa central y los elementos viga no varía con respecto a su ubicación en los dos modelos anteriores.

El número de identificación del nodo central, de los nodos en los que se imponen los desplazamientos y rotaciones y de los elementos viga se conservan iguales a los correspondientes en los modelos PINAPB1 y PINAPB2. En la figura 9 se muestra la configuración general de este modelo y un detalle de la placa central, en ambos se indican los números de identificación de nodos y elementos.

Adicionalmente, la malla de 64 elementos se modificó empleando 100 elementos cascarón de 2×2 cm con el fin de identificar errores numéricos debidos a cambios bruscos en la rigidez de elementos contiguos o al uso de elementos cascarón muy delgados entre otras causas. Además se verificó que la precisión de los resultados obtenidos al utilizar la malla de 64 elementos fuera adecuada para representar el comportamiento de la piña.

#### **4.4. Método del Elemento Finito**

El método del elemento finito es un procedimiento numérico empleado para analizar estructuras y medios continuos. Usualmente los problemas que se pretenden resolver son demasiado complicados como para ser resueltos de una manera satisfactoria mediante los métodos analíticos clásicos. Estos problemas se refieren a

análisis de esfuerzos, conducción de calor y muchos otros concernientes a distintas áreas.

Mediante el método del elemento finito se generan y resuelven un conjunto de ecuaciones algebraicas simultáneas en una computadora digital. Aunque sólo en pocas ocasiones los resultados son exactos comparados con los obtenidos a partir de soluciones teóricas comúnmente empleadas, los errores pueden reducirse procesando un mayor número de ecuaciones y así obtener resultados suficientemente precisos para fines ingenieriles.

El método del elemento finito se originó como un método para el análisis de esfuerzos en medios continuos. Actualmente también es empleado para el análisis de problemas de transferencia de calor, campos eléctricos, fluidos, lubricación y campos magnéticos entre otros, enfocados al diseño de edificios, motores eléctricos, aeronaves, etc. Problemas que eran prácticamente imposibles de resolver mediante los métodos analíticos clásicos, actualmente se resuelven de manera rutinaria.

El método del elemento finito es un método de aproximación basado en la discretización del objeto en estudio. En este método, la función de aproximación  $\phi$  (que representa algún parámetro físico) se forma a partir de la unión de funciones simples definidas sobre una pequeña región (elemento finito).

Un elemento finito es una región en el espacio en la cual la función  $\phi$  es interpolada a partir de sus valores nodales localizados en la frontera de la región, de tal manera que la continuidad de dicha función entre elementos contiguos se mantenga en el momento de ensamblarlos.

El comportamiento individual de cada uno de los elementos que forman el modelo es un aspecto fundamental del análisis. Ocasionalmente, un modelo con un número limitado de elementos con un comportamiento adecuado para un cierto problema puede producir mejores resultados que un gran número de aquellos que no lo presentan. Además, un tipo de elemento que es adecuado para analizar los problemas de un área específica (como campos magnéticos) puede no serlo para otro (como análisis de esfuerzos); inclusive para los problemas de un área en particular, un elemento puede ser adecuado o dejar de serlo dependiendo de su geometría, sus condiciones de frontera, las cargas a las que se encuentre sometido, etc.

Un análisis estático de esfuerzos en medios continuos elásticos mediante el método del elemento finito generalmente involucra los siguientes pasos.

1. Dividir la estructura o medio continuo en elementos finitos (malla).

2. Definir las propiedades de cada elemento.
3. Especificar la manera en que se encuentra soportada la estructura.
4. Ensamblar los elementos para obtener el modelo de elementos finitos de la estructura completa.
5. Aplicar las cargas conocidas.
6. Resolver el sistema de ecuaciones simultáneas para determinar los desplazamientos y/o rotaciones de cada nodo.
7. Calcular los esfuerzos que se producen en los elementos a partir de las deformaciones en los mismos obtenidas del campo de desplazamientos del elemento (interpolación) y de los grados de libertad de los nodos.

Los pasos 1 a 4 requieren de decisiones por parte del usuario mientras que los pasos 5 a 7 son ejecutados automáticamente por rutinas de programas de computadora.

La principal ventaja del método del elemento finito reside en su versatilidad ya que puede ser aplicado a diferentes problemas físicos. Además de que el objeto en estudio puede tener forma, cargas y condiciones de soporte arbitrarias, la malla puede estar formada por elementos de diversos tamaños, formas y propiedades físicas. Toda esta gran versatilidad está contenida dentro de un programa de computadora el cual, mediante los datos que le proporciona el usuario, controla la selección del tipo de problema, la geometría, las condiciones de frontera, el tipo de elemento empleado y otros parámetros.

Otra característica importante del método es la gran semejanza física entre la estructura y el modelo de elementos finitos. Esta característica, especialmente notable en la mecánica estructural, hace que el modelo no sea simplemente una abstracción.

El método del elemento finito también tiene desventajas; una de ellas radica en que se obtiene un resultado numérico específico para un problema dado, es decir, el método no genera una solución cerrada que permita efectuar un estudio analítico de los efectos que se producen al variar los diversos parámetros que rigen un problema.

Otras desventajas son la necesidad de contar con una computadora y un programa confiable (cuya documentación generalmente es extensa), se requieren muchos datos para la definición del modelo y la gran cantidad de resultados que se obtiene del análisis debe entenderse y analizarse cuidadosamente. Además, el buen

juicio y la experiencia del ingeniero son necesarios para elaborar un modelo adecuado.

El método del elemento finito, al igual que cualquier otro método analítico, se basa en suposiciones y teorías que no son universalmente aplicables, por lo que se pueden llegar a ignorar o considerar de manera inadecuada aspectos importantes del comportamiento físico del problema en estudio.

Frecuentemente, los resultados incorrectos son debidos a errores directamente relacionados con el usuario que pueden deberse al empleo de programas inapropiados, datos incorrectos, mallas deficientes así como al hecho de ignorar aspectos físicos que rigen los problemas, elegir un tipo de elemento inconveniente, representar las condiciones de apoyo de una manera inadecuada y otros.

Sin importar qué tan caro sea el programa de computadora empleado, qué tan elegantes sean sus representaciones gráficas o cuántos dígitos maneje en sus resultados, una estructura no está obligada a comportarse como lo hace su modelo analítico.

El método del elemento finito es una herramienta muy versátil pero no siempre es la mejor opción para resolver todos los problemas. En algunos casos, la experimentación puede ser el método más apropiado, especialmente en aquéllos en los que es imprescindible realizar algunas pruebas para determinar los datos necesarios para el análisis.

Los resultados obtenidos mediante los programas de computadora no pueden ser confiables si no se tiene un conocimiento general de sus procesos internos y de las teorías físicas básicas en las que están basados. Un error debido al manejo de conceptos equivocados o a la omisión de aspectos fundamentales del problema en estudio, no pueden ser corregidos mediante el refinamiento de la malla empleada o el uso de una computadora más poderosa.

Los resultados obtenidos deben ser cuidadosamente examinados y comparados con los resultados esperados. Se pueden obtener resultados adicionales (útiles para efectuar comparaciones) empleando un programa de computadora que tenga bases analíticas distintas al usado originalmente o un modelo simplificado en el cual sea posible efectuar cálculos simples; también a partir del comportamiento de estructuras previamente construidas y mediante la experimentación.

A pesar de que la experimentación puede ser costosa y tiene varios inconvenientes, es recomendable si el proceso analítico empleado no está basado en experiencias o prácticas previamente establecidas.

Un buen juicio ingenieril, vasta experiencia y la seria consideración de todas las incertidumbres que surjan en el desarrollo del análisis son aspectos fundamentales para la correcta aplicación del método del elemento finito.

## CAPÍTULO 5. REVISIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DEL ELEMENTO TIPO (PIÑA)

### 5.1. Resultados del análisis estructural

**Modelo PINAPB1.** Del análisis estructural de este modelo se obtuvieron las fuerzas y momentos en los elementos finitos viga que simulan los perfiles PTR y los desplazamientos y rotaciones del nodo central en el que no se impusieron desplazamientos ni rotaciones y ninguno de sus seis grados de libertad fue restringido (nodo número 5) (tabla 6).

Las fuerzas y momentos en los nodos de los elementos finitos viga que simulan los perfiles PTR así como los desplazamientos y rotaciones del nodo central obtenidos del análisis del modelo del tramo lateral del puente, son prácticamente iguales a los que se obtuvieron del análisis de este modelo como se verifica mediante los resultados de las tablas 4, 5 y 6. A partir de estos resultados se concluye que mediante el análisis basado en desplazamientos y rotaciones de nodos, se logra que el comportamiento general de todos los elementos de la piña aislada sea equivalente al que presentan cuando forma parte del tramo lateral del puente. Por esta razón, los dos modelos restantes (PINAPB2 Y PINAPB) se analizaron bajo este mismo criterio.

En general, los resultados obtenidos del análisis de este modelo indican que el comportamiento de los perfiles PTR así como el de las cuerdas longitudinales inferiores del puente y el de la losa de concreto, coinciden con el comportamiento general de estos elementos descrito en el capítulo 3.

**Modelo PINAPB2.** Los perfiles PTR de las piñas trabajan principalmente sometidos a flexocompresión o flexotensión según se describió en el capítulo 3 y se comprobó con los elementos mecánicos obtenidos del análisis del modelo PINAPB1. En el método del elemento finito, la función de aproximación  $\phi$  que se emplea en los elementos viga, es exacta cuando los efectos de cortante son despreciables como es el caso en estos perfiles. Por la razón anterior, los perfiles no se modelaron mediante elementos viga más pequeños que los empleados en el modelo anterior porque su comportamiento se representa prácticamente igual con un modelo de un solo elemento finito viga o con uno en el que cada perfil se modela con varios de ellos.

El comportamiento de las cuerdas longitudinales inferiores del puente descrito en el capítulo 3, también se comprobó mediante los elementos mecánicos obtenidos del análisis del modelo PINAPB1 y corresponde principalmente al de una barra sometida a fuerza axial. Este comportamiento es un caso particular del correspondiente a los elementos viga por lo tanto, los elementos del modelo PINAPB1 que simulan las cuerdas longitudinales inferiores del puente, no se modificaron en este segundo modelo.

A partir de los resultados obtenidos del análisis estructural de este modelo se comprobó la importancia que tiene la placa central en el comportamiento estructural de la piña ya que las fuerzas y momentos que se generan en los elementos viga utilizados para modelar los perfiles PTR, cambian significativamente con respecto a los obtenidos del análisis del modelo PINAPB1. El cambio en las fuerzas se refiere a una disminución en su valor (hasta 13 veces menor que el obtenido en el modelo PINAPB1) debida principalmente a la contribución estructural de la placa en el comportamiento general de la piña. Por su parte, el cambio que se presentó en los momentos fue un incremento en su valor (hasta 40 veces mayor que el obtenido en el modelo PINAPB1) debido a que la placa central restringe en cierta medida los grados de libertad correspondientes a la rotación de estos elementos.

Al igual que en el modelo PINAPB1, los resultados del análisis indican que el comportamiento de los elementos que forman la piña así como el de las cuerdas longitudinales inferiores del puente y el de la losa de concreto, coinciden con el comportamiento general de estos elementos descrito en el capítulo 3.

Empleando el postprocesador gráfico SAPLOT (ref. 6) del programa SAP90, se analizó cualitativamente la distribución de fuerzas y momentos en la malla de elementos finitos que modela la placa central de la piña para determinar la necesidad de cambiarla por otra más detallada que represente de manera más adecuada su comportamiento.

Este programa muestra zonas de diferentes colores que definen el nivel de las fuerzas y momentos (ambos por unidad de longitud) que actúan en los elementos de la placa. Estas fuerzas y momentos corresponden respectivamente, al comportamiento de membrana y de placa de los elementos cascarón.

En general, la variación de las fuerzas y momentos es aceptable ya que estas zonas son bien definidas y no poseen discontinuidades apreciables; además definen valores máximos cerca de los puntos de conexión con los elementos viga. Estas

características indican que la malla de elementos finitos empleada representa adecuadamente el comportamiento de la placa (ref. 8).

Por otro lado, es inadecuado que estas zonas definan niveles de esfuerzos de magnitudes considerables en los bordes de la placa o cerca de ellos porque en estas regiones, la magnitud de los esfuerzos debe ser muy pequeña o nula. Además, no es conveniente que el nivel de las fuerzas y momentos se defina mediante zonas muy amplias, tal como sucede en este modelo ya que generalmente indica que puede obtenerse mayor precisión en los resultados empleando una malla más fina.

**Modelo PINAPB.** Después de efectuar el análisis estructural del modelo PINAPB empleando 64 elementos para modelar la placa central se comprobó, al igual que en los dos modelos anteriores, que el comportamiento general de los elementos que forman la piña así como el de las cuerdas longitudinales inferiores del puente y el de la losa de concreto, coinciden con el comportamiento general de estos elementos descrito en el capítulo 3 (tabla 7).

Los elementos mecánicos que se generan en los perfiles PTR son prácticamente iguales a los que se obtienen del análisis del modelo PINAPB2 (malla de 16 elementos); por lo tanto, el aumento en el número de elementos cascarón empleados para modelar la placa central no modifica el comportamiento de los elementos finitos viga que simulan los perfiles PTR de la piña.

En la malla de 64 elementos, la variación de las fuerzas y momentos es aceptable porque las zonas de colores que presenta el programa SAPLOT (ref. 6) son bien definidas y no poseen discontinuidades apreciables; además definen valores máximos cerca de los puntos de conexión con los elementos viga. Estas características también se presentaron en el modelo PINAPB2 y al igual que en aquél, indican que esta malla representa adecuadamente el comportamiento de la placa central. Además, estas zonas definen niveles de esfuerzos muy reducidos o nulos en los bordes de la placa o cerca de ellos, lo cual indica que los resultados obtenidos en este modelo son más precisos que los del modelo PINAPB2.

En general, el nivel de las fuerzas y momentos se define mediante zonas reducidas y concentradas que se localizan en la porción central de la placa; por lo tanto, la distribución de esfuerzos en esta malla es más precisa que en la del modelo PINAPB2.

Por otro lado, la modificación de 64 a 100 elementos en la malla de la placa central no afectó el valor de los elementos mecánicos que se generan en los perfiles

PTR. En esta última, las características de las zonas que definen los niveles de las fuerzas y momentos son iguales a las que presentan las correspondientes en la malla de 64 elementos. Este hecho indica que los resultados no están afectados por algún error numérico ya que generalmente, cuando existen este tipo de errores, el empleo de una malla más detallada conduce a resultados menos precisos (ref. 8).

El valor y distribución de las fuerzas y momentos en la placa central son prácticamente iguales en las dos mallas, lo cual indica que ambas representan adecuadamente el comportamiento de la piña.

A partir de las características de los modelos descritos en el capítulo anterior, se determinó que el modelo PINAPB con una malla de 64 elementos simulando la placa central, representa de manera adecuada el comportamiento de la piña; por lo tanto, los resultados obtenidos de su análisis se emplearán para efectuar la revisión estructural de los perfiles PTR y de la placa central.

De acuerdo con estos resultados se determinó que los perfiles PTR trabajan principalmente sometidos a fuerza axial y a flexión biaxial con efectos de cortante y torsión despreciables. En dos de los cuatro perfiles PTR superiores la fuerza axial actuante es de tensión (elementos 6 y 8 en la figura 9) y en los dos restantes de compresión (elementos 2 y 4 en la figura 9). La misma distribución en las fuerzas axiales de tensión (elementos 1 y 3 en la figura 9) y compresión (elementos 5 y 7 en la figura 9) se presenta en los cuatro perfiles inferiores de tal manera que los cuatro elementos en tensión forman un plano al igual que los cuatro en compresión. La variación de los momentos flexionantes (con respecto a ambos ejes) a lo largo de cada uno de los ocho perfiles PTR es lineal con sentidos opuestos en sus extremos; por lo tanto, cada uno de ellos se flexiona en curvatura doble.

Con base en la descripción anterior y en las consideraciones establecidas en el capítulo 3, se consideró que la placa central trabaja en cortante generada fundamentalmente por la acción de las fuerzas axiales que se generan en cada uno de los perfiles PTR.

Los elementos mecánicos empleados para revisar los perfiles PTR y la placa central de la piña se muestran en la tabla 7.

## 5.2. Relación esfuerzo actuante-esfuerzo permisible de sus elementos

Para la determinación de la relación esfuerzo actuante-esfuerzo permisible de los perfiles PTR y de la placa central que forman la piña, se consideró un comportamiento elástico-lineal del material que forma dichos elementos (acero) y un criterio basado en el diseño por esfuerzos permisibles (ref. 4) que establece que un elemento estructural debe diseñarse para que los esfuerzos que se generan en dicho elemento debido a la acción de cargas de servicio, no excedan los valores designados como esfuerzos permisibles que proveen un factor de seguridad en los valores de esfuerzo correspondientes a los estados límite (fluencia, pandeo, etc.).

La revisión de los perfiles y la placa central se efectuó a partir de los elementos mecánicos obtenidos del análisis del modelo definitivo de la piña denominado PINAPB (tabla 7) que están referidos a dos ejes locales que coinciden con los ejes principales de la sección (denominados "x" y "y"). De igual manera, el número de identificación de elementos y nodos a los que se hace referencia en el desarrollo de la revisión corresponden al modelo PINAPB (figura 9).

Para la determinación del factor de longitud efectiva ( $K$ ) de los perfiles PTR, se consideraron los valores correspondientes a las condiciones teóricas de apoyo de una columna ideal. El factor  $K$  se determinó a partir de una interpolación entre estos valores extremos considerando las condiciones de apoyo reales de cada perfil (ref. 7).

La condición de apoyo que proporciona la losa de concreto a cada uno de los cuatro perfiles superiores de la piña es semejante a la condición teórica de un empotramiento perfecto porque estos perfiles se sueldan a otros elementos de acero que están embebidos en la losa.

Por otro lado, la condición de apoyo que proporciona la unión de la placa central a los perfiles superiores e inferiores de la piña no está tan definida como la anterior. Por un lado, se consideró la condición de apoyo teórica en la cual la placa permite rotaciones libres de los perfiles y por el otro, aquella que la restringe totalmente. En ambos casos se consideró que la placa central permite completamente la traslación de los perfiles porque, además de ser congruente con el comportamiento de la piña, esta condición de apoyo es más desfavorable (valores de  $K$  mayores) que aquella en la que se restringe.

Finalmente, en la unión entre las cuerdas longitudinales y los perfiles inferiores de la piña se consideraron dos condiciones teóricas de apoyo. En la primera, esta

unión forma un empotramiento perfecto y en la segunda, las cuerdas longitudinales permiten completamente el giro del extremo inferior de los perfiles pero restringen su traslación. En estas dos condiciones no sólo se consideró que las cuerdas longitudinales restringen la traslación de los perfiles sino que también lo hacen los perfiles de las piñas adyacentes que se unen con las cuerdas longitudinales prácticamente en el mismo punto en el que lo hacen los de la piña en estudio. Además, si las cuerdas longitudinales permiten la traslación de estos perfiles y, según las condiciones de apoyo consideradas en la unión de estos perfiles con la placa central, se generaría una condición de inestabilidad en estos elementos.

Con base en los casos teóricos que se muestran en la figura 10 y de acuerdo con las condiciones de apoyo consideradas anteriormente, se concluyó que el valor de  $K$  para los perfiles superiores corresponde a un valor intermedio entre los casos (c) y (e) (figura 10). Los momentos que se generan en los extremos de los perfiles superiores e inferiores al incluir la placa central en el modelo de la piña son de magnitud considerable, esto indica que la condición de apoyo que proporciona la placa es más aproximada al caso (c) en el que se restringe la rotación de este extremo. Por lo tanto, el valor considerado de  $K$  es de 1.3 y es igual en los dos sentidos de análisis ( $K_x=K_y=K$ ) debido a la simetría de la piña.

Por su parte, se concluyó que el valor de  $K$  para los perfiles inferiores corresponde a un valor intermedio entre los casos (c), (d), (e) y (f) (figura 10). Al igual que para los perfiles superiores, el aumento en el valor de los momentos que se generan en los extremos de los perfiles al incluir la placa central en el modelo de la piña, indica que la condición de apoyo que proporciona la placa es más aproximada al caso (c). Por lo tanto, el valor de  $K$  considerado es de 1.3 y es igual en los dos sentidos de análisis ( $K_x=K_y=K$ ) debido a la simetría de la piña.

Por otra parte, el esfuerzo actuante en la placa central se determinó considerando únicamente la acción de las fuerzas axiales generadas en los perfiles PTR (tabla 7) que se transmiten a través de ésta como fuerzas cortantes. Tomando en cuenta la ubicación de los perfiles PTR, el esfuerzo actuante máximo se presenta en la sección central de la placa.

Finalmente, la revisión de la soldadura de filete empleada para unir los perfiles PTR a la placa central y a las placas inferiores de la piña, se efectuó con base en los elementos mecánicos que se generan en los extremos de cada perfil (tabla 7).

### Simbolos empleados en la revisión de la piña.

A: área de la sección transversal

$A_w$ : área transversal efectiva de la soldadura

b: ancho real de elementos en compresión

$C_c$ : relación de esbeltez de columnas que separa al pandeo elástico del inelástico

$C_m$ : coeficiente que se aplica al término de flexión en la ecuación de interacción para miembros prismáticos, que depende de la curvatura de la columna causada por los momentos aplicados en ella

d: peralte de una viga laminada, ancho de placa

E: módulo de elasticidad del acero

$F_a$ : esfuerzo de compresión axial permisible en miembros prismáticos en ausencia de momentos de flexión

$f_a$ : esfuerzo axial calculado

$f_{aw}$ : esfuerzo axial en la soldadura calculado

$F_b$ : esfuerzo de flexión permisible en miembros prismáticos en ausencia de fuerzas axiales

$f_b$ : esfuerzo de flexión calculado

$f_{bw}$ : esfuerzo de flexión en la soldadura calculado

$F'_e$ : esfuerzo de Euler, dividido entre el factor de seguridad, en miembros prismáticos

$F_v$ : esfuerzo cortante permisible en miembros prismáticos

$f_v$ : esfuerzo cortante calculado

$F_w$ : esfuerzo permisible del electrodo de soldadura

$f_w$ : esfuerzo total en la soldadura calculado

$F_y$ : esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero

h: distancia libre entre patines de una viga en la sección considerada

I: momento de inercia de la sección

K: factor de longitud efectiva de un miembro prismático

L: longitud real en el plano de flexión sin arriostramiento de un elemento, longitud de soldadura

M: momento flexionante que gobierna el diseño

$M_i$ : el menor valor de los momentos flexionantes en los extremos de la longitud no arriostrada de una barra en flexocompresión

$M_2$ : el mayor valor de los momentos flexionantes en los extremos de la longitud no arriostrada de una barra en flexocompresión

N: fuerza axial

r: radio de giro que gobierna el diseño

S: módulo de sección elástico de elementos o de soldadura

t: espesor de pared de un miembro tubular, espesor de placa, tamaño del filete de soldadura

V: fuerza cortante

x: subíndice que indica que un símbolo se refiere a flexión alrededor del eje de mayor momento de inercia

y: subíndice que indica que un símbolo se refiere a flexión alrededor del eje de menor momento de inercia

### 5.2.1. Perfiles PTR

#### Propiedades geométricas y mecánicas.

- Material 1: elementos 1 a 4 (figura 9).

Perfiles PTR de sección cuadrada:  $3.8 \times 0.32$  cm (d×t)

b=3.16 cm

L=200 cm

A=4.17 cm<sup>2</sup>

I=8.21 cm<sup>4</sup>

r=1.4 cm

S=4.3 cm<sup>3</sup>

K=1.3

$$\text{Relación } \frac{\text{peralte}}{\text{espesor}}_{\text{alma}}: \frac{h}{t} = \frac{3.16}{0.32} = 9.88$$

$$\text{Relación } \frac{\text{peralte}}{\text{espesor}}: \frac{d}{t} = \frac{3.8}{0.32} = 11.88$$

E=2100000 kg/cm<sup>2</sup>

F<sub>y</sub>=2530 kg/cm<sup>2</sup> (Acero A-36)

- Material 2: elementos 5 a 8 (figura 9):

Perfiles PTR de sección cuadrada  $6.4 \times 0.36$  cm (d×t)

$$b=5.68 \text{ cm}$$

$$L=200 \text{ cm}$$

$$A=8.26 \text{ cm}^2$$

$$I=48.3 \text{ cm}^4$$

$$r=2.42 \text{ cm}$$

$$S=15.2 \text{ cm}^3$$

$$K=1.3$$

$$\text{Relación } \frac{\text{peralte}}{\text{espesor}} \text{ alma: } \frac{h}{t} = \frac{5.68}{0.36} = 15.78$$

$$\text{Relación } \frac{\text{peralte}}{\text{espesor}} : \frac{d}{t} = \frac{6.4}{0.36} = 17.78$$

$$E=2100000 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_y=2530 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Acero A-36)}$$

#### Revisión de la relación de esbeltez.

- Todos los elementos deben cumplir:  $\frac{KL}{r} \leq 200$  ( $\leq 240$  para miembros en tensión)

$$\text{Material 1: } \frac{KL}{r} = \frac{1.3(200)}{1.4} = 186 < 200 \quad (< 240)$$

$$\text{Material 2: } \frac{KL}{r} = \frac{1.3(200)}{2.42} = 107 < 200 \quad (< 240)$$

Las relaciones de esbeltez de todos los elementos son menores que el máximo valor permitido.

#### Determinación de $F_b$ .

$$\text{- Requisito 1: } \frac{h}{t} \leq \frac{1590}{\sqrt{F_y}} = \frac{1590}{\sqrt{2530}} = 31.61$$

$$\text{Material 1 y 2: } \frac{h}{t} < 31.61$$

Todos los elementos satisfacen el requisito 1.

$$\text{- Requisito 2: } \begin{cases} \text{si } \frac{f_a}{F_y} \leq 0.16 \Rightarrow \frac{d}{t} \leq \frac{5370}{\sqrt{F_y}} \left(1 - 3.74 \frac{f_a}{F_y}\right) \\ \text{si } \frac{f_a}{F_y} > 0.16 \Rightarrow \frac{d}{t} \leq \frac{2150}{\sqrt{F_y}} \end{cases}$$

Elemento	$f_a$	$\frac{f_a}{F_y}$	$\frac{5370}{\sqrt{F_y}} \left(1 - 3.74 \frac{f_a}{F_y}\right)$	$\frac{2150}{\sqrt{F_y}}$
1	467	0.18	-	42.74 > d/t
2	89	0.04	92.64 > d/t	-
3	164	0.06	80.87 > d/t	-
4	354	0.14	50.86 > d/t	-
5	190	0.07	76.84 > d/t	-
6	95	0.04	91.72 > d/t	-
7	39	0.02	100.63 > d/t	-
8	227	0.09	70.97 > d/t	-

$f_a$ : (kg/cm<sup>2</sup>)

Todos los elementos satisfacen el requisito 2.

$$\text{- Requisito 3: } L \leq \left(137000 + 84400 \frac{M_1}{M_2}\right) \frac{b}{F_y}$$

Elemento	Flexión alrededor del eje x		Flexión alrededor del eje y	
	$\frac{M_1}{M_2}$	$\left(137000 + 84400 \frac{M_1}{M_2}\right) \frac{b}{F_y}$	$\frac{M_1}{M_2}$	$\left(137000 + 84400 \frac{M_1}{M_2}\right) \frac{b}{F_y}$
1	0.68	243 > 200	0.82	258 > 200
2	0.67	242 > 200	0.81	256 > 200
3	0.67	242 > 200	0.08	180 < 200
4	0.68	243 > 200	0.05	177 < 200
5	0.78	455 > 200	0.65	430 > 200
6	0.79	457 > 200	0.39	382 > 200
7	0.77	453 > 200	0.72	443 > 200
8	0.82	463 > 200	0.13	332 > 200

Todos los elementos, excepto el 3 y 4, satisfacen el requisito 3.

De acuerdo con los requisitos que satisface cada elemento:

$$\text{Todos los elementos: } F_{bx} = 0.66F_y = 0.66(2530) = 1670 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Elementos 1, 2 y 5 a 8: } F_{by} = 0.66F_y = 0.66(2530) = 1670 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Elementos 3 y 4: } F_{by} = 0.6F_y = 0.6(2530) = 1518 \text{ kg/cm}^2$$

Relaciones ancho-espesor.

$$\text{- Requisito 1: } \frac{h}{t} \leq \frac{2000}{\sqrt{F_y}} = \frac{2000}{\sqrt{2530}} = 39.76$$

$$\text{Material 1 y 2: } \frac{h}{t} < 39.76$$

Todos los elementos satisfacen el requisito 1.

$$\text{- Requisito 2: } \frac{h}{t} \leq \frac{984000}{\sqrt{F_y (F_y + 1160)}} = \frac{984000}{\sqrt{2530(2530 + 1160)}} = 322$$

$$\text{Material 1 y 2: } \frac{h}{t} < 322$$

Todos los elementos satisfacen el requisito 2.

$$\text{- Requisito 3: } \begin{cases} \text{flexión eje x / eje y (elem. 1, 2 y 5 a 8): } \frac{h}{t} \leq \frac{6370}{\sqrt{F_b}} = \frac{6370}{\sqrt{1670}} = 156 \\ \text{flexión eje y (elem. 3 y 4): } \frac{h}{t} \leq \frac{6370}{\sqrt{F_b}} = \frac{6370}{\sqrt{1518}} = 163 \end{cases}$$

$$\text{Material 1 y 2: } \frac{h}{t} < 156 \quad (< 163)$$

Todos los elementos satisfacen el requisito 3

Todos los elementos satisfacen los requisitos necesarios para ser compactos y totalmente efectivos, por lo que no se considera ninguna reducción en su capacidad de carga.

### Revisión de esfuerzos combinados.

#### a) Elemento 1 (flexotensión):

- Requisito 1:  $f_b \leq F_b$

- Requisito 2:  $\frac{f_a}{0.6F_y} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1$

$$f_a = \frac{N}{A} = \frac{1948}{4.17} = 467 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{bx} = \frac{M_x}{S} = \frac{3893}{4.3} = 905 \text{ kg/cm}^2 < F_{bx}$$

$$f_{by} = \frac{M_y}{S} = \frac{37}{4.3} = 9 \text{ kg/cm}^2 < F_{by}$$

$$\frac{467}{0.6(2530)} + \frac{905}{1670} + \frac{9}{1670} = 0.85 < 1$$

El elemento 1 satisface los requisitos necesarios para soportar la condición de carga considerada en el presente estudio.

#### b) Elemento 2 (flexocompresión):

- Requisito 1:  $\frac{f_a}{F_a} + \frac{C_{mx} f_{bx}}{\left(1 - \frac{f_a}{F_{ax}}\right) F_{bx}} + \frac{C_{my} f_{by}}{\left(1 - \frac{f_a}{F_{ay}}\right) F_{by}} \leq 1$

- Requisito 2:  $\frac{f_a}{0.6F_y} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1$

$$f_a = \frac{N}{A} = \frac{373}{4.17} = 89 \text{ kg/cm}^2$$

$$C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}} = \sqrt{\frac{2\pi^2 (2100000)}{2530}} = 128 < \frac{KL}{r}$$

$$\text{Como } \frac{KL}{r} > 128: F_a = \frac{12\pi^2 E}{23\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{12\pi^2 (2100000)}{23(186)^2} = 313 \text{ kg/cm}^2$$

Miembros en compresión en marcos sujetos a despl. lateral:  $C_{mx}=C_{my}=0.85$

$$f_{bx} = \frac{M_x}{S} = \frac{3790}{4.3} = 881 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{by} = \frac{M_y}{S} = \frac{276}{4.3} = 64 \text{ kg/cm}^2$$

$$F'_{ax} = F'_{ay} = F_a = 313 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{89}{313} + \frac{0.85(881)}{\left(1 - \frac{89}{313}\right)1670} + \frac{0.85(64)}{\left(1 - \frac{89}{313}\right)1670} = 0.96 < 1$$

$$\frac{89}{0.6(2530)} + \frac{881}{1670} + \frac{64}{1670} = 0.62 < 1$$

El elemento 2 satisface los requisitos necesarios para soportar la condición de carga considerada en el presente estudio.

c) Elemento 3 (flexotensión):

- Requisito 1:  $f_b \leq F_b$

- Requisito 2:  $\frac{f_a}{0.6F_y} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1$

$$f_a = \frac{N}{A} = \frac{684}{4.17} = 164 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{bx} = \frac{M_x}{S} = \frac{3723}{4.3} = 866 \text{ kg/cm}^2 < F_{bx}$$

$$f_{by} = \frac{M_y}{S} = \frac{224}{4.3} = 52 \text{ kg/cm}^2 < F_{by}$$

$$\frac{164}{0.6(2530)} + \frac{866}{1670} + \frac{52}{1518} = 0.66 < 1$$

El elemento 3 satisface los requisitos necesarios para soportar la condición de carga considerada en el presente estudio.

d) Elemento 4 (flexocompresión):

- Requisito 1:  $\frac{f_a}{F_a} + \frac{C_{mx} f_{bx}}{\left(1 - \frac{f_a}{F_{ex}}\right) F_{bx}} + \frac{C_{my} f_{by}}{\left(1 - \frac{f_a}{F_{ey}}\right) F_{by}} \leq 1$

- Requisito 2:  $\frac{f_a}{0.6F_y} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1$

$$f_a = \frac{N}{A} = \frac{1477}{4.17} = 354 \text{ kg/cm}^2$$

$$C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}} = \sqrt{\frac{2\pi^2 (2100000)}{2530}} = 128 < \frac{KL}{r}$$

$$\text{Como } \frac{KL}{r} > 128: F_a = \frac{12\pi^2 E}{23 \left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{12\pi^2 (2100000)}{23(186)^2} = 313 \text{ kg/cm}^2 < f_a$$

El elemento 4 no satisface los requisitos necesarios para soportar la condición de carga considerada en el presente estudio porque  $f_a > F_a$ .

e) Elemento 5 (flexocompresión):

$$\text{- Requisito 1: } \frac{f_a}{F_a} + \frac{C_{mx} f_{bx}}{\left(1 - \frac{f_a}{F_{ex}}\right) F_{bx}} + \frac{C_{my} f_{by}}{\left(1 - \frac{f_a}{F_{ey}}\right) F_{by}} \leq 1$$

$$\text{- Requisito 2: } \frac{f_a}{0.6F_y} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1$$

$$f_a = \frac{N}{A} = \frac{1566}{8.26} = 190 \text{ kg/cm}^2$$

$$C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}} = \sqrt{\frac{2\pi^2 (2100000)}{2530}} = 128 > \frac{KL}{r}$$

$$\text{Como } \frac{KL}{r} < 128: F_a = \frac{\left(1 - \frac{(KL/r)^2}{2C_c^2}\right) F_y}{\frac{5}{3} + \frac{3(KL/r)}{8C_c} - \frac{(KL/r)^3}{8C_c^3}} = \frac{\left(1 - \frac{107^2}{2(128)^2}\right) 2530}{\frac{5}{3} + \frac{3(107)}{8(128)} - \frac{(107)^3}{8(128)^3}} = 863 \text{ kg/cm}^2$$

Miembros en compresión en marcos sujetos a despl. lateral:  $C_{mx}=C_{my}=0.85$

$$f_{bx} = \frac{M_x}{S} = \frac{6504}{15.2} = 428 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{by} = \frac{M_y}{S} = \frac{142}{15.2} = 9 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{ex} = F_{ey} = \frac{12\pi^2 E}{23 \left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{12\pi^2 (2100000)}{23(107)^2} = 945 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{190}{863} + \frac{0.85(428)}{\left(1 - \frac{190}{945}\right)1670} + \frac{0.85(9)}{\left(1 - \frac{190}{945}\right)1670} = 0.50 < 1$$

$$\frac{190}{0.6(2530)} + \frac{428}{1670} + \frac{9}{1670} = 0.39 < 1$$

El elemento 5 satisface los requisitos necesarios para soportar la condición de carga considerada en el presente estudio.

f) Elemento 6 (flexotensión):

- Requisito 1:  $f_b \leq F_b$

- Requisito 2:  $\frac{f_a}{0.6F_y} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1$

$$f_a = \frac{N}{A} = \frac{787}{8.26} = 95 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{bx} = \frac{M_x}{S} = \frac{5914}{15.2} = 389 \text{ kg/cm}^2 < F_{bx}$$

$$f_{by} = \frac{M_y}{S} = \frac{335}{15.2} = 22 \text{ kg/cm}^2 < F_{by}$$

$$\frac{95}{0.6(2530)} + \frac{389}{1670} + \frac{22}{1670} = 0.31 < 1$$

El elemento 6 satisface los requisitos necesarios para soportar la condición de carga considerada en el presente estudio.

g) Elemento 7 (flexocompresión):

- Requisito 1:  $\frac{f_a}{F_a} + \frac{C_{mx} f_{bx}}{\left(1 - \frac{f_a}{F'_{ex}}\right) F_{bx}} + \frac{C_{my} f_{by}}{\left(1 - \frac{f_a}{F'_{ey}}\right) F_{by}} \leq 1$

- Requisito 2:  $\frac{f_a}{0.6F_y} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1$

$$f_a = \frac{N}{A} = \frac{321}{8.26} = 39 \text{ kg/cm}^2$$

$$C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}} = \sqrt{\frac{2\pi^2 (2100000)}{2530}} = 128 > \frac{KL}{r}$$

$$\text{Como } \frac{KL}{r} < 128: F_a = \frac{\left(1 - \frac{(KL/r)^2}{2C_c^2}\right) F_y}{\frac{5}{3} + \frac{3(KL/r)}{8C_c} - \frac{(KL/r)^3}{8C_c^3}} = \frac{\left(1 - \frac{107^2}{2(128)^2}\right) 2530}{\frac{5}{3} + \frac{3(107)}{8(128)} - \frac{(107)^3}{8(128)^3}} = 863 \text{ kg/cm}^2$$

Miembros en compresión en marcos sujetos a despl. lateral:  $C_{mx}=C_{my}=0.85$

$$f_{bx} = \frac{M_x}{S} = \frac{5710}{15.2} = 376 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{by} = \frac{M_y}{S} = \frac{625}{15.2} = 41 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{ex} = F_{ey} = \frac{12\pi^2 E}{23\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{12\pi^2 (2100000)}{23(107)^2} = 945 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{39}{863} + \frac{0.85(376)}{\left(1 - \frac{39}{945}\right) 1670} + \frac{0.85(41)}{\left(1 - \frac{39}{945}\right) 1670} = 0.27 < 1$$

$$\frac{39}{0.6(2530)} + \frac{376}{1670} + \frac{41}{1670} = 0.28 < 1$$

El elemento 7 satisface los requisitos necesarios para soportar la condición de carga considerada en el presente estudio.

h) Elemento 8 (flexotensión):

- Requisito 1:  $f_b \leq F_b$

- Requisito 2:  $\frac{f_a}{0.6F_y} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1$

$$f_a = \frac{N}{A} = \frac{1873}{8.26} = 227 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{bx} = \frac{M_x}{S} = \frac{6470}{15.2} = 426 \text{ kg/cm}^2 < F_{bx}$$

$$f_{by} = \frac{M_y}{S} = \frac{375}{15.2} = 25 \text{ kg/cm}^2 < F_{by}$$

$$\frac{227}{0.6(2530)} + \frac{426}{1670} + \frac{25}{1670} = 0.42 < 1$$

El elemento 8 satisface los requisitos necesarios para soportar la condición de carga considerada en el presente estudio.

### 5.2.2. Placa central.

**Propiedades geométricas y mecánicas.**

Placa cuadrada: 20×0.95 cm (d×t)

$$A = d(t) = 20(0.95) = 19 \text{ cm}^2$$

$$A_d = \frac{d}{\cos 45^\circ} (t) = \frac{20}{\cos 45^\circ} (0.95) = 26.9 \text{ cm}^2 \text{ (área diagonal)}$$

$$E = 2100000 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Acero A-36)}$$

$$F_v = 0.4F_y = 0.4(2530) = 1012 \text{ kg/cm}^2$$

**Fuerzas axiales en los perfiles PTR.**

Elemento	N	N(X)	N(Y)	N(Z)
1	1948	-441	-441	-1845
2	-373	86	86	-352
3	684	-155	155	-648
4	-1477	342	-342	-1396
5	-1566	-363	363	1480
6	787	178	-178	745
7	-321	-74	-74	303
8	1873	424	424	1774

N: (kg) (+ tensión; - compresión)

N(X), N(Y), N(Z): componentes de la fuerza axial con respecto a los ejes globales (kg) (figura 9)  
En la figura 9 se muestra la localización de los elementos estructurales en la piña

**Revisión de esfuerzos cortantes en la sección central de la placa.**

- Requisito 1:  $f_v \leq F_v$

A partir de las fuerzas axiales en los perfiles PTR:

Elementos	V(X)	V(Y)	V(Z)	V	A	$f_v$
1, 2, 3, 4	-168	-542	-4241	4279	19	225< $F_v$
1, 2, 5, 6	-540	-170	28	567	19	30< $F_v$
5, 6, 7, 8	165	535	4302	4338	19	228< $F_v$
3, 4, 7, 8	537	163	33	562	19	30< $F_v$
1, 2, 3, 4, 5, 6	-353	-357	-2016	2078	26.9	77< $F_v$
3, 4, 5, 6, 7, 8	352	348	2258	2312	26.9	86< $F_v$
1, 2, 3, 4, 7, 8	182	-192	-2164	2180	26.9	81< $F_v$
1, 2, 5, 6, 7, 8	-190	180	2105	2121	26.9	79< $F_v$

V: (kg)

V(X), V(Y), V(Z): componentes de la fuerza cortante con respecto a los ejes globales (kg) (figura 9)

A: área de la sección transversal afectada por las fuerzas en los elementos especificados (cm<sup>2</sup>)

$f_v$ : (kg/cm<sup>2</sup>)

En la figura 9 se muestra la localización de los elementos estructurales en la piña

La placa central satisface el requisito necesario para soportar la condición de carga considerada en el presente estudio.

**5.2.3. Soldadura**

**Propiedades geométricas y mecánicas.**

- Material 1: elementos 1 a 4 (figura 9).

Suponiendo:  $t=3/16$  pulgada=0.48 cm

$$L = 4d = 4(3.8) = 15.2 \text{ cm}$$

$$A_w = \left( \frac{t}{\cos 45^\circ} \right) L = \left( \frac{0.48}{\cos 45^\circ} \right) 15.2 = 10.32 \text{ cm}^2$$

$$S = S_x = S_y = \frac{4d^2}{3} = \frac{4(3.8)^2}{3} = 19.25 \text{ cm}^3$$

Suponiendo electrodo E60XX:  $F_{E60XX}=60000 \text{ lb/in}^2=4215 \text{ kg/cm}^2$

$$\text{Suponiendo: } F_w = 0.45F_{E60XX} = 0.45(4215) = 1897 \text{ kg/cm}^2$$

- Material 2: elementos 5 a 8 (figura 9).

Suponiendo:  $t=3/16$  pulgada=0.48 cm

$$L = 4d = 4(6.4) = 25.6 \text{ cm}$$

$$A_w = \left( \frac{t}{\cos 45^\circ} \right) L = \left( \frac{0.48}{\cos 45^\circ} \right) 25.6 = 17.38 \text{ cm}^2$$

$$S = S_x = S_y = \frac{4d^2}{3} = \frac{4(6.4)^2}{3} = 54.61 \text{ cm}^3$$

Suponiendo electrodo E60XX:  $F_{E60XX} = 60000 \text{ lb/in}^2 = 4215 \text{ kg/cm}^2$

$$\text{Suponiendo: } F_w = 0.45 F_{E60XX} = 0.45(4215) = 1897 \text{ kg/cm}^2$$

### Revisión de esfuerzos en la soldadura.

- Requisito 1:  $f_w \leq F_w$

Tomando en cuenta los efectos de fuerza axial y flexión en la soldadura:

Elemento	Nodo	N	$A_w$	$f_{aw}$	$M_x$	$M_y$	S	$f_{bx}$	$f_{by}$	$f_w$
1	1	1948	10.32	189	2646	-45	19.25	137	2	$328 < F_w$
	30	1948	10.32	189	-3893	37	19.25	202	2	$393 < F_w$
2	30	-373	10.32	36	3790	-276	19.25	197	14	$247 < F_w$
	3	-373	10.32	36	-2550	223	19.25	132	12	$180 < F_w$
3	2	684	10.32	66	2503	19	19.25	130	1	$197 < F_w$
	34	684	10.32	66	-3723	-224	19.25	193	12	$271 < F_w$
4	34	-1477	10.32	143	3847	191	19.25	200	10	$353 < F_w$
	4	-1477	10.32	143	-2630	-10	19.25	137	1	$281 < F_w$
5	6	-1566	17.38	90	6504	142	54.61	119	3	$212 < F_w$
	65	-1566	17.38	90	-5055	-219	54.61	93	4	$187 < F_w$
6	65	787	17.38	45	4650	131	54.61	85	2	$132 < F_w$
	8	787	17.38	45	-5914	-335	54.61	108	6	$159 < F_w$
7	7	-321	17.38	18	5709	-625	54.61	105	11	$134 < F_w$
	69	-321	17.38	18	-4392	873	54.61	80	16	$114 < F_w$
8	69	1873	17.38	108	5303	48	54.61	97	1	$206 < F_w$
	9	1873	17.38	108	-6470	-375	54.61	118	7	$233 < F_w$

N: (kg) (+ tensión; - compresión)

$A_w$ : (cm<sup>2</sup>)

$f_{aw}$ : (kg/cm<sup>2</sup>)

$M_x$ : (kg-cm)

$M_y$ : (kg-cm)

S: (cm<sup>3</sup>)

$f_{bx}$ : (kg/cm<sup>2</sup>)

$f_w$ : (kg/cm<sup>2</sup>)



En la figura 9 se muestra la localización de los elementos estructurales y nodos en la piña

La soldadura de los perfiles PTR satisface el requisito necesario para soportar la condición de carga considerada en el presente estudio.

### 5.3. Evaluación de alternativas de reforzamiento del elemento estructural tipo (piña)

Diversas alternativas de reforzamiento para las superestructuras de los puentes de tridillosa han sido propuestas con base en los problemas detectados en estudios anteriores (ref. 1 y 5) destacando principalmente, los efectos de fatiga que induce la gran flexibilidad de estos puentes.

La primera alternativa que se revisó, consiste en aumentar el espesor de la placa central existente uniéndole una placa adicional de acero de la misma calidad que el de los elementos restantes de la piña. Para efectuar esta unión, se cortan los perfiles PTR superiores o inferiores con el fin de permitir la colocación de la nueva placa a la que se sueldan dichos perfiles una vez colocada.

La segunda alternativa que se revisó, más sencilla que la anterior desde el punto de vista constructivo, consiste en colocar ocho placas de acero de la misma calidad que el de los elementos restantes de la piña, que unan entre sí a los perfiles PTR que son adyacentes y que su borde inferior se una a la placa central de la piña; de esta manera, cuatro placas se unen en la cara superior de la placa central y las cuatro restantes en la inferior. La colocación de este conjunto, denominado cubeta, se reduce a soldar las placas a los perfiles PTR y a la placa central de las piñas del puente.

El modelo de elementos finitos de la piña denominado PINAPB se modificó para incluir las características correspondientes a cada una de las alternativas de reforzamiento mencionadas. El análisis estructural de estos modelos es igual al del modelo PINAPB descrito en el capítulo 4 que está basado en desplazamientos y rotaciones impuestos en los nodos que delimitan la piña.

El objetivo del análisis de estos modelos es determinar la modificación en el comportamiento general de la piña actual (modelo PINAPB) al aumentar el espesor de su placa central o al unir las cubetas a sus perfiles PTR y a su placa central. Para analizarlos se impusieron los mismos desplazamientos y rotaciones que en el modelo PINAPB con el fin de emplear un parámetro de comparación constante en todos los modelos. Por esta razón, los resultados obtenidos del análisis de estos modelos no son adecuados para efectuar una revisión detallada del comportamiento estructural de los perfiles ni de la placa central de la piña ya que en este caso, los desplazamientos y rotaciones que se deben imponer se obtendrían del análisis del modelo del tramo

lateral del puente modificado de acuerdo con las alternativas de reforzamiento descritas anteriormente.

### **5.3.1. Aumento del espesor de la placa central**

Los elementos mecánicos obtenidos del análisis del modelo de elementos finitos denominado PINAPBS1 en el que se aumentó el espesor de la placa central a 1/2 pulgada se muestran en la tabla 8; el número de identificación de elementos y nodos a los que se hace referencia en esta tabla son iguales a los empleados en el modelo PINAPB (figura 9).

Las características generales (signos, variación a lo largo de los elementos, etc.) de los elementos mecánicos que se generan en los perfiles PTR son iguales a las que presentan cuando el espesor de la placa central es de 3/8 de pulgada, con excepción de su valor que aumenta considerablemente con respecto a los del modelo PINAPB.

Aunque se estima que este incremento en el valor de los elementos mecánicos no afecta significativamente el comportamiento de la placa central (porque el área en la que actúan las fuerzas cortantes es mayor que en el modelo PINAPB), el comportamiento de los perfiles PTR sí se ve seriamente afectado por este aumento en el espesor de la placa central como se muestra en la tabla 9.

A partir de estos resultados se determinó que esta alternativa de reforzamiento no mejora el comportamiento estructural de las piñas.

### **5.3.2. Colocación de cubetas**

Las dimensiones de las ocho placas que forman las cubetas se supusieron de 15 cm de largo y 0.48 cm (3/16 de pulgada) de espesor. Cada una de estas placas se modeló mediante cuatro elementos cascarón con el fin de simular la unión con la placa central de la piña.

En la figura 11 se muestra la configuración general de este modelo denominado PINAPBS2 con el número de identificación de sus nodos y elementos, así como un detalle de la zona central de la piña donde se modelaron las cubetas. El número de identificación de los nodos y elementos de la placa central coinciden con los correspondientes en el modelo PINAPB (figura 9).

Los elementos mecánicos obtenidos del análisis de este modelo se muestran en la tabla 10; el número de identificación de elementos y nodos a los que se hace referencia en esta tabla corresponden al modelo mostrado en la figura 11.

Los elementos mecánicos que se generan en los perfiles PTR no sólo varían en su magnitud sino que todas sus características difieren con respecto a las que presentan en el modelo PINAPB (tablas 7 y 10). Por esta razón, no es posible comparar los resultados de estos dos modelos como se efectuó en la revisión de la alternativa de reforzamiento anterior.

La fuerza axial que se genera en los perfiles PTR es entre 10 y 60% mayor que en los del PINAPB aunque, la distribución de las fuerzas axiales de tensión y compresión en estos perfiles es la misma en ambos modelos. Los momentos flexionantes alrededor del eje "x" son, con respecto a los resultados del modelo PINAPB, entre 50 y 350% mayores en el extremo donde se unen con la losa de concreto o con las cuerdas longitudinales y entre 80 y 100% menores en el extremo donde se unen con la placa central de la piña. El máximo valor se presenta en los puntos de unión entre los perfiles y las placas que forman las cubetas que es aproximadamente 50% mayor que el momento flexionante en los extremos de los perfiles en donde se unen con la losa de concreto o con las cuerdas longitudinales mencionado anteriormente.

Por su parte, los cortantes en la dirección "x" son de magnitud despreciable ( $V_x < 75 \text{ kg}$ ) y no presentan modificaciones importantes con respecto a los resultados del modelo PINAPB como tampoco lo hacen los momentos flexionantes alrededor del eje "y" que además no muestran un comportamiento definido.

Finalmente los cortantes en la dirección "y" tampoco presentan un comportamiento definido pero no son despreciables como lo eran en el modelo PINAPB ya que alcanzan valores de hasta 1690 kg.

La colocación de las cubetas en la piña ocasiona un incremento tanto en las fuerzas axiales como en los momentos flexionantes alrededor del eje "x" y en los cortantes en la dirección "y" en algunas secciones de los perfiles PTR. Por otro lado, reducen significativamente los momentos flexionantes alrededor del eje "x" que se producen en las secciones de dichos perfiles cercanas a la placa central. Se disminuye notablemente la magnitud de los esfuerzos en la placa central ya que las fuerzas generadas en el puente, se transmiten hacia la zona inferior del mismo principalmente a través de las cubetas. La mayor parte de estas fuerzas sólo se transmite a través de

cuatro de las ocho placas que forman las cubetas (dos en la cubeta superior y dos en la inferior).

La colocación de las cubetas afecta considerablemente el comportamiento de los perfiles PTR ya que sólo reducen el momento flexionante alrededor del eje "x" en la zona de los perfiles cercana a la placa central, mientras que en las demás zonas, todos los elementos mecánicos aumentan de manera considerable (incluyendo efectos de cortante que en el modelo original eran despreciables). Por otro lado, aunque los esfuerzos en la placa central se reducen significativamente, no es conveniente que las fuerzas se transmitan hacia la zona inferior del puente a través de las placas que forman las cubetas porque, además de que sólo trabajan cuatro de las ocho placas que las forman, su espesor es menor que el de la placa central.

A partir de estos resultados se determinó que esta alternativa de reforzamiento no mejora el comportamiento estructural de las piñas.

## CAPÍTULO 6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En el presente trabajo se revisó el comportamiento estructural de un elemento tipo (piña) de un tramo lateral del puente Palo Blanco a partir de los resultados obtenidos del análisis estructural de un modelo de elementos finitos. Además, se evaluó la modificación en este comportamiento al implementar dos alternativas de reforzamiento en dicha piña.

A partir de los resultados obtenidos del análisis del modelo de elementos finitos del elemento estructural tipo (piña), se comprobó que la losa de concreto trabaja principalmente sujeta a fuerzas de compresión y las cuerdas longitudinales inferiores a fuerza axial de tensión. Este comportamiento es producido por la flexión del puente. Por su parte, los perfiles PTR de la piña trabajan fundamentalmente en flexocompresión o flexotensión y transmiten el cortante que genera la flexión del puente.

Los resultados obtenidos de la revisión del comportamiento estructural de los perfiles PTR muestran que el valor de la relación esfuerzo actuante-esfuerzo permisible en tres elementos (elementos 1 a 3 en la figura 9) está comprendida entre 0.66 y 0.96. Sería conveniente que los valores de estas relaciones de esfuerzo fueran menores porque en este análisis no se consideraron los efectos adicionales que producen, entre otros factores, las cargas dinámicas y la fatiga inducida por la gran flexibilidad de este tipo de puentes que podrían incrementarlas. El valor de esta relación de esfuerzos en cuatro elementos de la piña (elementos 5 a 8 en la figura 9) está comprendida entre 0.27 y 0.50 que son valores adecuados considerando las características mencionadas anteriormente. Uno solo de los perfiles PTR de la piña (elemento 4 en la figura 9) no es adecuado para resistir los elementos mecánicos que se generan en él.

Las relaciones esfuerzo actuante-esfuerzo permisible obtenidas mediante el procedimiento simplificado de revisión presentado en el capítulo 4 (tabla 1) son mayores que las relaciones obtenidas al efectuar una revisión detallada de la piña considerando la placa central de la misma como se realizó en el capítulo 5. Aún considerando el procedimiento simplificado de revisión, el número de perfiles PTR cuya relación de esfuerzos es mayor a 1.1, para la condición de carga estudiada (tabla 2, figura 4), representa el 2.8% del total de perfiles PTR que forman el tramo lateral del puente (9163 elementos). Por esta razón, el hecho de que el valor de esta relación sea cercano o inclusive mayor que la unidad en algunos perfiles PTR de las piñas no

implica que se presente alguna falla en la superestructura del puente. Además, como la superestructura del puente es altamente redundante desde el punto de vista estructural, si fallara alguno de los elementos que la forman es poco probable que inmediatamente ocurra una falla de la superestructura completa del tramo (ref. 1).

En cuanto a la placa central de la piña, los resultados obtenidos de la revisión de su comportamiento estructural indican que posee reservas razonables en su capacidad de carga.

Por otro lado, ninguna de las dos alternativas propuestas para el reforzamiento de la superestructura del puente mejora notablemente el comportamiento estructural de las piñas. Al aumentar la rigidez de la zona central de éstas mediante la colocación de una placa adicional o cubetas, los elementos mecánicos de diseño generados en los perfiles PTR aumentan considerablemente con respecto a los que se generan en la piña no reforzada. La magnitud de los esfuerzos que se generan en las placas empleadas en las dos alternativas de reforzamiento (placa central modificada o placas de cubetas) no presenta cambios significativos con respecto al de la placa central de la piña que no tiene elementos adicionales de reforzamiento.

Finalmente, a partir de los resultados obtenidos en este trabajo, se comprobó que en general, las consideraciones de diseño referentes al comportamiento de los puentes de tridilosa son congruentes con el comportamiento que presentan los elementos estructurales tipo (piñas) que los constituyen.

Se recomienda que el reforzamiento de este tipo de puentes no se efectúe directamente en las piñas ya que, por un lado, el aumento en la rigidez de su zona central afecta considerablemente el comportamiento de los elementos que la forman y por el otro, la colocación de elementos adicionales para reforzar los perfiles no es conveniente debido a que en general, presentan reservas razonables en su capacidad de carga. Una posible alternativa de reforzamiento consiste en aumentar la sección transversal de las cuerdas longitudinales inferiores del puente soldando varillas de acero adicionales. De esta manera es posible que disminuyan los desplazamientos y rotaciones de los elementos que constituyen las piñas y consecuentemente la magnitud de los esfuerzos que se generan en ellos. Esta alternativa de reforzamiento debe ser evaluada a partir de un análisis detallado del modelo del puente reforzado, tomando en cuenta los efectos locales que se generan en las piñas y la modificación en el comportamiento general de dicho puente.

## REFERENCIAS

1. Gómez, R., Muria-Vila, D., Sánchez, R. y Escobar, J. A., "Evaluación de la Seguridad Estructural de las Superestructuras de los Puentes Palo Blanco y Xalostoc en la Autopista del Sol", Instituto de Ingeniería, U.N.A.M., México, 1996.
2. Wilson, E. y Habibullah, A., "SAP90, Structural Analysis Programs", Computers and Structures, Inc., Berkeley, California, E.U.A., 1995.
3. Apuntes "Planteo del Problema del Análisis de la Tridilosa", proporcionados por el Dr. R. Gómez, Instituto de Ingeniería, U.N.A.M., México.
4. Instituto Mexicano de la Construcción en Acero, A.C., "Manual de Construcción en Acero (vol. 1)", Limusa, México, 1987.
5. Gómez, R., Muria-Vila, D. y Sánchez, R., "Colapso de la Superestructura del Puente San Juan de la Carretera Zapotlanejo-Lagos de Moreno", Instituto de Ingeniería, U.N.A.M., México, 1995.
6. Habibullah, A. y Wilson, E., "SAPLOT, Postprocessor for SAP90", Computers and Structures, Inc., Berkeley, California, E.U.A., 1995.
7. American Institute of Steel Construction, "Manual of Steel Construction. L.R.F.D. (vol. 1)", A.I.S.C., E.U.A., 1994.
8. Cook, R., Malkus, D. y Plesha, M., "Concepts and Applications of Finite Element Analysis". J. Wiley, E.U.A., 1989.
9. Planos del levantamiento estructural de la superestructura del puente Palo Blanco, Autopista del Sol, S.A. de C.V., México, 1996.
10. Salmon, Ch. y Johnson, J., "Steel Structures: Design and Behavior", Harper Row, E.U.A., 1980.

Condicción de carga esf. actuante esf. permisible	1	2	3	4	5	6	7	8
	2.1 a 2.2				1	1	1	
2.0 a 2.1			1	1		1		
1.9 a 2.0		1		1	2	2		
1.8 a 1.9		1	1	2	2	4		
1.7 a 1.8		1		2	6	10		
1.6 a 1.7			1	5	10	11		
1.5 a 1.6				6	9	14		
1.4 a 1.5		1	1	13	21	22		
1.3 a 1.4		2	2	23	27	36		
1.2 a 1.3		4	4	33	56	61		5
1.1 a 1.2		14	14	64	88	94	6	17

Condición de carga No. 1: peso propio

Condiciones de carga No. 2-8: peso propio+camiones en diferentes posiciones

Tabla 1. Número de perfiles PTR en el modelo del tramo lateral del puente que presentan cierto valor de relación esfuerzo actuante/permisible

PESO TOTAL DE LOS CAMIONES		
Camión (Identificación)	Peso	Observaciones
1C	15700	Volteo
2C	16720	Volteo
3C	16260	Volteo
2G	56250	T3-S3
3G	56500	T3-S2

Peso: (kg)

PRUEBA BAJO CARGA ESTÁTICA CONSIDERADA EN EL ANÁLISIS	
Camiones utilizados	Ubicación sobre el tramo del puente
1 camión de volteo (2C) 1 camión T3-S2 (3G) 1 camión T3-S3 (2G) 1 camión de volteo (3C)	Carril externo, en fila en el orden descrito y centrados en el tramo lateral
1 camión de volteo	Carril interno al centro del tramo lateral

Nota: Prueba realizada en los carriles con tránsito en dirección a Chiipancingo

Tabla 2. Peso total y posición de los camiones en la condición de carga estudiada

Elemento	$\frac{\text{esf. actuante}}{\text{esf. permisible}}$	Elemento	$\frac{\text{esf. actuante}}{\text{esf. permisible}}$
8231	1.64	8307	0.63
8232	1.21	8308	0.58
8233	1.26	8309	0.50
8234	1.39	8310	0.67

En la figura 6 se muestra la localización de los elementos estructurales en la piña

Tabla 3. Relación esfuerzo actuante/permisible de los perfiles que forman la piña en estudio

Modelo del tramo lateral del puente										Modelo PINPAB1									
Nodo	Coordenadas			Elemento	Nodos del elem.			Nodo	Coordenadas			Elemento	Nodos del elem.						
	X	Y	Z		i	j	k		X	Y	Z		i	j	k				
2791	47	17	2.35	8231	2791	2831	1	0	0	0	1	1	5						
2792	47	18	2.35	8232	2831	2811	2	0	1	0	2	5	3						
2811	47	17	6.15	8233	2792	2831	3	0	0	3.8	3	2	5						
2812	47	18	6.15	8234	2831	2812	4	0	1	3.8	4	5	4						
2831	47.5	17.5	4.275	8307	2850	2831	5	0.5	0.5	1.925	5	6	5						
2850	48	17	2.4	8308	2831	2870	6	1	0	0.05	6	5	8						
2851	48	18	2.4	8309	2851	2831	7	1	1	0.05	7	7	5						
2870	48	17	6.2	8310	2831	2871	8	1	0	3.85	8	5	9						
2871	48	18	6.2	8332	2791	2850	9	1	1	3.85	9	1	6						
				8333	2792	2851					10	2	7						
				Cascarón	i	j	k				Cascarón	i	j	k					
				1051	2811	2870	2871				1	3	8	4					
														9					

X, Y, Z: coordenadas con respecto al sistema de referencia global de cada modelo (m) (figuras 6 y 7)

Nodos del elemento: definen los extremos de cada elemento de la piña

En la figura 6 se muestra la localización de los elementos estructurales y nodos en la piña del modelo del tramo lateral del puente

En la figura 7 se muestra la localización de los elementos estructurales y nodos en la piña del modelo PINPAB1

Tabla 4. Equivalencia entre el número de identificación de nodos y elementos estructurales de la piña del modelo del puente y del modelo de la piña aislada.

Elemento	Nodo	F(X)	F(Y)	F(Z)	M(X)	M(Y)	M(Z)
8231	2791	-1.877	-1.883	-7.246	0.000	-0.007	0.002
	2831	1.877	1.883	7.252	0.000	-0.001	0.000
8232	2831	-1.562	-1.558	5.853	-0.001	0.001	0.000
	2811	1.562	1.558	-5.846	-0.001	-0.005	-0.002
8233	2792	-1.503	1.501	-5.776	0.000	-0.005	0.000
	2831	1.503	-1.501	5.783	0.001	0.001	-0.001
8234	2831	-1.806	1.801	6.760	0.001	0.000	0.001
	2812	1.806	-1.801	-6.754	0.000	-0.007	0.001
8307	2850	-1.899	1.868	7.031	0.004	-0.042	0.013
	2831	1.899	-1.868	-7.018	0.006	-0.007	0.003
8308	2831	-1.588	1.572	-6.050	0.001	0.002	-0.001
	2870	1.588	-1.572	6.063	0.002	-0.031	-0.007
8309	2851	-1.505	-1.487	5.609	-0.005	-0.029	-0.003
	2831	1.505	1.487	-5.596	-0.007	0.008	-0.006
8310	2831	-1.838	-1.816	-6.984	-0.001	-0.004	0.005
	2871	1.838	1.816	6.997	0.001	-0.039	0.006

F(X), F(Y), F(Z): fuerzas en los nodos actuando sobre el elemento (t)

M(X), M(Y), M(Z): momentos en los nodos actuando sobre el elemento (t·m)

En la figura 6 se muestra la localización de los elementos estructurales y nodos en la pila

Nodo	U(X)	U(Y)	U(Z)	R(X)	R(Y)	R(Z)
2791	0.030169	-0.018472	-0.091830	-0.004697	-0.006532	0.001106
2792	0.030647	-0.017552	-0.096042	-0.004263	-0.006855	0.001086
2811	0.013575	-0.001923	-0.091919	-0.004319	-0.006656	-0.000106
2812	0.013672	-0.001882	-0.096135	-0.004130	-0.007018	-0.000101
2831	0.021991	-0.009440	-0.090248	-0.003976	-0.003632	0.000251
2850	0.030559	-0.016987	-0.085046	-0.004288	-0.006945	0.001259
2851	0.031033	-0.016166	-0.088909	-0.003866	-0.007317	0.001220
2870	0.013047	-0.001816	-0.085152	-0.003954	-0.006886	-0.000081
2871	0.013121	-0.001778	-0.089019	-0.003791	-0.007208	-0.000079

U(X), U(Y), U(Z): desplazamientos de los nodos (m)

R(X), R(Y), R(Z): rotaciones de los nodos (rad)

En la figura 6 se muestra la localización de los elementos estructurales y nodos en la pila

Tabla 5. Resultados del análisis de la pila del modelo del tramo lateral del puente

Elemento	Nodo	F(X)	F(Y)	F(Z)	M(X)	M(Y)	M(Z)
1	1	-1.877	-1.883	-7.245	0.000	-0.007	0.002
	5	1.887	1.883	7.251	0.000	-0.001	0.000
2	5	-1.562	-1.558	5.853	-0.001	0.001	0.000
	3	1.562	1.558	-5.846	-0.001	-0.005	-0.002
3	2	-1.504	1.501	-5.777	0.000	-0.005	0.000
	5	1.504	-1.501	5.784	0.001	0.001	-0.001
4	5	-1.806	1.801	6.760	0.001	0.000	0.001
	4	1.806	-1.801	-6.753	0.000	-0.007	0.001
5	6	-1.898	1.868	7.029	0.004	-0.042	0.013
	5	1.898	-1.868	-7.016	0.006	-0.006	0.003
6	5	-1.588	1.572	-6.050	0.001	0.002	-0.001
	8	1.588	-1.572	6.063	0.002	-0.031	-0.007
7	7	-1.506	-1.488	5.610	-0.005	-0.029	-0.003
	5	1.506	1.488	-5.597	-0.007	0.008	-0.006
8	5	-1.838	-1.816	-6.984	-0.001	-0.004	0.005
	9	1.838	1.816	6.997	0.001	-0.039	0.006

F(X), F(Y), F(Z): fuerzas en los nodos actuando sobre el elemento (t)

M(X), M(Y), M(Z): momentos en los nodos actuando sobre el elemento (t·m)

En la figura 7 se muestra la localización de los elementos estructurales y nodos en la piña

Nodo	U(X)	U(Y)	U(Z)	R(X)	R(Y)	R(Z)
5	0.021990	-0.009440	-0.090248	-0.003976	-0.003632	0.000251

U(X), U(Y), U(Z): desplazamientos de los nodos (m)

R(X), R(Y), R(Z): rotaciones de los nodos (rad)

En la figura 7 se muestra la localización de los elementos estructurales y nodos en la piña

Tabla 6. Resultados del análisis del modelo PINAPB1

Elemento	Nodo	N	M <sub>x</sub>	V <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	V <sub>y</sub>
1	1	1948	2646	0	-45	-33
	30	1948	-3893	1	37	-31
2	30	-373	3790	3	-276	-31
	3	-373	-2550	2	223	-33
3	2	684	2503	0	19	-31
	34	684	-3723	-2	-224	-30
4	34	-1477	3847	-2	191	-32
	4	-1477	-2630	0	-10	-33
5	6	-1566	6504	-3	142	-57
	65	-1566	-5055	0	-219	-60
6	65	787	4650	-1	131	-54
	8	787	-5914	-4	-335	-51
7	7	-321	5709	9	-625	-49
	69	-321	-4392	6	873	-52
8	69	1873	5303	-4	48	-60
	9	1873	-6470	-1	-375	-56

N: fuerza axial (kg) (+ tensión; - compresión)

M<sub>x</sub>: momento flexionante alrededor del eje x (kg·cm)

M<sub>y</sub>: momento flexionante alrededor del eje y (kg·cm)

V<sub>x</sub>: fuerza cortante en la dirección x (kg)

V<sub>y</sub>: fuerza cortante en la dirección y (kg)

En la figura 9 se muestra la localización de los elementos estructurales y nodos en la piña



Tabla 7. Elementos mecánicos en los perfiles PTR de la piña (modelo PINAPB)

Elemento	Nodo	N	M <sub>x</sub>	V <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	V <sub>y</sub>
1	1	3691	3871	0	-54	-51
	30	3691	-6366	1	20	-50
2	30	-2191	6312	3	-248	-50
	3	-2191	-3792	2	216	-52
3	2	2360	3705	0	10	-49
	34	2360	-6176	-2	-194	-48
4	34	-3236	6376	-2	176	-51
	4	-3236	-3888	0	-22	-52
5	6	-3423	12062	-5	287	-141
	65	-3423	-16240	-2	-352	-144
6	65	2570	15557	-2	227	-134
	8	2570	-11253	-4	-383	-131
7	7	-2063	11074	11	-739	-131
	69	-2063	-15328	8	1101	-134
8	69	3552	16115	-1	-291	-139
	9	3552	-11834	2	-135	-136

N: fuerza axial (kg) (+ tensión; - compresión)

M<sub>x</sub>: momento flexionante alrededor del eje x (kg·cm)

M<sub>y</sub>: momento flexionante alrededor del eje y (kg·cm)

V<sub>x</sub>: fuerza cortante en la dirección x (kg)

V<sub>y</sub>: fuerza cortante en la dirección y (kg)



En la figura 9 se muestra la localización de los elementos estructurales y nodos en la piña

Tabla 8. Elementos mecánicos en los perfiles PTR de la piña reforzada con una placa central adicional (modelo PINAPBS1)

Elemento mecánico	PINAPBS1 PINAPB		Observaciones
	máx.	mín.	
N	1.9	6.4	-
$M_x$	1.5	3.5	-
$V_x$	1	1	Cortantes de magnitud despreciable ( $V_x < 15$ kg)
$M_y$	0.5	2.2	En el nudo69: PINAPBS1/PINAPB = -6.1
$V_y$	1.5	2.7	Cortantes de magnitud despreciable ( $V_y < 145$ kg)

N: fuerza axial (kg) (+ tensión; - compresión)

$M_x$ : momento flexionante alrededor del eje x (kg·cm)

$M_y$ : momento flexionante alrededor del eje y (kg·cm)

$V_x$ : fuerza cortante en la dirección x (kg)

$V_y$ : fuerza cortante en la dirección y (kg)



Tabla 9. Relación entre el valor de los elementos mecánicos generados en los perfiles de los modelos PINAPBS1 y PINAPB

Elemento	Nodo	N	M <sub>x</sub>	V <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	V <sub>y</sub>
1	1	5316	3461	-2	48	-45
	C	5316	-4916	-1	-238	-44
	30	2065	331	32	499	278
2	30	-1189	0	-10	-52	250
	C	-3855	4776	2	-61	-43
	3	-3855	-3303	0	127	-45
3	2	3917	3187	0	-31	-42
	C	3917	-4621	-1	-113	-41
	34	1304	-4	12	-63	244
4	34	-1813	-293	-14	462	272
	C	-4898	4900	-1	62	-45
	4	-4898	-3478	0	-6	-46
5	6	-5110	19146	-6	446	-248
	C	-5110	-26653	-3	-338	-251
	65	-1856	385	-8	-540	1683
6	65	1310	306	36	-519	1557
	C	4171	25256	0	-12	-229
	8	4171	-17616	-2	-182	-227
7	7	-3732	17509	9	-593	-231
	C	-3732	-25125	7	873	-234
	69	-1038	-83	-73	-226	1560
8	69	2004	46	22	-434	1604
	C	5216	25781	-2	-24	-237
	9	5216	-18438	1	-145	-234

C: nodo de unión entre la cubeta y el elemento estructural

N: fuerza axial (kg) (+ tensión; - compresión)

M<sub>x</sub>: momento flexionante alrededor del eje x (kg·cm)

M<sub>y</sub>: momento flexionante alrededor del eje y (kg·cm)

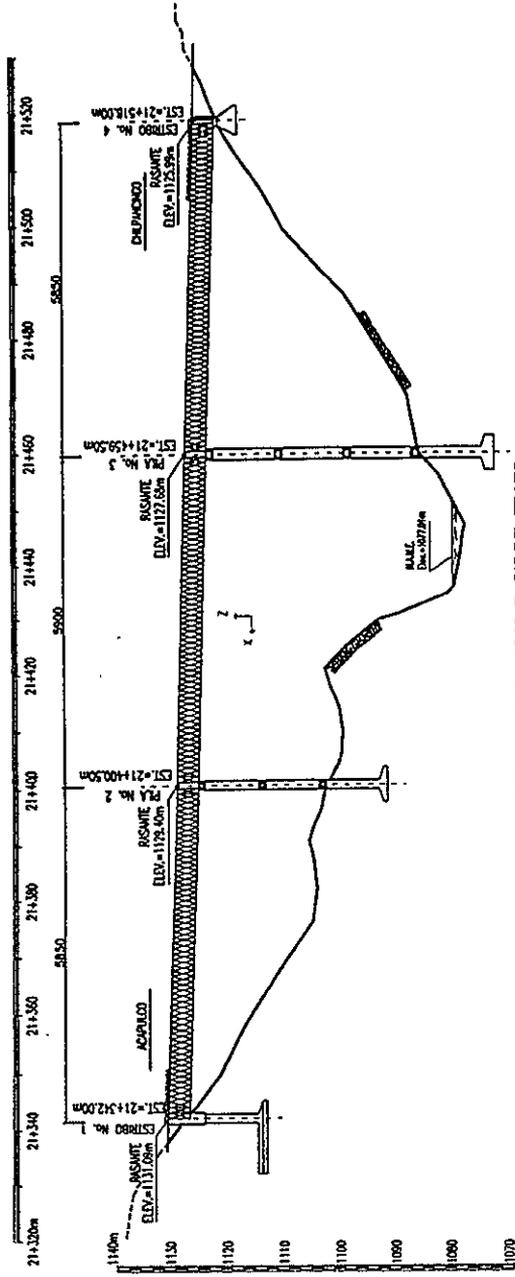
V<sub>x</sub>: fuerza cortante en la dirección x (kg)

V<sub>y</sub>: fuerza cortante en la dirección y (kg)

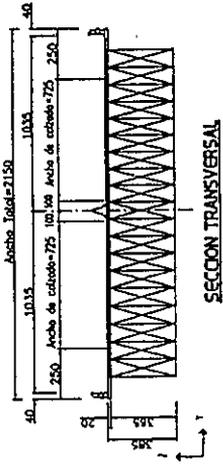


En la figura 11 se muestra la localización de los elementos estructurales y nodos en la piña

Tabla 10. Elementos mecánicos en los perfiles PTR de la piña reforzada con cubetas (modelo PINAPBS2)



CORTE ELEVACION POR EL EJE DEL TRAZO



SECCION TRANSVERSAL

Figura 1. Dimensiones generales del puente Palo Blanco

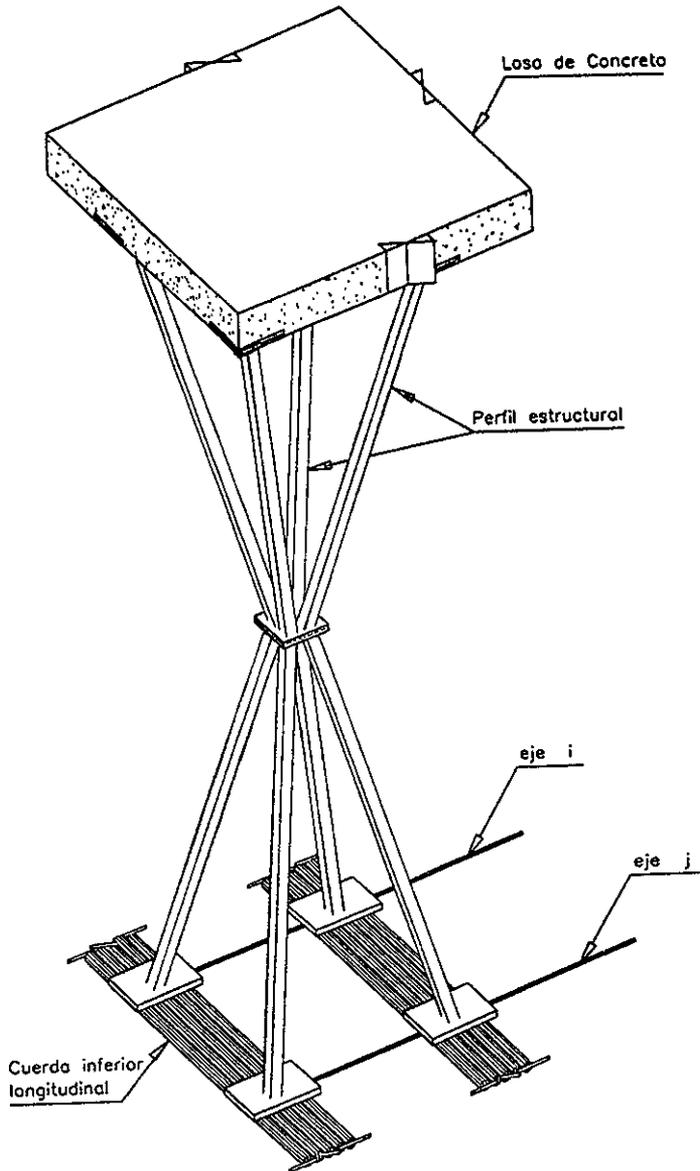


Figura 2. Elemento estructural tipo (piña) en puentes de tridilosa

ESTA TESIS NO DEBE  
SALIR DE LA BIBLIOTECA

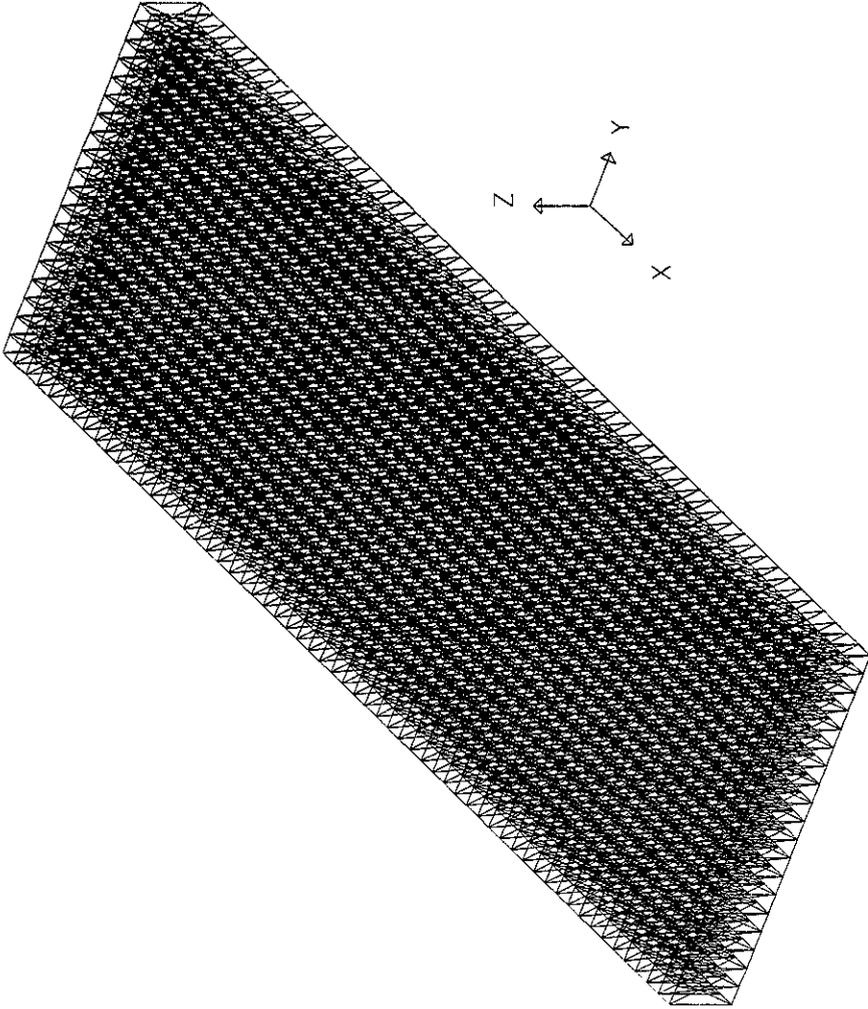


Figura 3. Modelo de elementos finitos del tramo lateral del puente Palo Blanco (dirección Chilpancingo)

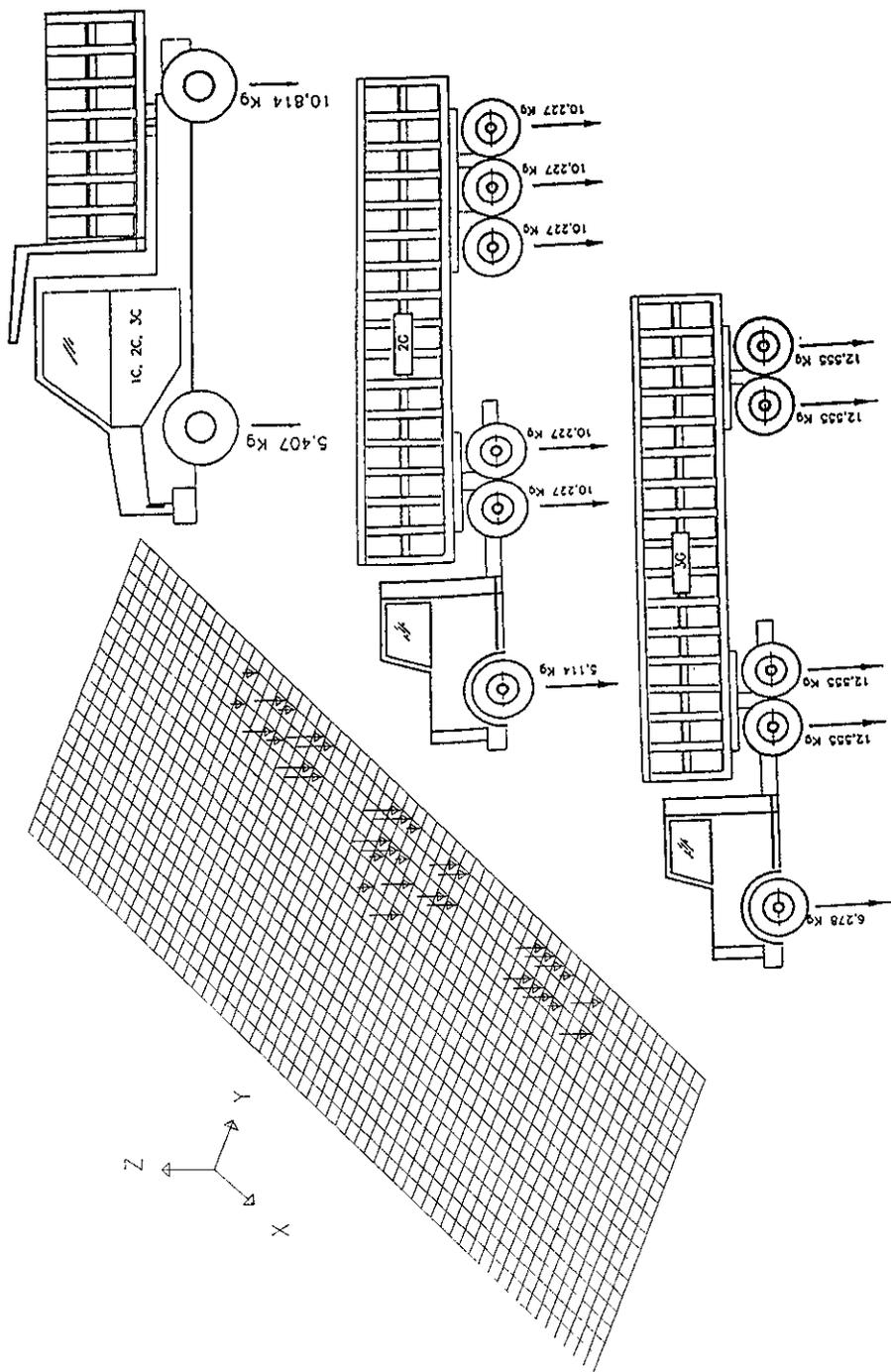
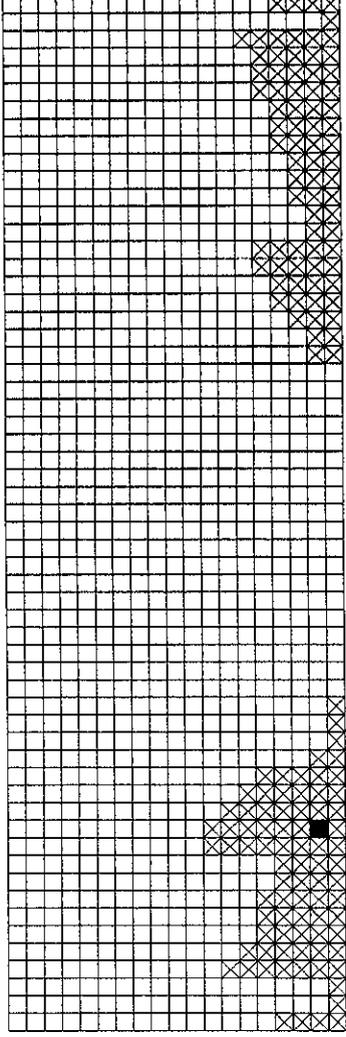
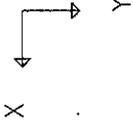


Figura 4. Posición y descargas por ejes de los camiones empleados en la condición de carga considerada en este estudio



- ☒ Piñas con elementos cuya relación esfuerzo actuante-esfuerzo permisible  $> 1.0$
- Piña seleccionada para este estudio

Figura 5. Comportamiento de los perfiles de las piñas del puente Palo Blanco

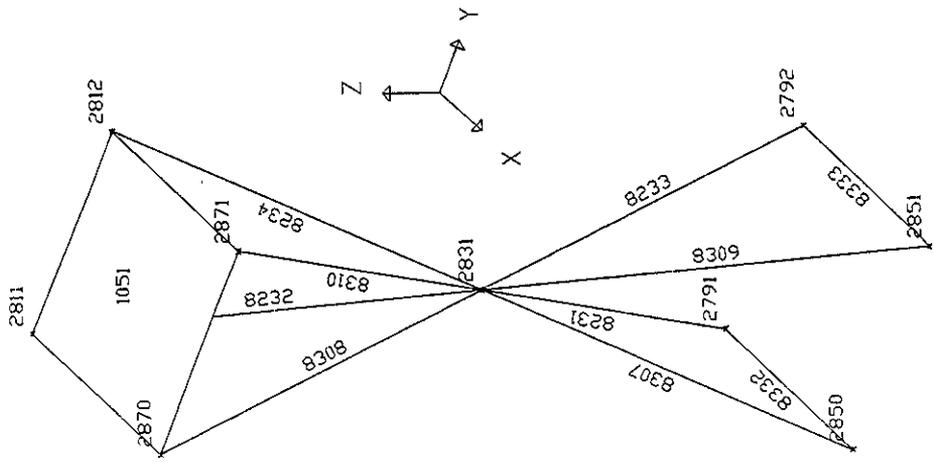


Figura 6. Modelo de la piña en estudio en el puente Palo Blanco

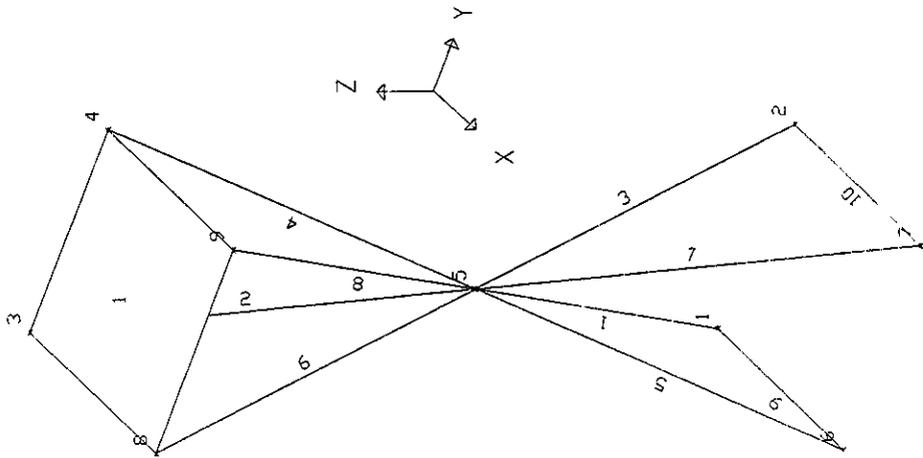


Figura 7. Modelo PINAPBI

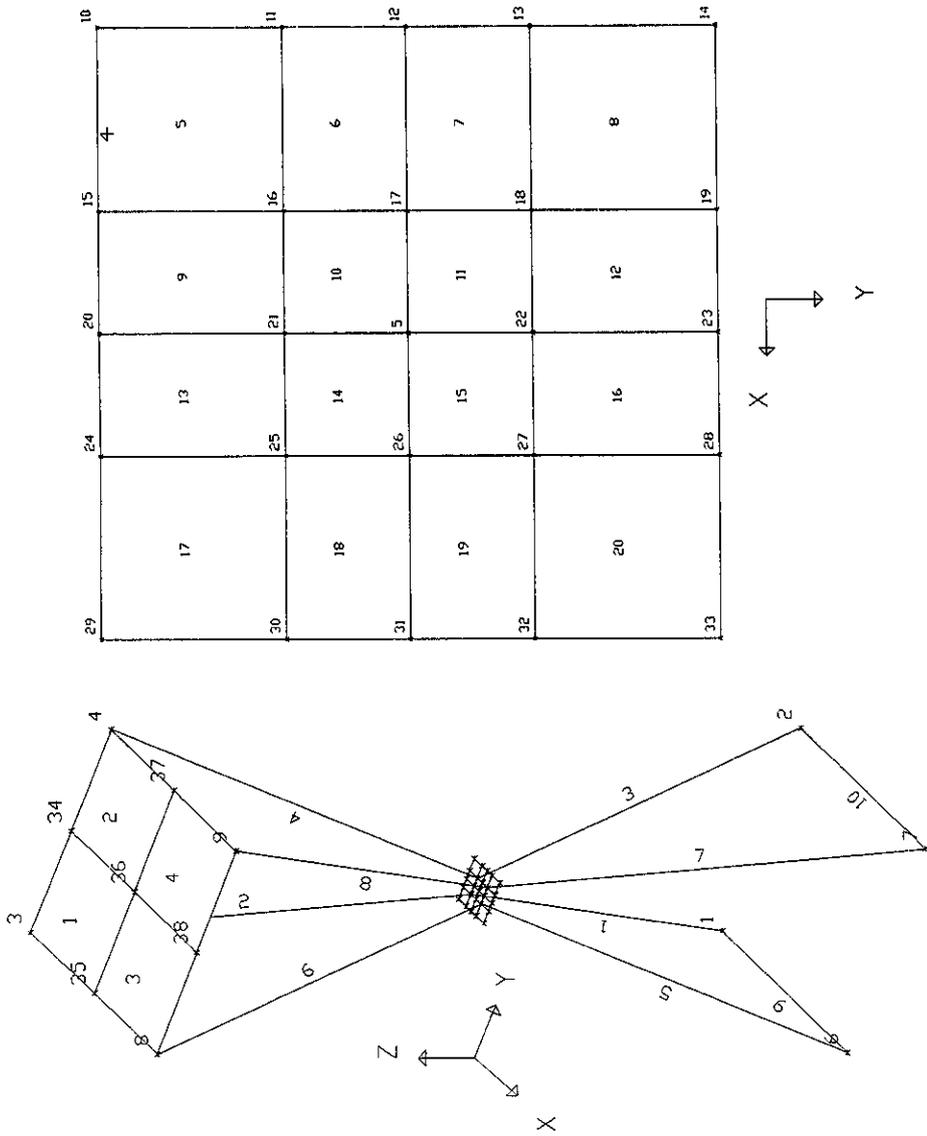


Figura 8. Modelo PINAPB2. Detalle de la placa central

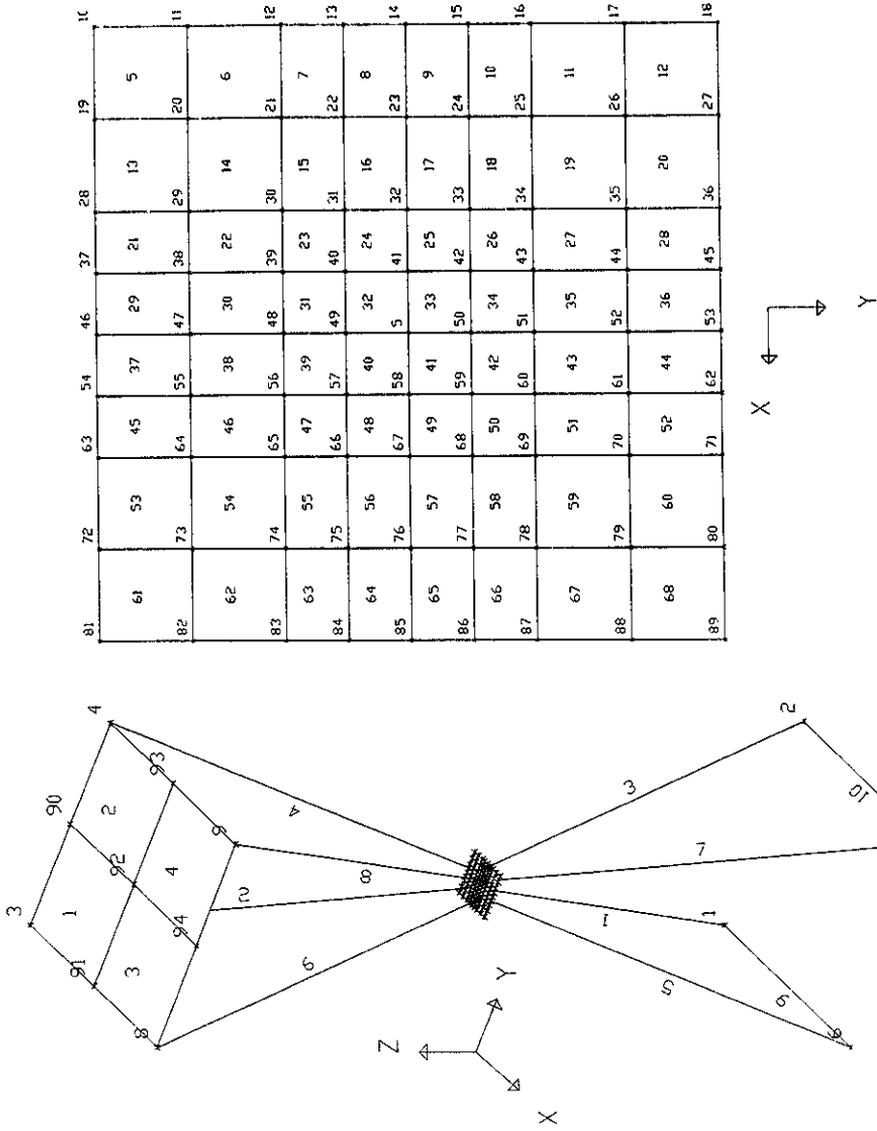
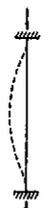
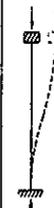


Figura 9. Modelo PINAPB (PINAPB1). Detalle de la placa central

Configuración deformada de la columna pandeada	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
						
Valor teórico de K	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0

Condiciones de apoyo en los extremos		Rotación restringida/traslación restringida
		Rotación libre/traslación restringida
		Rotación restringida/traslación libre
		Rotación libre/traslación libre

Figura 10. Valores teóricos de K para columnas

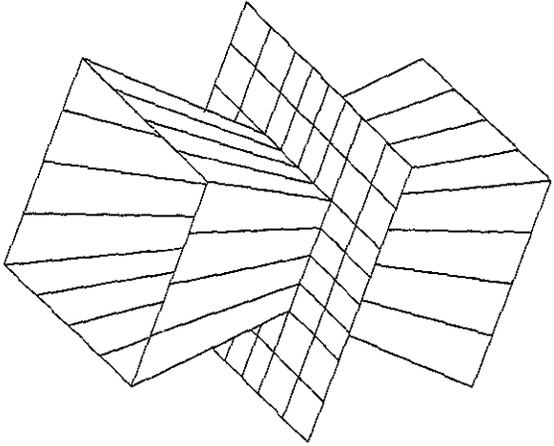
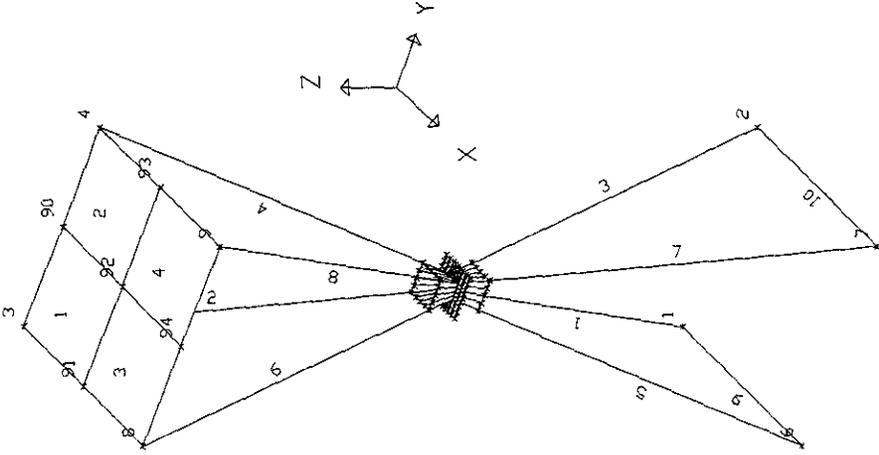


Figura 11. Modelo PINAPBS2. Detalle de las cubetas