



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**

PROGRAMA DE ESPECIALIZACIÓN EN PUENTES

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN

**ANÁLISIS DE LA INESTABILIDAD POR VOLTEO EN  
PUENTES CURVOS: CASO PARTICULAR FALLA DEL  
PUENTE MURILLO VIDAL, VERACRUZ.**

**T E S I N A**

QUE PARA OPTAR POR LA

**ESPECIALIZACIÓN EN PUENTES**

PRESENTA EL ALUMNO

**ITSIEL MENESES FLORES**

TUTOR PRINCIPAL

**ESPECIALISTA EN PUENTES. ALFREDO P. MORALES NEZAHUALCÓYOTL, FES ARAGÓN.**

COTUTOR:

**M. EN C. JOSÉ ANTONIO SALAZAR GARRIDO, FES ARAGÓN.**

Ciudad Nezahualcóyotl, Estado de México, noviembre del 2018.



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**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.

## **AGRADECIMIENTOS**

**A mis padres:**

**Marivel Flores Fernández y Usiel Meneses Chávez.**

**A mi hermana y hermano:**

**Anel.**

**Hansel.**

**A mi tutor y cotutor:**

**Ing. Alfredo P. Morales Nezahualcóyotl.**

**M. en C. José Antonio Salazar Garrido.**

**A los miembros del sínodo:**

**Esp. Puentes Ignacio Enrique Hernández Quinto.**

**Dr. Mario Alberto Canales Alvarado.**

**Ing. José Gerardo Teodoro Mejía Meléndez.**

# Índice.

<b>INTRODUCCIÓN</b>	<b>1</b>
<b>1. ANTECEDENTES Y NORMATIVA PARA PROYECTO DE PUENTES DE ACERO CURVOS.</b>	<b>4</b>
1.1. Resumen de la guía de Especificaciones AASHTO para Puentes de Carretera de Trabes Horizontales Curvas de Acero (2003)	6
<b>2. MÉTODOS PARA EL CÁLCULO DE INESTABILIDAD POR VOLTEO EN PUENTES CURVOS.</b>	<b>9</b>
2.1. Método analítico por carga muerta para el efecto de volteo, claro simplemente apoyado.	9
2.2. Método analítico por carga viva para el efecto de volteo, claro simplemente apoyado.	10
<b>3. ANÁLISIS DEL COLAPSO DEL PSV FIDELIDAD O MURILLO VIDAL.</b>	<b>13</b>
3.1. Ubicación de la estructura (caso de estudio).	15
3.2. Descripción de la estructura (proyecto año 2008).	16
3.3. Informe preliminar de causas y daños ocurridos el 20 de agosto del 2009.	19
<b>4. ESTUDIO DE LA VIALIDAD, PROYECTO GEOMÉTRICO ACTUAL.</b>	<b>24</b>
4.1. Identificación del tipo de vialidad en donde está ubicado el PSV Fidelidad de acuerdo con el Manual de Diseño Geométrico de Vialidades.	26
4.2. Identificación de la velocidad de proyecto.	28
4.3. Identificación del tipo de vehículo de proyecto, de acuerdo con el tipo de vialidad.	30
<b>5. ANÁLISIS DEL PUENTE FIDELIDAD, CONDICIONES DE SERVICIO ANTES DE LA FALLA.</b>	<b>35</b>
5.1. Análisis de un tramo de acceso del PSV, para identificar el vehículo de diseño.	35
5.2. Revisión estructural del tramo curvo (análisis en condiciones de servicio antes de la falla).	43
5.3. Análisis del tramo curvo (modelo en software).	47
5.4. Equilibrio y estabilidad estructural.	55
<b>6. ANÁLISIS DE LA FALLA DEL PSV FIDELIDAD O MURILLO VIDAL.</b>	<b>63</b>
6.1. Análisis de tramos de acceso.	63
6.2. Tramo curvo con carga de tracto camión (L=30m).	68
6.3. Análisis del tramo curvo (modelo en software).	70
6.4. Equilibrio y estabilidad estructural.	72
<b>7. REVISIÓN DE LA CONTINUIDAD DE LA SUPERESTRUCTURA DEL PSV, COMO PROPUESTA DE SOLUCIÓN A LA INESTABILIDAD POR VOLTEO.</b>	<b>77</b>
<b>CONCLUSIONES.</b>	<b>88</b>
<b>BIBLIOGRAFÍA.</b>	<b>91</b>

## INTRODUCCIÓN.

El objetivo de este proyecto es analizar el caso de inestabilidad por volteo de la superestructura en curva del Paso Superior Vehicular “Fidelidad” o “Murillo Vidal”, localizado en Xalapa, Veracruz, Figura 1, que es una posible falla de esta tipología de puente.



Figura 1. Imagen del colapso del PSV Fidelidad.

Casos como este problema se han presentado en otros países:

- a) En el año 2013 en la Ciudad de Surat, India, un puente de concreto preesforzado, de tramo en curva simple, simplemente apoyado, con losa de concreto reforzado y con la superestructura apoyada sobre cabezales con una sola pila, sufrió una falla por volteo, como se muestra en la Figura 2, la superestructura no presenta grietas o daños provocados por el impacto de un vehículo o por sobrecarga de algún material.



Figura 2. Colapso del Puente BK Gadhiya, en la India.

- b) En el estado de Bengala Occidental, país India: puente en curva simple, con una superestructura de acero, traveses cajón, con losa de concreto, simplemente apoyado, la subestructura presenta cabezales y pilas de concreto. La estructura colapso por el paso de un camión sobrecargado de material, la falla fue por inestabilidad al volteo (Fuente: <http://archive.indianexpress.com/news/ju-expert-team-inspects-collapsed-flyover/1083252/>).



Figura 3. Colapso del puente en el estado de Bengala Occidental, India

El presente documento se ha dividido en capítulos para una adecuada comprensión del lector, donde el primer capítulo describe brevemente la historia de los puentes en curva y los puntos más importantes de la AASTHO Horizontally Curved Steel Girder Highway Bridges (2003) [1], que junto con la norma japonesa (Japan Road Association, 1988) son las dos normativas para puentes en curva. En el segundo capítulo se da a conocer los métodos para el cálculo de inestabilidad por volteo en puentes curvos. En el tercero se aborda ya la problemática, se mencionan características que presentaba el puente antes de la falla, su configuración estructural o tipología y lo más importante se da a conocer un informe donde se describe la falla, daños y colapsos que presentó el puente después del accidente.

El capítulo cuarto aborda de manera estructurada las restricciones geométricas de las vialidades urbanas actuales, dichas restricciones plantean la necesidad de proyectar puentes con una configuración curva horizontal, los cuales dependen del radio de curvatura, la sobreelevación, el tipo de apoyo, la velocidad de vialidad y lo más importante el vehículo de diseño. Con estas características es posible darle solución a la superestructura, ya sea con tramos rectos cortos o siguiendo la planta geométrica, traveses curvos. En los capítulos quinto y sexto se aplica un método de análisis y diseño de puentes en curva, haciendo una comparativa con traveses rectos y se trata el tema más importante del documento, la inestabilidad estructural por volteo, que es el objetivo principal y problema que presento el puente en estudio, y por último en el séptimo capítulo se aborda la solución que se le dio al puente.

# **CAPÍTULO I:**

## **ANTECEDENTES Y NORMATIVA PARA PROYECTO DE PUENTES DE ACERO CURVOS.**

## 1. ANTECEDENTES Y NORMATIVA PARA PROYECTO DE PUENTES DE ACERO CURVOS.

Como se menciona en la Tesis: Propuesta metodológica para el análisis de puentes vehiculares curvos formados por traveses de acero y losa de concreto [3]. *“Durante la primera mitad del siglo XIX, en 1843 Saint-Venant publicaba los primeros registros sobre el análisis y diseño de traveses con una curvatura horizontal, con lo que lograba establecer el nacimiento de los estudios acerca del comportamiento de estas estructuras”*.



Figura 1.1. Puente en Oklahoma, construido en 1920 (<http://bridgehunter.com/photos/10/11/101137-M.jpg>)



Figura 1.2. Puente viga tipo King Post, 1920 ([https://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/4/4b/King\\_post\\_truss.jpg](https://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/4/4b/King_post_truss.jpg)).

Con la invención del automóvil en la década de 1890 y los sistemas de producción en masa, surgió la necesidad de desarrollar la planificación vial y con ello la construcción de puentes. Los puentes a principios de 1900 y a lo largo de la década de 1940 fueron bastante simples, Figuras 1.1 y 1.2, y por lo general eran de tramos cortos, rectos y alineados al obstáculo que se cruzaba, con el fin de minimizar la longitud del claro. Muchos de estos puentes se construían de estructuras de acero (traveses o armaduras), así como de estructuras de concreto o de mampostería.



Figura 1.3. Oyster Creek Bridge, Washington D.C. 1920 (Vélez Rodríguez, Walter Omar) [3].



Figura 1.4. Puente ferroviario de acero, 1924 ([https://giorgetta.ch/images/tupiza/ferrocarril/ffcc\\_entre\\_rios.jpg](https://giorgetta.ch/images/tupiza/ferrocarril/ffcc_entre_rios.jpg)).

Al incrementarse los anchos de calzada en las carreteras, los claros de los puentes tuvieron que aumentar, siendo construidos con acero estructural y concreto

prefabricado pretensado. Aunado a lo anterior, otro problema fue el derecho de vía, se hizo más escaso y costoso de adquirir, lo que dio inicio al uso de estructuras esviajadas y en curva.

Además, las poblaciones crecían y las carreteras se empezaron a congestionar más, por lo que las intersecciones entre carreteras se volvieron obsoletas, los entronques comenzaron a usarse más para eliminar dichos conflictos.



Figura 1.5. Entronques en las autopistas de los E.U.A. (<http://www.capital-beltway.com/SIIP-Jun1307-10.jpg>).



Figura 1.6. Puentes elevados en los E.U.A. (IDEM).

Hasta la década de 1960, la estructura más común en puentes de acero consistía en traveses I. Con el diseño y construcción de puentes con traveses cajón de acero, se demostró que presentan una mejor eficiencia, ya que tienen propiedades mecánicas que soportan mayores esfuerzos de torsión para puentes en curva, e incluso en puentes en tangente. Los procesos de análisis, diseño, fabricación y construcción de puentes curvos presentan una mayor complejidad respecto a los de trazo geométrico recto, por lo tanto, los costos de sus procesos son superiores.



Figura 1.7. Puente sobre vigas I curvas de acero ([http://denverurbanism.com/wp-content/uploads/2011/12/2011\\_12\\_30\\_CMLBridge05.jpg](http://denverurbanism.com/wp-content/uploads/2011/12/2011_12_30_CMLBridge05.jpg)).



Figura 1.8. Puente sobre vigas-cajón curvas de acero ([http://alwayscivil.blogspot.com/2009\\_08\\_23\\_archive.html](http://alwayscivil.blogspot.com/2009_08_23_archive.html)).

Aunque las configuraciones básicas de las superestructuras de los puentes de acero no han tenido mucho cambio a lo largo de los años, se han hecho investigaciones para obtener un mejor conocimiento de su comportamiento, lo que ha dado lugar a

resistencias mayores del material y han definido los límites de esfuerzos en las especificaciones de diseño AASHTO actuales, lo que ha mejorado el rendimiento de los puentes de acero en la actualidad.

### 1.1. Resumen de la Guía de Especificaciones AASHTO para Puentes de Carretera de Trabes Horizontales Curvas de Acero (2003). [1]

#### ALCANCES

- Las especificaciones AASTHO Horizontally Curved Steel Girder Highway Bridges se utilizan con las Especificaciones Estándar para Puentes (AASHTO) y las Especificaciones de Diseño de Puentes (AASHTO LRFD). Las especificaciones para puentes curvos se aplican al diseño y construcción de trabes I o trabes cajón curvas con claros de hasta 90 m y con radios mayores a 30 m. Toda superestructura de un puente que tenga un segmento de trabe en curva se diseñará de acuerdo con dicha normativa. El acero estructural deberá tener un esfuerzo de fluencia no mayor de  $7031 \text{ kg/cm}^2$ , (Acero Estructural Grado 50).

#### CARGAS.

- El puente será analizado y diseñado para su montaje bajo cada etapa crítica de la construcción.
- Las cargas de construcción incluirán las cargas muertas y equipo de construcción.
- Las cargas vivas vehiculares se incrementarán por los factores de impacto de las siguientes tablas.

#### Para Trabes I

Efecto de la carga	Factor de impacto	
	Vehículo	Carril
Momento flexionante, torsión y deformaciones	0.25	0.20
Reacciones, cortante, acciones transversales y diafragmas	0.30	0.25

Tabla 3.5.6.1 Impacto para trabes I

#### Para Trabes cajón de concreto y metálicas.

Efecto de la carga	Factor de impacto	
	Vehículo	Carril
Momento flexionante, torsión y deformaciones	0.35	0.30
Reacciones, cortante, acciones transversales y diafragmas	0.40	0.35

Tabla 3.5.6.2 Impacto para trabes cajón de concreto y metálicas.

## ANÁLISIS ESTRUCTURAL.

Los efectos de la curva pueden ser ignorados en la obtención del momento flexionante cuando se cumplen las siguientes condiciones:

Para Traveses I.

- Las traveses son concéntricas,
- Las líneas de los apoyos no están esviados más de 10 grados de la radial, y
- La longitud del arco dividido por el radio de la trabe es menor que 0.06 radianes, donde la longitud del arco  $L_{as}$ , se menciona más adelante.

Para Traveses Cajón.

- Las traveses son concéntricas,
- Los apoyos no están esviados, y
- La longitud del arco dividido por el radio de la trabe es inferior a 0.3 radianes.
- La altura de la trabe es menor que su ancho a media altura, en donde la longitud del arco,  $L_{as}$ , se menciona a continuación.

Para claros sencillos:

$$L_{as} = \text{longitud del arco de la trabe,}$$

Para los claros extremos de los elementos continuos:

$$L_{as} = 0.9 \text{ veces la longitud del arco de la trabe,}$$

Para los claros interiores de los elementos continuos:

$$L_{as} = 0.8 \text{ veces la longitud del arco de la trabe.}$$

## **CAPÍTULO II: MÉTODOS PARA EL CÁLCULO DE INESTABILIDAD POR VOLTEO EN PUENTES CURVOS.**

## 2. MÉTODOS PARA EL CÁLCULO DE INESTABILIDAD POR VOLTEO EN PUENTES CURVOS.

### 2.1. Método analítico por carga muerta para el efecto de volteo, claro simplemente apoyado. [10]

Como se menciona anteriormente, el análisis de sistemas curvos es muy complejo, y generalmente requiere un software de diseño. Sin embargo, estos programas requieren las dimensiones y el material de las traveses para obtener una evaluación preliminar.

Existen dos formas para obtener el momento por volteo por carga muerta, considerando que la estructura del puente como se muestra en las Figuras 2.8 y 2.9 está sujeta a una carga muerta  $W$  (peso propio del puente).

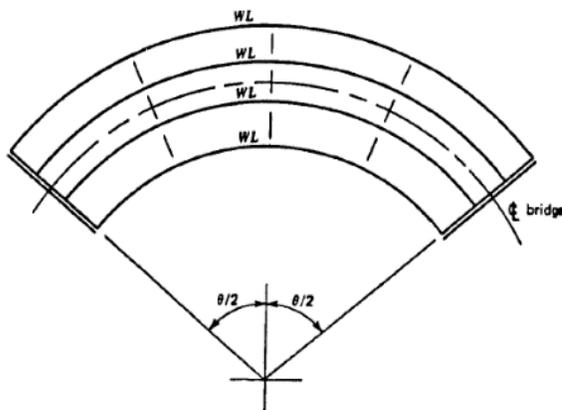


Figura 2.8. Sistema de cargas muertas sobre vigas curvas (Xanthakos, Petros, Theory and Desing of Bridges, pág. 565).

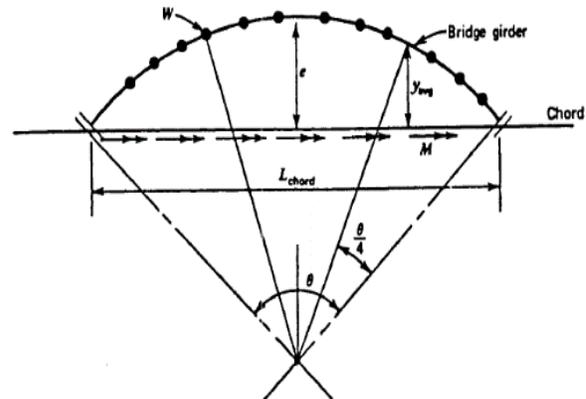


Figura 2.9. Viga curva aislada con su serie de cuerdas (Xanthakos, Petros, Theory and Desing of Bridges, pág. 566).

El primero utiliza la excentricidad que hay entre la cuerda y la trabe, ver figura 2.9, multiplicada por el peso uniformemente repartido, la longitud de la trabe y por el número de traveses, este análisis considera toda la superestructura como un sistema rígido, y el momento de volteo resultante, se calcula con la siguiente ecuación:

$$M_G = \frac{3}{4}eWL$$

Para un número de  $N$  traveses, el efecto del momento de volteo total, es:

$$M_T = N \frac{3}{4}eWL$$

La segunda forma es utilizar las reacciones que arroja el software, como se muestra en la sección transversal de la Figura 2.10, podemos calcular el efecto del volteo total  $M_T$ , de todo el sistema. Si consideramos que el sistema gira rigidamente alrededor de la línea central del puente, las reacciones que resultan de  $M_T$  son:

$$M_T = \frac{3S}{2} G_1 + \frac{S}{2} G_2 + \frac{S}{2} G_3 + \frac{3S}{2} G_4 + \dots + XG_N$$

Que es la ecuación general para el cálculo del momento por volteo utilizando las reacciones en las traveses.

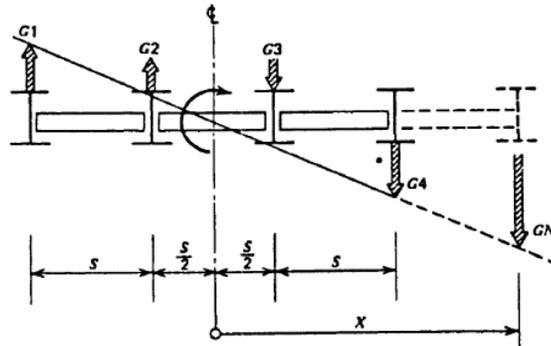


Figura 2.10. Sección transversal de un puente, muestra los efectos de volteo (Xanthakos, Petros, Theory and Design of Bridges, pág. 566).

Se pueden utilizar cualquiera de los dos métodos mencionados anteriormente, el sentido de dicho momento será en el sentido de las manecillas del reloj, el cual no permite que la estructura sufra la falla por volteo, pero cualquier carga externa podría provocarlo.

## 2.2. Método analítico por carga viva para el efecto de volteo, claro simplemente apoyado. [10]

Para explicar el procedimiento de análisis por efecto de la carga viva, se considerará un camión con peso  $W$ . Se supone que la aplicación de carga viva presenta dos efectos:

- Momentos de torsión sobre la cuerda de la trabe curva, que es denominada como carga local.
- Momentos de torsión alrededor de la línea central de todo el puente causados por la carga del camión, designado como carga del sistema.

Para simplificar la carga local, suponemos que la carga del camión se desarrolló a lo largo de la trabe curva como se muestra en la Figura 2.11. Como en los efectos de la carga muerta, el momento presentado, se calcula como:

$$M = yP$$

Donde  $y$ , es el brazo del momento para las cargas de eje del camión.

Para varios camiones en el puente como se muestra en las Figuras 2.12 y 2.13 y suponiendo que cada uno se concentra en una trabe, el momento total resulta:

$$M_T = (0.95e)WN_T$$

donde  $N_T$  es la cantidad de camiones y  $W$  es el peso del camión.

Para comprender el sistema de carga, se muestra la posición en planta y en sección transversal en la Figura 2.12 y 2.13.

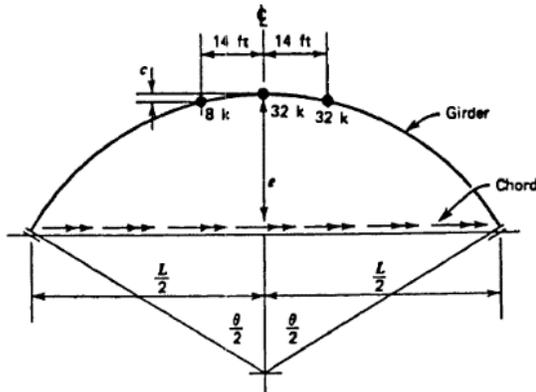


Figura 2.11. Planta geométrica de una viga aislada y posición de la carga del camión (Xanthakos, Petros, Theory and Desing of Bridges, pág. 572).

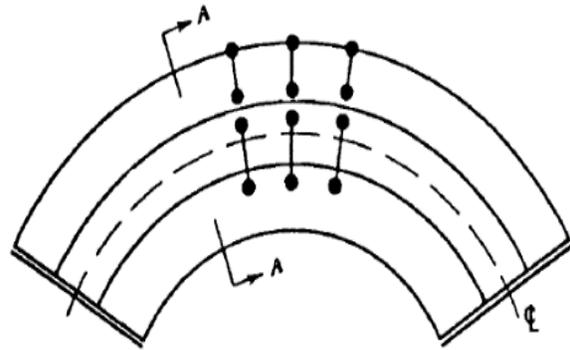


Figura 2.12. Efecto del sistema, en planta y posición del vehículo de carga (Xanthakos, Petros, Theory and Desing of Bridges, pág. 573).

De la sección transversal y con un número de vehículos, se puede deducir, lo siguiente:

$$M_T = \bar{X} N_T W$$

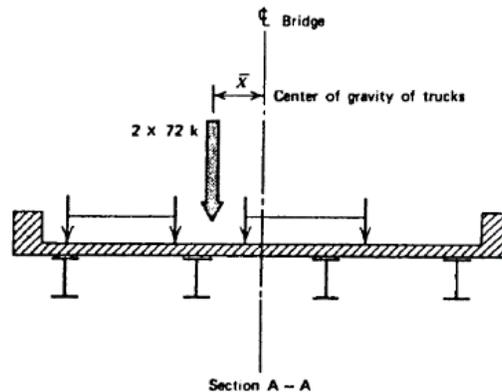


Figura 2.13. Sección transversal y posición de la carga del vehículo (Xanthakos, Petros, Theory and Desing of Bridges, pág. 573).

Donde  $\bar{X}$  es la distancia del centro de gravedad del camión al eje del puente.

Los efectos combinados son obtenidos por la siguiente ecuación:

$$M_T = W N_T (0.95e + \bar{X})$$

Que es la fórmula para obtener el momento por volteo, por carga viva.

## **CAPÍTULO III: ANÁLISIS DEL COLAPSO DEL PSV FIDELIDAD O MURILLO VIDAL.**

### 3. ANÁLISIS DEL COLAPSO DEL PSV FIDELIDAD O MURILLO VIDAL.

En este capítulo se analiza la falla del PSV Fidelidad (Murillo Vidal), que se ubica en Xalapa Veracruz. La estructura tenía 17 meses en servicio, el percance ocurrió el 20 agosto del 2009, la falla se provocó cuando un tractocamión con dos tolvas cargadas de grava intentó cruzar por el paso que entronca con la carretera Veracruz-Xalapa, y que une las Avenidas Lázaro Cárdenas y Murillo Vidal.

Tanto la superestructura, como el tractocamión cayeron sobre la carretera Xalapa-Veracruz. A continuación, se muestran algunas fotografías del colapso de la superestructura del Puente Fidelidad:



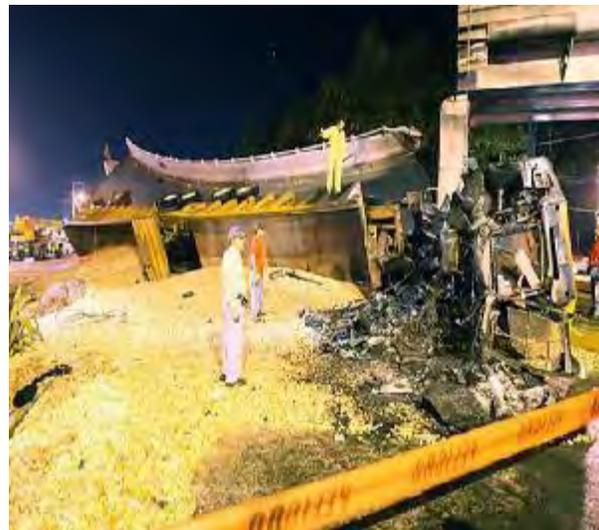
Fotografía 1. Vista aérea del PSV colapsado.



Fotografía 2. Colapso del tractocamión y las tolvas.



Fotografía 3. Vista desde arriba del PSV.



Fotografía 4. Carga del tractocamión y las tolvas.



Fotografía 5. Vista del tramo colapsado.



Fotografía 6. Vista frontal del tramo colapsado.



Fotografía 7. Superestructura del tramo colapsado.



Fotografía 8. Señalamiento que supuestamente estaba en el acceso del puente (información dudosa).

Estas imágenes fueron tomadas de diarios de circulación local, nacional y blogs de noticias, se han seleccionado aquellas que nos permiten apreciar la situación de la estructura, momento después del colapso.

Para el análisis, diseño y revisión de la falla del PSV es importante tener en cuenta que es necesario realizar varios estudios básicos, que son de suma importancia, como son:

- Estudio Topográfico.
- Proyecto de Vialidad.
- Estudio Geotécnico.
- Estudio Estructural.

A continuación, se presenta el procedimiento empleado para el análisis del PSV Fidelidad.

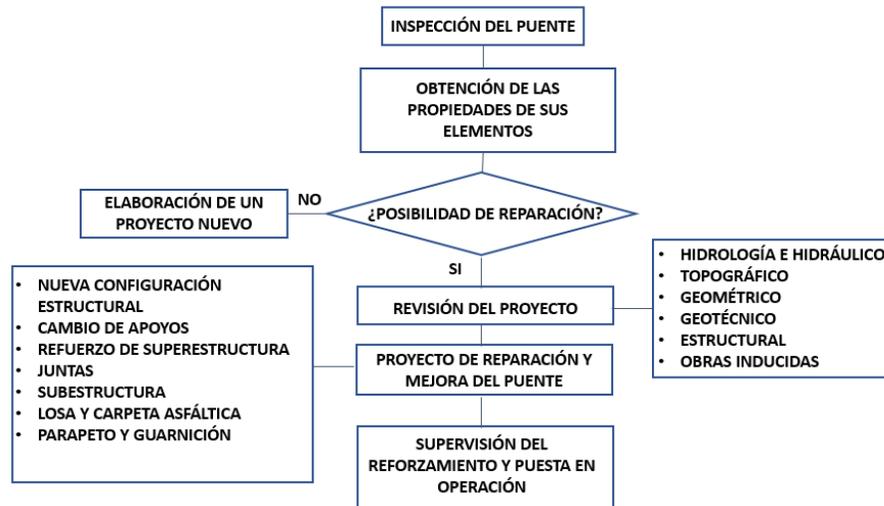


Figura 3.1. Procedimiento para el análisis del PSV Fidelidad.

Para un análisis apegado a la realidad deberán ser respetados los siguientes factores:

- La configuración estructural (simplemente apoyado o continuo simplemente apoyado).
- Las distintas etapas constructivas que se proponen en este documento.
- El tipo de apoyo, que presenta la superestructura.

### 3.1. Ubicación de la estructura (caso de estudio).

El puente Murillo Vidal, se terminó de construir en el año 2008, está ubicado al sur de la ciudad de Xalapa, Veracruz, la cual es una ciudad ubicada al centro del estado, es el segundo municipio más poblado del Estado de Veracruz. La ciudad está situada sobre las cordilleras orientales del volcán Cofre de Perote, por lo que su suelo es irregular. El clima es húmedo y variado, con una temperatura máxima de 34 °C. El estado se localiza en la placa tectónica de Norteamérica, es un estado con sismicidad importante que se caracteriza por sismos intraplaca.

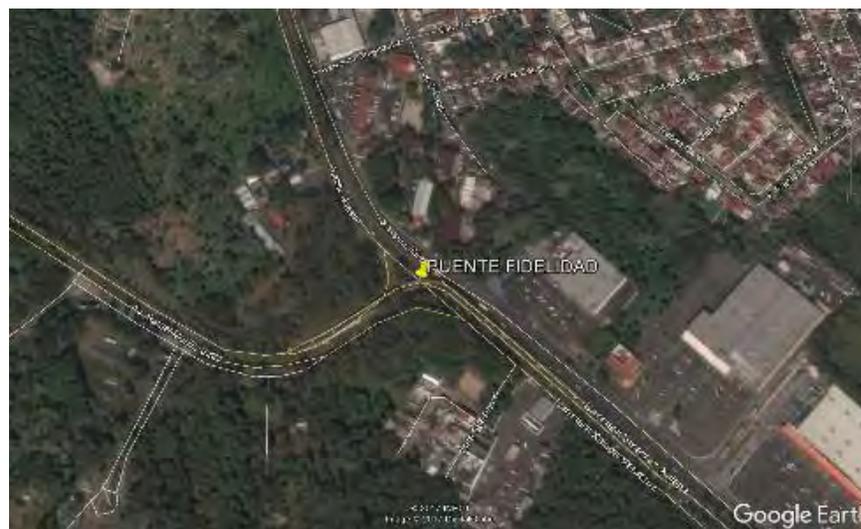


Figura 3.2. Ubicación del PSV Fidelidad.

El puente sirve para que aproximadamente 20 mil vehículos que diariamente ingresan a esta capital, por la Carretera Xalapa-Veracruz, puedan incorporarse a la Avenida Murillo Vidal hacia el centro de la ciudad. Para la construcción del puente se aprovecharon los espacios de camellones existentes entre las dos vialidades.

### 3.2. Descripción de la estructura (proyecto año 2008).

El PSV antes de su colapso contaba con la siguiente configuración, Figura 3.3:

- Acceso de tierra mecánicamente armada, sobre la carretera Xalapa-Veracruz, con dirección a Xalapa.
- Dos tramos rectos de 25 m., simplemente apoyados.
- Un tramo en curva de 30 m., simplemente apoyado (tramo que colapsó), Figura 3.4.
- Un tramo en curva de 20 m., simplemente apoyado.
- Dos tramos rectos de 25 m., simplemente apoyados.
- Salida de tierra mecánicamente armada, sobre la avenida Murillo Vidal, en dirección a Xalapa.

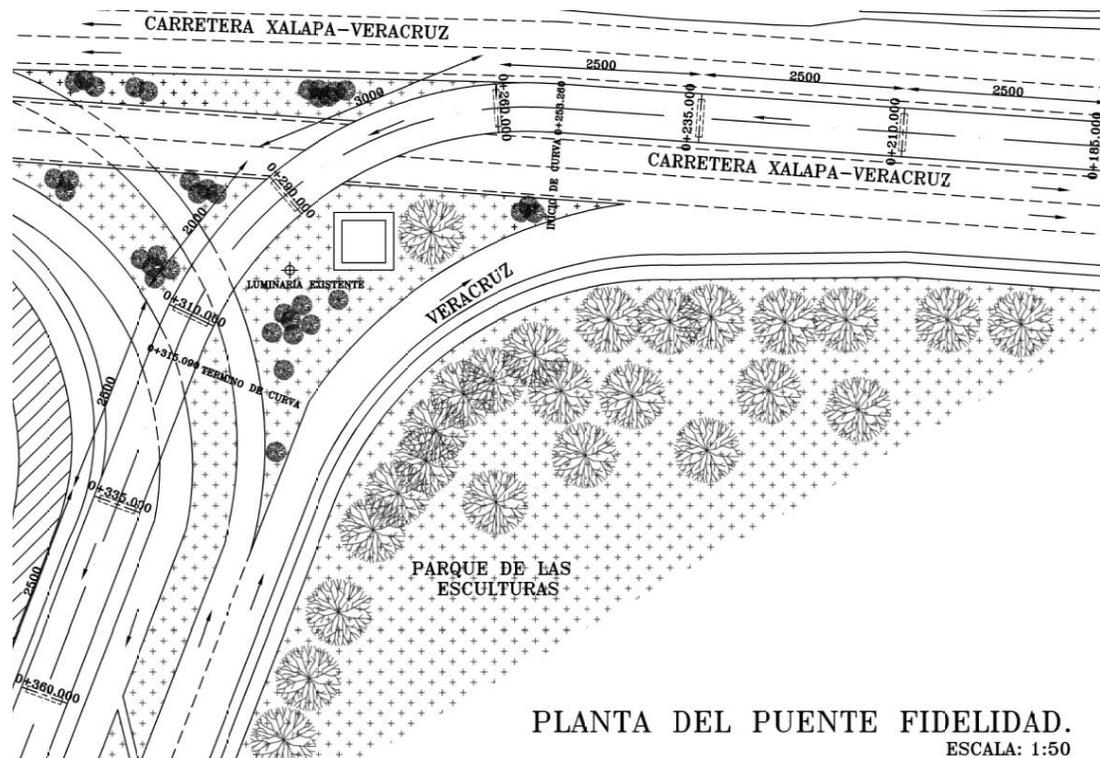


Figura 3.3. Planta del PSV Fidelidad (Murillo Vidal).



- Cuenta con diafragmas compuestos por dos placas, ubicados entre traveses de acero estructural de 19 mm de espesor.
- Atiesadores compuestos por dos placas, a los costados de las traveses externas, de 19 mm de espesor.
- Cuenta con carpeta asfáltica.

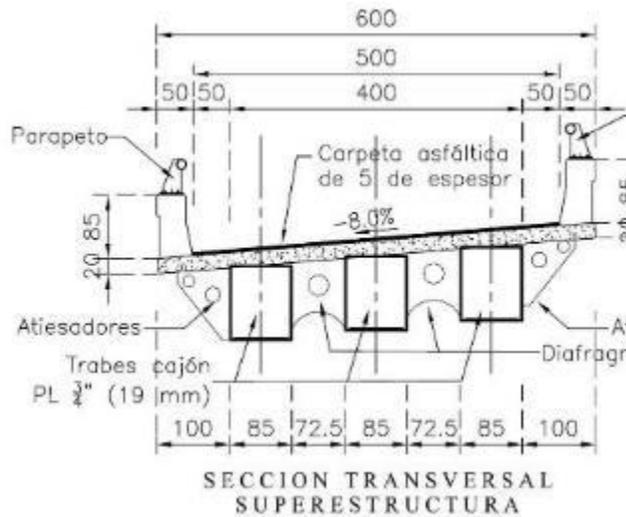


Figura 3.5. Sección transversal del puente en curva.

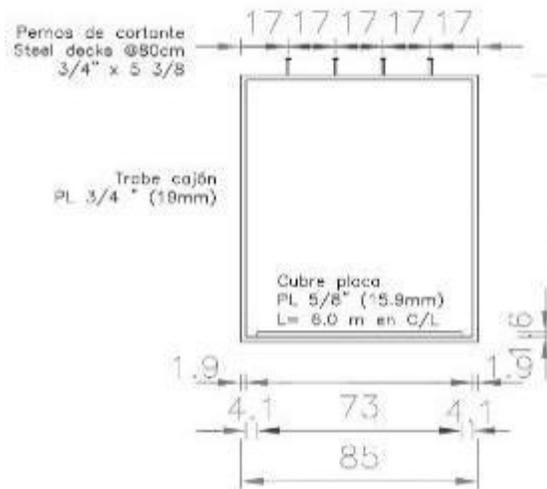


Figura 3.6. Sección de la trabe en curva.

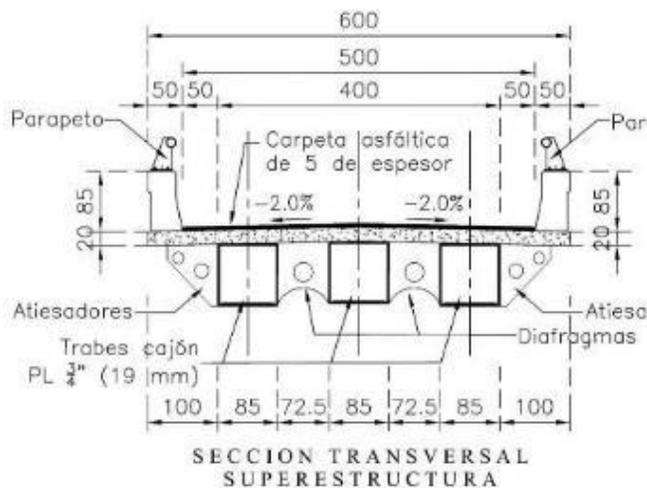


Figura 3.7. Sección trasversal del puente en tramos rectos.

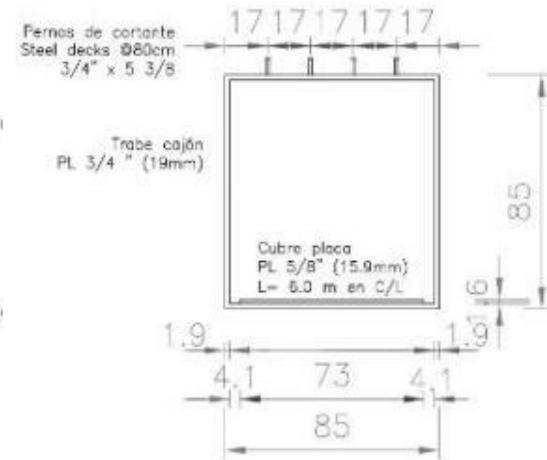


Figura 3.8. Sección de la trabe en el tramo recto.

Los siguientes materiales se consideran para el estudio de la superestructura del PSV Fidelidad en Xalapa, Veracruz:

- Acero Estructural: (ASTM A572 Grado 50), ( $F_y = 3515 \text{ kg/cm}^2$ ), ( $F_u = 4570 \text{ kg/cm}^2$ ), con un peso de  $7850 \text{ kg/cm}^3$ , para las placas de la trabe cajón.
- Acero: (ASTM A36), ( $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$ ), ( $F_u = 4080 \text{ kg/cm}^2$ ), para conectores, diafragmas y placas secundarias.
- Concreto:  $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ , con un peso de  $2400 \text{ kg/cm}^3$ , para la losa.
- Concreto asfáltico: con un peso de  $2200 \text{ kg/cm}^3$ , para la carpeta asfáltica.

- Neopreno con dureza Shore Grado 60.

La subestructura de los tramos del PSV Fidelidad en Xalapa, Veracruz, están compuestas por, como se muestra en la Figura 3.9:

- Concreto reforzado:  $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$  (dato no exacto), peso de  $2400 \text{ kg/cm}^3$ .
- Acero de refuerzo  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ .

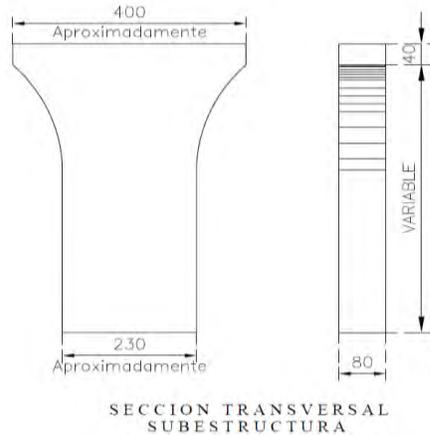


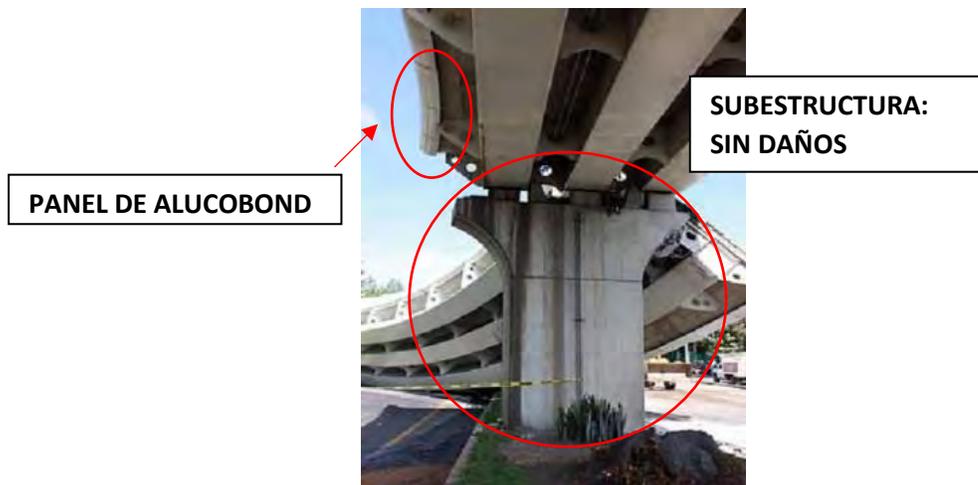
Figura 3.9. Sección de la subestructura.

La subestructura es de altura variable, de concreto reforzado, tiene una forma creciente de la parte inferior a la parte superior, los datos mostrados son aproximados, solo se conoce el ancho que es de 0.80 m., y el espesor de la ménsula que es de 0.40 m.

### 3.3. Informe preliminar de causas y daños ocurridos el 20 de agosto del 2009.

#### Análisis de los daños en la superestructura y subestructura del PSV Fidelidad.

Tomando en cuenta las fotografías y haciendo un análisis de los daños del PSV, se llega al dictamen siguiente:



Fotografía 9. Vista de daños del PSV.



Fotografía 10. Tipos de apoyo y daños en las trabes.



Fotografía 11. Daños en la subestructura.

### Conclusiones y consideraciones preliminares para el análisis.

- La subestructura del PSV no sufrió daños considerables, se muestra una pequeña avería que no afecta su capacidad de servicio, Fotografía 11, no se aprecian fisuras, grietas o desplome que sea producto de la carga vehicular que provoco el colapso.
- Los apoyos del puente eran tipo neopreno (apoyos simples).

- La carpeta asfáltica no presenta grietas en la parte central del puente, productos de las deformaciones por carga viva.
- Las traveses cajón no presentan deformaciones longitudinales, ni transversales, esto no significa que las capacidades de carga de las traveses soporten el vehículo que se presentó al momento de la falla.
- El parapeto del lado interior de la curva del PSV sufrió daños considerables, pero que no afectan a la resistencia de la superestructura.
- Los diafragmas no sufrieron algún daño, ni los atiesadores laterales, solo el panel composite ALUCOBOND, se destruyó en algunas partes del lado exterior de la curva del PSV.

El objetivo es averiguar cuál fue el motivo del colapso de la superestructura del tramo en curva 0+260.000 al 0+290.000 del PSV Fidelidad o Murillo Vidal, para ello se analizarán, los siguientes puntos:

- Proyecto de vialidad:
  - Clasificación de las vialidades que se conectan por el PSV Fidelidad.
  - Radios de curvatura mínimos para la unión de las dos vialidades, curva del PSV Fidelidad.
  - Velocidad de proyecto ideal.
  - Ancho mínimo de la calzada.
  - Sobrelevación mínima.
  - Vehículo de proyecto, para el tipo de vialidad.
- Características de la superestructura:
  - Geometría.
  - Propiedades mecánicas mínimas.
  - Obtención del vehículo de diseño.
  - Vehículo que se presentó al momento de la falla.
  - Factor de impacto.
  - Factor de concentración.
  - Elementos mecánicos.
  - Revisión de los esfuerzos permisibles (momento y cortante), en traveses y losa.
  - Flechas mínimas.
- Inestabilidad del tramo en curva.
  - Tipos de apoyo.
  - Vehículo que se presentó al momento de la falla.
  - Reacciones máximas en cada apoyo del tramo en curva.
- La solución que se aplicó para dicho problema (volteo).
  - Esfuerzos a los que está sometido las secciones en la actualidad.
  - Estabilidad.

Tomando en cuenta los puntos anteriores, se revisará lo siguiente:

- Las flechas máximas en los accesos del PSV que originan diferentes tipos de vehículos con el fin de encontrar el vehículo de diseño.
- Un análisis de los accesos del PSV para saber si el tipo de traveses soportan las cargas vehiculares, tanto para el vehículo de diseño, como para el vehículo que se presentó al momento de la falla.
- Un posible proceso constructivo, para la tipología de puentes en curva.
- Las traveses curvas como traveses rectas con la misma longitud del claro, para tener una idea de los elementos mecánicos y esfuerzos al que está sometido el PSV.
- Las traveses en curva para conocer sus elementos mecánicos y esfuerzos actuantes.
- Un análisis de los tipos de apoyo.
- Las deformaciones del PSV, en este caso se hará por etapas constructivas (proceso propuesto).
- La estabilidad del PSV, se obtendrán las reacciones provocadas por carga muerta y carga viva.
- Un análisis comparativo del PSV de su comportamiento estructural, tanto simplemente apoyado, como continuo (solución que presenta en la actualidad).

Todo eso basándose en Normativa AASHTO para Puentes Curvos [1], AASHTO Standard Specifications 17th Edition [2], Normatividad Mexicana sobre el Peso y Dimensiones Máximas [7][9], Manual Normativo del Transporte Urbano para las Ciudades Mexicanas [5], Normas para el Proyecto Geométrico (SCT) [6], Especificaciones ANSI/AISC para construcción de acero, catálogos de los diferentes tipos de apoyos, fichas técnicas del peso total de un tractocamión con dos tolvas de carga.

## **CAPÍTULO IV: ESTUDIO DE LA VIALIDAD, PROYECTO GEOMÉTRICO ACTUAL.**

## 4. ESTUDIO DE LA VIALIDAD, PROYECTO GEOMÉTRICO ACTUAL.

A continuación, se realiza una revisión del proyecto geométrico. La curvatura que presenta el tramo en estudio es una curva simple, muestra los siguientes elementos:

- Radio de curvatura: 46 m., al centro de la calzada.
- Longitud de los tramos curvos: un claro de 20 m., y el de estudio de 30 m.
- Sobreelevación: de 8 a 10 %, en el tramo de estudio.
- Ancho de calzada: 4 m.
- Ancho de los acotamientos: 0.50 m., por lado.
- Angulo central de la curva circular: 74.04°.
- Cuerda larga: 55.34 m.
- Punto donde comienza la curva simple: 0 + 253.260.
- Punto donde termina la curva simple: 0 + 315.090.

El PSV sirve como conexión entre la Carretera Xalapa-Veracruz y la Avenida Murillo Vidal.

La carretera Xalapa-Veracruz presenta las siguientes características:

- 3 carriles para el sentido Veracruz-Xalapa.
- 2 carriles para el sentido Xalapa-Veracruz.
- Ancho del carril: 3.50 m., aproximadamente.
- Faja separadora central.

La Avenida Murillo Vidal cuenta con las siguientes características:

- 2 carriles por sentido.
- Ancho del carril: 3.50 m., aproximadamente.
- Cuenta con una faja separadora central.

Con los elementos descritos anteriormente y basándonos en las Normas de Servicios Técnicos de la SCT (Proyecto Geométrico de Carreteras), se definirá la velocidad de proyecto, para ello se tiene que clasificar primero la vialidad:

TIPOS DE CARRETERAS		ANCHOS DE				
		CORONA (m)	CALZADA (m)	ACOTAMIENTOS (m)		FAJA SEPARADORA CENTRAL (m)
E		4.00	4.00	---		---
D		6.00	6.00	---		---
C		7.00	6.00	0.50		---
B		9.00	7.00	1.00		---
A	A2	12.00	7.00	2.50		---
				Ext.	Int.	---
	A4	22.00	2 x 7.00	3.00	0.50	1.00 mínimo
	A4S	2 x 11.00	2 x 7.00	3.00	1.00	8.00 mínimo

Tabla 1. Tabla 0004-4 Anchos de corona, de calzada, de acotamiento y de la faja separadora central.

Tomando como referencia las características de la carretera, considerada como la vía principal y utilizando la tabla de las Normas de Servicios Técnicos de SCT, se obtiene una **clasificación tipo A2**, ya que el ancho de calzada sobrepasa los 7 m., por sentido.

Para obtener la velocidad de proyecto a la que fue diseñada la curva del PSV Fidelidad, nos apoyamos de la tabla 004-1 Grado máximo de curvatura, de las Normas de Servicios Técnicos (Proyecto Geométrico, SCT). Para eso se calculó el grado de curvatura que presenta el tramo curvo en estudio con la siguiente fórmula:

$$G_c = \frac{1145.92}{R_c}$$

Obteniendo:

$$G_c = \frac{1145.92}{46} = 24.911^\circ$$

VELOCIDAD DE PROYECTO (km/h)	COEFICIENTE DE FRICCIÓN LATERAL	SOBREELEVACIÓN MÁXIMA (m/m)	GRADO MÁXIMO DE CURVATURA CALCULADO (grados)	GRADO MÁXIMO DE CURVATURA PARA PROYECTO (grados)
30	0.28	0.1	61.6444	60
<b>40</b>	<b>0.23</b>	<b>0.1</b>	<b>30.1125</b>	<b>30</b>
50	0.19	0.1	16.936	17
60	0.165	0.1	10.7472	11
70	0.15	0.1	7.4489	7.5
80	0.14	0.1	5.475	5.5
90	0.135	0.1	4.2358	4.25
100	0.13	0.1	3.358	3.25
110	0.125	0.1	2.7149	2.75

Tabla 2. Grado máximo de curvatura.

Por lo tanto, la velocidad de proyecto a la que fue diseñada la curvatura del PSV Fidelidad, es de:

$$V_{proyecto} = 40 \frac{km}{h}$$

Con estos datos calculados y empleando:

- Manual de Proyecto Geométrico de Carreteras, Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas.
- Norma de Servicios Técnicos (Proyecto Geométrico, Carreteras, SCT).
- Manual de Diseño Geométrico de Vialidades (Tomo IV, SEDESOL).

Se revisarán las características de la vialidad para saber si son las idóneas para unir una carretera con una avenida.

#### 4.1. Identificación del tipo de vialidad en donde está ubicado el PSV Fidelidad de acuerdo con el Manual de Diseño Geométrico de Vialidades.

“Las vías urbanas dan servicio con dos propósitos; la función de circulación y la función de acceso local. La función de circulación busca permitir el flujo eficiente del tránsito de paso por las vialidades, mientras que la función de acceso trabaja respecto a la entrada y salida de vehículos en las propiedades colindantes a ella” [8].

“En México existen varias clasificaciones para las vialidades, la más utilizada a nivel urbano considera una combinación de parámetros cuantificables objetivamente, como su ancho de sección, su número de carriles, la presencia o no de faja separadora central, los volúmenes vehiculares que soportan y su función dentro de la estructura vial” [8].

De acuerdo con lo anterior, se clasifica a las vías en:

- a. Primarias.
- b. Secundarias.
- c. Locales.
- d. Accesos a colonias.

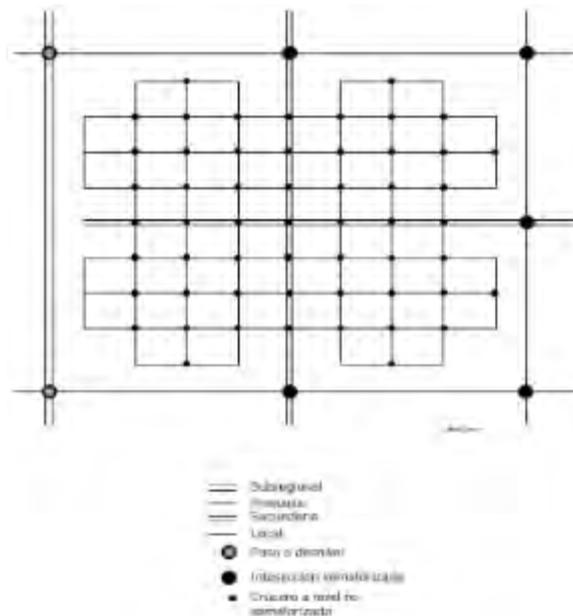


Figura 4.1. Jerarquía funcional – Subregional a Local.

Los diagramas en la Figura 4.1, indican la relación entre los niveles principales de jerarquización, y dan a conocer la relación o enlace que tienen cada una de las ellas, se clasifican de acuerdo a su función los cuales se encuentran definidos como sigue:

- “Al final de la jerarquización están las calles locales, las cuales tienen el objetivo de dar acceso a propiedades adyacentes y en las cuales las necesidades de tránsito de paso tienen poca o ninguna prioridad” [8].
- “En el siguiente nivel están las vías secundarias o colectores, las cuales combinan las dos funciones de enlazar las calles locales al sistema arterial y proveen el acceso local a propiedades adyacentes” [8].
- “En el siguiente nivel están las arterias primarias. La función de las arterias primarias es proveer de viajes a velocidades más altas para el tránsito de paso.” [8].
- “En el próximo nivel están las vías subregionales, las cuales proveen enlaces entre el sistema primario y los principales generadores de viajes por un lado y, el sistema regional por el otro. Las intersecciones pueden estar al nivel o al desnivel” [8].
- “En el nivel más alto están las vías regionales, las cuales normalmente son el enlace entre una autopista de la ciudad con el sistema nacional de carreteras” [8].

La vía en la que está el PSV Fidelidad se considera una **vía de arterias primarias**, por lo descrito anteriormente, se le dio esta jerarquización funcional ya que une la carretera Veracruz-Xalapa con las avenidas Lázaro Cárdenas y Murillo Vidal, dicha avenida es de acceso a la zona comercial de la ciudad de Xalapa, como se muestra en la Figura 4.2.

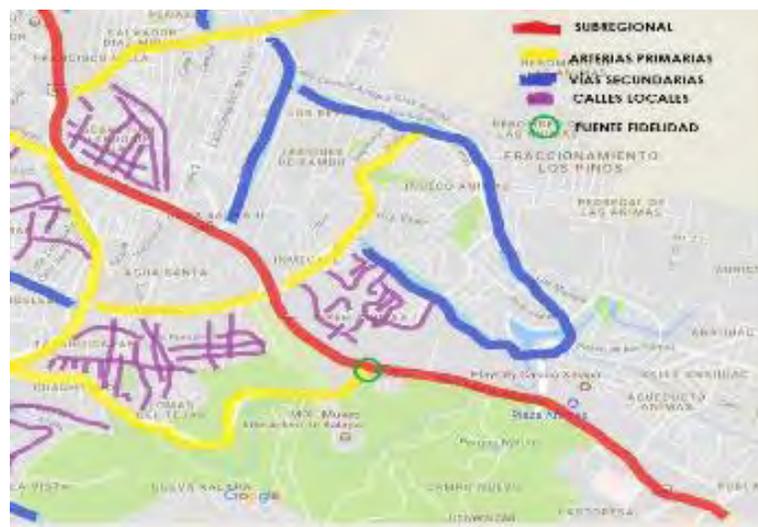


Figura 4.2. Clasificación del tipo de vialidad donde se encuentra el puente.

Ya obtenida esta clasificación se prosiguió a verificar si la velocidad de proyecto a la que fue diseñada cumplía con las especificaciones de la normativa.

## 4.2. Identificación de la velocidad de proyecto.

“La velocidad de proyecto es la velocidad máxima segura que se puede mantener en una sección específica de una vía, cuando la configuración del proyecto geométrico de la vía rija” [8].

Obtenida la velocidad, todos sus elementos deben estar relacionados a esa velocidad de proyecto para hacerlo equilibrado y seguro [8].

En la tabla 3, obtenida de Manual de Diseño Geométrico de Vialidades, “se registra los rangos de velocidades de proyecto para vías urbanas, de acuerdo con la función de la vía y la topografía” [8].

CLASE	TOPOGRAFÍA		
	PLANO	LOMERIO	MONTAÑA
Regional	110	90	80
Subregional	90	80	70
Primaria (Centro)	50-65	50-65	50-65
<b>Primaria (Periferia)</b>	<b>65-80</b>	<b>60-75</b>	<b>55-70</b>
Secundaria	30-65	30-60	30-55
Local	30-50	30-50	30-50

Tabla 3. Velocidad de proyecto por nivel funcional de vialidad (km/h).

Apoyándonos en la tabla 3 y de acuerdo con la clase del tipo de vía (clasificada anteriormente) podemos determinar la velocidad ideal, se concluye que para una vía primaria en la periferia y con una topografía en lomerío, **la velocidad recomendada es de 60 a 75 km/hr.**

Hay que tener en cuenta que el PSV cuenta con características que lo hacen pertenecer a un tipo de carretera tipo D, por las características geométricas que presenta, pero no es razón para que la curva sea proyectada para una velocidad muy baja.

Para la primera revisión del Proyecto de Vialidad, se encontró, que la velocidad a la que fue diseñada la curva del PSV no cumple con la velocidad del tipo de la clase de vía a la que pertenece el paso a desnivel, algunas posibles consecuencias son:

- Generación de tráfico al acceso del puente, ya que las vialidades que una cuentan con velocidades mayores de 70 km/hr.
- Accidentes en la curva, por el radio de giro muy pequeño.
- Desaceleración muy rápida antes de llegar a la curva del puente.

En la siguiente tabla, obtenida de Norma de Servicios Técnicos (Proyecto Geométrico, Carreteras, SCT), se muestra las velocidades y elementos que debe tener una carretera o vialidad tipo D, para un buen funcionamiento y seguridad, cabe resaltar que, para un tipo de vialidad tipo D, pudo ser diseñada para una velocidad de hasta 70 km/hr:

VELOCIDAD		30			40			50			60			70		
Gc	Rc	Δc	Sc	Le	Δc	Sc	Le	Δc	Sc	Le	Δc	Sc	Le	Δc	Sc	Le
0 30	2291.84	20	3	10	20	3	13	20	3	16	30	3	19	30	3	22
1 00	1145.92	20	3	10	20	3	13	30	3	16	30	3	19	30	3	22
1 30	763.94	20	3	10	30	3	13	30	3	16	30	3	19	40	3	22
2 00	573.86	20	3	10	30	3	13	30	3	16	40	3	19	40	3	22
2 30	458.37	30	3	10	30	3	13	40	3	16	40	3	19	50	3	22
3 00	381.97	30	3	10	40	3	13	40	3	16	50	3	19	50	4	22
3 30	327.4	30	3	10	40	3	13	40	3	16	50	3.2	19	60	4.7	26
4 00	286.48	30	3	10	40	3	13	50	3	16	50	3.6	19	60	5.3	30
4 30	254.65	40	3	10	40	3	13	50	3	16	60	4.1	20	60	6	34
5 00	229.18	40	3	10	50	3	13	50	3	16	60	4.5	22	70	6.7	37
5 30	208.35	40	3	10	50	3	13	50	3.2	16	60	5	24	70	7.3	41
6 00	190.99	40	3	10	50	3	13	60	3.5	16	60	5.5	26	70	8	45
6 30	176.29	50	3	10	50	3	13	60	3.8	16	70	5.9	28	80	8.7	49
7 00	163.7	50	3	10	50	3	13	60	4.1	16	70	6.4	31	80	9.3	52
7 30	152.79	50	3	10	60	3	13	70	4.4	18	70	6.8	33	80	10	56
8 00	143.24	50	3	10	60	3	13	70	4.7	19	80	7.3	35			
8 30	134.81	50	3	10	60	3	13	70	5	20	80	7.7	37			
9 00	127.32	50	3	10	60	3	13	70	5.3	21	80	8.2	39			
9 30	120.62	60	3	10	70	3.2	13	70	5.5	22	80	8.6	41			
10 00	114.59	60	3	10	70	3.3	13	80	5.8	24	90	9.1	44			
11 00	104.17	60	3	10	70	3.7	13	80	6.5	26	90	10	48			
12 00	95.49	60	3	10	80	4	13	90	7.1	28						
13 00	88.15	70	3	10	80	4.3	14	90	7.6	31						
14 00	81.85	70	3	10	80	4.7	15	90	8.2	33						
15 00	76.39	70	3	10	90	5	16	100	8.8	35						
16 00	71.62	80	3	10	90	5.3	17	100	9.4	38						
17 00	67.41	80	3	10	90	5.7	18	110	10	40						
18 00	63.66	80	3	10	100	6	19									
19 00	60.31	90	3.2	10	100	6.3	20									
20 00	57.3	90	3.3	10	100	6.7	21									
22 00	52.09	100	3.7	10	110	7.3	23									
24 00	47.75	100	4	10	120	8	26									
25 00	44.07	110	4.3	10	130	8.7	28									
28 00	40.93	110	4.7	11	130	9.3	30									
30 00	38.2	120	5	12	140	10	32									
32 00	35.81	130	5.3	13												
34 00	33.7	130	5.7	14												
36 00	31.83	140	6	14												
38 00	30.16	150	6.3	15												
40 00	28.65	150	6.7	16												
42 00	27.28	160	7	17												
44 00	26.04	160	7.3	18												
46 00	24.91	170	7.7	18												
48 00	23.87	180	8	19												
50 00	22.92	180	8.3	20												
52 00	22.04	190	8.7	21												
54 00	21.22	190	9	22												
56 00	20.46	200	9.3	22												
58 00	19.76	200	9.7	23												
60 00	19.1	210	10	24												

CURVA MÁS EFICIENTE

CURVA EN OPERACIÓN

Δc – Ampliación de la calzada y la corona, en cm.  
Sc - Sobreelevación, en porcentaje.  
Le – Longitud de la transición mixta, en m.

Tabla 4. 004-5 Ampliaciones, sobreelevaciones y transiciones para carreteras tipo e y d.

**En conclusión:**

- La curva simple que sirve de conexión entre la Carretera Xalapa-Veracruz y la Avenida Murillo Vidal, es inadecuada para el tipo de velocidades que llegan alcanzar en ambas vías.

- El radio de curvatura, aunado con la ampliación que presenta la curva, logran que la velocidad de proyecto esté por debajo de los 40 km/hr, ocasionando problemas para el conductor, y para la movilidad del tránsito en esa zona.

En el siguiente plano se muestra la curva simple con mejores características, para una velocidad de 50 km/hr., para la zona en estudio. Para esta proyección se verificó que la longitud de entrada y de salida de la curva, no afectará a la funcionalidad de la curva que se presenta después del tramo en estudio. Cabe señalar que, si se hubiera considerado las proyecciones óptimas de la curva, no habría problema con el espacio, ya que las pilas, quedarían en una buena posición, sin afectar a la carretera ni a la avenida que se conectaron.

### 4.3. Identificación del tipo de vehículo de proyecto, de acuerdo con el tipo de vialidad.

Obtenida la velocidad de proyecto, a la que opera la intersección entre la Carretera Xalapa-Veracruz y la Avenida Murillo Vidal se prosigue a la obtención del vehículo de proyecto. El vehículo de proyecto para el diseño de este puente debió considerar las características de las vialidades a las que dará servicio.

En este caso, por las características debe considerarse **el tipo DE 1525**.

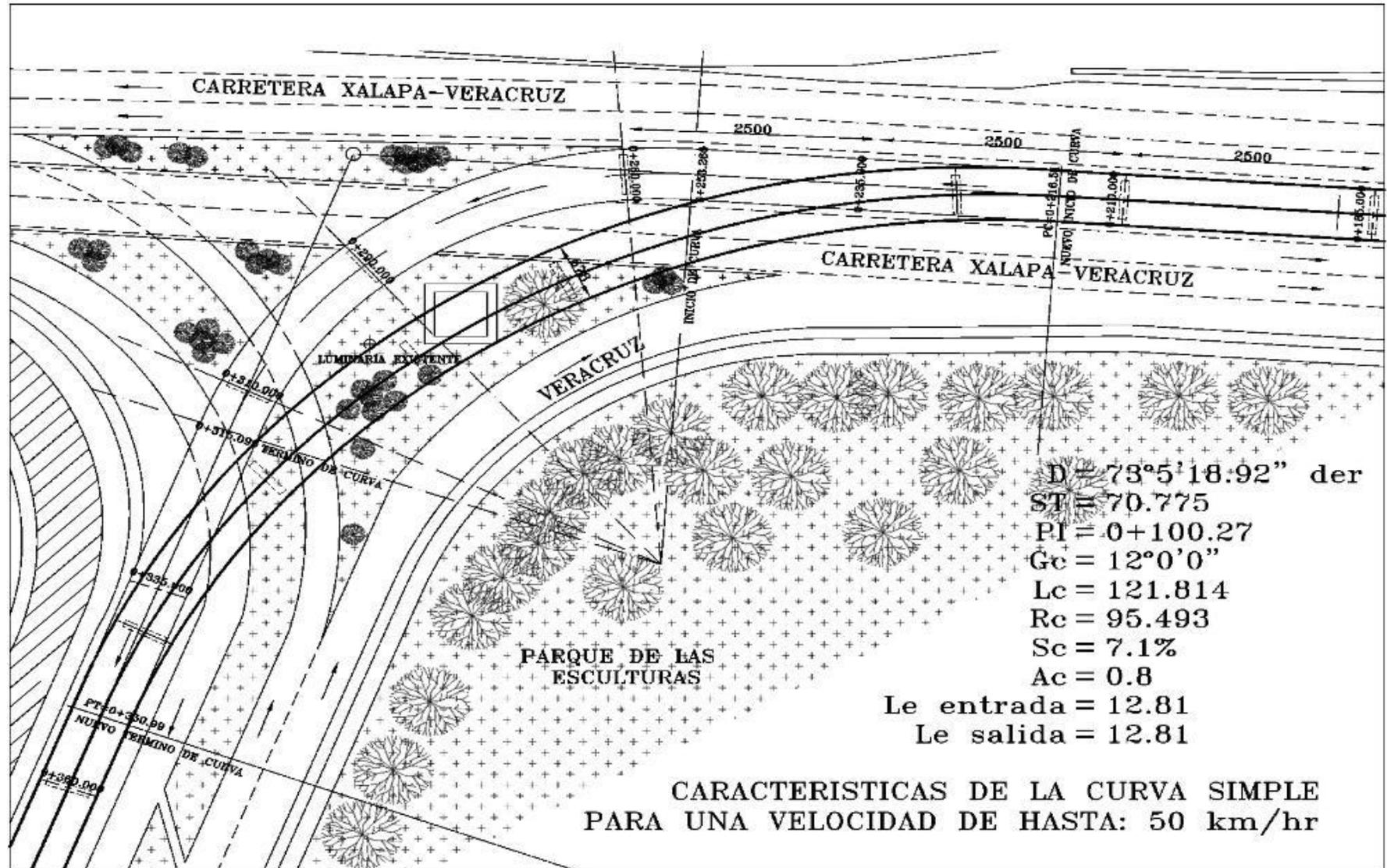
CLASE DE VIALIDAD	VEHICULO DE PROYECTO
<b>Primaria</b>	<b>DE1525</b>

Tabla 5. Vehículo de proyecto por nivel funcional de vialidad

En la tabla 5, del Manual de Diseño Geométrico de Vialidades, se muestra el tipo de vehículo de proyecto para cada clase de vialidad, con la ayuda de la tabla 5 y tabla 6, del Manual de Proyecto Geométrico de Carreteras, SCT, se pudo establecer el vehículo de proyecto, y compararlo con el que aparece como mínimo en la Fotografía 12.



Fotografía 12. Señalamiento que muestra el peso máximo que puede pasar por el PSV (información dudosa).



CARACTERÍSTICAS			VEHÍCULO DE PROYECTO					
			DE-335	DE-450	DE-610	DE-1220	DE-1525	
DIMENSIONES EN cm	Longitud total del vehículo	L	580	730	915	1525	1675	
	Distancia entre ejes extremos del vehículo	DE	335	450	610	1220	1575	
	Distancia entre ejes extremos del tractor	DET	---	---	---	397	915	
	Distancia entre ejes del semirremolque	DES	---	---	---	762	610	
	Vuelo delantero	Vd	92	100	122	122	92	
	Vuelo trasero	Vt	153	180	183	183	61	
	Distancia entre ejes tándem tractor	Tt	---	---	---	---	122	
	Distancia entre ejes tándem semirremolque	Ts	---	---	---	122	122	
	Distancia entre ejes interiores tractor	Dt	---	---	---	379	488	
	Distancia entre ejes interiores tractor y semirremolque	Ds	---	---	---	701	793	
	Ancho total del vehículo	A	214	244	259	259	259	
	Entrevía del vehículo	EV	183	244	259	259	259	
	Altura total del vehículo	Ht	167	214-412	214-412	214-412	214-412	
	Altura de los ejes del conductor	Hc	114	114	114	114	114	
	Altura de los faros delanteros	Hf	61	61	61	61	61	
Altura de los faros traseros	Ht	61	61	61	61	61		
Angulo de desviación del haz de luz de los faros			1°	1°	1°	1°	1°	
Radio de giro mínimo (cm)			Rg	732	1040	1281	1281	1372
<b>PESO TOTAL (kg)</b>	<b>Vehículo vacío</b>	<b>Wv</b>	<b>2500</b>	<b>4000</b>	<b>7000</b>	<b>11000</b>	<b>14000</b>	
	<b>Vehículo cargado</b>	<b>Wc</b>	<b>5000</b>	<b>10000</b>	<b>17000</b>	<b>25000</b>	<b>30000</b>	
Relación Peso/Potencia (kg/HP)			Wc/P	45	90	120	180	180
VEHÍCULOS REPRESENTADOS POR EL DE PROYECTO			Ap y Ac	C2	B-C3	T2-S1 T2-S2	T3-S2 OTROS	
PORCENTAJE DE VEHÍCULOS DEL TIPO INDICADO CUYA DISTANCIA ENTRE EJES EXTREMOS (DE) ES MENOR QUE LA DEL VEHÍCULO DEL PROYECTO		Ap Y Ac	99	100	100	100	100	
		C2	30	90	99	100	100	
		C3	10	75	99	100	100	
		T2-S1	0	0	1	80	99	98
		T2-S2	0	0	1	93	100	
		T3-S2	0	0	1	18	90	
PORCENTAJE DE VEHÍCULOS DEL TIPO INDICADO CUYA RELACIÓN PESO/POTENCIA ES MENOR QUE LA DEL VEHICULO DEL PROYECTO		Ap Y Ac	98	100	100	100	100	
		C2	62	98	100	100	100	
		C3	20	82	100	100	100	
		T2-S1	6	85	100	100	100	
		T2-S2	6	42	98	98	98	
		T3-S2	2	35	80	80	80	

Tabla 6. Vehículo de proyecto por nivel funcional de vialidad.

Por lo tanto, el vehículo de proyecto en base a la normativa sería **DE-1525**, con un peso de **30 ton como mínimo**, obtenido de la tabla 5 y 6, según la clasificación del tipo de vialidad. Aunque se muestra un señalamiento, al inicio del puente, no existían elementos de restricción para evitar el paso de camiones de carga de grandes dimensiones. De acuerdo con la Norma Oficial Mexicana Sobre el Peso y Dimensiones

Máximas los vehículos que se incluyen en la clase **DE-1525**, se enlistan a continuación, autorizados como vehículos de autotransporte que transitan en las vías generales de comunicación de jurisdicción federal:

- T3-S1
- T3-S2
- **T3-S3**
- T2-S1-R2
- T2-S2-R2
- T2-S1-R3
- T3-S1-R2
- T3-S1-R3
- T3-S2-R2
- T3-S2-R3
- T3-S2-R4
- T2-S2-S2
- T3-S2-S2
- T3-S3-S2

Con base a los vehículos de la clase DE-1525, para la identificación del vehículo de diseño se optó por elegir el **T3-S3** como vehículo de diseño mínimo, esto se realizó con ayuda de los datos viales que otorga la SCT, con clave 30 para el estado de Veracruz y con No. de índice de carretera 40 para la carretera Xalapa-Veracruz, con la idea de establecer límites de pesos y poder tener una idea más rápida del vehículo de diseño.

### Resumen de las características geométricas del PSV Fidelidad.

En la siguiente tabla se muestra el resumen de las características que presenta el PSV Fidelidad y la comparativa de un mejor diseño.

**COMPARATIVA DE LAS CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DEL PSV FIDELIDAD**

		Actual	Diseño más eficiente
<i>Radio de curvatura al centro del puente</i>	<i>m</i>	<b>46</b>	<b>95.493</b>
<i>Longitud del claro máximo</i>	<i>m</i>	<b>30</b>	<b>35</b>
<i>Sobreelevación</i>	<i>%</i>	<b>8</b>	<b>7.1</b>
<i>Ancho de calzada</i>	<i>m</i>	<b>4</b>	<b>4</b>
<i>Angulo central de la curva circular</i>	<i>°</i>	<b>74.04</b>	<b>73.09</b>
<i>Grado de curvatura</i>	<i>°</i>	<b>24.911</b>	<b>12</b>
<i>Longitud de transición mixta</i>	<i>m</i>	<b>26</b>	<b>28</b>
<i>Ampliación de la calzada</i>	<i>m</i>	<b>0.5</b>	<b>0.80</b>
<i>Velocidad de proyecto</i>	<i>km/hr</i>	<b>&lt; 40</b>	<b>50</b>
<i>Vehículo de proyecto</i>		<b>HS-20</b>	<b>T3-S3</b>

**CAPÍTULO V:  
ANÁLISIS DEL PUENTE FIDELIDAD,  
CONDICIONES DE SERVICIO ANTES DE LA  
FALLA.**

## 5. ANÁLISIS DEL PUENTE FIDELIDAD, CONDICIONES DE SERVICIO ANTES DE LA FALLA.

### 5.1. Análisis de un tramo de acceso del PSV, para identificar el vehículo de diseño.

Para corroborar el vehículo de diseño del PSV, se analizará el tramo de acceso, para este análisis se utilizó el método de la viga aislada, el cálculo se describe a continuación:

- Longitud del claro: **25 m**.

#### Obtención del factor de concentración.

Para la obtención del factor de concentración, se calculó por Normativa SCT para obtener una idea del valor que debería de dar, para ello se consultó la normativa AASHTO Standard 2002.

Por Normativa SCT:

Obtenemos el factor de concentración es:  $\frac{S_L}{2.15}$ , para puentes con un solo carril de tránsito, para  $S_L \leq 3.00$ , tenemos:

$$F_c = \frac{1.575}{2.15} = 0.733$$

Por AASHTO Standard:

El momento flexionante por carga viva en cada trabe cajón se determinará aplicándole la fracción  $W_L$  de una carga de rueda (delantera y trasera) determinada por la siguiente ecuación:

$$W_L = 0.1 + 1.7R + \frac{0.85}{N_w}$$

Donde:

$$R = \frac{N_w}{\text{Número de vigas cajón}}$$

$N_w = \frac{W_c}{12}$  reduciendo al número entero más cercano.

$W_c$  = ancho de la carretera medida entre las guarniciones en ft., o las barreras si no se usan guarniciones.  $R$  no deberá ser menor que 0.5 o superior a 1.5.

Sustituyendo valores:

- Ancho de calzada: 500 cm

$$W_c = \frac{500 \text{ cm}}{30.48 \text{ cm}} = 16 \text{ ft}$$

$$N_w = \frac{16}{12} = 1.37$$

$$R = \frac{1.37}{3} = 0.5$$

$$W_L = 0.1 + (1.7 * 0.5) + \frac{0.85}{1.37} = 1.496$$

$$F_c = \frac{1.496}{2} = 0.748$$

Por lo tanto, el **factor de concentración es de 0.748**.

### Obtención del factor de impacto.

Ya calculado el factor de concentración, se calcula factor de impacto, el cual, en la norma para puentes, como en el caso anterior nos especifica calcularlo con la norma AASHTO Standard 2002.

- Por AASHTO:

$$I = \frac{50}{L + 125}$$

Donde L se convierte en ft, resultando: 82.021 ft.

Sustituyendo en la fórmula:

$$I = \frac{50}{82.021 + 125} = \mathbf{0.242}$$

Por último, multiplicamos el factor de concentración por el factor de impacto:

$$Factor = 0.748 * (1 + 0.242) = 0.929$$

Que es el factor por el cual será multiplicado los elementos mecánicos resultantes por carga viva.

### Factor por reducción de carriles múltiples.

- Por AASHTO Standard 2002:

Por último, se aplica un factor de reducción por carriles múltiples, en donde se pueden utilizar los siguientes porcentajes de cargas vivas en vista de la improbabilidad de una

carga máxima coincidente, para nuestro caso se ocupa el **100%**, ya que es para uno o dos carriles, eso significa que el factor obtenido anteriormente queda igual.

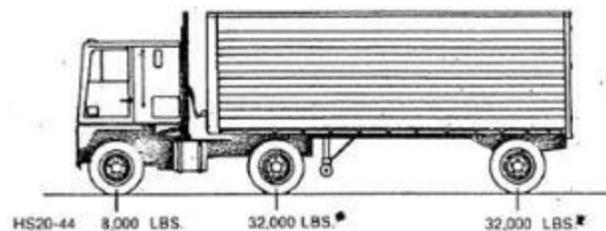
$$0.929 \times 1 = 0.929$$

### Elementos mecánicos por carga viva.

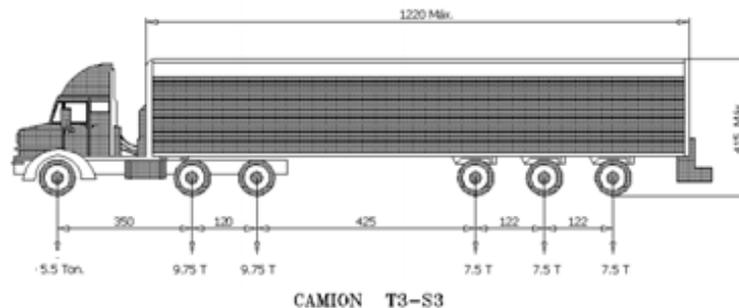
Lo siguiente será determinar los momentos y cortantes máximos para diferentes vehículos, para la longitud de 25m, los resultados se muestran a continuación:

Cargas de los vehículos:

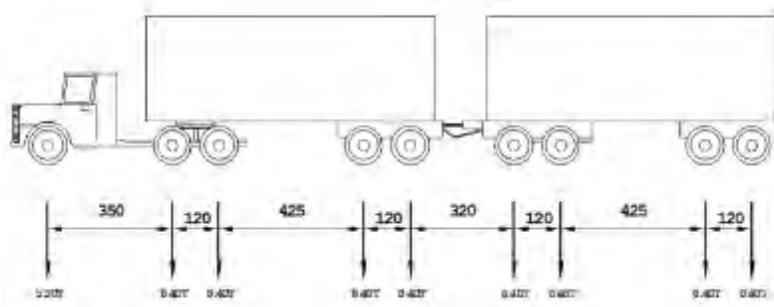
- **HS-20**, AASHTO Standard, 2002.



- **T3-S3 (47.5 ton, usado antes del 2008)**, elegido de acuerdo con el tipo de vehículo de proyecto **DE-1525**.



- **T3-S2-R4 (72.5 ton)**, para comprobar la capacidad de carga de las traveses y lo más acorde con el vehículo que se presentó al momento de la falla.



Se realiza el análisis para los tres tipos de vehículos

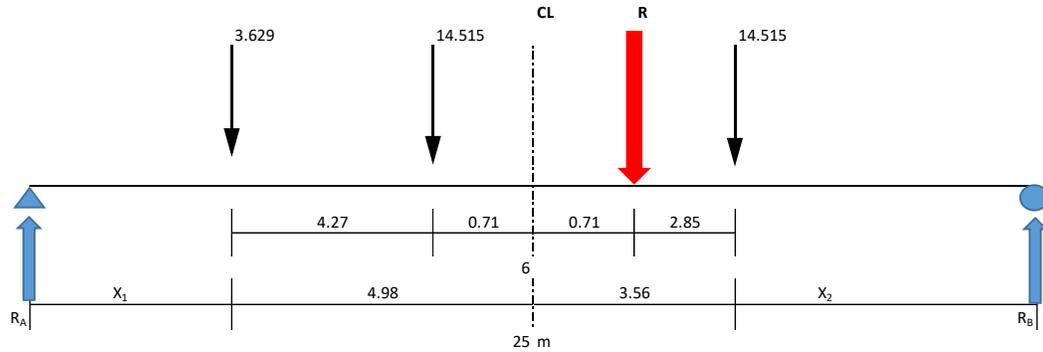


Figura 5.1. Ubicación de las cargas del vehículo para obtener el momento máximo.

A continuación, se presenta un resumen de los momentos y cortantes máximos por carga viva:

Tipo de vehículo	Momento (ton-m)	Cortante (ton)
<b>HS-20</b>	<b>154.24</b>	<b>26.88</b>
<b>T3-S3 (47.5)</b>	<b>202.79</b>	<b>35.55</b>
<b>T3-S2-R4 (72.5)</b>	<b>261.15</b>	<b>46.08</b>

### Elementos mecánicos por carga muerta.

Materiales (peso volumétrico):

- *Concreto hidráulico reforzado: 2.4 ton/m<sup>3</sup>.*
- *Acero: 7.85 ton/m<sup>3</sup>.*
- *Concreto asfáltico: 2.2 ton/m<sup>3</sup>.*

No. de traveses: **3**.

Peso total del tramo del puente, para 25 m es de: **176.65 ton**.

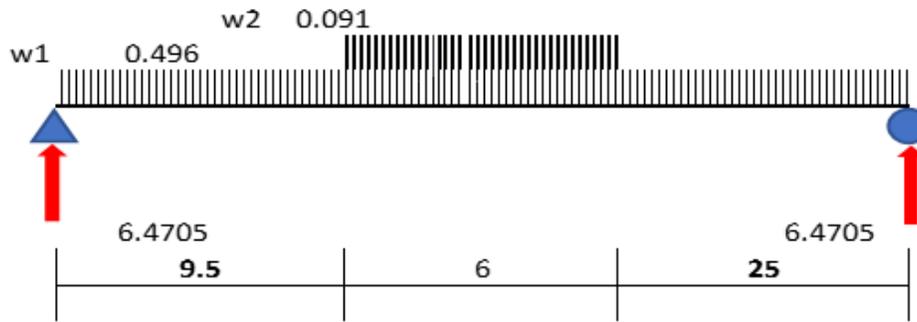
Los momentos debidos a la losa de concreto, carpeta asfáltica, guarnición y parapeto, diafragmas y atiesadores se obtuvieron con la fórmula:

$$M = \frac{wL^2}{8}$$

Donde:

$$w = \text{peso por trabe (ton/m/trabe)}$$

Y los momentos debidos al peso propio de la trabe se obtuvieron de la siguiente forma:



$M_1$	38.73	ton-m
$M_2$	3.01	ton-m
$M_{Tmax}$	41.74	ton-m

### Propiedades mecánicas de la trabe, su resistencia a flexión y a cortante.

Se considera el método de diseño ASD (esfuerzos permisibles), se calculó primero por el HS-20, ya que es vehículo que presenta menor momento:

$$S_{min} = \frac{M_{CM+CVIMP}}{f_{perm}}$$

$M_{CM}$	185.30	ton-m
$M_{CV}$	154.24	ton-m
$M_{TOTAL}$	339.54	ton-m

Para la elaboración de las traves se usó acero estructural A-572 grado 50 por normativa AASHTO y SCT, ya que es ideal para la construcción de elementos estructurales en puentes, el cuál presenta un esfuerzo de fluencia de:

$$f_y = 3515 \text{ kg/cm}^2$$

Su esfuerzo permisible se toma  $0.55f_y$ :

$$f_{perm} = 1933.3 \text{ kg/cm}^2$$

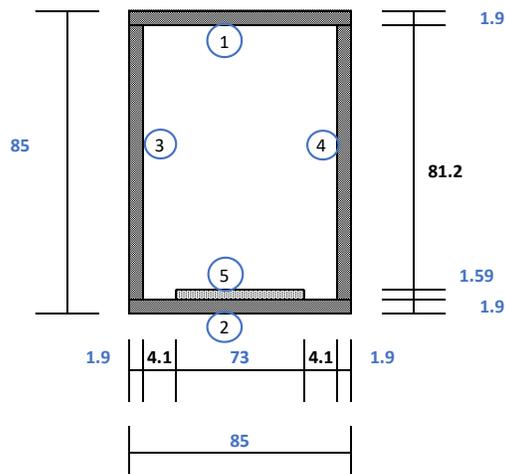
Sustituyendo los valores tenemos:

$$S_{min} = \frac{339.54 \times 10^5 \text{ kg} - \text{cm}}{1933.3 \text{ kg/cm}^2} = 17563.35 \text{ cm}^3$$

Con base a eso comprobaremos si la sección cumple con el módulo de sección mínimo.

Cálculo de las propiedades mecánicas de la sección:

• SECCIÓN SIMPLE



No.	Área (cm <sup>2</sup> )	y	Ay	d	Ad <sup>2</sup> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )
1	161.5	84.05	13574.08	47.73	367917.84	48.584583
2	161.5	0.95	153.425	35.37	202045.32	48.584583
3	154.28	42.5	6556.9	6.18	5891.8464	84769.66
4	154.28	42.5	6556.9	6.18	5891.8464	84769.66
5	116.07	2.695	312.8087	33.63	131235.41	24.453047

747.63	27154.11	712982.26	169660.94
--------	----------	-----------	-----------

y = 36.32 cm

I <sub>TOTAL</sub>	882643.20 cm <sup>4</sup>
--------------------	---------------------------

y <sub>i</sub>	36.32 cm
y <sub>s</sub>	48.68 cm

S <sub>i</sub>	24301.68 cm <sup>3</sup>
S <sub>s</sub>	18131.63 cm <sup>3</sup>

$$S_{min} < S_{inf} = 17563.35 \text{ cm}^3 < 24301.68 \text{ cm}^3$$

Por lo tanto, **la sección soporta los esfuerzos a flexión.**

Ya verificada que la sección si soporta esfuerzos a flexión se revisara por cortante:

Para la obtención del cortante de los diafragmas y atiesadores, losa de concreto, guarnición y parapeto y carpeta asfáltica, se utilizó la ecuación:

$$V = \frac{wL}{2}$$

Y para la obtención del cortante por peso propio (trabe), se derivó la ecuación del momento, en donde el momento es igual a 0 y esto ocurre en el intervalo  $0 < x < 9.5$ :

$$\text{tramo } 0 < x < 9.5$$

$$M = 6.471x - \frac{w_1x^2}{2}$$

$$V = 6.47 - xw_1$$

cuando x es igual a 0;

$$V_{wpp} = 6.47 \text{ ton}$$

Para el cortante por carga viva, se utilizó en método de líneas de influencia:

$$V_{max} = 28.94 \text{ ton},$$

Aplicando el factor de impacto y factor de concentración:

$$V_{cv+imp} = 28.94 \times 0.929 = 26.88 \text{ ton}.$$

La revisión por cortante se muestra a continuación:

REVISIÓN POR CORTANTE			
1	Trabe	6.47	ton
2	Diafragmas y atiesadores	0.79	ton
3	Losa de concreto:	12.00	ton
4	Guarnición y parapeto	4.68	ton
5	Carpeta asfáltica:	5.50	ton
6	Carga viva + impacto	26.88	ton
		56.32	ton

$$f_{CORT} = \frac{V_{TOTAL}}{A_{dos\ atmas}} = \frac{56.324 \times 10^3 \text{ kg}}{308.56 \text{ cm}^2} = 182.54 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo por cortante permisible de acuerdo con la AASHTO es igual:

$$f_{Vperm} = 0.33f_y = 0.33 \times 3515 \text{ kg/cm}^2 = 1159.95 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto, **la sección soporta el esfuerzo por cortante.**

#### Verificación de los esfuerzos permisibles y flechas máximas.

Por último, se calcularon los esfuerzos permisibles por etapa constructiva y se realizó el cálculo de las flechas máximas para saber si el **vehículo HS-20** correspondía al vehículo de diseño, en caso de que la deformación no cumpliera el cálculo se haría para otro vehículo más ligero.

Cálculo de la sección compuesta.

Para el cálculo correspondiente a la sección compuesta, hay tres condiciones para que una losa trabaje como una viga, las cuales se enuncian a continuación:

- La cuarta parte de la longitud del claro:  $L/4 = 25/4 = 6.25 \text{ m}$ .
- La separación entre traveses:  $1.575 \text{ m}$ .
- Doce veces el espesor de la losa:  $12t = 12 * 0.20 = 2.4 \text{ m}$ .

Se toma la menor de las tres, que para este caso es la **separación entre traveses: 1.575 m**.

Cálculo del módulo de elasticidad del concreto:

- Para un concreto de:  $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ .

Utilizando la fórmula siguiente:

$$E_c = w^{\frac{3}{2}} 33 \sqrt{f'c}$$

Haciendo las conversiones tenemos:

$$w = 149.76 \text{ lb/ft}^3$$

$$f'c = 3556.19 \text{ psi}$$

$$E_c = 3606617.03 \times 0.0703 = 253545.2 \text{ kg/cm}^2$$

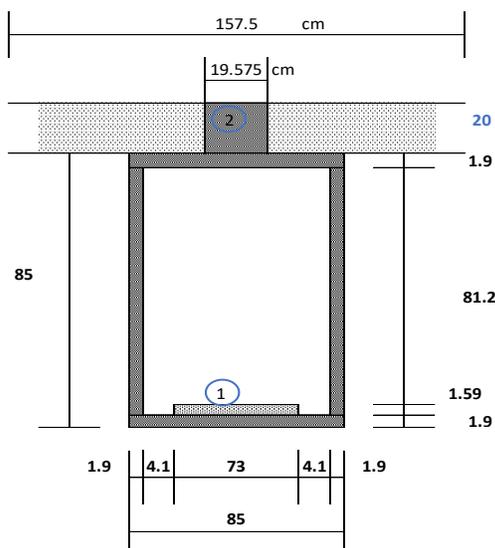
Y el módulo de elasticidad del acero es igual:

$$E_s = 2040000 \text{ kg/cm}^2$$

Calculando la relación modular tenemos:

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2040000}{253545.2} = 8.05$$

Calculamos las propiedades de la sección compuesta.



No.	Área (cm <sup>2</sup> )	y	Ay	d	Ad <sup>2</sup> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )
1	747.63	36.32	27154.11	20.17	304078.28	882643.20
2	391.50	95	37192.84	38.51	580679.34	13050.12

$$1139.134 \quad 64346.95 \quad 884757.62 \quad 895693.32$$

$$y = 56.49 \quad I_{TOTAL} = 1780450.94 \text{ cm}^4$$

y <sub>cl</sub>	56.49 cm	S <sub>cl</sub>	31519.31 cm <sup>3</sup>
y <sub>cs</sub>	28.51 cm	S <sub>cs</sub>	62444.845 cm <sup>3</sup>
y' <sub>cs</sub>	48.51 cm	S' <sub>cs</sub>	36700.963 cm <sup>3</sup>

Ya obtenida las propiedades de la sección simple y las de la sección compuesta, calculamos los esfuerzos.

REVISIÓN DE ESFUERZOS POR FLEXIÓN			
1	Trabe	171.75	kg/cm <sup>2</sup>
2	Diafragmas y atiesadores	20.35	kg/cm <sup>2</sup>
3	Losa de concreto:	308.62	kg/cm <sup>2</sup>
4	Guarnición y parapeto	92.78	kg/cm <sup>2</sup>
5	Carpeta asfáltica:	109.06	kg/cm <sup>2</sup>
6	Carga viva + impacto	489.35	kg/cm <sup>2</sup>
		1191.917	kg/cm <sup>2</sup>

f <sub>perm</sub>	1933.3	kg/cm <sup>2</sup>
<b>CUMPLE</b>		

Por consiguiente, **la trabe con esas dimensiones resiste los esfuerzos.**

Ya revisados los esfuerzos, procedemos a calcular las flechas máximas:

$$Flecha_{m\acute{a}xima} = \frac{5wL^4}{384EI}$$

Las flechas de las etapas 1 y 6, se calcularon por los métodos de la viga elástica y el método de áreas-momentos.

Los resultados se muestran a continuación:

CÁLCULO DE LAS FLECHAS			
1	<b>Trabe</b>	1.25	cm
2	<b>Diafragmas y atiesadores</b>	0.18	cm
3	<b>Losa de concreto:</b>	2.71	cm
4	<b>Guarnición y parapeto</b>	0.52	cm
5	<b>Carpeta asfáltica:</b>	0.62	cm
		5.28	cm
6	<b>Carga viva</b>	2.76	cm
		8.05	cm

Flecha permisible:		(Por carga viva)	
• Para zonas urbanas	L/1000	2.5	NO CUMPLE
• Para carreteras	L/800	3.13	CUMPLE

Si se considera como una zona urbana la flecha máxima no cumpliría con los requisitos.

### Conclusión por HS-20.

Se llega a la conclusión que el vehículo de diseño para el cual fue calculado el PSV, fue un **HS-20**, por la deformación que produce dicha carga.

Por lo tanto, **el vehículo de diseño no coincide con el vehículo de proyecto T3-S3 (mínimo requerido, de acuerdo con el estudio de vialidad)** no se realizó un diseño seguro y confiable, ya que este tipo de vehículo transita por la carretera y existe la posibilidad de que pasen por el PSV.

Ya calculado el vehículo de diseño, lo que prosigue es revisar la trabe para 30 m, que es el claro colapsado del PSV.

Se hace un cálculo previo como trabe recta de esa longitud, para tener una idea de cuáles serían los elementos mecánicos para la trabe en curva.

## 5.2. Revisión estructural del tramo curvo (análisis en condiciones de servicio antes de la falla).

### Análisis del tramo curvo como trabe recta (fines comparativos).

- Longitud del claro: **30 m**.

### Cálculo del factor de concentración.

Para el cálculo del factor de concentración que se hizo para la trabe recta de 25 m, notamos que el procedimiento no dependía de la longitud del claro, más bien era dependiente del ancho de calzada y la separación entre trabes, por lo tanto, el **factor de concentración es de 0.748**.

### Cálculo del factor por impacto.

Para el cálculo del impacto, como si es dependiente del claro, se realizó el análisis siguiente:

Por AASHTO:

$$I = \frac{50}{98.425 + 125} = 0.224$$

Por último, multiplicamos el factor de concentración por el factor de impacto:

$$Factor = 0.748 * (1 + 0.224) = 0.916$$

### Cálculo de los elementos mecánicos.

Como se hizo en la trabe de 25 m, se obtienen los elementos mecánicos, para el HS-20 (vehículo de diseño) el procedimiento para su obtención es el mismo, a continuación, se muestran los resultados:

Vehículo	Momento (ton-m)	Cortante (ton)
HS-20	206.78	29.56

En seguida, se presentan las cargas del peso propio (carga muerta) del PSV con longitud de 30 m, el peso volumétrico de los materiales es el siguiente:

- *Concreto hidráulico reforzado: 2.4 ton/m<sup>3</sup>.*
- *Acero: 7.85 ton/m<sup>3</sup>.*
- *Concreto asfáltico: 2.2 ton/m<sup>3</sup>.*

No. de trabes: **3**.

Para 30 m el peso total del tramo sería de: **216.76 ton**.

Se obtiene los momentos por carga viva con el factor de concentración e impacto:

Tipo de vehículo	Momento (ton-m)	Cortante (ton)
HS-20	189.34	27.07

Los momentos totales son los siguientes:

$M_{cm}$	272.59	ton-m
$M_{cv}$	189.34	ton-m
$M_{TOTAL}$	<b>461.93</b>	<b>ton-m</b>

Se considera acero estructural A-572 grado 50:

$$f_y = 3515 \text{ kg/cm}^2$$

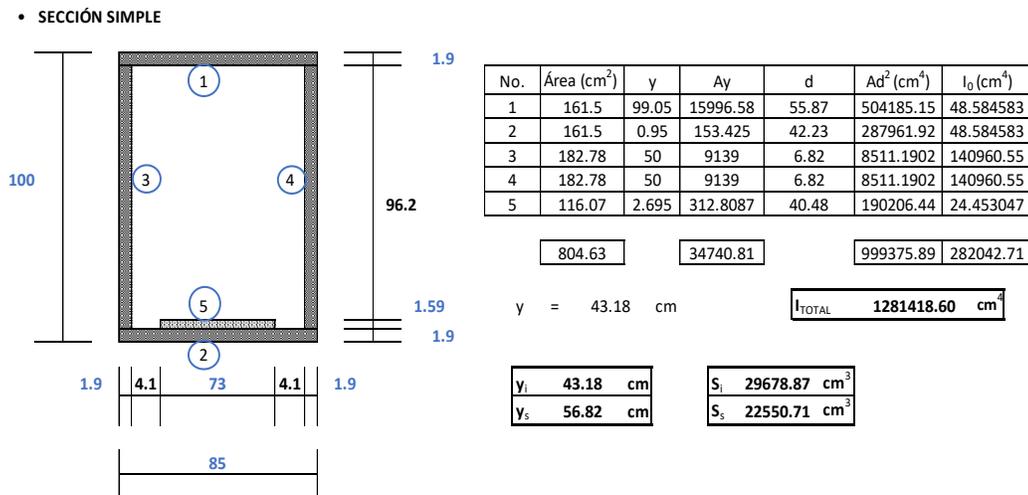
Su esfuerzo permisible se toma  $0.55f_y$ :

$$f_{perm} = 1933.3 \text{ kg/cm}^2$$

Calculamos los módulos mínimos de sección para las diferentes cargas, sustituyendo los valores tenemos:

$$S_{mín HS-20} = \frac{461.93 \times 10^5 \text{ kg} - \text{cm}}{1933.3 \text{ kg/cm}^2} = 23893.91 \text{ cm}^3$$

Se calculan las propiedades mecánicas de la sección para el tramo curvo, como trabe recta:



$$S_{mínHS-20} < S_{inf} = 23893.91 \text{ cm}^3 < 29678.87 \text{ cm}^3$$

### Revisión por cortante.

Se revisa la sección por cortante, para la obtención del cortante se utiliza la misma metodología vista en la trabe de 25 m y se multiplica por el factor de concentración y por el impacto:

$$V_{cv+impHS-20} = 29.56 \times 0.916 = 27.07 \text{ ton.}$$

$$f_{CORT} = \frac{V_{TOTAL}}{A_{dos\ almas}} = \frac{63.193 \times 10^3 \text{ kg}}{365.56 \text{ cm}^2} = 172.867 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo por cortante permisible de acuerdo con la AASHTO es igual:

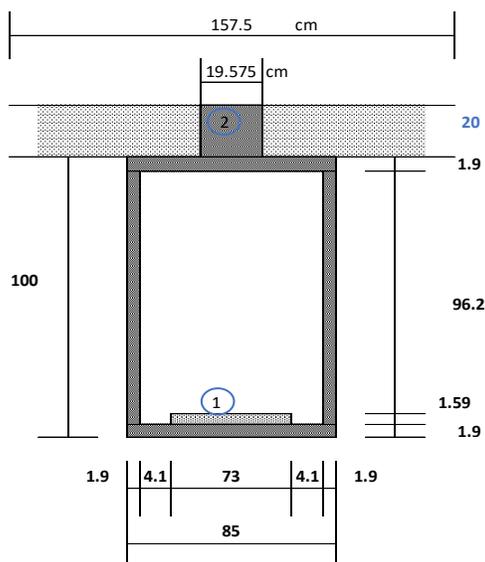
$$f_{vperm} = 0.33f_y = 0.33 \times 3515 \text{ kg/cm}^2 = 1159.95 \text{ kg/cm}^2$$

1	Trabe	8.38	ton
2	Diafragmas y atiesadores	1.13	ton
3	Losa de concreto:	14.40	ton
4	Guarnición y parapeto	5.62	ton
5	Carpeta asfáltica:	6.60	ton
6	Carga viva + impacto	27.07	ton
		63.20	ton

Por lo tanto, la sección soporta el esfuerzo por cortante para el HS-20.

### Revisión por flexión.

Se obtuvieron las propiedades mecánicas de la sección compuesta.



No.	Área (cm <sup>2</sup> )	y	Ay	d	Ad <sup>2</sup> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>o</sub> (cm <sup>4</sup> )
1	804.63	43.18	34740.81	21.87	384920.99	1281418.60
2	391.50	110	43065.39	44.95	791101.26	13050.12

1196.134	77806.2	1176022.2	1294468.72
----------	---------	-----------	------------

y = 65.05      I<sub>TOTAL</sub> = 2470490.97 cm<sup>4</sup>

y <sub>ci</sub>	65.05 cm	S <sub>ci</sub>	37979.456 cm <sup>3</sup>
y <sub>cs</sub>	34.95 cm	S <sub>cs</sub>	70682.57 cm <sup>3</sup>
y <sub>cs</sub>	54.95 cm	S <sub>cs</sub>	44957.325 cm <sup>3</sup>

Las tres condiciones, se enuncian a continuación:

- La cuarta parte de la longitud del claro:  $L/4 = 30/4 = 7.5 \text{ m}$ .
- La separación entre traveses: 1.575 m.
- Doce veces el espesor de la losa:  $12t = 12 * 0.20 = 2.4 \text{ m}$ .

Se toma la menor de las tres, que fue la separación entre traveses: **1.575 m**.

Ya obtenidas las propiedades de la sección compuesta y las de la sección simple, calculamos los esfuerzos por etapa constructiva, para el vehículo HS-20, como se muestra a continuación:

REVISIÓN DE ESFUERZOS POR FLEXIÓN			
1	Trabe	217.32	kg/cm <sup>2</sup>
2	Diafragmas y atiesadores	28.57	kg/cm <sup>2</sup>
3	Losa de concreto:	363.90	kg/cm <sup>2</sup>
4	Guarnición y parapeto	110.88	kg/cm <sup>2</sup>
5	Carpeta asfáltica:	130.33	kg/cm <sup>2</sup>
6	Carga viva + imp	498.53	kg/cm <sup>2</sup>
		1349.53	kg/cm <sup>2</sup>

$f_{perm}$	1933.3	kg/cm <sup>2</sup>
<b>CUMPLE</b>		

Por consiguiente, **la trabe con esas dimensiones resiste los esfuerzos a flexión.**

Cálculo de la flecha máxima:

CÁLCULO DE LAS FLECHAS			
1	Trabe	2.59	cm
2	Diafragmas y atiesadores	0.30	cm
3	Losa de concreto:	3.87	cm
4	Guarnición y parapeto	0.78	cm
5	Carpeta asfáltica:	0.92	cm
		8.47	cm
6	Carga viva + impacto	3.52	cm
		11.99	cm

Flecha permisible:		(Por carga viva)	
• Para zonas urbanas	L/1000	3.00	NO CUMPLE
• Para carreteras	L/800	3.75	CUMPLE

Para el claro de 30 m, la trabe existente **cumple por flecha permisible para carreteras.**

### 5.3. Análisis del tramo curvo (modelo en software).

Se hizo un análisis del procedimiento constructivo y se hace el cálculo de los elementos mecánicos, con ayuda de un programa de análisis y diseño estructural.

**Cálculo del factor de concentración.**

Para el **factor de concentración es de 0.748.**

### Cálculo del factor por impacto.

Por AASHTO (Guía de Especificaciones AASHTO para Puentes Carreteros de Vigas Horizontales Curvas de Acero 2003):

El factor de impacto para traveses cajón de concreto y metálicas se toma de la siguiente tabla:

Efecto de la carga	Factor de impacto	
	Vehículo	Carril
Momento flexionante, torsión y deformación de la viga	0.35	0.30
Reacción, cortante, acciones transversales y de diafragmas	0.40	0.35

### Proceso constructivo:

1. Las traveses fueron transportadas por separado, para esta fase de construcción se tiene que hacer el estudio correspondiente del trayecto que va a tener el vehículo de carga y de la existencia de vías o rutas accesibles (radios de giro, pendientes no muy pronunciadas, etc.) para el lugar en donde se realizará la obra u otra alternativa de transportar las traveses es dividirlos en segmentos y soldarlos en sitio, Fotografía 13.



Fotografía 13. Posible forma de transporte de las traveses curvas.

2. Ya estando las traveses en el lugar, ya sea transportadas por completo o transportadas por segmentos y soldadas en sitio, es necesario apoyarlas en diferentes puntos para evitar la inestabilidad de la trabe, Fotografía 14.

Se supone un apoyo intermedio, ya que, sin él, las traveses eran inestables por volteo.



Fotografía 14. Ensamble o unión de las traveses y los diafragmas.

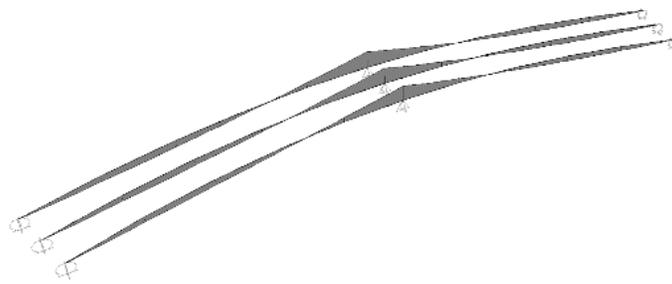


Figura 5.2. Diagrama de momentos flexionantes del peso propio de las traveses.

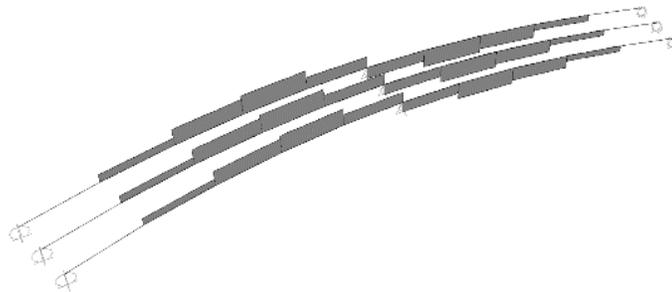


Figura 5.3. Diagrama de momentos torsionante por el peso propio de las traveses.

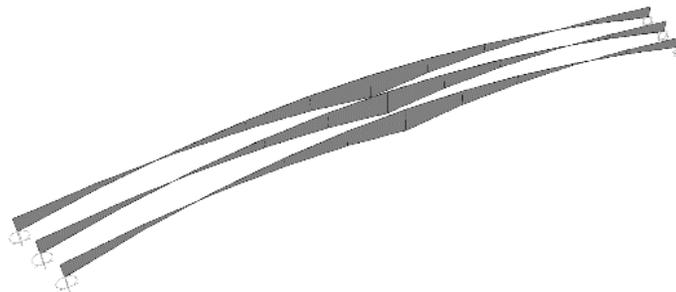


Figura 5.4. Diagrama de cortantes por peso propio de las traveses.

Resultados de los elementos mecánicos:

Peso propio de la trabe con apoyo intermedio	MOMENTOS (máx)		CORTANTES (máx)		TORSIÓN (máx)	AXIAL (máx)	DEF
	3--3	2--2	2--2	3--3			(cm)
	(ton-m)		(ton)		(ton-m)	(ton)	al centro
<i>Trabe 1 exterior</i>	21.2	0	5.8	0	1.1	0	0.1
<i>Trabe 2 intermedia</i>	19.8	0	5.6	0	1.1	0	0.1
<i>Trabe 3 interior</i>	18.5	0	5.4	0	1.0	0	0.1

3. Después se prosigue hacer el ensamblado de las traveses y diafragmas, ya que las traveses por separado presentan inestabilidad, se presentan algunas fotografías de lo que ocurre al colocar las traveses solas.



Fotografía 15. Caída de las traveses en la construcción del distribuidor vial Alfredo del Mazo – José López Portillo.



Fotografía 16. Caída de las traveses en la construcción del distribuidor vial Alfredo del Mazo – José López Portillo, en el año 2016.

Se obtuvieron los elementos mecánicos, los resultados se muestran en la siguiente tabla:

	MOMENTOS (máx)		CORTANTES (máx)		TORSIÓN (máx)	AXIAL (máx)	DEF
	3--3	2--2	2--2	3--3			(cm)
	(ton-m)		(ton)		(ton-m)	(ton)	al centro
<i>Trabes, diafragmas y atiesadores</i>							
<b>Considerando apuntalamiento provisional en el centro del claro.</b>							
<i>Trabe 1 exterior</i>	20.3	0.1	6.3	0.1	0.8	0.01	0.1
<i>Trabe 2 interna</i>	19.7	0.1	6.3	0.01	0.9	0.001	0.1
<i>Trabe 3 interior</i>	18.6	0.1	6.1	0.03	0.9	0.013	0.1

4. Ya que se unieron las trabes, diafragmas y atiesadores y se montaron sobre la subestructura, y manteniendo el apuntalamiento provisional, se prosigue hacer el colado de la losa. Para esta etapa constructiva, se hicieron dos análisis:

- El primero con el apuntalamiento provisional.
- El segundo retirando el apuntalamiento.

Los resultados se muestran a continuación:

#### **Análisis con apuntalamiento provisional:**

	MOMENTOS (máx)				CORTANTES (máx)		TORSIÓN (máx)	AXIAL (máx)	DEF
	3--3		2--2		2--2	3--3			(cm)
	(ton-m)				(ton)		(ton-m)	(ton)	centro
<b>Losa</b>									
<b>Con apuntalamiento provisional</b>									
<i>Trabe 1 exterior</i>	49.2	25.4	2.5	1.5	14	0.7	2.6	0.5	0.2
<i>Trabe 2 interna</i>	45.4	24.4	2.3	1.4	13.1	0.6	2.5	0.1	0.2
<i>Trabe 3 interior</i>	44.1	23.4	2.2	1.4	13.4	0.6	1.7	0.5	0.2

Análisis sin apuntalamiento provisional:

	MOMENTOS (máx)		CORTANTES (máx)		TORSIÓN (máx)	AXIAL (máx)	DEF
	3--3	2--2	2--2	3--3			(cm)
	(ton-m)		(ton)		(ton-m)	(ton)	centro
<b>Losa</b>							
<i>Trabe 1 exterior</i>	114.2	10.1	13.6	1.3	20.8	4.3	5.6
<i>Trabe 2 interna</i>	110.6	10.2	12.3	1.2	24.2	0.3	5.1
<i>Trabe 3 interior</i>	106.3	9.8	11.3	1.1	21.1	4.4	4.6

5. Los elementos mecánicos por guarnición y parapeto:

	MOMENTOS (máx)		CORTANTES (máx)		TORSIÓN (máx)	AXIAL (máx)	DEF
	3--3	2--2	2--2	3--3			(cm)
	(ton-m)		(ton)		(ton-m)	(ton)	centro
<b>Guarnición y parapeto</b>							
<i>Trabe 1 exterior</i>	45.1	2.5	5.5	0.3	9.4	1.1	2.2
<i>Trabe 2 interna</i>	43.7	2.4	4.8	0.3	10.3	0.2	2.1
<i>Trabe 3 interior</i>	42.1	2.3	4.5	0.3	8.5	1.1	1.8

6. Los resultados por carpeta asfáltica:

	MOMENTOS (máx)		CORTANTES (máx)		TORSIÓN (máx)	AXIAL (máx)	DEF
	3--3	2--2	2--2	3--3			(cm)
	(ton-m)		(ton)		(ton-m)	(ton)	centro
<b>Carpeta asfáltica</b>							
<i>Trabe 1 exterior</i>	53.0	2.9	6.3	0.4	9.7	1.3	2.6
<i>Trabe 2 interna</i>	51.2	2.9	5.8	0.3	11.3	0.1	2.4
<i>Trabe 3 interior</i>	49.1	2.7	5.2	0.3	10.2	1.3	2.1

- **Elementos mecánicos finales por carga muerta:**

	MOMENTOS (máx)		CORTANTES (máx)		TORSIÓN (máx)	AXIAL (máx)	DEF
	3--3	2--2	2--2	3--3			(cm)
	(ton-m)		(ton)		(ton-m)	(ton)	centro
<b>Carga muerta</b>							
<i>Trabe 1 exterior</i>	295.2	16.4	42.3	2.6	54.6	7.1	14.5
<i>Trabe 2 interna</i>	285.4	15.9	32.0	1.8	63.5	0.6	13.2
<i>Trabe 3 interior</i>	273.8	15.0	29.9	1.7	56.4	7.2	11.9

- **Elementos mecánicos por carga viva. Vehículo de diseño HS-20.**

	MOMENTOS (máx)		CORTANTES (máx)		TORSIÓN (máx)	AXIAL (máx)	DEF
	3--3	2--2	2--2	3--3			(cm)
	(ton-m)		(ton)		(ton-m)	(ton)	al centro
<i>Trabe 1 exterior</i>	212.29	11.85	28.76	1.67	26.32	1.76	3.58
<i>Trabe 2 interna</i>							3.15
<i>Trabe 3 interior</i>							2.73

Ya obtenidos los elementos mecánicos se obtiene los esfuerzos por momento y por cortante, para su obtención se utilizaron las siguientes fórmulas:

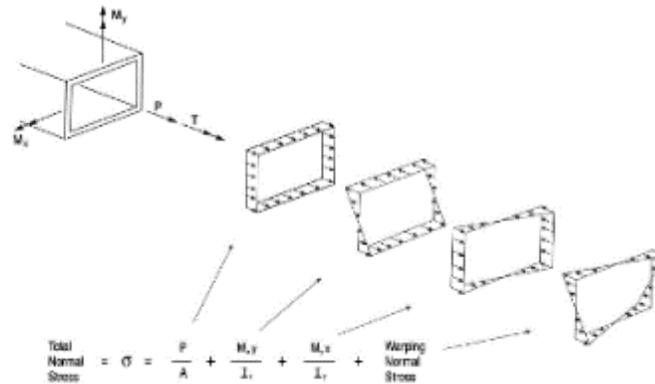


Figura 5.5. Esfuerzos por momentos (Guidelines for Steel Girder Bridge Analysis, 1st Edition, 3-2) [11].

Esfuerzos por momento:

$$\sigma = \frac{P}{A} + \frac{M_x y}{I_x} + \frac{M_y x}{I_y} + \frac{M_T c_c}{AeR}$$

Para el cálculo de P se utilizó la fuerza axial de la viga exterior, que fue la que presento mayor magnitud, para el esfuerzo por momento torsionante se realizó el siguiente procedimiento.

Se obtuvo el área modificada:

$$A_m = h \ln \frac{r_e}{r_i} = 100 \times \ln \frac{4800}{4715} = 1.787$$

Se calcula el radio central de la trabe.

$$R = \frac{r_e + r_i}{2} = \frac{4800 + 4715}{2} = 4757.5$$

Se calcula la excentricidad:

$$e = R - \frac{A}{A_m} = 4757.5 - \frac{804.63}{1.7867} = 4307.16$$

Se calcula c:

$$c_c = \frac{\text{ancho de la trabe}}{2} + R = \frac{85}{2} + 4757.5 = 4307.16 \text{ cm}$$

Ya obtenidos los valores se obtienen los esfuerzos por carga muerta más carga viva.

- Por momento:

REVISIÓN DE ESFUERZOS POR FLEXIÓN			
1	Trabe	71.4	kg/cm <sup>2</sup>
2	Diafragmas y atiesadores	37.4	kg/cm <sup>2</sup>
3	Losas de concreto:	439.5	kg/cm <sup>2</sup>
4	Guarnición y parapeto	131.2	kg/cm <sup>2</sup>
5	Carpeta asfáltica:	153.9	kg/cm <sup>2</sup>
6	Carga viva + imp	613.9	kg/cm <sup>2</sup>
		1447.3	kg/cm <sup>2</sup>

$f_{perm}$	1933.3	kg/cm <sup>2</sup>
<b>CUMPLE</b>		

Para el cálculo de los esfuerzos por cortante se prosiguió hacer lo siguiente:

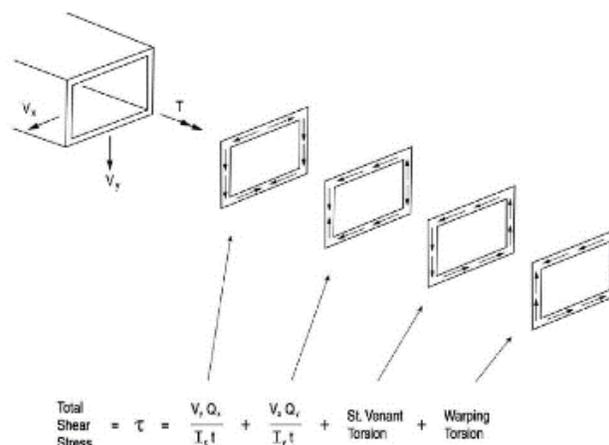


Figura 5.6. Esfuerzos por cortante (Guidelines for Steel Girder Bridge Analysis, 1st Edition, 3-2) [11].

Esfuerzos por cortante:

$$\sigma = \frac{V_y Q_x}{I_x t} + \frac{V_x Q_y}{I_y t} + \frac{M_T y}{J} + \frac{M_T x}{J}$$

Para la constante de St. Venant se consideró la sección sin cubre placa:

$$J = ab^3 \left[ \frac{16}{3} - 3.36 \frac{b}{a} \left( 1 - \frac{b^4}{12a^4} \right) \right]$$

La constante torsional de St. Venant, J, mide la resistencia de un elemento estructural a torsión. Se utiliza en elementos a compresión para calcular el momento resistente a pandeo en traveses no soportados lateralmente y a pandeo flexotorsional.

Se obtuvo los siguientes resultados:

<b>A =</b>	<b>161.5</b>	<b>d =</b>	<b>55.87</b>
<b>Qx =</b>	<b>9023.63</b>		
<b>t =</b>	<b>2</b>		

<b>A =</b>	<b>182.78</b>	<b>d =</b>	<b>42.50</b>
<b>Qy =</b>	<b>7768.15</b>		
<b>t =</b>	<b>1.9</b>		

Ya obtenidos los resultados se obtienen los esfuerzos por cortante:

- Por cortante:

REVISIÓN DE ESFUERZOS POR CORTANTE			
<b>1</b>	<i>Carga muerta</i>	<b>144.98</b>	<i>kg/cm<sup>2</sup></i>
<b>2</b>	<i>Carga viva + imp</i>	<b>62.50</b>	<i>kg/cm<sup>2</sup></i>
		<b>207.48</b>	<i>kg/cm<sup>2</sup></i>

$f_{perm}$	<b>1160.0</b>	<i>kg/cm<sup>2</sup></i>
<b>CUMPLE</b>		

Ya obtenidos los esfuerzos se obtienen las flechas por etapa de construcción:

CÁLCULO DE LAS FLECHAS			
<b>1</b>	<i>Trabe</i>	<b>3.56</b>	<i>cm</i>
<b>2</b>	<i>Diafragmas y atiesadores</i>	<b>0.54</b>	<i>cm</i>
<b>3</b>	<i>Losa de concreto:</i>	<b>5.59</b>	<i>cm</i>
<b>4</b>	<i>Guarnición y parapeto</i>	<b>2.24</b>	<i>cm</i>
<b>5</b>	<i>Carpeta asfáltica:</i>	<b>2.60</b>	<i>cm</i>
		<b>14.53</b>	<i>cm</i>
<b>6</b>	<i>Carga viva + impacto</i>	<b>3.58</b>	<i>cm</i>
		<b>18.11</b>	<i>cm</i>

Flecha permisible:		(Por carga viva)	
<b>Para zonas urbanas</b>	<b>L/1000</b>	<b>3</b>	<b>NO CUMPLE</b>
<b>Para carreteras</b>	<b>L/800</b>	<b>3.75</b>	<b>CUMPLE</b>

#### 5.4. Equilibrio y estabilidad estructural.

El equilibrio es el estado de una estructura en el cual las fuerzas que actúan sobre él se compensan mutuamente. Para que una estructura este en equilibrio, la resultante de su sistema de fuerzas debe ser cero.

Si un cuerpo sólido se encuentra sujeto a un sistema de fuerzas en equilibrio estático permanece en reposo, pero si el sistema de fuerzas no está en equilibrio estático, el cuerpo se mueve. Un cuerpo que se mueve puede estar en equilibrio dinámico, si las fuerzas que se les aplican y la fuerza de inercia producida por el movimiento tienen una resultante cero.

Si el centro de gravedad se sitúa fuera de las bases de la estructura, la estructura es inestable, porque, cualquier pequeña fuerza hará caer la estructura. Si el centro de gravedad cae dentro de las bases de la estructura, el cuerpo es estable. Para la revisión de la estabilidad de la superestructura tuvimos que analizar la reacciones en los apoyos del puente, para ello nos apoyamos de un software de análisis y diseño de estructuras, esta revisión se hizo, por proceso constructivo.

- Primera etapa, peso propio de las traveses (continuas simplemente apoyadas y con apuntalamiento en el centro del claro).

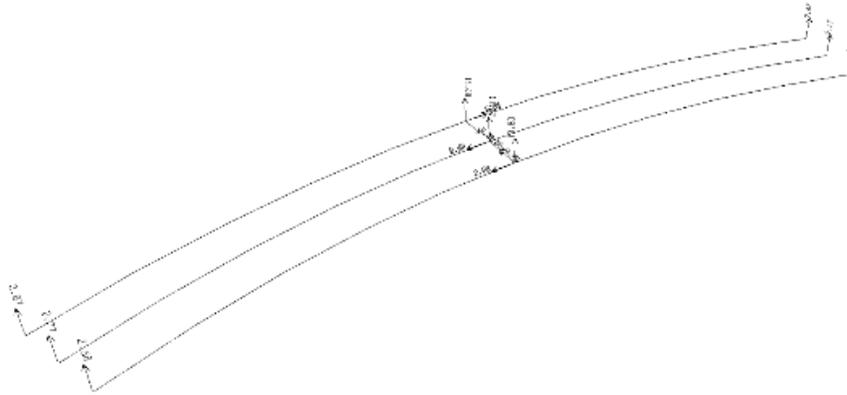


Figura 5.7. Reacciones por peso propio de la trabe.

		REACCIONES		
		(ton)		
1	Peso propio de la trabe con apoyo intermedio	izquierdo	central	derecho
	<b>Trabe 1 exterior</b>	<b>2.87</b>	<b>11.6</b>	<b>2.87</b>
	<b>Trabe 2 interna</b>	<b>2.77</b>	<b>11.22</b>	<b>2.77</b>
	<b>Trabe 3 interior</b>	<b>2.68</b>	<b>10.83</b>	<b>2.68</b>

En esta etapa se aprecia que las traveses presentan estabilidad.

- Etapa dos, traveses y diafragmas, ya montadas sobre la subestructura, simplemente apoyadas y con apuntalamiento en el centro del claro.

		REACCIONES		
		(ton)		
2	Peso propio, diafragmas y atiesadores	izquierdo	central	derecho
	Estando apoyado en el caballete			
	<b>Trabe 1 exterior</b>	<b>4.47</b>	<b>12.51</b>	<b>4.47</b>
	<b>Trabe 2 interna</b>	<b>4.05</b>	<b>13.35</b>	<b>4.05</b>
	<b>Trabe 3 interior</b>	<b>2.65</b>	<b>12.44</b>	<b>2.65</b>

Al soldar los diafragmas y los atiesadores, el tramo de puente presenta estabilidad, por el apuntalamiento provisional que tiene.

- Etapa tres, peso de las traveses con diafragmas, atiesadores y losa (análisis uno, con apuntalamiento provisional).

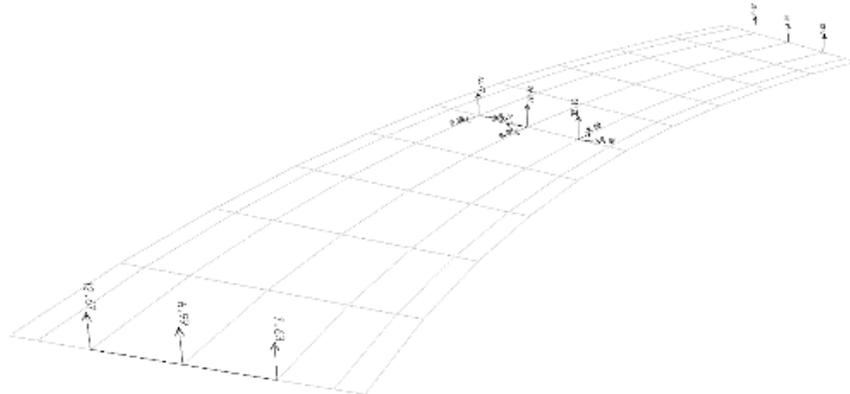


Figura 5.8. Reacciones por peso propio de la trabe, los diafragmas, atiesadores y losa con apuntalamiento provisional.

En este análisis se observa que el tramo del puente en estudio presenta estabilidad, ya que cuenta con el apuntalamiento provisional.

		REACCIONES		
		(ton)		
3	Losa	izquierdo	central	derecho
	<b>Trabe 1 exterior</b>	<b>12.67</b>	<b>33.77</b>	<b>12.67</b>
	<b>Trabe 2 interna</b>	<b>6.99</b>	<b>26.84</b>	<b>6.99</b>
	<b>Trabe 3 interior</b>	<b>7.63</b>	<b>32.15</b>	<b>7.65</b>

- Etapa tres, peso de las traveses con diafragmas, atiesadores y losa (análisis dos, quitando el apuntalamiento provisional).

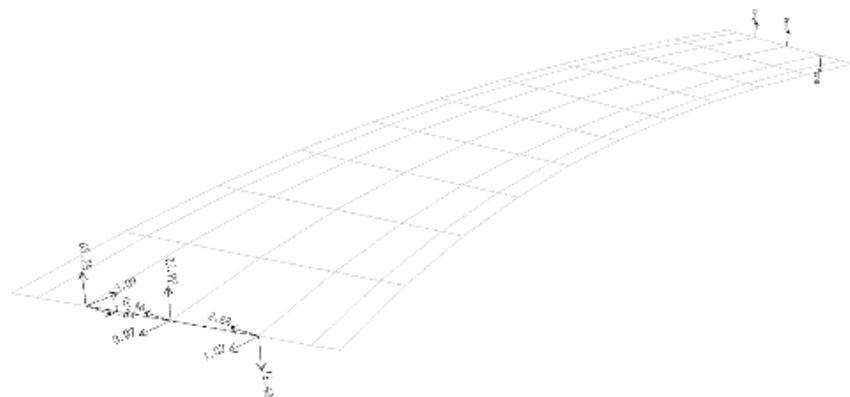


Figura 5.9. Reacciones del peso de las traveses, diafragmas y losa.

		REACCIONES	
		(ton)	
<b>3</b>	Trabes, diafragmas, atiesadores y losa	izquierdo	derecho
	<b>Trabe 1 exterior</b>	<b>65.53</b>	<b>65.53</b>
	<b>Trabe 2 interna</b>	<b>23.86</b>	<b>23.86</b>
	<b>Trabe 3 interior</b>	<b>-15.72</b>	<b>-15.72</b>

Al momento de quitar el apuntalamiento provisional, la estructura presenta un comportamiento diferente por la curvatura que tiene la superestructura, ya que todo su peso tiende a irse hacia el lado de la curvatura.

- Etapa cuatro, peso propio de la superestructura, carpeta asfáltica y guarnición y parapeto.

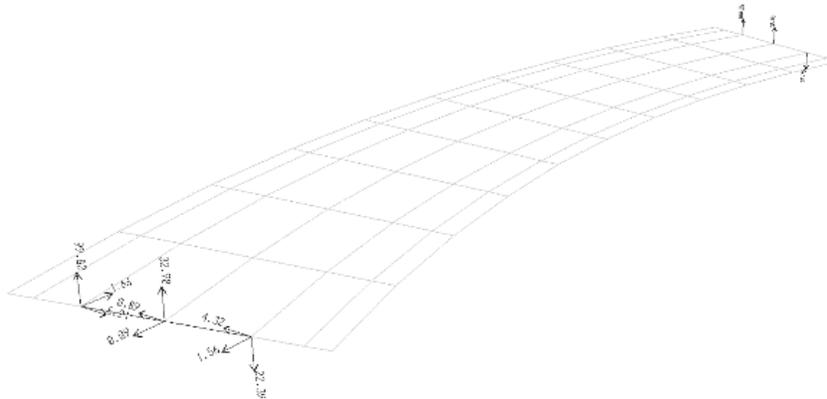


Figura 5.10. Reacciones del peso propio de la superestructura.

		REACCIONES	
		(ton)	
<b>Carga muerta</b>		izquierdo	derecho
	<b>Trabe 1 exterior</b>	<b>99.82</b>	<b>100.26</b>
	<b>Trabe 2 interna</b>	<b>32.98</b>	<b>32.91</b>
	<b>Trabe 3 interior</b>	<b>-22.39</b>	<b>-22.75</b>

- Al momento de quitar el apuntalamiento provisional, la estructura presenta un comportamiento de inestabilidad por volteo.

Se utiliza el primer método descrito en el segundo capítulo, con la fórmula:

$$M_T = N \frac{3}{4} eWL$$

Donde  $N = 2$ , ya que la trabe central coincide con el centro de línea del puente y no produce momento;  $e = 2.42 \text{ m}$ ;  $W = 2.48 \text{ ton/m/trabe}$ ; y  $L = 30 \text{ m}$ , el momento total sería:

$$M_T = 2 \times \frac{3}{4} \times 2.42 \times 2.48 \times 30 = 270.1 \text{ ton} - m$$

Y el sentido del momento se muestra en la siguiente figura.

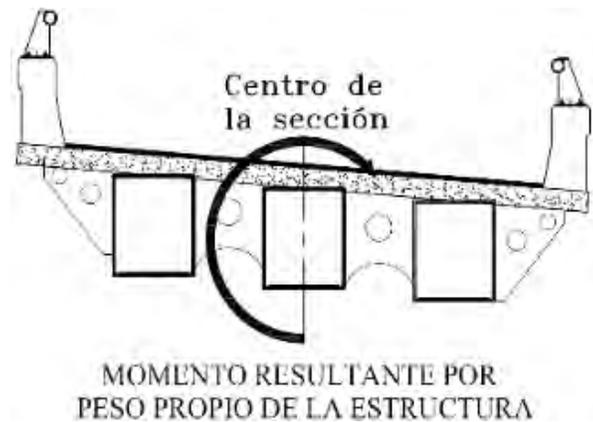


Figura 5.11. Sentido del momento por volteo.

La superestructura, aunque presenta reacciones negativas, **está en equilibrio**, el momento resultante así lo indica.

- Etapa cinco, ya en etapa de servicio, para este análisis la carga viva con vehículo HS-20 se colocó al centro de la longitud del claro y se calculó el momento por volteo con el método mencionado en el capítulo II para carga viva.

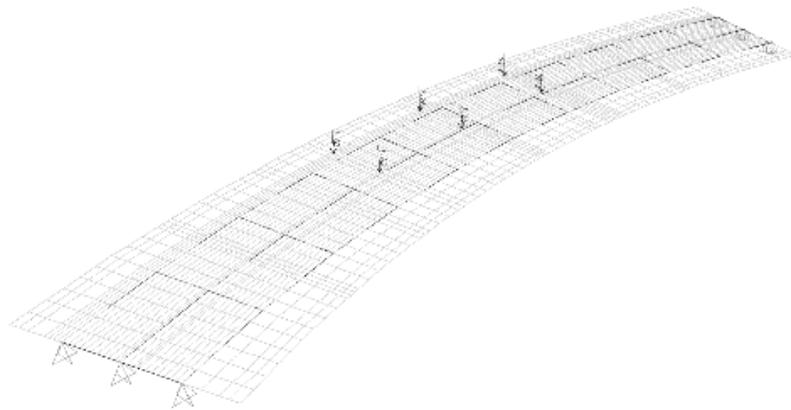


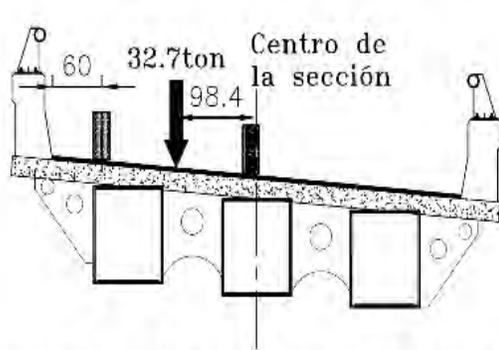
Figura 5.12. Ubicación del HS-20.

Se calculo el momento de volteo originado por el vehículo HS-20, se calcula con la fórmula:

$$M_T = W_v N_T (0.95e + \bar{X})$$

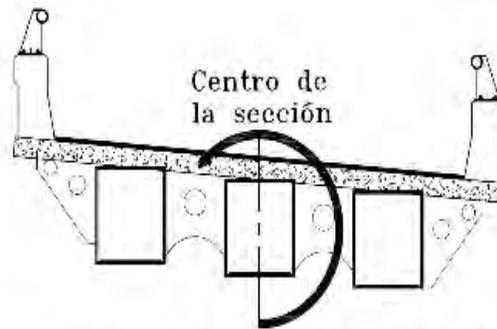
Donde  $W_v$ , es el peso del vehículo,  $N_T$  es la cantidad de camiones,  $e$  la excentricidad y  $\bar{X}$ , es la distancia de la carga al centro de la sección.

La ubicación de la resultante del peso del vehículo se muestra en la Figura 5.13, con su excentricidad al centro de la sección.



UBICACIÓN DE LA CARGA DEL VEHÍCULO HS-20

Figura 5.13. Ubicación de la carga vehicular HS-20.



SENTIDO DEL MOMENTO POR VOLTEO DE LA SUPERESTRUCTURA

Figura 5.14. Sentido del momento por volteo causado por el vehículo HS-20.

Por lo tanto, el momento de volteo provocado por el vehículo HS-20 resulta en contra del sentido de las manecillas del reloj, ver figura 5.14 y es de:

$$M_T = 32.7 \text{ ton} * 1 * ((0.95 * 3.32) + 0.984) = 107.35 \text{ ton} - m$$

Considerando la fuerza centrífuga:

$$FC = 0.0079 \frac{s^2}{R}$$

$$s = 40 \text{ km/hr}$$

$$R = 46 \text{ m}$$

$$FC = 0.274783$$

Para un vehículo: HS – 20 de 32.7 ton

$$\text{Fuerza centrífuga} = 8.98 \text{ ton}$$

El momento por fuerza centrífuga será:

$$M_{TFC} = 8.98 \text{ ton} * 3.03 = 27.21 \text{ ton} - m$$

El momento total por volteo por carga viva será de:

$$M_T = 107.35 + 27.21 = 134.42 \text{ ton} - m$$

El sentido del momento resultante se presenta en la siguiente Figura 5.15.

La superestructura del PSV Fidelidad es inestable por volteo, considerando la carga tipo HS-20.



Figura 5.15. Sentido del momento resultante causado por peso propio y por el vehículo HS-20.

### Conclusiones por esfuerzos y factor de seguridad

La primera conclusión que se observó es que los esfuerzos en una trabe curva aumentan alrededor del 20% más que una trabe recta, se aprecia que en las traveses curvas existen torsiones que provocan un aumento en los esfuerzos. La segunda conclusión del análisis fue el momento de volteo por carga viva HS-20, nos indica que el tramo en estudio está en equilibrio, ya que el momento por volteo provocado por carga viva es casi la mitad al momento provocado por carga muerta, obteniendo un factor de seguridad, para dicho análisis se llega al cálculo siguiente:

$$FS = \frac{M_{CM}}{M_{CV}} = \frac{270.1}{134.42} = 2.01$$

Del cálculo de estabilidad por volteo, este debe **ser mayor de 2**, lo cual indica que la estructura cumple con el requisito de volteo.

Se revisó el apartado 3.5 de sobrecarga de la normativa AASHTO, el cual se debe considerar el doble de peso del vehículo, pero sin considerar la fuerza centrífuga, el resultado se muestra, como sigue:

$$M_T = 65.4 \text{ ton} * 1 * ((0.95 * 3.32) + 0.984) = 270.6 \text{ ton} - m$$

Calculando su factor de seguridad:

$$FS = \frac{M_{CM}}{M_{CV}} = \frac{270.1}{270.6} = 0.99$$

Analizando la superestructura por sobrecarga, se notó que presenta un factor de seguridad de 1 lo cual indica que la estructura está en equilibrio, no presentaría volteo, pero una carga mayor a 65.4 ton, haría que la superestructura presente la falla.

# **CAPÍTULO VI: ANÁLISIS DE LA FALLA DEL PSV FIDELIDAD O MURILLO VIDAL**

## 6. ANÁLISIS DE LA FALLA DEL PSV FIDELIDAD O MURILLO VIDAL.

Como se realizó para el vehículo de diseño HS-20, el mismo procedimiento se efectuó para el vehículo que provocó la falla de la superestructura, se hizo una investigación de sus dimensiones, su tipo y su peso, para ello se consultaron fichas técnicas de los tractocamiones comerciales y las capacidades de carga y dimensiones de las tolvas existentes en el mercado, se consultó la Normativa de Pesos y Dimensiones que pueden transitar en las carreteras, para tener un aproximado del total de carga que presentaba al momento del accidente.

### 6.1. Análisis de tramos de acceso

Para este análisis se ocuparon los cálculos realizados en el capítulo 5, porque la geometría de la estructura no cambia.

- Longitud del claro: **25 m.**

#### Obtención del factor de concentración.

Por AASHTO Standard:

$$F_c = \frac{1.496}{2} = 0.748$$

#### Obtención del factor de impacto.

$$I = \frac{50}{82.021 + 125} = 0.242$$

Por último, multiplicamos el factor de concentración por el factor de impacto:

$$Factor = 0.748 * (1 + 0.242) = 0.929$$

Que es el factor por el cual será multiplicado el momento resultante por carga viva.

#### Factor por reducción de carriles múltiples.

- Por AASHTO:

$$0.929 \times 1 = 0.929$$

#### Elementos mecánicos por carga viva.

Lo siguiente será determinar los momentos y cortantes máximos para el vehículo que provocó la falla, primero se tuvo que investigar dicho vehículo.

#### Vehículo que provocó el volteo de la superestructura.

Con la ayuda de la Fotografía 17, se pudo encontrar la carga viva que provocó el incidente:



Fotografía 17. Tipo de vehículo que volteo a la superestructura del PSV (Fuente de blogs de noticias).

Este tipo de transporte tiene una capacidad de carga de 40 ton por tolva, más el peso del tractocamión que son aproximadamente de 6.5 ton para su eje delantero.

La configuración de ejes es similar al del modelo vehicular tipo T3-S2-R4, con las siguientes cargas.

- Características (dimensiones).

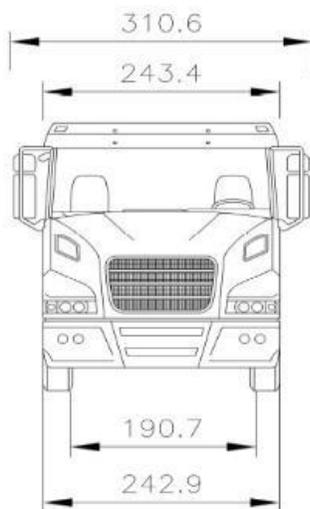


Figura 6.1. Dimensiones del tractocamión (vista frontal).

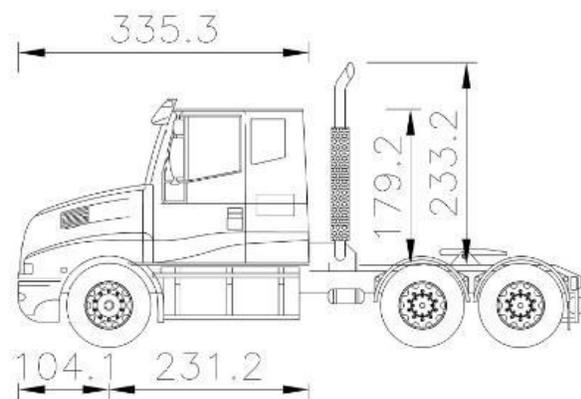


Figura 6.2. Dimensiones del tractocamión (vista lateral).

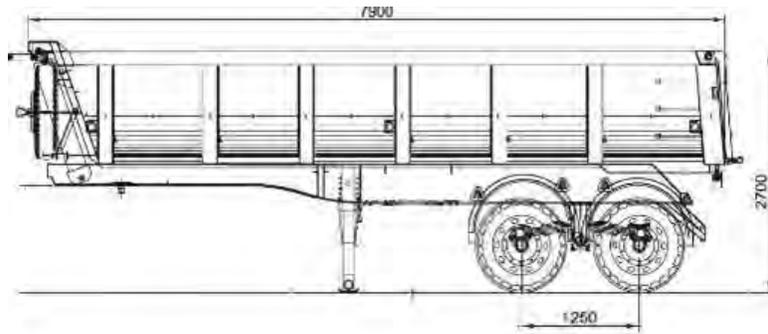
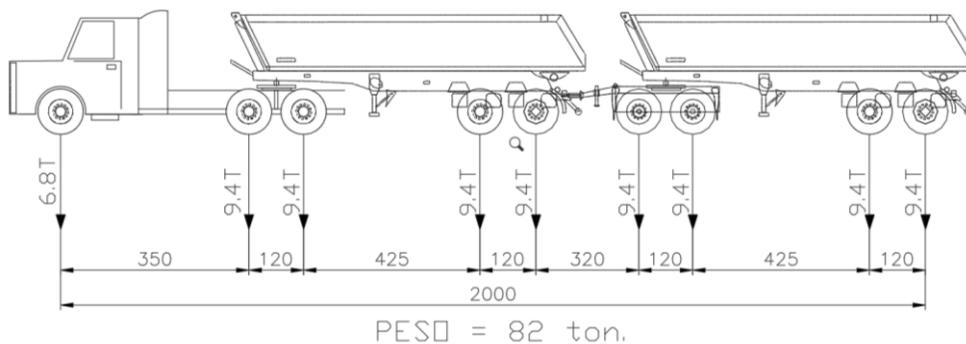


Figura 6.3. Dimensiones de la tolva (vista lateral).

- Modelo de las cargas por eje.



El peso total del tractocamión con las dos tolvas sería de **82 ton**.

Ya encontrada la carga que se asemeja más al vehículo que voltea la superestructura, procedemos a calcular los elementos mecánicos.

### Cálculo de los elementos mecánicos para el tramo de acceso.

El procedimiento para la obtención de los elementos mecánicos es el mismo que para el vehículo HS-20 (vehículo de diseño), a continuación, se muestran los resultados:

	Momento	Cortante
T3-S2-R4 (TRACTO)	293.13	51.744

El momento y cortante se multiplica por el factor de concentración y por el factor de impacto, el resultado es el siguiente:

	Momento (ton-m)	Cortante (ton)
T3-S2-R4 (TRACTO)	272.30	48.07

### Elementos mecánicos por carga muerta.

Los elementos mecánicos por carga muerta no cambian, ya que se está hablando de la misma estructura.

Materiales (peso volumétrico):

- *Concreto hidráulico reforzado: 2.4 ton/m<sup>3</sup>.*
- *Acero: 7.85 ton/m<sup>3</sup>.*
- *Concreto asfáltico: 2.2 ton/m<sup>3</sup>.*

No. de traveses: **3**.

Peso total del tramo de 25 m es de: **176.65 ton**.

Los momentos debidos al peso propio se calcularon anteriormente.

### Obtención de las propiedades mecánicas de la trabe, su resistencia a flexión y a cortante por carga viva y carga muerta.

Ya obtenidos los momentos vamos a obtener su módulo de sección mínimo de la trabe para que cumpla por diseño ASD (esfuerzos permisibles):

$$S = \frac{M_{CM+CVIMP}}{f_{perm}}$$

M <sub>CM</sub>	185.30	ton-m
M <sub>CV</sub>	272.30	ton-m
<b>M<sub>TOTAL</sub></b>	<b>457.60</b>	<b>ton-m</b>

El esfuerzo de fluencia para el acero estructural A-572 grado 50:

$$f_y = 3515 \text{ kg/cm}^2$$

Su esfuerzo permisible se toma 0.55f<sub>y</sub>:

$$f_{perm} = 1933.3 \text{ kg/cm}^2$$

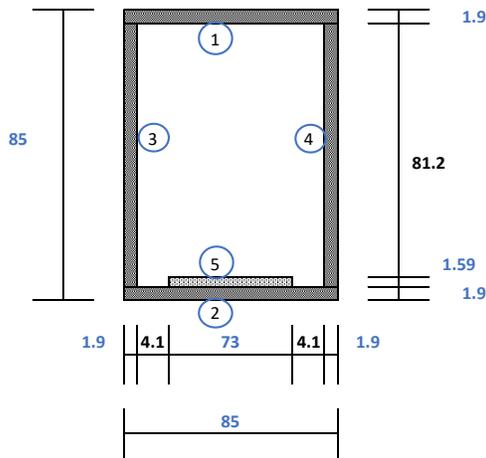
Sustituyendo los valores tenemos:

$$S_{min} = \frac{457.60 \times 10^5 \text{ kg} - \text{cm}}{1933.3 \text{ kg/cm}^2} = 23669.38 \text{ cm}^3$$

Con base a eso comprobaremos si la sección cumple con el módulo de sección mínimo.

Cálculo de las propiedades mecánicas de la sección:

• SECCIÓN SIMPLE



No.	Área (cm <sup>2</sup> )	y	Ay	d	Ad <sup>2</sup> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>o</sub> (cm <sup>4</sup> )
1	161.5	84.05	13574.08	47.73	367917.84	48.584583
2	161.5	0.95	153.425	35.37	202045.32	48.584583
3	154.28	42.5	6556.9	6.18	5891.8464	84769.66
4	154.28	42.5	6556.9	6.18	5891.8464	84769.66
5	116.07	2.695	312.8087	33.63	131235.41	24.453047

747.63	27154.11	712982.26	169660.94
y = 36.32 cm		I <sub>TOTAL</sub> 882643.20 cm <sup>4</sup>	
y <sub>i</sub> 36.32 cm	S <sub>i</sub> 24301.68 cm <sup>3</sup>		
y <sub>s</sub> 48.68 cm	S <sub>s</sub> 18131.63 cm <sup>3</sup>		

$$S_{min} < S_{inf} = 23669.38 \text{ cm}^3 < 24301.68 \text{ cm}^3$$

Por lo tanto, **la sección soporta los esfuerzos a flexión.**

Este cálculo confirma por qué **el tracto camión no ocasionó daños** en los tramos de acceso.

**Verificación de los esfuerzos permisibles y flechas máximas.**

Por último, se calcularon los esfuerzos permisibles por etapa constructiva y se realizó el cálculo de las flechas máximas para el vehículo T3-S2-R4 (tractocamión 82 ton).

Con las propiedades de la trabe que se han calculado anteriormente, los esfuerzos por etapa constructiva.

REVISIÓN DE ESFUERZOS POR FLEXIÓN			
1	Trabe	171.754	kg/cm <sup>2</sup>
2	Diafragmas y atiesadores	20.350	kg/cm <sup>2</sup>
3	Losa de concreto:	308.621	kg/cm <sup>2</sup>
4	Guarnición y parapeto	92.784	kg/cm <sup>2</sup>
5	Carpeta asfáltica:	109.060	kg/cm <sup>2</sup>
6	Carga viva + imp	863.904	kg/cm <sup>2</sup>
		1566.473	kg/cm <sup>2</sup>

f <sub>perm</sub>	1933.3	kg/cm <sup>2</sup>
<b>CUMPLE</b>		

Por consiguiente, **la trabe con esas dimensiones resiste los esfuerzos tanto en su parte inferior, como superior, pero no cumple por los esfuerzos provocados en la losa.**

Ya revisados los esfuerzos, procedemos a calcular las flechas máximas, por etapa constructiva.

Los resultados se muestran a continuación:

CÁLCULO DE LAS FLECHAS			
1	HS-20	2.76	cm
2	T3-S3	3.58	cm
6	TRACTOCAMIÓN	4.88	cm

Flecha permisible:		(Por carga viva)	
Para zonas urbanas	L/1000	2.5	NO CUMPLE
Para carreteras	L/800	3.13	NO CUMPLE

Por lo tanto, el tramo no cumple con flechas permisibles, para soportar la carga vehicular del tractocamión.

## 6.2. Tramo curvo con carga de tracto camión (L=30m).

Análisis del tramo curvo como trabe recta (fines comparativos).

- Longitud del claro: **30 m**.

**Cálculo del factor de concentración.**

El factor de concentración es de **0.748**.

**Cálculo del factor por impacto.**

Para el cálculo del impacto, se consideró el cálculo en el capítulo anterior. Por AASHTO:

$$I = \frac{50}{98.425 + 125} = 0.224$$

Por último, multiplicamos el factor de concentración por el factor de impacto:

$$Factor = 0.748 * (1 + 0.224) = 0.916$$

**Cálculo de los elementos mecánicos.**

El procedimiento para su obtención es el mismo, a continuación, se muestran los resultados:

Vehículo	Momento (ton-m)	Cortante (ton)
T3-S2-R4 (TRACTO)	395.59	56.79

Se presentan las cargas del peso propio (carga muerta) del tramo con longitud de 30 m:

El tramo sería de: **272.59ton**.

Se obtiene los momentos con factor de concentración e impacto:

Tipo de vehículo	Momento (ton-m)	Cortante (ton)
T3-S2-R4 (TRACTO)	362.23	52.00

Los momentos totales son los siguientes:

T3-S2-R4 (TRACTOCAMIÓN)		
M <sub>CM</sub>	272.59	ton-m
M <sub>CV</sub>	362.23	ton-m
M <sub>TOTAL</sub>	634.81	ton-m

Calculamos los módulos mínimos de la sección de la trabe, sustituyendo los valores tenemos:

$$S_{\min T3-S2-R4 (TRACTO)} = \frac{634.81 \times 10^5 \text{ kg} - \text{cm}}{1933.3 \text{ kg/cm}^2} = 32836.66 \text{ cm}^3$$

Se calculan las propiedades mecánicas de la sección para el tramo curvo:

$$S_{\min T3-S2-R4 TRACTO} < S_{inf} = 32836.66 \text{ cm}^3 < 29678.87 \text{ cm}^3$$

Por lo tanto, **la sección no soporta los esfuerzos a flexión para los momentos totales provocados por el Tractocamión**, pero los esfuerzos serán revisados por etapa constructiva y con sección compuesta.

### Revisión por cortante.

Se revisa la sección por cortante:

$$V_{cv+impT3-S2-R4 TRACTO} = 56.79 \times 0.916 = 52.00 \text{ ton.}$$

Para la revisión por cortante se tomaron las dos áreas de las almas de la trabe, obteniendo:

El esfuerzo por cortante permisible de acuerdo con la AASHTO es igual:

$$f_{Vperm} = 0.33f_y = 0.33 \times 3515 \text{ kg/cm}^2 = 1159.95 \text{ kg/cm}^2$$

REVISIÓN POR CORTANTE T3-S2-R4 TRACTO			
1	Trabe	8.4	ton
2	Diafragmas y atiesadores	1.2	ton
3	Losa de concreto:	14.4	ton
4	Guarnición y parapeto	5.6	ton
5	Carpeta asfáltica:	6.6	ton
6	Carga viva + impacto	52.0	ton
		88.2	ton

$$f_{CORT} = \frac{V_{TOTAL}}{A_{dos\ almas}} = \frac{88.127 \times 10^3 \text{ kg}}{365.56 \text{ cm}^2} = 241.074 \text{ kg/cm}^2$$

La sección soporta el esfuerzo por cortante para el T3-S2-R4 TRACTO.

Revisión por flexión.

REVISIÓN DE ESFUERZOS POR FLEXIÓN			
1	<i>Trabe</i>	217.3	kg/cm <sup>2</sup>
2	<i>Diafragmas y atiesadores</i>	28.6	kg/cm <sup>2</sup>
3	<i>Losa de concreto:</i>	363.9	kg/cm <sup>2</sup>
4	<i>Guarnición y parapeto</i>	110.9	kg/cm <sup>2</sup>
5	<i>Carpeta asfáltica:</i>	130.4	kg/cm <sup>2</sup>
6	<i>Carga viva + imp</i>	953.7	kg/cm <sup>2</sup>
		1804.8	kg/cm <sup>2</sup>

$f_{perm}$	1933.3	kg/cm <sup>2</sup>
CUMPLE		

CÁLCULO DE LAS FLECHAS			
1	<i>Trabe</i>	2.6	cm
2	<i>Diafragmas y atiesadores</i>	0.3	cm
3	<i>Losa de concreto:</i>	3.9	cm
4	<i>Guarnición y parapeto</i>	0.8	cm
5	<i>Carpeta asfáltica:</i>	0.9	cm
		8.5	cm
6	<i>Carga viva + impacto</i>	6.7	cm
		15.2	cm

Flecha permisible:		(Por carga viva)	
Para zonas urbanas	L/1000	3.00	NO CUMPLE
Para carreteras	L/800	3.75	NO CUMPLE

Los esfuerzos que se presentan cumplen con los permisibles.

En el caso de las deflexiones se presentarían mayores a las permisibles.

### 6.3. Análisis del tramo curvo (resultados del modelo en software).

El cálculo de los elementos mecánicos por carga muerta son los mismos que los calculados anteriormente, en el capítulo 5, se muestran un resumen de los elementos mecánicos:

En total tendremos los siguientes elementos mecánicos:

	MOMENTOS (máx)		CORTANTES (máx)		TORSIÓN (máx)	AXIAL (máx)	DEF
	3--3	2--2	2--2	3--3			(cm)
	(ton-m)		(ton)		(ton-m)	(ton)	al centro
<b>Carga muerta</b>							
<i>Trabe 1 exterior</i>	295.2	16.4	36.1	2.09	54.6	7.1	14.6
<i>Trabe 2 interna</i>	285.4	15.9	32.7	1.76	63.5	0.6	13.2
<i>Trabe 3 interior</i>	273.8	15	29.9	1.66	56.4	7.2	11.9

Ya que tenemos los elementos mecánicos por carga muerta, se hizo el cálculo por carga viva, con el vehículo T3-S2-R4 (tractocamión), con el fin de verificar que la dimensión de la trabe cumple por esfuerzos permisibles, para este cálculo se utilizó un programa de análisis y diseño estructural:

### Cálculo del factor de concentración.

El factor de concentración es de **0.748**.

### Cálculo del factor por impacto.

Para el cálculo del impacto por AASHTO (Guía de Especificaciones AASHTO para Puentes Carreteros de Vigas Horizontales Curvas de Acero):

Para Vigas cajón de concreto y metálicas.

Efecto de la carga	Factor de impacto	
	Vehículo	Carril
Momento flexionante, torsión y deformación de la viga	0.35	0.30
Reacción, cortante, acciones transversales y de diafragmas	0.40	0.35

Por último, multiplicamos el factor de concentración por el factor de impacto:

$$Factor = 0.748 * (1 + 0.35) = 1.01$$

- **T3-S2-R4 (TRACTO)**

MOMENTOS (máx)		CORTANTES (máx)		TORSIÓN (máx)	AXIAL (máx)	DEF
3--3	2--2	2--2	3--3			(cm)
(ton-m)		(ton)		(ton-m)	(ton)	al centro
405.23	22.5	55.3	3.2	52.4	3.5	7.5

Ya obtenidos los elementos mecánicos se obtiene los esfuerzos por momento y por cortante, para su obtención se utilizaron las siguientes fórmulas:

Esfuerzos por momento:

$$\sigma = \frac{P}{A} + \frac{M_x y}{I_x} + \frac{M_y x}{I_y} + \frac{M_T c_c}{AeR}$$

Las literales ya se describieron anteriormente.

- Por momento:

REVISIÓN DE ESFUERZOS POR FLEXIÓN			
1	Trabe	229.36	kg/cm <sup>2</sup>
2	Diafragmas y atiesadores	55.072	kg/cm <sup>2</sup>
3	Losa de concreto:	439.54	kg/cm <sup>2</sup>
4	Guarnición y parapeto	131.16	kg/cm <sup>2</sup>
5	Carpeta asfáltica:	153.85	kg/cm <sup>2</sup>
6	Carga viva + imp	1171.26	kg/cm <sup>2</sup>
		2180.24	kg/cm <sup>2</sup>

$f_{perm}$	1933.3	kg/cm <sup>2</sup>
<b>NO CUMPLE</b>		

No se hizo el cálculo de los esfuerzos por cortante y para las flechas máximas, ya que los esfuerzos por cortante obtenidos como trabe recta están muy por debajo del esfuerzo admisible, por consiguiente, los esfuerzos provocados en la trabe curva cumplen con dicho requisito y para el cálculo de flechas máximas se observó que están por arriba de las permisibles, así que ya no tiene caso hacer el cálculo como trabe curva, por lo cual se omiten los cálculos.

#### 6.4. Equilibrio y estabilidad estructural.

Como se hizo el cálculo por inestabilidad de la estructura por la carga del vehículo HS-20, también se realizó para el tractocamión. El momento por volteo por peso propio del tramo en estudio es el mismo, se muestra solo un resumen del cálculo anterior.

Se utiliza el primer método descrito en el segundo capítulo, con la fórmula:

$$M_T = N \frac{3}{4} eWL$$

Donde  $N = 2$ , ya que la trabe central coincide con el centro de línea del puente y no produce momento;  $e = 2.42 \text{ m}$ ;  $W = 2.48 \text{ ton/m/trabe}$ ; y  $L = 30 \text{ m}$ , el momento total sería:

$$M_T = 2 \times \frac{3}{4} \times 2.42 \times 2.48 \times 30 = 270.1 \text{ ton} - \text{m}$$

Y el sentido del momento se muestra en la siguiente figura.



Figura 6.4. Sentido del momento por volteo.

Se calculo el momento de volteo originado por el vehículo T3-S2-R4 (tractocamión), para comprobar si su momento que genera es mayor que el provocado por carga muerta, los cálculos se realizan en los siguientes párrafos. La ubicación del tractocamión se muestra en las Figuras 6.5 y 6.6.

Se calcula con la fórmula:

$$M_T = W_v N_T (0.95e + \bar{X})$$

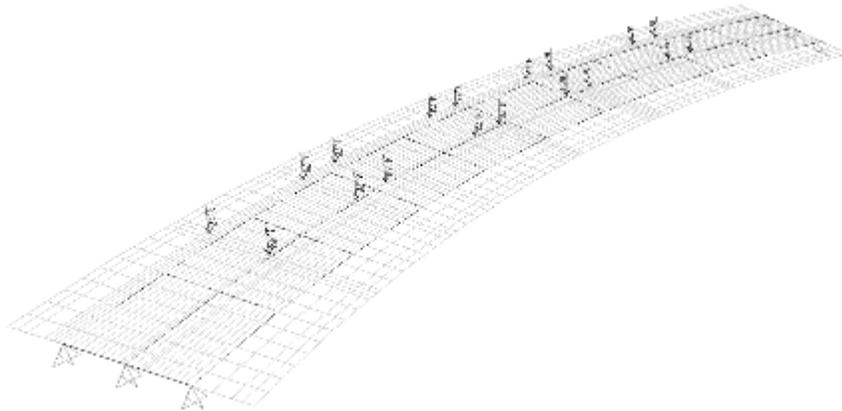


Figura 6.5. Ubicación del tractocamión.

La sección transversal queda de la siguiente forma, Figura 6.6.

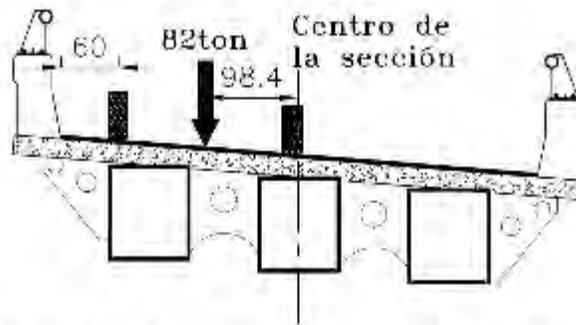
Los valores son:

$$W_v = 82 \text{ ton}$$

$$N_T = 1$$

$$e = 2.42 \text{ m}$$

$$\bar{X} = 0.984 \text{ m}$$



UBICACIÓN DE LA CARGA DEL TRACTOCAMIÓN

Figura 6.6. Ubicación del tractocamión, sección transversal.

Por lo tanto, el momento de volteo provocado por el tractocamión es:

$$M_T = 82 \text{ ton} * 1 * ((0.95 * 2.42) + 0.984) = 269.21 \text{ ton} - m$$

Momento ocasionado por la fuerza centrífuga:

$$FC = 0.0079 \frac{s^2}{R}$$

$$s = 40 \text{ km/hr}$$

$$R = 46 \text{ m}$$

$$FC = 0.274783$$

Para un vehículo TRACTOCAMIÓN de 82 ton

Fuerza centrífuga 22.53 ton

El momento por fuerza centrífuga será:

$$M_{TFC} = 22.53 \text{ ton} * 3.03 = 68.3 \text{ ton} - m$$



SENTIDO DEL MOMENTO POR VOLTEO  
DE LA SUPERESTRUCTURA

Figura 6.7. Sentido del momento por volteo causado por el vehículo TRACTOCAMIÓN

El momento total por volteo por carga viva (tractocamión), Figura 6.7, es de:

$$M_T = 269.21 + 68.3 = 337.51 \text{ ton} - m$$

El sentido del momento se presenta en la Figura 6.8.

Se comprueba que el momento generado por el tractocamión es mayor que el provocado por la carga muerta.

Momento resultante:



Figura 6.8. Sentido del momento resultante causado por peso propio y por el vehículo TRACTOCAMIÓN.

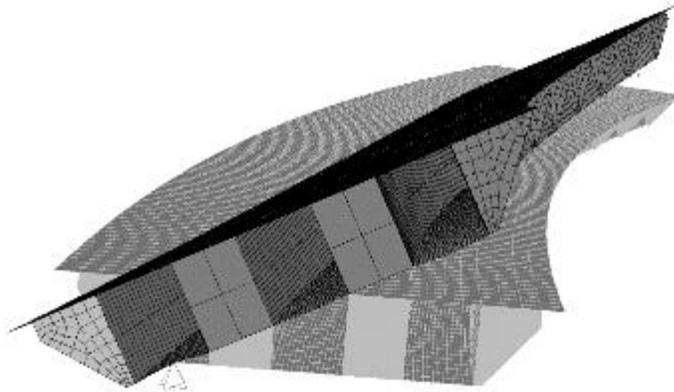


Figura 6.9. Simulación del volteo de la superestructura del puente.

Se comprueba que el momento generado por el peso total del puente no fue suficiente para soportar el momento del tractocamión, por eso se presentó la falla por volteo, otra observación fue que los esfuerzos calculados superan el esfuerzo permisible de la normativa.

Se obtuvo el factor de seguridad para la carga del tractocamión:

$$FS = \frac{M_{CM}}{M_{CV}} = \frac{270.1}{337.51} = 0.80$$

### **Comentarios.**

El tipo de apoyo que presenta el puente es tipo neopreno, este tipo de apoyo no presenta ninguna restricción de desplazamiento vertical esto significa que solo sirve para que no choque subestructura y superestructura, en puentes curvos simplemente apoyados no es la mejor opción de apoyo por la inestabilidad y posible volteo que presenta este tipo de estructura, una posible solución sería utilizar apoyos que restrinjan el desplazamiento vertical de la estructura, los cuales deben ser conectados tanto a la subestructura como a las traveses de la superestructura.

Las conclusiones que se tienen de este análisis para la carga T3-S2-R4 (Tractocamión), los esfuerzos por carga viva superan los esfuerzos permisibles, y lo más importante el momento por volteo del tractocamión con dos tolvas supera el momento por carga muerta, provocando el colapso de la superestructura.

**CAPÍTULO VII:**  
**REVISIÓN DE LA CONTINUIDAD DE LA**  
**SUPERESTRUCTURA DEL PSV, COMO**  
**PROPUESTA DE SOLUCIÓN A LA**  
**INESTABILIDAD POR VOLTEO.**

## 7. REVISIÓN DE LA CONTINUIDAD DE LA SUPERESTRUCTURA DEL PSV, COMO PROPUESTA DE SOLUCIÓN A LA INESTABILIDAD POR VOLTEO.

Para darle solución a la problemática que presentó la superestructura del puente Fidelidad, eligieron la opción de hacerlo continuo, esto fue unir los tramos de 25 m (tramo recto), de 30 m (tramo en estudio, en curva) y el de 20 m (siguiente tramo en curva).

Las siguientes fotografías muestran el estado de la superestructura en su estado actual:



Fotografía 18. Tramo 1, caballete inicial (tierra mecánicamente estabilizada) a pila 1, simplemente apoyado.



Fotografía 19. Tramo simplemente apoyado del puente, pila 1 a pila 2.



Fotografía 20. Inicio de tramo continuo, de la pila 2 a la pila 3.



Fotografía 21. No se presentan juntas de dilatación en este trayecto del puente (tramo de 30 m en curva), perpetua la continuidad del puente, de la pila 3 a la pila 4.



Fotografía 22. Termina la continuidad del puente en la pila 5, ya que se presenta una junta de dilatación.



Fotografía 23. De la pila No.5 a la pila No. 6 y al caballete (tierra mecánicamente estabilizada), existen juntas, esto nos dice que son claros simplemente apoyados.

En resumen, la superestructura continua presenta la siguiente configuración, Figura 7.1:

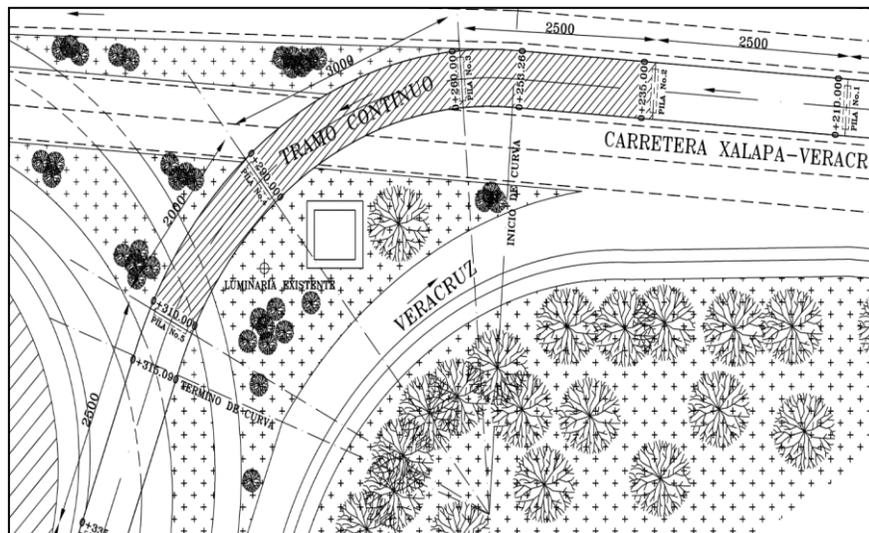


Figura 7.1. Tramo continuo.

Se hizo el análisis correspondiente para checar como va a responder la superestructura con la nueva configuración que se le dio, y se verificó si los elementos mecánicos, por la carga viva, no perjudican a la estructura.

Para obtener los elementos mecánicos se siguió un proceso constructivo y se utilizó un software de análisis y diseño de estructuras.

Proceso de reparación considerado para el análisis del reforzamiento:

1. Se montó la superestructura de 30 m (tramo curvo volteado).
2. Se soldaron las placas de continuidad.
3. Se le dio continuidad a la losa y a la guarnición.
4. Se colocó carpeta asfáltica en las aberturas que se provocaron por el volteo de la superestructura.



Fotografía 24. Placas de continuidad.



Fotografía 25. Cubre placa, parte inferior de las traves.

A continuación, se muestra los resultados del análisis por computadora:

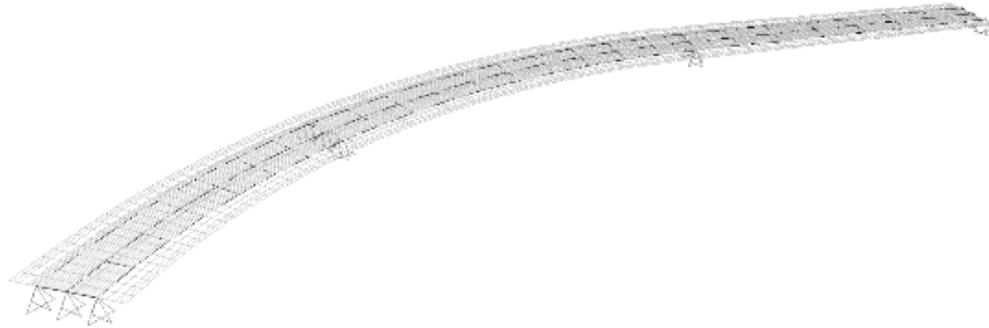


Figura 7.2. Modelo del tramo continuo del puente.

Los resultados por carga muerta (peso propio de las traves, diafragmas y atiesadores, losa, guarnición, parapeto y carpeta asfáltica) se muestran a continuación:

CARGA MUERTA POR PESO PROPIO	MOMENTOS (máx)									
	3--3					2--2				
	(ton-m)									
TRAMO	20	30	30	30	25	20	30	30	30	25
Trabe 1 exterior	58.04	164.2	104.6	188.8	102	3.7	9.8	5.3	9.9	3.2
Trabe 2 interna	55.82	152.7	101.1	179.7	101.4	3.6	9.2	4.9	9.4	3.0
Trabe 3 interior	51.74	147.9	96.5	179	102.1	3.5	9.0	4.6	9.1	3.0

CORTANTES (máx)					TORSIÓN (máx)				AXIAL (máx)							
2--2				3-3												
(ton)				(ton)					(ton-m)				(ton)			
20	30	30	25	20	30	30	30	25	20	20	30	30	20	30	30	25
16.2	34.4	36.0	21.3	1.9	1.7	1.1	1.9	1.6	8.2	6.5	17.4	17.7	51.7	1.9	51.6	17.8
14.2	31.6	30.9	19.1	1.0	1.6	2.1	2.0	0.7	6.8	5.4	16.4	16.8	9.6	7.5	8.7	17.9
14.8	61.7	32.5	20.6	1.9	1.3	3.6	1.7	2.2	5.6	6.2	17.6	17.8	32.2	15.6	34.8	20.4

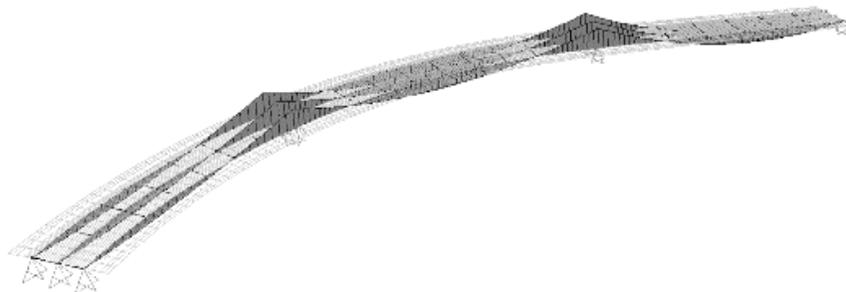


Figura 7.3. Diagramas de momentos flexionantes en las traves del tramo continuo.

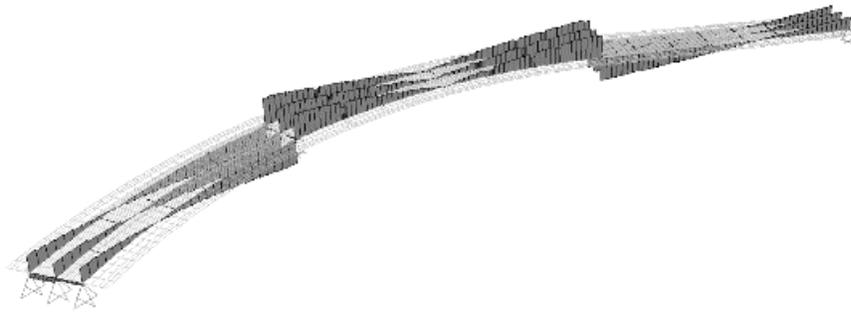


Figura 7.4. Diagramas de cortantes en las traveses del tramo continuo.

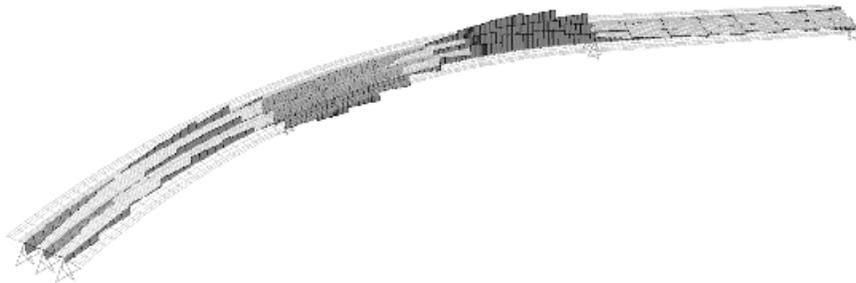


Figura 7.5. Diagramas de momentos torsionantes del tramo continuo.

Las reacciones se muestran a continuación:

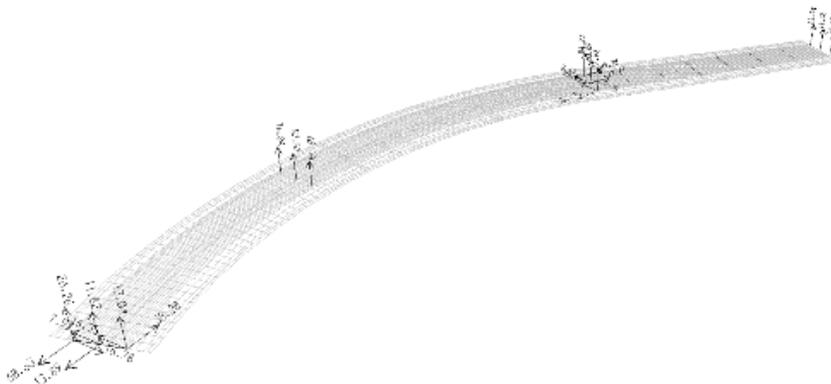


Figura 7.6. Reacciones por carga muerta del tramo continuo.

CARGA MUERTA POR PESO PROPIO	REACCIONES			
	(ton)			
	20	30	30	25
TRAMO				
<i>Trabe 1 exterior</i>	26.26	76.24	84.22	25.94
<i>Trabe 2 interna</i>	11.82	57.57	63.07	14.38
<i>Trabe 3 interior</i>	13.04	69.14	77.98	26.43

Al revisar las reacciones se nota que la estructura presenta estabilidad por carga muerta, esto es que en ningún punto de apoyo de la estructura se obtienen reacciones negativas.

Obtenidos los elementos mecánicos por carga muerta, se prosiguió hacer el análisis por carga viva, para ello se utilizaron dos vehículos de diseño, el HS-20 y el T3-S2-R4 (77.5 ton), el segundo es utilizado para comprobar si la solución dada a la superestructura puede soportar una carga excedente. Los resultados se muestran a continuación, de ambos vehículos:

- **HS-20:**

	MOMENTOS (máx)									
	3--3					2--2				
	(ton-m)									
HS-20	20	30	30	30	25	20	30	30	30	25
<i>Trabe más desfavorable</i>	102.9	104.3	131.0	82.9	136	1.2	0.6	1.2	2.1	2.3

CORTANTES (máx)									TORSIÓN (máx)			
2--2				3-3								
(ton)				(ton)					(ton-m)			
20	30	30	25	20	30	30	30	25	20	30	30	25
26.9	30.4	30.2	28.1	1.6	1.3	2.6	2.4	6.4	7.1	8.9	9.8	5.3

AXIAL (máx)				
(ton)				
20	30	30	30	25
37.6	31.0	43.8	31.5	43.6

- **T3-S2-R4 (77.5 ton):**

	MOMENTOS (máx)									
	3--3					2--2				
	(ton-m)									
T3-S2-R4 (77.5 ton)	20	30	30	30	25	20	30	30	30	25
<i>Trabe más desfavorable</i>	140.4	198.3	206.9	152.7	205.2	1.23	1.4	1.6	3.6	2.6

CORTANTES (máx)									TORSIÓN (máx)			
2--2				3-3								
(ton)				(ton)					(ton-m)			
20	30	30	25	20	30	30	30	25	20	30	30	25
36.1	52.9	51.3	41.9	2.2	2.3	3.0	5.7	7.2	10.1	16.1	17.3	8.4

AXIAL (máx)				
(ton)				
20	30	30	30	25
52.2	57.3	69.1	61.3	65.5

Se muestran los diagramas obtenidos por las cargas vivas:



Figura 7.7. Diagrama de momentos flexionantes en las traveses.

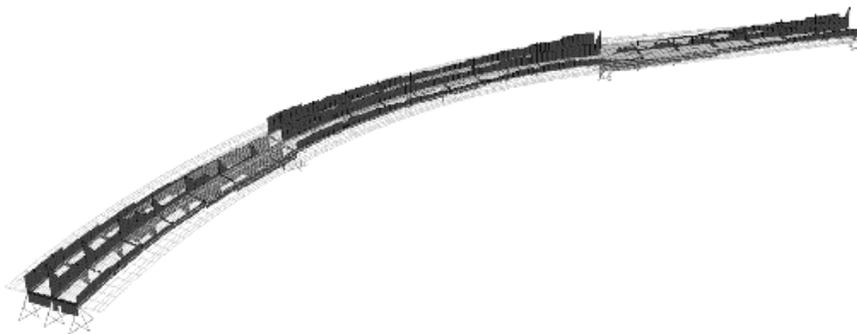


Figura 7.8. Diagrama de cortantes en las traveses.

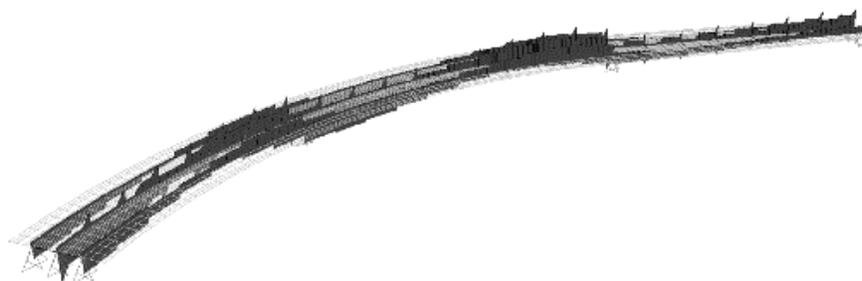


Figura 7.9. Diagrama de fuerzas torsionantes en las traveses.

ESFUERZOS POR FLEXION EN LA PARTE DEL APOYO DE 30 m:										
		ESFUERZOS EN LA PARTE INFERIOR		ESFUERZOS EN LA PARTE SUPERIOR		ESFUERZOS EN LA PARTE INFERIOR				
1	<b>Carga muerta</b>	667.9	kg/cm <sup>2</sup>	312.3	kg/cm <sup>2</sup>	469.6	kg/cm <sup>2</sup>			
2	<b>Carga viva</b>	413.3	kg/cm <sup>2</sup>	187.4	kg/cm <sup>2</sup>	287.3	kg/cm <sup>2</sup>			
		1081.2	kg/cm <sup>2</sup>	499.7	kg/cm <sup>2</sup>	756.9	kg/cm <sup>2</sup>			
		1081.2	30.76 %	499.7	14.21%	94.1	37.63%			
		3515		3515		250				
		$f_{perm}$	1933.3	kg/cm <sup>2</sup>	$f_{perm}$	1933.3	kg/cm <sup>2</sup>	$f_{perm}$	100	kg/cm <sup>2</sup>
		CUMPLE		CUMPLE		CUMPLE				

ESFUERZOS POR CORTANTE										
		ESFUERZOS EN LA PARTE INFERIOR		ESFUERZOS EN LA PARTE SUPERIOR		ESFUERZOS EN LA PARTE INFERIOR				
1	<b>Carga muerta</b>	81.7	kg/cm <sup>2</sup>	80.4	kg/cm <sup>2</sup>	77.6	kg/cm <sup>2</sup>			
2	<b>Carga viva</b>	72.8	kg/cm <sup>2</sup>	73.6	kg/cm <sup>2</sup>	73.6	kg/cm <sup>2</sup>			
		154.5	kg/cm <sup>2</sup>	153.9	kg/cm <sup>2</sup>	151.2	kg/cm <sup>2</sup>			
		154.6	4.40 %	153.9	4.38 %	3.2	1.28 %			
		3515		3515		250				
		$f_{perm}$	1160.0	kg/cm <sup>2</sup>	$f_{perm}$	1160.0	kg/cm <sup>2</sup>	$f_{perm}$	1160	kg/cm <sup>2</sup>
		CUMPLE		CUMPLE		CUMPLE				

- **CM+HS-20**

CM + HS-20 TRAMO	REACCIONES (ton)			
	20	30	30	25
Trabe 1 exterior	42.83	92.56	104.1	39.61
Trabe 2 interna	32.1	81.03	86.31	35.03
Trabe 3 interior	13.93	71.42	84.57	26.58

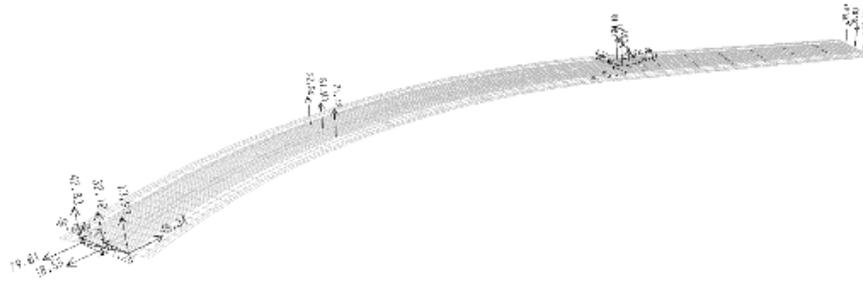


Figura 7.10. Reacciones por CM+HS-20.

- **CM + T3-S2-R4**

<b>CM + T3-S2-R4</b>	<b>REACCIONES</b>			
	<b>(ton)</b>			
<b>TRAMO</b>	<b>20</b>	<b>30</b>	<b>30</b>	<b>25</b>
<b>Trabe 1 exterior</b>	<b>50.88</b>	<b>109.93</b>	<b>122.03</b>	<b>36.35</b>
<b>Trabe 2 interna</b>	<b>34.9</b>	<b>95.12</b>	<b>100.58</b>	<b>36.65</b>
<b>Trabe 3 interior</b>	<b>14.75</b>	<b>72.91</b>	<b>88.56</b>	<b>14.41</b>

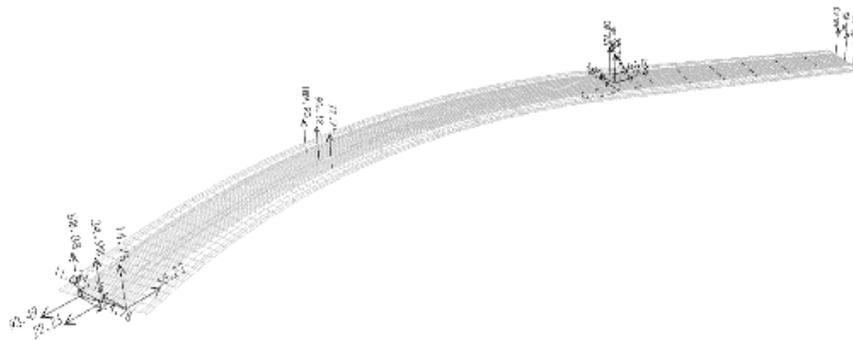


Figura 7.11. Reacciones por CM+T3-S2-R4.

Como se puede apreciar en la Figura 7.11 las reacciones salen positivas esto indica que todos los apoyos del tramo continuo están cargando y no presentan desplazamientos que indiquen la estructura se está levantando.

## CONCLUSIONES.

La primera conclusión de esta investigación y tomando en cuenta la normativa para puentes curvos (AASHTO 2003), se puede ignorar el efecto de curvatura en el análisis de las traveses de un puente, cuando:

- Las traveses son concéntricas,
- Los apoyos no están esviados, y
- La longitud del arco dividido por el radio de la trabe es inferior a 0.3 radianes (para el caso de traveses cajón).

$$\frac{L_{as}}{R} < 0.3 \text{ por lo tanto, } \frac{30}{46} = 0.65 \text{ No cumple}$$

- La altura de la trabe es menor que su ancho a media altura.

$$h < \frac{B}{2} + \frac{b}{2} \text{ comprobando } \frac{0.85}{2} + \frac{0.85}{2} = 0.85 \quad h = 1.00 > 0.85 \text{ No cumple}$$

Para el caso del PSV Fidelidad las traveses son concéntricas, sus apoyos no están esviados, pero la altura de sus traveses es mayor al ancho a media altura por tratarse de una trabe rectangular y la longitud de sus traveses (30 m) dividida entre su radio (46 m) es mayor a 0.3 radianes, por lo tanto, por esos dos motivos se deben analizar como traveses curvas.

Del análisis geométrico se concluye que para el proyecto de la estructura no se realizó un estudio de ingeniería de tránsito que incluyera la obtención de datos viales o recurrir a los que recaba la SCT, que para Xalapa, Veracruz con clave 30526 y con número de índice de carretera 40, ruta MEX-140, ya se tiene un registro de la clasificación vehicular en por ciento que pasa por la vialidad en estudio y con la ayuda de dicho registro se puede obtener el vehículo de diseño. Con los datos viales de la SCT se comprobó que en la carretera Xalapa-Veracruz llegan a pasar vehículos tipo T3-S2 (348 vehículos), T3-S3 (182 vehículos) y T3-S2-R4 (132 vehículos), en ambos sentidos de circulación, por lo tanto, el vehículo que se consideró para el diseño del PSV, no es el adecuado.

Se observó también que no se realizó un estudio de señalamiento vial adecuado, porque el tablero del señalamiento que prohíbe el paso de vehículos de pesos muy grandes (SR-32) señales restrictivas, debió tener mayores dimensiones, ya que la carretera cuenta con 3 carriles de circulación para el sentido Veracruz-Xalapa y las dimensiones indicadas del tablero para ese tipo de carretera son de 117x117 cm, y se debió eliminar cualquier objeto que pudiera obstruir su visibilidad, como lo indica la Norma de Diseño de Señales Restrictivas.

Un tema que se pudo notar en este trabajo es la importancia que tienen los estudios básicos para la concepción de una estructura, porque se pudo observar que el estudio

de vialidad es de gran importancia para identificar los tipos de vehículo que llegan a pasar por una carretera o vialidad, que es un factor primordial al momento de hacer el análisis, diseño y construcción del puente.

Del análisis estructural se concluye que faltó un análisis de estabilidad por volteo por etapas constructivas, dichos momentos se muestran a continuación:

Descripción de la etapa	Momento por volteo (ton-m)	F.S.
CM (sin apuntalamiento)	270.1	
Carga viva (HS-20) + FC	134.4	2

Del análisis, considerando la combinación de CM+CV+FC con vehículo HS-20, se determina que el  $FS = 2$  y la estructura está en equilibrio.

Por esta razón el puente no falló con el tránsito vehicular de menor peso que el HS-20 que transita por la zona.

Considerando la sobrecarga, se tiene:

Descripción de la etapa	Momento por volteo (ton-m)	F.S.
CM (sin apuntalamiento)	270.1	
Carga viva 2 x (HS-20)	270.6	1

De este análisis, considerando la combinación de CM+2CV con vehículo HS-20, se determina que el  $FS = 1$  y la estructura está en su límite de equilibrio.

El momento resistente no soportó el momento generado por la carga del tractocamión como se muestra a continuación:

Etapas	Descripción de la etapa	Momento por volteo (ton-m)	F.S.
1a	CM	270.1	
2a	CV (Tractocamión) + FC	337.51	0.8

Se puede notar que el factor de seguridad está muy por debajo de 1, lo que indica que la superestructura no soportó el momento por volteo bajo esa carga viva, lo que la llevo a un estado de desequilibrio y por ende la falla por volteo.

Otro aspecto muy importante en el cálculo del momento por volteo por carga viva es la consideración de la fuerza centrífuga ya que aumenta considerablemente dicho momento.

La práctica comúnmente elegida al proyectar puentes curvos, es hacer una estructura continua, que da una ventaja en la estabilidad de la estructura (comportamiento ideal para esta tipología de puentes), ya que se debe considerar los efectos de torsión y su inestabilidad.

Además, para el diseño de un puente en curva simplemente apoyado se debe realizar un análisis que incluya la definición de los tipos de apoyo y en su caso elegir aquellos que restrinjan los desplazamientos verticales, por la manera en cómo trabaja este tipo de estructuras y la inestabilidad por volteo que presenta.

Dada a la poca investigación acerca de este tema y a la poca o nula estadística que se cuenta, la revisión de seguridad por inestabilidad al volteo de una superestructura en curva sería un tema interesante que se investigara para llevarlo a la práctica.

Se revisaron los esfuerzos por efecto de torsión y flexión y se notó que no afecta considerablemente a la trabe por sus dimensiones y por el tipo de sección que presenta, pero es importante realizar un modelo en 3D, dado que ese tipo de análisis arroja datos más precisos en deformaciones y esfuerzos, y se pueden tomar mejores decisiones con respecto a las dimensiones de las trabes.

Dado el crecimiento urbano este tipo de puentes van a emplearse de forma más constante, por las restricciones de infraestructura geométrica que presentan las grandes ciudades. Estas restricciones geométricas son importantes a considerar tanto para la ingeniería de tránsito, como para la ingeniería estructural. Otro aporte de este documento es el análisis realizado por etapa constructiva, para la obtención de los elementos mecánicos y esfuerzos que se presentan en cada elemento de la estructura de dicho puente.

Para dar continuidad a este proyecto, sería importante considerar una investigación que aborde el análisis de los esfuerzos residuales que se provocan a la hora de soldar las placas de continuidad, y que es otro factor a considerar, dado el cambio brusco que presenta el material al ser sometido a una serie de cambios de sección.

## BIBLIOGRAFÍA.

1. AASHTO Guide Specifications for Horizontally Curved Steel Girder Highway Bridges, 2003.
2. AASHTO Standard Specifications 17th Edition.
3. Tesis: Propuesta metodológica para el análisis de puentes vehiculares curvos formados por traveses de acero y losa de concreto, M. en C. Walter Omar Vélez Rodríguez.
4. Revista CIENCIA FIC, REVISTA DE DIVULGACIÓN CIENTÍFICA Y TECNOLOGÍA, FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL, UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN, enero-abril 2007, Puentes curvos de traveses de acero y losa de concreto: sus dilemas de diseño y construcción. Ricardo Gonzales Alcorta, Guillermo Villareal Garza, Salvador R. Marines Delgado.
5. Manual de proyecto geométrico de carreteras. Secretaría de asentamientos humanos y obras públicas.
6. Secretaría de Comunicaciones y Transportes, Normas de Servicios Técnicos, Proyecto Geométrico, Carreteras, 1984.
7. SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES, NORMA Oficial Mexicana NOM-012-SCT-2-2008, Sobre el peso y dimensiones máximas con los que pueden circular los vehículos de autotransporte que transitan en las vías generales de comunicación de jurisdicción federal.
8. SUBSECRETARIA DE DESARROLLO URBANO Y ORDENACION DEL TERRITORIO, PROGRAMA DE ASISTENCIA TECNICA EN TRANSPORTE URBANO PARA LAS CIUDADES MEDIAS MEXICANAS, MANUAL NORMATIVO, TOMO IV, Manual de Diseño Geométrico de Vialidades.
9. ESTUDIO DE PESOS Y DIMENSIONES DE LOS VEHÍCULOS QUE CIRCULAN SOBRE LAS CARRETERAS MEXICANAS”, “ANÁLISIS ESTADÍSTICO DEL PESO Y LAS DIMENSIONES DE LOS VEHÍCULOS DE CARGA QUE CIRCULAN POR LA RED NACIONAL DE CARRETERAS. ESTACIONES INSTALADAS DURANTE 1991”, ISSN 0188-7114, Alberto Mendoza Díaz, Arturo Cadena Rodríguez, Oscar de Buen Richkarday, Luis Domínguez Pommerencke, Alfonso Rico Rodríguez, Documento Técnico No. 8, Sanfandila, Qro, 1992.
10. THEORY AND DESING OF BRIDGES, Petros P. Xanthakos.
11. Guidelines for Steel Girder Bridge Analysis, 1st Edition.
12. Bridge Engineering Handbook, Second Edition, SUPERSTRUCTURE DESING, Edited by Wai-Fah, Chen and Lian Duan.
13. LRFD SPECIFICATIONS FOR THE DESING CURVED STEEL GIRDER BRIDGES, John M. Kulicki.
14. APPROXIMATE ANALYSIS OF HORIZONTALLY CURVED GIRDER BRIDGES by Ann L. Fiechtl, Gregory L. Fenves and Karl H. Frank.
15. Project No. NCHRP 12-52, AASHTO-LRFD DESIGN EXAMPLE HORIZONTALLY CURVED STEEL I-GIRDER BRIDGE FINAL REPORT, John M. Kulicki, Wagdy G. Wassef, Christopher Smith, Kevin Johns, Modjeski and Masters, Inc. Harrisburg, Pennsylvania, October 2005
16. Report 424, Improved Design Specifications for Horizontally Curved Steel Girder Highway Bridges, DANN H. HALL, MICHAEL A. GRUBB, Bridge Software Development International, Ltd, Coopersburg, PA and CHAI H. YOO, Highway Research Center Auburn University Auburn, AL.